



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

PROYECTO DE PLANTAS HIDROELECTRICAS

MODELOS HIDRAULICOS

DR. GABRIEL ECHAVEZ ALDAPE

OCTUBRE, 1984

IV III. SEMEJANZA DINAMICA

1. Introducción. La idea básica para relacionar el comportamiento del prototipo con el del modelo es la de semejanza; que puede ser geométrica, cinemática y/o dinámica. A continuación se definirá cada una de ellas.

1.1 Semejanza geométrica

Hay semejanza geométrica entre modelo y prototipos si el cociente de longitudes correspondientes (homólogas) es el mismo. Así, la relación de tirantes, anchos, y distancias correspondientes es constante, Fig. 3.

1.2 Semejanza cinemática

Hay semejanza cinemática si las componentes de la velocidad, de todos los puntos correspondientes, son semejantes geométricamente. Fig. 4.

1.3 Semejanza dinámica

Finalmente, existe semejanza dinámica si los polígonos de fuerza, de todos los puntos correspondientes, son semejantes geométricamente. Fig 5.

Para precisar este último concepto es necesario determinar qué fuerzas actúan.

2. Fuerzas que actúan en los fluidos.

En escurrimientos permanentes, son: fuerza de inercia, de presión, de peso propio y viscosas, donde la fuerza de inercia es igual a menos la masa por la aceleración, y se define así para lograr cerrar el polígono de fuerzas. O sea, si de la segunda ley de Newton

$$\rho \bar{a} = \bar{f}_{\text{presión}} + \bar{f}_{\text{peso}} + \bar{f}_{\text{viscosa}}$$

y como $\bar{f}_{\text{inercia}} = -\rho \bar{a}$

se tendrá

$$\bar{f}_{\text{inercia}} + \bar{f}_{\text{presión}} + \bar{f}_{\text{peso}} + \bar{f}_{\text{viscosa}} = 0$$

Obsérvese que se usó la masa por unidad de volumen, o sea la densidad, y que las fuerzas son fuerzas específicas o sea fuerzas por unidad de volumen del fluido. Esto se debe a que

como los fluidos forman un medio continuo, sin límites fáciles de definir, hay que considerar las propiedades por unidad de volumen o de masa. Otras dos fuerzas que eventualmente aparecen son las fuerzas elásticas asociadas a la compresibilidad de los fluidos y las fuerzas de tensión superficial que aparecen en las interfaces líquido-gas, líquido-sólido. Debido a que las fuerzas elásticas generan problemas, como el del golpe de ariete, que se resuelven con técnicas específicas y las fuerzas de tensión superficial aparecen en las fronteras de los problemas, y en consecuencia se tratan como condición de frontera, es común considerar sólo las cuatro fuerzas enunciadas anteriormente.

Por lo tanto, para garantizar la semejanza dinámica habrá que mantener los cocientes de las fuerzas correspondientes en modelo y prototipo constantes. Para que sean de utilidad, estos cocientes se deben poner en función de las variables del problema, como velocidad, densidad, longitud, etc.

3. Cocientes entre fuerzas

Cada una de las fuerzas que intervienen son proporcionales a ciertas variables del problema, por lo que los cocientes entre ellas también lo serán, así (ref. 11)

$$\text{fuerza de inercia} \sim \rho V^2 L^2$$

$$\text{fuerza de presión} \sim \Delta p L^2$$

$$\text{fuerza de peso propio} \sim \gamma L^3$$

$$\text{fuerza viscosa} \sim \mu V L$$

donde

ρ, γ, μ son propiedades del fluido

Δp es la diferencia de presión

V, L velocidad y longitud característica del problema

Y los cocientes, que garantizan la semejanza dinámica, son:

$$\frac{f_{\text{inercia}}}{f_{\text{presión}}} \sim \frac{\rho V^2 L^2}{\Delta p L^2} \sim \frac{V}{\sqrt{2\Delta p/\rho}} = \text{Eu} \quad (\text{No. de Euler})$$

$$\frac{f_{\text{inercia}}}{f_{\text{peso propio}}} \sim \frac{\rho V^2 L^2}{\mu V L} \sim \frac{VL}{\nu} = \text{Fr} \quad (\text{No. de Froude})$$

$$\frac{f_{\text{inercia}}}{f_{\text{viscosa}}} \sim \frac{\rho V^2 L^2}{\mu VL} \sim \frac{VL}{\nu} = R \quad (\text{No. de Reynolds})$$

O sea que los productos adimensionales comunes o estándar, no sólo son combinaciones convenientes de variables sino que son proporcionales a las relaciones entre las fuerzas que actúan en un fluido en movimiento.

En forma parecida, las fuerzas elásticas y las de tensión superficial son proporcionales a:

$$\text{fuerza elástica} \sim EL^2$$

$$\text{fuerza de tensión superficial} \sim \sigma L$$

donde:

E módulo elasticidad

σ coeficiente de tensión superficial

y sus cocientes dan origen a los números

$$\frac{f_{\text{inercia}}}{f_{\text{elástica}}} \sim \frac{\rho V^2 L^2}{EL^2} \sim \frac{V}{\sqrt{E/\rho}} = M \quad (\text{No. de Mach})$$

$$\frac{f_{\text{inercia}}}{f_{\text{tens. sup.}}} \sim \frac{\rho V^2 L^2}{\sigma L} \sim \frac{V}{\sqrt{\sigma/\rho L}} = W \quad (\text{No. de Weber})$$

Entonces, la ecuación general del movimiento permanente para líquidos, sin considerar fuerzas elásticas, se puede describir:

$$f(E, F, R) = 0$$

más condiciones de frontera, como: la geometría, rugosidad, y tensión superficial.

Ya que generalmente el No. de Euler, o alguno relacionado con él, ver Tabla 2, es la variable dependiente, incorporando las condiciones geométricas, la ecuación anterior quedará:

$$E = f(F, R, \text{geometría}) \quad (1)$$

donde la palabra "geometría" incluye todos los números que definen la geometría del problema, x/h , y/h , z/h , etc. y a los que representan a la rugosidad de las fronteras, por ej. k/d , donde k es la rugosidad equivalente de Nikuradse.

Como la ecuación de movimiento es la misma para prototipo y modelo, para tener semejanza dinámica entre ellos bastará con mantener el mismo número de Froude y de Reynolds, además de tener semejanza geométrica incluyendo a la rugosidad. Como esto en la mayoría de los casos es impráctico, por ejemplo si se usa el mismo fluido y se desea mantener el mismo número de Froude y de Reynolds simultáneamente es necesario que el tamaño del modelo sea igual al del prototipo, hay que estudiar cada caso particular para poder simplificar la ecuación y escalar sólo las fuerzas y efectos más importantes.

4. Tipos de problemas. Una división importante de los problemas en modelos hidráulicos es considerar dos grupos: ~~es-~~ ^{el} ~~currimientos~~ con fronteras rígidas y escurrimientos con superficie libre.

En los problemas con fronteras rígidas, o fronteras suficientemente lejanas a la zona de interés como para no ser modificadas al cambiar los valores de las variables independientes, un efecto importante puede ser debido a la viscosidad, pues las fronteras imponen gradientes de velocidad y, por otra parte, el efecto de peso propio del fluido es despreciable, fig 6. En estos problemas, en general, además de la semejanza geométrica habrá que mantener el mismo número de Reynolds en prototipo y en modelo.

Para los problemas con superficie libre, el peso del fluido o sea la influencia de la gravedad es importante, pues la superficie adoptará, por sí misma, la forma que le permita ser una superficie de igual presión. En estos problemas el número de Froude será el que determine los criterios de semejanza.

Una consecuencia de mantener un número u otro, es que las características del problema, tanto en modelo como en prototipo, deberán seguir ciertas relaciones determinadas por el número que se mantiene.

5. Relaciones de escala entre prototipo y modelo. Si se llama escala de longitudes a

$$L_e = \frac{L_p}{L_m}$$

donde

L_p longitud del prototipo

L_m longitud, correspondiente, del modelo

Y, en general, se usa el subíndice "e" que se lee escala de... para indicar el cociente de cualquier característica del prototipo entre la característica correspondiente del modelo. O sea

$$(\quad)_e = \frac{(\quad)_p}{(\quad)_m}$$

Se tiene que si se conserva el mismo número de Reynolds (Problemas con fronteras rígidas)

$$R_p = R_m$$

o sea $R_e = 1$ (escala de Reynolds)

que equivale a

$$\frac{V_e D_e \rho_e}{\mu_e} = 1$$

y como $D_e = L_e$ pues las dos son longitudes, la escala de velocidades, deberá seguir la relación

$$V_e = \frac{\mu_e}{L_e \rho_e}$$

Si se usa el mismo fluido en prototipo y modelo, esto es $\mu_e = \mu_p = 1$, se tiene

$$V_e = L_e^{-1}$$

En forma semejante se puede encontrar la escala de gastos

$$Q_e = V_e L_e^2 = L_e$$

de tiempos, de aceleraciones, etc. Las que se muestran en la Tabla 4.

Si, por otro lado, el criterio de semejanza lo impone el número de Froude (problemas con superficie libre), o sea:

$$F_e = 1$$

La escala de velocidades, seguirá la relación

$$\frac{V_e}{\sqrt{g_e L_e}} = 1$$

como $g_e = 1$, se tendrá

$$V_e = \sqrt{L_e}$$

y la de gastos

$$Q_e = V_e L_e^2 = L_e^{5/2}$$

En la Tabla 4 se encuentran las relaciones, en función de la escala de longitudes y de las escalas de las propiedades del fluido (que si se usa el mismo fluido serán igual a uno), tanto para cuando se mantiene el mismo número de Reynolds como el de Froude.

A continuación se verán con más detalle los diferentes tipos de problemas que se encuentran en cada uno de los grupos anteriores. En esta presentación no se darán criterios cuantitativos, que se verán en los dos capítulos siguientes, sólo se mostrarán en forma general los casos particulares para problemas con fronteras rígidas y con superficie libre.

6. Problemas con fronteras rígidas. Para este caso la ecuación (1) se simplifica a

$$E = f(R, \text{geom.})$$

Aunque la rugosidad es una característica geométrica los problemas especiales que hay para escalarla hacen conveniente que se considere aparte esto es,

$$E = f(R, \overset{\text{rugosidad}}{\frac{k}{R}}, \text{geom.})$$

donde

~~#~~ ~~rugosidad relativa~~
 problemas donde
 6.1/No interviene la rugosidad

Primero se estudiarán los problemas donde la rugosidad no interviene o lo hace en forma secundaria. Como en todos los casos se acepta que existe semejanza geométrica y obviamente se están relacionando puntos y propiedades correspondiente. La ecuación básica se reduce a $E = f(R)$ y el criterio de semejanza consiste en mantener el mismo número de Reynolds en prototipo y en modelo. Como se verá a continuación aún esta condición puede relajarse algunas veces *fuera de la condición*.

Hay tres casos en donde la rugosidad juega un papel secundario.

- a) donde la geometría es más importante
- b) flujo laminar
- c) escurrimiento hidráulicamente liso

En el primer caso la geometría determina las características del escurrimiento, por ejemplo: el modelo de una transición en un túnel, de placas orificios para introducir pérdidas, de empujes en obstáculos, etc. En estos casos la geometría juega el papel central y como el flujo es turbulento, o sea las fuerzas de viscosidad son despreciables al lado de las de inercia, el criterio para tener semejanza dinámica es la semejanza geométrica y mantener en el modelo un escurrimiento turbulento. Nótese que no es necesario conservar el número de Reynolds sino simplemente que sea mayor que un valor crítico para garantizar que el escurrimiento en el modelo también sea turbulento.

En este caso la ecuación (1) se simplificará a

$$E = \text{cte}$$

y, por lo tanto, la relación entre velocidad y presión, por ejemplo:

$$\frac{v}{\sqrt{2\Delta p/\rho}} \quad \text{ó} \quad \frac{\Delta h}{v^2/2g}$$

será constante para todos los puntos correspondientes.

- b) Flujo laminar.

En este caso se tendrá semejanza dinámica manteniendo el mismo número de Reynolds. La rugosidad, siempre que sea de un orden de magnitud inferior al diámetro ~~o ancho~~ del conducto no influye.

- c) Escurrimiento hidráulicamente liso.

Con este escurrimiento las protuberancias de la rugosidad están cubiertas por una subcapa laminar que no permite que éstas influyan. Para saber en qué casos el escurrimiento se puede considerar hidráulicamente liso se utilizan parámetros, que se verán con detalle en el siguiente capítulo. Igual que en el escurrimiento laminar se tendrá semejanza dinámica manteniendo el mismo número de Reynolds.

6.2 Interviene la rugosidad.

La rugosidad es un factor importante en dos casos:

- (130) 8
- a) escurrimiento de transición
b) flujo hidráulicamente rugoso

(131)

En los escurrimientos que están en la zona de transición importa el efecto viscoso y la rugosidad relativa; para ser modelados hay que considerar al número de Reynolds y mantener la semejanza geométrica de la rugosidad. Como esto es difícil habrá que recurrir a técnicas experimentales especiales, que se describirán en el siguiente capítulo.

Para flujos en régimen hidráulicamente rugosos o sea completamente turbulento, la influencia de la viscosidad es mínima y se tendrá semejanza dinámica con la semejanza geométrica, incluyendo a la rugosidad, y manteniendo el número de Reynolds arriba de un valor mínimo para garantizar que tanto modelo como prototipo están en el mismo régimen.

Como modelar la rugosidad es impráctico se puede recurrir a una aproximación que utiliza la rugosidad equivalente y la cual se encuentra tabulada para diferentes tipos de superficie, por ejemplo vidrio, acero, asbesto, etc. Ver Tabla

7. Modelos con superficie libre

En este tipo de modelos la ecuación a satisfacer es

$$E = f(F, \text{rugosidad, geom.})$$

y también ahora hay casos donde la rugosidad es importante y otros en donde juega un papel secundario.

Antes de ver estos casos con más detalle, es conveniente definir los parámetros que se utilizan para representar el efecto de la rugosidad en escurrimientos a superficie libre.

7.1 Coeficiente de rugosidad

Las fórmulas más comunes en la práctica para encontrar pérdidas, son la Chezy y la de Manning dadas por:

7.1.1 Fórmula de Chezy

$$Q = CA \sqrt{RS}$$

donde

- A, área de la sección hidráulica, $[L^2]$
- C, coeficiente de Chezy, $[\sqrt{g}] = [L^{1/2}/T]$
- Q, gasto, $[L^3/T]$
- R, radio hidráulico, $[L]$
- S, pendiente, $[0]$

7.1.2 Fórmula de Manning

$$Q = A \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$$

donde

- 1 número con dimensiones, $[\sqrt{g}] = [L^{1/2}/T]$
 g gravedad, $[L/T^2]$
 n coeficiente de Manning, ver Tabla 5, $[L^{1/6}]$

que se pueden relacionar con la fórmula de Darcy-Weisbach^h ampliamente usada en conductos cerrados

$$h_f = f \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g}$$

donde

- D diámetro del conducto, que para secciones no muy diferentes de la circular se puede sustituir por cuatro veces el radio hidráulico, $[L]$
 f coeficiente de Fanning, que se valía con el diagrama de Moody, fig 7, $[0]$
 h_f pérdidas de carga entre dos puntos que distan L, $[L]$
 V velocidad, $[L/T]$

La fórmula de ~~Manning~~ Darcy-Weisbach

Esta ecuación se puede poner en forma similar a la de Chezy si se observa que:

$$S = \frac{h_f}{L}$$

$$R = \frac{4D}{\pi}$$

$$\sqrt{Q} = A \sqrt{\frac{8g}{f}} \sqrt{RS}$$

7.1.3 Relación entre los coeficientes de pérdidas

Los coeficientes anteriores satisfacen las siguientes relaciones entre sí,

$$C = \frac{R^{1/6}}{n} = \sqrt{\frac{8g}{f}}$$

así como el cortante medio en la pared del conducto, τ_o , $[M/LT^2]$,

$$\frac{\tau_o}{\rho V^2} = \frac{g}{C^2} = \frac{gn^2}{R^{1/3}} = \frac{f}{8}$$

donde

- ρ densidad del fluido, $[M/L^3]$

Los coeficientes n y C se encuentran en función de la rugosidad del conducto, ver Tabla 5, y f de la rugosidad relativa y del número de Reynolds, fig 7. Esto representa una aproximación burda pues en la realidad f , y por lo tanto n ó C , son función de (ref 12):

- a) número de Froude
- b) geometría de la sección
- c) rugosidad relativa
- d) uniformidad, en perfil y planta, del canal
- e) número de Reynolds
- f) variación del escurrimiento en el tiempo

Problemas donde no

7.2. No interviene la rugosidad

Cuando la geometría general del problema es la determinante en el escurrimiento, como por ejemplo: vertederos, obras de toma, compuertas, transiciones, etc. O también en los casos en que el tamaño del modelo impide que se desarrolle la influencia de la rugosidad; no es necesario escalar la rugosidad con cuidado y es suficiente aproximarse a ella, utilizando el material o el acabado que tenga una n adecuada. Recuérdese que de la Tabla 4 cuando se sigue la ley de Froude,

$$n_e = Le^{1/6}$$

y como Le generalmente es mayor que la unidad, también n_e lo será, esto es:

$$n_p > n_m$$

por lo que el modelo usualmente es más liso que el prototipo. Cuando esta condición no puede satisfacerse por tenerse una rugosidad en el prototipo y una escala tal que impliquen una rugosidad de modelo menor que la que se puede dar con un material muy liso, por ejemplo si

$$n_m < 0.008$$

es suficiente construir el modelo con un acabado lo más liso posible y no tomar en cuenta a la n_e . Aunque es recomendable reducir a la Le (construir al modelo un poco mayor) para obviar este problema.

Otros dos casos donde la rugosidad no es importante es cuando el escurrimiento es laminar o es hidráulicamente liso; como en los flujos con superficie libre.

frontera curada.

Problemas donde

7.3 Interviene la rugosidad

Esta es importante en los siguientes casos:

- a) escurrimiento de transición
- b) flujo hidráulicamente rugoso

Para modelar estos escurrimientos hay que calibrar el modelo modificando la rugosidad, por medio de tanteos, hasta que se tenga una semejanza cinemática aproximada.

Solo en el caso, poco común, en que la rugosidad del modelo se pueda reproducir manteniendo semejanza geométrica con la del prototipo, o sea

$$\frac{k_e}{\rho e} = L_e$$

no es necesario calibrar y se tendrá semejanza dinámica conservando el mismo número de Froude.

7.4 Modelos distorsionados

Debido a que hay problemas en que las distancias horizontales son de un orden de magnitud mayor que las distancias verticales, por ejemplo: ríos, playas, estuarios; se usan modelos distorsionados donde la escala de longitudes horizontales es mayor que la de verticales, o sea

$$L_e \neq X_e > Y_e$$

y el cociente

$$\frac{X_e}{Y_e} = r$$

es la distorsión que se trata de mantener pequeña, por ejemplo menor que 8.

El usar modelos distorsionados dificulta la posibilidad de tener semejanza dinámica y además implica que las relaciones de escala se modifiquen, pues la Y_e es un nuevo parámetro, así:

$$A_e = X_e Y_e$$

$$Q_e = X_e Y_e^{3/2} \text{ etc.}$$

y

en la Tabla 7 se muestran las nuevas relaciones que se deben satisfacer.

7.2.1 Ventajas y desventajas de modelos distorsionados

Algunas de las ventajas de usar modelos distorsionados son:

- 1) Los tirantes, alturas de ola y pendientes se exageran facilitando su medición.
- 2) Ayuda a reducir el tamaño del modelo.
- 3) *Permite el estudio de los efectos de la distorsión*
Aumenta el número de Reynolds del modelo.
- 4) En modelos de fondo móvil se facilita el movimiento del material.

y desventajas:

- 1) Se distorsiona la semejanza dinámica
- 2) El escurrimiento puede ser diferente que en el prototipo, por ejemplo en modelos de oleaje.
- 3) Aumenta la posibilidad de error y produce una impresión desfavorable al que lo observa.
- 4) En problemas de fondo móvil puede ser imposible reproducir las laderas y pendientes si el material es suelto.

Donde este problema también se presenta en modelos de distorsión.

TABLA 4

Características del flujo y escalas de semejanza

Característica	Ley de Froude	Ley de Reynolds
Longitud	Le	Le
Area	Le ²	Le ²
Volumen	Le ³	Le ³
Tiempo	$[\sqrt{Le\rho_e/\gamma_e}]^{1/2}$	Le ² ρ _e /μ _e
Velocidad	$[Le\gamma_e/\rho_e]^{1/2}$	μ _e /Leρ _e
Aceleración	γ _e /ρ _e	μ _e ² /ρ _e ² Le ³
Gasto	Le ^{5/2} (γ _e /ρ _e) ^{1/2}	Leμ _e /ρ _e
Masa	Le ³ ρ _e	Le ³ ρ _e
Fuerza	Le ³ γ _e	μ _e ² /ρ _e
Presión	Leγ _e	μ _e ² /ρ _e Le ²
Impulso y cantidad de movimiento	Le ^{7/2} (ρ _e γ _e) ^{1/2}	Le ² μ _e
Energía y trabajo	Le ⁴ γ _e	Leμ _e ² /ρ _e
Potencia	Le ^{7/2} γ _e ^{3/2} /ρ _e ^{1/2}	μ _e ³ /Leρ _e ²
VELOCIDADES	1	1

Notas:

1. Si se usa el mismo fluido en prototipo y modelo:

$$\rho_e = \gamma_e = \mu_e = 1$$

2. Cuando g_e = 1, γ_e/ρ_e = 1

Scaling Factors and Scale Effects in Modelling Hydraulic Structures

14

P. Novak

Emeritus Professor, University of Newcastle upon Tyne, United Kingdom

1 INTRODUCTION.

It is impossible to discuss scaling factors in relation to the modelling of hydraulic structures without recalling that it is well over 100 years that W. Froude made the first water basin model for designing ships (1869) and that O. Reynolds published his model experiments on fluid motion in pipes (1883) and designed a tidal model of the Upper Mersey (1885). Should we want to go further back we could recall that A.L. Cauchy investigated models of vibrating rods and plates in 1829 and indeed we could go back into the fifteenth century to Leonardo da Vinci's experiments. And, of course, it was the turn of the century that saw the establishment of the two pioneering river and hydraulic structures laboratories by Hubert Engels in Dresden (1898) and Theodor Rehbock in Karlsruhe (1901). I hardly have to remind the audience at a Symposium of the International Association for Hydraulic Research of the veritable explosion in this century of the scope of the subject and of the distance travelled since these beginnings.

But perhaps just because we are continuously attempting the modelling of more complicated phenomena associated with the development of water resources in general and hydraulic structures in particular and because these structures, due to their increase in size and increasing demands for economy of design, present new problems, it is appropriate to pause and think about the role of scaling factors employed in our modelling work and about the resulting scale effects.

The organisers of the Symposium have assembled a formidable array of papers and speakers in seven specialist areas and it would be wrong and presumptuous of me if I attempted in this introductory lecture to discuss problems involved in these or indeed other areas of modelling. I will, therefore, concentrate on what I regard as basic principles which continue to present us with a challenge.

2 DEFINITIONS AND TERMINOLOGY

In any discussion of scaling factors and scale effects it is important to clarify the terminology used. The need for generating common terminology was recognised, e.g., recently by the ASCE when the Committee on Research of the Hydraulics Division appointed a Task committee to prepare a glossary of hydraulic modelling terms (1). Let us examine some definitions of the basic terms:

a) Model -

"A reproduction of the prototype, generally small scale, but it may be larger or geometrically distorted. A physical model uses physical properties and behaviour of modelling materials to represent the prototype" (1).

"A hydraulic model - any physical model for the simulation of flow processes, flow states and events, which concern problems of hydraulic engineering or technical hydromechanics" (2).

"The simulation of a prototype, the tool for producing technically and economically optimal solutions to (hydraulic) engineering problems. A scale model (as opposed to analogue and mathematical models) uses the method of direct (physical) simulation of hydraulic phenomena in the same medium as on prototype" (3).

"Scale models (as opposed to subjective, qualitative, analogue, mathematical models) are structured to mirror the true physical behaviour of the prototype and are a valid substitute for the prototype" (4).

There are just a few definitions from some of the recent publications. Thus there is a difference in emphasis pending on the point of view from which the subject is tackled, but essentially there are no great differences.

b) Scaling laws -

"Conditions that must be satisfied to achieve desired similarity between model and prototype" (1).

(There is virtual unanimity on this topic).

c) Scale factor -

"A factor by which the quantity of a prototype element can be transformed into the corresponding quantity of the corresponding model element" (4).

"Ratio of a variable in a model to the corresponding variable in its prototype" (1).

(definition of scale or scale ratio)

(the same concept is used, e.g., by Yalin (5))

"Ratio of a variable in prototype to the corresponding variable in its model" (3).

(the same concept is used, e.g., by de Vries (6) and others; this is, of course, the reciprocal of the definition given in (1)).

d) Geometric similarity -

"Similarity in form" (1).

e) Kinematic similarity -

"Similarity of motion" (1)

f) Dynamic similarity -

"Similarity of forces" (1).

g) Distortion -

"Conscious departure from a scaling law often necessitated by a complex set of prototype and laboratory conditions. The term is most commonly used for geometric distortion in which the vertical and horizontal scales are different" (1).

- Although some authors often quote longer definitions there is no disagreement in principle on points d-g.
- h) Mechanical similarity -
A term embracing geometric, kinematic and dynamic similarity (3) - see also discussion in next section.
- i) Dimensionless number -
Physically meaningful ratio of parameters that is dimensionless. These ratios are useful in determining scaling laws since a particular dimensionless number must be the same in model and prototype to achieve similarity. Examples are the common force ratios and ratios which are of "particular physical significance" (1).
- j) Scale effect -
"Consequence of nonsimilarity between model and prototype resulting from the fact that not all pertinent dimensionless numbers are the same in model and prototype" (1).
"Error arising by using the model according to the main determining law (forces) and neglecting others" (3).
"Scale errors result from modelling the prototype on the basis of scales chosen to suit the dominant force action and allow the other forces to be out of scale" (4).
Many other authors when speaking of scale effects refer either explicitly or implicitly to dominant forces (e.g., Allen (7), Sharp (8)).
As the whole Symposium deals with scale effects let us pause briefly here. The above definition given by ASCE (1) continues to explain the difference between a "perfect" model and a "real" model where density and viscosity are not correctly scaled down from prototype and therefore some dimensionless numbers are not the same. It implies, therefore, again an effect, error, introduced by not scaling some forces less important than the dominant one. It is important to stress that all the above definitions include the word "consequence" or "error", although sometimes - in my opinion wrongly - the term scale effect is used to describe the cause rather than the consequence of nonsimilarity, in other words there is a confusion between "scale defect" and "scale effect". It is, however, questionable whether reducing the scale effect to consequences of nonsimilarity of forces is sufficient. Although in modelling, e.g., air entrainment or cavitation phenomena most scale effects can in the final analysis be reduced to the nonsimilarity of forces, not all can (or only with convoluted arguments). E.g., the effect of critical velocities that present a minimum value (9) or effects of water quality on the cavitation number (10) are not easily represented as functions of forces; it would thus be preferable to adopt the wider interpretation of "determining law" (3) or better still the clear and embracing definition given above in the first sentence of the text of ASCE (1) which can be read in conjunction with the definition of dimensionless numbers including ratios of "particular physical significance".
For completeness sake let us recall another factor which the ASCE publication (1) calls:
- k) Laboratory effect -
"Consequence of necessary laboratory simplifications or physical constraints on the model". One could of course carry this discussion too far and I shall refer later in section 4 again only to some problems related to definitions of dimensionless numbers.

3. SIMILARITY THEORY

Mechanical similarity - which for me as mentioned earlier is an all embracing term - can be defined as follows: two formations are (mechanically) similar, if they are geometrically similar and if, for

proportional masses of homologous points, their paths described in proportional times are also geometrically similar.

This definition based on Newton's law thus includes geometric similarity of the two formations, the proportionality of times and the geometric similarity of the paths travelled (kinematic similarity) as well as the proportionality of masses and thus also of forces (dynamic similarity). In other words, mechanical similarity always includes dynamic (and thus also kinematic) and geometric similarity, whereas dynamic similarity always includes kinematic but not necessarily geometric similarity, leading to the general concept of distorted models with dynamic similarity (3). The abandonment of geometric similarity for practical or hydrodynamic reasons does not necessarily mean that exact dynamic similarity is not possible. On the other hand this is often the case, e.g., in vertically distorted models where the scale of the vertical velocity components is different from the scale of the horizontal velocity components or where certain forces acting in prototype are not scaled according to their scaling laws (leading to scale effects); in these cases we speak of approximate mechanical or approximate dynamic similarity (3).

The theory of similarity leading to dimensionless numbers and scaling laws can be elaborated in three ways. The first determines the criteria of similarity from a system of basic homogeneous (differential) equations which mathematically express the investigated physical phenomena. The second path leads to the conditions of similarity through dimensional analysis carried out after a careful appraisal of the physical basis of each phenomenon and of the parameters which influence it. The combined use of physical and dimensional analyses is often the best route to a successful formulation of similarity criteria. The third route could be denoted as the method of synthesis. I shall briefly comment on some aspects of each of these three routes:

An example of the first route - use of physical laws and governing equations - is the formulation of the scaling laws (criteria) by writing, e.g., the Navier-Stokes equations both for the model and prototype and inserting the scales of the various parameters into one set of the equations. In this way we arrive at the condition (where M is the scale):

$$\frac{M_1}{M_V M_t} = \frac{M_g M_l}{M_V^2} = \frac{M_p}{M_g M_V^2} = \frac{M_\mu}{M_g M_V M_l} = 1 \quad (1)$$

e.g., the condition that the scales of the Strouhal (St), Froude (Fr), Euler (Eu) and Reynolds (Re) numbers must be 1. The dimensionless numbers thus derived can, however, be criteria of similarity only, if the initial equations have an unambiguous solution. This can only be attained if the equations are limited by certain boundary conditions which assume the character of conditions of unambiguity of the solution. These conditions take into account the geometry and dimensions of the space in which a certain flow phenomenon occurs, the physical properties of the medium and the initial conditions determining the values of the variables at the limit of the system (3). Neglecting, e.g., inertia and external forces, Navier-Stokes equations would lead us to the statement

$$\frac{M_p M_l}{M_g M_V} = 1 \quad (2)$$

i.e. the identity of the Lagrange number on the model and prototype. This of course is only a special case of the general statement

$$Eu = f(Re) \quad (3)$$

with

$$Eu = c \frac{1}{Re} \quad (4)$$

where c is a constant (laminar flow).

Similarly if we neglect viscous and external forces for steady flow we obtain from the Navier-Stokes equations

$$\frac{H_p}{\rho H_v^2} = 1 \quad (5)$$

which is another limiting case and an example of an auto-modelling relation with the function of the Reynolds number in equation 3 becoming a constant. It can also quite easily be shown (3) that for an incompressible liquid exposed simultaneously to gravity and viscous forces, which would normally lead to scale effects in modelling, complete dynamical similarity can be achieved in two special cases: the first is the case of irrotational flow of a viscous liquid with a free surface, i.e. a flow with a velocity potential. For steady flow the criteria of similarity derived from the Navier-Stokes equations reduce in this case to

$$Eu = f(Fr) \quad (6)$$

The second is the case of viscous fluid flow under pressure; here the influence of gravity may be included in the pressure differential and not connected physically with the mass of the fluid. Introducing this procedure into the Navier-Stokes equations leads to a situation where only the Reynolds number and the Strouhal number remain as criteria of similarity. For steady flow of a viscous incompressible fluid under pressure this leads therefore again to equation 3.

The second route - application of conventional dimensional analysis - is of course well documented in the technical literature (e.g., 11-15 and previously quoted publications). Developed from the well known Buckingham (1914) and Rayleigh (1915) procedures the application of dimensional analysis to the planning of experiments and interpretation of their results as well as to the development of scaling factors is well known and widely used. Less well appreciated, however, is the fact that these methods are really only examples of partial analyses. Apart from giving sometimes incomplete solutions the other pitfalls of the purely simple dimensional approach are that the analysis can lead to spurious correlations and only obvious conclusions. To avoid drawing wrong conclusions from, e.g., statistical analysis of experimental data by means of dimensionless products, it is important that parameters present in the problem and having a strong stochastic character appear only in one dimensionless product (6).

An advance on the two conventional methods of dimensional analysis is presented by the basic echelon matrix procedure (16). This integrated procedure cannot be undertaken without simultaneously encompassing a check on the rank of the matrix of dimensions in formal mathematical terms and therefore it cannot lead to an incomplete set of nondimensional products. In his recent paper on the subject Barr (17) lists five procedures for dimensional analyses where the first four - Rayleigh, Buckingham, basic stepwise and echelon matrix - involve the direct formulation of pi-term non-dimensional functional equations. The fifth procedure, the proportionalities-stepwise procedure, is associated with the third route, the method of

The conventional methods of dimensional analysis guide the analysis to a correct but not necessarily convenient solution; although convenient solutions may be obtained by compounding (combining) parameters, the full range of convenient solutions is not clearly apparent. The method of synthesis was developed to overcome these disadvantages and it bridges the dimensional and similitude analysis. In formulating the method Barr (18) originally introduced an intermediate step by formulating a dimensionally homogeneous equation with a redundancy, which then allowed flexibility in the formulation of the final dimensionless equation. Instead of using force terms, as is the case in conventional similitude analysis, Barr initially suggested the use of "dynamic velocities"; at this stage the method was really only a variant of the normal one. As the use of "velocities" was cumbersome a change was made to use linear measures, "linear" (e.g. $\frac{v^2}{g}$, $\frac{v^{3/4}}{g^{1/4}}$, $\frac{Q^{1/5}}{g^{1/5}}$, etc.)

which proved to be easily handled and appropriate. Although there are similarities with the normal pi-method (dimensional dimensionless equations are formed by compounding variables into terms having a dimension of length and then combining these terms with any relevant length), the advantages of the method are that more combinations can be formed than necessary. The resulting redundancies lead to the choice of the most convenient terms to be used and the most useful form of the dimensionless equation. Thus a solution can be obtained where the dependent variables appear as infrequently as possible which of course is the solution most appropriate for the study of these variables. A full exposition and development of the method with applications to the resistance to flow in pipes and dendritic phenomena and with examples of formulation of model laws has recently been given by Sharp (8).

4 SOME COMMENTS ON SCALING FACTORS AND DIMENSIONLESS NUMBERS

Schuring in the appendix to his book (4) compiled a catalogue of principal numbers listing 57 entries. Each entry contains the name, symbol, definition, field of application, constituting laws or equations, constituting numbers, biographical data and notes. Even this catalogue is not complete and Schuring refers to a collection of more than 180 named pi-numbers compiled by Land in 1972. The reason for this abundance is the enormous number of possible combinations of factors. Naturally only some of the listed named numbers in Schuring's catalogue are applicable in hydraulic engineering; on the other hand some of those used are not listed and with the increasing range of problems handled in hydraulic modelling researchers and engineers are continuously meeting "new" numbers and even creating further ones.

The standard forms of the basic numbers - Newton, Euler, Froude, Reynolds, Mach, Weber, Strouhal - are of course well known. Equally well known is the ambiguity in the accepted form of the Froude number

$\left(\frac{v}{\sqrt{g l}}\right)$ corresponding to ratio of velocities or $\frac{v^2}{g l}$ resulting from the ratio of forces of inertia and gravity). The Weber number $\left(\frac{\rho l v^2}{\sigma}\right)$ is sometimes misquoted as $\sqrt{\frac{\rho l}{\sigma}}$. The original quotation of the

Strouhal number is $\frac{f l}{v}$ (where f is the frequency) and not $\frac{1}{v l}$ as used earlier in this paper. There is also some confusion about the correct interpretation of the Cauchy number $\left(\frac{\rho v^2}{\mu}\right)$ (4), $\frac{v}{\mu \lambda}$ (2), $\frac{\rho v^2}{k}$ (3)). Schuring's catalogue does not include derived

numbers some of which are often used in hydraulic modelling terminology, e.g., the densimetric

Froude number (e.g., (2), (3)) $\frac{v}{\sqrt{g l}}$ (ratio of

inertia and buoyancy), the Mosonyi number (e.g.,

(15)) $\frac{v}{g l^2}$, resulting from the ratio of viscous

and gravity forces, the numbers named by analogy,

e.g., the "grain Froude number" (mobility number)

$\frac{v}{g d \sqrt{s-1}}$, the pile Froude (Reynolds) number $\frac{v}{\sqrt{g d}} \left(\frac{v D}{\nu}\right)$

and many others. One notable omission in the Schuring catalogue is the Keulegan-Carpenter number used in modelling of flow past (circular) cylinders, diameter D, and linked to the vortex shedding process; even in this case there is no unified procedure with definitions ranging from $2\pi H/D$ (8) (where H is the wave height) to UT/D (where U is the maximum velocity, or relative velocity, and T the wave period). Another definition used is $(\pi H/L)/(D/L)$

$\cosh(kD)$ (where $k = \frac{2\pi}{L}$ is the wave number, L the wave length) when using the number as a measure of the amplitude of horizontal particle displacement relative to D. (The original text uses UT/D as period parameter and points out the similarity with the Strouhal number).

The Galileo number derived from $\left(\frac{Rc}{\tau}\right)^2 = \frac{g l^3}{\nu^2}$ is

surprisingly little used in hydraulics. On the other hand many of the numbers listed in the catalogue are becoming increasingly familiar to hydraulic engineers working in special areas of modelling: Bingham (slow flow of viscoplastic material), Ekman (meteorology), Hedstrom (rapid flow of viscoplastic material), Peclet (mass transfer by diffusion), Rossby (large scale atmospheric or oceanic motion), Schmidt (flow with momentum and mass transfer) and Sherwood number (mass transfer by convection).

We see thus that the same name is often given to a dimensionless number composed of different parameters or the combination of the same parameters raised to a different power and that the same grouping is sometimes named differently in different countries. Of course it would be helpful if we could standardise our usage of named dimensionless groupings as it would be if we could agree on a standard notation at least for scale, Froude and Reynolds numbers. I believe, however, that it is futile, and to a certain extent even counterproductive, to go too far and attempt a common, universally accepted notation and terminology although it clearly should be done in a few selected cases. The ACSE Task Committee in its glossary (1) limited the defined

numbers to nine: Cauchy $\left(\frac{\rho v^2}{k}\right)$, cavitation $\frac{(\rho - \rho_v)}{\rho v^2}$,

densimetric Froude, $\left(\frac{v}{\sqrt{g l}}\right)$, Euler $\left(\frac{v}{\sqrt{2(\rho - \rho_0) k}}\right)$,

Froude $\left(\frac{v}{\sqrt{g l}}\right)$, Mach $\frac{v}{\sqrt{k/\rho}}$, mobility (Shields

parameter) $\left(\frac{v^2}{(s-1) g d}\right)$, Reynolds $\left(\frac{v l}{\nu}\right)$ and

Weber $\left(\frac{v^2 l}{\sigma}\right)$. Although a few more could be included it is hardly feasible to achieve a great deal more. Fundamentally we have two choices: either to try and stick rigorously to the original definitions or to accept the inevitable and whenever using a "named" dimensionless number to define it fully and particularly to define the velocity (mean, local, shear, fall, etc.) and the length (size, depth, diameter, grain size, etc.) parameters used.

The scale effect produced by not modelling correctly all the acting forces or even those significantly affecting the flow and structure under investigation is of course the subject of this Symposium and papers dealing with hydrodynamic forces, discharge characteristics, air entrainment and air water mixtures, swirl and vortex formation and energy dissipation will discuss the topic in detail. I shall, therefore, only try to recall, a few further instances where scale effects are becoming important.

The ever increasing size of breakwaters and their exposure to severe wave climate is posing new problems for the hydraulic engineer and underlines some new scale effects. The Delft Hydraulics Laboratory (19) is investigating, e.g., the effect of the wave climate, including the effect of the high energy end of the wave spectrum on breakwater stability on models with irregular waves. It is also researching the effect of viscous forces on the flow through the sublayer and breakwater core and the most suitable type of material to be used for model artificial armour units (which are relatively too strong and do not break under conditions where prototype units could fail). Units made of mortar, epoxy, aluminium and porcelain are tested as their surface friction and natural angle of repose are important and materials with large friction coefficients overestimate the stability of units; this in turn is important because the criterion of acceptable damage to the breakwater due to some movement, used in riprap protection, is not transferable to artificial interlocking units.

Offshore energy development provides another area with new modelling challenges. In a recent UK National Maritime Institute report (20) on model tests of the Cormorant "A" platform, performed in a wind tunnel and towing tank, attention was drawn to the problem of scaling of small features, which nevertheless significantly influence the drag. The modelling for the tank experiments was fairly straightforward (scale 100), as the below waterline shape of the platform was simple and could exactly be modelled, but special treatment was required for the wind tunnel model tests (scale 200). The superstructure was modelled to the detail of the crane tower members, but any members smaller than these could not be reproduced without creating excessive drag because of their low "Reynolds" number. They were omitted and it was assumed that the missing drag of unreproduced features, would be compensated by the excess drag of larger features at unrepresentative Reynolds numbers. The drag caused by the biggest features of the platform should not be seriously affected by incorrect Reynolds number as long as they are sharp-edged (the caisson deck and associated structures). The main towers, however, required special treatment because they were not sharp-edged; additional roughness, enabling the simulation of the boundary layer behaviour at prototype Reynolds number was used. The tests designed to provide values of wind drag coefficients and hydrodynamic resistance coefficients for comparison with values derived from prototype measurements, and to study more closely unusual flow patterns and motions observed on the prototype were successful and good correlation was established.

I am quoting this example, which by no means is unique, to illustrate a method of coping with scale effects, but also to stress that conventional modelling with conventional scales of very large structures, which are not unusual these days, presents new opportunities for scale effects to appear; these can be overcome only by careful analysis, special techniques, and/or new larger experimental facilities enabling the use of larger models. To a

certain extent we can compare the situation facing modellers of large structures with that facing boundary layer when he pioneered the use of boundary layer wind tunnels simulating the "real" turbulence in the effective boundary layer.

Modelling of hydroelastic vibrations represents another advanced but well documented modelling subject with its special techniques (21). The whole subject of flow induced vibrations of hydraulic structures in general and gates in particular has been studied in depth by many researchers. A unified approach has been suggested classifying problems according to common excitation mechanisms on the one hand and basic flow categories on the other (22). A comprehensive state of the art review of the subject has been published recently (23). Surveying the advanced efforts in this field and the ingenuity displayed by hydraulic engineers in interpreting and dealing with scale effects, I wonder sometimes whether our structural colleagues have not got an answer: if they can conduct model tests to well defined failure, and their safety factors are often larger than those applied in hydraulics. In spite of that, some of the advanced techniques of structural modelling of hydraulic structures - membrane modelling of the optimum shape of an arch dam, geomechanical models using materials with high density and low strength, the simulation of sedimentary joint rock mass foundation of dams, studies of distribution of stresses around openings in dams, methods of reducing rigidity of certain dam zones disturbing the structural behaviour of dams, use of gauged acrylic models to aid the design of tubular bracing members in offshore platforms, or the study of the adequacy of grouted connections between piles and the structure on models of piled offshore structures - all these and many others present fields of potential transfer of knowledge of dealing with scale effects.

6 CONCLUSIONS

In a brief survey I could only try to highlight some concepts associated with models and scale effects. I concentrated somewhat on definitions and terminology and on approaches to similarity theory with comments on scaling factors and dimensionless numbers and on some specific models, because the Symposium has an array of contributors better qualified to speak on specialist subjects than I am. Let us remember again that our models are designed to give valuable answers to questions posed by the practicing engineer, and to do that we must be aware of the "consequences of nonsimilarity between model and prototype resulting from the fact that not all pertinent dimensionless numbers are the same in model and prototype" and of the "error arising by using the model according to the main determining law and neglecting others". If we cannot quantify that error - as often we are not able to do - then at least we must be aware in which direction it acts and be able to answer the question: does it contribute to safety, or does it diminish the safety factor? Only then can we modify the saying "models are to be used but not believed" into "models are to be used, sometimes believed but always understood".

7 REFERENCES

- 1) Modelling hydraulic phenomena - a glossary of terms (ASCE Task Committee on Glossary of Hydraulic Modeling Terms). J. Hydraulic Division, Proceedings ASCE, Vol. 108 (1982) No. NY7, P45-852
- 2) Tobus, H. (editor): Hydraulic Modelling. Bulletin 7, German Association for Water Resources and Land Development, 1980.
- 3) Novak, P. and Čábelka, J.: Models in Hydraulic Engineering (Physical Principles and Design Applications). Pitman, London, 1981

- 4) Schuring, D.J.: Scale Models in Engineering (Fundamentals and Applications). Pergamon Press, 1977
- 5) Yalin, M.S.: Theory of Hydraulic Models. Macmillan, London, 1971
- 6) De Vries, M.: Scale Models in Hydraulic Engineering International Institute for Hydraulic and Environmental Engineering, Delft, 1982 (2nd ed.)
- 7) Allen, J.: Scale Models in Hydraulic Engineering. Longmans, Green and Co., London, 1947
- 8) Sharp, J.J.: Hydraulic Modelling. Butterworths, 1981
- 9) Vasco Costa, F.: Considerations of critical velocities in hydraulic modelling BHRA 1982, paper no. A3. Proceedings of the International Conference on the Hydraulic Modelling of Civil Engineering Structures, BHRA, 1982, Coventry
- 10) Keller, A. and Zhiming, Y.: Massstabeffekte bei der Anfangskavitation, Bericht Nr. 47, Versuchsanstalt für Wasserbau, TU München, Oskar v. Miller Institut, 1983
- 11) Langhaar, H.L.: Dimensional Analysis and Theory of Models, Wiley, New York, 1951. Krier, Huntington N.Y., 1980 (reprinted edition)
- 12) Kline, S.J.: Similitude and Approximation Theory. McGraw Hill, New York, 1965
- 13) Gukhman, A.A: Introduction to the Theory of Similarity. Academic Press, 1965 (translation from Russian)
- 14) Isaacson, E. de St.Q. and Isaacson, M. de St.Q.: Dimensional Methods in Engineering and Physics, Arnold, London, 1975
- 15) Ivicsics, L.: Hydraulic Models, Water Resources Publication, Colorado, and Vituki, Budapest, 1980 (translation from Hungarian)
- 16) Barr, D.I.H.: Echelon matrices in dimensional analysis. International Journal of Mechanical Engineering Education, Vol. 7 (1979) No. 2, 85-89
- 17) Barr, D.I.H.: A Survey of procedures for dimensional analysis. International Journal of Mechanical Engineering Education, Vol. 11 (1983) No. 3, 147-159
- 18) Barr, D.I.H.: Method of synthesis - basic procedures for the new approach to similitude. Water Power, Vol. 21 (1969) April and May, 148-153, 183-188
- 19) Hydro-Delft. Delft Hydraulics Laboratory (1983) No. 65
- 20) Wills, J.A.B. A study to examine the correlation between model and full scale forces produced by the environment on offshore structures in the anchored, moored and towed conditions. Report No. 144, National Maritime Institute, Feltham, Middlesex, 1982
- 21) Haszpra, O.: Modelling Hydroelastic Vibrations. Pitman Publishing, London (and Akadémiai Kiadó, Budapest), 1979
- 22) Naudascher, E.: Flow-induced vibrations - a unified approach. IAHR, 1977, Vol. 6, P.361-368. Proceedings XVIIth IAHR Congress, Vol. 6., 1977, Baden-Baden
- 23) Kolkman, P.: Vibrations of hydraulic structures and gates vibrations. Novak, P. ed.: Developments in Hydraulic Engineering 2, Elsevier Applied Science Publishers, London, 1984, P.1-54, 55-112.



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

PROYECTO DE PLANTAS HIDROELECTRICAS

PLANTAS HIDROELECTRICAS
GENERALIDADES

ING. FRANCISCO TORRES HERRERA

OCTUBRE, 1984

PLANTAS HIDROELECTRICAS.

1. INTRODUCCION.

Una planta hidroeléctrica es un conjunto de estructuras, mecanismos y aparatos que se agrupan con el fin de aprovechar la energía de posición del agua y transformarla en energía mecánica, mediante la utilización de una turbina hidráulica, la que a su vez se transforma en energía eléctrica a través de un generador.

Las plantas hidroeléctricas utilizan el agua que escurre por la superficie de la tierra y posteriormente a lo largo de los ríos. En algún sitio adecuado se construye una presa de almacenamiento con objeto de modificar el régimen natural de la corriente, y transformarlo en el régimen de demandas de la planta hidroeléctrica.

En la figura 1.1 se muestra un esquema que ilustra lo que se denomina un aprovechamiento hidroeléctrico, que constaría de :

- 1). Cuenca de captación.
- 2). Almacenamiento y/o derivación.
- 3). Canal de fuerza o túnel a presión.
- 4). Tubería a presión.
- 5). Casa de máquinas, con equipos electromecánicos.
- 6). Canal o túnel de desfogue.

En la época moderna, hay ocasiones en que las plantas hidroeléctricas se combinan con otros tipos de aprovechamientos, principalmente riego o navegación.

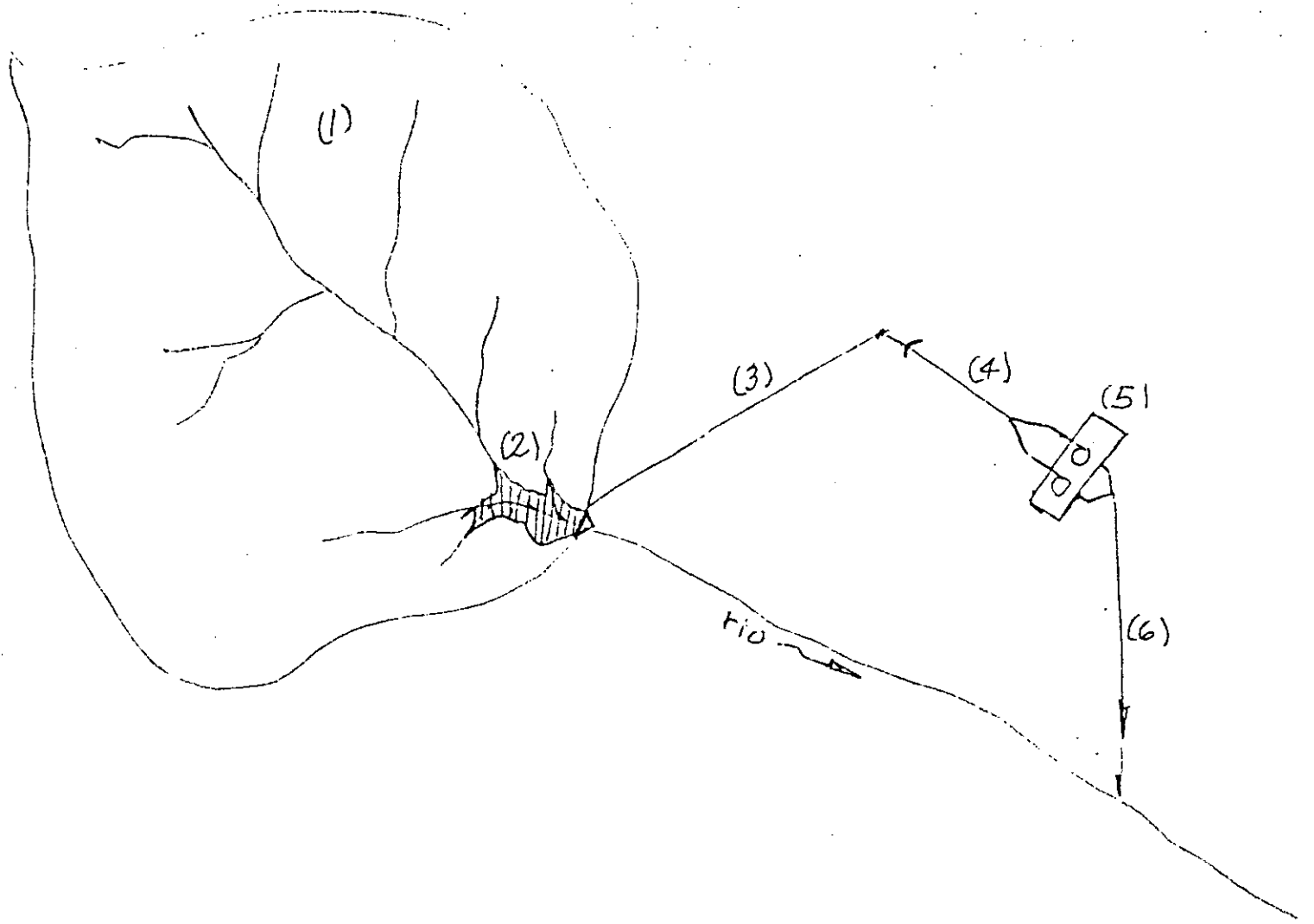


Figura I.1.- Esquema de un aprovechamiento hidroeléctrico

II. CLASIFICACION DE LAS PLANTAS HIDROELECTRICAS.

Se puede intentar una clasificación de las plantas hidroeléctricas en relación con sus características más importantes:

II.1. Caída. H (m)

Planta de baja caída.	H	30 m
Planta de mediana caída.	30	H 150 m
Planta de alta caída.	150	H 300 m
Planta de muy alta caída.	300	H 2000 m.

II.2. Gasto Q (m³/seg).

Gasto pequeño.	$Q = 5\text{m}^3/\text{seg}$
Gasto mediano.	$Q = 25 \text{ m}^3/\text{seg}.$
Gasto grande, mayor que	$Q = 25 \text{ m}^3/\text{seg}.$

II.3. Plantas subterráneas o exteriores, según sea el tipo de casa de máquinas.

II.4. Plantas de pico o de base, dependiendo de la función asignada para satisfacer la demanda de energía eléctrica.

II.5. Plantas convencionales o de acumulación de energía (rebombeo), según se disponga de máquinas hidráulicas motrices (turbinas) ó de motrices y generatrices (turbinas-bombas) ó turbinas y bombas).

II.6. De acuerdo con las características de la conducción:

1. Plantas con conducción a superficie libre.
2. Plantas con conducción a presión.
 - a). Con túnel a presión.
 - b). A pié de presa.

11.6.1. Plantas con conducción a superficie libre
(fig. 11.1)

Sus principales estructuras pueden ser:

- 1). Presa derivadora.
- 2). Toma.
- 3). Canal de fuerza.
- 4). Tanque de regulación y carga.
- 5). Tubería a presión.
- 6). Casa de máquinas.
- 7). Canal o túnel de desfogue.
- 8). Subestación elevadora.
- 9). Línea de transmisión.

11.6.2.a. Plantas con túnel a presión (fig. 11.2)

Sus estructuras principales pueden ser:

- 1). Presa de almacenamiento.
- 2). Obra de toma.
- 3). Túnel a presión.
- 4). Pozo de oscilación.
- 5). Tubería a presión.
- 6). Casa de máquinas.
- 7). Canal o túnel de desfogue.
- 8). Subestación elevadora.
- 9). Línea de transmisión.

11.6.2.b. Plantas a pié de presa. (fig. 11.3)

Sus principales estructuras pueden ser:

- 1). Presa de almacenamiento.
- 2). Obra de toma.
- 3). Tubería a presión.

- 4). Casa de máquinas.
- 5). Canal de desfogue.
- 6). Subestación elevadora.
- 7). Línea de transmisión.

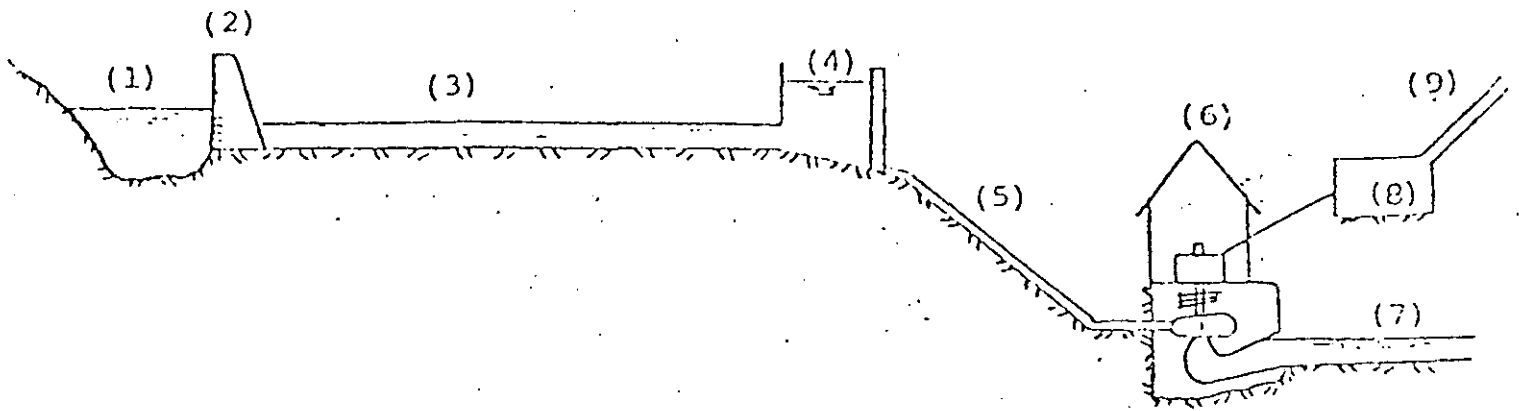


Figura II.1.- Planta con conducción a superficie libre.

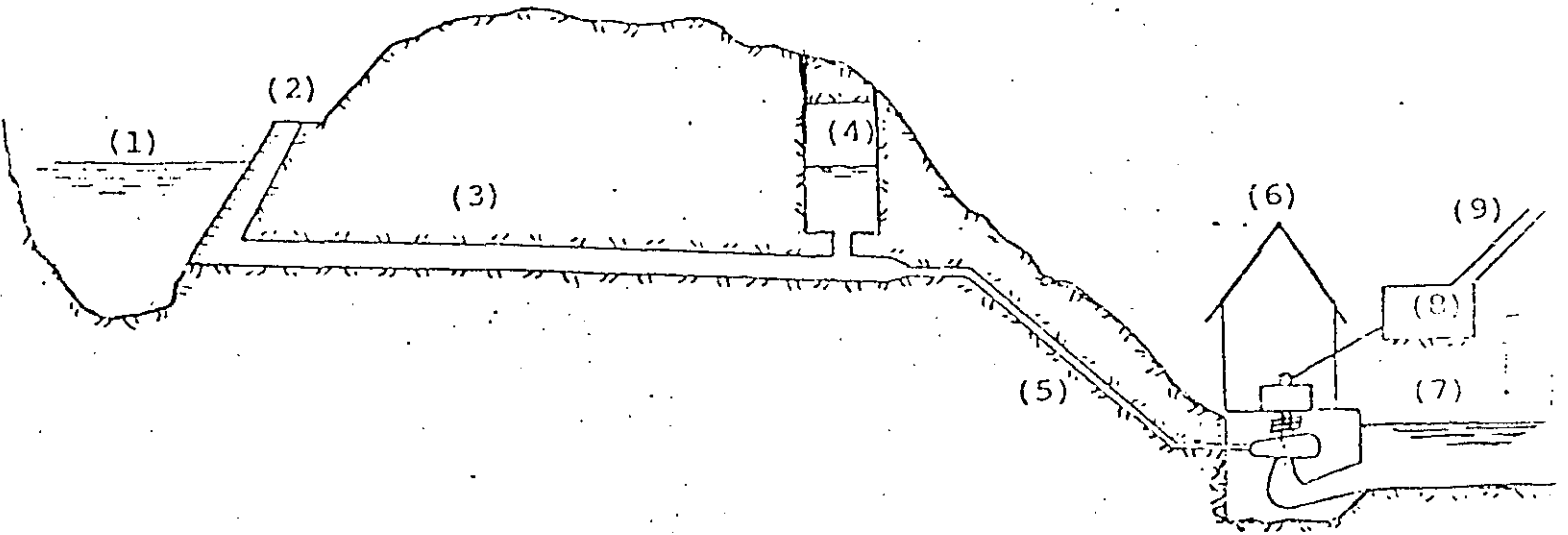


Figura II.2.- Planta con túnel a presión.

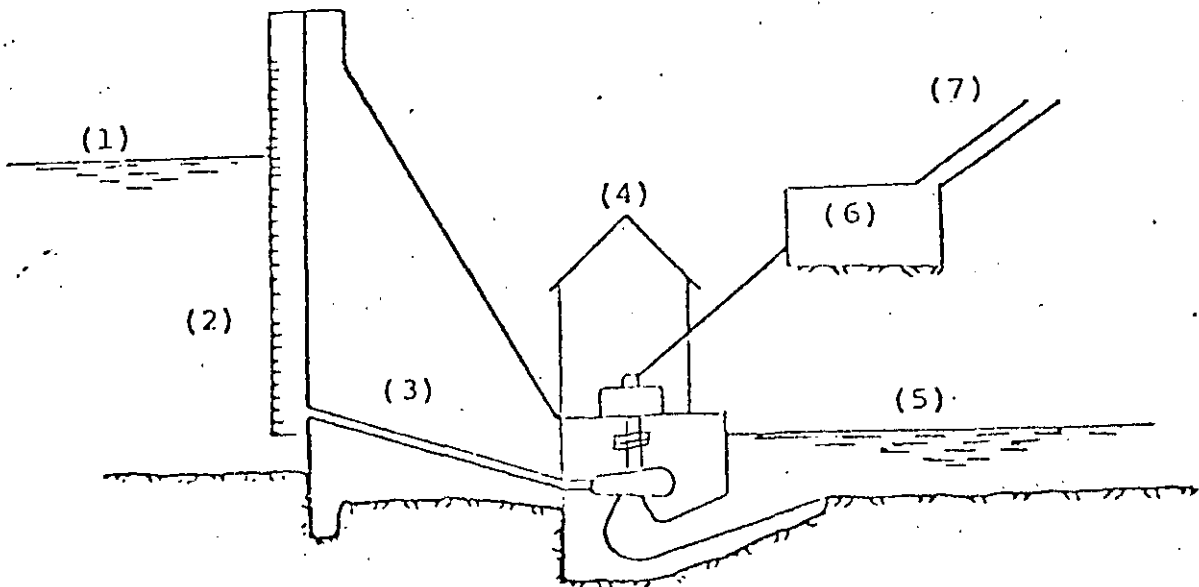


FIGURA
SUEÑO
NES

Figura II.3.- planta a pie de presa.

III. TURBINAS HIDRAULICAS.

Las turbinas hidráulicas son máquinas que permiten la transferencia de energía del agua, a un rotor provisto de álabes.

Las turbinas hidráulicas pueden ser:

a). de reacción.

Francis (flujo radial o axial)

Kaplan (flujo axial)

Bulbo (flujo axial).

b). de impulso.

-- Pelton --(flujo tangencial).

En la figura III.1 se muestra una gráfica en donde aparece la relación gasto-carga, para diferentes tipos de turbinas.

SELECTING HYDRAULIC REACTION TURBINES

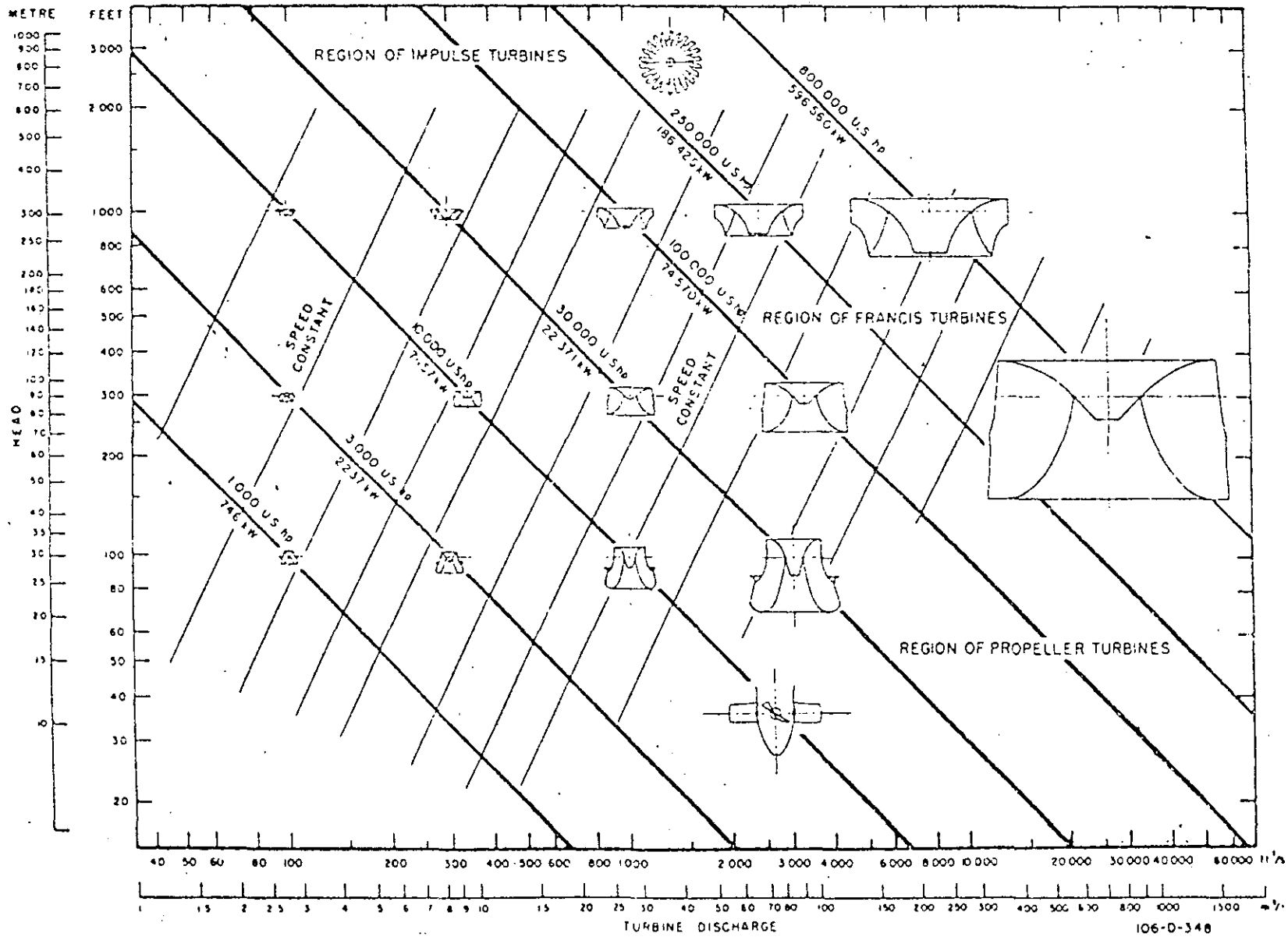


FIGURE 5.—Application diagram for types of hydraulic turbines.

Fig. III.1 (U.S.B.R.)

En la figura III.2, se muestra una gráfica en donde aparecen las relaciones Gasto-eficiencia para los diferentes tipos de turbinas nombradas.

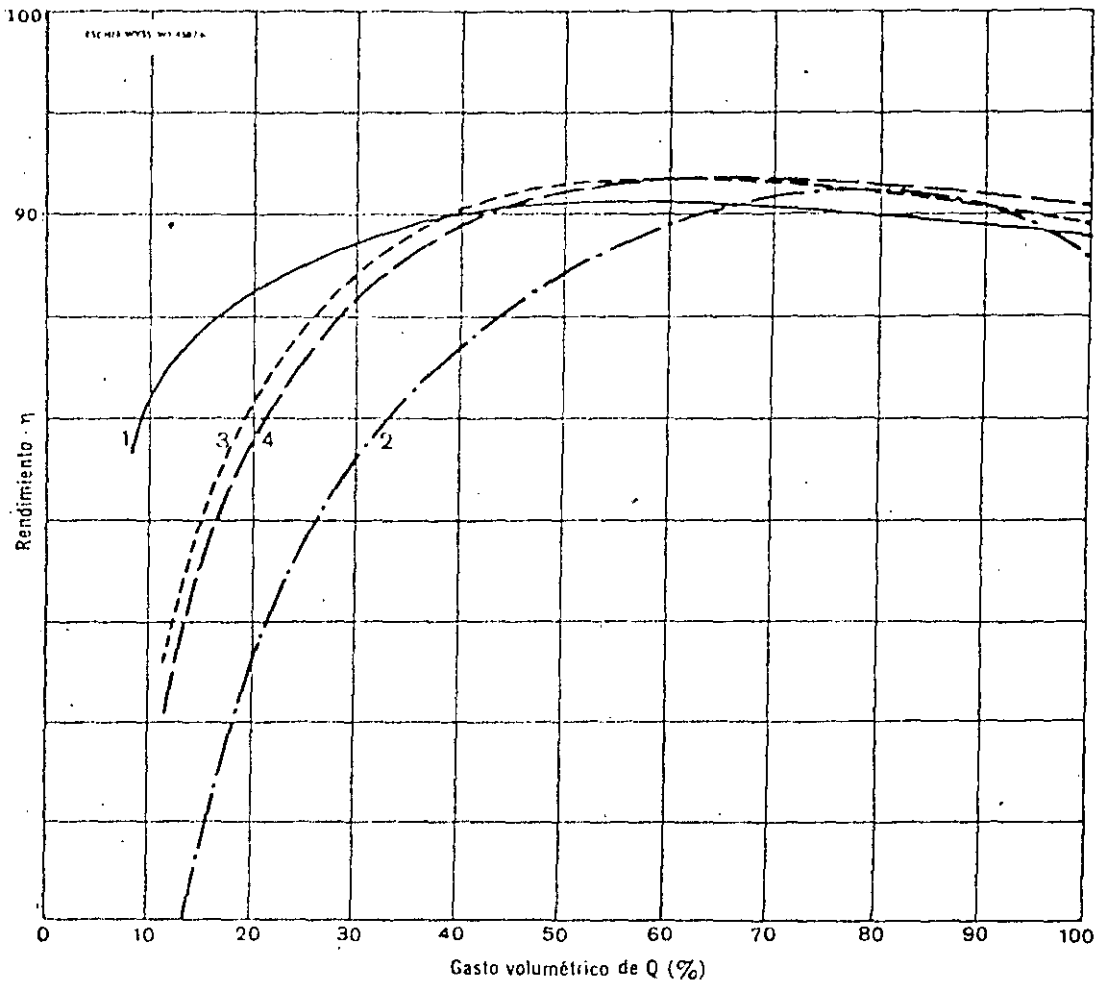
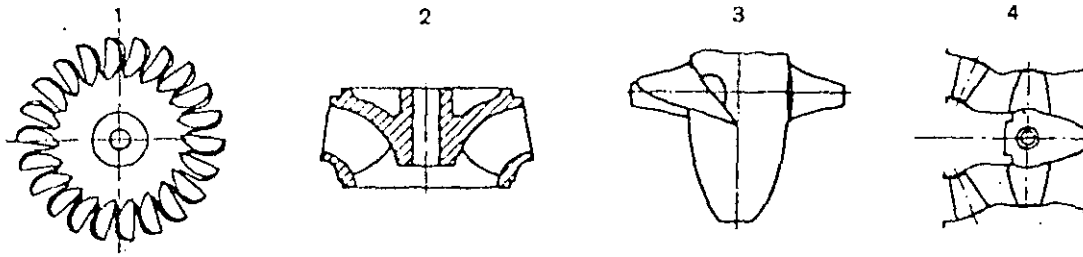


Fig.III.2 Curvas del rendimiento en función del gasto de las cuatro turbinas típicas: 1) Pelton, 2) Francis, 3) Kaplan y 4) Tubular. (Cortesía Escher Wyss.)

En la figura III.3, aparece un croquis que explica las diferentes cargas de operación para turbinas de reacción.

Definiciones.

Carga bruta (H_g) es la diferencia en elevación entre los niveles del agua en el embalse y el cárcamo de desfogue.

Carga neta (H_n) es la carga bruta menos todas las pérdidas hidráulicas, excepto aquellas inherentes a la turbina.

Carga máxima (H_{max}) es la carga bruta resultado de las diferentes elevaciones entre el NAMO y el cárcamo de desfogue sin descarga por el vertedor y con una unidad operando con un gasto sin carga (gasto en la turbina de aproximadamente 5% del gasto de diseño).

Carga mínima (H_{min}) es la carga neta resultante entre la diferencia de elevación entre NA.Min. y el nivel en el cárcamo de desfogue, menos pérdidas con todas las turbinas operando a gasto máximo.

Carga media pesada (H_{pes}) es la carga neta determinada a partir de la operación del embalse, de manera que se produzca la misma cantidad de energía en KWh entre tal carga y la carga máxima ó tal carga y la carga mínima.

Carga de diseño (H_d) es la carga neta para la cual se desea la eficiencia máxima.

Carga nominal (H_r) es la carga neta a la cual el gasto máximo es la turbina -- produce la potencia útil en el generador.

La potencia en la placa de la turbina usualmente se dá a esta carga.

Por otra parte el rango permisible de la carga debe conservarse dentro de 65% y 125% de la carga de diseño, para turbinas Francis.

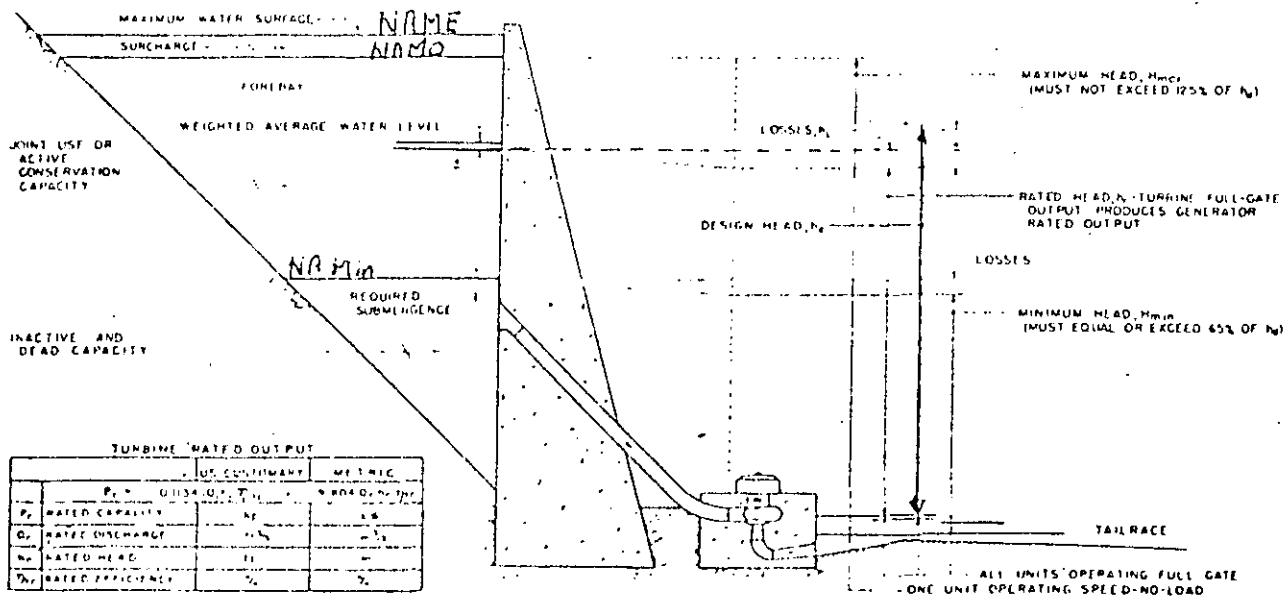


Fig. III.3—Operating heads for reaction turbines.

(U.S.B.R.)

106-D-339

IV. Potencia de un salto ó capacidad de una planta hidroeléctrica.

IV.1. General.

Si se expresa como Q el gasto en m³/seg. y H el salto o la carga en metros, se tiene como potencia teórica:

$$P_t = 1000 QH \quad \text{kg-m/seg.} \quad \text{IV.1}$$

$$\text{ó } P_t = \frac{1000 \cdot QH}{75} \quad \text{en C. V.} \quad \text{IV.2}$$

$$\text{ó } P_t = 9.81 QH \quad \text{en KW} \quad \text{IV.3}$$

Si se introducen la eficiencia de la tubería y de las máquinas.

Tubería	0.93 - 0.98	η_1
---------	-------------	----------

Turbina	0.85 - 0.92	η_2
---------	-------------	----------

Generador	0.95 - 0.98	η_3
-----------	-------------	----------

ó sea aproximadamente:

$$P_e = 8.2 QH \quad \text{KW} \quad \text{IV.4}$$

Refiriéndose al intervalo de un año de 8760 horas y considerando la potencia media de KW, la energía efectiva será:

$$E_e = 8.2 Q_m H_m 8760 = 71\,832 Q_m H_m \quad \text{KW h} \quad \text{IV.5}$$

en donde Q_m = gasto medio anual en m³/seg.

H_m = carga media de diseño de m

IV.2. Potencia instalada o nominal.

Es aquella que la planta puede suministrar cuando las turbinas operan bajo la caída nominal.

Corresponde a la suma de la capacidad de placa o nominal de los generadores de la planta y se expresa en KW ó KVA

Potencia máxima ó sobrepotencia. Es la potencia que la planta puede suministrar cuando las turbinas operan bajo una caída mayor que la caída nominal y corresponde, en general al 1.15 de la potencia nominal. Considerando que los generadores pueden, en caso necesario, operar durante períodos cortos a una potencia 10 ó 15% mayor que la nominal, soportando temperaturas mayores que la correspondiente a una operación continua.

Potencia media de la planta. Es la desarrollada por los generadores cuando las turbinas operan bajo la caída media pesada utilizando el gasto medio aprovechable.

Factor de planta (F_p). Es la relación de la potencia media a la potencia instalada.

En general la potencia de la planta es:

$$P = n P_g = n \eta_2 P_t \quad \text{IV.6}$$

$$P = n \eta_1 \eta_2 k_2 \varphi H_m \quad \text{IV.7}$$

donde: n = número de unidades.

P_g = potencia del generador.

P_t = Potencia de la turbina.

η_1 = Eficiencia de la turbina.

η_2 = Eficiencia del generador.

η_3 = Eficiencia de la conducción.

H_m = Caída neta = $\eta_3 H_g$

H_g = Caída bruta.

k_2 = Constante (depende del sistema de unidades)

IV.3. Número de unidades.

Determinar el número de unidades en una planta hidroeléctrica requiere de consideraciones técnico-económicas.

Para una potencia instalada dada, los costos totales capitalizados de la planta crecen a medida que aumenta el número de unidades.

De preferencia las unidades deben ser del mismo tipo e igual capacidad para reducir al mínimo la inversión inicial y el mantenimiento.

Cuando se trata de plantas aisladas (no interconectadas), el número mínimo de unidades deberá ser de dos, a fin de contar por lo menos con el 50% de la capacidad instalada en caso de una descompostura y /o mantenimiento.

Desde el punto de vista de máxima capacidad unitaria, deberá tomarse en cuenta las experiencias internacionales, así como las restricciones para manufactura, transporte y montaje.

Generalmente plantas con dos a cuatro unidades se adaptan suficientemente bien a las variaciones de gasto y carga usuales.

IV.4. Velocidad síncrona.

Generalmente las turbinas modernas se acoplan directamente a un generador síncrono a través de una flecha, de manera que ambas máquinas deben girar a la misma velocidad.

El generador síncrono es una máquina de corriente alterna cuya velocidad de giro debe guardar una relación constante con la frecuencia de la corriente, lo que da el número de polos del rotor del generador, o sea:

$$N = \frac{120 f}{p} \quad \text{IV.8}$$

en donde

N = velocidad de rotación del generador en revoluciones por minuto.

f = frecuencia de la corriente en ciclos por segundo.

p = número de polos del generador, el cual debe ser entero y conviene que sea múltiplo de cuatro.

Para la turbina, se tiene:

$$N_s = N \frac{p^{1/2}}{H_d^{5/4}} \quad \text{ó} \quad N = N_s \frac{H_d^{5/4}}{p^{1/2}} \quad \text{IV.9}$$

En donde:

N_s = velocidad específica.

N = velocidad de rotación en r.p.m.

P_d = potencia de diseño de una turbina de C.V.

H_d = carga de diseño.

La velocidad específica de la turbina es un parámetro que se obtiene de acuerdo con la experiencia de los fabricantes y varía con el tipo de la turbina.

A partir de este parámetro se determinan las características y dimensiones de la máquina.

IV.5. Información general requerida.

En la planeación de un aprovechamiento hidroeléctrico deben, en general, considerarse aspectos técnicos, económicos y sociales. Refiriéndose a los dos primeros, las características propias del sitio y los del sistema eléctrico al cual deberá interconectarse la planta hidroeléctrica, constituyen básicamente los principales factores por analizar.

1. Principales características del sitio.

- Localización geográfica, ubicación e influencia mutua con otras obras en operación, construcción ó en etapa de planeación.
- Hidrológicos, topográficos y geológicos.
- Relaciones entre niveles-áreas- capacidades del vaso.
- Restricciones o limitaciones impuestas por otro tipo de aprovechamiento hidráulico, como por ejemplo, niveles y ley de extracciones de volúmenes de agua del vaso para satisfacer el riego y/o navegación.
- Elevaciones-gastos en la zona de desfogues de las turbinas.

2. Principales características del sistema eléctrico.

- Gráficas típicas de demanda.
- Requerimientos de potencia y generación.
- Duración del pico de la demanda.
- Tipo y capacidad de las plantas que integran el sistema.
- Características de estabilidad eléctrica del sistema.
- Tipo y características de las líneas de transmisión y

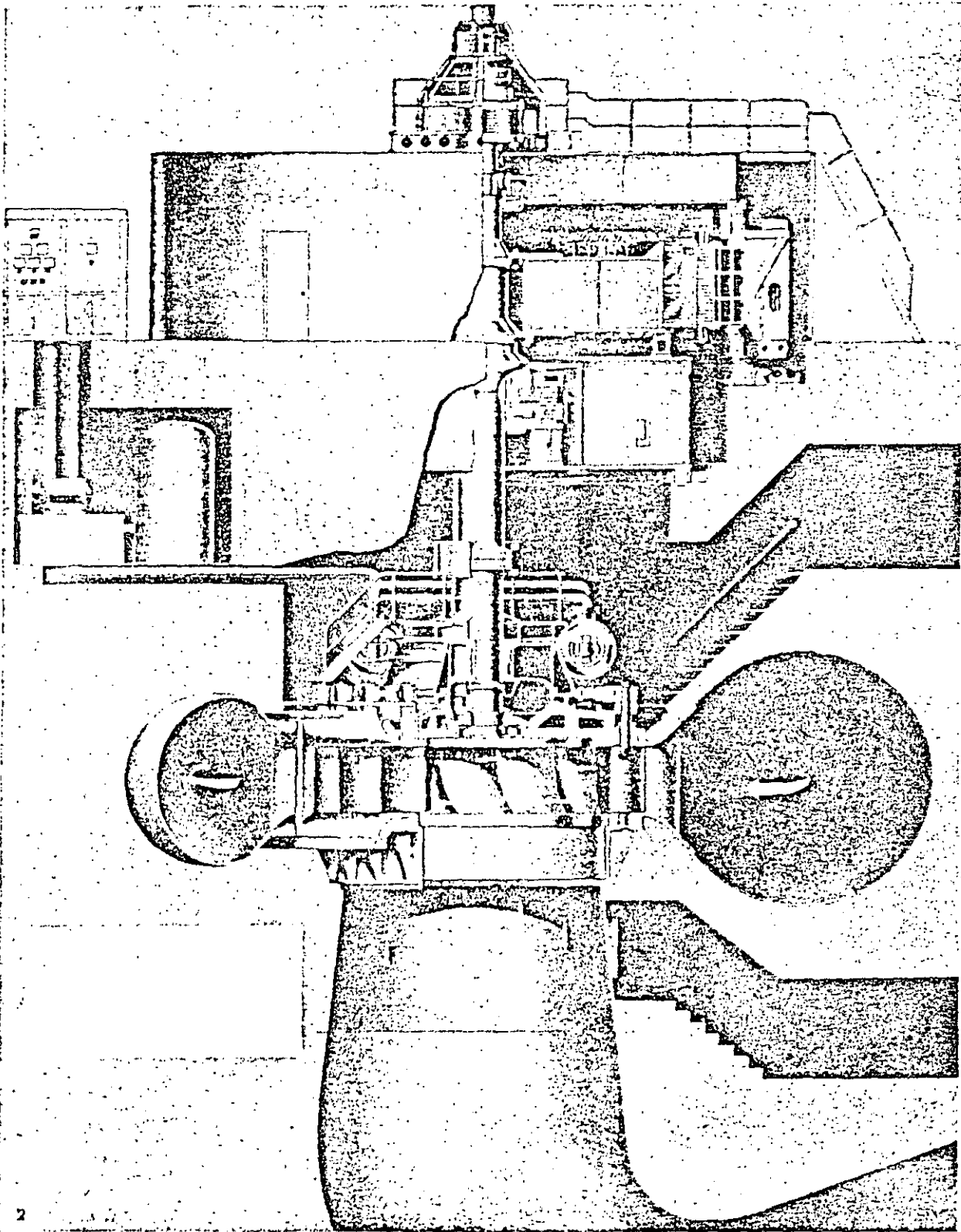
subestaciones.

- Valor económico de la potencia y generación.

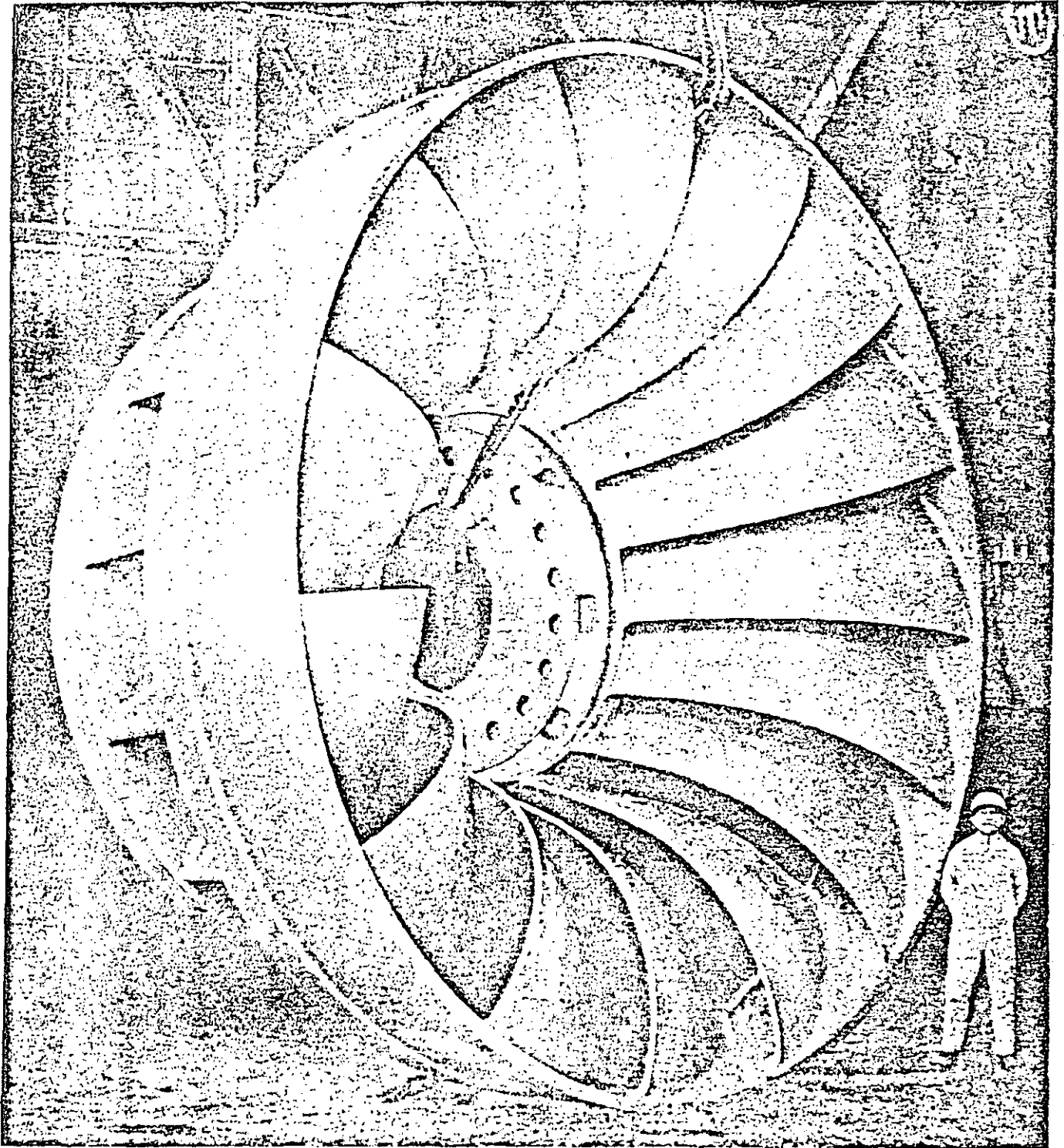
La selección del tipo, número y tamaño de las unidades turbo-generadoras que deberán instalarse, así como, las características de las estructuras que integran el desarrollo hidroeléctrico, dependen de los factores anteriormente señalados para lograr el mejor aprovechamiento del agua dentro de ciertos límites económicos impuestos por el sistema eléctrico.

I L U S T R A C I O N E S .

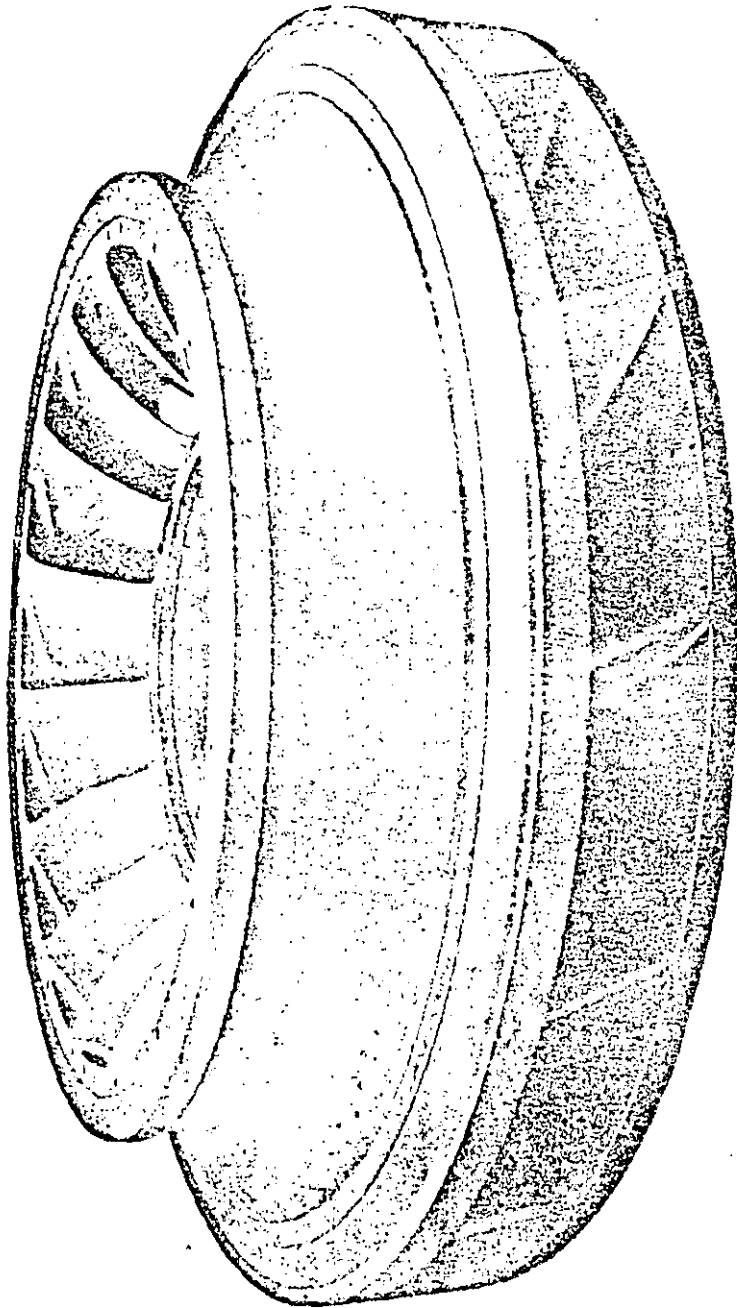
- 1.- Instalación con turbina Francis vertical.
- 2.- Rodete turbina Francis.
- 3.- Rodete turbina Francis.
- 4.- Instalación turbina Kaplan.
- 5.- Instalación turbina Kaplan.
- 6.- Instalación turbina Bulbo.
- 7.- Rodete turbina Kaplan.
- 8.- Instalación turbina Bulbo.
- 9.- Rodete bulbo y carcasa turbina Kaplan.
- 10.- Turbina Pelton de cuatro chorros.
- 11.- Rodete turbina Pelton.
- 12.- Instalación turbina Pelton.



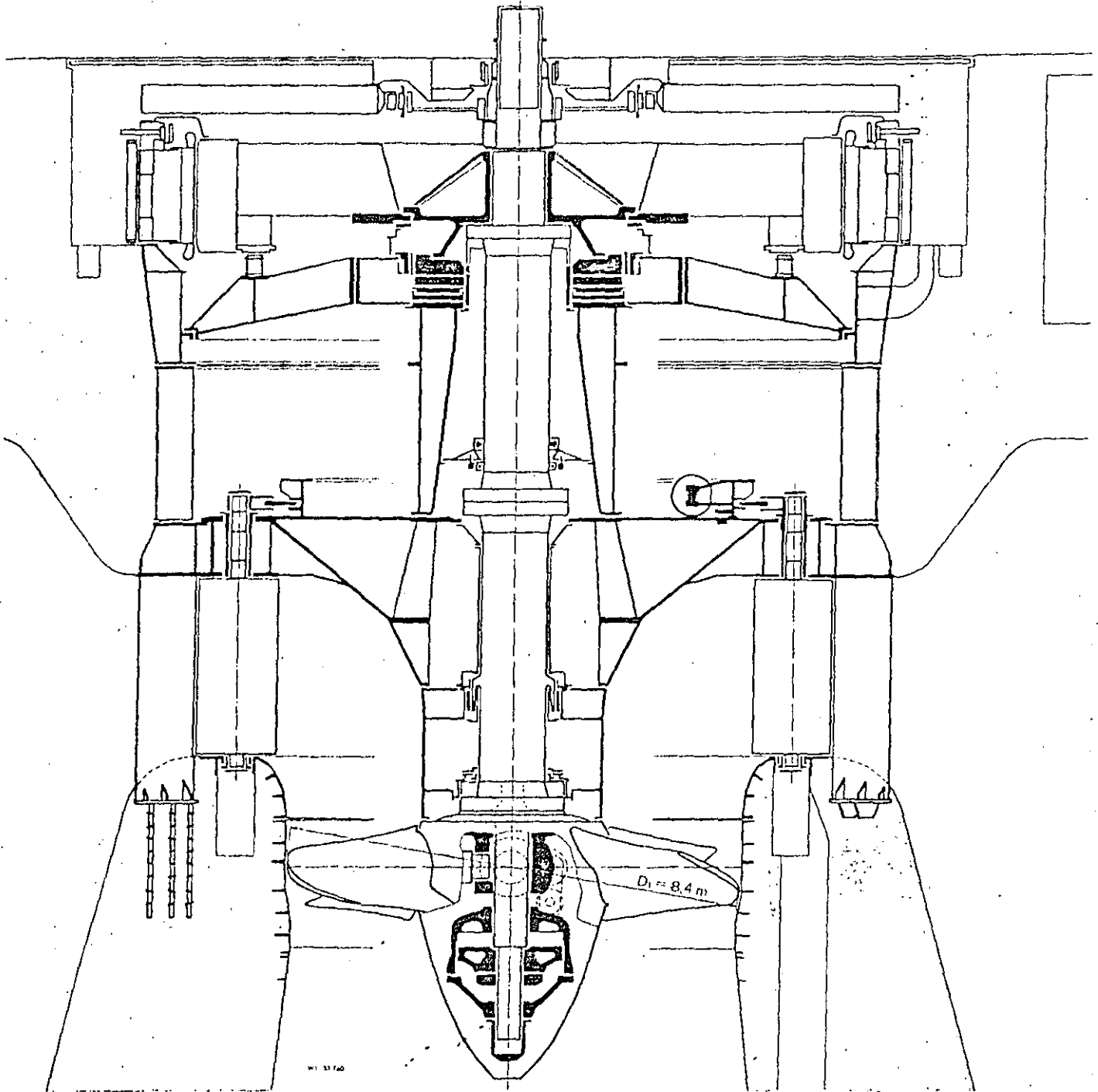
Sección de una turbina Francis, P = 62,500 HP, N = 105.5 rpm, H = 160 pies, instalada en Wolf Creek Plant (U. S. Army). [Cortesía Baldwin Lima Hamilton.]

La turbina Francis

Rodete de turbina Francis para 218,000 KW. Planta Hidro
eléctrica de Malpaso, Chis., México. $D = 5.6$ m. $A = 2.5$ m. $P =$
63,000 kg. (Cortesía KOBE STEEL.

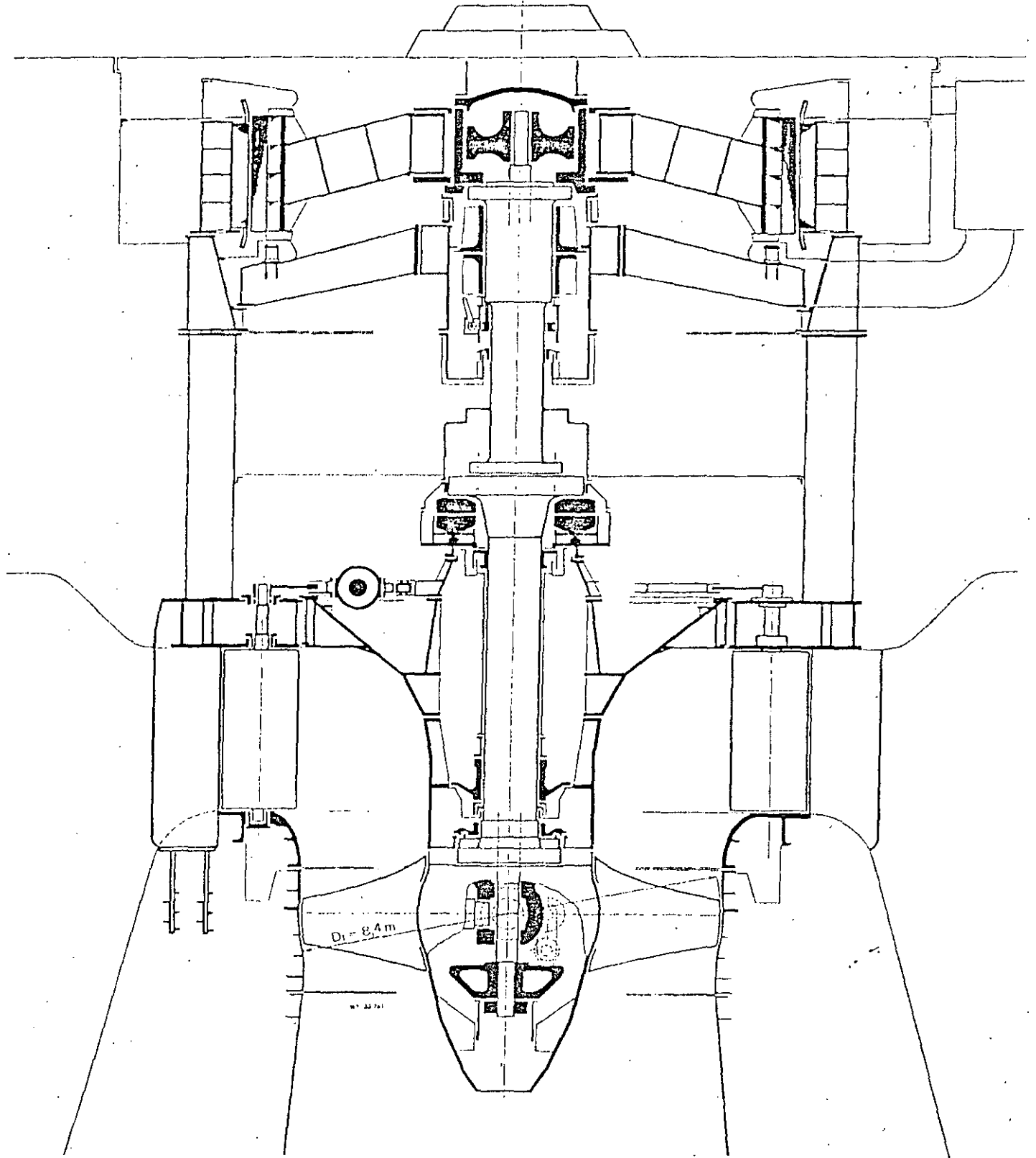


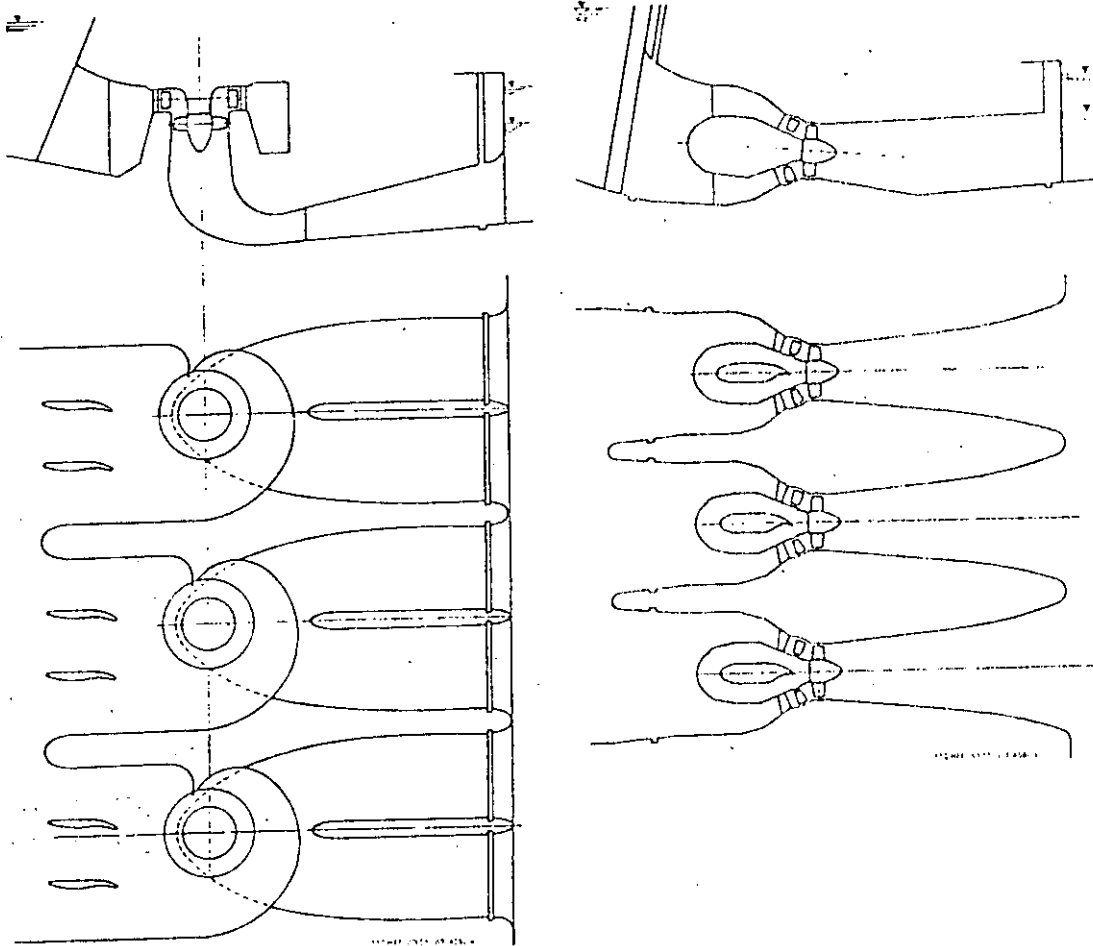
Rodete Francis para una carga de 206 m. 30,000 CV
375 rpm. (TECNOEXPORT, PRAGA.)



▲ Kaplan turbine "Aschach" of the Danube Electricity Co. Two units were supplied for this power station by Escher Wyss in association with Andritz Engineering Works. The runners of 8.4 m dia. weigh 200 tons each. Output $P = 73\,000$ kW. Head $H = 17$ m. Running speed $n = 68.2$ rpm. Number of runner blades $z = 5$.

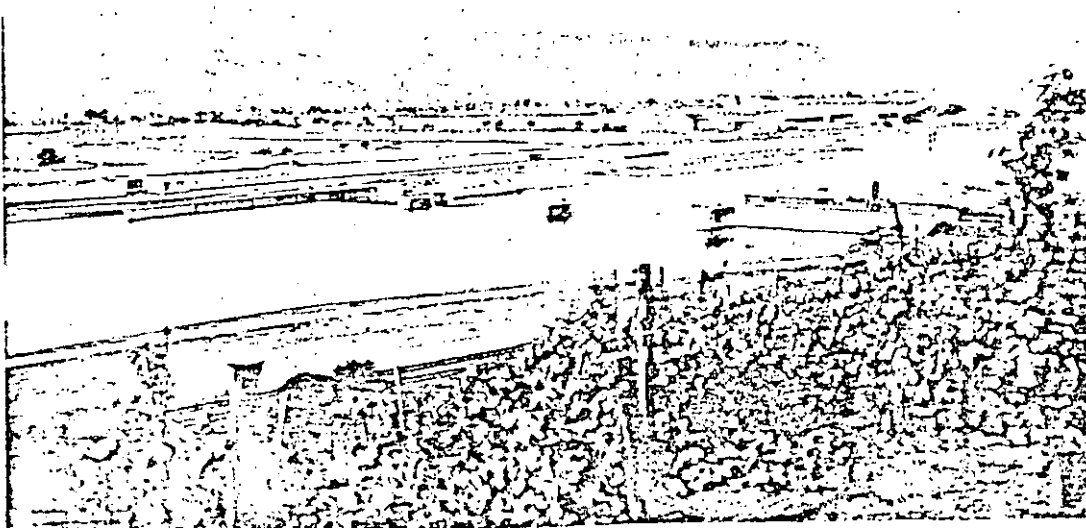
Fig. 7 Kaplan turbine "Jupia", Brazil, for Centrais Elétricas de São Paulo. Manufacture of the 12 sets of this power station by the Asgen / Escher Wyss / Riva consortium. Runners of 8.4 m dia. with runner servomotors in the hub. Output $P = 107\,000$ kW. Head $H = 23$ m. Running speed $n = 78.4$ rpm. Number of runner blades $z = 5$.





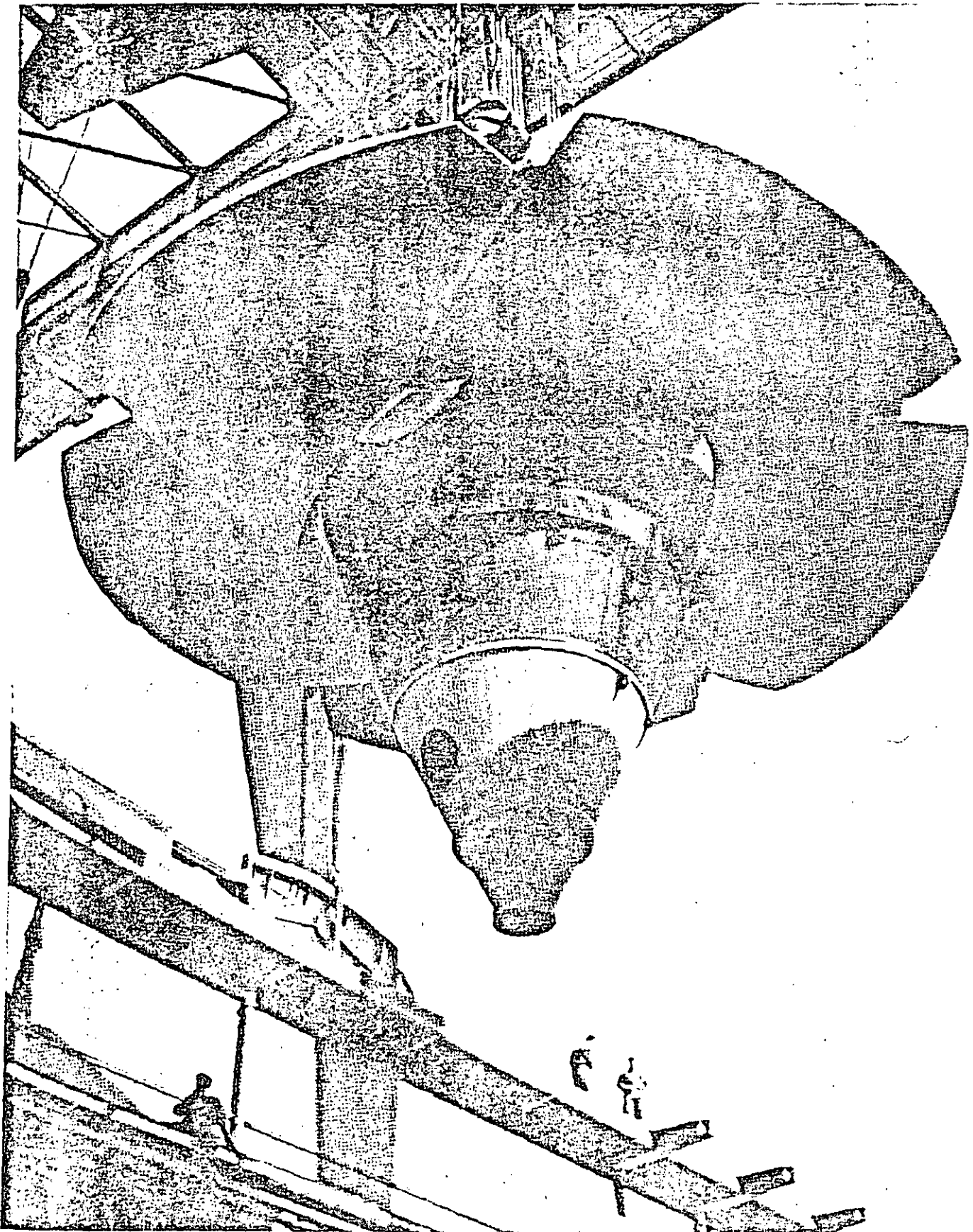
Comparison of amounts of space required by conventionally arranged Kaplan turbines (left) and tubular turbines with the same output (right): Less excavation work is required with tubular turbines, and the power house can be made much lower and shorter, in view of the smaller distances between centres. The saving in volume of building space is therefore considerable.

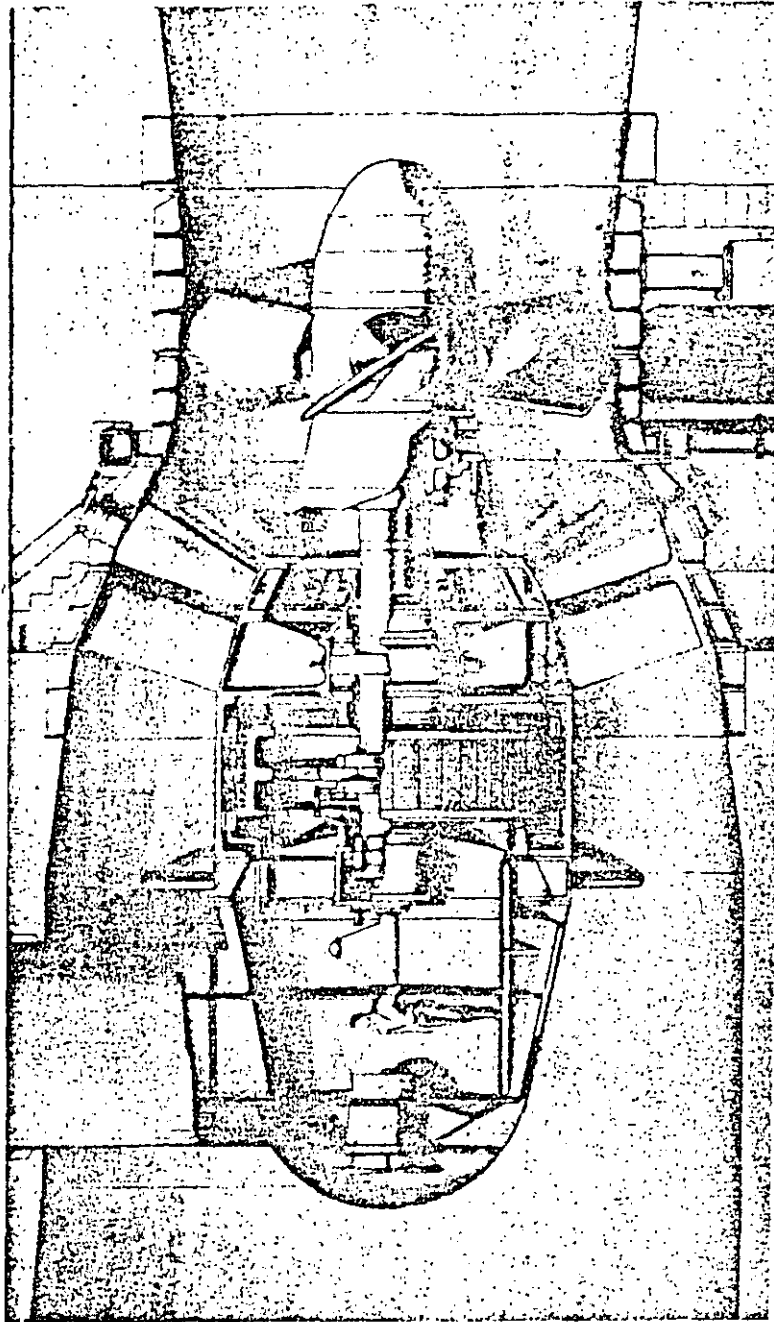
Bringing-in the five-bladed 200-ton runner of one of the Kaplan turbines supplied by Escher Wyss for Aschach Power Station (on the Danube, Austria). $P = 73,600 \text{ kW}$, $Q = 478 \text{ m}^3/\text{sec}$, $n = 68.2 \text{ rpm}$. The runner, with a diameter of 8.40 m, is the largest in Western Europe and North America. The weight of the turbo-generator rotor, and the hydraulic thrust, are taken by a thrust bearing of 3.2 m diameter and 1820 tons carrying capacity. Instead of motor-driven oil-pump sets, a self operating thrust-ring pump is used, and provides ample oil circulation between the bearing segments, through the oil cooler and the filter. The five blades of stainless cast steel were machined on an Escher Wyss copy-milling machine.



Trèves Power Station (on the River Moselle, Germany), with four tubular turbines of 4420 kW each, is a good example of the extent to which power stations of this type can be blended into the landscape by virtue of their low overall height, thus satisfying to a considerable degree the requirements for the preservation of the countryside. In the tubular turbines of the Trèves installation, the guide-wheel and the runner are adjustable, as in Kaplan turbines of conventional design. The runner has a diameter of 4600 mm. The speed is raised from 78 to 750 rpm for the generators by means of epicyclic gearing. The turbine sets are inclined at an angle of 7° relative to the horizontal.

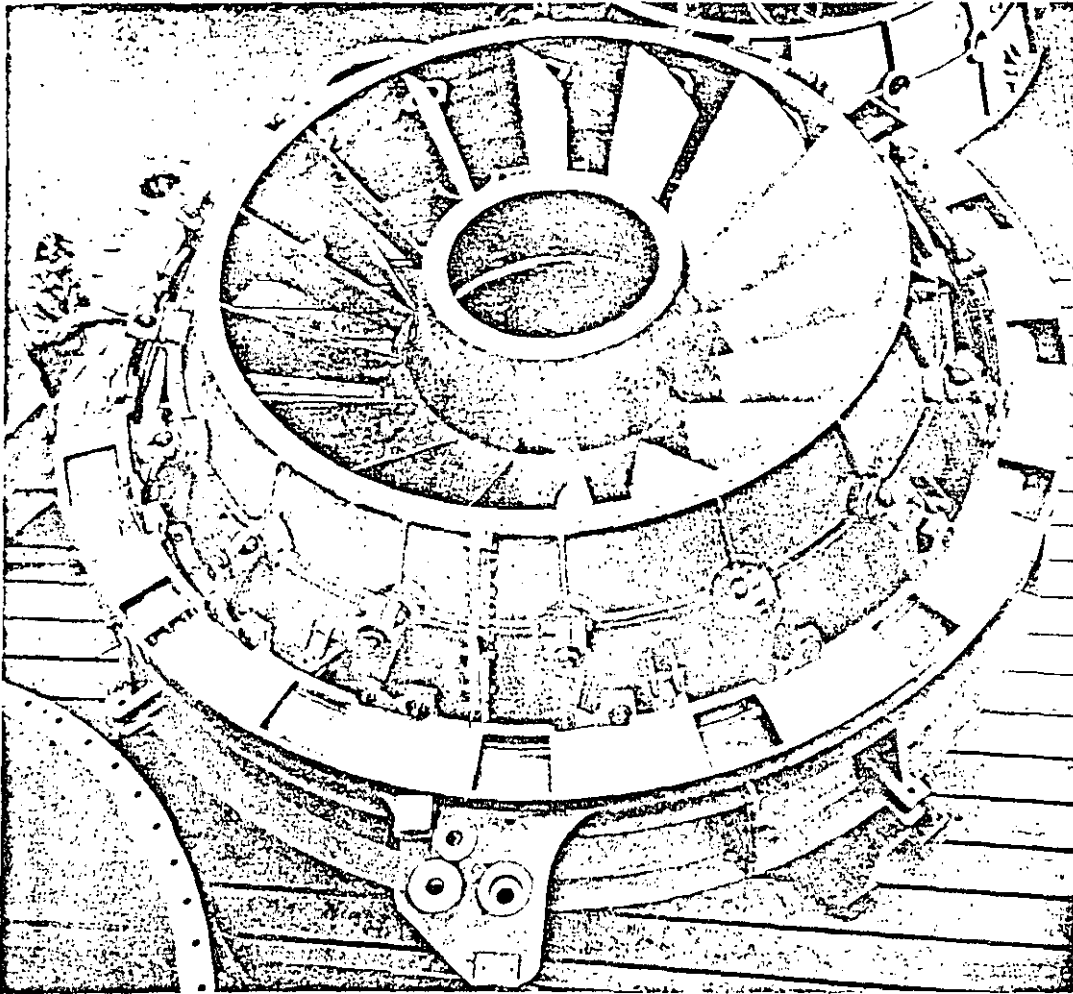
Escher Wyss.



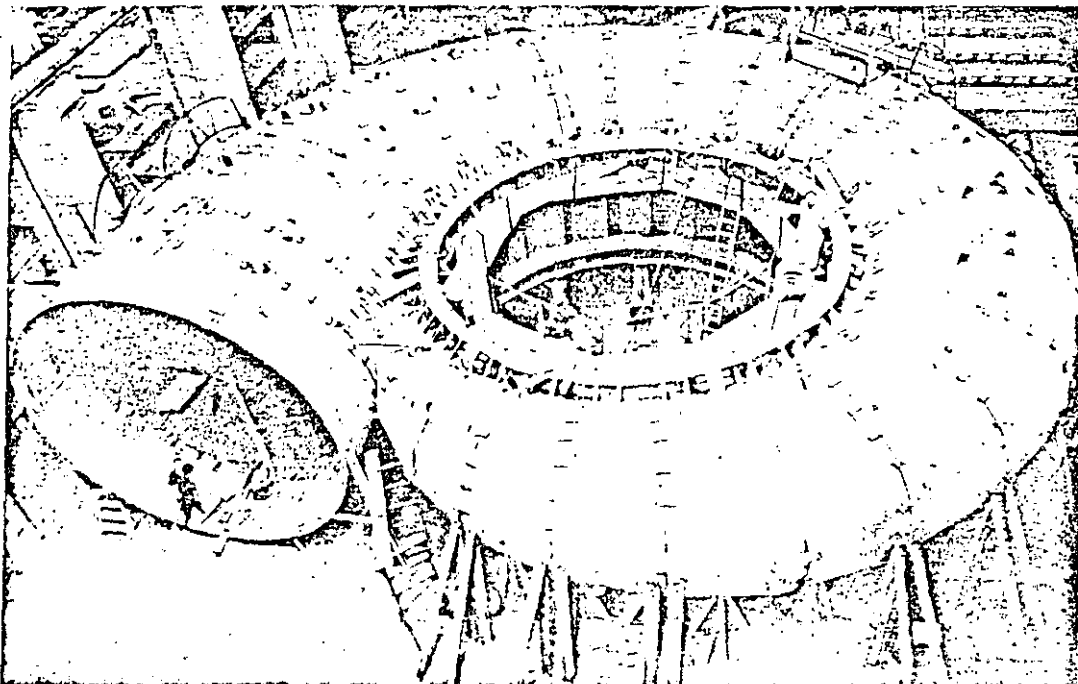


Turbina BULBO. Corie longitudinal. (Cortesia NEYPRIC)

Escher Wyss



The conically tapered axial guide-wheel of the tubular turbine at Rüchlig (River Aar, Switzerland) has 16 guide vanes which are connected by means of clamping levers and collapsible links with the welded regulating ring. The radial lug in the foreground is provided for the connections to the servomotor control-rod and for the closing weight. $P = 1620$ kW, $H = 4$ m, $Q = 46$ m³/sec, $n = 75$ rpm.

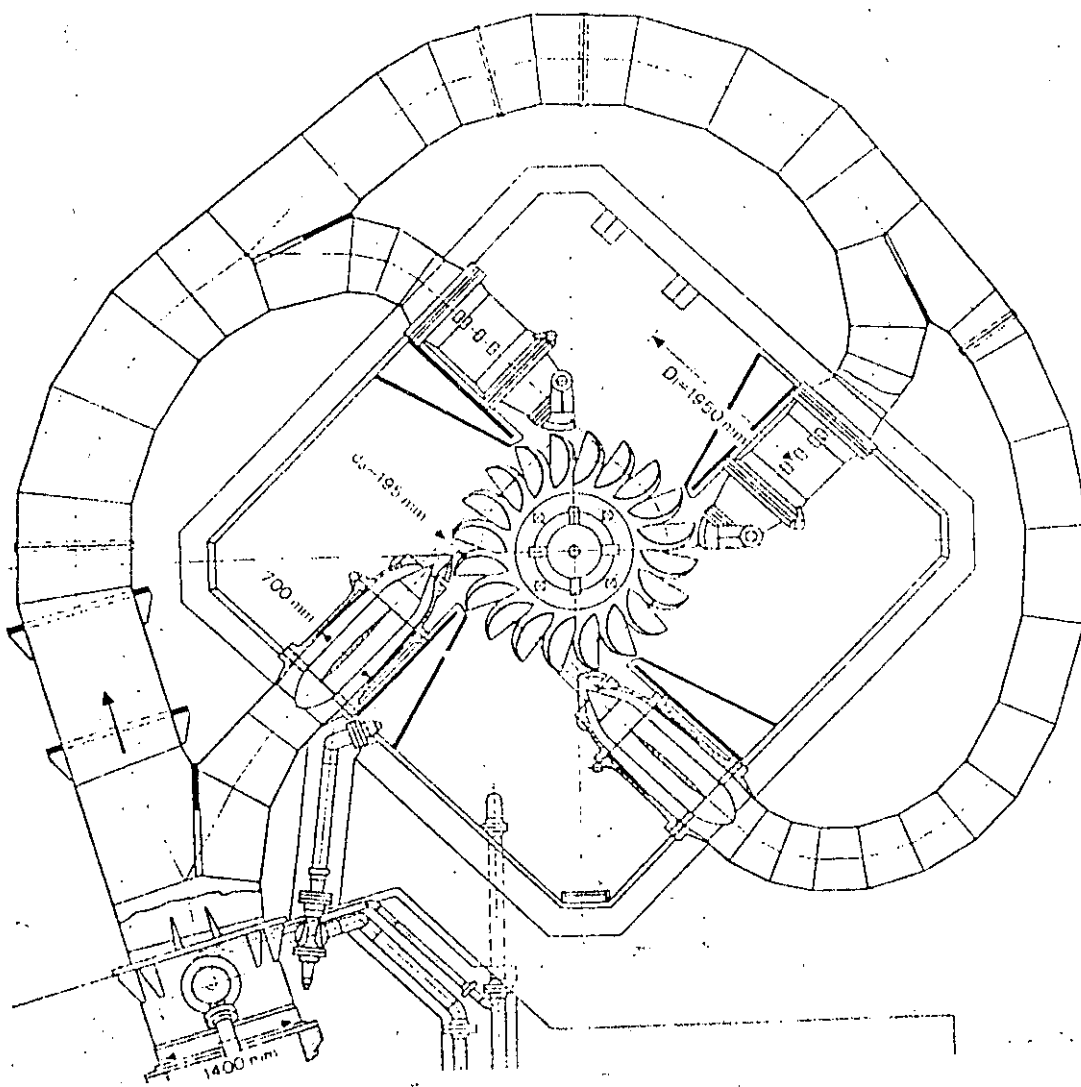
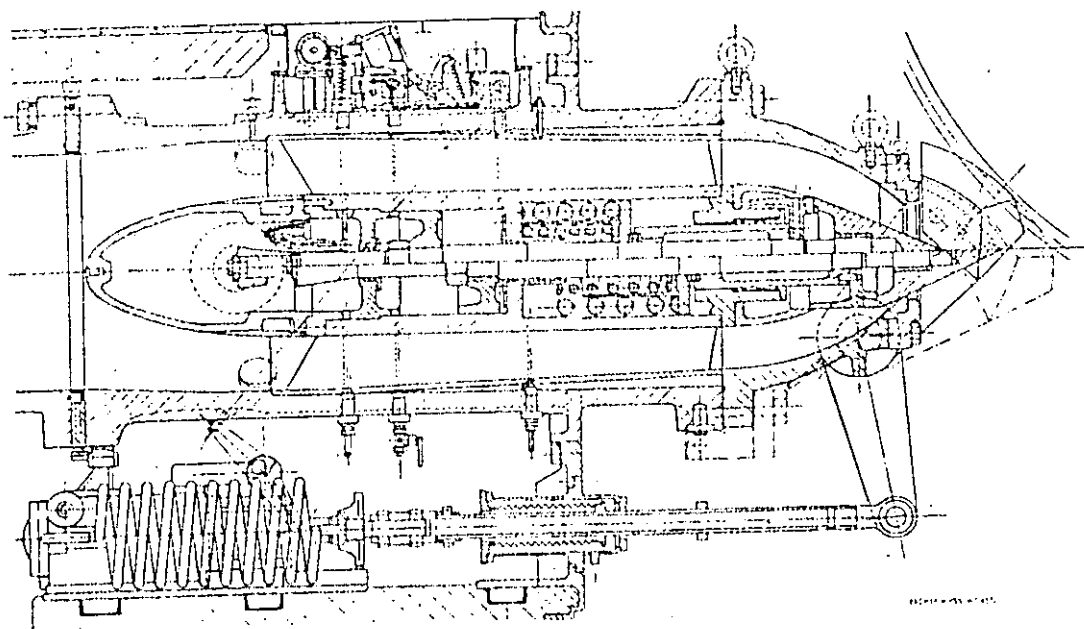


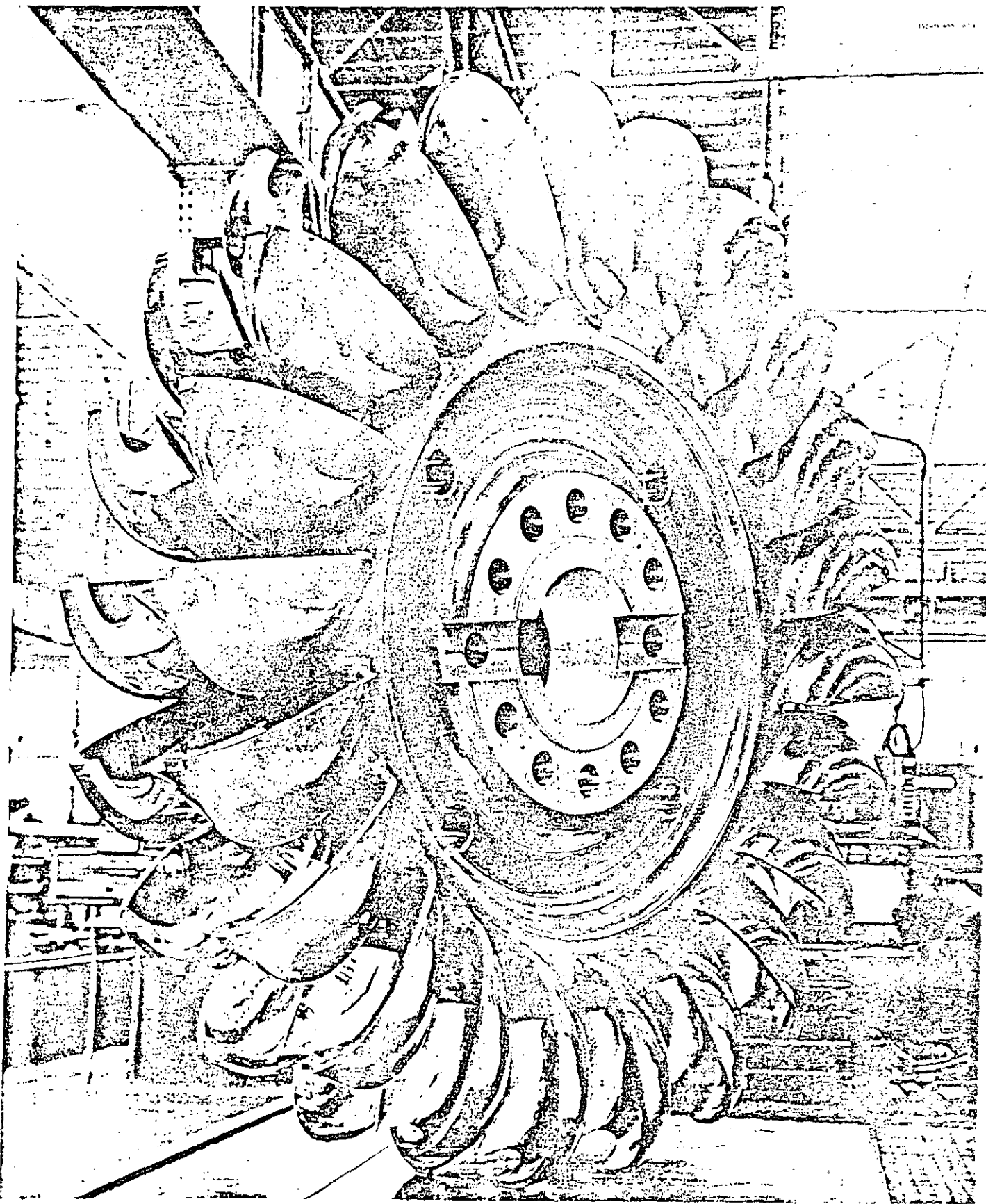
One of the three welded sheet-steel spirals, made from boiler plate, for Ribarroja Power Station (Fig. 16). Inlet diameter 6.6 m, design pressure 49 m. The seams of the assembly are held together temporarily, because the 24 sheet sections in view of their large dimensions can only be welded to one another and to the stay-vane ring consisting of six sections during final assembly at the erection site. After careful radiographic inspection of the welded seams, each spiral was tested under a pressure of 73.5 metres water column.

Internally situated servomotor for the positioning of the nozzle, needle of an impulse turbine for the Biasca Power Station (see also Figs. 7 and 8). Output per nozzle 40,000 kW. For the supply and discharge of oil under pressure, passages are provided in the guide ribs. The control valve for the needle is actuated by a cam plate driven on the one hand by the speed governor over the deflector servomotor, and on the other hand by a follow-up of the movement of the needle, so that each position of the deflector is associated with a definite needle position. Up to now Escher Wyss have produced straight injectors with individual outputs up to 46,000 kW.

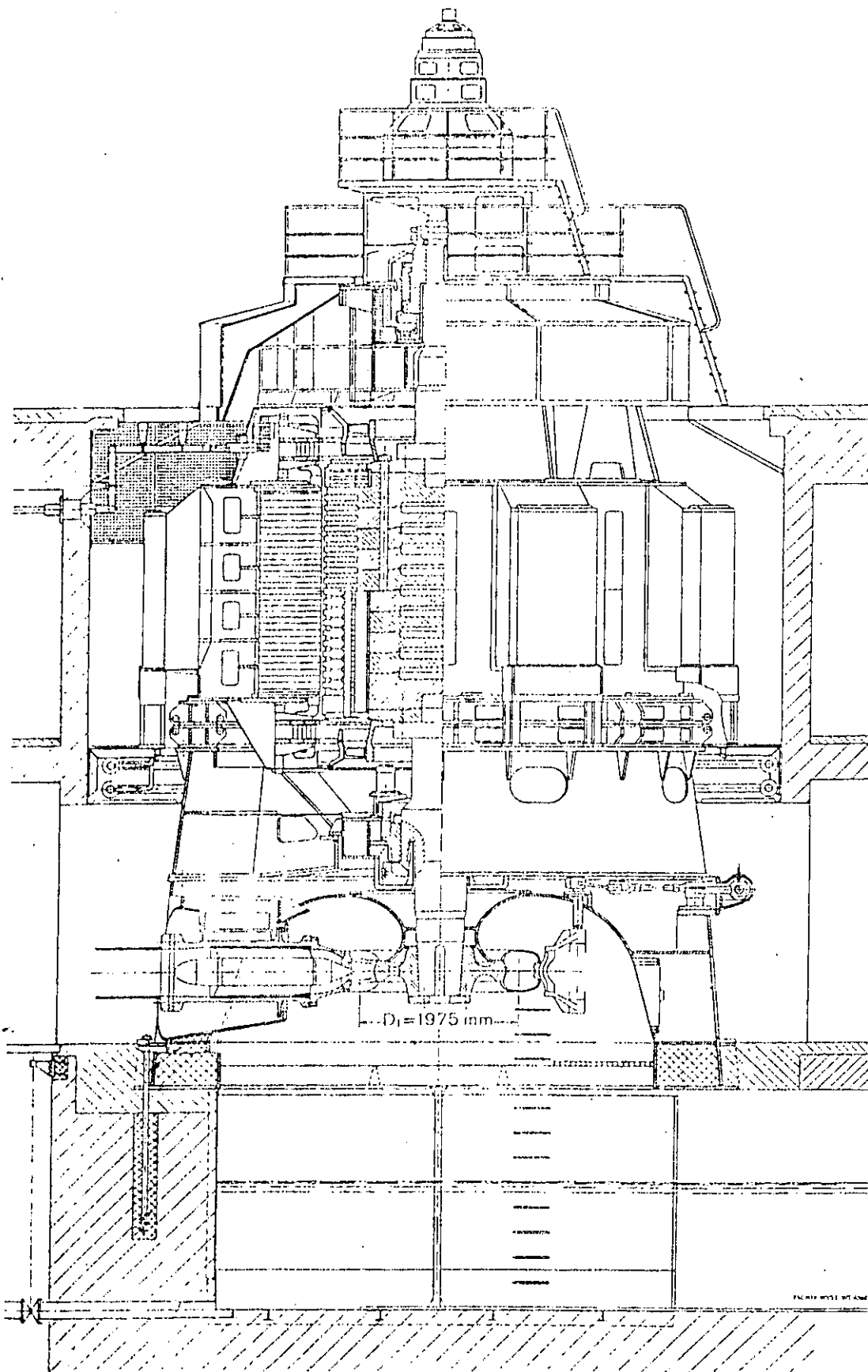
Horizontal section in the plane of the annular duct through one of the two vertical-shaft four-nozzle impulse turbines for the power station El Salto II (Colombia). Short nozzles, in conjunction with a close-fitting turbine casing and internally situated servomotors, result in small machine dimensions and a correspondingly reduced distance between centres. The nozzles are bolted simultaneously to the pressure pipe and to the turbine casing by means of a common flanged section and can be removed, in the same way as the runner, through the discharge pit. $P = 37,000$ kW, $H = 415.5$ m, $n = 400$ rpm.

One of the runners of the 4 horizontal turbo-sets for the Tavanasa Power Station (Grisons, Switzerland). The steel runner is cast as a single piece. The buckets and their edges are ground to highly accurate dimensions with special jigs and gauges. The root of each bucket was examined for freedom from cracks by the magnetic powder method. P (turbo-set) = 49,100 kW, $H = 478.2$ m, $n = 375$ rpm. The symmetrical design of the runner hub, with keyways on both sides for a transverse key for torque transmission, enables each runner to be used as required, at either of the two ends of the alternator shaft. The replacement of a runner is thus simplified, and only one spare runner is required.





Section through one of the two vertical-shaft impulse turbines supplied by Escher Wyss for the Göschenen Power Station. $P = 41,300$ kW, $H = 645.8$ m, $n = 500$ rpm. The runner is impinged upon by jets from three nozzles which have an angular spacing of only 90° in order to reduce the distance between sets. The nozzle needles are controlled by internally situated servomotors (see Fig. 4). The turbine casing carries the loads due to the alternator and runner and transmits these to the concrete foundation. Four sturdily designed arms connect the intermediate supporting ring for the alternator to the inner ring on which the lower guide bearing is fixed. These 50-MVA singlephase alternators have the highest output capacity attained in the world by constructions of this type.

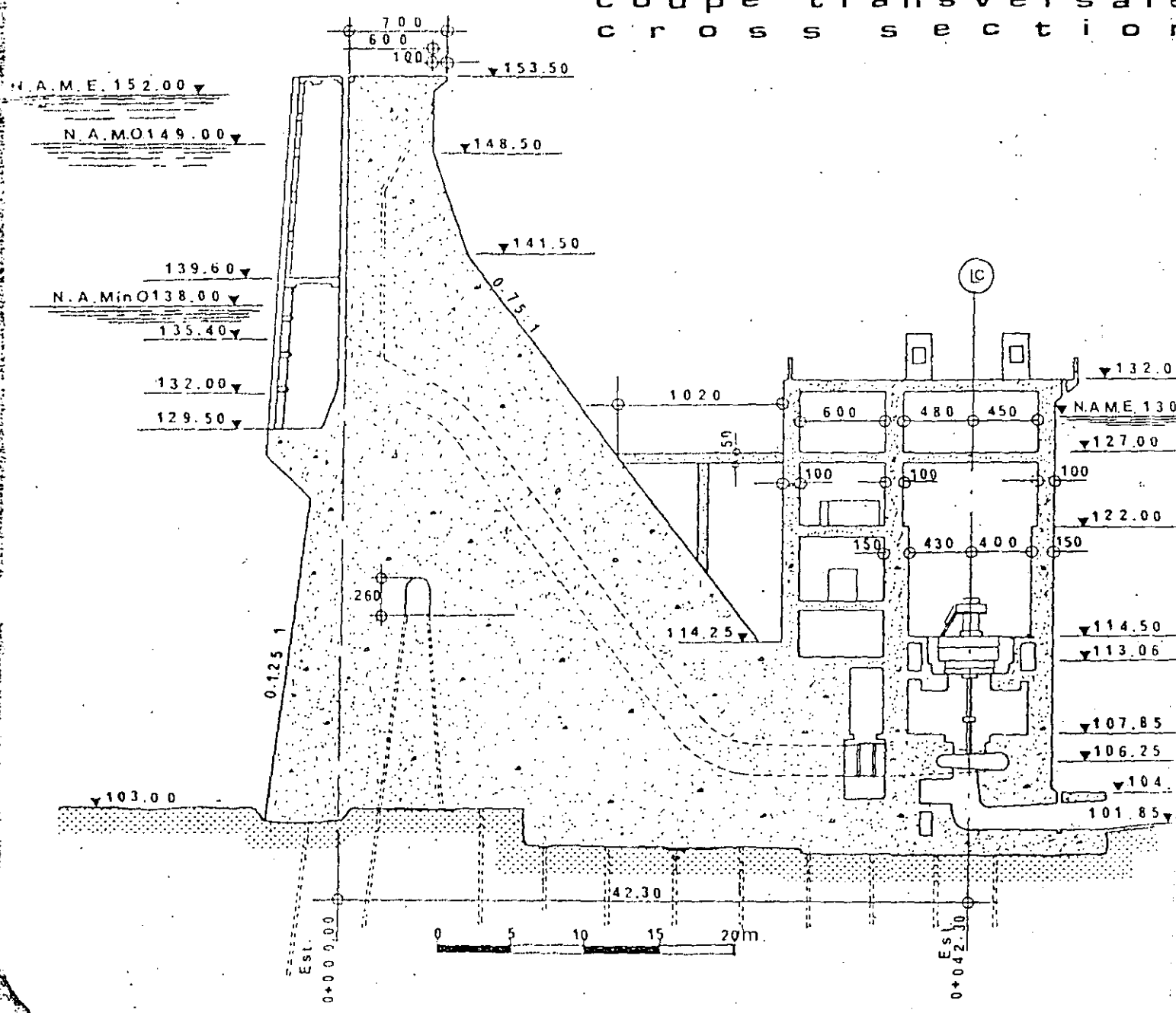


Ejemplos.

(1) Planta hidroeléctrica Andrés Figueroa, Gro.	
Capacidad instalada	30 MW
Generación media anual	113 GWh
Turbinas	5 Francis
Carga neta de diseño	37.5 m
Caudal máximo	19 m ³ /seg.
Potencia de diseño	8450 C.V.
Carga bruta máxima	44.0 m
Carga bruta mínima.	33.0 m.
Velocidad	300 r.p.m.
Alternadores	5
Capacidad	7500 KVA
Frecuencia	60 Hz
Factor de potencia.	0.8 cos ϕ

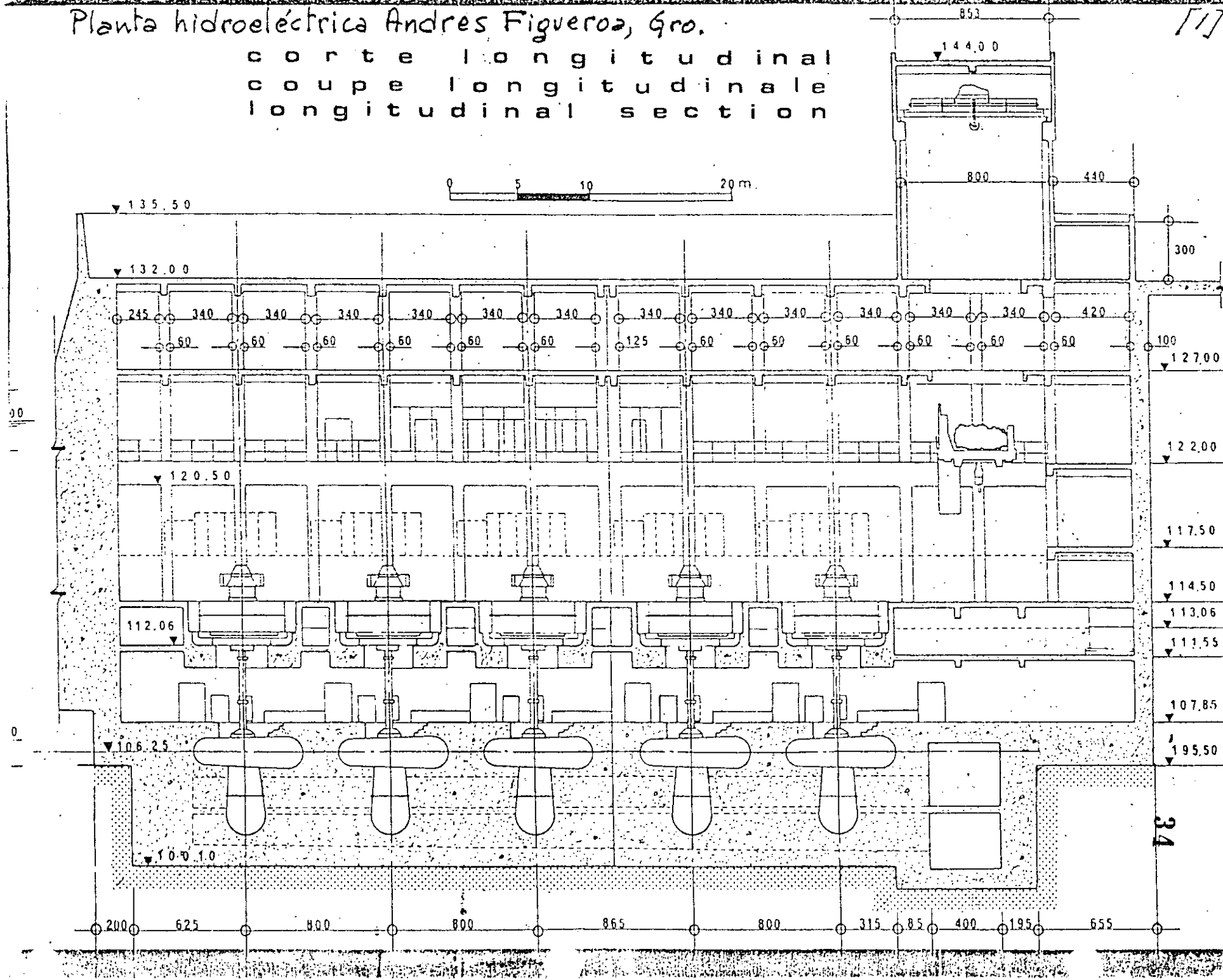
Planta hidroeléctrica Andres Figueras, Gro.

corde transversal
coupe transversale
cross section



Planta hidroeléctrica Andres Figueroa, Gro.

longitudinal section
coupe longitudinale
longitudinal section



(2). Planta hidroeléctrica de Mazatepec, Pue.

Estructuras.

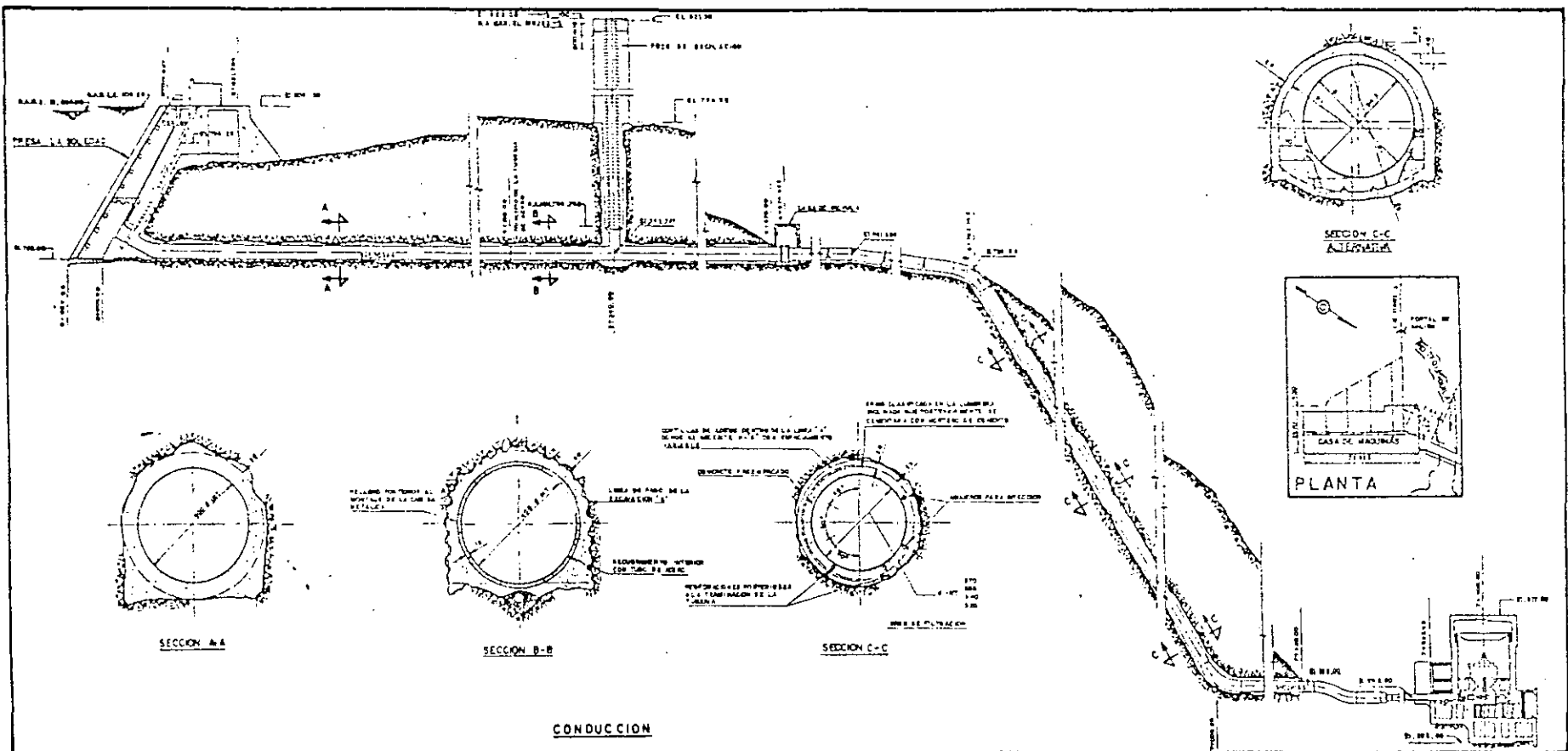
- Presa La Soledad, sobre el río Apulco, Pue.
- Obra de Toma en la presa La Soledad, Pue.
- Túnel a presión
- Pozo de oscilación.
- Tubería a presión.
- Casa de máquinas para cuatro unidades.
- Desfogue hacia el río Apulco.

Datos generales del proyecto.

- Nivel de aguas normales en la presa
La Soledad. 805.50 m.
- Nivel de agua en el desfogue 293.00 m.
- Caída bruta máxima. 512.50 m.
- Gasto aprovechado.
- Primera Etapa. Q = 39.0 m³/seg.
- Segunda Etapa Q = 52.0 m³/seg.

Unidades.

- 3 turbinas pelton de 6 chiflones.
y 74600 C.V. cada una. 223800 C. V.
- 3 alternadores trifásicos de --
58000 KWA cada uno 174000 KVA.
- 2a. Etapa.
- Capacidad total.
- 4 turbinas Pelton. 298400 C.V.
- 4 alternadores trifásicos. 232000 KVA .

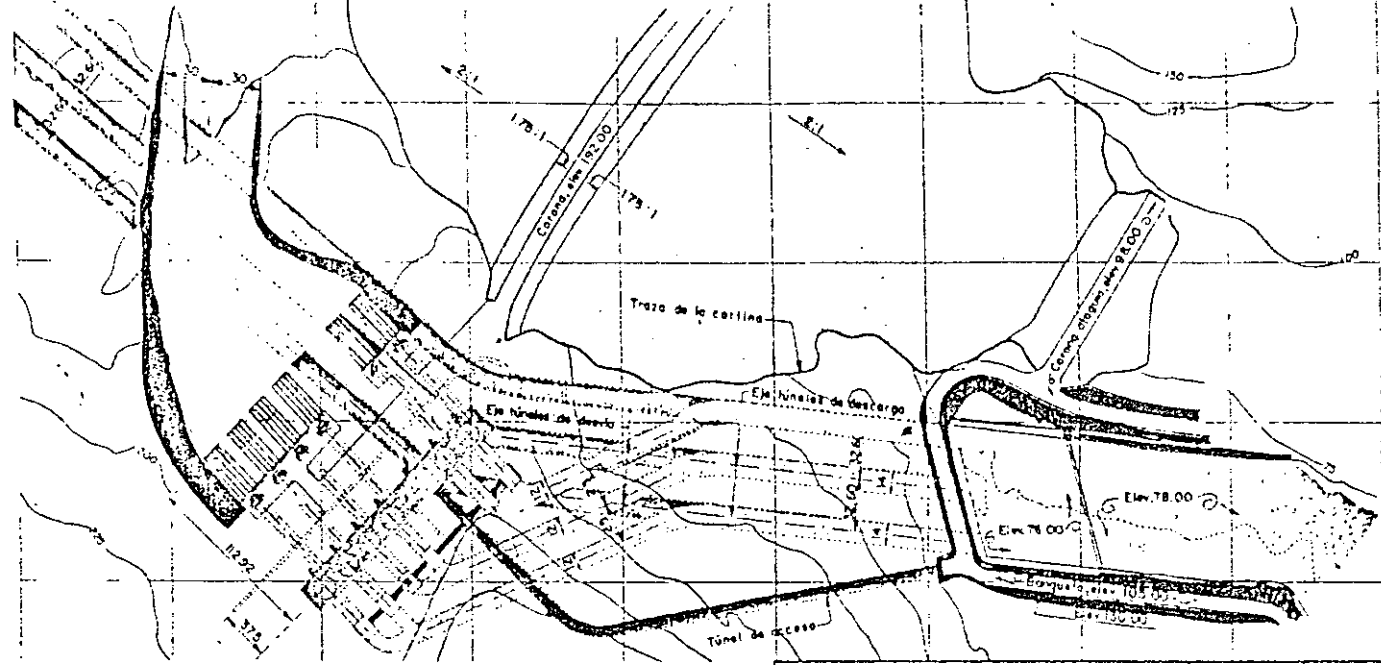


Planta hidroeléctrica Mazatepec, Pve.

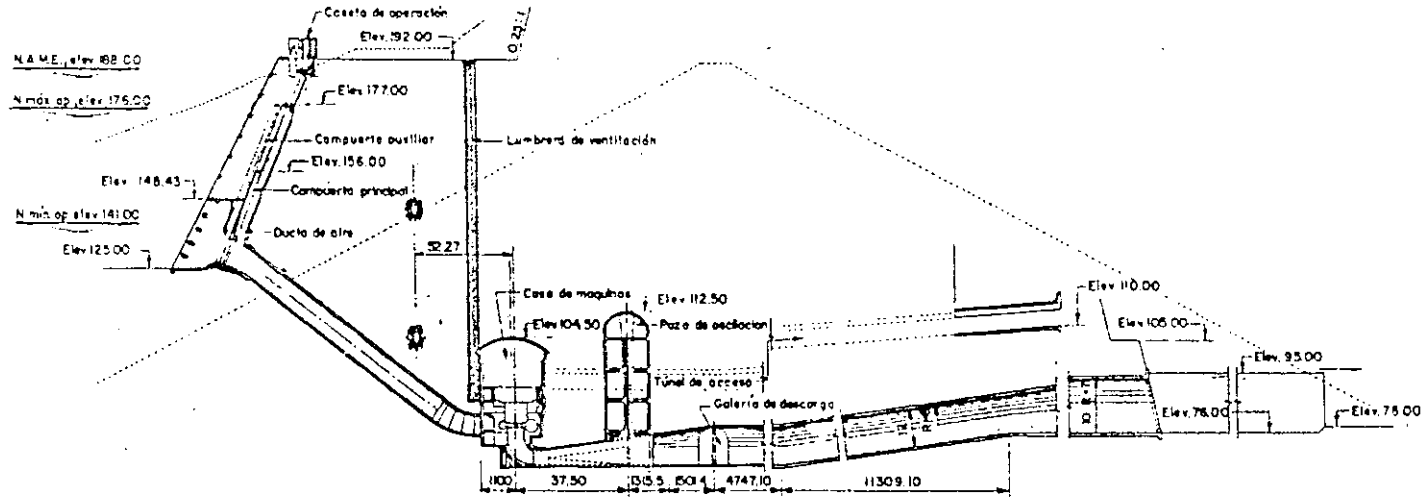
(3) Planta hidroeléctrica de Malpaso.

Datos generales del proyecto.

Capacidad instalada primera etapa.	720 000 KW
Capacidad instalada segunda etapa.	360 000 KW
Capacidad total.	1 080 000 KW
Generación firme media anual.	3000 mill. KWh.
Número de unidades.	6
Gasto máximo por unidad.	255 m ³ /seg.
Compuertas rodantes de 4.8mx8.2 m.	6
Número de turbinas.	6
Tipo.	Francis vertical.
Carga neta máxima.	95.5 m.
Carga neta de diseño.	85.0 m.
Gasto de diseño.	240.0 m ³ /seg.
Potencia de diseño.	250 000 C.V.
Velocidad de rotación.	128.57 r.p.m.



PLANTA HIDROELECTRICA



PERFIL POR EL EJE DE LAS UNIDADES NUMS 3 y 4

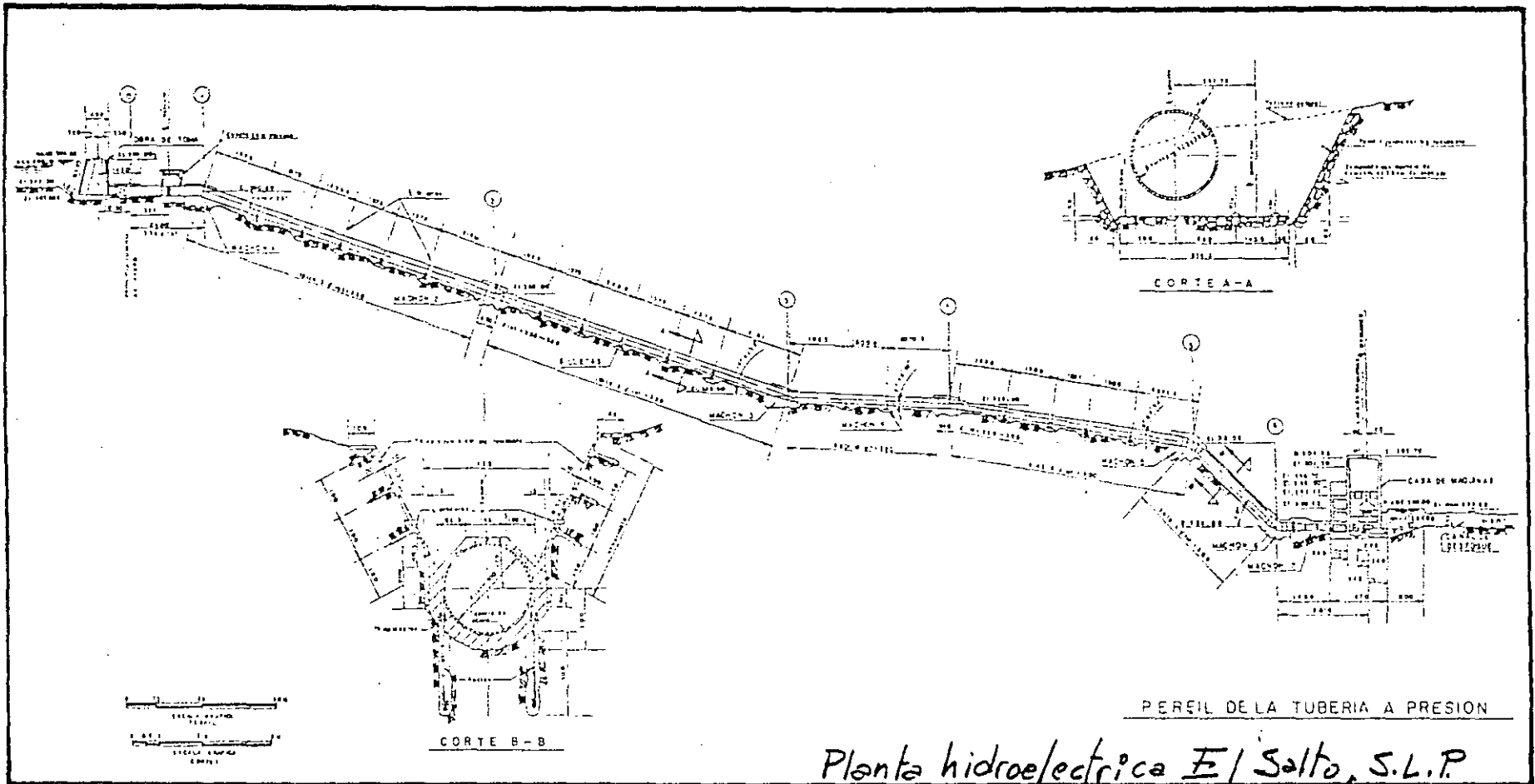
38

Planta hidroeléctrica Mal Paso, Chis.

(4) Planta hidroeléctrica El Salto, S.L.P.

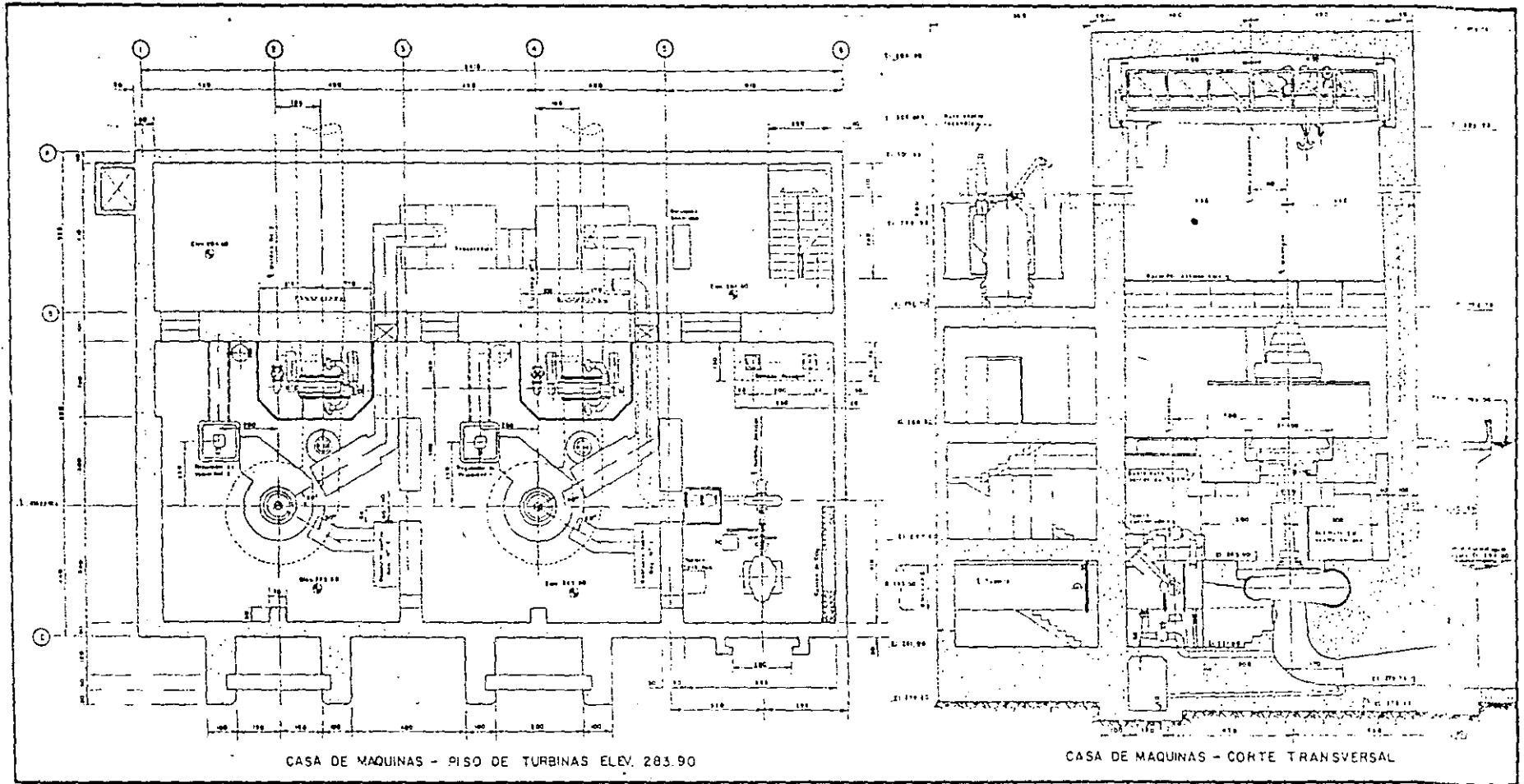
Datos del proyecto.

Turbinas.	2
Tipo	Francis vertical.
Gasto de diseño	10 m ³ /seg.
Carga de diseño	108.40 m.
Potencia por unidad	13 150 C.V.
Velocidad de rotación	6 9 000 KW 600 r.p.m.



Planta hidroeléctrica El Salto, S.L.P.

C.F.E.



CASA DE MAQUINAS - PISO DE TURBINAS ELEV. 283.90

CASA DE MAQUINAS - CORTE TRANSVERSAL

Planta hidroeléctrica El Salto, S.L.P.
C.F.E.

BIBLIOGRAFIA.

- "Modern trends in selecting and designing Francis turbines".
por, F. de Siervo y F. de Leva, Water Power, agosto 1976.
- "Modern trends in selecting and designing Pelton turbines".
por F. de Siervo y A. Lugaresi, Water Power, diciembre 1978.
- " Selecting Hydraulic Reaction Turbines".
Bureau of Reclamation, Washington, 1976.
- "Water Power Development", Tomo I y II, por E. Mosonyi, Academia
de Ciencias de Hungría, Budapest, 1963.
- "Hydroelectric Engineering Practice", Tomos I, II y III,
por J. Guthrie Brown, Blackie an Son, Ltd., Londres.
- "Moder trends in selecting and designing Kaplan turbines".
por, F. de Siervo y F. de Leva, Water Power, diciembre 1977 y
enero 1978.
- "Plantas Hidroeléctricas. Primera Parte. Marzo de 1980.
Ing. Roberto tarvajal Rodríguez.



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

PROYECTO DE PLANTAS HIDROELECTRICAS

ESQUEMAS GENERALES
OBRAS HIDRAULICAS

M. EN I. FELIPE ARREGUÍN CORTÉS

OCTUBRE, 1984



DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO
FACULTAD DE INGENIERIA U. N. A. M.

PRESAS DE ALMACENAMIENTO Y DERIVACION

Oscar Vega Roldán
Felipe I. Arreguín Cortés
Profesores de la Sección de Hidráulica

I. ASPECTOS GENERALES

I.1 Función de la obra

En general, se puede decir que las funciones de una presa son:

- a) Almacenar agua (presas de almacenamiento),
- b) levantar el nivel del agua (presas de derivación) o
- c) ambas.

Para almacenar el agua se cierra el paso a un río y se obliga a que el agua se acumule sobre el valle aguas arriba; este mismo hecho provoca un remanso que facilita la derivación del agua para el uso deseado.

Los objetivos de una presa se pueden agrupar en dos grandes áreas:

- a) Aprovechamiento
- b) Defensa

A continuación se presentan una serie de objetivos, debiendo notar que no son excluyentes, es decir, una presa puede estar diseñada para el logro de varios de ellos a la vez. Asimismo, se hace notar que la lista no pretende ser exhaustiva.

Aprovechamiento:

- a) Riego o regadío
- b) Abastecimiento de agua
- c) Producción de energía eléctrica
- d) Navegación
- e) Esparcimiento
- f) Acuicultura
- g) Entarquinamiento

Defensa:

- i) Control de avenidas
- j) Control de azolves

1.2 Aspectos económicos

El costo de la obra es importante, en relación con los beneficios que de ella se esperan. Es conveniente realizar un estudio económico de las alternativas técnicamente factibles y escoger la que tenga un costo total mínimo esperado, si todas ellas pueden producir los mismos beneficios. Este costo puede estimarse con la siguiente ecuación:

$$C_t = \sum_i P(C_i)$$

donde:

C_t = es el costo total esperado

C_i = es el costo en el año i (por inversiones en obras, costos de operación y conservación, indemnizaciones, etc)

$P(C_i)$ = es el valor presente de C_i

Usualmente, la comparación se hace sobre la base de los presupuestos de construcción y equipo, adicionados de las indemnizaciones.

I.3 Aspectos legales

Aunque no compete directamente al ingeniero el hacer consideraciones de tipo legal, es muy conveniente que sepa que existe un conjunto de leyes que rigen la prioridad en el uso del agua, las zonas federales en ríos y en playas de lagunas y océanos, así como a las áreas susceptibles de ser empleadas como vaso de almacenamiento.

I.4 Estudios hidrológicos

Se llevan a cabo estudios hidrológicos que son necesarios para el proyecto de una presa, con el objeto de proporcionar los datos de proyecto, tales como: capacidades (de azolves, muerta, útil, de control de avenidas, de regularización sin control o superalmacenamiento), niveles (muerto, mínimos y máximos de operación) y gastos de diseño (de las obras de toma, de desvío, de control de avenidas y de desagüe de excedencias). También se llevan a cabo estudios sobre el nivel freático en la boquilla y en el vaso, el agua subterránea y calidad del agua.

I.5 Estudios ecológicos

Un ecosistema puede definirse como el conjunto de organismos vivos y factores abióticos (no vivos) contenidos en un área o volumen dado en la naturaleza, que interactúan de tal manera que hay un flujo continuo de energía dentro del conjunto. Por lo común los ecosistemas se encuentran en situación de equilibrio, cada especie tiene relaciones bien definidas con los demás y las tramas y cadenas alimenticias están bien establecidas. Es conveniente mantener el equilibrio de los sistemas ecológicos que nos benefician, por eso es muy importante realizar un estudio cuantitativo y cualitativo del proyecto de acuerdo a los objetivos de la presa, tratando de conservar dicho equilibrio. Este estudio debe formar parte de los que analicen la factibilidad del proyecto.

I.6 Elementos de un aprovechamiento hidráulico superficial (ver fig I.1)

Cuenca fluvial

Es el área tributaria hasta un punto determinado sobre una corriente, y está separada de las cuencas adyacentes por el parteaguas.

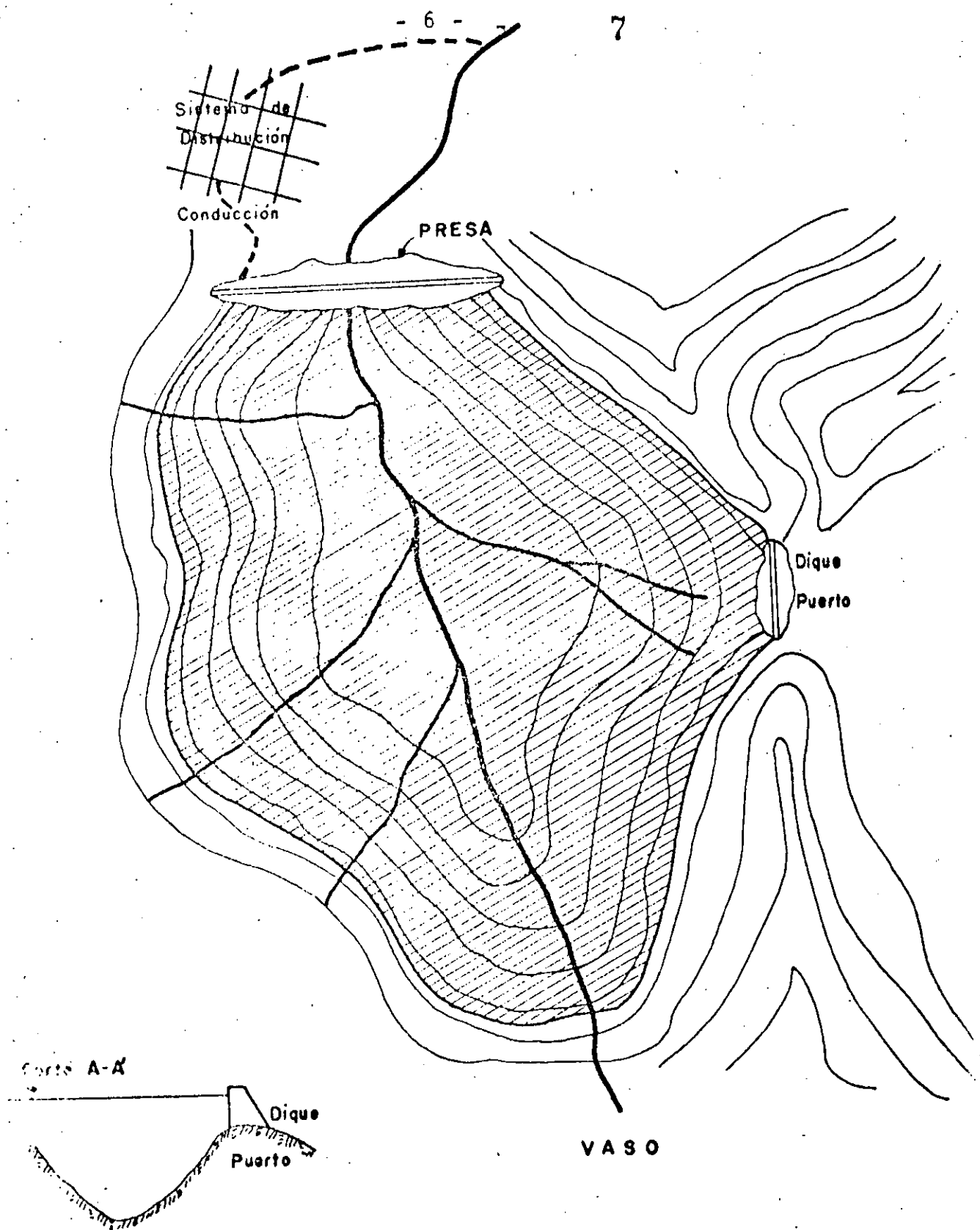


Fig I.I Elementos de un aprovechamiento hidráulico superficial y algunas estructuras de presas.

Vaso de almacenamiento o embalse

Es una ampliación del valle por donde escurre una corriente, susceptible de cerrarse por medio de una presa, para acumular sus aguas.

Boquilla-Estrechamiento terminal del vaso

1.7 La presa y sus estructuras auxiliares

Presa. Obstáculo construido al paso de la corriente. Fig 1.1

Obra de toma. Estructura que permite la extracción de agua del embalse para los fines deseados. Fig 1.2

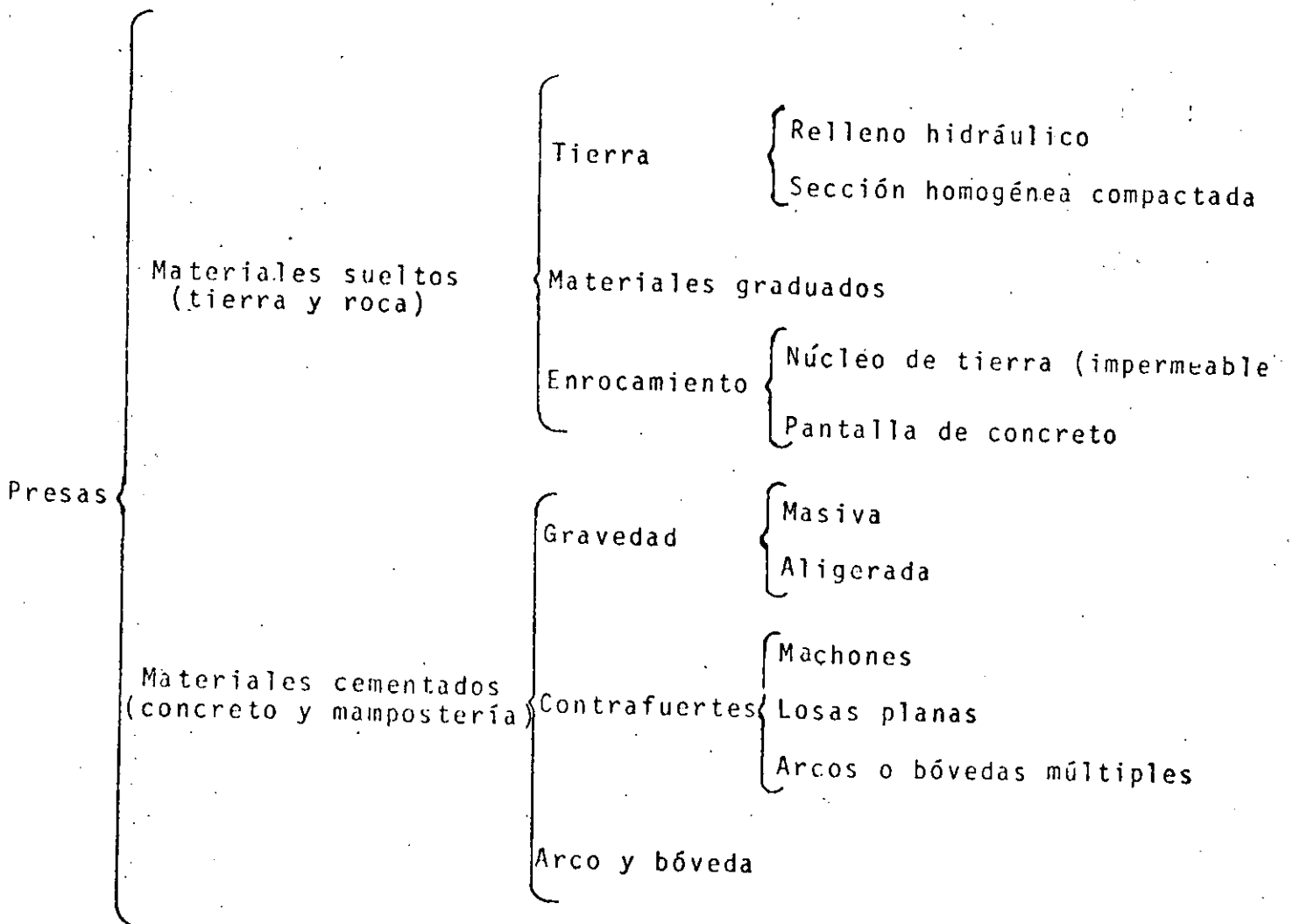
Obra de excedencias. Estructura que permite que los excedentes de agua pasen de nuevo a la corriente, sin peligro para la presa. Fig 1.2.

Obra de control. Permite el manejo de los excedentes, para proteger zonas aguas abajo.

Obra de desvío. Son obras de carácter temporal, que tienen por objeto controlar adecuadamente la corriente durante la construcción de la presa. Fig 1.2.

1.8 Clasificación de las presas

Existen varias clasificaciones de las presas: atendiendo a su altura, a sus funciones o a otras características, sin embargo la clasificación más común es de acuerdo a sus materiales de construcción y a su concepción estructural, que es la que se cita a continuación:



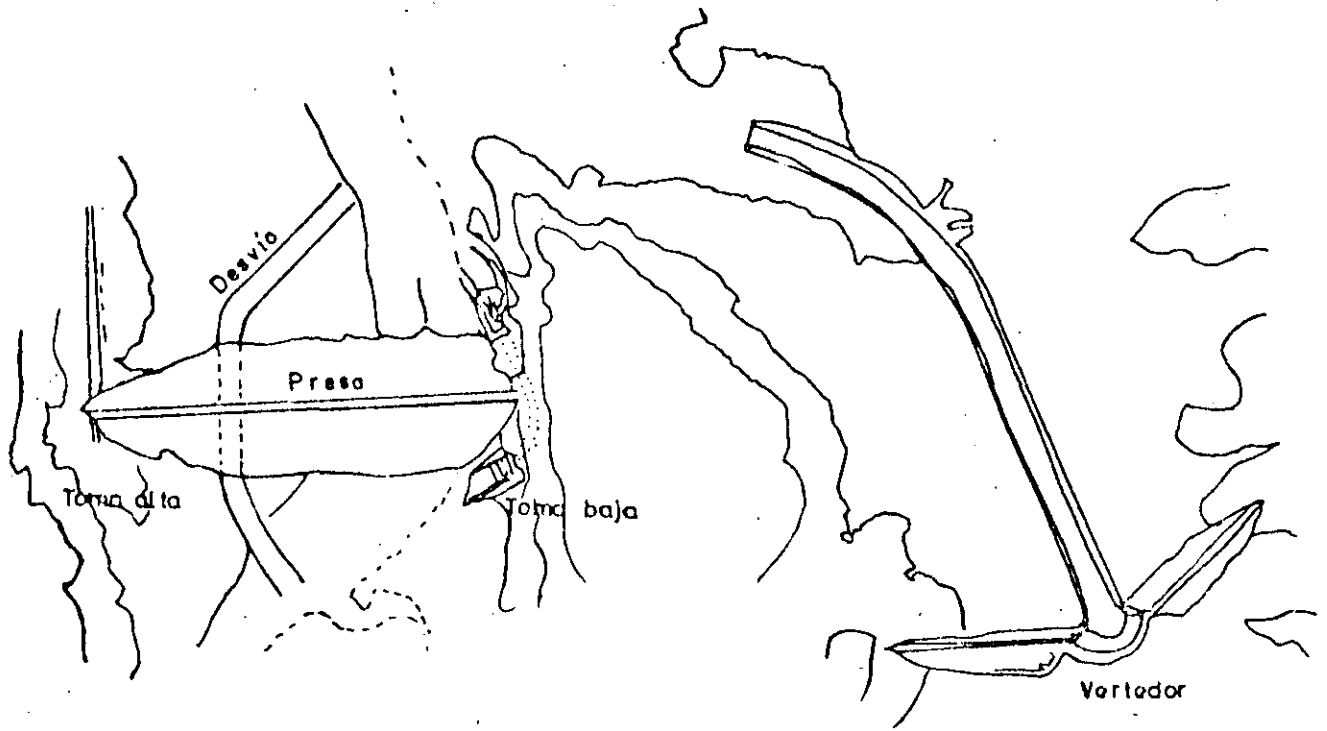
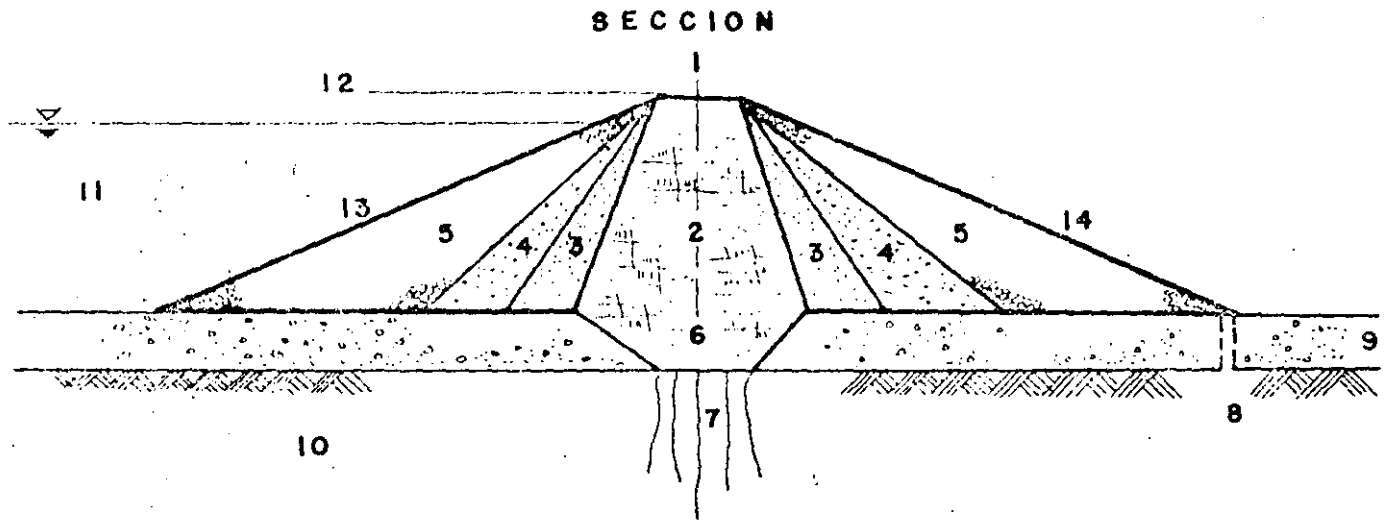


Fig I.2 Estructuras auxiliares de una presa

1.9 Algunas secciones típicas de presas

A continuación se presentan algunas secciones, así como la planta de cada una de ellas. También se anexa en cada caso una nomenclatura relacionada con la sección o planta.



1 Corona

2 Corazón o núcleo impermeable

3 Filtros

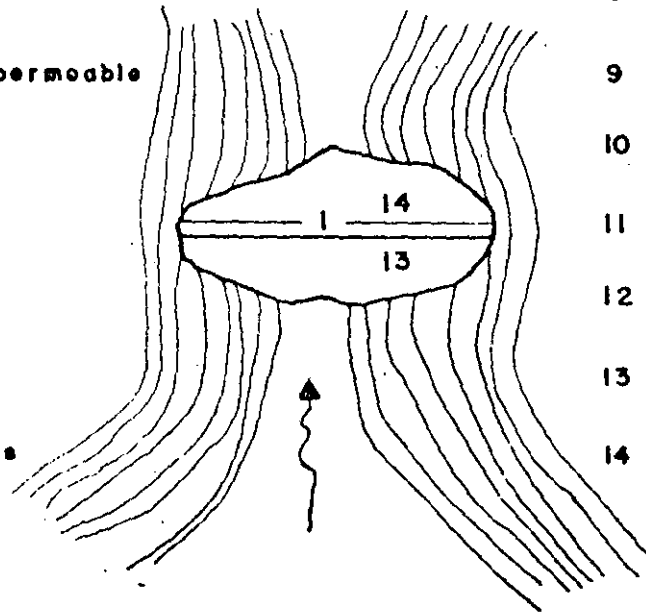
4 Transiciones

5 Respaldos

6 Trinchera

7 Pantalla de inyecciones

PLANTA



8 Pozos de alivio

9 Depósito aluvial

10 Roca firme

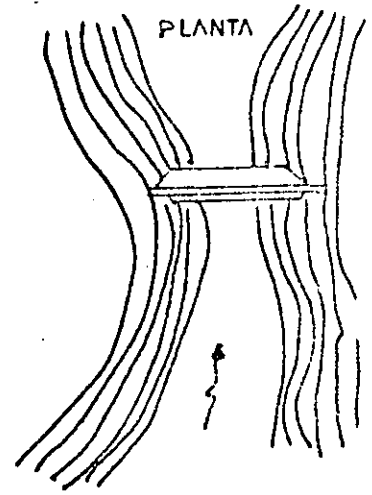
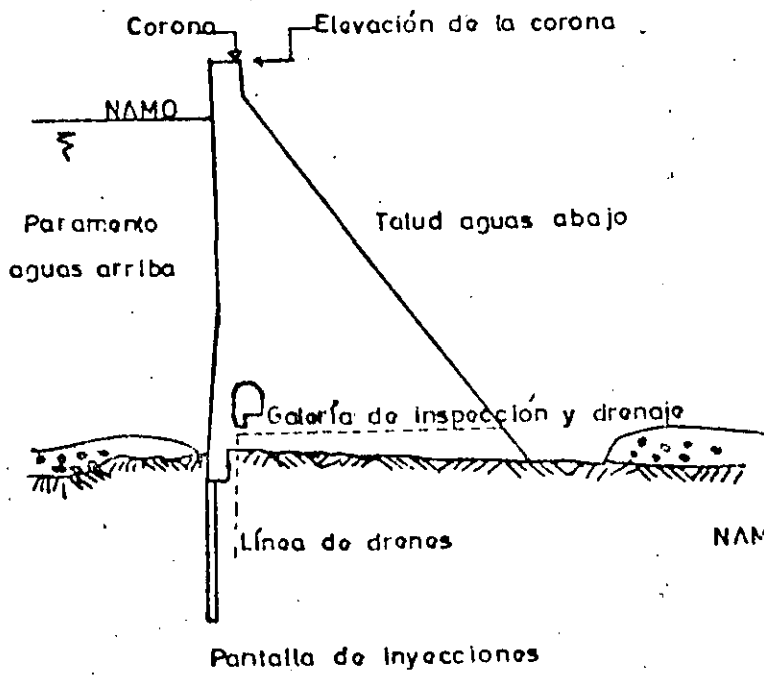
11 Embalse

12 Bordo libre

13 Talud aguas arriba

14 Talud aguas abajo

Fig 1.3 Presa de materiales graduados, tomada de la referencia (1).



NAMO: Nivel Aguas Máximo Ordinario

Fig 1.4 Presa de gravedad

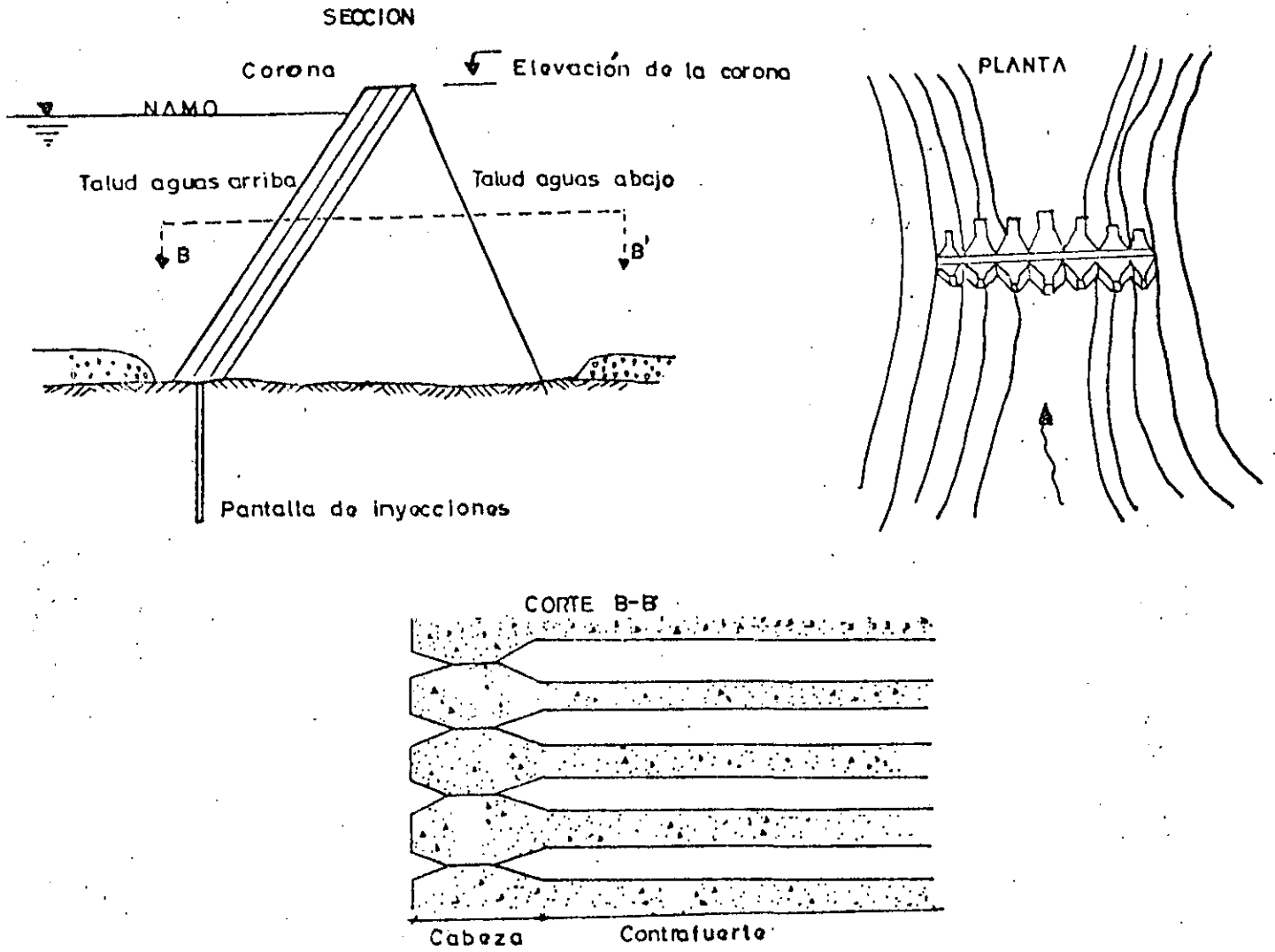


Fig 1.5 Presa de contrafuertes

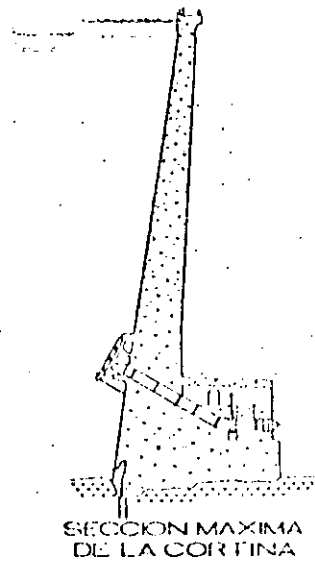
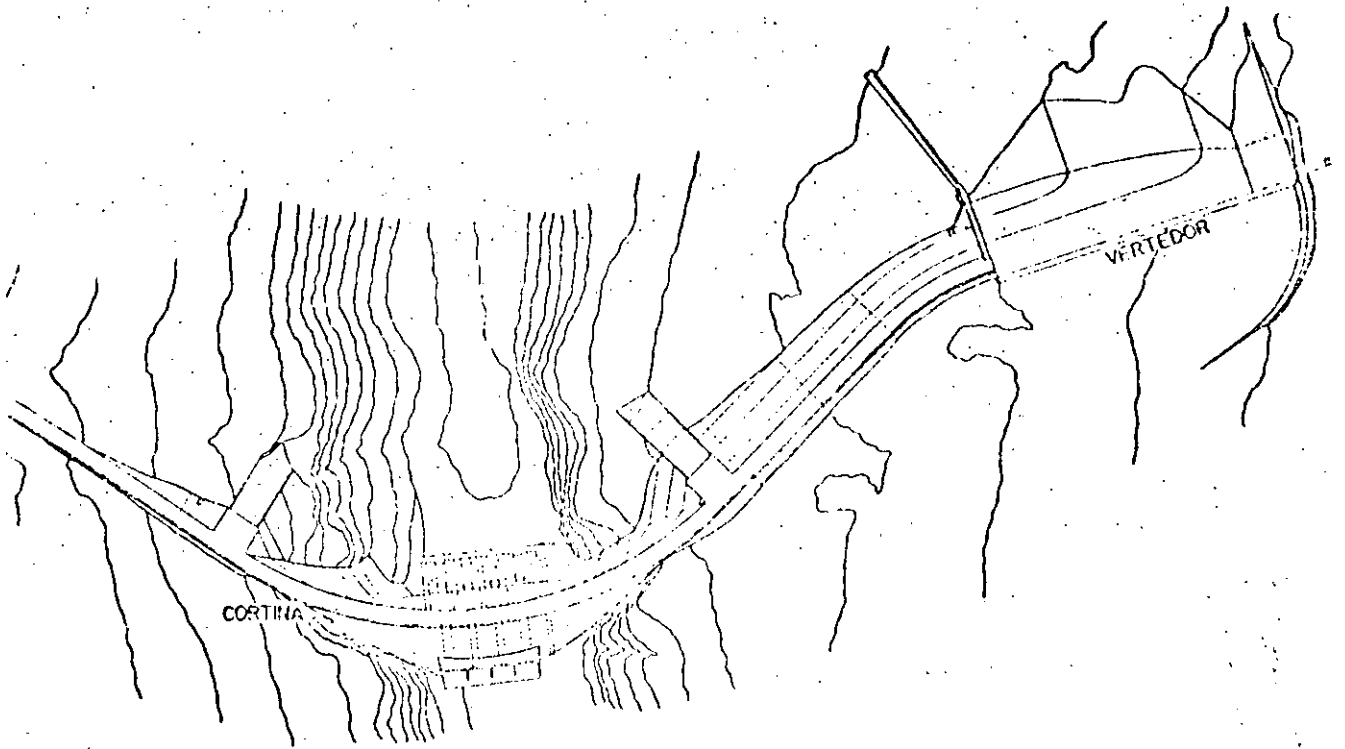


Fig. 1.6 Presa tipo arco gravedad

1.10 Estudios preliminares

1.10.1 Algunas consideraciones sobre la boquilla, la cimentación y el vaso.

Una vez que los estudios hidrológicos permiten recomendar la construcción de una presa, dos aspectos importantes deben considerarse para seleccionar el sitio de presa o boquilla; ellos son: la topografía y la geología del lugar en estudio.

Una vez hecho un reconocimiento, preferentemente aéreo, (muchas veces es conveniente complementarlo con reconocimientos terrestres, sobre todo en las zonas que pudieran ocasionar duda, por ejemplo: zonas arboladas) se fijarán los monumentos para apoyar los levantamientos topográficos, es necesario también contar con controles horizontales y verticales establecidos por cualquier sistema de triangulación, la longitud de los lados así como las escalas de los planos deberán establecerse de acuerdo con el tipo de terreno y las dimensiones del mismo, también será importante construir un sistema de coordadas de la región en estudio.

Simultáneamente a los estudios topográficos es conveniente iniciar los geológicos, algunos datos de este tipo que son necesarios son:

- a) Mapa geológico. Existe un mapa geológico de la República Mexicana, que sirve de auxiliar al ingeniero para te

ner una visión general del tipo y edad de las rocas en la región de estudio, ver fig 1.7. Mejores son las cartas CETENAL (ahora DETENAL), 1:50 000.

- b) Secciones transversales geológicas
- c) Análisis de las formaciones geológicas, poniendo especial atención en zonas de calizas cavernosas, gravas, depósitos glaciales permeables, depósitos de sal o cualquier otra que pueda afectar la viabilidad de la presa.
- d) Nivel freático
- e) Manantiales en la zona
- f) Localización de afloramientos de roca
- g) Resultados de sondeos con posteadora o pozos de prueba, y/o perforaciones con broca de diamante y recuperación de corazones, en la zona de cimentación.
- h) Muestras del suelo y subsuelo en el vaso
- i) Fallas, fracturas, echado de las rocas
- j) Localización de los materiales con que se va a construir la cortina.

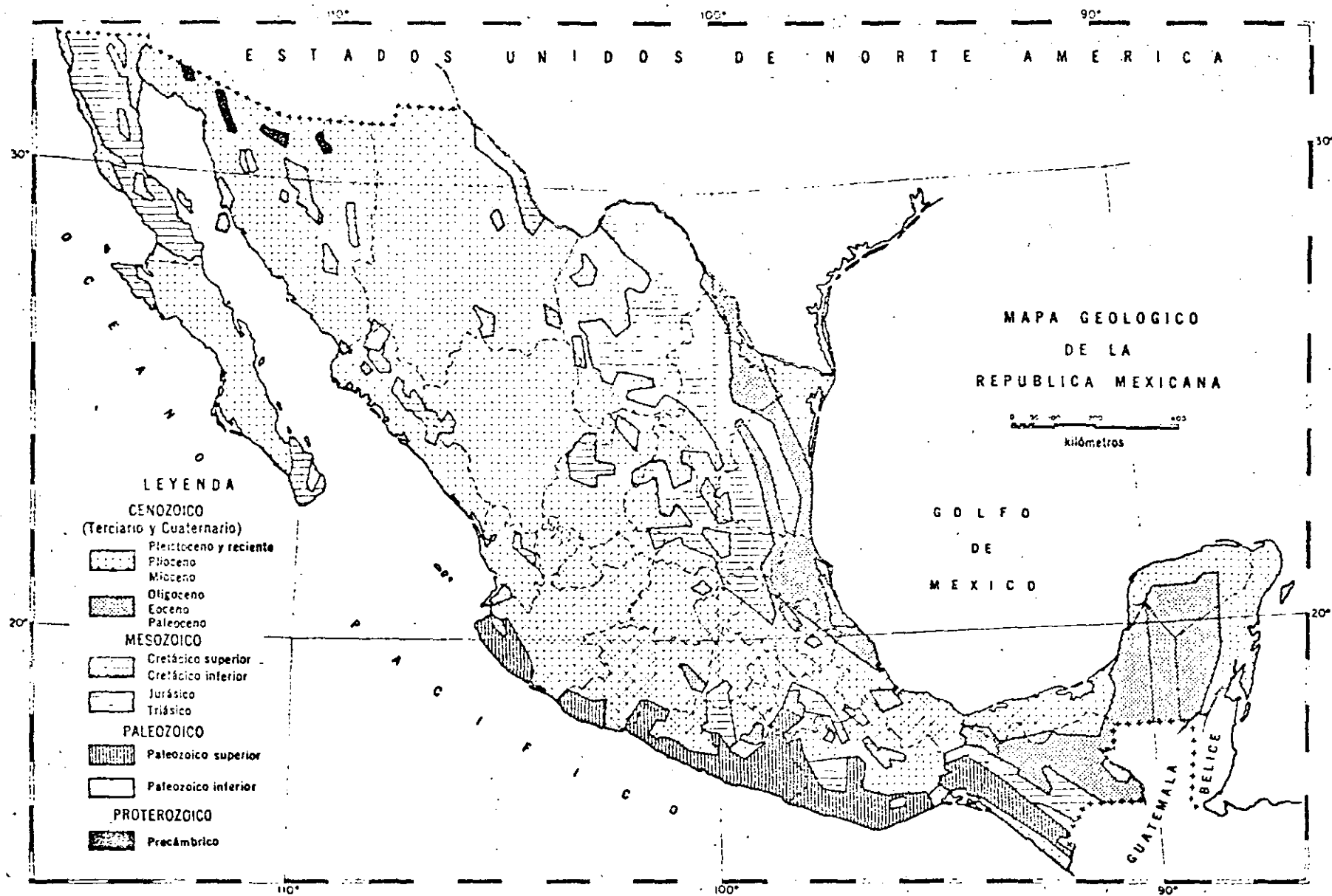


Fig 1.7 Mapa geológico de la República Mexicana

La forma de la boquilla influye en la selección del tipo de presa, una boquilla amplia con taludes muy tendidos será propicia para la construcción de una presa de tierra, gravedad, ó contrafuertes, cosa que no sucede en una boquilla muy estrecha ya que debido a la corta distancia de presa construida sobre los taludes, estará influenciada por el comportamiento de los mismos, pudiendo provocar tensiones y como consecuencia fisuras en una presa de tierra. En general, deberá tomarse en cuenta el efecto de las condiciones de frontera, no siendo propio el disponer estructuras cuyo trabajo sea totalmente bidimensional y que transmitan las cargas a la cimentación únicamente en planos verticales; es más correcto proponer estructuras que trabajen (y se calculen) tomando en cuenta las condiciones de apoyo en tres dimensiones (presas de gravedad con juntas inyectadas; presas en arco y bóveda).

Son problemas muy importantes el flujo del agua y las fallas por efectos dinámicos en la cimentación; estos efectos se estudiarán en otros capítulos, ahora se citarán sólo algunas consideraciones geológicas. La transmisión de esfuerzos a la cimentación y la capacidad de ésta influyen directamente en la selección del tipo de presa. En general, se puede decir que una presa de arco requerirá una mejor calidad de terreno que una de contrafuertes, y ésta que una de gravedad y finalmente, la de gravedad necesita mejores condiciones que una de tierra, debido en parte a que la primera tiene una menor área de apoyo.

La dirección de los echados (sentido de las capas de roca) también es determinante para efectos de selección obsérvese la fig 1.8.

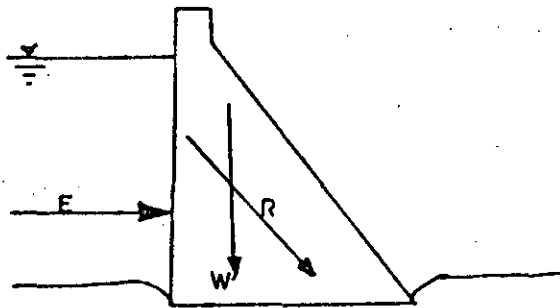
La topografía influye determinantemente para saber la capacidad del vaso, por medio de sus curvas de área y capacidades, proporcionando un criterio de selección; además se deben considerar aspectos geológicos que puedan ser factores de selección, como sitios de posibles fugas o deslizamientos de taludes.

1.10.2 Tipo, cantidad y localización de materiales

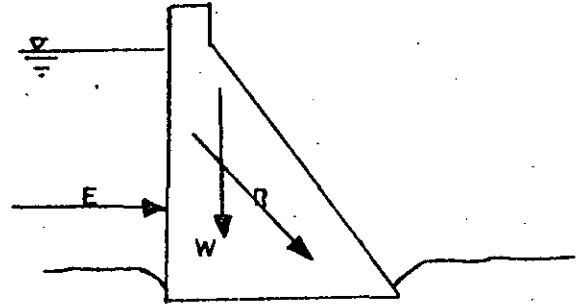
Dentro de los reconocimientos geológicos, deben localizarse y describirse con detalle los materiales que se propone usar. Una vez seleccionados los bancos y otras posibles fuentes de materiales, debe realizarse un estudio económico comparativo, donde se consideran distancias de acarreo y costos de obtención (compra o extracción y proceso de los materiales) y seleccionar la opción de costo mínimo. Otro aspecto importante a considerar, es la factibilidad de obtener mano de obra en la región de construcción.

1.10.3 Acceso a la obra

Se deben localizar con todo cuidado los caminos de acceso a la obra, el campamento para trabajadores, la posibilidad de llevar hasta el lugar la energía requerida por la maquinaria



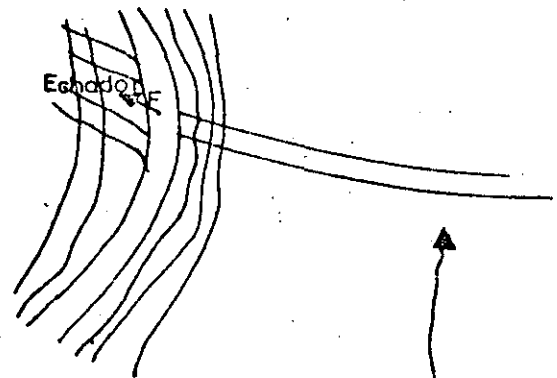
Condiciones no recomendables



Condiciones mejores

Notación

- E= Empuje horizontal
- W= peso
- R= Resultante
- F= Fuerza transmitida



Condiciones Inconvenientes

Fig I.8 Influencia de los echados sobre los criterios de selección de una cortina.

y el campamento, determinar distancias a estaciones de ferrocarriles o a cualquier otro punto de interés para los fines constructivos.

1.10.4 Características sismológicas

Debe considerarse siempre la posibilidad de temblores en la región de interés, para incrementar las cargas y los esfuerzos de acuerdo al reglamento de la región y al tipo de análisis que se realice.

1.10.5 Climatología

Conocer las condiciones climatológicas, es importante para el correcto diseño de la presa, así como para la programación de las etapas de construcción. La lluvia por ejemplo, puede afectar: al diseño de las obras de desvío; a la construcción de presas de tierra o enrocamiento, ya que sería muy difícil el control del contenido del agua durante la compactación, además que esto mismo originaría grandes aumentos de la presión de poro; en una presa de concreto, influiría sobre el revenimiento, y así se podrían citar muchos problemas más ocasionados por la lluvia. En algunas regiones donde el clima es extremo, las presas de concreto no diseñadas adecuadamente podrían sufrir desintegración por intemperismo.

II. PRESAS DE TIERRA Y ENROCAMIENTO

II.1 Presas de relleno hidráulico

Este tipo de presas debe su nombre a los procesos de obtención, conducción y colocación de materiales por medios hidráulicos. El método constructivo es el siguiente:

Los materiales en el banco son atacados por medio de chiflones de agua, y una vez obtenidos son conducidos a la boquilla por medio de corrientes de agua con una velocidad alta (en función del tamaño máximo del material). Para colocarlos se construye un estanque en el centro del terraplén, y por medio de canales con una distribución y pendiente determinadas se logra la colocación de los materiales más gruesos en los

taludes exteriores. La sedimentación hará que los materiales se vayan colocando en orden decreciente de diámetro, quedando los más finos en el centro, para formar así el corazón impermeable. Fig II.1

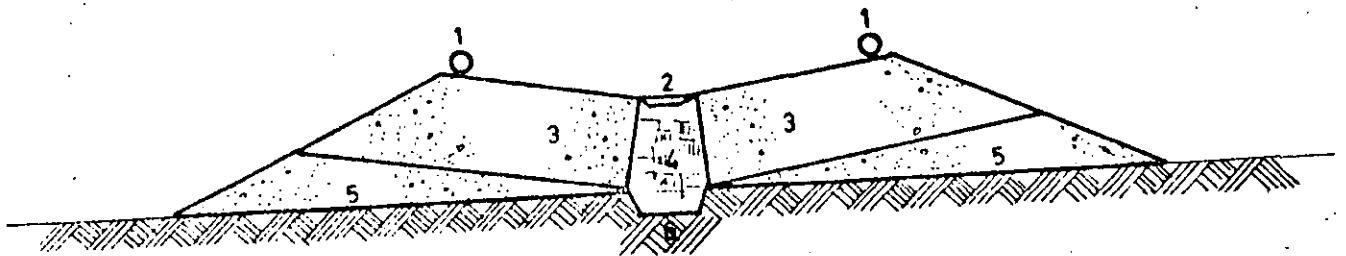


Fig II.1 Construcción de una presa de relleno hidráulico

- 1 Tubería de conducción
- 2 Estanque
- 3 Relleno hidráulico
- 4 Corazón impermeable
- 5 Material colocado en seco
- 6 Trinchera

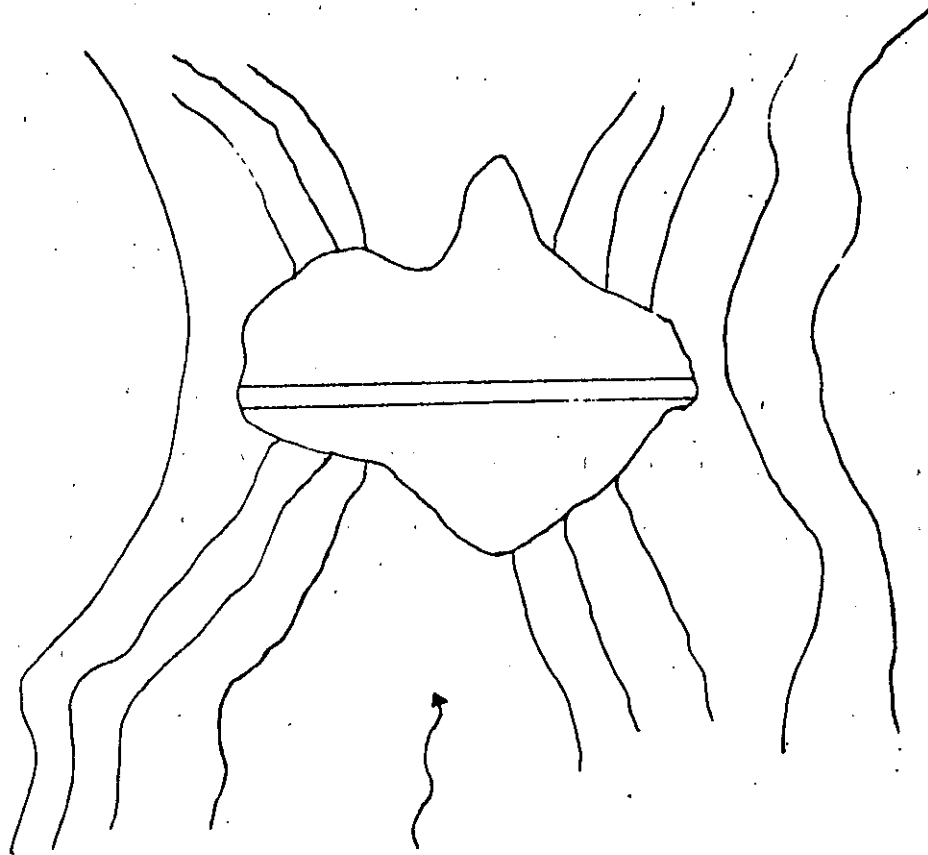
Como transportar el material del banco al terraplén por medios hidráulicos no siempre es factible, puede explotarse el material por cualquier otro procedimiento y transportarlo en camiones hasta el terraplén, donde se continuará el procedimiento en la forma que ya se indicó; a este tipo de terraplén se le llama presa de relleno semihidráulico.

Esta clase de presas requiere un control estricto de la pendiente de los canales, pues un error en ello implica una distribución de materiales distinta a la proyectada.

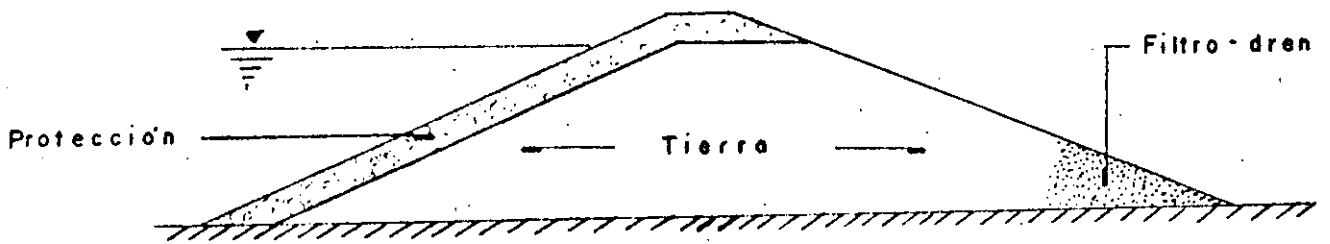
Como los materiales son colocados en estado suelto, su resistencia al esfuerzo cortante es menor que el de las presas de materiales compactados y, por lo tanto, son más susceptibles de fallar por deslizamiento, licuación, etc, por lo cual sus taludes son generalmente más tendidos.

II.2 Presas de sección homogénea

Esta clase de presas se construyen con un solo tipo de material, a excepción de las partes que necesitan protección, como puede ser el caso de los taludes o la corona. Son recomendables donde existe la cantidad necesaria de un material suficientemente impermeable para retener el agua, y si resultan más económicas que otras. Fig II.2



PLANTA



PERFIL

Fig II.2 Presa de sección homogénea.

El talud aguas arriba de este tipo de presas debe ser lo suficientemente tendido para evitar su deslizamiento cuando se presente un vaciado rápido; el talud aguas abajo debe garantizar la estabilidad de la presa.

A través del cuerpo de la presa pasarán filtraciones que aparecerán en el talud aguas abajo, Fig II.3, ocasionando, además de la pérdida de agua, posibilidades de tubificación. Debido a este problema se pretende controlar el sitio donde afloren las filtraciones; esto se logra construyendo partes de material que pueda servir como filtro y que proporcionarán el drenaje deseado. Figs II.4 y II.5

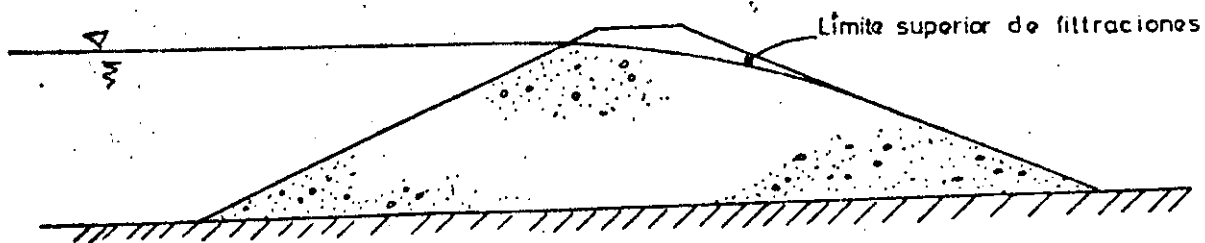


Fig II.3 Presa completamente homogénea

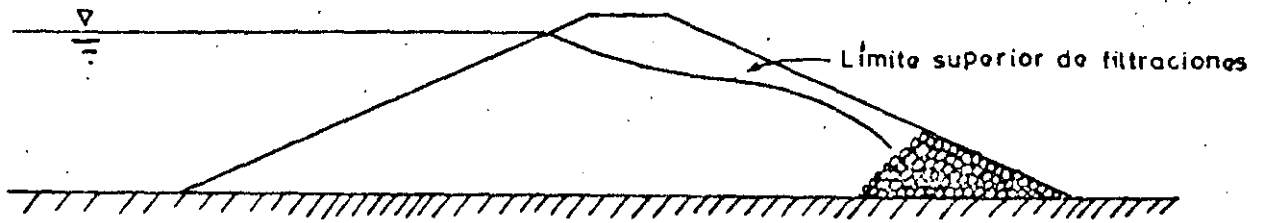


Fig II.4 Presa homogénea con filtro de pie de presa

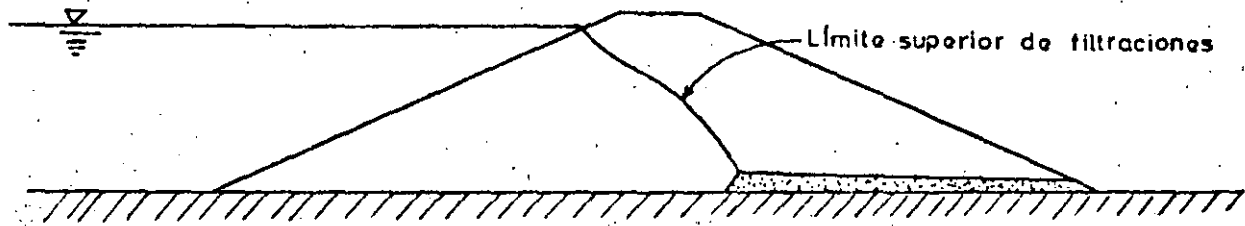


Fig II.5 Presa homogénea con filtro en delantal

II.3 Presas de materiales graduados

Este tipo de presas consta de un núcleo central impermeable y de zonas de permeabilidad creciente del centro hacia los taludes. La zona permeable de aguas arriba proporciona estabilidad en los vaciados rápidos y la zona permeable aguas abajo actúa como dren para abatir el límite superior de las filtraciones y como respaldo estabilizante. Este tipo de presas son de las que más se han construido en nuestro país.

Fig II.6

II.4 Presas de enrocamiento

En este tipo de presas, como su nombre lo indica, el material del cuerpo es rocoso (agrupando en este término material granular grueso, desde gravas y arenas hasta rocas grandes). Para evitar filtraciones existen varias alternativas: colocar losas de concreto en el paramento aguas arriba

Fig II.7, poner un núcleo de material impermeable o construir un muro de concreto o mampostería en el centro de la sección.

II.5 Elementos de Mecánica de Suelos útiles para el diseño de una presa de tierra

Antes de iniciar los comentarios acerca del diseño de los elementos de una presa de tierra, es necesario tener presente una serie de propiedades de los materiales que formarán

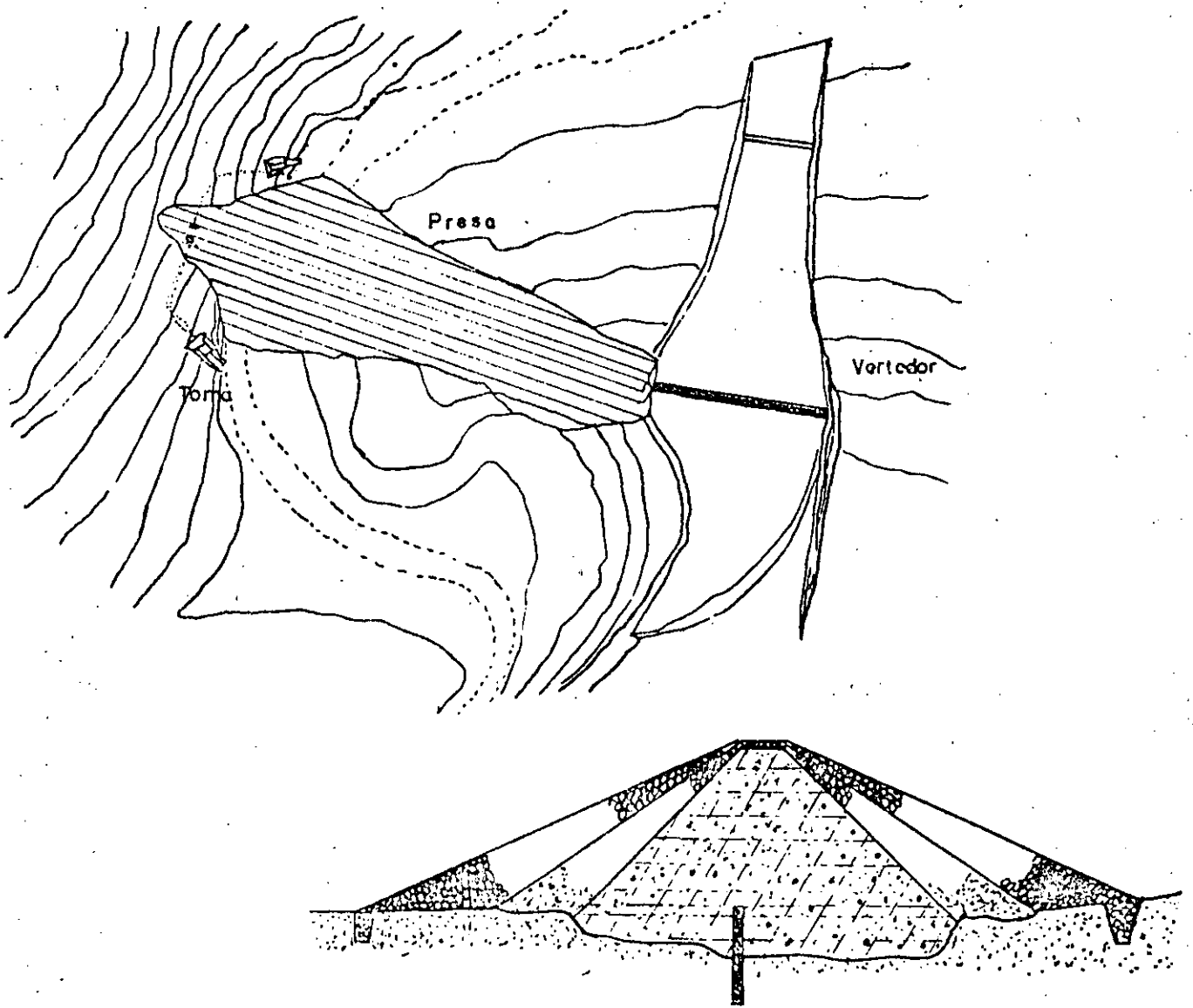


Fig II.6 Presa de materiales graduados

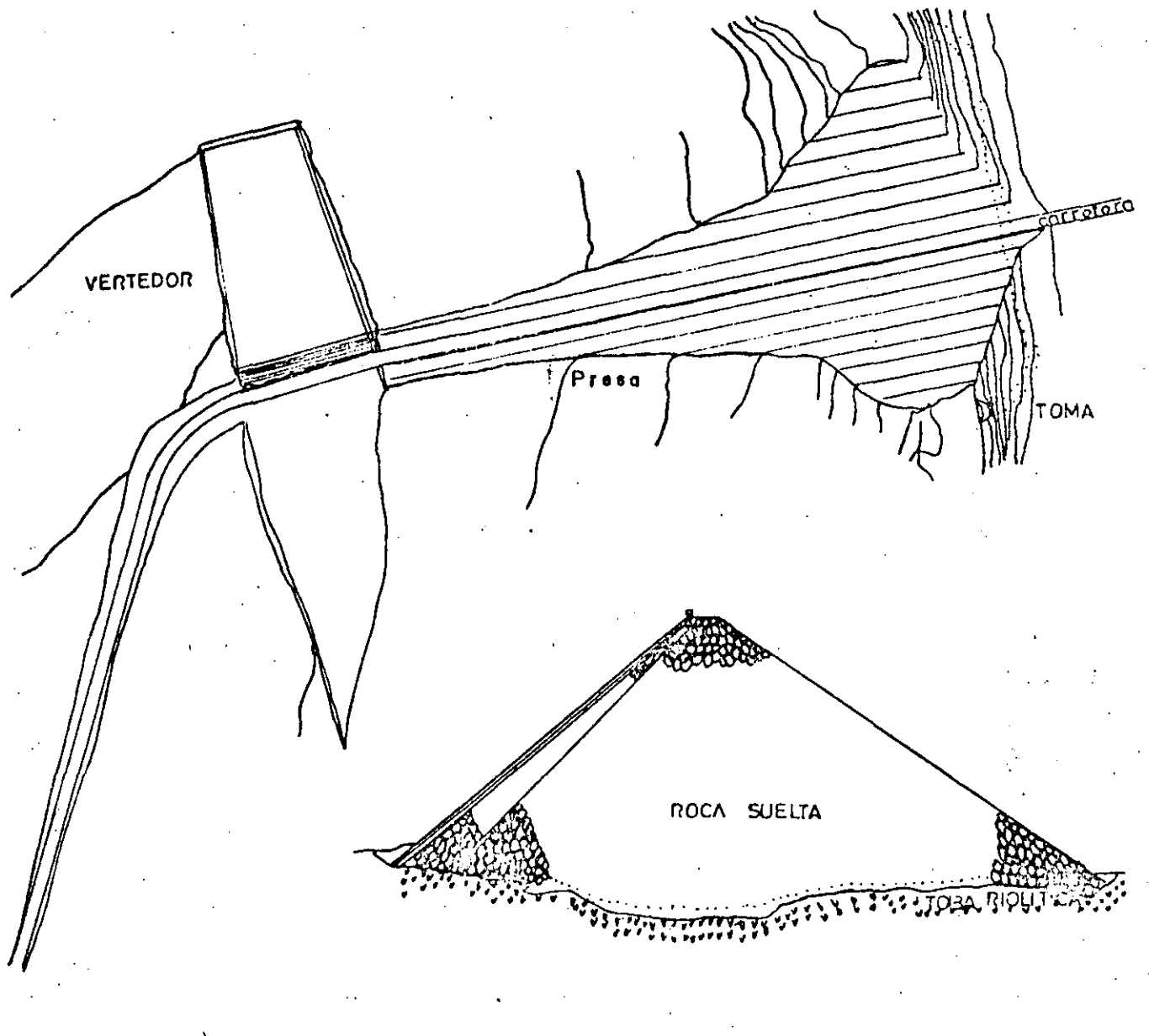


Fig II.7. Presa de enrocamiento

el cuerpo de ella y de los que existen en la cimentación; es te es el objeto del siguiente resumen sobre mecánica de suelos.

De las clasificaciones de suelos existentes, en nuestro país se ha adoptado el "Sistema Unificado de Clasificación de Suelos" (SUCS), que se basa en las características granulométricas y en las propiedades plásticas del suelo.

II.5.1 Granulometría

Mucho tiempo se pensó que las propiedades mecánicas de un suelo dependían directamente del tamaño de sus partículas. Sin embargo, solamente en suelos gruesos la granulometría podría revelar algo acerca de las propiedades de los suelos; es decir, el comportamiento mecánico e hidráulico está definido más por la compacidad y orientación de los granos que por su tamaño.

Se dice que se conoce la granulometría o textura de un suelo cuando se sabe la proporción relativa de tamaños en peso. Esta granulometría se representa gráficamente en la llamada "curva granulométrica", que se construye de la siguiente manera:

III. PRESAS DE GRAVEDAD

III.1 Introducción

Una presa de gravedad es aquella cuya estabilidad frente a las fuerzas externas actuantes sobre ella, se debe fundamentalmente a la fuerza de su peso propio. La figura III.1 nos muestra una sección y una planta de una presa de gravedad.

III.2 Estabilidad de una presa de gravedad

Los tres factores que atentan contra la estabilidad de una presa de gravedad son:

- a) El vuelco
- b) El deslizamiento

c) Los esfuerzos excesivos

a) El vuelco.

Bajo la acción de las fuerzas externas las presas de gravedad tienden a girar alrededor de su pie (Fig. III.2). Evidentemente, antes de que la presa llegara a voltearse como cuerpo rígido, tendrían que haber fallado sus materiales por tensión (en el talón) o por aplastamiento (en el pie).

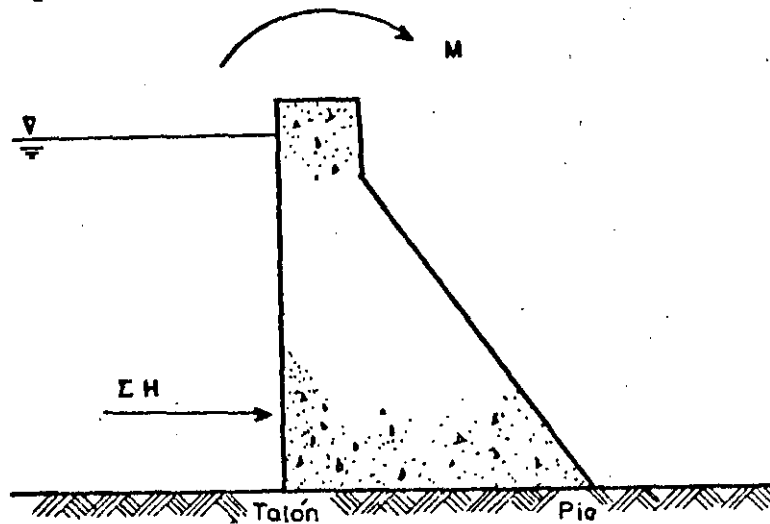


Fig. III.1 Tendencia al giro alrededor del pie de la presa debido a fuerzas externas.

b) El deslizamiento.

La fuerza horizontal ΣH , tiende a desplazar en dirección horizontal a la presa, las fuerzas resistentes son las producidas por la fricción y por la resistencia al corte del concreto o la cimentación. Fig III.3 Obviamen-

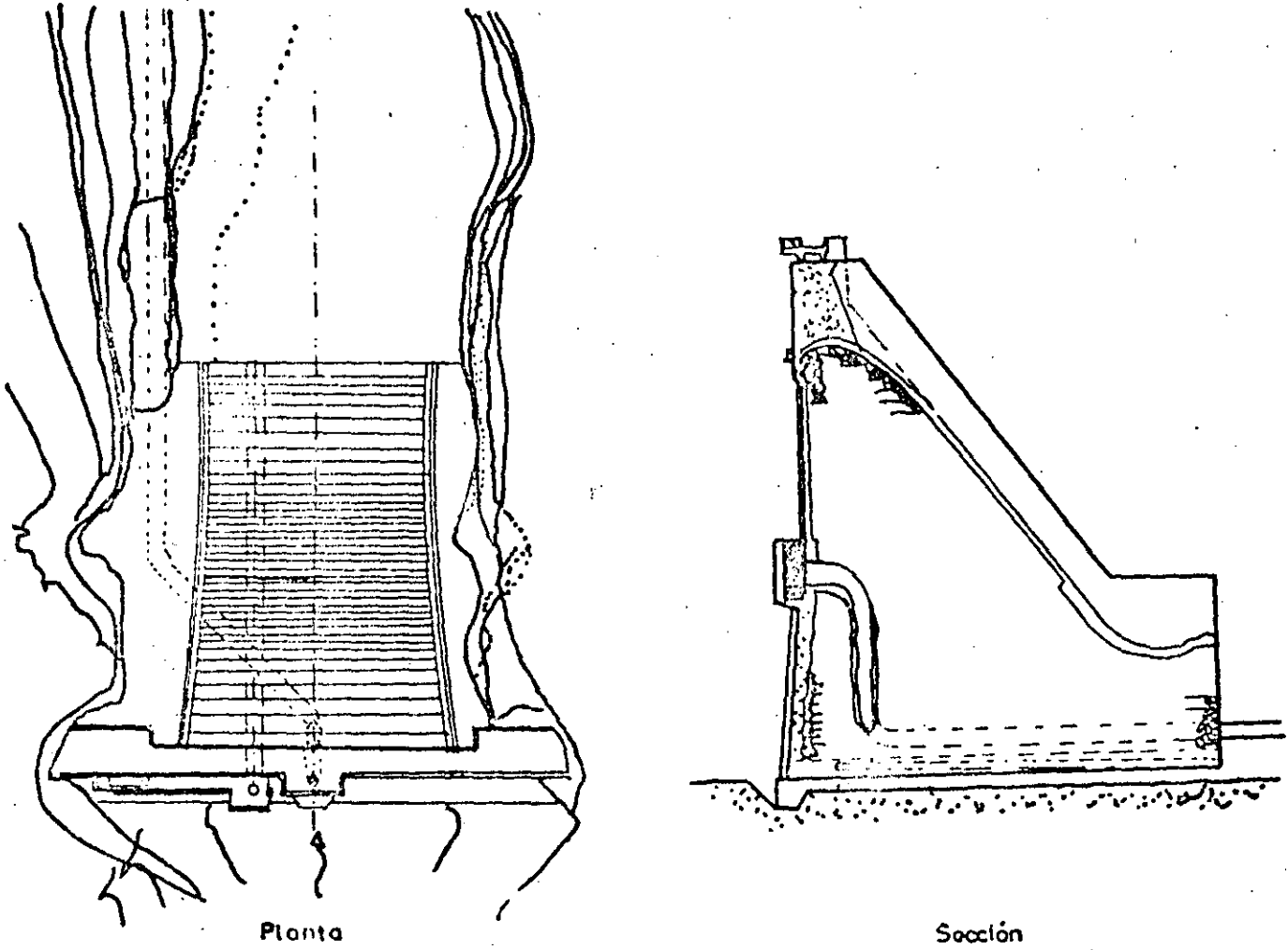


Fig. III.2 Presa de gravedad

te, antes que la presa deslizará como cuerpo rígido, habrían fallado sus materiales (o la liga con la cimentación, o esta última) por esfuerzo cortante.

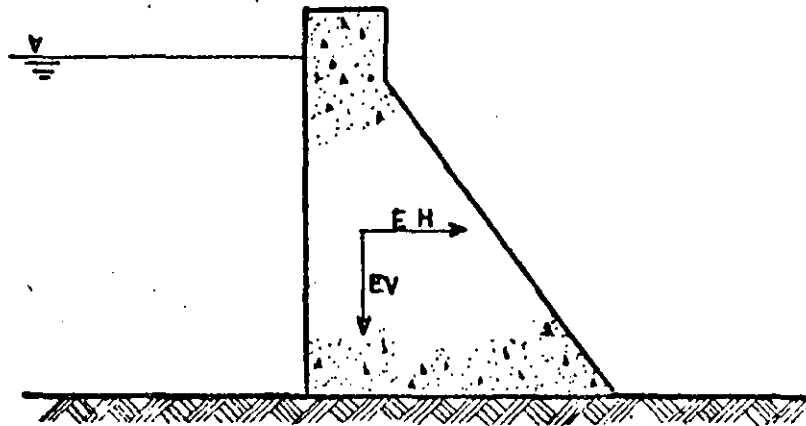


Fig. III.3 Deslizamiento de la presa.

c) Esfuerzos excesivos.

Como hemos visto, la falla de la estabilidad de la estructura irá asociada siempre a la ruptura de sus materiales por esfuerzos excesivos, por lo que nuestra atención debe enfocarse a mantenerlos dentro de límites aceptables. En general, sin embargo, al menos en lo que respecta a la compresión, es relativamente fácil cumplir con esa condición, pues los esfuerzos en el concreto de las presas, inducidos por fuerzas externas son normalmente muy bajos si el diseño ha sido elaborado con el suficiente cuidado.

Analícemos el talud que en una presa nos garantiza estabili

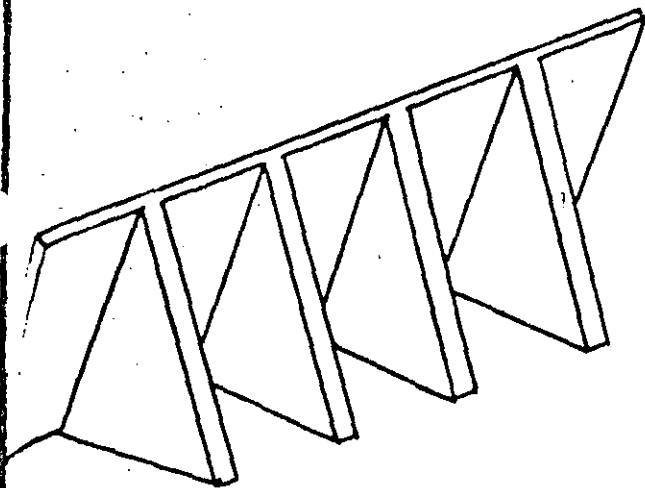
IV. PRESAS DE CONTRAFUERTES

IV.1 Consideraciones generales

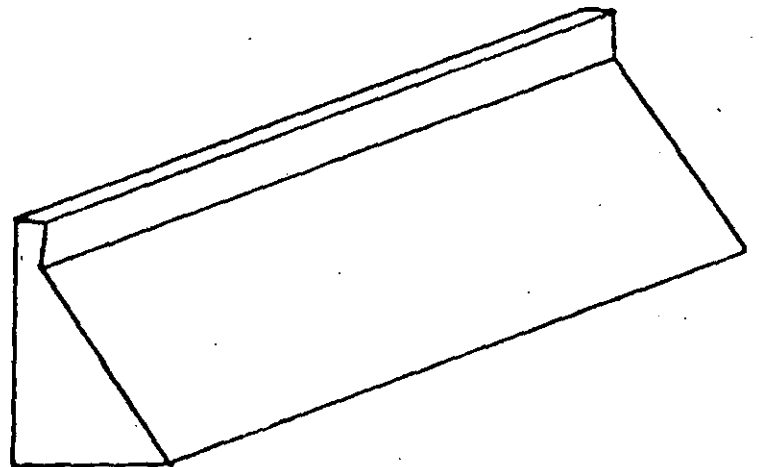
Lógicamente (aunque no históricamente), las presas de contrafuertes surgen basándose en el mismo principio de las presas de gravedad, como una oposición al "desperdicio" de la resistencia del material de construcción que se hace en éstas últimas, en efecto, los esfuerzos de compresión a que se ve sometido el concreto de una presa de gravedad son generalmente muy inferiores a los que podría soportar; esto se debe al efecto estabilizante necesario que proporciona el peso del concreto, para no tener la presencia de tensiones (tracciones) inadmisibles.

Una presa de contrafuertes obliga al concreto a trabajar a

mayores esfuerzos reduciendo su volumen, podría cuestionarse ¿Cómo se logra su estabilidad?, muy fácil, por un lado al reducirse el volumen mediante la reducción de su área de apoyo (disponiendo huecos convenientemente elegidos) se aminora en gran parte la subpresión, por otra parte al inclinar su paramento aguas arriba, aprovecha el peso del agua sobre él para dar estabilidad, ver figura IV.1.



Preso de contrafuertes



Preso de gravedad

Fig. IV.1 Presas de contrafuertes y de gravedad.

IV.2 Estabilidad de una presa de contrafuertes.

Ya se dijo que suprimir la subpresión y aprovechar el peso

del agua para dar estabilidad son los dos factores que justifican a las presas de contrafuertes, analicemos su estabilidad.

Sea una presa de gravedad (representada por un triángulo en la figura IV.2), ya se vió que si existe subpresión, el talud debe ser 0.845:1, si se considera una sección de grueso B, tendríamos un volumen $V_j = 0.423 B H^2$, ver figura IV.2.

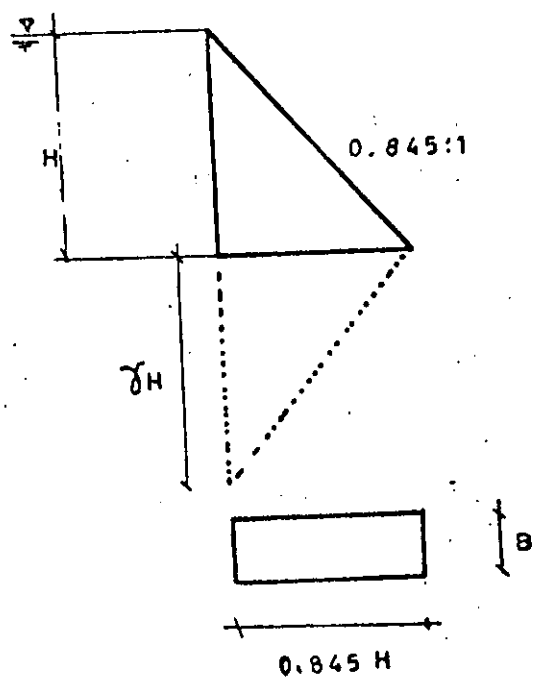


Fig. IV.2 Diagrama para una presa de gravedad con supresión.

Si anulamos la subpresión, ya vimos que el talud debería ser

0.642:1, para el mismo grueso B, tendríamos un volumen $V_2 = 0.321 B H^2 = 75.8\%$ de V_1 , ver figura IV.3.

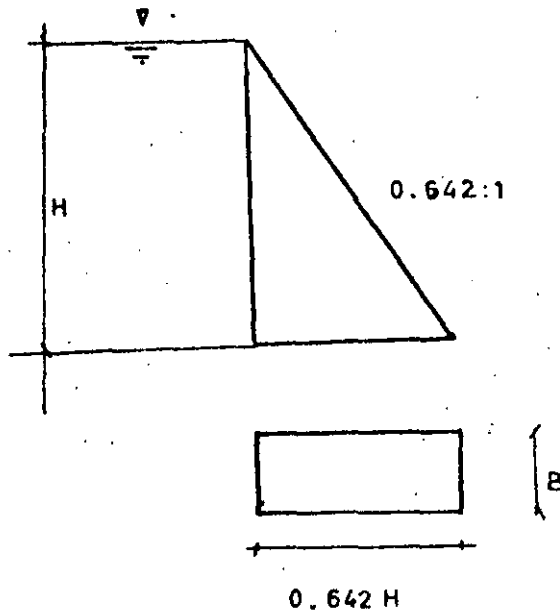


Fig. IV.3 Diagrama para una presa de gravedad sin subpresión.

Volvamos al primer caso con $k = 0.845$, si pudiéramos suprimir la subpresión, dejando el mismo talud y suponiendo despreciable el peso de la cubierta, el grueso del contrafuerte que nos garantiza estabilidad sin tensiones, es 58.3% de V_1

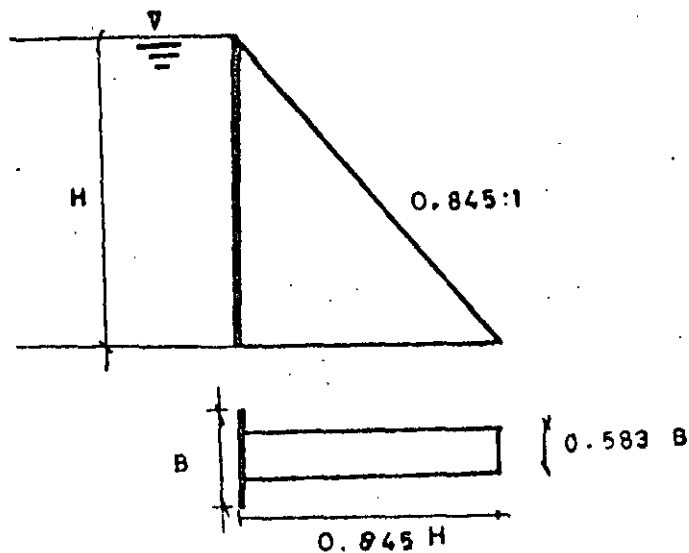


Fig. IV.4 Grueso de un contrafuerte, suprimida la subpresión.

Ahora inclinemos el paramento aguas arriba hasta que se iguale con el talud aguas abajo, sin cambiar el ancho de la base, Fig IV.5, el grueso del contrafuerte se reducirá a $0.542 B$ y su volumen será $V_4 = 0.2293 H^2 = 54.2\%$ de V_1

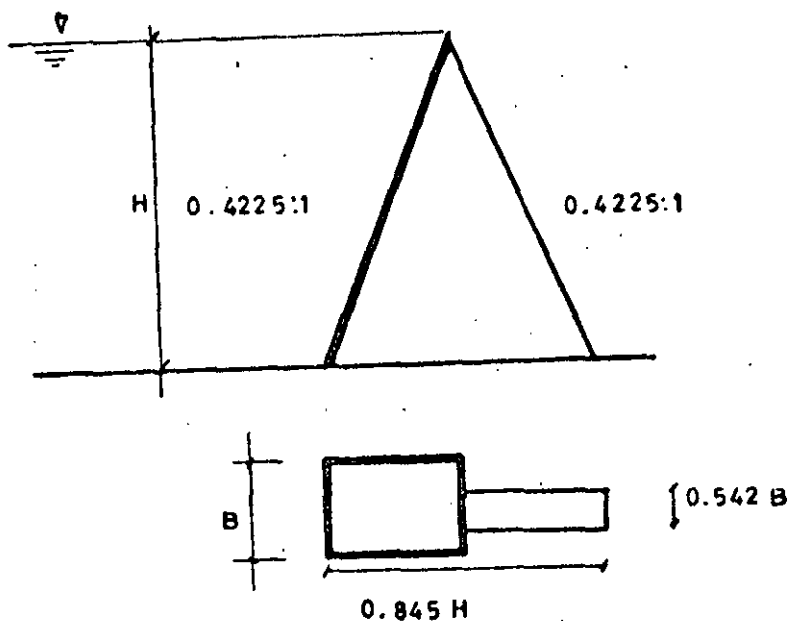


Fig. IV.5 Grueso de un contrafuerte, para paramentos con el mismo talud.

Si aumentamos la base a $0.9 H$, fig IV.6, el ancho del contrafuerte se reduce a $0.404 B$, y el volumen $V_5 = 0.182 B H^2 = 43\%$ de V_j , según este planteamiento, podríamos incluso eliminar el grueso del contrafuerte, cosa que en la realidad no puede suceder por evidentes causas, y el grueso será determinado como veremos más adelante.

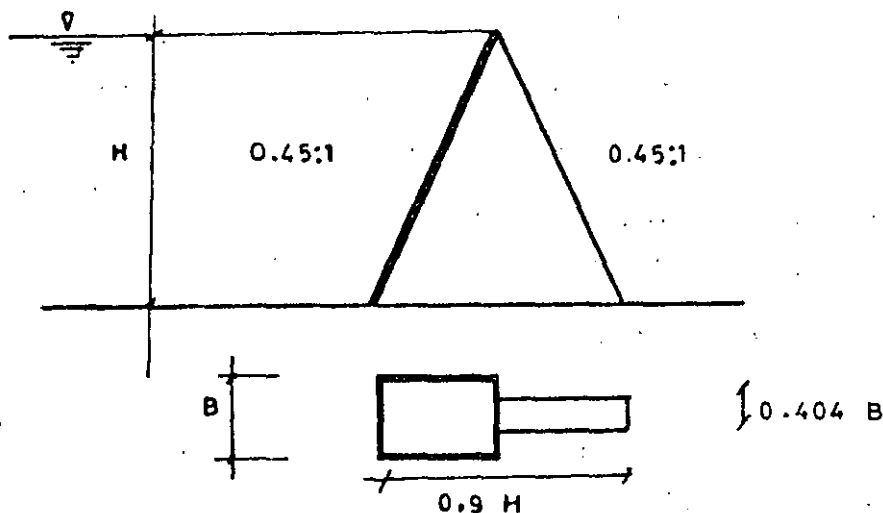


Fig. IV.6 Grueso de un contrafuerte, para una base = $0.9 H$

Las cargas que actúan en una presa de contrafuertes son las mismas que consideramos para una presa de gravedad:

- Empuje hidrostático
- Empuje de azolves
- Peso propio
- Subpresión
- Hielo
- Sismo

V.2 Clasificación

Existen dos clasificaciones comunes, una atendiendo a la forma de trabajo de la presa y la otra considera el radio para el trazo de la cortina. La primera clasificación es la siguiente:

- a) Presas de arco gravedad, en este tipo de presas se considera al peso de las mismas como una fuerza estabilizante de importancia, ver figura V.2.
- b) Presas de arco delgado; el peso propio tiene poca importancia. Fig V.3
- c) Presas de arco-bóveda (Bóvedas de doble curvatura). En este caso se busca el efecto de cascarón en la cortina mediante la inclusión de doble curvatura. Figura V.4 (p. ej. la presa El Novillo).

La segunda clasificación se refiere a dos tipos ideales de bóvedas:

- a) Presas de radio o centro constante. Generalmente tienen el paramento aguas arriba vertical, aunque algunas han sido construidas con cierto talud cerca de la base, las curvas del extradós generalmente son concéntricas con las del intradós. Este tipo de presas se prefiere en cañones en forma de U, porque se pueden transmitir cargas a la

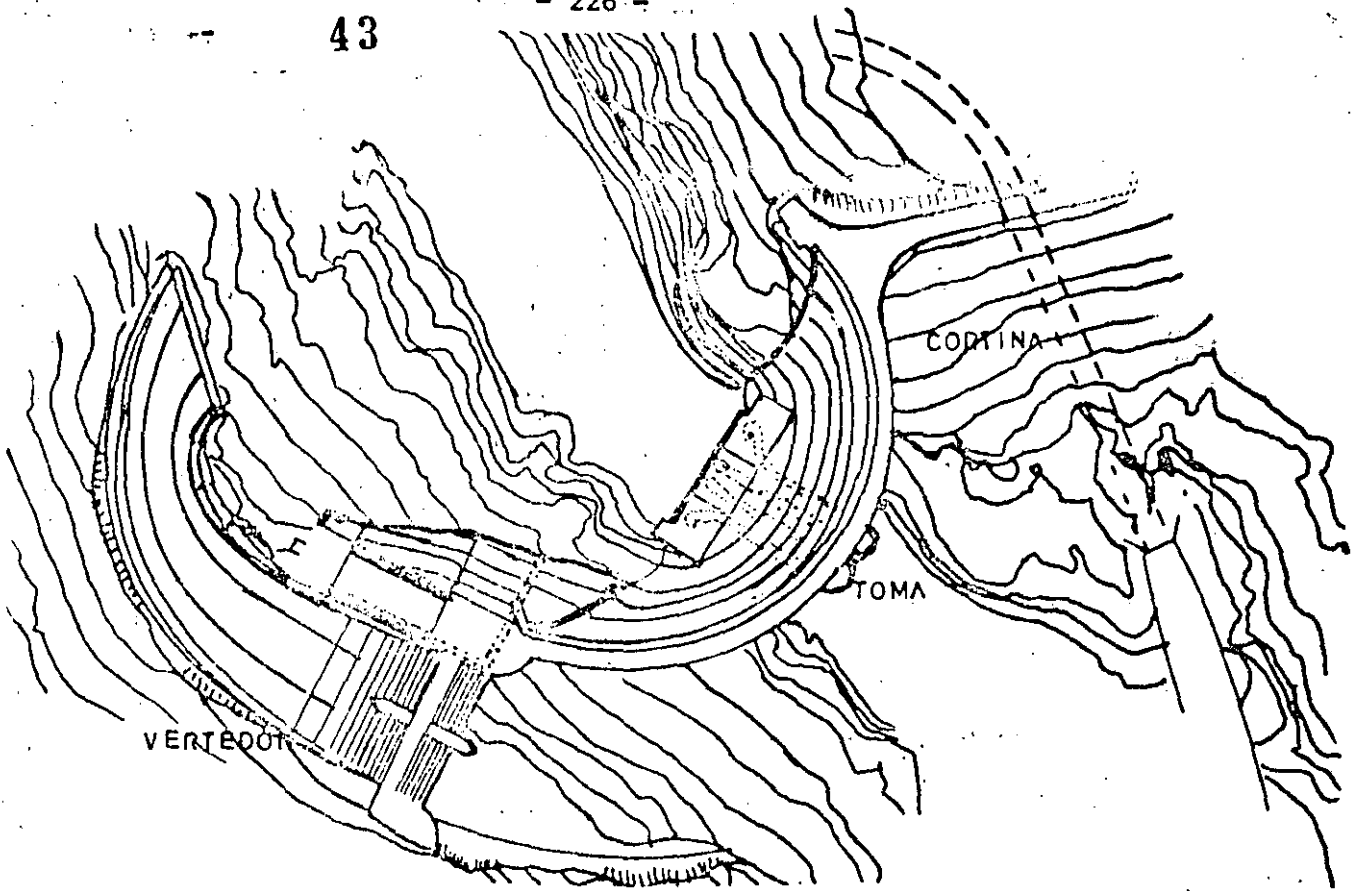


Fig: V.2 Presa de arco gravedad.

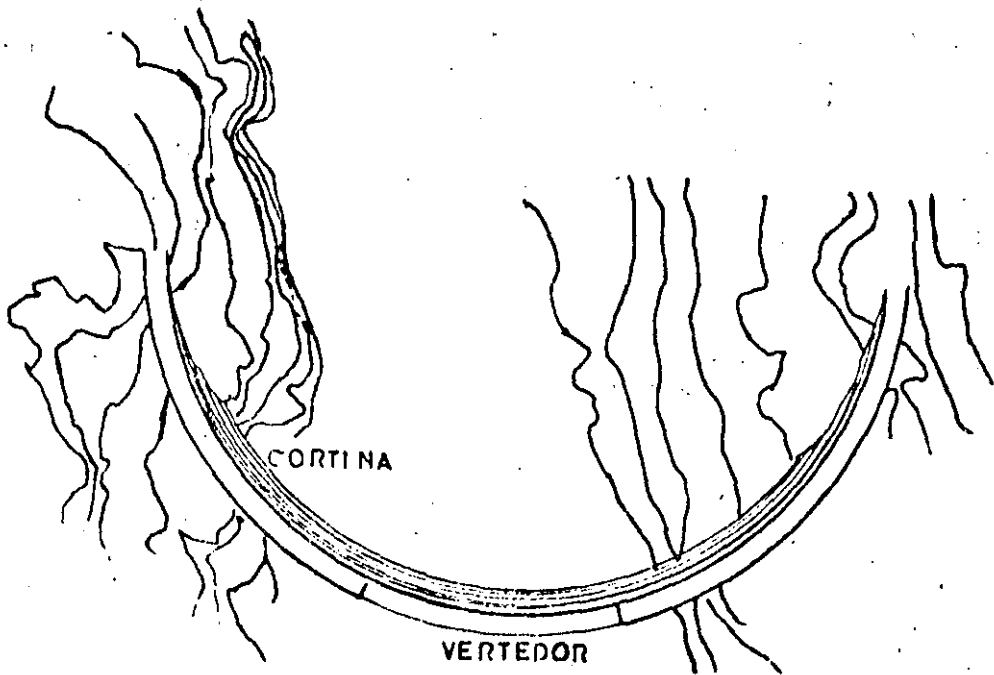


Fig. V.3 Presa de arco delgado.

base de la boquilla, ver figura V.5.

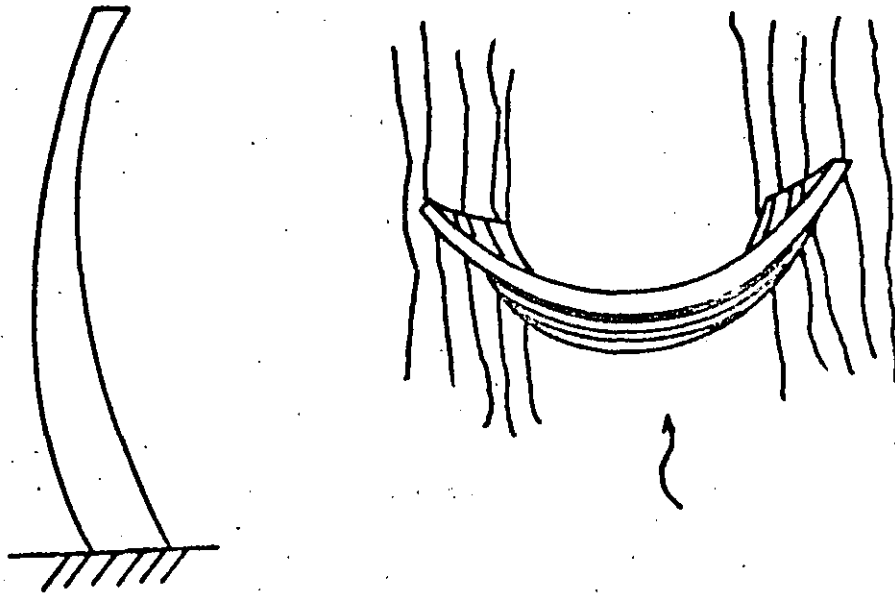
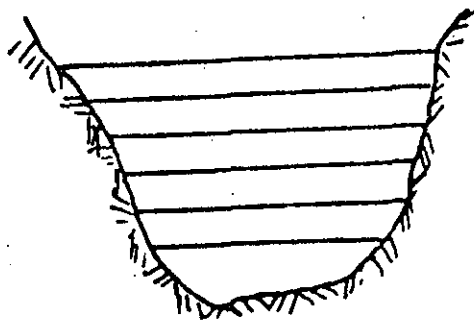
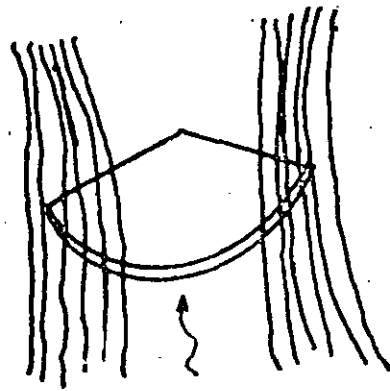


Fig V.4 Presa de arco bóveda



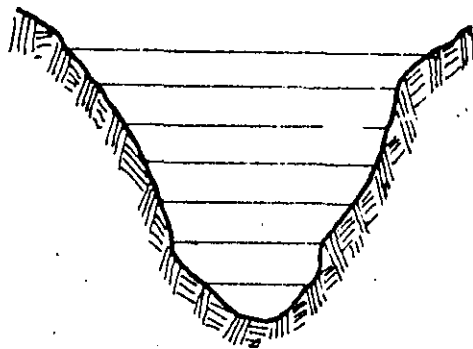
Cañón en forma de U
PERFIL



PLANTA

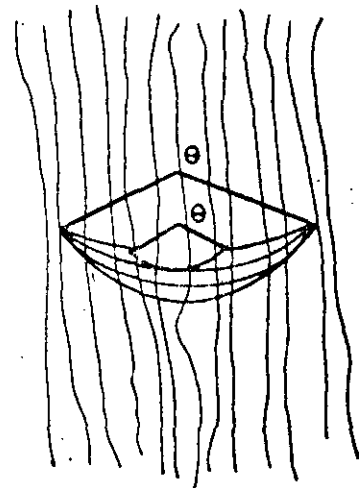
Fig V.5 Presa de radio constante

b) Presas de ángulo constante. Son aquellas que tienen un radio del extradós decreciente desde la corona hasta el fondo, en tal forma que el ángulo incluido es caso constante para asegurar una máxima eficiencia de arco en todas las elevaciones. Se adapta este tipo de presas a los cañones en forma de V, Figura V.6.



Cañón en forma de V.

PERFIL



PLANTA

Fig. V.6 Presa de ángulo central constante.

V.3 Cargas.

En estas presas se considera que actúan las mismas cargas que en las presas de gravedad, pero su importancia relativa es diferente. Las subpresiones son menos importantes que en las presas de gravedad y en cambio serán importan-

tes las fuerzas originadas por presión del hielo y los cambios de temperatura.

V.4 Cálculo de las presas en arco.

Los métodos más usuales son el de ecuaciones diferenciales de esfuerzos de una bóveda, el método del elemento finito tridimensional y el método de arcos muro (recomendado por el USBR).

Este último método consiste en idealizar dividida la estructura por una serie de planos horizontales y otras de planos verticales, que delimitan unos arcos horizontales y una serie de ménsulas verticales, fig V.7, compartiendo el empuje hidrostático en cada punto entre la ménsula y el arco que se cruzan en él, de forma que los desplazamientos y giros sean iguales para ambos. El método es bastante complejo y sale del alcance de estos apuntes, por lo que no se expondrá aquí.

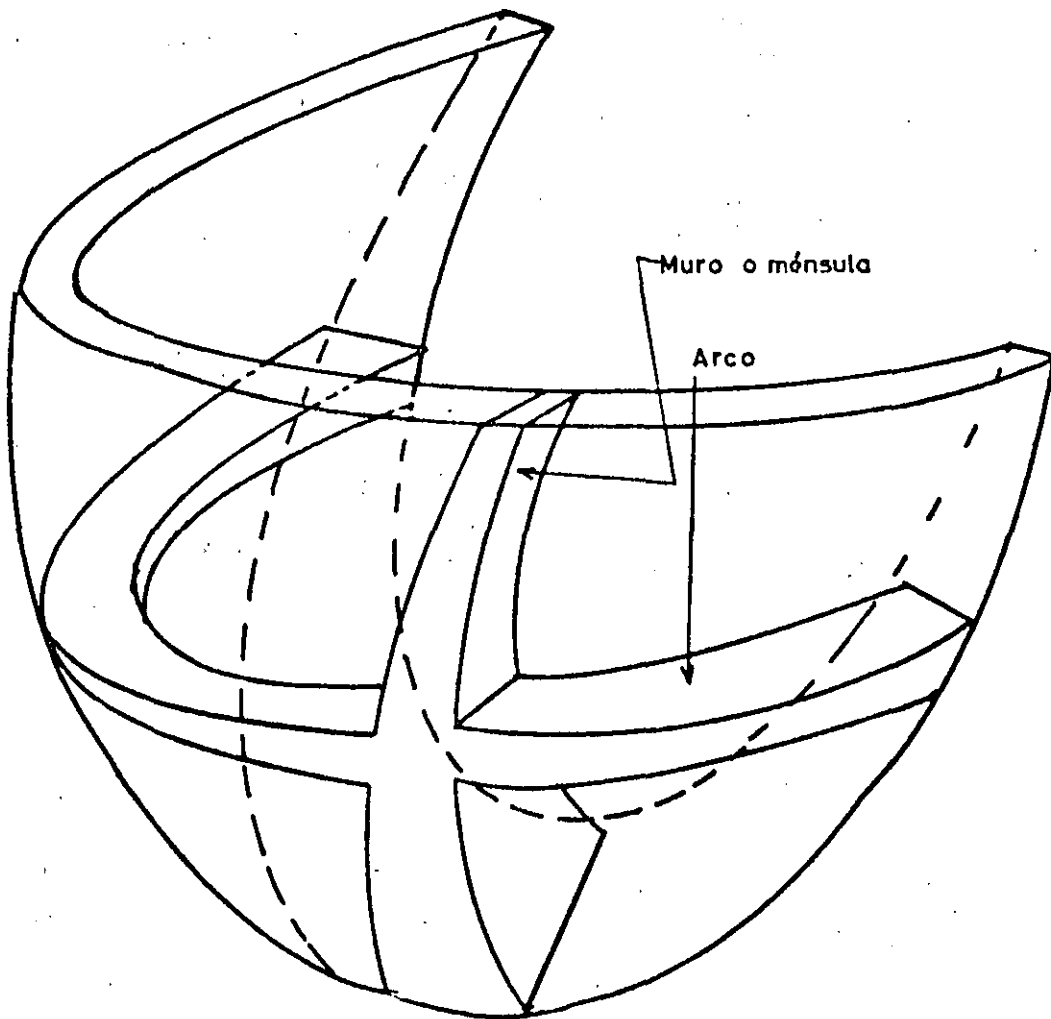


Fig. V.7 Idealización de una cortina de arco bóveda en arcos y ménsulas.

En la figura V.8 se puede ver el empuje total E , que actúa sobre un elemento vertical (ménsula) de una presa por unidad de ancho es:

$$E = H + V + S$$

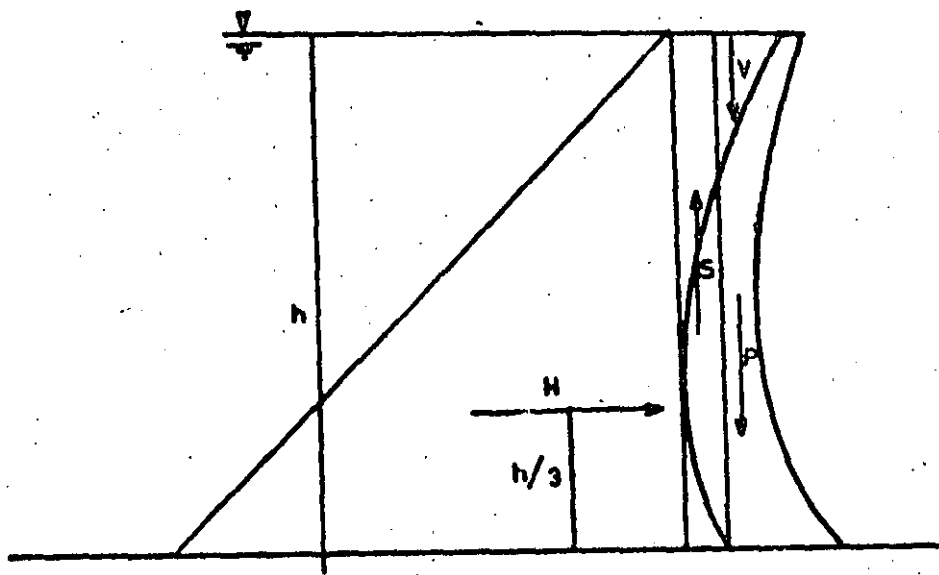


Fig. V.8 Empuje sobre un elemento vertical de una presa de arco.

Para cálculo se acostumbra repartir el empuje hidrostático H entre arcos y ménsulas, y a fuerzas verticales V , S y P que actúan únicamente sobre las ménsulas:

¿Como repartir la presión hidrostática horizontal entre arcos y ménsulas? Calculemos la ley de momentos producidos por el peso de la presa y la carga hidrostática vertical, podremos oponer una ley de momentos exactamente igual pero de sentido contrario, que sería la que produciría la presión hidrostática horizontal H_m , capaz de ser soportada por la ménsula, figura V.9. De este diagrama podremos obtener

la curva de repartición para la ménsula que generalmente presenta la forma que se presenta en la figura V.9.

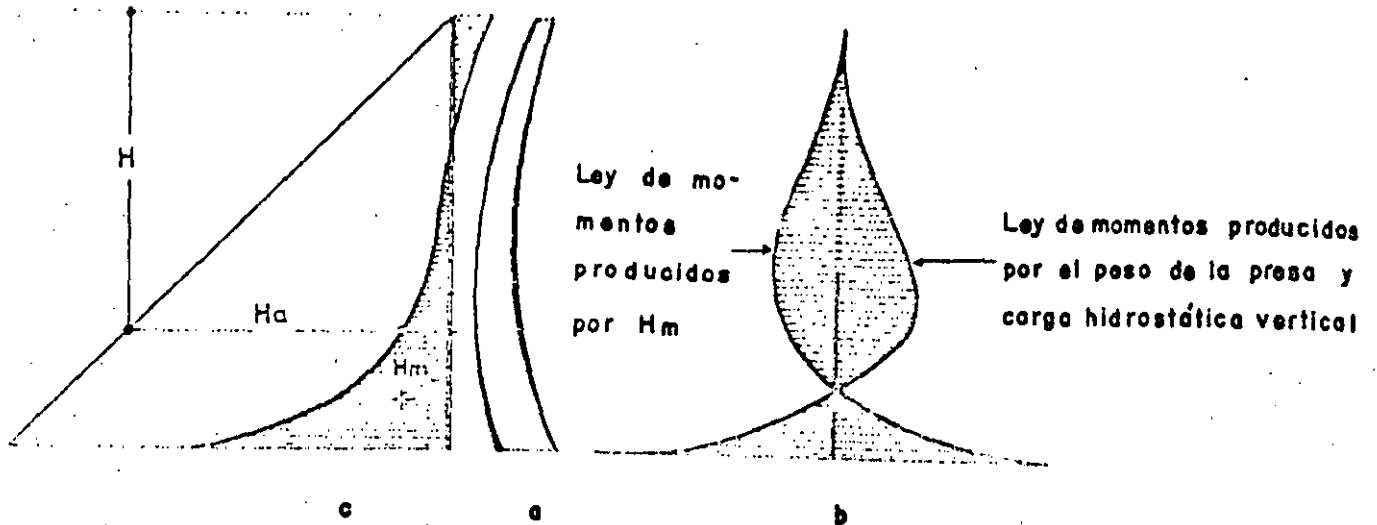


Fig. V.9 a) Elemento vertical de una presa de arco (ménsula)
b) Ley de momentos
c) Curva de repartición de carga tomada por la ménsula.

V.5 Trazo preliminar.

Para el trazado preliminar se pueden seguir muchos procedimientos; entre otros, el que consiste en los siguientes pasos:

- a) Dar forma al extradós (perfil) por comparación con otras presas semejantes.
- b) Adoptar un ángulo central apropiado (planta),

30

5

DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO
FACULTAD DE INGENIERIA UNAM

OBRAS DE EXCEDENCIA

M en I FELIPE IGNACIO ARREGUIN CORTES
Profesor de la Sección de Hidráulica

BORRADOR
PARA
DISCUSION

Octubre de 1983

	Página
1.- Generalidades	1
2.- Avenida de diseño y capacidad del vertedor	1
3.- Vertedores de servicio y vertedores auxiliares	3
4.- Elementos de los vertedores de demasías	4
4.1 Canal de acceso	4
4.2 Estructuras de control	4
4.2.1 Plumas o vigas	6
4.2.2 Compuertas deslizantes	8
4.2.3 Compuertas radiales	8
4.3 Conductos de descarga	8
4.4 Estructura terminal	9
5.- Tipos de vertedores	9
5.1 Vertedores de caída libre	9
5.2 Vertedores con conducto de descarga	9
5.3 Vertedores en rápida	10
5.4 Vertedores en embudo	10
5.5 Sifones vertedores	10
6.- Diseño hidráulico de cimacios	10
6.1 Criterio general del USBR	10
6.2 Otros criterios	22
6.2.1 Velocidad de llegada despreciable y talud aguas arriba vertical.	22
6.2.2 Velocidad de llegada despreciable y talud aguas arriba inclinado.	24
6.2.3 Velocidad de llegada considerable y talud 1 a 1. Criterio USACE.	25
7.- Descarga sobre la cresta de un cimacio sin control	44
7.1 Coeficiente de descarga	44
7.1.1 Efecto de la profundidad de llegada	45
7.1.2 Efecto de cargas diferentes a las de proyecto	46
7.1.3 Efecto de la pendiente del talud aguas arriba	49
7.1.4 Efecto del ahogamiento y del delantal o lavadero aguas abajo.	49

**BORRADOR
PARA
DISCUSION**

8.- Longitud efectiva o ancho efectivo de cresta	60
9.- perfil del agua sobre el cimacio	74
10.- Presiones sobre el cimacio del vertedor	82
11.- Cimacios controlados por compuertas	83
12.- Diseño hidráulico del conducto de descarga	84
13.- Estructuras terminales	112
13.1 Saltos de esquí	112
13.2 Cubetas disipadoras	113
13.2.1 Cubeta lisa tipo Lievi-Chertousov	113
13.2.2 Cubetas tipo USBR	117
13.3 Proyecto de tanques amortiguadores	121
13.3.1 Tanque rectangular tipo SAF	121
13.3.2 Tanque rectangular tipo USBR (I)	123
13.3.3 Tanque rectangular tipo USBR (II)	123
13.3.4 Tanque rectangular tipo USBR (III)	123
14.- Vertedóres de caída libre	137
15.- Vertedores de abanico	144
17.- Vertedóres de canal lateral	150
18.- Vertedóres de embudo	164
19.- Proyecto estructural	181
19.1 Análisis de estabilidad del cimacio	183
19.2 Análisis de estabilidad de los muros de contención del canal de llamada	200
19.3 Revestimiento de canales	213
19.4 Detalles de diseño	214

BORRADOR
PARA
DISCUSION

1.- Generalidades

Las obras de excedencia o vertedores de demasías se construyen con objeto de dar paso a los volúmenes de agua que no pueden retenerse en el vaso de una presa de almacenamiento. En el caso de presas derivadoras por el vertedor pasan las aguas excedentes, que son aquellas que no se han desviado para su aprovechamiento. Mientras en una presa de almacenamiento se tratará de evitar desfogues y por lo tanto el uso del (os) vertedor (es), en el caso de las presas derivadoras el funcionamiento de la obra de excedencias será más frecuente y en algunos casos permanente.

Para señalar la importancia de la obra de excedencias en una presa basta analizar los siguientes datos publicados en 1973 por la Comisión Internacional de Grandes Presas (3.1): hasta 1965 se habían registrado 466 accidentes y fallas en grandes presas, entendiéndose por tales a aquellas que tienen alturas superiores a 15 m, en cuanto a las que fallaron (289) en el 17% de los casos las causas de la falla fueron obras de excedencias inadecuadas.

Un vertedor mal proyectado puede originar que el nivel del agua sobrepase la corona de la presa y derrame sobre ella, pudiendo ocasionar la falla sobre todo si se trata de presas de tierra, materiales graduados o de enrocamiento.

2.- Avenida de diseño y capacidad del vertedor

Se llama avenida de diseño a aquella que entra a un vaso de almacenamiento y cuyo tránsito por el mismo produce escurrimientos que determinan la capacidad del vertedor.

Otra definición necesaria es la de avenida máxima probable, que es aquella que puede esperarse de la combinación de las condiciones meteorológicas críticas para la cuenca en estudio.

La selección de la avenida de diseño depende básicamente del riesgo que

VERTEDOR
PARA
DISCUSION

se desee asociar a la construcción de la obra. En nuestro país como guía de selección (3.2) se usan los siguientes criterios:

" a) Si la falla de la presa implica el incremento del peligro de la pérdida de vidas humanas respecto a las condiciones naturales, la obra de excedencias debe tener una capacidad suficiente para desalojar la avenida máxima probable cuando esta transita a través del vaso".

" b) Si la falla de la presa no incrementa el peligro de la pérdida de vidas humanas, pero puede causar fuertes daños materiales, la obra de excedencias se diseñará para una avenida cuya frecuencia proporcione un riesgo razonable en los daños causados por una falla".

Diversos autores han estudiado los riesgos asociados a fallas de presas, en el cuadro 3.1 se presenta una clasificación propuesta por Snyder (3.3) que puede ser muy ilustrativa.

BORRADOR
PARA
DISCUSIÓN

Categoría	Potencial de peligro del almacenamiento		Potencial de daños de la falla (a)		Avenida de diseño para la obra de excedencias.
	Almacenamiento en mill. de m ³	Altura de la cortina en m.	Pérdida de vidas.	daños	
1	2	3	4	5	6
Mayor, no se tolera falla	> 60	> 18	considerable.	Excesivos o como materia de política establecida.	Máxima probable; la más severa avenida que se pueda considerar razonablemente posible.
Intermedia	1.2 a 60	12 a 60	Posible, pero pocas.	Dentro de la capacidad financiera del propietario.	Proyectos comunes basados en la tormenta más severa o condiciones meteorológicas que se consideran características de la región específica.
	< 1.2	< 15	ninguna	De igual magnitud que el costo de la presa.	Basada en estudios de frecuencias; 50 a 100 años de intervalo de ocurrencias.

Cuadro 3.1 - Clasificación de Presas atendiendo a los daños potenciales de falla. Tomado de la referencia 3.3.

En resumen, puede decirse que la selección de la avenida de diseño tiene implicaciones técnicas, económicas y sociales, y que del análisis de la combinación mas ventajosa podrá determinarse la avenida de diseño.

Por ejemplo, si se incrementa la magnitud de la avenida de diseño, disminuye la probabilidad de ocurrencia y por lo tanto el riesgo, pero por otro lado la capacidad del vertedor aumentará y el costo del mismo también. Cabe hacer notar que estos análisis deben considerar el estado futuro de las condiciones aguas abajo de la presa, sobre todo para efectos de riesgo.

Para determinar la capacidad óptima del vertedor se transita la avenida de diseño por el vaso suponiendo éste lleno hasta la capacidad útil. Debido a que parte del volumen de la avenida transitada será almacenado temporalmente en el vaso entre el NAMO y el NAME, (a esta capacidad parcial del vaso se le llama superalmacenamiento o capacidad de retenidas Cr), la capacidad del vertedor podrá ser menor que el gasto máximo de la avenida que entra al vaso seleccionándose finalmente a la mejor combinación capacidad de retenidas-capacidad de la obra de excedencias, que puede traducirse a seleccionar la mejor combinación de la capacidad del vertedor-altura de la cortina.

3.- Vertedores de servicio y vertedores auxiliares

Quando la topografía del lugar lo permita debe considerarse la posibilidad de emplear una combinación de vertedores de servicio y auxiliares, pues esto muchas veces repercute en una economía en el proyecto.

Se llama vertedor de servicio a aquel que funciona para avenidas de pequeño período de retorno, es decir aquellas que se presentan más frecuentemente. El vertedor auxiliar estará diseñado para funcionar cuando las avenidas citadas anteriormente sean rebasadas.

La ubicación de los vertedores auxiliares depende básicamente de la topografía, pues su construcción será económica cuando exista un puerto que pueda aprovecharse, o cuando alguna de las laderas circundantes al vaso tengan una pendiente suave en las que pudiera excavar un canal. En ambos casos deberá tenerse cuidado de que la descarga pueda ser conducida a alguna

BORRADOR
PARA
DISCUSION

corriente natural, y de que no se ocasionen fenómenos como socavación que repercutan en la seguridad de la obra en general.

El control en los vertedores auxiliares puede establecerse por medio de agujas o compuertas deslizantes, también pueden usarse diques "fusibles" que se proyectan para que se rompan cuando el agua los rebasa, esto tiene como ventaja que el control es casi automático.

4.- Elementos de los vertedores de demasías

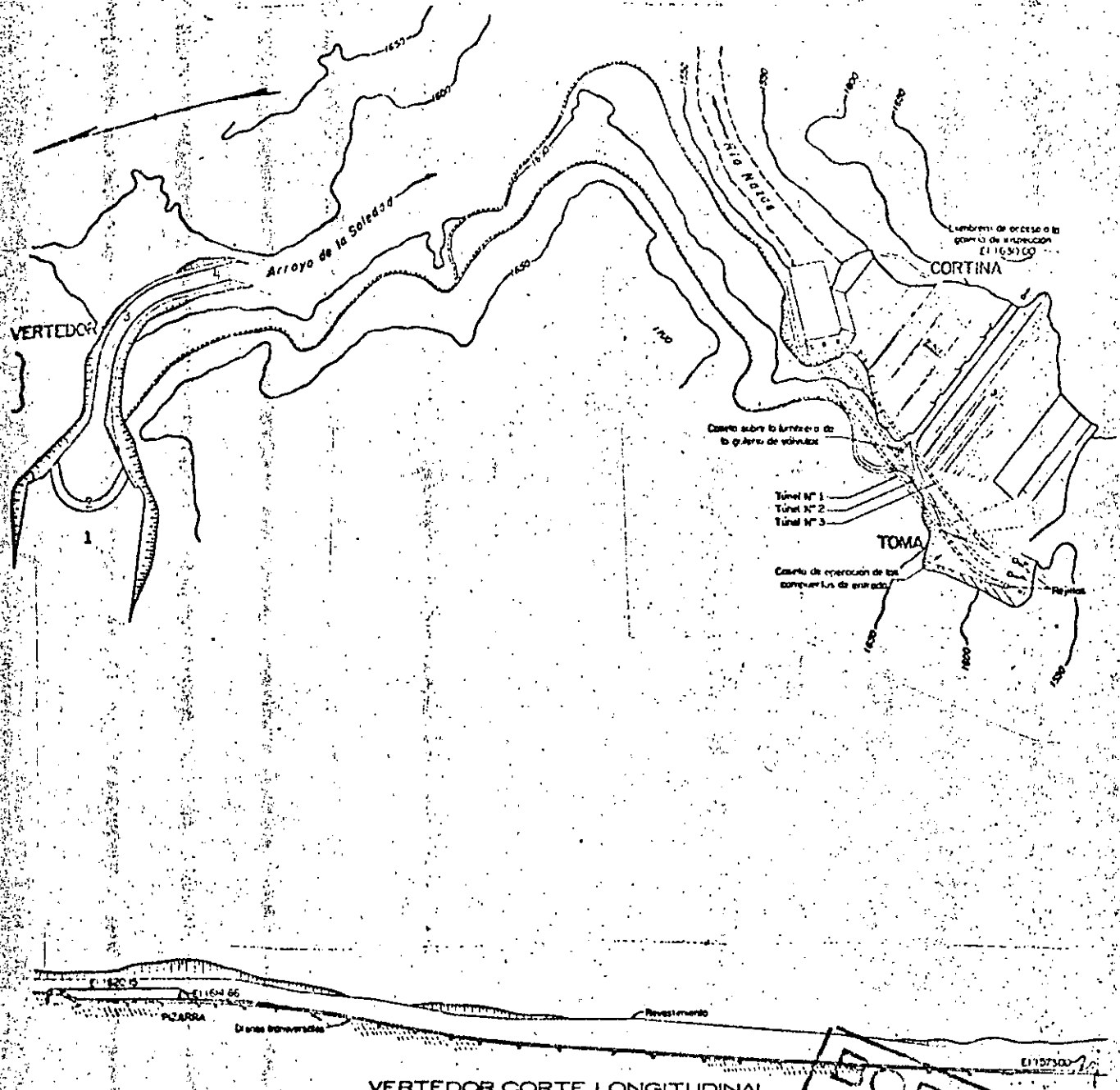
4.1 Canal de Acceso. Estos canales conducen el agua del vaso de la presa a la estructura de control, ver fig 3.1.

Su construcción es mucho más frecuente en las presas de tierra y materiales graduados que en las de concreto, pues mientras en aquellas los vertedores se colocan en las laderas o puertos, haciendo necesaria la construcción de un canal para que el agua llegue al vertedor, en las de concreto la estructura de control está colocada sobre ellas haciendo innecesaria la construcción de canales de acceso o de llamada.

El diseño de canales de llegada deberá considerar que las curvas y transiciones sean graduales, que las velocidades no sean mayores de 3 m/s, que no existan zonas de aguas muertas, que la longitud del canal sea la mínima posible, que el desnivel que haya entre la plantilla del canal de acceso y la cresta del vertedor sea la adecuada, que no se formen vórtices, ondas o remolinos, y en general procurar que se den las condiciones para obtener un flujo uniforme a todo lo ancho de la obra de control.

Para definir la geometría del canal de llegada conviene realizar estudios en modelos hidráulicos, y si esto no fuera posible, se debe determinar la red de flujo sobre una geometría propuesta, la cual se modificará de acuerdo al comportamiento del flujo.

4.2 Estructuras de Control. Estas obras sirven para controlar y regular los derrames en una presa. Aunque la estructura de control puede ser un orificio, un tubo o una cresta vertedora, en este capítulo solo se estudiarán



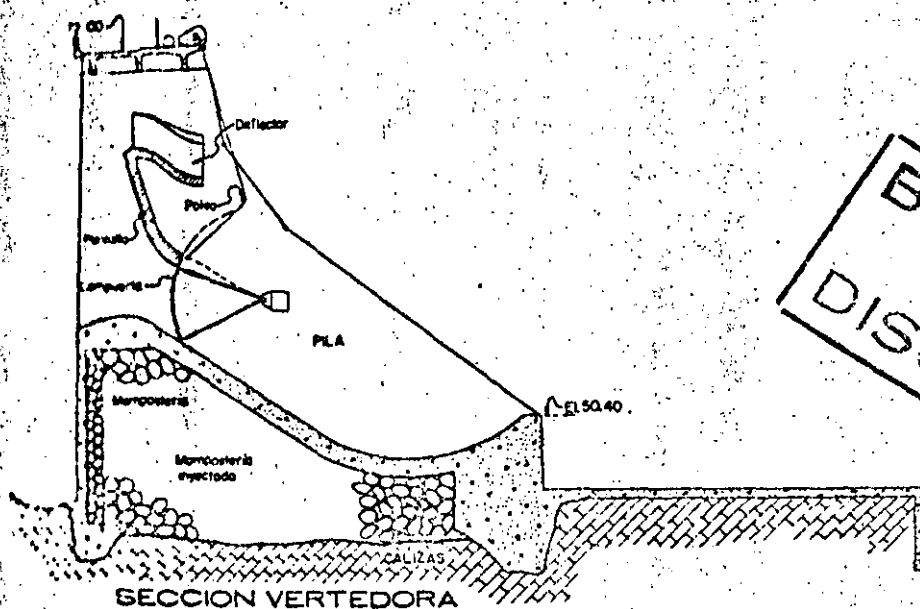
- 1.- Canal de Acceso
- 2.- Estructura de Control
- 3.- Canal de descarga
- 4.- Estructura Terminal

Fig 3.1 Elementos de un vertedor

estas últimas porque son las más usuales en nuestro país.

Las crestas vertedoras pueden ser libres o sin control, ver fig 3.1, y con control. De los dos tipos de crestas es el primero el que ofrece mayor sencillez tanto en su construcción como en su operación, pues automáticamente da paso a las avenidas cuando la elevación de la superficie del agua es superior al nivel máximo de la cresta. Además no es necesario operar, mantener ni reparar mecanismos de regulación.

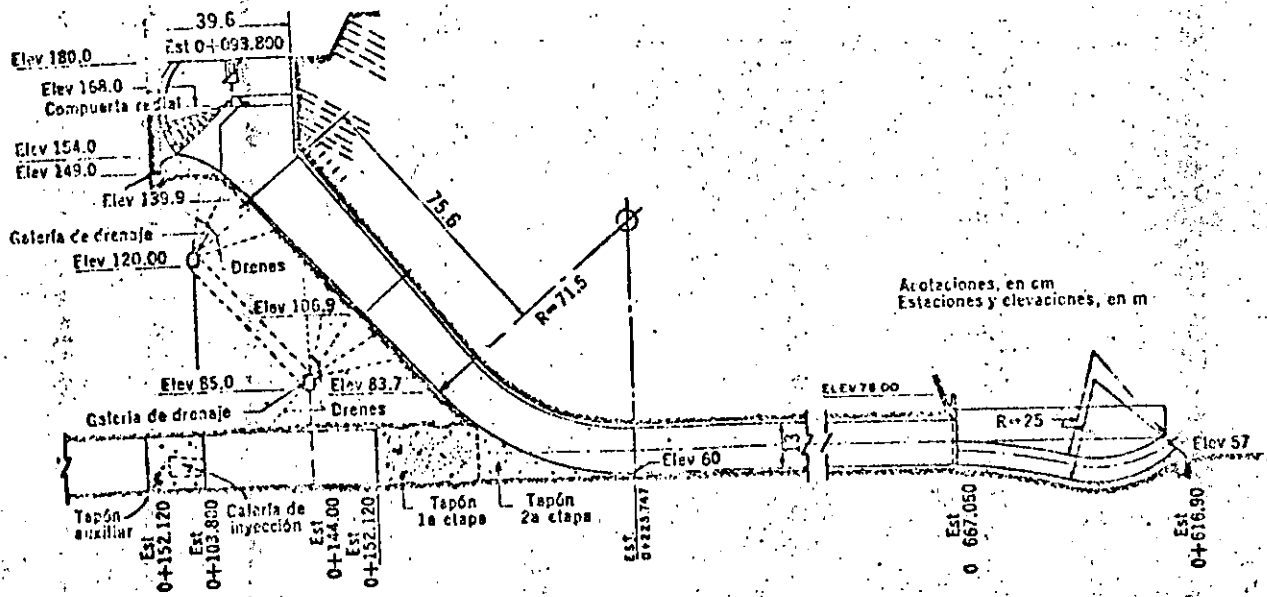
Los mecanismos de control mas comunes pueden ser desde una serie de vigas colocadas adecuadamente para controlar y regular las avenidas, hasta un conjunto de compuertas, ver fig 3.2



BORRADOR
PARA
DISCUSION

Fig 3.2. Sección vertedora de una presa. Nótese las compuertas radiales

4.2.1 Plumas o vigas. Las plumas o vigas son un conjunto de tablas que se colocan verticalmente sobre la cresta del vertedor, se apoyan en postes verticales anclados sobre la cresta misma.



BORRADOR
PARA
DISCUSION

Fig 3.3. Túnel de descarga de un vertedor

Las plumas o vigas deben ser quitadas cuando es necesario incrementar la descarga, sin embargo la principal objeción a su uso es la dificultad de instalarlas y quitarlas cada vez que sea necesario. Su colocación puede ser manual o empleando mecanismos adecuados.

4.2.2 Compuertas deslizantes. Son compuertas generalmente rectangulares de acero colado que se deslizan sobre guías formadas por perfiles estructurales tipo canal y apoyadas sobre las pilas de los vertedores. Estas compuertas son accionadas mediante mecanismos elevadores a través de una flecha de acero.

Con objeto de evitar fugas se acostumbra colocar la compuerta por el lado aguas arriba para que presione sobre las guías, además es común colocar sellos flexibles en las partes en contacto. Los asientos de las compuertas se hacen de acero o de bronce, apoyándose en metales de diferente aleación para evitar que se suelden debido a las altas presiones.

Cuando el tamaño de las compuertas es tal que su peso obliga al uso de equipos elevadores de gran potencia, es común montar ruedas en los cantos de las compuertas que corren sobre las guías con objeto de reducir la fricción, pudiéndose usar entonces un equipo elevador de menor potencia.

4.2.3 Compuertas radiales. Las compuertas radiales están formadas por un sector de cilindro, generalmente de acero, apoyado en brazos radiales a través de los cuales se transmite el empuje hidrostático hacia un perno de apoyo.

4.3 Conductos de descarga. El conducto de descarga sirve para llevar los volúmenes excedentes hacia el río aguas abajo de la presa y puede ser un canal o un túnel, ver fig 3.1.

Estos conductos pueden alojarse sobre o a través de las laderas del terreno, ver fig 3.1, o pueden estar constituidos por un túnel a través de la cortina lo cual es poco recomendable, ver fig 3.3.

Las dimensiones del canal estarán determinadas por las condiciones hidráulicas, pero el perfil y las secciones dependerán de la topografía y las condiciones geológicas del lugar.

DISPOSICION OPERADOR

4.4 Estructura Terminal. La estructura terminal tiene por objeto disipar la energía cinética del agua para evitar daños en la zona de descarga que pudieran repercutir en la seguridad de la presa.

Para lograr el objetivo citado anteriormente se usan, saltos de esquí, da dos, deflectores o cualquier otra geometría que disipe la energía del agua.

5.- Tipos de Vertedores

Existen una serie de clasificaciones de vertedores atendiendo a diversas características de los mismos, una de ellas atiende a la forma de control y los clasifica como de cresta fija y de cresta controlada:

Otra clasificación que considera al mismo tiempo a la estructura de control y al conducto de descarga establece los siguientes grupos:

- a) Vertedores de caída libre
- b) Vertedores con conducto de descarga
- c) Vertedores en rápida
- d) Vertedores en embudo
- e) Sifones Vertedores

5.1 Vertedores de Caída Libre. En este tipo de vertedores como su nombre lo indica no existe una estructura que guíe el agua del embalse al cauce, si no que se deja caer desde la cresta del vertedor hasta el cauce mismo, se cons truye generalmente en presas de arco o de contrafuertes, ver fig 3.4.

5.2 Vertedores con conducto de descarga. En este caso puede hacerse una subdivisión de acuerdo al tipo de conducto, al eje de la cresta vertedora, y a la orientación del eje del canal de descarga con respecto al eje de la res ta de vertedor, pudiéndose presentar combinaciones de las condiciones anteriores.

BORRADOR
PARA
DISCUSION

En general este tipo de obras se asocian a las presas de tierra, materiales graduados y de enrocamiento. No es recomendable alojarlas sobre el cuerpo de las cortinas debido a que los asentamientos diferenciales pueden provocar grietas en el vertedor.

Pueden clasificarse así estos tipos de obras:

Atendiendo al eje de la cortina

- a) Vertedores con cimacio de eje recto. Ver fig 3.5
- b) Vertedores con cimacio de eje curvo. Ver fig 3.6

De acuerdo al tipo de conducto se clasifican así:

- a) Vertedores con canal de descarga. Ver fig 3.5
- b) Vertedores con tunel de descarga. Ver fig 3.3

Atendiendo a la orientación del eje del canal con respecto al eje de la cresta del vertedor, destacan los vertedores con canal lateral, pues en este caso ambos son paralelos, ver fig 3.7

5.3 Vertedores en rápida. Estos vertedores se construyen sobre el paramento aguas abajo de las presas de concreto como son las de gravedad ver fig 3.8 y las de contrafuertes ver fig 3.9

Cuando el material del fondo del cauce aguas abajo de la presa es resistente se puede construir un salto de esquí, en caso contrario para disipar la energía se puede construir un tanque amortiguador.

5.4 Vertedores de embudo. Estas obras tienen una entrada en forma de embudo que se conecta a un túnel por el cual se conducen los excedentes de la presa hasta el cauce aguas abajo de la obra.

5.5 Sifones vertedores. Este tipo de vertedores trabajan de acuerdo al principio del sifón. En general son poco económicos pero tienen la ventaja de dar paso a las descargas máximas de diseño con pequeños límites de aumentos de carga.

BORRADOR
PARA
DISCUSION

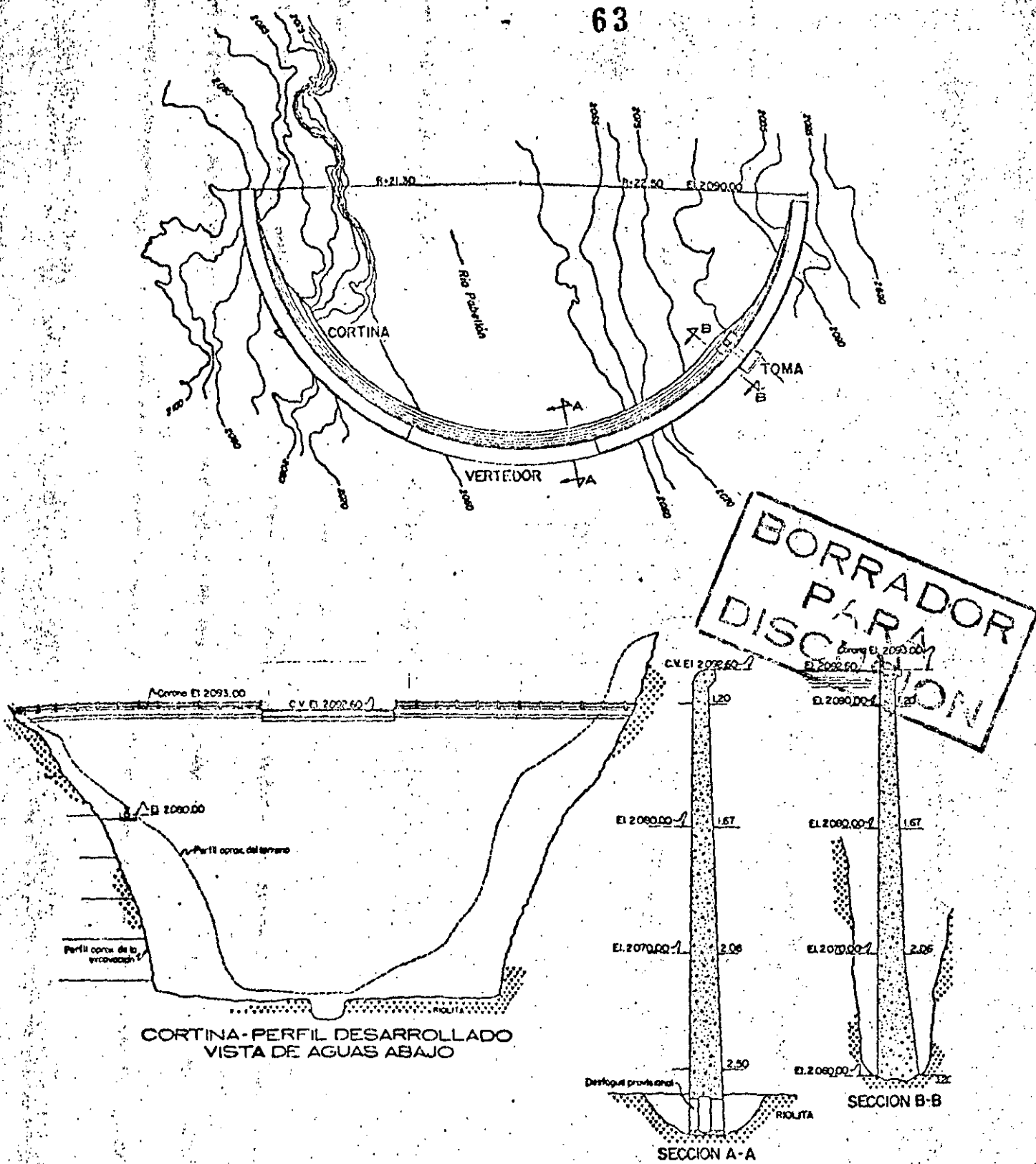
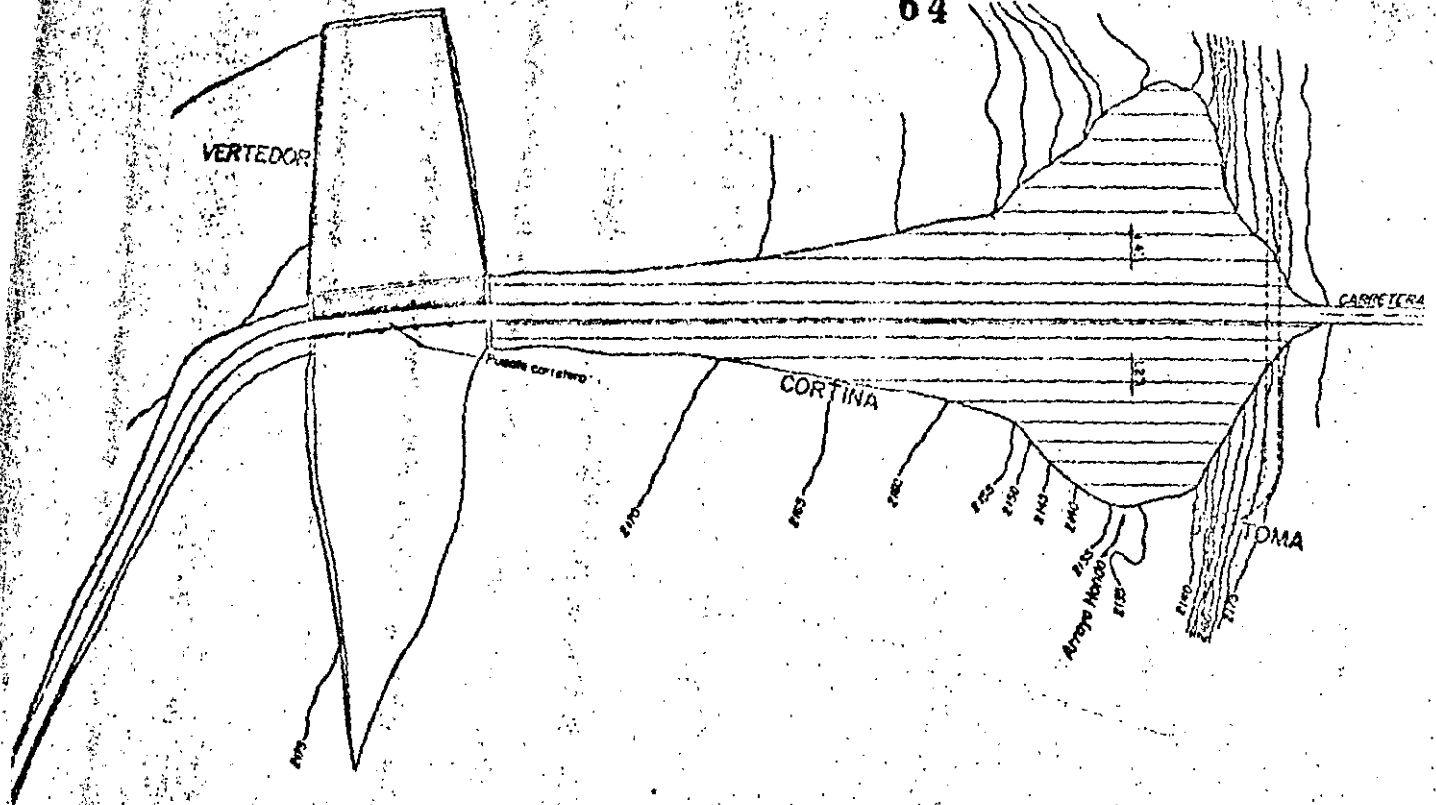


Fig 3.4 Vista de un vertedor de caída libre.



BORRADOR
PARA
DISCUSION

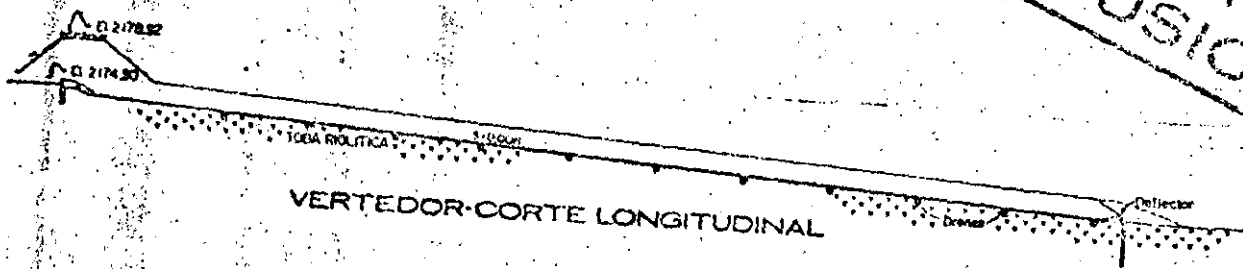


Fig 3.5. Vertedor con cimacio de eje recto

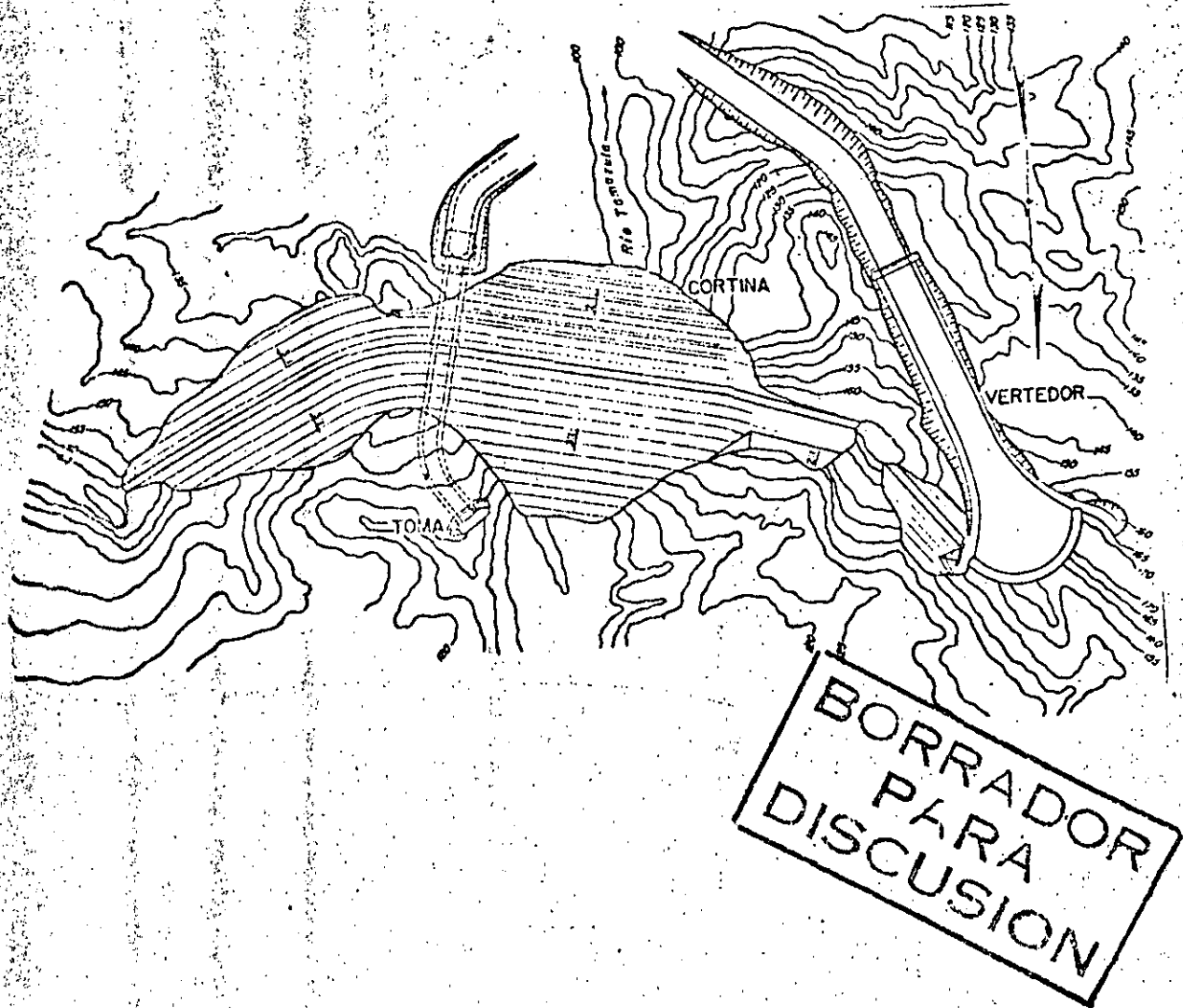
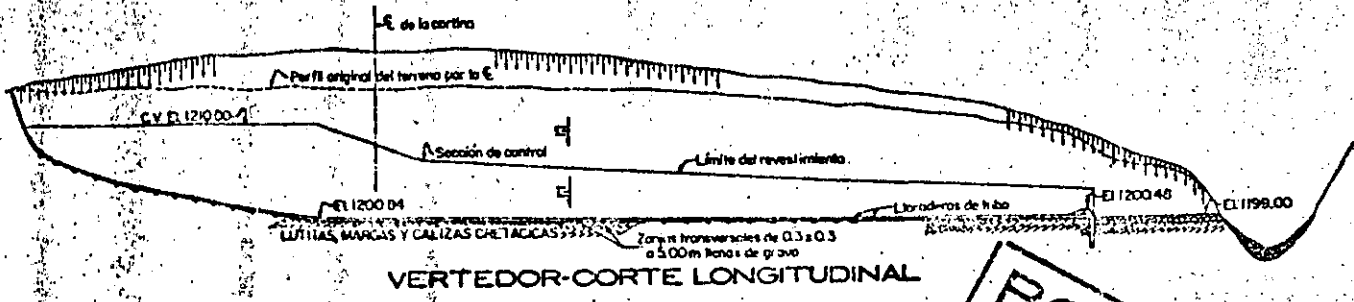
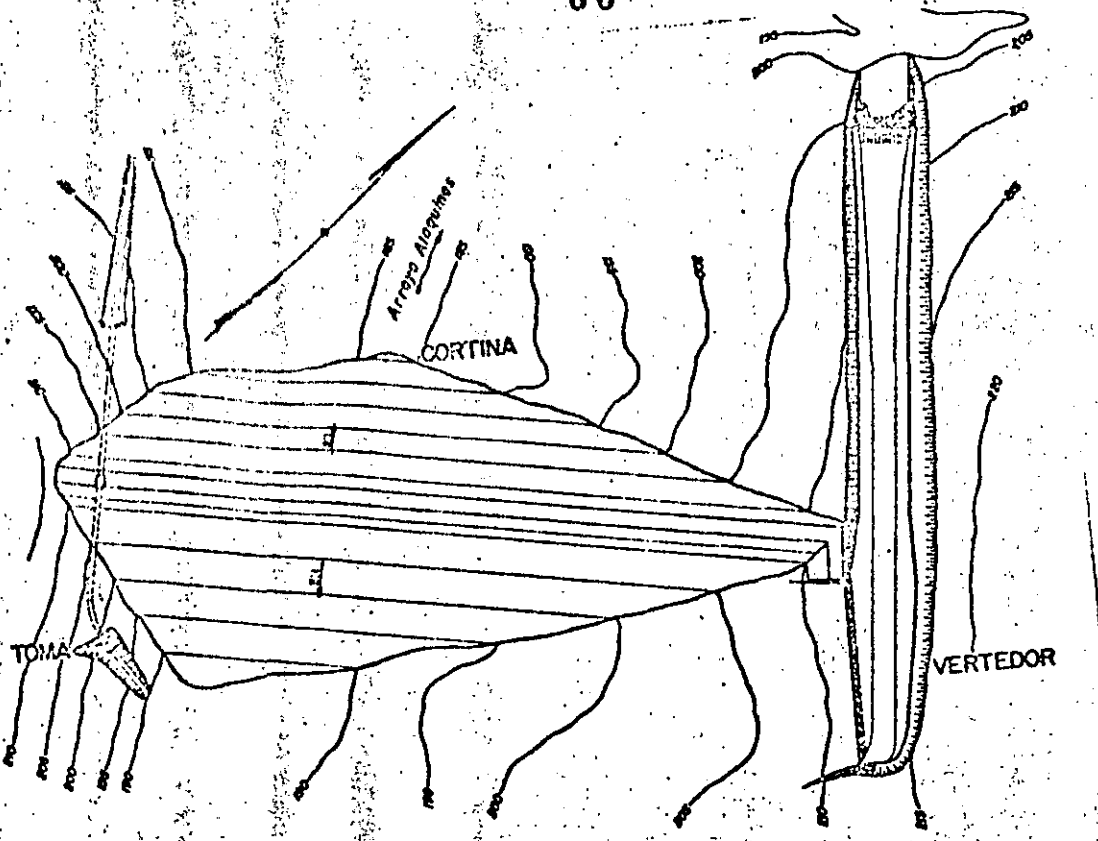


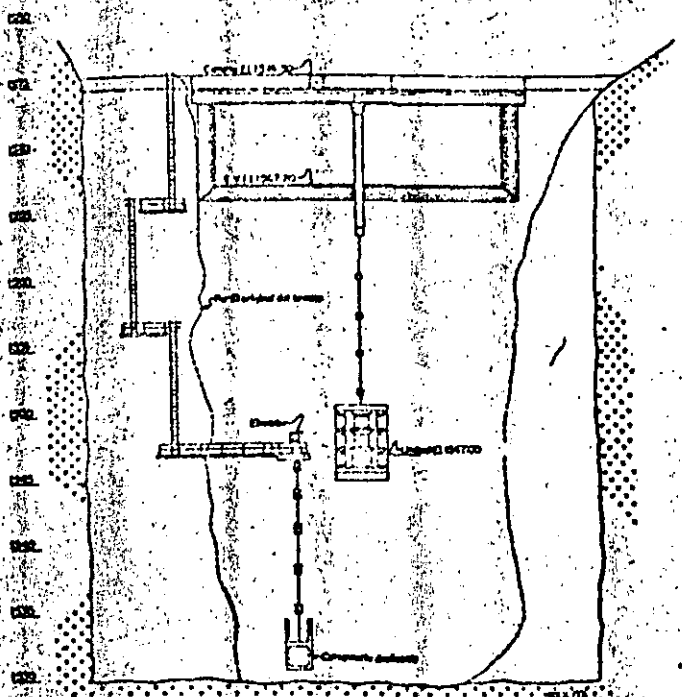
Fig 3.6. Vertedor con cimacio de eje curvo



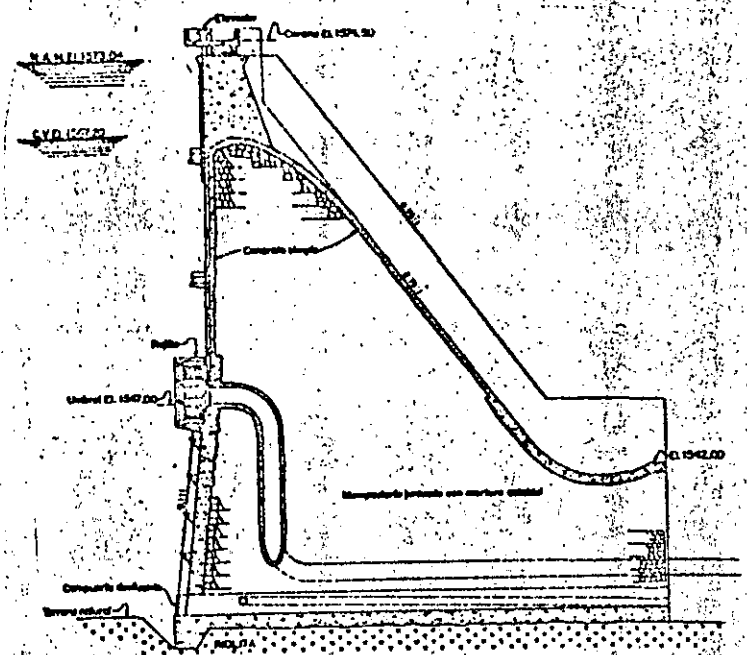
VERTEDOR-CORTE LONGITUDINAL

**BORRADOR
PARA
DISCUSION**

Fig 3.7 Vertedor con canal lateral



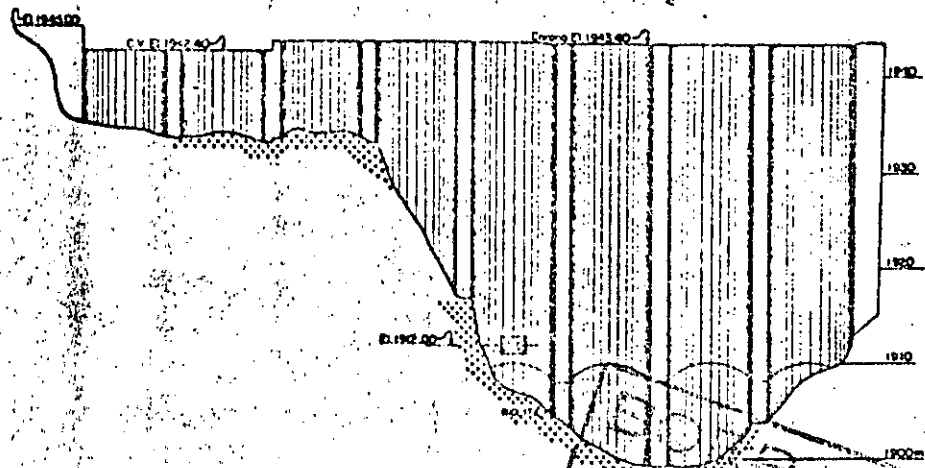
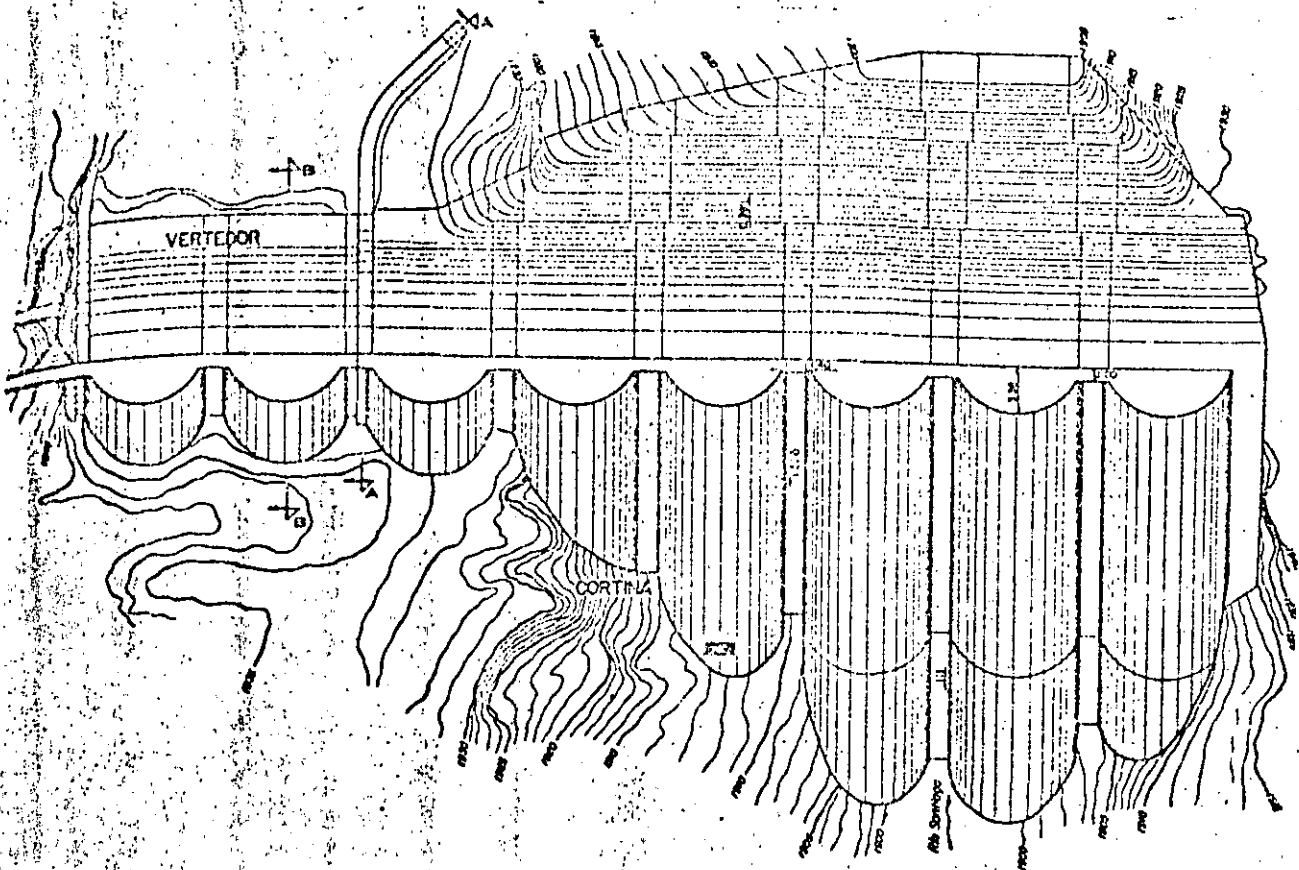
ELEVACION VISTA DE AGUAS ARRIBA



SECCION POR EL EJE DEL VERTEDOR

Fig 3.8. Vertedor con caída en rápida sobre una presa de gravedad

BORRADOR
PARA
DISCUSION



ELEVACION DE LA CORTINA

VERTEDOR PARA DISCUSION

Fig 3.9. Vertedor con caída en rápida sobre una presa de contrafuertes

6.- Diseño hidráulico de cimacios

Diversos investigadores se han preocupado por estudiar la forma que debe darse a las crestas vertedoras, Creager W. P. (3.4), basado en mediciones hechas por Bazin H. E. en 1890 (3.5) y otras realizadas por él mismo en 1917, sugirió darle la forma del perfil inferior de una vena líquida cayendo de un vertedor de pared delgada con ventilación.

Con esto se pretende evitar depresiones sobre el cimacio, reducir la erosión en el mismo y aumentar su eficiencia.

Creager encuentra el perfil que cumpliera con estas condiciones, sin embargo existen diferencias notables en zonas alejadas de la cresta, entre el perfil propuesto y el del agua, debido a que el autor hizo mediciones solo en regiones cercanas a la cresta.

Scimemi E. (3.6) realizó una serie de experimentos tendientes a definir el perfil del agua en zonas alejadas de la cresta, llegando a encontrar la ecuación:

$$\frac{Y}{H_0} = 0.5 \left(\frac{X}{H_0} \right)^{1.85} \quad (3.1)$$

donde:

H_0 ; Carga de diseño

X, Y ; Coordenadas de un sistema cartesiano con origen en la arista superior del vertedor de cresta delgada, y sentidos positivos de los ejes hacia la derecha y hacia arriba respectivamente.

Años mas tarde Lazzari E. (3.7) obtiene una ecuación para definir el perfil inferior de una vena libre de agua en vertedores de pared delgada y planta circular:

$$\frac{Y}{H_0} = 6 \left(\frac{X}{3.4 H_0} \right)^C \quad (3.2)$$

donde:

C ; Coeficiente en función de la relación H_0/R

R ; Radio de curvatura de la planta del vertedor

El United States Bureau of Reclamation, USBR, y el United States Army Corps of Engineers, USACE, han desarrollado una serie de criterios que son

los que generalmente se usan para diseño en nuestro país.

Levi E. y Aldama A. (3.8), recientemente han desarrollado un criterio de diseño basado en la teoría del potencial complejo.

Aquí se presentará primeramente el criterio general del USBR y después algunos casos particulares que permiten simplificar los procedimientos de diseño.

6.1 Criterio General del USBR

Este criterio recomienda dividir a la sección del cimacio en cuadrantes, utilizando el que se encuentra aguas abajo de la cresta, y que se ubica aguas arriba de la misma, ver fig 3.10.

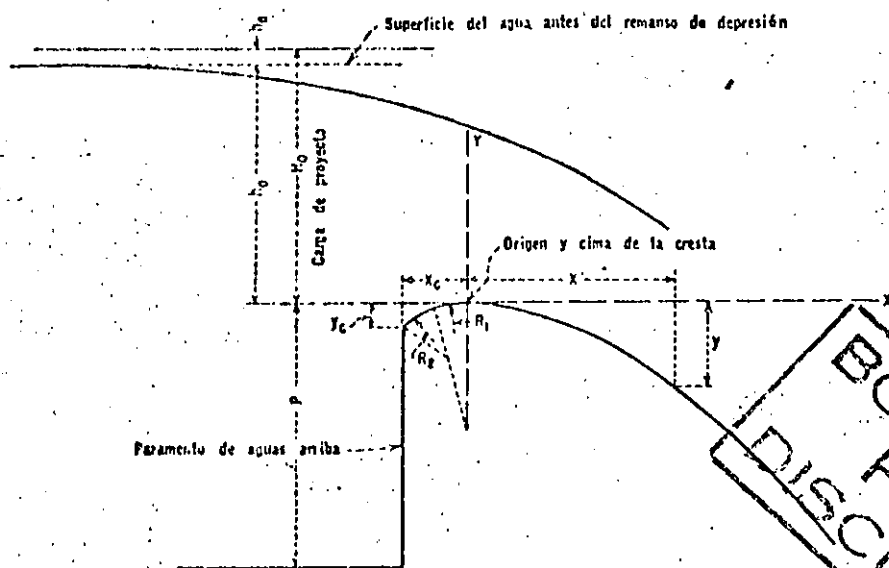


Fig 3.10 - División del cimacio en cuadrantes .

Tomada de la referencia 3.9

La ecuación que define la forma del cimacio en el cuadrante aguas abajo de la cresta es:

$$\frac{Y}{H_0} = -K \left(\frac{X}{H_0} \right)^n \quad (3.3)$$

donde:

Y ; Ordenadas al origen, ver fig 3.10

X ; Abscisas en el mismo sistema

H_0 ; Carga de diseño en el vertedor

K y n ; Constantes que dependen del talud del paramento de aguas arriba y de la carga de velocidad de llegada: $h_a = \frac{V_a^2}{2g}$

siendo:

V_a ; Velocidad de llegada

g ; Aceleración de la gravedad

Los valores de K y n para diferentes taludes del paramento aguas arriba se presentan graficados en la figura 3.11

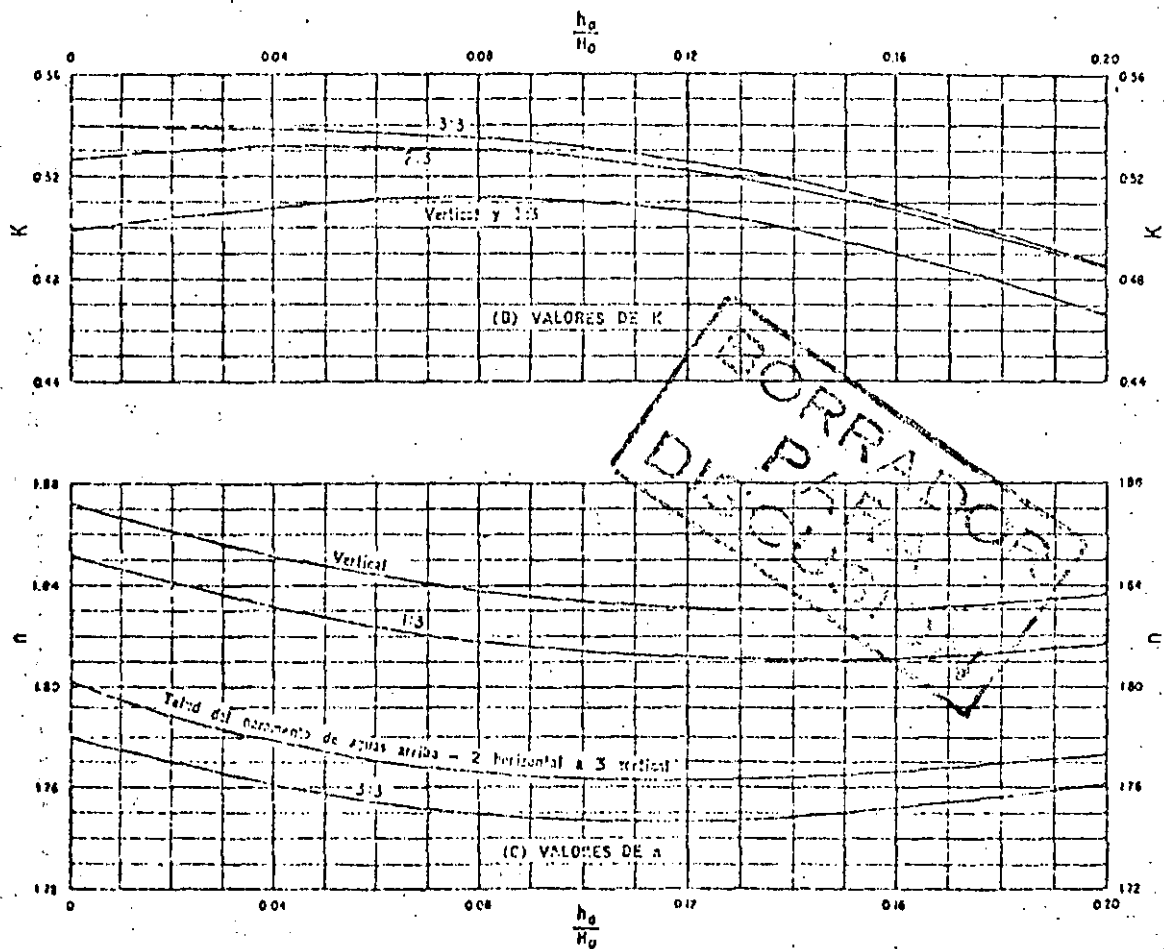


Fig 3.11 Constantes para determinar la forma de los cimacios.

Tomada de la referencia 3.9

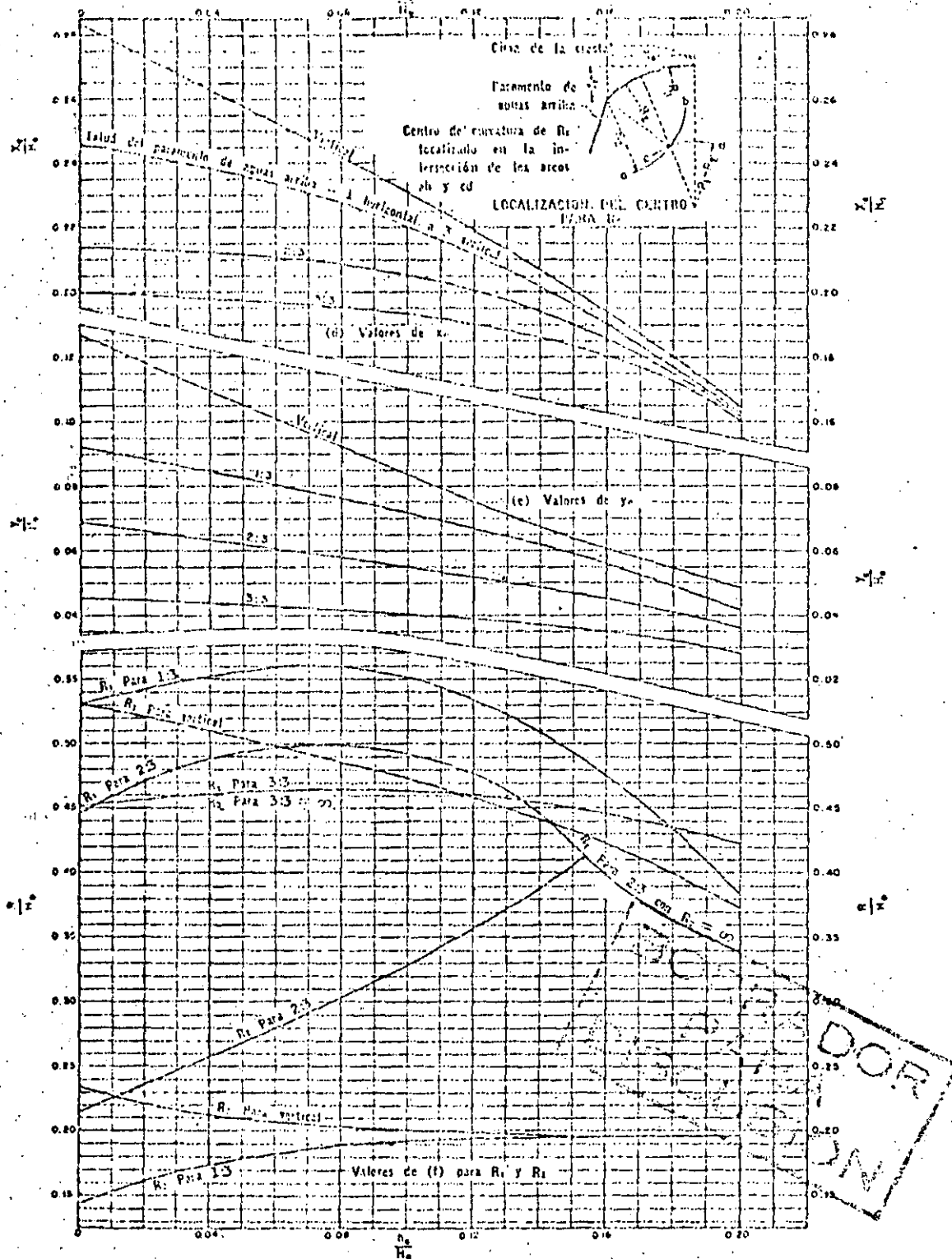


Fig 3.12 Constantes para calcular el sector aguas arriba en un cimacio, de acuerdo al criterio general del USBR. Tomada de la referencia 3.9

Para obtener los valores de K y n , es necesario conocer la carga de velocidad de llegada para ello se utilizan las siguientes ecuaciones:

$$q = C H_o^{3/2} \quad (3.4)$$

$$V_a = \frac{q}{P + h_o} \quad (3.5)$$

$$H_o = h_o + h_a \quad (3.6)$$

$$h_a = \frac{q^2}{2g (P + h_o)^2} \quad (3.7)$$

donde:

q ; Gasto por unidad de ancho

V_a ; Velocidad de llegada

P ; Profundidad de llegada

Las demás variables ya han sido definidas.

La sección del cimacio ubicada aguas arriba de la cresta (origen del sistema X, Y), se puede dibujar como una curva compuesta o como una curva simple y una tangente. Esta parte del cimacio puede dibujarse auxiliándose de la fig 3.12.

Para usar esta gráfica se emplea la relación h_a/H_o , con ella se calcula X_c y Y_c , con las cuales puede definirse el punto de tangencia entre la sección y el talud del paramento aguas arriba, ver fig 3.12. A continuación se calcula R_1 , radio de la curva 1, y se traza sobre el eje de las ordenadas a partir del origen y hacia abajo, esto permite conocer el centro de la curva 1. Con las mismas gráficas se calcula R_2 , radio de la curva 2. Haciendo centro en el punto de coordenadas (X_c, Y_c) se traza el arco ab de radio R_2 . Desde el centro de la curva 1 se traza el arco cd de radio $R_1 - R_2$ que intercepte al arco ab , por el punto de intercepción de los dos arcos se pasa R_1 a partir del centro de la curva 1, y se puede definir así el sector de la curva 1,

El sector de la curva 2 estará definido haciendo centro en el punto de intercepción de los dos arcos, y trazando la curva desde el punto (X_c, Y_c)

BORRADOR
PARA
DISCUSION

hasta unirse con la curva 1, ver fig 3.12.

Además existen una serie de criterios particulares para el trazo de secciones transversales de cimacios sin control.

6.2 Otros Criterios

6.2.1 Velocidad de llegada despreciable y talud aguas arriba vertical.

Una velocidad de llegada se considera despreciable cuando:

$$\frac{P}{H_0} \geq 1 \quad (3.8)$$

donde:

P ; Profundidad del canal de acceso

H₀ ; Carga de diseño

BORRADOR
PARA
DISCUSION

En este caso se emplean generalmente los criterios del USBR o del U. S. Army Corps of Engineers, USACE. El criterio del USBR es el más sencillo, pues permite diseñar la sección del cimacio como una curva circular compuesta, donde los radios están expresados en función de la carga de proyecto H₀, ver fig 3.13.

El cuerpo de Ingenieros recomienda para el diseño del cuadrante aguas abajo emplear la ecuación:

$$X^{1.85} = 2 H_0^{0.85} Y \quad (3.9)$$

donde:

X, Y ; Son las coordenadas de un sistema cartesiano como el indicado en la fig 3.14

H₀ ; Es la carga de diseño

La sección del perfil en el cuadrante aguas arriba del cimacio se calcula con la ecuación:

$$Y = 0.724 \frac{(X + 0.270 H_0)^{1.85}}{H_0^{0.85}} + 0.126 H_0 - 0.4315 H_0^{0.375} (X + 0.270 H_0)^{0.625} \quad (3.10)$$

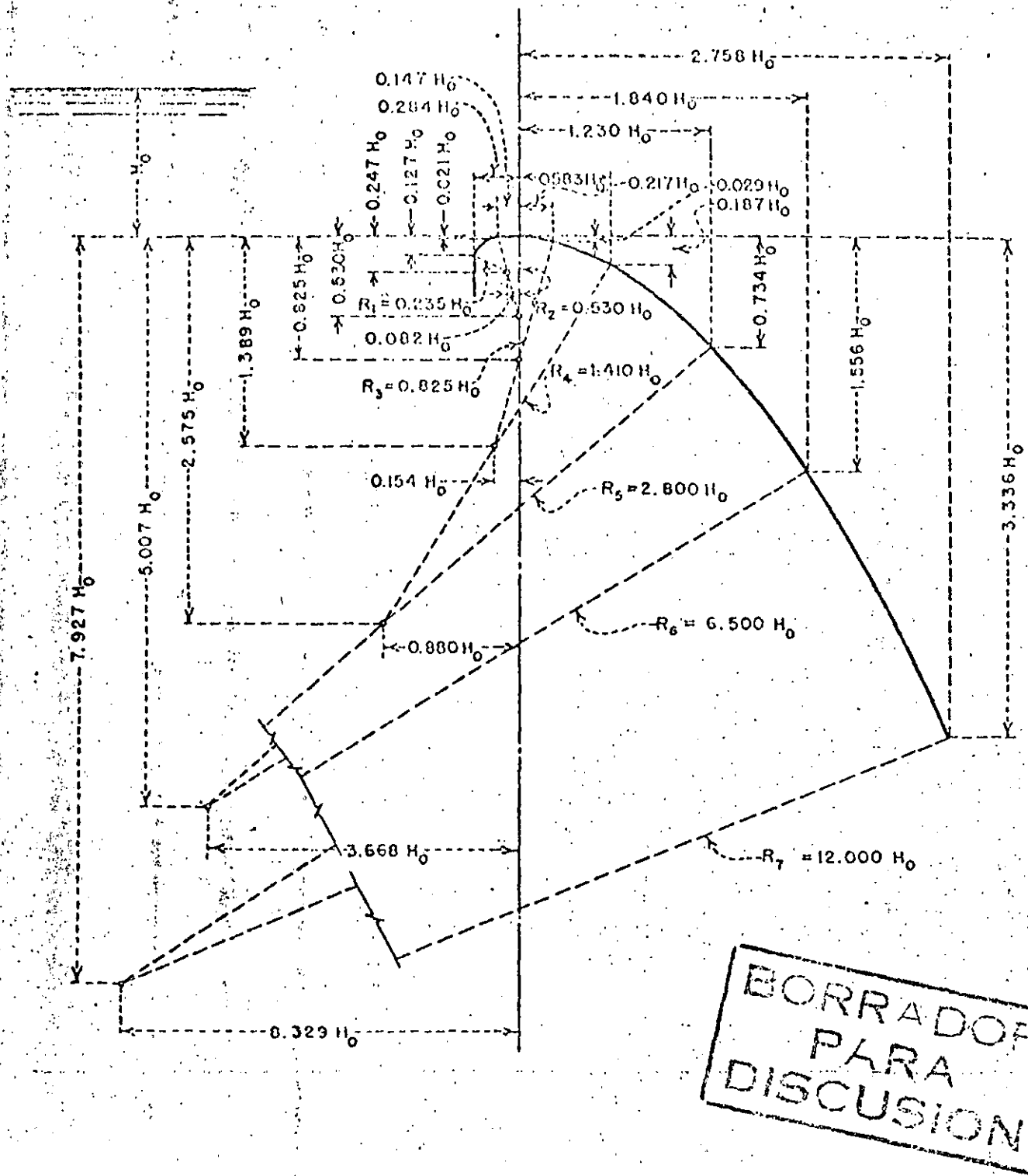


Fig 3.13. Sección de un cimacio formado con curvas circulares compuestas.

Tomada de la referencia 3.9

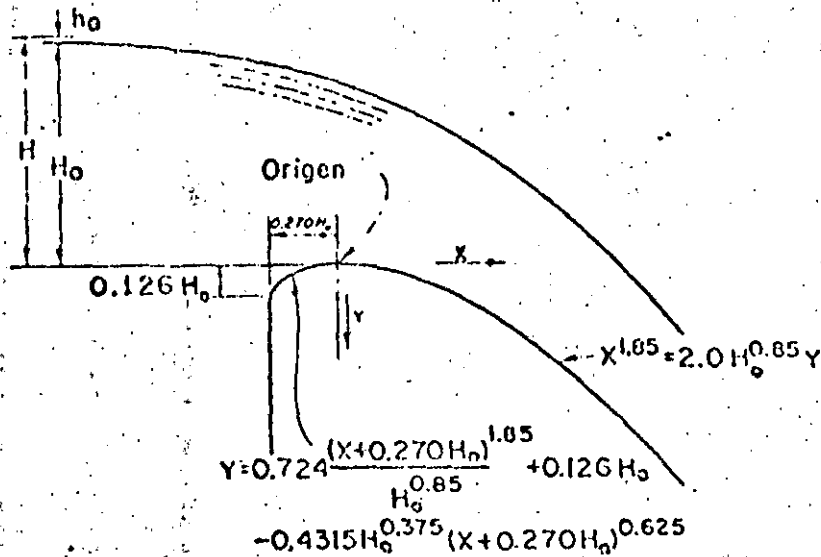


Fig 3.14 Criterio de diseño de cimacios según el USACE, para $\frac{P}{H_0} \geq 1$.
Tomado de la referencia 3.2

Las variables de esta ecuación ya han sido definidas y puede usarse como auxiliar para diseño la fig 3.14.

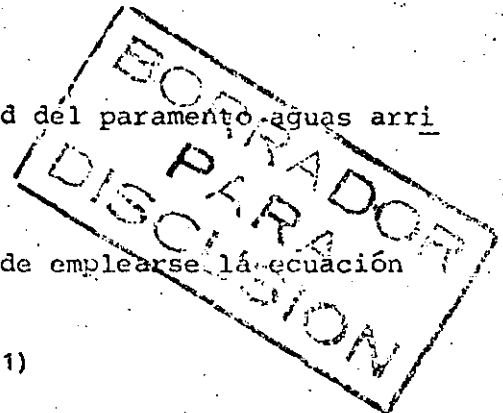
6.2.2 Velocidad de llegada despreciable y talud del paramento aguas arriba inclinado. Criterio USACE.

En este caso para el cuadrante aguas abajo puede emplearse la ecuación general:

$$X^n = K H_0^{n-1} Y \quad (3.11)$$

Las variables de esta ecuación ya han sido definidas, y los valores de K y n para taludes 3 a 1, 3 a 2 y 3 a 3 se pueden obtener de las figs 3.15, 3.16 y 3.17 respectivamente, donde también se anotan los valores necesarios para calcular la sección del cuadrante aguas arriba.

En la fig 3.18 se presentan gráficas para obtener los valores de k y n para cualquier talud del paramento. La forma del perfil aguas arriba se obtiene por interpolación de otros perfiles.



6.2.3 Velocidad de llegada considerable y talud 1 a 1. Criterio USACE

La velocidad de llegada se considera cuando la relación P/H_0 es menor que 1. Se emplea también la ecuación:

$$x^n \approx H_0^{n-1} y \quad (3.12)$$

Los valores de K y n se pueden obtener de las figuras 3.19 y 3.20, teniendo en consideración lo siguiente:

Si $0.3 < \frac{P}{H_0} < 0.58$, se puede considerar que $\frac{h_a}{H_0} = 0.12$, donde h_a es

la carga de velocidad de llegada. Si $0.58 < \frac{P}{H_0} < 1$, se considera

$$\frac{h_a}{H_0} = 0.08$$

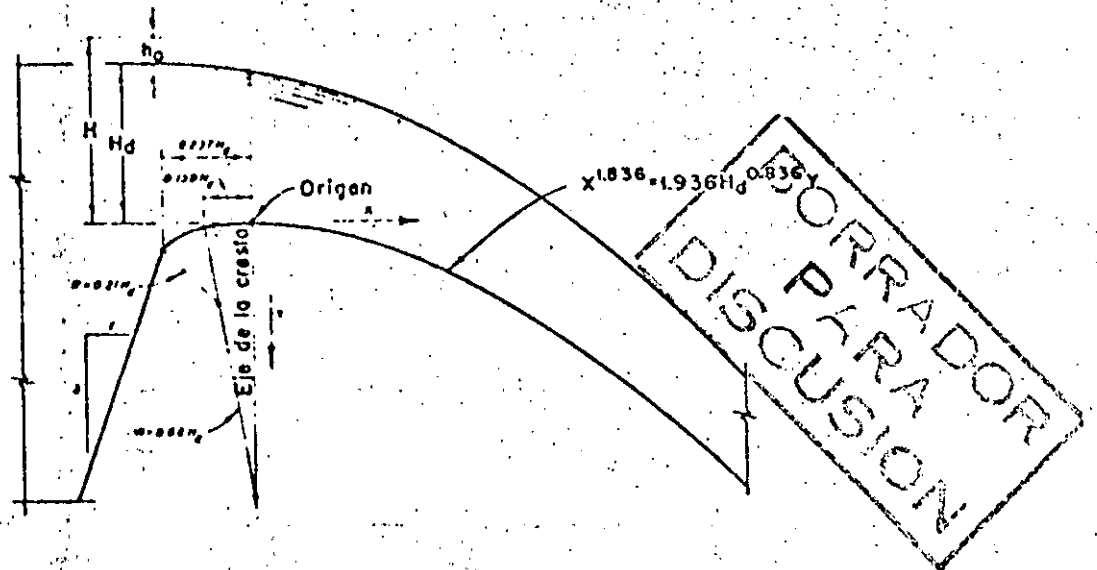


Fig 3.15 Criterio USACE, para $\frac{P}{H_0} \geq 1$ y talud aguas arriba 3:1

Tomado de la referencia 3.2

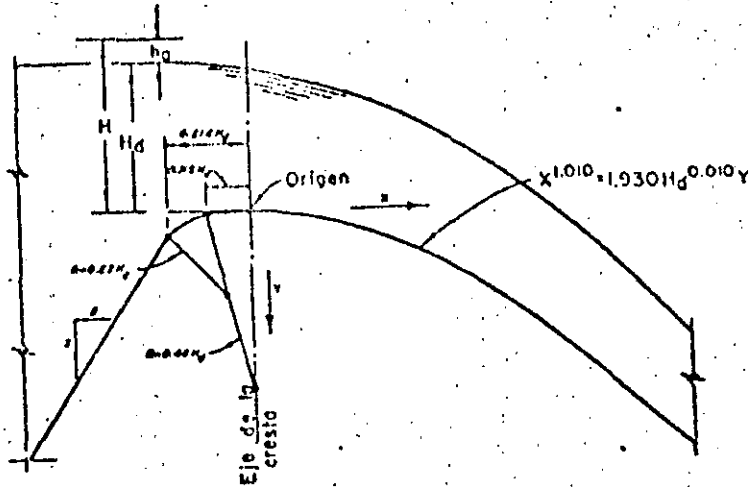
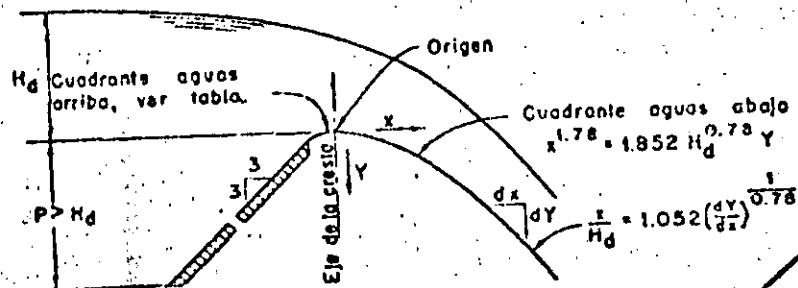


Fig 3.16 Criterio USACE, para $\frac{P}{H_o} \geq 1$ y talud aguas arriba 3:2
Tomado de la referencia 3.2

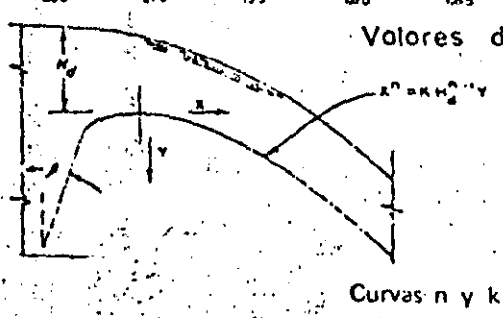
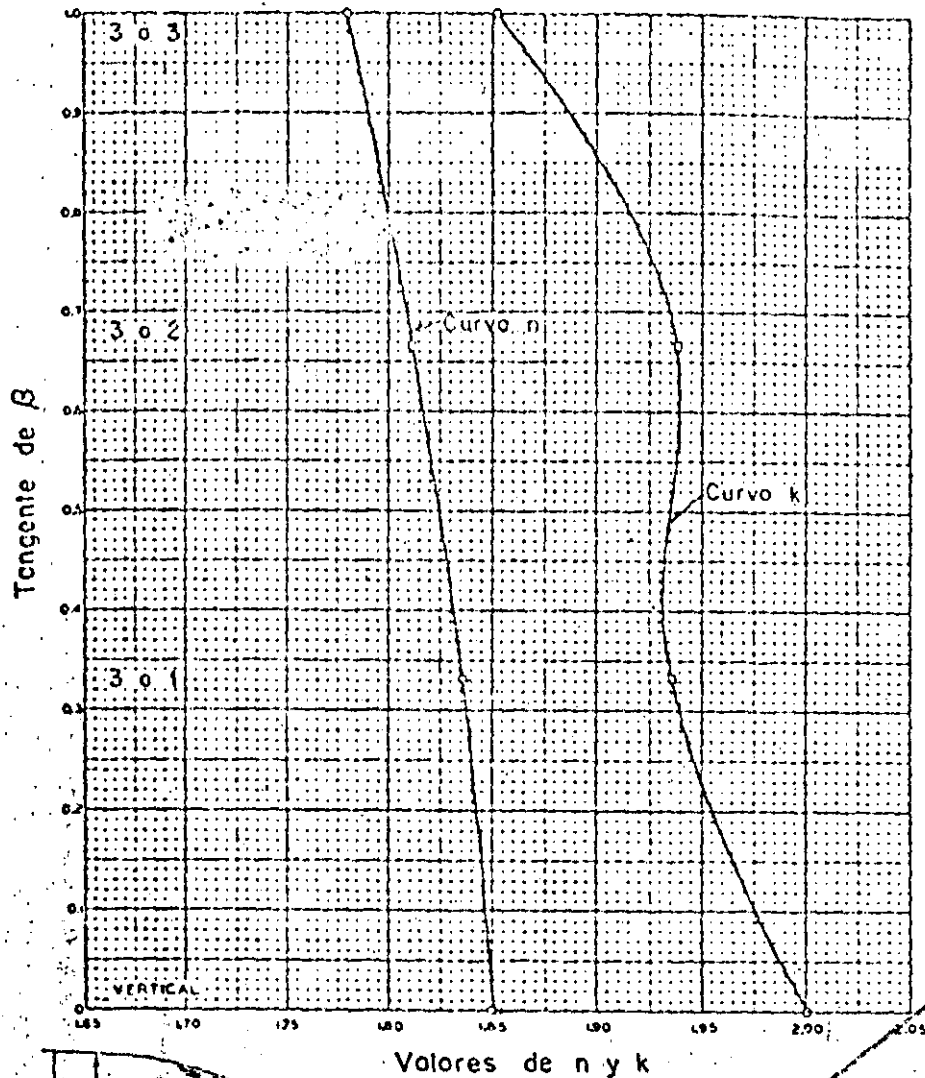


CUADRANTE AGUAS ARRIBA

X/H _d	Y/H _d	X/H _d	Y/H _d
-0.000	0.0000	-0.150	0.0239
-0.020	0.0004	-0.155	0.0257
-0.040	0.0016	-0.160	0.0275
-0.060	0.0036	-0.165	0.0293
-0.080	0.0064	-0.170	0.0313
-0.100	0.0100	-0.175	0.0333
-0.110	0.0125	-0.180	0.0354
-0.120	0.0150	-0.185	0.0376
-0.130	0.0177	-0.190	0.0399
-0.140	0.0207	-0.195	0.0424
-0.145	0.0223	-0.200	0.0450

BORRADOR
PARA
DISCUSION

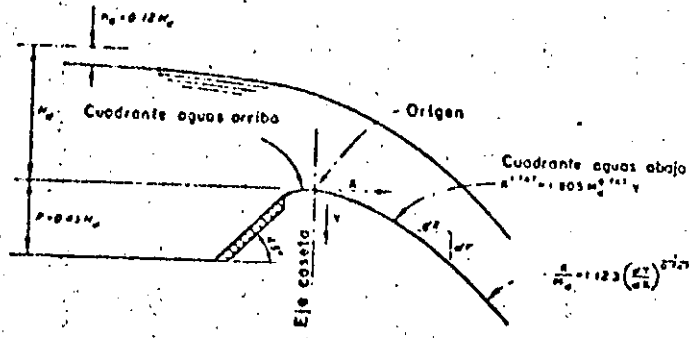
Fig 3.17 Criterio USACE, para $\frac{P}{H_o} \geq 1$ y talud aguas arriba 3:3
Tomado de la referencia 3.2



$$\frac{P}{H_0} \geq 1$$

BORRADOR
PARA
DISCUSION

Fig 3.18 Criterio USACE, para $\frac{P}{H_0} \geq 1$ y cualquier talud aguas arriba
Tomado de la referencia 3.2

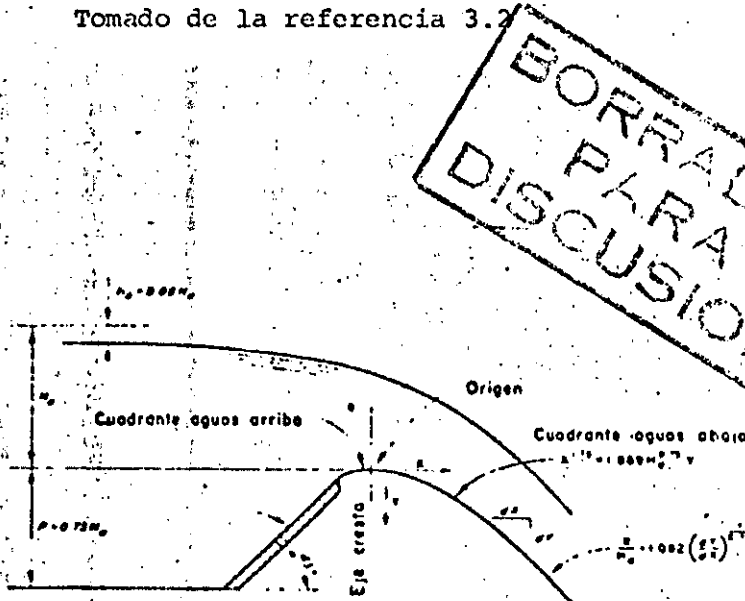


CUADRANTE AGUAS ARRIBA

$\frac{X}{H_d}$	$\frac{Y}{H_d}$
-0.000	0.0000
-0.020	0.0004
-0.040	0.001
-0.060	0.0035
-0.080	0.006
-0.100	0.0
-0.110	0.012
-0.120	0.014
-0.130	0.017
-0.140	0.0
-0.145	0.021
-0.150	0.023
-0.155	0.02
-0.160	0.02
-0.165	0.028
-0.170	0.030
-0.175	0.032
-0.180	0.034
-0.185	0.03
-0.190	0.039

Fig 3.19 Criterio USACE, $0.3 \leq \frac{P}{H_0} \leq 0.58$, Talud 1:1

Tomado de la referencia 3.2



CUADRANTE AGUAS ARRIBA

$\frac{X}{H_d}$	$\frac{Y}{H_d}$
-0.000	0.0000
-0.020	0.0004
-0.040	0.0016
-0.060	0.0035
-0.080	0.0064
-0.100	0.0101
-0.110	0.0122
-0.120	0.0147
-0.130	0.0174
-0.140	0.0203
-0.145	0.0219
-0.150	0.0235
-0.155	0.0252
-0.160	0.0270
-0.165	0.0289
-0.170	0.0309
-0.175	0.0328
-0.180	0.0349
-0.185	0.0372
-0.190	0.0395
-0.195	0.0420

Fig 3.20 Criterio USACE, $0.58 \leq \frac{P}{H_0} < 1$, Talud 1:1

Tomado de la referencia 3.2

Si los cimacios son bajos y están sujetos a grandes cargas es decir $\frac{P}{H_0} < 1$ se recomienda que el paramento aguas arriba del cimacio se incline con un talud 1 a 1 por razones de estabilidad.

Ejemplo 3.1 Diseñar un cimacio sin control utilizando el criterio general del USBR, con las siguientes condiciones:

Gasto de diseño: $Q_0 = 6500.00 \text{ m}^3/\text{s}$

Carga de diseño: $H_0 = 21.00 \text{ m}$

Coefficiente de descarga: $C = 1.92$

Longitud Efectiva de la cresta: $L_e = 35.179 \text{ m}$

Paramento aguas arriba: vertical

Elevación de la cresta: 500 m s n m

Coordenadas de la cresta: (205,500)

Elevación del piso del canal de llegada: 496.50 m s n m , ver fig 3.21

Pendiente de la rápida: 0.45

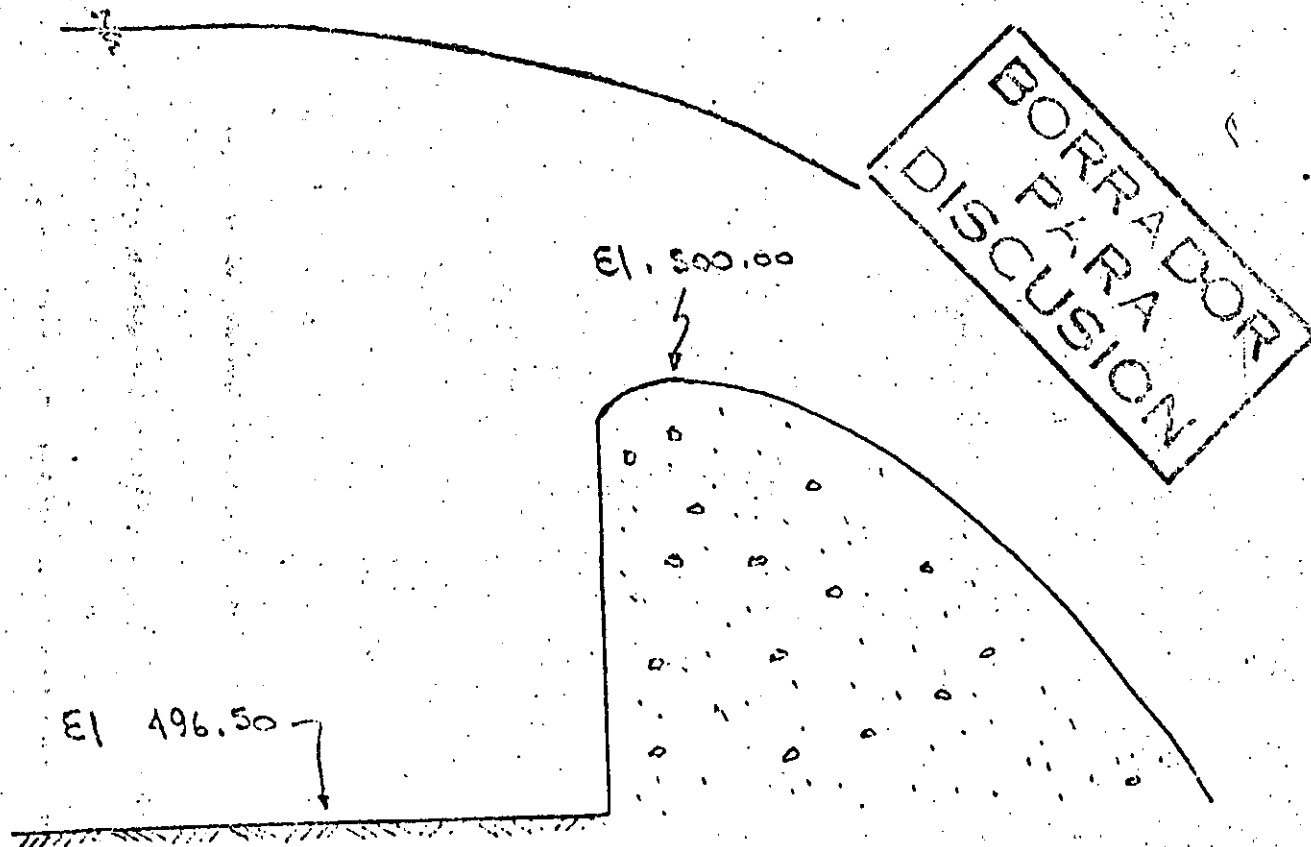


Fig 3.21 Datos del ejemplo 3.1

El sector del cimacio aguas abajo de la cresta se calcula con la ecuación (3.3):

$$\frac{Y}{H_0} = -K \left(\frac{X}{H_0} \right)^n$$

Para obtener los valores de K y n se emplea la figura 3.11, pero antes es necesario calcular la carga de la velocidad de llegada, ello puede hacerse resolviendo simultáneamente las ecuaciones (3.6) y (3.7):

$$h_a = \frac{q^2}{2g (P+h_0)^2}$$

$$H_0 = h_0 + h_a$$

Sabiendo que $P = 500,00 - 496,50 = 3,50$ m y que

$$q = \frac{Q}{L_e} = \frac{6500}{35,179} = 184,769 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$$

La solución de este sistema de ecuaciones es:

$$h_a = 4,24 \text{ m}$$

$$h_0 = 16,76 \text{ m}$$

Ahora se puede calcular la relación $\frac{h_a}{H_0}$

$$\frac{h_a}{H_0} = \frac{4,24}{21} = 0,20$$

Con este número, y sabiendo que el talud es vertical se puede utilizar la figura 3.11 para obtener los valores de K y n que resultan ser:

$$K \doteq 0,466 \quad , \quad n \doteq 1,837$$

Sustituyendo estos valores en la ecuación (3.3) se puede conocer la fórmula que describe la forma del cimacio en el cuadrante aguas abajo, que es la siguiente:

BORRADOR
PARA
DISCUSION

$$\frac{Y}{21} = -0.466 \left(\frac{X}{21}\right)^{1.837} \quad 83$$

$$Y = -0.0364 X^{1.837} \quad (3.13)$$

Los valores de los parámetros que permiten definir la forma del cimacio en el cuadrante aguas arriba, se obtienen con la relación $\frac{h_a}{H_0}$ y la figura 3.12 y son los siguientes:

$$X_C = 3.47 \text{ m}$$

$$Y_C = 1.01 \text{ m}$$

$$R_1 = 7.79 \text{ m}$$

$$R_2 = 4.12 \text{ m}$$

Para conocer la longitud del cimacio, de la cresta hacia aguas abajo, es necesario definir el punto de tangencia (PT) entre este y la rápida. El PT se puede conocer derivando la ecuación que define la forma del cimacio de la cresta hacia aguas abajo, e igualando este valor con el de la pendiente de la rápida.

Derivando la ecuación (3.13) se obtiene :

$$Y^1 = -0.06695 X^{0.837}$$

Si esta ecuación se iguala al valor de la pendiente de la rápida: $S = 0.45$ se obtiene $X = 9.74 \text{ m}$ y $Y = 2.38 \text{ m}$, teniéndose así el punto de tangencia entre cimacio y rápida:

$$PT = (214.74, 497.62)$$

Con estos datos es posible obtener el perfil del cimacio. En la tabla 3.2 se presenta el cálculo del sector aguas abajo de la cresta empleando la ecuación 3.13:

BORRADOR
PARA
DISCUSION

ESTACION	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	10.74
X	205.0	206.0	207.0	208.0	209.0	210.0	211.0	212.0	213.0	214.0	214.74
Y	500.0	499.96	499.87	499.73	499.54	499.30	499.02	498.70	498.34	497.94	497.62

Tabla 3.2 Cálculo del perfil del cimacio aguas abajo de la cresta.

En la fig 3.22 se muestra el perfil del cimacio con todos sus elementos.

Ejemplo 3.2 Diseñar un cimacio sin control para un vertedor con las siguientes condiciones:

Gasto de diseño : $Q_o = 6\ 500\ m^3/s$

Carga de diseño : $H_o = 5\ m$

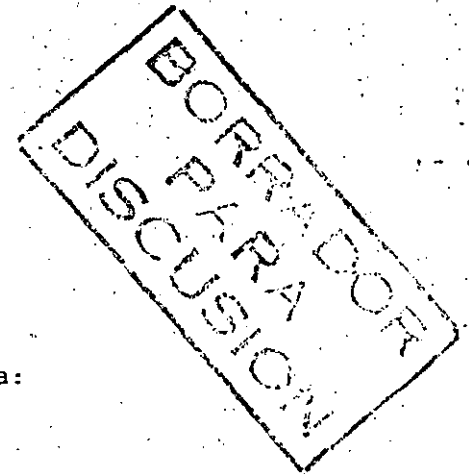
Coefficiente de descarga : $C = 1.92$

Paramento aguas arriba : vertical

Elevación de la cresta : $500\ m\ s\ n\ m$

Coordenadas de la cresta : $(205,500)$

Elevación del piso del canal de llegada:
 $493.20\ m\ s\ n\ m$, ver fig 3.23

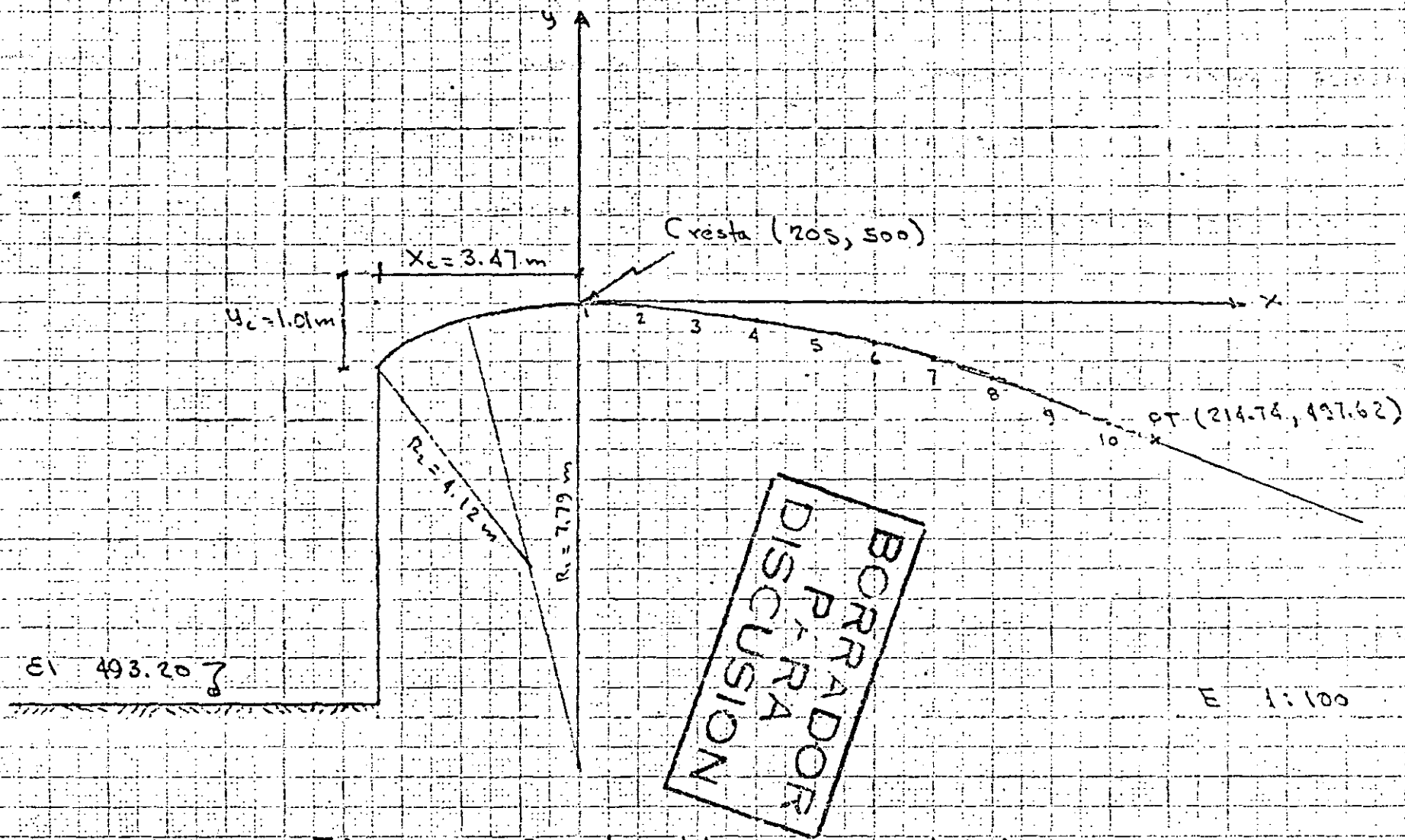


Solución:

Primeramente debe revisarse si puede considerarse despreciable la velocidad de llegada. Para ello se calcula la relación:

$$\frac{P}{H_o} = \frac{6.8}{5.0} = 1.36 > 1$$

por lo tanto se considera despreciable la velocidad de llegada.



EI 493.20 ?

E 1:100

Fig. 3.22. Sección del círculo del ejemplo 3.1.

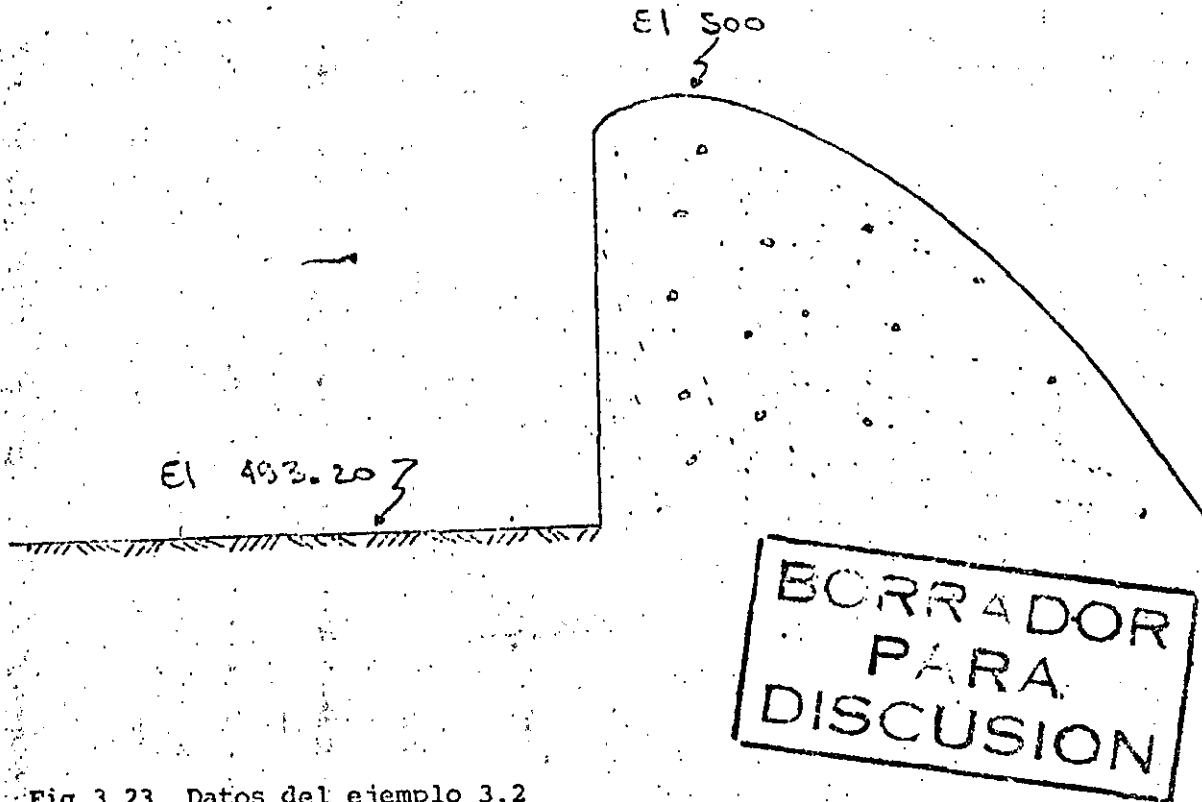


Fig 3.23 Datos del ejemplo 3.2

Para resolver el problema se utilizarán los dos criterios propuestos en el inciso 6.2.1 de este capítulo.

Criterio USBR

Como se recordará, el perfil del cimacio se traza como una curva compuesta, donde los radios pueden obtenerse de la fig 3.13 los cálculos se presentan en la tabla 3.3

Curva No.	Radio	Coordenadas Centro		P T Aguas Arriba		P T Aguas Abajo	
		X	Y	X	Y	X	Y
1	0.235 X 5.00 1.175	-0.082 X 5.00 -0.410	-0.247 X 5.00 -1.235	-0.284 X 5.00 -1.420	-0.127 X 5.00 -0.635	-0.147 X 5.00 -0.735	-0.021 X 5.00 -0.105
2	0.530 X 5.00 2.650	0.000 X 5.00 0.000	-0.530 X 5.00 -2.650	-0.147 X 5.00 -0.735	-0.021 X 5.00 -0.105	0.000 X 5.00 0.000	0.000 X 5.00 0.000
3	0.825 X 5.00 4.125	0.000 X 5.00 0.000	-0.825 X 5.00 -4.125	0.000 X 5.00 0.000	0.000 X 5.00 0.000	0.217 X 5.00 1.085	-0.029 X 5.00 -0.145
4	1.410 X 5.00 7.050	-0.154 X 5.00 -0.770	-1.389 X 5.00 -6.945	0.217 X 5.00 1.085	-0.029 X 5.00 -0.145	0.583 X 5.00 2.915	-0.187 X 5.00 -0.935
5	2.800 X 5.00 14.000	-0.880 X 5.00 -4.400	-2.575 X 5.00 -12.875	0.583 X 5.00 2.915	-0.187 X 5.00 -0.935	1.230 X 5.00 6.150	-0.734 X 5.00 -3.670
6	6.500 X 5.00 32.500	-3.668 X 5.00 -18.340	-5.007 X 5.00 -25.035	1.230 X 5.00 6.150	-0.734 X 5.00 -3.670	1.840 X 5.00 9.200	-1.556 X 5.00 -7.780
7	12.00 X 5.00 60.000	-8.329 X 5.00 -41.645	-7.927 X 5.00 -39.635	1.840 X 5.00 9.200	-1.566 X 5.00 -7.830	2.758 X 5.00 13.790	-3.335 X 5.00 -16.680

NOTA: Todas las unidades se dan en metros.

Tabla 3.3 Cálculo de un cimacio sin control para velocidad despreciable de acuerdo al criterio del USBR
Ejemplo 3.2

La sección del perfil se muestra en la fig 3.24

CORRIDOR
PÁRTEA
DISCUSION

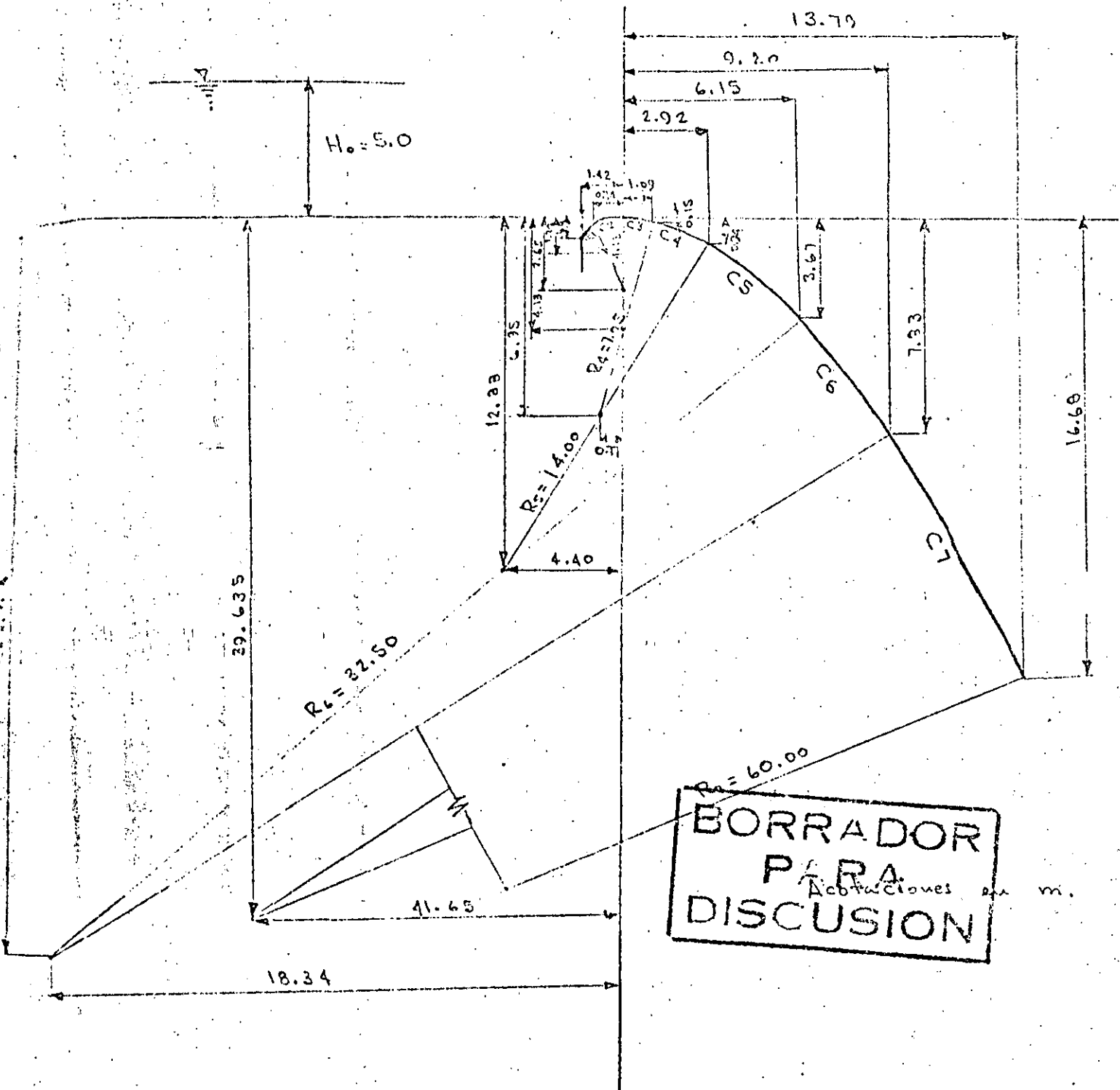


Fig. 3.24 Sección del Cimacio del ejemplo 3.2

Criterio del U S Army Corps of Engineers.

Primeramente se hará el cálculo para el cuadrante aguas abajo usando la ecuación (3.9)

$$X^{1.85} = 2 H_0^{0.85} Y$$

Los resultados se presentan en la tabla 3.4

ESTACION	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
X	205.00	206.00	207.00	208.00	209.00	210.00	211.00	212.00	213.00	214.00	215.00	216.00	217.00	218.00
Y	500	499.84	499.54	499.03	498.35	497.50	496.50	495.34	494.04	492.58	490.18	489.25	487.37	485.36

Tabla 3.4 Cálculo del perfil del cimacio en el cuadrante aguas abajo según el criterio del U S Army Corps of Engineers (USACE)

La sección del cuadrante aguas arriba se calcula con la ecuación (3.10), pero antes es necesario determinar el punto de tangencia de la curva con el paramento aguas arriba, para ello basta calcular los valores de X, Y señalados en la fig 3.14

$$X = 0.270 H_0 = 1.35 \text{ m}$$

$$Y = 0.126 H_0 = 0.63 \text{ m}$$

DISCUSION
 PARA
 EL
 CUADRANTE
 AGUAS
 ARRIBA

Ahora se puede calcular el perfil en el cuadrante aguas arriba usando la ecuación (3.10)

$$Y = 0.724 \frac{(X + 0.270 H_0)^{1.85}}{H_0^{0.85}} + 1.26 H_0 - 0.4315 H_0^{0.375} (X + 2.70 H_0)^{0.625}$$

entre las estaciones (203.65, 499.37) y (205.500), los resultados se presentan en la tabla 3.5

ESTACION	1	2	3	4	5	6	7
X	205.0000	204.700	204.40	204.100	203.800	203.700	203.650
Y	500.0000	499.981	499.921	499.801	499.606	499.492	499.370

Tabla 3.5 Cálculo del perfil del cimacio en el cuadrante aguas arriba según el criterio del U s Army Corps of Engineers.

La sección del perfil se muestra en la fig 3.25

Ejemplo 3.3 Diseñar un cimacio sin control para un vertedor con las siguientes condiciones:

- Gasto de diseño : $Q_0 = 6500 \text{ m}^3/\text{s}$
- Carga de diseño : $H_0 = 5 \text{ m}$
- Coficiente de descarga : $C = 1.92$
- Talud aguas arriba: 3:1
- Coordenadas de la cresta : (205,500)
- Elevación del piso del canal de llegada:
493.20 m s n m , ver fig 3.26

BORRADOR
 PARA
 DISCUSION

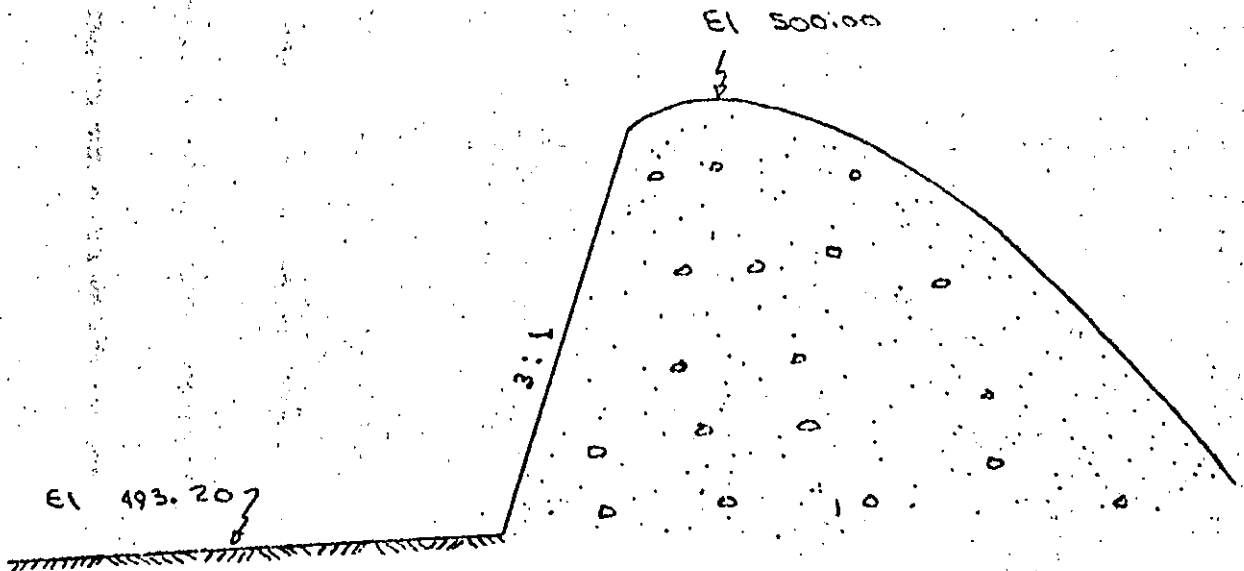


Figura 3.26 Datos del ejemplo 3.3

Solución:

De la relación $\frac{P}{H_0} = \frac{6.8}{5.0} = 1.36 > 1$ se puede considerar despreciable la velocidad de llegada. El problema se resolverá utilizando el criterio del USACE.

La ecuación del cimacio en el cuadrante aguas abajo es:

$$x^n = K H_0^{n-1} y$$

donde:

$$n = 1.836$$

$$k = 1.936, \text{ ver fig 3.15}$$

Entonces la ecuación toma la forma:

$$x^{1.836} = 1.936 H_0^{0.836} y$$

La solución de esta ecuación se presenta en la tabla 3.6

BORRADOR
PARA
DISCUSION

ESTACION	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
X	205.000	206.000	207.000	208.000	209.000	210.000	211.000	212.000	213.000	214.000	215.000	216.000	217.000	218.000
Y	500.000	499.865	499.519	498.989	498.285	497.417	496.397	495.209	493.878	492.401	490.779	489.016	487.113	485.070

Tabla 3.6 Cálculo del perfil del cimacio en el cuadrante aguas abajo según el criterio del US Army Corps of Engineers.

La Sección del cuadrante aguas arriba puede obtenerse por medio de una curva compuesta como se muestra en la fig 3.15. Los resultados de los cálculos se muestran en la tabla 3.7

Curva No	Radio	PT Aguas arriba	PT Aguas Abajo
		X	X
1	0.21 x 5.00 1.050	0.237 x 5.00 1.185	0.139 x 5.00 0.695
2	0.68 x 5.00 3.400	0.139 x 5.00 0.695	0.00 x 5.00 0.000

BORRADO PARA DISCUSION

Tabla 3.7 Cálculo del perfil del cimacio en el cuadrante aguas arriba según el criterio del US Army Corps of Engineers.

La sección del perfil se muestra en la fig 3.27

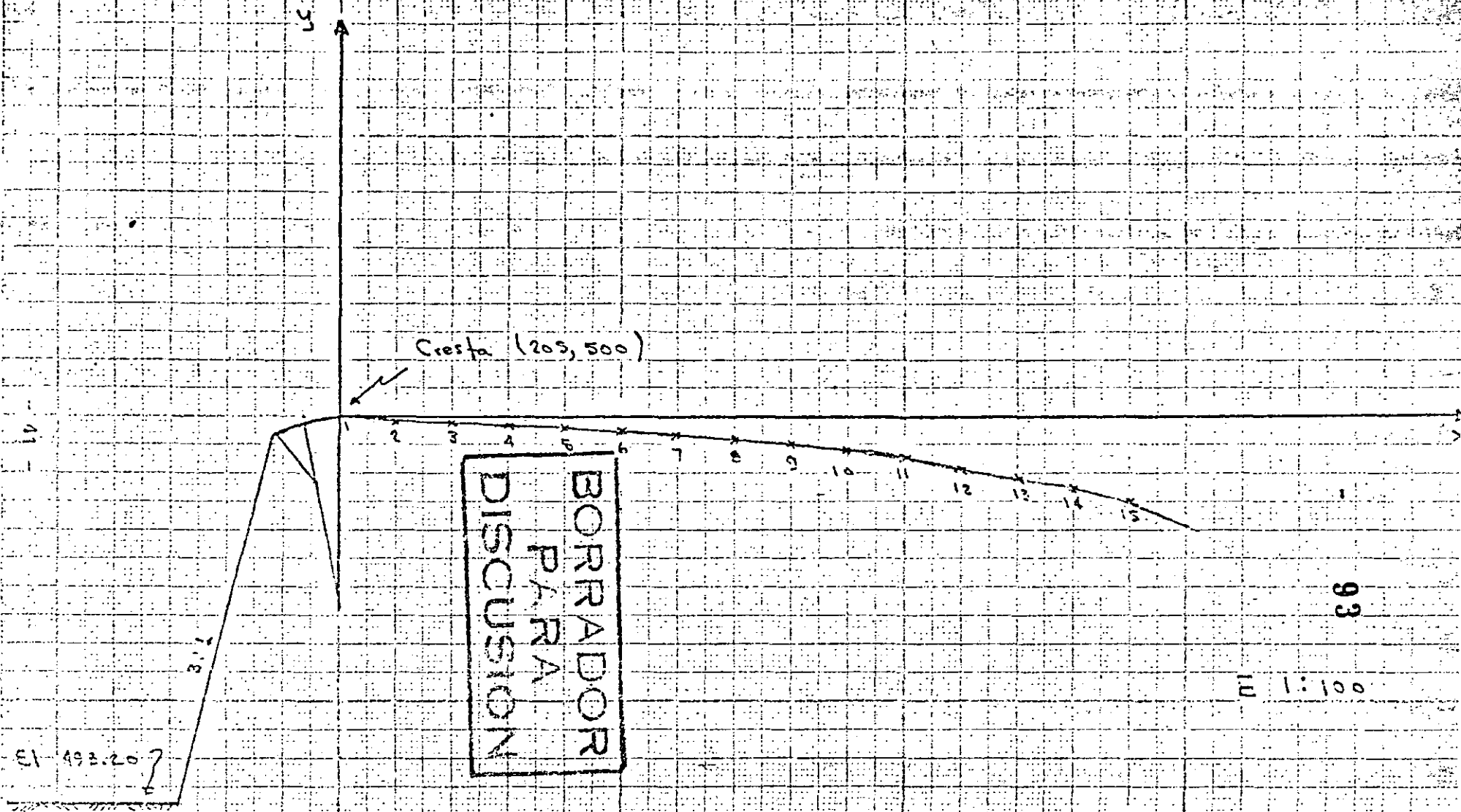


Fig. 3.27 Sección del cimacio del ejemplo 3.3

Ejemplo 3.4. Diseñar un cimacio sin control para un vertedor con las siguientes condiciones:

Gasto de diseño : $Q_o = 6500 \text{ m}^3/\text{s}$

Carga de diseño : $H_o = 13 \text{ m}$

Coefficiente de descarga : $C = 1.92$

Talud aguas arriba : 1:1

Coordenadas de la cresta : (205,500)

Elevación del piso del canal de llegada :

493.20 m s n m , ver fig 3.28

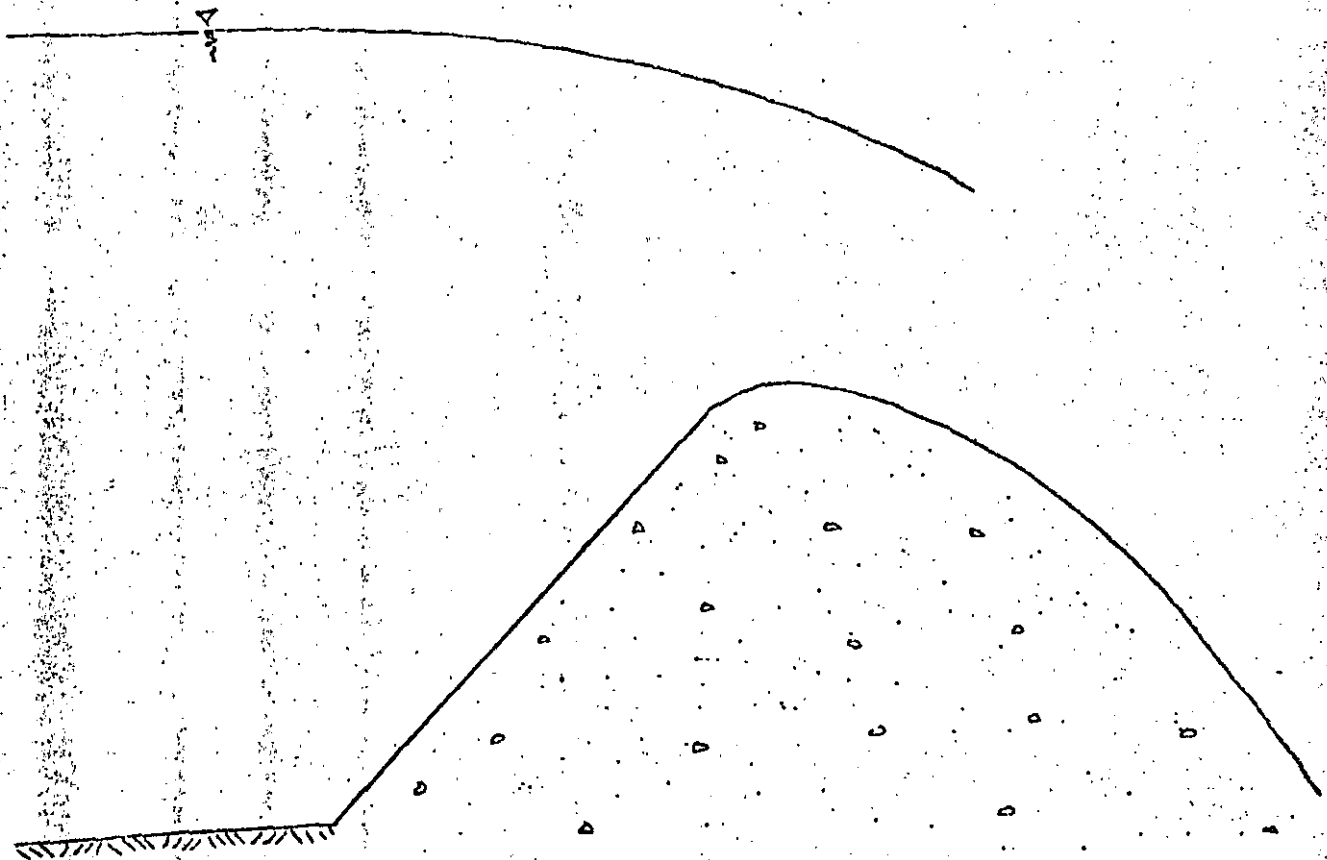


Fig 3.28 Datos del Ejemplo 3.4

BORRADOR
PARA
DISCUSION

Solución:

Se calculará primero la relación $\frac{P}{H_0} = \frac{6.8}{13} = 0.523$, que es menor que 1, por lo tanto no se puede despreciar la velocidad de llegada. Se utilizará el criterio del USACE. Además como la relación $\frac{P}{H_0}$ se encuentra entre 0.3 y 0.58, se empleará la ecuación presentada en la fig 3.19

$$X^{1.747} = 1.905 H_0^{0.747} Y$$

La solución de la ecuación se presenta en la tabla 3.8

ESTACION	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
X	205.000	206.000	207.000	208.000	209.000	210.000	211.000	212.000	213.000	214.000	215.000	216.000	217.000	218.000
Y	500.000	499.922	499.740	499.473	499.129	498.714	498.232	497.685	497.077	496.410	495.684	494.903	494.066	493.170

Tabla 3.8 Cálculo del perfil del cimacio en el cuadrante aguas abajo según el criterio del U S Army Corps of Engineers.

Utilizando la tabla presentada en la fig 3.19 se puede calcular el perfil del cuadrante aguas arriba. Los resultados del cálculo se presentan en la tabla 3.9

BORRADOR
 PARA
 DISCUSION

ESTACION	1	2	3	4	5	6
$\frac{X}{H_0}$	0.000	-0.0600	-0.120	-0.150	-0.180	-0.190
$\frac{Y}{H_0}$	0.000	0.0035	0.014	0.023	0.034	0.039
X	205.000	204.400	203.800	203.500	203.200	203.100
Y	500.000	499.965	499.86	499.77	499.66	499.61

Nota: No se han utilizado los sentidos de los ejes X Y, como se muestran en la fig 3.12

Tabla 3.9 Cálculo del perfil del cimacio en el cuadrante aguas arriba según el criterio del U S Army Corps of Engineers.

En la fig 3.29 se presenta el perfil del cimacio calculado.

7. Descarga sobre la cresta de un cimacio sin control

La descarga sobre la cresta de un cimacio se calcula con la ecuación:

$$Q = CLH^{3/2} \quad (3.13)$$

donde:

- Q ; gasto de descarga
- C ; coeficiente de descarga
- L ; longitud efectiva de la cresta
- H ; carga total sobre la cresta

BORRADOR
 PARA
 DISCUSION

Como puede observarse en la anterior ecuación existen dos variables que no han sido estudiadas: el coeficiente de descarga y la longitud efectiva, a continuación se analizará cada una de ellas.

7.1 Coeficiente de descarga

Existen una serie de factores que influyen sobre el coeficiente de descarga, los principales son:

- a) Profundidad de llegada
- b) Efecto de cargas diferentes a las de proyecto
- c) Pendiente del paramento aguas arriba
- d) Efecto de ahogamiento
- e) Efecto del nivel del piso aguas abajo

De esta manera el coeficiente C se obtendrá calculando un coeficiente C_o afectado por los otros factores, es decir:

- C_o, Coeficiente de descarga para talud vertical y profundidad de llegada P.
- C₁, Coeficiente de corrección que considera cargas diferentes a la de proyecto
- C₂, Coeficiente de corrección que considera la pendiente del talud aguas arriba
- C₃, Coeficiente de corrección por ahogamiento
- C₄, Coeficiente de corrección que toma en cuenta los efectos del delantal aguas abajo del vertedor
- C, Coeficiente definitivo

7.1.1 Efecto de la profundidad de llegada

La ecuación general de descarga en un vertedor rectangular está dada por la ecuación:

$$Q = \frac{2}{3} \sqrt{2g} \mu' L H^{3/2} \left[1 + \frac{3}{2} K^2 \left(\frac{L}{L'} \right)^2 \left(\frac{H}{H+P} \right)^2 \right] \quad (3.14)$$

donde:

- Q ; gasto de descarga
- g ; aceleración de la gravedad
- L ; longitud de la cresta
- H ; carga sobre el vertedor
- P ; profundidad de llegada

$\frac{L}{L'}$; es un término que considera el efecto de las contracciones laterales

BORRADOR
PARA
DISCUSION

$\frac{H}{H+P}$; considera el efecto de la profundidad de llegada.

μ' ; es un coeficiente de gasto que representa la relación entre las distribuciones real e hipotética de velocidades.

Es común agrupar en un solo coeficiente μ los efectos de distribución de velocidades, efectos de contracciones laterales y efectos de profundidad de llegada, reduciéndose la ecuación a:

$$Q = \frac{2}{3} \sqrt{2g} \mu LH^{3/2} \quad (3.15)$$

Si se hace:

$$C = \frac{2}{3} \sqrt{2g} \mu \quad (3.16)$$

la ecuación se reduce a:

$$Q = CLH^{3/2}$$

Toda esta deducción, se ha hecho con el objeto de resaltar lo difícil que es evaluar la influencia de la profundidad de llegada P en el coeficiente de descarga C , es por ello que el valor del coeficiente C_0 afectado por la profundidad de llegada se ha obtenido en forma experimental.

Así como se han presentado dos criterios para el diseño de cimacios, se dan a continuación dos para estimar los coeficientes de descarga, debiendo tratar que siempre los criterios seleccionados sean congruentes.

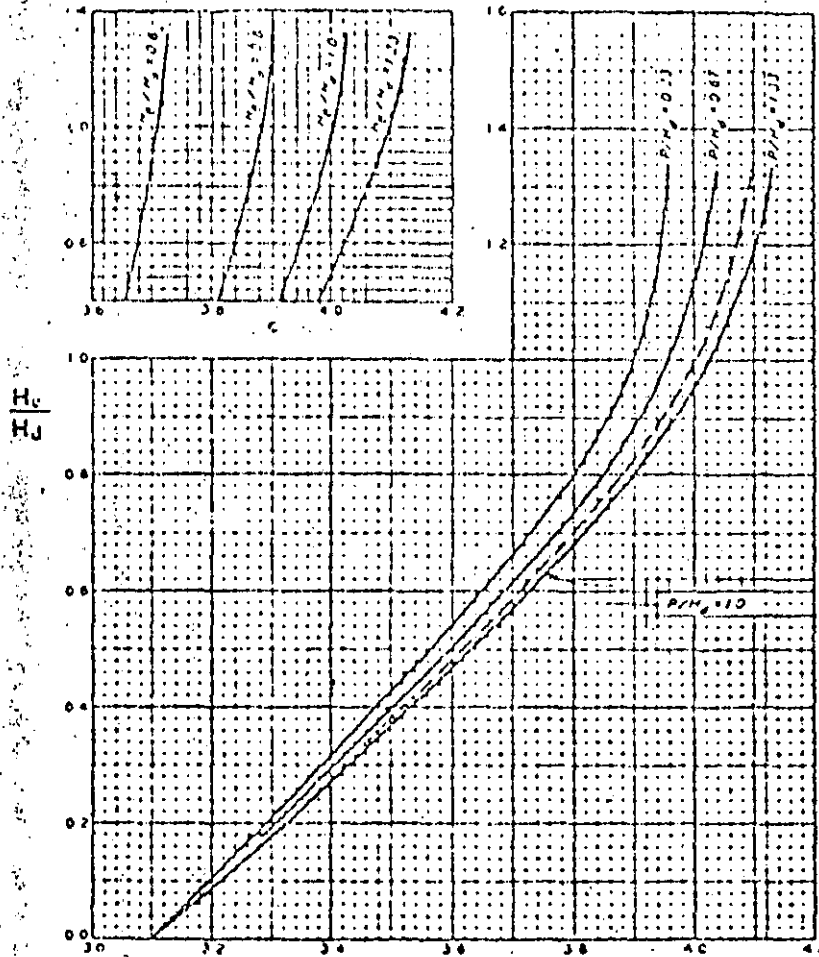
Criterio del U S Army Corps of Engineers. En la figura 3.30 se presenta una gráfica que relaciona al cociente de la carga real y la de diseño, con la profundidad de llegada y la carga de diseño. El coeficiente K obtenido, se relaciona con el coeficiente de descarga C , mediante la ecuación:

$$C = K/\sqrt{3.28} \quad (3.17)$$

Criterio U S B R. De la fig 3.31 se obtiene directamente el valor del coeficiente C_0 para diferentes valores de P/H_0 .

7.1.2 Efecto de cargas diferentes a las de proyecto

Difícilmente un vertedor trabajará en condiciones de carga de diseño,



K

Fig 3.30. Coeficientes de descarga. Criterio U S A C E
Tomado de la referencia 3.2.

BORRADOR
 PARA
 DISCUSION

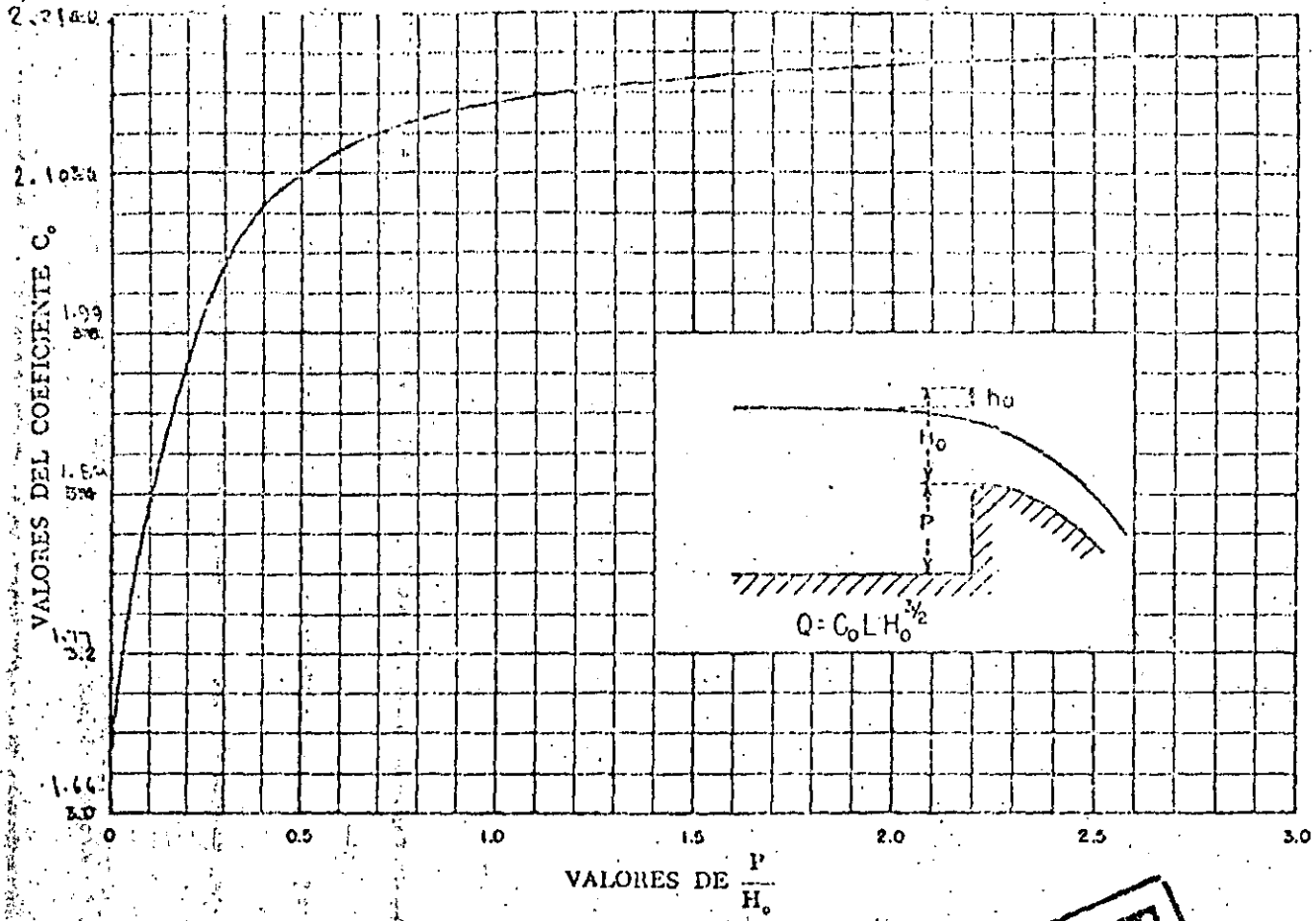


Fig 3.31.. Coeficientes de descarga. Criterio U S B R
Tomado de la referencia 3.9.

FOOD FOR
 NON DIS
 BORRA
 DIS

es por eso que es necesario revisar el comportamiento de la obra de excedencias bajo cargas diferentes. Una variación en la carga implica un cambio en el coeficiente de descarga. Se han obtenido valores experimentales que consideran este efecto, en la gráfica de la fig 3.30 se presenta el criterio del USACE, y en la 3.32 el del USBR.

7.1.3 Efecto de la pendiente del talud aguas arriba

Este efecto también ha sido estudiado experimentalmente, y los valores de los coeficientes bajo estas condiciones en función de la relación P/H. se presentan en las figs 3.33 (Criterio USACE) y 3.34 (Criterio USBR)

7.1.4 Efecto de ahogamiento y del delantal o lavadero aguas abajo

Este efecto se presenta cuando las condiciones aguas abajo del cimacio son tales que se tienen tirantes capaces de afectar a la descarga en el vertedor. En las figs (3.35 y 3.36) se presentan gráficas del USACE y el USBR respectivamente que permiten corregir el valor del coeficiente C por efecto de ahogamiento y del lavadero aguas abajo. En las figs 3.37 y 3.38 se presentan simplificaciones de la fig 3.36.

Ejemplo 3.5. Calcular el coeficiente de descarga de un vertedor con una carga de diseño de 6.8 m, y una profundidad de llegada de 5.00 m, sabiendo que el talud del paramento aguas arriba es 3:3. Use el criterio del USBR.

Solución:

Puede notarse que el coeficiente de descarga está afectado por la profundidad de llegada y por el talud del paramento aguas arriba.

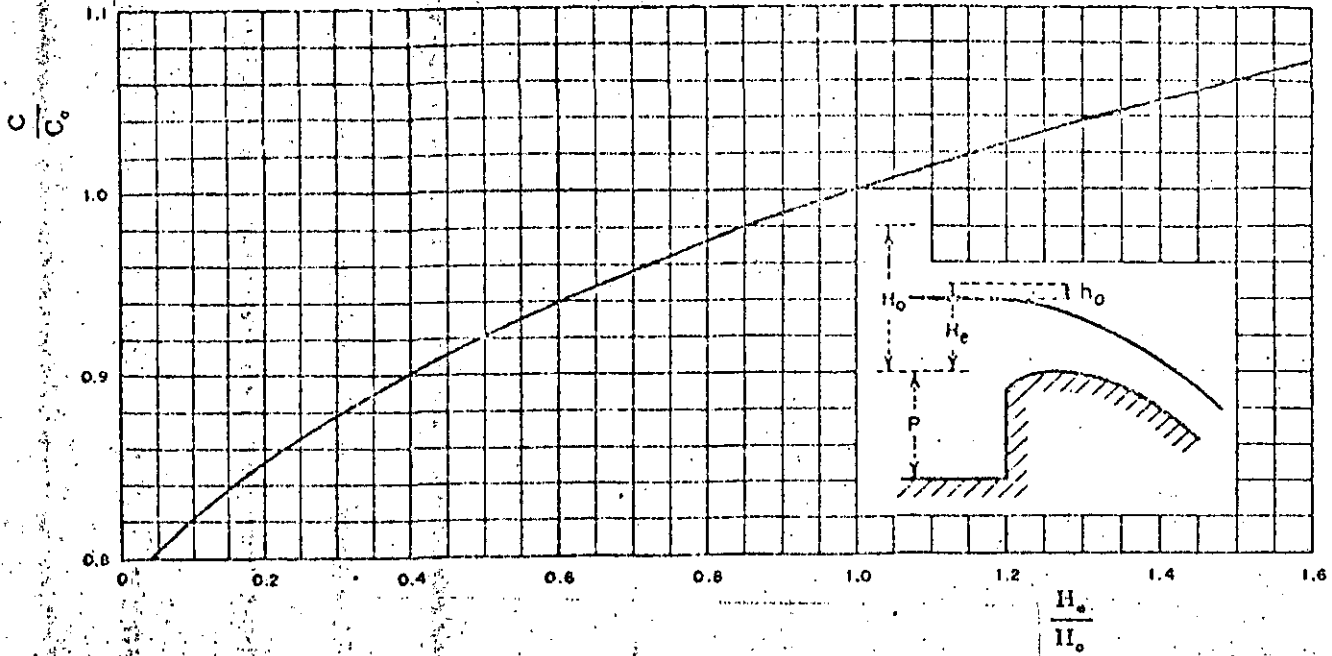
Se calculará primero la relación entre la profundidad de llegada y la carga de diseño:

$$\frac{P}{H} = \frac{5.0}{6.8} = 0.74$$

De la figura 3.31, con el valor P/H = 0.74, se obtiene:

$$C_o = 2.13$$

BORRADOR
PARA
DISCUSION



BORRADOR
PARA
DISCUSION

Fig. 3.32. Coeficientes de descarga para cargas diferentes a la de proyecto. Criterio U S B R Tomado de la referencia 3.9.

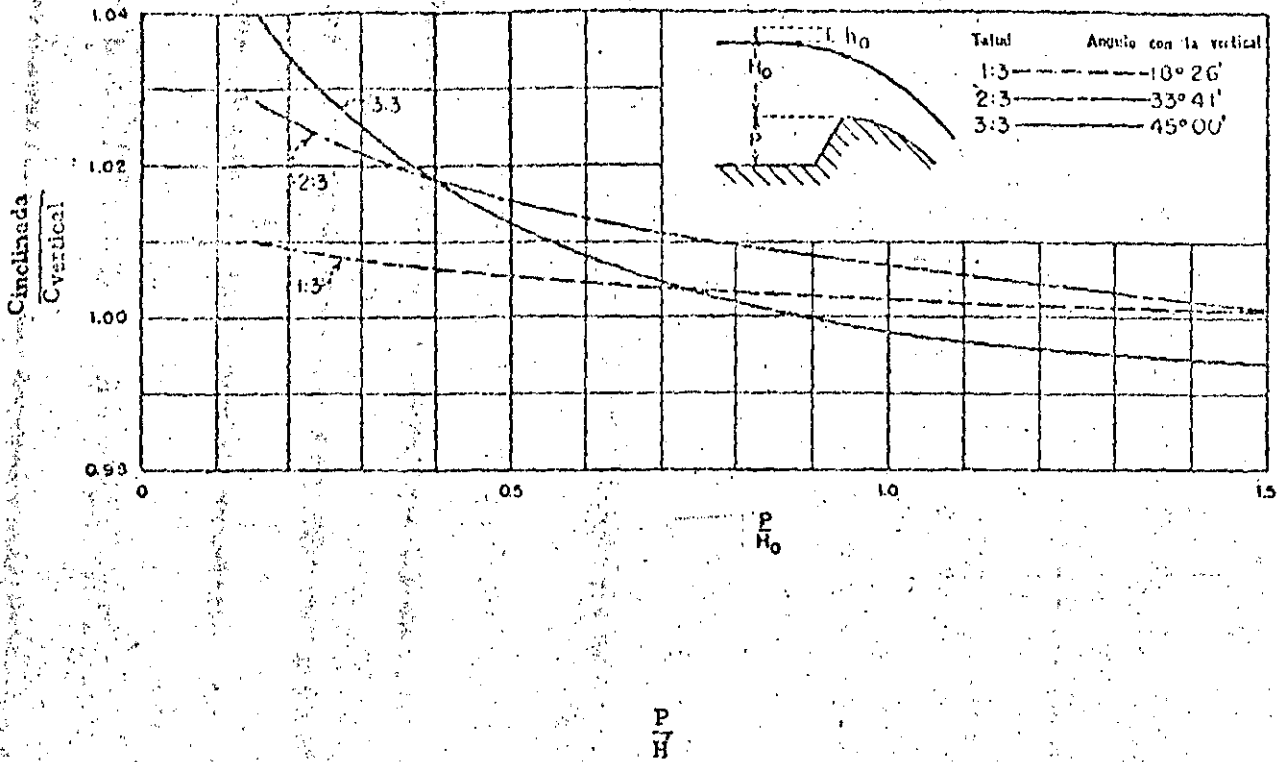


Fig 3.33. Coeficiente de descarga para cimacios con paramento aguas arriba inclinado. Criterio U S A C E . Tomado de la referencia 3.2.

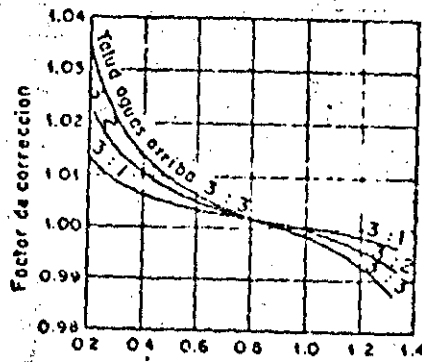


Fig 3.34. Coeficiente de descarga para cimacios con paramento aguas arriba inclinado. Criterio U S B R. Tomado de la referencia 3.9.

BORRADOR
PARA
DISCUSION

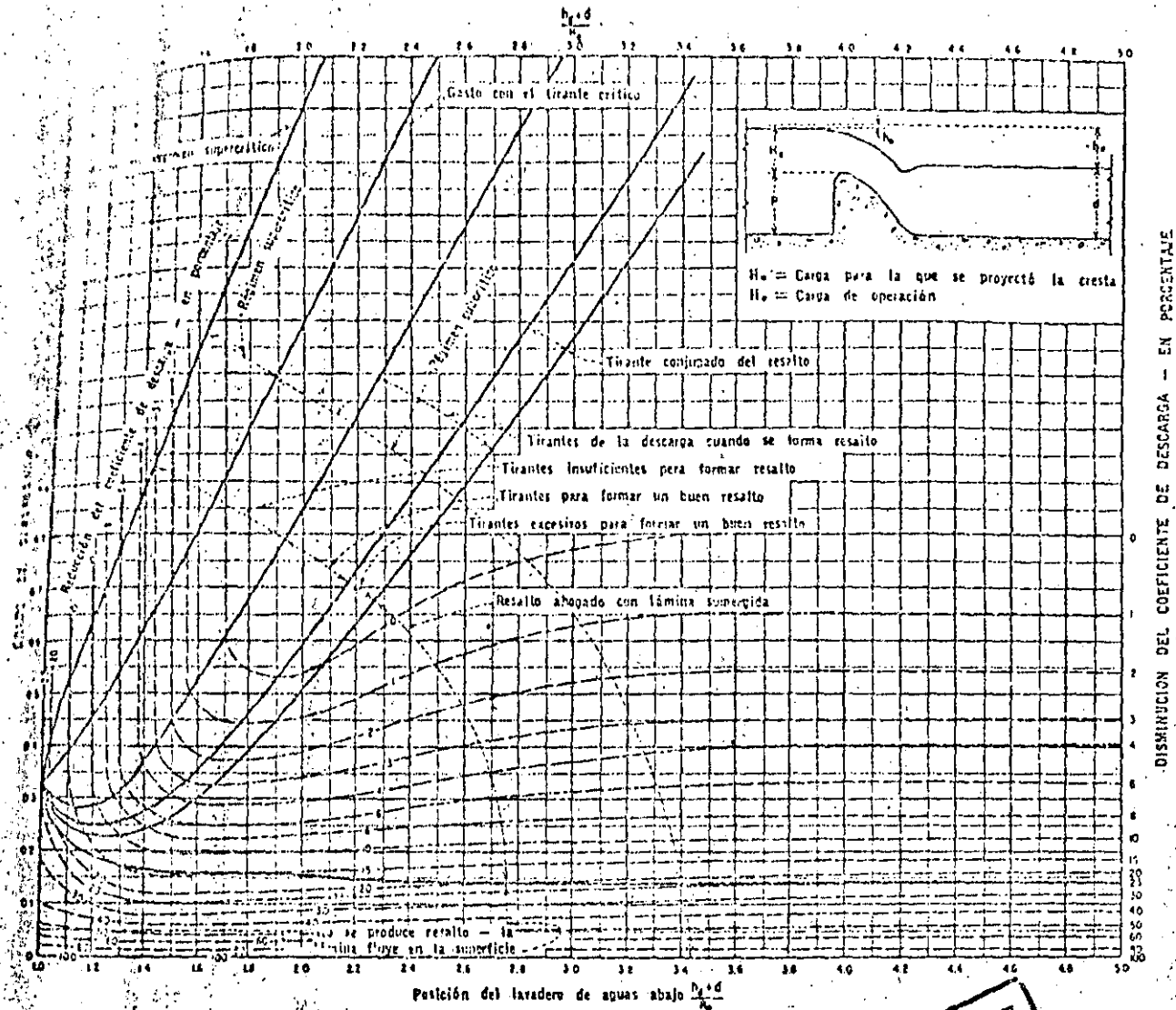


Fig 3.35. Disminución del coeficiente de descarga, en porcentaje por efecto de ahogamiento. Criterio USACE. Tomado de la referencia 3.2.

BORRADOR DE DISCUSION

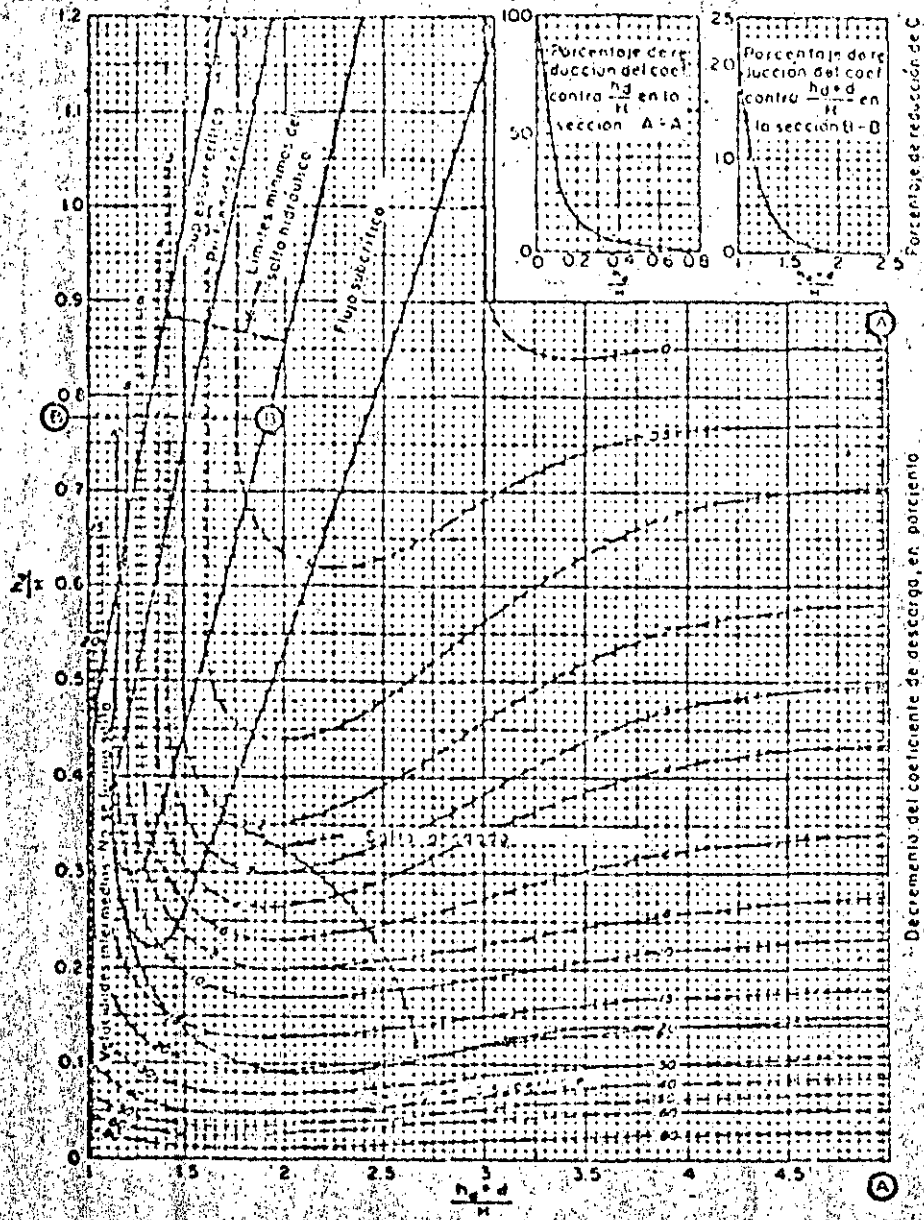


Fig. 3.36. Disminución del coeficiente de descarga, en porcentaje por efecto de ahogamiento y nivel del lavadero aguas abajo del cimacio. Criterio USBR. Tomado de la referencia 3.9.

BORRADOR
 DISCUSION

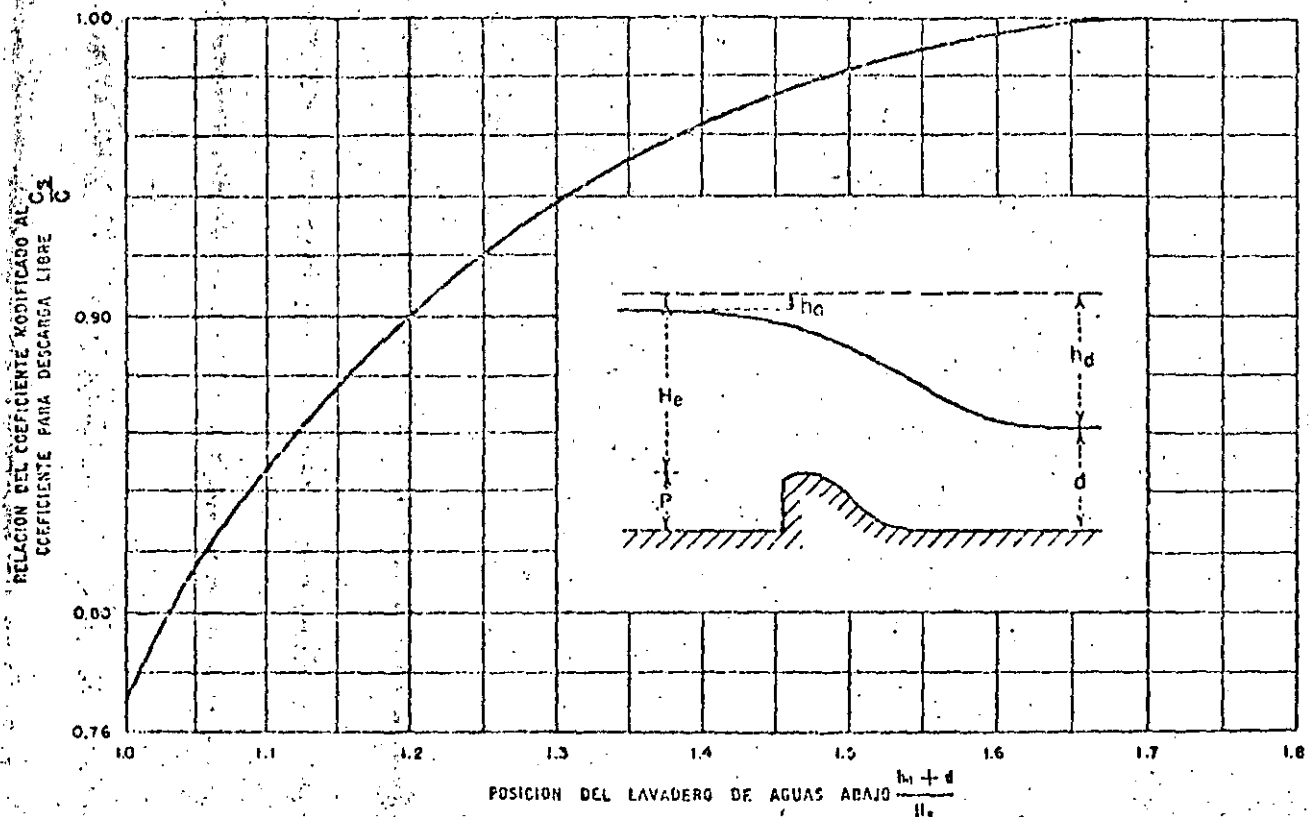


Fig. 3.37. Relación de coeficientes de descarga debida al efecto del delantal o lavadero aguas abajo. Criterio USBR. Tomado de la referencia 3.9.

ERRADOR
PARA
DISCUSION

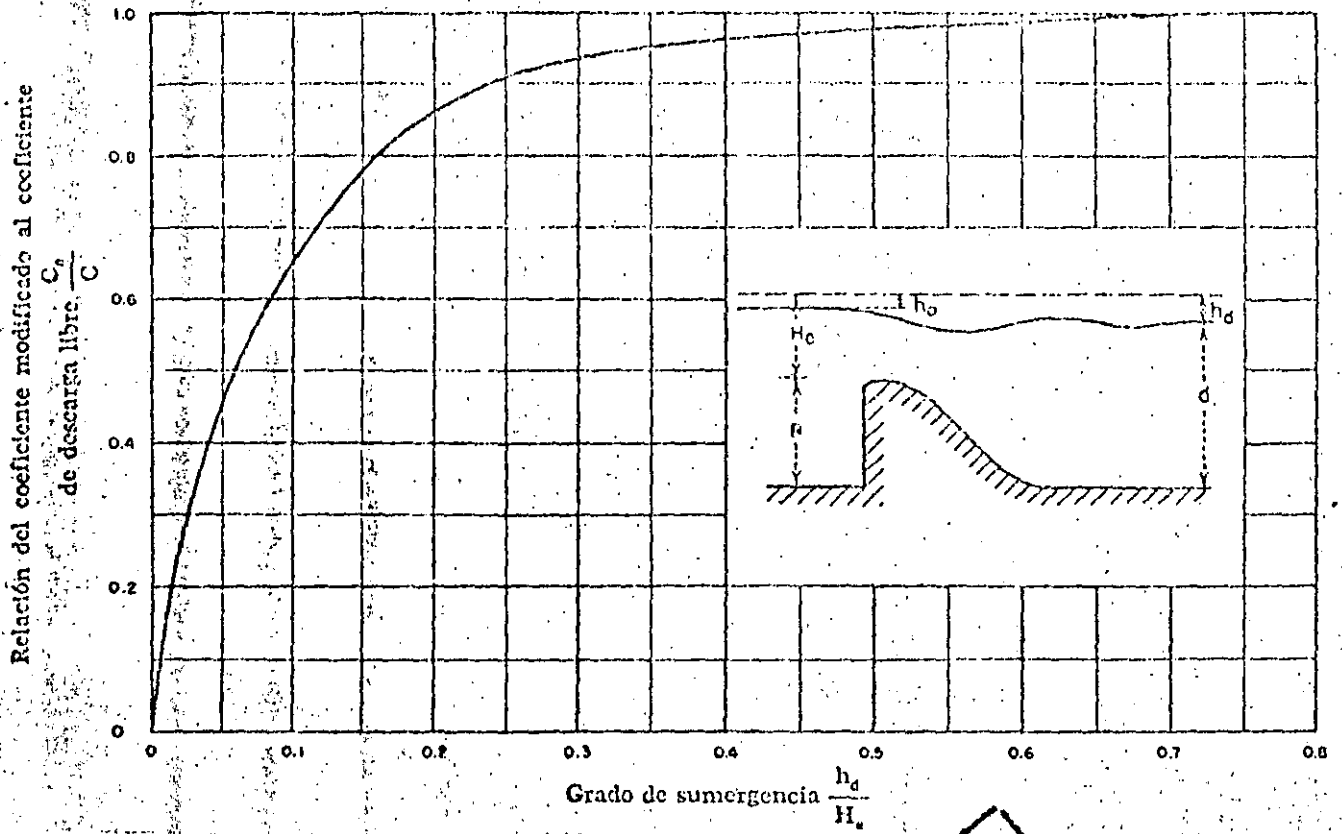


Fig 3.38. Relación de coeficientes de descarga debido al efecto de ahogamiento. Criterio USBR. Tomado de la referencia 3.9.

BARRADOR
 PARA
 DISCUSION

Este valor deberá corregirse por efecto de la inclinación del talud. Empleando la figura 3.34 y con el valor de $P/H_0 = 0.74$, se obtiene:

$$\frac{C \text{ INCLINADO}}{C \text{ VERTICAL}} = 1.005$$

Entonces:

$$C \text{ INCLINADO} = 1.005 \quad C \text{ VERTICAL} = 2.14$$

Quedando finalmente:

$$C = 2.14$$

Ejemplo 3.6. Calcular el coeficiente de descarga para un vertedor colocado en un canal rectangular de 12 m de ancho, con una longitud de cresta de las mismas dimensiones. El cimacio tiene una profundidad de llegada de 4 m y deberá descargar un gasto $Q = 120 \text{ m}^3/\text{s}$.

La carga H en la sección 1 es de 2.20 m, ver fig 3.39. Aguas abajo del vertedor el canal será excavado en tierra con un factor de rugosidad de Manning $n = 0.025$ y una pendiente $S_0 = 0.00045$. Las pérdidas por fricción sobre el cimacio se consideran $h_f = 0.1 \frac{v^2}{2g}$.

Además se sabe que la carga de proyecto es $H_0 = 1.50 \text{ m}$. Use el criterio del USBR

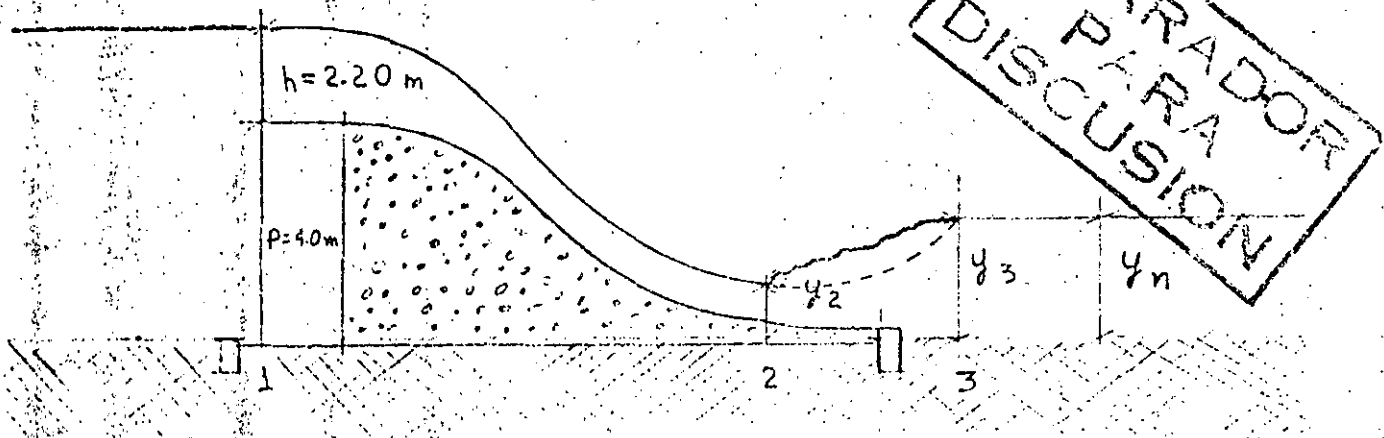


Fig 3.39. Estructura hidráulica del ejemplo 3.6.

Solución:

En este problema deben revisarse las condiciones aguas abajo del vertedor con objeto de conocer si hay efectos en el coeficiente de descarga C_d , debido a ahogamiento o del lavadero aguas abajo. Para conocer las condiciones aguas abajo es necesario calcular el tirante normal y los tirantes conjugados del salto hidráulico.

El gasto unitario vale:

$$q = \frac{120.0}{12.0} = 10 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$$

El tirante crítico sobre el cimacio valdrá:

$$y_c = 3 \sqrt{\frac{q^2}{g}} = 3 \sqrt{\frac{10^2}{9.81}} = 2.168 \text{ m}$$

Y la velocidad crítica:

$$V_c = \frac{10.0}{2.168} = 4.612 \text{ m/s}$$

Entonces la carga de velocidad valdrá:

$$\frac{V_c^2}{2g} = \frac{4.612^2}{2 \times 9.81} = 0.235 \text{ m}$$

Aplicando la ecuación de la energía entre la cresta del cimacio y la sección 2, ver fig 3.39 se tiene que:

$$4.00 + 2.168 + 0.235 = y_2 + \frac{V_2^2}{2g} + 0.1 \frac{V_2^2}{2g} \quad (3.18)$$

Recordando que:

$$V_2 = \frac{q}{y_2}$$

Y sustituyendo en la ecuación (3.18):

$$6.403 = y_2 + \frac{10^2 \times 1.1}{2 \times 9.81 \times y_2^2}$$

la solución de esta ecuación es:

$$y_2 = 1.02 \text{ m}$$

BORRADOR
PARA
DISCUSION

La velocidad, la carga de la velocidad, la energía y el número de Froude en la sección 2 valen:

$$V_2 = \frac{q}{y_2} = \frac{10.0}{1.02} = 9.80 \text{ m/s}$$

$$h_2 = \frac{V_2^2}{2g} = \frac{9.80^2}{2 \times 9.81} = 4.898 \text{ m}$$

$$E_2 = h_2 + Y_2 = 4.898 + 1.02 = 5.918 \text{ m}$$

$$Fr_2 = \frac{V_2}{\sqrt{gY_2}} = \frac{9.80}{\sqrt{9.81 \times 1.02}} = 3.10$$

El conjugado mayor del salto hidráulico vale:

$$Y_3 = \frac{Y_2}{2} (\sqrt{1 + 8 Fr_2^2} - 1) =$$

$$= \frac{1.02}{2} (\sqrt{1 + 8 (3.10)^2} - 1) = 3.99 \text{ m}$$

Por otro lado el tirante normal puede calcularse con la ecuación de Manning:

$$\frac{120}{12 y} = \frac{1}{0.025} \left(\frac{12y}{12 + 2y} \right)^{2/3} (0.00045)^{1/2}$$

Resolviendo esta ecuación se obtiene:

$$Y_n = 5.75 \text{ m}$$

Como $Y_n > Y_3$, el salto se corre hacia aguas arriba ahogándose el pie del vertedor. Se considera entonces que $Y_3 = 5.75 \text{ m}$.

Conocidas las condiciones aguas abajo puede calcularse el valor del coeficiente de descarga C.

Primeramente se calculará el valor de C_o para talud vertical usando la fig 3.31, con la relación:

$$\frac{P}{H_o} = \frac{4.00}{1.50} = 2.667$$

Se obtiene:

111

$$C_0 = 2.18$$

Como puede observarse el vertedor trabaja con una carga diferente a la de proyecto y por lo tanto afectarán al coeficiente de descarga, se tiene entonces:

$$H_e = 2.168 + 0.235 = 2.403 \text{ m}$$

$$H_0 = 1.50 \text{ m}$$

y la relación:

$$\frac{H_e}{H_0} = 1.60$$

Con el auxilio de la fig 3.32 se obtiene:

$$\frac{C_1}{C_0} = 1.7$$

es decir:

$$C_1 = 1.7 \times 2.18 = 3.706$$

Como el talud aguas arriba es vertical la relación $\frac{C_2}{C_1} = 1$, y se tiene entonces: $C_2 = 1 \times 3.706 = 3.706$

De acuerdo a los cálculos hechos anteriormente se puede preveer que el vertedor trabajará ahogado y habrá que corregir a C_2 por este efecto.

Empleando la fig 3.38 y calculando h_d como se ilustra en la misma se tiene:

$$h_d = 6.403 - 5.75 = 0.653$$

Por otro lado el grado de sumergencia es:

$$\frac{h_d}{H_e} = \frac{1.082}{1.642} = \frac{0.653}{2.403} = 0.27$$

BORRADOR
PARA
DISCUSION

$$\frac{C_3}{C_2} = 0.92$$

$$C_3 = 0.92 \times 3.706 = 3.41$$

Por último el efecto del lavadero se toma también en consideración, y se utiliza la relación:

$$\frac{hd + d}{H_e} = \frac{0.653 + 5.75}{2.403} = 2.66$$

Con este valor y utilizando la fig 3.37, se obtiene que la relación $C_4/C = 1$, por lo tanto el valor final es:

$$C = 3.41$$

Una recomendación práctica es que la sumergencia de la cresta h_d no exceda del 30% de la carga sobre el vertedor. Para el vertedor del ejemplo se tiene que $\frac{h_d}{H_e} = 0.2717$, por lo tanto se puede considerar un buen funcionamiento para las condiciones dadas.

8.- Longitud efectiva o ancho efectivo de cresta

Cuando existen pilas sobre el cimacio o los estribos causan contracciones en el flujo, la longitud neta de la cresta debe disminuirse por este efecto, a la nueva longitud se le llama longitud efectiva y puede calcularse con la ecuación:

$$L_e = L - 2 (NK_p + K_a) H \quad (3.19)$$

donde:

- H ; carga total sobre la cresta en m
- K_a ; coeficiente de contracción por estribos
- K_p ; coeficiente de contracción por pilas
- L ; longitud total neta en la cresta en m
- L_e ; longitud efectiva en la cresta en m
- N ; número de pilas

Los valores de K_p dependen de la forma de la nariz de la pila, y de la relación de la carga real H_e y la carga de diseño del vertedor H_o . En la figura 3.40 se muestran estos valores. Vale la pena hacer notar que la pila número 4 es la más favorable desde el punto de vista de la contracción pero induce presiones negativas, por lo tanto se recomienda el empleo de los tipos 2 y 3.

El valor de K_a se puede obtener de las figuras 3.41 y 3.42, para el caso de cortinas de concreto o estribos adyacentes a cortinas de enrocamiento.

Ejemplo 3.7. Calcular la longitud efectiva de un vertedor cuya carga de diseño H_o es de 6.18 m, su longitud de cresta $L = 82.26$ m y 8 pilas tipo 3, si la carga de análisis H_e es igual a 4.14 m.

Solución:

Se debe emplear la ecuación (3.19):

$$L_e = L - 2 (N K_p - K_a) H_e$$

Con la relación:

$$\frac{H_e}{H_o} = \frac{4.14}{6.18} = 0.669$$

y de la fig 3.40 se obtiene:

$$K_p = 0.025$$

Por otro lado el radio de los estribos vale:

$$0.267 \times 6.18 = 1.65 \text{ m}$$

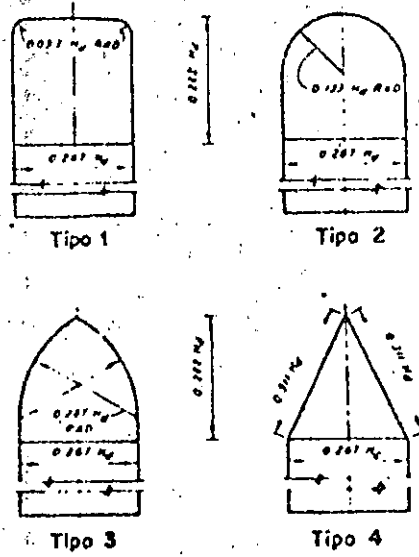
Haciendo uso de la fig 3.41 y la relación:

$$\frac{H_e}{R} = \frac{4.14}{1.65} = 2.51$$

se obtiene:

$$K_a = 0.05$$

BORRADOR
PARA
DISCUSION



H_d : Carga de diseño.

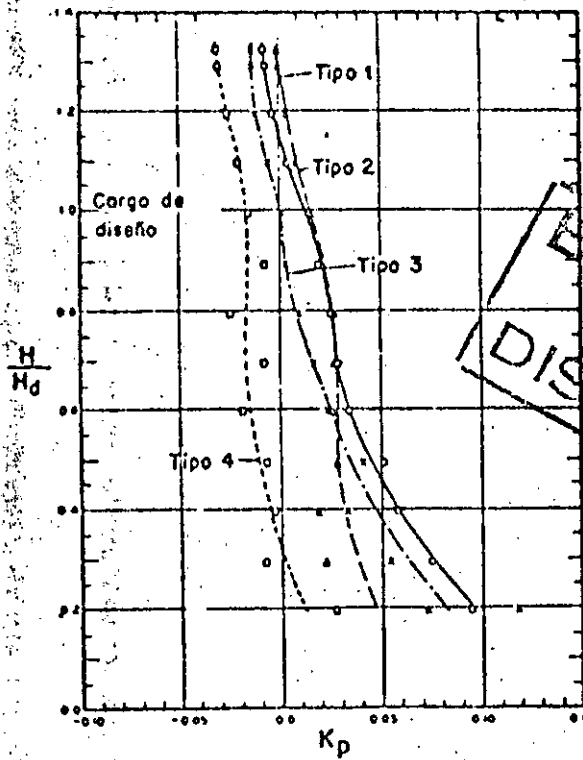
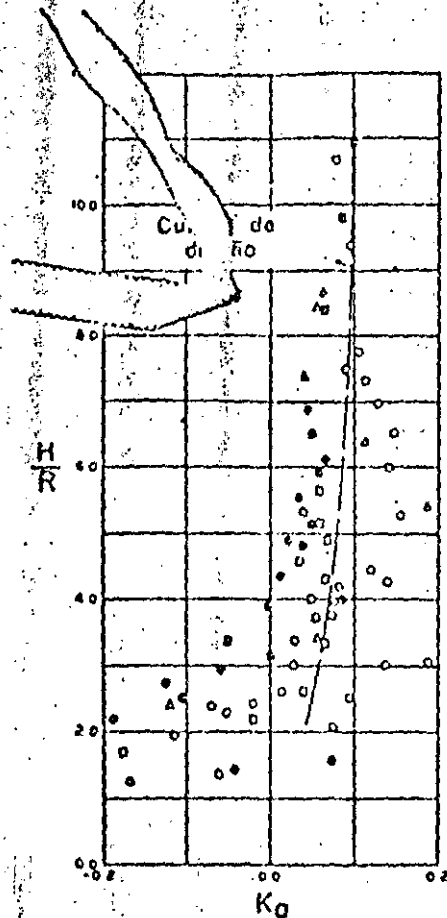
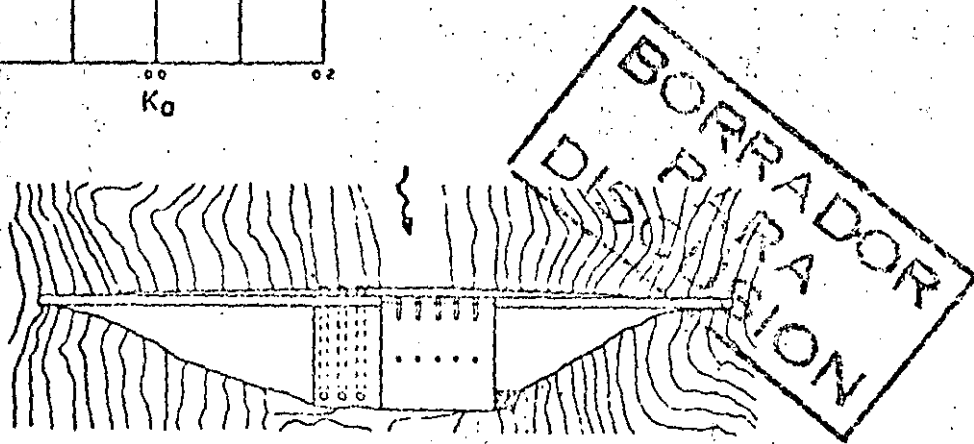


Fig. 3.40 Coeficiente de contracción por pilas.
Tomado de la referencia 3.2

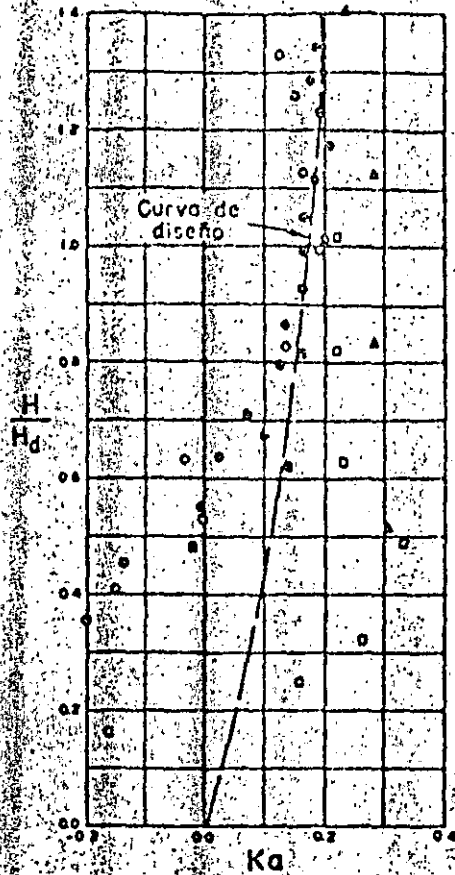


H: Carga sobre el vertedor
 R: Radio del estribo

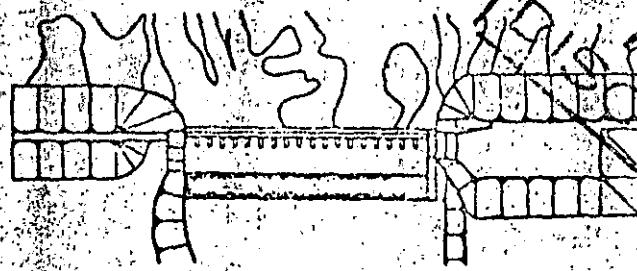


Sección gravedad vertedora, con secciones adyacentes de concreto

Fig 3.41 Coeficientes de contracción por estribo.
 Tomado de la referencia 3.2



H: Carga real sobre la cresta
 H_d : Carga de diseño



Sección gravedad vertedora, con secciones adyacentes de enrocamiento

BORRADOR
 PARA
 REVISION

Fig 3.42 Coeficiente de contracción por estribo.
 Tomado de la referencia 3.2

ahora se sustituye en la ecuación (3.19)

$$L_e = 82.26 - 2 (8 \times 0.025 - 0.05) \quad 4.14$$

$$L_e = 81.018 \text{ m}$$

Ejemplo 3.8 Calcular la curva elevaciones-gastos de un vertedor con las características generales siguientes:

Gasto de diseño $Q_o = 6300 \text{ m}^3/\text{s}$

Carga de diseño $H_o = 21.00 \text{ m}$

Paramento aguas arriba: vertical

Elevación de la cresta: 500.00 msm

Elevación del piso del canal de llegada: 497.00 msnm

Pendiente de la rápida $S_r = 0.35$

Pilas:

Número: 2

Ancho: 4.00 m

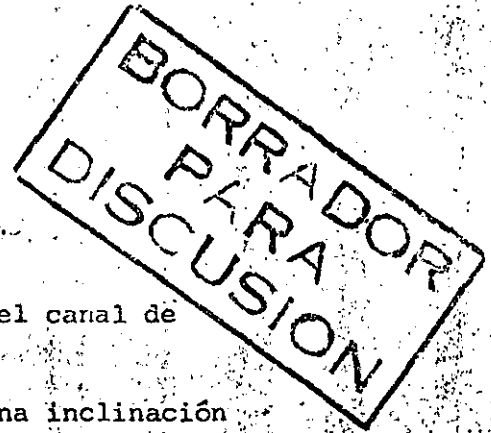
Longitud: -31.50 m

Altura máxima a partir del piso del canal de llegada: 28.00 m

Longitud de la nariz 7.20 m con una inclinación hacia adelante de 9°

Nariz redondeada Tipo 2

Además se considera $K_a = 0$



Solución:

La descarga del vertedor puede calcularse con la ecuación (3.13):

$$Q = C L H^{3/2}$$

De esta fórmula solo se conocen Q y H , por lo tanto es necesario calcular C y L y después proponer varios H_1, H_2, \dots, H_n , para conocer sus gastos correspondientes Q_1, Q_2, \dots, Q_n .

Cálculo del Coeficiente de descarga C:

Con la relación

$$\frac{P}{Hd} = \frac{500.00 - 497.00}{21.00} = 0.1428$$

y la figura 3.31 se puede calcular el coeficiente C:

$$C = 1.92$$

Este coeficiente deberá modificarse para las diferentes cargas de análisis, no así por efectos de pendientes en el talud aguas arriba, pues es vertical, ni por ahogamiento o efectos del lavadero aguas abajo, pues se considera que la pendiente y longitud de la rápida son suficientes para no afectar al coeficiente de descarga.

Longitud neta del vertedor

Empleando la ecuación (3.19) se tiene:

$$L = L_e + 2 (NK_p + K_a) H_0$$

Como se pretende colocar 2 pilas:

$$N = 2$$

De la fig 3.40 y con la relación

$$\frac{H_e}{H_0} = 1$$

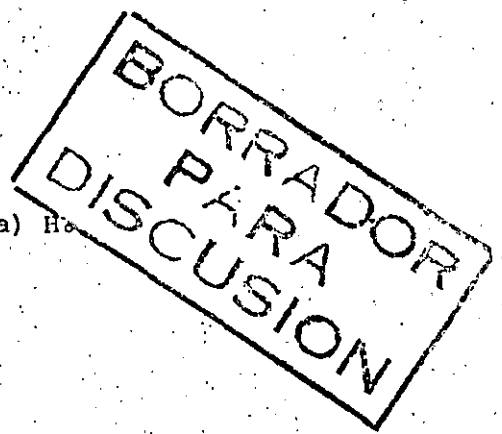
se tiene:

$$K_p = 0.015$$

Para conocer L_e se emplea la ecuación:

$$L_e = \frac{Q_0}{C H_0^{3/2}} = \frac{6300.00}{1.92 \times 21^{3/2}} = 34.0965 \text{ m}$$

$$L_e = 34.10 \text{ m}$$



Sustituyendo en la ecuación (3.19)

$$L = 34.10 + 2 \sqrt{2 \times 0.015 + 0} = 21$$

$$L = 35.36 \text{ m}$$

La curva elevaciones gastos se calcula como se muestra en la tabla 3.10.

Elev (msnm)	He (m)	$\frac{P}{H_e}$	C	$\frac{H_e}{H_0}$	Kp	Le (m)	Q (m ³ /s)
500.00	0.00	--	--	0.0000	--	--	0.00000
501.00	1.00	3.0000	2.180	0.0476	0.140	34.800	75.864
503.00	3.00	1.0000	2.141	0.1428	0.128	33.824	376.291
506.00	6.00	0.5000	2.098	0.2857	0.082	33.392	1092.615
509.00	9.00	0.3333	2.060	0.4285	0.052	33.488	1862.603
512.00	12.00	0.2500	2.000	0.5714	0.040	33.440	2780.149
515.00	15.00	0.2000	1.960	0.7142	0.028	33.680	3834.997
518.00	18.00	0.1666	1.922	0.8571	0.025	33.56	4925.883
521.00	21.00	0.1428	1.920	1.0000	0.015	34.10	6300.000

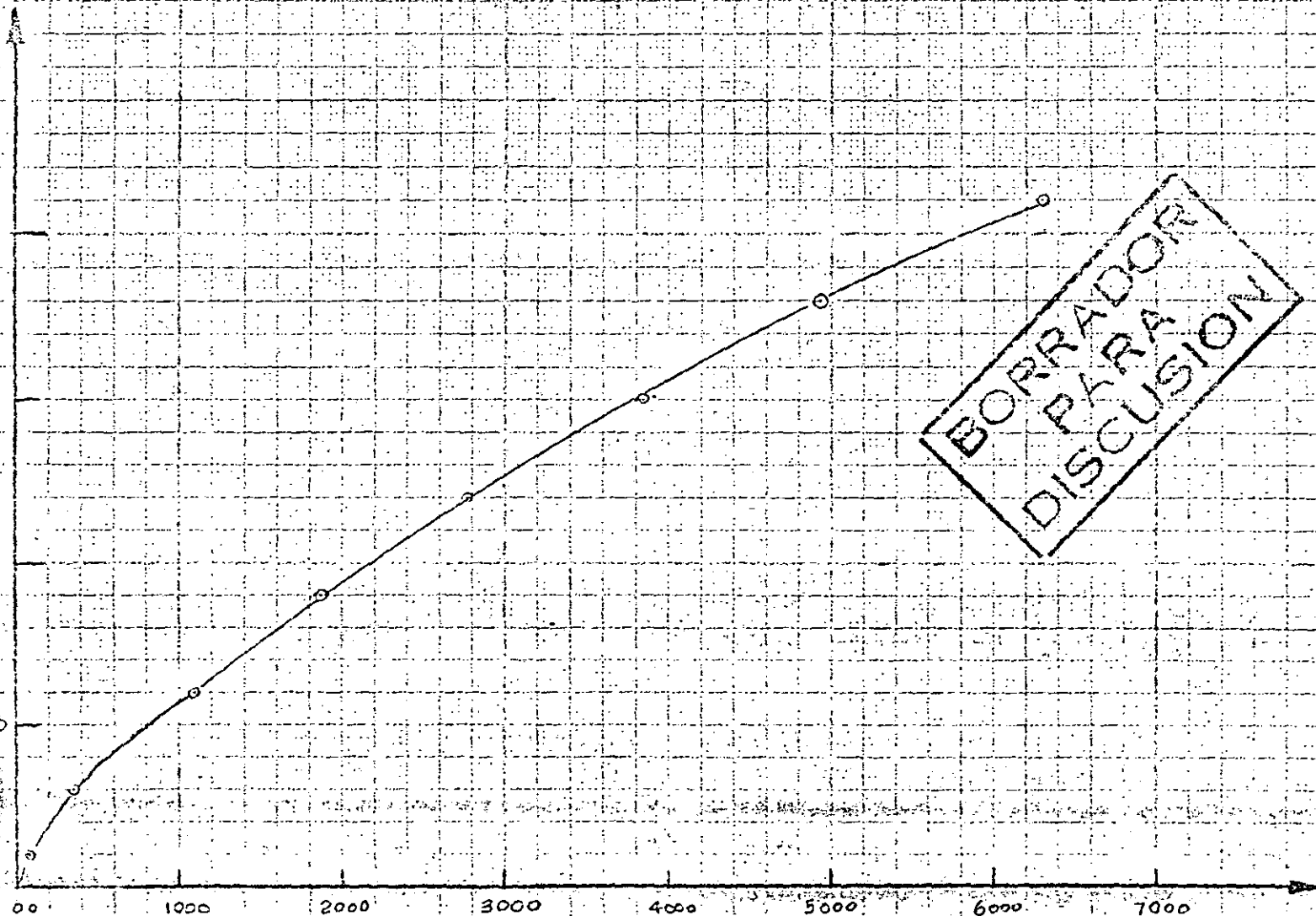
Tabla 3.10 Cálculo de la curva elevaciones-gastos para el vertedor analizado.

En la figura 3.43 se muestra la curva gastos-elevaciones.

Ejemplo 3.9 Diseñar un vertedor con cimacio sin control para descargar 6000 m³/s. El tirante del agua en la entrada del canal de acceso es de 26 m. Debido a condiciones geológicas y topográficas se ha establecido que la profundidad de llegada P debe ser 15 m. La longitud del canal de acceso es de 150.0 m con sección rectangular y con un coeficiente de Manning n = 0.025, para garantizar su estabilidad el cimacio debe tener un talud 1:1.

Sobre la cresta se consituirá un puente y por razones de tipo estructural las pilas deberán ser tipo 3 y medir 3.50 m de ancho, los claros del puente

120 ELEVACIONES (m.s.n.m.)



GASTOS (Q)

Fig 3.43 Curva gastos elevaciones. Ejemplo 3.8

...ores de 10.0 m. Los aleros de los estribos serán de enrocamiento
...rá una rápida con pendiente $s = 0.45$ de 250.0 m de longitud,
...ica que no hay efecto de ahogamiento.

Figura 3.44 se presenta la estructura hidráulica de este problema

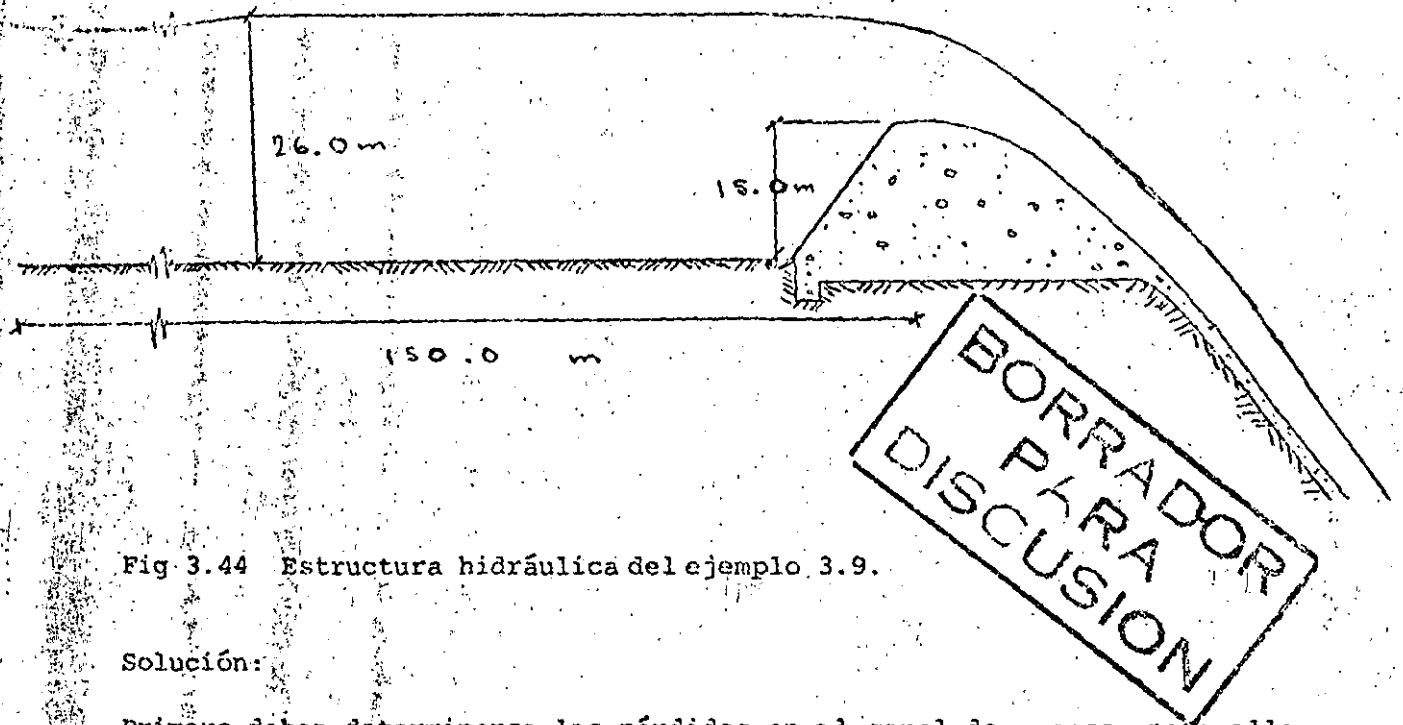


Fig 3.44 Estructura hidráulica del ejemplo 3.9.

Solución:

Primero deben determinarse las pérdidas en el canal de acceso, para ello es necesario conocer la velocidad de llegada, esto puede calcularse con la ecuación 3.4, suponiendo en principio un coeficiente de descarga $C = 2.0$:

$$q = C H_e^{3/2} = 2.0 (26 - 15)^{3/2} = 72.9657 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$$

La velocidad de llegada de acuerdo a la ecuación 3.5 vale:

$$V_a = \frac{q}{H_e + P} = \frac{72.9657}{26.0} = 2.80 \text{ m/s}$$

Y la carga de velocidad de llegada ha:

$$h_a = \frac{V_a^2}{2g} = \frac{2.80^2}{2 \times 9.81} = 0.4014 \text{ m}$$

Con la ecuación de Manning y considerando el radio hidráulico igual a la profundidad del canal de acceso, se puede calcular la "pendiente de rozamiento"

$$S = \left(\frac{V_a n}{r^{2/3}} \right) = \left(\frac{2.80 \times 0.025}{26^{2/3}} \right) = 0.0000636$$

La pérdida por fricción en el canal vale:

$$h_f = L S = 0.0000636 \times 150 = 0.009542 \text{ m}$$

Además se acepta que las pérdidas por entrada al canal son 0.15 ha, entonces:

$$h_e = 0.15 \text{ ha} = 0.15 \times 0.4014 = 0.06021 \text{ m}$$

La pérdida total será:

$$h_t = h_f + h_e = 0.009542 + 0.06021 = 0.06975 \text{ m}$$

La carga de diseño H_o valdrá entonces:

$$11.00 - 0.069752 = 10.9302 \text{ m}$$

Para obtener el valor de C , es necesario calcular la relación P/H_o y con la fig 3.31 se obtiene:

$$P/H_o = \frac{15.00}{10.99} = 1.3727$$

Y de la figura mencionada:

$$C_o = 2.16$$

Este valor de C_o debe corregirse por efecto de la inclinación del talud, así de la fig 3.34 se obtiene:

BORRADOR
PARA
DISCUSION

$$\frac{C_{inc}}{C_{vert}} = 0.995$$

123

Y entonces:

$$C_{inc} = 0.995 \times 2.16 = 2.149 = 2.15$$

Como se estableció que no hay efecto de ahogamiento o del lavadero aguas abajo, el valor final del coeficiente de descarga es $C = 2.15$.

Puede notarse que el valor $C = 2.00$ elegido inicialmente, puede ajustarse a 2.15 para efectos del ejemplo, en todo caso debería repetirse el proceso hasta que el ajuste fuera más exacto.

Ahora se calculará la longitud efectiva de la cresta empleando la ecuación 3.19:

$$L_e = \frac{Q}{C H_o^{3/2}} = \frac{6.000}{2.15 \times 10.93^{3/2}} = 77.23 \text{ m}$$

Para calcular la longitud neta deben hacerse las siguientes consideraciones: si los claros del puente no deben ser mayores de 10.0 m, se necesitarán 7 pilas. Además los coeficientes K_p y K_a pueden obtenerse de las figs 3.40 y 3.41 respectivamente empleando la relación:

$$\frac{H_e}{H_o} = 1$$

Se obtiene entonces:

$$K_p = 0, \quad K_a = 0.18$$

Así la longitud neta vale:

$$L = L_e + 2 (N K_p + K_a) H_o$$

$$L = 76.50 + 2 (7 \times 0 + 0.18) 10.93 = 80.44 \text{ m}$$

BORRADOR
PARA
DISCUSION

Si cada pila debe medir 3.50 m de ancho y se requieren 7, la longitud total para alojar el vertedor será de:

$$L_T = 80.44 + 7 \times 3.50 = 104.94 \text{ m}$$

El cálculo del perfil del cimacio, así como de la curva elevaciones-gastos del vertedor se dejan como ejercicio al lector.

Ejemplo 3.10 Determinar la elevación de la cresta de un vertedor, si la longitud efectiva es $L_e = 84.0 \text{ m}$. El gasto de diseño vale $Q_o = 6500 \text{ m}^3/\text{s}$, la superficie libre del agua para el gasto de diseño no debe sobrepasar la elevación 953.00 msnm y la elevación del piso del canal de llegada es 900.00 msnm

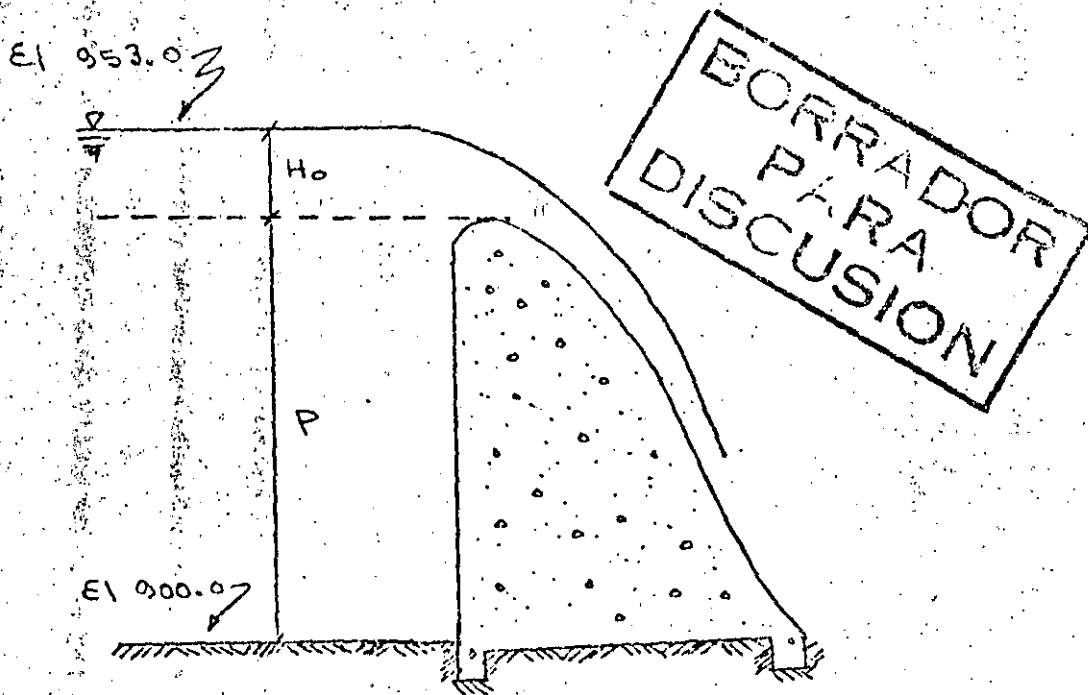


Fig 3.45 Estructura hidráulica del problema 3.10

Solución:

Si se considera en un principio despreciable el efecto de la velocidad de llegada, se puede conocer la carga sobre el vertedor con la ecuación 3.13. Si además se supone un coeficiente de descarga $C = 1.9$.

$$H_o = \left(\frac{Q_s}{C L_e} \right)^{2/3} = \left(\frac{6500.00}{1.9 \times 84.0} \right)^{2/3} = 11.84 \text{ m}$$

La velocidad de llegada vale:

$$V_a = \frac{6500.0}{53.0 \times 84.0} = 1.46 \text{ m}$$

V la carga de velocidad:

$$H_a = \frac{V_a^2}{2g} = \frac{1.46^2}{2 \times 9.81} = 0.108 \text{ m}$$

Entonces la carga de diseño total será:

$$H_o = H + H_a = 11.95 \text{ m}$$

La elevación de la cresta es:

$$\text{Elev. Cresta} = 953.00 - 11.95 = 941.05 \text{ msnm}$$

Y la profundidad de llegada P :

$$P = 941.05 - 900.0 = 41.05 \text{ m}$$

Como la relación $\frac{P}{H} > 1$, se considera que la hipótesis inicial de considerar despreciable la velocidad de llegada es acertada.

BORRADOR
PARA
DISCUSION

perfil del agua sobre el cimacio

Debido a la gran curvatura de los cimacios no es posible aplicar el teorema de Bernoulli en esta zona, es por ello que para determinar el perfil del agua es necesario recurrir a experimentos de laboratorio o al empleo de la teoría del flujo potencial.

En el primer caso puede recurrirse a las figuras 3.46 y 3.47 obtenidas por el USACE, donde se muestran los perfiles para cimacios con pilas intermedias y sin ellas, para diferentes profundidades del canal de acceso y cargas sobre el vertedor.

La segunda forma de calcular el perfil del agua, es considerando al flujo como irrotacional, lo cual se ha demostrado es válido. El procedimiento es sencillo, se supone un perfil o frontera superior del flujo, se calcula la red del mismo y se analiza si la frontera inferior coincide con el perfil del cimacio, de no ser así se rectifica la frontera superior y se procede de la misma manera, esto aunque pudiera parecer tedioso no lo es tanto si se considera que computadora es una herramienta de gran utilidad en estos casos. Queda sin embargo la necesidad de conocer los métodos de cálculo de la red de flujo, aquí se presentará solo uno, el de Prasil.

En este método se consideran despreciables las pérdidas, entonces la energía total en cualquier punto del flujo estará dada por:

$$H = Z_i = h_i = \frac{v_i^2}{2g}$$

Los términos de esta ecuación se presentan en la fig 3.48. Además de acuerdo a la teoría del potencial:

$$v = \frac{\partial \phi}{\partial s} \quad (3.21)$$

donde:

ϕ ; función potencial

s ; coordenada curvilínea a lo largo de una línea de corriente

v ; velocidad del flujo

tiene que:

$$v_i = \frac{d\phi}{ds} = \sqrt{2gh_i} \quad (3.22)$$

Es decir la velocidad es proporcional a h_i

El potencial ϕ sobre la superficie libre se calcula con la integración de la ecuación:

$$\phi = \int_0^s v_i ds = \int_0^s \sqrt{2gh_i} ds \quad (3.23)$$

La integración gráfica de la ecuación se presenta en la fig 3.49, y con ella se obtienen los valores de S para los puntos M_1, M_2, \dots, M_i de la fig 3.48 y cuyos valores difieren en $\Delta\phi$.

Con la línea de corriente de la superficie libre y la localización de los puntos M_1, M_2, \dots, M_i , la red se traza de la siguiente manera: La primera línea de corriente será $\psi = k$, ver fig 3.48, sobre ella se localizan M_1, M_2, \dots, M_i . Por los puntos M_i se trazan sus normales y a partir de estas se trazan semirrectas con ángulos de 45° , que deben interceptarse en el punto P_i como se muestra en la misma figura. Todos los puntos P_i pertenecen a la trayectoria $\psi = K + a/2$ donde a es la caída de potencial constante, si se une los puntos P_i se tendrá una nueva línea de corriente, a partir de estos puntos se repite el procedimiento y se obtiene la línea de corriente $\psi = K + a$. El proceso se continúa hasta que la última línea de corriente se asemeje a la forma del perfil del cimacio.

Más aún, para reducir el número de tanteos Escande y Claria (3.11) han propuesto el siguiente método, el cual considera que a partir de la rápida del vertedor el flujo es casi paralelo, y que en una sección Δ normal al paramento ver fig 3.50, la velocidad es constante con un valor

$$v = \sqrt{2gh} \quad (3.24)$$

donde:

h ; distancia vertical entre el punto de análisis y la línea de carga total. Si se llama e al espesor de la lámina de agua en cada sección, el gasto unitario será:

$$q = c \sqrt{2gh} \quad (3.25)$$

La ecuación anterior también puede expresarse así:

$$q = mH \sqrt{2g} H \quad (3.26)$$

donde:

m ; coeficiente de gasto adimensional igualando las ecuaciones 3.25 y 3.26 se obtiene:

$$\frac{e}{H} = m \sqrt{\frac{H}{h}} \quad (3.27)$$

con esta ecuación se puede calcular el espesor de la lámina de agua en diferentes secciones, y con ello tener una mayor aproximación de la línea de corriente superior necesaria para iniciar el cálculo de la red. En la fig 3.51 se presenta la construcción de la red de flujo del escurrimiento sobre el vertedor de la presa Pinet, con el método de Prasil (5.12).

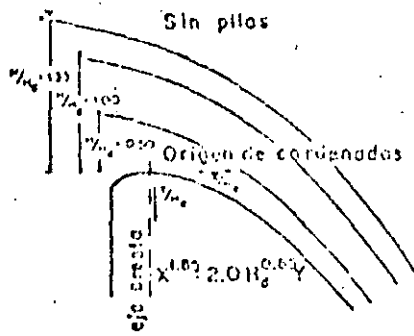
Ejemplo 3.11 Calcular el perfil del agua en un cimacio diseñado con una carga $H_0 = 5.00$ m empleando el criterio del U S Army Corps of Engineers

Solución:

Como no se consideró necesaria la construcción de pilas, puede emplearse la fig 3.46 para el cálculo del perfil. Se debe primero obtener la relación:

$$\frac{H}{H_0} = \frac{5.0}{5.0} = 1.0$$

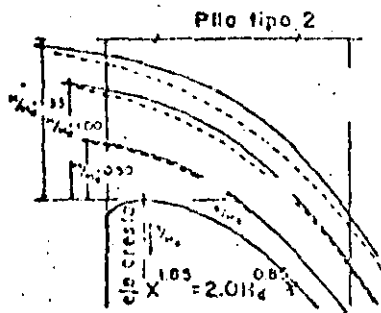
Entonces se tiene que de acuerdo a la tabla presentada en la fig 3.46 las coordenadas del perfil serán las que se presentan en la tabla 3.11 ,



Perfil del agua sin pilas

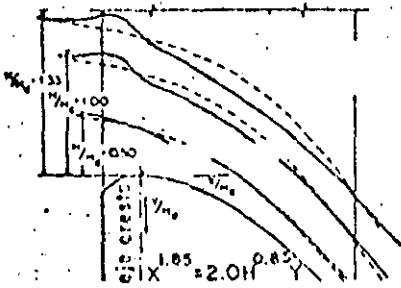
H/Hd = 0.50		H/Hd = 1.00		H/Hd = 1.33	
X/Hd	Y/Hd	X/Hd	Y/Hd	X/Hd	Y/Hd
-1.0	-0.899	-1.0	-0.933	-1.0	-1.210
-0.8	-0.881	-0.8	-0.915	-0.8	-1.185
-0.6	-0.875	-0.6	-0.893	-0.6	-1.151
-0.4	-0.860	-0.4	-0.865	-0.4	-1.110
-0.2	-0.825	-0.2	-0.821	-0.2	-1.050
0.0	-0.771	0.0	-0.755	0.0	-1.000
0.2	-0.700	0.2	-0.681	0.2	-0.919
0.4	-0.700	0.4	-0.596	0.4	-0.821
0.6	-0.675	0.6	-0.465	0.6	-0.705
0.8	0.075	0.8	-0.320	0.8	-0.560
1.0	0.250	1.0	-0.145	1.0	-0.411
1.2	0.470	1.2	0.055	1.2	-0.220
1.4	0.705	1.4	0.294	1.4	-0.002
1.6	0.972	1.6	0.563	1.6	0.243
1.8	1.269	1.8	0.857	1.8	0.531

Perfil del agua al centro del claro (Pilas tipo 2)



H/Hd = 0.50		H/Hd = 1.00		H/Hd = 1.33	
X/Hd	Y/Hd	X/Hd	Y/Hd	X/Hd	Y/Hd
-1.0	-0.482	-1.0	-0.941	-1.0	-1.250
-0.8	-0.480	-0.8	-0.932	-0.8	-1.215
-0.6	-0.477	-0.6	-0.913	-0.6	-1.194
-0.4	-0.457	-0.4	-0.890	-0.4	-1.165
-0.2	-0.431	-0.2	-0.855	-0.2	-1.122
0.0	-0.384	0.0	-0.805	0.0	-1.071
0.2	-0.313	0.2	-0.735	0.2	-1.015
0.4	-0.220	0.4	-0.647	0.4	-0.944
0.6	-0.098	0.6	-0.539	0.6	-0.847
0.8	0.075	0.8	-0.389	0.8	-0.725
1.0	0.257	1.0	-0.202	1.0	-0.564
1.2	0.462	1.2	0.015	1.2	-0.356
1.4	0.705	1.4	0.266	1.4	-0.102
1.6	0.977	1.6	0.521	1.6	0.172
1.8	1.276	1.8	0.860	1.8	0.465

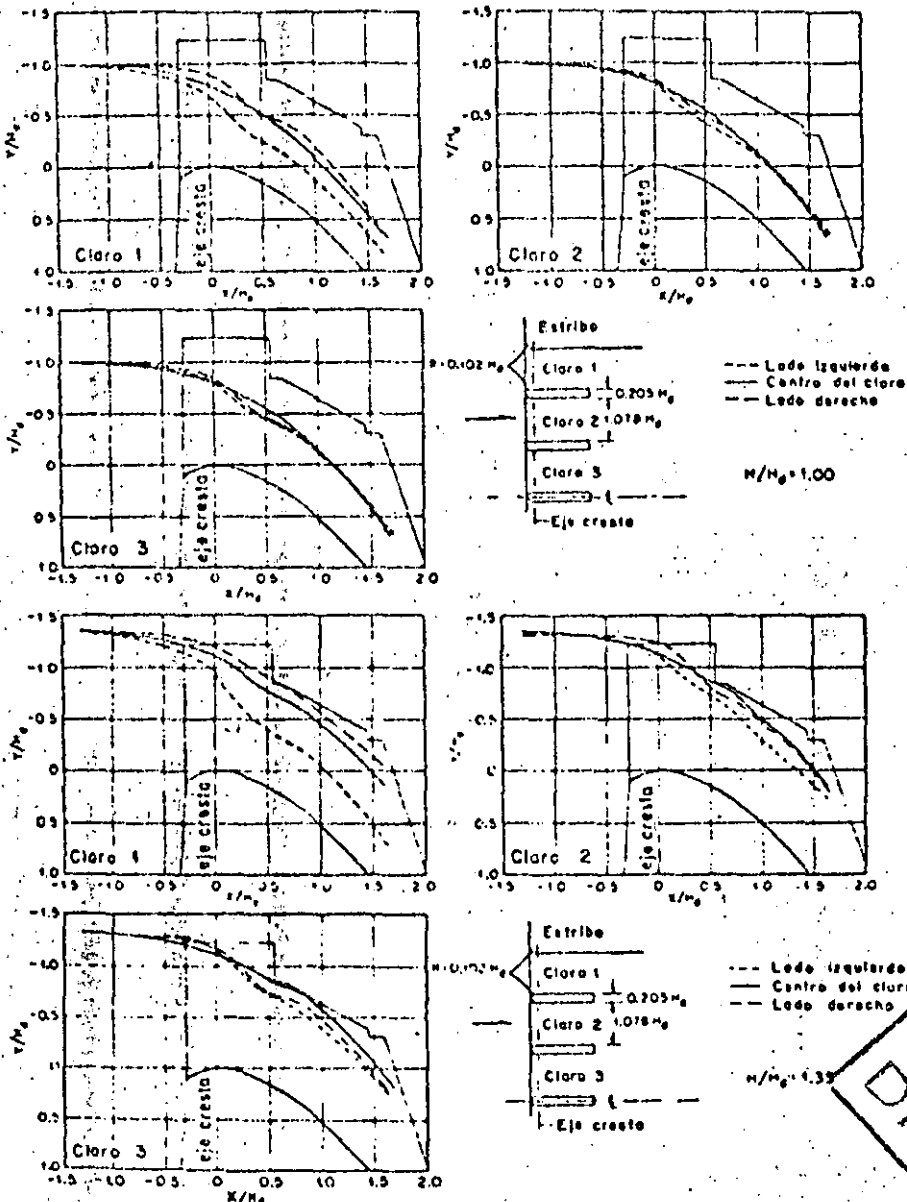
Perfil del agua a lo largo de las pilas



H/Hd = 0.50		H/Hd = 1.00		H/Hd = 1.33	
X/Hd	Y/Hd	X/Hd	Y/Hd	X/Hd	Y/Hd
-1.0	-0.495	-1.0	-0.950	-1.0	-1.253
-0.8	-0.492	-0.8	-0.940	-0.8	-1.221
-0.6	-0.490	-0.6	-0.929	-0.6	-1.209
-0.4	-0.482	-0.4	-0.930	-0.4	-1.218
-0.2	-0.440	-0.2	-0.925	-0.2	-1.244
0.0	-0.383	0.0	-0.779	0.0	-1.103
0.2	-0.265	0.2	-0.651	0.2	-0.959
0.4	-0.185	0.4	-0.545	0.4	-0.824
0.6	-0.076	0.6	-0.425	0.6	-0.689
0.8	0.060	0.8	-0.285	0.8	-0.549
1.0	0.240	1.0	-0.121	1.0	-0.389
1.2	0.445	1.2	0.067	1.2	-0.215
1.4	0.675	1.4	0.286	1.4	0.011
1.6	0.925	1.6	0.521	1.6	0.208
1.8	1.177	1.8	0.779	1.8	0.438

OPERADOR
SECCION

Fig 3.46 Perfil del agua sobre un cimacio para velocidades de llegada despreciables.
Tomada de la referencia 3.2



BORRADOR
 PARA
 DISCUSION

Fig 3.47 Perfil del agua sobre un cimacio tomando en consideración los efectos del canal de acceso y los estribos.

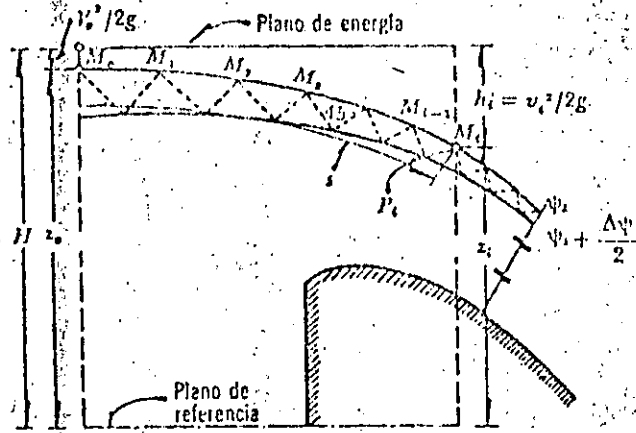


Fig 3.48 Elementos hidráulicos que intervienen en el cálculo de una red de flujo sobre un cimacio.

BORRADOR
PARA
DISCUSION

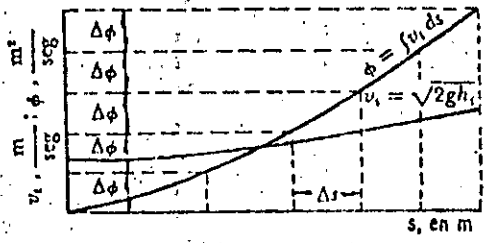


Fig 3.49 Integración gráfica de la ecuación $\phi = \int v \, ds$

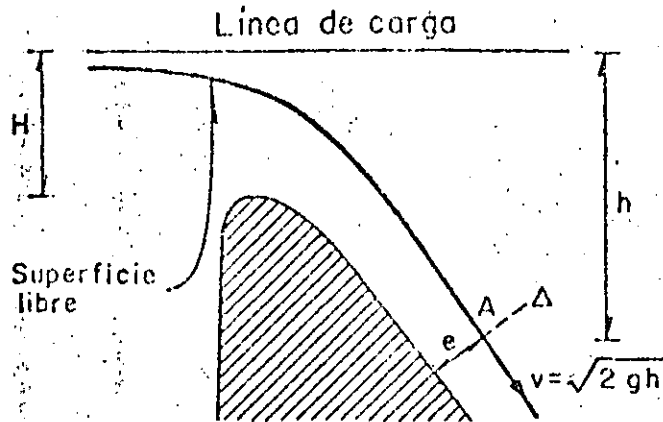
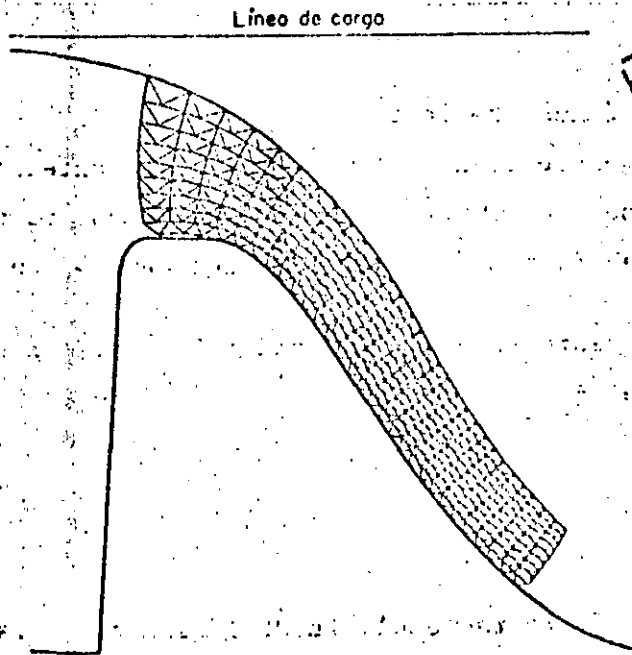


Fig 3.50 Definición de términos empleados en el método propuesto por Escande y Claria



BORRADOR
PARA
DISCUSION

Fig 3.51 Red de flujo trazada sobre el vertedor de la presa Pinet

Estación	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
$\frac{x}{H_0}$	-1.0	-0.8	-0.6	-0.4	-0.2	0.0	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8
$\frac{y}{H_0}$	-0.933	-0.915	-0.893	-0.865	-0.821	-0.755	-0.681	-0.586	-0.165	-0.320	-0.145	0.055	0.294	0.563	0.85
x	-5.00	-4.00	-3.00	-2.00	-1.00	-0.00	-1.00	2.00	3.00	4.00	5.00	6.00	7.00	8.00	9.00
y	-4.665	-4.575	-4.465	-4.325	-4.105	-3.775	-3.405	-2.930	-2.325	-1.600	-0.755	0.275	1.470	2.815	4.28

Tabla 3.11 Cálculo del perfil del agua en el vertedor del ejemplo 3.11

BORRADOR
 PARA
 DISCUSION

Frecuentemente los vertedores se diseñan con cargas menores que la máxima esperada con objeto de obtener un diseño mas económico.

De pruebas de laboratorio se ha podido conocer que cuando la carga de proyecto es aproximadamente el 75% de la carga máxima, se presentan presiones negativas sobre la cresta y que la magnitud de estas es de aproximadamente la mitad de la carga de proyecto. En la fig. 3.52 se presenta la distribución de presiones para una carga del proyecto de aproximadamente el 75% de la carga máxima.

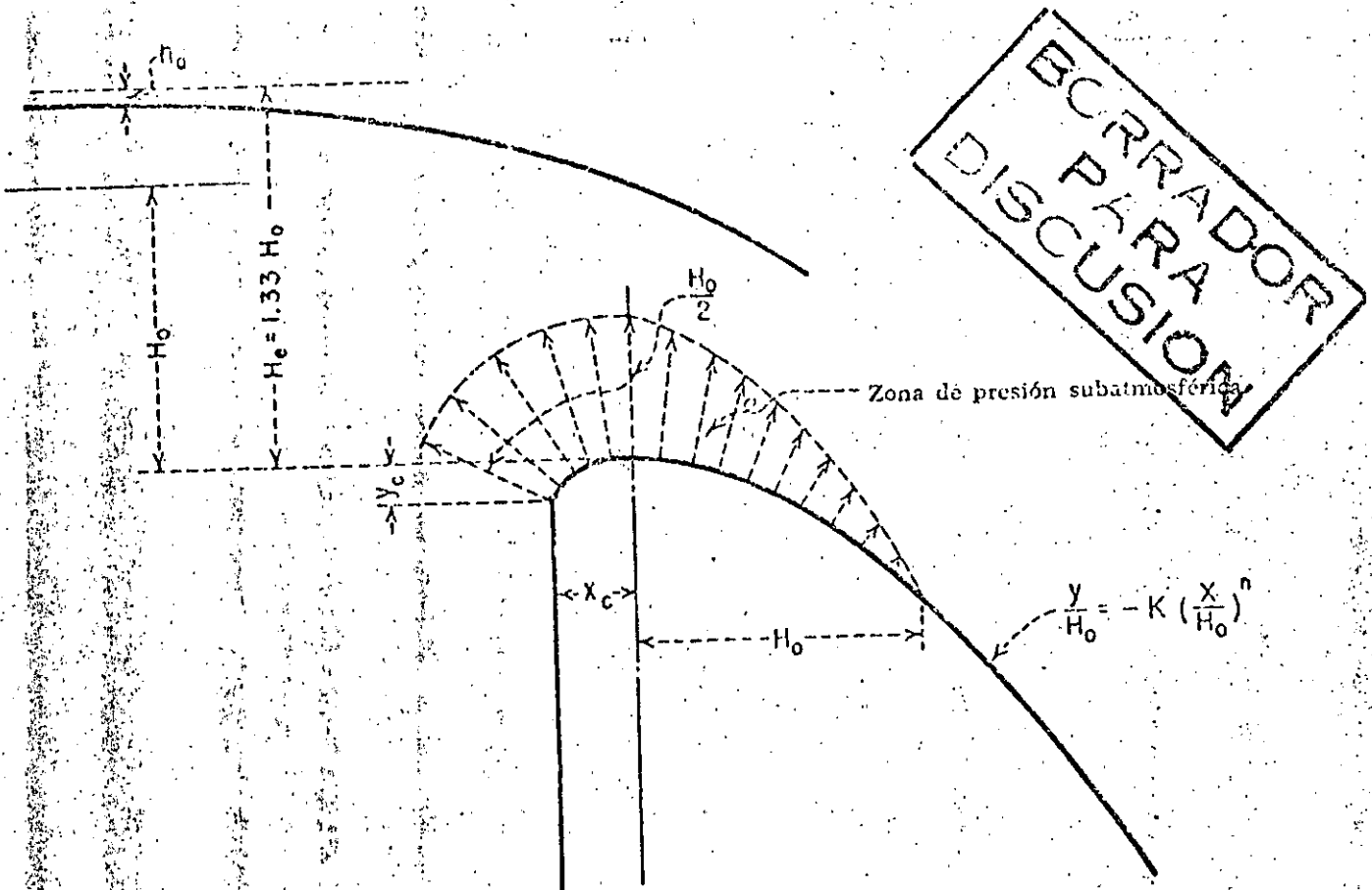


Fig. 352 Distribución de presiones sobre un cimacio con carga $H_e = 1.33 H_0$, según el USBR.

Como se recordará, el diseño de cimacios sin control se hace tratando de que su perfil se asemeje a la línea de corriente inferior de una vena fluida cayendo libremente de un vertedor de pared delgada. Cuando se coloca una compuerta todo el funcionamiento hidráulico cambia, esto es, si la compuerta funciona abierta parcialmente, la trayectoria del agua se asemejará más a la de un chorro libre que a la caída de un vertedor de pared delgada. Es por eso que deben hacerse ajustes de diseño cuando se pretende emplear compuertas para controlar el cimacio.

La curva de un chorro originado por un orificio vertical está dada por la ecuación:

$$-y = \frac{x^2}{4H} \quad (3.28)$$

donde:

x, y; coordenadas de un sistema cartesiano con origen en el centro del orificio.

H; carga sobre el centro del orificio

Si el orificio está inclinado un ángulo θ la ecuación 3.28 se transforma en:

$$-y = x \tan \theta + \frac{x^2}{4H \cos^2 \theta} \quad (3.29)$$

Puede notarse entonces que las trayectorias de la lámina vertiente y del chorro son diferentes, y si por ejemplo se diseña con la ecuación de la lámina vertiente y se emplean compuertas con aberturas pequeñas y cargas grandes, se producirán presiones negativas en el cimacio en la zona aguas abajo de la compuerta. Si por el contrario se diseña con la trayectoria del chorro se tendrá un cimacio más ancho, más estable, pero menos eficiente.

Entonces al diseñar un cimacio con control por medio de compuertas deberán analizarse los factores: eficiencia, economía y estabilidad.

Existen sin embargo otras posibilidades, así si se diseña con la trayectoria de la lámina vertiente y se emplean compuertas, para reducir las presio

BORRADOR
PARA
DISCUSION

Las aguas abajo de ellas, se pueden colocar las compuertas después de la salida del cimacio, haciendo que el funcionamiento hidráulico sea el de un vertedor inclinado, y la trayectoria del agua se parecerá más a la de la lámina vertical.

La descarga en un vertedor controlado por compuertas radiales se puede calcular con la ecuación:

$$Q = \frac{2}{3} \sqrt{2g} C L_e (H_1^{3/2} - H_2^{3/2}) \quad (3.30)$$

- H_1 , carga al fondo del orificio
- H_2 , carga al labio inferior de la compuerta.
- L_e , ancho efectivo del orificio
- C , coeficiente de descarga, que puede obtenerse de la fig 3.53

Cuando se emplean compuertas de tambor, el coeficiente de descarga depende de la carga, del radio de la compuerta y del ángulo que forma la horizontal y de la tangente al labio de la compuerta, en la fig 3.54 se presenta una gráfica para obtener el valor de C .

12. Diseño hidráulico del conducto de descarga.

Los volúmenes de agua descargados, después de pasar por la estructura de control, son enviados al río aguas abajo de la presa, esto se hace por medio de los conductos de descarga, exceptuándose este conducto en los vertedores de caída libre (por ejemplo en una presa de arco).

Los conductos de descarga son básicamente de dos tipos: en canal o en túnel. Los canales pueden ser a cielo abierto excavados sobre la superficie del terreno, o colocados sobre el cuerpo de la presa. Los túneles se construyen en el cuerpo de la presa o en las laderas.

COEFICIENTE DE DESCARGA, C, PARA LA CIRCULACION DEL AGUA POR ORIFICIOS

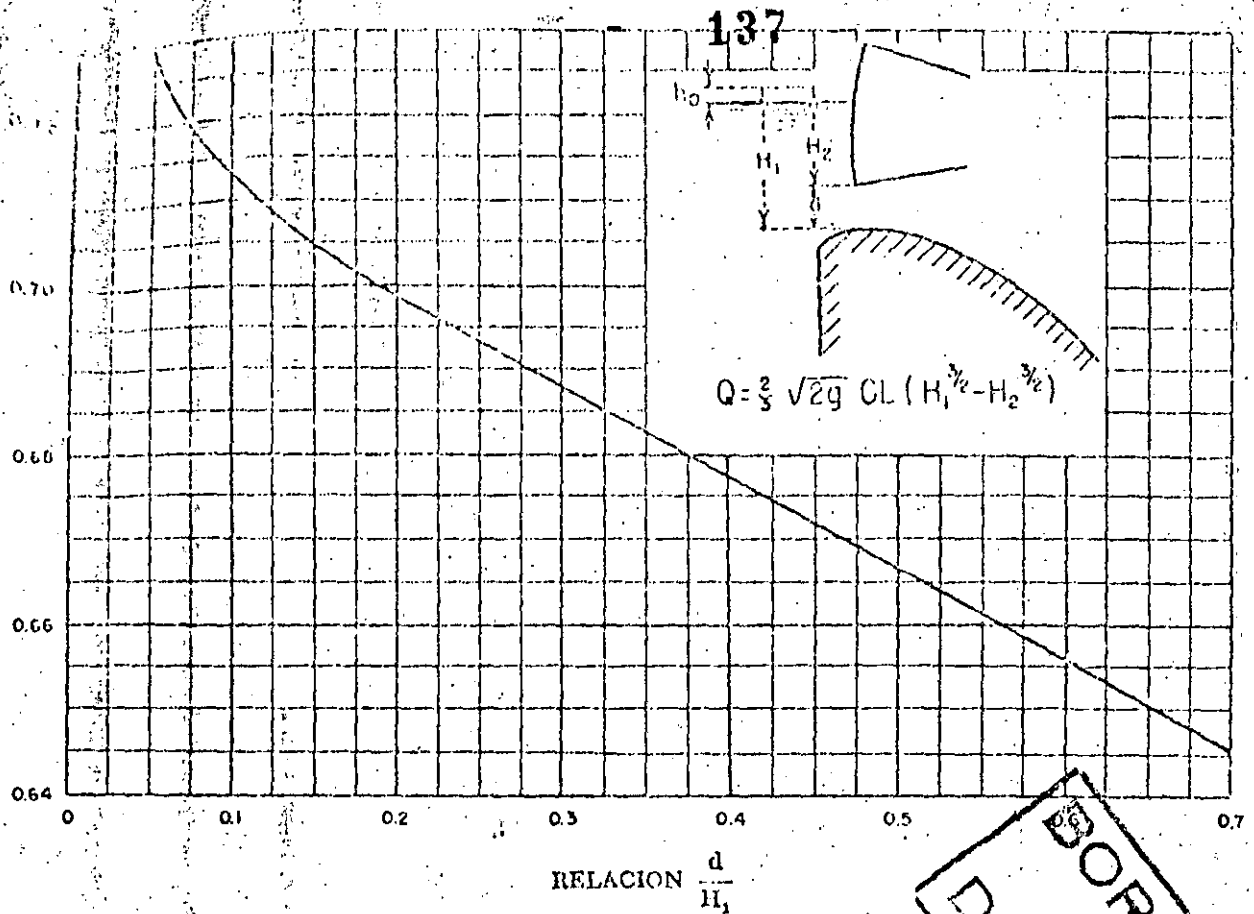


Fig. 3.53 Coeficiente de descarga para cimacios controlados con compuertas. USBR

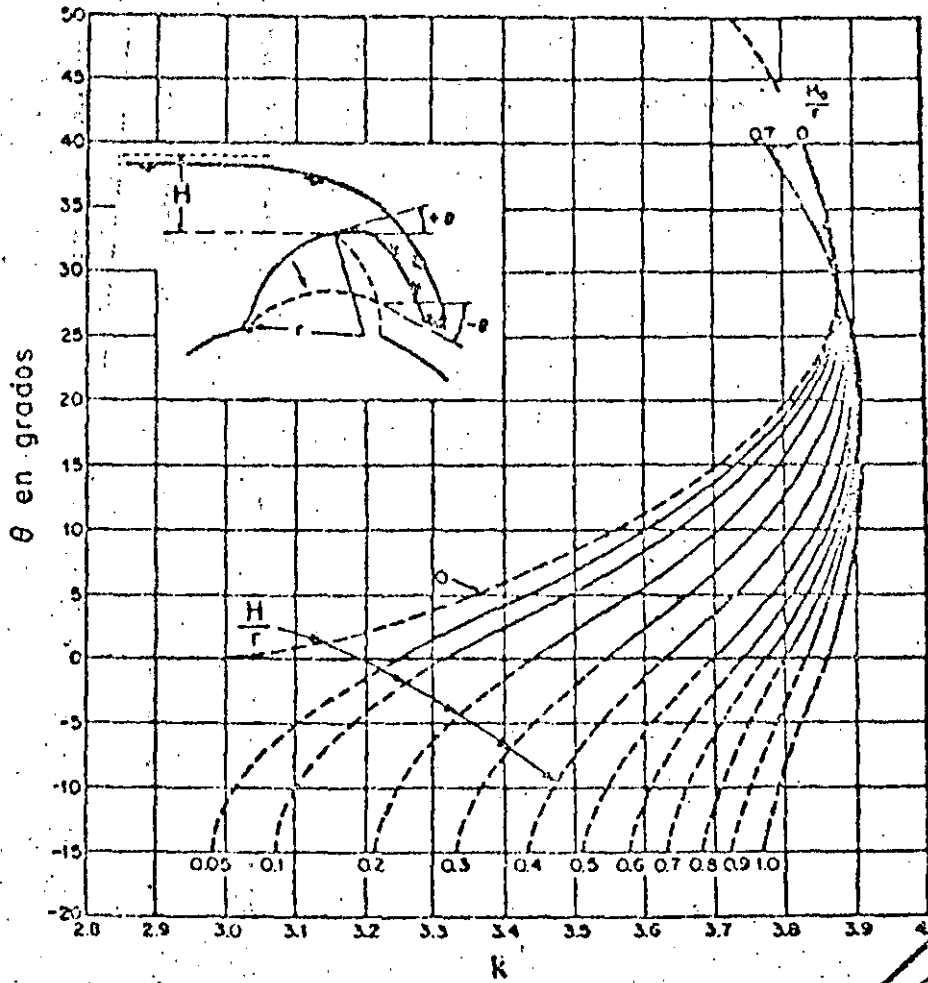
BORRADOR PARA DISCUSION

Las dimensiones de los conductos de descarga están determinados por consideraciones hidráulicas, pero la forma de la sección transversal, su perfil longitudinal, su longitud, ampliaciones, curvas, etc. están influenciadas por características topográficas y geológicas del lugar.

Es recomendable que en los conductos de descarga el flujo se mantenga uniforme y sin cambios en el tipo de régimen.

La sección transversal de los conductos de descarga en canal son rectangulares o trapeziales, con taludes que dependen de la geología de la zona. Si se trata de túneles las secciones más usuales son la circular o en herradura.

Para conocer la velocidad y los tirantes a lo largo del conducto se apli-



$$C = k / \sqrt{3.28}$$

$$Q = C L_e H^{3/2}$$

Fig. 3.54 Coeficiente de descarga para compuertas de tambor

BORRADOR
PARA
DISCUSION

ca la ecuación de Bernoulli por tramos, dicha ecuación es la siguiente:

$$z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \frac{v_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \frac{v_2^2}{2g} + \Sigma H_f \quad (3.31)$$

donde:

- P ; carga de posición en m
 P_p ; carga de presión en m
 $\frac{V^2}{2g}$; carga de velocidad en m
 $\sum hf$; suma de pérdidas en el tramo en m

Las pérdidas pueden ser de dos tipos:

- a) Locales: son las producidas por entrada, transiciones, cambios de dirección etc.
 b) Por fricción. Las que más influyen en la pérdida de energía son las segundas y en el caso de canales pueden evaluarse con la ecuación de Manning:

$$hf = \left(\frac{V^2 n^2}{R^{4/3}} \right) L \quad (3.32)$$

donde:

- hf ; pérdidas por fricción en m
 V ; velocidad media en la sección transversal, en m/s
 n ; coeficiente de rugosidad
 R ; radio hidráulico de la sección transversal en m
 L ; longitud del tramo considerado en m

Cuando la pendiente del canal es igual o mayor del 10%, la carga de presión en la ecuación de Bernoulli debe corregirse así:

$$\frac{P}{\gamma} = Y \cos^2 \theta \quad (3.33)$$

$$\frac{P}{\gamma} = d \cos \theta \quad (3.34)$$

donde:

- $\frac{P}{\gamma}$; carga de presión, en m
 Y ; tirante del flujo vertical a la plantilla del canal en m

BORRADOR
 PARA
 DISCUSION

d; tirante del flujo perpendicular a la plántilla del canal, en m

θ ; ángulo de inclinación de la plantilla.

Cuando el canal tiene perfil longitudinal curvo, la fuerza centrífuga incrementa las presiones por lo tanto es necesario modificar la carga de presión, esto se hace cuando:

$$r > 0.215 d v^2 \quad (3.35)$$

donde:

r; radio de curvatura, en m

d; tirante del agua, en m

v; velocidad del flujo, en m/s

La carga de presión en la ecuación de Bernoulli quedará corregida así:

$$\frac{P}{\gamma} = \left(1 \pm \frac{v^2}{gr}\right) d \cos \quad (3.36)$$

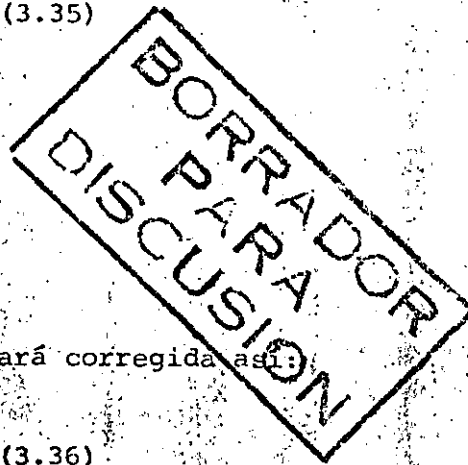
Si se trata de canales cóncavos se considera el signo positivo, y negativo para canales convexos.

Cuando las velocidades en el conducto de descarga exceden a los 15 m/s, existe el riesgo de que se presente inclusión de aire. Esto ocurre porque al desarrollarse la capa límite en el conducto e interceptar a la superficie libre del flujo, se desarrolla gran turbulencia que atrapa a las moléculas de aire en contacto con el agua iniciándose así la inclusión de aire, este fenómeno es fácil de observar en un conducto de descarga pues se forman las llamadas "aguas blancas".

Existen varios criterios para estimar la cantidad de aire que se incluye en el flujo, aquí se presentarán solo dos de ellos.

Fórmula de Douma. Permite calcular el porcentaje de aire incluido y es la siguiente:

$$n = 10 \sqrt{\frac{0.2v^2}{gR} - 1} \quad (3.37)$$



donde:

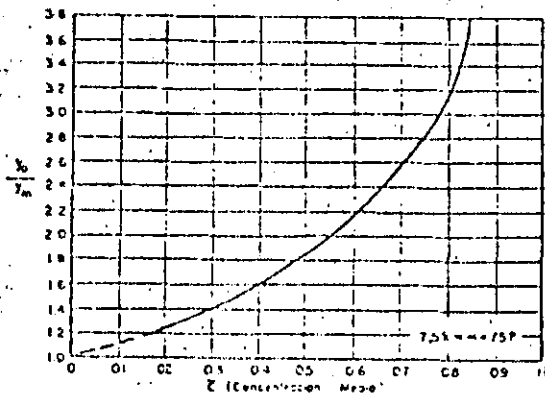
- n: Porcentaje de aire incluido por volumen
- V: velocidad del flujo
- R: radio hidráulico
- g: aceleración de la gravedad

Straub y Anderson () encontraron en forma experimental que la concentración media de aire \bar{c} definida como volumen de aire volumen aire-agua, es dada por una función $\bar{c} = f(\alpha, q)$, donde α es el ángulo de inclinación de la rápida del vertedor y q el gasto por unidad de ancho, esta función es:

$$\bar{c} = 0.743 \log_{10} \left(\frac{\text{sen } \alpha}{qys} \right) + 0.723 \quad (3.38)$$

Mas tarde Straub y Lorentz () obtuvieron relaciones adimensionales de velocidad y tirante, entre un flujo aireado (\bar{V} , Y_a), y un flujo sin aire (V_m , Y_m), con los tirantes perpendiculares a la plantilla del canal, en función de la concentración \bar{c} .

Estos resultados se presentan en las figs. 3.55 y 3.56. Así el problema se reduce a calcular la velocidad y el tirante para flujo no aireado y utilizar las figs. 3.55 y 3.56, para conocer las características del flujo con aire incluido.



BORRADOR
PARA
DISCUSION

Fig. 3.55 Relación entre concentración media de aire y tirantes en el flujo.

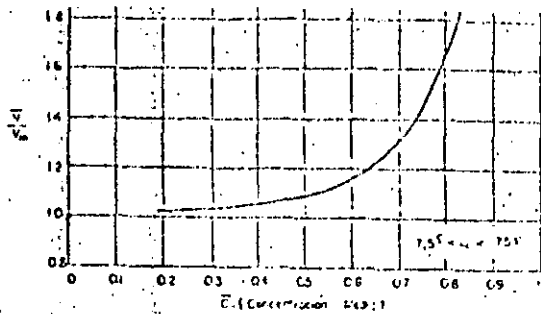


Fig. 3.56 Relación entre concentración media de aire y tirantes en el flujo.

Otro problema que se presenta en las superficies expuestas a flujos de alta velocidad es la erosión, esta se debe a la cavitación y se puede presentar atrás de cualquier obstáculo, cambio de dirección o rugosidad de la conducción ().

Echávez G () ha propuesto un método que consiste en valuar el índice local de cavitación por medio de la fórmula de Thoma y compararlo con el índice que cavitación incipiente obtenido experimentalmente en superficies y condiciones semejantes. El número de Thoma o índice de cavitación incipiente σ es:

$$\sigma = \frac{h_p - h_v}{\frac{v^2}{2g}} \quad (3.79)$$

donde:

h_p ; carga de presión en la zona de estudio en m

h_v ; carga de vaporización del líquido, en m

$\frac{v^2}{2g}$; carga de velocidad en la zona de interés, en m

La variación de los valores de h_v se presentan en la fig 3.58, y los valores de los índices de cavitación incipiente en la fig 3.57.

El perfil longitudinal del conducto de descarga en el caso de un canal a cielo abierto debe adaptarse a las condiciones geológicas y topográficas del sitio.

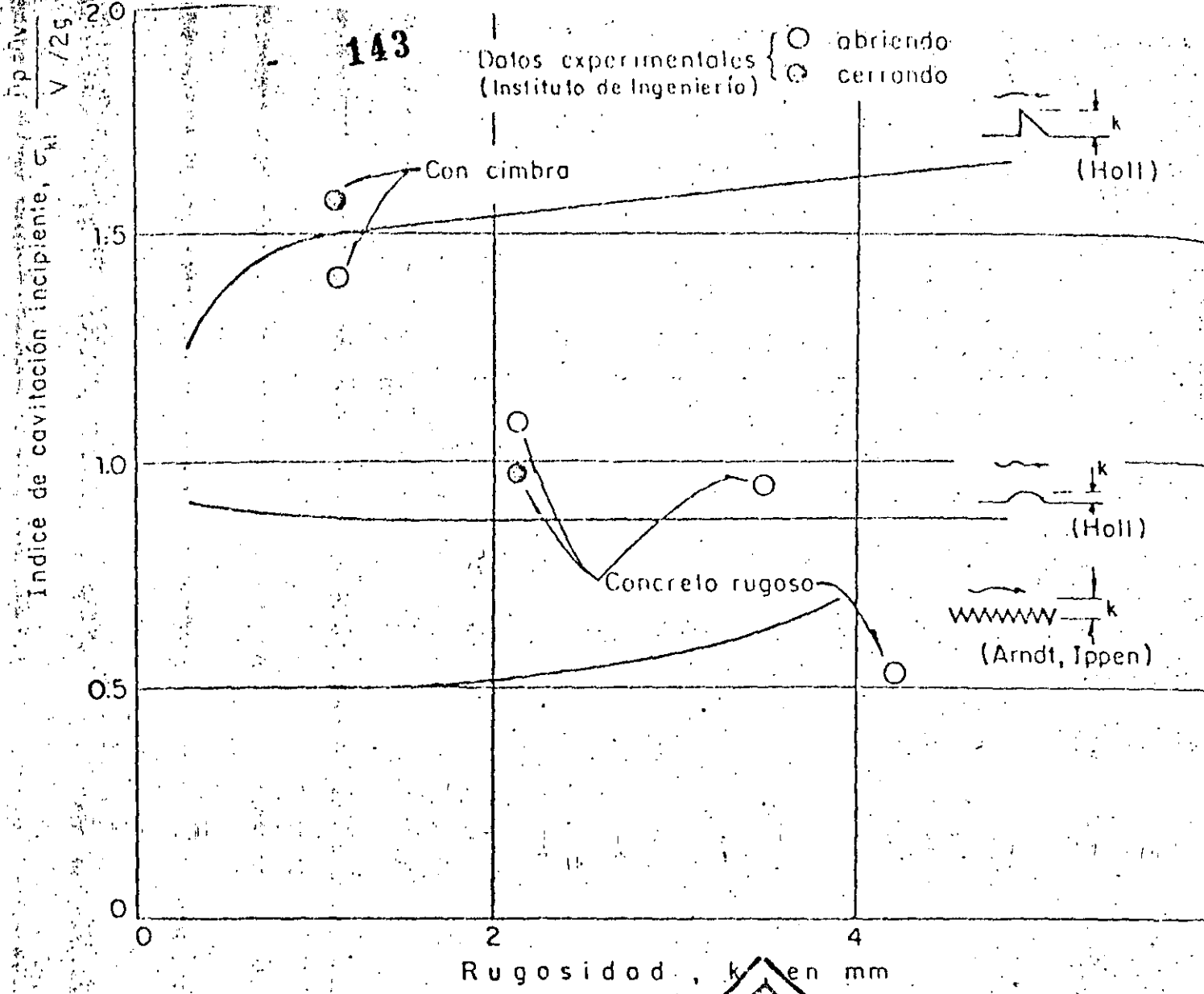


Fig. 3.57 Indices de cavitación incipiente

Se recomienda que el canal siempre se haga en corte y de ser posible sobre roca sana.

El perfil del canal se define por medio de tramos rectos unidos por medio de curvas verticales.

Cuando sean necesarias las curvas verticales convexas, estas deben ser bastante tendidas para evitar presiones negativas en la plantilla y la separación del flujo. Para que no se presente separación la plantilla de la curva, esta debe seguir la ecuación de la trayectoria de un chorro inclinado:

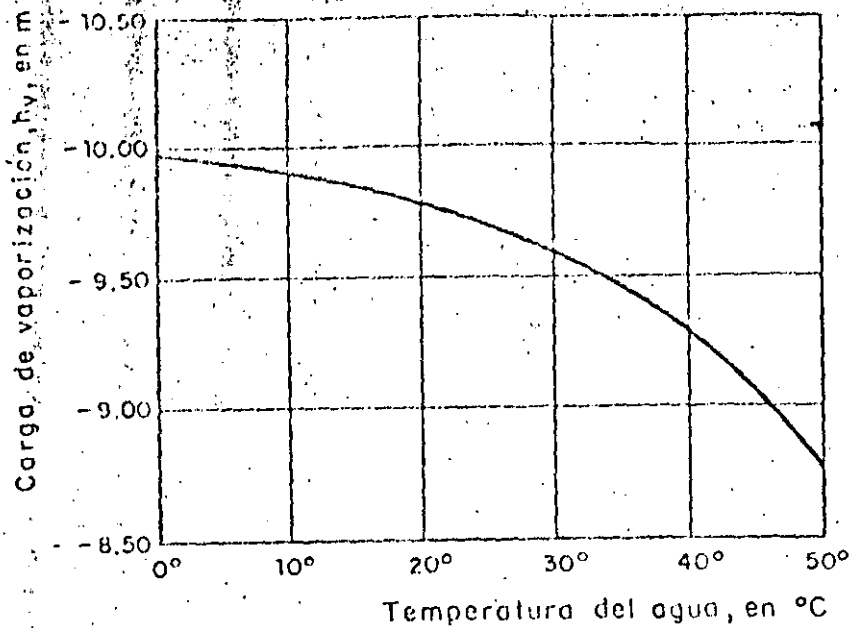


Fig. 3.58 Carga de vaporización del agua

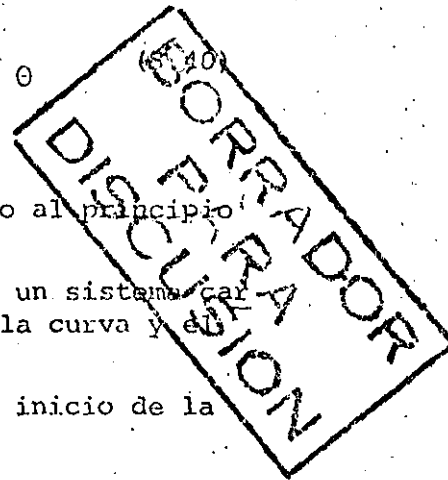
$$y = x \tan \theta + \frac{x^2}{6(d + hv) \cos^2 \theta}$$

donde:

$d + hv$; energía específica del escurrimiento al principio de la curva.

x, y ; coordenadas de la curva referidas a un sistema cartesiano con origen en el inicio de la curva y el eje Y dirigido hacia abajo.

θ ; ángulo de la plantilla del canal al inicio de la curva.



En las curvas verticales cóncavas se recomienda que la plantilla del conducto se defina por medio de un arco circular con radio R, lo suficientemente grande para reducir las fuerzas dinámicas que producen presiones positivas altas sobre la plantilla. El radio R debe ser el valor más grande de:

$$R \geq 0.215 dv^2 \tag{3.41}$$

$$R \geq 10 d \tag{3.42}$$

donde:

d ; tirante del flujo a la entrada de la curva

v ; velocidad del flujo a la entrada de la curva

radio de curvatura

Además se recomienda () que la liga entre el pie del cimacio y el canal de descarga sea una curva circular con un radio no menor de cinco veces el tirante y que la plantilla del codo vertical entre la rama inclinada y horizontal de un túnel de descarga no tenga un radio menor que 2.5 veces el diámetro del conducto.

Frecuentemente es necesario construir contracciones en los conductos de descarga, en régimen supercrítico siempre deberán ser rectas. La longitud de contracción puede calcularse con el método de Ippen - Dawson ().

Para explicar este método se tomarán como referencias la fig 3.59. Supóngase que se conocen las condiciones hidráulicas aguas arriba de la transición y que se propone un ancho b_3 de tal manera que se cumpla que:

$$2 < \frac{Y_3}{Y_1} < 3 ; F_3 > 1 \quad (3.43)$$

donde:

F_3 número de froude en la sección 3

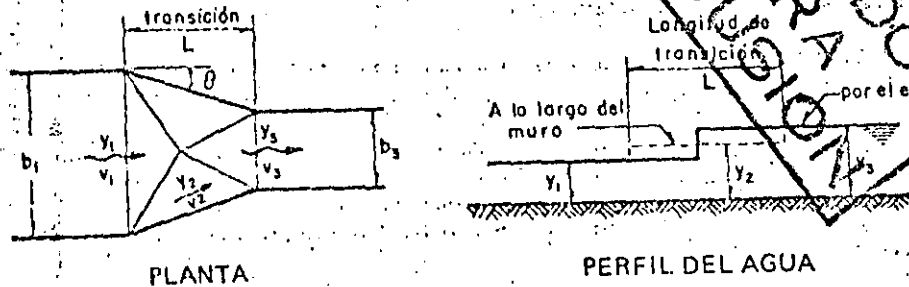
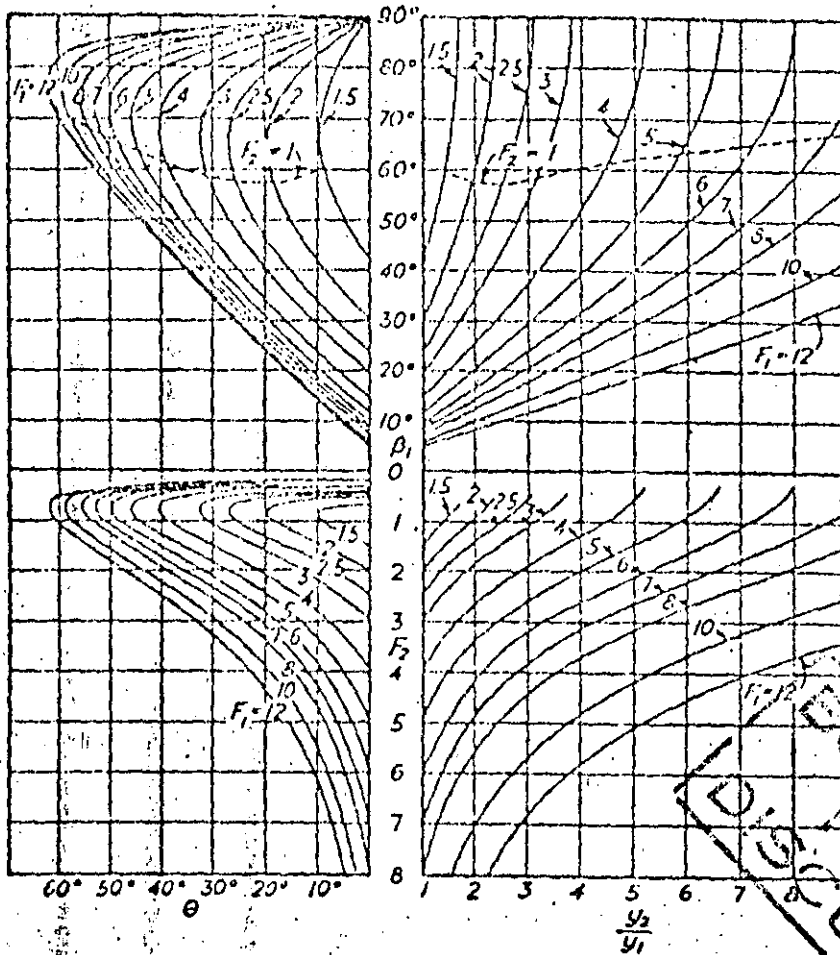


Fig. 3.59 Diseño de una contracción en régimen supercrítico

Ahora con un valor de θ y F_1 y con el auxilio de la fig 3.60 se obtiene Y_2/Y_1 y F_2 . Con la misma gráfica pero entrando ahora con θ y F_2 se obtiene Y_3/Y_2

Se comparan después los valores de Y_1 , Y_2 y Y_3 con la relación:

$$\left(\frac{Y_2}{Y_1} \right) \left(\frac{Y_3}{Y_2} \right) = \frac{Y_3}{Y_1} \quad (3.44)$$



REPROGRADOR
 PARA
 DISCUSION

Fig. 3.60 Parámetros que intervienen en el diseño de una contracción

Si la igualdad se cumple los valores obtenidos son los correctos, de no ser así se propone otro valor de θ y se repite el procedimiento.

Finalmente el valor de L será:

$$L = \frac{b_1 - b_3}{2 \tan \theta} \quad (3.45)$$

Además por continuidad debe cumplirse:

$$\frac{b_1}{b_3} = \left(\frac{Y_3}{Y_1} \right)^{3/2} \left(\frac{F_3}{F_1} \right) \quad (3.46)$$

Así como pueden ser necesarias las contracciones, pueden requerirse expansiones, para su diseño puede emplearse el método propuesto por Rouse, Bhoota y Hsu ().

Para aplicar este método es necesario conocer el ancho del canal B, y el número de Froude F_{r1} al inicio de la expansión, y el ancho del canal B al final de la expansión. A partir de estos datos, y con el empleo de la fig 3.61, se obtiene el contorno de las paredes de la expansión.

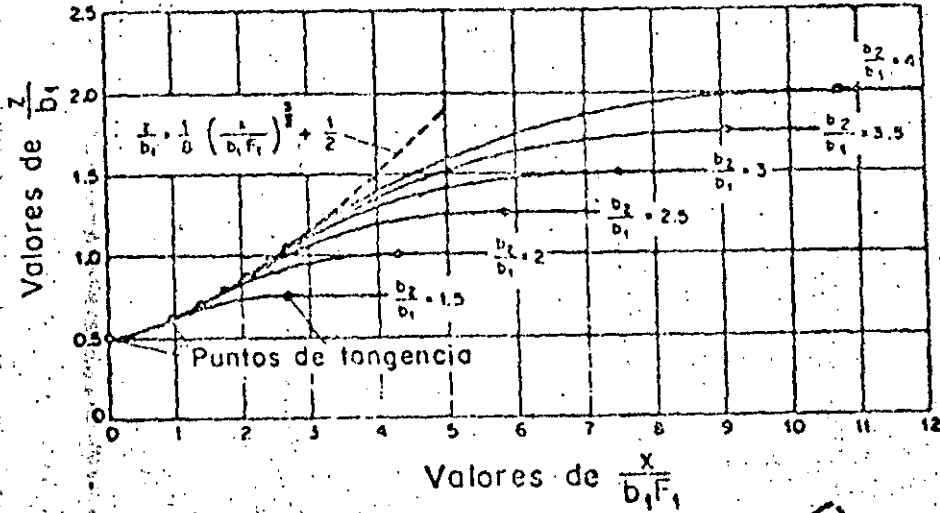


Fig. 3.61 Diseño de una expansión en régimen supercrítico.

También será común el empleo de curvas horizontales en los conductos de descarga. En el caso de régimen supercrítico el objetivo es eliminar o reducir la sobreelevación de los tirantes, y las perturbaciones ocasionadas por las ondas de Mach.

Knapp () ha propuesto una curva compuesta, formada por una circular de radio R precedida y seguida por dos curvas circulares de radio 2 R, ver fig 3.62.

El ángulo central θ de estas curvas vale:

$$\theta = \text{ang tan } \frac{B}{(2R + B/2) \tan \beta} \quad (3.47)$$

$$\beta = \text{ang} \text{ sen } \frac{1}{Fr_1} \quad (3.48)$$

donde:

θ = ángulo correspondiente a las curvas de radio $2R$

B , = ancho del canal en m

Fr_1 = número de Froude en el inicio de la curva.

La sobreelevación del tirante en el extradós de la curva es:

$$Y = Y_1 Fr_1^2 \text{ sen}^2 \left(\beta + \frac{\theta}{2} \right) \quad (3.49)$$

en el intradós el tirante se reduce en forma proporcional.

Finalmente en el diseño del canal de descarga deberá considerarse un bordo libre que de acuerdo al USBR () puede calcularse con la ecuación:

$$BL = 0.60 + 0.037 v d^{1/3} \quad (3.50)$$

donde:

BL, bordo libre, en m

d , tirante, en m

v , velocidad, en m/s.

Si el conducto de descarga es un túnel, se diseñará para trabajar parcialmente lleno en toda su longitud, por lo tanto, su pendiente debe garantizar

BORRADOR
PARA
DISCUSION

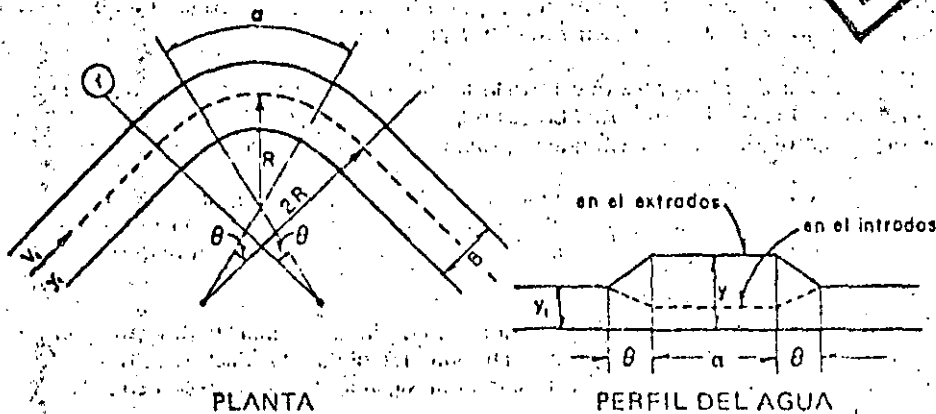


Fig. 3.62 Diseño de una curva horizontal.

que el área hidráulica máxima sea el 75% del área total del túnel.

Es recomendable también evitar curvas horizontales en estos casos, pues los flujos de alta velocidad provocarían trayectorias helicoidales en el flujo.

Ejemplo 3.12. Calcular el perfil del agua para el canal de descarga mostrado en la fig 3.63. Para un gasto de diseño $Q_0 = 6300.00 \text{ m}^3/\text{s}$. La sección del canal es trapecial con una base $b = 43.40 \text{ m}$ y taludes $0.25:1.00$. El coeficiente de rugosidad de Manning es $n = 0.014$.

Solución

El cálculo del perfil del agua se hará con el método de paso estandar y los resultados se muestran en la tabla 3.12.

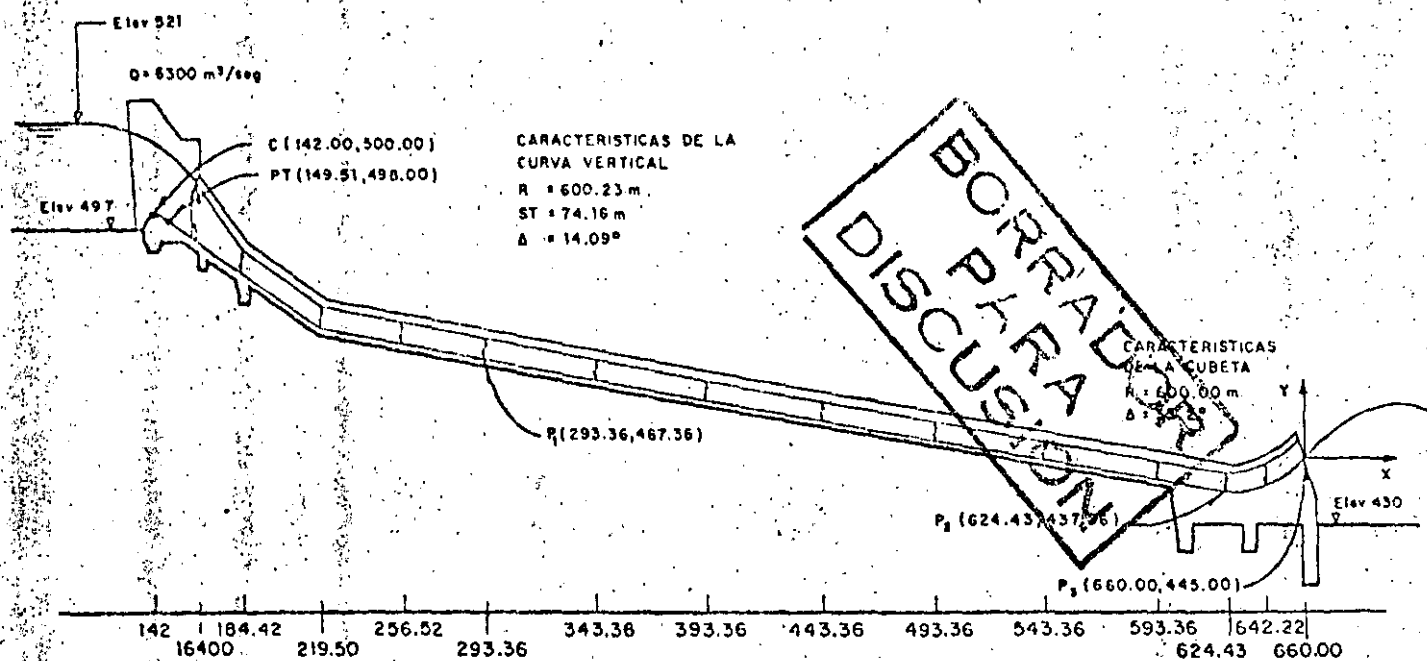


Fig. 3.63 Datos para el ejemplo 3.12

Como se recordará este es un método de ensayo-error en el que en cada estación se proponen tirantes, y se revisa que sean los correctos por comparación de energías. A continuación se describe cada una de las columnas de la tabla 3.12.

Columna 1. Estación. Se anotan las estaciones de interés, como son las de la cresta del cimacio, Est 142.00; las de la curva vertical, Est 184.42, 219.50 y 256.52; y de la cubeta deflectora 642.22 y 660.00. Además el tramo recto se ha dividido en tramos de 50.000 m.

Columna 2. Z. Aquí se presentan las elevaciones de cada una de las estaciones, obtenidas directamente del plano del vertedor. Así en el tramo recto que se inicia en la estación 293.36, dado que se tiene una pendiente de 0.091 y distancia entre estaciones de 50 m, la cota Z variará en $0.091 \times 50 = 4.55$ m, obsérvese que a la estación 443.36 le corresponde $Z = 453.73$ y en la estación 493.36 la elevación es $Z = 453.73 - 4.55 = 449.18$.

Columna 3. d. Tirante. Estos se suponen para cada estación, y se revisan por comparación de las columnas 10 y 17 las cuales deben ser iguales.

Columna 4. $d \cos \theta$. Como la pendiente es cercana al 10%, y en las demás secciones muy superior a este valor, el tirante d debe corregirse de acuerdo a la ecuación.

Columna 5. A. Area hidráulica que para nuestro caso vale $A = bd + md^2$. Así en la estación 164.00 se tendrá que: $A = 43.40 \times 7.474 + 0.25 \times 7.474^2 = 338.337 \text{ m}^2$.

Columna 6. P. Perímetro mojado: En el caso de una sección trapezoidal vale $P = b + 2d \sqrt{1 + m^2}$, y en la estación 164.00 $P = 43.40 + 2 \times 7.474 \times \sqrt{1 + 0.25^2} = 58.811 \text{ m}$.

Columna 7. V. Velocidad. Se obtiene con la ecuación de continuidad, así en la estación 164.00 se tiene que:

$$V = Q/A = 6300/338.337 = 18.621 \text{ m/s}$$

Columna 8. V^2/g . Carga de velocidad calculada por simple sustitución de las variables.

Columna 9. $(dV^2/gr) \cos \theta$. Este es el factor de corrección para las curvas

verticales. Se tomarán con signo positivo pues las dos curvas son cóncavas. En la estación 184.42 se tendrá:

$$\left(\frac{dv^2}{gr} \right) = \frac{6.295 \times 22.253^2}{9.81 \times 600.23} = 0.529 \text{ m}$$

Columna 10. H' . Energía en cada estación calculada con la ecuación:

$$H = Z + d + \frac{v^2}{2g} \pm \frac{dv^2}{gr} \cos \theta,$$

En la estación 219.50 se tendrá:

$$H = 474.10 + 4.884 + 37.815 + 0.615 = 517.45$$

Columna 11. R. Radio Hidráulico. Calculado así para la estación 219.50:

$$R = \frac{A}{P} = \frac{bd + md^2}{b + 2d\sqrt{1+m^2}} = \frac{43.40 \times 4.884 + 0.25 \times 4.884^2}{43.40 + 2 \times 4.884 \times \sqrt{1+0.25^2}} = 4.277 \text{ m}$$

Columna 12. $R^{4/3}$. Que para la estación 219.50 vale:

$$R^{4/3} = 4.277^{4/3} = 6.939$$

Columna 13. S_f . Pendiente de fricción. Calculada con la ecuación:

$$S_f = \frac{n^2 v^2}{R^{4/3}}$$

Y en la estación 219.50, vale:

$$S_f = \frac{0.014^2 \times 27.239^2}{6.939} = 0.02096$$

Columna 14. \bar{S}_f . Promedio de las pendientes de fricción entre dos secciones sucesivas. Calculando como el promedio aritmético de S_f en la estación de estudio y la inmediata anterior. Por ejemplo en la estación 219.50 se obtendría:

$$\frac{0.01129 + 0.02096}{2} = 0.01612$$

BORRADOR
PARA
DISCUSION

Tabla 3:12 Cálculo del perfil del agua en el vertedor

ESTA- CION	Z	d	dCosθ	A	P	V	V^2/g	dv^2/gr	H'	R	$R^{4/3}$	S_f	\bar{S}_f	ΔX	h_f	H
142.00	--	--	--	--	--	--	--	--	521.000	--	--	--	--	--	--	521.00
164.00	493.52	7.474	7.054	338.337	58.811	18.621	17.672	--	518.246	5.753	10.302	0.00660	--	--	2.750	518.250
164.42	486.35	6.295	5.942	283.110	56.380	22.253	25.239	0.529	518.060	5.021	8.594	0.01129	0.00895	21.640	0.194	518.056
219.50	474.10	5.175	4.884	231.290	54.079	27.239	37.615	0.615	517.451	4.277	6.939	0.02096	0.01612	37.150	0.599	517.457
256.52	470.73	5.021	5.000	224.214	53.753	28.098	40.240	0.673	516.642	4.171	6.711	0.02306	0.02201	37.170	0.818	516.639
293.36	467.38	4.832	4.812	215.546	53.364	29.228	43.541	--	515.734	4.039	6.430	0.02604	0.02455	37.000	0.908	515.731
343.36	462.83	4.662	4.643	207.764	53.013	30.323	46.865	--	514.337	3.919	6.176	0.02918	0.02761	50.210	1.386	514.345
393.36	458.28	4.516	4.497	201.093	52.712	31.329	50.025	--	512.803	3.815	5.958	0.03229	0.03073	50.210	1.543	512.803
443.36	453.73	4.390	4.372	195.334	52.452	32.251	53.013	--	511.115	3.724	5.770	0.03533	0.03381	50.210	1.698	511.104
493.36	449.18	4.281	4.263	190.377	52.227	33.092	55.815	--	509.259	3.645	5.608	0.03828	0.03680	50.210	1.848	509.258
543.36	444.63	4.185	4.168	186.008	52.029	33.870	58.468	--	507.266	3.575	5.464	0.04115	0.03971	50.210	1.994	507.266
593.36	440.08	4.100	4.083	182.143	51.854	34.588	62.976	--	505.139	3.513	5.337	0.04393	0.04254	50.210	2.136	505.129
624.43	437.26	4.053	4.036	180.007	51.737	34.999	67.432	--	503.728	3.478	5.267	0.04558	0.04476	31.120	1.393	503.731
642.22	438.26	4.402	4.310	195.891	52.477	32.164	52.717	7.735	503.022	3.733	5.788	0.03502	0.04030	17.520	0.718	503.01
660.00	445.00	4.699	4.069	209.457	53.099	30.073	46.110	7.222	502.402	3.945	6.231	0.02846	0.03174	19.010	0.603	502.41

NO SE
 VERTIDOR

Columna 15. Δx . Longitud del tramo entre dos estaciones sucesivas.

Columna 16. h_f . Pérdidas por fricción. Obtenidas como $h_f = \bar{S}_f \Delta x$, es decir multiplicando la columna 14 por 15. En la estación 219.50 vale:

$$h_f = 0.01612 \times 37.150 = 0.599$$

Columna 17. H. Elevación de la carga total. Se calcula con la ecuación:

$$H_i = H_{i-1} + h_{fi}$$

i número de estación,

por ejemplo en la estación 164.00 se tendría:

$$H_{164.00} = H_{142.00} + h_{f164.00} = 521.00 + 2.750 = 518.25 \text{ m}$$

Si el valor obtenido en la columna 17 coincide con el de la columna 10, quiere decir que el valor propuesto del tirante d es el correcto, de no ser así se deberá proponer otro tirante hasta lograr la coincidencia de las dos columnas.

Ejemplo 3.13. Calcule el bordo libre de la estructura hidráulica del ejemplo 3.12.

Solución.

Se aplica la ec. 3.50, y los valores obtenidos se ajustan de tal manera que la unión de los mismos sea una línea paralela a la plantilla del canal. Los resultados de este cálculo se presentan en la tabla 3.13.

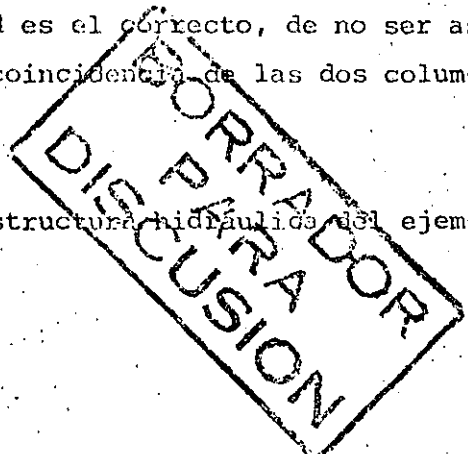


Tabla 3.13. Cálculo del bordo libre para el canal de descarga del ejemplo 3.13.

Estación m	d m	V m/s	Bordo libre m
164.00	7.47	18.62	1.95
184.42	6.30	22.25	2.12
219.50	5.18	27.24	2.34
256.62	5.02	28.10	2.38
293.36	4.83	29.23	2.43
343.36	4.66	30.32	2.47
393.36	4.52	31.33	2.52
443.36	4.39	32.25	2.55
493.36	4.28	33.09	2.59
543.36	4.19	33.87	2.62
593.36	4.10	34.59	2.65
624.43	4.05	35.00	2.66
642.22	4.40	32.16	2.55
660.00	4.70	30.08	2.46

BORRADOR
PARA
DISCUSION

Ejemplo 3.14. Por un tramo de canal de sección rectangular con plantilla de 50.00 m se descargan 2500 m³/s. Se han calculado los tirantes que se muestran en la tabla 3.14 columnas 1 y 2. La pendiente del canal es $S_0 = 0.265$ y se supone que la inclusión de aire se inicia en la estación 311160. Calcule los tirantes para el flujo aireado.

Solución:

Se emplearán las curvas experimentales propuestas por Stramb y Anderson, para ello es necesario conocer la concentración media de aire por medio de la ecuación:

$$\bar{c} = 0.743 \log \left(\frac{\text{sen } \alpha}{q^{1/5}} \right) + 0.723$$

El ángulo de inclinación es:

$$\alpha = \text{ang tan } 0.265 = 14.8422^\circ$$

y el gasto unitario:

$$q = \frac{2500.00}{50.00} = 50.00 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$$

Además:

$$q^{1/5} = 50^{1/5} = 2.1867; \text{ sen } \alpha = \text{sen } 14.8422 = 0.25615$$

Sustituyendo:

$$\bar{c} = 0.743 \log_{10} \left(\frac{0.25615}{2.1867} \right) + 0.723 = 0.031$$

Con este valor y la fig. 3.55, se obtiene la relación entre tirantes:

$$\frac{Y_a}{Y_m} = 1.1; Y_a = 1.1 Y_m$$

Esto significa que los tirantes en el flujo aireado deben ser del orden de un 10% mayores, los resultados se presentan en la columna 3 de la tabla 3.14.

BORRADOR
PARA
DISCUSION

Tabla 3.14 Cálculo de tirantes para flujo aireado

Estación (m)	Tirante Flujo no aireado (m)	Tirante Flujo aireado (m)
311.60	1.99	2.19
340.00	1.67	1.84
370.80	1.54	1.69

Ejemplo 3.15. Diseñar una contracción para unir dos canales rectangulares de 50.0 y 20.0 m de ancho. El tirante aguas arriba es de 2.0 m, y el gasto descargado $Q = 1500 \text{ m}^3/\text{s}$.

Solución:

Las condiciones hidráulicas al final de canal de 50.0 m de ancho son:

Area: $A_1 = 50.0 \times 20 = 100.0 \text{ m}^2$

Velocidad: $V_1 = \frac{1500.0}{100.0} = 15.00 \text{ m/s}$

Número de Froude: $Fr_1 = \frac{V}{\sqrt{gy}} = \frac{15.00}{\sqrt{9.81 \times 2}} = 3.386$

Suponiendo $\frac{Y_3}{Y_1} = 2.5$ y empleando la ecuación 3.46 se tiene:

$Fr_3 = \left(\frac{b_1}{b_3}\right) \left(\frac{Y_1}{Y_3}\right)^{3/2} Fr_1 = \left(\frac{50.0}{20.0}\right) \left(\frac{1}{2.5}\right)^{3/2} \times 3.386 = 2.141$

El valor $Fr_3 = 2.141$ garantiza que el flujo es supercrítico en el canal de 20.0 m.

Partiendo con un valor de $\theta = 10^\circ$ y con $Fr_1 = 3.386$ de la fig 3.60, se obtiene:

$\frac{Y}{y} = 1.9$

Entonces:

$Y_2 = 1.9 \times 2.0 = 3.8 \text{ m}$

$Fr_2 = 2.4$



Si ahora se usa $\theta = 10^\circ$ y se reemplaza Fr_1 por $Fr_2 = 2.4$, de la fig 3.60, se obtiene:

$$\frac{Y_3}{Y_2} = 1.4$$

$$Y_3 = 1.4 \times 3.8 = 5.32 \text{ m}$$

Haciendo ahora:

$$\left(\frac{Y_2}{Y_1} \right) \left(\frac{Y_3}{Y_2} \right) = 1.9 \times 1.4 = 2.66$$

que es diferente del valor propuesto de:

$$\frac{Y_3}{Y_1} = 2.5$$

Por lo que debe proponerse otro valor de θ . Si se hace $\theta = 95^\circ$ y con $Fr_1 = 3.386$ de la fig 3.60 se obtiene:

$$\frac{Y_2}{Y_1} = 1.5$$

Además se puede calcular:

$$Y_2 = 1.5 \times 2.0 = 3.0 \text{ m}$$

$$Fr_2 = 2.7$$

Ahora con $\theta = 95^\circ$ y $Fr_2 = 2.7$ se obtiene:

$$\frac{Y_3}{Y_2} = 1.2$$

$$Y_3 = 1.2 \times 3.0 = 3.6 \text{ m}$$

$$Fr_3 = 2.4$$

Y con la relación:

BORRADOR
PARA
DISCUSION

$$\left(\frac{Y_2}{Y_1} \right) \left(\frac{Y_3}{Y_2} \right) = 1.5 \times 1.2 = 1.8$$

que difiere de $\frac{Y_3}{Y_1} = 2.5$.

Procediendo de idéntica manera se llega al valor de $\theta = 9^\circ$, y la longitud se calcula con la ecuación:

$$L = \frac{b_1 - b_3}{2 \tan \theta} = \frac{50 - 20}{2 \tan 9^\circ} = 94.70 \text{ m}$$

$$L = 95.00 \text{ m}$$

En la fig 3.64 se presenta el diseño final de la contracción.

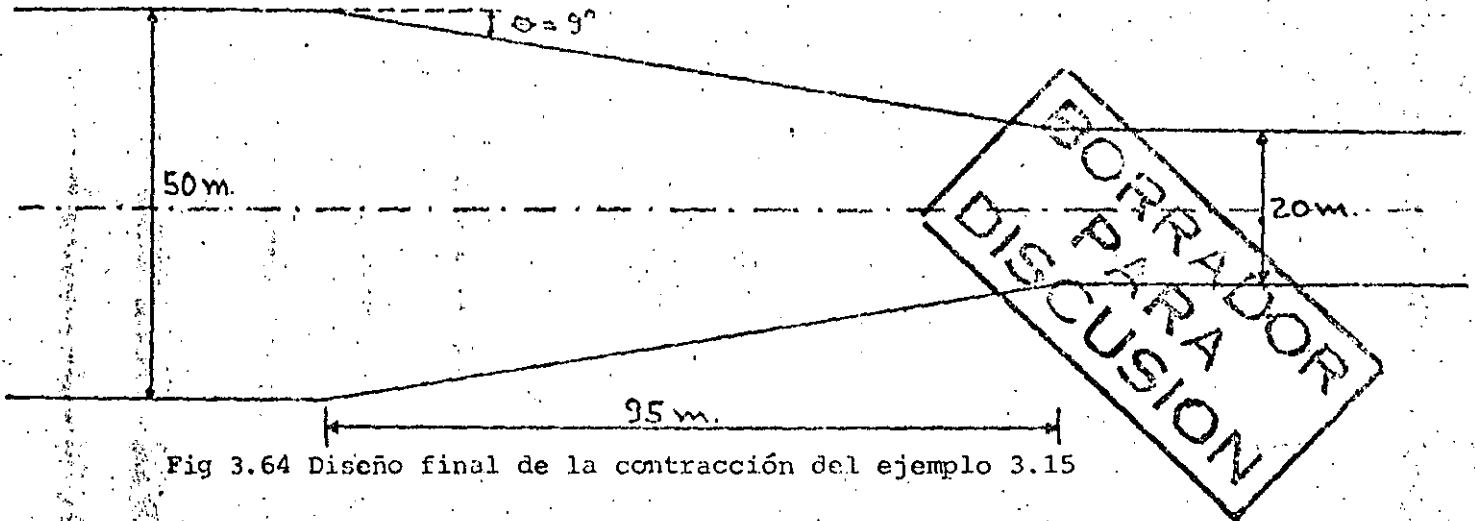


Fig 3.64 Diseño final de la contracción del ejemplo 3.15

Ejemplo 3.16. Calcular el perfil del agua de un conducto de descarga en túnel con las características geométricas mostradas en la fig 3.65. Si el gasto de diseño es $Q_0 = 2500 \text{ m}^3/\text{s}$, y la pendiente $S_0 = 0.14$. Considere un coeficiente de Manning $n = 0.014$ correspondiente a concreto.

Solución.

Se parte de la suposición de que el flujo se ha establecido para calcular el diámetro del túnel.

Como se había indicado se recomienda que los túneles en este tipo de obra funcionen parcialmente llenos, con una relación:

$$\frac{d}{D} = 0.75$$

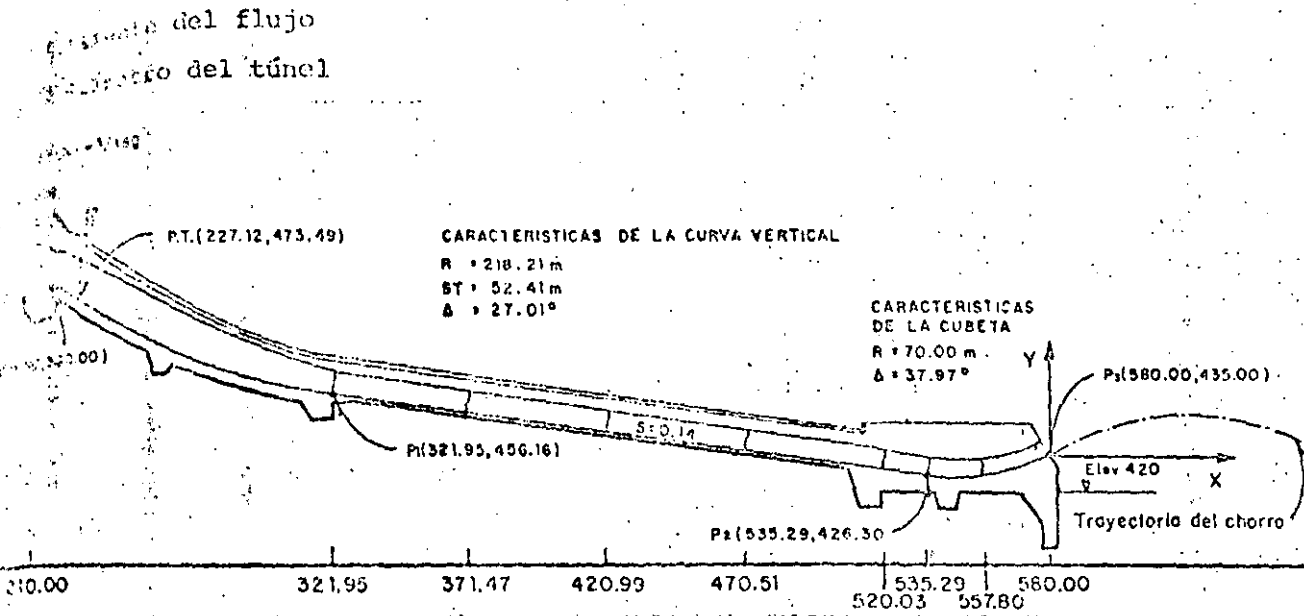


Fig. 3.65 Datos del ejemplo 3.16

Empleando la ecuación del Manning con la relación $d/D = 0.75$, se obtiene:

$$\frac{AR^{2/3}}{8/D^3} = 0.28$$

De las ecuaciones de continuidad y de Manning se tiene:

$$AR^{2/3} = \frac{Qn}{V^{1/2}}$$

De las dos ecuaciones anteriores se obtiene:

$$D = \left(\frac{Qn}{0.28 V^{1/2}} \right)^{3/8} = \left(\frac{2500 \times 0.014}{0.28 \times 0.14^{1/2}} \right)^{3/8} = 8.84 \text{ m}$$

Una primera revisión del diámetro así obtenida, se puede hacer calculando el tirante al inicio del túnel con sección constante, esto es al final de la

primera curva vertical, ver la fig 3.65. Se puede aplicar la ecuación de Bernoulli entre el embalse y la estación 321.95. Se supone además que las pérdidas de energía son del orden del 15% de la energía total. La ecuación de Bernoulli puede plantearse así:

$$E = d \cos \alpha + \frac{Q^2}{g A^2}$$

Sustituyendo valores se obtiene:

$$(521.00 - 456.16) \times 0.15 = 0.9908 d + \frac{(2500)^2}{19.62A^2}$$

Resolviendo por tanteos esta ecuación se puede ver que para un tirante de 9.00 m el valor de la energía es de 87.62 m mayor que $(521.00 - 456.16) \times 0.15 = 55.11$ m.

Proponiendo un nuevo diámetro de 12.0 m se resuelve la ecuación propuesta, encontrándose que la energía se satisface para un tirante de 8.20 m, y la relación de llenado:

$$\frac{d}{D} = 0.68$$

De esta manera se acepta un diámetro $D = 12.0$ m.

Para calcular el perfil del agua se utilizará el método de paso estándar, los resultados se presentan en la tabla 3.15.

Ejemplo 3.17. Analizar la posibilidad de cavitación en el piso del túnel del ejemplo 3.16.

Solución:

Se empleará el método propuesto por Echávez (). Para hacer la descripción del mismo, se utilizará la tabla 3.16, a continuación se explicarán cada una de las columnas.

REVISADO POR
 DISCUSSION BOARD

TABLA 3.15 CALCULO CON EL METODO DE PASO ESTANDAR DEL PERFIL DEL AGUA EN EL VERTECEDOR EN TUNEL

ESTACION	Z	d/D	d	dCos	A	P	V	V/29	dV/gr	H'	R	R ^{4/3}	S _f	S _f	X	H _f	H
210.00	--	--	--	--	--	--	--	--	--	521.00	--	--	--	--	--	--	521.000
321.95	456.16	0.683	8.199	8.120	82.333	23.352	30.364	46.993	--	511.272	3.526	5.364	0.03369	--	--	9.726	511.274
371.47	449.23	0.651	7.806	7.731	77.889	22.518	32.097	52.509	--	509.469	3.459	5.229	0.03862	0.03615	50.00	1.808	509.466
420.99	442.30	0.625	7.496	7.424	74.313	21.873	33.642	57.684	--	507.407	3.397	5.105	0.04345	0.04103	50.00	2.052	507.414
470.51	435.37	0.604	7.242	7.172	71.346	21.352	35.041	62.582	--	505.124	3.341	4.993	0.04820	0.04582	50.00	2.291	505.123
520.03	428.44	0.586	7.030	6.962	68.848	20.920	36.312	67.205	--	502.607	3.291	4.893	0.05281	0.05051	50.00	2.523	502.598
575.29	426.30	--	5.629	5.575	67.548	23.258	37.011	69.817	--	501.691	2.904	4.142	0.06483	0.05881	15.41	0.906	501.692
557.80	426.80	--	6.124	6.109	74.568	24.428	33.526	57.290	10.171	500.370	3.053	4.426	0.04977	0.05730	22.92	1.313	500.379
590.00	435.00	--	4.860	4.209	77.760	25.720	32.150	52.683	7.315	499.207	3.023	4.370	0.04806	0.04806	24.14	1.160	499.216

BORRADOR
 PARA
 DISCUSION

TABLA 3.16 INDICES DE CAVITACION EN EL FONDO DEL TUNEL DEL EJEMPLO 3.17.

X (m)	h (m)	h _{pi} (in)	$\frac{dv^2}{gr}$	h _p (m)	(X/K) 10 ⁻³	$v_k / \sqrt{2gh}$	$\frac{v_k^2}{2g}$	σ _K	σ _{Kp}
321.95	56.64	8.12	----	8.12	53.66	0.330	6.17	2.89	2.19
371.47	63.96	7.73	----	7.73	61.91	0.325	6.76	2.59	1.97
420.99	71.20	7.42	----	7.42	70.17	0.322	7.38	2.33	1.77
470.51	78.39	7.17	----	7.17	78.42	0.320	8.02	2.11	1.60
520.03	85.53	6.96	----	6.96	86.67	0.319	8.70	1.92	1.46
535.29	89.07	5.58	----	5.58	89.22	0.315	8.84	1.73	1.34
557.80	87.99	6.11	10.17	16.28	92.97	0.313	8.62	2.31	1.76
580.00	81.14	4.21	7.32	11.53	96.67	0.309	7.75	2.20	1.67

Columna 1. X. Estaciones de estudios tomadas para el ejemplo de la tabla 3.15.

Columna 2. h. Caída vertical, medida desde la superficie libre del agua en el vaso a la superficie libre del agua en la estación analizada.

Columna 3. h_{pi}. Proyección vertical de d tomado para el ejemplo de la tabla 3.15.

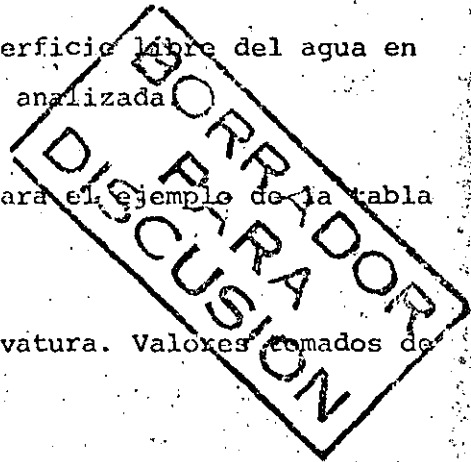
Columna 4. $\frac{dv^2}{gr}$. Corrección de la presión por curvatura. Valores tomados de la tabla 3.15.

Columna 5. h_p. Carga de presión. Obtenida como la suma de las columnas 4 y 5.

Columna 6. X/K. La rugosidad K, puede obtenerse en función del coeficiente de rugosidad de Manning n. Para nuestro ejemplo K = 6 mm.

Columna 7. $v_k / \sqrt{2gh}$. Esta relación se obtiene con la ecuación:

$$\frac{v_k}{\sqrt{2gh}} = \frac{1.68}{0.33 + \log \frac{X}{K}} \quad (3.51)$$



Columna 8. $\frac{V_k^2}{2g}$. Se obtiene elevando al cuadrado el valor de la columna 7, y multiplicando por h de la columna 2.

Columna 9. σ_k . Es el índice de cavitación o número de Thoma. Se obtiene restando el valor de h_p calculado en la columna 5, la carga de vaporización, que en este caso vale $h_v = -9,75$ m para otras temperaturas ver fig. 3.58, y dividiendo entre $V_k^2 / 2g$.

Conclusiones:

El índice de cavitación incipiente vale:

para $0 \leq k < 5$ mm:

Superficie con acabado de concreto: $\sigma_{ki} = 1.3$

Superficie con acabado de cimbra: $\sigma_{ki} = 1.8$

para $5 \leq k \leq 10$ mm:

Superficie con acabado de concreto: $\sigma_{ki} = 1.5$

Superficie con acabado de cimbra: $\sigma_{ki} = 2.2$

Para nuestro caso con $k = 6$ mm, se tiene $\sigma_{ki} = 1.5$.

Entonces de la tabla 3.15 puede anotarse que entre las estaciones 520.03 y 535.29 existe riesgo de cavitación.

Columna 10. σ_{kp} . Es un valor del índice de cavitación corregido para tomar en cuenta el aumento de velocidad por curvatura.

Conclusiones.

El índice de cavitación incipiente vale:

para $0 \leq k < 5$ mm

Superficie con acabado de concreto: $\sigma_{ki} = 1.3$

BORRADOR
PARA
DISCUSION

Superficie con acabado de cimbra: $\sigma_{ki} = 1.8$

para $5 \leq k \leq 10$ mm:

Superficie con acabado de concreto: $\sigma_{ki} = 1.5$

Superficie con acabado de cimbra: $\sigma_{ki} = 2.2$

Para nuestro caso con $k = 6$ mm, se tiene $\sigma_{ki} = 1.5$

Entonces de la tabla 3.15 puede anotarse que entre las estaciones 520.03 y 535.29 existe el riesgo de cavitación.

13. Estructuras terminales

Como su nombre lo indica son la última parte de los vertedores y su función es depositar el flujo en el río aguas abajo de la presa.

Se pueden presentar dos casos: que la combinación de condiciones geológicas del lecho del río sean suficientes para disipar la energía del agua del vertedor, en tal caso la estructura terminal será una cubeta de lanzamiento, salto de esquí, deflector terminal o trampolín. Cuando las condiciones del lecho del río no sean propicias deberá disiparse la energía del agua y puede usarse una cubeta disipadora o un tanque amortiguador, aunque muchas veces es suficiente el re salto hidráulico que se forma aguas abajo del vertedor.

13.1 Saltos de esquí

Con estas estructuras se pretende que el agua salga como chorro libre, y caiga lejos de la presa para evitar que la socavación pudiera dañar a la obra en general.

La trayectoria del chorro de descarga puede calcularse con la ecuación:

$$y = x \tan \alpha - \frac{x^2}{3.6 (d+hv) \cos^2 \alpha} \quad (3.52)$$

donde:

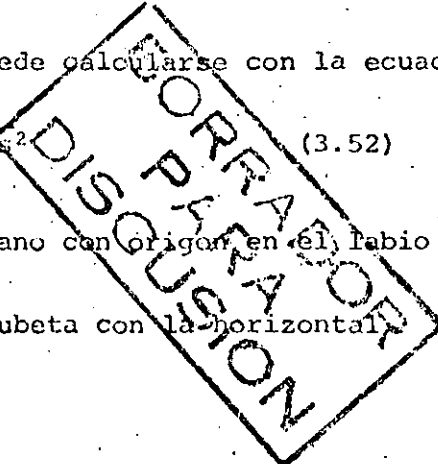
x, y ; coordenadas de un sistema cartesiano con origen en el labio de la cubeta.

α ; ángulo que forma el labio de la cubeta con la horizontal

d ; tirante a la salida

hv ; carga de velocidad a la salida

Se recomienda que el ángulo de salida α no sea mayor de 30° . Además con objeto de evitar fuertes presiones en la plantilla, los radios de la cubeta deben



ser grandes, se sugieren las siguientes condiciones:

$$R \geq 5 d \quad (3.53)$$

$$R \geq 0.043 dv^2 \quad (3.54)$$

donde:

R; radio de la cubeta deflectora, en m

d; tirante a la salida en m

v; velocidad de salida en m/s

La profundidad límite del pozo de socavación se puede calcular con la ecuación de Veronese ():

$$ds = 1.9 H_T^{0.225} q^{0.54} \quad (3.55)$$

donde:

ds; profundidad máxima de socavación abajo del nivel de aguas del remanso en m.

H_T; caída desde el máximo nivel del chorro hasta el nivel de remanso, en m.

q; gasto unitario, en m²/s.

BORRADOR
PARA
DISCUSIÓN

13.2 Cubetas disipadoras

13.2.1 Cubeta lisa tipo Lievi - Chertousov. Esta cubeta tiene como ventaja su extremada sencillez constructiva.

Su diseño parte de las ecuaciones: para un gasto de vertido Q mín:

$$\frac{2q^2}{ght} (T \cos \alpha - h) = t^2 - (p + h \cos \alpha)^2 \quad (3.56)$$

$$\frac{q}{h} = 0 \sqrt{2g(H_0 - p - h)} \quad (3.57)$$

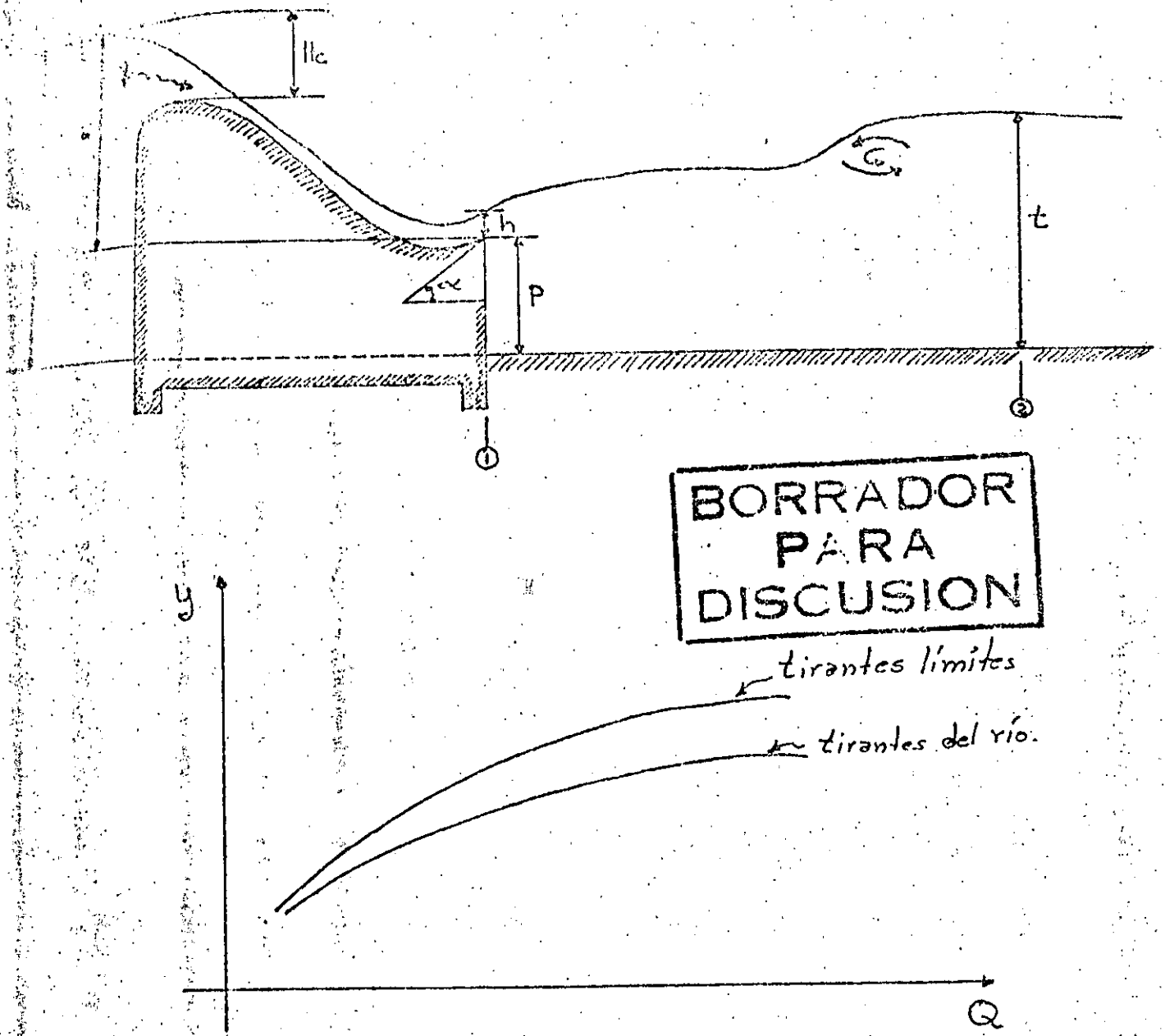


Fig. 3.66 Cubeta tipo Lievi-Chertousov

donde:

- Ho; carga total, ver fig 3.66 .
- h; tirante a la salida del deflector
- p; elevación respecto al fondo del labio del deflector
- q; gasto unitario
- t; tirante en el río reducido en un 10%
- α ; ángulo de salida se recomienda $8^\circ \leq \alpha \leq 20^\circ$
- θ ; coeficiente que toma en cuenta la pérdida de carga hasta el deflector, para obtenerlo se puede utilizar la fig. 3.67

De estas ecuaciones se obtiene p y h

Con el valor de p se determina la curva límite de ahogamiento para una serie de gastos entre Q máx y Q mín, utilizando las ecuaciones:

$$\frac{2q^2}{gh^3} (t \cos \alpha - h) = t^2 - (p+h \cos \alpha) \quad (3.58)$$

$$\frac{h}{q} = 0 \sqrt{g/2} (\sqrt{H-h} - \sqrt{H-H_0}) \quad (3.59)$$

$$H_0 = \sqrt{H [2 \theta^2 H - (H/q)^2 \text{sen}^2 \alpha / g]} \quad (3.60)$$

BORRADOR
 PARA
 DISCUSION

De aquí se obtiene los valores de h, t, Ho.

Si la curva de tirantes límites queda por encima de la curva de tirantes del río, se puede asegurar que el deflector no se ahogará y el diseño es correcto, en caso contrario se repite el procedimiento con un ángulo α diferente.

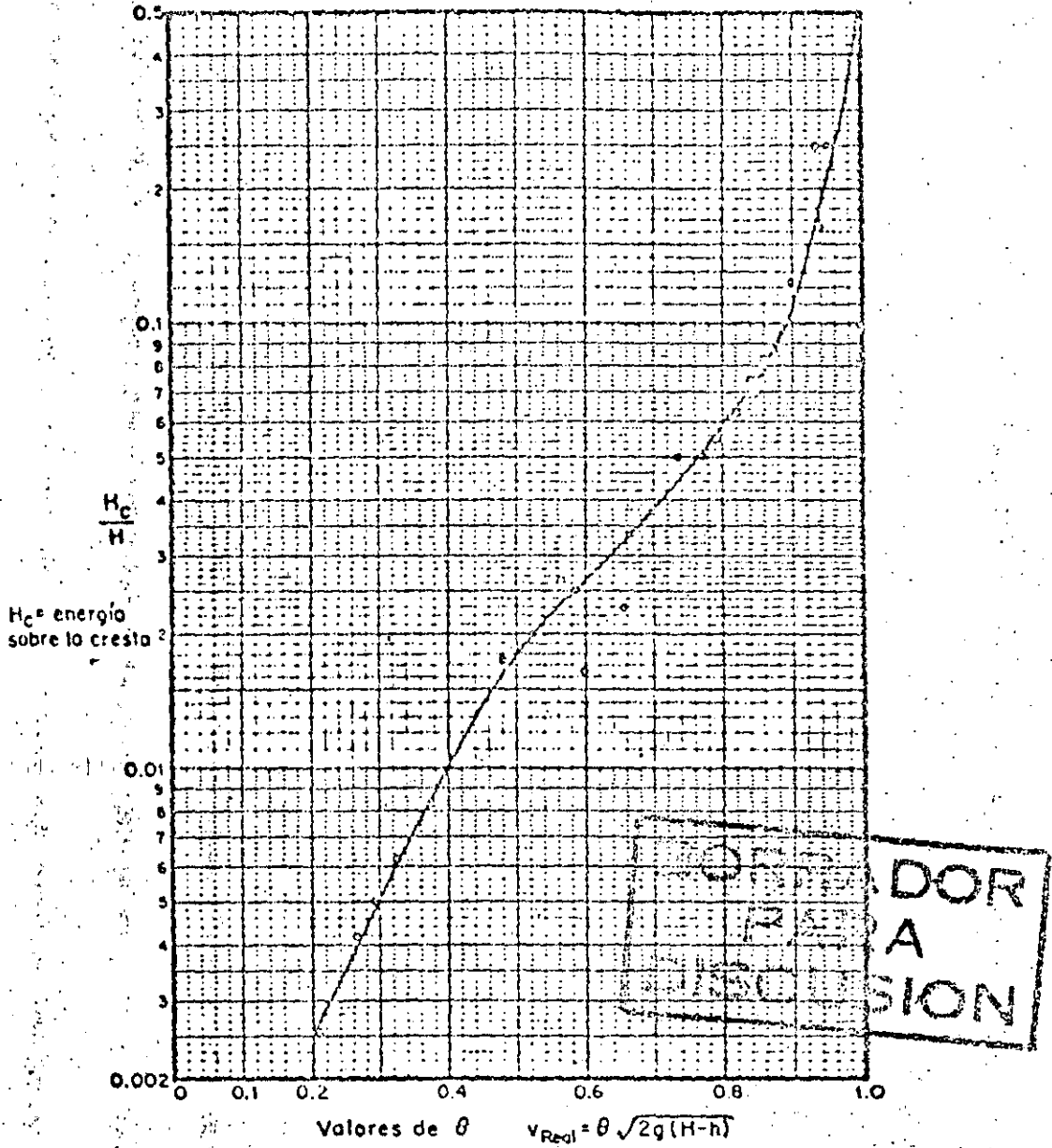


Fig. 3.57 Coeficiente que toma en cuenta la pérdida de carga hasta el deflector.

13.2.2 Cubetas tipo USBR. Este organismo ha diseñado y probado con modelos dos tipos de cubetas () una lisa y otra dentada, ver fig 3.68. Este tipo de cubetas funcionan ahogadas y se emplean cuando el tirante del agua del conducto de descarga es demasiado grande para formar un resalto hidráulico.

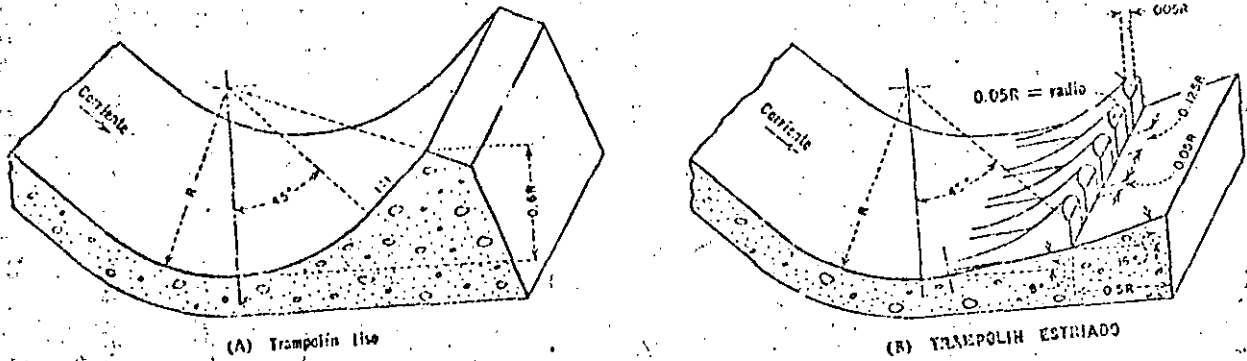


Fig. 3.68 Cubetas tipo USBR

**BORRADOR
PARA
DISCUSION**

Su funcionamiento hidráulico se basa en la formación de dos remolinos, uno sobre el trampolín que gira en sentido antihorario, y otro un poco aguas abajo del anterior girando en sentido horario, el movimiento de estos remolinos en combinación con el flujo de llegada disipan la energía de la descarga del vertedor.

La diferencia en el funcionamiento de las dos cubetas puede observarse en la fig 3.69. En efecto, puede verse que en el trampolín liso todo el flujo se dirige hacia arriba causando gran turbulencia en la superficie del agua y un remolino de fondo con energía suficiente para erosionar el suelo aguas abajo del trampolín, no sucede lo mismo con la cubeta estriada, pues en ella solo parte del flujo es proyectado hacia arriba lo cual causa menor turbulen-

cia en la superficie y un remolino con menor energía aguas abajo del trampolín, causando menos problemas de erosión. Sin embargo la cubeta estriada tiene como problema que su funcionamiento es más sensible a la variación de tirantes - si estos son pequeños los remolinos se corren hacia aguas abajo, y si el tirante es mayor se produce un chorro ahogado. Dado que generalmente el problema de control de los tirantes puede establecerse, se recomienda usar la cubeta dentada.

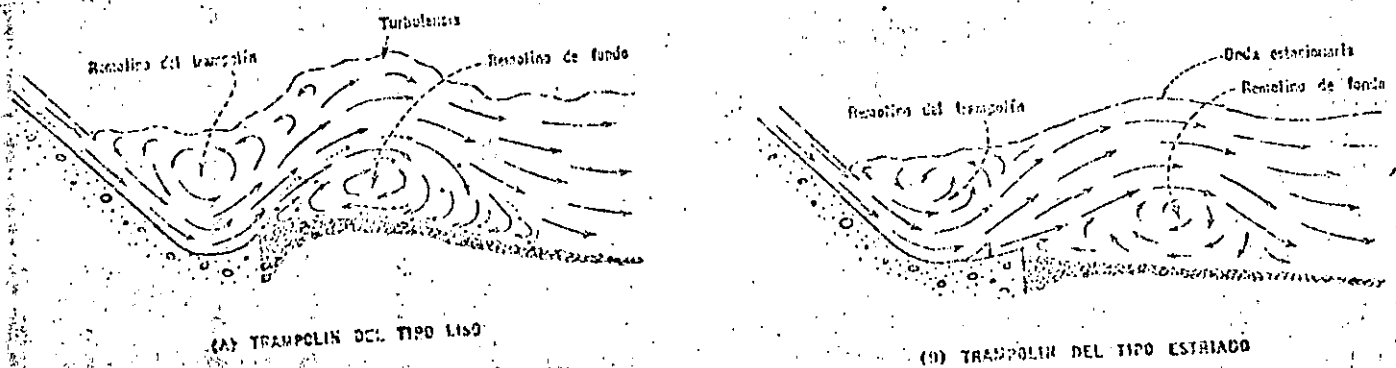


Fig. 3.69 Funcionamiento de las cubetas tipo USBR

Diseño hidráulico de la cubeta dentada tipo U.S.B.R. Se determina el número de Froude F_t en el vertedor a la elevación del tirante del río aguas abajo de la presa, ver fig 3.70. Con F_t y la fig 3.71 se obtiene el radio mínimo de la cubeta. Se recomienda que la elevación del labio del trampolín no sea menor que $0.10 R$ respecto al fondo, asimismo el ángulo de salida debe medir 16° aproximadamente.

Con el valor de R se determinan para varios gastos los tirantes T mín con el auxilio de la fig 3.71

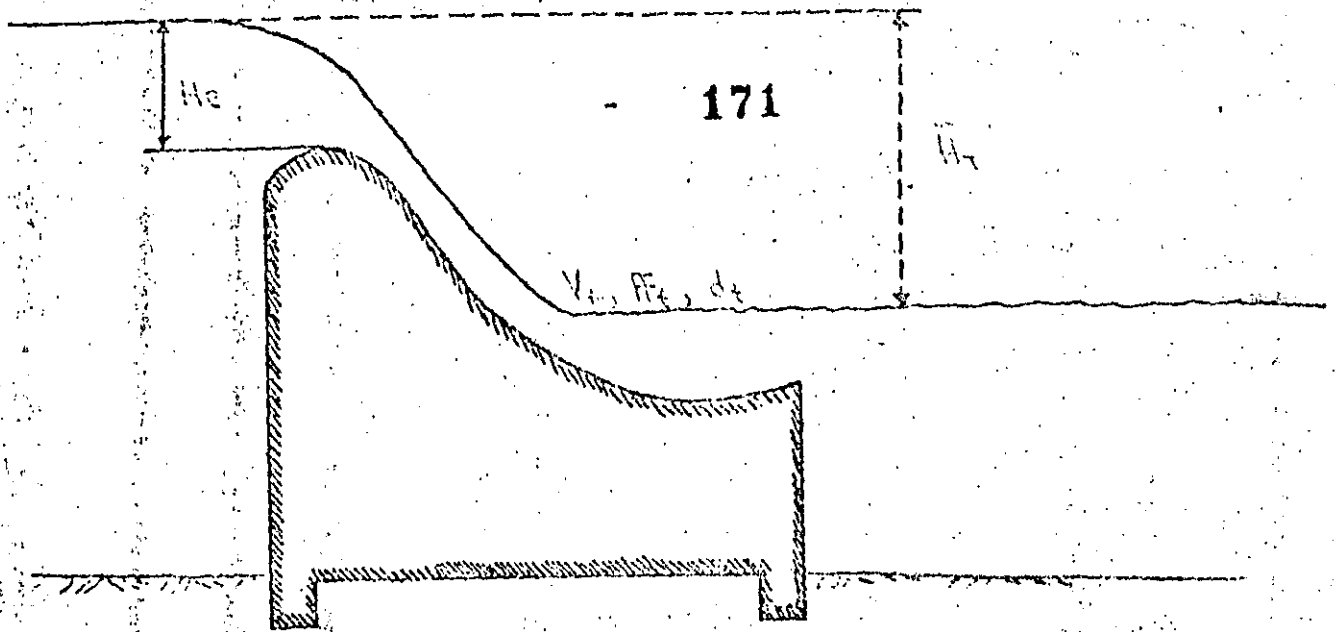


Fig. 3.70 Parámetros para el diseño de una cubeta tipo USBR.

De manera similar se calcula los tirantes máximos R_{max} . Si la curva de tirantes del río está comprendida dentro de las curvas T_{max} , T_{min} se considera aceptable el diseño. Las dimensiones restantes se obtiene con la misma Fig. 3.71.

13.3 Tanques amortiguadores. La función de los tanques amortiguadores es disipar la energía del flujo supercrítico al pie de la rápida de descarga. El funcionamiento de estas estructuras se basa en el principio del resalto hidráulico, es decir convertir las altas velocidades del flujo supercrítico en velocidades que no dañen a las estructuras o cauce aguas abajo, es decir provocar una pérdida de energía.

La idea general del diseño de los tanques amortiguadores es la siguiente. A partir del gasto de diseño Q_0 se puede conocer el tirante normal en el río aguas abajo de la presa, esta será la elevación del agua a la salida del tanque amortiguador. También con el gasto Q_0 y un ancho supuesto en el tanque es posible conocer t_1 y V_1 . Además se puede calcular el tirante conjugado del resalto hidráulico t_2 . Si se resta a t_2 el tirante t del río se obtiene la elevación

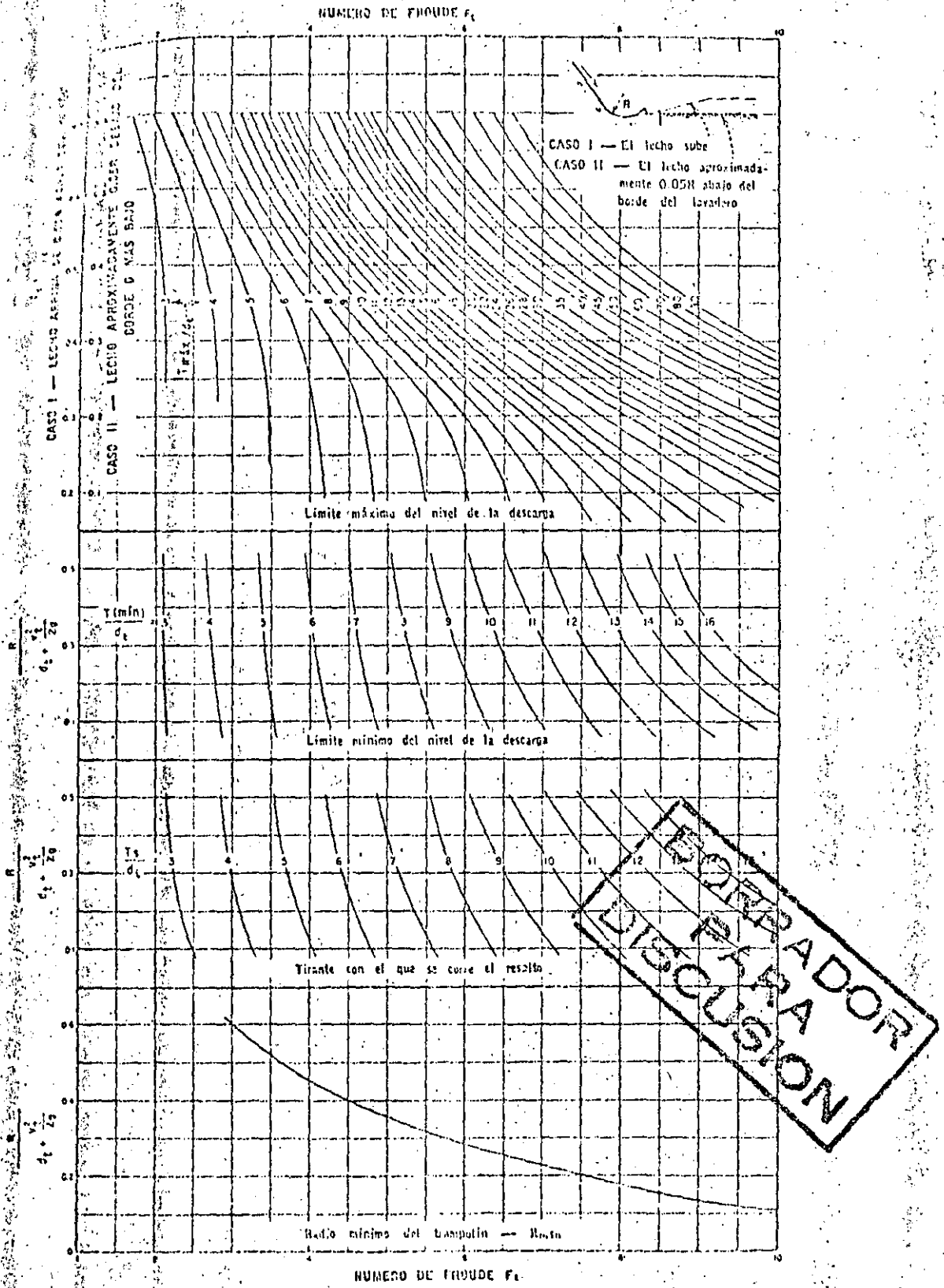


Fig. 3.71 Curvas para el diseño de cubetas tipo USBR

del piso del tanque amortiguador.

Sin embargo el tanque funcionará para una serie de gastos $0 \leq Q \leq Q_0$, esto hará que el salto se corra hacia aguas abajo, cuando los tirantes conjugados sean mayores que los normales en el río, y en caso contrario el salto se corre hacia aguas arriba ahogando a la rápida, perdiendo eficiencia en la disipación de energía. Esto hace necesario encontrar una combinación adecuada de las dimensiones del tanque amortiguador, que es en lo que consiste precisamente el diseño hidráulico de estas estructuras.

13.3 Proyecto de tanques amortiguadores

13.3.1 Tanque rectangular tipo S.A.F.

Este tanque estudiado en el St. Anthony Falls Hydraulics Laboratory, Minnesota University es recomendable para obras de excedencia menores, como presas derivadoras o caídas en canales donde $Fr = 1.7$ a 17 . El procedimiento de cálculo es el siguiente: Se calcula el tirante con la longitud L_b ver fig 3.72 el cual se obtiene con la ecuación:

$$L_b = 4.5 \left(Y_2 / Fr_1^{0.76} \right) \quad (3.61)$$

La altura de los dientes de la rápida es la misma de tirante de llegada Y_1 , y su ancho y separación igual a $0.75 Y_1$.

La altura del umbral de salida debe ser:

$$C = 0.07 Y_2$$

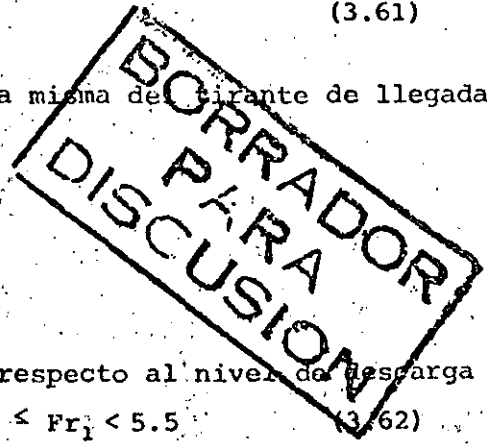
La profundidad de la plantilla del tanque respecto al nivel de descarga es:

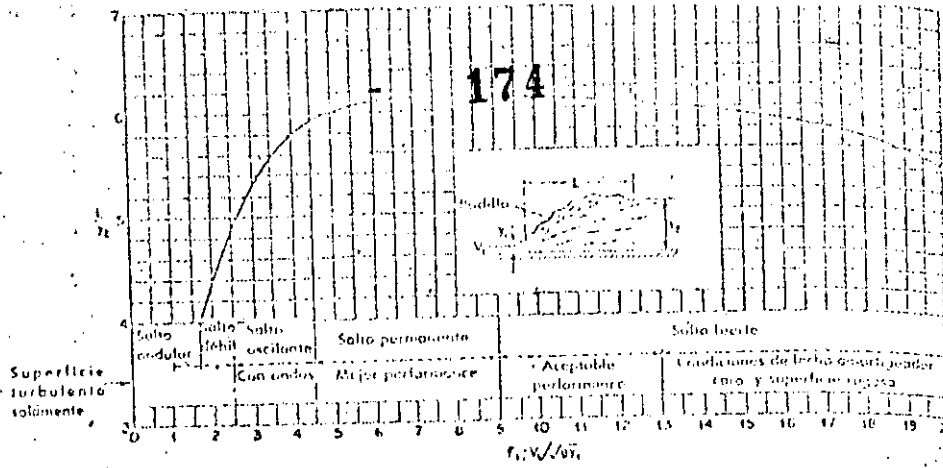
$$Y_2 = (1.10 - Fr_1^2 / 120) Y_2 \quad \text{para } 1.7 \leq Fr_1 < 5.5 \quad (3.62)$$

$$Y_2' = 0.85 Y_2 \quad \text{para } 5.5 \leq Fr_1 < 11 \quad (3.63)$$

$$Y_2' = (1.00 - Fr_1^2 / 800) Y_2 \quad \text{para } 11 \leq Fr_1 \leq 17 \quad (3.64)$$

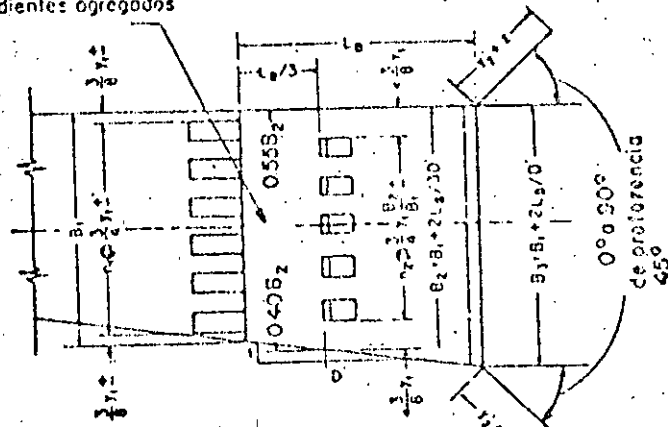
La altura de los muros laterales debe ser $Z = Y_2 / 3$ sobre el nivel máximo del agua descargada.



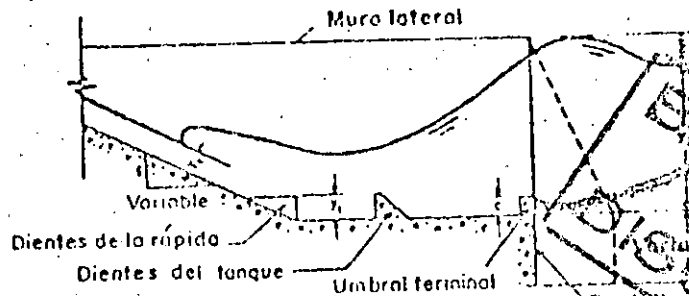


TANQUE RECTANGULAR. MEDIA PLANTA

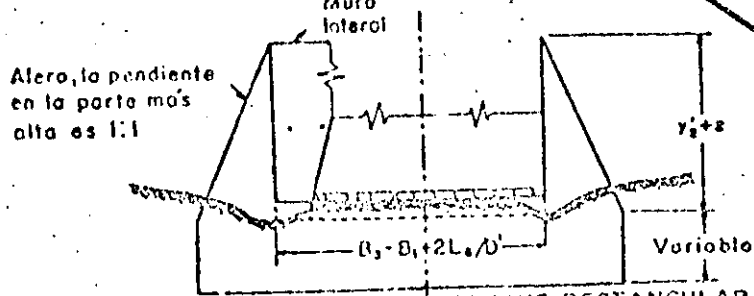
Ancho de los dientes agregados



TANQUE TRAPEZIAL. MEDIA PLANTA



SECCION SOBRE EL CENTRO DEL CLARO



TANQUE TRAPEZIAL TANQUE RECTANGULAR

ELEVACION, VISTA DE AGUAS ABAJO

BORRADOR
DIBUJO PARA
DISCUSION

Fig 3.72 Tanque tipo SAE

Las demás características geométricas del tanque se presentan en la fig 3.72.

13.3.2 Tanque Rectangular tipo USBR (I). Se recomiendan para grandes caídas en canales o presas derivadoras, cuando los números de Froude varían entre 2.5 y 4.5. Es útil para eliminar ondas en la superficie del agua, esto lo logra mediante los chorros que son deflectados con los dientes colocados en el tanque. El diseño de este tipo de tanque se hace utilizando la fig 3.73 a partir del número de Froude calculado.

Para mejorar su eficiencia se recomienda construir los dientes del tanque mas angosto que los indicados en la fig 3.73, ancho = $0.75 Y_1$, y fijar el nivel de la plantilla a una profundidad respecto al nivel de descarga de 5 a 10% mayor que el conjugado teórico.

13.3.3 Tanque Rectangular tipo USBR (II). Son recomendados para números de Froude mayores de 4.5 y velocidades de llegada menores de 15.25 m/s. Su diseño puede hacerse siguiendo la fig 3.74. La profundidad de la plantilla está dada por el conjugado mayor d_2 .

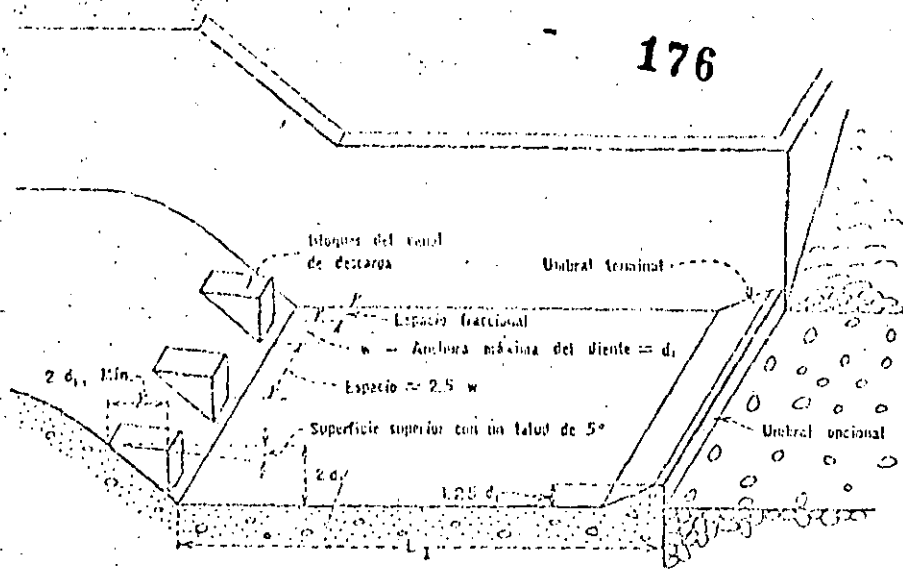
13.3.4 Tanque Rectangular tipo USBR (III). Recomendable para $Fr_1 > 4.5$ y velocidades mayores de 15.25 m/s. Se utilizan en presas altas con velocidades de llegada mayores de 15 m/s, caídas hasta de 60 m y gastos unitarios de 50 m/s.

Su dimensionamiento se hace con la ayuda de la fig 3.75. La plantilla del tanque debe diseñarse de tal manera que se obtenga un ahogamiento del 5% del conjugado mayor teórico, con un ahogamiento menor el salto hidráulico tiende a salirse del tanque.

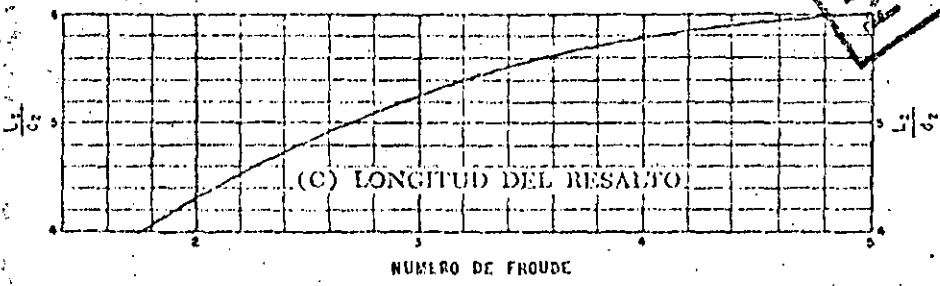
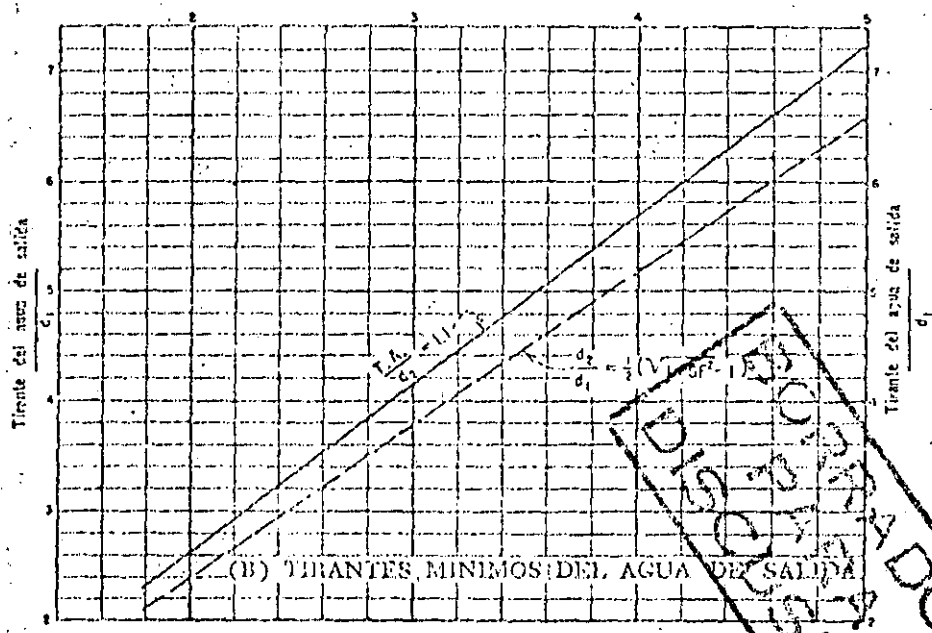
Ejemplo 3.18. Calcular la trayectoria del chorro lanzado por la cubeta deflectora del ejemplo 3.12.

Solución

De la fig 3.63 se obtiene:

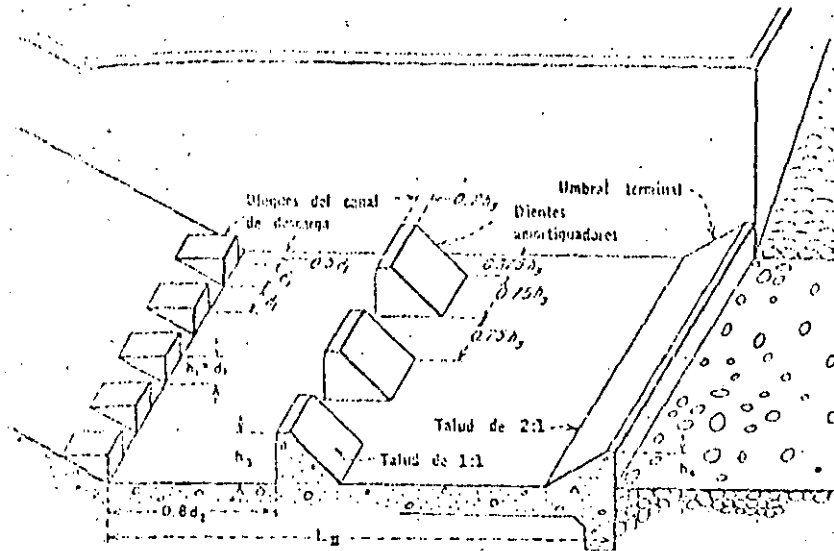


(A) DIMENSIONES DEL ESTANQUE TIPO I
NUMERO DE FROUDE

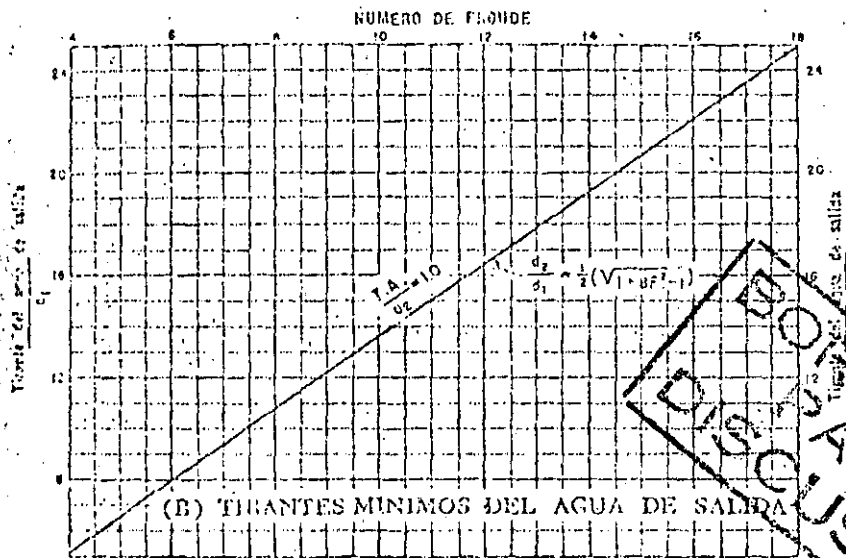


DISEÑO DE UN TANQUE AMORTIGUADOR
 DE TIPO USBR I

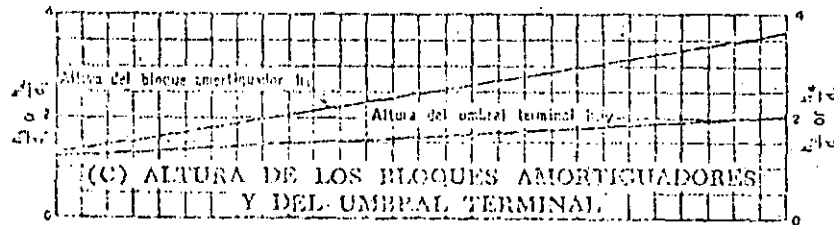
Fig. 3.73 Tanque amortiguador tipo USBR I



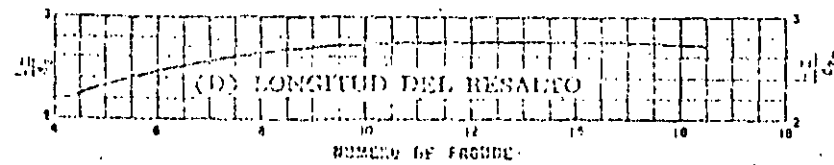
(A) DIMENSIONES DEL ESTANQUE TIPO II



(B) TIRANTES MINIMOS DEL AGUA DE SALIDA



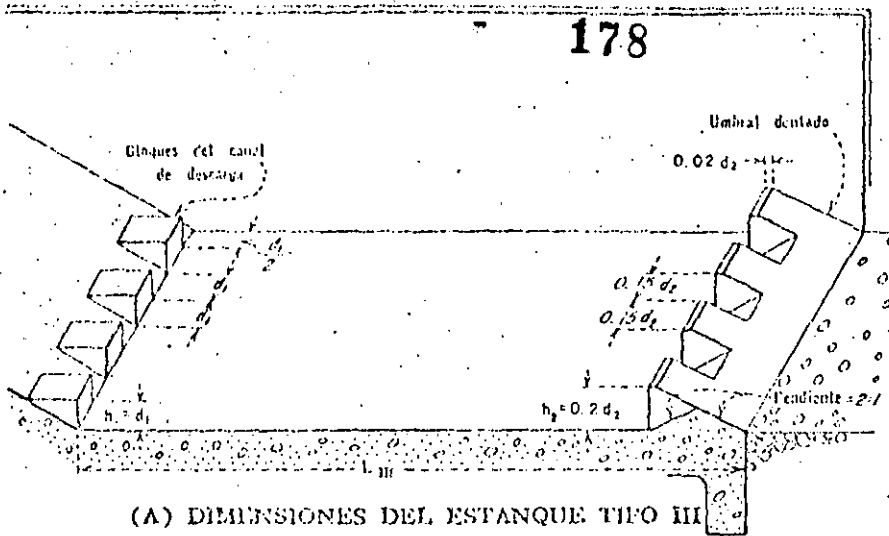
(C) ALTURA DE LOS BLOQUES AMORTIGUADORES Y DEL UMBRAL TERMINAL



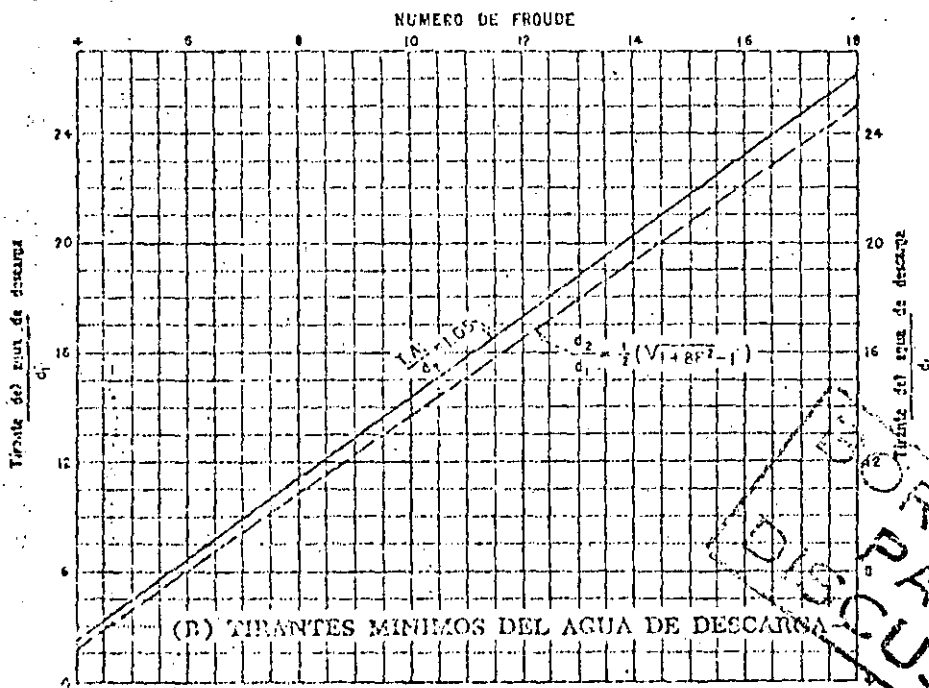
(D) LONGITUD DEL RESALTO

BORRADOR
DISCUTIR PARA
REVISIÓN

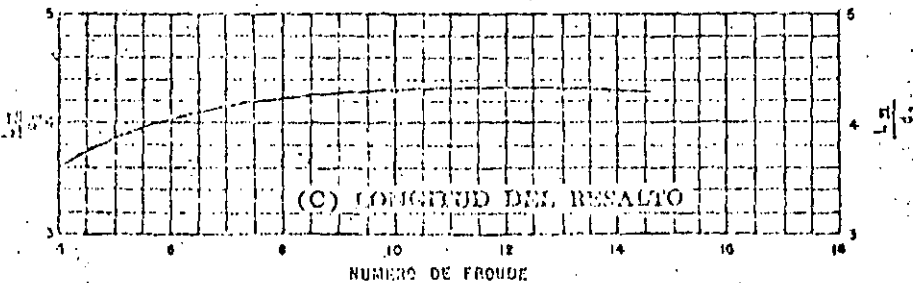
Fig. 3.74 Tanque amortiguador tipo USBR II



(A) DIMENSIONES DEL ESTANQUE TIPO III



(B) TIRANTES MINIMOS DEL AGUA DE DESCARGA



(C) LONGITUD DEL RESALTO

Fig. 3.76 Tanque amortiguador tipo USBR III

$$\alpha = 30^\circ$$

$$d + hv = 57.40 \text{ m}$$

Sustituyendo estos valores en la ecuación 3.52 se tiene:

$$Y = X \tan 30^\circ - \frac{X^2}{3.6 (57.40) \cos^2 30^\circ}$$

$$Y = 0.577 X - \frac{X^2}{154.98}$$

Si el sistema de coordenadas se coloca en el labio de la cubeta deflectora, se puede calcular la trayectoria del chorro como se muestra en la tabla 3.17.

X	10.00	20.00	30.00	40.00	50.00	60.00	70.00	80.00	90.00	100.00	110.00	110.52
Y	5.13	8.97	11.51	12.77	12.74	11.41	8.80	4.89	13.30	16.79	-14.57	-15.00

Tabla 3.17 Cálculo de la trayectoria del chorro.

Ejemplo 3.19. Un vertedor rectangular con 15.0 m de longitud efectiva, un coeficiente de descarga $C = 1.92$ y una carga $h = 5.0$ m, vierte un gasto de 322.0 m^3/s . Aguas abajo del vertedor se construirá un canal rectangular revestido de concreto, que descargará directamente al cauce del río. Calcular la pendiente del canal y la longitud L , donde se producirá el salto hidráulico, ver fig. 3.76.

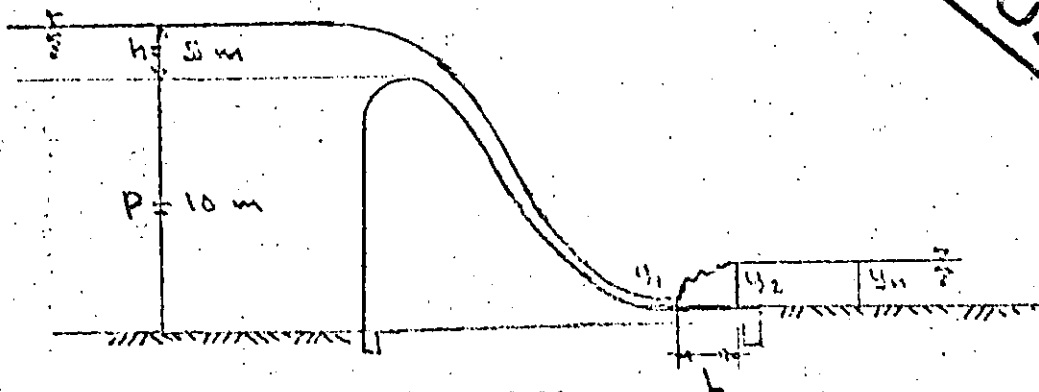


Fig 3.76 Datos del problema 3.19

Solución.

Como una primera observación debe decirse que Y_1 es el conjugado menor del salto hidráulico y Y_2 el conjugado mayor. Para que el salto hidráulico sea estable el tirante conjugado mayor debe ser igual al tirante normal en el canal, si $Y_2 > Y_n$ el salto se corre hacia aguas abajo, y si $Y_2 < Y_n$ el salto se corre hacia aguas arriba.

El gasto unitario vale:

$$q = \frac{Q}{b} = \frac{322.0}{15.0} = 21.467 \text{ m}^2/\text{s}$$

La velocidad de llegada:

$$V_a = \frac{q}{h} = \frac{21.467}{15.0} = 1.431 \text{ m/s}$$

La carga de velocidad:

$$h_a = \frac{V_a^2}{2g} = \frac{1.431^2}{2 \times 9.81} = 0.073 \text{ m}$$

El tirante crítico vale:

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{(21.467)^2}{9.81}} = 3.608 \text{ m}$$

Aplicando la ecuación de Bernoulli entre la sección próxima a la cresta del cimacio, y el pie del vertedor, y considerando como pérdidas de fricción sobre el cimacio $0.15 \frac{V_1^2}{2g}$, se tiene:

$$10.0 + 5.0 + 0.073 = Y_1 + \frac{V_1^2}{2g} + 0.15 \frac{V_1^2}{2g}$$

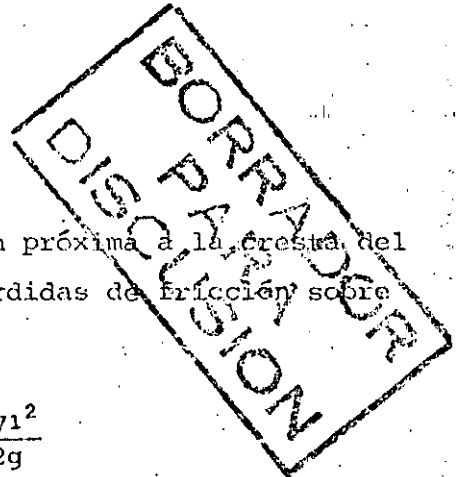
que es lo mismo que:

$$15.073 = Y_1 + \frac{q^2 \times 1.15}{2g Y_1^2} \quad \text{o bien:}$$

$$15.073 = Y_1 + \frac{(21.467)^2 \times 1.15}{2g Y_1^2}$$

cuya solución es $Y_1 = 1.405 \text{ m}$

La velocidad en la sección 1 será:



$$V_1 = \frac{q}{Y_1} = \frac{21.467}{1.405} = 15.279 \text{ m/s}$$

Y la carga de velocidad y la energía en la sección 1:

$$h_2 = \frac{V_1^2}{2g} = \frac{15.279^2}{2 \times 9.81} = 11.898 \text{ m}$$

$$E_2 = \frac{V_1^2}{2g} + Y_1 = 11.898 + 1.405 = 13.303 \text{ m}$$

El número de Froude en 1 vale:

$$Fr_1 = \frac{V_1}{\sqrt{gY}} = \frac{15.279}{\sqrt{9.81 \times 1.405}} = 4.115$$

El tirante conjugado mayor vale:

$$Y_2 = \frac{Y_1}{2} \left(\sqrt{1 + 8 Fr_1^2} - 1 \right) = \frac{1.405}{2} \left(\sqrt{1 + 8 \times 4.115^2} - 1 \right) =$$

$$Y_2 = 7.505 \text{ m}$$

Y la velocidad, carga de velocidad y energía en la sección 2 serán:

$$V_2 = \frac{q}{Y_2} = \frac{21.467}{7.505} = 2.86 \text{ m/s}$$

$$h_2 = \frac{V_2^2}{2g} = \frac{2.86^2}{2 \times 9.81} = 0.417 \text{ m}$$

$$E_2 = \frac{V_2^2}{2g} + Y_2 = 2.86 + 0.417 = 3.277 \text{ m}$$

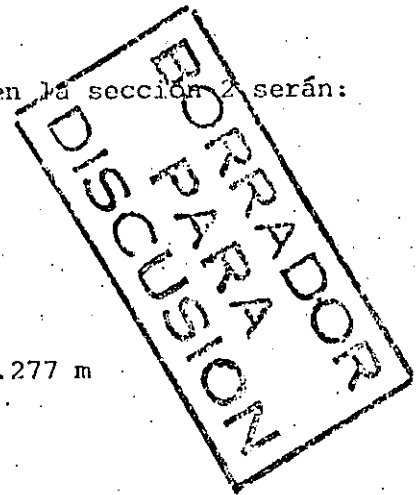
La pérdida de energía en el salto vale:

$$\Delta h = E_1 - E_2 = 13.303 - 3.277 = 10.026 \text{ m}$$

El tirante normal en el canal aguas abajo del vertedor para que el salto no se corra debe valer:

$$Y_n = Y_2 = 7.505 \text{ m}$$

Los elementos geométricos del canal son:



$$A = by = 15 \times 7.505 = 112.575 \text{ m}^2$$

$$P = b + 2y = 15 + 2 \times 7.505 = 30.01 \text{ m}$$

$$Rh = \frac{A}{P} = \frac{112.575}{30.01} = 3.751$$

$$Rh^{2/3} = (3.751)^{2/3} = 2.414$$

De la fórmula de Manning puede calcularse la pendiente del canal:

$$S_o = \left(\frac{Qn}{ARh^{2/3}} \right)^2 = \left(\frac{322.0 \times 0.015}{112.575 \times 2.414} \right)^2 = 0.0003$$

Para calcular la longitud L donde se presenta el resalto se emplea la fig 3.72 obteniéndose:

$$\frac{L}{Y_2} = 5.7$$

Entonces la distancia L vale:

$$L = 5.7 \times 7.505 = 42.778 \text{ m}$$

Ejemplo 3.20. Un vertedor como el que se muestra en la fig 3.77 tiene una descarga máxima de $400.0 \text{ m}^3/\text{s}$, una longitud efectiva $L_e = 20.0 \text{ m}$ y las características geométricas mostradas. Los niveles del agua abajo del vertedor para diferentes descargas se muestran también en la figura. Diseñe un trampolín estratificado ahogado:

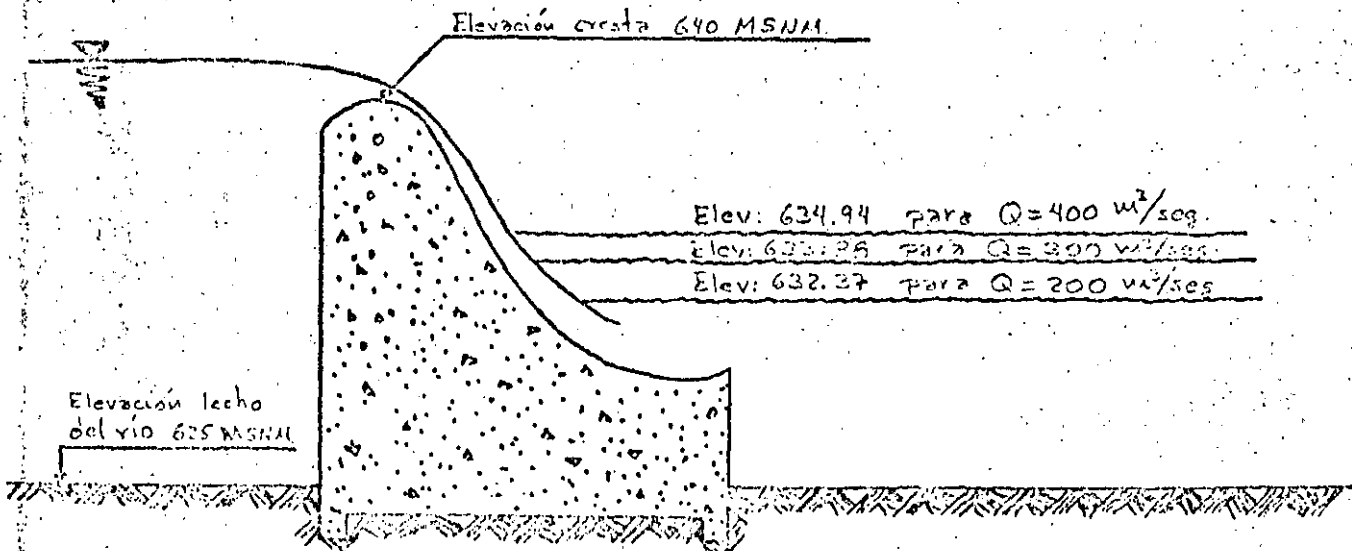


Fig 3.77 Datos del ejemplo 3.20 - 130 -

Solución

En la tabla 3.18 se muestran los elementos hidráulicos para cada descarga:

Tabla 3.18. Elementos hidráulicos para diferentes descargas.

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)
Q	q	H_e	El. Vaso	Elev. Río	H_T	h_{vt}	V_t	d_t	F_t	$d_t + h_{vt}$
m^3/s	m^2/s	m	msnm.	msnm	m	m	m/s	m		m
400.0	20.0	4.80	644.80	634.94	9.86	9.86	13.91	1.44	3.70	11.30
300.0	15.0	3.96	643.96	633.88	10.08	10.08	14.06	1.07	4.34	14.42
200.0	10.0	3.03	643.03	632.37	10.66	10.66	14.46	0.69	5.56	16.22

A continuación se describen las columnas de la tabla de cálculo.

Columna 1. Q . Gastos de descarga.

Columna 2. q . Gastos unitarios. Calculados como: $q = Q/B$.

Columna 3. H_e Carga sobre el vertedor. $H_e = (q/c)^{2/3}$. En este ejemplo se consideró $C = 1.90$.

Columna 4. El Vaso. Elevación del vaso calculado como. El Vaso = El Cresta + H_e .

Columna 5. Elev. Río. Elevación del agua en el río para cada descarga.

Columna 6. H_T . Carga para cada gasto $H_T = \text{El Vaso} - \text{Elev. Río}$.

Columna 7. h_{vt} . Carga de velocidad en el nivel de descarga, despreciando pérdidas.

Columna 8. V_t . Velocidad del flujo al nivel de descarga. $V_t = \sqrt{2gh_{vt}}$.

Columna 9. d_t . Tirante del agua al nivel de descarga. $d_t = q/v_t$.

Columna 10. F_t . Número de Froude al nivel de descarga. $F_t = v_t / \sqrt{gd_t}$.

Columna 11. $d_t + hv_t$. Energía específica del agua al nivel de descarga.

El radio mínimo del trampolín se determina con el número de Froude al nivel del agua de descarga para $Q = 400 \text{ m}^3/\text{s}$ $F_t = 3.70$, usando la fig. 3.71, se obtiene:

$$\frac{R}{d_t + \frac{v_t^2}{2g}} = 0.48$$

entonces:

$$R = (1.44 + 9.86) \times 0.48 = 5.424 \text{ m}$$

En este caso se supone que el cauce tiene pendiente hacia arriba, es decir se tiene un caso I en la fig 3.71, de la cual con el número de Froude 3.70 y $R / (d_t + v_t^2/2g) = 0.48$ se obtiene:

$$T \text{ máx} = 7.0 d_t = 7.0 \times 1.44 = 10.08 \text{ m}$$

$$T \text{ mín} = 5.6 d_t = 5.6 \times 1.44 = 8.06 \text{ m}$$

El tirante promedio será

$$T \text{ med} = 9.07 \text{ m}$$

El fondo del trampolín estará colocado a la elevación:

$$634.94 - 9.07 = 625.87$$

Es necesario revisar el comportamiento para otras descargas con el radio

$$R = 5.424 \text{ m}$$

DISCUSION
 PREPARADOR

Para $q = 15.0 \text{ m}^2/\text{s}$, se tiene $Fr_t = 4.34$, y con la fig 3.71 se obtiene:

$$\frac{R}{d_t + (V_t^2 / 2g)} = 0.42$$

$$R = (1.07 + 10.08) \times 0.42 = 4.683 \text{ m}$$

Este radio es menor que el calculado anteriormente de 5.424, por lo tanto se sigue considerando válido el obtenido anteriormente.

Para un número de Froude 4.34 y $\frac{R}{d_t + hv_t} = \frac{5.424}{14.42} = 0.376$

Se tiene:

$$T \text{ máx} : 7.0 d_t = 7.0 \times 1.07 = 7.49 \text{ m}$$

$$T \text{ mín} : 6.2 d_t = 6.2 \times 1.07 = 6.63 \text{ m}$$

Si se hace la diferencia: Elev. Río - Elev. fondo ramp = $693.38 - 625.87 = 8.01 \text{ m}$.

Se puede garantizar buen funcionamiento hidráulico para los tirantes de $q = 10 \text{ m}^2/\text{s}$, obteniéndose los siguientes resultados:

$$Fr_t = 5.56$$

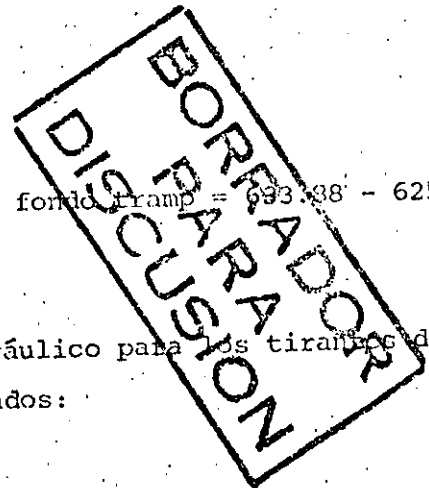
$$\frac{R}{d_t + hv_t} = 0.3$$

$$R = 16.22 \times 0.3 = 4.866 \text{ m}$$

$$\frac{R}{d_t + hv_t} = \frac{5.424}{16.22} = 0.334$$

$$T \text{ máx} : 9.1 d_t = 9.1 \times 0.69 = 6.28 \text{ m}$$

$$T \text{ mín} : 8.2 d_t = 8.2 \times 0.69 = 5.66 \text{ m}$$



Puede notarse que el valor de R propuesto inicialmente es aceptable. Como una medida de seguridad puede tomarse un radio mayor, por ejemplo $R = 6.0 \text{ m}$.

El diseño final se presenta en la fig. 3.78

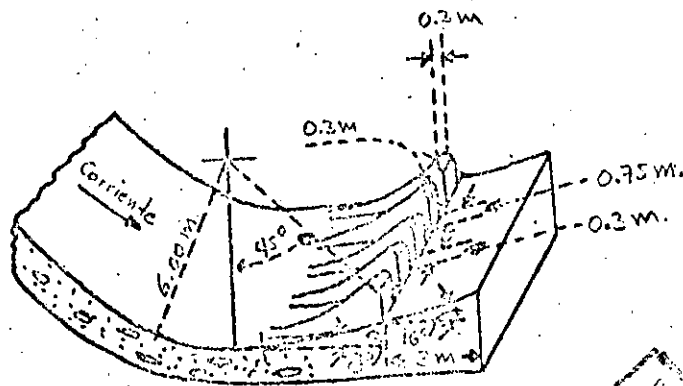


Fig 3.78 Diseño final de la cubeta dentada

BORRADOR
PARA
DISCUSION

Ejemplo 3.21. Diseñar un tanque amortiguador para la estructura mostrada en la fig. 3.79 si se tiene $Q_0 = 6500 \text{ m}^3/\text{s}$ y un ancho $b = 84 \text{ m}$

Solución

El gasto unitario vale:

$$q = \frac{Q}{b} = \frac{6500}{84} = 77.38 \text{ m}^3/\text{a}$$

La velocidad al pie del vertedor valdrá:

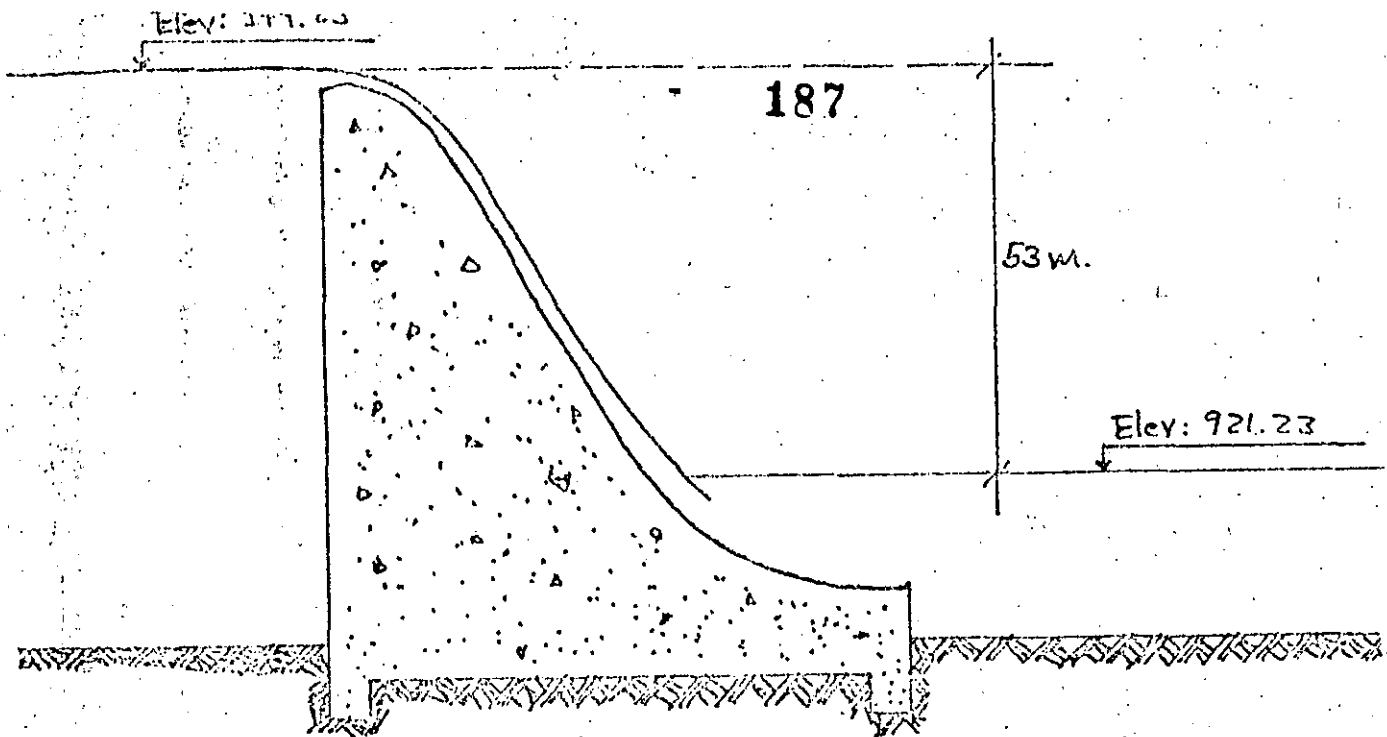


Fig 3.79. Datos para el ejemplo 3.21.

$$V_1 = \sqrt{2gh} = \sqrt{2 \times 9.81 \times 53.0} = 32.25 \text{ m/s}$$

El tirante y el número de Froude en la misma sección vale:

$$y_1 = \frac{q}{V_1} = \frac{77.38}{32.25} = 2.40 \text{ m}$$

$$Fr = \frac{V_1}{\sqrt{gy}} = \frac{32.25}{\sqrt{9.81 \times 2.40}} = 6.65$$

El conjugado mayor se puede calcular con la siguiente ecuación:

$$y_2 = \frac{y_1}{2} (\sqrt{1 + 8 Fr_1^2} - 1) = 21.40 \text{ m}$$

La elevación de la plantilla del tanque se ubicará así:

$$\text{El Plant.} = \text{El. Río} - y_2 = 921.93 - 21.40 = 900.53 \text{ msnm}$$

Como se tiene un número de Froude de llegada $Fr_1 = 6.65 > 4.5$, y una velocidad de 32.25 m/s es necesario diseñar un tanque USBR Tipo III.

BORRADOR
PARA
DISCUSION

De la fig 3.75 se tiene que con $Fr = 6.65$ se obtiene:

$$\frac{L_{III}}{d_2} = 4.1$$

La longitud del tanque será:

$$L_{III} = 4.1 \times 21.40 \times 1.05 = 92.127 \text{ m}$$

Nótese que el tirante se ha incrementado en un 5% como una medida de seguridad. El diseño final del tanque se muestra en la fig 3.80.

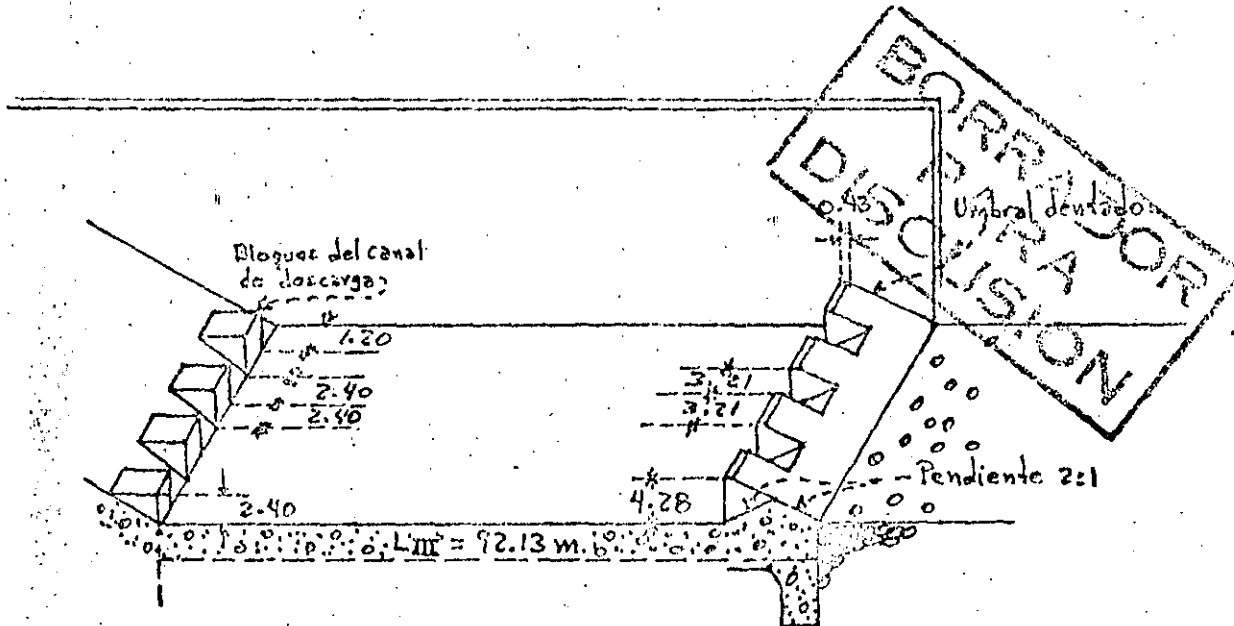


Fig 3.80. Diseño final del tanque amortiguador tipo USBR III

14. Vertedores de caída libre

Este tipo de vertedores se emplea en presas de arco o de contrafuertes, debido a que las características geométricas de estas de cortinas son poco propicias para construir un conducto de descarga. En general si la roca de cimentación es resistente a la erosión, puede proyectarse la caída desde la cresta del cimacio hasta el lecho del río, en caso contrario debe construirse algún tanque amortiguador para disipar la energía del chorro.

Así el problema de los vertedores de caída libre se reduce al diseño de la sección de control y al del tanque amortiguador. El diseño de secciones de control ya se estudió en este mismo capítulo, solo debe agregarse que su diseño debe considerar una adecuada aireación debajo de la lámina vertiente para evitar su abatimiento por la reducción de presión debajo de ella.

El diseño del tanque amortiguador se hace en base a dos variables, la distancia de caída Y y el gasto unitario q . Estas variables pueden relacionarse para formar un parámetro adimensional:

$$\bar{D} = \frac{q^2}{gY^3}$$

Llamado número de caída, y en base al cual el USBR ha desarrollado criterios de diseño para tanques amortiguadores.

Tanque para resalto hidráulico. El procedimiento de diseño es el siguiente.

El apoyo básico es la fig 3.81, en la cual se definen también las variables del problema. Para diseñar un tanque de este tipo se procede así:

- a) En un primer tanteo se supone una altura de caída Y . Esto se logra si se calcula el tirante conjugado mayor del resalto en el tanque y se fija el nivel del piso del tanque.

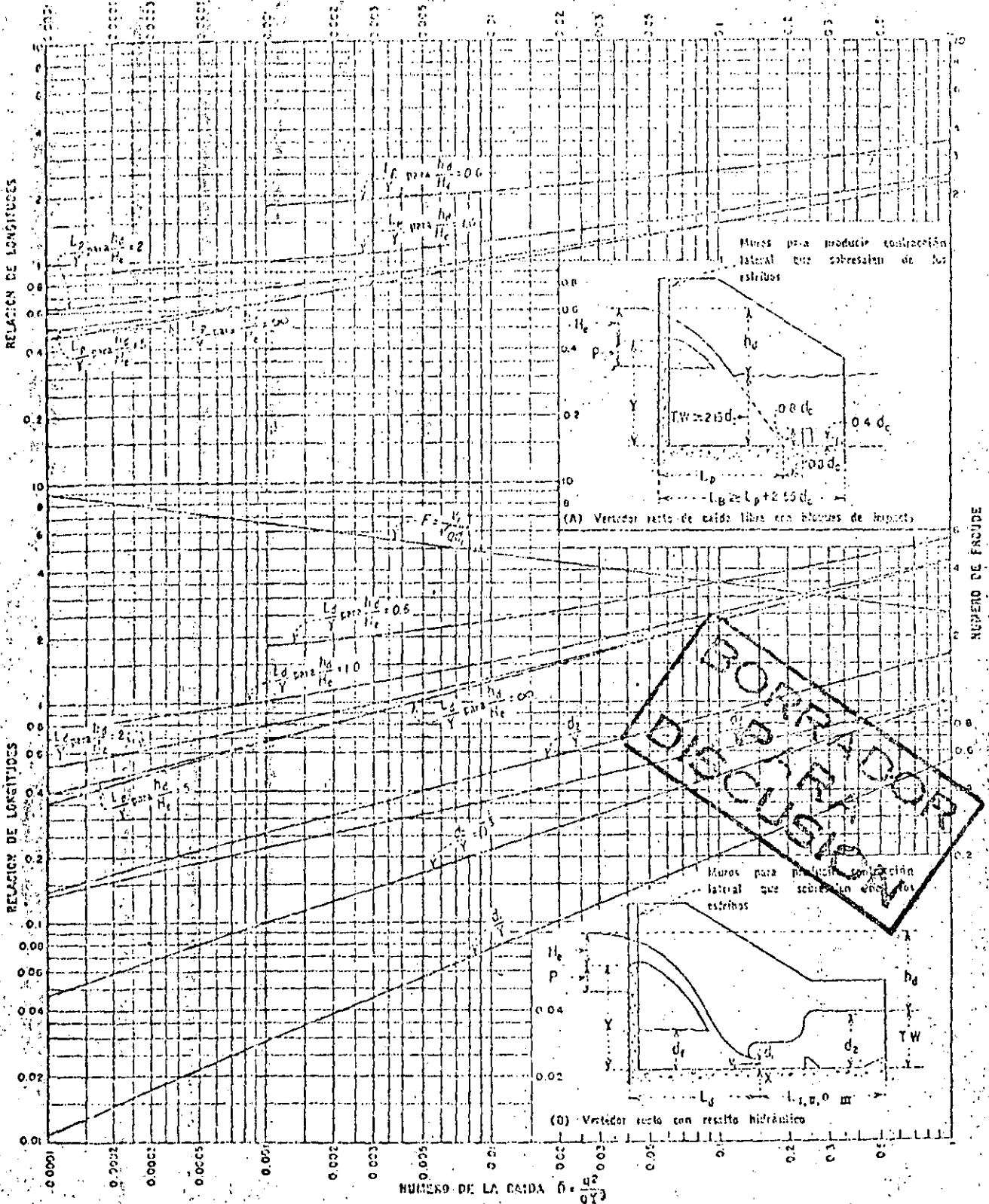


Fig. 3.81. Ayudas de diseño para tanques en vertedores de caída libre

- b) Con Y se calcula el número de caída \bar{D} , y con este valor se entra a la gráfica 3.81 con la cual puede calcularse el tirante conjugado mayor del resalto, se fija un nuevo nivel del piso del tanque amortiguador, se calcula nuevamente Y , se repite el proceso hasta que no haya variaciones apreciables en el conjugado mayor.
- c) Con el número de caída seleccionado se calculan el conjugado menor y su correspondiente número de Froude con la ayuda de la fig 3.81. A partir de estos valores puede optarse si se usa un tanque USBR II o III, el cual se combina con el diseño inicial de tanque amortiguador.

Como recomendaciones adicionales se dan las siguientes:

Longitud mínima del estanque:

$$L_{\text{mín}} = L_d + L_{\text{I, II ó III}} \quad (3.66)$$

Distancia de los bloques a la pared de la cresta:

$$L_B = L_d + 0.8 d_2 \quad (3.67)$$

Altura de los bloques:

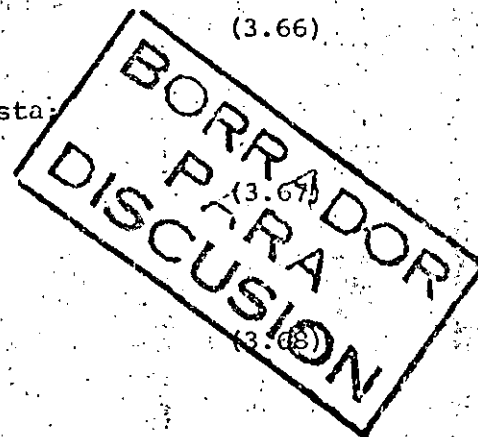
$$h = 1.5 d_1 \quad (3.68)$$

Tanques de bloques de impacto.

Son útiles para cargas pequeñas y amplia variación de los tirantes del agua.

El procedimiento de diseño es como sigue:

- Seguir los incisos a) y b) del tipo de amortiguador anterior hasta fijar el número de caída \bar{D} .
- Calcular el tirante crítico
- Con la gráfica 3.81 calcular I_p/Y .
- Hacer el diseño con las recomendaciones siguientes:



Longitud mínima del estanque:

$$L_B = L_p + 2.55 d_c \quad (3.69)$$

Longitud mínima hasta la cara de aguas arriba del bloque amortiguador:

$$L_{\min} = L_p + 0.8 d_c \quad (3.70)$$

Tirante mínimo de la descarga.

$$d_{wt} = 2.15 d_c \quad (3.71)$$

Altura óptima del bloque amortiguador.

$$h_o = 0.8 d_c \quad (3.72)$$

Anchura y separación del bloque amortiguador:

$$a = 0.4 d_c \quad (3.73)$$

Altura óptima del umbral terminal

$$h_{ou} = 0.4 d_c \quad (3.74)$$

BORRADOR
 PARA
 DISCUSION

Ejemplo 3.22. Diseñar un tanque amortiguador para resalto hidráulico de un vertedor de caída libre que descarga $450.0 \text{ m}^3/\text{s}$, cuya longitud efectiva es de 25.0 m y trabaja con una carga $H_e = 4.48 \text{ m}$. El nivel del agua en el embalse se es 1236.29 m s n m y el del agua en el río es 1210.79 m s n m .

Solución.

El gasto unitario vale:

$$q = \frac{Q}{b} = \frac{450.0}{25.0} = 18.0 \text{ m}^2/\text{s}$$

La diferencia de niveles entre el embalse y el agua del río es:

$$1236.29 - 1210.79 = 25.5 \text{ m}$$

El tirante conjugado d para estas condiciones puede obtenerse con la ecuación:

$$\frac{d_2}{d_1} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8 Fr_1^2} - 1 \right)$$

Si se desprecian pérdidas la velocidad puede evaluarse así:

$$V = \sqrt{2gh} = \sqrt{2 \times 9.81 \times 25.5} = 22.37 \text{ m/s}$$

De la ecuación de continuidad se obtiene el tirante.

$$d_1 = \frac{Vb}{Q} = \frac{22.37 \times 25}{450} = 1.24 \text{ m}$$

El número de Froude vale entonces:

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{gy}} = 6.41$$

Y finalmente el tirante conjugado mayor:

$$d_2 = \frac{1.24}{2} \left(\sqrt{1 + 8 \times 6.41^2} - 1 \right) = 10.55 \text{ m}$$

El piso del tanque amortiguador se ubica entonces en:

$$\text{El nivel del río} - Y_2 = 1210.79 - 9.2 = 1201.59 \text{ msnm}$$

La caída total Y será:

$$\text{El embalse} - \text{El piso tanque} = 1236.29 - 1201.59 = 34.7 \text{ m}$$

El número de caída:

$$\bar{D} = \frac{q^2}{g Y^3} = \frac{18.0^2}{9.81 \times 34.7^3} = 0.00079$$

Con este valor se entra a la gráfica de la fig 3.81, y se obtiene:

$$\frac{d_2}{Y} = 0.24 \quad ; \quad d_2 = 34.7 \times 0.24 = 8.328 \text{ m}$$

El nivel del piso del tanque debe ajustarse entonces a este nuevo valor:

BORRADOR
PARA
DISCUSION

$$1210.79 - 8.33 = 1202.46 \text{ m s n m}$$

El siguiente tanteo Y vale:

$$1236.29 - 1202.46 = 33.83 \text{ m}$$

y el número de caída es:

$$\bar{D} = \frac{g^2}{gY^3} = \frac{18.0}{9.81 \times 33.83} = 0.00085$$

Con $\bar{D} = 0.00085$, se obtiene de la fig $d^2/y = 0.25$, valor muy aproximado al anterior d^2/y , por lo que se acepta válido $\bar{D} = 0.00085$.

Para $\bar{D} = 0.00085$ y $hd/He = \frac{25.5}{4.48} = 5.69$,

de la fig 3.81 se obtiene:

$$\frac{L_d}{Y} = 0.65$$

$$L_d = 0.65 \times 33.83 = 21.99 \text{ m} \approx 22.0 \text{ m}$$

además se obtiene:

$$\frac{d_1}{Y} = 0.026 ; d_1 = 0.026 \times 33.83 = 0.879 \text{ m}$$

$$Fr_1 = 6.6$$

Del análisis de los valores $Fr_1 = 6.6$, $d_1 = 0.879 \text{ m}$, $d_2 = 8.33 \text{ m}$ y $V_1 = 17.618 \text{ m/s}$, se puede hacer el diseño del tanque USBR tipo III.

De la fig 3.75 se tiene que

$$L_{III} = 4.01 d_2 = 4.01 \times 8.328 = 33.40 \text{ m}$$

La longitud total del estanque vale:

$$L_T = L_d + L_{III} = 22.00 + 33.40 = 55.40 \text{ m}$$

BORRADOR
PARA
DISCUSION

La distancia de los bloques amortiguadores a partir de la pared vertical de la cresta vale:

$$L_B = L_d + 0.8 d_2 = 28.66$$

La altura de los bloques amortiguadores será:

$$h = 1.5 d_1 = 1.5 \times 0.879 = 1.32 \text{ m}$$

Se dan mayores detalles del diseño en la fig 3.82.

Ejemplo 3.23. Diseñar un tanque de bloques de impacto para la estructura del ejemplo 3.22.

El tirante crítico vale:

$$t_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{1.82^2}{9.81}} = 3.21 \text{ m}$$

$$\text{Con } \bar{D} = 0.00085 \text{ y } \frac{hd}{H_e} = 5.69$$

Se obtiene:

$$\frac{L_p}{Y} = 0.90$$

$$L_p = 0.9 \times 33.83 = 30.45 \text{ m}$$

La longitud mínima del tanque vale:

$$L_B = L_p + 2.55 d_c = 30.45 + 2.55 \times 3.21 = 38.64 \text{ m}$$

El tirante mínimo de la descarga:

$$d_{tw} = 2.15 d_c = 2.15 \times 3.21 = 6.90 \text{ m}$$

Longitud mínima hasta la cara aguas arriba del bloque amortiguador:

$$L_{\min} = L_p + 0.8 d_c = 30.45 + 0.8 \times 3.21 = 33.02 \text{ m}$$

BORRADOR
PARA
DISCUSION

Altura óptima del bloque amortiguador:

$$h = 0.8 d_c = 0.8 \times 3.21 = 2.57 \text{ m}$$

Anchura y separación de los bloques:

$$0.4 d_c = 0.4 \times 3.21 = 1.29 \text{ m}$$

Altura óptima del umbral terminal:

$$0.4 d_c = 0.4 \times 3.21 = 1.29 \text{ m}$$

El diseño completo se presenta en la fig 3.83.

15 Vertedores de abanico

El diseño preliminar de este tipo de vertedores se hace con el auxilio de las figs. 3.84 y 3.85 a las cuales se entra con la relación L_1/H_0 , donde L_1 es la longitud efectiva de la cresta y H_0 la carga de diseño.

El radio R_2 se puede determinar con la fórmula:

$$L_1 = \alpha R_1 + 2 (\beta R_2) \quad (3.75)$$

Además deben cumplirse las condiciones propuestas por Hiriart F () :

$$1 < \alpha/2\beta < 2.5 \quad (3.76)$$

$$2.5 < R_2/R_1 < 5.0 \quad (3.77)$$

$$1.25 < d/c < 1.75 \quad (3.78)$$

Si el valor de L_5 no coincide con el ancho de plantilla deseado para el canal de descarga, puede modificarse L_4 , tratando de respetar la forma de la transición.

Con objeto de evitar excavaciones en el conchón del abanico, se permite que el nivel del agua en este pueda tener una elevación de hasta un 20% de la carga sobre el nivel de la cresta del vertedor.

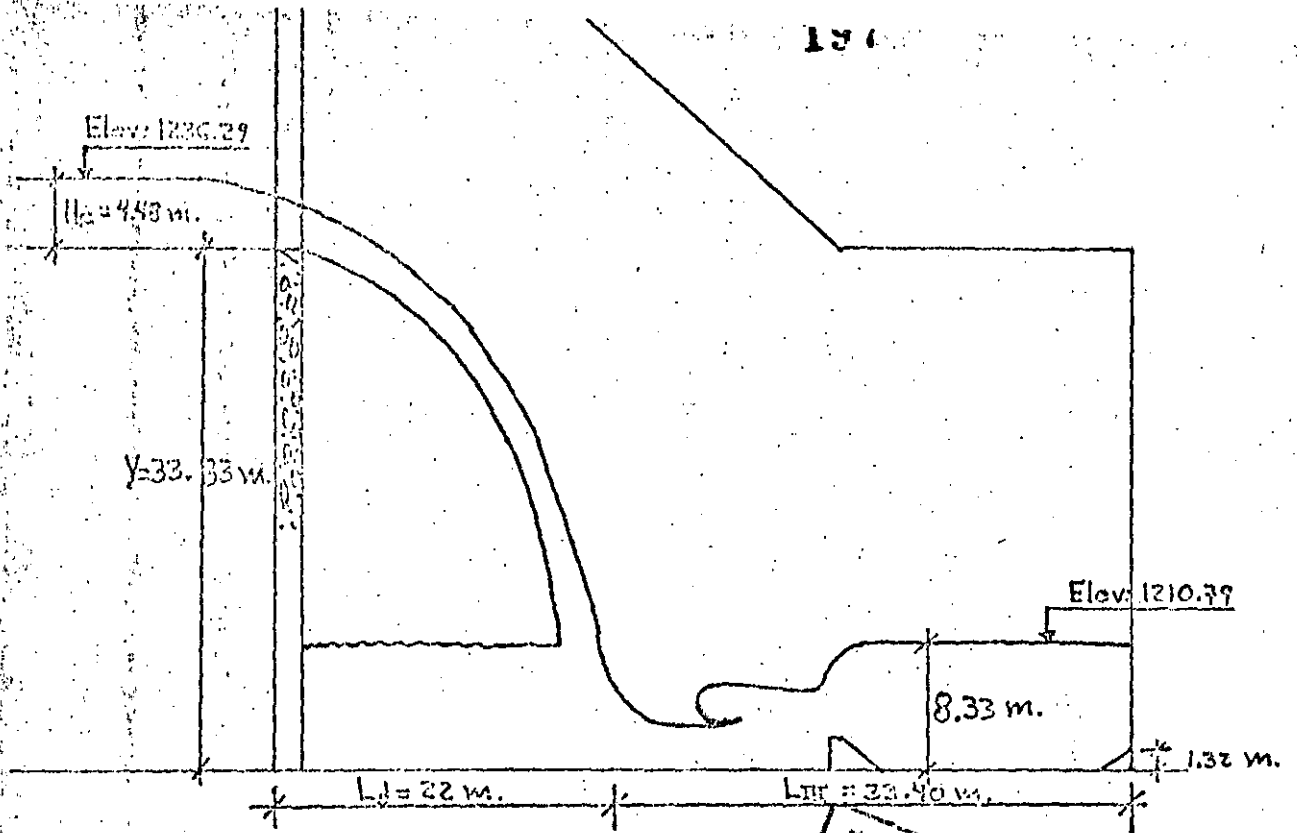


Fig 3.82. Diseño final del tanque de resalto hidráulico

BORRADOR
PARA
DISCUSION

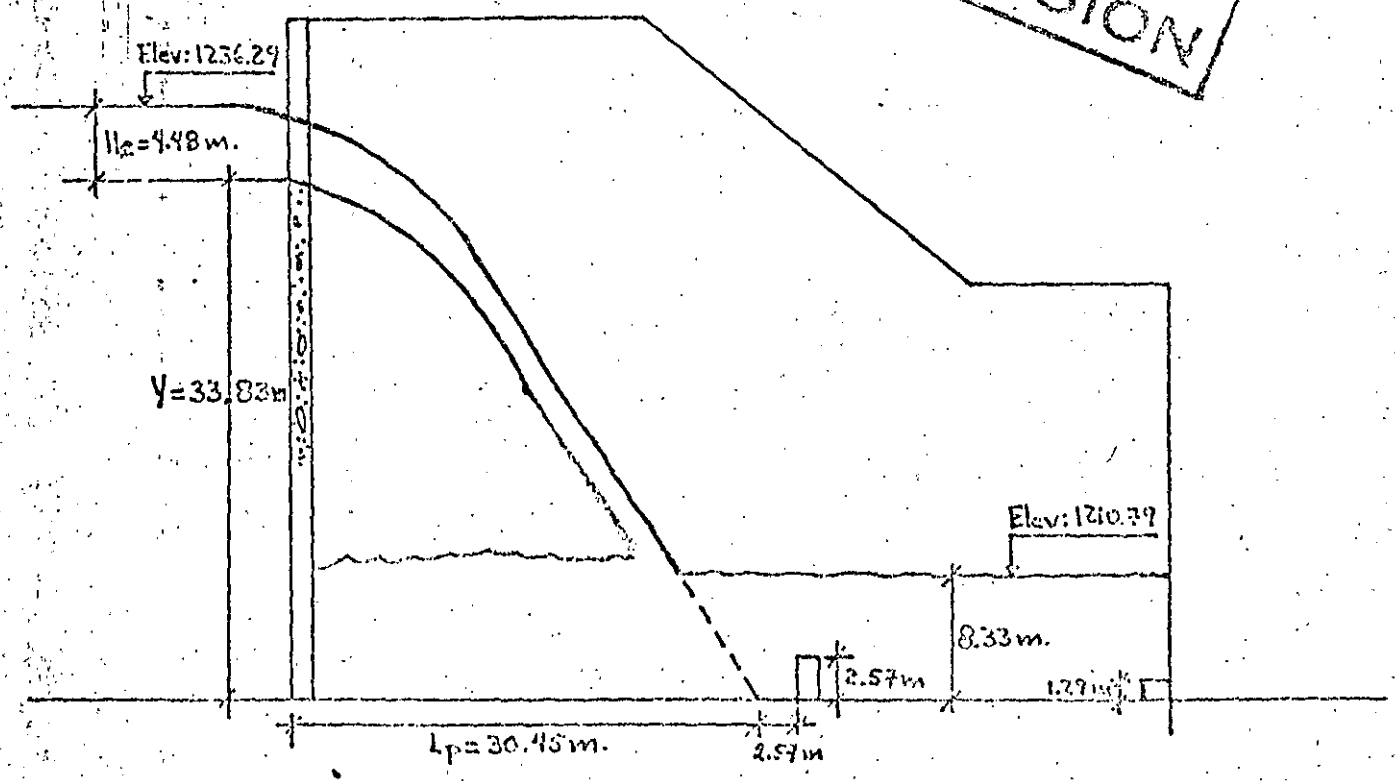
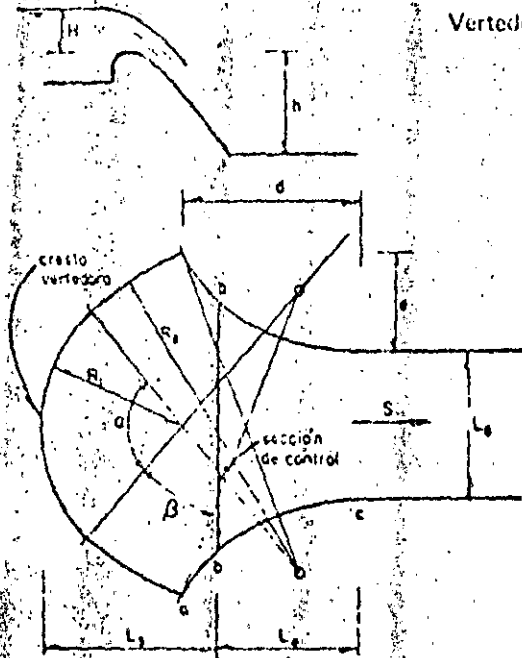


Fig 3.83. Diseño final del tanque de bloques de impacto

Vertedor en abanico y geometría



- L_1 longitud de cresta
- R_1 radio del arco central de la cresta
- α ángulo total del arco central
- R_2 radio de las áreas laterales de la cresta
- β ángulo de los arcos laterales
- L_2 ancho de la sección de control b-b
- L_3 distancia de la cresta a la sección de control a lo largo del eje longitudinal
- L_4 distancia de la sección de control al final de la transición
- L_5 ancho del canal de descarga
- S pendiente inicial de la rápida, en la zona de transición
- H carga máxima sobre la cresta vertedora
- h altura del cimacio

BORRADOR
DISPARACION

Presá	L_1/H	R_1/L_1	α	R_2/L_1	β	L_2/L_1	L_3/L_1	L_4/L_1	L_5/L_1	S	C/H
A. L. M.	23.7	.273	76°	.763	24°	.487	.342	.464	.219	0.10	1.15
Mocuzari	53.8	.197	80°	.952	20° 30'	.467	.385	.330	.273	0.06	1.22
Miguel-Hgo.	65.8	.218	80°	.568	32° 30'	.544	.348	.334	.223	0.06	1.32

Fig. 3.84 Geometría del vertedor en abanico

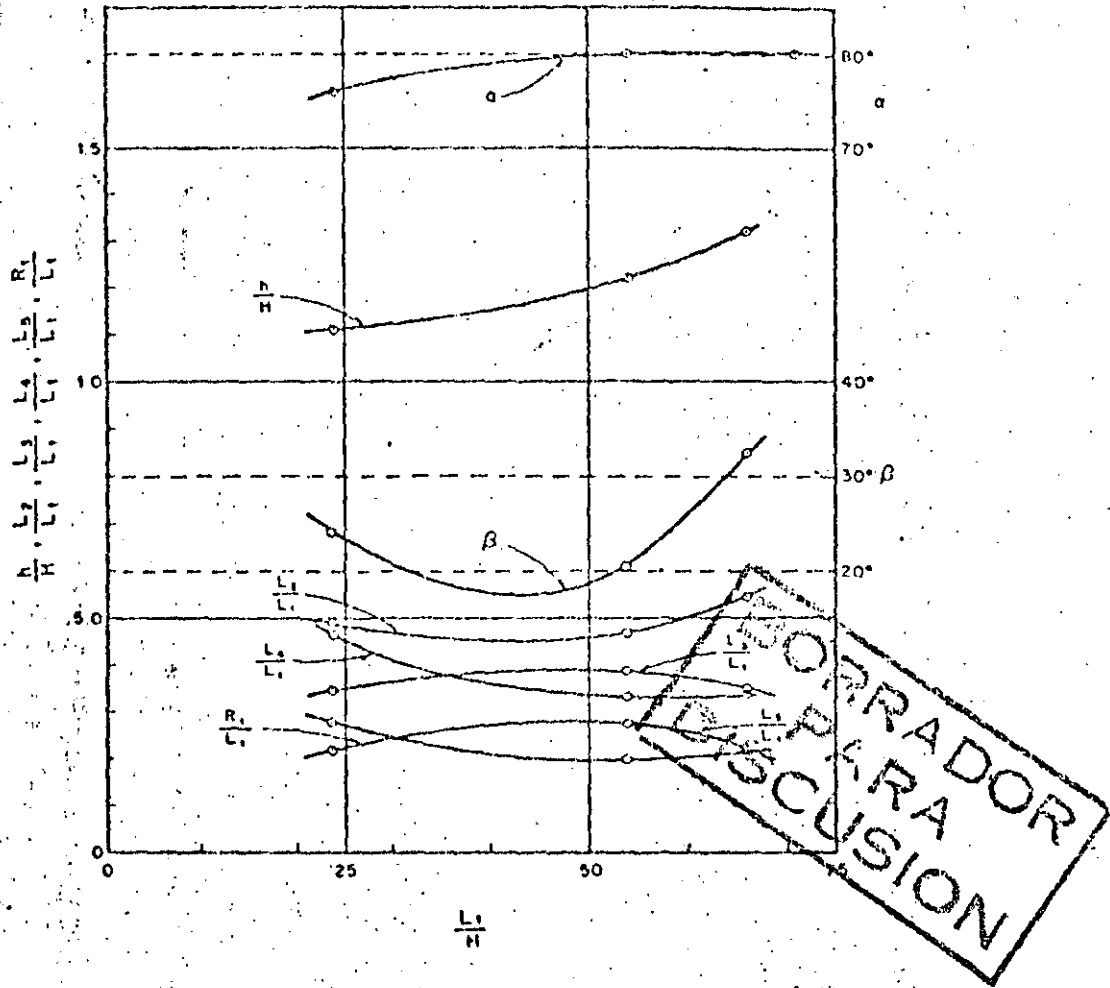


Fig 3.85 Parámetros para el diseño de vertedores en abanico

El escurrimiento debe ser supercrítico aumentando el número de Froude

Ejemplo 3.23. Diseñar un vertedero en abanico con una longitud de cresta $L_1 = 120.0$ m y una carga $H_0 = 4.0$.

Solución:

Con la relación:

$$\frac{L_1}{H_0} = \frac{120}{4} = 30.0$$

Y la gráfica 3.85 se pueden obtener las siguientes relaciones:

$$\frac{L_5}{L_1} = 0.22 \quad \dots \quad L_5 = 26.4 \text{ m}$$

$$\frac{R_1}{L_1} = 0.25 \quad \dots \quad R_1 = 30.0 \text{ m}$$

$$\frac{L_3}{L_1} = 0.33 \quad \dots \quad L_3 = 39.6 \text{ m}$$

$$\frac{L_4}{L_1} = 0.41 \quad \dots \quad L_4 = 49.2 \text{ m}$$

$$\frac{L_2}{L_1} = 0.48 \quad \dots \quad L_2 = 57.6 \text{ m}$$

$$\beta = 20^\circ$$

$$\frac{h}{H} = 1.11 \quad \dots \quad h = 4.44 \text{ m}$$

$$\alpha = 78^\circ$$

Además se puede calcular el radio R_2 con la ecuación:

$$L_1 = \alpha R_1 + 2 (\beta R_2)$$

$$R_2 = 113.39 \text{ m.}$$

Deben revisarse ahora las condiciones de Hiriart:

$$a) \quad 1 < \frac{\alpha}{2\beta} < 2.5$$

BORRADOR
PARA
DISCUSION

$$\frac{\alpha}{2\beta} = 1.95$$

por lo tanto se cumple

b) $2.5 < \frac{R_2}{R_1} < 5.0$

$$\frac{R_2}{R_1} = 3.78$$

también se cumple con la relación

c) $1.25 < d/e < 1.75$

Ver fig 3.86.

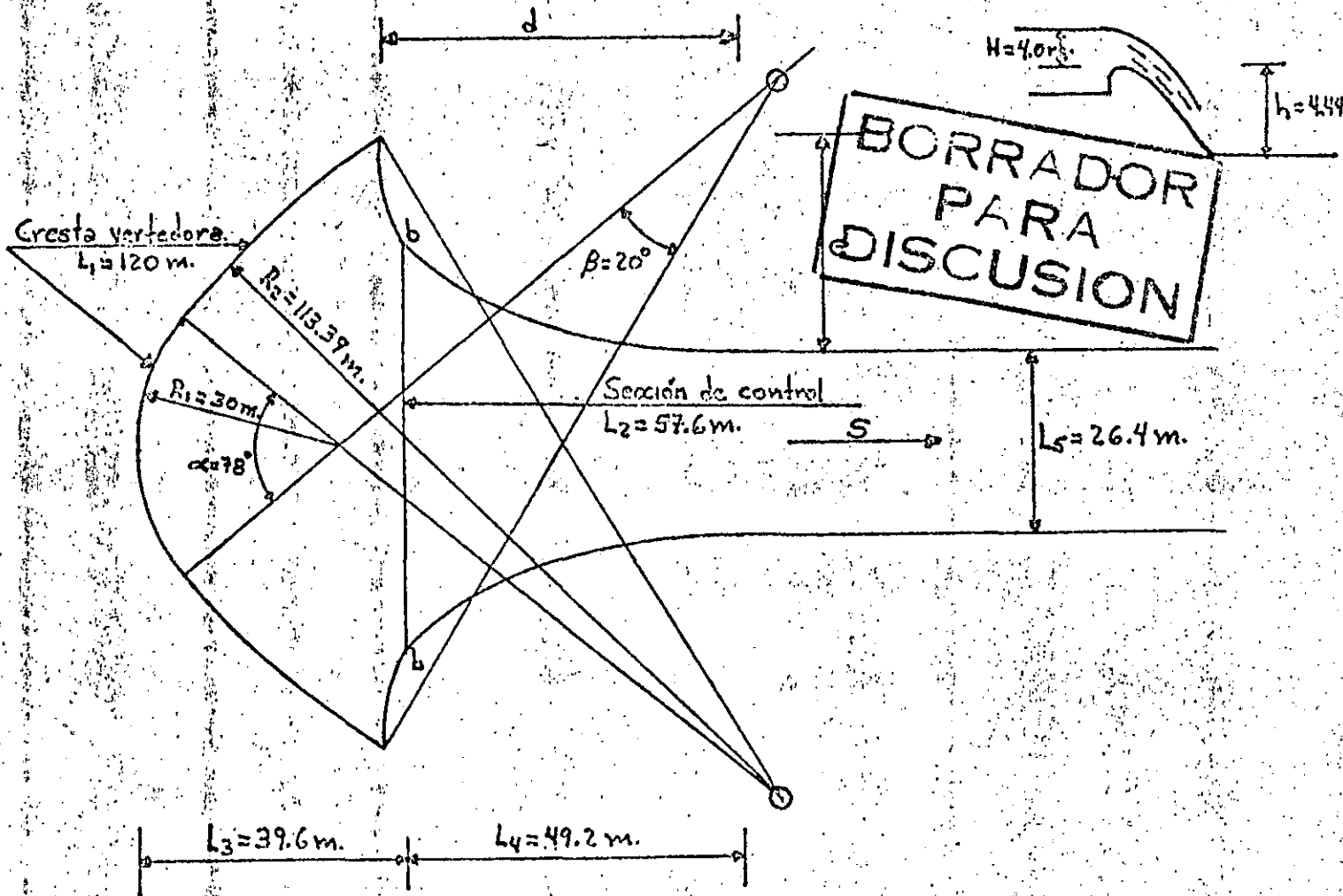


Fig 3.86. Diseño final del vertedor de abanico

17 Vertedores de canal lateral

En este tipo de obras la estructura de control la forma un cimacio cuya cresta es paralela al tramo inicial del conducto de descarga, este tramo recibe el nombre de canal colector.

Aunque el funcionamiento hidráulico de este tipo de vertedor es poco eficiente, debido a la gran turbulencia y vibraciones que produce, se recomienda su uso cuando la topografía no permite la construcción de otro tipo de vertedor, por ejemplo cuando la boquilla es cerrada con laderas muy inclinadas y la cresta vertedora es muy larga.

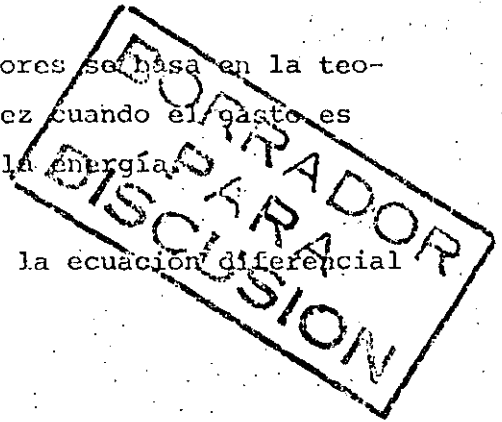
El cimacio se diseña con los criterios ya expuestos, aquí se tratará so lo sobre el canal colector.

El diseño de los canales de este tipo de vertedores se basa en la teoría del flujo espacialmente variado, la cual a su vez cuando el gasto es creciente se apoya en la ley de la conservación de la energía.

Las hipótesis que se hacen para la obtención de la ecuación diferencial de flujo gradualmente variado son las siguientes:

- a) El flujo es unidireccional
- b) La distribución de velocidad en una sección del canal es constante y uniforme.
- c) La presión del flujo es hidrostática
- d) La pendiente del canal es relativamente pequeña
- e) Se acepta la ecuación de Manning para evaluar pérdidas por cortante
- f) No se considera aireación

La ecuación de flujo espacialmente variado será deducida tomando en con sideración la fig 3.87.



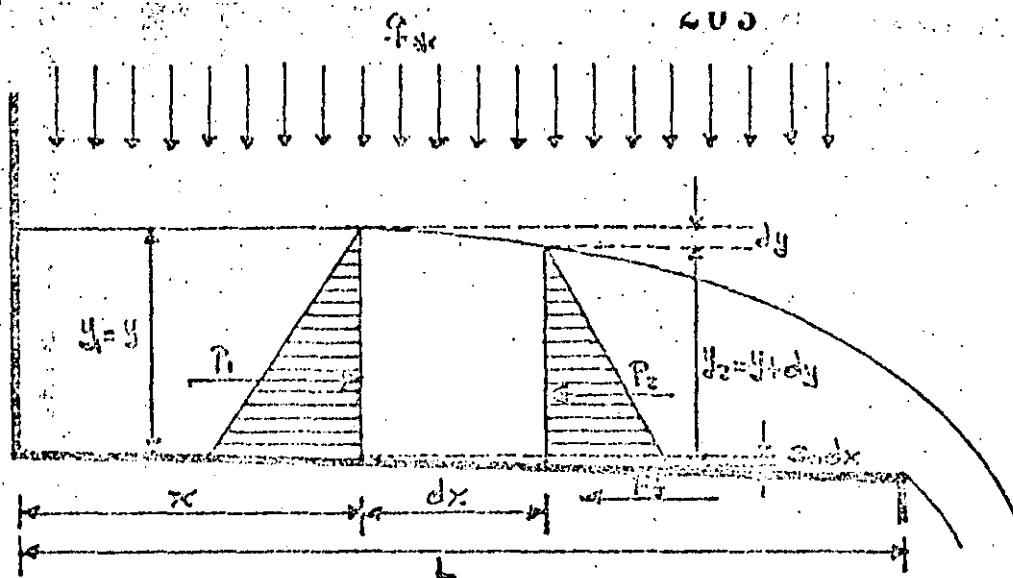


Fig 3.87 Flujo espacialmente variado

La cantidad de movimiento M , que pasa por la sección 1 en la unidad de tiempo es:

$$M_1 = \frac{\gamma Q V}{g} \quad (3.79)$$

donde:

γ es el peso unitario del agua

Q el gasto

V la velocidad

g la aceleración de la gravedad

BORRADOR
PARA
DISCUSION

En la sección 2 se tendrá entonces:

$$M_2 = \frac{\gamma}{g} (Q + dQ) (V + dV) \quad (3.80)$$

donde:

dQ es el gasto que ingresa entre las secciones 1 y 2

dV es el incremento de velocidad

El cambio de cantidad de movimiento será entonces:

$$M_2 - M_1 = \frac{\gamma}{g} (Q + dQ) (V + dV) - \frac{\gamma}{g} QV = \frac{\gamma}{g} \left[Q dV + (V + dV) dQ \right] \quad (3.81)$$

La componente del peso W entre las dos secciones en la dirección del flujo es:

$$W \sin \theta = \gamma S_o (A + \frac{1}{2} dA) dx = \gamma S_o A dx \quad (3.82)$$

Nótese que en la anterior ecuación se ha hecho $S_o = \sin \theta$ y se han despreciado los productos de diferenciales.

Las pérdidas h_f entre las dos secciones vale:

$$h_f = S_f dx \quad (3.83)$$

donde:

$$S_f = \frac{n^2 V^2}{R^{4/3}} = \frac{Q^2 n^2}{A^2 R^{4/3}} \quad (3.84)$$

n , coeficiente de Manning

R , radio hidráulico

A , área hidráulica

BORRADOR
PARA
DISCUSION

La fuerza F_f , ver fig 3,87 vale:

$$F_f = (A + \frac{1}{2} dA) S_f dx = A S_f dx \quad (3.85)$$

nótese que se han despreciado nuevamente los productos de diferenciales.

Las fuerzas de presión se pueden calcular con la ecuación:

$$P_1 = \gamma z_1 A \quad (3.86)$$

donde:

z_1 es la profundidad del centroide de A bajo la superficie del flujo.

Similarmente en la sección 2 se tendrá:

$$P_2 = \gamma (\bar{z} + dy) A \quad (3.87)$$

La resultante de estas dos fuerzas es:

$$P_1 - P_2 = -\gamma A dy \quad (3.88)$$

Igualando el cambio de cantidad de movimiento a todas las fuerzas externas actuando sobre el cuerpo:

$$\frac{\gamma}{g} [Qdv + (V + dV) dQ] = P_1 - P_2 + W \text{ sen } \theta - F_f \quad (3.89)$$

Sustituyendo valores y despreciando el producto $dVdQ$:

$$dy = -\frac{1}{g} (Vdv + \frac{V}{A} dQ) + (S_0 - S_f) dx \quad (3.90)$$

Considerando que:

$$v = \frac{Q}{A} \quad (3.91)$$

$$v + dv = \frac{Q + dQ}{A + dA} \quad (3.92)$$

Sustituyendo 3.91 y 3.92 en 3.90:

$$dy = -\frac{V}{g} \frac{(2AdQ - QdA + dVdQ)}{A^2 + AdA} + (S_0 - S_f) dx \quad (3.93)$$

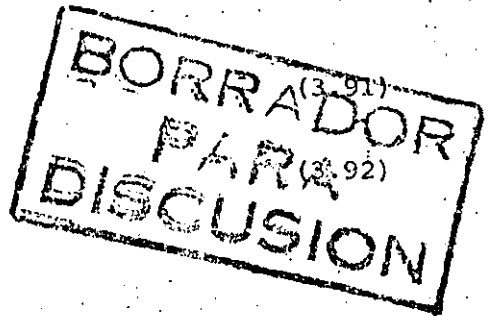
despreciando dA en el numerador, $dAdQ$ en el denominador, haciendo $q_* = dQ/dx$ y considerando el coeficiente de energía α , la ecuación 3.93 puede escribirse:

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S_0 - S_f - 2\alpha Qq_*/gA^2}{1 - \alpha Q^2/gA^2D} \quad (3.94)$$

donde:

D es la profundidad hidráulica .

Integración numérica de la ecuación diferencial.



continuación se presenta el Método del Punto Singular para localizar la sección de control.

La ecuación 3.94 puede escribirse por medio de dos funciones:

$$F_1 = S_o - S_f - 2\alpha Q q^* / g A^2 = 0 \quad (3.103)$$

$$F_2 = 1 - \alpha Q^2 / g A^2 D = 0 \quad (3.104)$$

La primera representa la condición de flujo cuasinormal y la segunda de flujo crítico. En el punto singular $Y_n = Y_c = Y$, y se obtiene resolviendo simultáneamente las ecuaciones 3.103 y 3.104. De 3.104

$$Q = \sqrt{A \cdot g D / \alpha} \quad (3.105)$$

que conviene escribir así:

$$Q = A \sqrt{D} \sqrt{g / \alpha} \quad (3.106)$$

sustituyendo 3.106 en 3.103:

$$S_o - S_f - \frac{2\alpha Q q^*}{g A^2} \sqrt{\frac{g}{\alpha}} A \sqrt{D} = 0 \quad (3.107)$$

simplificando:

$$S_o - S_f - 2q^* \sqrt{\frac{\alpha}{g}} \frac{1}{\sqrt{A D}} = 0 \quad (3.108)$$

Por otro lado de la ecuación de Manning:

$$S_f = \frac{V^2 n^2}{R^{4/3}} \quad (3.109)$$

Sustituyendo 3.109 en 3.108:

$$S_o = \frac{V^2 n^2}{R^{4/3}} + 2q^* \sqrt{\frac{\alpha}{g}} \frac{1}{\sqrt{A D}} \quad (3.110)$$

Esta ecuación debe resolverse para $Y = Y_c$, que está asociado a $Q = Q_c$, hasta que se obtenga S_o . Con Q_c y dado que $q^* = \frac{Q_c}{x}$, se obtiene $x = \frac{Q_c}{q^*}$.

BORRADOR
PARA
DISCUSION

De esta manera el canal puede funcionar en régimen subcrítico, supercrítico o en ambos, es decir un tramo del canal funciona con régimen subcrítico y la otra con supercrítico. El régimen supercrítico implica tirantes pequeños y grandes velocidades, por lo tanto una caída mayor desde la cresta a la superficie libre del agua en el canal colector, por lo tanto mayor turbulencia y vibraciones en la obra, por el contrario con régimen subcrítico se tendrán tirantes mayores, menores velocidades, menor caída y menor turbulencia, es por ello que se recomienda forzar a que el canal trabaje en régimen subcrítico, esto se puede lograr obligando una sección de control al final del canal, por ejemplo por medio de un estrechamiento o un escalón, además la pendiente debe cumplir la condición de Li para garantizar el régimen subcrítico:

$$\frac{S_o L}{Y_o} \leq \frac{2}{3} (1 + 2 Fr_o^2) \quad (3.111)$$

donde:

S_o pendiente del canal

L longitud del canal colector

Y_o tirante del canal colector en la última sección

Fr_o número de Froude en la última sección

Después debe revisarse la pendiente transversal de la superficie libre del agua, para ello puede usarse la ecuación de Viparelli:

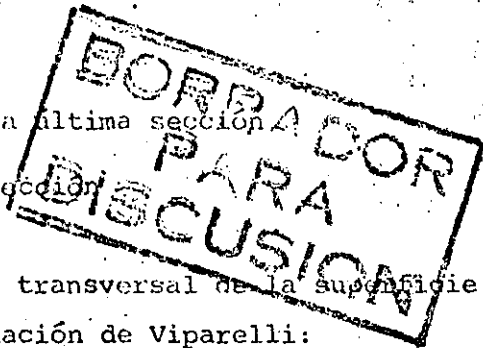
$$P_x = \frac{q \sqrt{2q^2 x}}{g Y_x (b + 2K Y_x)} \quad (3.112)$$

donde:

b ancho de plantilla

K talud del canal colector

P_x pendiente transversal de la superficie libre del agua en cada sección. Esta pendiente debe ser menor del 8% para garantizar un funcionamiento adecuado.



q gasto unitario

Y_x tirante en la sección

Z_x desnivel entre el nivel del agua en el vaso y el nivel de la superficie libre del canal en la sección de estudio.

El procedimiento de diseño es el siguiente:

- a) Se establece una sección de control
- b) Se calculan las características hidráulicas en la última sección del canal colector.
- c) Se determina la pendiente S_0 del canal colector de acuerdo a la condición de Li.
- d) Se calcula el perfil del agua
- e) Se establecen las cotas del fondo del canal colector, considerando que se permite en la sección inicial un grado de sumergencia de $2/3$ de la carga máxima.
- f) Se revisa la pendiente transversal del agua.

A continuación se presentan dos ejemplos con el primero de ellos se pretende indicar como se determina la sección de control en un canal lateral y como se procede en el cálculo en las dos direcciones (régimen subcrítico y supercrítico), en el segundo ejemplo se presenta el diseño completo para un canal colector con control aguas abajo.

FORMULARIO
 PARA
 DISCUSION

Ejemplo 3.34. Determine la sección de control y el perfil de un canal colector con las siguientes características: $L = 121.92$ m, $q_* = 3.72$ m³/s/m, $b = 3.05$ m, $K = 0.5$, $S_0 = 0.1505$, $n = 0.015$, $\alpha = 1.0$.

Solución,

Localización de la sección de control.

Sustituyendo los valores conocidos en la ecuación 3.110, y proponiendo tirantes críticos Y_c , hasta que $S_0 = 0.1505$, se obtiene:

$$Y_c = 5.37 \text{ m, además } Q = 184.34 \text{ m}^3/\text{s.}$$

De la relación:

$$x = \frac{Q}{q^*} = \frac{184.34}{3.72} = 49.55 \text{ m}$$

Cálculo del perfil.

En la tabla 3.19 se presenta el cálculo, nótese que el perfil se determinó para los dos tipos de régimen, subcrítico y supercrítico.

Ejemplo 3.25. Diseñar un vertedor de canal lateral con una longitud de 150 m, para descargar 6000 m³/s. La elevación de la cresta del vertedor es El. 745 msnm. Veinte metros aguas abajo se ha establecido una sección de control, donde el tirante crítico vale 15.95 m. Ver fig 3.88.

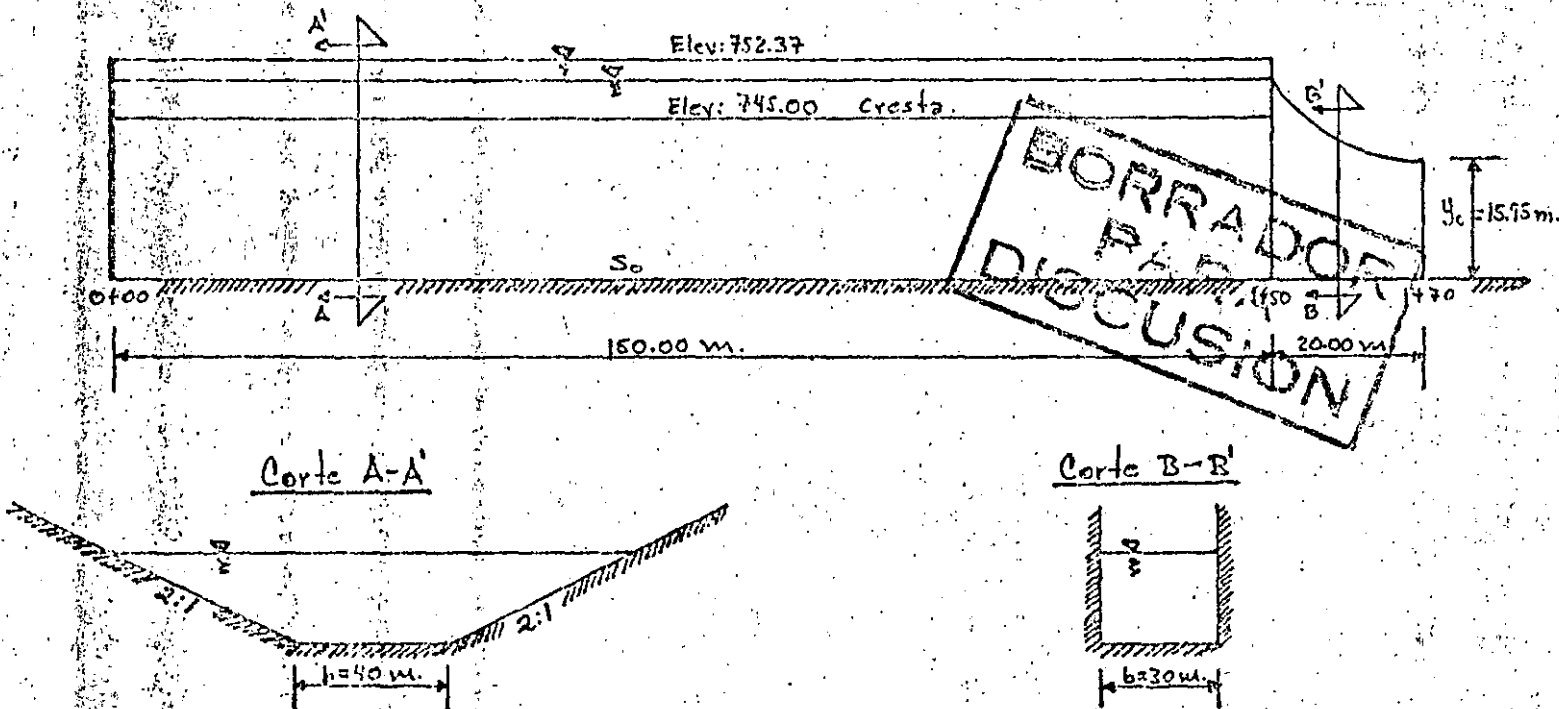


Fig. 3.88. Estructura hidráulica del ejemplo 3.25

Solución:

De acuerdo a la metodología propuesta se ha cumplido con el paso 1, es decir se ha calculado el tirante crítico en la sección de control correspondiente a la estación 1 + 70.

Tabla 3.19. Cálculo del perfil del flujo para el ejemplo 3.24

X (1)	ΔX (2)	Z_0 (3)	$\Delta Y'$ (4)	Z (5)	Y (6)	A (7)	Q (8)	V (9)	$Q_1 + Q_2$ (10)	$V_1 + V_2$ (11)	ΔQ (12)	ΔV (13)	$\Delta Y'_m$ (14)	R (15)	h_f (16)	$\Delta Y'$ (17)
Flujo subcrítico, cálculo por pasos en la dirección aguas arriba																
49.55	14.97	20.36	5.39	30.99	185.76	6.00								
30.48	19.07	17.89	2.41	22.77	4.88	26.76	113.27	4.23	299.03	10.24	72.49	1.77	2.22	1.91	0.03	2.26
15.24	15.24	20.18	1.55	24.12	3.95	19.83	56.63	2.86	169.90	7.34	56.63	1.63	1.53	1.67	0.02	1.54
7.62	7.62	21.32	0.63	24.75	3.43	16.35	28.32	1.73	84.95	4.59	28.32	1.12	0.62	1.52	0.003	0.62
3.05	4.57	22.01	0.27	25.02	3.01	13.71	11.33	0.63	39.64	2.56	16.99	0.91	0.25	1.40	0.003	0.27
0.00	3.05	22.46	0.07	25.09	2.62											
Flujo supercrítico, cálculo por pasos en la dirección aguas abajo																
49.55	14.97	20.36	5.39	30.99	185.76	6.00								
60.96	11.41	13.32	1.36	19.00	5.68	33.48	226.53	6.77	412.29	12.77	40.78	0.76	1.32	2.12	0.04	1.37
76.2	15.24	11.03	1.90	17.11	6.07	36.97	233.17	7.66	509.70	14.43	56.63	0.89	1.84	2.22	0.07	1.91
91.44	15.24	8.75	1.95	15.16	6.41	40.11	239.80	8.17	622.97	16.13	56.63	0.81	1.88	2.31	0.09	1.96
106.68	15.24	6.46	1.98	13.19	6.72	43.10	236.44	9.20	736.24	17.67	56.63	0.73	1.88	2.38	0.09	1.98
121.92	15.24	4.11	2.11	11.08	6.96	45.43	243.07	9.97	849.51	19.17	56.63	0.77	2.01	2.44	0.11	2.12

PREPARADOR
 PARA
 DISCUSION

Paso 2. Cálculo de las características hidráulicas en la última estación del canal. Est 1 + 50.

Aplicando la ecuación de Bernoulli entre las estaciones 1 + 70 y 1 + 50 y considerando las pérdidas en la transición de un 15% de la diferencia de cargas en ambas estaciones se tiene:

$$Y_{1+50} + \frac{V_{1+50}^2}{2g} = Y_{1+70} + \frac{V_{1+70}^2}{2g} + 0.15 (h_{1+70} - h_{1+50})$$

La sección del canal colector se propone trapecial con taludes 2 a 1 y ancho de plantilla $b = 40.0$ m, ver fig 3.88.

En la estación 1 + 70 se tienen las siguientes condiciones.

$$Y_c = 15.95 \text{ m}$$

$$q = \frac{Q}{b} = \frac{6000.00}{30.00} = 200.00 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$$

$$V_c = \frac{q}{Y_c} = \frac{200}{15.95} = 12.54 \text{ m/s}$$

$$h_c = \frac{V_c^2}{2g} = \frac{12.54^2}{2 \times 9.81} = 8.02 \text{ m}$$

La ecuación de Bernoulli quedará entonces así:

$$Y_{1+50} + \frac{V_{1+50}^2}{2g} = 15.95 + 8.02 + 0.15 \times 8.02 - h_{1+50}$$

resolviendo por tanteos se tiene:

$$Y_{1+50} = 24.74 \text{ m}, V_{1+50} = 2.7 \text{ m/s}$$

$$h_{1+50} = 0.37 \text{ m}, Fr_{1+50} = 0.17$$

Comprobación:

$$24.74 + 0.37 = 15.95 + 8.02 + 0.15 (8.02 - 0.37)$$

$$25.11 = 25.11$$

BORRADOR
PARA
DISCUSION

Además puede notarse que $Fr_{1+50} = 0.17$ lo cual garantiza régimen sub-critico.

Paso 3. Cálculo de la pendiente:

De la inecuación de Li:

$$\frac{S_o L}{Y_{1+50}} \leq \frac{2}{3} (1 + Fr_{1+50}^2)$$

$$\frac{S_o \times 150.00}{24.74} \leq \frac{2}{3} (1 + 0.17^2)$$

Se propone una pendiente $S_o = 0.001$ que satisface la ecuación anterior.

Paso 4. Cálculo del perfil del agua. El cálculo se presenta en la tabla. 3.20 La descripción de cada columna se presenta a continuación.

- a) Estación
- b) Δx . Tramo de análisis. Se calcula como la distancia entre secciones.
- c) Elevación Plantilla. Se obtiene con la ecuación: Elev. $P_2 = S_o \Delta x$
- d) Tanteo Δy . Valor supuesto que debe coincidir con el Δy calculado en la última columna de la tabla. De no cumplirse la igualdad se propone otro valor de Δy .
- e) Elevación de la Superficie libre del agua. Se calcula restando al valor supuesto Δy el de la elevación de la plantilla y sumando esta diferencia a la Elevación de la superficie libre del agua en la estación anterior.
- f) Y , Tirante del agua en la sección de estudio.
- g) A. Area en la sección de estudio
- h) Q. Gasto
- i) v. Velocidad

Las demás columnas se explican por sí solas.

BORRADOR
PARA
DISCUSION

Tabla 3.20 Perfil del agua para el ejemplo 3.25

Est X (1)	Δx (2)	Z_0 (3)	$\Delta Y'$ (4)	Z (5)	Y (6)	A (7)	Q (8)	V (9)	$Q_1 + Q_2$ (10)	$V_1 + V_2$ (11)	ΔQ (12)	ΔV (13)	$\Delta Y'$ m (14)	R (15)	h_f (16)	$\Delta Y'$ (17)
1+50		0.000		24.74	24.74	2213.74	6000	2.71								
1+25	25	0.025	0.23	24.95	24.95	2242.31	5000	2.22	11000	4.91	1000	0.48	0.23	14.79	7.7×10^{-4}	0.23
1+00	25	0.050	0.18	25.08	25.08	2261.21	4000	1.77	9000	4.00	1000	0.46	0.18	14.86	4.8×10^{-4}	0.18
0+75	25	0.075	0.14	25.15	25.08	2270.34	3000	1.32	7000	3.09	1000	0.45	0.14	14.89	2.7×10^{-4}	0.14
0+50	25	0.100	0.10	25.15	25.15	2270.76	2000	0.88	5000	3.20	1000	0.44	0.10	14.89	1.2×10^{-4}	0.10
0+25	25	0.125	0.06	26.085	25.09	2261.91	1000	0.41	3000	1.32	1000	0.44	0.06	14.86	2.9×10^{-5}	0.06

BORRADOR
 PARA
 DISCUSION

Paso 5: Cálculo de las cotas de la plantilla del canal.

Las cotas se representan en la fig 3.89.

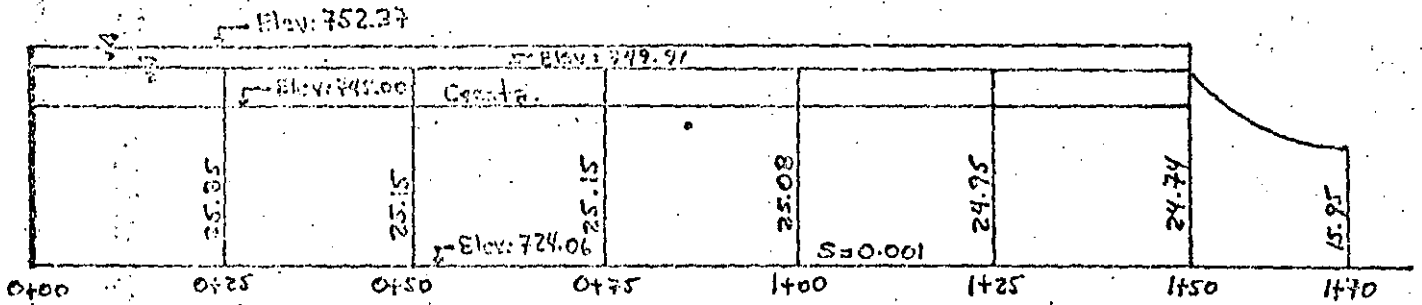


Fig 3.89 Cotas y perfil del agua en el vertedor de canal lateral.

Paso 6. Cálculo de la pendiente transversal de la superficie del agua.

Aplicando la ecuación de Viparelli se obtienen los siguientes resultados:

Estación	Px
1 + 50	0.0176
1 + 25	0.0171
1 + 00	0.0169
0 + 75	0.0167
0 + 50	0.0167
0 + 25	0.0168

**BORRADOR
PARA
DISCUSION**

Como puede observarse todos los valores son menores de 0.08 lo que garantiza un funcionamiento adecuado del vertedor de canal lateral.

18 Vertedores de Embudo

En este tipo de vertedores la cresta es circular en planta. La descarga después de pasar por la cresta vertedora se conduce a una lumbrera vertical o inclinada, que a su vez se une a un túnel casi horizontal cuya planilla de portal debe coincidir con el nivel del agua en el río en la zona de descarga, ver fig 3.90.

Condiciones de funcionamiento. Se pueden presentar tres formas de funcionamiento en un vertedor de embudo:

- a) Trabajando como vertedor. En este caso la descarga estará regida por la relación:

$$Q = f (H_e)^{3/2} \quad (3.113)$$

- b) Trabajando como orificio o tubo parcialmente lleno, la relación de descarga correspondiente será:

$$Q = f (H_a)^{3/2} \quad (3.114)$$

- c) Trabajando a tubo lleno. Cuya relación de descarga será:

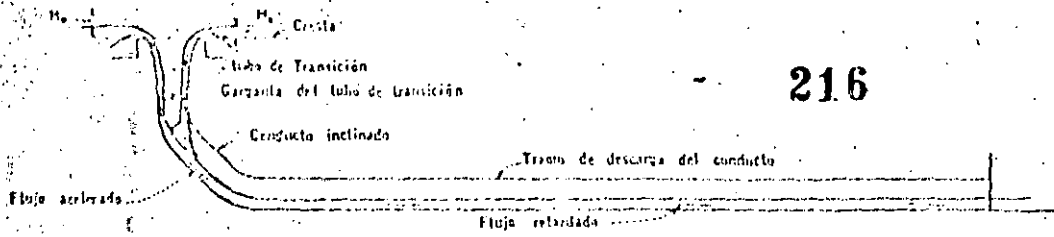
$$Q = f (H_v) \quad (3.115)$$

Estas tres condiciones se presentan en la fig 3.90.

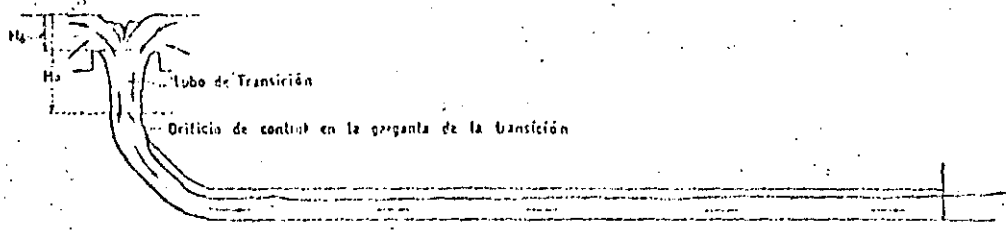
Puede notarse que aunque el vertedor será más eficiente trabajando como tubo lleno, esto debe evitarse para limitar la posibilidad de funcionamiento como sifón, pues ello originaría perder control sobre la descarga, es por ello que se recomienda que las relaciones máximas de llenado sean de 0.75.

Deberá evitarse también la creación de vórtices a la entrada del vertedor, para mantener un flujo convergente hacia la cresta, para lograr esto se recomienda que el canal de acceso sea el adecuado o que se usen pilas guadoras normales a la cresta.

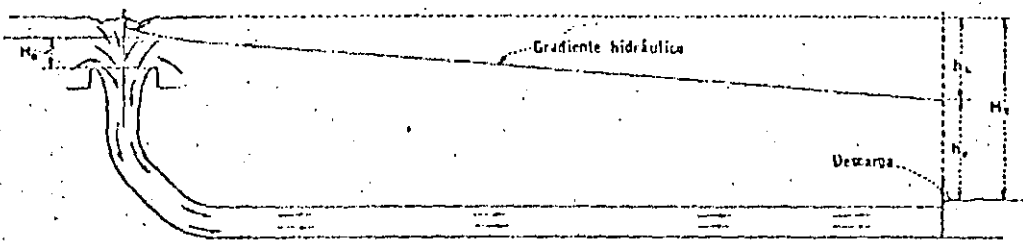
BORRADOR
PARA
DISCUSION



CONDICION 1. CRESTA DE CONTROL



CONDICION 2. CONTROL DE TUBO O DE ORIFICIO



CONDICION 3. CIRCULACION A TUBO LLENO

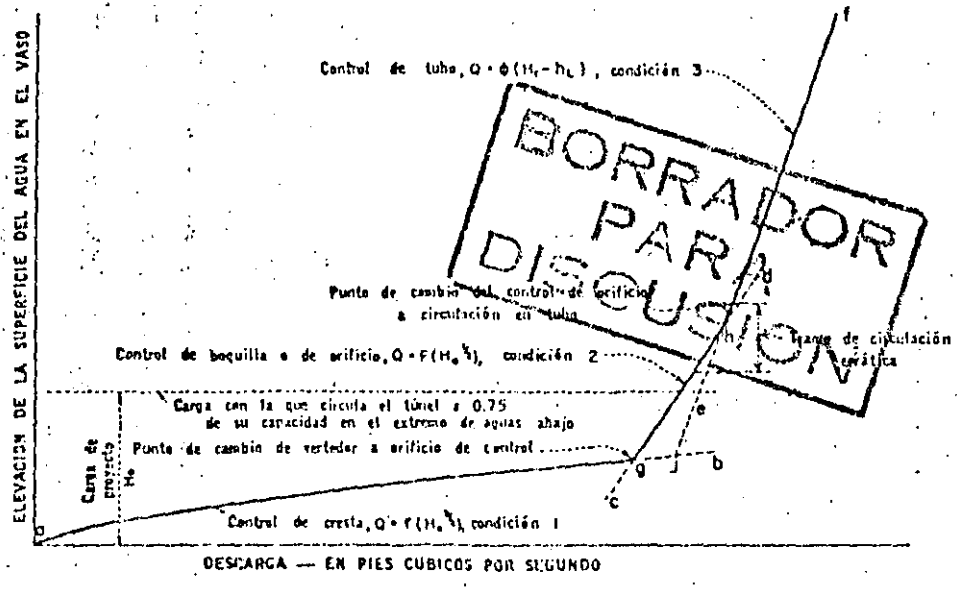


Fig 3.90 Funcionamiento de un vertedor de embudo

La forma del cimacio de este tipo de vertedores en general se asemeja a la superficie interior de una lámina de agua cayendo libremente desde un vertedor de pared delgada, así la ecuación de la descarga será:

$$Q = C L H^{3/2} \quad (3.116)$$

Como se trata de una sección circular:

$$L = 2\pi R \quad (3.117)$$

Sustituyendo 3.117 en 3.116 se tiene:

$$Q = C 2\pi R H^{3/2} \quad (3.18)$$

Es necesario ahora definir como se miden R y H, pues se presentan varias alternativas, el USBR propone que se midan como se acota en la fig 3.91, de tal suerte que la ecuación de descarga puede expresarse así:

$$Q = C_o 2\pi R_s H_o^{3/2} \quad (3.19)$$

Para calcular el valor del coeficiente C_o que es diferente a los coeficientes para otro tipo de vertedores, pues en este caso hay efectos de sumergencia y contra presiones debidas a la convergencia de las corrientes, el USBR ha propuesto las curvas presentadas en la fig 3.92, obtenidas para relaciones de P/R_s de 2.0, 0.3 y 0.15.

Cuando se desea calcular los coeficientes de descarga para cargas diferentes a las de proyecto se puede usar la fig 3.93, aunque debe hacerse notar que nunca deben aplicarse a relaciones H_o/R_s mayores de 0.4.

La determinación del radio si se tuvieran como datos de proyecto H_o y Q_o se hace en forma iterativa. Se supone un radio R, se determina H_o/R y se obtiene el coeficiente de descarga C_o con el cual se verifica Q_o . Si $H_o/R > 0.3$, existe la posibilidad de que se desarrollen presiones negati-

BARRIDOR
PARA
DISCUSION

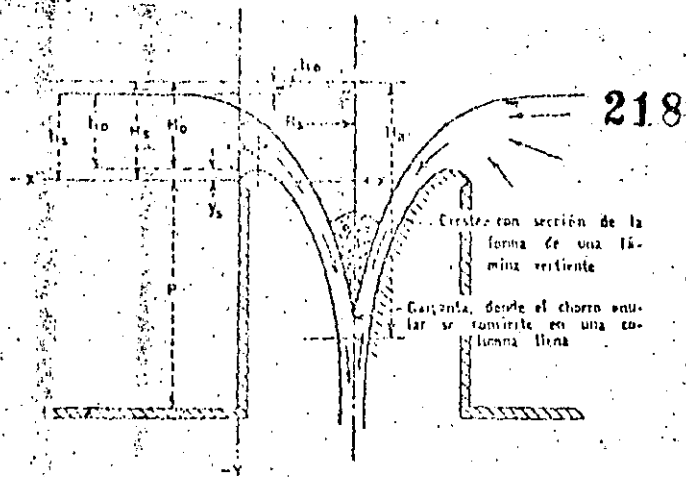


Fig 3.191 Elementos de un vertedor de embudo

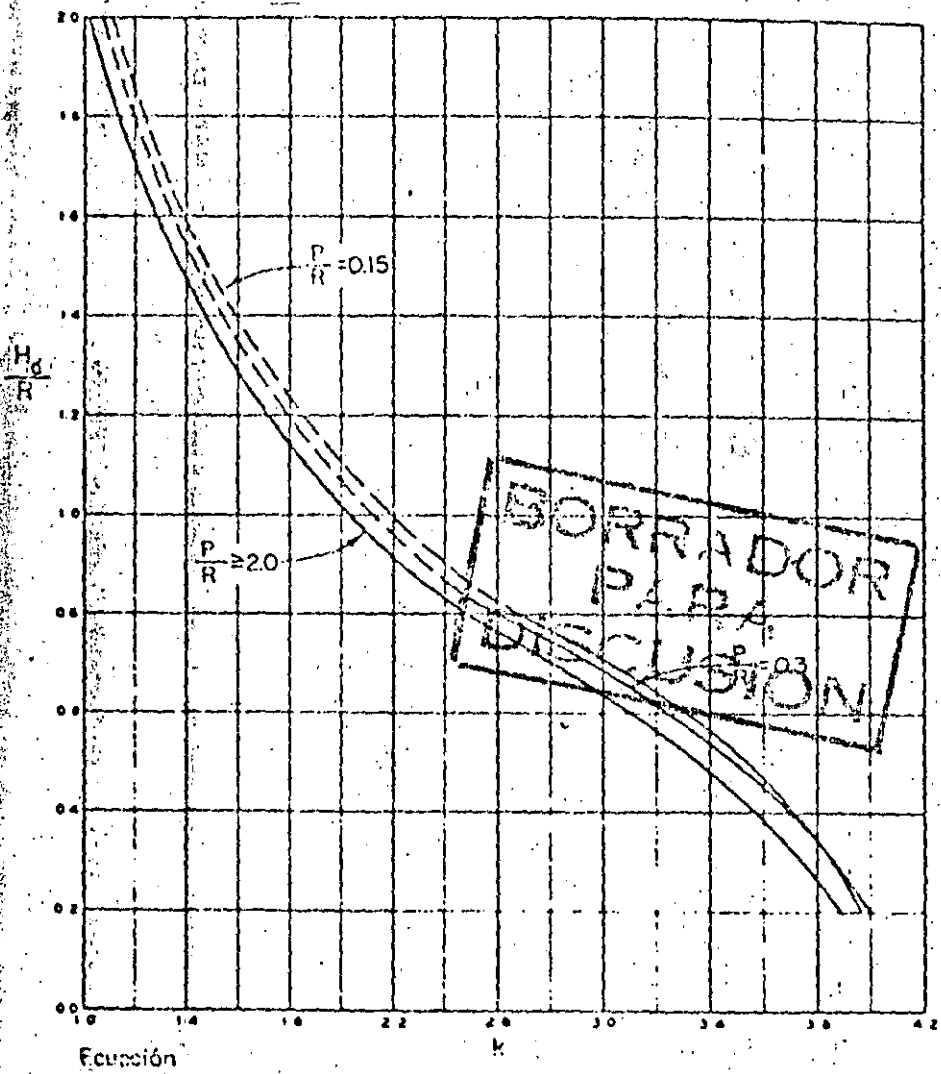


Fig 3.192 Coeficientes de descarga para vertedores de embudo

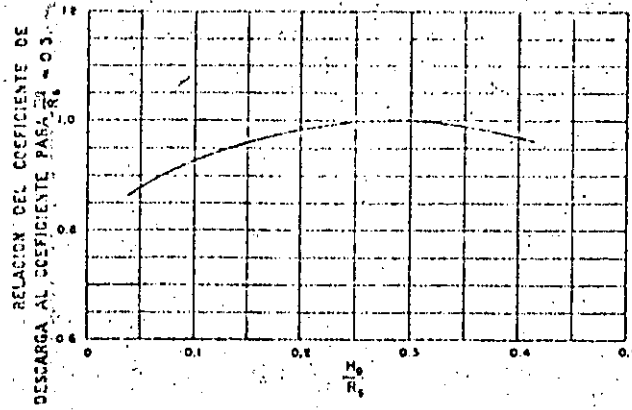


Fig 3.93 Coeficientes de descarga, para cargas diferentes a las del proyecto

vas en el cimacio, para evitar esto, el radio R se incrementa a un valor R' utilizando la fig 3.94.

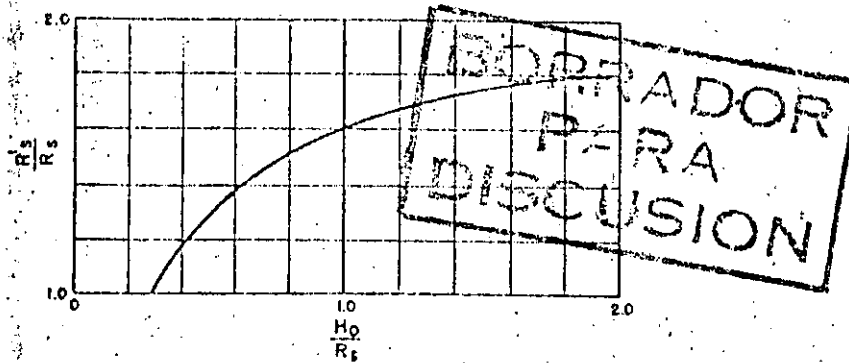


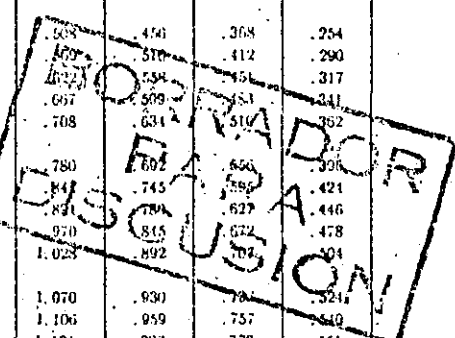
Fig 3.94 Incremento del radio de la cresta circular para disminuir presiones negativas.

Para calcular el perfil de la cresta vertedora se pueden emplear los valores de las tablas 3.21, 3.22 y 3.23; para diferentes valores de P/Rs.

Para obtener los valores de Hs en función de H0 se puede emplear la fig 3.95.

TABLA 3. 22 COORDENADAS DE LA SUPERFICIE INFERIOR DE LA LAMINA VERTIENTE PARA DIFERENTES VALORES DE $\frac{H_1}{R}$ CUANDO $\frac{P}{R} = 0.30$

$\frac{H_1}{R}$	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50	0.60	0.80	
$\frac{X}{H_1}$	Para la porción de la sección situada arriba de la cresta del vertedor									
0.000	0.0001	0.0000	0.0001	0.0001	0.0000	0.0000	0.0000	0.0001	0.0001	
0.10	0.0130	0.0130	0.0130	0.0135	0.0130	0.0120	0.0115	0.0110	0.0103	
0.20	0.0245	0.0242	0.0240	0.0235	0.0225	0.0210	0.0195	0.0180	0.0170	
0.30	0.0340	0.0333	0.0331	0.0320	0.0300	0.0270	0.0250	0.0230	0.0210	
0.40	0.0415	0.0411	0.0400	0.0380	0.0365	0.0350	0.0320	0.0285	0.0240	
0.50	0.0465	0.0470	0.0455	0.0440	0.0420	0.0395	0.0370	0.0325	0.0245	
0.60	0.0490	0.0500	0.0505	0.0480	0.0460	0.0430	0.0405	0.0350	0.0250	
0.70	0.0490	0.0515	0.0520	0.0490	0.0460	0.0430	0.0400	0.0340	0.0245	
0.80	0.0480	0.0520	0.0530	0.0500	0.0460	0.0430	0.0400	0.0335	0.0235	
0.90	0.0450	0.0500	0.0525	0.0505	0.0460	0.0430	0.0400	0.0330	0.0215	
1.00	0.0400	0.0450	0.0490	0.0470	0.0425	0.0390	0.0360	0.0305	0.0190	
1.20	0.0340	0.0390	0.0430	0.0410	0.0360	0.0330	0.0300	0.0240	0.0120	
1.40	0.0270	0.0320	0.0360	0.0340	0.0290	0.0260	0.0230	0.0170	0.0020	
1.60	0.0200	0.0250	0.0290	0.0270	0.0220	0.0190	0.0160	0.0100		
1.80	0.0130	0.0180	0.0220	0.0200	0.0150	0.0120	0.0090	0.0030		
2.00	0.0060	0.0110	0.0150	0.0130	0.0080	0.0050	0.0020			
2.50	0.0010	0.0060	0.0100	0.0080	0.0030	0.0000				
3.00	0.0000	0.0050	0.0090	0.0070	0.0020					
4.00	0.0000	0.0040	0.0080	0.0060	0.0010					
4.50	0.0000	0.0030	0.0070	0.0050						
5.00	0.0000	0.0020	0.0060	0.0040						
5.50	0.0000	0.0010	0.0050	0.0030						
	$\frac{Y}{H_1}$	Para la porción de la sección abajo de la cresta del vertedor								
-0.000	0.519	0.488	0.455	0.422	0.384	0.349	0.310	0.268	0.144	
-0.100	590	523	495	462	423	387	345	292	174	
-0.200	594	565	532	495	458	420	376	320	198	
-0.300	632	601	567	532	491	451	406	354	220	
-0.500	664	634	600	564	522	480	432	388	238	
-1.000	693	664	631	591	552	508	456	398	254	
-1.500	760	734	701	661	618	570	510	442	290	
-2.000	831	799	763	723	677	627	574	504	317	
-2.500	893	860	826	781	729	677	620	544	341	
-3.000	953	918	880	832	779	708	634	510	362	
-4.000	1.030	1.024	981	932	807	780	702	600	390	
-5.000	1.116	1.119	1.072	1.020	932	847	745	620	421	
-6.000	1.242	1.203	1.153	1.099	1.000	891	780	627	446	
-8.000	1.403	1.359	1.301	1.237	1.101	970	815	622	478	
-1.000	1.549	1.498	1.430	1.333	1.150	1.023	892	674	494	
-1.200	1.690	1.622	1.543	1.419	1.240	1.070	930	724	524	
-1.400	1.800	1.739	1.647	1.489	1.287	1.106	959	757	540	
-1.600	1.912	1.849	1.740	1.546	1.323	1.131	983	778	551	
-1.800	2.018	1.951	1.821	1.590	1.353	1.155	1.005	797	560	
-2.000	2.100	2.049	1.892	1.627	1.380	1.175	1.022	810	569	
-2.500	2.351	2.281	2.027	1.607	1.420	1.218	1.059	837		
-3.000	2.557	2.423	2.113	1.747	1.464	1.247	1.081	852		
-3.500	2.748	2.536	2.167	1.778	1.489	1.263	1.099			
-4.000	2.911	2.617	2.230	1.796	1.499	1.274				
-4.500	3.052	2.677	2.217	1.805	1.507					
-5.000	3.173	2.731	2.223	1.810						
-5.500	3.200	2.773	2.224							
-6.000	3.401	2.808								
$\frac{H_1}{R}$	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50	0.60	0.80	

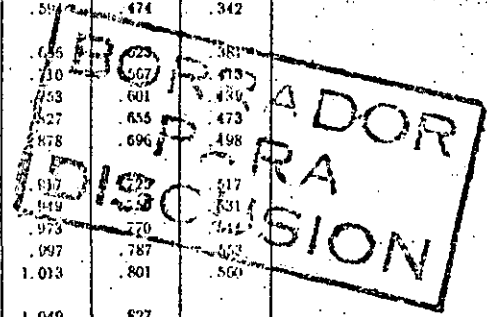


Según Wagner [15]

TABLA 3-23 COORDENADAS DE LA SUPERFICIE INFERIOR DE LA LAMINA VERTIENTE PARA DIFERENTES VALORES DE $\frac{H_1}{R}$ CUANDO $\frac{L}{R} = 0.15$

$\frac{H_1}{R}$	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50	0.60	0.80
$\frac{X}{H_1}$	Para la porción de la sección arriba de la cresta del vertedor								
0.000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
.010	.0120	.0120	.0115	.0115	.0110	.0110	.0105	.0100	.0090
.020	.0210	.0200	.0195	.0190	.0185	.0180	.0170	.0160	.0140
.030	.0285	.0270	.0265	.0260	.0250	.0235	.0225	.0210	.0185
.040	.0345	.0335	.0325	.0310	.0300	.0285	.0265	.0250	.0170
.050	.0405	.0385	.0375	.0360	.0345	.0320	.0300	.0250	.0170
.060	.0470	.0450	.0420	.0400	.0380	.0355	.0330	.0265	.0165
.070	.0495	.0470	.0455	.0430	.0410	.0380	.0350	.0270	.0150
.080	.0525	.0500	.0485	.0460	.0435	.0400	.0365	.0270	.0130
.090	.0550	.0530	.0510	.0480	.0455	.0420	.0370	.0265	.0100
.100	.0590	.0560	.0535	.0500	.0465	.0425	.0375	.0255	.0065
.120	.0630	.0600	.0570	.0520	.0480	.0435	.0365	.0220	
.140	.0670	.0620	.0585	.0525	.0475	.0425	.0345	.0175	
.160	.0670	.0635	.0590	.0520	.0460	.0400	.0305	.0110	
.180	.0675	.0645	.0580	.0500	.0435	.0365	.0260	.0040	
.200	.0670	.0625	.0560	.0465	.0395	.0320	.0200		
.250	.0615	.0560	.0470	.0360	.0265	.0160	.0015		
.300	.0520	.0440	.0320	.0210	.0100				
.350	.0380	.0285	.0165	.0030					
.400	.0210	.0090							
.450	.0015								
.500									
.550									
$\frac{Y}{H_1}$	Para la porción del perfil abajo de la cresta del vertedor								
-0.000	0.454	0.422	0.392	0.358	0.325	0.288	0.253	0.189	0.116
-.020	.429	.407	.377	.344	.311	.274	.239	.175	.102
-.040	.404	.382	.352	.319	.286	.249	.214	.150	.077
-.060	.379	.357	.327	.294	.261	.224	.189	.125	.052
-.080	.354	.332	.302	.269	.236	.199	.164	.100	.027
-.100	.329	.307	.277	.244	.211	.174	.139	.075	.002
-.120	.304	.282	.252	.219	.186	.149	.114	.050	
-.140	.279	.257	.227	.194	.161	.124	.089	.025	
-.160	.254	.232	.202	.169	.136	.099	.064	.000	
-.180	.229	.207	.177	.144	.111	.074	.039		
-.200	.204	.182	.152	.119	.086	.049			
-.220	.179	.157	.127	.094	.061	.024			
-.240	.154	.132	.102	.069	.036				
-.260	.129	.107	.077	.044	.011				
-.280	.104	.082	.052	.019					
-.300	.079	.057	.027						
-.320	.054	.032							
-.340	.029	.007							
-.360	.004								
-.380									
-.400									
-.420									
-.440									
-.460									
-.480									
-.500									
-.520									
-.540									
-.560									
-.580									
-.600									
-.620									
-.640									
-.660									
-.680									
-.700									
-.720									
-.740									
-.760									
-.780									
-.800									
-.820									
-.840									
-.860									
-.880									
-.900									
-.920									
-.940									
-.960									
-.980									
-1.000									
-1.200	1.639	1.610	1.537	1.411	1.228	1.059	0.917	0.517	0.117
-1.400	1.780	1.731	1.639	1.480	1.270	1.096	0.949	0.511	0.111
-1.600	1.897	1.843	1.729	1.533	1.310	1.123	0.973	0.511	0.105
-1.800	2.003	1.947	1.809	1.580	1.347	1.147	0.997	0.507	0.100
-2.000	2.104	2.042	1.879	1.619	1.372	1.167	1.013	0.501	0.095
-2.500	2.340	2.251	2.017	1.690	1.423	1.210	1.049	0.527	0.090
-3.000	2.550	2.414	2.105	1.738	1.457	1.240	1.073	0.540	0.085
-3.500	2.740	2.530	2.153	1.768	1.475	1.252	1.088		0.080
-4.000	2.904	2.609	2.180	1.780	1.487	1.263			
-4.500	3.048	2.671	2.198	1.790	1.491				
-5.000	3.169	2.727	2.207	1.793					
-5.500	3.266	2.769	2.210						
-6.000	3.346	2.800							
$\frac{H_1}{R}$	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50	0.60	0.80

Según Wagner [15]



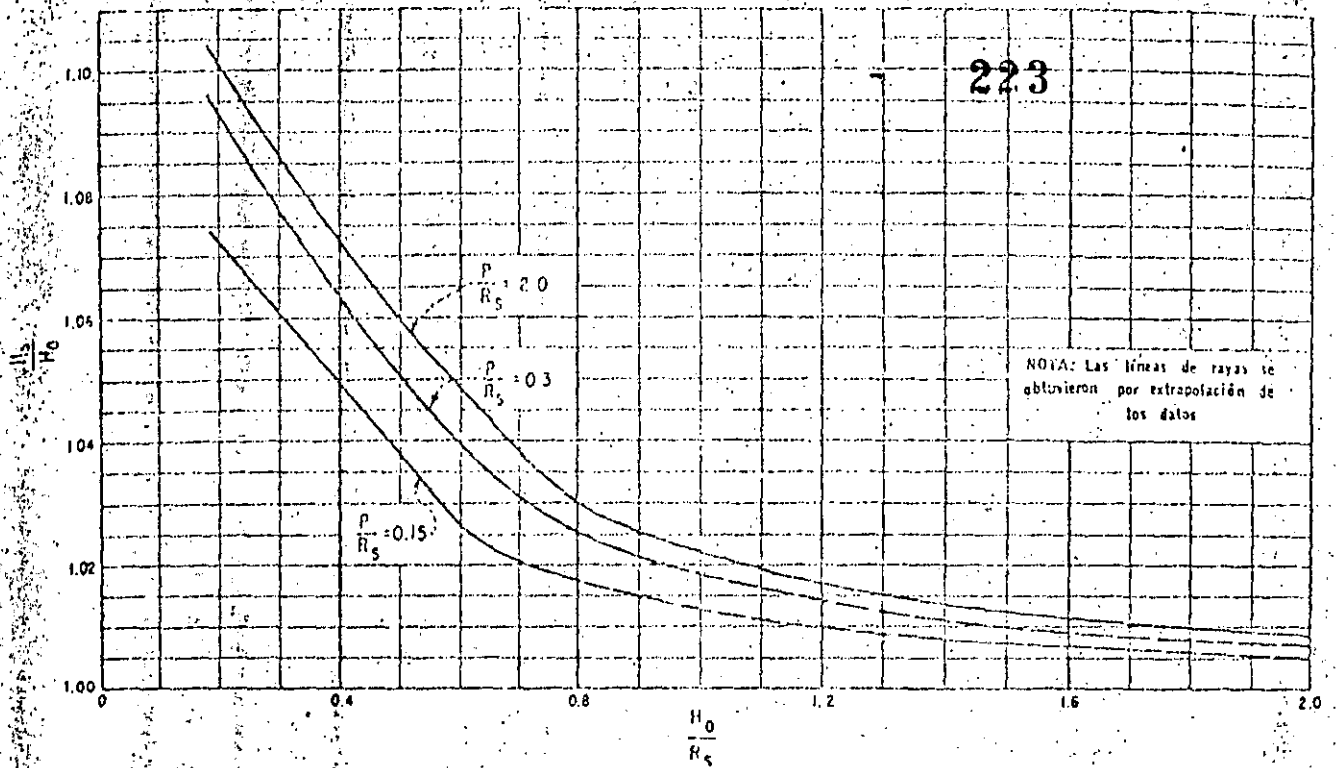


Fig 3.95 Relación H_0/R_s y H_s/H_0 .

Entre el perfil del cimacio y la lumbrera vertical debe construirse una transición, que debe seguir la forma de un chorro vertical que cae de un orificio horizontal. Así el diámetro del chorro proporcionará el diámetro mínimo de la lumbrera.

BORRADO
DISCUSIÓN

Si se acepta una pérdida del 10% de la carga disponible, la ecuación del perfil del chorro vertical es:

$$R = 0.276 \frac{Q^{1/2}}{Ha^{1/4}} \quad (3.120)$$

donde:

224

H_a : diferencia en m, entre el nivel del agua correspondiente a la carga de diseño y la elevación donde se calcula el radio R.

Q : gasto de diseño en m^3/s .

R : radio del perfil del chorro en m.

Para seleccionar el diámetro de la lumbrera y el conducto de descarga, de tal manera que se cumpla una relación de llenado máxima del 75%, se sigue el siguiente método:

- a) Proponer un diámetro y localizar la elevación en la transición que tenga ese diámetro, esa es una sección de control.
- b) Calcular la longitud L de la lumbrera y el conducto.
- c) Calcular las pérdidas por fricción en el conducto, suponiendo una relación de llenado del 75%.
- d) Calcular la elevación de la plantilla del portal de salida, con la ecuación:

$$E_p = E_c + h_c - h_v - h_f - Y_p \quad (3.121)$$

donde:

E_p : Elevación de la plantilla del portal de salida

E_c : Elevación en la sección de control

h_c : Carga de velocidad en la sección de control

h_v : Carga de velocidad en el conducto

h_f : Pérdidas por fricción en el conducto

Y_p : Tirante en el portal de salida

Esta elevación debe coincidir con la plantilla impuesta por la topografía, si esto no ocurre se repite el procedimiento con un nuevo diámetro.

BORRADOR
PARA
DISCUSION

e) Calcular el perfil del agua en el conducto.

Ejemplo 3.26 Proyectar un vertedor de embudo para descargar $Q_0 = 101.90 \text{ m}^3/\text{s}$ con una carga de 5.0 m. Los demás datos se presentan en la figura 3.95.

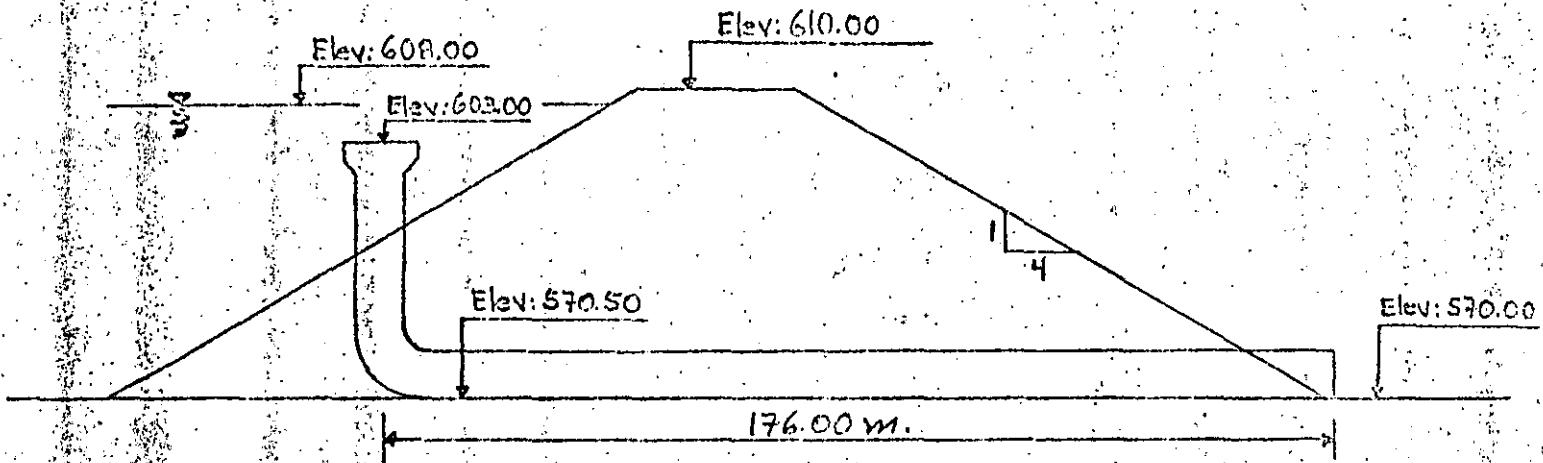


Fig. 3.95. Datos del ejemplo 3.26

Solución:

Suponiendo $\frac{P}{R_s} \geq 2$, el radio se puede calcular por tanteos.

1er. Tanteo

$$R_s = 8.00 \text{ m.}$$

$$\frac{H_0}{R_s} = \frac{5.0}{8.0} = 0.625$$

Con este valor y la fig 3.92 se obtiene:

$$K = 2.95$$

BORRADOR
PARA
DISCUSION

Entonces:

$$C_o = \frac{K}{\sqrt{3.28}} = \frac{2.95}{\sqrt{3.28}} = 1.629$$

De aquí puede calcularse el gasto de descarga:

$$Q = C_o 2\sqrt{R_s H_o}^{3/2} = 1.629 \times 2 \times \sqrt{8} \times 5^{3/2} = 915.39 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Como:

$$Q = 915.39 > Q_o = 101.90 \text{ m}^3/\text{s} \text{ se debe reducir el radio:}$$

Si se considera ahora $R_s = 2.5 \text{ m}$.

$$\frac{H_o}{R_s} = \frac{5}{2.5} = 2 ; \quad K = 1.05$$

$$C_o = \frac{1.05}{\sqrt{3.28}} = 0.5797$$

$$Q_o = 101.81 \text{ m}^3/\text{s}$$

Para disminuir las presiones negativas se debe aumentar el radio del vertedor con el empleo de la fig 3.94.

Con:

$$\frac{H_o}{R_s} = \frac{5.0}{2.5} = 2.0$$

$$\frac{R'_s}{R_s} = 1.8 ; \quad R'_s = 1.8 \times 2.5 = 4.5 \text{ m}$$

Con:

$$\frac{H_o}{R'_s} = \frac{5.0}{4.5} = 1.11, \text{ y con } \frac{P}{R_s} \geq 2$$

De la fig 3.95 se obtiene:

BORRADOR
PARA
DISCUSION

$$\frac{H's}{H_o} = 1.018,$$

entonces:

$$H's = 1.018 \times 5 = 5.09 \text{ m}$$

Con lo valores:

$$\frac{H's}{R's} = \frac{5.09}{4.50} = 1.13 \text{ y } \frac{P}{R's} > 2$$

Se puede emplear la tabla 3.21 para diseñar el cimacio del vertedor ob-
teniéndose los siguientes valores:

Tabla 3.24 Sección Aguas arriba de la cresta del vertedor

$\frac{X}{H_s}$	$\frac{Y}{H_s}$	X (m)	Y (m)
0.000	0.0000	0.0000	0.0000
0.010	0.008915	0.0509	0.04537
0.020	0.014665	0.1010	0.07164
0.030	0.01785	0.1527	0.09085
0.040	0.01914	0.2036	0.09742
0.050	0.01883	0.2545	0.09584
0.060	0.017255	0.3054	0.08782
0.070	0.014445	0.3563	0.07352
0.080	0.01057	0.4072	0.0538013
0.090	0.005895	0.4581	0.03000

VERTEDOR
 PARA
 DISCUSION

Tabla 3.25 Sección Aguas Abajo de la cresta del vertedor

$\frac{Y}{H_s}$	$\frac{X}{H_s}$	X (m)	Y (m)
0.0000	0.10105	0.51434	0.0000
-0.020	0.12875	0.65533	-0.1018
-0.040	0.14875	0.75713	-0.2036

$\frac{Y}{H_s}$	$\frac{X}{H_s}$	X (m)	Y (m)
-0.060	0.16445	0.8370505	-0.3054
-0.080	0.1788	0.91009	-0.4072
-0.100	0.1905	0.96964	-0.5090
-0.150	0.2159	1.09893	-0.7635
-0.200	0.2366	1.20429	-1.0180
-0.250	0.25335	1.28955	-1.2725
-0.300	0.26675	1.35775	-1.5270
-0.400	0.28885	1.47024	-2.036
-0.500	0.30625	1.55881	-2.545
-0.600	0.32065	1.63210	-3.054
-0.800	0.3424	1.74281	-4.0720
-1.000	0.3565	1.81458	-5.0900
-1.200	0.36395	1.86777	-6.1080
-1.400	0.37165	1.89169	-7.1260

Cálculo de la forma de la transición. Este puede hacerse empleando la ecuación 3.120. Los puntos calculados se muestran en la tabla 3.26.

**BORRADOR
PARA
DISCUSION**

Tabla 3.26 Cálculo de la transición

Elevación de la sec- ción	Ha (m)	R (m)
603.00	5.00	1.86
602.00	6.00	1.78
601.00	7.00	1.71
600.00	8.00	1.66
599.00	9.00	1.61
598.00	10.00	1.57
597.00	11.00	1.53
596.00	12.00	1.50
595.00	13.00	1.47
594.00	14.00	1.44
593.00	15.00	1.42
592.00	16.00	1.39

Tabla 3-27 Gasto uniforme en tubos parcialmente llenos.

$\frac{d}{D}$	$\frac{A}{A_0}$	$\frac{r}{D}$	$\frac{Q_n}{Q_0}$	$\frac{Q_n^3}{Q_0^3}$	$\frac{d}{D}$	$\frac{A}{A_0}$	$\frac{r}{D}$	$\frac{Q_n}{Q_0}$	$\frac{Q_n^3}{Q_0^3}$
1	2	3	4	5	1	2	3	4	5
0.01	0.0013	0.0056	0.00007	15.64	0.51	0.4027	0.2511	0.239	1.442
02	0.037	0.132	0.0001	10.57	0.52	0.4127	0.2502	0.247	1.415
03	0.069	0.197	0.0004	8.56	0.53	0.4227	0.2502	0.255	1.388
04	0.105	0.262	0.0013	7.38	0.54	0.4327	0.2502	0.263	1.362
05	0.147	0.325	0.0022	6.55	0.55	0.4426	0.2502	0.271	1.336
06	0.192	0.389	0.0038	5.95	0.56	0.4526	0.2502	0.279	1.311
07	0.242	0.451	0.0055	5.47	0.57	0.4625	0.2502	0.287	1.286
08	0.294	0.513	0.0074	5.09	0.58	0.4724	0.2502	0.295	1.262
09	0.350	0.575	0.0095	4.76	0.59	0.4823	0.2502	0.303	1.238
10	0.409	0.635	0.0117	4.49	0.61	0.4920	0.2502	0.311	1.215
11	0.470	0.695	0.0141	4.25	0.61	0.5018	0.2502	0.319	1.192
12	0.534	0.755	0.0167	4.04	0.62	0.5115	0.2502	0.327	1.170
13	0.600	0.813	0.0194	3.86	0.63	0.5212	0.2502	0.335	1.148
14	0.668	0.871	0.0222	3.69	0.64	0.5308	0.2502	0.343	1.126
15	0.739	0.929	0.025	3.54	0.65	0.5404	0.2502	0.350	1.105
16	0.811	0.985	0.0277	3.41	0.66	0.5499	0.2502	0.358	1.084
17	0.886	1.042	0.0299	3.28	0.67	0.5594	0.2502	0.366	1.064
18	0.961	1.097	0.0327	3.17	0.68	0.5687	0.2502	0.373	1.044
19	1.039	1.152	0.0355	3.06	0.69	0.5780	0.2502	0.380	1.024
20	1.118	1.206	0.0376	2.96	0.70	0.5872	0.2502	0.388	1.004
21	1.199	1.259	0.0408	2.87	0.71	0.5964	0.2502	0.395	0.985
22	1.281	1.312	0.0442	2.79	0.72	0.6054	0.2502	0.402	0.965
23	1.365	1.364	0.0477	2.71	0.73	0.6143	0.2502	0.409	0.947
24	1.449	1.416	0.0513	2.63	0.74	0.6231	0.2502	0.416	0.928
25	1.535	1.466	0.0551	2.56	0.75	0.6319	0.2502	0.422	0.910
26	1.623	1.516	0.0588	2.49	0.76	0.6405	0.2502	0.429	0.891
27	1.711	1.566	0.0628	2.42	0.77	0.6489	0.2502	0.435	0.873
28	1.800	1.614	0.0673	2.36	0.78	0.6573	0.2502	0.441	0.856
29	1.890	1.662	0.0721	2.30	0.79	0.6655	0.2502	0.447	0.838
30	1.982	1.709	0.0770	2.25	0.80	0.6736	0.2502	0.453	0.821
31	2.074	1.756	0.0820	2.20	0.81	0.6815	0.2502	0.458	0.804
32	2.167	1.802	0.0871	2.14	0.82	0.6893	0.2502	0.463	0.787
33	2.260	1.847	0.0923	2.09	0.83	0.6969	0.2502	0.468	0.770
34	2.355	1.891	0.0976	2.05	0.84	0.7043	0.2502	0.473	0.753
35	2.450	1.935	0.1030	2.00	0.85	0.7115	0.2502	0.477	0.736
36	2.546	1.978	0.1084	1.958	0.86	0.7186	0.2502	0.481	0.720
37	2.642	2.020	0.1139	1.915	0.87	0.7254	0.2502	0.485	0.703
38	2.739	2.062	0.1194	1.875	0.88	0.7320	0.2502	0.488	0.687
39	2.836	2.102	0.1250	1.835	0.89	0.7384	0.2502	0.491	0.670
40	2.934	2.142	0.1306	1.797	0.90	0.7445	0.2502	0.494	0.654
41	3.032	2.182	0.1363	1.760	0.91	0.7504	0.2502	0.497	0.637
42	3.130	2.220	0.1420	1.724	0.92	0.7560	0.2502	0.499	0.621
43	3.229	2.258	0.1477	1.689	0.93	0.7612	0.2502	0.501	0.604
44	3.328	2.295	0.1534	1.655	0.94	0.7662	0.2502	0.503	0.588
45	3.428	2.331	0.1592	1.622	0.95	0.7707	0.2502	0.505	0.571
46	3.527	2.366	0.1650	1.590	0.96	0.7749	0.2502	0.507	0.553
47	3.627	2.401	0.1708	1.559	0.97	0.7788	0.2502	0.509	0.535
48	3.727	2.435	0.1766	1.530	0.98	0.7817	0.2502	0.511	0.517
49	3.827	2.468	0.1824	1.500	0.99	0.7844	0.2502	0.513	0.499
50	3.927	2.500	0.1882	1.471	1.00	0.7854	0.2502	0.515	0.483

BORRADOR
 PARA
 COUSON

d tirante
 D diámetro del tubo
 A área hidráulica
 r radio hidráulico

Q gasto
 n coeficiente de Manning
 S pendiente del tubo

591.00	17.00	230	1.37
590.00	18.00		1.35
589.00	19.00		1.33
588.00	20.00		1.32
587.00	21.00		1.30
586.00	22.00		1.29
585.00	23.00		1.27
584.00	24.00		1.26
583.00	25.00		1.25

En la fig 3.96 se presentan la sección del cimacio y de la transición.

Cálculo del conducto de descarga. Supóngase para un primer tanteo un diámetro de 2.70 m que corresponde a la elevación 590.00 msnm, ver tabla 3.26. La longitud del túnel será:

$$L = 197.50 \text{ m} \quad (\text{Longitud tomada del plano})$$

Como se requiere que el conducto trabaje a una relación de llenado del 75% se tiene:

$$A = 0.75 \cdot (\pi) \cdot 1.35^2 = 4.29 \text{ m}^2$$

$$V = \frac{101.90}{4.29} = 23.75 \text{ m/s}$$

$$h_v = \frac{23.75^2}{2 \cdot 9.81} = 28.74 \text{ m}$$

Para una relación de llenado del 75%, con:

$$\frac{A}{D^2} = \frac{4.29}{2.72} = 0.588$$

De la tabla 3.27 se obtiene:

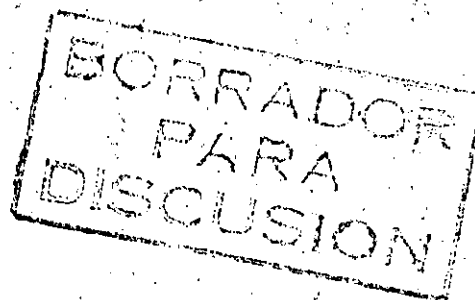
$$\frac{d}{D} = 0.700$$

además:

$$\frac{R}{D} = 0.2966$$

entonces el radio hidráulico vale:

$$R = 0.2966 \cdot 2.70 = 0.800 \text{ m}$$

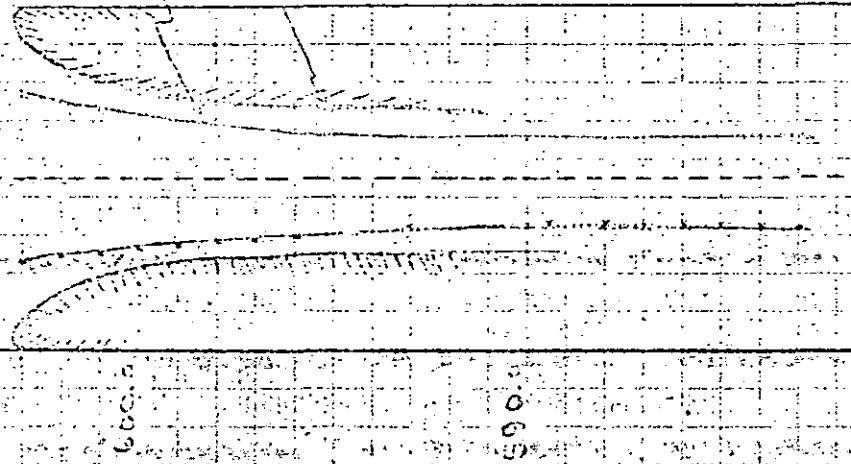


1000 - 1000

7000

Δ

R = 4.5"



Perfil del Clavo

Cinisco

BORRADOR PARA DISCUSION

Fig 396 Cinisco

de un clavo

de un vertedero de cemento

Considerando un coeficiente n de Manning de 0.017 y empleando la ecuación del mismo autor se obtiene:

$$s = \frac{V^2 n^2}{r^{4/3}} = \frac{(23.75)^2 \times (0.017)^2}{(0.800)^{4/3}} = 0.2195$$

Además:

$$h_f = 0.2195 \times 197.50 = 43.35 \text{ m}$$

La elevación del fondo del portal será:

$$\begin{aligned} \text{Elev. Portal} &= 590 + \frac{1}{1.1} (608 - 590) - 28.74 - 43.35 - 0.75 (270) = \\ &= 532.25 \text{ msnm} \end{aligned}$$

Como la elevación del fondo del portal es inferior a la establecida (570.00), es necesario proponer un diámetro mayor, por ejemplo $D = 372 \text{ m}$ que corresponde a una elevación 588.5 msnm. Se obtienen los siguientes resultados:

$$A = 8.15 \text{ m}^2$$

$$V = 12.50 \text{ m/s}$$

$$h_v = 7.96 \text{ m}$$

$$R = 1.10 \text{ m}$$

$$s = 0.03976$$

$$r = 208.50 \text{ m}$$

$$h_f = 8.29 \text{ m}$$

Pudiéndose establecer la ecuación:

$$\text{Elev Port} = 603.00 + 5/1.1 - 7.96 - 8.29 - 0.75 (3.72) = 588.5 \text{ msnm}$$

Valor aproximado a la elevación prefijada

El diseño final se presenta en la fig 3.97.

19 Proyecto Estructural

Una vez que se termina el proyecto hidráulico de los vertedores es necesario implementar el proyecto estructural que se puede dividir básicamente en los estudios siguientes:

BORRADOR
PARA
DISCUSION

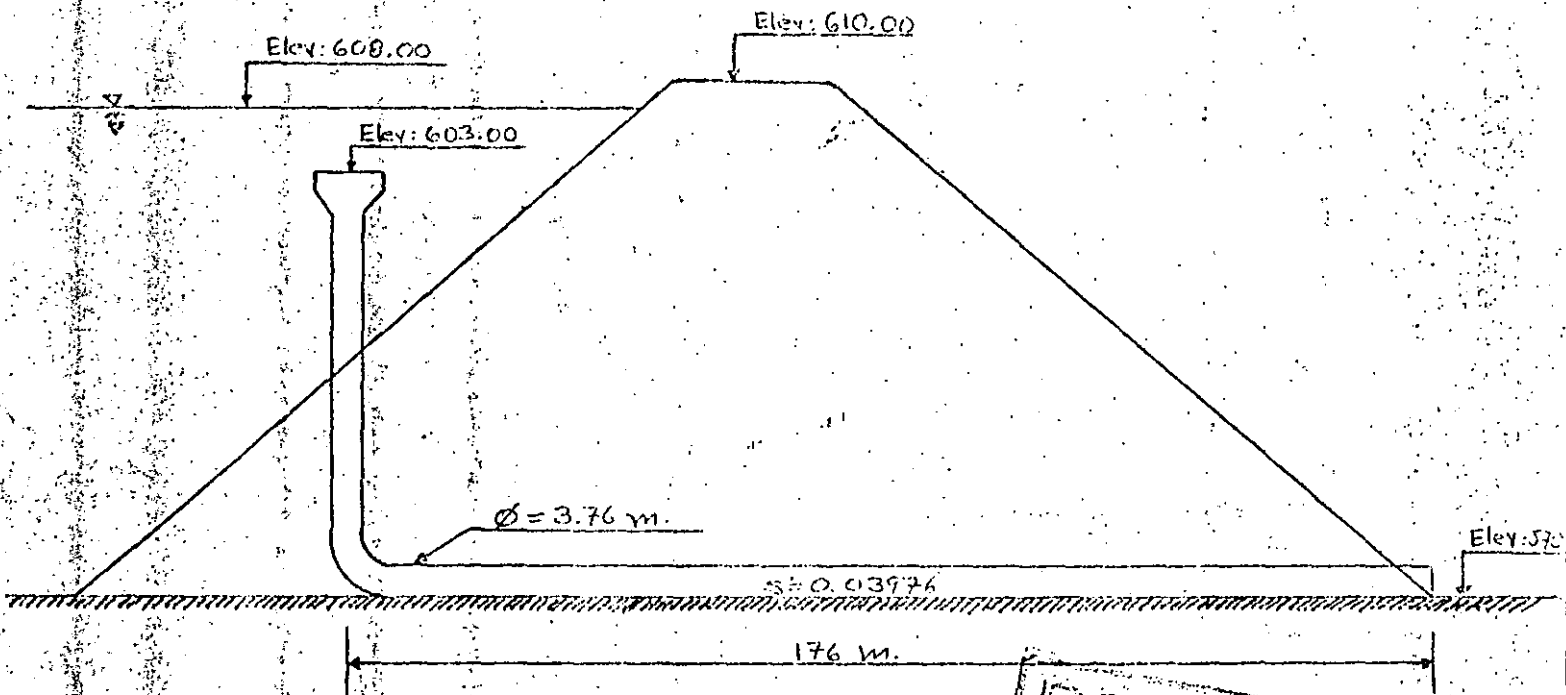


Fig 3.97 Diseño final del vertedor de embudo

BORRADOR
PARA
DISCUSION

- a) Análisis de estabilidad del cimacio
- b) Análisis de estabilidad de los muros de contención
- c) Detalles de diseño
- d) Revestimiento de los canales
- e) Diseño estructural de túneles. (cuando esto sea necesario)

19.1 Análisis de estabilidad del cimacio.

Este puede realizarse como si se tratara de una presa vertedora.

Los tres factores que atentan contra la estabilidad del cimacio son:

- a) El vuelco
- b) El deslizamiento
- c) Los esfuerzos excesivos

Vuelco. Bajo la acción de las fuerzas externas los cimacios tienden a girar alrededor de su pie, fig 3.98. Antes de que el cimacio llegara a voltearse como cuerpo rígido, tendrían que haber fallado sus materiales por tensión en el talón o por agrietamiento en el pie.

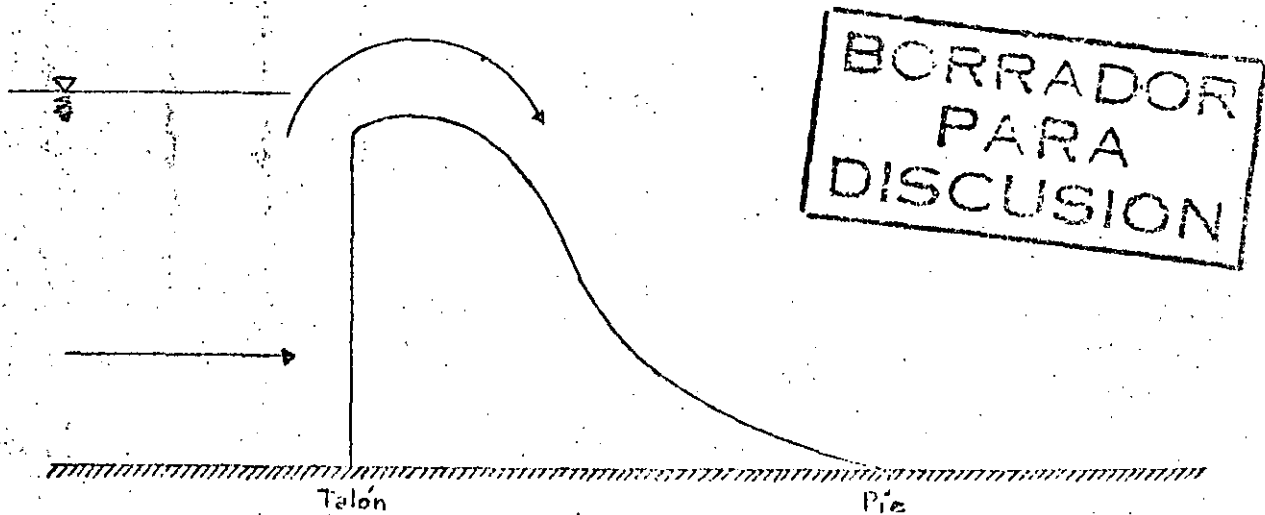


Fig 3.98. Tendencia al giro alrededor del pie del cimacio debido a fuerzas externas.

Deslizamiento. La fuerza horizontal H , tiende a desplazar en dirección horizontal al cimacio, las fuerzas resistentes son las producidas por fricción y por la resistencia al cortante del concreto o la cimentación, ver fig. 3.99. Antes de que el cimacio deslizará como cuerpo rígido, habrían fallado sus materiales (o la liga con la cimentación, o esta última) por esfuerzo cortante.

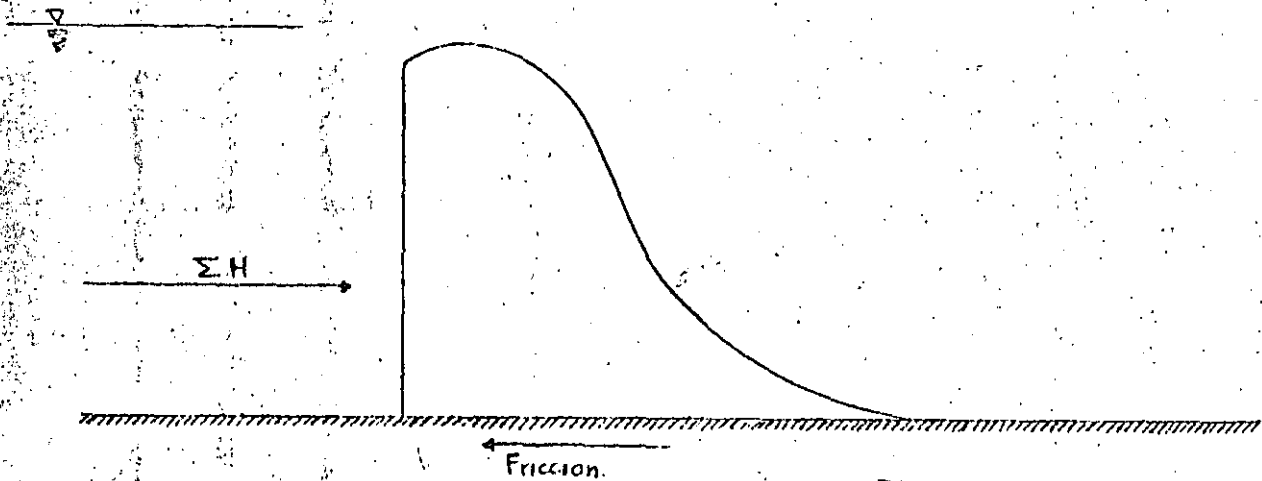


Fig 3.99 Deslizamiento del cimacio

BORRADOR
PARA
DISCUSION

Esfuerzos excesivos. Como hemos visto, la estabilidad de la estructura irá asociada siempre a la ruptura de sus materiales por esfuerzos excesivos, por lo que nuestra atención debe enfocarse a mantenerlos dentro de límites aceptables. En general, al menos en lo que respecta a la compresión, es relativamente fácil cumplir con esa condición, pues los esfuerzos en el concreto de los cimacios, inducidos por fuerzas externas son normalmente muy bajos si el diseño se ha elaborado con el suficiente cuidado.

Cargas que actúan en el cimacio

Peso propio. El peso propio se calculará con la ecuación:

$$W = \gamma_m V \quad (3.122)$$

donde:

W; peso propio

γ_m ; peso volumétrico del material

V; volumen de la estructura

Siendo $\gamma_m = 2.4 \text{ ton/m}^3$ para el concreto y 2.2 ton/m^3 para la mamposte-
ría (dependiendo de la densidad de la piedra usada). Se deben tomar en
cuenta el peso de las pilas, puentes, compuertas y sus mecanismos, conside-
rando cada uno en su línea de acción.

Empujes Hidrostáticos

Se consideran dos niveles de análisis: el NAME y el NAMO. Bajo dos hipó-
tesis:

- a) El peso específico del agua es de 1 ton/m^3
- b) Es válida la ley de Pascal "La presión actúa en cada punto con igual
magnitud en todas las direcciones y sentidos; los empujes resultan-
tes son normales a las superficies sobre las que actúan"

Sismo. Los sismos comunican aceleraciones a los muros que pueden
aumentar las presiones del agua sobre ellas, así como los esfuerzos dentro
de ellos mismos. Así se producirán fuerzas horizontales que actuarán en el
paramento aguas arriba y se producirán también fuerzas verticales que se
traducen en choques de la cimentación hacia abajo. Entonces el sismo debe-
rá analizarse en la masa de concreto y la masa del agua.

Subpresión. Cuando se construyen drenes, el diagrama original de sub-
presiones se abate como se muestra en la fig 3.100.

El valor de H_i según el USBR () se calcula con la ecuación:

$$H_i = H_2 + 0.33 (H_1 - H_2) \quad (3.123)$$

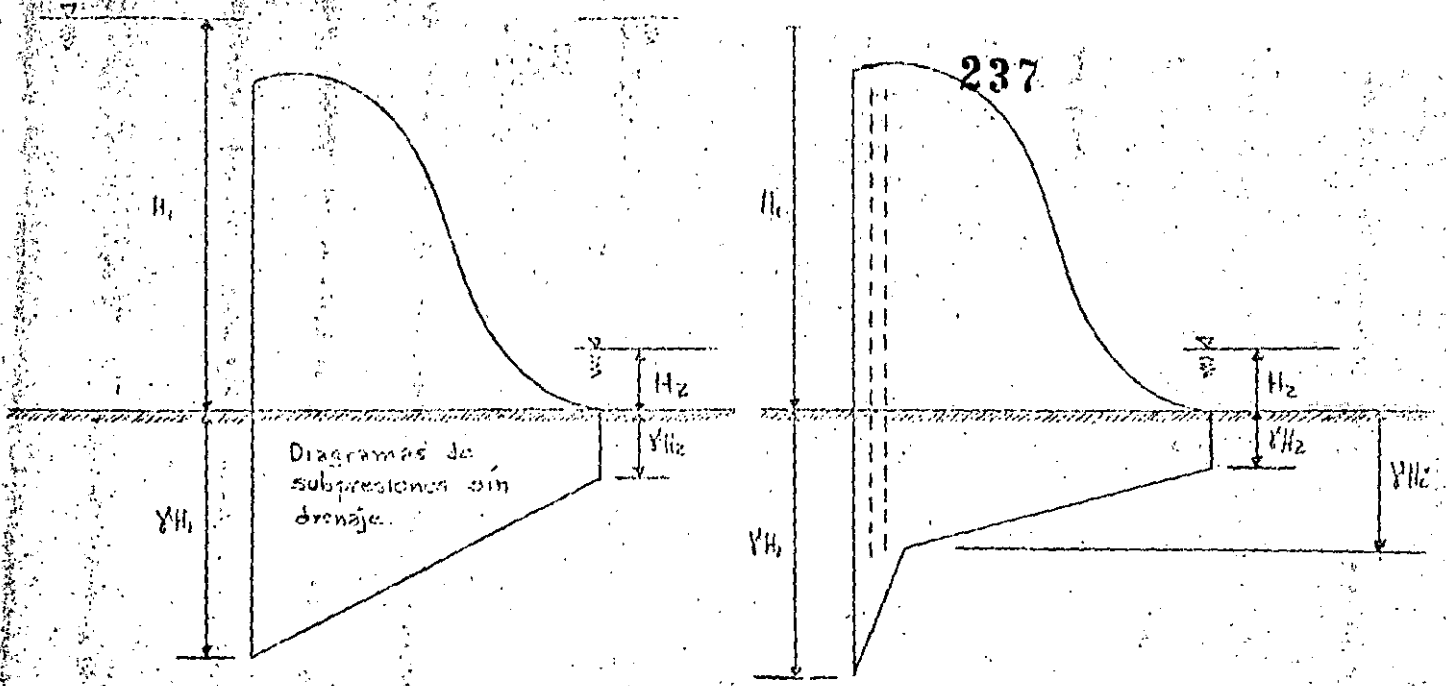


Fig 3.100 Diagramas de subpresión

También en este caso la revisión se hará al NAMO y al NAME:

Combinaciones de cargas.

En el análisis de cargas deben considerarse las siguientes combinaciones:

- a) Condiciones Ordinarias
 - Presa llena al NAMO
 - Empuje hidrostático
 - Peso propio y de accesorios
 - Subpresión
- b) Condiciones Extraordinarias
 - Presa llena al NAME
 - Empuje hidrostático
 - Peso propio y de accesorios
 - Subpresión
- c) Condiciones Extremas
 - Presa llena al NAMO
 - Empuje hidrostático
 - Peso propio y accesorios

BORRADOR
 PARA
 DISCUSION

Supresión

Sismo de diseño

d) Agua abajo del nivel del piso del canal de llegada

Cón sismo, o

Sin sismo

e) Otras condiciones de carga especiales a juicio del proyectista

Condiciones de Seguridad

Se deberán analizar los siguientes conceptos:

- a) Esfuerzos máximos de compresión (principales) que deben ser menores que los permisibles.
- b) Esfuerzos mínimos (principales) (pueden ser negativos, tensiones en algunos casos) mayores que los permisibles.
- c) Resistencia al deslizamiento que debe ser superior a las fuerzas deslizantes.

Esfuerzos Permisibles. La resistencia a la compresión que desarrolla el concreto en forma definitiva, no la alcanza a los 28 días, sino que oscila entre los 90 días y los dos años. Esta resistencia viene a ser del orden de $1.75 f'c$, donde $f'c$ representará la resistencia a los 28 días, medida en pruebas tipo ACI.

El USBR recomienda para esfuerzos de compresión:

$$\text{Resistencia de Diseño} = \frac{\text{Resistencia última}}{\text{F.S.}}$$

Siendo:

F.S. = 3 Para combinaciones de carga ordinaria

F.S. = 2 Para combinaciones de carga extraordinarias

F.S. = 1 Para combinaciones de carga extremas

BORRADOR
PARA
DISCUSION

Considerando para condiciones iniciales $f'c$ y para condiciones finales $1.75 f'c$.

Para el cálculo de esfuerzos mínimos se emplea la siguiente ecuación:

$$Ozu = "p" \gamma H - \frac{f'_t}{F.S.} \quad (3.124)$$

donde:

Ozu; esfuerzos

γH ; subpresión máxima

"p"; término de reducción de subpresión: igual a uno si no hay drenes y 0.4 si los hay;

f'_t ; resistencia última a la tensión en el concreto. $f'_t = 0.05$ de la resistencia última a con presión: $f'_t = 0.05 \times 1.75 f'c$ en condiciones finales.

F.S. factor de seguridad igual a 3 para condiciones ordinarias, a 2 para condiciones extraordinarias y a 1 para condiciones extremas.

Deslizamiento. Para que no haya deslizamiento debe cumplirse que:

$$F.C. > F.S.$$

Donde F.S. es un factor de seguridad que vale:

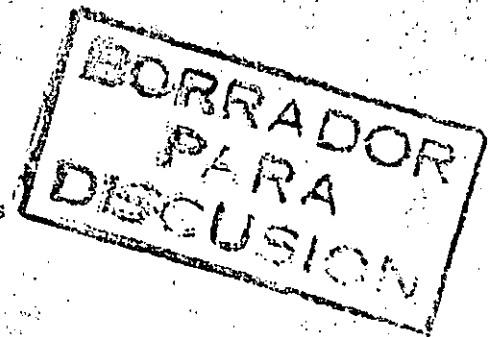
- 3 para combinaciones de carga ordinarias
- 2 para combinaciones de carga extraordinarias
- 1 para combinaciones de carga extremas.

Calculándose F.C. con la ecuación:

$$F.C = \frac{c A + N \tan \phi}{\Sigma \text{ fuerzas horizontales}} \quad (3.125)$$

donde:

F.C; Coeficiente de fricción - cortante



- c; cohesión del concreto (del orden de $0.1 f'c$) o de la liga con la cimentación.
- ϕ ; ángulo de fricción interna del concreto (45°) o de la liga en la cimentación.
- A; área de la superficie de desplante o de la sección horizontal a un nivel Z cualquiera al que se está realizando el análisis.

Agrietamiento. Cuando la subpresión es mayor que los esfuerzos efectivos en el extremo aguas arriba del cimacio se formará una grieta horizontal que llegará hasta el punto en que los esfuerzos efectivos y la subpresión son iguales, a partir de este punto hacia aguas abajo se delimitará la sección donde se apoya el cimacio ver fig 3.101.

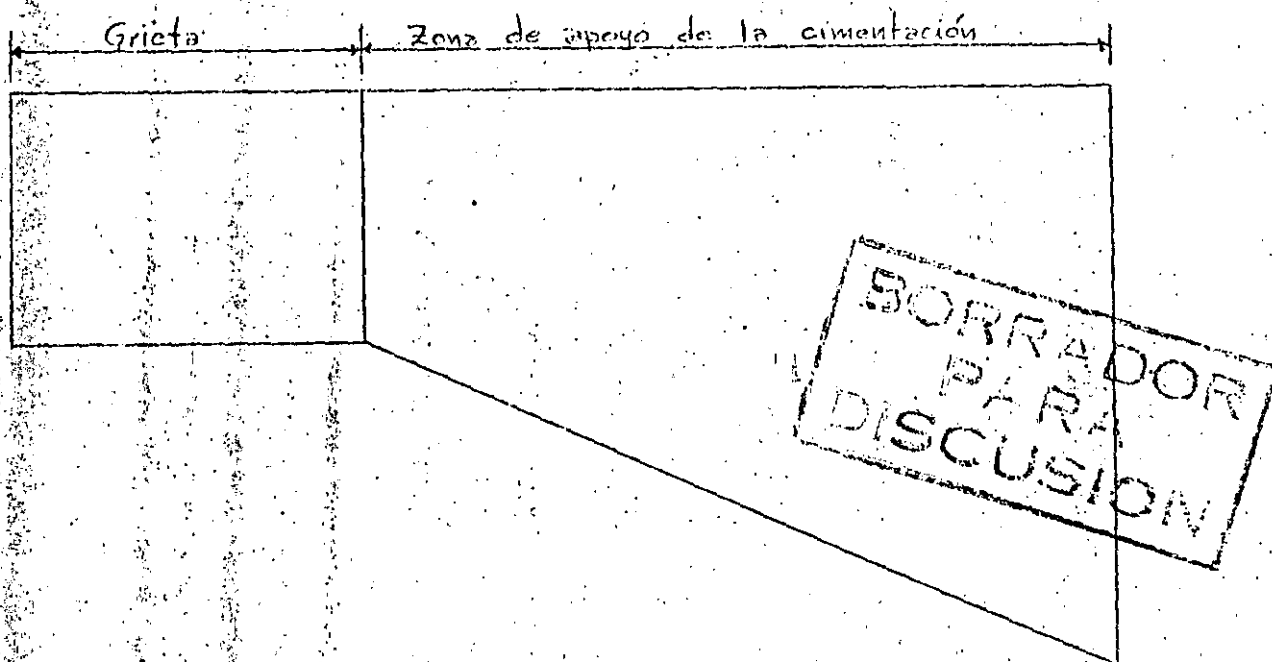


Fig 3.101. Grieta y zona de apoyo de la cimentación en una presa de gravedad.

Ejemplo 3.27. Hacer el análisis de estabilidad del cimacio presentado en la fig 3.102 si se ha construido de concreto, $\gamma_m = 2.4 \text{ tan/m}^3$. Se colocarán drenes a 1.5 m del paramento aguas arriba. Suponer un coeficiente sísmico $\alpha = 0.2$.

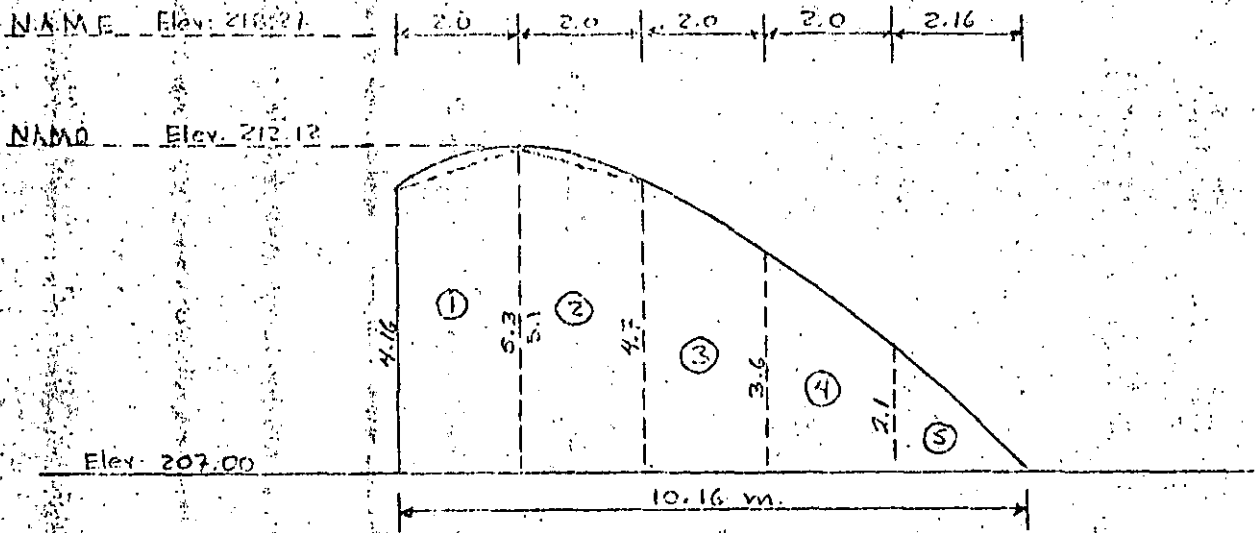


Fig 3.102. Sección del cimacio

Solución.

Como puede observarse en la figura 3.102 la sección del cimacio se ha dividido en 5 dovelas cuyas dimensiones se acotan en la misma. Además se establece el siguiente sentido de los ejes: abcisas hacia la izquierda, or denadas hacia abajo, momento antihorario.

a) Cálculo de cargas.

Se considera que el ancho de la sección mide 1.0 m. Así con esta consi deración y las dimensiones de la fig 3.102, se pueden hacer los siguientes cálculos.

Dovela 1.

BORRADOR
PARA
DISCUSION

$$\text{Area} = \frac{(4.6 + 5.3) \times 2}{2} = 9.9 \text{ m}^2$$

$$\text{Peso } W_1 = V \gamma_m = 9.9 \times 1 \times 2.4 = 23.76 \text{ ton}$$

Posición del centro de gravedad respecto al trapecio:

$$x = \frac{h}{3} \frac{2b + B}{b + B} = \frac{2}{3} \frac{(2 \times 4.6) + 5.3}{4.6 + 5.3} = 0.9764 \text{ m}$$

Para fijar la posición del centro de gravedad del trapecio con respecto al del cimacio es necesario hacer la siguiente operación:

$$\bar{x} = \frac{10.16}{2} - 2 + 0.9764 = 4.056 \text{ m}$$

El momento del peso propio con respecto al C.G. del cimacio vale:

$$M = 23.76 \times 4.56 = 96.37 \text{ ton-m}$$

El cálculo para todas las dovelas se presenta en la tabla 3.28.

Tabla 3.28 Cálculo de fuerzas y momentos producidos por peso propio

Dovela (no)	Area (m ²)	Wi (ton)	\bar{x} (m)	M (ton-m)
1	9.9	23.76	4.056	96.37
2	9.8	23.52	2.094	49.25
3	8.3	19.92	0.124	2.47
4	5.7	13.68	-1.832	-25.06
5	2.1	5.04	-3.639	-18.49
Total	35.8	85.92	1.217	104.56

BORRADOR
PARA
DISCUSION

b) Cálculo de empujes hidrostáticos.

Nivel al NAMO

$$E_h = \frac{\gamma h^2 b}{2} = \frac{1 \times 5.12^2 \times 1}{2} = -13.11 \text{ ton}$$

El momento vale:

$$M = E \cdot \frac{h}{3} = -13.11 \times 1.71 = -22.42 \text{ ton-m}$$

Nivel al NAME. Para hacer este cálculo considérese la fig 3.103.

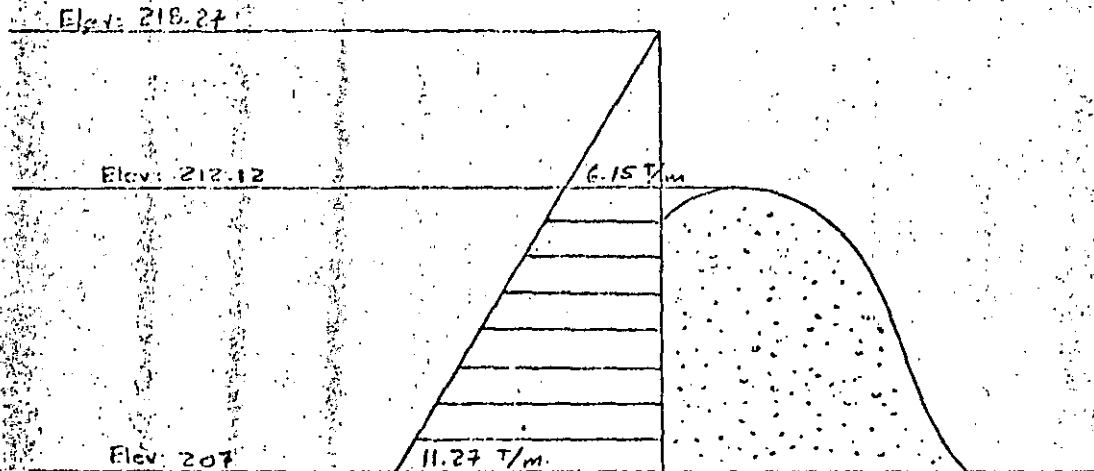


Fig 3.103. Presiones sobre el cimacio al NAME

El empuje vale:

$$E_h = \frac{1}{2} \times (6.15 + 11.27) = -44.60 \text{ ton}$$

El punto de aplicación se encuentra en:

$$\bar{h} = \frac{5.12}{3} \left(\frac{2 \times 6.15 + 11.27}{6.15 + 11.27} \right) = 2.31 \text{ m}$$

Y el momento:

$$M = -44.60 \times 2.31 = -103.03 \text{ ton - m}$$

c) Subpresión:

Considerando que se colocarán drenes se tienen las siguientes situaciones:

Nivel al NAMO, ver fig 3.104.

BORRADOR
PARA
DISCUSION

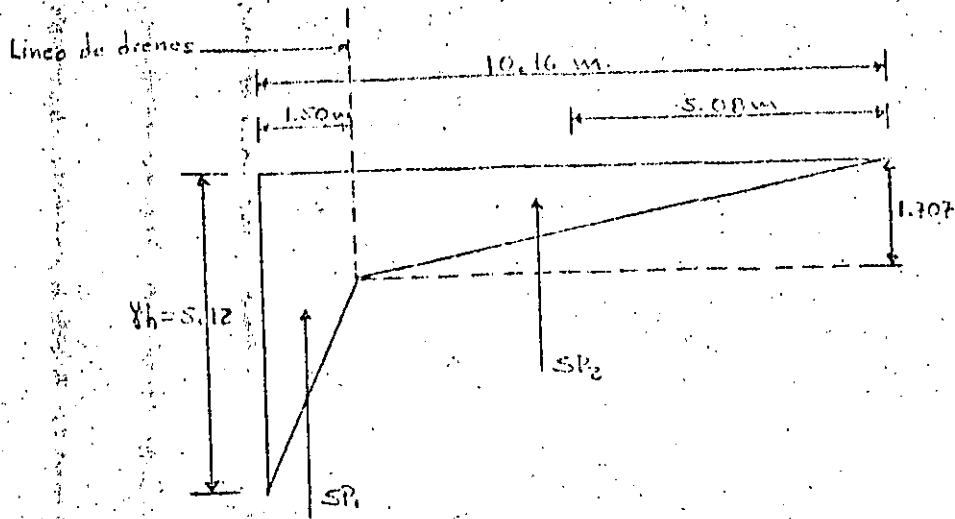


Fig 3.104. Diagrama de subpresiones, nivel al NAMO

Cálculo de SP1 y SP2.

$$SP1 = \frac{1 \times (5.12 + 1.707) \times 1.5}{2} = -5.12 \text{ ton.}$$

$$SP2 = \frac{1 \times (1.707 \times 8.66)}{2} = -7.39 \text{ ton}$$

Tabla 3.29: Momentos con respecto al centro de gravedad:

Fza (ton)	\bar{x} (m)	M (ton-m)
-5.12	4.455	-22.81
-7.39	0.696	- 5.14
Totales	-12.51	-27.95

BORRADOR
 PARA
 DISCUSION

Nivel al NAME, ver fig 3.105

$$SP1 = \frac{1 \times (11.27 + 3.76) \times 1.5}{2} = -11.27 \text{ ton}$$

$$SP2 = \frac{1 \times (3.76 \times 8.66)}{2} = -16.28 \text{ ton}$$

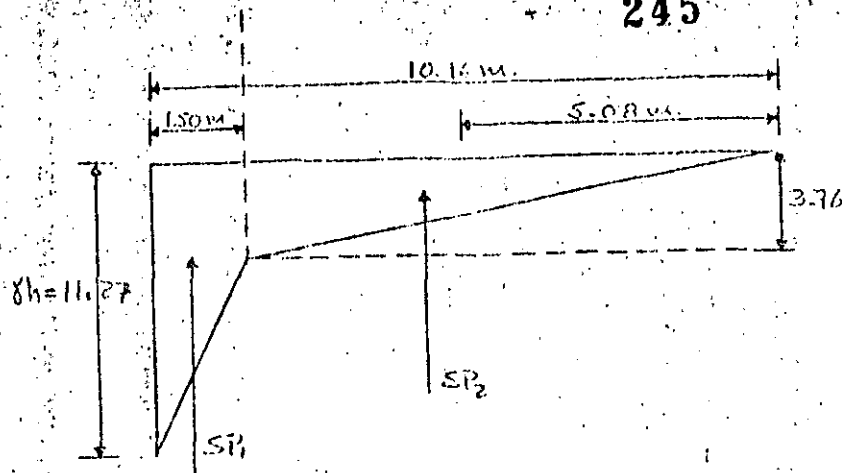


Fig. 3.105 Diagrama de subpresiones, nivel al NAME

Tabla 3.30. Momentos con respecto al centro de gravedad:

Pza (tan)	\bar{x} (m)	M. (tan-m)
-11.27	4.455	-50.20
-16.28	0.696	-11.33
Tot. -27.55		-61.53

BORRADOR
PARA
DISCUSION

d) Sismo:

d.1) Sismo en la masa del concreto.

Para la dovela 1 se tiene:

$$A = \frac{(5.3 + 4.6) \cdot 2}{2} = 9.9 \text{ m}^2$$

El punto de aplicación se ubica con el auxilio de la fig 3.106

$$Y = \frac{(9.20 \times 2.3) + (4.833 \times 0.7)}{9.20 + 0.7} = 2.479 \text{ m}$$

Los datos para las demás dovelas se presentan en la tabla 3.21.

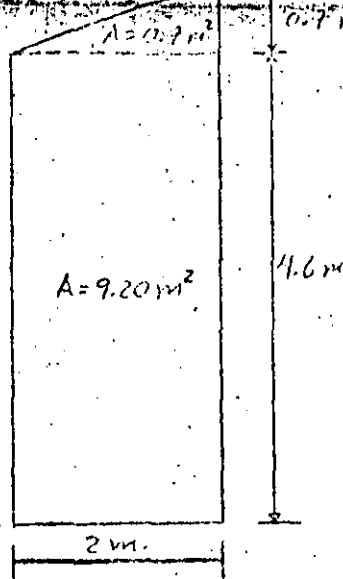


Fig 3.106 Diagrama para la ubicación del punto de aplicación de la fuerza producida por el sismo.

Tabla 3.31 Puntos de aplicación. Sismo.

Dovela (no)	Area (m ²)	Yi m	AiYi m ² x m
1	9.9	2.479	27.51
2	9.8	2.451	24.02
3	8.3	2.087	17.32
4	5.7	1.716	9.78
5	2.1	0.700	1.47
TOTAL	35.8		80.11

El punto de aplicación de toda la sección será:

$$\bar{Y}_c = \frac{80.11}{35.80} = 2.24 \text{ m}$$

La fuerza sísmica vale:

$$W_s = W_0 = -85.92 \times 0.2 = -17.184 \text{ ton}$$

Y el momento respectivo:

$$M_s = W_0 \bar{Y}_c = -17.184 \times 2.24 = -38.49 \text{ ton}$$

d.2) Sismo en la masa del agua.

Para calcular el empuje del agua el USBR, recomienda emplear la ecuación:

P = Cαyh² (3.126)

Para este caso particular C = 0.53, por lo tanto el empuje vale:

Es = 0.53 X 0.2 X 1 X 5.12² = -2.78 ton/m

El punto de aplicación según este mismo organismo vale:

ȳ = 0.412 h = 0.412 X 5.12 = 2.11 m

Entonces el momento debido a sismo es:

M = 0.412 X 5.12 X (-278) = -5.86 ton - m

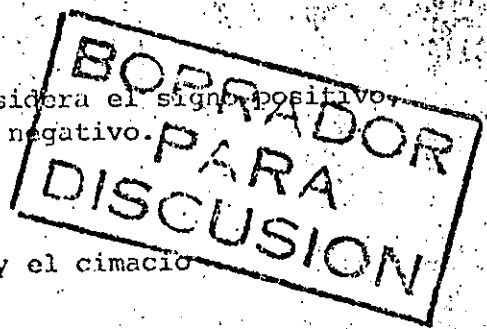
Con los datos obtenidos se pueden hacer las combinaciones de carga anteriormente citadas como se muestra en la tabla 3.32:

Revisión de Esfuerzos: Para ello se aplicará la fórmula de la escuadría:

σ_{B,A} = N/A ± M/I y max. (3.127)

donde:

- σ_{B,A}; Esfuerzos. σ_B de compresión si se considera el signo positivo, σ_A de tensión si se considera el signo negativo.
- N; Cargas normales
- A; Area de contacto entre la cimentación y el cimacio
- M; Momento actuante
- I; Momento de inercia
- Y_{max}; Distancia máxima al punto de análisis



En nuestro caso se tendría:

A = 1 X 10.16 m²

I = bh³/12 = 1 X 10.16³/12 = 87.40 m⁴

Tabla 3.32 Combinaciones de Carga

Condición	Ordinaria		Extraordinaria		Extrema		Vacía	
	Fza	Mom	Fza	Mom	Fza	Mom	Fza	Mom
Peso propio	85.92	104.56	85.92	104.56	85.92	104.56	85.92	104.56
Empuje Hidrostático	-13.11	-22.42	-44.60	-103.03	-13.11	-22.42		
Subpresión	-12.51	-27.95	-27.52	-61.49	-12.51	-27.95		
Sismo Concreto					-17.18	-38.49	17.18	38.59
Sismo Agua					-2.78	-5.86		
Fy (ton)	73.41		58.40		73.41		85.92	
Fx (ton)	-13.11		-44.60		-33.07		17.18	
Mz (ton m)		54.19		59.96		9.84		143.05

REPARADOR
 DE
 DIVISION

$$Y_{\max} = 5.08 \text{ m}$$

Condiciones Ordinarias

De la tabla 3.32 se tiene:

$$F_x = 73.41 \text{ ton}$$

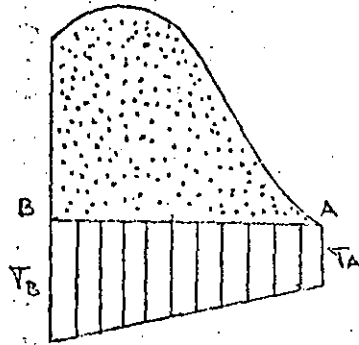
$$M_z = 54.19 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

Entonces:

$$\sigma_B = \frac{73.41}{10.16} + \frac{54.19}{87.40} \cdot 5.08 = 10.38 \text{ ton/m}^2 = 1.038 \text{ kg/m}^2$$

$$\sigma_A = \frac{73.41}{10.16} - \frac{54.19}{87.40} \cdot 5.08 = 4.08 \text{ ton/m}^2 = 0.408 \text{ kg/m}^2$$

Como los dos valores son positivos, no hay tensiones, ver fig 3.107



BORRADOR
PARA
DISCUSION

Fig 3.107. Distribución de esfuerzos en la cimentación

Con un factor de seguridad $FS = 3$, los esfuerzos que se tendrían son:

$$\sigma_B = 3 \times 1.038 = 3.12 \text{ kg/m}^2$$

$$\sigma_A = 3 \times 0.408 = 1.22 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto se recomienda un concreto con $f'c = 70 \text{ kg/cm}^2$, con ello se garantiza durabilidad, no disgregación, y buen aspecto. En las partes expuestas al flujo se colocará un concreto de mayor resistencia para evitar erosión.

Análisis de Deslizamiento. El esfuerzo de fricción cortante se calcula con la ecuación:

$$F.C. = \frac{\sum N \tan \phi + CA}{\sum F_h} \quad (3.128)$$

En nuestro caso se tiene:

$$\sum N = 73.41 \text{ ton}$$

$$\sum F_h = -13.11 \text{ ton}$$

$$C = 0.12 f'c = 84 \text{ ton/m}^2$$

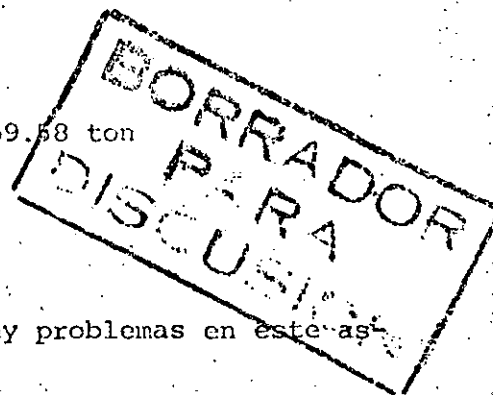
$$\tan \phi = 0.8$$

Sustituyendo en la ecuación anterior:

$$F.C. = \frac{73.41 \times 0.8 + 84 \times 10.16}{13.11} = 69.58 \text{ ton}$$

Para condiciones ordinarias F.S. = 3

Como puede verse $69.58 > 3$, por lo tanto no hay problemas en este aspecto tampoco.



Análisis de agrietamiento. Para hacer este análisis es necesario calcular los esfuerzos de compresión mínimos con la ecuación:

$$\sigma_{zu} = "p" \gamma_h - \frac{f'_t}{F_s} = 0.4 \times 1 \times 5.12 - \frac{0.05 \times 700}{3}$$

$$\sigma_{zu} = -9.61 \text{ ton/m}^2$$

Como la resistencia a la tensión en concreto vale $f'_t = 0.05f'c = 0.05 \times 700 = 35 \text{ ton/m}^2$.

Entonces $9.61 < 35.0 \text{ ton/m}^2$, por lo tanto es aceptable esta condición.

Si se taparan los drenes y fallaran, $p = 1$, entonces:

$$\sigma_{zu} = 1 \times 1 \times 5.12 - \frac{0.05 \times 700}{3} = -6.5 \text{ ton/m}^2,$$

es decir también se permiten tensiones en estas condiciones.

El esfuerzo compresible aguas arriba sin considerar subpresión en condiciones normales vale: (ver. tabla 3.32)

$$F_y = 85.92$$

$$M_z = 82.14$$

$$\sigma_B = \frac{85.92}{10.16} + \frac{143.05}{87.40} \cdot 5.08 = 16.77 \text{ tan/m}^2$$

Como $16.77 > 6.5$ no se presenta agrietamiento.

La revisión para las demás combinaciones de carga se presenta en la tabla 3.33

Tabla 3.33 Combinaciones de Carga

Esfuerzos	COMBINACIONES DE CARGA			
	Ordinaria	Extraordinaria	Extrema	Vacia
Compresión σ_B	3.12 < 70	1.85 < 70	1.56 < 70	5.04
Tensión σ_A	1.22 < 70	0.46 < 70	1.34 < 70	0.04
Deslizam. F.C	69.58 > 3	20 > 2	28 > 2	
Agrietamiento	13.23 > -6.5	8.55 > -6.2		

Como puede notarse para condiciones extremas se ha considerado F.S. = 2, en vez de F.S. = 1, debido a que no se conoce el "sismo máximo" posible.

Ya que no se sobrepasan los esfuerzos permisibles y factores de seguridad al deslizamiento y no existe agrietamiento, el cimacio se considera estable.

19.2 Análisis de estabilidad de los muros de contención del canal de llamada.

Cuando el canal de llamada se ha excavado en roca sana o material resistente, el revestimiento se coloca sobre los taludes excavados, si es

que estos son estables. En caso contrario es necesario construir muros de estabilidad cuyo comportamiento es semejante al de las presas de gravedad y habrá que revisar su estabilidad contra el vuelco, el deslizamiento, así como la reacción de la cimentación.

Cargas actuantes. Las cargas que actúan sobre un muro de estabilidad son las siguientes; ver fig 3.108:

- a) Peso propio, W_1
- b) La presión de la tierra contra el respaldo del muro. E_1
- c) La presión de la tierra contra el frente del muro E_2
- d) Las fuerzas de los pesos de los accesorios que hubiera sobre el, muro. W_2
- e) Los empujes hidrostáticos H_1
- f) La subpresión U_1
- g) Las vibraciones que pudieran ser inducidas sobre el muro, por ejemplo el tránsito de vehículos o ferrocarriles.
- h) Los Sismos
- i) Las expansiones debidas a cambios de humedad en el relleno.
- j) Las sobrecargas en el relleno

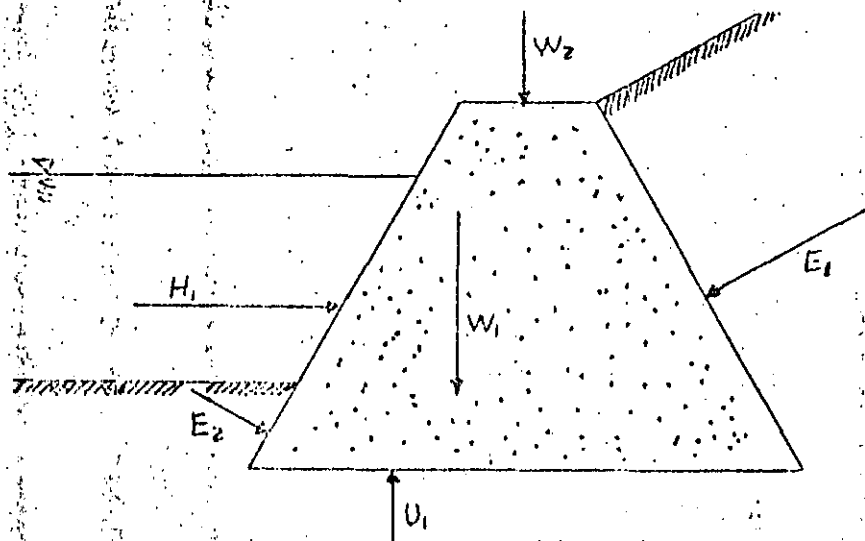


Fig 3.108. Cargas actuantes sobre un muro de contención

El empuje del suelo sobre el muro puede calcularse con la teoría de Rankine, así el empuje activo ejercido por un relleno de suelo friccionante, de superficie horizontal contra un muro de respaldo vertical se calcula con la ecuación:

$$Ea = \frac{1}{2N_{\phi}} \gamma H^2 = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 \quad (3.129)$$

donde:

Ea : Empuje activo del relleno

N_{ϕ} : Número adimensional que relaciona el esfuerzo principal mayor con el menor, $N_{\phi} = \frac{\sigma_1}{\sigma_3}$.

γ : Peso volumétrico del material de relleno.

H : Altura del muro sobre la que actúa el relleno.

K_a : Coeficiente activo de presión de tierras

Además se tiene que:

$$K_a = \frac{1}{N_{\phi}} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right)$$

donde:

ϕ : Ángulo de fricción interna

El empuje pasivo para las mismas condiciones se calcula con la ecuación:

$$E_p = \frac{1}{2} N_{\phi} \gamma H^2 = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2 \quad (3.131)$$

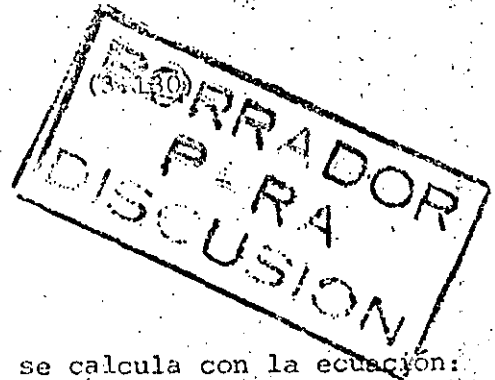
donde:

E_p : Empuje pasivo del relleno.

K_p : Coeficiente pasivo de presión de tierras.

Además se debe considerar que:

$$K_p = N_{\phi} = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \quad (3.132)$$



Es importante insistir en que los empujes activos pueden relacionarse con los empujes del suelo sobre los muros, en tanto que los pasivos se relacionan con los empujes de los muros contra el relleno.

En la teoría de Rankine se acepta que el punto de aplicación de las fuerzas calculadas anteriormente está a un tercio de la altura del muro a partir de la base.

Si la superficie de relleno forma un ángulo β con respecto a la horizontal, los empujes se calculan así:

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left[\cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}} \right] \quad (3.133)$$

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left[\cos \beta \frac{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}} \right] \quad (3.134)$$

Cuando se trata de suelos cohesivos, los empujes pueden calcularse con la ecuación:

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 - 2cH \quad (3.135)$$

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 + 2cH \quad (3.136)$$

dónde:

c , cohesión del material

Los puntos de aplicación pasan por el centroide de la cuña de presiones.

Para suelos con cohesión y fricción los empujes valen:

$$E_a = \frac{1}{2H} \gamma H^2 - \frac{2c}{\sqrt{N} \phi} H \quad (3.137)$$

BORRADOR
PARA
DISCUSION

$$E_p = \frac{1}{2} N \phi \gamma H^2 + 2c \frac{2c}{\sqrt{N \phi}} H \quad (3.138)$$

Los puntos de aplicación coinciden con el centroide del área total de presiones.

Condiciones de Carga.

Las condiciones de análisis para los muros de estabilidad son:

a) Combinación Ordinaria

- Canal vacío
- Relleno participando como empuje activo
- Sobrecarga

b) Combinación Extraordinaria

- Canal vacío
- Relleno participando como empuje activo.
- Acción del sismo en sentido desfavorable
- Sobrecarga

c) Otras que considere el proyectista.

Factores de Seguridad para muros de Contención

a) Volteamiento

$$F.S. = \frac{\text{Momentos resistentes}}{\text{Momentos actuantes}}$$

Condición ordinaria $F.S. \geq 2$

Condición extraordinaria $F.S. \geq 1.2$

b) Deslizamiento (fricción cortante)

$$F.c = \frac{N \tan \phi + c A}{\sum F_h} \quad (3.139)$$

c) Revisión de Esfuerzos

Se hace en la cimentación con la fórmula de la escuadría para condición ordinaria y extraordinaria.

BORRADOR
PARA
DISCUSION

Ejemplo 3.28. Calcular la estabilidad de un muro de contención con las características geométricas señaladas en la fig 3.109. Además las condiciones del suelo de relleno son las siguientes:

Peso volumétrico seco = 1674 kg/m^3

Peso volumétrico a la humedad óptima = 2000 kg/m^3

Cohesión $C = 4.5 \text{ ton/m}^2$

Angulo de fricción interna $\phi = 5^\circ$

Además el coeficiente sísmico vale $\alpha = 0.2$

Sobrecarga $\gamma = 1 \text{ ton/m}^3/\text{m}$

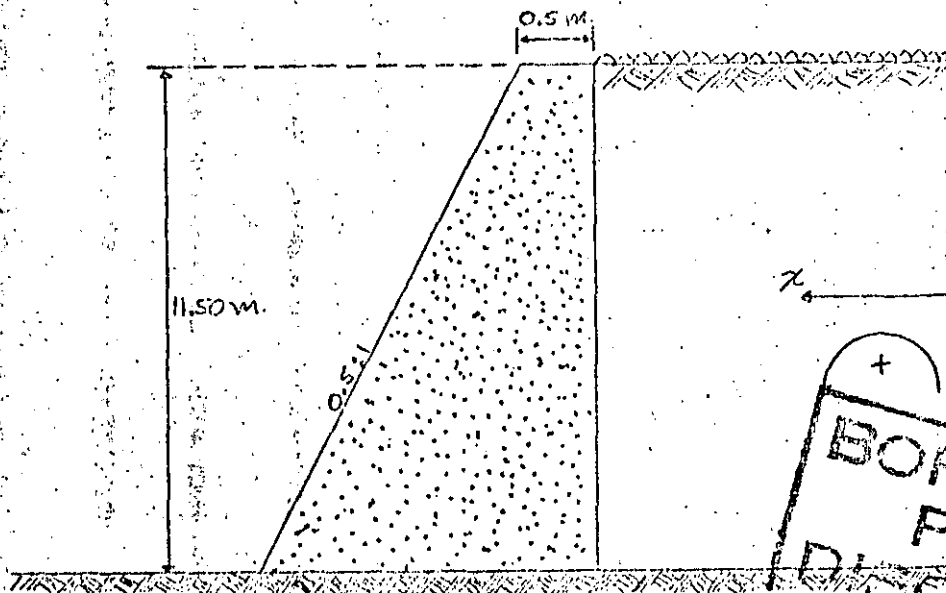


Fig 3.109. Datos para el ejemplo 3.28.

Solución:

a) Cálculo de cargas

a.1) Empuje activo de Rankine. De la ecuación 3.130:

$$\frac{1}{N_\phi} = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) = 0.84$$

$$N_\phi = 1.191$$

Sustituyendo valores en la ecuación 3.129:

$$E_a = \frac{1}{2} (0.84) (2) H^2 \frac{(2) (4.5)}{\sqrt{0.84}} H$$

$$E_a = 0.84 H^2 - 8.247 H$$

El punto de aplicación estará ubicado a la altura:

$$\bar{Y}_1 = \frac{H}{3}$$

Y el momento debido al empuje activo:

$$M_{EA} = E_a \frac{H}{3} = 0.84 \frac{H^3}{3} - 8.247 \frac{H^2}{3}$$

a.2) Empuje debido a la sobrecarga, se calcula con la ecuación:

$$E_s = \frac{1}{N \phi} \gamma H = (0.84) (1) (H) = 0.84 H$$

El punto de aplicación se encuentra a:

$$\bar{Y}_2 = \frac{H}{2}$$

Y el momento provocado por este empuje vale:

$$M_{ES} = E_s \frac{H}{2} = \frac{0.84}{2} H^2 = 0.42 H^2$$

a.3) Empuje total debido al relleno:

$$E_T = E_A + E_s = 0.84 H^2 - 8.247 H + 0.84 H$$

$$E_T = 0.84 H^2 - 7.407 H$$

El material empieza a presionar cuando el empuje vale cero, entonces:

$$0.84 H^2 - 7.407 H = 0$$

$$H = 8.82 \text{ m}$$

El momento total actuante vale:

$$M_T = M_{EA} + M_{ES} = 0.84 \frac{H^3}{3} - 8.247 \frac{H^2}{3} + 0.42 H^2$$

BORRADOR
PARA
DISCUSION

$$M_T = 0.28 H^3 - 2.329 H^2$$

a.4) Sismo en el relleno

Si se considera sismo en su forma más crítica, el momento debido a empuje activo se incrementa en un 20%, es decir:

$$M_{AS} = 1.20 E_{EA}$$

a.5) Peso propio

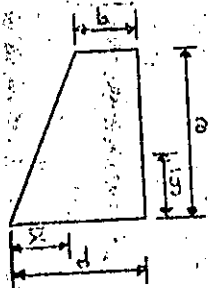
$$\text{Area; } A = 0.25 H^2 + 0.5 H$$

El peso W , vale (se considera $\gamma_c = 2.3 \text{ ton/m}^3$):

$$W = V\gamma = 0.575 H^2 + 1.15 H$$

Punto de aplicación:

Si se hace uso de la siguiente figura 3.110



$$\bar{x} = \frac{2}{3} \left(d - \frac{0.5b^2}{b+d} \right)$$

BORRADOR
PARA
DISCUSION

Fig 3.110. Elementos geométricos del muro de contención.

La ecuación anterior puede escribirse en función de H así:

$$\bar{x} = \frac{1}{3} \left(H - \frac{1}{2H+4} + 1 \right)$$

El momento debido al peso (es un momento resistente) vale:

$$M_E = W \bar{x}$$

a.6) Sismo en el muro:

$$F_x = 0.2 W$$

Punto de aplicación:

$$\bar{y} = \frac{a}{3} \left(\frac{d + 2b}{d + b} \right) \quad \text{ver fig 3.110}$$

En función de H puede escribirse:

$$\bar{y} = \frac{H}{3} \left(\frac{H + 3}{H + 2} \right)$$

Y su respectivo momento valdrá:

$$M_{SM} = F \times \bar{y}$$

Revisión al volteo.

Para hacer este análisis se compararán los momentos actuantes contra los resistentes para cada altura H.

Momentos Actuantes. Se consideran los siguientes:

$$M_T = (0.28 H^3 - 2.329 H^2) (2) \quad (\text{Debido al empuje del relleno})$$

Nótese que se ha multiplicado por dos que es el factor de seguridad para condiciones ordinarias. Para condiciones extraordinarias se tiene que multiplicar M_{EA} por 1.2 y por 1.2 estos últimos valores se deben al sismo en el relleno ($\alpha = 0.2$) y al factor de seguridad F.S. = 1.2.

$$M_{SM} = F \times \bar{y} \quad (\text{Debido al sismo en el muro})$$

Momentos Resistentes.

$$M_R = W \bar{x} \quad (\text{Debido al peso propio})$$

Se hará el cálculo para $H = 10.0$ m, para otros valores de H los resultados se presentan en la tabla 3.34.

$$H = 10.0$$

$$M_R = \left[0.575 (10)^2 + 1.15 (10) \right] \left[\frac{1}{3} \left(10 - \frac{1}{2 \times 10 + 4} + 1 \right) \right]$$

$$M_R = 252.0 \text{ ton} - \text{m}$$

Considerando FS = 2, se tiene:

$$2M_A = 2 \left[0.28 (10)^3 - 2.329 (10)^2 \right]$$

$$2M_A = 94.2 \text{ ton} - \text{m}$$

Para condiciones extraordinarias:

$$1.2 \times 1.2 \times M_A = 1.2 \times 1.2 \left[0.28 (10)^3 - 2.329 (10)^2 \right] =$$

$$= 67.8 \text{ ton} - \text{m}$$

Momento por sismo en el muro:

$$M_{SM} = 0.2 \left[0.575 (10)^2 + 1.15 (10) \right] \left[\frac{1}{3} \left(10 - \frac{1}{2 \times 10 + 4} + 1 \right) \right]$$

$$M_{SM} = 50.0 \text{ ton} - \text{m}$$

Y la suma para esta condición será:

$$1.44 M_A + M_{SM} = 67.8 + 50 = 117.8 \text{ ton} - \text{m}$$

Tabla 3.34. Momentos actuantes y resistentes.

H (m)	M_R (ton-m)	$2M_A$ (ton-m)	$1.44M_A$ (ton-m)	M_{SM} ton-m)	$1.44 M_A + M_{SM}$ (ton - m)
10	252	94.2	67.8	49.8	117.6
12	417	296.9	213.8	82.7	296.5
14	643	623.7	449.0	127.9	576.9
16	937	1101.3	792.9	186.3	979.2
18	1309	1756.7	1264.8	260.8	1525.6

BORRADOR
PARA
DISCUSION

Estos valores pueden graficarse como se muestra en la fig 3.111.

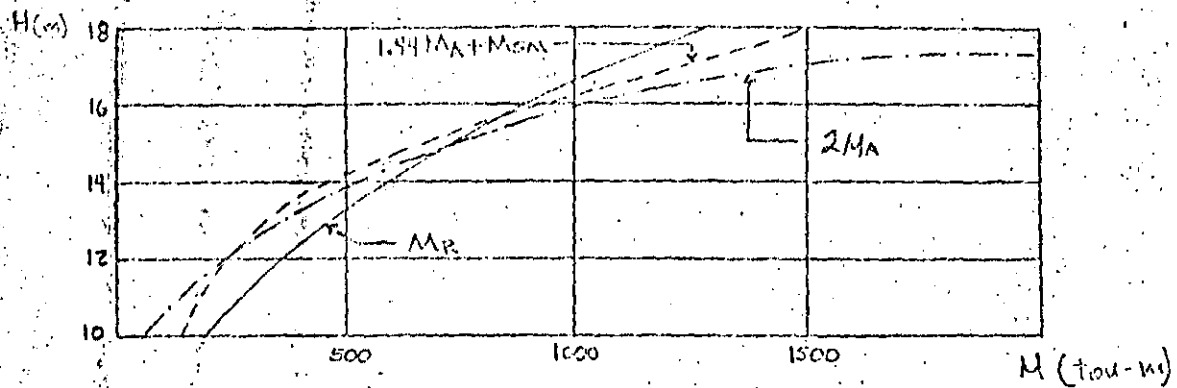


Fig 3.111. Comparación de momentos actuantes y resistentes.

Como puede notarse el muro es estable hasta una profundidad aproximada de 14.0 m por lo tanto es estable.

Revisión al deslizamiento.

No se revisarán las condiciones ordinarias, pues son mas desfavorables las extraordinarias con $H = 14.0$ m. Utilizando la ecuación:

$$F.c = \frac{\sum N \tan \phi + cA}{\sum F_h}$$

que debe ser mayor o igual que 1.5.

$$\sum N = 0.575 (14)^2 + 1.15 (14) = 128.8 \text{ ton.}$$

$$\tan \phi = 0.55$$

$$c = 140.0 \text{ ton/m}^2$$

$$A = [(14 \times 0.5) + 0.5] \times 1 = 7.5 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} \sum F_h = & \left\{ [(0.84) (14)^2 - 8.247 (14)] + (0.84) (14) \times 1.2 \right\} + \\ & + \left\{ [(0.575) (14)^2 + (1.15) (14)] \times 0.2 \right\} = 98.93 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$F.C = \frac{128.8 (0.55) + 140 (7.5)}{98.93} = 11.33 > 1.5$$

BORRADOR
PARA
DISCUSION

Por lo tanto es aceptable el diseño bajo esta revisión:

Revisión de esfuerzos: Se utilizó la ecuación de la escuadría:

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{I} y_{\max}$$

Se tiene:

$$N = 128.8 \text{ ton}$$

$$A = 7.5 \text{ m}^2$$

$$\bar{I} = \frac{bh^3}{12} = \frac{1 \times 7.5^3}{12} = 35.16 \text{ m}^4$$

Se hará uso de la figura 3.112 para ilustrar el desarrollo matemático:

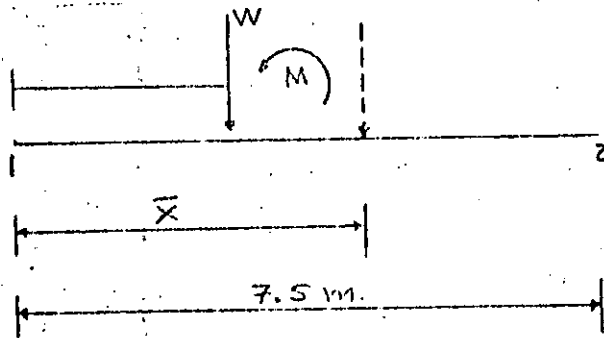


Fig 3.112. Elementos geométricos del muro.

Así:

$$W = \gamma Y = 0.575 (14)^2 + 1.15 (14) = 128.8 \text{ ton}$$

Con la ecuación obtenida:

$$\bar{x} = \frac{1}{3} \left(14 - \frac{1}{(2 \times 14) + 4} + 1 \right) = 4.99 \text{ m}$$

El momento debido al peso propio será:

$$M_R = 128.8 (\bar{x} - 3.75) = 128.8 (4.99 - 3.75) =$$

$$M_R = -159.7 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

BORRADOR
PARA
DISCUSION

El momento debido al sismo en el muro vale:

$$F_x = 0.2 W = 0.2 \times 128.8 = 25.76 \text{ ton}$$

$$\bar{Y} = \frac{14}{3} \left(\frac{14 + 3}{14 + 2} \right) = 4.96 \text{ m}$$

$$M_{SM} = F_x \bar{Y} = 25.76 \times 4.96 = 127.9 \text{ ton - m}$$

El momento debido al empuje activo se calcula así:

$$M_T = 0.28 (14)^3 - 2.329 (14)^2 = 311.8 \text{ ton - m}$$

Considerando sismo se tiene:

$$1.2 M_T = 374.16 \text{ ton - m}$$

Así la suma de momentos vale:

$$\Sigma M = 1.2 M_T + M_{SM} + M_R = 374.16 + 127.9 - 159.7 = 342.4 \text{ ton-m}$$

Sustituyendo en la ecuación de la escuadria:

$$\sigma_B = \frac{128.8}{7.5} + \frac{342.4}{35.16} \cdot 3.75 = 53.69 \text{ ton/m}^2 = 5.37 \text{ kg/m}^2$$

$$\sigma_A = \frac{128.8}{7.5} - \frac{342.4}{35.16} \cdot 3.75 = -19.34 \text{ ton/m}^2 = -1.93 \text{ kg/m}^2$$

Como se puede ver se presentan tensiones en A. Considerando que el esfuerzo permisible a tensión en el concreto es $f'_t = 0.5 f'_c$, para un concreto de $f'_c = 70 \text{ kg/m}^2$, $\sigma_{tp} \text{ perm} = 3.5 \text{ kg/cm}^2$, por lo tanto se acepta este esfuerzo, pues $3.1 > 1.93$.

De lo anterior se deduce que los muros son estables y que no requieren acero por refuerzo, se colocará únicamente acero por temperatura.

BORRADOR
PARA
DISCUSION

19.3. Revestimiento de los canales

Los canales de descarga se revisten para formar una superficie protectora impermeable que evite la erosión o daños a la cimentación. Durante las descargas del vertedor, el revestimiento queda sujeto a fuerzas hidrotáticas debidas al peso del agua contenida en el canal, a fuerzas de arrastre producidas por el flujo, a fuerzas dinámicas producidas por el agua y a fuerzas de subpresión producidas por el agua bajo el canal. Cuando no hay escurrimiento, el revestimiento está sujeto a la acción de los elementos naturales, incluyendo la dilatación y contracción debida a las variaciones de la temperatura, al deterioro químico y el producido por el intemperismo; a los efectos de los asentamiento y del pandeo; y a las subpresiones producidas por las filtraciones subterráneas o por elevados niveles freáticos. Como no siempre es posible evaluar las diferentes fuerzas que puedan estar presentes, ni construir el revestimiento lo suficientemente grueso para que las resista, su espesor se determina generalmente con un criterio más o menos arbitrario y se utilizan drenes subterráneos, canales, dentellones, etc., para estabilizar el revestimiento.

El espesor variará también con el tipo de cimentación, no es lo mismo colocar una losa sobre una superficie rocosa, que sobre una arenosa. Así Creager P (), afirma que "no hay un método racional para determinar el espesor del revestimiento de los canales de descarga de los vertedores.... El espesor variará de acuerdo a las condiciones de la cimentación y de la experiencia del diseñador". Sin embargo establece que se han usado espesores de 4 pulgadas a 5 pies, aunque los primeros no se recomiendan en climas extremos.

Por su parte Guthrie Brown (), habla de 3 a 4 pulgadas para cimentaciones arenosas y de 5 a 6 pulgadas para superficies rocosas. El USBR (), recomienda que el espesor mínimo nominal sea de 8 pulgadas.

Las losas y el revestimiento se diseñarán de acuerdo a la teoría estructural correspondiente.

En México existen especificaciones propuestas por la SARH () como

las siguientes:

265

El revestimiento de los taludes, así como el de la plantilla, se colará alternadamente en losas de las dimensiones indicadas en la fig 3.113. Los colados de las losas contiguas deberán hacerse a intervalos de 5 días mínimo. Colóquese el refuerzo continuo a través de las juntas de construcción.

El acero de refuerzo por temperaturas para concretos masivos se calculará considerando un espesor de concreto de 37.5 cm (15") máximo, y para revestimientos de concreto reforzado se calculará considerando todo el espesor del concreto.

En el caso de los vertedores, el espesor mínimo considerado es de 25 cm y el más común de 30 cm.

El recubrimiento del acero en superficies sujetas a la erosión por flujo del agua, será de 13 mm para velocidades hasta de 3.05 m/s, y se aumentará este recubrimiento en 13 mm por cada 3.05 m/s de incremento de velocidad.

Si la velocidad en el canal de descarga de un vertedor alcanza la velocidad de 30.5 m/s.

$$\frac{30.5 \text{ m/s}}{3.05 \text{ m/s}} = 10 \text{ veces; recubrimiento } 13 \text{ mm} \times 10 = 130 \text{ mm}$$

BORRADOR
PARA
DISCUSION

19.4 Detalles de diseño

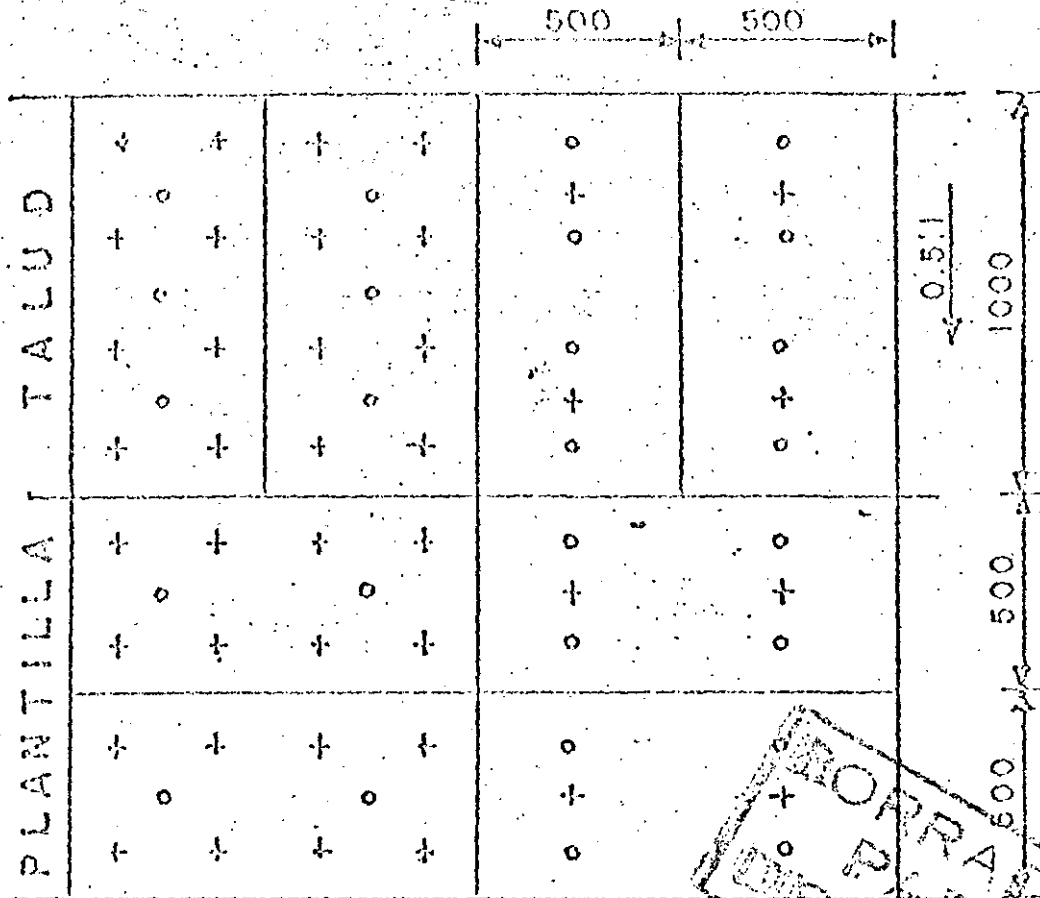
En esta sección se presentarán detalles complementarios al diseño de los canales de descarga.

Drenaje del canal

Causas de la necesidad del drenaje.

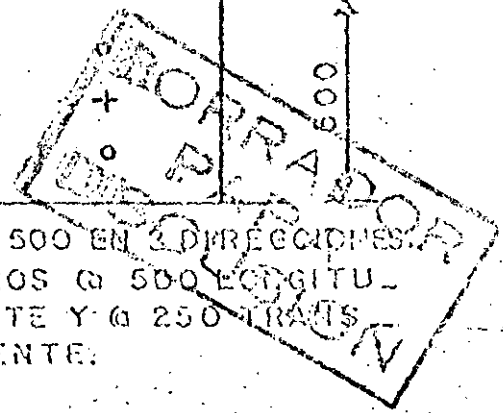
Con frecuencia existen capas freáticas altas que, en caso de que el ca

Fig. 3.113 JUNTAS DE CONSTRUCCION
COLADO DE LOSAS EN MODULOS DE 5.0 m. x 10 m.
DISTRIBUCION DE ANCLAS Y LLORADEROS



ANCLAS Ø 250 EN 2 DIRECCIONES. LLORADEROS Ø 500 EN 2 DIRECCIONES EN PLANTILLA Y EN EL TALUD Ø 500 LONGITUDINALMENTE Y Ø 250 TRANSVERSALMENTE.

ANCLAS Ø 500 EN 3 DIRECCIONES. LLORADEROS Ø 500 LONGITUDINALMENTE Y Ø 250 TRANSVERSALMENTE.



NOTA: Para colado de losas con módulos de 5 x 12, 6 x 12 m u otro arreglo cualquiera, se hará una repartición semejante a la anterior, pero adecuada a estas dimensiones.

nal se vacío, pueden producir el levantamiento del revestimiento y su rotura. Estas capas freáticas están originadas por la lluvia que se infiltra por el terreno o por las propias filtraciones del canal a través del revestimiento, de las juntas o de las grietas del concreto. Debe anotarse que el drenaje no solo debe preverse para la plantilla del canal, sino también para los taludes.

Tipos de drenaje

Los tipos de drenaje son diversos e incluyen todos aquellos elementos destinados a conseguir la evacuación del agua antes de que pueda infiltrarse en el terreno, así como todos aquellos otros que tratan de eliminarla después de haberse infiltrado.

Los drenajes exteriores para aguas superficiales son sin duda los más económicos y los más fáciles de conservar. Por otra parte, son capaces de eliminar volúmenes de agua muy superiores a los que pueden eliminar los drenes interiores.

Los drenes superficiales están formados por cunetas que pueden estar situadas en la ladera donde está ubicado el canal y a mayor altura este, en cuyo caso se llaman cunetas de coronación. También se colocan cunetas en el mismo nivel del canal, pudiendo estar también en las bases de los terraplenes o inclusive en la ladera a cotas inferiores a la del canal, para eliminar las filtraciones de éste.

Los drenajes enterrados, destinados a la protección del revestimiento del canal, son fundamentalmente tubos porosos situados bajo del revestimiento y a lo largo del canal o bien capas de material filtrante, situadas entre el revestimiento propiamente dicho y el terreno de cimentación.

Entre los elementos de drenaje interior, destinados a estabilizar al canal, se encuentran los sondeos drenantes, en cualquiera de sus múltiples formas y patentes así como las capas filtrantes colocadas en la base o en medio de los terraplenes. También pueden preverse a veces filtros en el pie de los taludes.

Drenes longitudinales con tubos porosos bajo la plantilla

Los drenes formados por tubos porosos bajo la plantilla del canal tienen como misión fundamental recoger el agua y transportarla a algún punto donde puede desaguarse. Su característica fundamental es la mayor facilidad de transporte del agua en el sentido del dren que en sentido transversal.

El mayor caudal que debe ser evacuado normalmente por los drenes longitudinales bajo la plantilla es precisamente el caudal filtrado a través del revestimiento. Aceptando que las pérdidas mayores permisibles en un canal sean del orden de 25 a 50 l/m²/día, este es precisamente el caudal de cálculo que debe preverse en un drenaje de estas características.

Ahora bien, todo este caudal, producto de esa pérdida unitaria por el perímetro de la sección tipo del canal, debe ser admitido por la unidad de longitud del dren, lo que exige que el perímetro del tubo del dren, multiplicado por su permeabilidad, tenga valores adecuados.

Si se desea que el tubo drenante sea capaz de eliminar la mayor filtración admisible en un canal o sea 50 l/m²/día, equivalente a 1/1430 cm/s o bien equivalente a 0.035 l/min/m², resulta que un tubo drenante de 8 cm de diámetro interior es capaz de absorber por filtración las fugas de un canal cuyo perímetro no supere los 10 m de longitud en su sección transversal o 20 m como máximo si se reduce la filtración máxima admisible en el revestimiento a tan solo 25 l/m²/día. Con el mismo razonamiento resulta que el diámetro comercial inmediatamente superior para tubos porosos, que es de 125 mm, está indicado para canales comprendidos entre 15 y 30 m de perímetro en su sección transversal.

Para secciones de canal más grande será necesario o aumentar proporcionalmente el diámetro o el número de tubos drenantes de forma que entre todos ellos adquieran la superficie adecuada.

Existen otros tubos comerciales que se aplican para drenajes. Los más frecuentes entre ellos son los formados por plástico y que pueden admitir el agua en su interior o bien por perforaciones existentes o sencillamente

por admisión a través de las juntas de unión entre cada dos consecutivas.

Los tubos drenantes suelen colocarse en una zanja rellena a su vez de material filtrante. Este material es indispensable cuando los tubos admiten el agua a través de las juntas, ya que la trayectoria que ésta sigue entonces es la de entrar primero al relleno filtrante y a continuación escurrir a través de él, paralelamente al tubo, hasta alcanzar la junta más próxima. Según la clase de los tubos será necesario que este material permeable tenga una granulometría adecuada, como un filtro para evitar la entrada del material dentro del tubo y al mismo tiempo evitar la colmatación del material con el propio terreno circundante. Para cierto tipo de tubos fabricados con hormigón poroso, el tamaño de los poros es tal que el relleno no puede ser sencillamente arena, sin exigir una clasificación especial.

Pero aún en estos casos puede ser necesario la existencia de material de relleno, para evitar la colmatación del tubo con el terreno circundante.

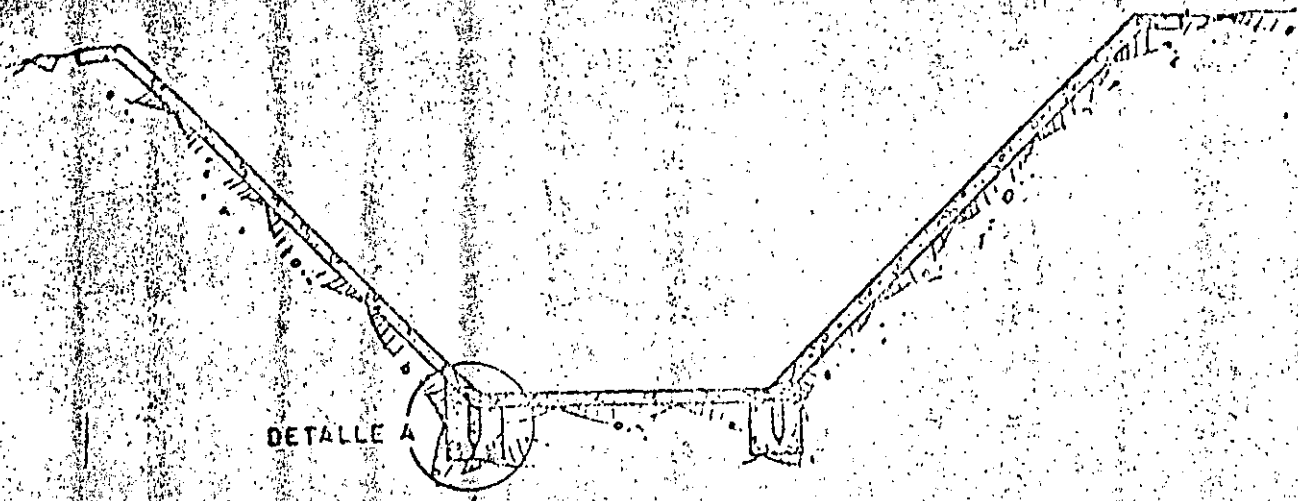
El lugar para la ubicación del dren debajo de la plantilla es el centro de la plantilla, siguiendo el eje del canal, de esta forma se evita al tubo tener que soportar los empujes producidos por un posible deslizamiento del revestimiento del talud. Sin embargo, si el canal es ancho y hay que poner más de un dren, debe colocarse uno a cada lado de la plantilla, a pesar del inconveniente mencionado.

Es fundamental que el relleno del material granular de la zanja donde va alojado el tubo se compacte perfectamente, de otra forma la plantilla trabajaría como una viga y podría fracturarse.

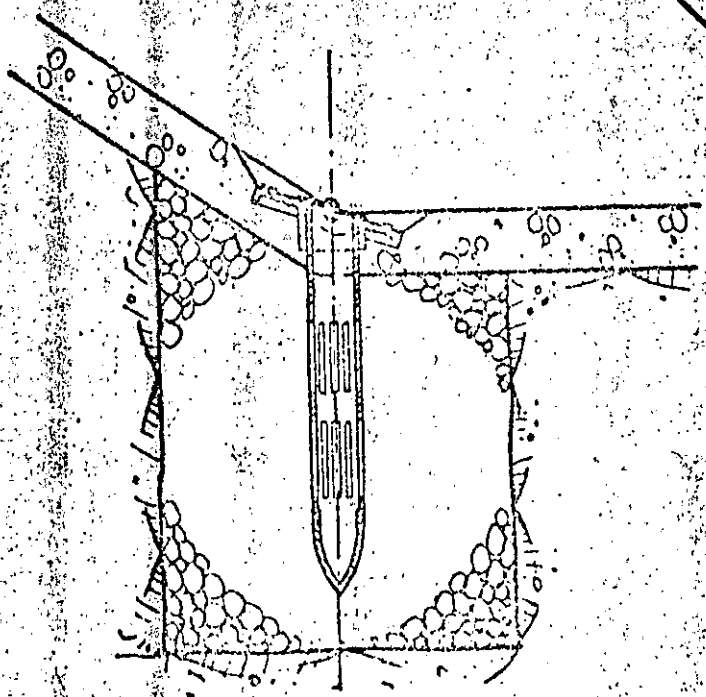
La aportación de las filtraciones al tubo drenante se realiza de una forma aproximadamente continua, desde el comienzo del dren hasta su desembocadura. Ello hace que el caudal a lo largo del dren comience por un valor nulo y acabe en un valor máximo.

En ocasiones se ha utilizado el mismo procedimiento, combinado con una válvula de cierre automático, que se abre cuando la subpresión supera en un cierto valor a la presión interior, fig 3.114.

DISCIPULADOR
DISCIPULADOR
DISCIPULACION



DETALLE A



DETALLE A

FIGURA 3.14

BORRADOR
PARA
DISCUSION

También deben colocarse drenes transversales que incrementen la capacidad de desagüe, formándose así una cuadrícula bajo la plantilla del canal.

Lloraderos. Consisten de filtros de grava y arena colocados en la parte posterior de los muros, ver fig 3.115, del revestimiento o en la plantilla del vertedor. Cuando se colocan en los respaldos de los muros o atrás del revestimiento se evita el empuje del agua sobre ellos, cuando se colocan en la plantilla alivian la subpresión. Su distribución debe ser tal que todos tengan la misma área de captación. Los filtros se comunican con tubos de acero, generalmente de unos 5 cm de diámetro, que atraviesan los muros para comunicarse con el exterior. En la fig 3.116 se presentan varias clases de lloraderos y su colocación en un muro de contención.

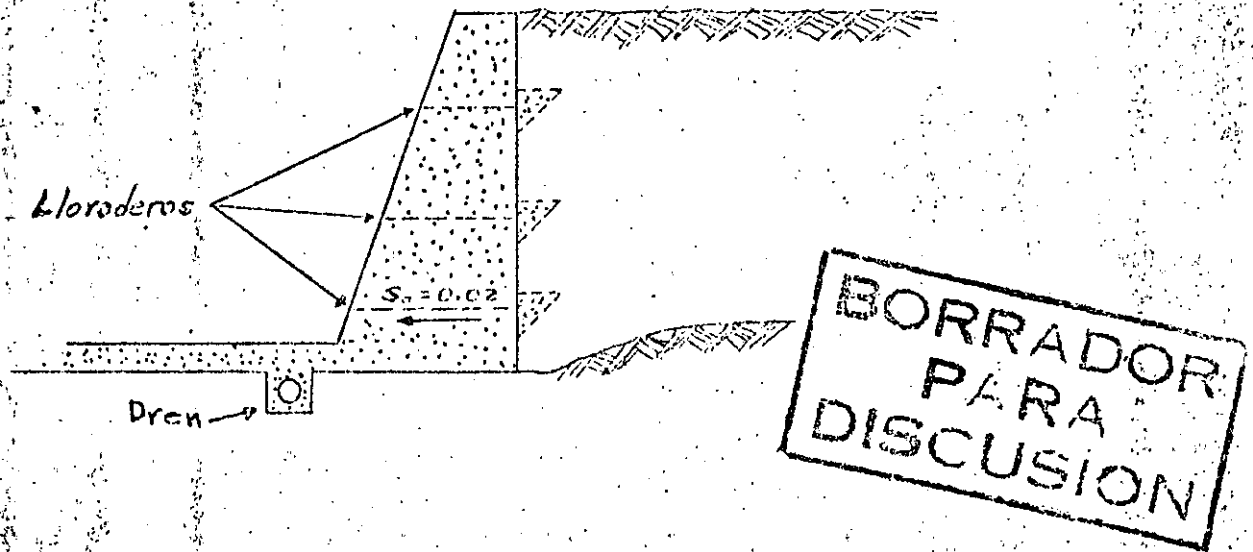


Fig 115. Lloraderos en el respaldo de un muro

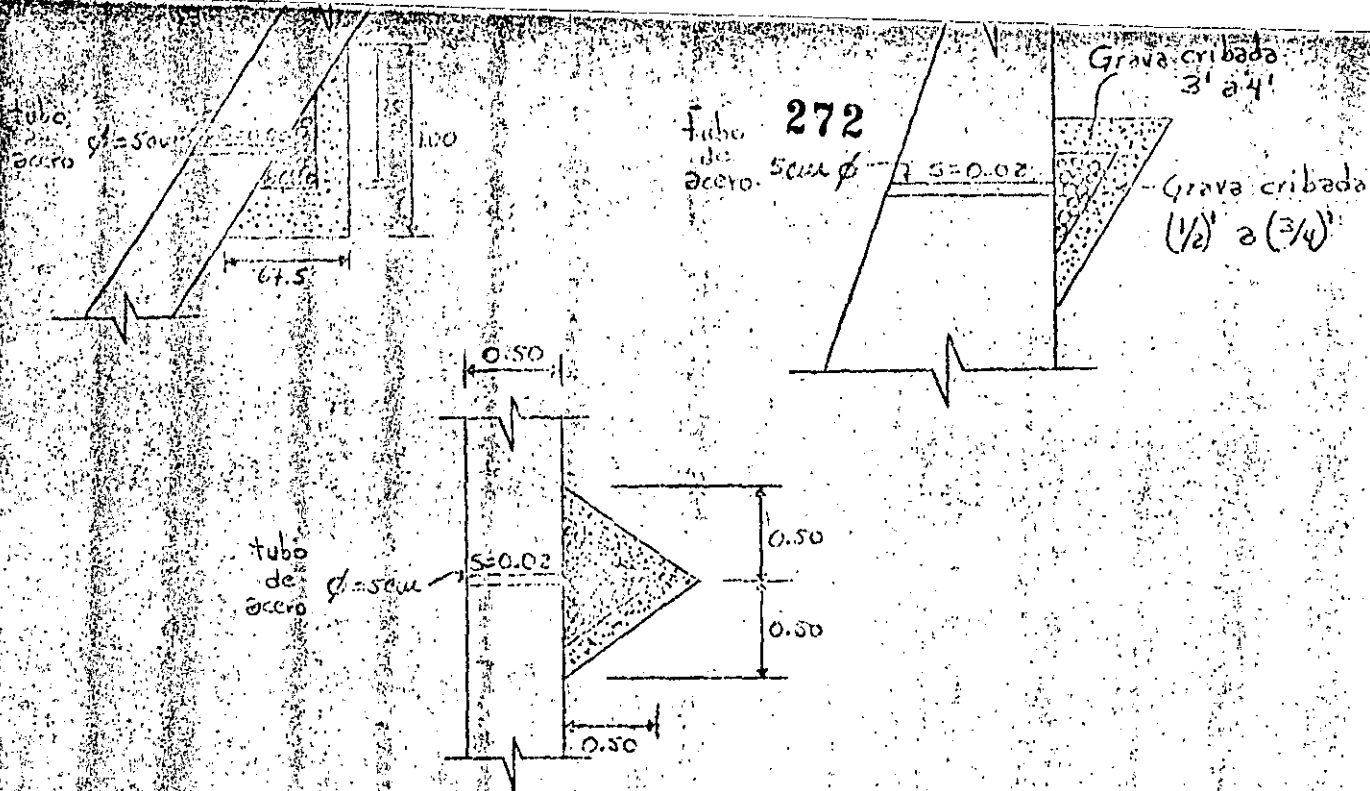


Fig. 3.116 Detalles de diferentes tipos de lloraderos

En México la SARH, hace las siguientes recomendaciones: los lloraderos se pondrán solamente en el canal colector de los vertedores y estarán formados por tubo de lámina galvanizada de 6.35 cm (2½") ϕ llevando además un filtro cónico con grava cribada en el caso de tener una cimentación constituida por suelo granula. En el caso de tenerse una cimentación rocosa se elimina el filtro cónico invertido dejándose únicamente, el lloradero de 6.35 cm (2½") ϕ .

De acuerdo a las dimensiones del colado de las losas del revestimiento se harán la distribución de los lloraderos y de las anclas alternándolos.

Si el colado de las losas se hace en módulos de 5.0 m x 10 m, la distribución de lloraderos y anclas será 2.50 m ó 5.00 m.

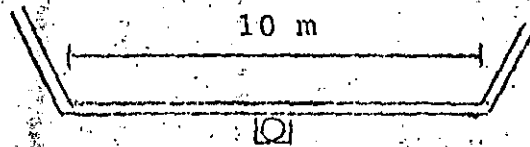
Para colado de losas con otras dimensiones, se hará una distribución semejante a la mostrada en la figura 3.113, pero adecuada a esas dimensiones.

En cuanto al sistema de drenaje se anota lo siguiente: para el canal de descarga del vertedor con plantilla hasta de 10 m, se usará tubería de 45 cm (18") ϕ para el dren longitudinal y de 20 cm (8") ϕ para los transversales.

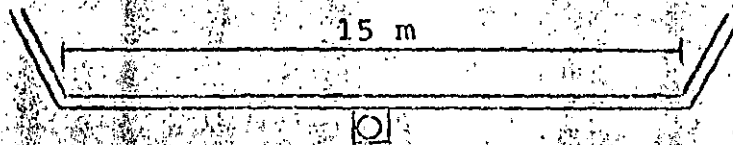
BORRADOR
 PARA
 DISCUSION

Para canales de descarga con plantillas mayor de 10 m y menor de 15 cm, llevará un dren central longitudinal de 50 cm (20") ϕ y drenes transversales diagonales de 25 cm (10") ϕ , alternados descargando en el dren longitudinal central.

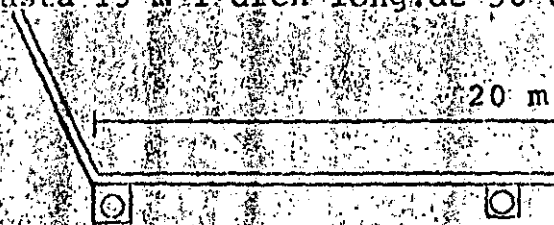
Para plantillas de 15 m y menores de 40 m, se pondrán más drenes longitudinales con sus correspondientes drenes transversales diagonales, ver fig 3.117.



Hasta 10 m 1 dren long. de 45 cm ϕ , drenes transv. de 20 cm ϕ (8").



Hasta 15 m 1 dren long. de 50 cm ϕ drenes transv. de 25 cm ϕ (10").



De 16 a 19 m 3 drenes long. de 45 cm ϕ (18")
De 20 a 40 m 3 drenes long. de 50 cm ϕ (20").

Para anchos mayores a 40 m se estudiará el drenaje para cada caso.

Fig 3.117 Colocación de drenes en canales de descarga

Juntas de construcción

Las juntas de construcción son espacios vacíos practicados en el revestimiento

timiento de concreto de los canales para romper su carácter monolítico y de ese modo permitir su libre movimiento, con esto se evita la presencia de grietas nocivas a la estructura del canal.

Al mismo tiempo la junta de construcción debe impedir el paso de agua a través de la misma (debe ser impermeable).

La junta de construcción puede considerarse como una grieta proyectada de forma adecuada, en un lugar previamente elegido para evitar grietas indeseables e incontrolables.

Los cambios volumétricos de la masa de concreto se producen por dos causas distintas:

- a) Los efectos del fraguado que tienen solamente un carácter transitorio, ya que no se presentan al terminar éste.
- b) Los cambios de temperatura ambiental que por el contrario tienen un carácter permanente.

En la primera causa influye la acción química de los elementos del concreto, el calor motivado por la hidratación del cemento, etc., en la segunda influyen los coeficientes de contracción y dilatación del concreto debido a los cambios de temperatura o pérdidas de humedad.

Para dar una idea de lo anteriormente señalado, con un coeficiente de dilatación del concreto de $1/100000$ y una diferencia de temperatura de 40° , la contracción de un tramo de 6 m de largo será:

$$\frac{6000 \times 40}{100000} = 2.4 \text{ mm}$$

Lo que quiere decir que en canales cuya longitud llega a ser a veces hasta de kilómetros, se presentaría una serie de grietas a lo largo de él, que reduciría la eficiencia de esta estructura.

BOLETIN
 PARA
 DISCUSION

Tipos de juntas

Los principales tipos de juntas de construcción son los siguientes:

- a) Las que consisten en rellenar su espacio vacío con un material impermeable.
- b) Las que consisten en la utilización de una banda impermeable, empujada dentro del revestimiento de concreto la cual forma una barrera impermeable a través de la junta.

Como material de relleno, se emplea normalmente una emulsión asfáltica de aplicación en frío, otras menos frecuentes son emulsiones a base de productos sintéticos tipo caucho de polisulfuro, resinas epóxicas, y como bandas impermeables se usan las de hule, butilo, neopreno, estireno, poliuretano y P.V.C, ver fig. 3.118.

Clases de juntas

Las principales clases de juntas de construcción son:

- Juntas de contracción transversales
- Juntas de contracción longitudinales
- Juntas de dilatación

Las juntas de contracción transversales se instalan para combatir el agrietamiento trasversal.

Las juntas longitudinales sirven para combatir el agrietamiento longitudinal irregular de las losas no armadas en las que el perímetro de revestimiento es de 9 m o más y su separación entre sí es de 2.5 a 4.5 m.

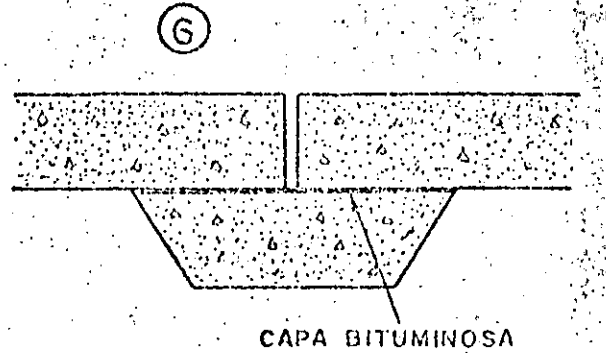
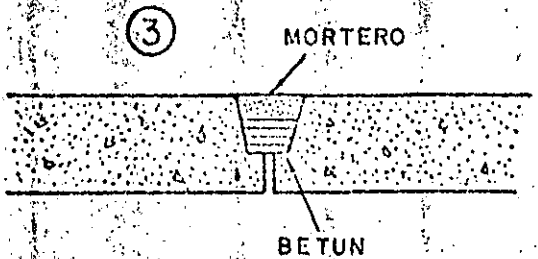
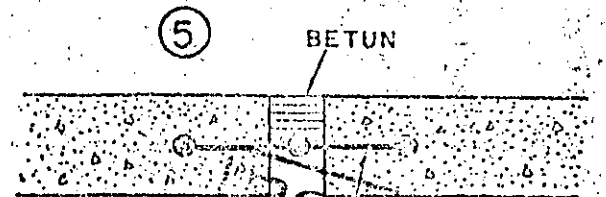
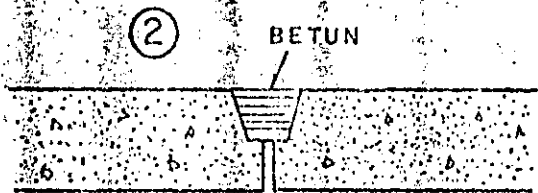
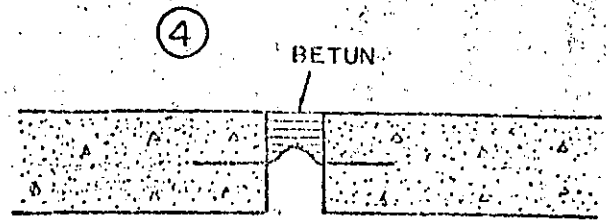
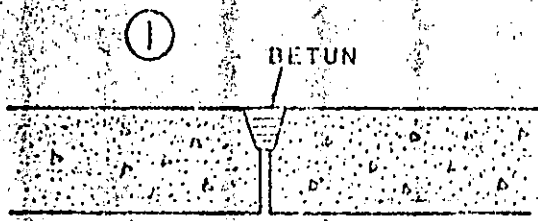
Los revestimientos de concreto no requieren por lo general de juntas de dilatación a no ser que estos revestimientos estén en contacto con estructuras fijas o se encuentran en otras condiciones extremas.

La experiencia ha demostrado que el empleo de juntas de dilatación implica siempre un aumento del número de aberturas en las juntas de contrac-

BORRADOR
PARA
DISCUSION

Fig 2.118 DIFERENTES TIPOS DE JUNTAS

276



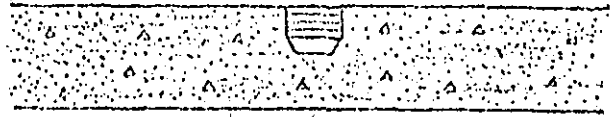
JORNADOR
PARA
DISCUSION

7



CAPA BITUMINOSA

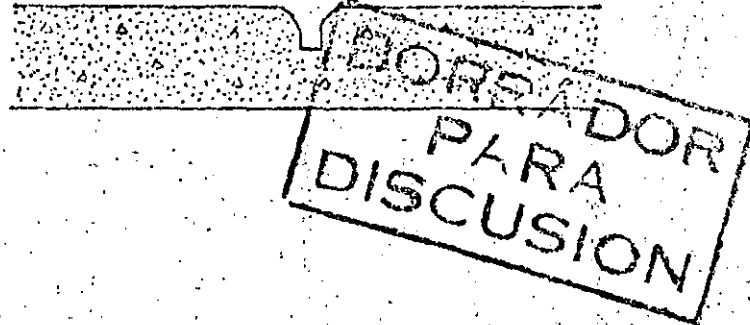
10



8



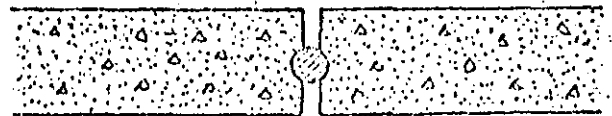
11



9



12



ción cercanas, lo que no conviene en los revestimientos de canales porque hace más difícil mantener estancas las juntas.

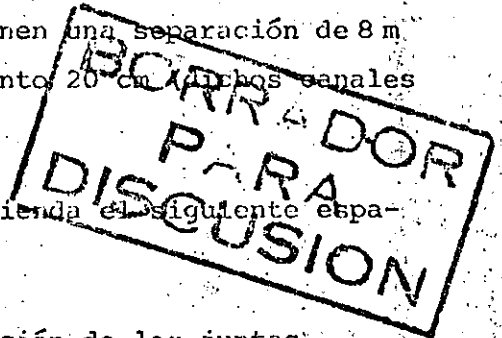
Separación entre las juntas de construcción

Se ha pretendido establecer por medio de cálculos la distancia permisible entre las juntas de construcción, pero por falta de los datos necesarios y la diversidad de condiciones que se presentan en la realidad se aconseja basarse en los resultados empíricos.

En canales antiguos sin juntas de construcción o en algunos que tienen estas juntas pero excesivamente separadas, se han observado separaciones de grietas a cada 6 m aproximadamente, en la mayoría de los casos, por lo que se cree que es recomendable adoptar esta medida como separación entre las juntas bajo circunstancias normales y con espesores de revestimiento no mayores de 15 cm, para espesores mayores se puede aumentar la separación.

Por otro lado, existe información de que en canales que forman parte de obras de toma en centrales hidroeléctricas tienen una separación de 8 m entre las juntas, siendo el espesor del revestimiento 20 cm (algunos canales se encuentran en España).

El United States Bureau of Reclamation, recomienda el siguiente espaciado de las juntas en el concreto sin armar:



Espesor del revestimiento	Separación de las juntas (valores aproximados)
5-6.5 centímetros	unos 3 metros
7.5 a 10 centímetros	3.5-4.5 metros

La separación media es 50 veces el espesor de la losa.

El uso de bandas hechas con materiales como son el hule, butilo, neopreno, estireno, polyuretano, y P.V.C., ha aumentado en forma notable en

los últimos años, cabe aclarar que el material que más aceptación a tenido es el P.V.C., esto se debe a que el citado material absorbe los movimientos de la junta y es completamente impermeable, a diferencia de los elementos metálicos, las bandas de P.V.C. son fáciles de cortar así mismo son su mamente fáciles de unir; el único problema que se presenta es el de su fijación correcta a lo largo de la junta ya que la banda cambia de posición con frecuencia por el impacto y presión del concreto al realizarse el vaciado, desplazamiento que trae como consecuencia la mala colocación de la banda y la posibilidad de filtraciones.

Es muy importante establecer que todo producto que se vaya emplear en la obra se le compruebe la calidad, así mismo se analicen el ancho para ver si es el adecuado al sitio de su colocación.

Finalmente se hacen las siguientes recomendaciones para el empleo adecuado de las bandas.

a) El ancho de la banda no debe ser mayor que el peralte del elemento en que se colocará.

b) Para lograr un correcto anclaje en el concreto, el ancho de la banda no debe ser menor a seis veces el tamaño máximo del agregado grueso, más el ancho de la junta específica por ejemplo: Una junta de 3/4" de ancho y donde el agregado máximo del concreto es de 1 1/2", el ancho mínimo de la banda debe ser igual a:

$$6 \times 1 \frac{1}{2}'' + \frac{3}{4}'' = 9 \frac{3}{4}''$$

c) La distancia de la superficie al punto donde se coloca la banda no debe ser menor que la mitad del ancho de la banda.

d) La distancia mínima entre el acero de refuerzo y la banda debe ser igual a dos veces el tamaño máximo del agregado.

Los productos especiales fabricados para el sellado impermeable de juntas de contracción comprenden los tres grupos siguientes:

Emulsiones asfálticas

Masillas a base de materiales sintéticos

Bandas prefabricadas de materiales sintéticos

Las características de estos productos determinan el tipo de la junta a emplear. A continuación se indica su composición y principales condiciones que deben cumplir.

Emulsiones asfálticas

Son compuestos de consistencia plástica, fabricados normalmente a base de asfaltos oxidados, con adición de plastificantes especiales resistentes al envejecimiento; contiene como refuerzo fibras de amianto y microminerales. Las masillas se presentan listas para el uso, se aplican en frío y su peso específico oscila alrededor de 1.5.

Estas masillas deben reunir las condiciones siguientes:

Adherencia. Se realiza este ensayo según la Norma D.1.191-52T de la A.S.T.M. Después de 5 ciclos de ensayos a -10°C , en las condiciones descritas en las citadas normas, no deben observarse grietas ni separaciones en el material, ni en la interface entre éste y los bloques de mortero.

Penetración. Se realiza utilizando un cono de diseño especial con punta de acero. Las penetraciones se realizan a dos temperaturas diferentes y con peso y tiempos distintos:

- a 25°C : peso de 150 gramos y tiempo de 5 segundos
- a 0°C : peso de 200 gramos y tiempo de 60 segundos

Las penetraciones obtenidas en el ensayo anterior deberán tener, los valores siguientes:

- para la penetración a 25°C : menor de 2.20 cm
- para la penetración a 0°C : mayor de 1.00 m

Fluencia. El ensayo consiste esencialmente en la exposición de una probeta de masilla colocada sobre una placa metálica dispuesta en un soporte con una inclinación de 75 grados. Las condiciones que debe tener una influencia máxima de 0.5 cm después de una exposición de 5 horas a 65°C .

**BORRADOR
PARA
DISCUSION**

Envejecimiento. En los ensayos de envejecimiento acelerado, no debe observarse ninguna pérdida aparente de plasticidad o adherencia, admitiéndose solamente una leve pérdida de brillo y un ligero endurecimiento de la capa superficial.

Para el sellado de juntas en los cajeros es preciso emplear una masilla de consistencia semidura con un valor mínimo de la fluencia, con el fin de evitar su desprendimiento. En cambio, en las sóleras y sobre todo, al realizar la separación de sus juntas, puede resultar ventajosa la utilización de una masilla de consistencia blanda, cuya fluencia sobrepase los límites.

Debido a su mayor fluencia, la masilla se introduce con mayor facilidad dentro de la junta, rellenando las irregularidades de su superficie y taponando los huecos y poros que puedan existir. Además, la masilla de consistencia blanda es más fácilmente aplicable que la semidura, sobre todo en tiempo frío.

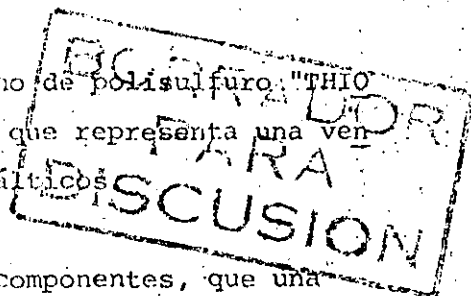
Masillas a base de materiales sintéticos

Se emplean normalmente masillas a base de caucho de polisulfuro "THIO KOL", que se fabrica también en colores claros, lo que representa una ventaja estética en comparación con los productos asfálticos.

Se presenta como un compuesto formado por dos componentes, que una vez mezclados, vulcanizan a temperatura ambiente, obteniéndose una masilla sumamente elástica. Su alargamiento a la rotura puede alcanzar un 450 por 100, volviendo a su estado normal al cesar el esfuerzo. Posee una excelente resistencia al envejecimiento, así como al desgaste. Las masillas a base de "THIOKOL" se emplean en frío.

Bandas prefabricadas de materiales sintéticos

Para la fabricación de bandas destinadas al sellado de juntas de contracción, se emplean dos clases distintas de productos sintéticos, los termoplásticos y los elastómeros.



Para el sellado propiamente dicho de las juntas de contracción, su papel es, en cierto modo, secundario, por lo que no nos ha parecido necesario detallar sus características dentro del marco de este trabajo.

Referente a las láminas asfálticas, se recomienda la utilización de una lámina asfáltica con armadura de fibra de vidrio, por ser éste un material imputrescible, debiendo ser suficiente el tipo más ligero, o sea, la lámina L 18 de unos 1.8 kg/m^2 , y un espesor de unos 1.8 mm.

Cubre juntas de metal y empaques de hule

Cuando es necesario que el revestimiento sea impermeable a las cargas hidráulicas exteriores, se instalan cubrejuntas de metal o empaques de hule para cerrar las juntas. Dichos cierres se colocan en las lozas de revestimiento aguas arriba de la estructura de control, si la impermeabilidad se desea para aumentar la trayectoria de las filtraciones debajo de la estructura. Generalmente se colocan en las juntas transversales a lo largo de las porciones curvas cóncavas del canal de aguas abajo, donde las presiones dinámicas sobre el revestimiento producen una carga elevada para introducir el agua en la junta.

Los cierres pueden ser convenientes a lo largo de las juntas longitudinales en los estanques amortiguadores que se construyen sobre una base permeable. Las cargas diferenciales que resultan en la superficie inclinada del agua del resalto, pueden producir la circulación del agua debajo de la loza si se permite que las filtraciones atraviesen la junta en el extremo de aguas arriba.

Los materiales a base de cloruro de polivinilo (PVC) pertenecen al grupo de los termoplásticos. Son sensibles en cierto grado a los cambios de temperatura, y su consistencia depende de la misma. Se reblandecen con temperaturas elevadas, por lo que, por medio de calentamiento, es relativamente fácil lograr la unión de las distintas piezas de P.V.C. En cambio, re-

BORRADOR
PARA
DISCUSION

tienen cierta deformación permanente.

Las bandas de P.V.C. no deben estar normalmente en contacto con materiales asfálticos, ya que los aceites contenidos en éstos emigran dentro del P.V.C., modificando sus propiedades.

Al grupo de elastómetros pertenecen los cauchos sintéticos a base de butilo, y los basados en policloropreno. No son sensibles a los cambios de temperatura, y no están sujetos a deformación permanente, ni a la acción de los aceites contenidos en los materiales asfálticos.

Para la unión de las distintas piezas es preciso emplear adhesivos sintéticos especiales.

Ambas clases de los citados materiales tienen una muy elevada resistencia al envejecimiento y debe cumplir según las normas alemanas las siguientes condiciones:

Alargamiento a la rotura:	mín 350 por 100
Resistencia a la rotura:	mín 100kp/cm ²
Dureza Shore A:	60-70

Otros materiales

Aparte de las masillas y de las bandas que hemos indicado anteriormente para el sellado de las juntas de contracción y de acuerdo con el tipo de las mismas, el empleo de láminas y pastas asfálticas, de pintura de imprimación y de fibra de vidrio.

Se trata de materiales que se utilizan corrientemente en los trabajos de impermeabilización.

**BORRADOR
PARA
DISCUSION**

Dentellones

Cuando se excava en tierra el canal colector, la losa debe colocarse directamente sobre la superficie excavada, o puede ser necesario usar un colchón intermedio impermeable, según la naturaleza de la cimentación con respecto a la permeabilidad, susceptibilidad a hincharse por efecto de las heladas, y su heterogeneidad que en un momento dado pueda afectar los asentamientos diferenciales. Debido a que la losa no está unida a la cimentación, está sujeta a los movimientos producidos por la dilatación y la contracción y deberá evitarse que se corra cuando lo construyen en un talud. Lo que se puede lograr por medio de dentellones, que podrán mantenerse en una posición más o menos fija con respecto a la losa y a la cimentación.

Los dentellones se pueden usar también para interceptar el escurrimiento en los estratos permeables de la cimentación, para disminuir las filtraciones y evitar la formación de subpresiones debajo del vertedor o de las áreas adyacentes. Cuando la zanja para el dentellón de la presa se prolonga al vertedor, generalmente se une al dentellón de aguas arriba del vertedor para disponer de una barrera continua entre las laderas

Generalmente se dispone un dentellón en el extremo de aguas abajo del vertedor, como una medida de seguridad contra la erosión y la socavación del extremo de la estructura. Algunas veces, se construyen dentellones en puntos intermedios para que sirva de barreras contra el agua que corre a lo largo de las superficies de contacto entre la estructura y la cimentación, y para alargar el recorrido de las filtraciones debajo de la estructura.

Cuando el vertedor es un conducto debajo de la presa, el dentellón toma la forma de collares, colocados a intervalos alrededor del cañón del conducto. Siempre que existe la posibilidad, se colocan dentellones en las cimentaciones de roca en zanjas verticales. En las cimentaciones de tierra donde los dentellones deben formarse en una zanja con sus costados en talud, debe tenerse cuidado en compactar cuidadosamente el relleno usando material impermeable para obtener una barrera razonablemente impermeable.

**BORRADOR
PARA
DISCUSION**

Los dentellones se pueden construir de madera, concreto, de cortinas de concreto ó cemento, de ataguías de tablestacas de acero ó de tierra im permeable en una zanja.

Anclas

La SAPH, recomienda lo siguiente: Se pondrán anclas en el canal colector, canal de descarga y tanque amortiguador. Las anclas estarán formadas por varillas de 1.91 cm (3/4") ϕ alojadas en perforaciones de 7.62 cm (3") ϕ re llenas con mortero de cemento 1:3 y un aditivo expansor. La profundidad de estas anclas será de 1.50 m a 3.00 en el canal de descarga dependiendo del tamaño de la sección por el canal. Para el canal colector y tanque amortiguador deben verificarse las anclas aumentando el peso propio del revestimiento, el peso del volumen de cimentación incorporado por el ancla je.

De acuerdo a la cimentación que se tenga, las anclas se podrán reducir en número y longitud o suprimirse, a juicio del Ing. Residente de la obra, si existe muy buena roca o se tiene un talud mayor de 0.5 : 1; en taludes iguales o mayores de 1.5 : 1 no se consideran anclas, en la fig 3.119 y 3.120 se presentan los revestimientos típicos sobre cimentaciones de roca y de tierra.

BORRADOR
PARA
DISCUSION

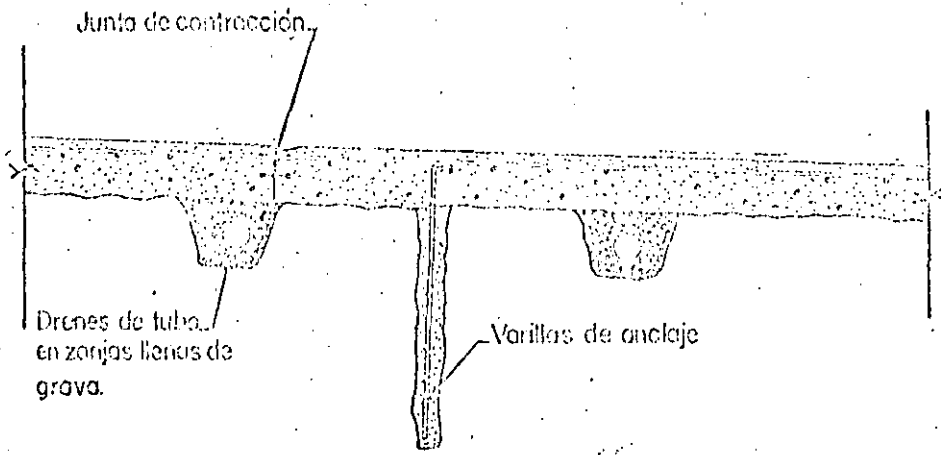


Fig 3.119 REVESTIMIENTO TÍPICO SOBRE CIMENTACIONES DE ROCA

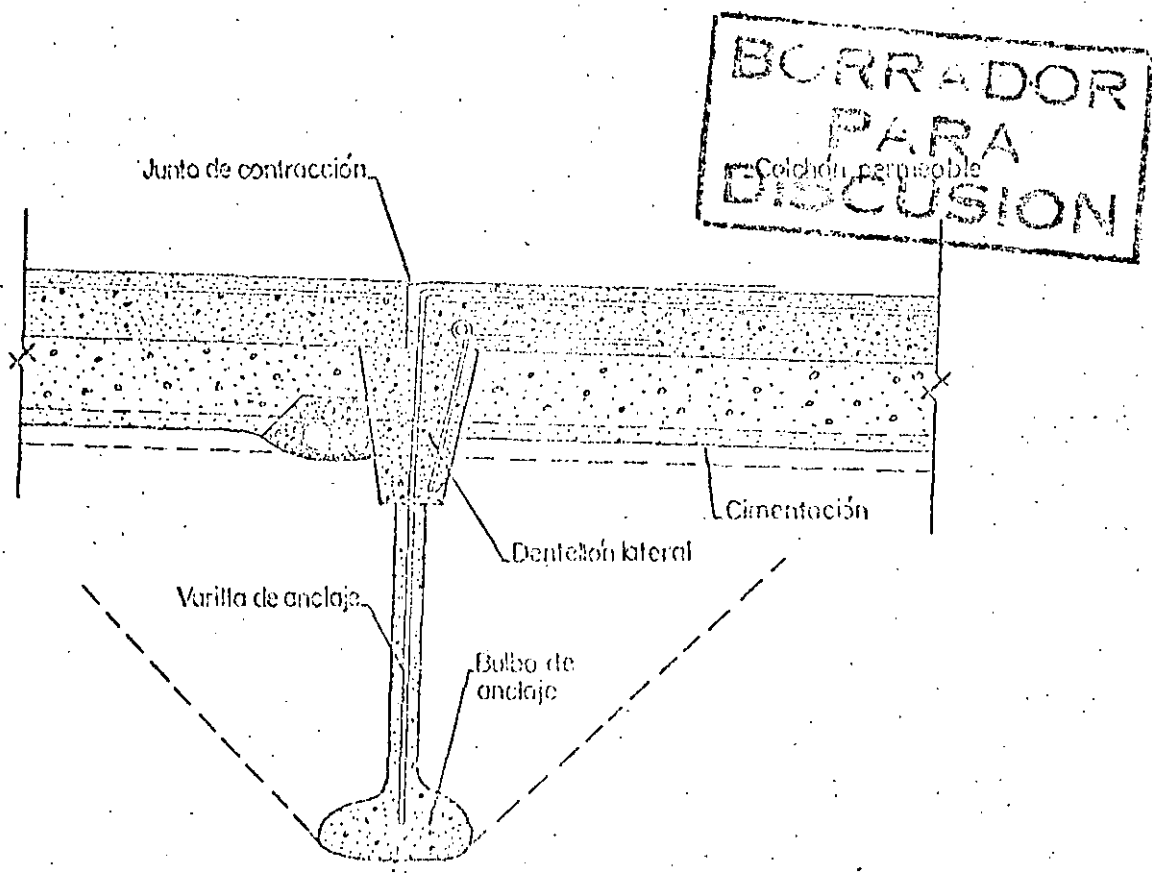


Fig 3.120 REVESTIMIENTO TÍPICO SOBRE CIMENTACIONES DE TIERRA



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

PROYECTO DE PLANTAS HIDROELECTRICAS

FENOMENOS Y PROBLEMAS EN LOS SISTEMAS HIDROELECTRICOS

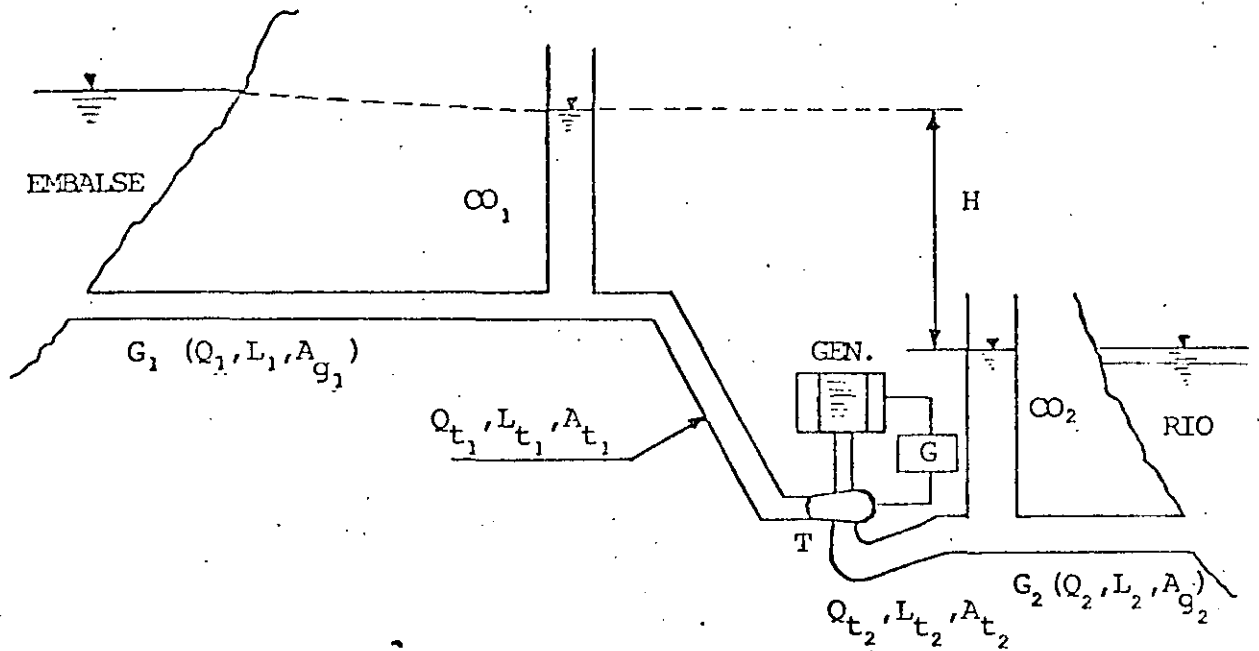
M. EN I. SERGIO TIRADO LEDESMA

OCTUBRE, 1984

FENOMENOS Y PROBLEMAS EN LOS SISTEMAS HIDROELECTRICOS

1. Descripción del sistema hidroeléctrico conectado a la red eléctrica.

Para facilitar los comentarios sobre el tema, se hará uso de un esquema de una planta hidroeléctrica y un diagrama donde se muestran los parámetros de cada una de las partes y la relación entre ellas.



Notación:

G_1 y G_2 galerías de aducción y de descarga 1 y 2

CO_1 y CO_2 cámaras de oscilación 1 y 2

GEN generador

G gobernador

T turbina

Q_1 y Q_2 gastos en las galerías 1 y 2

L_1 y L_2 longitudes de las galerías 1 y 2

A_{g_1} y A_{g_2} áreas de las galerías 1 y 2

Q_{t_1} y Q_{t_2} gastos en las tuberías a presión 1 y 2

L_{t_1} y L_{t_2} longitudes de las tuberías a presión 1 y 2

A_{t_1} y A_{t_2} áreas de las tuberías a presión 1 y 2

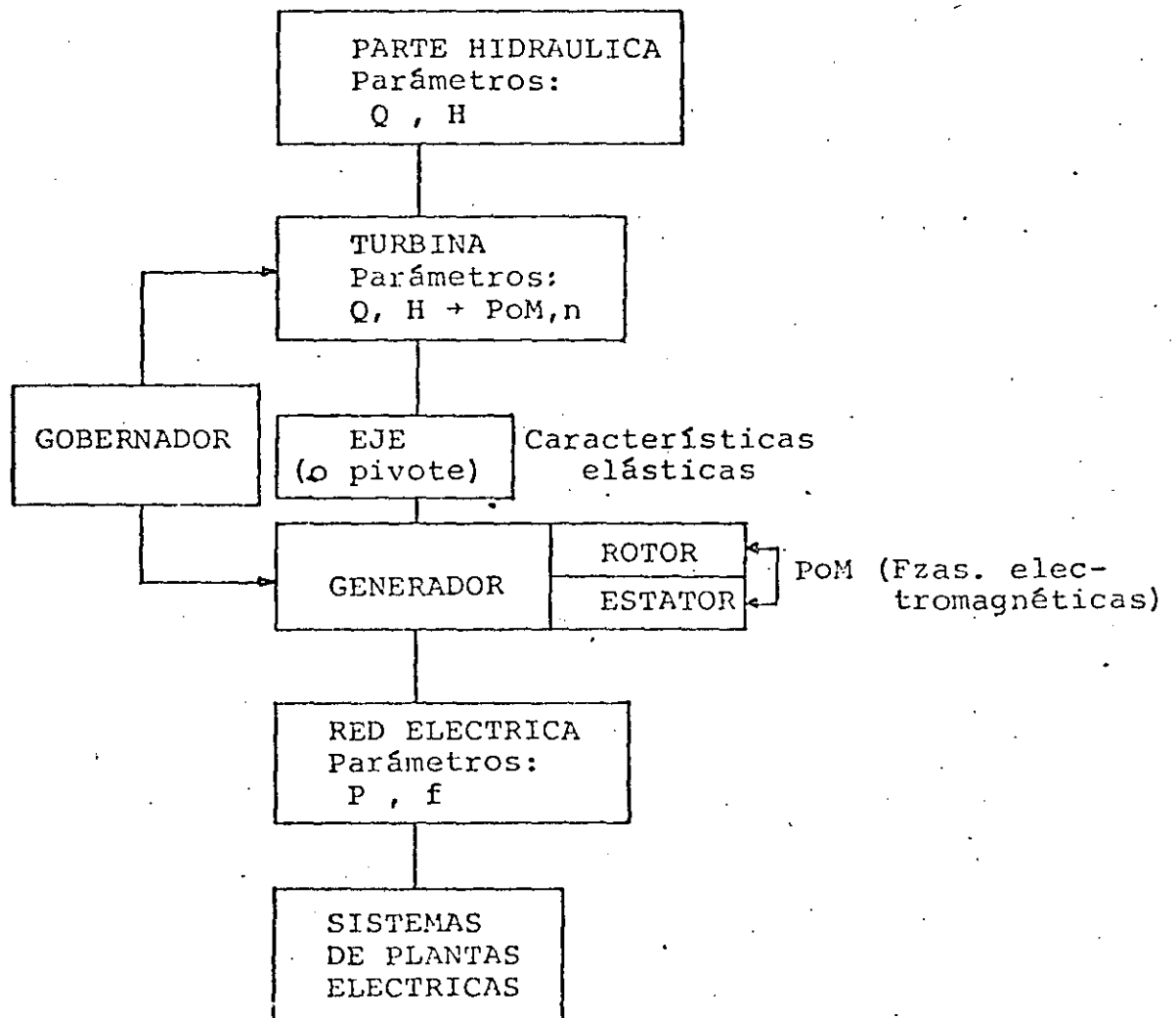
H carga neta

Q gasto

P potencia

n velocidad angular síncrona

M par motor



En el diagrama anterior se muestran las relaciones entre las partes de un sistema hidroeléctrico. Así, la parte hidráulica formada por el embalse, galería 1 y CO₁; o bien, el río, galería 2 y CO₂ se caracterizan por los parámetros Q y H. La turbina se caracteriza por los parámetros Q y H que permiten obtener P y n. La relación mecánica entre la turbina y el generador es a través del eje (con su característica elástica) además, de la relación de control por medio del gobernador.

El generador está formado principalmente por el rotor y el estator, entre los cuales existe relación electromagnética. El generador se conecta a la red eléctrica que se caracteriza con los parámetros: demanda eléctrica P y la frecuencia f a la que están conectados todos los consumidores y las demás plantas eléctricas. El gobernador realiza una función tal que reacciona al cambio de los parámetros mecánicos y eléctricos del generador (velocidad angular síncrona n y la potencia P) manteniéndolos constantes.

Como se puede ver, todas las partes del sistema están relacionadas y funcionan como un sistema en conjunto, de tal forma que cada excitación en un punto del sistema provoca alteraciones de los parámetros en las diferentes partes.

1.1 Frecuencias en el sistema

Cada parte del sistema se caracteriza por su propia frecuencia f (o frecuencia angular $\omega = 2\pi f$) a las cuales corresponde el periodo $T = \frac{1}{f}$. Por ejemplo:

1) El sistema hidráulico embalse-galería-cámara de osci-

rad/s
ciclos/s) $\omega = \frac{1}{T}$

lación se caracteriza por los parámetros: (Despreciando las pérdidas-oscilaciones no amortiguadas)

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{L}{g} \frac{Ac}{Ag}} \quad \text{o} \quad f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{g}{L} \frac{Ag}{Ac}}$$

$$\text{o} \quad w = \sqrt{\frac{g}{L} \frac{Ag}{Ac}}$$

- 2) El fenómeno de golpe de ariete en las tuberías a presión (recorrido de la onda de presión) tiene:

$$T = \frac{2L}{C} \quad \text{o} \quad f = \frac{C}{2L} \quad \text{o} \quad w = \frac{\pi C}{L}$$

donde C, es la celeridad de la onda de presión.

- 3) Fenómeno de la "torcha" en la tubería de succión.

Algunos de los autores (Hosoi y otros) suponen que la frecuencia de ^{"VORTICE"} ~~la torcha~~ es proporcional a la velocidad periférica de la misma. En base a esta suposición la frecuencia se puede expresar por:

$$f_t = Kf; \quad K = m \left(1 - \frac{Q}{Q_d}\right)$$

donde f es la frecuencia de giro del rodete

Q es el gasto que corresponde a la turbina en un momento dado.

Q_d es el gasto de diseño

m es un coeficiente de proporcionalidad y según L. G. Pazi varía entre 0.56 y 0.60.

- 4) Fenómenos debidos al golpe de ariete parcial relacionado con las frecuencias de:

a) El giro del rodete f_R

b) El paso de los álabes del rodete con respecto a los álabes del distribuidor $f_{AL} = f_R Z_R Z_D$ (Z_R y Z_D es el número de los álabes del rodete y del distribuidor respectivamente).

5) Fenómeno de vibraciones torsionales debidas a la elasticidad del eje (o pivote):

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{I l}{G_T I_P}} \quad \text{o} \quad f = \frac{1}{T} \quad \text{o} \quad \omega = 2\pi f$$

donde l es la longitud del eje.

G_T módulo de elasticidad torsional

I_P momento polar de inercia.

I momento de inercia de las masas en giro (del rodete de la turbina o del rotor del generador). Se puede calcular a través del momento volante ($G D^2$)

$$I = \frac{GD^2}{4g}$$

En el caso de suponer al rotor del generador relativamente fijado por las fuerzas electromagnéticas respecto a las oscilaciones del rodete de la turbina $I = I_{\text{RODETE}}$

En el caso de suponer oscilaciones de las dos masas girantes (rodete y rotor)

$$I = \frac{I_{\text{ROD}} I_{\text{ROT}}}{I_{\text{ROD}} + I_{\text{ROT}}}$$

6) Fenómenos oscilatorios de origen electromagnético con frecuencia de la corriente en la red:

$$f_{\text{RED}} = 60 \cdot (50) \text{ HZ}$$

1.2 Rangos de las frecuencias

Para los casos anteriores se indican valores del orden de las frecuencias.

1) Sistema embalse-galería-cámara de oscilación $f=0.01$

- 2) El fenómeno de golpe de ariete $f = 1$
- 3) El fenómeno de la "torcha" $f_t = 1$
- 4) Fenómenos de golpe de ariete parcial $f_R = 2, 3, ;$
 $f_{AL} = \text{VARIOS CIENTOS}$
- 5) Fenómeno de vibraciones torsionales en el pivote
 $f = 1 \text{ a } 10$
- 6) Fenómenos de orgien electromagnético en la red
 $f_{RED} = 60(50) \text{ Hz.}$

De la lista mostrada las frecuencias que pueden presentar problemas por sus valores semejantes son los casos 2), 3), 4) y 5).

Por lo tanto, se deben estudiar estos fenómenos y comparar los resultados durante el diseño de los sistemas hidroeléctricos, tomando como base los equipos seleccionados para evitar posibles problemas de resonancia.

Además de los fenómenos descritos, se deben estudiar los fenómenos transitorios que se presentan en las plantas de los sistemas hidroeléctricos, dependiendo del régimen de funcionamiento.

2. Descripción breve los regímenes de funcionamiento.

2.1 Régimen estacionario

El régimen estacionario es cuando los parámetros del sistema no varían en el tiempo (una demanda eléctrica constante) o bien un gasto constante.

Los parámetros del sistema pueden sufrir algunas alte-

7

raciones pequeñas, de tal manera que sus valores promedios permanezcan constantes (de una forma precisa estas alteraciones representan un fenómeno transitorio). Estas alteraciones pueden ser el resultado de una excitación que proviene de algún punto del sistema, como es el caso del fenómeno de la "torcha" en la tubería de succión de las turbinas a reacción (fuente permanente) o cambios momentáneos en la carga eléctrica o de cualquier parámetro. En este caso es necesario que estas alteraciones sean estables.

En el diseño de las plantas hidroeléctricas por ejemplo, se estudia la estabilidad de las oscilaciones pequeñas en las cámaras de oscilación (criterio de Thoma). También, en el diseño de los gobernadores de las turbinas se estudia la estabilidad del propio sistema.

Las alteraciones (oscilaciones) en cada parte del sistema tienen su propia frecuencia que depende de sus parámetros y a veces pueden surgir problemas de resonancia, por ejemplo el sistema embalse-galería-cámara de oscilación tiene su propia frecuencia; el golpe de ariete entre la turbina y la cámara de oscilación; el fenómeno de la "torcha" en la tubería de succión; el conjunto mecánico del rodete-eje-rotor del generador, también tienen sus propias frecuencias del carácter correspondiente.

2.2 Régimen no estacionario (transitorio).

El régimen transitorio es cuando los parámetros del sistema varían en el tiempo. El punto donde normalmente podría provocarse un cambio es en la red eléctrica (cambio de la demanda eléctrica) o un cambio directo en el gasto de la turbina a través del distribuidor. El cambio de los parámetros en una parte del sistema provoca fenómenos transitorios en todo el sistema.

Durante el funcionamiento de una planta hidroeléctrica pueden ocurrir fenómenos transitorios en los siguientes casos:

- 1) Puesta en marcha. (hasta la sincronización del generador con la red).
- 2) Cambio (aumento o disminución) de la carga eléctrica.
- 3) Paro normal de la unidad.
- 4) Rechazo de la carga eléctrica total.
- 5) Paso de generación de energía eléctrica activa a un funcionamiento de compensador síncrono.

2.3 Comentarios

En los casos marcados, cuando se presenta una disminución del gasto se provoca un golpe de ariete positivo en la tubería a presión y negativo en la tubería de succión y viceversa en caso de aumento del gasto.

Aparte del fenómeno del golpe de ariete, la variación del gasto provoca oscilaciones en el sistema embalse-

galería-cámara de oscilación. Estos fenómenos normalmente se estudian en los proyectos de las plantas hidroeléctricas para la condición de rechazo total de la carga eléctrica (caso 4) y para condiciones de aumento parcial de la carga eléctrica (caso 2).

Los problemas anteriormente descritos son problemas serios e importantes en el diseño de las plantas hidroeléctricas y afectan a todo el sistema. Algunos de estos problemas se tienen en consideración en el diseño de las obras hidráulicas y otros en el diseño del equipo mecánico y eléctrico de la planta por los especialistas correspondientes. Estos problemas no corresponden al temario del presente trabajo, y algunos de ellos pueden ser objeto de otros temas de estudios especiales.

Lo que se presenta en la tesis respecto al equipo hidromecánico es la selección y dimensionamiento de las turbinas a reacción a base de los datos principales (Potencia y Carga). Se trata de la selección del tipo y modelo de la turbina, así como, de las dimensiones principales y algunos parámetros básicos.

No se pretende dar una investigación completa sobre los fenómenos transitorios importantes y de algunos problemas en el diseño de las plantas hidroeléctricas, sino de hacer una selección del tipo y modelo del e-

quipo con sus parámetros principales a base de los cuales, se pueden realizar las investigaciones a que se hace mención.



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

PROYECTO DE PLANTAS HIDROELECTRICAS

SISTEMA HIDROELECTRICO DEL RIO SANTIAGO

OCTUBRE, 1984.

C O N T E N I D O

- 1.- Anteproyecto del P. H. Aguamilpa, Nay. .- Presupuesto
- 2.- Anteproyecto del P. H. Aguamilpa, Nay. .- Costo del -
KWH nivelado
- 3.- Sistema del río Santiago .- Características y locali -
zación general
- 4.- Anteproyecto del P. H. Aguamilpa .- Planos generales.
(cinco hojas)

(2)

1.- ANTEPROYECTO DEL P. H.

AGUAMILPA, NAY.

PRESUPUESTO

P.H.AGUAMILPA.-SITIO COLORINES ARREGLO A-3
 CORTINA DE MATERIALES GRADUADOS.
 ELEVACION CORONA 235.00 M.S.N.M.

N U M E R O	C O N C E P T O.	I M P O R T E E N M I L E S D E P E S O S
10.000	OBRAS DE INFRAESTRUCTURA	1 218 000
20.000	OBRA DE DESVIO	3 873 647
30.000	OBRA DE CONTENCION	16 932 415
40.000	PLANTA HIDROELECTRICA	17 786 348
50.000	OBRA DE EXCEDENCIA	2 672 876
60.000	INDEMNIZACIONES	230 000
		42 713 286
	SUBTOTAL: - - - - -	
70.000	IMPREVISTOS (10%)	4 271 329
		46 984 615
	SUMA: - - - - -	
80.000	DIRECCION Y ADMON. (8%)	3 758 769
		50 743 384
	T O T A L: - - - - -	

- Variante con toma en rampa similar a la del P.H. Chicoasén -
 galería de oscilación común a las tres unidades y desfogue
 en un solo túnel aprovechando el No.2 del desvío.

Presupuesto actualizado a junio de 1983.

3

P.H.AGUAMILPA SITIO COLORINES ARREGLO A-3
CORTINA DE MATERIALES GRADUADOS
ELEVACION CORONA 235.00 M.S.N.M.

NUMERO	CONCEPTO	OBRA CIVIL	OBRA ELECTRO MECANICA.	TOTAL EN MILES DE PESOS.
10.000	OBRA DE INFRAESTRUCTURA	1 218 000	-----	1 218 000
20.000	OBRA DE DESVIO	3 853 647	20 000	3 873 647
30.000	OBRA DE CONTENCIÓN	16 932 415	-----	16 932 415
40.000	PLANTA HIDROELECTRICA	3 634 091	14 152 257	17 786 348
50.000	OBRA DE EXCEDENCIAS	2 215 876	457 000	2 672 876
60.000	INDEMNIZACIONES	230 000	-----	230 000
	SUBTOTALES:-----	28 084 029	14 629 257	42 713 286
70.000	IMPREVISTOS (10%)			4 271 329
	SUMA:-----			46 984 615
80.000	DIRECCION Y ADMON. (8%)			3 758 769
	TOTAL:-----			50 743 384

*-Variante con toma en rampa similar a la del P.H.Chicoasén
galería de oscilación común a las tres unidades y desvío -
que en un solo túnel aprovechando el No.2 del desvío.

Presupuesto actualizado a junio de 1983.

P.H. AGUAMILPA.-SITIO COLORINES ARREGLO A-3
CORTINA DE MATERIALES GRADUADOS
ELEVACION CORONA 235.00 M.S.N.M.

FLUJO DE INVERSIONES

PRESUPUESTO A JUNIO DE 1983.-

\$ 50'743'384 000

PARA 6 AÑOS DE CONSTRUCCION

PARA 7 AÑOS DE CONSTRUCCION

ARO	%	Importe en millones de pesos
1	5	2 537.2
2	10	5 074.3
3	22	11 163.5
4	28	14 208.2
5	25	12 685.9
6	10	5 074.3
SUMA:	100	50 743.4

ARO	%	Importe en millones de pesos.
1	2	1 014.9
2	5	2 537.2
3	10	5 074.3
4	24	12 178.4
5	20	10 148.7
6	20	10 148.7
7	19	9 641.2
SUMA:	100	50 743.4



4

P.H. AGUAMILPA SITIO COLORINES ARREGLO A-3
CORTINA DE MATERIALES GRADUADOS
ELEVACION CORONA 235.00 M.S.N.M.

No.	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	IMPORTE EN MI- LES DE PESOS
10.0000	<u>OBRAS DE INFRAESTRUCTURA</u>				
11.1200	Campamento de construcción y definitivo	lote	1	305 000	305 000
11.1900	Puente provisional sobre el río Santiago	lote	1	25 000	25 000
11.3000	Caminos de acceso a los portales de entrada y salida de los túneles de desvío	Km	1	17x10 ⁶	17 000
11.3001	Caminos de acceso a los bancos de materiales de 12 m. de ancho de corona, en zona montañosa de fuerte pendiente	Km	8	30x10 ⁶	240 000
11.3002	Caminos de acceso a los bancos de materiales de 12 m. de ancho de corona, en zona de lomeríos y montañas	Km	7	17x10 ⁶	119 000
11.3003	Acondicionamiento y pavimentación del camino de acceso existente (ancho de corona 8 M.)	Km	40	12.8x10 ⁶	512 000
SUBTOTAL OBRAS DE INFRAESTRUCTURA					1 218 000

P.H. AGUAMILPA SITIO COLORINES ARREGLO A-3
 CORTINA DE MATERIALES GRADUADOS
 ELEVACION CORONA 235.00 M.S.N.M.

No.	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	IMPORTE EN MI- LES DE PESOS
20.0000	<u>OBRA DE DESVIO</u>				
21.0000	Ataguías que quedarán in- corporadas a la cortina de materiales graduados in- cluyendo las pantallas -- impermeables tipo Icos.	m ³	1 064 000	555	590 520
23.2107	Excavación a cielo abier- to en portal de salida y entrada de los túneles.	m ³	150 000	516	77 400
23.2201	Excavación en túnel sec- ción portal de 15 m de - diámetro.	m ³	561 600	3 000	1 684 800
23.2301	Excavación en tiro verti- cal para alojar sistema de control.	m ³	5 500	4 000	22 000
23.4800	Concreto en tiro vertical	m ³	3 040	10 320	31 373
23.4800	Concreto f'c = 200 kg/cm ² en revestimiento de túne- les, incluye pila.	m ³	101 695	10 320	1 049 492
23.480A	Acero de refuerzo en tú- neles.	Ton	4 840	69 272	335 276

6.

P.H. AGUAMILPA SITIO COLORINES ARREGLO A-3
CORTINA DE MATERIALES GRADUADOS
ELEVACION CORONA 235.00 M.S.N.M.

No.	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	IMPORTE EN MI- LES DE PESOS
23.4900	Tapón de concreto --- f'c = 200 kg/cm ² para cierre de los túneles	m ³	11 300	4 128	46 646
23.490A	Acero de refuerzo en- tapón.	Ton .	233	69 272	16 140
23.8100	Obturador, incluyendo guías y mecanismos -- elevadores de 7 x 15m y H = 50 m, incluye -- transporte y montaje-- (se usará los de Cara col y Chicoasón, só- lo se incluye trans- porte, adaptaciones y montaje)	Pza .	2	10 x 10 ⁶	20 000

SUBTOTAL OBRA DE DESVIO: ----- 3 873 647

(3)

P.H. AGUANILPA SITIO COLORINES ARREGLO A-3
CORTINA DE MATERIALES GRADUADOS
ELEVACION CORONA 235.00 M.S.N.M.

No.	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	IMPORTE EN MI- LES DE PESOS
30.0000	<u>OBRA DE CONTENCION</u>				
31.2101	Limpia de laderas (1 m)	m ³	250 000	360	90 000
31.2102	Excavación en laderas para desplantes del corazón impermeable y filtros (7.5m de espesor promedio).	m ³	300 000	413	123 900
31.2103	Excavación en el cauce del material de acarreo del río (aluvión, 16 m espesor máximo).	m ³	85 000	413	35 105
31.2104	Excavación de roca alterada y fracturada del cauce en el área de desplante del corazón impermeable (5 m de prof).	m ³	45 000	1 161	52 245
31.3000	Tratamiento de fracturas y regularización de taludes en el área de desplante del corazón impermeable.	lote	1	15 000	15 000
31.3501	Shot-crete en el área de desplante y apoyo del corazón impermeable.	m ²	35 000	993	34 755
32.0000	Galerías de acceso, de inyección y drenaje adicionales, incluyendo shot-crete y protecciones.	m ¹	1 500	10 320	15 480

P.H.AGUAMILPA SITIO COLORINES ARREGLO A-3
CORTINA DE MATERIALES GRADUADOS
ELEVACION CORONA 235.00 M.S.N.M.

	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	IMPORTE EN MILES DE PESOS.
34.000	Pantalla de inyecciones y drenaje en el eje de la cortina incluyendo tratamiento de fracturas y perforaciones para drenaje en galerías.	lote	1	300 x 10 ⁶	300 000
35.2401	Material impermeable para el corazón -- (arcillas), incluyendo extracción, preparación, carga, acarreo libre de 1 km, descarga y compactación.	m ³	2.59 x 10 ⁶	603	1 561 770
35.2401S	Sobre acarreo del material impermeable- 12 km.	m ³ km.	31.08 x 10 ⁶	36	1 118 880
35.2503	Material para filtros, (grava-arena), -- incluye extracción, trituración, cribado, carga, acarreo libre de 1 km, descarga y compactación.	m ³	0.65 x 10 ⁶	693	450 450
35.2503S	Sobreacarreo del material para filtros- 4.5 km.	m ³ km	2.93 x 10 ⁶	36	105 480
35.2601	Material permeable de respaldo en ambos paramentos (grava-arena).	m ³	13.89 x 10 ⁶	511	7 092 680
35.2601S	Sobreacarreo del material permeable en promedio 6.3 km.	m ³ km	83.81 x 10 ⁶	62	5 196 220

(2)

P.H.AGUAMILPA SITIO COLORINES ARREGLO A-3
CORTINA DE MATERIALES GRADUADOS.
ELEVACION CORONA 235.00 M.S.N.M.

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	IMPORTE EN MILES DE PESOS
35.2706 Enrocamiento de protección en ambos paramentos (incluye, explotación, carga, acarreo libre de 1 km descarga y acomodo)	m ³	0.59	1000	590 000
35.27065 Sobreacarreo del enrocamiento de protección 3 km.	m ³ km.	1.77 x 10 ⁶	85	150 450
SUBTOTAL CORTINA:-----				<u>16 932 415</u>

(E)

P.H. AGUAMILPA SITIO COLORINES ARREGLO A-3
 CORTINA DE MATERIALES GRADUADOS
 ELEVACION CORONA 235.00 M.S.N.M.

No.	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	IMPORTE EN MILES DE PESOS
40.0000	<u>PLANTA HIDROELECTRICA</u>				
42.000	<u>ESTRUCTURA DE CONTROL</u>				
42.2107	Excavación a cielo abierto en cualquier clase de material para desplante de la obra de toma. Incluye la excavación para la plataforma de la subestación exterior	m ³	1.237x10 ⁶	516	638 292
42.4100	Concreto en estructura de toma y rampas	m ³	6 112	12 900	78 844
42.4100 A	Acero de refuerzo en tomas	Ton	490	69 272	33 943
42.0000	Limpia de terreno, suministro y colocación de anclajes, barrenación, marcos de ademe, concreto lanzado y mallas de alambre, inyecciones	lota	1	50x10 ⁶	50 000
42.8100	Compuerta rodante de 4.30 m de ancho 8.60 m. de altura con servomotor, guías y accesorios carga hidrostática 60 m., incluyendo transporte y montaje	pza.	6	75x10 ⁶	450 000
42.8200	Acero estructural de rejillas	Ton	207	150 000	31 050

P.H. AGUANILPA SITIO COLORINES ARREGLO A-3
 CORTINA DE MATERIALES GRADUADOS
 ELEVACION CORONA 235.00 M.S.N.M.

No.	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	IMPORTE EN MI- LES DE PESOS
43.0000	<u>Conductos a Presión</u>				
43.2201	Excavación en túneles de toma en zona de transición de entrada y codo	m ³	12 690	4 255	53 996
43.2302	Excavación de tiro inclinado para conectar a la rama horizontal de los túneles	m ³	24 090	4 255	102 503
43.4600	Concreto f' c=300 kg/cm ² en revestimiento de túneles a presión	m ³	11 295	12 900	145 706
43. 460A	Acero de refuerzo total	Ton	500	69 272	34 636
43.4800	Mortero de empaque en blindaje	m ³	1 560	10 000	15 600
43.5100	Blindaje de acero en conductos a presión, 8.00 y 7.00 m φ	Ton	2 526	272 200	687 577
SUBTOTAL CONDUCTOS A PRESION					1 040 018

P.H. AGUANILPA SITIO COLORINES ARREGLO A-3
 CORTINA DE MATERIALES GRADUADOS
 ELEVACION CORONA 235.00 M.S.N.M.

No.	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	IMPORTE EN MI- LES DE PESOS
42.8300	Grúa pórtico de 120 ton. y accesorios	Lote	1	20x10 ⁶	20 000
42.8400	Compuertas de emergencia	Pza.	2	75x10 ⁶	150 000
SUBTOTAL ESTRUCTURA DE CONTROL:					1 452 129

P.H. AGUAMILPA SITIO COLORINES ARREGLO A-3
CORTINA DE MATERIALES GRADUADOS
ELEVACION CORONA 235.00 M.S.N.M.

No.	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	IMPORTE EN MI- LES DE PESOS
44.0000	<u>CASA DE MAQUINAS</u>				
44.0000	Obra civil en casa de má- quinas, incluye excavación subterránea de 23 m., de ancho por 120 m de longi- tud marcos de ademe, an- clas, barrenación para an- clas, concreto lanzado y malla, perforaciones para drenaje e inyección; bom- beo y tuberías de drenaje y varios.	Lote	1	992x10 ⁶	992 000
44.6000	Turbinas-Tipo Francis-tres unidades de 320 MW cada - una con carga de diseño - de 138 m. velocidad sin - crónica de 128.5 r.p.m. - Gasto de diseño 270 m ³ / - seg., incluye transporte- y montaje	Pza.	3	1305x10 ⁶	3 915 000
44.6000	Generadores 3 u de 320 MW de 50 polos incluye trans- porte y montaje	Pza.	3	1260x10 ⁶	3 780 000
44.7000	Equipo auxiliar en casa - de máquinas y galería de- transformadores. Incluye- cables de 400 K.V. table- ros de control, subesta- ciones unitarias, grupo -				

(15)

P.H. AGUAMILPA SITIO COLORINES ARREGLO A-3
CORTINA DE MATERIALES GRADUADOS
ELEVACION CORONA 235.00 M.S.N.M.

No.	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	IMPORTE EN MI- LES DE PESOS
	auxiliar, sistema de tierra, de alumbrado de C.F., de ventilación, de drenaje y desague, contra incendio, cables de fuerza y control y varios. Incluye transporte y montaje.	Lota	1	2662.63x10 ⁶	2 662 630
44.8300	Grúa viajera de 275 ton.- de capacidad y 23 m de claro, incluyendo transporte y montaje	Pza.	2	151x10 ⁶	302 000.
SUBTOTAL CASA DE MAQUINAS					11-651 630



P.H. AGUAMILPA SITIO COLORINES ARREGLO A-3
 CORTINA DE MATERIALES GRADUADOS
 ELEVACION CORONA 235.00 M.S.N.M.

No.	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	IMPORTE EN MI- LES DE PESOS
46.0000B	<u>GALERIA DE OSCILACION AGUAS ABAJO</u>				
46.2202B	Excavación subterránea de la bóveda de galería de compuertas y acceso	m ³	12 420	3 900	48 438
46.2204B	Excavación subterránea en el cuerpo de la galería de oscilación, ancho 12 m altura 50 m. longitud 72 m.	m ³	46 430	3 000	139 290
46.0000B	Concreto lanzado, malla, anclas, drenes e inyecciones.	Lote	1	24x10 ⁶	24 000
46.4600B	Concreto de revestimiento en galería de oscilación y estructuras correspondientes	m ³	6 000	12 900	77 400
46.460AB	Acero de refuerzo	Ton	495	62 272	34 290
46.8100	Compuerta rodante con guías y accesorios ancho 6.00 m. altura 12 m. incluyendo transporte y montaje	Pza.	6	49.5x10 ⁶	297 000
46.8200	Grúa viajera, incluyendo transporte y montaje. Capacidad 60 tons.	Pza.	1	14x10 ⁶	14 000

SUBTOTAL GALERIA DE OSCILACION

634 418

P.H. AGUAMILPA SITIO COLORINES ARREGLO A-3
CORTINA DE MATERIALES GRADUADOS
ELEVACION CORONA 235.00 M.S.N.M.

No.	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	IMPORTE EN MI- LES DE PESOS
48.0000	<u>ZONA DE TRANSFORMADORES</u>				
48.0000	Obra civil en galería de transformadores, incluye las lumbreras para cables y elevador a la subestación en la superficie. Se consideran los mismos conceptos en la casa de máquinas	Lote	1	130x10 ⁶	130 000
48.9000	<u>SUBESTACION ELEVADORA</u>				
48.2700	Excavación en roca para plataforma de la subestación elevadora	m ³		Incluida en la excavación de la obra de toma.	
48.7000	Equipo y obra de la subestación elevadora con tres transformadores de potencia trifásicos de 325 KVA-17/400 Kv. y uno de reserva, con dos salidas de L.T. 400 K. V.	Lote	1	1833x10 ⁶	1 833 000
49.0000	<u>ACCESOS</u>				
49.0000	Excavación a cielo abierto en portal de entrada, excavación subterránea en sección de 7.60 m. de ancho por 7 m. de altura, shotcrete, malla, y anclas donde se requiera para accesos al nivel de ge-				

18

P.H. AGUAMILPA SITIO COLONINER ARREGLO A-3
 CORTINA DE MATERIALES GRADUADOS
 ELEVACION CORONA 5.00 M.S.N.M.

No.	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	IMPORTE EN MIL- RES DE PESOS
47.000	<u>DESFOQUES</u>				
47.2107	Excavación a cielo abierto en portal de salida del túnel de descarga y plataforma para operación de agujas	m ³	100 000	516	51 600
47.2201	Excavación en túnel de 15m. de diámetro terminado por 16 m. de altura sección por tal longitud de 567 m.	m ³	96 921	3 000	290 763
47.2301	Excavación en lumbrera para las agujas	m ³	720	4 255	3 064
47.4500	Concreto de revestimiento en túnel y estructura de control de desfoque	m ³	19 605	10 320	202 324
47.460A	Acero de refuerzo	Ton	410	69 272	28 402
47.0000	Marcos de ademe, barrenación para anclas, drenaje e inyecciones, anclajes, inyecciones borbos concreto lanzado y malla	Lote	1	50 000	50 000
47.8100	Juego de agujas, incluyendo transporte y montaje, accesorios. Se usarán las de Caracol o Chicosañ. Sólo se incluye transporte, adaptaciones y montaje	Lote	1	10x10 ⁶	10 000

P.H. AGUAMILPA SITIO COLONINER ARREGLO A-3
 CORTINA DE MATERIALES GRADUADOS
 ELEVACION CORONA 235.00 M.S.N.M.

No.	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	IMPORTE EN MIL- RES DE PESOS
	aradores de la casa de máquinas. Pendiente máxima de 7%	Km	0.62	300x10 ⁶	186 000
49.2201	Túneles auxiliares para excavaciones subterráneas de las obras de la planta hidroeléctrica	Km	1	223x10 ⁶	223 000
SUBTOTAL ZONA TRANSFORMADORES SUBESTACION Y ACCESOS					2 372 000

N°	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P. U.	IMPORTE EN MILES DE PESOS
50.000	<u>OBRA DE EXCEDENCIAS</u>				
	Conducto de descarga en canal a cielo abierto.				
51.4300	Concreto reforzado de f'c = - 300 kg/cm ² en canal de llamada en muros laterales en plantilla Incluye fabricación y colocación de acuerdo a las especificaciones.	m ³	6 860	12 900	88 494
52.2100	Excavación a cielo abierto, incluye la zona del desplante de la estructura de control, canal de descarga y estructura terminal.	m ³	1238 000	516	638 808
52.4000	Concreto f'c = 300 kg/cm ² en estructura de control (cimacio, pilas, puentes, muros de encauce), incluye fabricación y colocación de acuerdo con las especificaciones.	m ³	25 995	12 900	335 336
52.8100	Compuerta radical de 14 m de ancho por 20 de altura con servomotor transporte y montaje.	Pza.	3	135 x 10 ⁶	405 000

(17)

N°	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P. U.	IMPORTE EN MIL LES DE PESOS
52.8600	Obturador (aguja) de emergen- cia para un vano de compuerta radical de 14 m de claro, altura carga hidrostática 17 m, inclu- yendo transporte y montaje del obturador. Se usarán las de Cara- col o Chicoasen. Se incluye só- lo el transporte, adaptaciones - y montajes.	Pza.	4	10 x 10 ⁶	40 000
52.8700	Grúa de pórtico para obturador -	Pza.	2	6 x 10 ⁶	12 000
53.2100	Excavación a cielo abierto en canal de llamada	m ³	272 000	516	140 352
53.4000	Concreto reforzado de f'c = - 300 kg/cm ² en canal de descar- ga a cielo abierto y salto - esqui. Incluye fabricación y colocación de acuerdo a las - especificaciones.	m ³	18 805	12 900	242 585
53.400A	Acero de refuerzo en estruc - tura y revestimientos.	Ton.	4 133	69 272	286 301
54.3000	Perforación para drenes, in - yecciones y anclas, coloca - ción de anclas suministro y - colocación de mallas de acero shot-crete, etc.	Lote	1	484 x 10 ⁶	484 000
SUBTOTAL OBRA DE EXCEDENCIAS					2 672 876

(28)

(23)

2.- ANTEPROYECTO DEL P.H. AGUAMILPA, NAY.

COSTO DEL K.W.H. NIVELADO



SUBDIRECCION DE CONSTRUCCION
 GERENCIA DE PROYECTOS HIDROELECTRICOS
 SUBGERENCIA DE INGENIERIA PRELIMINAR CIVIL Y GEOTECNIA
 DEPARTAMENTO DE ANTEPROYECTOS DE PLANTAS HIDROELECTRICAS
 P.H. AGUAMILPA, NAY.
RESUMEN DE RESULTADOS

HOJA 1 DE 1
 FECHA 04-02-87
 (1980, 1983, 1984)
 AUTOR: CARVAJA

GENERACION MEDIA ANUAL EN GWH	COSTO DEL KW INSTALADO (\$/KW)	COSTO DEL KWH NIVELADO EN \$/KWH PARA UNA TASA DE DESCUENTO DEL				
		8%	10%	12%		
2 165	52 858	2.32 <u>1/</u>	2.97 <u>1/</u>	3.69 <u>1/</u>		
2 165	52 858	2.32 <u>2/</u>	2.97 <u>2/</u>	3.69 <u>2/</u>		

NOTA:

- 1/.- Para 6 años de construcción.
- 2/.- Para 7 años de construcción.
- 3/.- A precios medios de 1983

28

GERENCIA DE PROYECTOS HIDROELECTRICOS.
SUBGERENCIA DE INGENIERIA PRELIMINAR CIVIL Y GEOTECNIA
PROYECTO HIDROELECTRICO. AGUAMILPA, NAY., (6 años)

CARACTERISTICAS, INVERSIONES Y COSTOS.

Potencia instalada (kW): 960 Factor de planta: 0.257
 No. y potencia por unidad: 3 x 320
 Generación media anual (GWh/año): 2165
 Año de inicio de construcción: 1985
 Año de inicio de operación: 1991
 Número de años de construcción: 6
 Costo fijo operación (\$/kW-año) 1/: 123.406
 Costo variable operación (\$/kWh) 1/: 0.00239

Inversiones anuales durante la construcción en millones de pesos de junio 19 83:

ASO	1 1985	2 1986	3 1987	4 1988	5 1989	6 1990	7	8
\$ x 10 ⁶	2537.2	5074.3	11163.5	14208.2	12685.9	6074.3		

ASO	9	10	11	12	13	14	15	16
\$ x 10 ⁶								

INVERSION TOTAL (\$ x 10⁶): 50 743.40

Porcentajes de participación en la inversión (%)

ETAPA	MANO DE OBRA	MATERIAL	MAQUINARIA Y EQUIPO.		TOTAL
			NACIONAL	IMPORTADO	

COSTO DEL kWh NIVELADO (\$/kWh)

TASA REAL DE DESCUENTO	6%	8%	10%	12%	14%
a.- Por inversión.		2.26697	2.9160	1.628914	
b.- Por operación.		0.057121	0.057121	0.057121	
c.- Total		2.32409	2.973170	1.686085	

CARACTERISTICAS, INVERSIONES Y COSTOS.

Potencia instalada (MW): 960 Factor de planta: 0.257

No. y potencia por unidad: 3 x 320

Generación media anual (Gwh/año): 2165

Año de inicio de construcción: 1985

Año de inicio de operación: 1992

Número de años de construcción: 7

Costo fijo operación (\$kW-año) 1/: 123.406

Costo variable operación (\$/kWh)1/: 0.00239

Inversiones anuales durante la construcción en millones de pesos de jun. 1983.-

AÑO	1 1985	2 1986	3 1987	4 1988	5 1989	6 1990	7 1991	8
\$ x 10 ⁶	1014.9	2537.2	5074.3	12178.4	10148.7	10148.7	9641.2	

AÑO	9	10	11	12	13	14	15	16
\$ x 10 ⁶								

INVERSION TOTAL (\$ x 10⁶): 50 743.40

Porcentajes de participación en la inversión (%)

ETAPA	MANO DE OBRA	MATERIALES	MAQUINARIA Y EQUIPO.		TOTAL
			NACIONAL	IMPORTADO	

COSTO DEL KWH NIVELADO (\$/kWh)

TASA REAL DE DESCUENTO	6%	8%	10%	12%	14%
a.- Por inversión.		2.26624	2.916650	3.63236	
b.- Por operación.		0.057121	0.057121	0.057121	
c.- Total		2.32336	2.973771	3.68948	

COSTO DEL MW INSTALADO \$/kW: 52 858

3.- SISTEMA HIDROELECTRICO
DEL

(27)

RIO SANTIAGO
CARACTERISTICAS Y
LOCALIZACION GENERAL

SISTEMA HIDROELECTRICO RIO SANTIAGO
(COLECTOR PRINCIPAL)

SITIO O PROYECTO	DESNIVEL (M)	VOL: ANUAL APROV Hm ³	GEN. ANUAL GWH	CAP. INST. MW	F. P. (APROXIMADO)
AGUA PRIETA	538	410-630	439-915	240-480	0.22-0.33
STA. CRUZ	167	2636	902	412	0.25
STA: ROSA	ACTUAL 91	(1585)	(304)	(52)	(0.667)
	FUTURA 91	2850	550	244	0.25
LA MUCURA	127	2952	768	336	0.26
LA YESCA	127	3810	1041	476	0.25
CAJON II	168	4061	1507	636	0.27
AGUAMILPA	152	6264	2165	960	0.26
EL CORA	30	7204	443	195	0.26

TOTALES*

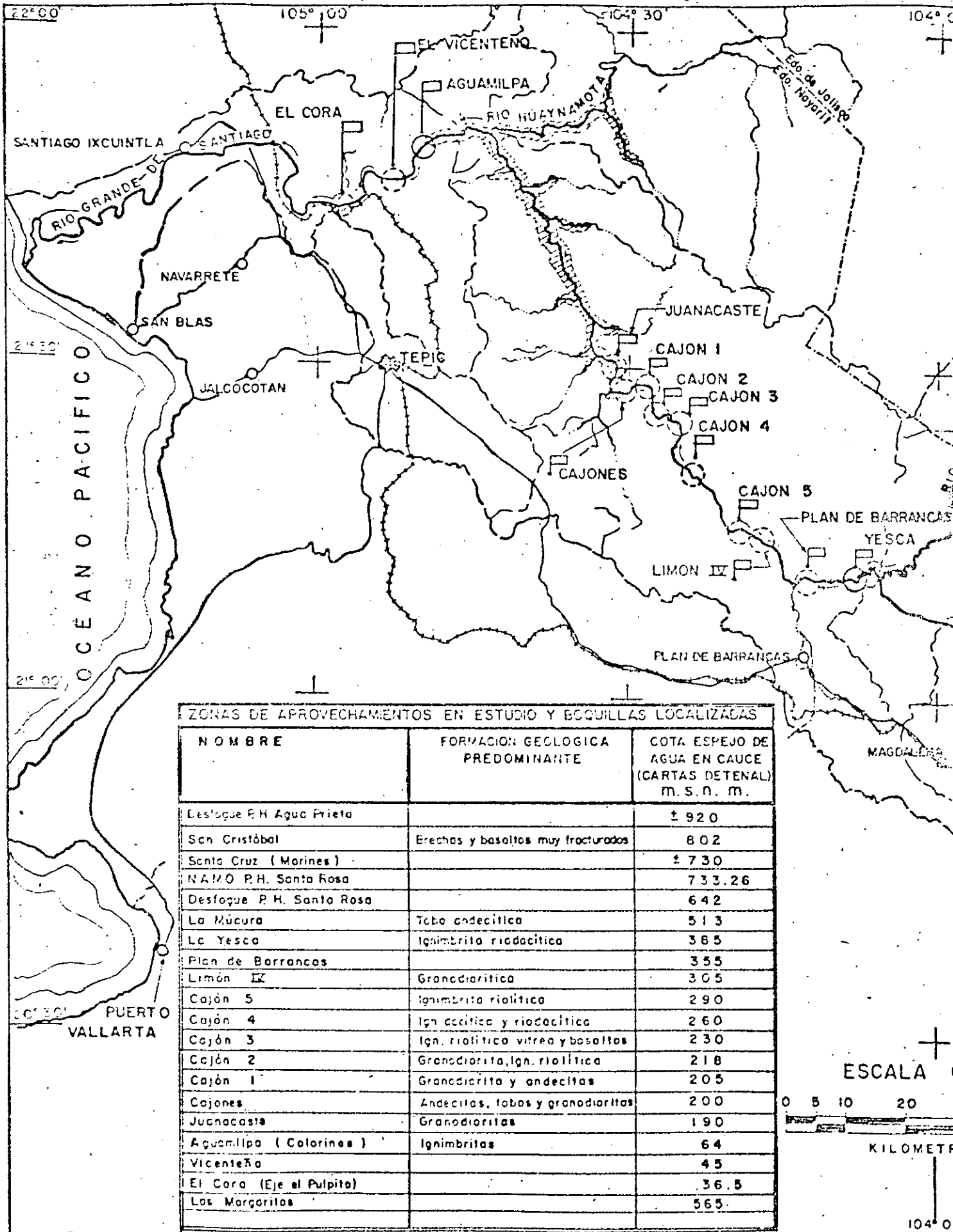
1273

7815-8291

3499-3739

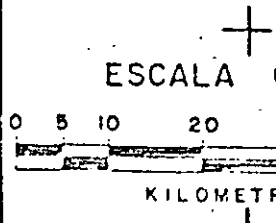
* EN LOS TOTALS SE CONSIDERAN LOS DATOS DEL P. H. SANTA ROSA, FUTURA.

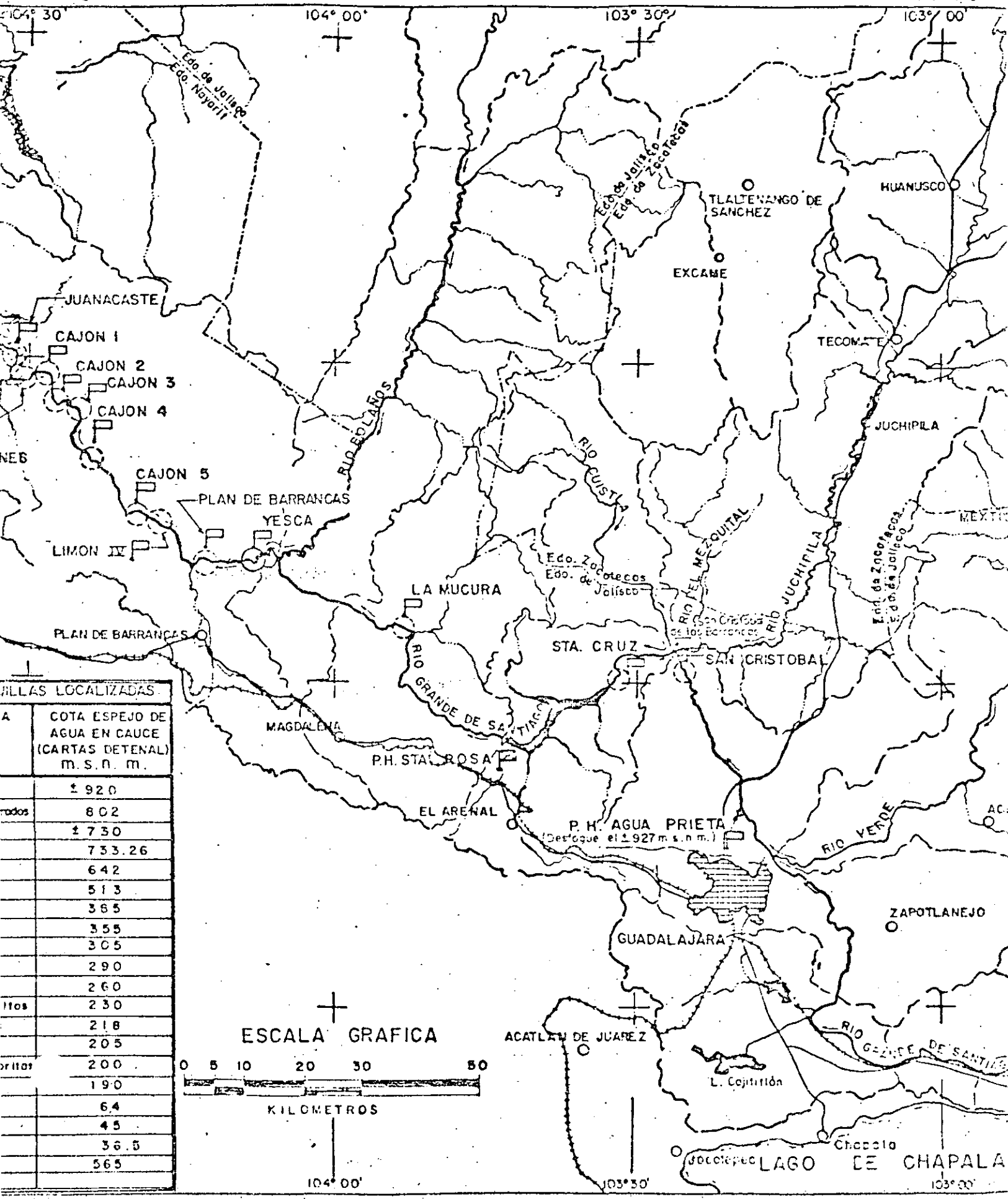
(28)



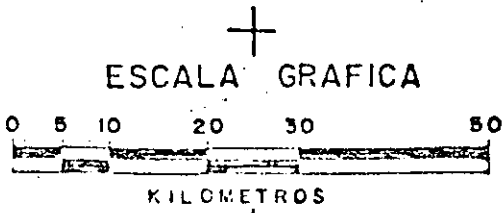
ZONAS DE APROVECHAMIENTOS EN ESTUDIO Y BOQUILLAS LOCALIZADAS

NOMBRE	FORMACION GEOLOGICA PREDOMINANTE	COTA ESPEJO DE AGUA EN CAUCE (CARTAS DETENAL) M. S. N. M.
Desfoque P.H. Agua Prieta		± 920
San Cristóbal	Erechas y basaltos muy fracturados	802
Santa Cruz (Marines)		± 730
NAMO P.H. Santa Rosa		733.26
Desfoque P.H. Santa Rosa		642
La Múcura	Toba andecítica	513
La Yesca	Ignimbrita riocáltica	385
Plan de Barrancas		355
Limon IX	Granodiorítica	305
Cajón 5	Ignimbrita riolítica	290
Cajón 4	Ign. acáltica y riocáltica	260
Cajón 3	Ign. riolítica vitrea y basaltos	230
Cajón 2	Granodiorita, ign. riolítica	218
Cajón 1	Granodiorita y andecitas	205
Cajones	Andecitas, tabas y granodioritas	200
Juanacaste	Granodioritas	190
Aguamilpa (Colorines)	Ignimbritas	64
Vicenteño		45
El Cora (Eje el Pulpito)		36.5
Las Margaritas		565



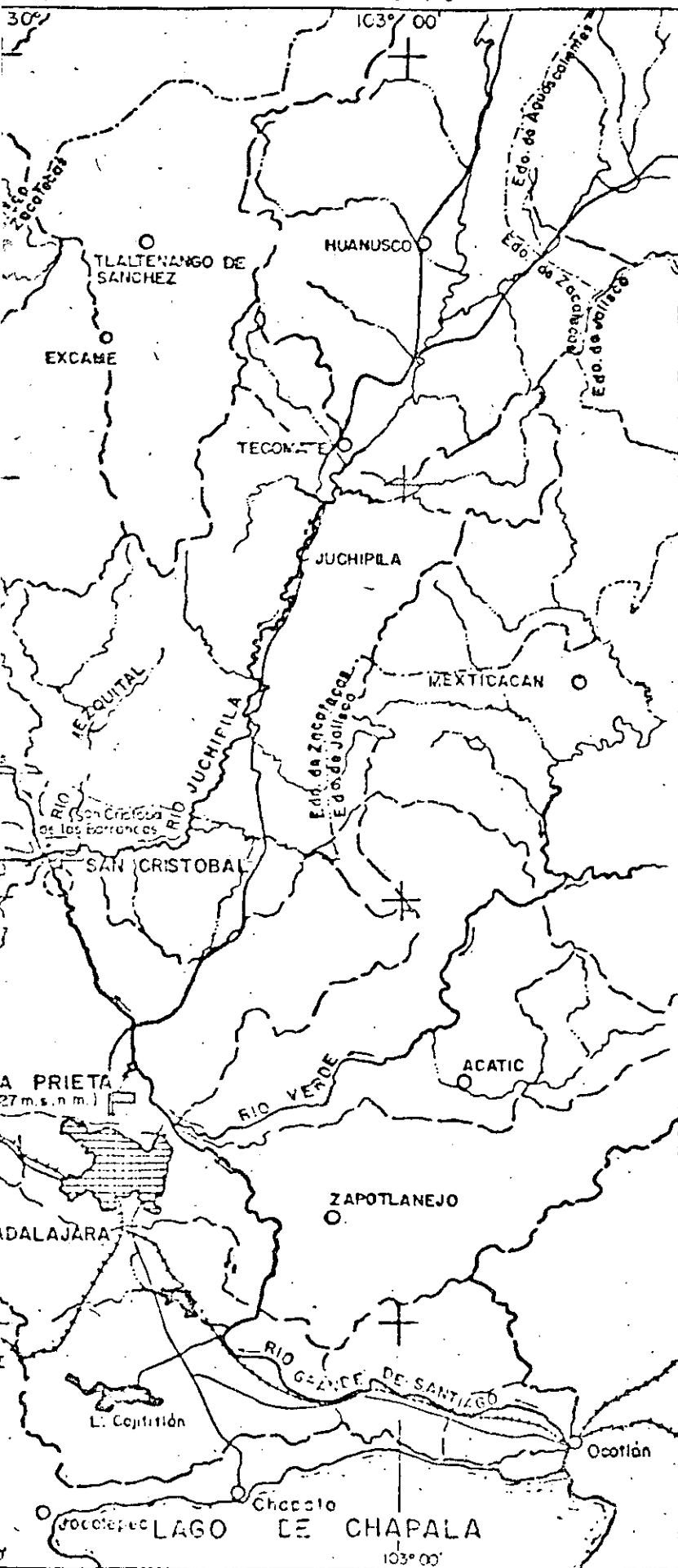


VILLAS LOCALIZADAS	
A	COTA ESPEJO DE AGUA EN CAUCE (CARTAS DETENAL) M. S. N. M.
	1 920
ados	802
	1 730
	733.26
	642
	513
	365
	355
	305
	290
	260
itos	230
	218
	205
oritos	200
	190
	64
	45
	36.5
	565



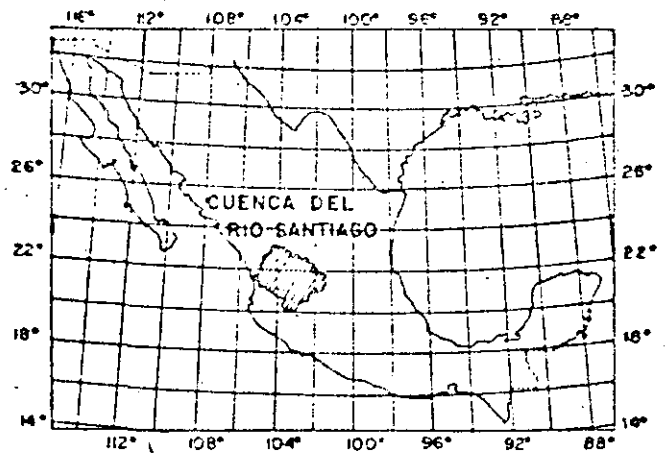
ESCALA GRAFICA

KILOMETROS



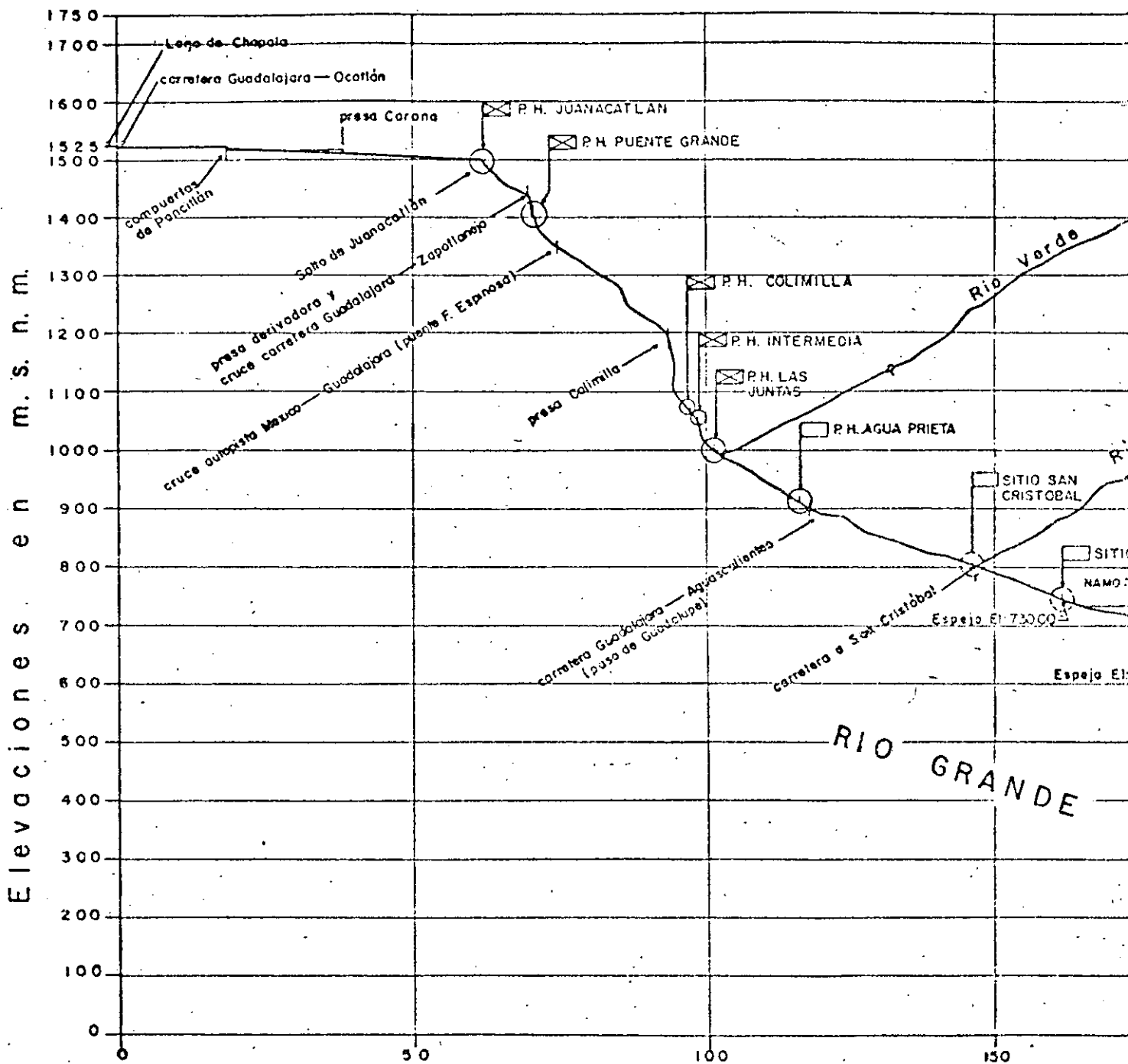
● SIMBOLOS

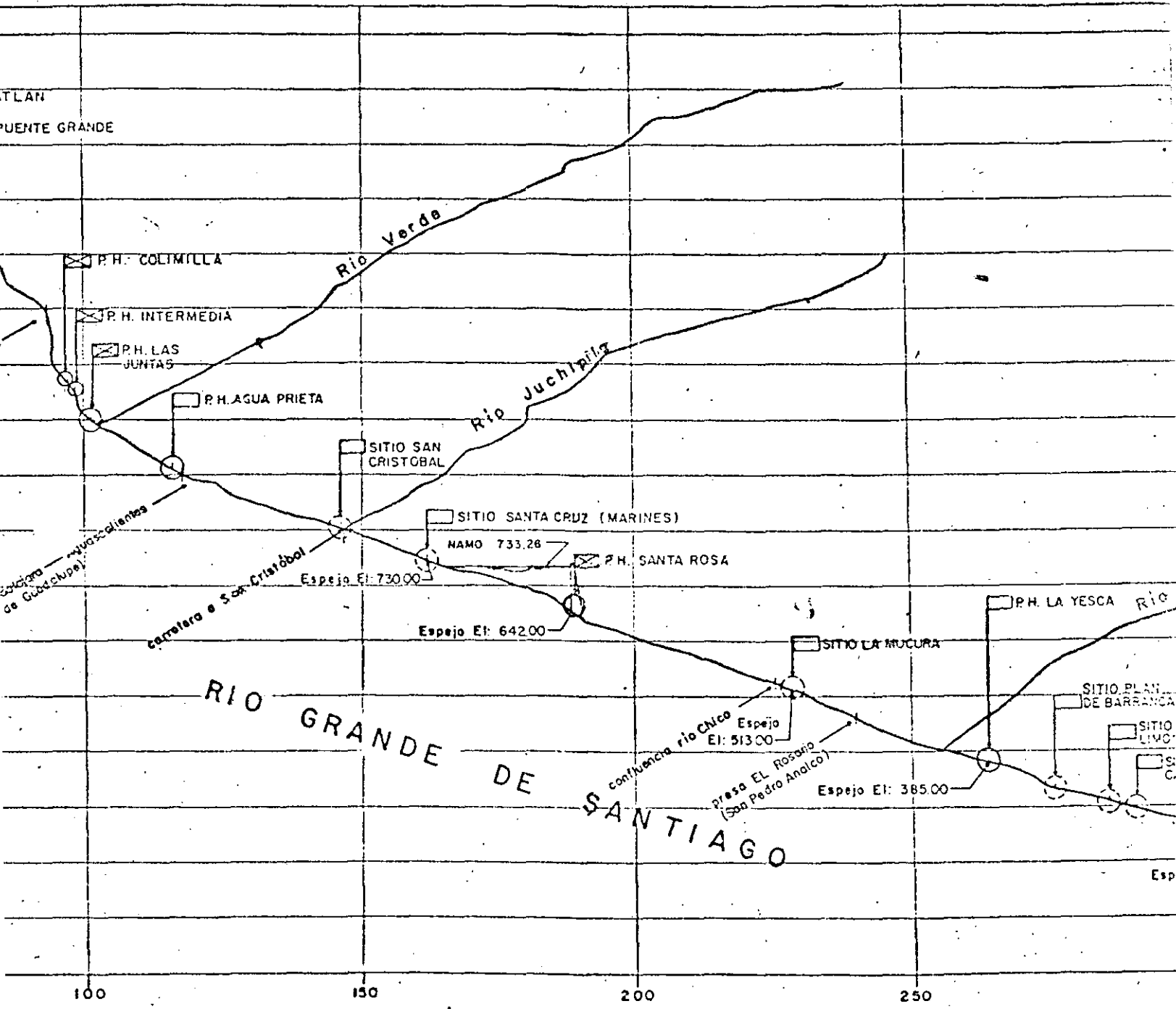
- Planta hidroeléctrica en operación
- Sitio en estudio
- Sitio factible de estudio
- Presa de almacenamiento en operación
- Presa de almacenamiento en estudio
- Línea de parte-aguas
- Límite de estado
- Ferrocarril
- Carretera
- Río
- Poblado
- Copital de estado



LOCALIZACION GEOGRAFICA

ENERGIA DE LA P.	SECCION DE ESTUDIOS Y ELECTRICIDAD
C COMISIA	GERENCIA GENERAL DE ESTUDIOS E INGENIERIA PRELIMINAR
C COMISION	SUB ING PRELIMINAR CIVIL Y GEOTECNIA
Estudios de la cuenca del Rio Santiago LOCALIZACION DE SITIOS FACTIBLES DE APROVECHAMIENTOS HIDROELECTRICOS EN EL COLECTOR PRINCIPAL	
MAYO 1980	Dir. E. Solís A. Formador: R. DE LA Parra D. Rev. Ing. R. de la P. D. A. Castellano V.
1 de 2	A. Castellano V.





TLAN
PUENTE GRANDE

Rio Verde

Rio Juchipila

RIO GRANDE DE SANTIAGO

100

150

200

250

Caminera a Tepic
Caminera a San Cristobal

P.H. COLMILLA
P.H. INTERMEDIA
P.H. LAS JUNTAS

P.H. AGUA PRIETA

SITIO SAN CRISTOBAL

SITIO SANTA CRUZ (MARINES)

NAMO 733.26

P.H. SANTA ROSA

Espejo El: 730.00

Espejo El: 642.00

Espejo El: 513.00

Espejo El: 385.00

presa EL ROSARIO
(San Pedro Anasco)

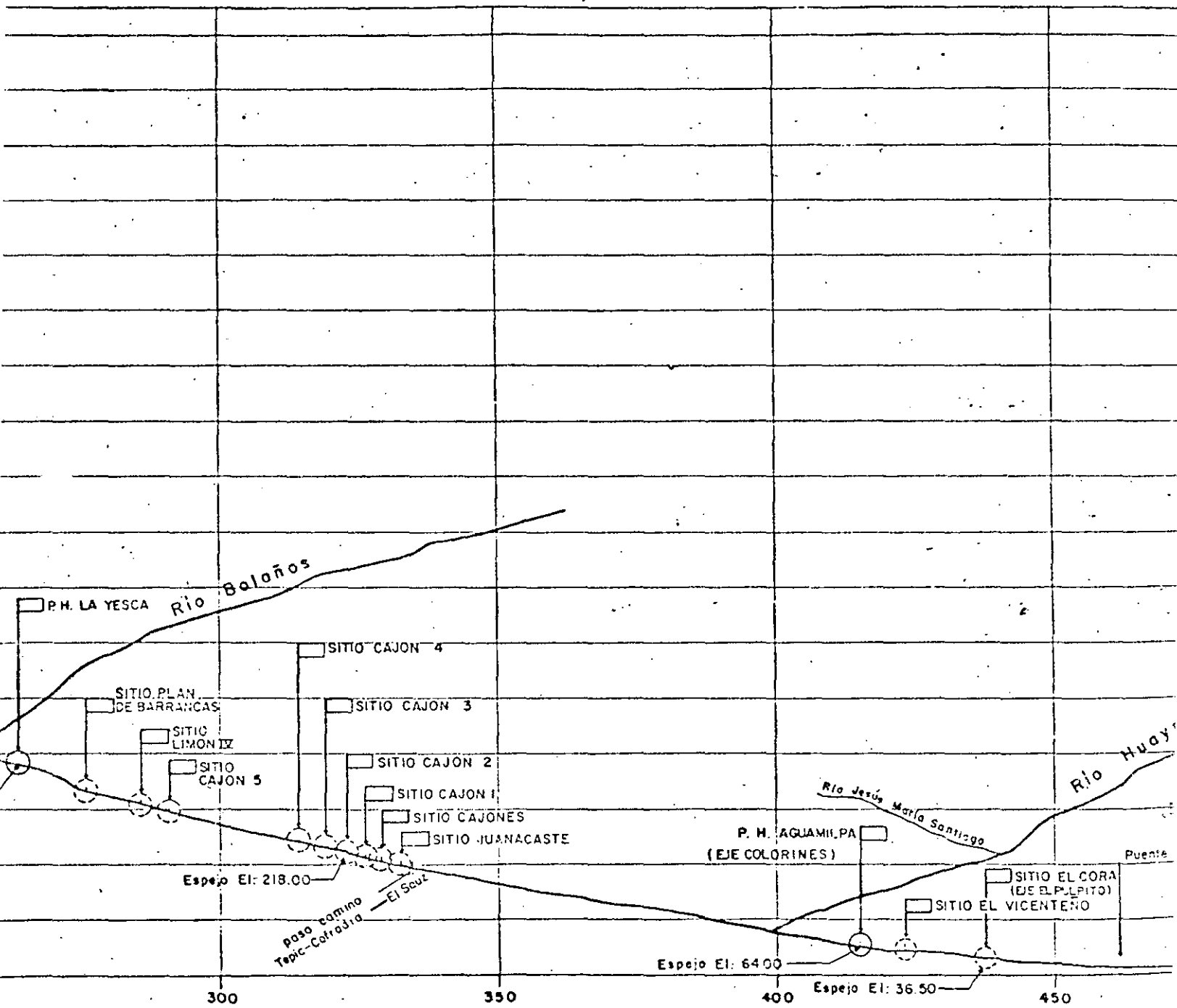
SITIO LA MUCURA

P.H. LA YESCA

SITIO PLAN DE BARRANCA




SITIO LIMON

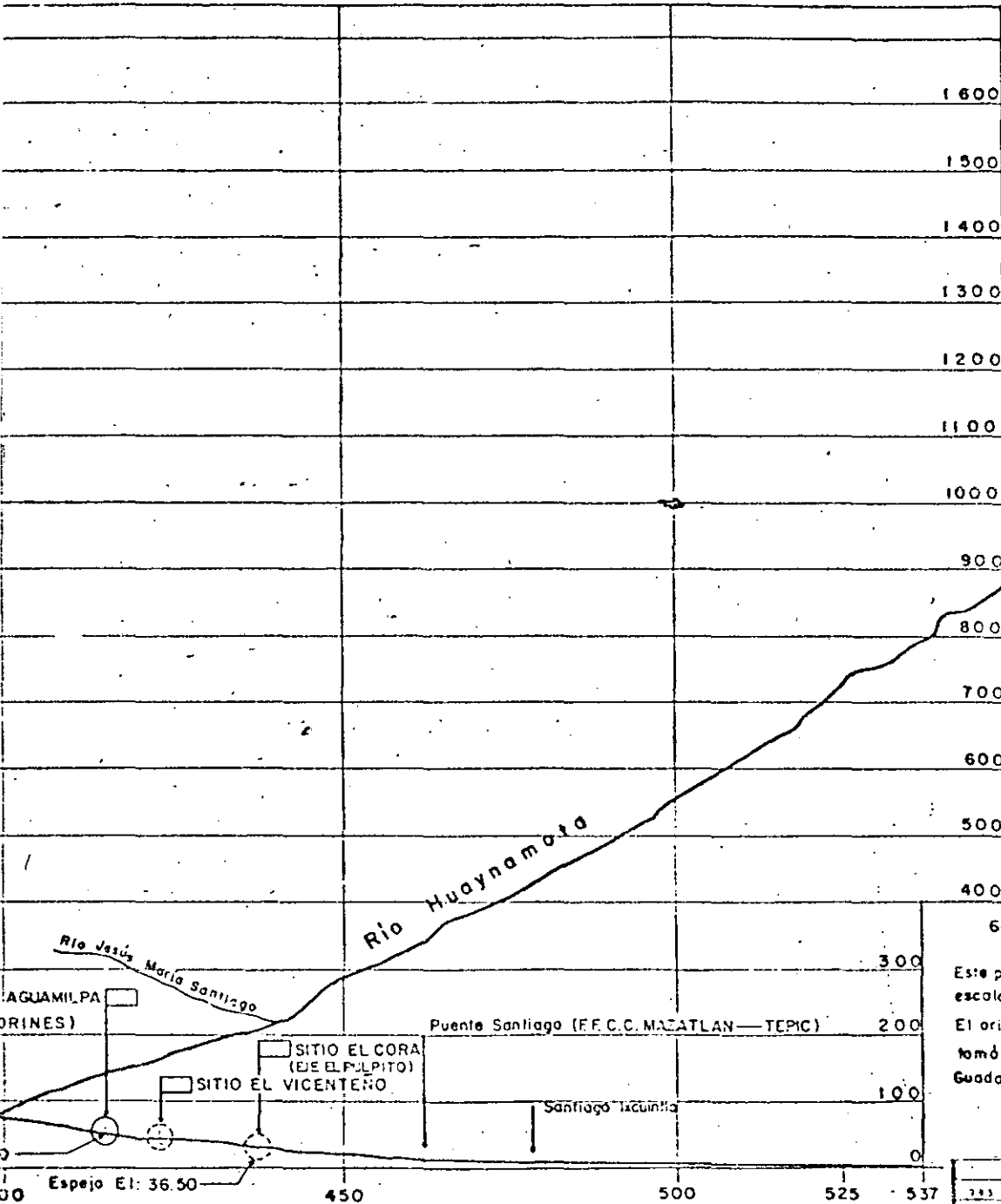
Esp



0 5 10
ESCALA

30 C

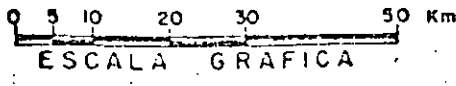
- SIMBOLOS**
-  Planta hidroeléctrica en operación
 -  Sitio en estudio
 -  Sitio factible de estudio



NOTAS:

Los espejos de agua indicados en el perfil del río corresponden a la época de estiaje y corresponden a elevaciones verificadas en 1983, en m.s.m. sistema DETENAL.

Este perfil se obtuvo de las cartas topográficas escala 1:250 000 de DETENAL. El origen de kilometrajes del río Santiago, se tomó a partir del cruce con la carretera Guadalajara—Ocotlán.



283 - 1983 284 - 1983		Estudios de la cuenca del Río Santiago PERFIL DEL RÍO SANTIAGO Y DE LOS AFLUENTES PRINCIPALES
Comisión Federal de Electricidad	DIRECCIÓN GENERAL DE ESTUDIOS E INGENIERÍA PRELIMINAR SUBDIRECCIÓN PRELIMINAR CIVIL Y GEOTECNIA	Estudios de la cuenca del Río Santiago PERFIL DEL RÍO SANTIAGO Y DE LOS AFLUENTES PRINCIPALES
MAYO 1983	Ing. E. Sánchez Pineda Ing. J. de la Parra D. Ing. R. de la Parra D. Ing. A. Coste O. V.	Ing. E. Sánchez Pineda Ing. J. de la Parra D. Ing. R. de la Parra D. Ing. A. Coste O. V.

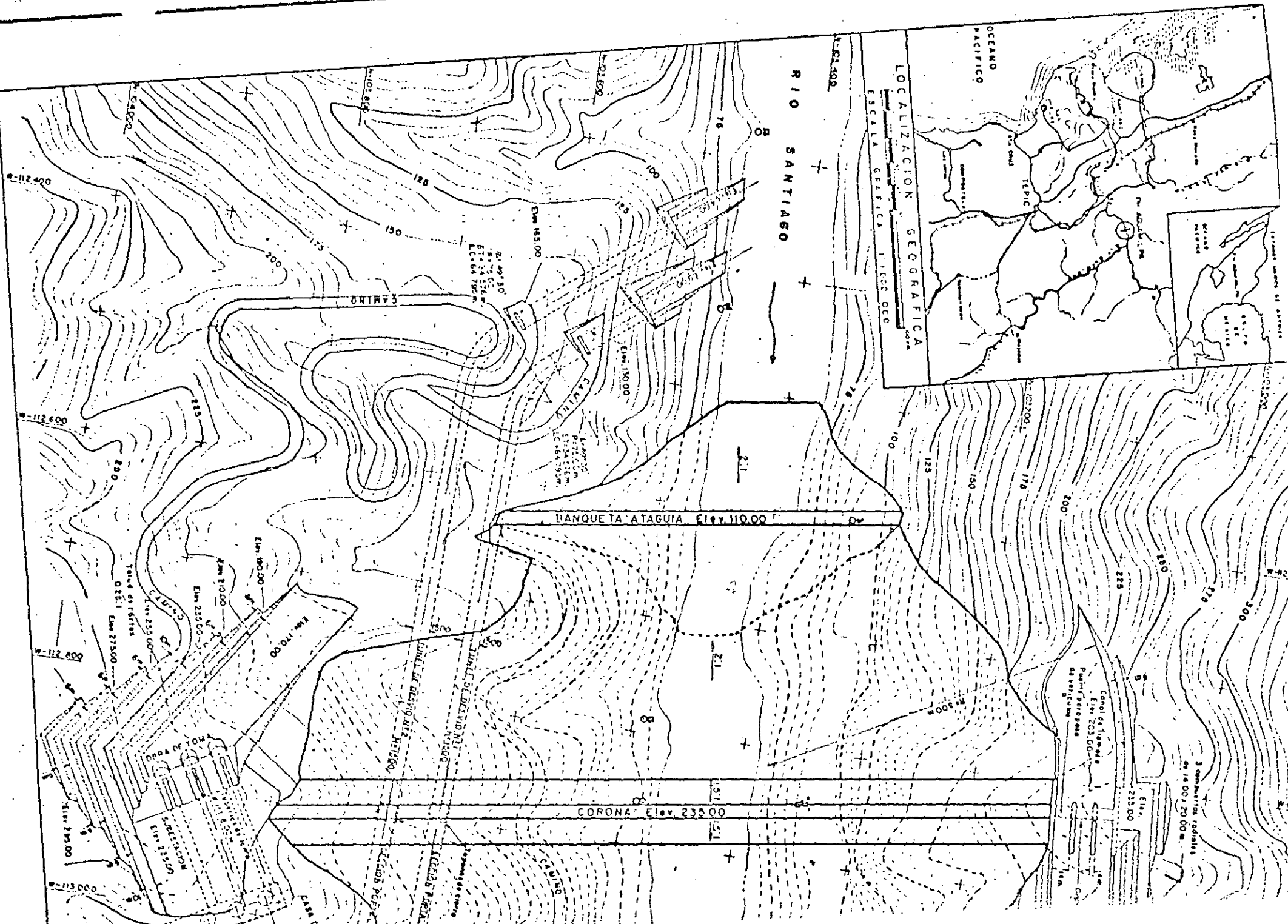
4. ANTEPROYECTO DEL

(31)

P. H. AGUAMILPA, NAY.

PLANOS GENERALES





LOCALIZACION GEOGRAFICA

ESCALA GRAFICA 1:100,000

RIO SANTIAGO

BANQUETA ATAGUIA Elev. 110.00

CORONA Elev. 235.00

CARRANZO Elev. 150.00

CARRANZO

CARRANZO

OCEANO PACIFICO

Canal de Tijuana Elev. 203.00
 Puente de los Hornos Elev. 203.00
 Puente de los Hornos Elev. 203.00

3 Compañías radiales
 de 14 000 20 00 m.

W-112 400

W-112 600

000 211-M

W-115 000

W-112 30
 ELEVACION
 ESCALA 1:100,000

CONV. 145.00

CONV. 150.00

CONV. 150.00

Elev. 110.00

Elev. 235.00

Elev. 235.00

Elev. 235.00

Elev. 235.00

Elev. 235.00

Elev. 235.00

Elev. 235.00

Elev. 235.00

Elev. 235.00

Elev. 110.00

Elev. 235.00

Elev. 235.00

Elev. 110.00

Elev. 235.00

Elev. 235.00

Elev. 110.00

Elev. 235.00

Elev. 235.00

Elev. 110.00

Elev. 235.00

Elev. 235.00

Elev. 110.00

Elev. 235.00

Elev. 235.00

Elev. 110.00

Elev. 235.00

Elev. 235.00

Elev. 110.00

Elev. 235.00

Elev. 235.00

Elev. 110.00

Elev. 235.00

Elev. 235.00

Elev. 110.00

Elev. 235.00

Elev. 235.00

Elev. 110.00

Elev. 235.00

Elev. 235.00

Elev. 110.00

Elev. 235.00

Elev. 235.00

Elev. 110.00

Elev. 235.00

Elev. 235.00

Elev. 110.00

Elev. 235.00

Elev. 235.00

Elev. 110.00

Elev. 235.00

Elev. 235.00

Elev. 110.00

Elev. 235.00

Elev. 235.00

Elev. 110.00

Elev. 235.00

Elev. 235.00

Elev. 110.00

Elev. 235.00

Elev. 235.00

Elev. 110.00

Elev. 235.00

Elev. 235.00

Elev. 110.00

Elev. 235.00

Elev. 235.00

Elev. 110.00

Elev. 235.00

Elev. 235.00

Elev. 110.00

Elev. 235.00

Elev. 235.00

Elev. 110.00

Elev. 235.00

Elev. 235.00

Elev. 110.00

Elev. 235.00

Elev. 235.00

Elev. 110.00

Elev. 235.00

Elev. 235.00

Elev. 110.00

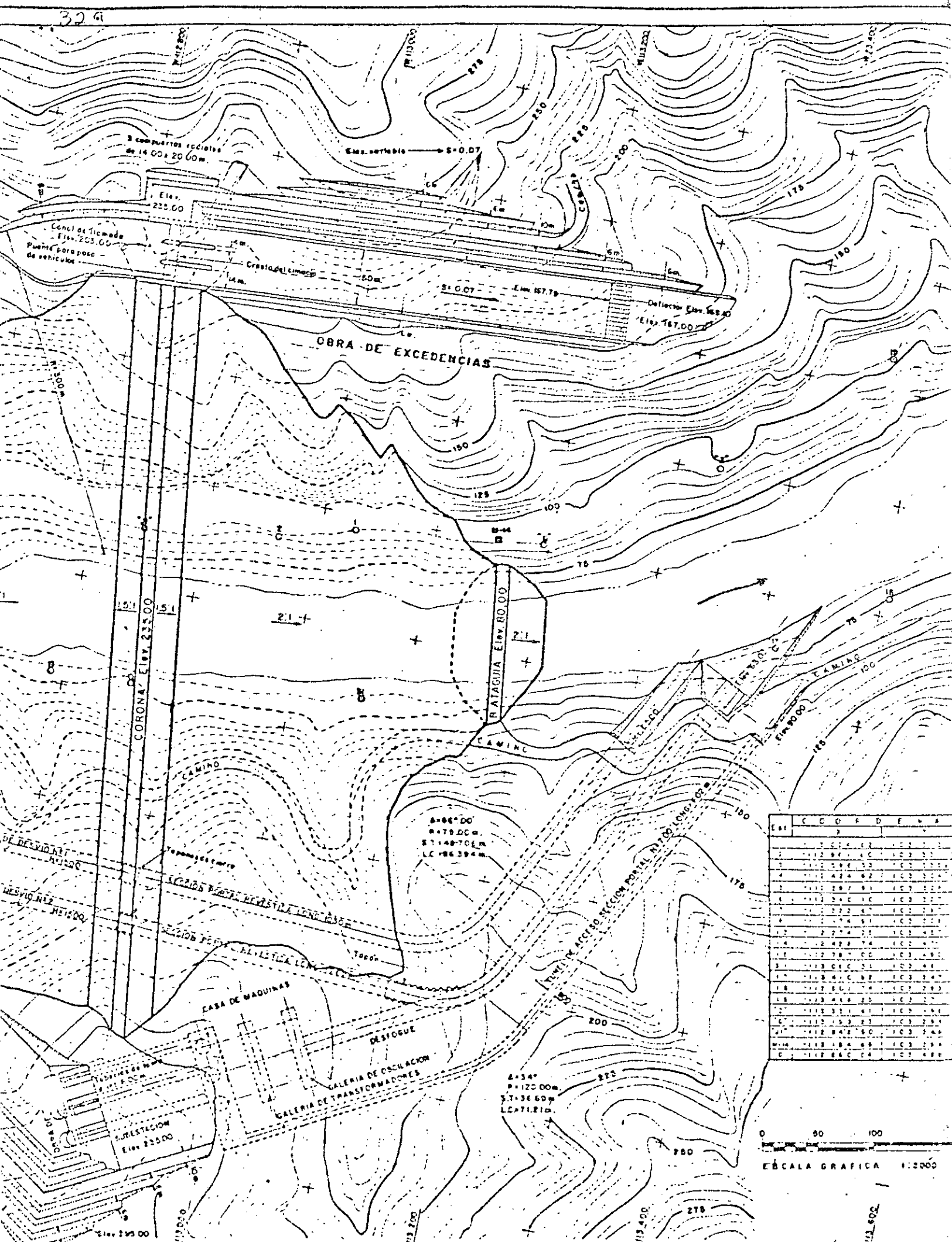
Elev. 235.00

Elev. 235.00

Elev. 110.00

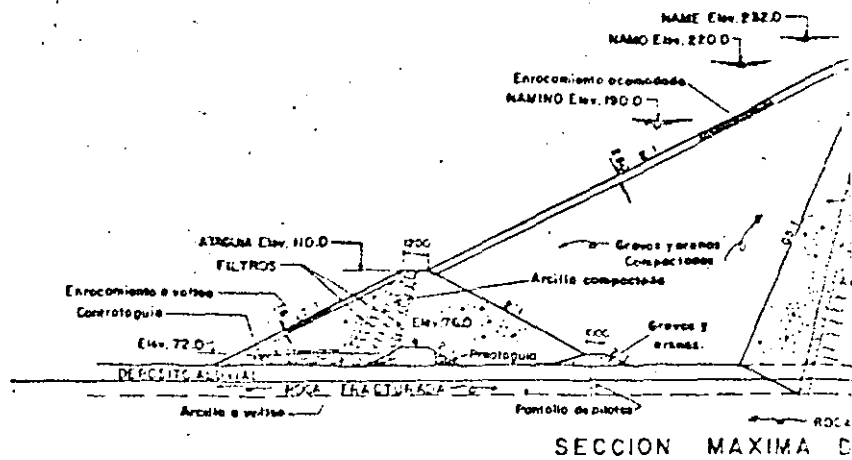
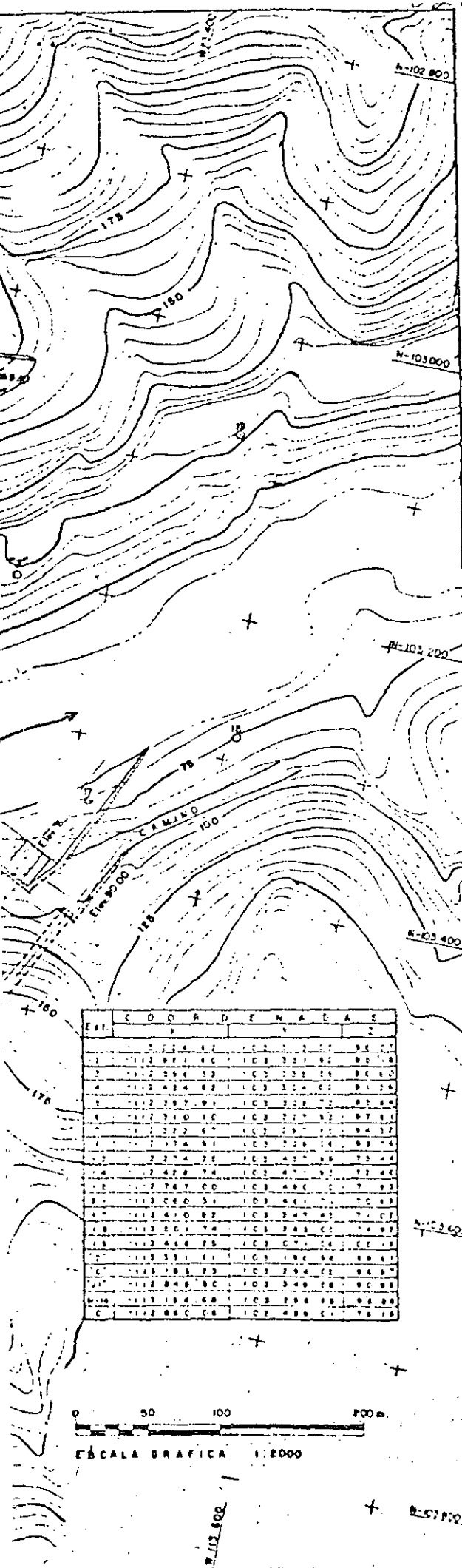
Elev. 235.00

Elev. 235.00



E	C	O	R	D	E	N	A
1	112	84	10	103	33		
2	112	84	20	103	33		
3	112	84	30	103	33		
4	112	84	40	103	33		
5	112	84	50	103	33		
6	112	84	60	103	33		
7	112	84	70	103	33		
8	112	84	80	103	33		
9	112	84	90	103	33		
10	112	84	00	103	33		
11	112	84	10	103	33		
12	112	84	20	103	33		
13	112	84	30	103	33		
14	112	84	40	103	33		
15	112	84	50	103	33		
16	112	84	60	103	33		
17	112	84	70	103	33		
18	112	84	80	103	33		
19	112	84	90	103	33		
20	112	84	00	103	33		

0 80 100
 ESCALA GRAFICA 1:2000



SECCION MAXIMA D

DATOS GENERALES

Elevación corona m.s.n.m.	235.00
NAME m.s.n.m.	222.00
NAMO m.s.n.m.	220.00
Elevación cresta vertedera m.s.n.m.	206.00
NAMINO m.s.n.m.	150.00
Elev. umbral Obra de toma m.s.n.m.	170.00
Elev. destiague m.s.n.m. (C = 540m ² , 2u)	68.80
Capacidad al NAME 10 ⁶ m ³	6950.00
Capacidad al NAMO 10 ⁶ m ³	5540.00
Vol. para reg. avenidas 10 ⁶ m ³	1410.00
Capacidad al NAMINO 10 ⁶ m ³	2965.00
Volumen útil 10 ⁶ m ³	2575.00
Capacidad al umbral de toma 10 ⁶ m ³	1800.00
Volumen medio anual de arroyo en suso 10 ⁶ m ³	
Escur. medio anual 10 ⁶ m ³ (1943-1973)	7116.00
Escur. medio anual menos usos futuros	6904.00
Gasto medio periodo m ³ /seg. a 100% de aprovechamiento	216.40
Volumen medio aprovechado 10 ⁶ m ³	6264.00
Gasto medio aprovechado m ³ /seg.	198.60
Factor de planta	0.27
Gasto equipada m ³ /seg.	610.00
Carga bruta al NAMO m.	153.00
Carga bruta media m.	142.00
Carga mínima m.	120.50
Generación media anual GWH	2165.00
Potencia máxima en generadores MW	1056.00
Potencia nominal en generadores MW	960.00

OBRA DE DESVIO

Gasto máximo de la avenida de diseño	6900 m ³ /seg.
Tiempo de retorno	25 años
Gasto máximo de descarga	5675.00 m ³ /seg.
Dos túneles de 15x15 m revestidos	Sección portal.
Elev. plantilla entrada túnel N°1	69.00 m.
Elev. plantilla entrada túnel N°2	64.00 m.
Elev. corona ataguía aguas arriba	110.00 m.
Elev. corona ataguía aguas abajo	80.00 m.

CORTINA

Tipo	Materials graduadas
Taludes (ambos paramentos)	2:1
Volumen aproximado	17,720,000 m ³

OBRA DE TOMA

Tipo	Rampa
Número de tomas	
Gasto máximo por toma	270.00 m ³ /seg.
Car. distribución presión	Tiros inclinados con concha de acero Ø 800 m.
Velocidad en zona de rejillas	1.00 m/seg.
Velocidad en conducto	5.40 m/seg.
Control	Doble sistema de compuertas operadas desde la corona.

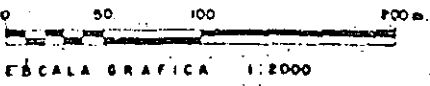
OBRA DE EXCEDENCIAS

Gasto de diseño	12000.00 m ³ /seg.
Número de unidades	Una
Conducto de descarga	Canal a cielo abierto
Descarga	Controlada por 3 compuertas radiadas de 14x20 m.
Velocidad máxima en la estructura terminal	30 m/seg.

CENTRAL HIDROELECTRICA

Tipo	Subterránea
Número de unidades generadoras	Tres
Potencia nominal por unidad	Generadores 320 MW, Turbinas 326.5 MW
Carga neta de diseño	14000 m.
Gasto de diseño	270.00 m ³ /seg.
Velocidad sincronica	126.5 r.p.m.
Distancia entre unidades	26.00 m.

Elev.	COORDENADAS			
	X	Y	Z	W
1	112244	103222	2	95.5
2	112244	103222	3	95.5
3	112244	103222	4	95.5
4	112244	103222	5	95.5
5	112244	103222	6	95.5
6	112244	103222	7	95.5
7	112244	103222	8	95.5
8	112244	103222	9	95.5
9	112244	103222	10	95.5
10	112244	103222	11	95.5
11	112244	103222	12	95.5
12	112244	103222	13	95.5
13	112244	103222	14	95.5
14	112244	103222	15	95.5
15	112244	103222	16	95.5
16	112244	103222	17	95.5
17	112244	103222	18	95.5
18	112244	103222	19	95.5
19	112244	103222	20	95.5
20	112244	103222	21	95.5
21	112244	103222	22	95.5
22	112244	103222	23	95.5
23	112244	103222	24	95.5
24	112244	103222	25	95.5
25	112244	103222	26	95.5
26	112244	103222	27	95.5
27	112244	103222	28	95.5
28	112244	103222	29	95.5
29	112244	103222	30	95.5
30	112244	103222	31	95.5
31	112244	103222	32	95.5
32	112244	103222	33	95.5
33	112244	103222	34	95.5
34	112244	103222	35	95.5
35	112244	103222	36	95.5
36	112244	103222	37	95.5
37	112244	103222	38	95.5
38	112244	103222	39	95.5
39	112244	103222	40	95.5
40	112244	103222	41	95.5
41	112244	103222	42	95.5
42	112244	103222	43	95.5
43	112244	103222	44	95.5
44	112244	103222	45	95.5
45	112244	103222	46	95.5
46	112244	103222	47	95.5
47	112244	103222	48	95.5
48	112244	103222	49	95.5
49	112244	103222	50	95.5
50	112244	103222	51	95.5
51	112244	103222	52	95.5
52	112244	103222	53	95.5
53	112244	103222	54	95.5
54	112244	103222	55	95.5
55	112244	103222	56	95.5
56	112244	103222	57	95.5
57	112244	103222	58	95.5
58	112244	103222	59	95.5
59	112244	103222	60	95.5
60	112244	103222	61	95.5
61	112244	103222	62	95.5
62	112244	103222	63	95.5
63	112244	103222	64	95.5
64	112244	103222	65	95.5
65	112244	103222	66	95.5
66	112244	103222	67	95.5
67	112244	103222	68	95.5
68	112244	103222	69	95.5
69	112244	103222	70	95.5
70	112244	103222	71	95.5
71	112244	103222	72	95.5
72	112244	103222	73	95.5
73	112244	103222	74	95.5
74	112244	103222	75	95.5
75	112244	103222	76	95.5
76	112244	103222	77	95.5
77	112244	103222	78	95.5
78	112244	103222	79	95.5
79	112244	103222	80	95.5
80	112244	103222	81	95.5
81	112244	103222	82	95.5
82	112244	103222	83	95.5
83	112244	103222	84	95.5
84	112244	103222	85	95.5
85	112244	103222	86	95.5
86	112244	103222	87	95.5
87	112244	103222	88	95.5
88	112244	103222	89	95.5
89	112244	103222	90	95.5
90	112244	103222	91	95.5
91	112244	103222	92	95.5
92	112244	103222	93	95.5
93	112244	103222	94	95.5
94	112244	103222	95	95.5
95	112244	103222	96	95.5
96	112244	103222	97	95.5
97	112244	103222	98	95.5
98	112244	103222	99	95.5
99	112244	103222	100	95.5

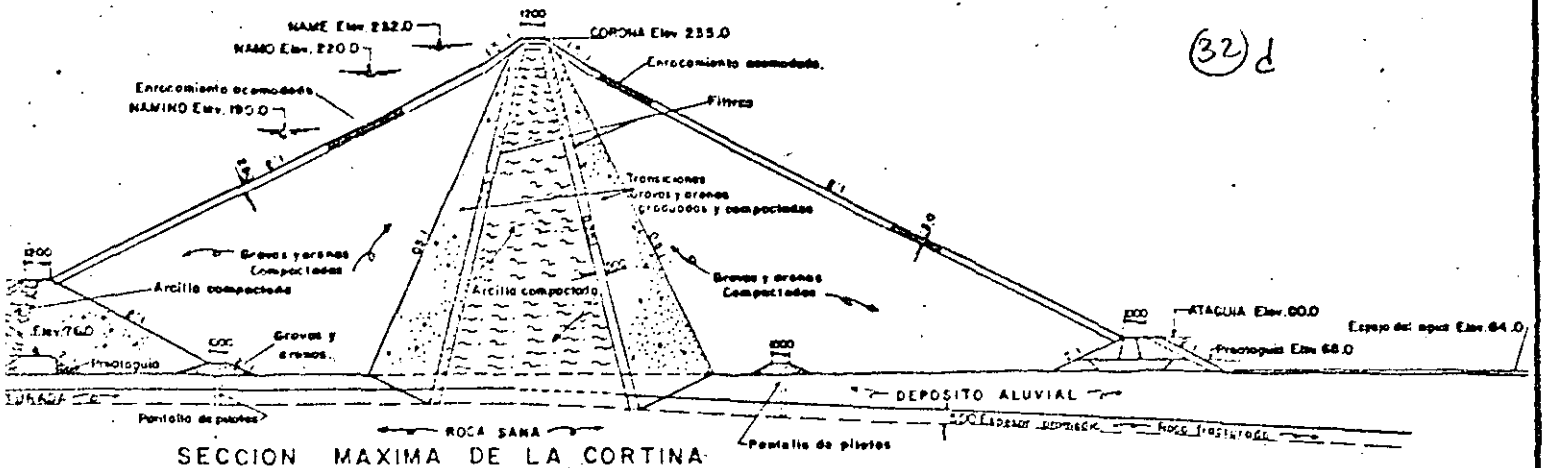


ELEVACIONES EN M.S.N.M.

NOTAS:

32c

(32) d



SECCION MAXIMA DE LA CORTINA

- DAÑALES**
- 235.00
 - 232.00
 - 220.00
 - 206.00
 - 190.00
 - 170.00
 - 68.50
 - 695.000
 - 5340.00
 - 1410.00
 - 2965.00
 - 2575.00
 - 1800.00
 - 7116.00
 - 6904.00
 - 216.40
 - 6264.00
 - 158.60
 - 0.27
 - 810.00
 - 177.00
 - 10
 - 10
 - 2160.00
 - 1056.00
 - 960.00

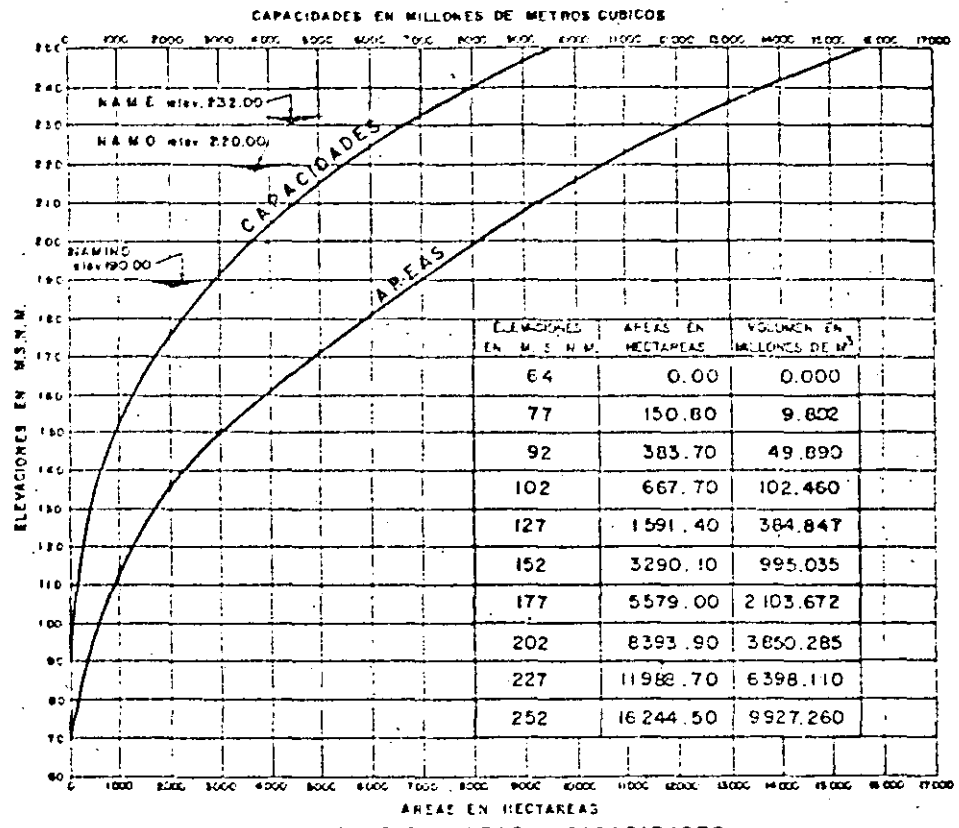
- VIO**
- 6900 m³/seg.
 - 25 años
 - 5675.00 m³/seg.
 - Sección portal.
 - 69.00 m.
 - 64.00 m.
 - 110.00 m.
 - 80.00 m.

- Materiales graduados**
- 21
 - 17,720,000.00 m³

- RAMA**
- Rampa
 - 27.00 m³/seg.
 - con curva de radio de 6.00 m.
 - 1.00 m/seg.
 - 5.40 m/seg.
 - Doble sistema de compuertas operadas desde la corona.

- COMPUERTAS**
- 12,000.00 m³/seg.
 - Una
 - Canal a cielo abierto
 - Controlada por 3 compuertas
 - de 14 x 20 m.
 - 3 m/seg.

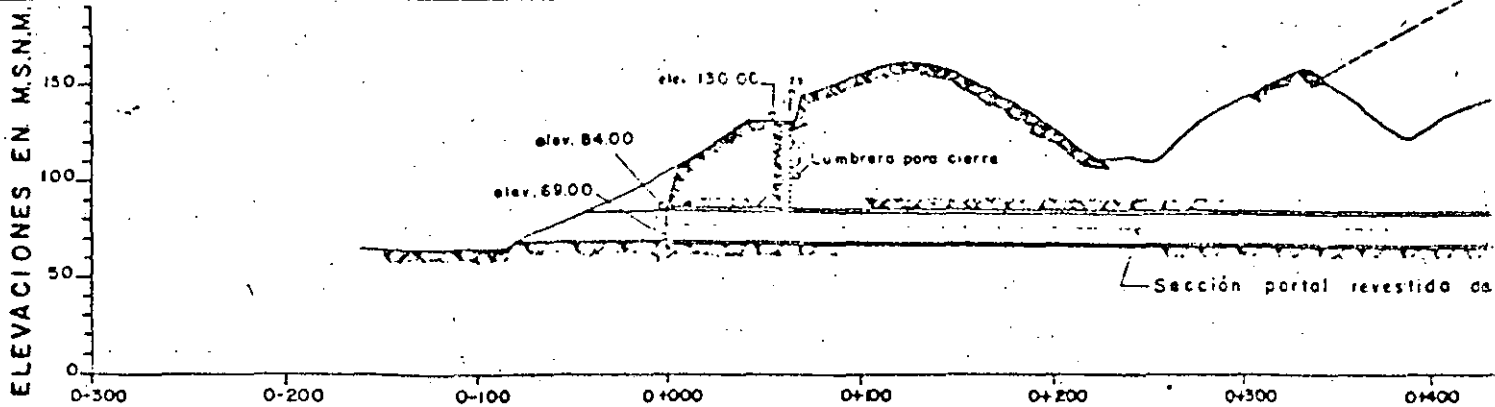
- INSTALACION ELECTRICA**
- Subterránea.
 - Tres
 - Generadores 320 MW.
 - Turbinas 326.5 MW.
 - 140.00 m.
 - 270.00 m/seg.
 - 128.5 r.p.m.
 - 26.00 m.



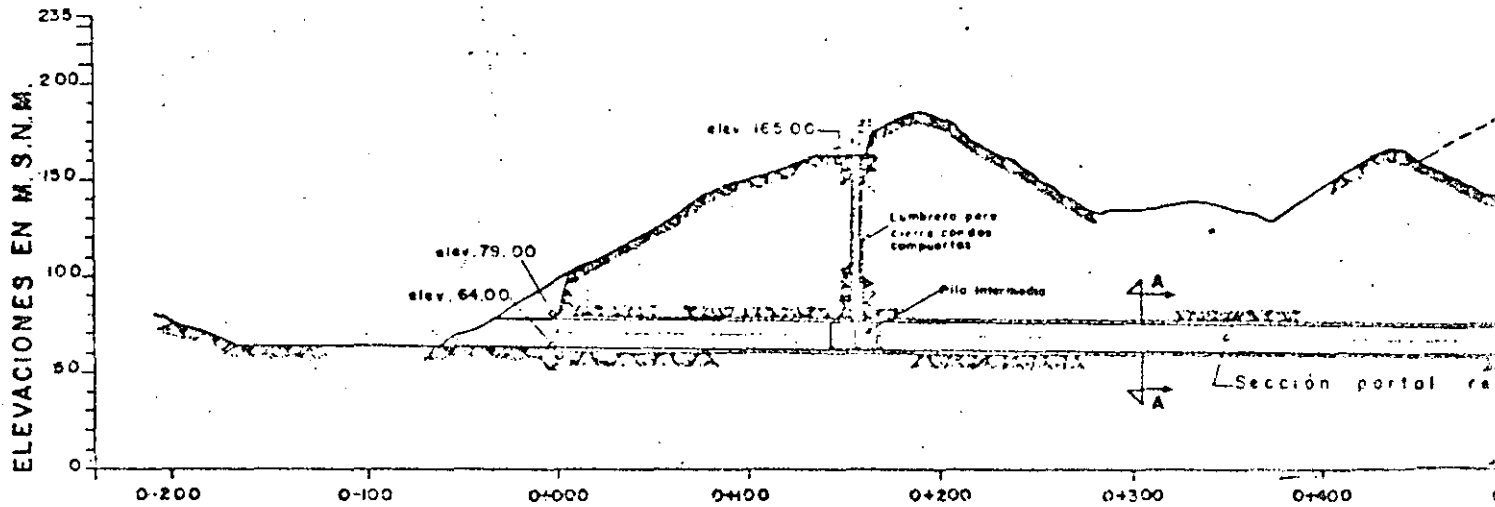
NOTAS:

- Nº 1 Acreditaciones en metros, excepto las indicadas en otra unidad.
- Nº 2 Cadenamientos y elevaciones en metros.
- Nº 3 Para detalles ver planos.
- Nº 4 Cota de Desnive.
- Nº 5 Obra de Escadencias.
- Nº 6 Obra de Toma, Conducción a Presión, Casa de Máquinas y Destape.
- Nº 7 Tratamiento de la Alimentación.

DEPARTAMENTO DE INGENIERIA CIVIL Y GEOTECNIA SERENIA DE PROY. HIDROELECTRICOS SUBGERENCIA DE ING. PRELIMINAR CIVIL Y GEOTECNIA	
Sistema Hidroeléctrico del Río Santiago. P.H. AGUAMILPA PLANTA GENERAL ARREGLO A-3	
ELEVACION CORONA CORTINA 235.00 m. s. n. m.	
Fecha: FEB 1984	Proyecto: P.H. AGUAMILPA
Hoja: 1 de 5	Autor: M. P. G. GONZALEZ

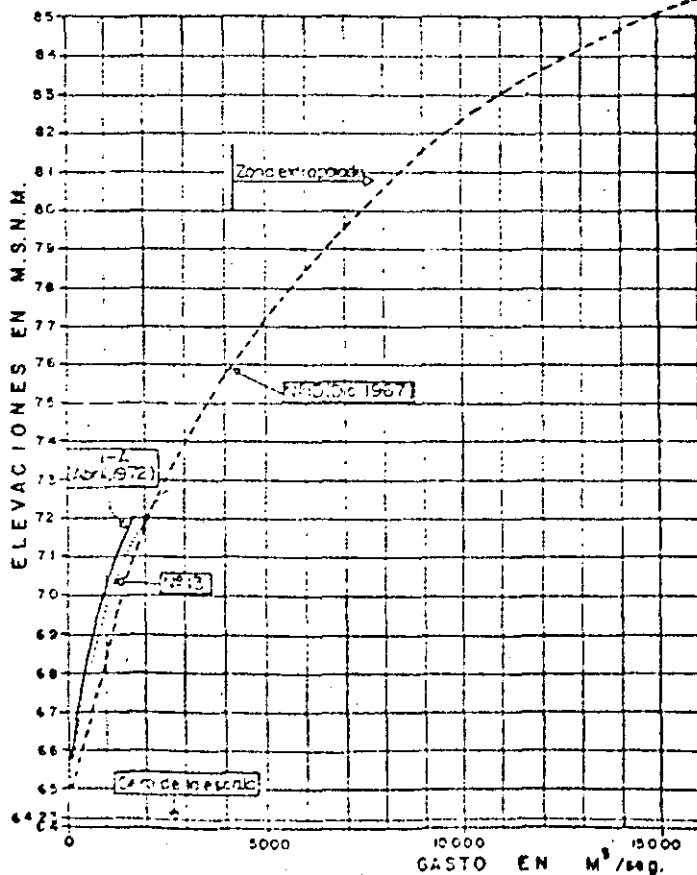


PERFIL LONGITUDINAL

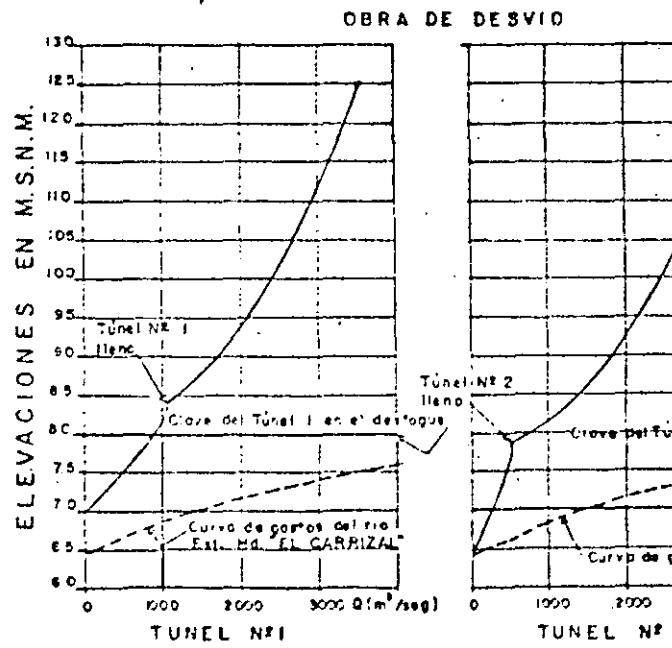


PERFIL LONGITUDINAL

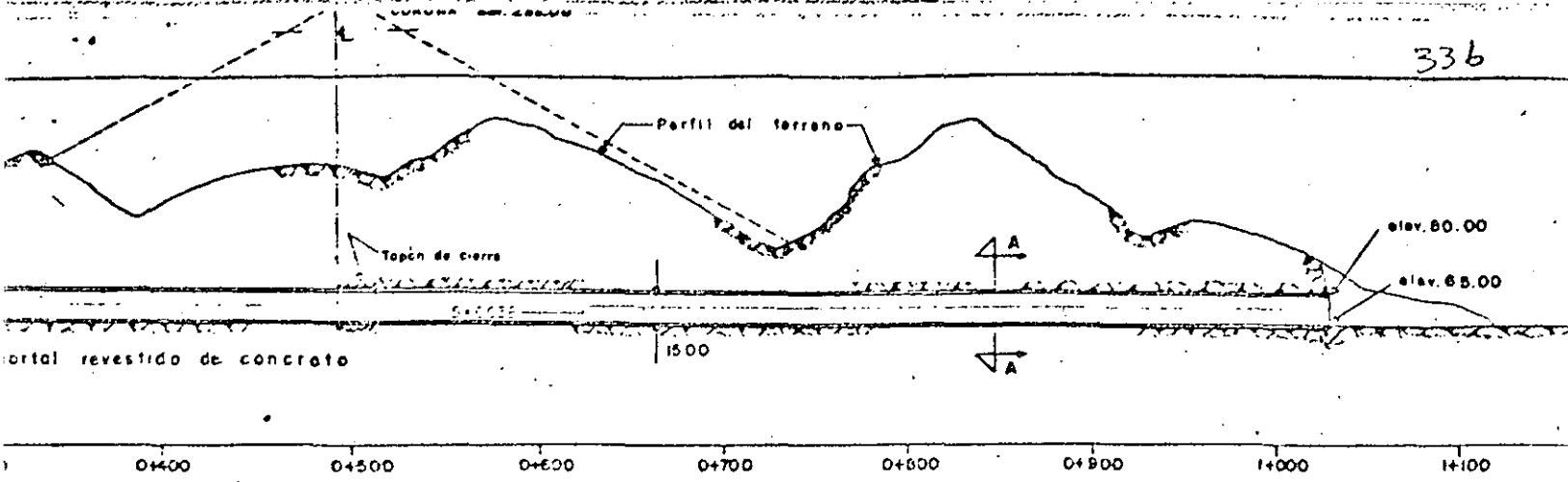
0 20 40
ESCALA



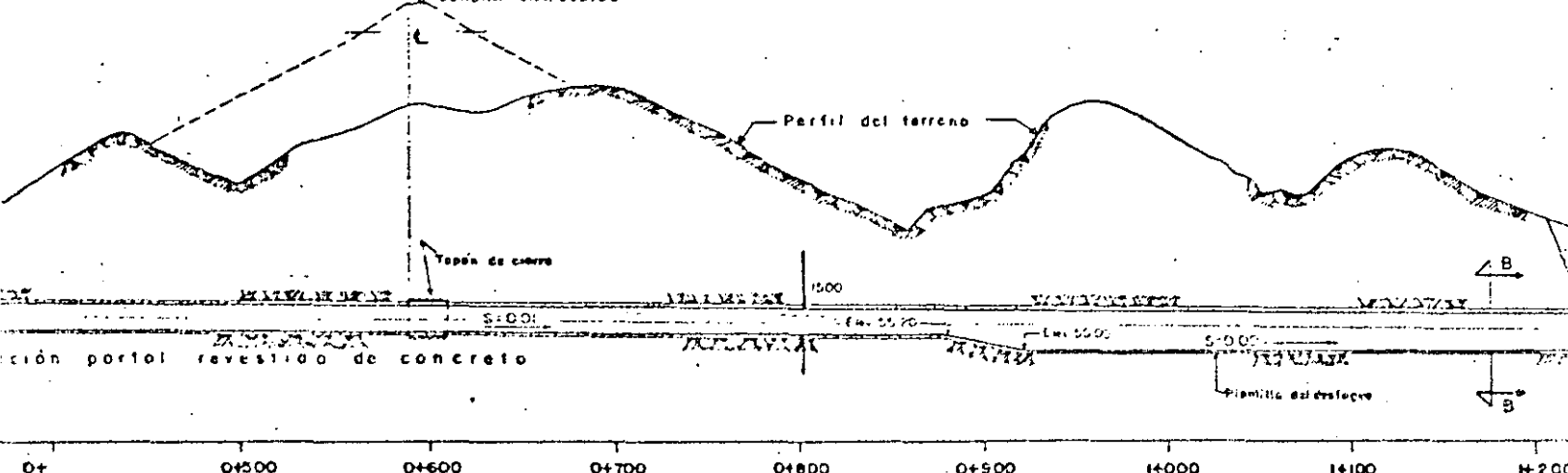
CURVA DE GASTOS DEL RIO
ESTACION MENSURADORA "EL CARRIZAL"



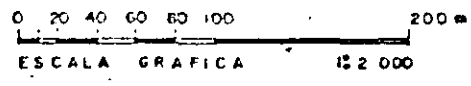
CURVAS DE GASTOS CORRESPONDIENTES A L
OPERANDO AISLADAMENTE



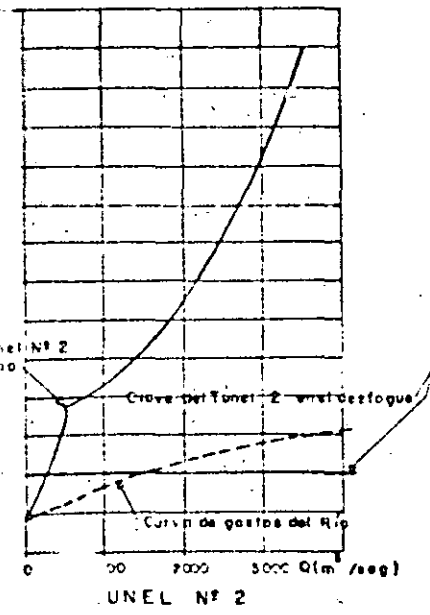
LONGITUDINAL TUNEL DE DESVIO Nº1 Esc 1:2000



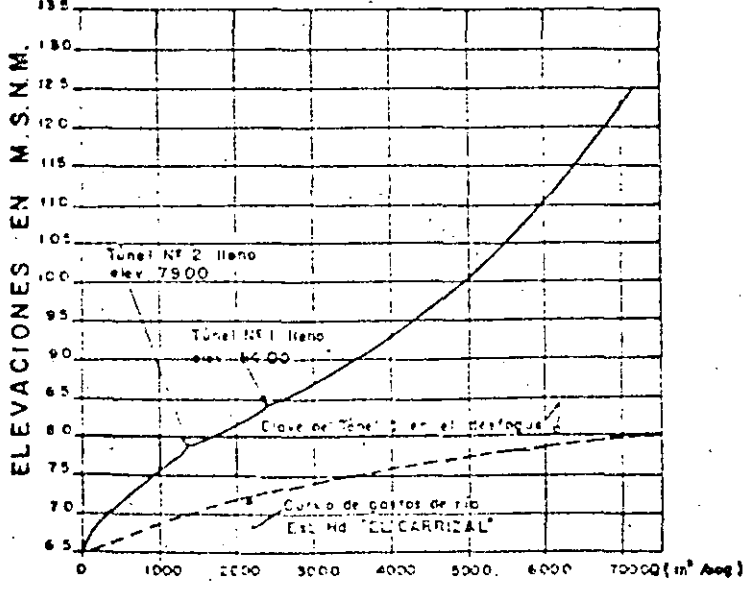
LONGITUDINAL TUNEL DE DESVIO Nº2 Esc. 1:2000



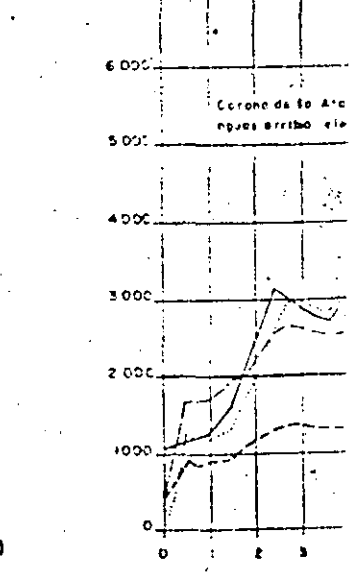
PENDIENTES A LOS TUNELES 1y2



OBRA DE DESVIO



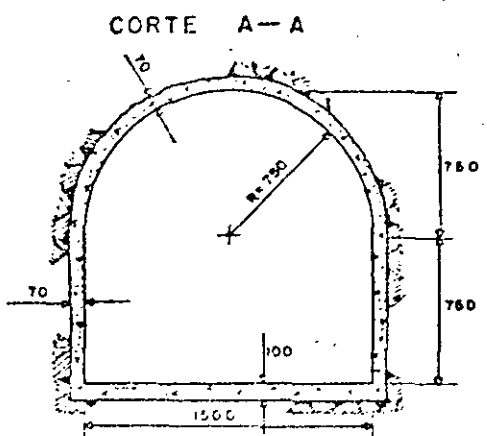
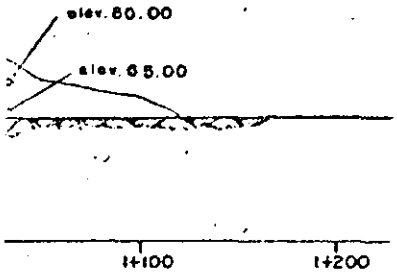
TRANSITO POR



PENDIENTES A LOS TUNELES 1y2
 DESLIZAMIENTO

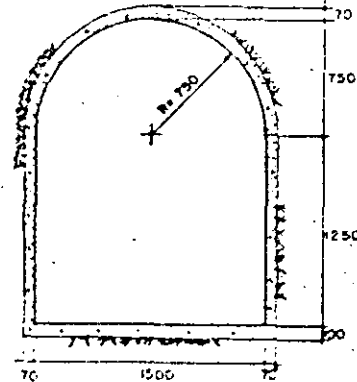
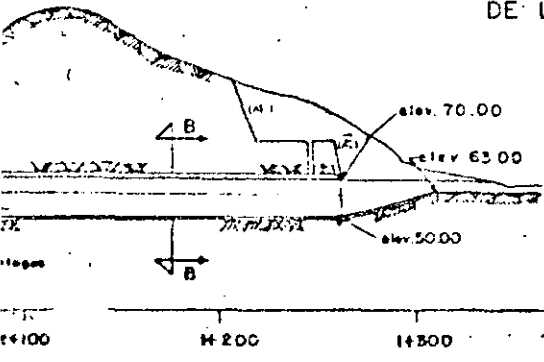
CURVA DE GASTOS DE LOS TUNELES 1y 2
 OPERANDO SIMULTANEAMENTE

TRANSITO POR



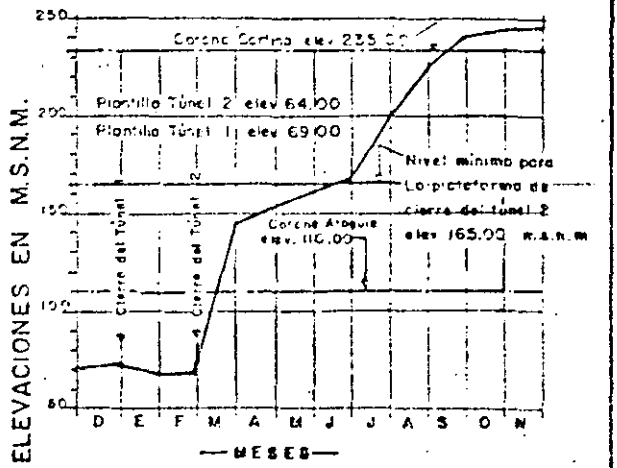
SECCION TRANSVERSAL DE LOS TUNELES 1 y 2

Esc. 1:200
0 2 4 6 8 10 m
ESC. GRAFICA 1:200



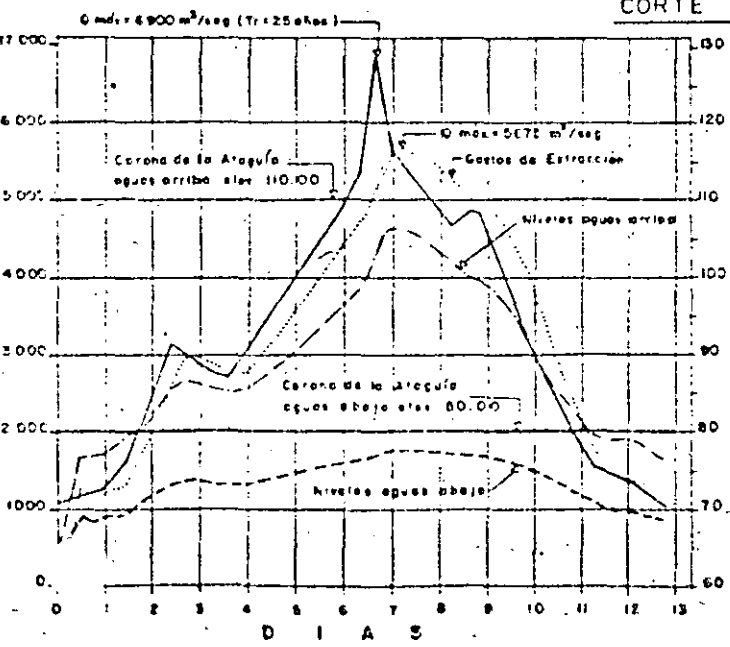
CORTE B-B Esc. 1:200

CANTIDADES DE OBRA	
Ataguías	1 064 000 m ³
Excavación a cielo abierto en portales	150 000 m ³
Excavación en túnel	561 600 m ³
Excavación en tiro vertical	5 500 m ³
Concreto reforzado en tiro y túneles f' _c =200 Kg/cm ²	104 735 m ³
Concreto reforzado en taponas f' _c =200 Kg/cm ²	11 333 m ³
Acero de refuerzo	5 073 Ton
Obturadores de 7X15 m (adaptación, transporte y montaje)	2 pza.



NIVELES DURANTE EL CIERRE DEL DESVIO CON ESCURRIMIENTOS MENSUALES MAXIMOS REG. Nº 58 SUPONIENDO 3 MESES PARA EL TUNEL 2.

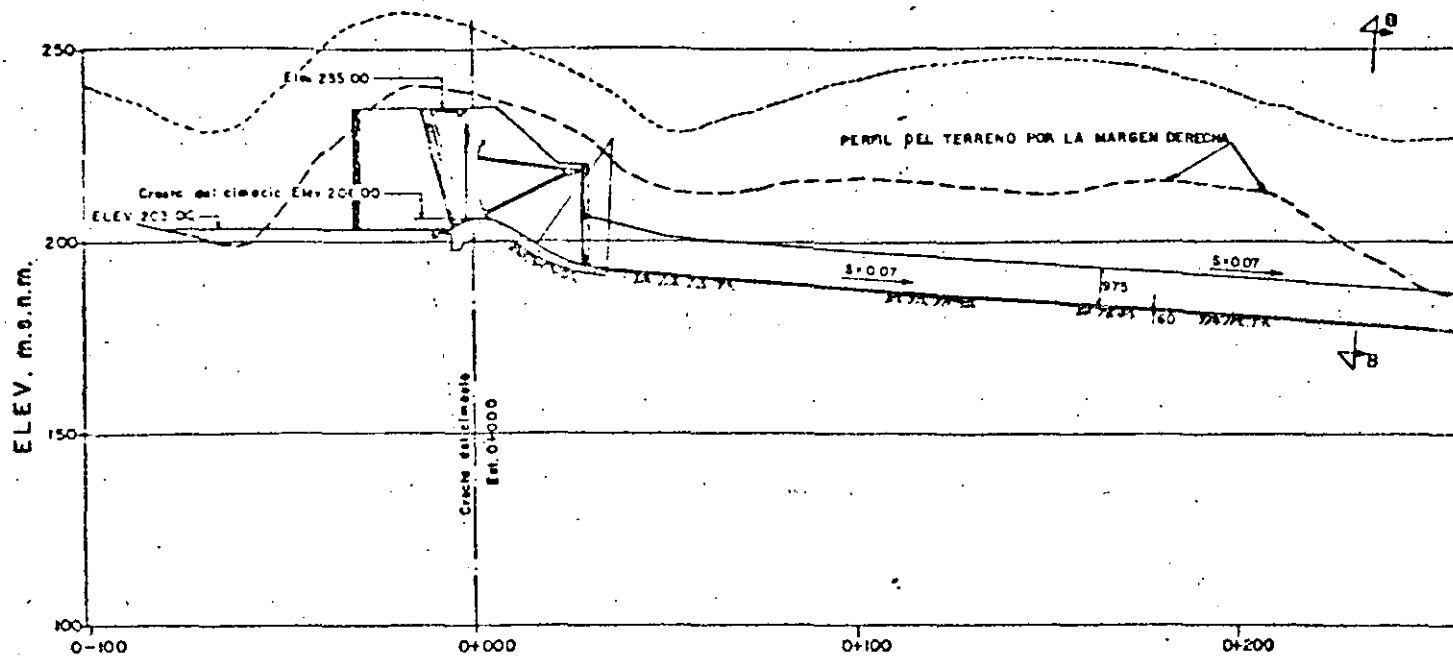
NOTAS: *
Anotaciones en centímetros excepto las indicadas en otra unidad.
Estaciones y elevaciones en metros.



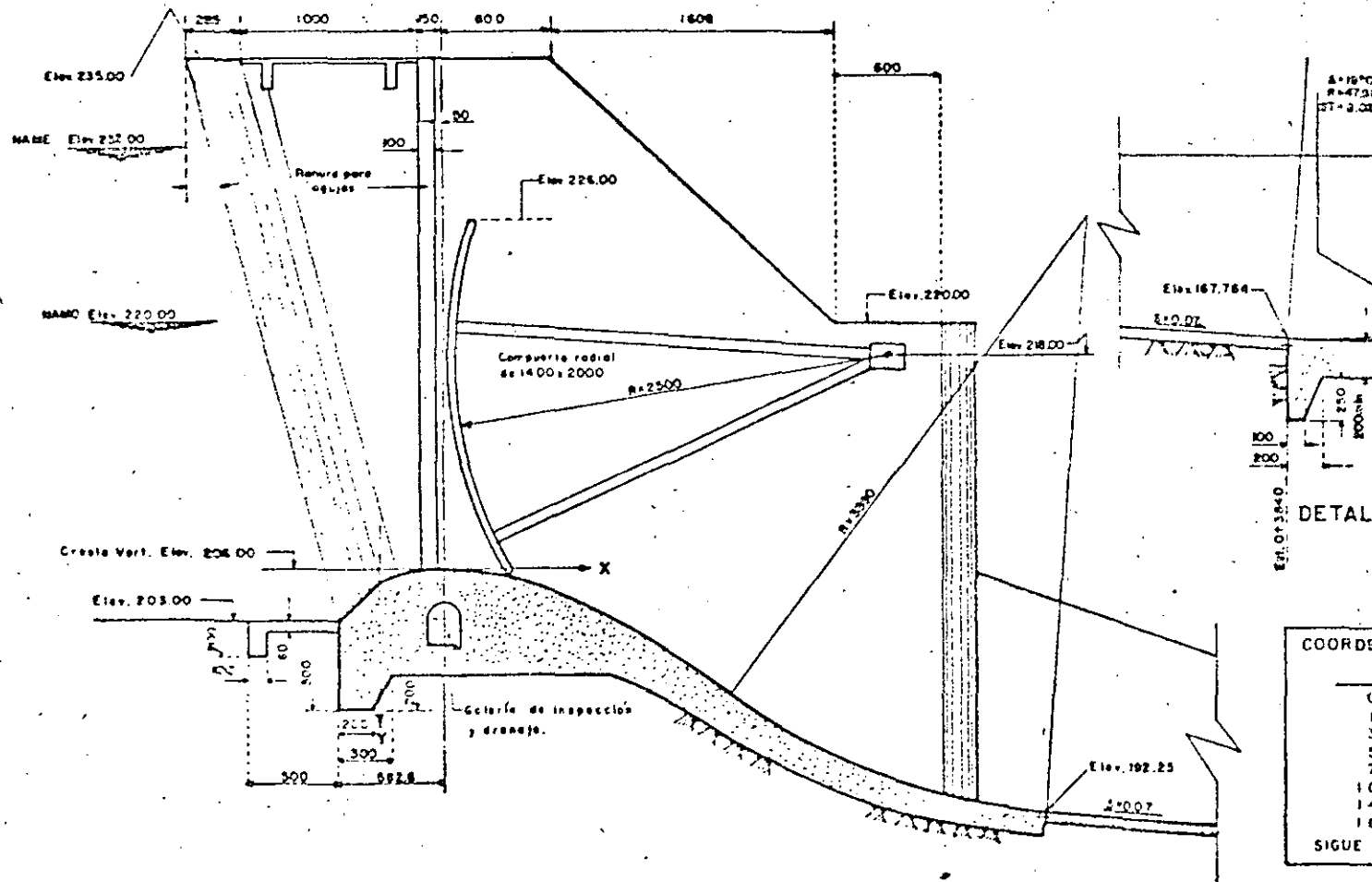
TRANSITO DE LA AVENIDA DE DISEÑO POR LA OBRA DE DESVIO

GERENCIA DE PROYECTOS ELECTRICOS	
SUBGERENCIA DE ING. PRELIMINAR CIVIL Y GEOTECNIA	
Sistema Hidroeléctrico del Río Santiago	
P.H. AGUAMILPA	
OBRA DE DESVIO	
ARREGLO A-3	
ELEVACION CORONA CORTINA 235.00 m.s.n.m.	
Esc. 1:100	Esc. 1:100
Forma: J. Solís A.	Esc. 1:100
Forma: J. Solís A.	Esc. 1:100
Forma: J. Solís A.	Esc. 1:100
N.º CLASIFICACION: 21.2.14-C-11-7755	

34a



CORTE LONGITUDINAL DEL VER



Δ=16.700
R=47.314
ST=3.000

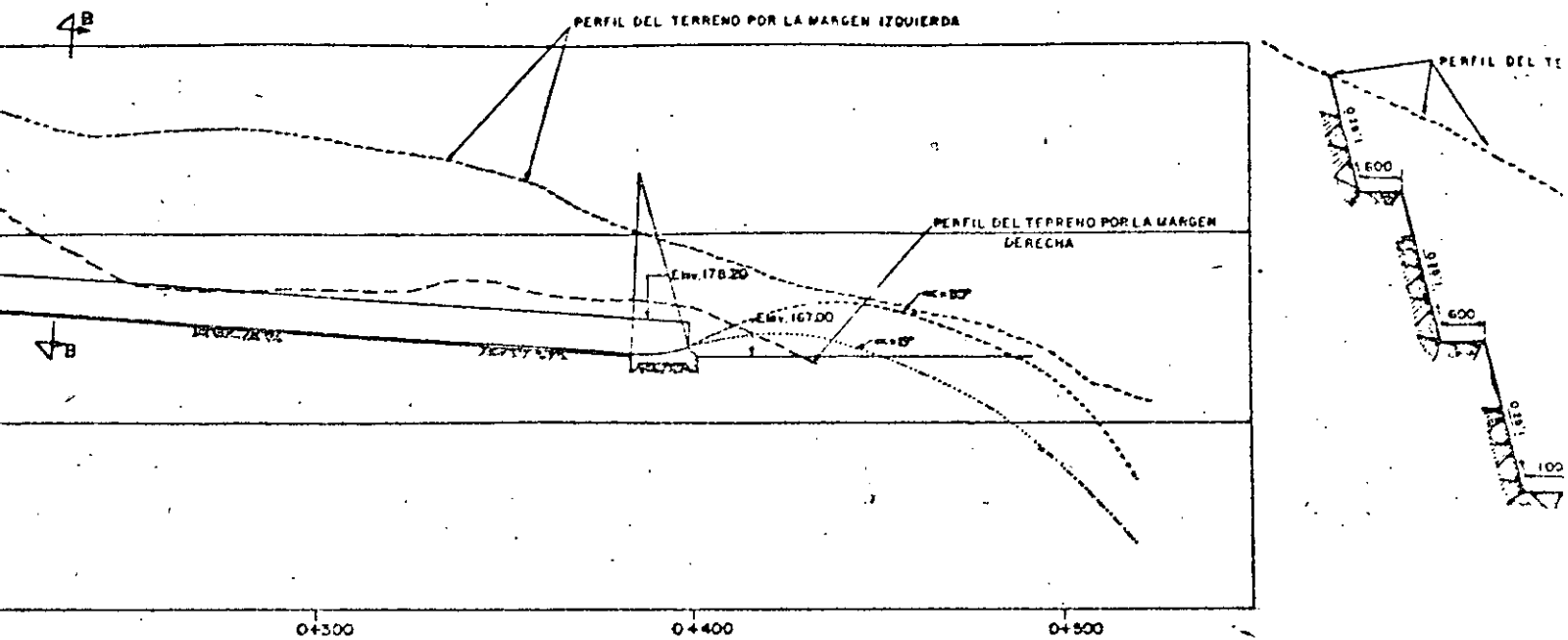
DETALI
Est. 0+384.0

COORDENADAS	
0	
1	
2	
3	
4	
5	
6	
7	
10	
14	
18	
SIGUE	

CORTE A—A

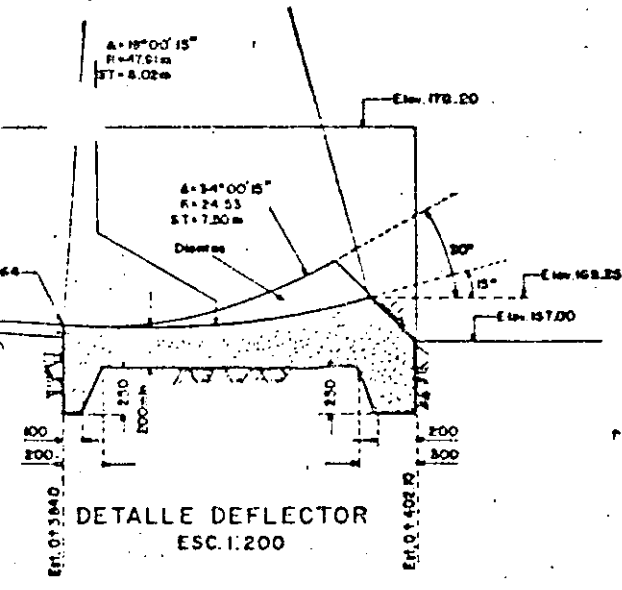
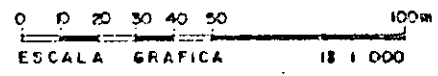
ESC. 1:200

012
ESC.



DEL VERTEDOR

ESC. 1:1000

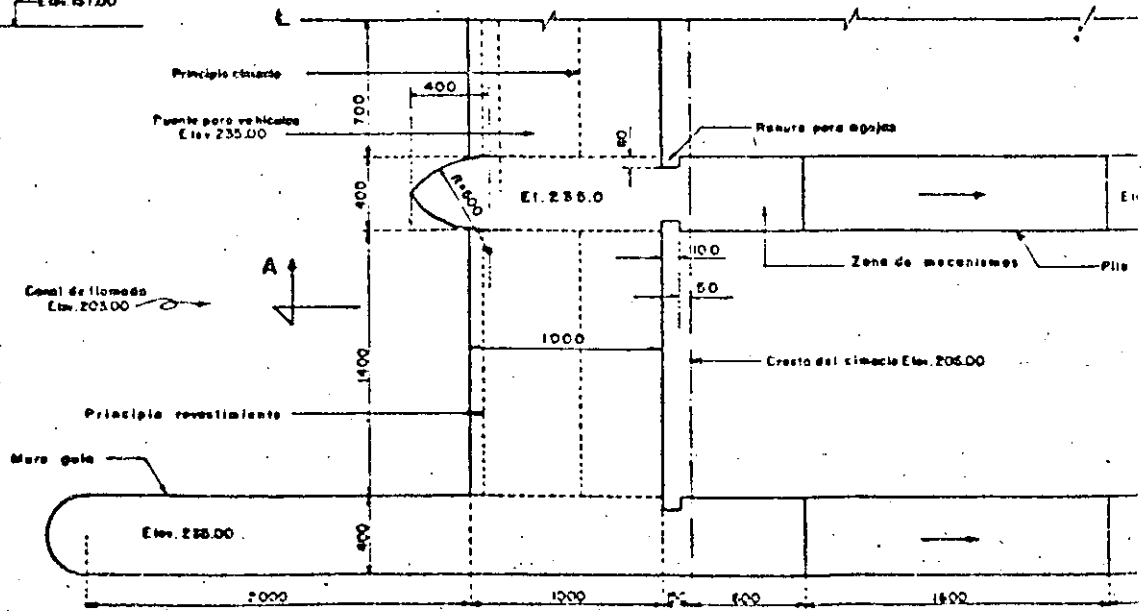


DETALLE DEFLECTOR
ESC. 1:200

COORDENADAS DEL CIMACIO

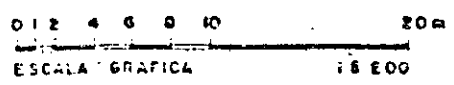
X	Y
0.0 m	0.774 m
1.80	0.180
3.60	0.000
5.40	0.090
7.20	0.414
10.80	1.620
14.40	3.402
18.00	5.778

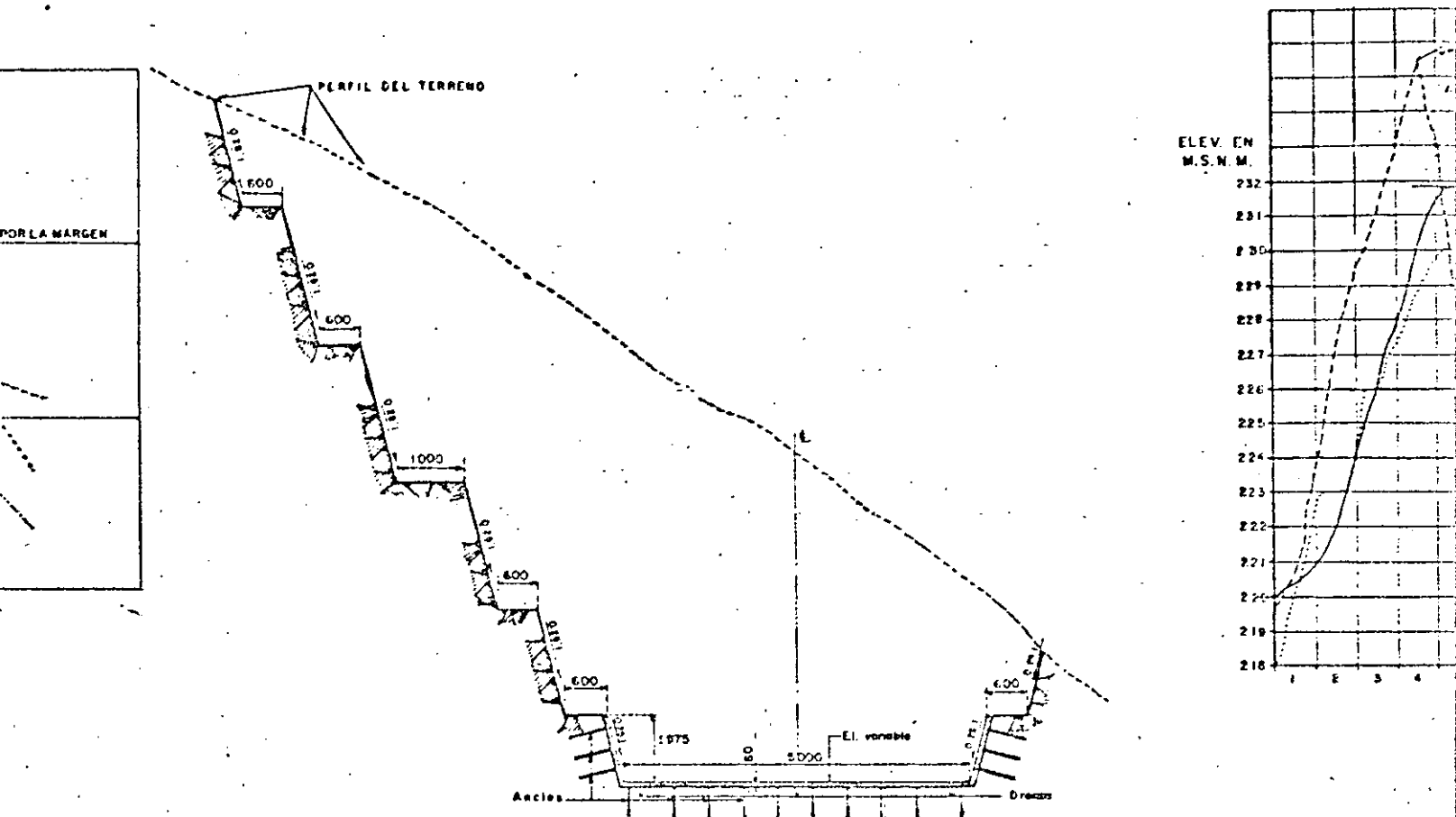
SIGUE CURVA R=33.90m.



DETALLE PLANTA

ESC. 1:200

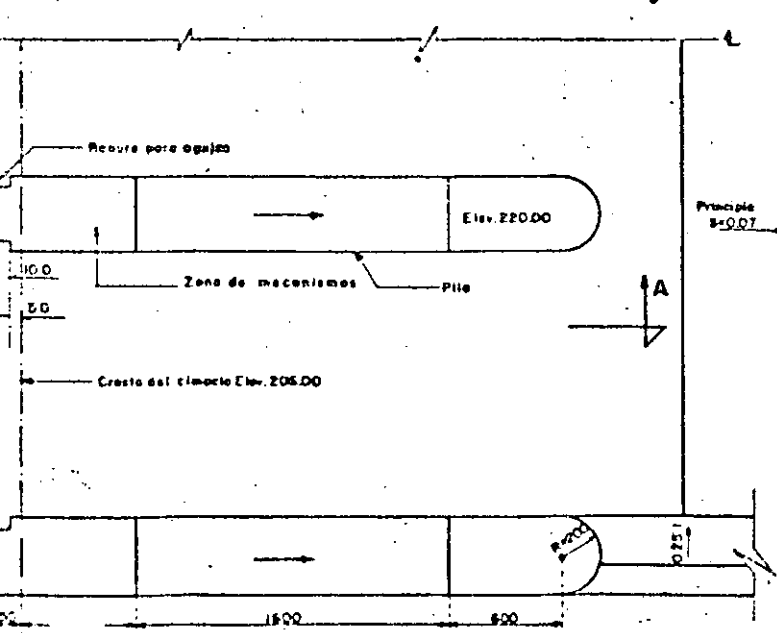




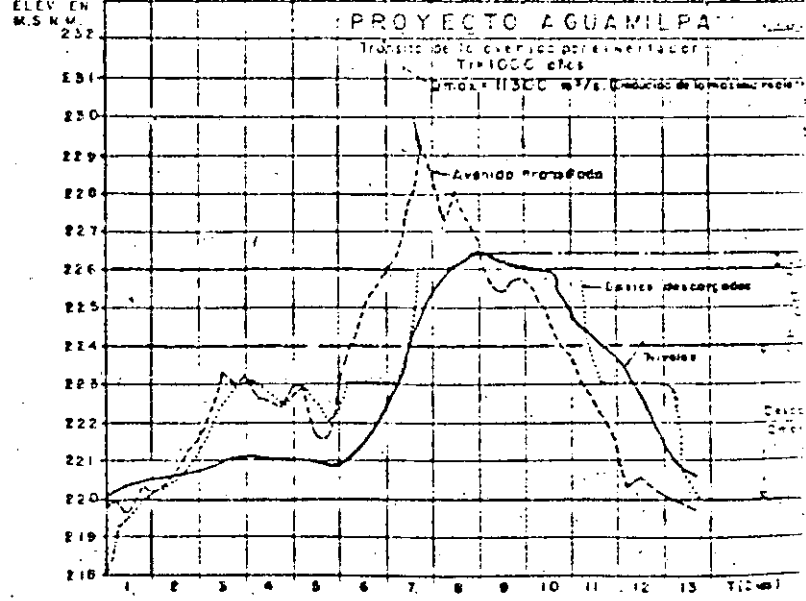
CORTE B-B ESC. 1:500

0 5 10 15 20 25 50m

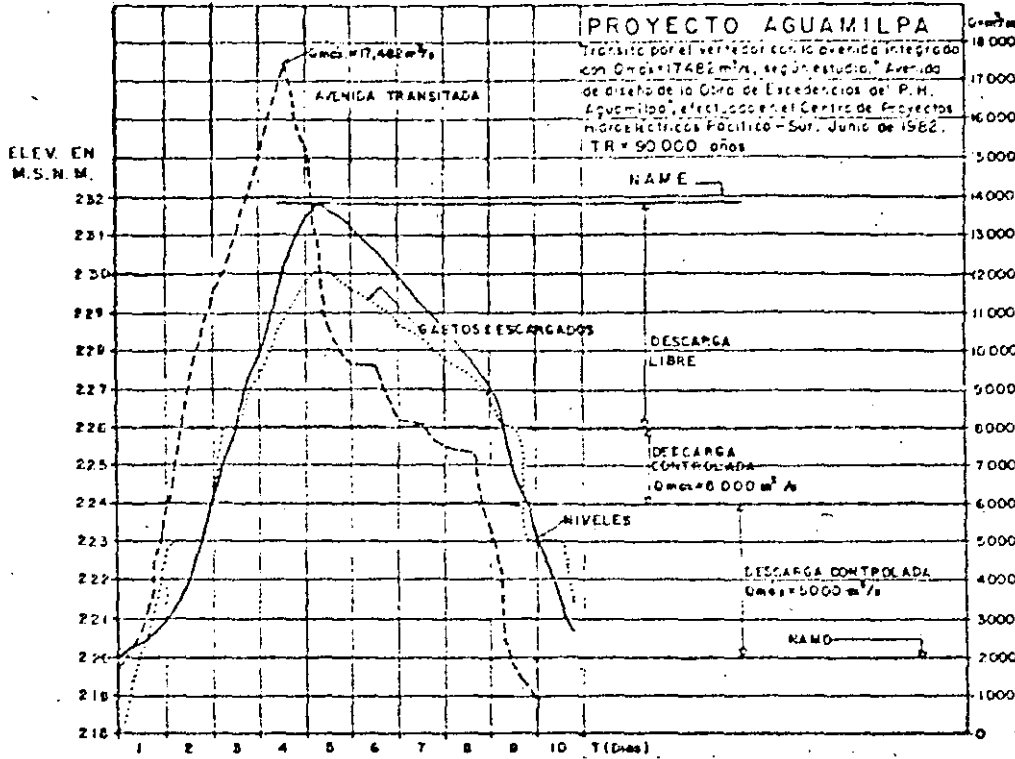
ESCALA GRAFICA 1:500



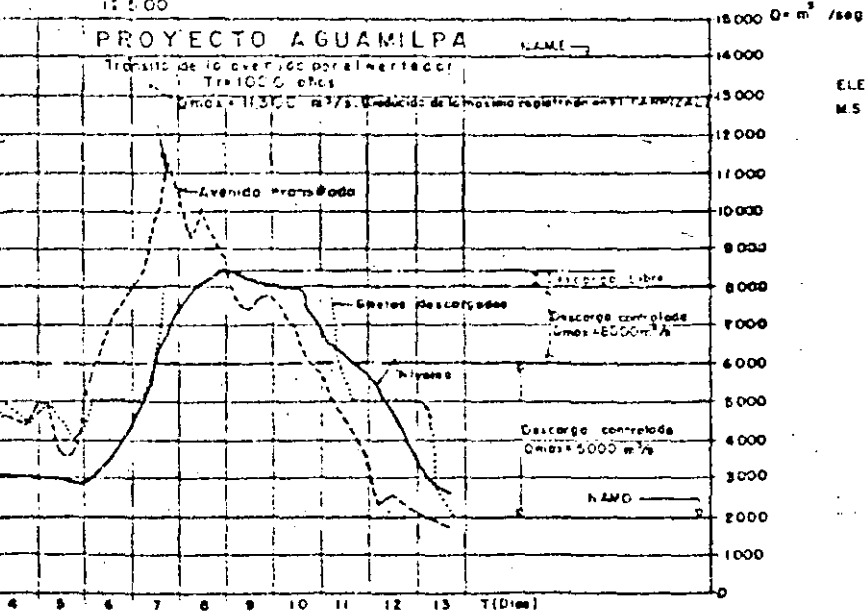
NTA ESC. 1:200



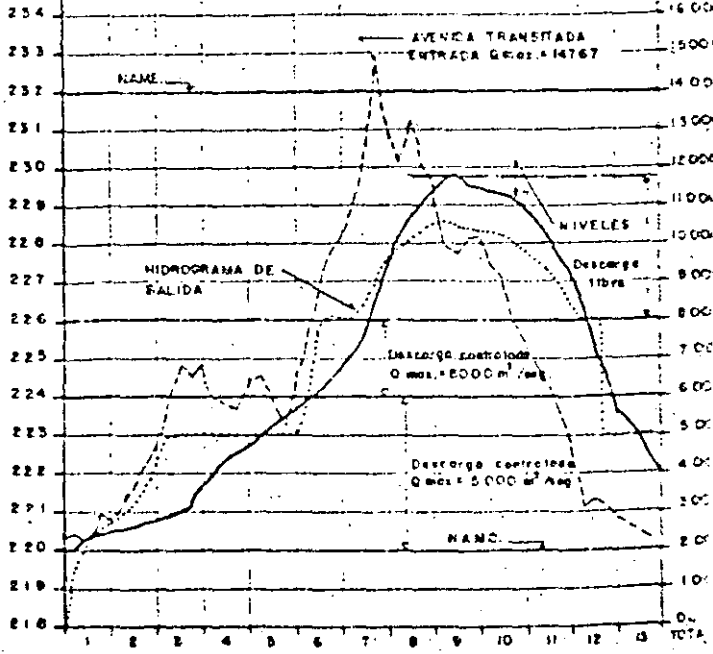
NOTAS: Acotaciones en centímetros excepto los indicados en la otra unidad.
Estaciones y elevaciones en metros.



E. 1:500
50 m
1:500



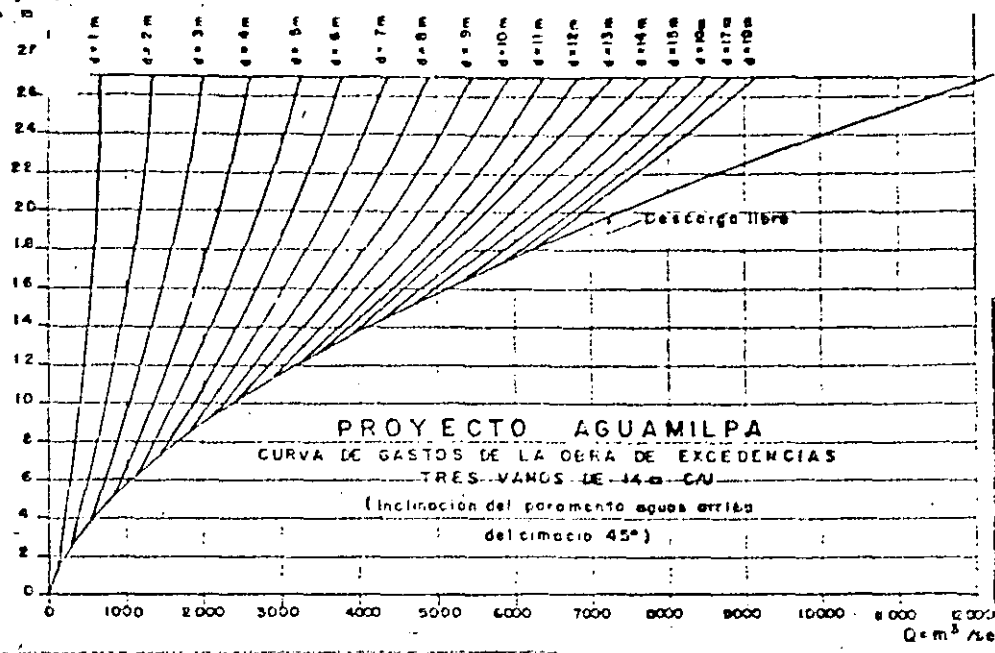
PROYECTO AGUAMILPA
 TRÁNSITO POR EL VERTEDOR DE LA AVENIDA DEDUCIDA DE LA MÁXIMA REGISTRADA (AG 1975)
 $Q_{max} = 14767 \text{ m}^3/\text{seg}$ y TR = 10 000 años.



... centímetros excepto los indicados en la otra unidad.
 ... elevaciones en metros.

DESCARGA CONTROLADA

APERTURA SIMULTANEA DE LAS TRES COMPUERTAS



PROYECTO AGUAMILPA

CURVA DE GASTOS DE LA OBRA DE EXCEDENCIAS

TRES VAMOS DE 14 m CAU

(Inclinación del paramento aguas arriba del timacio 45°)

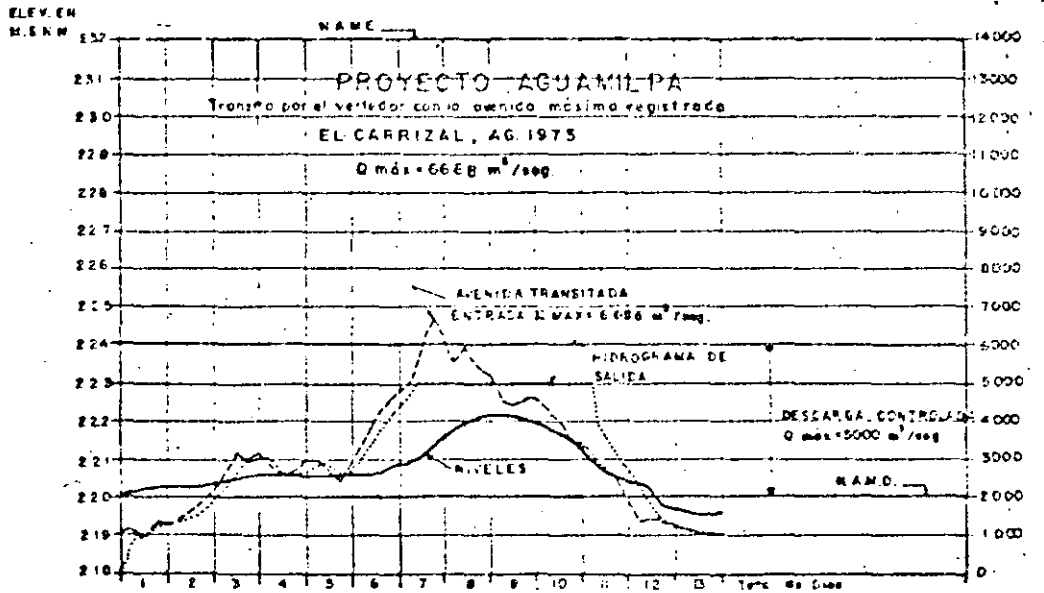
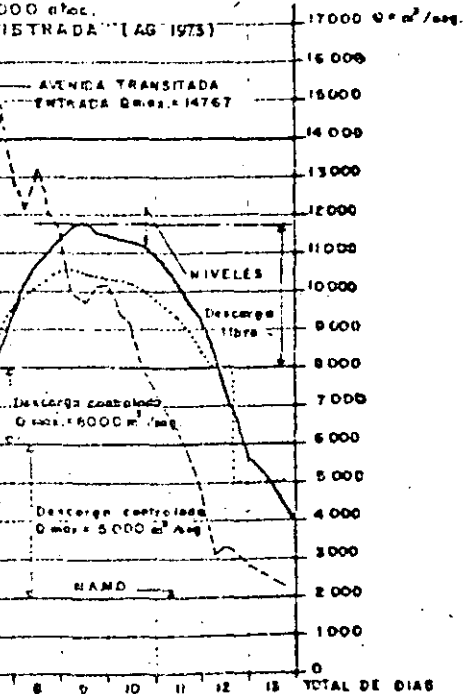
CRITERIO DE OPERACION DEL VERTEDOR

- 1- A partir del N.M.D. (ex. 220.00) se abren las compuertas extrayendo el gasto que llega sin sobrepasar 5000 m³/s hasta que se alcanza el nivel 224.00
- 2- Después de la cota 224.00 se extrae el gasto que llega, sin sobrepasar 8000 m³/s, hasta alcanzarse el nivel 226.00 en que se abren las compuertas lo necesario para evitar que se sobrepase dicho nivel. Si esto es inevitable, se permite la descarga libre.

CANTIDADES DE OBRA

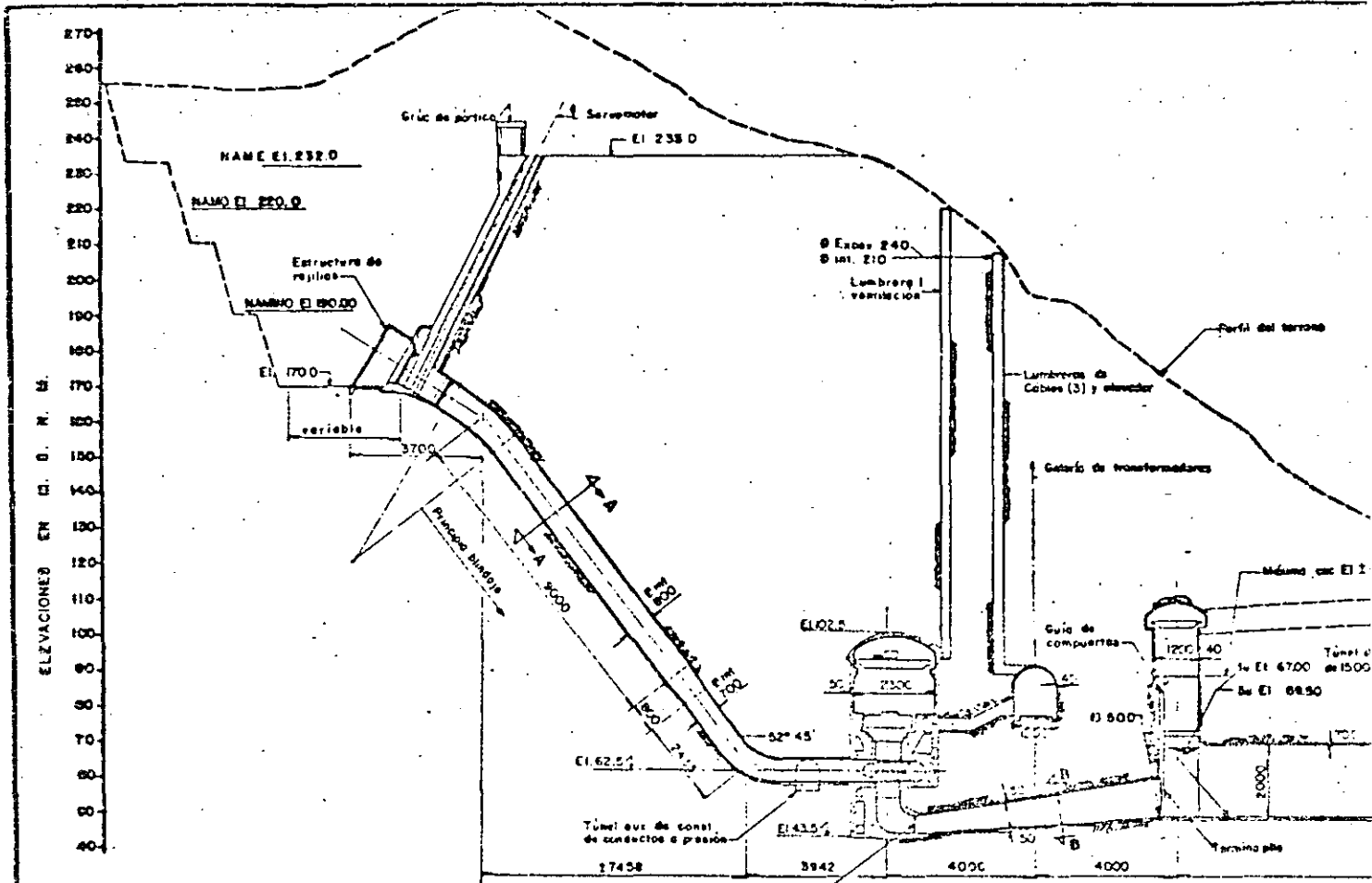
Excavación de cielo abierto en canal de timada.	272,000 m³
Excavación de cielo abierto en zona estructura de control, canal de descarga y estructura terminal.	1230,000 m³
Concreto reforzado en estructuras y revestimientos f _c =300 Kg./cm.	51,660 m³
Acera de refuerzo en estructuras y revestimientos.	4,135 ton.
Compuertas radiales de 14m. de ancho por 20m de altura con servomotor.	3 pzs.
Compuertas radiales de emergencia para un vano de 14m. de diám. cargadas con 17m. de operaciones, transporte y montaje.	2 pzs.
Grúa pórtico para obturador.	1 pza.
Perforaciones para drenes, inyecciones y anclajes.	1 pza.

PROYECTO AGUAMILPA
DESCARGA CONTROLADA
DE LA AVENIDA
TRANSITADA (AG 1973)

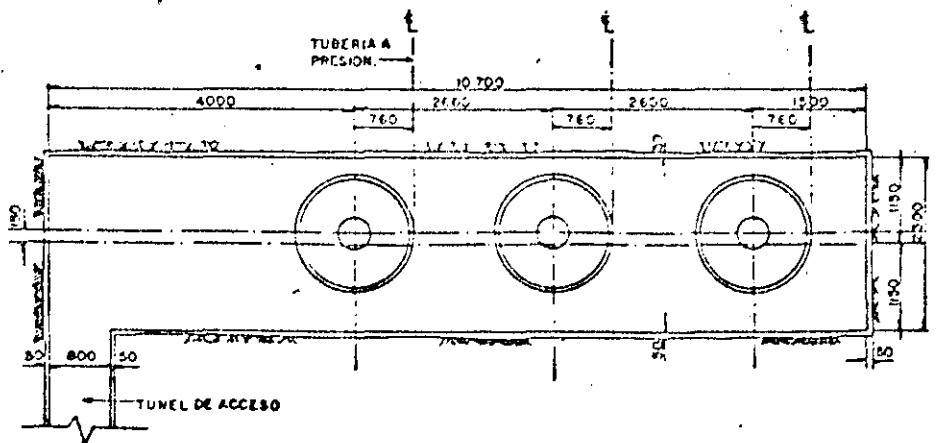


FECHA DE APROBACION	DEPARTAMENTO DE MODIFICACION
COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD	GERENCIA DE PROY. HIDROELECTRICOS SUBGERENCIA DE ING. PRELIMINAR CIVIL Y GEOTECNIA
Sistema Hidroeléctrico del Río Santiago	
P.H. AGUAMILPA OBRA DE EXCEDENCIAS ARREGLO A-3	
ELEVACION CORONA COSTINA 235.00 m s.n.m.	
FORMA 1983	FORMA 1983
FORMA 1983	FORMA 1983
No. CLASIFICACION: 229/4-C-11-77E36	

35a

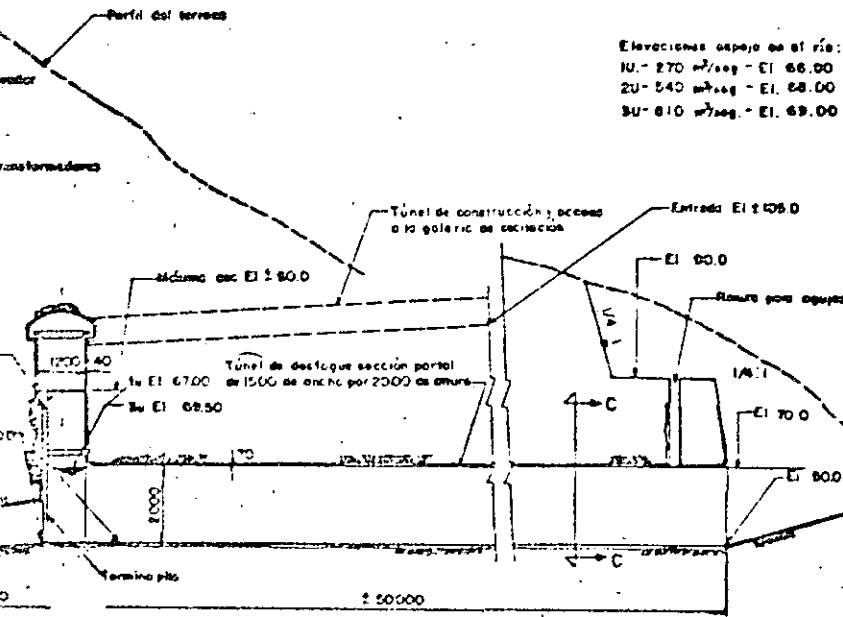


CORTE POR A-A DE LA CONDUCCION
UNIDAD No. 2



PISO DE GENERADORES ELEV. 75.00 ESC. 1:500



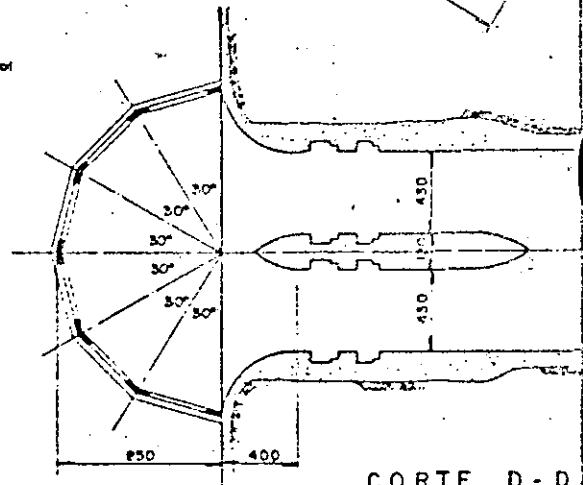
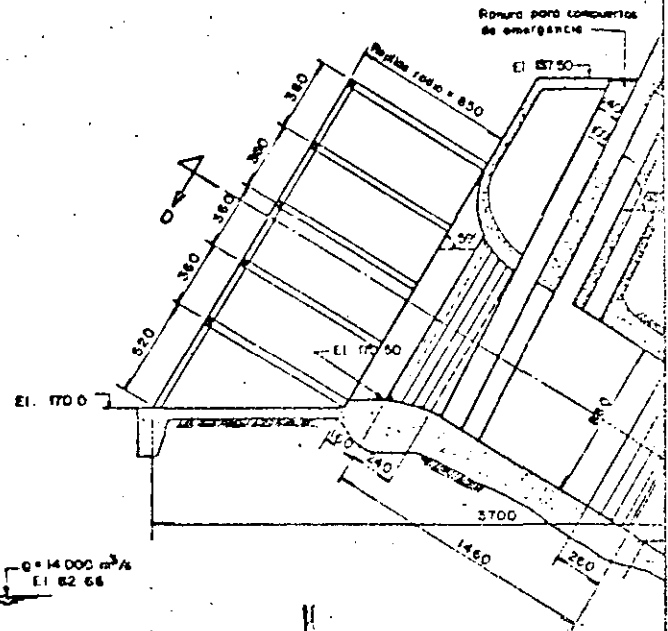


Elevaciones respecto de el río:

1U - 270 m²/seg - El. 66.00

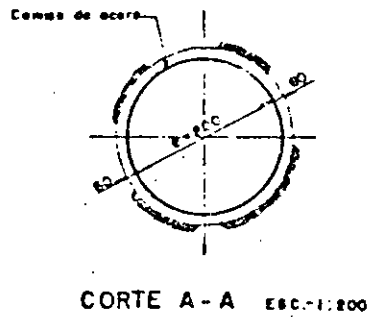
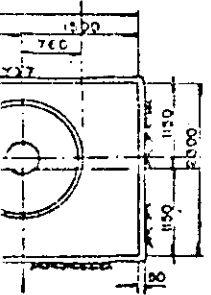
2U - 540 m²/seg - El. 68.00

3U - 810 m²/seg - El. 69.00

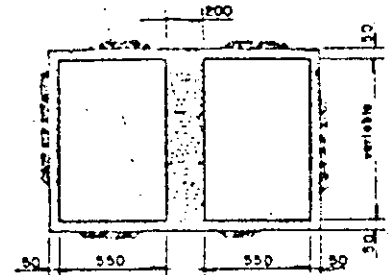


CORTE D-D
DETALLE DE LA TOLA

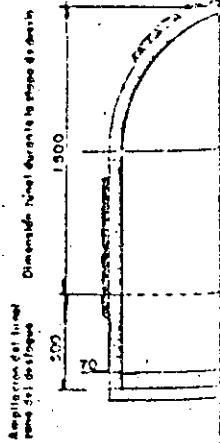
UCCION
ESCALA 1:1000



CORTE A-A ESC-1:200

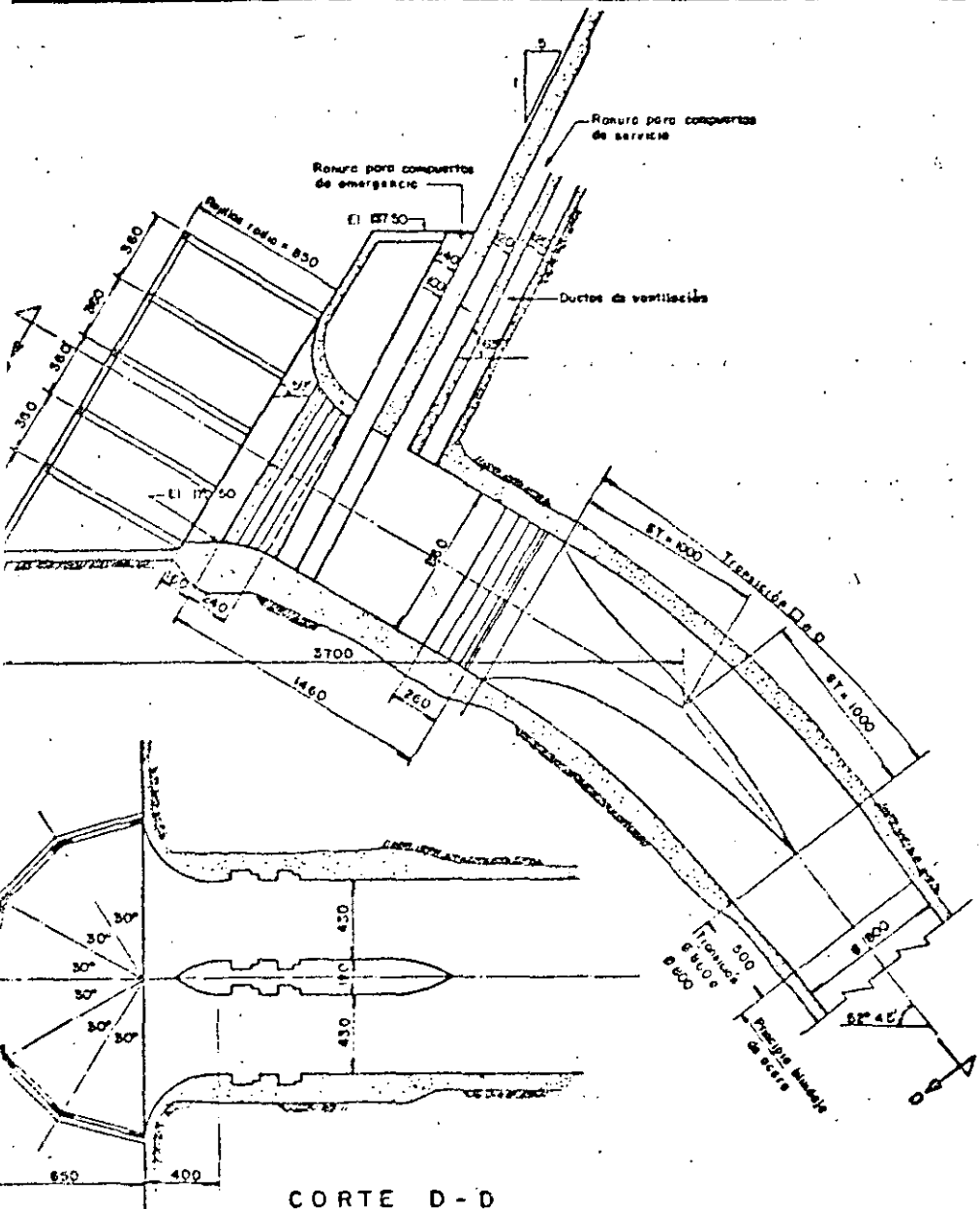


CORTE B-B ESC-1:200

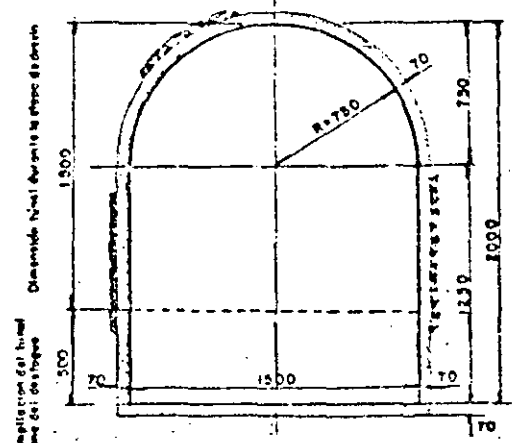
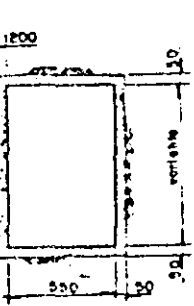


CORTE

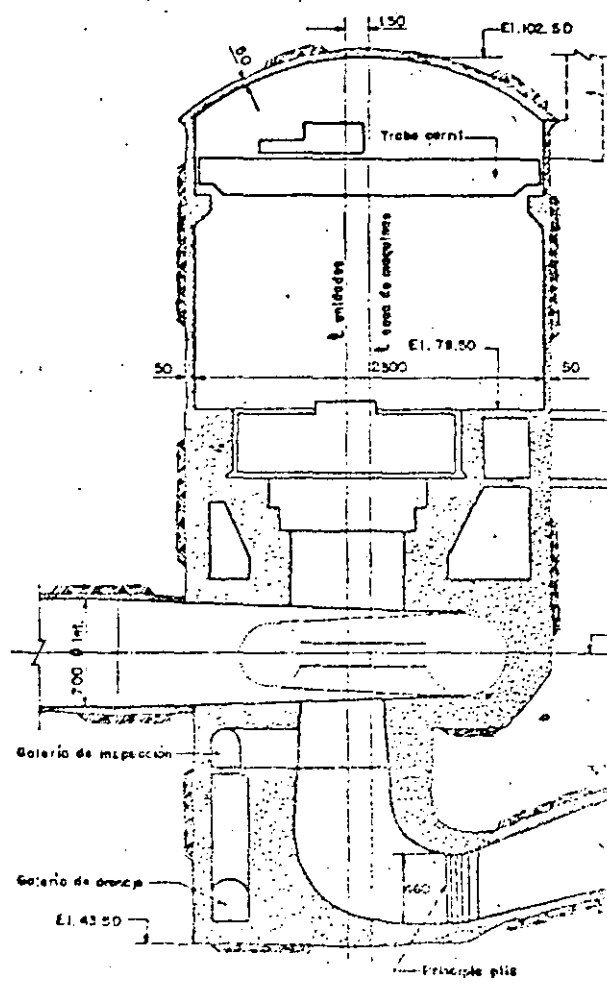
ESC 500



CORTE D-D
DETALLE DE LA TOMA ESC. 1:200



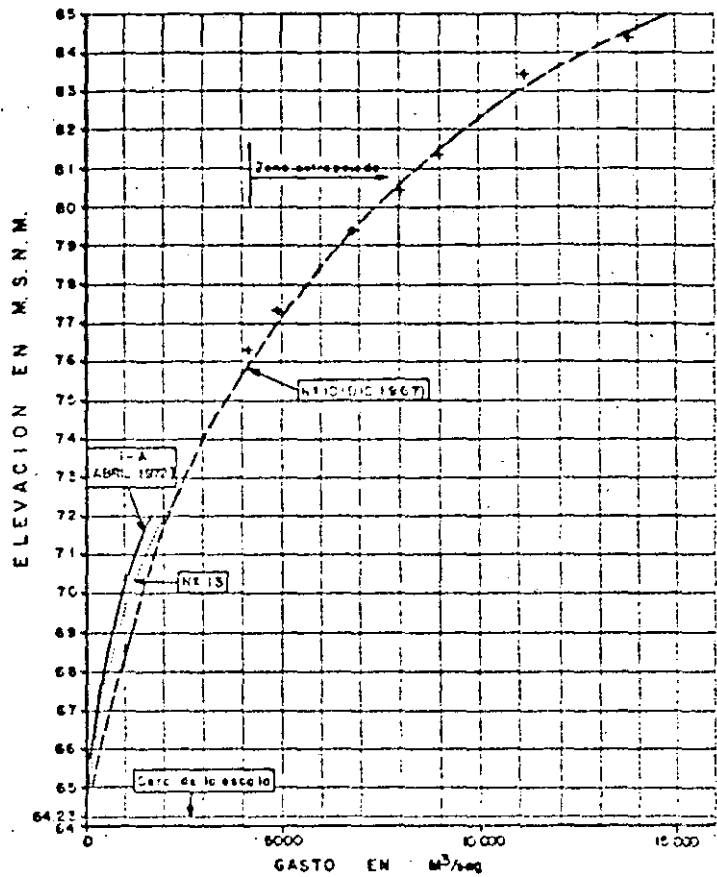
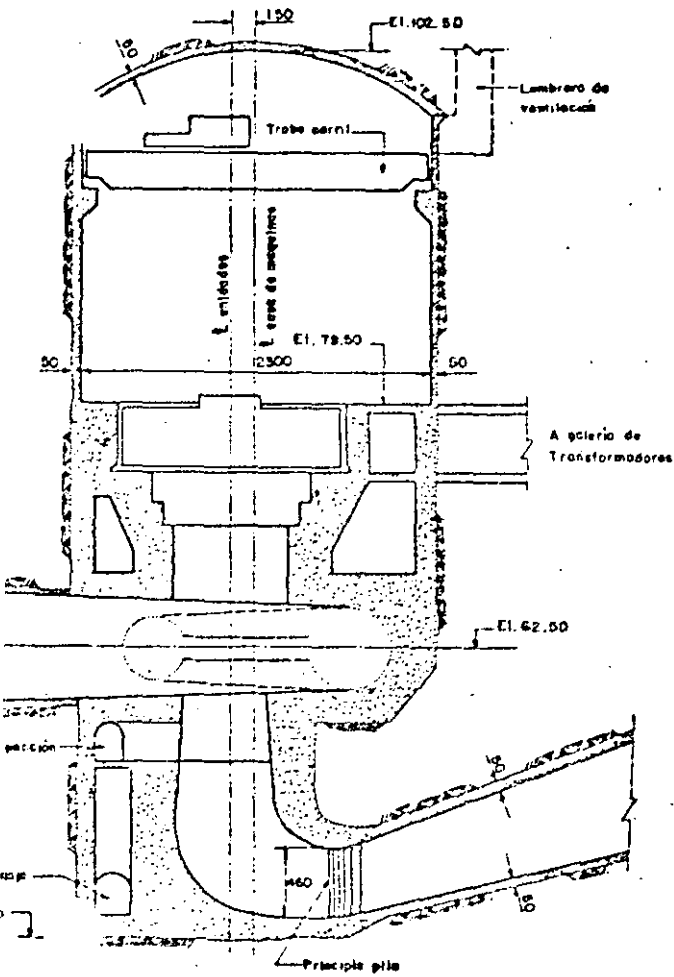
CORTE C-C ESC. 1:200



CORTE TRANSVERSAL CASA DE MAQUINAS

CANTIDADES DE OBRA

Excavación a cielo abierto.....	12
Accesos incluye excavación a cielo abierto y subterránea.....	
Excavación en túneles de toma.....	
Excavación en tiro inclinado.....	
Excavación subterránea en galerías.....	
Excavación en lumbrera.....	
Concreto reforzado.....	
Concreto lanzado, malla, anclas, drenes e inyecciones.....	
Mortero de empaque en blindajes.....	
Acero de refuerzo.....	
Acero estructural en rejillas.....	
Blindajes de acero en conductos a presión.....	
Morcos de coque en túnel de escape.....	
Compuertas rodantes de 4.30 m. de ancho por 8.60 m. de altura con barremotor.....	
Compuertas de emergencia.....	
Grúa pórtico de 120 ton. y accesorios.....	
Obra civil casa de máquinas incluyendo excavaciones.....	
Obra civil en galería de transformadoras.....	
Turbinas Francis de 325 MW (Pot. de diseño).....	
Generadores de 320 MW, 56 poles (pot. nominal).....	
Equipo auxiliar casa de máquinas.....	
Grúa viajera de 275 ton. de cap. y 23 m. de claro.....	
Compuertas rodantes de 650 m. x 11.00 de altura.....	
Grúa viajera de 60 Ton. de capacidad.....	
Juego de agujas adaptaciones, transporte y montaje.....	



CURVA DE GASTOS DEL RIO EN EL DESFOQUE

E TRANSVERSAL CASA DE MAQUINAS

E.S.C. 1:250



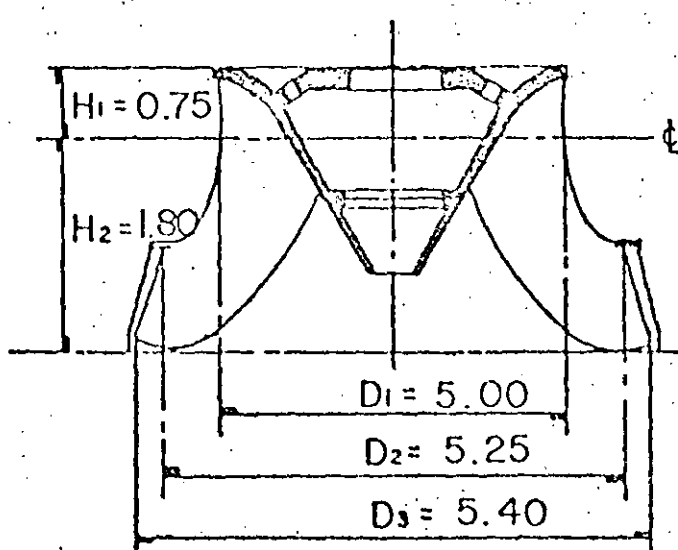
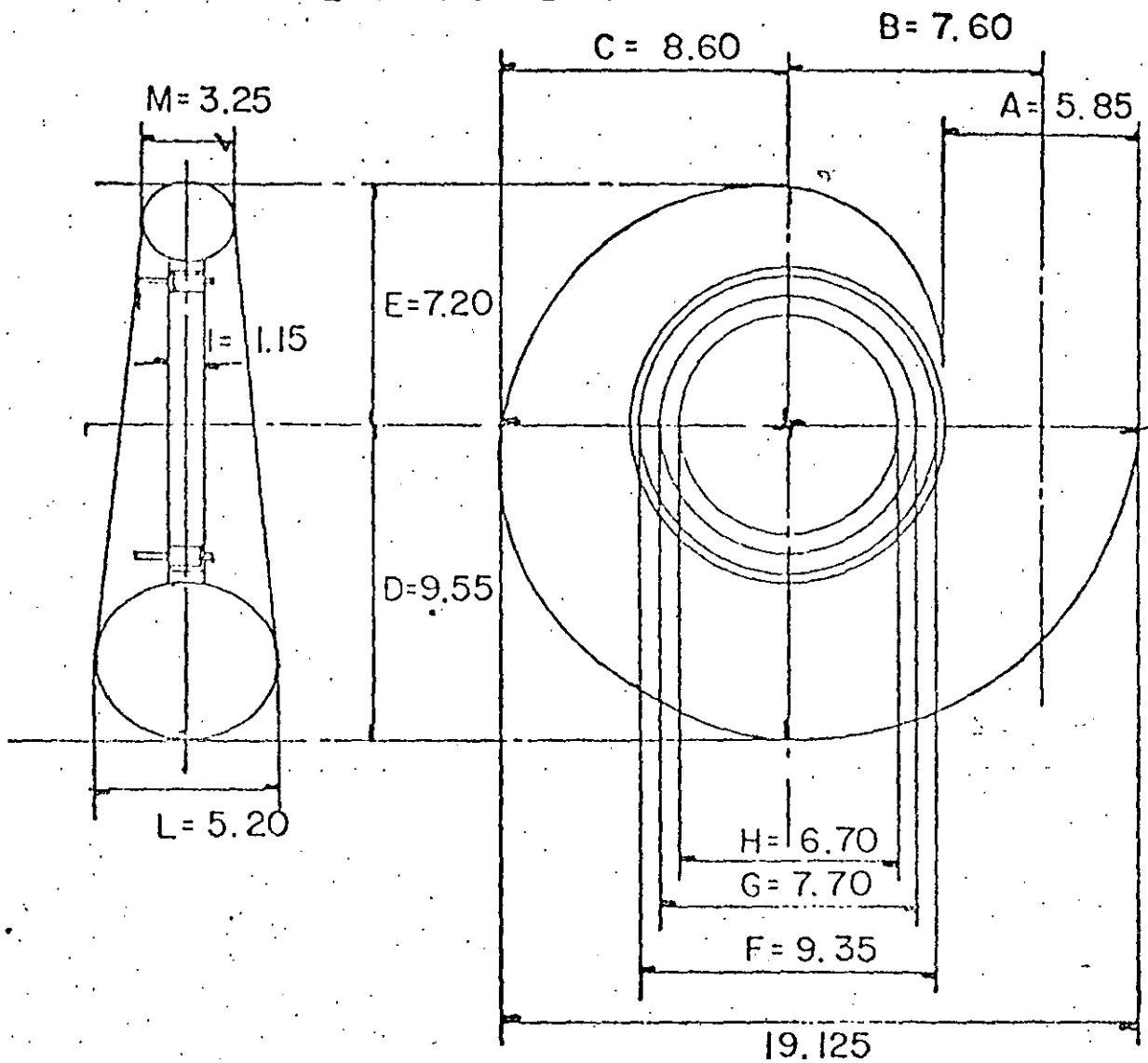
CANTIDADES DE OBRA

Excavación a cielo abierto.....	1' 237,000 m.
Accesos incluye excavación a cielo abierto y subterráneos.....	Lote.
Excavación en túneles de toma.....	12,600 m³
Excavación en tiro inclinado.....	24,090 m³
Excavación subterránea en galerías.....	293,600 m³
Excavación en lumbrero.....	720 m³
Concreto reforzado.....	43,012 m³
Concreto laminado, malla, anclas, drenes e inyecciones.....	Lote.
Mortero de empuje en blindaje.....	1,560 m³
Acero de refuerzo.....	1,595 Ton.
Acero estructural en rejillas.....	207 Ton.
Blindaje de acero en conductos a presión.....	2,526 Ton.
Marcos de acero en túnel de desfoque.....	Lote.
Compuertas rodantes de 4.30 m. de ancho por 8.60 m. -- de altura con servomotor.....	6 Pza.
Compuertas de emergencia.....	2 Pza.
Grúa pórtico de 120 ton. y accesorios.....	1 Pza.
Obra civil casa de máquinas incluyendo excavaciones.....	Lote.
Obra civil en galería de transformadores.....	Lote.
Turbinas Francis de 326.5 MW (Pot. máxima).....	3 Pza.
Generadores de 320 MW, 56 poles (Pot. nominal).....	3 Pza.
o auxiliar casa de máquinas.....	Lote.
viajero de 275 ton. de cap y 23 m. de claro.....	2 Pza.
Compuertas rodantes de 550 m x 1100 de altura.....	6 Pza.
Grúa viajera de 60 Ton de capacidad.....	1 Pza.
Juego de agujas (adaptaciones, transporte y montaje).....	Lote.

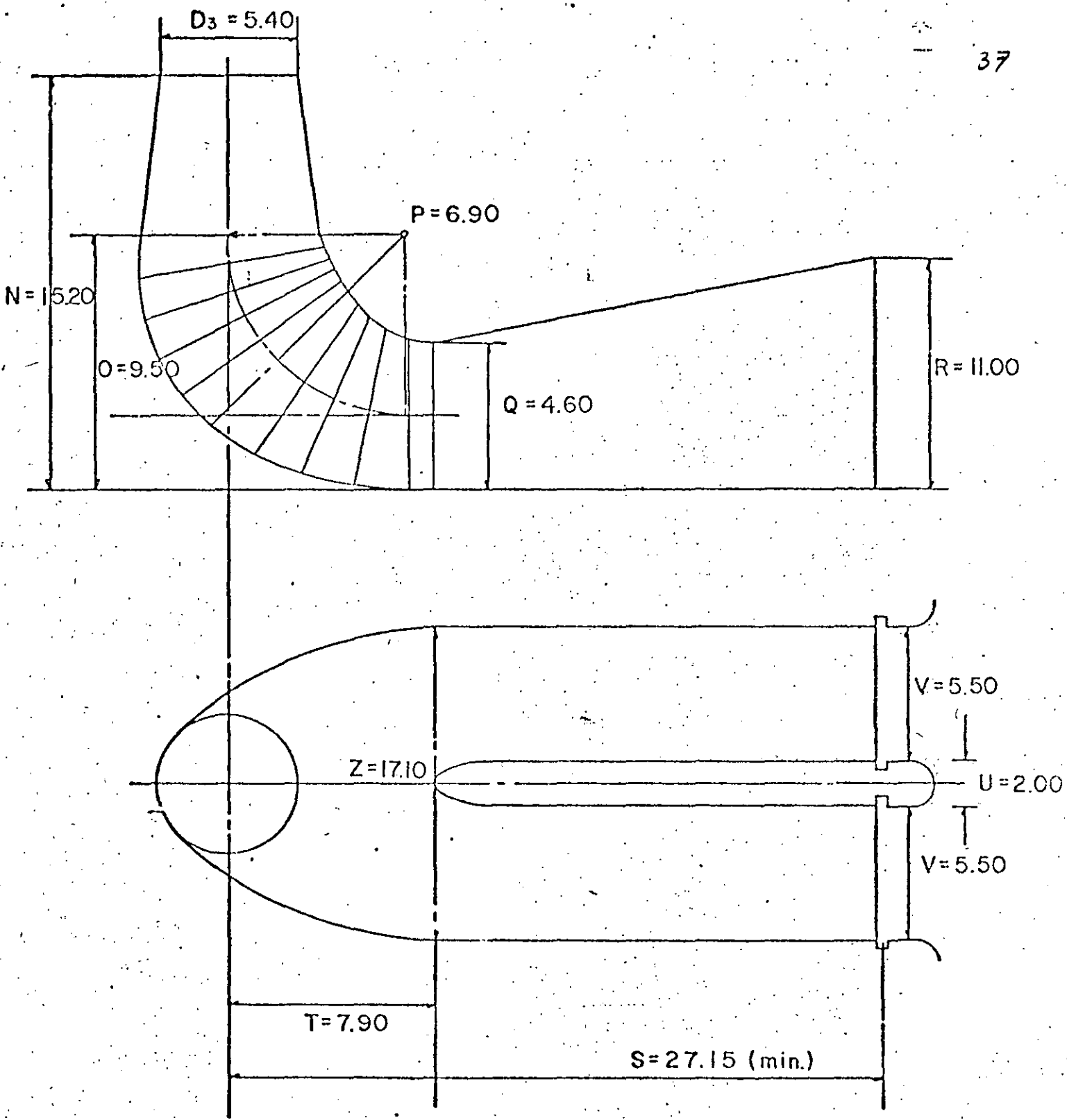
NOTAS: Acotaciones en centímetros, excepto las indicadas en otra unidad. Estaciones y elevaciones en metros. Las cantidades de obra únicamente incluyen los principales bocas de...

COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD		GERENCIA DE PFCY.HIDROELECTRICOS	
		SUBGERENCIA DE ING. PRELIMINAR CIVIL Y GEOTECNIA	
Sistema hidroeléctrico del Rio Santiago P.H. AGUAMILPA			
OBRA DE TOMA, CONDUCCION A PRESION CASA DE MAQUINAS Y DESFOQUE			
ARREGLO A-3 ELEVACION CORONA CORONA 235.00 M.S.N.M.			
FECHA: DIC. 1963	Nombre: R. Soto y B.	Comisión: Ing. C. Soto y B.	
FORMA DE B.	PROYECTO DEL. SOTO Y B.	APROBADO: Ing. C. Soto y B.	
229.114-C-11-77536			

DIMENSIONES GENERALES DE
LA TURBINA



ANTEPROYECTO HIDROELECTRICO



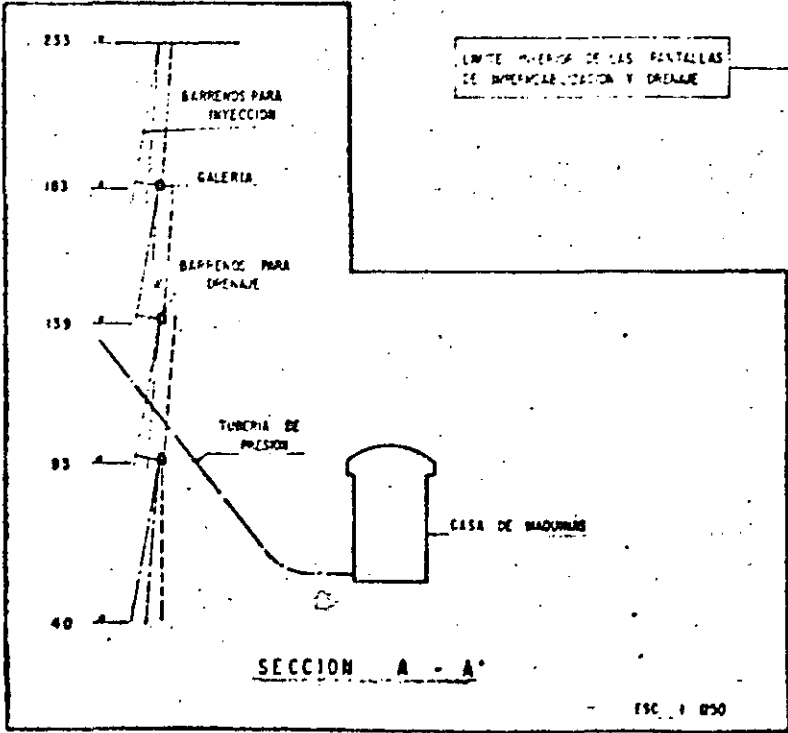
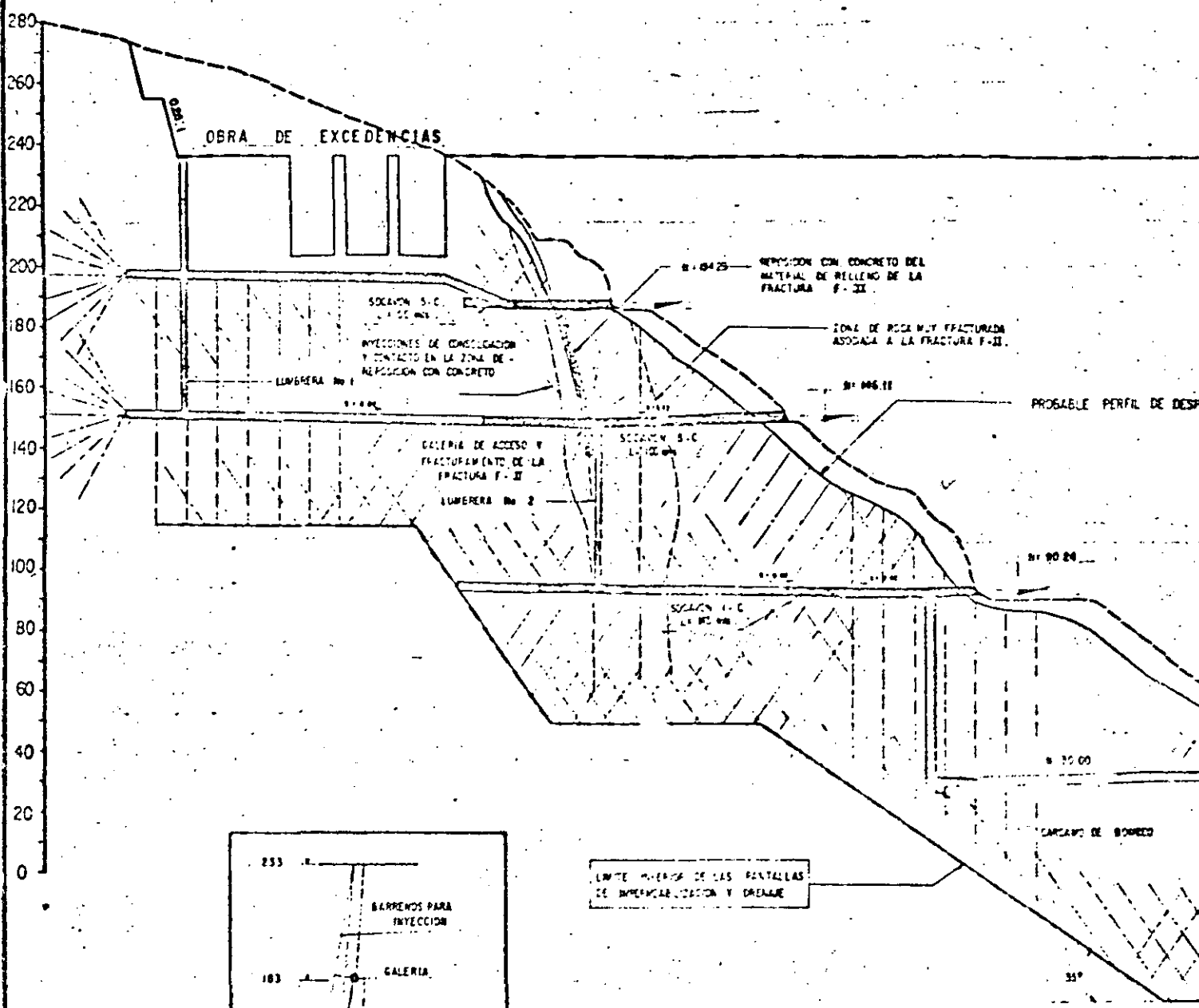
DIMENSIONES GENERALES DEL TUBO DE ASPIRACION

SUMERGENCIA $h_s = 3.68$ m

P.H. AGUAMILPA ARREGLO A-3

ANTEPROYECTO HIDROELECTRICO

FIG.



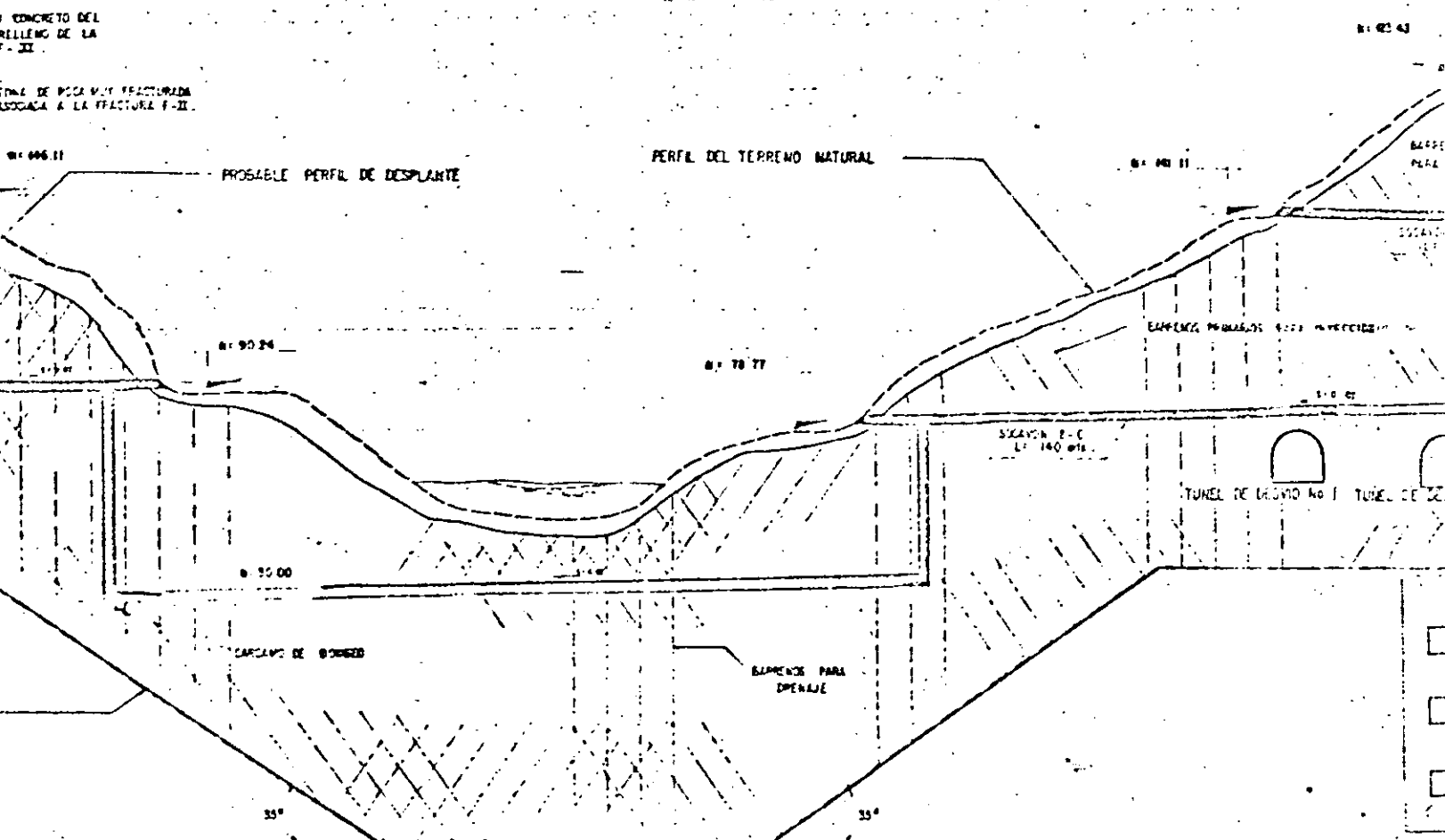
NOTA: La ubicación de las galerías con los sectores ejecutados (ver en cada margen), por lo que se diseña y ejecuta a las perforaciones.

NOTA: La orientación y espaciamiento de las galerías así como los tramos de cada una, son de carácter preliminar, de acuerdo a la información disponible. Los cambios se harán cuando se conozca con mayor exactitud la estructura de la roca en cada zona.

CONCRETO DESARROLLADA POR EL EJE DE LAS GALERIAS DE INYECCION Y DRENAJE.

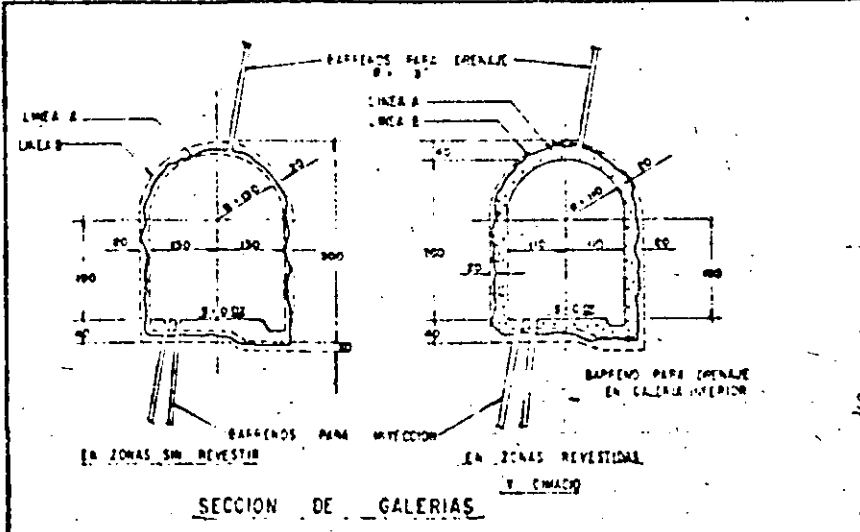
ESCALA

CORONA ELEVACION 235 00

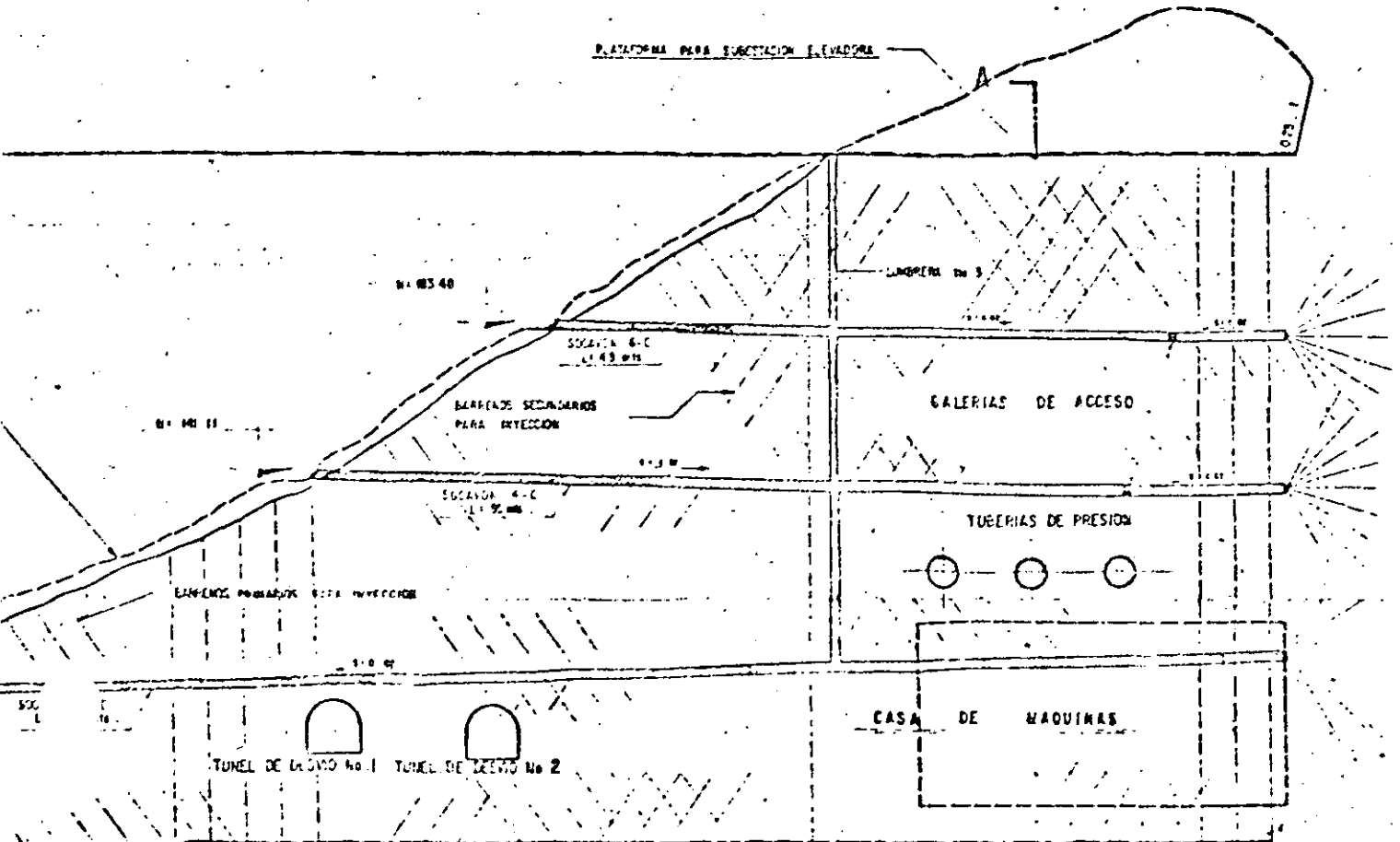


NOTA: La ubicación de las galerías en ambos márgenes, coincide con las secciones ejecutadas para la exploración geológica (Ver en cada margen), por lo que solamente deberán profundizarse y ajustarse a las pendientes que en este plano se indican.



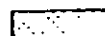
NOTA: La orientación y espaciamiento de los barrenos para inyección así como los tramos de galerías revestidas son de carácter preliminar, de acuerdo con la información geológica disponible. Las características definitivas se establecerán cuando se conozcan con mayor detalle las condiciones de la roca en cada zona.



ESCALA 1:1000



SIMBOLOGIA

-  ZONA REVESTIDA
-  ZONA SIN REVESTIR
-  SOCAVONES ACTUALES

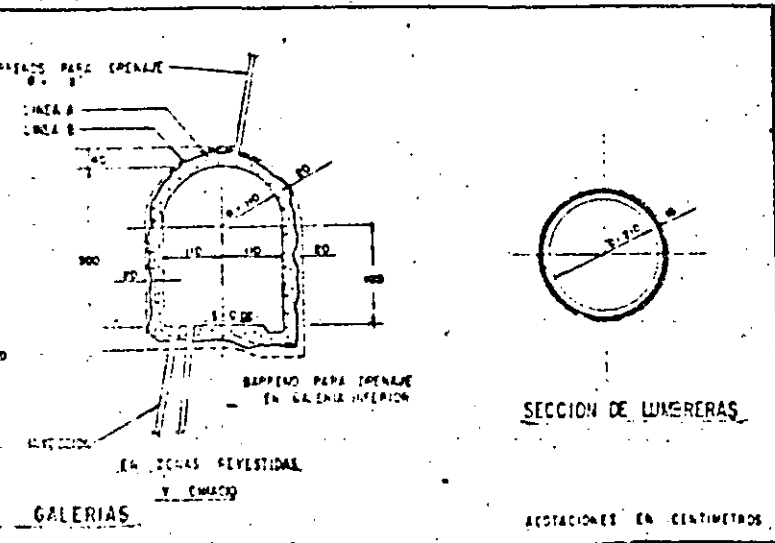


FIG. 02 23 D. P.F.E. ATINACION Y NOTAS COMPLEMENTARIAS
 NOVEDAD EN EL A.P.D. SUMINISTROS DE SECCION MARSEN SOLERGA

COMISION GERENCIA DE PROYECTOS HIDROELECTRICOS
 EMPRESA DE SUBSECCION DE INGENIERIA PRELIMINAR
 E. ELECTRICIDAD CALIF. Y PROTECCION
 SISTEMA HIDROELECTRICO DE SANTIAGO

TRATAMIENTO DE LA CIMENTACION

PH. AGUAMILPA - ARREGLO A-3

ELEVACION CORONA 235.4
 CORTINA

FECHA	DIAS	REVISADO	COMANDO
JUNIO 1963	10	INGENIERO	INGENIERO
NO. 4	10	INGENIERO	INGENIERO
S DE S	10	INGENIERO	INGENIERO



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

PROYECTO DE PLANTAS HIDROELECTRICAS

RESONANCIA EN CENTRALES HIDROELECTRICAS

Ing. Rodolfo Sosa Cordero

OCTUBRE, 1984

4. Modelo Matemático Sistema Hidráulico

A continuación se indican las ecuaciones del modelo del sistema hidráulico formado por embalses superior e inferior, turbina hidráulica, y tubo de desfogue.

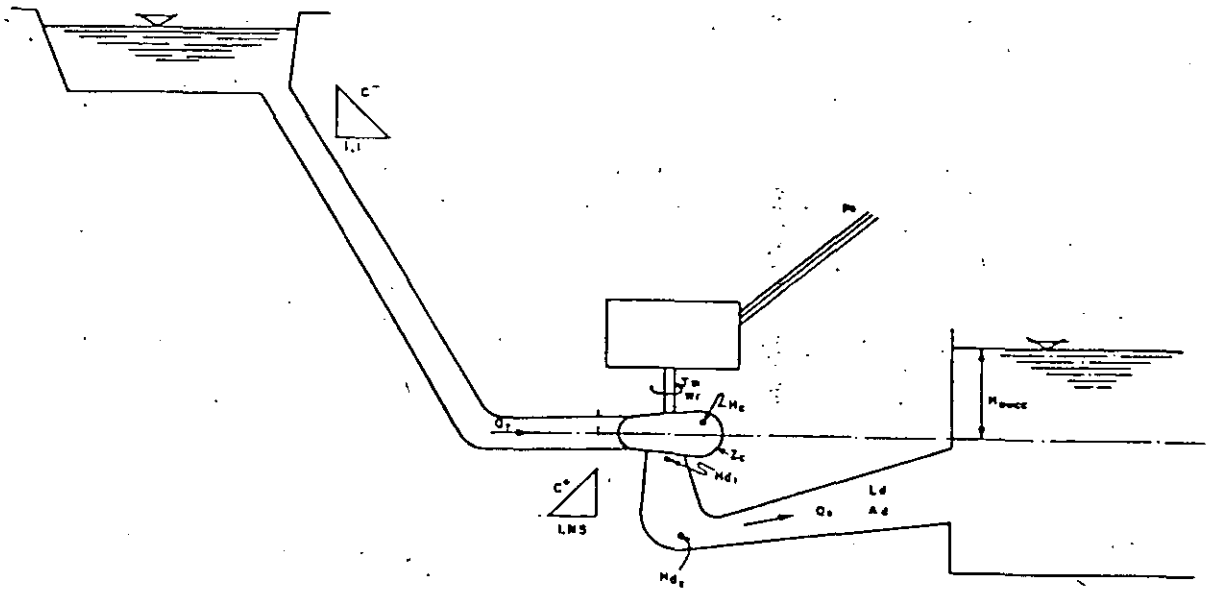


fig. 4.1 Esquema modelo Hidráulico.

4.1 Tubería de Presión :

La tubería de presión se ha representado mediante el método de las características [7] que convierte las dos ecuaciones diferenciales parciales hiperbólicas de cantidad de movimiento y continuidad en cuatro ecuaciones diferenciales ordinarias. Estas ecuaciones son entonces expresadas en diferencias finitas que son resueltas en la computadora digital.

En referencia a la figura 4.1 en donde se ha representado esquemáticamente el modelo empleado.

La condición de contorno que modela la unión entre la tubería de presión y la espiral de la turbina tiene la siguiente ecuación de compatibilidad hidráulica:

$$H_{1,Ns} = C_F - R \cdot Q_{tF} \quad \dots(1)$$

4.2 Turbina

Se desprecia cualquier efecto de compresibilidad en los alabes del rodete.

4.2.1 Inertancia interna.

Como se menciona anteriormente, es necesario incluir la inercia de la espiral, anillos del antedistribuidor, del distribuidor y del rodete, con este fin, se introduce un "tubo equivalente" cuyo fin es representar este efecto.

La ecuación diferencial que representa este fenómeno es :

$$H_{1,Ns} - H_c = \frac{L_c}{\Delta A c} \frac{dQ_t}{dt} \quad \dots(2)$$

La longitud y área equivalente de este tubo no son una cons-

Fenómenos de Resonancia en
la P.H. Andostura
Reporte Final

tante sino que dependen de la posición de los álabes del distribuidor, esto es debido a que al cerrarse los álabes la trayectoria espiral que sigue el líquido en el espacio entre los álabes del distribuidor y del rodete es incrementado en forma sustancial.

4.2.2 Impedancia turbina

La impedancia de la turbina hidráulica es la relación entre la carga neta instantánea al caudal instantáneo que pasa por ella.

Esto es,

$$H_e = h \cdot H_{ref} = H_c - H_{1, Ns} \quad \dots(3)$$

Para resolver la ec. (3) es necesario conocer la relación entre la carga neta y el caudal de la turbina en un modelo oscilatorio. El flujo que pasa por una turbina de reacción depende de los siguientes parámetros :

- a) velocidad de rotación.
- b) carga neta.
- c) abertura del distribuidor o persiana de álabes directrices.

Fenómenos de Resonancia en
la P.H. Angostura
Reporte Final

La relación entre estos parámetros se obtiene en el laboratorio de pruebas de turbinas modelo como una relación entre el caudal unitario $Q11$ vs. el coeficiente periférico de velocidad $Ku1$ y la abertura del anillo distribuidor.

Estas curvas se conocen como características de la turbina, y son obtenidas en el laboratorio empleando una turbina a escala reducida bajo condiciones de flujo estable, sin embargo, como se ha mencionado en el capítulo 3, es posible emplearlas en la simulación de fenómenos oscilatorios.

4.2.3 Características de turbina

Con el fin de hacer más manejables los datos de las características de la turbina, la forma tradicional de presentación de los fabricantes de $Q11$ y $M11$ vs $Ku1$ se modifican al sistema por unidad, [p.u.] de esta forma se obtienen dos características de la forma :

$$\frac{v}{\sqrt{h}} = \phi\left(\frac{\alpha}{\sqrt{h}}\right); \quad \text{y} \quad \frac{tm}{h} = \phi\left(\frac{\alpha}{\sqrt{h}}\right) \quad \dots(4)$$

Estas características se muestran en la fig. 4.1

Con

$v = Q/Q_{ref}$ [caudal unitario].

$h = H_e/H_{e,ref}$ [carga neta unitaria].

$\alpha = N/N_{ref}$ [velocidad unitaria].

$tm = T/T_{ref}$ [par unitario].

Fenómenos de Resonancia en
 la P.H. Angostura
 Reporte Final

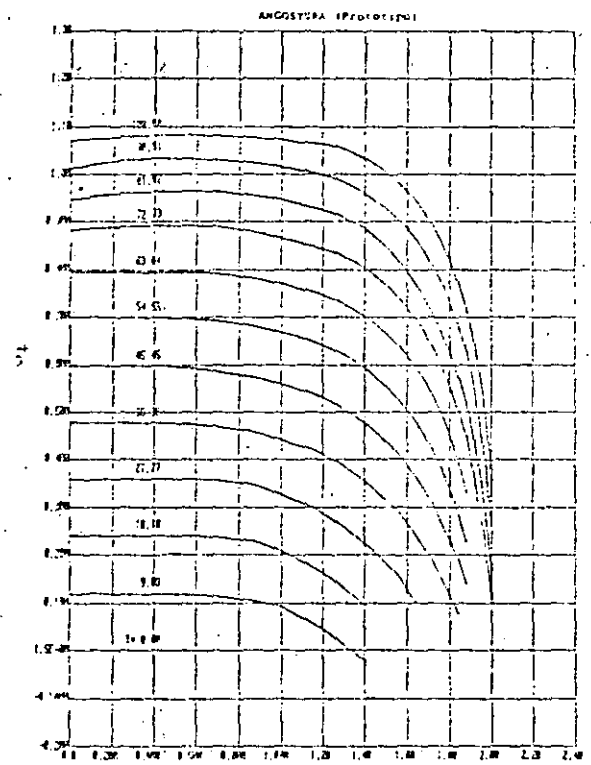
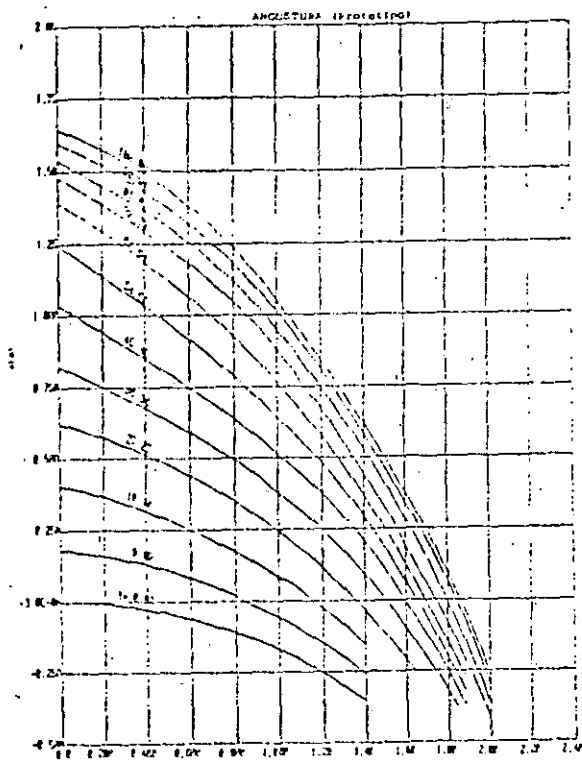


fig. 4.2 Características turbina Francis.

Fenómenos de Resonancia en
la P.H. Angostura
Reporte Final

Las características se almacenan en forma de tabla en la memoria de la computadora, son típicos 140 datos por cada valor de la posición del servomotor y de once a doce posiciones del servomotor.

Durante la simulación, se verifica una doble interpolación de estas tablas a fin de obtener relaciones lineales para el caudal y par motor de la turbina en términos del coeficiente periférico de velocidad en la forma :

$$Q_t = Q_{ref} (A_0 \sqrt{h} + A_1 \alpha) \quad \dots(5-a)$$

y,

$$t_m = B_0 h + B_1 \alpha \sqrt{h} \quad \dots(5-b)$$

En donde,

h := carga neta p.u.

A_0 y A_1 := son los coeficientes de recta de interpolación característica hidráulica.

B_0 y B_1 := son los coeficientes de recta de interpolación característica mecánica.

De esta forma, en las ecs.(5) relacionan el caudal por la turbina y par motor con la velocidad de rotación y la carga neta.

4.2.4 Retraso en el tiempo.

El retraso en el tiempo se simula fácilmente en el modelo no lineal de computadora al no transmitir las condiciones aguas abajo de la turbina a las condiciones aguas arriba por un intervalo finito.

Fenómenos de Resonancia en
la P.H. Angostura
Reporte Final

4.3 Cavidad.

La cavidad o transmisibilidad por cavitación se simula mediante la ley de expansión adiabática :

$$H_a * \mu^n = \text{Constante} \quad \dots(6)$$

En donde :

H_a : carga de presión absoluta correspondiente a H_{d1} .

La ecuación (5) se linealiza en cada intervalo de tiempo de simulación para obtener la siguiente relación entre el volumen

$$\mu_p - \mu = -k * (H_{d1} - H_{d1}) \quad \dots(7)$$

En donde k es la transmisibilidad de cavitación :

$$k = \frac{1}{n} \frac{\mu}{H_a} \quad \dots(8)$$

de la cavidad y la carga : Cuyo valor se actualiza en cada paso de análisis.

La ecuación de continuidad en la burbuja :

$$\frac{dW}{dt} = Q_{eP} - Q_{tP} \quad \dots(9)$$

4.4 Excitador o fuente dipolo.

Las oscilaciones son forzadas y son excitadas por una fuente dipolo localizada justo antes del codo en el tubo de aspiración. La localización exacta no tiene gran importancia.

Matemáticamente esta fuente dipolo se representa como una pérdida de carga variable con el tiempo :

$$H_{d,1} - H_{d,2} = K_e(t) * Q_e * |Q_e| \quad \dots(10)$$

En donde está representado por la serie de Fourier :

$$K_e(t) = \sum_{i=1}^n A_i * \text{sen}(\omega_i * t) \quad \dots(11)$$

4.5 Tubo de desfogue.

El flujo no cavitante en el tubo de aspiración se representa mediante la ecuación de cantidad de movimiento :

$$H_{d,2} - H_{succ} = R_d * Q_e * |Q_e| + \frac{L_d}{gA_d} \frac{dQ_e}{dt} \quad \dots(12)$$

5. Método de solución programa <<OSCILA>>.

5.1 Tubería de Presión.

La tubería de presión se simula empleando el método de las características [13] utilizando un programa previamente desarrollado en el IIE para simulación de fenómenos transitorios en centrales hidroeléctricas.

Además del modelo matemático descrito aquí para la turbina hidráulica, el programa de computadora tiene incorporados modelos de pozos de oscilación, obras de toma, ramificaciones, válvulas, etc. de tal forma que prácticamente cualquier sistema hidráulico puede ser apropiadamente representado en el programa de computadora.

5.2 Turbina Hidráulica.

Las ecuación de compatibilidad hidráulica con la tubería de presión, la ecuación para la impedancia interna de la turbina junto con las ecuaciones para el excitador dipolo y tubo de desfoque (ecs. 1 a 2 y 10 a 12) se sustituyen en la ecuación para la impedancia de la turbina (ec. 3) eliminando la variable Q_t mediante el empleo de la ecuación 5-a.

Por otra parte, se formula otra ecuación no lineal en términos de las ecuaciones para la cavidad (ecs. 6 a 9).

En base a la experiencia en mediciones en máquinas prototipo, es posible mantener constante el valor de la abertura del anillo distribuidor, esto es, no se incluye el modelado del regulador de velocidad.

Por otra parte, si se supone que la velocidad de rotación de la turbina permanece constante $\theta = 1$, resulta un sistema de dos ecuaciones simultáneas no lineales en las variables h y Q_{ex} . Este sistema se resuelve mediante el método de Newton-Raphson en computadora digital.

En el apéndice, se incluye el listado del programa fuente en lenguaje de programación PASCAL del modelo matemático descrito aquí.

Fenómenos de Resonancia en
la P.H. Angostura
Reporte Final

5.3 Ajuste de parámetros.

5.3.1 Dificultad del ajuste

La oscilación forzada que nos interesa se producirá en el excitador o fuente dipolo. Es necesario encontrar el valor de $K_e(t)$ representado por la serie de Fourier (ec. 11). Esto implica suponer un valor de la amplitud para cada frecuencia de interés.

Por otra parte, se requiere también suponer un valor para la transmisibilidad cavitante a fin de representar la zona elástica del tubo de desfogue.

Finalmente, se requiere también suponer el valor de la inercia de la turbina $L_c/(gAc)$ en la ec. 2.

Resulta evidente que el modelo matemático tiene quizá demasiadas variables 'libres'. Se sabe físicamente su interpretación pero es difícil estimar a priori un valor numérico.

5.3.2 Prueba en modelo físico.

Sin embargo, los parámetros buscados pueden estimarse si se realiza una prueba en modelo físico a escala reducida en donde puede controlarse en forma efectiva el valor de la transmisibilidad cavitante y eliminar esta variable a fin de determinar las otras dos.

Efectivamente, en una prueba de modelo puede incrementarse la θ de cavitación para una abertura del distribuidor de tal forma que no exista cavitación en el tubo de desfogue, de esta forma, es posible anular la transmisibilidad cavitante ($k=0$). Los coeficientes de la serie de Fourier para el valor de la excitación dipolo pueden entonces fácilmente determinarse mediante simulaciones y análisis sucesivos que lleven a ajustar el valor de las frecuencias y amplitudes que resultan en un espectro simulado similar al obtenido experimentalmente bajo estas condiciones.

Fenómenos de Resonancia en
la P.H. Angostura
Reporte Final

5.3.3 Aproximación de Inertancia de turbina.

La inertancia de la turbina puede determinarse aproximada calculando el volumen de líquido en la espiral, anillo antedistribuidor y rodete. Su variación depende de la trayectoria que sigue el líquido en el espacio comprendido entre el anillo del distribuidor y el rodete. Con este fin puede determinarse para dos álabes del distribuidor contiguos la magnitud de la velocidad y su dirección. En el espacio rodete distribuidor se supone que el líquido sigue una trayectoria espiral que forma un tubo de corriente cuya inertancia es fácilmente calculada. Al sumar el valor de la inertancia de estos tubos de corriente se obtiene el valor de la inertancia total en el espacio comprendido entre el anillo distribuidor y el rodete.

En la figura 5.1 se muestran gráficas de dos álabes contiguos mostrando el vector velocidad y el tamaño del puerto de paso que sirve para determinar el tubo de corriente espiral que define la inertancia en esta región.

Fenómenos de Resonancia en
la P.H. Angostura
Reporte Final

Alfa = 7.53
Alfa0 = -0.92
Beta = 71.84
A0 = 4.291
rho1a = 0.514
L2 = 25.11
Escala 1 : 3.88

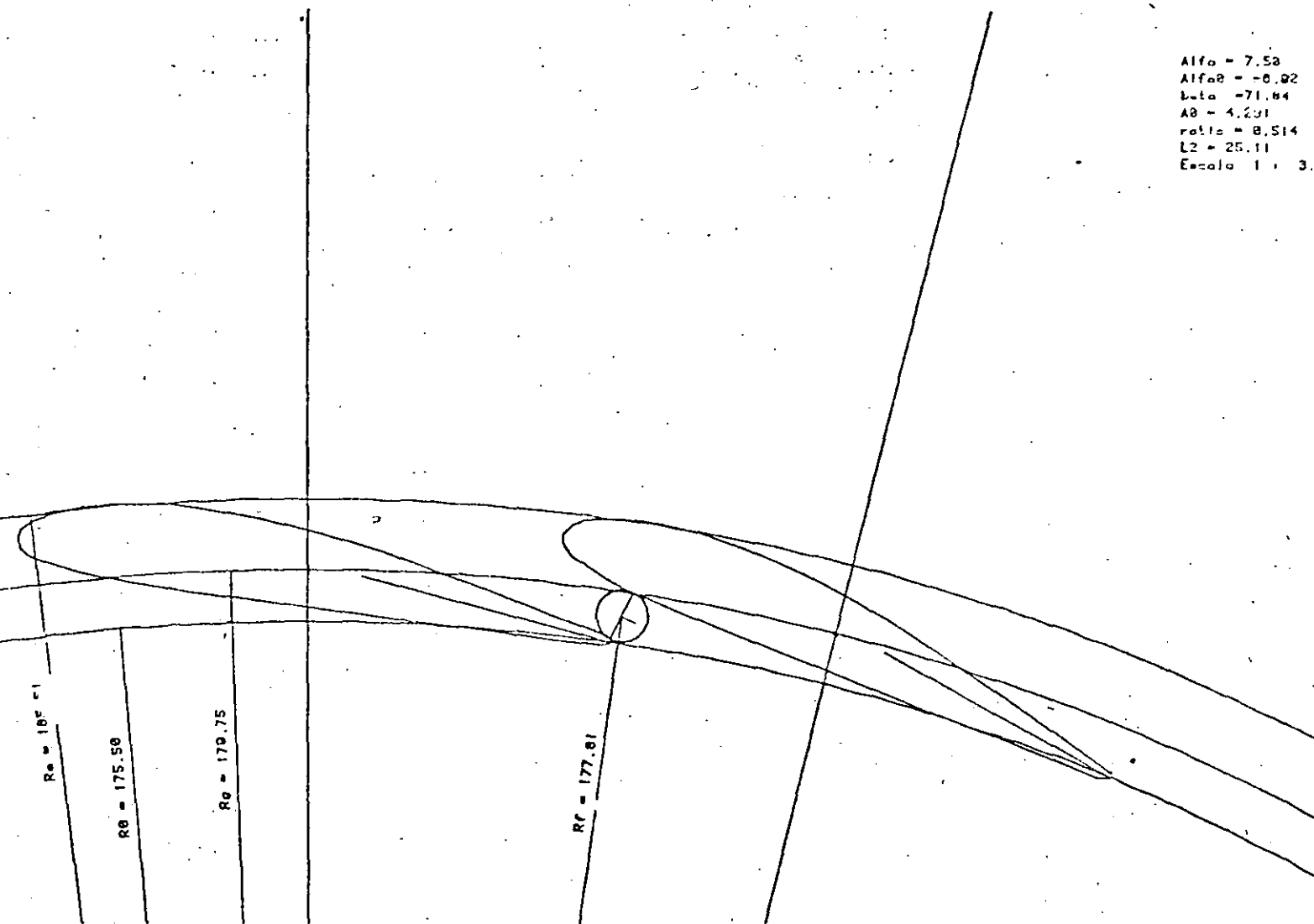


fig. 5.1 Cálculo Inertancia en distribuidor rodete.

Fenómenos de Resonancia en
la P.H. Angostura
Reporte Final

En la fig 5.2 se muestra la Proporción y variación de la inercia interna de la turbina.

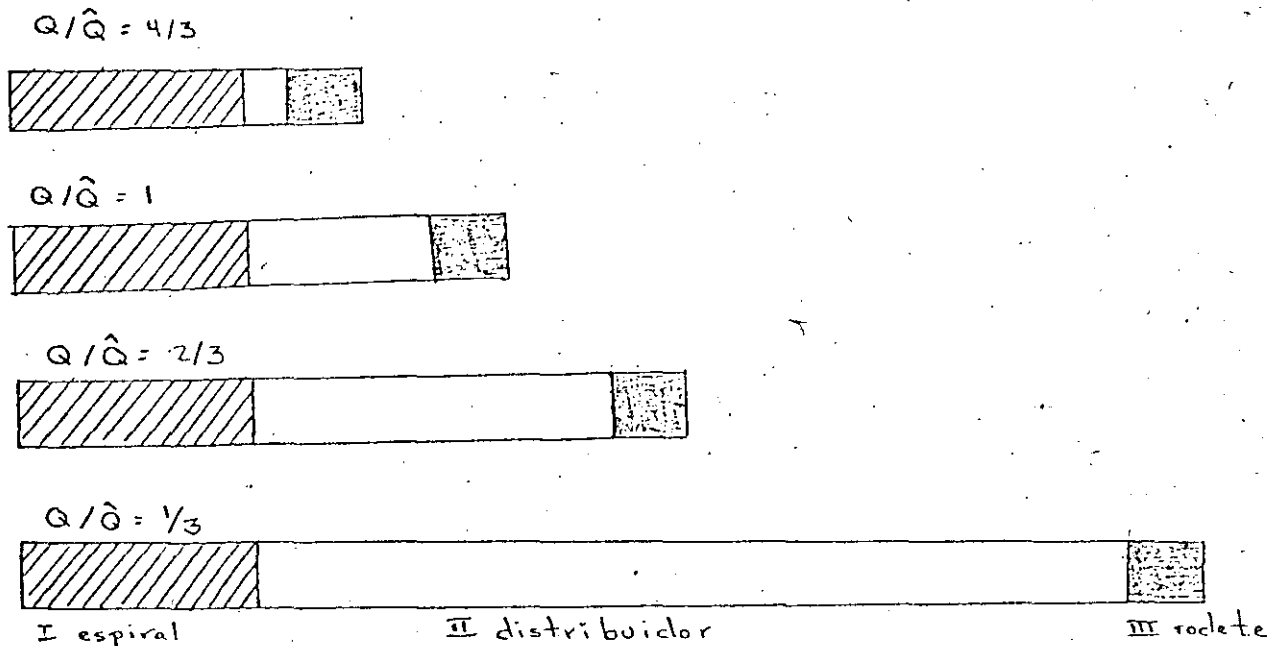


fig. 5.2 Inercia de turbina.

En base a la experiencia este método para determinar la inercia es suficientemente aproximado. Sin embargo, en ocasiones debe ajustarse un poco para obtener la función de transferencia entre tubo de desfoque y espiral (Relación entre H_c y H_d).

6. Aplicación y utilidad práctica del modelo.

Resulta evidente que el modelo matemático que aquí se ha descrito no puede ser aplicado por sí mismo para predecir las fluctuaciones de presión y un estado de resonancia en una central hidroeléctrica. Su aplicabilidad está basada en un ajuste de parámetros que definen el estado oscilatorio de la turbina en base a datos empíricos. En otras palabras, se requiere conocer experimentalmente la respuesta oscilatoria física (de modelo o prototipo) para así obtener en forma iterativa los parámetros que definen el estado oscilatorio de la turbina hidráulica.

Una vez que se conoce la respuesta física de la turbina pueden determinarse los parámetros "libres" y simular el comportamiento oscilatorio de la central hidroeléctrica.

Sin embargo, esto no debe considerarse una limitación, normalmente se verifican pruebas de modelo reducido para determinar el comportamiento hidráulico de la turbina (eficiencia y cavitación), por tanto, se pueden aprovechar las pruebas de modelo para probar también el comportamiento oscilatorio de la turbina modelo. Este punto constituye el objetivo medular de la presente investigación. Esto es, como aprovechar las pruebas de modelo reducido para predecir el comportamiento dinámico del prototipo y poder así desde la etapa de diseño tomar las contramedidas necesarias para que no se presenten estados de resonancia en la central hidroeléctrica.

Como se expone más adelante una dificultad adicional es el escalamiento entre los resultados de modelo a escala reducida y la máquina prototipo.

Por otra parte, en caso de que el problema de resonancia ya exista, el programa de computadora permite primero simular el estado de oscilación existente para después, tomar la contramedidas en simulación numérica e investigar sus efectos sobre el sistema hidroeléctrico.

7. Escalamiento Modelo a Prototipo.

Es bien sabido que la transferencia de condiciones entre modelo físico a escala reducida y el prototipo son posibles cuando modelo y prototipo son hidráulicamente homólogos y son operados en puntos equivalentes. Sin embargo, este no es el caso que se presenta con mediciones de índole dinámica, aún con sistemas hidráulicamente homólogos. Cuando se realizan mediciones de fluctuaciones de presión en la turbina modelo, los resultados obtenidos representan la respuesta del modelo y también de su circuito hidráulico. En general la relación entre la función excitadora y su resultante pueden ser relacionados mediante una función de transferencia. El laboratorio de pruebas de modelo podría pensarse que tiene una función de transferencia unitaria y que producirá una determinada respuesta a la excitación. En el prototipo la función de transferencia diferirá en general de la unidad y por tanto, se presentará atenuación o amplificación en las fuerzas de excitación generando respuestas diferentes a la excitación.

Para predecir el comportamiento dinámico del prototipo a partir de la respuesta dinámica del modelo, es necesario que la función de transferencia de ambos sistemas sea idéntica. En general, como se demostrará a continuación, modelar físicamente el sistema hidráulico es prácticamente imposible. La solución será pues reunir datos de una prueba de modelo que carece prácticamente de efectos dinámicos en el rango de frecuencias de interés y transferir estos resultados mediante el modelado por computadora al sistema dinámico del prototipo.

La respuesta dinámica de la planta prototipo, está principalmente caracterizada por las frecuencias propias de los conductos hidráulicos.

Fenómenos de Resonancia en
la P.H. Andostura
Reporte Final

Las que siguen, son las condiciones de similitud que deben de cumplirse a fin de hacer factible el escalamiento de modelo a prototipo :

- a) El punto de operación de turbina modelo y prototipo deben ser iguales:

$$Q_{11} = Q_{11} \quad \dots (13)$$

_m _P

$$K_u = K_u \quad \dots (14)$$

_m _P

- b) Ley de similitud de movimiento inestable (golpe de ariete) :

$$\frac{T_{wm}}{T_{wp}} = \frac{T_{ap}}{T_{ap}} = \frac{\mu_m}{\mu_p} = \tau \quad \dots (15)$$

En donde

$$\tau = \frac{2L}{s}$$

$$T_w = \frac{L Q_0}{s H_0 A} \quad \dots (16)$$

$$T_a = 2 * H \quad \dots (17)$$

- c) La condición de similitud en la resonancia es proporcional a la velocidad de rotación de la máquina :

Fenómenos de Resonancia en
la P.H. Anzostura
Reporte Final

$$\frac{N_m}{N_P} = \frac{\mu_P}{\mu_m} = \frac{1}{\tau} \quad \dots(18)$$

d) Las fluctuaciones de presión y la pérdida de carga :

$$\frac{\Delta H_m}{\Delta H_P} = \frac{H_m}{H_P} = \frac{H_{1m}}{H_{1P}} \quad \dots(19)$$

e) Frecuencia de las fluctuaciones de presión y la velocidad de rotación de la máquina (número de Strouhal) :

$$\frac{N_m}{f_m} = \frac{N_P}{f_P} \quad \dots(20)$$

f) Finalmente el parámetro de cavitación :

$$\sigma_m = \sigma_P \quad \dots(21)$$

Al combinar las ecuaciones (25) a (32) permite obtener las condiciones requeridas para satisfacer la similitud dinámica :

$$\frac{L_m}{L_P} = \lambda \left(\frac{\alpha_m}{\alpha_P} \right) \left(\frac{H_P}{H_m} \right)^{\frac{1}{2}} \quad \dots(22)$$

Fenómenos de Resonancia en
la P.H. Angostura
Reporte Final

$$\frac{A_m}{A_P} = \lambda^2 \frac{\omega_m}{\omega_P} \left(\frac{H_P}{H_m} \right)^{\frac{1}{2}} \quad \dots (23)$$

En donde,

$$\lambda = \frac{D_m}{D_P} \quad \dots (24)$$

Es el factor de escala entre modelo y prototipo.

Fenómenos de Resonancia en
la P.H. Angostura
Reporte Final

En estas dos últimas ecuaciones, ω_1 y ω_2 son cantidades prácticamente fijas en las que es casi imposible alterarlas sustancialmente en su valor, además, numéricamente difieren en una magnitud pequeña. Por tanto, si se deseara modelar físicamente la central hidroeléctrica, debería de emplearse una carga igual o muy cercana a la del prototipo. Evidentemente, esta condición es prácticamente imposible de satisfacer.

Sin embargo, esta condición de similitud es factible de ser modelada numéricamente mediante el empleo de la computadora digital. A fin de analizar los resultados del modelo, primero se escala a dimensiones del prototipo pero con un sistema que es dinámicamente homólogo al modelo físico a escala reducida. Esto es, se aplica el factor de escala pero manteniendo una tubería de presión cuya longitud es dinámicamente semejante a la del modelo físico.

De esta forma, es posible encontrar iterativamente el valor de los coeficientes A_i de la ecuación (10) que representa al excitador dipolo, y también los valores de el coeficiente k de transmisibilidad por cavitación y el valor de la impedancia (inertancia) de la turbina.

Una vez conocidos los parámetros del excitador dipolo, la elasticidad de la región cavitante o transmisibilidad de cavitación y la inertancia interna de la turbina es factible modelar el sistema hidroeléctrico prototipo con su tubería de presión, pozos de oscilación, válvulas y su sistema eléctrico generador línea de transmisión con el fin de investigar las características de atenuación o amplificación que el sistema original tiene en relación al modelo. Una vez evaluadas las condiciones originales del diseño, o bien, de la central ya existente con problemas de resonancia se puede proceder a investigar las contramedidas que lleven a atenuar el estado de resonancia.

8. Consideraciones Adicionales de Similitud.

Las condiciones de similitud expuestas en el capítulo precedente, se basan en que la única diferencia entre la dinámica del modelo físico a escala reducida y el prototipo es la frecuencia propia de vibración de los conductos hidráulicos. Sin embargo, no es este el único factor que impone problemas en el escalamiento de modelo a prototipo.

Durante los análisis de los resultados de modelo y prototipo de la Central Hidroeléctrica Angostura, se encontró que el sistema prototipo entraba en resonancia (a máxima altura estática) en una frecuencia que no era la propia de vibración del conducto forzado ni existía una aparente correlación con el espectro obtenido en el modelo que además correspondía más bien a oscilaciones del tipo I. Sin embargo, en los espectros del modelo existía una región en la cual la amplitud de la vibración aumentaba y cuya única explicación es la influencia de la elasticidad en el tubo de desfoque debido a la cavitación existente. Por otra parte, la frecuencia a la que vibraba el prototipo podría también originarse a un estado de resonancia en el tubo de desfoque.

Por tanto, era necesario obtener un criterio de similitud entre la transmisibilidad cavitante del modelo y el del prototipo. Con este fin se define el parámetro adimensional para transmisibilidad cavitante k^* :

$$k^* = \frac{k \cdot H}{D^3} \quad \dots (25)$$

A pesar de que este parámetro es adimensional y toma en cuenta la variación de la carga neta entre modelo y prototipo así como las dimensiones entre ambas máquinas, no necesariamente corresponde a grupos de máquinas similares aún al comparar la misma condición de similitud hidráulica (Q_{11} , K_{u1} , θ). Una razón de esto es la influencia de las fuerzas gravitacionales, la cual arroja valores falsos para k y para la distribución de presión no homogénea en el tubo de desfoque.

Fenómenos de Resonancia en
la P.H. Angostura
Reporte Final

Podría pensarse en emplear la ley de similitud de Froude que teóricamente daría valores correctos para k . Sin embargo, en la práctica este procedimiento no puede adoptarse debido a que el contenido de aire en el agua tiende a incrementar la presión en la región cavitante. Además, la disminución de la carga estática hace más difícil la interpretación de los resultados.

Por otra parte, es evidente la importancia de la relación entre el valor de la impedancia del tubo de desfoque y el valor de la transmisibilidad cavitante. Esto es, el contenido de cavitación y de aire disuelto en el líquido depende de la presión absoluta en el tubo de desfoque. Las pruebas de modelo y prototipo, en general, se verifican con presiones absolutas diferentes en esta región; además, el contenido de aire vapor en la zona cavitante, esto es, la relación entre su volumen al volumen del tubo de desfoque son diferentes en las dos máquinas analizadas.

Estos conceptos, junto con el de la influencia de la gravedad, pueden ser expresados mediante una relación similar a la constante de tiempo de arranque de un conducto:

$$T_{wd} = \frac{Q \cdot l_d}{gH_d A_d} \quad [\text{seg}] \quad \dots(26)$$

En los términos de datos experimentales analizados para la central de Angostura, se encontró que la siguiente relación es válida como condición de similitud entre la transmisibilidad de cavitación de modelo y prototipo a su característica de inercia y gravedad expresados por T_{wd} .

$$\frac{k_m^*}{\sqrt{T_{wdm}}} = \frac{k_P^*}{\sqrt{T_{wdP}}} \quad \dots(27)$$

14. Correlación de dos estados severos de vibración

A continuación se ilustrará mediante dos ejemplos los resultados obtenidos mediante el programa de simulación <<OSCILA>> que ha sido descrito aquí y datos experimentales de modelo y prototipo.

14.1 Condición de Resonancia 6431

Esta condición ha sido seleccionada para ilustrar los alcances del programa debido a la gran dificultad de interpretación y de simulación que ella originó.

Durante la campaña de pruebas en el prototipo de la unidad No 3, se manifestaron las oscilaciones de presión más severas desde que la central entró en servicio. Las oscilaciones en espiral y tubo de desfogue alcanzaron la magnitud de 60.0 m.c.a. pico a pico. Los oscilogramas obtenidos muestran claramente un fenómeno de separación de columna líquida en el tubo de desfogue. La oscilación en la tubería de presión y en el tubo de desfogue están en fase, síntoma inequívoco de franco estado de resonancia.

Como ya se mencionó, en el capítulo precedente, la frecuencia de oscilación no correspondía a la calculada y medida de 2.2 Hz sino que el sistema vibraba a 1.84 Hz. Se pensó en un acoplamiento no lineal entre la torcha que se esperaba tendría una frecuencia de 0.3 Hz, y la frecuencia del rodete (2.14 Hz.). Este modo de pensar llevó a C.F.E. a investigar posibles imperfecciones en la construcción del rodete y que fueran los responsables de una posible excitación a 2.14 Hz. No se encontró nada anormal en la construcción.

Sin embargo, las dificultades reales de interpretación surgieron cuando se verificaron unos meses después las pruebas en modelo reducido en las instalaciones del fabricante. Se encontró que para esta condición no existía una "torcha" sino una oscilación del tipo I con un espectro muy amplio de gran energía pero que carecía completamente de un claro excitador con una frecuencia cercana a donde se sabía existía un fuerte estado de resonancia !

Durante cerca de un año el IIE y el fabricante de la turbina

Fenómenos de Resonancia en
la P.H. Angostura
Reporte Final

intercambiaron información sobre los adelantos en la interpretación de este fenómeno. En mayo de 1983 se formuló matemáticamente la hipótesis del retraso en el tiempo de las transmisiones de las ondas de presión del tubo de desfogue a la espiral. Esta misma hipótesis fue años atrás la responsable de la implementación del asincronismo del anillo distribuidor que no resultó.

Al ensayar en la computadora la hipótesis del retraso en el tiempo, se logró simular el fenómeno que se desencadena con gran energía y que se acompaña de separación de columna líquida y fuertes oscilaciones de presión. Desafortunadamente, la magnitud de los picos en el programa de simulación es exagerada debido a la dificultad que existe hasta la fecha de simular adecuadamente el fenómeno de separación de columna líquida tomando en cuenta el desprendimiento de aire y la celeridad de onda variable que existe físicamente pero que aún no es posible simularse adecuadamente.

Sin embargo, si el retraso en el tiempo no coincide con la frecuencia natural de vibración en el tubo de desfogue, es posible simular un fenómeno también muy violento y que oscila a la misma frecuencia que el fenómeno real; esta simulación ilustra este ejemplo.

Después de estas simulaciones se pudo concluir que es la transmisibilidad de cavitación la responsable de la frecuencia de 1.84 Hz, ya que altera el valor de la frecuencia propia del tubo de desfogue.

Las figura 14.1 muestra el estado de vibración de la máquina prototipo.

Las figuras 14.2 y 14.3 muestran el estado de vibración del modelo a escala reducida.

Las figuras 14.4 a 14.7 muestran las simulaciones de computadora correspondientes.

Fenómenos de Resonancia en
la P.H. Angostura
Reporte Final:

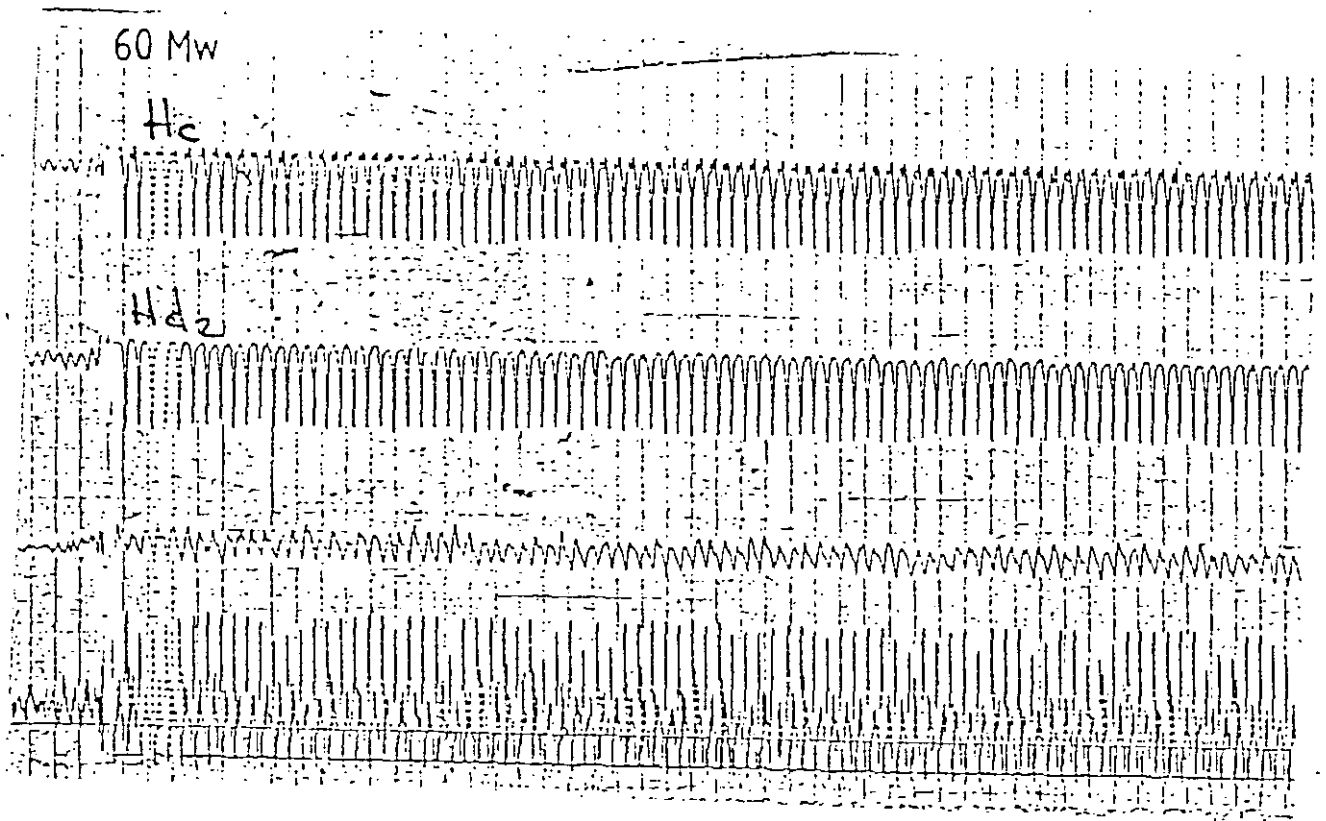


fig. 14.1 Oscilograma de vibración prototipo 6431.

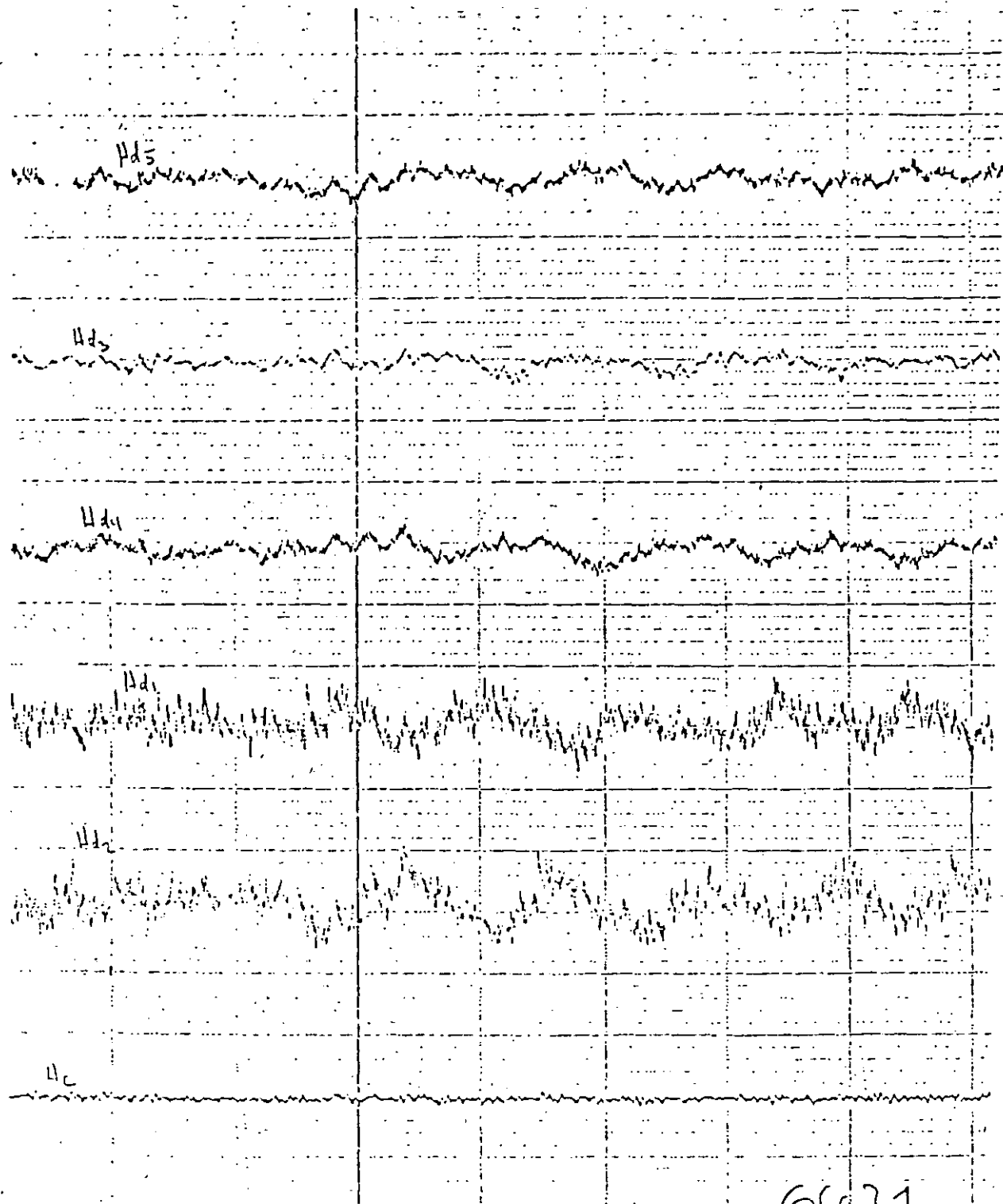


fig. 14.2 Oscilograma del modelo 6431

6671

Fenómenos de Resonancia en
la P.H. Andostura
Reporte Final

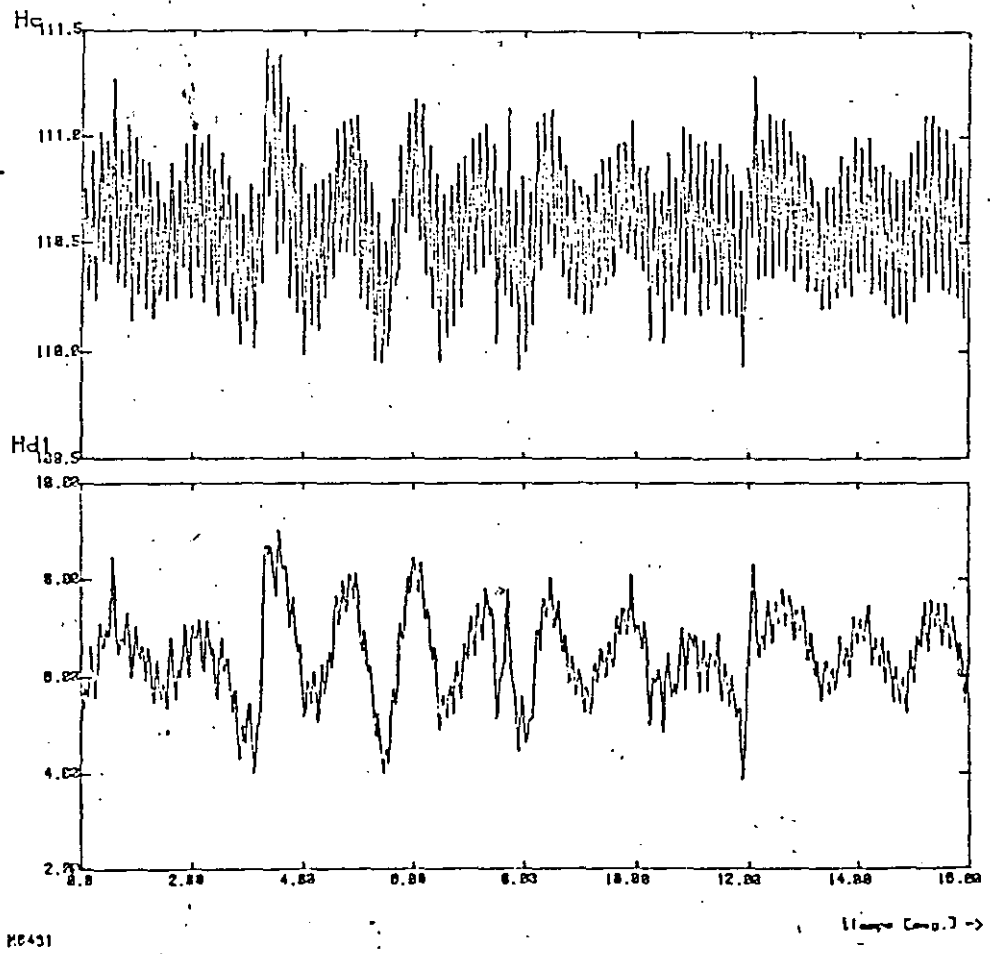


fig. 14.4 Oscilograma simulado del modelo 6431

Fenómenos de Resonancia en
la P.H. Ansoyura
Reporte Final

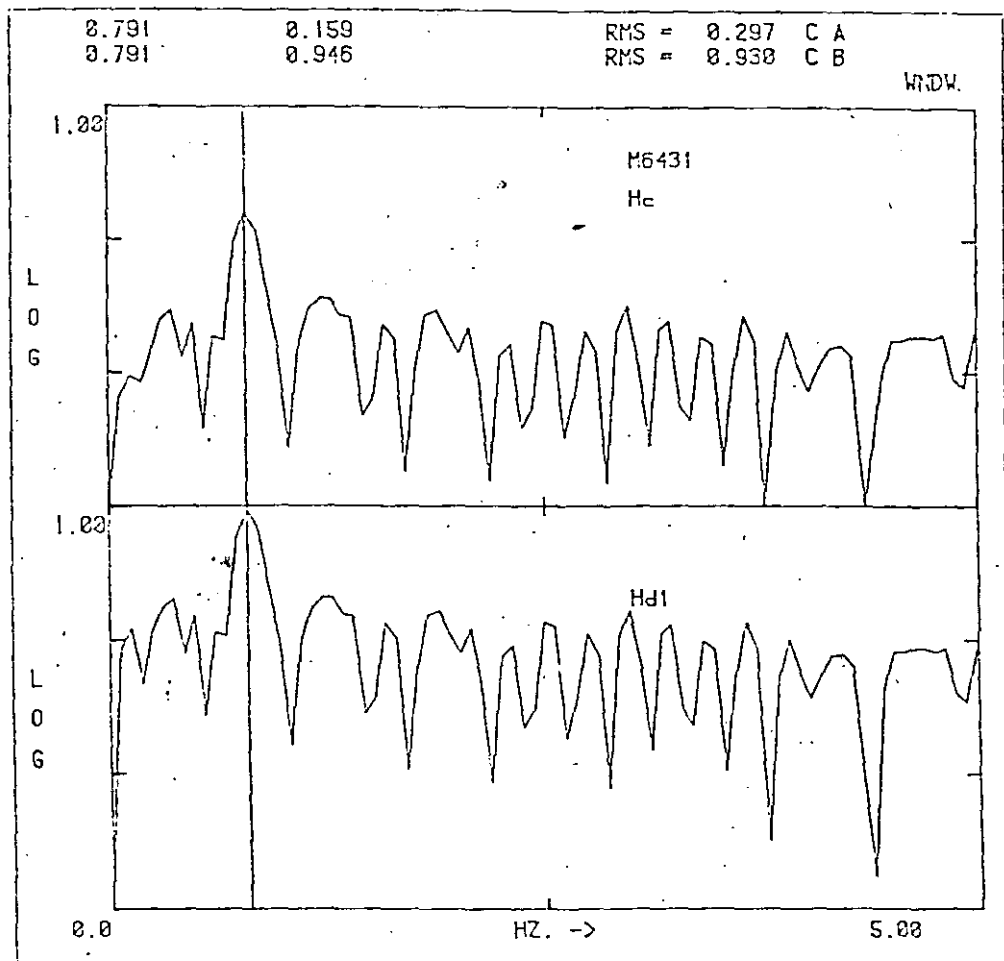
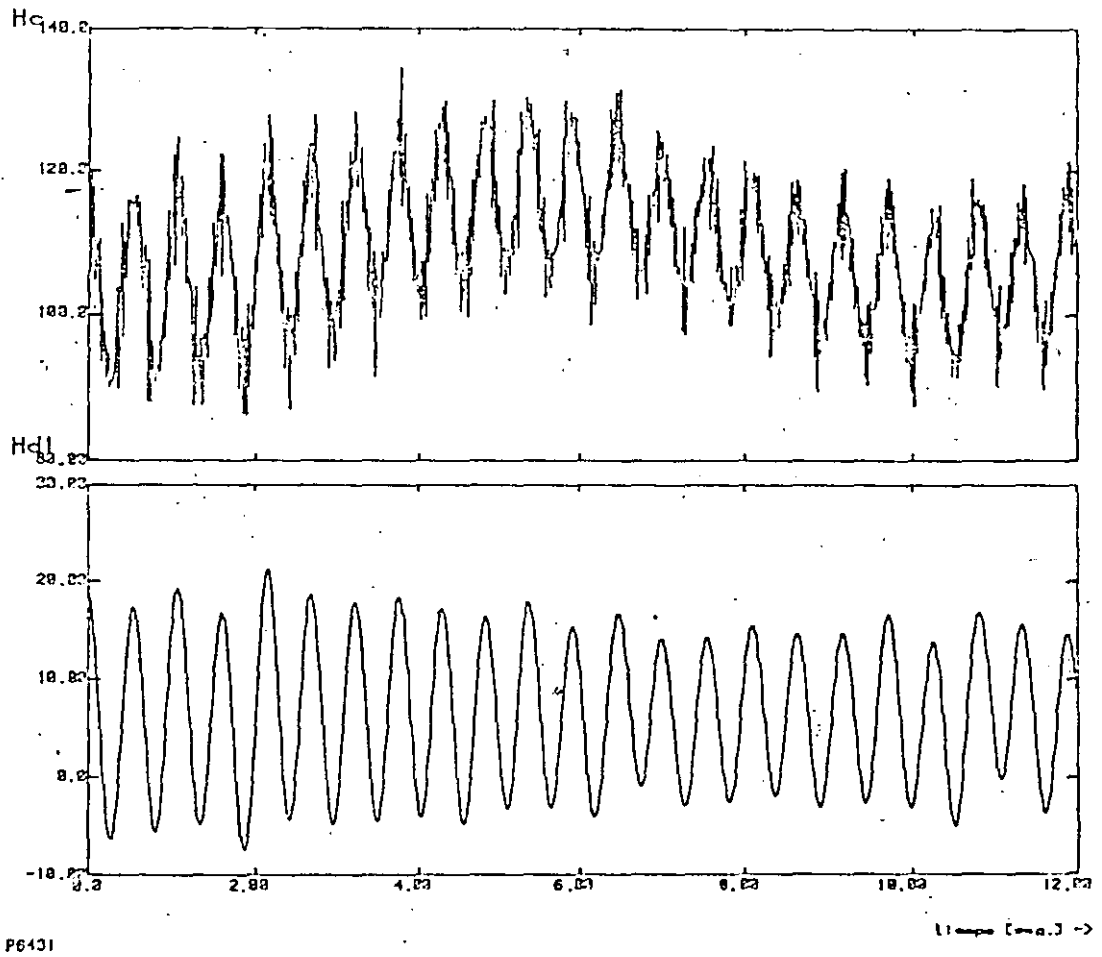


fig. 14.5 Espectro simulado del modelo 6431

Fenómenos de Resonancia en
la P.H. Angostura
Reporte Final



P6431

fig. 14.6 Oscilograma simulado prototipo 6431

Fenómenos de Resonancia en
la P.H. Angostura
Reporte Final

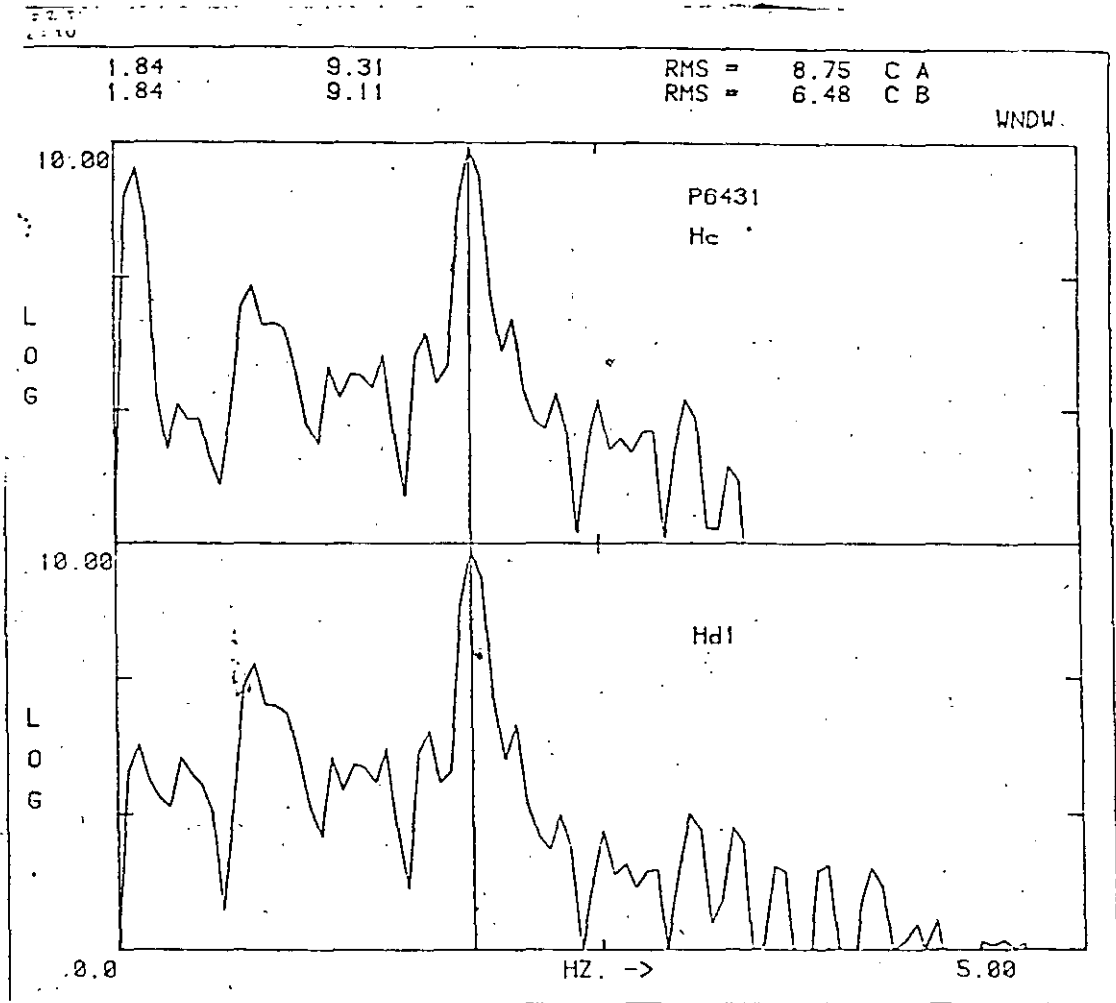


fig. 14.7 Espectro simulado Prototipo 6431

14.2 Condición de 4631

Otro ejemplo interesante de oscilaciones se presentó durante las mediciones en Julio de 1979 esta vez con una carga neta menor que la de diseño ($H_e = 77.3$ m.c.a.)

Las características de la oscilación encontrada son :

- Aparecen los trenes de picos superpuestos a una oscilación de baja frecuencia. La amplitud alcanza 15 m.c.a. que en su momento, se pensó era muy severa.
- No existe ningún antecedente en la literatura sobre este fenómeno.
- Los trenes de picos tienen aproximadamente la misma frecuencia que la de resonancia (o del rodete ?) de la tubería de presión.

Este ejemplo resulta interesante porque muestra claramente la enorme influencia que tiene la dinámica de la tubería de presión en su interacción con un fenómeno de excitación forzada.

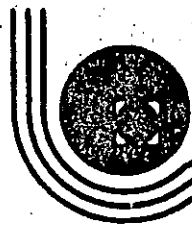
En forma análoga al ejemplo precedente, primero se muestra el oscilograma del prototipo, después del modelo físico y finalmente las simulaciones correspondientes.

Como puede apreciarse, el modelo muestra el típico estado que se encuentra en la oscilación del tipo II. En las observaciones visuales en el tubo de desfoque se pudo apreciar claramente la torcha con su movimiento de precesión y su típica forma de tirabuzón.

El espectro claramente muestra que el fenómeno está claramente dominado por una oscilación a baja frecuencia (0.426 Hz).

Sin embargo, en el prototipo nos encontramos con otro estado de vibración en el que existe por lo menos otras dos frecuencias además de la baja encontrada en el modelo que dominan y amplifican el fenómeno vibratorio existente.

Como lo demuestra el programa de simulación que reproduce satisfactoriamente los fenómenos encontrados, la modificación del estado de vibración aparece por una interacción entre la dinámica de la torcha (cavitación y fuente dipolo) y la tubería de presión.



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

PROYECTO DE PLANTAS HIDROELECTRICAS

**P.H. HUITES
SOLUCION CON CORTINA DE GRAVEDAD
ANTEPROYECTO**

OCTUBRE, 1984

la segunda mitad de 1988.

1.4 Conclusiones

Al estado actual de los estudios, el esquema propuesto para el aprovechamiento de usos múltiples de Huites se confirma como una solución factible y atractiva para la utilización de los recursos hidráulicos de la cuenca del río Fuerte. El proyecto está constituido esencialmente por una cortina de gravedad maciza en concreto de 155 m de altura máxima y sus obras anexas para riego y producción de energía. Se formará un embalse de regulación anual de 2910 millones de m³ de capacidad total.

El proyecto permite, en combinación con las presas existentes de Miguel Hidalgo y Josefa Ortiz de Domínguez, satisfacer las demandas de agua para riego de 46 400 hectáreas nuevas, y además, con una potencia total instalada de 525 MW, generar 888 GWh por año.

De acuerdo a las metodologías de evaluación económica aceptadas actualmente por las instituciones nacionales e internacionales, y sin contar con los beneficios adicionales de carácter general aportados por la construcción del aprovechamiento, la tasa global de igualación de beneficios y costos es de 13.6%.

El proyecto presenta por lo tanto las características favorables de factibilidad técnica y económica para la explotación de los recursos renovables del país.

El cronograma de ejecución tiene que respetar distintos patrones: el manejo del río y la construcción de la cortina, en sus aspectos de desvío, producciones de concreto, tiempo de llenado; el proyecto, construcción y montaje del equipo permanente.

Durante la construcción, la ruta crítica puede pasar de un patrón a otro según las condiciones meteorológicas y los imprevistos técnicos, para lo cual se debe mantener bajo control la compatibilidad temporal de las distintas acciones.

El plazo de construcción de 5 años permite la puesta en operación de la planta en la segunda mitad de 1988, en la hipótesis de iniciar los trabajos del desvío a la mitad de 1983.

Los problemas de enfoque básico se consideran resueltos. Quedan para efectuarse los estudios e investigaciones siguientes:

- Continuación de las investigaciones de campo y laboratorio, orientadas particularmente a la topografía, mecánica de rocas y materiales de construcción.
- Estudios y análisis sobre modelos hidráulicos y matemáticos; profundización del estudio de la función de la planta en la red interconectada.
- Proyectos de licitación para la construcción de las obras y el suministro del equipo, que pueden ajustarse, para ganar tiempo, a las diferentes etapas del cronograma de construcción.

2.1 Preámbulo

A partir de la década de 1960 se han venido desarrollando, en distintas épocas, estudios a varios niveles de profundización por parte de S.A.R.H. y de C.F.E. con el objetivo de establecer los rasgos y las características del proyecto Huites, para el aprovechamiento de usos múltiples de los recursos hidráulicos del río Fuerte.

La cuenca del río Fuerte representa uno de los escurrimientos más importantes del Noroeste de México, pudiéndose aprovechar sus aguas tanto para generación hidroeléctrica, cuanto para fines de riego; además, la construcción de obras hidráulicas sobre el río permite controlar las avenidas y evitar la inundación de valiosas tierras de cultivo.

Estos objetivos ya han sido parcialmente alcanzados con la construcción de la presa Miguel Hidalgo y de las derivadoras Sufragio y Cahinahua, sobre el mismo río Fuerte, y de la presa Josefa Ortiz de Domínguez sobre uno de sus tributarios, el río Alamos.

Se trata ahora, aprovechando de las favorables características morfológicas de la boquilla de Huites, de desarrollar más el aprovechamiento de las aguas del río,

para fines de generación hidroléctrica, de aumento de las tierras regadas y de mejor control de las avenidas.

2.2 Estudios Anteriores

La primera contribución de EIM al estudio del proyecto de Huites ha sido el "Informe de proyecto-borrador", preparado en mayo de 1980 sobre la base del estudio de Factibilidad preparado por C.F.E. y de la documentación disponible en ese tiempo.

Los resultados de este estudio, elaborado a partir de algunas opciones básicas (cortina de materiales graduados, NAMO a la cota 286) indicadas por C.F.E., han sido:

- Confirmación de la factibilidad técnica del proyecto
- Evaluación del costo
- Apreciación de los principales problemas técnicos a estudiarse en detalle en las etapas posteriores del estudio

En el informe de mayo de 1980, se han indicado costos de obras bastante altos, particularmente para el vertedor. Se ha tratado entonces, en el informe de junio de 1981, de optimizar el diseño de las estructuras, particularmente el vertedor, llegando, para los mismos precios unitarios, a cierta reducción del presupuesto total.

2.3 Objetivos del Informe

En mayo de 1981, la Comisión Federal de Electricidad encargó a E.I.M. de estudiar para el proyecto Huites una alternativa con cortina en concreto.

Las razones para estudiar este tipo de alternativa se deben, además de la lógica tentativa de encontrar soluciones más económicas del proyecto, a recientes modificaciones y perturbaciones en el mercado de la construcción civil, que hacen prever encarecimientos y dificultades no controlables en la construcción de grandes cortinas de materiales graduados.

El estudio de alternativas de este tipo implica evidentemente un reexamen global del proyecto, para aprovechar la posibilidad de incorporar en la cortina la mayor parte posible de las otras obras.

Además, en el curso del estudio se ha visto la oportunidad de un nuevo estudio de optimización del nivel máximo normal de operación del embalse, no pudiéndose considerar más valederos los resultados de estudios anteriores, elaborados a partir de un tipo de obras completamente diferentes.

Objetivos de este informe, que engloba las conclusiones del estudio preliminar de junio de 1981, son entonces:

- Presentar la solución con cortina en concreto que se considera más atractiva y factible, justificando su selección.
- Evaluar el costo del proyecto y su conveniencia económica.
- Delinear un posible programa de construcción e indicar las acciones necesarias para implementar el estudio.

El área pertenece a las estribaciones de la Sierra Madre Occidental, la región es semi-montañosa, caracterizada por innumerables derrames lávicos de diferentes composiciones, que determinan las varias exposiciones topográficas, erosionándose los basaltos en mesas y los derrames ácidos en formas escarpadas.

Los fenómenos de erosión e intemperismo se manifiestan en toda su plenitud en las partes más elevadas, que superan los 3000 m, presentándose profundos barrancos y cañadas por donde se deslizan los ríos más caudalosos de origen pluvio-nivoso.

3.2 Morfología de la Boquilla

El sitio de la boquilla Huites, donde el río Fuerte, al nivel aproximado de 150 m s.n.m., fluye en dirección Suroeste, está localizado en las últimas estribaciones de la Sierra Madre Occidental, y representa prácticamente la última posibilidad de construir cortinas de gran altura antes de la gran planicie del Norte.

El estrechamiento topográfico de la boquilla tiene pendientes relativamente suaves en la parte baja, y acantilados en la parte alta. El ancho de la boquilla, al nivel del río, es de unos 100 m; el río fluye relativamente encañonado por un tramo de unos 400 m de longitud; arriba y abajo de este tramo el río se ensancha substancialmente, el material de acarreo se deposita en grandes playas y la morfología pierde por completo las características favorables para la construcción de obras de cierre.

3.3 Accesos

El sitio del Proyecto Huites se encuentra a 15 Km aguas arriba de la confluencia del río Choix con el río Fuerte, en el municipio de Choix, Sinaloa.

Por tierra el acceso más cómodo es desde los Mochis, donde pasa la carretera federal 15, hasta el municipio de Choix por la carretera estatal 23, y de Choix hasta la margen izquierda de la boquilla por un camino de unos 20 Km de longitud. Hay también que mencionar el ferrocarril Chihuahua-Pacífico, que pasa a 4 Km aproximadamente de la zona del estudio (estación de Agua Caliente).

En su recorrido hacia Chihuahua, este ferrocarril llega a cruzar el embalse Huites en dos puntos (Puente Chinipas y Puente La Cascada); sin embargo, con el NAMO y el NAME propuestos, las aguas del embalse no llegan a afectar las vigas de estas dos obras, debiéndose tan solo estudiar la estabilidad de las pilas y estribos.

El aeropuerto más importante de la región es el de Culiacán; otro aeropuerto existe en los Mochis; en la zona del proyecto existen varios campos de aterrizaje, el más importante en Choix, otro en Agua Caliente y otras pistas menores en los alrededores.

4 HIDROLOGIA

4.1 Datos Hidrológicos y Meteorológicos

En el área de proyecto Huites se poseen registros de varias estaciones hidrométricas y meteorológicas, y precisamente:

- 31 estaciones climatológicas.
- 25 estaciones hidrométricas, las cuales están tabuladas (ver cuadro 4.1) a partir del nacimiento del río hacia la desembocadura, con los datos de la dependencia que las opera, el período de observación, las coordenadas de localización y el río sobre el cual se encuentran. La estación más importante para el proyecto es la de Huites, operada por S.A.R.H.

De acuerdo a los registros disponibles se cuenta con dos períodos bien definidos: época de verano, que comprende los meses de mayo a octubre, que presenta características estables, es decir, escurrimientos con variación poco significativa, con algunas avenidas provocadas por precipitaciones o efectos de ciclón; época de invierno, que comprende los meses de noviembre a febrero, en los cuales los escurrimientos son muy variados. Las variaciones se deben a la ocurrencia de deshielos asociados a las

propias precipitaciones (equipatas) en la zona alta de la cuenca, los cuales son erráticos en tiempo, magnitud e intensidad. Por fin, los meses de marzo a mayo representan el único período bien definido de aguas bajas.

Las elaboraciones hidrológicas preparadas por C.F.E. en base a los datos de las estaciones arriba mencionadas son presentadas en los párrafos siguientes; a continuación, se resumen los datos hidrológicos principales del aprovechamiento.

- Area de la cuenca, hasta la boquilla de Huites:
26 020 Km²
- Escurrimiento promedio anual: 3 788 millones de m³, correspondientes a un gasto medio de 120 m³/s
- Volumen del embalse a la cota 270: 2908 millones de m³
- Azolve: estimado en 10 millones de m³ por año.

Los datos más significativos de meteorología en la estación de Huites (boletines S.A.R.H.) son:

	PROMEDIO	MAXIMO	MINIMO
Lluvia (mm por año)	785	1250	550
Evaporación (mm por año)	2430	2740	2120
Temperatura (°C)	25	46	3

4.2 Gastos

Para el proyecto Huites se opera la estación hidrométrica del mismo nombre, localizada en la boquilla, con un período de observación de 39 años; se tomaron los datos en cuanto a escurrimientos mensuales, gastos máximos, hidrogramas de avenidas, para todos los análisis hidrológicos necesarios.

CUADRO 4.1

ESTACIONES HIDROMETRICAS EN LA CUENCA DEL RIO FUERTE

Núm	Nombre	Dependencia	Período	Coordenadas	Río
1	Siquirichic	C.F.E.	Suspendida/55	107° 13' - 27° 17'	Urique
2	Alamos	C.F.E.	Suspendida	107° 44' - 27° 41'	Oteros o Chinipas
3	Umira	C.F.E.	Susp./N/55	107° 30' - 27° 22'	Urique
4	Chinatu	C.F.E.	Susp./A/53/My/55	106° 46' - 26° 14'	Chinatu
5	Guerachic	C.F.E.	Susp.My/66	107° 15' - 26° 37'	Río Fuerte
6	Urique II	S.A.R.H.	N/67 - D/78	107° 50' - 27° 18'	Urique
7	Batopilas	S.A.R.H.	Ag/52 - D *	107° 44' - 27° 01'	Batopilas
8	El Realito	C.F.E.	Susp./54	107° 32' - 26° 44'	Verde o San Miguel
9	La Veranera	C.F.E.	Susp. D/65	107° 53' - 27° 14'	Urique
10	Urique - Pueblo	S.A.R.H.	E/55-D/73 (s)	107° 54' - 27° 13'	Urique
11	San Ignacio I-II	S.A.R.H.	E/67 - D/78	107° 52' - 26° 52'	Verde. (Fuerte)
12	San Francisco	S.A.R.H.	N/41 - D/70 (s)	108° 07' - 26° 54'	Fuerte
13	Chinipas	C.F.E.	N/65 - D/78	108° 32' - 27° 25'	Oteros
14	Palo Dulce	S.A.R.H.	N/57 - D/78	108° 24' - 27° 00'	Chinipas
15	La Guasa	S.A.R.H.	N/55 - F/56 (s)	108° 22' - 26° 59'	Chinipas
16	Huites	S.A.R.H.	S/41 - D/80	108° 21' - 26° 54'	Fuerte (<u>Boquilla</u>)
17	Choix	S.A.R.H.	Mz/55 - D/78	108° 19' - 26° 44'	Choix
18	Agua Caliente	S.A.R.H.	J1/60 - D *	108° 25' - 26° 48'	Fuerte
19	El Mahomé	S.A.R.H.	D/66 - D/78	108° 35' - 26° 30'	Fuerte
20	Las Cañas	S.A.R.H.	J/48 - D/78	108° 35' - 26° 28'	Fuerte
21	Bamicori	S.A.R.H.	E/51 - D/78	108° 30' - 26° 22'	Arroyo Baroten
22	Cazanate	S.A.R.H.	S/67 - D/78	108° 45' - 26° 36'	Arroyo Alamos
23	Alamos	S.A.R.H.	Ag/48 - Ag/ (s)	108° 44' - 26° 23'	Oteros o Chinipas
24	Látina	S.A.R.H.	Ag/59 - D/78	108° 37' - 26° 12'	Sivajahui
25	San Blas	S.A.R.H.	J1/41 - F/50 (s)	108° 45' - 26° 06'	Fuerte

(*) No se calcula (sólo se hace lectura de escala)

(s) Suspendida

La curva elevaciones-gastos, obtenida sobre la base de las lecturas diarias de la estación hidrométrica y de mediciones periódicas de gasto, se muestra en el cuadro 4.2.

En el cuadro 4.3 se muestran los escurrimientos mensuales registrados en la estación hidrométrica Huites. Estos datos de escurrimientos han sido utilizados en la simulación del funcionamiento del vaso y de su llenado inicial.

4.3 Estudio de Crecientes

Se analizaron las avenidas máximas ocurridas en el sitio del proyecto desde 1942.

En el cuadro 4.4 se muestran los gastos máximos instantáneos anuales desde 1942 a 1977 (36 años).

El estudio de las avenidas tiene que considerar los picos y los volúmenes.

En efecto, se tienen dos distintas épocas de avenidas:

a. Epoca de Invierno Son las avenidas que ocurren en los meses de diciembre, enero y febrero, provocadas por las lluvias invernales conocidas como "equipatas". El deshielo en la parte alta de la cuenca se suma a la precipitación teniéndose avenidas de picos y volúmenes altos.

b. Epoca de Verano Son las avenidas que ocurren en los meses de julio, agosto, septiembre y octubre, provocadas por lluvias meteorológicas o efectos de ciclón sobre la cuenca.

Para establecer las avenidas para dimensionar el desvío y el vertedor, se ha utilizado la función de distribución de Gumbel, tanto para los picos como para los volúmenes. El método se ha desarrollado en diferen

CUADRO 4.2 CURVA GASTOS - ELEVACIONES EN LA BOQUILLA

GASTOS (m ³ /s)	ELEVACIONES (m s.n.m.)
0	148.00 (fondo cauce)
100	149.80
200	150.30
500	151.50
1000	152.80
3000	155.50
5000	156.80
10000	158.40 (estimadas)
20000	159.20 (estimadas)

CUADRO 4.3

ESCURRIMIENTOS MENSUALES REGISTRADOS (MILLONES m ³)													
AÑO	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Ago.	Sept.	Oct.	Nov.	Dic.	Annual
1942	64.8	82.1	85.8	26.4	16.4	20.5	300.6	1481.1	821.7	413.6	165.0	110.8	3588.8
1943	68.2	34.8	23.5	14.9	13.3	102.8	500.5	880.6	1066.7	761.2	83.4	1859.1	5409.0
1944	320.3	917.4	618.3	77.0	37.2	51.0	290.7	561.2	652.6	55.2	98.0	327.3	4006.2
1945	145.1	41.8	24.7	14.9	9.1	5.3	875.3	1057.3	186.7	295.5	36.9	26.3	2718.9
1946	49.5	25.2	19.0	14.3	8.9	73.0	380.3	556.3	591.9	181.9	31.2	29.1	1961.2
1947	174.1	35.1	129.0	20.6	21.6	96.4	474.3	1509.7	669.2	68.4	74.1	247.7	3070.2
1948	47.7	355.9	73.1	25.7	15.7	121.6	437.0	722.4	191.1	135.8	44.5	128.2	2298.7
1949	4733.7	354.0	87.6	49.0	26.6	56.6	1011.4	943.0	934.4	358.5	66.9	200.5	8822.2
1950	751.1	229.7	53.1	26.3	18.5	124.1	1153.4	478.6	357.3	137.7	33.9	27.9	3391.6
1951	43.3	29.3	24.1	17.5	11.5	18.7	327.7	528.3	173.2	33.5	28.3	168.1	1403.5
1952	45.7	21.7	113.6	21.2	12.2	121.2	1045.6	758.3	132.0	37.9	68.8	138.5	2516.7
1953	66.2	22.8	31.0	13.5	8.7	19.8	642.8	861.0	401.9	42.1	32.6	25.9	2168.3
1954	152.4	33.0	19.8	13.8	10.3	71.2	562.2	1239.6	517.6	372.0	42.6	29.1	3063.6
1955	1027.3	75.2	43.1	17.6	11.6	13.8	400.9	1771.7	558.5	361.9	56.7	49.0	4387.3
1956	80.4	53.1	35.4	21.2	20.4	144.5	531.3	690.5	317.6	45.7	22.3	25.5	1987.9
1957	53.8	43.6	66.4	18.1	9.4	13.1	299.0	519.8	357.6	139.8	40.4	115.1	1676.1
1958	77.5	98.4	305.8	42.0	47.3	194.0	422.7	1028.9	1602.3	607.9	141.4	103.6	4671.8
1959	47.9	207.0	47.7	27.7	16.0	34.3	571.7	1806.1	351.6	407.5	72.5	464.0	4054.0
1960	3091.6	148.5	54.3	25.0	12.5	13.0	546.6	1000.9	602.2	89.4	49.2	159.4	5792.6
1961	794.6	104.1	41.8	24.3	12.2	102.5	758.9	787.6	933.9	462.5	390.9	139.1	4552.4
1962	232.4	116.6	59.6	22.8	17.1	19.3	586.6	345.5	795.6	540.7	64.5	68.3	2869.0
1963	74.6	81.1	39.2	12.8	11.8	30.1	567.0	1465.1	772.8	187.7	61.4	1006.1	4309.7
1964	87.5	46.5	45.5	26.7	29.1	73.3	475.7	1160.0	1002.6	121.3	40.5	113.6	3222.7
1965	52.0	132.8	58.8	17.9	9.4	17.8	335.0	462.8	816.0	69.3	27.6	485.3	2484.7
1966	159.1	789.3	72.2	29.8	17.7	142.9	877.5	2922.5	922.9	141.4	55.5	36.1	5666.9
1967	34.5	27.5	23.2	17.9	12.2	130.3	1010.1	1222.8	463.0	159.9	72.0	584.6	3758.0
1968	322.0	662.7	660.0	139.1	56.0	53.1	1339.2	1470.5	810.7	134.9	169.6	129.4	5947.2
1969	92.7	237.6	59.6	25.6	18.8	17.5	978.0	389.3	289.5	103.0	45.1	187.0	2443.7
1970	108.9	47.9	105.4	31.7	17.7	11.2	422.9	1225.3	908.7	203.1	53.7	44.6	3181.1
1971	28.5	19.2	18.3	10.9	8.5	150.7	767.5	1376.2	328.8	1180.5	297.5	140.2	4326.8
1972	284.7	43.9	32.3	19.9	23.5	209.8	711.7	1024.7	1304.3	604.4	739.2	201.1	5199.5
1973	576.6	1116.4	203.6	54.7	37.4	76.2	381.5	1607.7	953.7	85.1	22.4	15.4	5130.7
1974	57.7	10.6	11.5	8.8	7.7	12.0	642.4	1102.1	1449.2	438.5	771.9	179.0	4691.4
1975	121.1	198.6	35.7	29.3	11.3	28.2	737.6	1114.8	1180.7	72.6	35.6	46.9	3612.4
1976	31.3	48.7	23.9	20.9	20.4	51.4	793.7	591.3	1028.7	628.3	245.2	114.7	3592.5
1977	101.0	94.0	40.0	37.0	15.0	94.0	850.0	1010.0	636.0	166.0	44.0	26.0	3133.0
1978	33.0	55.0	81.0	23.0	12.0	24.0	393.0	1195.0	2154.0	746.0	135.0	240.0	5091.0
med.	384.7	165.9	93.8	28.2	18.0	68.7	632.6	1038.4	736.3	286.3	120.6	216.0	3788.2
GASTOS MEDIOS MENSUALES m ³ / seg.													
	143.6	68.6	35.0	10.9	6.7	26.5	236.2	387.7	284.1	106.9	46.5	80.6	120.1

CUADRO 4.4

GASTOS MAXIMOS INSTANTANEOS

RANGO	F E C H A	GASTO EN m ³ /s
1	12-Ene-1960	15,000 *
2	9-Dic-1943	14,376 *
3	15-Ene-1949	10,000 *
4	22-Feb-1973	7,960 *
5	12-Ene-1955	4,780 *
6	24-Sep-1974	3,790 °
7	24-Oct-1976	3,240 °
8	13-Ene-1950	3,229 *
9	5-Feb-1948	3,215 *
10	21-Sep-1958	3,010 °
11	12-Dic-1963	2,702 *
12	27-Feb-1944	2,580 *
13	19-Ago-1942	2,531 °
14	16-Dic-1967	2,506 *
15	19-Ago-1966	2,420 °
16	24-Nov-1972	2,225 *
17	26-Oct-1971	2,200 °
18	23-Dic-1965	1,944 *

RANGO	F E C H A	GASTO EN m ³ /s
19	3-Oct-1959	1,908 °
20	13-Ago-1970	1,620 °
21	1-Ago-1968	1,558 °
22	17-Jul-1969	1,534 °
23	30-Jul-1945	1,508 °
24	24-Ene-1961	1,499 *
25	14-Ago-1964	1,396 °
26	14-Ago-1952	1,319 °
27	5-Oct-1962	1,266 °
28	30-Ago-1946	1,165 °
29	1-Sep-1977	1,135 °
30	29-Ago-1947	1,127 °
31	5-Sep-1975	1,080 °
32	22-Jul-1953	1,025 °
33	19-Ago-1954	954 °
34	23-Ago-1956	696 °
35	14-Dic-1951	677 *
36	5-Oct-1957	593 °

(*) Avenidas de invierno

(°) Avenidas de verano

tes etapas, identificando las dos poblaciones de verano y de invierno y utilizando todos los datos de los 36 años disponibles para cada población.

Los resultados de los análisis de frecuencia para los picos, sin considerar los volúmenes asociados ni la forma de las avenidas, son los siguientes:

PERIODO DE RETORNO (AÑOS)	PICO MAXIMO INSTANTANEO m ³ /s
10	9,000
20	11,200
50	14,500
100	17,000
1,000	25,000
10,000	33,000

Se trata de picos de avenidas del período de invierno. Los picos de verano son mucho menores, del orden de 1/4 de los de invierno.

El mismo análisis de frecuencia ha sido desarrollado para los volúmenes de invierno, considerando únicamente los volúmenes asociados directamente con las avenidas sin gasto base y limitando la duración de las avenidas a 5 días; los resultados son los siguientes:

PERIODO DE RETORNO (AÑOS)	VOLUMEN (MILLONES m ³)
10	1030
20	1280
50	1600
100	1850
1,000	2650
10,000	3440

A este punto se ha decidido determinar la avenida de diseño del vertedor sobre la base principalmente del

análisis de frecuencia de volúmenes; esto se considera justificado, debido al efecto muy importante del tránsito de las avenidas, que reduce la importancia del pico máximo con relación al volumen total que entra en el vaso.

Se ha, por tanto seleccionado como volumen de la avenida máxima probable un valor de 3850 millones de m³ en cinco días, que corresponde a un período de retorno de 10 000 años, considerando también el intervalo de confianza de la distribución Gumbel.

Considerando que la curva de ascenso de los hidrogramas registrados es casi vertical, y que la curva de recesión, determinada también a partir de los hidrogramas registrados, tiene una ecuación del tipo:

$$Q = Q_0 e^{-0.0405 \Delta t}$$

se ha llegado a determinar el hidrograma de la avenida máxima probable, que tiene un pico de 30 000 m³/s; el hidrograma completo de la avenida máxima probable es mostrado en los planos anexos.

Sucesivamente SARH ha estudiado un nuevo hidrograma de la avenida máxima probable; obtenido a partir del hidrograma de la avenida registrada entre 13 y 18 de enero de 1949, amplificado para alcanzar un pico de 30 000 m³/s; la forma de este hidrograma es prácticamente igual al determinado anteriormente.

Para las avenidas con tiempo de retorno relativamente bajo (50-25-10 años), que son las que interesan para el dimensionamiento del desvío, se ha usado un criterio diferente.

considera representativa de las características hidrológicas de la cuenca de Huites, en relación a la duración del período registrado, a la presencia de dos períodos secos de 4 años cada uno (23% de la duración total); a la existencia de años de mínimo escurrimiento (37% del promedio), considerando también la confiabilidad de los registros. Dichos datos se consignan en el cuadro 4.3.

b. Evaporaciones Netas De acuerdo a los siguientes valores en mm:

E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
56	86	140	186	217	181	14	11	42	80	87	66

Obtenidos del examen de los datos meteorológicos de la cuenca.

c. Volúmenes mensuales requeridos Varían conforme al NAMO estudiado: el volumen anual es seleccionado de forma a respetar los déficits máximos admitidos por S.A.R.H.; la distribución mensual es definida de acuerdo con la demanda de generación del sistema; para el NAMO 270 seleccionado los volúmenes mensuales son los siguientes, en millones de m³ por mes:

E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
220	220	231	234	276	324	344	361	335	306	259	270

con un total anual de 3380 millones de m³.

d. NAMINE Cota 215 m s.n.m que corresponde al nivel mínimo excepcional de vaciado para el riego, y ha sido establecido en relación a la cota teórica de azolve en el embalse después de 50 años de operación.

e. NAMINO Corresponde al nivel mínimo de operación de la central; dicho nivel ha sido escogido, para cada NAMO estudiado, en coherencia con las características del equipo de generación, para lograr una operación técnicamente correcta y aceptable. Para el NAMO 270 seleccionado las características de las unidades permiten fijar el NAMINO a la cota 215, coincidente con el NAMINE.

f. Nivel de Descarga Cota 152
m s.n.m.

g. Capacidad Instalada de la Casa de Máquinas También variable conforme el NAMO estudiado; para el NAMO 270 seleccionado se ha considerado una capacidad instalada de 520 MW.

4.4.3 Metodología de las Regulaciones

Los datos de arranque han sido introducidos en el programa de cálculo de regulación, utilizando el programa de C.F.E. Los resultados de los cálculos han sido controlados para verificar su grado de aceptación, confiabilidad y los cálculos repetidos, modificando algunos parámetros cuando ha sido necesario.

El criterio de aceptación de una regulación para riego está constituido por la verificación de que los déficit de volumen de agua limiten las cosechas de un período de producción.

Los déficit máximos admitidos son:

50 % máximo en volumen para un año

5 % en volumen como promedio anual para todo

el período considerado.

saltos), como ácidas (pórfidos riolíticos).

Los materiales de acarreo son abundantes en el lecho del río y también en formaciones de terraza.

El recubrimiento detrítico tiene fuertes espesores solamente donde la escasa inclinación del terreno lo permite.

5.1.2 Estructuras y Tectónica Las

rocas más antiguas son las metavolcánicas las cuales fueron intrudidas y desplazadas por el plutón granítico, siendo luego todo el conjunto recubierto por los depósitos ignimbríticos.

El contacto granito-corneana puede presentarse como de pura intrusión, sin desplazamiento, o más bien tectónico, pues la dinámica intrusiva y los sucesivos asentamientos del conjunto intrudente-intruido han desarrollado esfuerzos y tensiones que se han realizado en contactos mecánicos, en los cuales se han producido mineralizaciones secundarias y al final arcilla de fricción.

Los contactos granito-ignimbrita y corneana-ignimbrita, al contrario, se presentan siempre bien cerrados y esto se debe a la peculiaridad de deposición de la ignimbrita, la cual llega a sellar y compenetrar todas las discontinuidades y todos los accidentes morfológicos de la paleo-topografía.

Los filones, tanto ácidos como básicos, los cuales representan el último episodio magmático, han intruido el macizo local aprovechando de las fracturas y discontinuidades preexistentes. En esta forma, muy

frecuentemente se observan filones en las vecindades de los contactos entre las diferentes unidades litológicas, tanto que la presencia de estos filones y diques de puede considerar un factor estructuralmente estabilizador.

Ninguna gran falla interesa al Sitio de Huites, pero varias fallas pequeñas y de carácter local, con escaso desplazamiento, se observan y se pueden principalmente identificar con los descritos contactos granito-corneana.

La falla principal del sitio se halla transversal al río, indicando el contacto tectónico corneana-granito, de rumbo N-S en la margen izquierda, y NNE-SSW en la margen derecha. Su buzamiento es de unos 30° al SE.

Los resultados de las investigaciones parecen excluir la presencia de una falla longitudinal que pueda haber controlado el curso del río en la boquilla.

La orientación preferencial de las juntas en el granito es al NW. En la corneana, que resulta mucho más fracturada y hasta cataclástica (pero con las juntas siempre selladas) las orientaciones preferenciales son al NNW, al N, y al NE. Hay que señalar que en esta roca muchas juntas son de orientación más bien errática.

La ingnimbrita presenta generalmente las juntas típicas de esta roca; de buzamiento subvertical y orientación en el sector Norte.

5.1.3 Geomorfología En su conjunto el sistema lito-estructural de la boquilla de Huites re

presenta un remanente erosional dentro de una amplia planicie en fase de denudación, que el río Fuerte ha cortado por la mitad, dejando laderas empinadas y cantiles verticales en su rápido proceso de erosión.

El granito exhibe su conocida tendencia a la exfoliación esferoidal y sus superficies aparacen a menudo redondeadas y alisadas. Pero existe una muy evidente anomalía en la morfología local del macizo granítico, en cuanto en la derecha un domo macizo de esta roca, de gran tamaño (más de 200 metros de ancho y altura) contrasta con los niveles bajos del mismo granito en ambos márgenes, los cuales son de suave pendiente, tanto que se hallan fácilmente recubiertos por detrito.

Esta diferencia morfológica se relaciona muy probablemente con diferencias magmáticas, con diferencias de tensiones residuales en el macizo, y por el intemperismo. Notable en el domo de granito de la margen derecha un corte vertical, paralelo al río, de más de 100 metros de altura, el cual podría relacionarse con un antiguo derrumbe a lo largo de una diaclasa.

La morfología de la roca metavolcánica (corneana) se diferencia en algo de la morfología del granito por ser una roca más frágil, más fracturada y a veces hasta cataclástica.

Totalmente diferente es la morfología de la ignimbrita, la cual no deja de evidenciar sus conocidas formas de erosión en cantiles.

Agua arriba y agua abajo de la boquilla el valle del río Fuerte se ensancha substancialmente y permite la formación de amplias playas de grava y arena.

5.2 Geología Aplicada

5.2.1 Características técnicas de las rocas

locales Se hacen algunas someras consideraciones acerca de las características técnicas de las tres unidades litológicas principales (Granito, Corneana, Ignimbrita), a los fines de la construcción.

Granito Es una roca excelente desde el punto de vista mecánico, cuando no está intemperizada. La alteración por intemperismo, que afecta fácilmente esta roca de base feldespática, con tendencia a su arcillificación, parece muy poco desarrollada en el sitio de Huites. Solamente por debajo de los espesos recubrimientos detríticos (por la presencia de una mesa freática), y en los afloramientos de menor pendiente, el proceso de meteorización es más avanzado, lo que se traduce en una parcial alteración de la roca por algunos metros desde la superficie. La misma calidad y la misma cantidad de alteración en el granito se ha obtenido en el cauce del río (barrenos), por debajo del material de acarreo.

Si se añade su bajo grado de fracturación, se puede concluir que el granito de Huites representa la mejor roca tanto para cimentación de grandes obras como para excavación de túneles y cavernas.

El detrito producido por el granito forma gravas y arenas gruesas con escasa mica y puede muy bien ser aprovechado para agregado del concreto.

Corneana Los procesos de silicificación y afines, que han afectado esta unidad de origen volcánico-sedimentario, han transformado la misma en una roca de muy buena calidad mecánica.

Debido a su origen, sin embargo, la corneana no presenta siempre características mecánicas homogéneas. Además, a pesar de ser densa y dura, no deja de ser algo frágil. A esta fragilidad se debe su alto grado de fracturación.

De todas maneras, cuando está recién excavada (procesos de meteorización no se han observado en gran escala en esta formación) se trata de una roca de excelentes propiedades, apta para cualquier tarea constructiva, solamente un poco inferior al granito.

Ignimbrita El origen de esta roca es piroclástico. Sus propiedades mecánicas son entonces siempre netamente inferiores a las propiedades de las dos rocas precedentes, ya comenzando de su densidad (peso específico aparente).

Su grado de cementación (y entonces de cohesión y compacidad) varía sustancialmente de acuerdo a varios factores genéticos. De ahí que esta roca, mientras se puede considerar excelente para excavación de túneles, no se puede considerar igualmente favorable como roca de cimentación de grandes obras.

Como material fragmentado (grava) puede ser aceptada cuando en porcentaje menor dentro de una masa formada principalmente por fragmentos de rocas más densas, pero por sí sola no se puede aceptar como agregado del concreto.

5.2.2 Aspectos constructivos de la boquilla

a. Consideraciones Generales Topográficamente la boquilla de Huites ofrece posibilidades para la instalación de una obra de cierre de cualquier tipo, solamente en un tramo de unos 400 m de longitud, que termina,

aguas abajo, en el límite del gran domo granítico de la margen derecha.

Desde el punto de vista estructural otro límite de la sección de cierre se identifica, aguas arriba, con la falla que representa el contacto tectónico granito-corneana, descrita en el párrafo 5.1.2.

En otras palabras, el eje de una obra de cierre y la mayor extensión de su huella deben estar comprendidos entre esta falla-contacto, aguas arriba, y el final del domo granítico de la derecha, aguas abajo.

Esta condición óptima, sin embargo, solo se puede conseguir en la margen derecha, mientras en la izquierda habrá que aceptar una condición de compromiso.

Seguidamente se describen las características geomorfológicas de las dos márgenes y del cauce del río en el tramo indicado.

b. Estribo Derecho El rasgo predominante se identifica con el domo de granito. La roca es maciza, fresca desde la superficie, y sin aparentes defectos estructurales. La formación granítica sigue aguas abajo por una distancia indefinida, aunque en parte recubierta por detrito (espesores estimados en unos 20 m máximo), y se interrumpe aguas arriba en el nombrado contacto con la corneana, en los niveles inferiores, y con la ignimbrita en los niveles superiores.

El domo granítico presenta sobre el río una pared vertical de unos 100 m de altura, que termina aguas arriba con una esquina bastante bien definida. El domo se apoya sobre una ladera del mismo granito, compacta y uniforme, de suave pendiente.

c. Estribo Izquierdo Morfológicamente más uniforme, este estribo se presenta litológica y estructuralmente mucho más complejo. El contacto tectónico granito-corneana, que aquí tiene un rumbo aproximado N-S, se halla diagonal al río y entonces tiene que ser aceptado en la parte más alta de la cimentación de la obra.

Arriba del contacto se trata de la corneana, la cual a su vez se mete por debajo del cantil ignimbrítico. Se tienen entonces en este estribo tres rocas y dos contactos, de los cuales el más bajo, y más importante, entre granito y corneana, es de carácter tectónico. La observación de este contacto indica presencia de arcilla de fricción espesa de algunos cms (máximo 10 cm) y planos de las dos rocas en contacto uniformes y alisados.

Se trata entonces de una discontinuidad potencialmente lubricada (en presencia de agua) que afecta substancialmente las características mecánicas del estribo.

Por el contrario, el contacto corneana-ignimbrítica, que se halla en los niveles altos del flanco, no parece presentar ninguna discontinuidad y consecuentemente ningún problema mecánico.

d. Cauce del Río En la sección considerada el ancho del río es de unos 100 m. Por lo que se ha podido deducir de los resultados de los barrenos efectuados en el cauce, la capa de material de acarreo tiene espesores menores hacia aguas abajo. Aproximadamente de 15 m de espesor en la parte de aguas arriba, la grava (grandes fragmentos rocosos no han aparecido en los testigos recuperados), llega solo a los 10 m en la parte de aguas abajo y las exploraciones geofísicas han indicado espesores aún menores en la gran playa de la izquierda, aguas abajo de la boquilla (5-6 m máximo). Por debajo del material de acarreo, los barrenos han recuperado seguidamente granito en

regulares condiciones de conservación.

La corneana que aflora en ambas márgenes del río, inmediatamente aguas arriba de la sección de cierre debe de haber sido erosionada por completo hasta descubrir el subyacente granito.

e. Permeabilidad y Sellado Granito y corneana se pueden considerar en principio, rocas impermeables. El problema del sellado de los estribos de la cortina se refiere entonces a las zonas de contacto, especialmente cuando dichos contactos son tectónicos. De todos modos, las condiciones locales a este respecto no se salen de un cuadro totalmente convencional, el que requiere pantalla de inyección de cemento cuyas características y cantidades serán definidas por las investigaciones específicas que habrá que llevar a cabo (especialmente pruebas de inyección en los agujeros de los barrenos).

El problema principal de la sección, en cuanto al sellado se refiere, se presenta en el cauce del río no para la cortina en sí, que será cimentada sobre el granito fresco del fondo, dentro del cual, además, se llevará a cabo la pantalla de inyecciones convencionales; sino para la cimentación de las dos atagufas de aguas abajo y de aguas arriba, necesarias para aislar la zona de cimentación de la cortina principal. El grado de permeabilidad del material de acarreo en el cauce del río se desconoce hasta la fecha, más posiblemente será alto como para necesitar de importantes obras de impermeabilización.

5.3 Materiales de Construcción

5.3.1 Roca Cualquier tipo litológico local, con la sola exclusión de la ignimbrita, puede ser usado tanto para cortinas de materiales graduados y de en

rocamiento como para agregados para concreto. El trabajo de cantera para el granito como para la corneana será equivalente, quizás algo más sencillo en la corneana, siempre debido a su mayor diaclasamiento y fragilidad. Grandes cantidades de granito y de corneana serán producidas por las excavaciones necesarias en el sitio.

Hay que añadir que a unos pocos Kms. de distancia de la boquilla existen afloramientos de caliza de amplitud regional.

5.3.2 Tierras arcillosas Grandes cantidades de tierra arcillosa aprovechable en núcleos o mantos compactados ya han sido detectadas y evaluadas en yacimientos de distancia económica del sitio de Huites.

Acerca de estas tierras nada queda por añadir a lo ilustrado en los relativos informes de la residencia de geología de la C.F.E.

5.3.3 Grava - Arena Los grandes depósitos de material de acarreo existentes a lo largo del río Fuerte aguas arriba y aguas abajo del sitio de Huites pueden ofrecer material para las atagufas y también para el agregado para el concreto, naturalmente después de apropiadas operaciones de lavado y clasificación.

Será oportuno observar, como única salvedad en los análisis mineralógicos de este material, el porcentaje de cantos rodados de ignimbrita, que no debería superar un máximo del 10% del total de la masa en peso. Esta condición no debe de ser difícil de conseguir pues la ignimbrita es material más bien frágil y deleznable que en el acarreo fluvial se descompone y destruye.

5.4 Investigaciones

Las investigaciones de campo que se están llevando a cabo en la boquilla de Huites son bien planeadas, bien ejecutadas y bien interpretadas. Obviamente, para llegar al cabal conocimiento de las características lito-estructurales y geotécnicas del sitio, faltan todavía investigaciones de varios tipos, de algunas de las cuales se tratará someramente aquí.

5.4.1 Barrenos En general se sugiere que algunos de los barrenos que todavía faltan por ejecutar, sean perforados inclinados hacia el cerro con ángulos que pueden variar entre 25° y 45° . Los barrenos inclinados pueden indicar la existencia de fracturas o pequeñas fallas de buzamiento cerca de la vertical, que muy difícilmente un barreno vertical logra detectar.

Dos barrenos inclinados de unos 35° hacia el río se pueden perforar desde las orillas opuestas, sobre el eje de la sección, de longitud tal que lleguen a cruzarse en profundidad. Estos barrenos eliminarían toda duda acerca de la existencia de una falla o fractura longitudinal sobre la cual se habría instalado el río en el tramo de la boquilla.

Un barreno vertical de profundidad igual a la altura de la cortina, es decir unos 150 m, debería ser perforado en el cauce del río, sobre el eje de cierre.

Mientras en la margen izquierda se han perforado por lo menos 13 barrenos, en la margen derecha solo se ha perforado un barreno y en zona de interés secundario. Habrá entonces que comenzar a perforar en esta margen derecha donde, entre otros, se considera importante un barreno

que perfore todo el domo granítico comenzando en su parte alta, en cota aproximada 350 m s.n.m.

Se recomienda preparar todos los perfiles de los barrenos ejecutados, tratando de ilustrar los resultados obtenidos, inclusive las pruebas de agua en presión, el comportamiento del agua de circulación, el estado de conservación de la roca y demás datos.

Sería interesante, además, conocer el grado de inyectabilidad de las rocas locales, especialmente en sus partes tectónicamente perturbadas (contactos, fallas, fracturas), por lo cual se proponen pruebas de inyección de lechada de cemento en los barrenos principales todavía por perforarse.

Otra recomendación se refiere a la instalación de una red de piezómetros (serán suficientes cuatro, dos por cada flanco de la boquilla), aprovechando de barrenos verticales en cotas diferentes, por ejemplo 200 y 250, y profundidad suficiente para entrar en la mesa freática estable de los flancos por algunas decenas de metros. En los piezómetros así instalados se ejecutarán lecturas semanales, llevando una gráfica de la oscilación del nivel freático en función también de la meteorología local (precipitaciones).

5.4.2 Socavones Además de los socavones que ya están ejecutados o que están programados se considera útil programar para la próxima etapa del estudio o para el inicio de la construcción un socavon en la ladera izquierda que acompañe el recorrido del contacto granito-corneana, a partir de la cota aproximada 180 m s.n.m., por debajo de las cimentaciones de la cortina.

Se trata de un socavon inclinado de unos 100 m de recorrido que, además de permitir un mejor conocimiento directo del contacto, constituye un valioso punto de partida para los trabajos de tratamiento que serán necesarios durante la construcción.

5.4.3 Pruebas "in situ" y de gabinete

Los programas de investigación de mecánica de roca "in situ" y en laboratorio son bien conocidos para casos similares a Huites.

Se puede recordar aquí que será interesante determinar los diferentes módulos de los tres tipos principales de roca presentes en la boquilla y, especialmente en el granito, las tensiones residuales del macizo. Este último dato puede ser de valor para grandes excavaciones donde fuertes tensiones residuales en la roca firme pueden provocar "explosiones" y peligrosos despegues de escamas rocosas (golpes de montaña).

Otro dato importante se refiere al espesor de la parte decomprimida de los flancos rocosos, lo que ayuda a determinar los espesores de excavación necesarios para el apoyo de la presa.

Las pruebas de mecánica de roca "in situ", para ser llevadas a cabo en cámaras excavadas dentro de los socavones de exploración, serán ubicadas en forma tal de llegar a interesar directamente las zonas estructuralmente débiles, como fallas, contactos, fracturas, etc.

6 ENFOQUE Y ESTUDIO DE ALTERNATIVAS

6.1 Finalidades Básicas del Aprovechamiento

Como ya se ha mencionado en el párrafo 2.1 las finalidades básicas del proyecto Huites son:

- Regularización de los escurrimientos del río en función de las demandas de agua para riego, para permitir el cultivo intensivo de nuevas tierras.
- Producción de energía hidroeléctrica, con factores de planta particularmente bajos, para satisfacer las características de la demanda en la zona (picos de consumo muy acentuados).

Entre estas dos finalidades básicas se ha considerado prioritaria la relativa al riego, cuya demanda mensual de agua para los cultivos se dará con base en el almacenamiento en la presa Miguel Hidalgo. La demanda anual en Huites es con base en el riego y la demanda mensual es con base en la generación, que está calculada en función de la demanda de energía del sistema Sonora-Sinaloa, por lo que se adoptan factores de planta variables mes a mes.

Es necesario recordar que la operación del embalse Huites fue estudiada en conjunto con la del embalse

Miguel Hidalgo, aguas abajo; esto permite maximizar los beneficios, tanto hidroeléctricos como de riego, de las dos plantas.

Se menciona desde luego que este estudio, llevado a cabo por C.F.E., indica como la más conveniente una operación que mantenga el nivel del agua en Huites a la cota más alta posible, admitiendo cuando es necesario que el nivel del agua en Miguel Hidalgo quede abajo del NAMINO actual: esto permite maximizar la carga, y entonces la energía generada en Huites, y además reducir al mínimo las pérdidas de agua por evaporación; sin embargo, la aplicación de este criterio de operación implica construir una planta de bombeo que permita transferir aguas a la presa Josefa Ortiz de Domínguez cuando el embalse Miguel Hidalgo resulte más bajo de la cota mínima necesaria para operar la derivación por gravedad actualmente existente.

Una tercera importante finalidad del proyecto, que también lleva a estudiar en conjunto la operación de los vasos: Huites y Miguel Hidalgo, es la reducción del pico de las avenidas del río Fuerte, para proteger de la inundación las áreas de cultivo aguas abajo.

6.2 Ubicación

De un punto de vista general, la boquilla de Huites es la única opción interesante para aprovechar los recursos hidráulicos del río Fuerte aguas arriba de Miguel Hidalgo.

En efecto, aguas abajo de la boquilla la topografía pierde por completo las características necesarias para una obra de cierre, mientras posibles secciones de cierre aguas arriba ya no permiten aprovechar sino una parte de los escurrimientos del río, y además con volúmenes de

embalse demasiado reducidos en relación a las finalidades de la obra.

Un examen de la morfología de la zona del embalse muestra además que no existen opciones interesantes para ubicar partes de la obra, como podrían ser la casa de máquinas, o el vertedor, en zonas alejadas de la boquilla; en efecto, cualquiera que sea el esquema de obras supuesto todos los componentes de la planta deben ser ubicados en la misma boquilla o en sus inmediaciones.

De un punto de vista local ya se ha mencionado en el capítulo 5 que, a lo largo de la boquilla, el tramo favorable para la construcción de una obra de cierre de cierta altura es bastante reducido; por razones morfológicas y geológicas; no hay por lo tanto mucha posibilidad de opciones en la disposición de las obras.

6.3 Tipo de Cortina

En este párrafo se ilustra la comparación técnico-económica entre soluciones con cortina en material graduado y con cortina en concreto.

Como ya se ha mencionado en el capítulo 2 los primeros estudios sobre el proyecto Huites (borrador de Mayo 1980 e informe de Junio 1981) habían sido desarrollados considerando como opciones básicas un NAMO a la cota 286 y una cortina de materiales graduados.

La comparación con una solución con cortina de concreto, solicitada por C.F.E. en Mayo de 1981, ha sido desarrollada considerando únicamente la elevación 286 para el NAMO.

Los resultados de esta comparación (favorables a la cortina de concreto) se consideran todavía más valederos para elevaciones menores del NAMO, por las siguientes razones:

- La cortina de concreto es la única que permite incorporar por lo menos una parte de las obras accesorias, mientras que con una cortina de materiales graduados se necesita ubicar todas las demás obras en subterráneo.
- Al reducir el NAMO el costo de la cortina, de cualquier tipo, disminuye rápidamente; al contrario el costo de las obras en subterráneo queda prácticamente constante, con la excepción del vertedor, cuyo costo aumenta, debido al menor efecto amortiguador del embalse y a la mayor longitud de los túneles.
- Es claro por lo tanto que cuanto más se baja el nivel del embalse tanto más es conveniente usar una cortina de concreto que substituye, a un costo cada vez menor, obras en subterráneo que serían de otra forma cada vez más caras.

6.3.1 Cortina de materiales graduados

La solución con cortina de materiales graduados ha sido estudiada en detalle en el informe de junio 1981. A continuación se resumen las características principales de esta solución.

a. Características de la Cortina

La solución seleccionada está constituida por una cortina de materiales graduados, con eje rectilíneo ubicado unos 60 m aguas arriba de la sección más estrecha de la boquilla.

Los materiales para la construcción se encuentran en un radio de 9 Km alrededor del sitio de construcción. Se contará además con la utilización del producto de las excavaciones. Las dimensiones geométricas son:

altura máxima	165 m
desplante del corazón impermeable	135 m s.n.m.
elevación de la corona	302 m s.n.m.
longitud de la corona	405 m
talud aguas arriba y aguas abajo del corazón	0.25/1 y 0.25/1
talud aguas arriba y aguas abajo de las transiciones	0.4/1 y 0.5/1
talud aguas arriba y aguas abajo de los paramentos	1.85/1 y 1.85/1
volumen total de la cortina	12,900,000 m ³

Los volúmenes parciales de los distintos materiales son:

corazón impermeable	2,740,000 m ³
filtros y transiciones en grava y arena	1,630,000 m ³
grava-arena para los espaldones	3,730,000 m ³
enrocamiento (producto de las excavaciones)	4,800,000 m ³

Dichas cantidades incluyen las ataguas que quedan incorporadas en la cortina principal. El corazón y parcialmente las transiciones están cimentadas sobre la roca, eliminando totalmente el colchón de aluviones, mientras los espaldones serán colocados sobre el aluvión del cauce, previa limpia con tractores.

Además de limpiar el material de acarreo que se encuentra debajo del corazón, se ha previsto la excavación de un promedio de 5 m de espesor en todas las super-

ficies de contacto de la cortina con la ladera, para eliminar la roca meteorizada y en escamas, en las zonas donde tal meteorización exista efectivamente en la boquilla.

El tratamiento de las cimentaciones está constituido por inyecciones y drenajes, ya sea a partir de la superficie de la roca, así como utilizando los túneles en las laderas.

b. Disposición de las Obras Tomando en cuenta la morfología y geología de la boquilla, resulta evidente la necesidad, con cortina de materiales graduados, de ubicar en subterráneo todas las demás obras de la planta.

La disposición a que han conducido los estudios de optimización es la siguiente:

Obras de desvío: 3 túneles de 910 m de longitud, ubicados en la ladera izquierda, con diámetro de 15 m con revestimiento; avenida de diseño de 14,500 m³/s (recurrencia 50 años); atagüa de materiales graduados con corona a la cota 213.50 incorporada en la cortina principal.

Obras de excedencia: 3 túneles vertedores ubicados en la margen izquierda, longitud incluyendo las transiciones 720 m, diámetro revestido 15 m, capacidad de descarga 17,000 m³/s, lo que corresponde a un pico entrante de 30,000 m³/s (recurrencia 10,000 años).

Cada túnel está controlado por 3 compuertas radiales de 10 m por 15 m con cimacio fijo al nivel 274 -- m s.n.m.

Toma para riego, que sirve también para el control de los primeros llenados del embalse y está constituido

da por un túnel en la margen izquierda controlado por 2 válvulas de 2.10 m de diámetro; nivel de la bocatoma 215 m s.n.m., para aprovechar todo el volumen útil del vaso. La capacidad de descarga es 170 m³/s al nivel mínimo y 230 m³/s al nivel máximo.

Obras de generación, ubicadas en la margen derecha, constituidas por dos conducciones (una para dos turbinas) de 8.5 m de diámetro, tuberías de presión y casa de máquinas en subterráneo, equipada con 4 unidades, potencia 85 MW con carga mínima y 136 MW con carga de diseño. Potencia nominal total instalada 544 MW. El gasto para cada turbina varía de 114 a 143 m³/s. El agua turbinada se descarga al pie de la cortina por medio de un túnel de desfogue, de 14 m de ancho y 20 m de alto.

Subestación al nivel 170 m s.n.m. colocada en la planicie al lado derecho del túnel de acceso a la casa de máquinas y del portal del desfogue, con 2 líneas 220 KV de salida hacia la red SONORA-SINALOA, longitud 90 Km.

Obras adicionales constituidas por caminos de acceso, edificios varios y trabajos eventuales de arreglo para protección de los puentes y plataformas lindantes del ferrocarril CHIHUAHUA-PACIFICO, que bordea y cruza el embalse en los ríos CHINIPAS y SEPTENTRION.

c. Manejo del Río La secuencia de actividades para el manejo del río durante la construcción es la siguiente:

- Excavación de los tajos y de los túneles de desvío, en cuanto el río continua fluyendo en su cauce natural. Al mismo tiempo se puede iniciar la limpia de las laderas de la boquilla,

así como los tratamientos de las cimentaciones

-Al final de la estación de invierno (febrero-marzo) se debe proceder a la construcción de las ataguías, que serán incorporadas en la cortina. En un plazo de tres meses, antes de la llegada de las avenidas de verano, la ataguía de aguas arriba debe llegar a una cota suficiente para garantizar cierta seguridad contra el transbordamiento. Esta operación representa la fase más crítica de todo el programa de construcción.

-El desvío del río en los túneles permite preparar las cimentaciones en el cauce y empezar las terracerías de la cortina. A partir de la fecha en que la cortina alcanza el nivel de la ataguía los peligros de filtraciones y atrasos disminuyen notablemente.

-La construcción de todas las demás obras en subterráneo es prácticamente independiente del manejo del río y no constituye un aspecto crítico en relación al programa de construcción.

-El cierre del desvío debe ser programado en un período de aguas bajas (preferiblemente entre marzo y mayo). Para este momento las obras civiles deben ser prácticamente terminadas; la toma de riego, en su segunda parte, que comprende la tubería de presión y las válvulas, debe realizarse inmediatamente después del cierre del desvío, para no retrasar el inicio del riego cuando el agua en el embalse llegue al NAMINE.

d. Cantidades y Costos Los costos de la solución con cortina de materiales graduados (precios de junio 81) se resumen en el cuadro 6.1; se han incluido solamente los costos directos de construcción de la obra misma, sin incluir los costos para indemnizaciones, acondicionamiento del ferrocarril y para las obras adicionales de riego. Los costos de investigaciones, ingeniería y administración también se excluyen del cuadro 6.1.

CUADRO 6.1

Solución con cortina de materiales graduados. - NAMO 286
Resumen de Costos.

C O N C E P T O	COSTOS (10 ⁶ PESOS)			
	OBRAS CIVILES	EQUIPO	TOTAL	
- Caminos de Acceso y Campamentos	175	-	175	
- Túneles de Desvío	1928	187	2115	
- Atagüas	552	-	552	
- Cortina	3168	-	3168	
- Vertedores	4018	158	4176	
- Toma para Riego	216	25	241	
- Obra de Toma y Conducción	543	198	741	
- Casa de Máquinas y Desfogue	1257	1646	2903	
- Subestación y Líneas de Transmisión	48	388	436	
	Subtotal	11905	2602	14507
	Imprevistos	1191	130	1321
	TOTAL COSTOS DIRECTOS	13096	2732	15828

Las principales cantidades de obra civil son listadas en el cuadro 6.2.

CUADRO 6.2

Solución con cortina de materiales graduados - NAMO 286
Resumen de Cantidades

C O N C E P T O	CANTIDAD	UNIDAD
. Excavación al exterior:material suelto	2'085,000	m3
. Excavación al exterior: roca	4'422,000	m3
. Excavación en subterráneo	1'525,000	m3
. Terracerías		
- Núcleo	2'380,000	m3
- Filtro	460,000	m3
- Transición	1'020,000	m3
- Respaldos de Grava	3'090,000	m3
- Respaldos de Roca	4'000,000	m3
- Atagufas	1'954,000	m3
. Concreto al exterior:estructuras gruesas	124,000	m3
. Concreto al exterior:estructuras delgadas	58,000	m3
. Concreto en subterráneo:estructuras gruesas	518,000	* m3
. Concreto en subterráneo: estructuras delgadas	24,000	m3
. Acero de refuerzo	24,000	t
. Cemento	180,000	t
* Sobreexcavación ya considerada		

6.3.2 Cortina de Concreto El estudio de cualquier solución con cortina de concreto tiene como punto de partida la necesidad de incorporar en la misma

cortina la mayor parte posible de las otras obras.

En efecto, si se considera por ejemplo una solución de gravedad maciza que sirva simplemente de obra de cierre, sin obras adicionales incorporadas, se llega a un volumen de concreto del orden de 2.3 millones de m³.

Considerando un precio unitario del concreto masa de 2200 pesos/m³ se llega a un costo total de la cortina del orden de 5600 millones de pesos. Si se compara este costo con el de la cortina de materiales graduados (3168 millones de pesos) se ve claramente que una solución de concreto puede quedar más económica solamente incorporando por lo menos una parte de las obras accesorias.

a. Tipo de Cortina En principio, las características morfológicas del sitio permiten considerar los siguientes tipos de cortinas en concreto:

Gravedad Maciza
Gravedad Aligerada (machones)
Arco o Arco-Gravedad

En efecto la obra se puede cimentar sobre granito, llevando a cabo excavaciones tan solo de carácter morfológico, para acondicionar el domo granítico en la margen derecha; en el cauce del río, eliminado el material de acarreo, será suficiente excavar los primeros 3 o 4 m de granito ligeramente alterado.

La margen izquierda, al contrario, introduce en el cuadro que se acaba de ilustrar elementos de fuerte heterogeneidad lito-estructural, los que limitan la posibilidad en cuanto a tipo de obra de cierre. Quedan

entonces excluidas las soluciones de obras en arco, las cuales todas requieren notables contribuciones de la roca de los niveles altos de la boquilla, donde existen tres elementos desfavorables: el contacto tectónico granito-corneana, el contacto corneana-ignimbrita y la calidad más bien pobre de la misma ignimbrita.

Vale también la pena mencionar que la exigencia básica de incorporar en la cortina una parte substancial de las obras accesorias es otro factor importante que lleva a excluir una presa de arco: no hay duda que este tipo de cortina acepta con dificultades la incorporación de obras hidráulicas (vertedor, desvío) de dimensiones como las necesarias en el proyecto Huites.

Quedan entonces dos posibles tipos de cortina en concreto: la de gravedad maciza y la de machones.

Una comparación preliminar entre estos dos tipos de cortina ha sido desarrollada sobre la base de los datos siguientes:

- . NAMO a la cota 286, NAME a la cota 295, Corona a la cota 302 (son los mismos datos de la solución de materiales graduados).
- . Desvío en canal abierto en la margen izquierda, con estructura de desvío incorporada en la cortina.
- . Vvertedor incorporado en la parte izquierda de la cortina, con tanque de amortiguación al pie de la misma.
- . Obras de toma incorporadas en la cortina, casa de máquinas, que incluye las obras para riego, al pie de la misma.

Indemnizaciones, acondicionamiento del ferrocarril, obras adicionales de riego, investigaciones, ingeniería y administración no están incluidos.

Se puede ver que la cortina de machones resulta algo más cara que la de gravedad; las cantidades de obra, de un punto de vista de la organización de la construcción, son prácticamente equivalentes.

En favor de la solución de gravedad maciza hay que añadir la mayor simplicidad constructiva, que inclusive permite adoptar métodos industrializados de construcción, con cierta reducción ulterior de costos, y los menores problemas estructurales; se debe mencionar que la cortina de machones puede ser afectada, particularmente en climas con fuertes variaciones diarias y anuales de temperatura, por microfisuraciones de origen térmico que, aún si no comprometen por sí la estabilidad de la estructura, siempre representan algo no deseable.

Por fin, vale la pena mencionar que una comparación entre soluciones de gravedad maciza y de machones siempre favorece más la solución de gravedad, cuanto más se baja la altura de la cortina. Por lo tanto los resultados obtenidos se consideran aún más valiosos para alturas de cortina menores.

En base a todo lo mencionado arriba, se ha por tanto decidido adoptar la solución de gravedad maciza como base para una comparación más detallada con la solución de material graduado.

b. Características de la Cortina La geometría teórica propuesta para la cortina de gravedad maciza está representada en la figura 6.1.

Los resultados de esta comparación, en términos de costos (precios unitarios de junio 81) y de cantidades de obras, se resumen en el cuadro 6.3.

CUADRO 6.3

Soluciones de Gravedad Maciza y de Machones (Corona 302)
Resumen de Costos y Cantidades de Obra

C O N C E P T O	Solución Gravedad Maciza			Solución Machones		
	Cantidad (m3)	P.U. (pesos)	Importe (pesosx10 ⁶)	Cantidad (m3)	P.U. (pesos)	Importe (pesos 10 ⁶)
- Accesos y Campamentos	lote	-	300	lote	-	300
- Excavaciones al exterior						
. Material suelto	300 000	120	36	300 000	120	36
. Roca: grandes masas	2 350 000	240	564	2 487 000	240	597
. Roca: sección obligada	450 000	390	175	500 000	390	195
. Roca: regularización de leñeras	100 000	600	60	100 000	600	60
- Ataguías	479 000	260	125	479 000	260	125
- Concreto Masa	2 478 000	2200	5452	2 150 000	2700	5805
- Concreto estructural	388 000	4300	1668	400 000	4300	1720
- Inyecciones	lote	-	70	lote	-	90
- Equipo Electromecánico	lote	-	2050	lote	-	2050
- Miscelánea			894			931
Subtotal			11394			11909
- Imprevistos						
. Obras Civiles			927			976
. Equipo electromecánico			111			111
Total-Costo Directo			12432			12996
Diferencia: $\frac{MA-GR}{GR}$ (%)			-			4.5

Como se muestra más adelante, esta geometría corresponde a los criterios normales de diseño adoptados para obras de esta magnitud: las condiciones de estabilidad y los esfuerzos en el concreto y en la cimentación son aceptables.

Es interesante notar que la curva altura-volumen de concreto correspondiente a la geometría propuesta es prácticamente igual a las de las cortinas de gravedad de esta magnitud construidas en el mundo en época relativamente próxima.

Evidentemente, la geometría teórica debe sufrir adaptaciones en los bloques que incorporen obras particulares: vertedor, obras de toma, desvío.

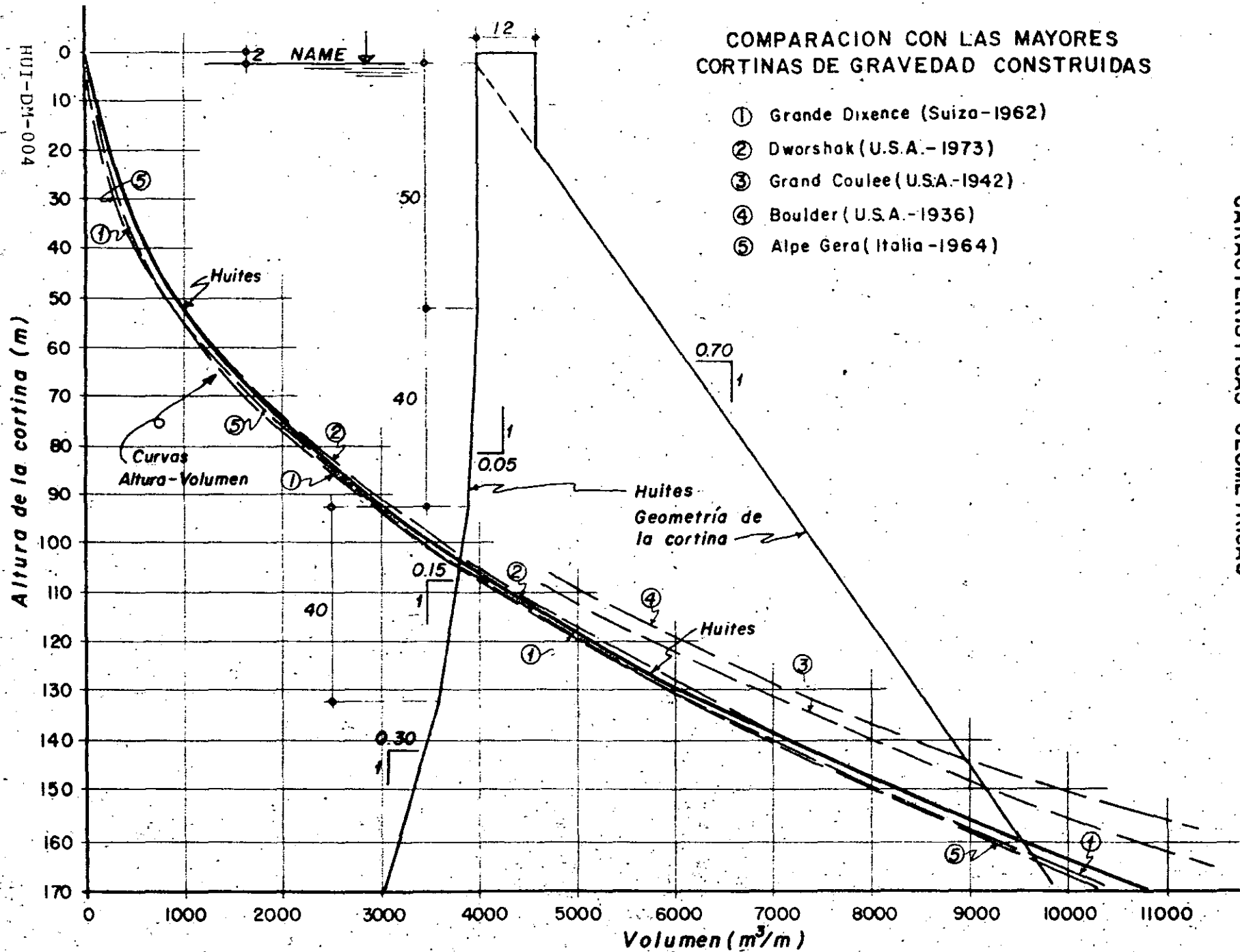
En relación al tipo de concreto, y entonces su precio unitario, se admite un consumo de cemento de 120 Kg/m³; el problema de la dosificación del concreto será tratado con más detalle en los próximos capítulos.

Vale la pena mencionar que, para fines de comparación con la solución de materiales graduados, el precio unitario del concreto ha sido estimado considerando el sistema tradicional de colado. El eventual uso de métodos industriales de construcción se tratará en los próximos capítulos.

c. Disposición de las Obras La disposición de obras considerada para la comparación entre cortina de gravedad y de machones ha sido algo variada y optimizada para hacer la comparación final entre la solución de gravedad y la de materiales graduados.

En detalle, las modificaciones introducidas son las siguientes:

- El vertedor ha sido desplazado hacia la extremidad izquierda de la cortina, adoptándose la restitución al río de las aguas vertidas por medio



de canales de descarga con salto de esquí terminal.

- Se han optimizado las dimensiones del cimacio en relación a la altura de la cortina llegando a un NAME de 291; la corona de la cortina ha quedado entonces en la cota 293. Nótese que el bordo libre ha sido reducido de 7 m (necesarios para una cortina de materiales graduados) a 2 m, que se consideran suficientes para una cortina de gravedad.
- Se han también llevado a cabo optimizaciones de detalle en las obras de desvío, obras de toma y casa de máquinas.

En definitiva la disposición de las obras ha quedado prácticamente equivalente a la adoptada en la solución propuesta e ilustrada en los planos anexos.

d. Manejo del río A grandes rasgos, la secuencia de actividades para el manejo del río durante la construcción es la siguiente:

- . Excavación del canal y construcción de la estructura de desvío, en cuanto el río continúa fluyendo en su cauce natural. Al mismo tiempo se pueden empezar las excavaciones en la margen izquierda.
 - . Al final de la estación de invierno se abre el canal de desvío y se construyen las atagufas, que deben quedar terminadas hasta fines de mayo, antes de la llegada de las avenidas de verano.
- En este caso esta actividad ya no es tan crítica, siendo el volumen de las atagufas muy reducido en comparación con las de la solución en material graduado.

- Una vez desviado el río, se preparan las cimentaciones y se empieza la construcción de los bloques de la cortina en el cauce y de la casa de máquinas.
- Al momento del cierre del desvío, que debe ser programado en un período de aguas bajas, las obras civiles deben ser prácticamente terminadas: el riego puede iniciar luego que el agua en el embalse llegue al NAMINE.

e. Cantidades y Costos Costos y cantidades de obra civil se resumen en los cuadros 6.4 y 6.5, elaborados con los mismos criterios de los cuadros correspondientes para la solución de materiales graduados.

CUADRO 6.4

Solución con cortina de gravedad maciza - NAMO 286

Resumen de Costos

C O N C E P T O	Costos (10 ⁶ Pesos)		
	Obras Civiles	Equipo	Total
- Caminos de Acceso y Campamentos	292	-	292
- Canal de Desvío	312	-	312
- Estructura de Desvío	593	125	718
- Ataguías	92	-	92
- Cortina	5834	468	6302
- Canales del Vertedor	1028	-	1028
- Casa de Máquinas y Subestación	592	1656	2248
- Líneas de Transmisión	-	267	267
Subtotal	8743	2516	11259
Imprevistos	874	126	1000
Total costos Directos	9617	2642	12259

CUADRO 6.5

Solución con cortina de gravedad maciza - NAMO 286

Resumen de Cantidades

C O N C E P T O	CANTIDAD	UNIDAD
. Excavación al exterior: material suelto	445 000	m3
. Excavación al exterior: roca	2 705 000	m3
. Terracerías		
- Ataguías	387 000	m3
- Relleno compactado	50 000	m3
. Concreto al exterior: masa	2 306 000	m3
. Concreto al exterior: estructuras gruesas	254 000	m3
. Concreto al exterior: estructuras delgadas	145 000	m3
. Acero de refuerzo	14 350	t
. Cemento	406 000	t

6.3.3 Selección del Tipo

a. Comparación Económica Del punto de vista económico, la comparación entre solución de materiales graduados y solución de gravedad se resume en los datos del cuadro 6.6 (precios unitarios de Junio 1981).

CUADRO 6.6

Selección del tipo de cortina

Soluciones de materiales graduados y de gravedad maciza

Comparación económica

C O N C E P T O	COSTOS (Millones de pesos)		MG-GM GM
	Solución ma- teriales graduados (MG)	Solución gravedad maciza (GM)	(%)
- Subtotal Costos Directos			
. Obras Civiles	11905	8743	
. Equipo Electromecánico	2602	2516	
- Imprevistos			
. Obras Civiles (10%)	1191	874	
. Equipo Electromecánico (5%)	130	126	
- Total Costos Directos			
. Obras Civiles	13096	9617	36
. Equipo Electromecánico	2732	2642	3
T o t a l	15828	12259	29

En términos absolutos y al nivel de costos directos, la diferencia entre las dos alternativas resulta de 3569 millones de pesos.

Vale la pena hacer los siguientes comentarios:

- Los datos del cuadro 6.6 no incluyen los costos no directamente relacionados al proyecto: indemnizaciones, acondicionamiento del ferrocarril,

obras de riego aguas abajo de Huites. Tampoco están incluidos los costos de investigaciones, ingeniería y administración.

- Como era de esperar, la diferencia entre las dos soluciones se relaciona básicamente con los costos de las obras civiles. La pequeña diferencia en los costos del equipo se debe, sobretodo a la menor longitud de las obras de toma en la solución de gravedad maciza.
- Para fines de comparación, los porcentos de imprevistos sobre los diferentes subtotales se han mantenido iguales para las dos soluciones; vale la pena mencionar que la cuota de imprevistos relativa a las obras en subterráneo debería ser algo mayor de lo considerado, lo que favorecería aún más la solución de gravedad maciza.

b. Otros Factores

Aunque la diferencia de costos entre las dos alternativas sea por sí suficiente para decidir en favor de la solución de gravedad maciza vale la pena analizar otros factores que pueden influir en la comparación:

- Tiempo y métodos de construcción: el estudio del programa de construcción muestra que las dos soluciones se pueden construir prácticamente en el mismo tiempo, contando en cada caso con una organización adecuada a las obras previstas, que son muy diferentes para las dos soluciones.

En los años pasados la mayor experiencia nacional en cortina de material graduado había sido frecuentemente un factor decisivo en la sección entre alternativas de este tipo; recientemente este factor ha quedado menos importante: el gran número de cortinas en materiales graduados ac -

CUADRO 6.7

Selección del NAMO en el embalse

Características Técnicas de las Alternativas estudiadas

NAMO	286	270	260
Vertedor	6 comp. ancho 15m Cimacio a la cota	6 comp. ancho 15m Cimacio a la cota	6 comp. ancho 15m Cimacio a la cota
	268	257	250
NAME	291	280	273
Corona a la Cota	293	282	275
Geometría de la Corona	Igual para las tres alternativas (ver figura 6.1)		
Obras de Desvío	Iguales para las tres alternativas		
Casa de Máquinas	3 x 189 MW	3 x 168 MW	3 x 150 MW

CUADRO 6.8

Selección del NAMO en el embalse
Resumen de costos

	COSTOS (10 ⁶ PESOS)		
	NAMO	283	270
. Caminos de Acceso y Campamentos	292	292	292
. Obras de Desvío y Ataguías			
-Obras civiles	997	946	914
-Equipo	125	115	108
. Cortina			
-Obras civiles	5834	4972	4426
-Equipo	468	366	343
. Canales del Vertedor	1028	1028	1028
. Casa de Máquinas y Subestación			
-Obras civiles	591	591	591
-Equipo	1656	1488	1406
. Líneas de Transmisión	267	267	267
. Acondicionamiento del Ferrocarril	54	-	-
. Imprevistos			
-Obras civiles (10%)	879	783	725
-Equipo (5%)	126	112	100
. Costo Directo Total de la Obra			
-Obras civiles	9675	8612	7976
-Equipo	2642	2348	2230
-Total	12317	10960	10206
. Indemnizaciones	300	250	225
. Investigaciones, Ingeniería y Admon. (8%)	985	877	816
Presupuesto Total	13602	12087	11247

CUADRO 6.9

Selección del NAMO en el Embalse
Resumen de Cantidades

	NAMO	283	270	260
. Excavación al exterior:material suelto (m3)		445 000	435 000	425 000
. Excavación al exterior:roca (m3)		2715 000	2675 000	2645 000
. Terracerías				
-atagüías (m3)		390 000	390 000	390 000
-relleno compactado (m3)		50 000	50 000	50 000
. Concreto al exterior:masa (m3)		2306 000	1938 000	1705 000
. Concreto al exterior:estruct. gruesas (m3)		212 000	203 000	199 000
. Concreto al exterior:estruct. delgadas (m3)		190 000	190 000	190 000
. Acero de Refuerzo (t)		14 400	14 100	13 700
. Cemento (t)		361 000	315 000	286 000
. Pico de producción de concreto (m3/mes)		105 000	93 000	85 000
. Pico de consumo de cemento (t/mes)		14 000	12 500	11 500

6.4.3 Beneficios

El cálculo de los beneficios, para las varias cotas del NAMO, ha sido desarrollado por C.F.E., sobre la base de estudios comparativos de operación conjunta de los dos embalses, de Huites y de Miguel Hidalgo, tomando en cuenta tanto la generación hidroeléctrica cuanto la extracción para riego, calculada esta última de tal forma que en cualquier caso los déficits sean compatibles con los límites establecidos por S.A.R.H.

Los principales resultados de estos estudios se muestran en el cuadro 6.10.

CUADRO 6.10

Selección del NAMO en el embalse.

Resultados de los estudios de operación (Huites + M. Hidalgo)

NAMO	283	270	260	250
Demanda anual para riego en Huites (10^6 m ³)	3450	3380	3345	3250
Demanda anual para riego en Miguel Hidalgo (10^6 m ³)	4250	4180	4145	4000
Ha. Regables	50000	46400	44600	37150
Generación				
-Anual firme (GWh/año)	808	751	680	662
-Anual Secundaria (GWh/año)	116	122	124	150
-Total (GWh/año)	924	873	804	752

A partir de estos resultados, y solamente para fines de comparación, referentes a la selección del NAMO, C.F.E. ha calculado los beneficios anuales considerando:

- Un beneficio por energía generada de 2\$/KWh.
- Un beneficio por riego de 24,000 \$ anuales por hectárea regada, conforme datos de S.A.R.H.

Resultan entonces los siguientes beneficios anuales:

NAMO	283	270	260	250
Beneficios anuales por generación (10^6 pesos)	1848	1776	1636	1504
Beneficios anuales por riego (10^6 pesos)	1200	1113	1020	891

b. Llenado del embalse Es claro que cuanto más sube el NAMO, menor es la probabilidad de llenar el embalse por completo en un tiempo determinado; sin embargo (véase la figura 4.1) la probabilidad de alcanzar, al cabo de un año, la cota 270, es solo el 12% menor que la de alcanzar la 260. Si además se considera el llenado inicial terminado al alcanzarse la cota de diseño de las unidades (252.3 para el NAMO 270; 244 para el NAMO 260) la diferencia se reduce a menos del 10%; se considera que diferencias de este orden de magnitud no son significativas como para influenciar la selección.

c. Cantidades de obras Como se puede ver en el cuadro 6.9 no hay diferencias importantes en los volúmenes de obra; la variación más significativa es en el volumen del concreto masa de la cortina: 1 938 000 m³ para el NAMO 270, 1 705 000 m³ para el NAMO 260. Fuera las diferencias en el costo de las obras, que ya se han tomado en cuenta en los cálculos económicos, no hay, entre una alternativa y otra, variaciones tales que impliquen mayores dificultades constructivas o diferencias en el programa de construcción.

d. Seguridad de las Obras Bajo este aspecto las dos alternativas se consideran equivalentes; la única diferencia es la altura de la cortina, que resulta 7m más alta para el NAMO 270; esta diferencia no altera prácticamente los esfuerzos máximos y las condiciones de estabilidad de la estructura.

e. Evolución futura del mercado eléctrico En el párrafo anterior, se han calculado los beneficios por generación en la base de un valor de 2 pesos por KWh; en los próximos años es de esperarse un aumento de este valor; esta probable evolución futura,

que acompaña una tendencia muy clara de los años pasados, valorizando más los beneficios por generación, tiende a mover hacia arriba la cota óptima del NAMO.

Tomando en cuenta todos estos factores se ha entonces decidido seleccionar la cota 270.00 como el NAMO más conveniente para el proyecto.

6.5 Criterios de Diseño de la Cortina

En este párrafo se delinearán los principales criterios que deberán ser utilizados en el diseño final de la cortina.

Los resultados de los cálculos estructurales desarrollados en esta etapa del estudio, aplicando estos mismos criterios, son ilustrados en el párrafo siguiente.

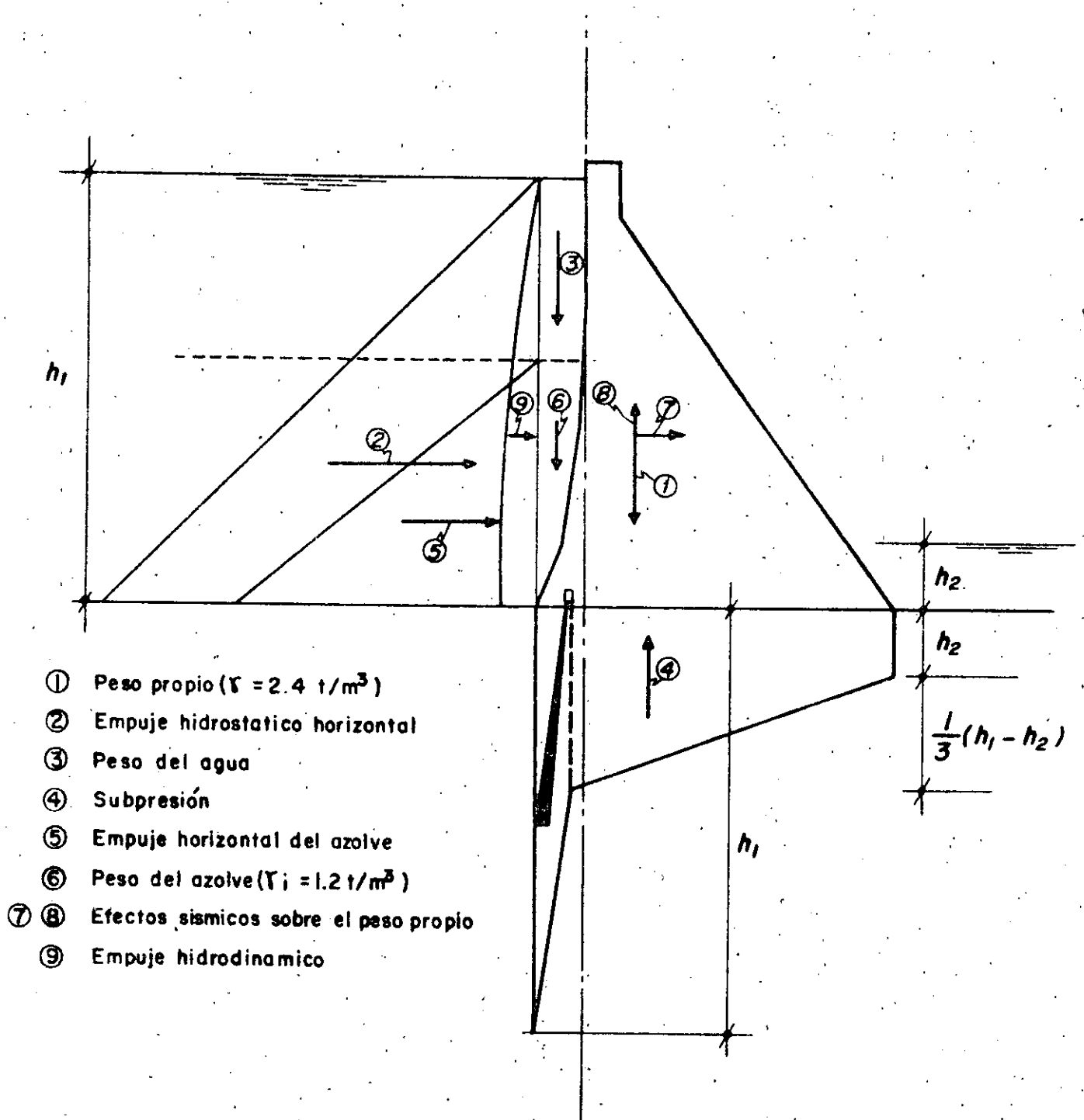
6.5.1 Cargas y combinaciones de cargas

Un esquema típico de las cargas que actúan sobre la cortina se representa en la figura 6.2.

Deberán ser consideradas las cargas siguientes:

- a. Peso propio ($\gamma = 2.4 \text{ t/m}^3$)
- b. Empuje hidrostático con embalse al NAMO (270).
- c. Empuje hidrostático con embalse al NAME (283,20)
- d. Peso del agua correspondiente a las dos cotas arriba.
- e. Subpresión, conforme se muestra en la figura 6.2, con h_1 correspondiente al NAMO y h_2 correspondiente a la cota 150 del nivel del agua aguas abajo.

FIG. 6/2
ESQUEMA DE CARGAS SOBRE LA CORTINA



- f. Idem, con h1 correspondiente al NAME y h2 correspondiente a la cota 160
- g. Empuje horizontal del azolve; se considera preliminarmente el azolve como un líquido, de peso específico sumergido 1.2 t/m³. Aunque se deba considerar muy improbable y remoto, se admite que el nivel de azolve llegue a la cota 215.00.
- h. Peso del azolve
- i. Efecto sísmico; aún si la zona del proyecto es considerada asísmica, se ha admitido, también para tomar en cuenta posibles temblores durante el llenado, una aceleración horizontal $a_h=0.05$ g y una aceleración vertical $a_v=0.03$ g.

Las combinaciones de carga que deben ser consideradas se pueden dividir en tres clases:

- Condiciones de carga normales (c.c.n.)
- Condiciones de carga excepcionales (c.c.e.)
- Condiciones de carga límite (c.c.l.)

Como condiciones de carga normales se consideran las siguientes:

- 1) Carga a) sola
- 2) Cargas a) + b) + d) + e) + g) + h)

Como condiciones de carga excepcionales se consideran:

- 3) Cargas a) + i)
- 4) Cargas a) + b) + d) + e) + g) + h) + i)
- 5) Cargas a) + c) + d) + f) + g) + h)

Por último como condición de carga límite se considera:

- 6) Cargas a) + c) + d) + f) + g) + h) + i)

6.5.2 Efectos térmicos Los esfuerzos

de origen térmico deben tomar en cuenta tres fenómenos básicos:

- Aumento inicial de temperatura debido a la hidratación del cemento, y posteriormente el enfriamiento del concreto hasta alcanzar la temperatura ambiente.
- Variación estacional de temperatura, que influye en la masa de la estructura.
- Variación diaria, que influye solamente en las superficies expuestas al aire.

Los datos básicos de temperatura del aire necesarios para estudiar este problema se muestran en los planos anexos: la temperatura media anual es de 24.5 °C, con variaciones entre 32 °C en junio y 19 °C en enero (medias mensuales); los picos máximos y mínimos llegan hasta 45 y 3 °C respectivamente, en junio y diciembre.

6.5.3 Características del concreto y de la

roca Con carácter preliminar, se admiten para el concreto masa de la cortina las siguientes características:

- Resistencia característica a compresión a 365 días 140 Kg/cm²
- Módulo elástico instantáneo 350,000 Kg/cm².
- Módulo elástico prolongado 250,000 Kg/cm²
- Módulo de Poisson 0.2
- Angulo de fricción en las juntas de construcción o al contacto concreto - roca 40°
- Cohesión, en las juntas de construcción o al contacto concreto-roca 12 Kg/cm²

Todos estos datos se consideran como suficientemente representativos para los primeros análisis estructurales; sin embargo la resistencia final del concreto deberá ser especificada en base a los resultados de análisis estructurales más profundizados; las demás características deberán ser controladas con ensayos de laboratorio.

Las características mecánicas de las rocas de la cimentación (granito y corneana) y del contacto entre las dos, deben ser conocidas para los análisis finales del conjunto cortina-cimentaciones.

Estos datos deberán ser obtenidos con los ensayos de campo y de gabinete usuales en mecánica de rocas.

6.5.4 Esfuerzos admisibles y coeficientes de seguridad al deslizamiento En principio los esfuerzos máximos admitidos en el concreto se indican en el cuadro 6.13.

Sobre estos datos hay que hacer los siguientes comentarios:

- Los esfuerzos máximos indicados (en Kg/cm²) se refieren a un concreto de las características indicadas en el párrafo anterior (concreto masa de la cortina); en caso de que los esfuerzos rebasen, en partes importantes de la estructura, los valores indicados, será necesario mejorar las características del concreto, para respetar las proporciones entre resistencia característica y esfuerzos indicadas en el mismo cuadro; por ejemplo, éste será el caso de la parte baja de la estructura de desvío.

El cálculo del coeficiente de seguridad al deslizamiento ha sido desarrollado admitiendo una cohesión de 12 Kg/cm² y un ángulo de fricción de 40°.

En el cuadro 6.14 se muestran los principales resultados obtenidos; como se ve los resultados, tanto los esfuerzos como los coeficientes de seguridad al deslizamiento, son aceptables y en línea con los criterios delineados al párrafo anterior, lo que confirma en línea general que la geometría de la cortina es adecuada.

Sin embargo, hay que mencionar la necesidad, en una etapa posterior del estudio, de llevar a cabo análisis más profundizados, precisando con más detalle las cargas aplicadas (sobretudo la carga de acarreo), tomando en cuenta las características mecánicas reales del concreto y de la roca de cimentación y utilizando métodos de cálculo más refinados.

6.7 Diseño de las Obras de Desvío y Planeamiento del manejo del Río

Un primer criterio utilizado en el diseño de las obras de desvío ha sido el de prever el desvío al exterior, en un canal abierto, con estructura de desvío incorporada en la cortina.

Las razones para la selección de este esquema son varias:

Una primera razón es la económica; el costo de todas las obras de desvío (canal, estructura y ataguas) con esta solución llega a un total de 1040 millones de pesos; la alternativa con desvío en túnel, adoptada en la solución con cortina de materiales graduados, cuesta 2924 millones de pesos.

CUADRO 6.14

Análisis estructural de la cortina

Resumen de Resultados

Compresión + Tensión		Combinaciones de Carga (ver párrafo 6.5.1)					
		C.C.N.		C.C.E.			C.C.L.
		(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
Cota 230	Esfuerzo vertical a. arriba (Kg/cm ²)	- 14,3	- 7,2	- 15,7	- 5,0	- 1,7	+ 1,0
	Esfuerzo vertical a. abajo (Kg/cm ²)	+ 0,6	- 4,8	+ 1,6	- 6,6	- 9,9	- 12,2
	Esfuerzo cortante medio (Kg/cm ²)	0	2,3	0,3	2,9	3,6	4,3
	Esfuerzo principal a. arriba (Kg/cm ²)	- 14,3	- 7,2	- 15,7	- 5,0	- 1,7	+ 1,0
	Esfuerzo principal a. abajo (Kg/cm ²)	+ 0,9	- 7,2	+ 2,4	- 9,8	- 14,7	- 18,2
	C.S.D.	-	7,45	-	5,85	4,72	3,89
Cota 190	Esfuerzo vertical a. arriba (Kg/cm ²)	- 21,7	- 6,0	- 23,9	- 2,6	- 5,0	+ 3,3
	Esfuerzo vertical a. abajo (Kg/cm ²)	- 0,5	- 13,1	+ 1,0	- 15,8	- 18,3	- 21,4
	Esfuerzo cortante medio (Kg/cm ²)	0	5,5	0,6	6,5	6,9	7,9
	Esfuerzo principal a. arriba (Kg/cm ²)	- 21,7	- 6,0	- 23,9	- 2,7	- 4,8	+ 3,4
	Esfuerzo principal a. abajo (Kg/cm ²)	- 0,7	- 19,6	1,4	- 23,6	- 27,2	- 31,9
	C.S.D.	-	3,61	-	3,04	2,90	2,48
Cota 150	Esfuerzo vertical a. arriba (Kg/cm ²)	- 27,1	- 4,2	- 29,9	+ 0,1	+ 1,3	+ 5,9
	Esfuerzo vertical a. abajo (Kg/cm ²)	- 3,3	- 23,3	- 1,3	- 26,6	- 26,9	- 30,6
	Esfuerzo cortante medio (Kg/cm ²)	0	10,0	0,8	11,3	11,3	12,6
	Esfuerzo principal a. arriba (Kg/cm ²)	- 27,7	- 4,0	- 30,6	+ 0,3	+ 1,7	+ 6,3
	Esfuerzo principal a. abajo (Kg/cm ²)	- 5,0	- 34,7	- 2,0	- 39,6	- 40,2	- 45,6
	C.S.D.	-	2,34	-	2,05	2,01	1,77
Cota 130	Esfuerzo vertical a. arriba (Kg/cm ²)	- 28,3	- 3,0	- 31,4	+ 1,4	+ 2,0	+ 6,7
	Esfuerzo vertical a. abajo (Kg/cm ²)	- 5,9	- 26,0	- 3,9	- 29,4	- 29,3	- 33,0
	Esfuerzo cortante medio (Kg/cm ²)	0	12,2	0,9	13,5	13,4	14,8
	Esfuerzo principal a. arriba (Kg/cm ²)	- 30,8	- 2,1	- 34,2	+ 2,7	+ 3,5	+ 8,7
	Esfuerzo Principal a. abajo (Kg/cm ²)	- 8,7	- 38,8	- 5,7	- 43,8	- 43,6	- 49,2
	C.S.D.	-	1,99	-	1,76	1,75	1,55

Secundariamente, el comportamiento hidráulico de un desvío al exterior es bastante más favorable; las pérdidas de carga para la avenida de diseño se pueden limitar, con un diseño adecuado de las obras, a unos 15-20 m; lo que permite reducir drásticamente la altura de la atagüa de aguas arriba.

Por último, del punto de vista de construcción, las excavaciones y la construcción al exterior están sujetas a menores riesgos y posibilidades de retrasos que en túnel, y sobre todo, como ya se ha mencionado en el párrafo 6.3.3, la reducción de altura y volúmenes de la atagüa de aguas arriba permite su construcción completa en el período de los tres meses de agua bajas, lo que es prácticamente imposible de garantizar para la solución con desvío en túneles, que queda entonces supeditada a un fuerte riesgo de desbordamiento y destrucción de las atagüas antes de su terminación.

Vale la pena mencionar que las obras de desvío, para una cortina en concreto, son generalmente dimensionadas para avenidas con tiempo de retorno menor que lo necesario para una cortina de materiales graduados; se admite en general cierto riesgo de transbordamiento sobre algunos bloques de la cortina en construcción, ubicados y preparados de forma a limitar al mínimo los daños consecuentes.

Este mismo criterio ha sido adoptado para el desvío del proyecto Huites, para minimizar las dimensiones y el costo de la estructura de desvío.

La concepción de las obras y el esquema del manejo del río durante la construcción quedan entonces como se describe a continuación:

- Los trabajos empiezan con la excavación del canal y la construcción de la estructura de desvío, mientras el río continua fluyendo en su cauce natural.

La estructura de desvío es construída en esta etapa hasta la cota mínima estructuralmente necesaria arriba de las aberturas de desvío.

- Se abre el canal y se construyen las ataguías; en condiciones normales el agua del río pasa ahora por las aberturas de la estructura; durante las avenidas, cuando la capacidad de descarga de estas aberturas ya no es suficiente, el agua puede también transbordar la estructura.

De esta forma se garantiza un nivel máximo del agua relativamente bajo, y se reduce al mínimo el riesgo de transbordamiento de la ataguía de aguas arriba en la etapa más crítica de los trabajos, cuando la cortina aún está baja.

- Cuando la cortina en construcción ya tenga alcanzado una cota suficiente se aprovecha de un período de aguas bajas para reanudar la construcción de la estructura de desvío, llevándola rápidamente a la cota alcanzada por las demás partes de la cortina.

- Al llegar las avenidas, las aberturas de desvío ya no pueden ahora garantizar con-

tra el transbordamiento de la atagüfa; puede entonces ocurrir la inundación del área de trabajo, en la parte aguas arriba de la cortina; la organización de la obra debe estar preparada para esta eventualidad.

El dimensionamiento de las aberturas de desvío está determinado básicamente por las condiciones hidráulicas de esta etapa; hay que garantizar de un lado que el agua en el embalse no rebase la cota de las obras de toma, donde en este período habrá equipo en montaje; por otra parte la velocidad del agua en las aberturas no debe rebasar los 20-25 m/s como máximo, para evitar daños graves en el concreto.

El comportamiento hidráulico calculado para la solución propuesta de las obras de desvío está indicado en diagrama en los planos anexos; sin embargo, hay que mencionar la necesidad de ensayos en modelo hidráulico, sobre todo para controlar las condiciones de descarga en la fase inicial del desvío, cuando el paso simultáneo del agua por las aberturas y vertiendo sobre la estructura determina condiciones hidráulicas que no se pueden evaluar exactamente con el cálculo.

De preferencia, el cierre final de las aberturas de desvío debe ser previsto al final de la estación de aguas bajas; se ha previsto cortar el flujo con compuertas vagón leves, y después bajar los tablonés de cierre, diseñados para la carga máxima del embalse.

Se pueden cerrar las aberturas en secuencia, utilizando las compuertas vagón; sin embargo es necesario contar con los tablonés de cierre para todas las

aberturas, ya que no es posible dejar una o dos aberturas en operación por el tiempo necesario para construir los tapones de concreto de las aberturas.

6.8 Criterios de Diseño de las Obras de Excedencia

El estudio de optimización del vertedor ha sido desarrollado tomando en cuenta las siguientes dos condiciones básicas:

- NAMO a la cota 270
- Avenida de diseño con pico de 30,000 m³/s y volumen de 3850 millones de m³ en 5 días, o 4020 millones de m³ en 6 días.

Con relación al tipo de obra, se han examinado tres posibles opciones:

- a) Vertedor en túneles, conforme al esquema adoptado para la cortina en materiales graduados.
- b) Vertedor incorporado en la parte derecha de la cortina, con tanque amortiguador al pie de la misma.
- c) Vertedor incorporado en la parte izquierda de la cortina, con canales de descarga desarrollados en la ladera izquierda y salto de esquí terminal.

La primera opción queda excluida por su costo de 4586 millones de pesos (costo del vertedor de la solución en materiales graduados, NAMO 286) contra los cerca de 1600 millones de la opción C propuesta (este costo incluye las estructuras civiles en la cortina, el equipo y los canales de descarga).

Entre las alternativas b) y c) hay una diferencia de costos, en favor de la alternativa b); de unos 500 millones de pesos; sin embargo, en contra de la alternativa b), hay que mencionar los riesgos de socavaciones al pie de la cortina y muy cerca de la casa de máquinas y las interferencias en el programa de construcción; en efecto la alternativa b) implica la utilización de la parte aguas abajo del canal de desvío como parte del tanque de amortiguación; se requieren entonces trabajos de excavación adicional y colado de concreto después del cierre del desvío, cuando por otro lado ya puede ser necesario operar el vertedor en caso de grandes avenidas.

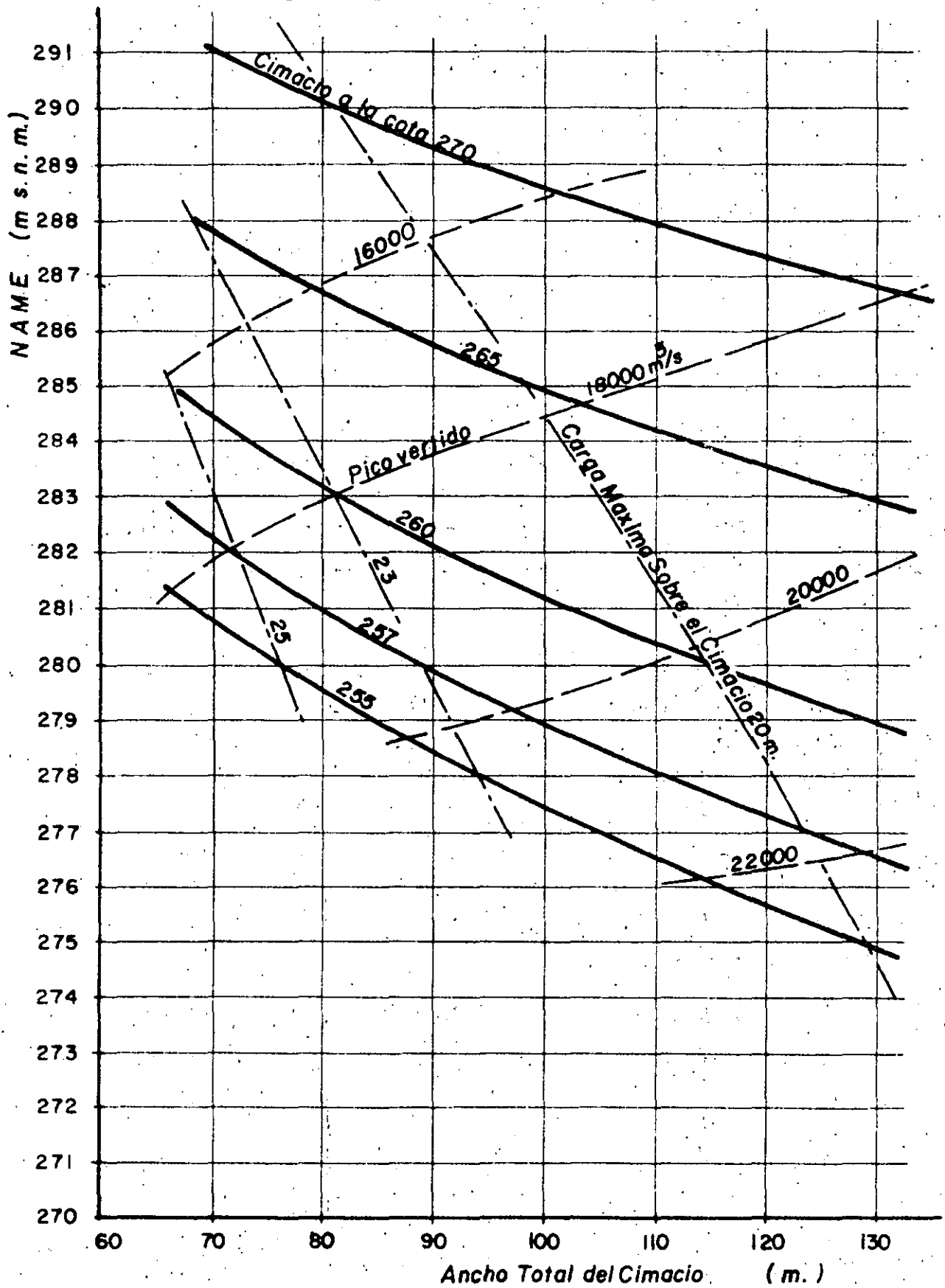
Con relación a los canales de descarga, se ha adoptado una disposición con dos canales paralelos y con el mismo perfil longitudinal, y un tercer canal escalonado y divergente en planta, esto permite reducir las excavaciones, acompañado en lo posible la morfología de la ladera; aumenta la longitud de la zona de impacto de los chorros y permite descargar las avenidas "normales" (Tr hasta 50 años) en dos canales solamente, respectando el tipo de operación propuesto por S.A.R.H. (vease más adelante) y sin aumentar demasiado la altura de las compuertas y tablonés.

En una primera etapa del estudio de optimización se han considerado diferentes geometrías del vertedor (ancho total y cota del cimacio), determinándose para cada caso el NAME en el embalse y el pico descargado; los resultados obtenidos considerando una operación "standard" del vertedor, esto es manteniendo el NAMO en el embalse hasta que todas las compuertas queden abiertas, se muestran en la figura 6.3.

Del punto de vista económico, existen dos opciones posibles:

FIG. 6/3

OPTIMIZACION DEL VERTEDOR
TRANSITO DE LA AVENIDA DE DISEÑO



- Cimacio a la cota 270; vertedor libre, sin compuertas
- Cimacio más bajo (vertedor con compuertas) y maximización de la descarga unitaria, de modo a reducir al mínimo el ancho del cimacio mismo y de los canales de descarga. El límite técnico de la descarga unitaria ha sido establecido en correspondencia a una carga máxima sobre el cimacio de 23 m, que ya ha sido adoptada en vertedores de concepción similar (Itaipú).

En base a los criterios de diseño mencionados arriba se ha entonces desarrollado una evaluación económica, calculando para diferentes alternativas de vertedores (con o sin compuertas) el costo aproximado del conjunto vertedor más cortina; el resultado de esta evaluación se muestra en la figura 6.4.

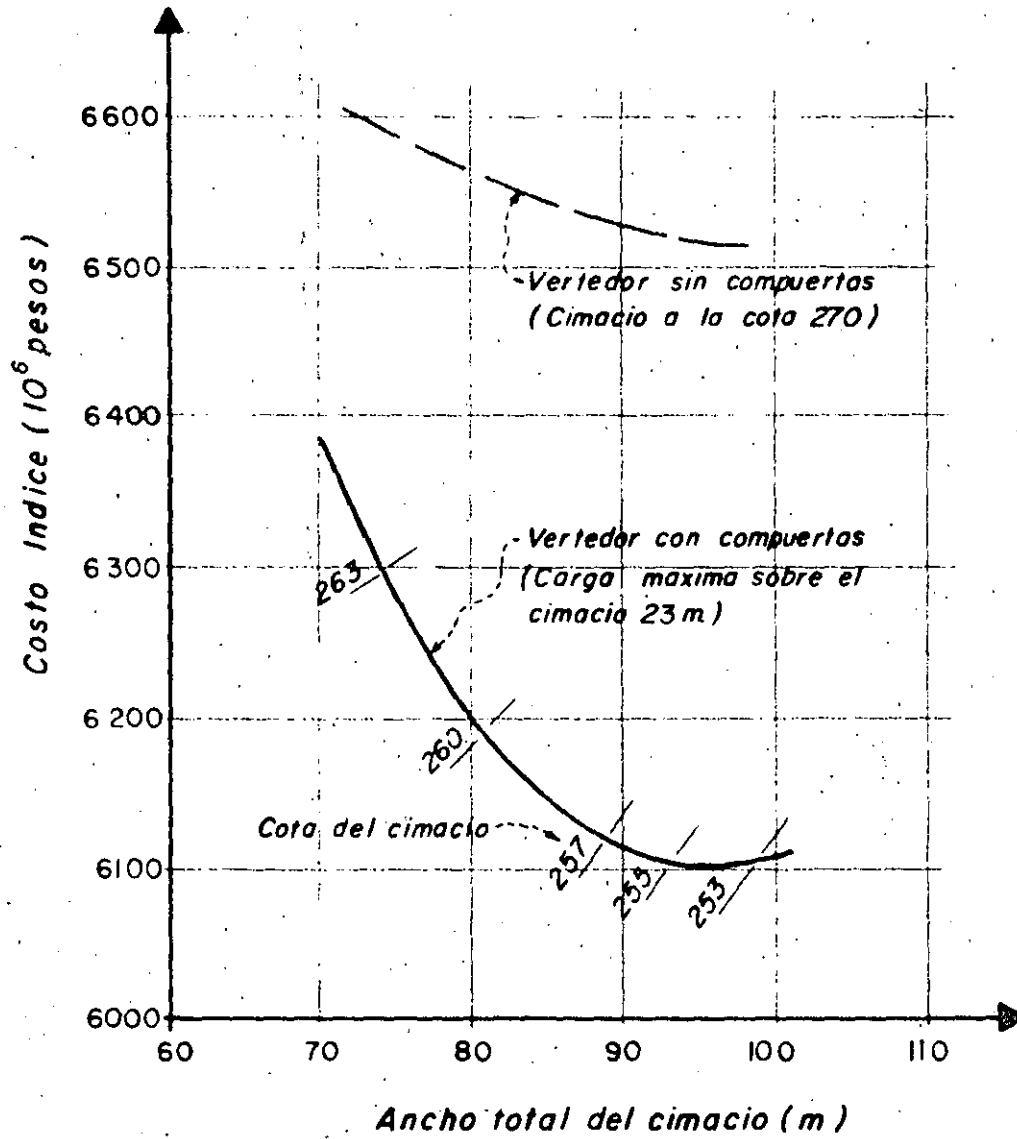
Como se ve, es claramente más conveniente el vertedor con compuertas; el costo del equipo del vertedor es mucho menor de la reducción de costo que se obtiene bajando la corona de la cortina.

El mínimo costo, para el caso de vertedor con compuertas, se obtiene para un ancho total del cimacio entre 90 y 100 m, y cota correspondiente del cimacio entre 257 y 253.

Todo lo mencionado hasta ahora considera nada más la economía del proyecto Huites en sí, sin tomar en cuenta el efecto de las descargas del vertedor aguas abajo de Huites.

Un estudio más completo del tránsito de avenidas sobre toda la cuenca del río Fuerte, tomando en cu

FIG. 6/4
OPTIMIZACION DEL VERTEDEDOR
EVALUACION ECONOMICA



ta la operación de los vertedores de Huites y Miguel Hidalgo y los efectos de las avenidas aguas abajo de esta última presa ha sido desarrollado por S.A.R.H.

El criterio básico utilizado en este estudio ha sido el de procurar no descargar de Miguel Hidalgo más que 2000 m³/s, que corresponden a la capacidad actual del río Fuerte, aguas abajo de esta presa.

Es claro evidentemente que este objetivo solamente puede ser alcanzado cuando las avenidas que llegan no rebasan determinados valores de pico y volumen, y aceptando cierto encarecimiento de las obras.

El estudio de alternativas, tanto de dimensiones del vertedor de Huites, cuanto de criterios de operación de los dos vertedores de Huites y de Miguel Hidalgo, llevado a cabo por S.A.R.H., ha conducido a las siguientes conclusiones, concordadas entre S.A.R.H. y CFE:

- Para el proyecto Huites, lo que mejor corresponde a las necesidades globales de control de avenidas es un vertedor con cimacio a la cota 260.00 y 6 compuertas de 15 m de ancho.
- Para el vertedor de Huites, el criterio óptimo de operación consiste en limitar a 5000 m³/s la descarga, hasta que el nivel del agua en el embalse alcance la cota 276.60 (esto permite transitar con esta descarga máxima todas las avenidas registradas); cuando el agua rebase este nivel, se permite aumentar la descarga hasta 10,000 m³/s, manteniendo este valor hasta que el nivel del embalse alcance la cota 278,40; arriba de este nivel ya las compuertas quedan totalmente abiertas, hasta que se alcance el nivel má-

ximo del embalse.

- Aplicando estos criterios de operación al tránsito de la avenida máxima probable (pico entrante 30.000 m³/s, volumen 4020 millones de m³ en 6 días), se llega a un NAME de 283.20 y a un pico máximo descargando de 21,000 m³/s.
- Con estos criterios de operación en Huites, se puede limitar a 2000 m³/s la descarga de Miguel Hidalgo para casi todas las avenidas registradas (excepto la de enero 1949); el tránsito de la avenida máxima probable da un pico descargado de 16 550 m³/s, con un nivel máximo en el embalse Miguel Hidalgo prácticamente igual al NAME actual (148.00).

En base a las conclusiones de este estudio de S.A.R.H., se ha adoptado para el vertedor de Huites la solución con 6 compuertas de 15 m de ancho y cimacio a la cota 260.00.

El labio superior de las compuertas ha sido establecido a la cota 277.00 lo que permite transitar las avenidas registradas operando solamente dos canales.

6.9 Obras de Generación.

6.9.1 Disposición general Del punto de vista de las obras civiles, la ubicación y el tipo de casa de máquinas son una larga consecuencia de la selección de la cortina en concreto.

En efecto no hay alternativas razonables, ni del punto de vista económico, no considernado las características de operación de la planta, al esquema con

obras de toma incorporadas en la cortina y casa de máquinas al pie de la misma.

El diseño de la obra de toma ha sido desarrollado en la base de los criterios siguientes:

- Permitir la operación sin restricciones con el embalse hasta la cota 215.
- Permitir la operación normal de la toma aún cuando el nivel de azolve en frente a la cortina llegue hasta la cota 215, o algo más.

Con base en estos criterios, se ha adoptado un diseño semicircular de las rejillas, previendo la posibilidad de cerrar la parte baja de las rejillas con tablonés en concreto cuando el azolve llegue a interesar la cota de la obra de toma.

Para la geometría de la entrada y la disposición de la compuerta de mantenimiento y de la de servicio se ha adoptado un diseño similar al de Grand-Coulee III, que se ha demostrado muy eficiente desde el punto de vista hidráulico, permitiendo al mismo tiempo una sensible simplificación de los problemas constructi-

- Permitir la operación normal de la toma aún cuando el nivel de azolve en frente a la cortina llegue hasta la cota 215, o algo más.

Con base en estos criterios, se ha adoptado un diseño semicircular de las rejillas, previendo la posibilidad de cerrar la parte baja de las rejillas con tablonés en concreto cuando el azolve llegue a interesar la cota de la obra de toma.

Para la geometría de la entrada y la disposición de la compuerta de mantenimiento y de la de servicio se ha adoptado un diseño similar al de Grand-Coulee III, que se ha demostrado muy eficiente desde el punto de vista hidráulico, permitiendo al mismo tiempo una sensible simplificación de los problemas constructivos.

El trazado altimétrico de las tuberías de presión ha sido también estudiado para que el montaje de las mismas tuberías interfiera lo mínimo posible con la construcción de la cortina; se ha entonces previsto un primer tramo horizontal, donde las tuberías cruzan la cortina, y una parte inclinada, apoyada en el paramento de aguas abajo.

Del punto de vista civil, la casa de máquinas no presenta particulares problemas; se trata de una estructura masiva en la parte inferior, en concreto armado en la parte superior.

El acceso permanente a la casa de máquinas es determinado por la ubicación de los vertedores, que impiden un acceso por la margen izquierda.

Vale la pena mencionar el problema de la ubicación de la subestación; en principio, existen tres opciones posibles:

- En alguna zona relativamente plana de las laderas, aguas abajo de la cortina
- En el techo de la central y en la zona de relleno compactado que queda entre la central misma y el primer canal del vertedor
- Dentro de la misma central adoptando la tecnología de las subestaciones en hexafluoruro

Frente a los problemas civiles de la primera alternativa (es imposible usar la ladera izquierda, debido a la ubicación de los canales del vertedor; una ubicación en la otra margen requiere importantes excavaciones, siendo además supeditada a ciertos riesgos de caída de bloques y rodaderos desde el cantil de la margen derecha) se ha optado por la segunda alternativa, que además debe ser considerada mejor desde el punto de vista funcional.

La tercera alternativa, equivalente a la segunda del punto de vista funcional, ha sido descartada por ser relativamente más cara y por requerir una tecnología relativamente reciente y poco común en el país.

6.9.2 Criterios para las turbinas-generadores Los datos básicos de los niveles que resultan del estudio de regulación del embalse y de los azolves son:

NAMO: Nivel máximo normal 270 m s.n.m.

NAMINE: Nivel mínimo extraordinario 215 m s.n.m.

Con el fin de aprovechar todo el gasto demandado por el sistema de riego para la generación, se ha calculado la carga del proyecto para las turbinas de tal manera que, aún teniendo la seguridad de un buen funcionamiento, el nivel mínimo de operación (NAMINO) coincida con el NAMINE.

A partir de los diagramas de funcionamiento de turbinas similares a las de Huites, se han establecido los siguientes valores límites:

Relación entre carga máxima y carga de diseño = 1.20
 Relación entre carga mínima y carga de diseño = 0.60
 Relación entre carga máxima y carga mínima = 2.00

Se sabe que una relación de 0.60 entre carga mínima y carga de diseño es un poco afuera de la práctica usual y conservadora; sin embargo hay que mencionar que el estudio de operación muestra que el embalse alcanzará las cotas mínimas por relativamente poco tiempo; además la operación en conjunto de los dos embalses Huites y Miguel Hidalgo, operación en que se tiende a dejar Huites siempre lo más alto posible, reducirá aún más la gravedad del problema.

De cualquier modo, para evitar problemas de cavitación a las cargas mínimas, se ha establecido un valor bastante prudente de la submergencia de las turbinas.

Tomando los niveles de desfogue 150.20 m s.n.m. con una unidad en operación y 152.5 m s.n.m. con todas las unidades en operación se han obtenido las siguientes cargas:

Carga máxima bruta 119.8 m

Carga mínima bruta 62.5 m

La relación entre estos dos valores queda adentro del límite establecido arriba.

Considerando una relación de 1.2 entre carga máxima y carga de diseño se llega para esta última al valor siguiente:

Carga de diseño bruta 99.8 m

lo que corresponde al siguiente nivel del embalse

Nivel de diseño $152.5 + 99.8 = 252.3$ m s.n.m.

Con estos datos se ha estudiado el funcionamiento de las turbinas, buscando que, en el campo de las cargas calculadas, las máquinas tengan un funcionamiento estable, sin peligro de cavitación y de pulsaciones de presión a la descarga, alcanzando en el mismo tiempo los rendimientos más altos posibles.

Los límites impuestos son: que a la carga máxima las turbinas no queden con los álabes del distribuidor cerrados más del 65% de la máxima abertura, lo que pasaría manteniendo una potencia fija para cualquier carga; y que no sea necesario dimensionar el generador eléctrico para potencias muy altas, lo que sucedería dejando los álabes de las turbinas totalmente abiertos hasta la carga máxima.

La capacidad total instalada ha sido establecida por C.F.E. en relación a las necesidades del mercado eléctrico alrededor de 520 MW (al NAMO); considerando instalar 3 unidades, lo que permite reducir los costos civiles y electromecánicos de las obras de generación, garantizando todavía una buena flexibilidad en

la operación de la planta, la potencia de cada grupo ha sido establecida en 175 MW (al NAMO).

En base a esta potencia, y a los criterios mencionados arriba, se obtiene una turbina que garantiza los 175 MW hasta una carga bruta de 90 m (nivel de agua en el embalse 242.50) y garantiza, a la carga mínima, una potencia de 100 MW.

En la figura 6.5 se muestra la variación de la potencia en relación a la carga.

El estudio se ha completado con el cálculo de las pérdidas de carga del circuito hidráulico, obteniendo los siguientes datos básicos:

	Carga bruta (m)	Carga Neta (m)	Gasto (m ³ /s)	Potencia (MW)
Máximo	119.80	118.50	167	175
Diseño	99.80	97.80	203	175
Nominal	90.00	87.50	227	175
Mínimo	62.50	60.80	186	100

Las turbinas tienen por lo tanto las siguientes características:

Potencia mínima garantizada	100 MW
Potencia máxima	175 MW
Velocidad de rotación	150 rpm
Constante característica	204

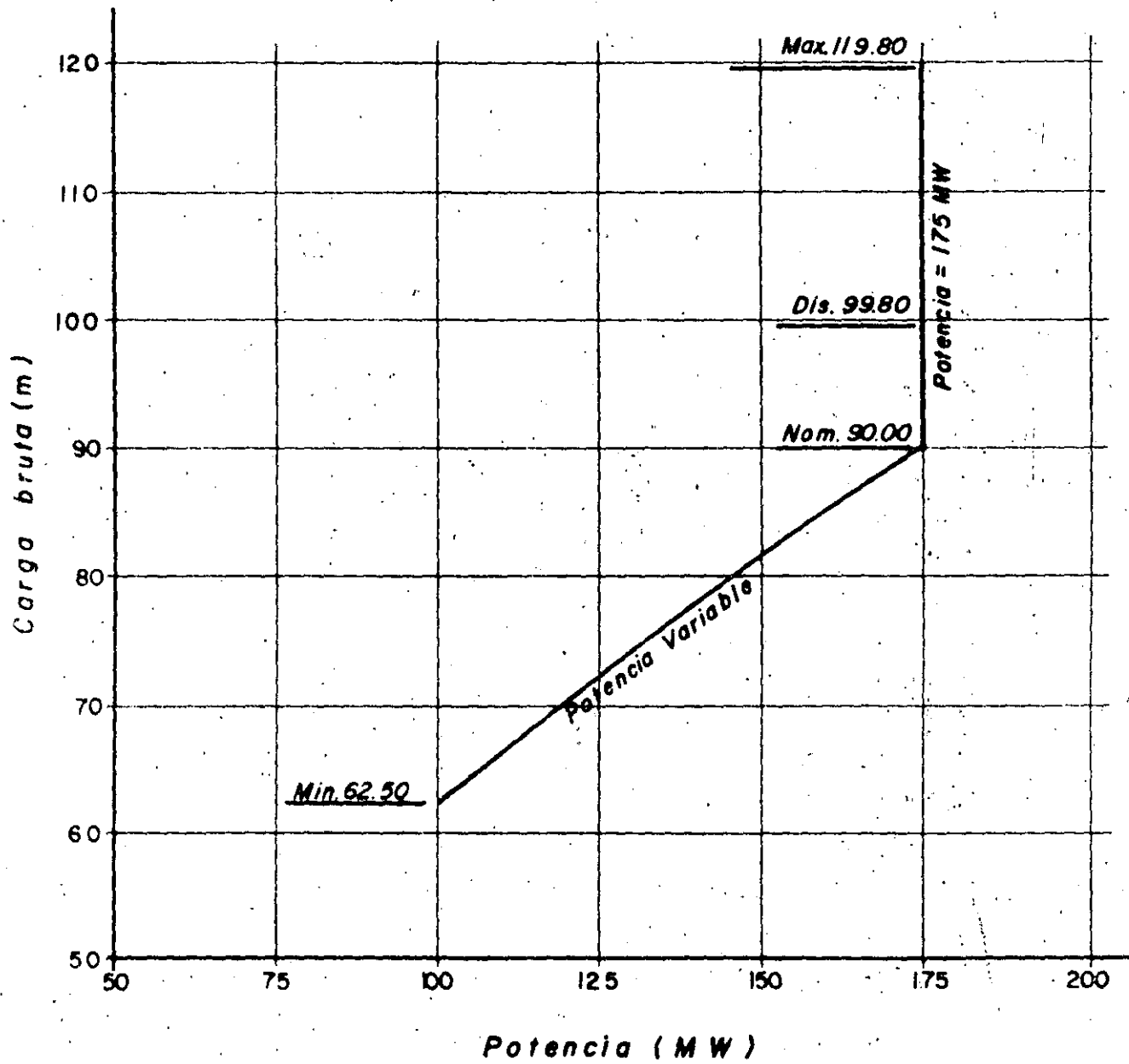
6.10 Obras de Riego

Las obras de riego han sido diseñadas en base a los criterios siguientes:

FIG. 6/5

TURBINAS

RELACION ENTRE CARGA Y POTENCIA



- Garantizar la salida del gasto requerido por el riego, dado las posibles interrupciones en la operación de las unidades
- Garantizar la descarga máxima de riego (135 m³/s, como media mensual) con nivel del agua en el embalse a la cota 215
- Garantizar por lo menos una parte de la descarga de riego aún en caso de desperfectos o mantenimiento de las válvulas de descarga.

En base a estos criterios, y tomando en cuenta la disposición general de las obras, la disposición más conveniente resultó la siguiente:

- Obra de toma independiente, análoga y en la misma cota de las tomas para generación
- Tubería de presión con el mismo trazado alimétrico de las tuberías de las unidades, y diámetro suficiente para evitar depresiones en la tubería durante la operación con niveles bajos en el embalse; aguas abajo de la curva superior, cuando ya no hay peligro de depresión en la tubería, el diámetro puede ser reducido, quedando su valor definido por la velocidad máxima que se admita en la tubería.

En alternativa a esta disposición se puede pensar en adoptar para toda la tubería el diámetro menor, pero en este caso es necesario inclinar el tramo de la tubería que cruza la cortina; esta disposición ha sido descartada por las complicaciones que implica en el sistema de colado del concreto.

Aguas abajo de la curva inferior, se ha previsto una bifurcación y dos conductos independientes, con válvulas Howell-Bunger, ubicadas en el área de la casa de máquinas. Las válvulas descargan al aire, al lado del difusor de la unidad 1.

El diámetro de las válvulas ha sido determinado con el criterio de garantizar al NAMINE cerca del 60% del gasto máximo requerido por el riego con una sola válvula en operación.

7 LA SOLUCION PROPUESTA

7.1 Introducción

La solución que resulta de los estudios de optimización mencionados en el capítulo anterior, y que se propone a nivel de factibilidad para el aprovechamiento de usos múltiples de Huites, está representada en los planos anexos y tiene las características indicadas a continuación.

Cabe subrayar que el conjunto de obras que se propone puede ser considerado final en términos de solución básica, que deberá todavía ser afinada en detalles en el curso de las etapas posteriores del estudio, acompañando el adelanto y profundización de las investigaciones de campo y de laboratorio; se considera sin embargo que los resultados de los estudios adicionales no cambiarán las características básicas del proyecto.

La presa de Huites, sirve para crear un embalse regulador sobre el río Fuerte que tiene las siguientes características:

NAMO	270 m s.n.m
NAMINO = NAMINE	215 m s.n.m

Capacidad total al NAMO	2908 millones de m ³
Capacidad al NAMINE	500 millones de m ³
Volumen útil entre NAMO y NAMINE	2408 millones de m ³

El embalse tiene, a partir de la cortina, una forma más o menos rectangular de 12 Km de largo por 4 Km de ancho, donde se ubica la mayor parte del volumen de almacenamiento; más arriba, el embalse se bifurca hacia el Noroeste y el Este, con una longitud total entre los dos brazos de aproximadamente 50 Km. El área del embalse al NAMO es de 70.7 Km².

7.2 Cortina

Con base en los criterios generales y de detalle expuestos arriba, y considerando los varios estudios de optimización mencionados en el capítulo anterior, la solución que se presenta más favorable está constituida por una cortina en concreto, de gravedad maciza, con eje en tramos rectilíneos, como se indica en los planos.

Las principales dimensiones geométricas son:

Altura máxima	155 m
Desplante	130 m s.n.m.
Elevación de la corona	285 m s.n.m.
Longitud de la corona	384 m
Talud aguas arriba	variable de vertical a 0.3 H: 1V
Talud aguas abajo	0.7 H: 1V
Volumen total de concreto	2 189 000 m ³

Del punto de vista estructural, la cortina está dividida en 18 bloques independientes, de ancho variable entre 15 y 25.5 m.

De la margen derecha hacia la izquierda, la cortina incorpora las obras siguientes:

- Estructura de desvío
- Obras de toma
- Cimacio de vertedor

Toda la cortina está cimentada sobre la roca; además de la limpieza del material de acarreo en el cauce se ha previsto un espesor promedio de excavación de 5 m en la roca, con las regularizaciones necesarias para cimentar adecuadamente cada bloque.

El tratamiento de las cimentaciones está constituido básicamente por una pantalla de inyecciones y drenajes, con el trabajo de perforación llevado a cabo ya sea desde las galerías y pozos de la cortina misma, así como utilizando túneles en las laderas.

La pantalla de impermeabilización será ejecutada con el método "Split-spacing", por hileras cruzadas (para interesar los contactos, diques y fracturas; en principio, se han previsto dos hileras de inyecciones en el granito, y una hilera adicional en la ignimbrita y corneana de la margen izquierda.

Aguas abajo de la pantalla de inyecciones se ha previsto una pantalla de barrenos de drenaje para aliviar la subpresión en las cimentaciones.

Además de este tratamiento primario, se han previsto inyecciones de consolidación en todas las superficies de cimentación de la cortina, llevadas a cabo con perforaciones desde la superficie de la roca o bien desde las galerías y pozos de la cortina, o desde los paramentos, conforme sea más conveniente.

Por fin se ha previsto un tratamiento particular (limpieza, relleno con concreto, inyecciones de consolidación) de la parte más superficial del contacto granito-corneana, en la zona de la ladera izquierda en que este accidente geológico interesa las cimentaciones de la cortina; este tratamiento será llevado a cabo utilizando un socavón inclinado, que acompañe al contacto, unos 20 m por debajo del plano de las cimentaciones.

7.3 Obras de Desvío

7.3.1 Canal y estructura de desvío

Las obras de desvío están constituidas esencialmente por un canal de desvío, excavado en la ladera derecha, y por una estructura en concreto, incorporada en la cortina, donde se ubica el equipo que debe permitir el cierre final del desvío.

Como ya se ha mencionado en el capítulo anterior, el manejo del río durante la desviación se desarrolla en dos etapas: una primera en que el agua puede transbordar la estructura y una segunda en que el río ya puede pasar solamente por las aberturas de desvío.

El canal, de unos 45 m de ancho y 700 m de longitud, tiene el fondo a la cota 150 en su parte de aguas arriba y a la cota 146 en la parte aguas abajo de la estructura de desvío; la altura de los taludes de excavación del canal llega a un máximo de 65 m aproximadamente.

En el lado del canal adyacente al río la topografía no es suficientemente alta, en el tramo aguas arriba de la estructura, para contener las aguas durante las avenidas; es por lo tanto necesario un muro en concreto, a la misma cota de la atagüfa de aguas arriba, que evite la inundación del área de trabajo en el cauce durante la primera etapa del desvío.

La estructura de desvío, incorporada en la parte baja de los bloques No. 2 y 3 de la cortina, tiene 4 aberturas de 6.25 m de ancho por 13 m de alto, con el fondo a la cota 146.

En la primera etapa, la construcción de la estructura queda interrumpida en la cota 163, permitiéndose el transbordamiento durante las avenidas.

El equipo de cierre del desvío está constituido por dos compuertas vagón leves, diseñadas para cortar el flujo en períodos de aguas bajas, y 4 tablonces de cierre, diseñados para soportar toda la carga del embalse hasta la terminación de los taponos en concreto de las aberturas.

La maniobra de este equipo para el cierre final se hará desde una plataforma a la cota 182, ubicada en la extremidad aguas arriba de la estructura.

Además se ha previsto un tablón leve que puede ser colocado a la extremidad de aguas abajo de una abertura, para permitir su puesta en seco e inspección.

7.3.2 Atagüfas Son dos estructuras en material suelto, con corona a la cota 182 (atagüfa de aguas arriba) y 162 (atagüfa de aguas aba-

jo). El volumen total de las dos ataguías se estimó en 390 000 m³ aproximadamente.

La impermeabilización de las ataguías mismas es asegurada por núcleos de arcilla; para impermeabilizar la capa de aluvión en el cauce se han previsto pantallas -- plásticas tipo ICOS; en una etapa posterior del estudio, una vez conocidas las características de permeabilidad del acarreo, se podrán examinar métodos alternativos.

7.4 Obras de Excedencia

El cimacio del vertedor, a la cota 260, se ubica en la parte izquierda de la cortina (bloques 12 a 17); está dividido en 6 aberturas de 15 m de ancho, controladas por compuertas radiales de 17.0 m de altura (labio superior de la compuerta a la cota 277.00).

El vertedor, operando conforme los criterios propuestos por S.A.R.H. (ver capítulo 6) descarga la avenida de frecuencia decamilenaria con un NAME en el embalse de 283.20; las avenidas con tiempo de retorno hasta 50 años (todas las avenidas registradas) pueden ser transitadas limitando la descarga a 5000 m³/s, lo que en general permite que el embalse Miguel Hidalgo, aguas abajo, limite a su vez el pico descargado a 2000 m³/s.

Además estas mismas avenidas (Tr hasta 50 años) pueden ser descargadas operando solamente 4 compuertas, esto se considera una garantía adecuada para la eventualidad de fallas en la operación de las compuertas, o de tener reparaciones o mantenimiento a la llegada de una avenida.

Las aguas vertidas son descargadas por tres canales independientes, de 34 m de ancho y longitud variable entre 415 y 430 m.

Al final de los canales, a una distancia mínima de la casa de máquinas de aproximadamente 250 m, las aguas son restituidas al río con un salto de esquí terminal.

La velocidad del agua en los canales llega cerca de los 40 m/s; se han entonces previsto dispositivos de aireación a lo largo de los canales, que deberán ser estudiados en detalle en la próxima etapa del estudio.

7.5 Obras de Generación

Partiendo desde aguas arriba las obras están constituidas por lo siguiente:

- Obras de toma (una por cada unidad), ubicadas en los bloques 8, 9 y 10 de la cortina, con el fondo a la cota 205. Cada obra de toma está protegida con una rejilla de disposición semicircular, de dimensiones 22 x 25 m, aguas arriba de las rejillas, se ha previsto la posibilidad de bajar tablonces en concreto para proteger la toma del azolve, en el futuro. La velocidad del agua en las rejillas es de 0.45 m/s inicialmente y podría llegar hasta 0.75 m/s en el futuro, cuando el azolve llegue a interesar la obra de toma. Los valores relativamente bajos de velocidad permiten no colocar equipo para la limpieza de las rejillas.

Cada obra de toma es controlada por una compuerta vagón, de 4.8m de ancho y 6.8m de alto, operada con ser-

6

0

0

The following information is for your information only.
 It is not intended to be used as a basis for a
 decision. It is the policy of the Department
 of Health and Human Services to provide
 information to the public in a timely and
 accurate manner. This information is provided
 for your information only and is not intended
 to be used as a basis for a decision.

8 PLANIFICACION DE LA CONSTRUCCION

8.1 Objeto y Alcance

El objeto de este capítulo es delinear los principales problemas relativos a la planificación de la construcción, tales como organización de la obra, secuencias críticas, etapas de construcción, posibles métodos y equipos utilizables.

Vale la pena mencionar desde luego, que los detalles de organización de la obra, que se describen abajo, han sido estudiados con la finalidad principal de confirmar que los precios unitarios y los tiempos de construcción considerados son razonables; no se pretende de forma alguna que la organización de la obra ilustrada sea la única o la mejor para llevar a cabo la construcción en el tiempo previsto.

8.2 Cantidades

Las principales cantidades de la obra civil se muestran en el cuadro 8.1.

Cabe mencionar que todas estas cantidades podrán sufrir ajustes, más o menos significativos, en el desarrollo del diseño de detalle; en particular se podrá examinar la oportunidad de sustituir una parte

del cemento (hasta un máximo alrededor de 25%) por puzo-
lana o "Fly ash".

CUADRO 8.1

Cantidades de Obra Civil

Excavación

. Al exterior; material suelto	435,000 m3
. Al exterior: roca, grandes masas	2 005,000 m3
. Al exterior: roca, sección obligada	704,000 m3
. Al exterior: roca, regularización de laderas	75,000 m3
. En subterráneo	5,000 m3
T O T A L	3 224,000 m3

Estabilización y Tratamiento de la roca

. Pernos de anclaje	150 t
. Tirantes pretensados	150 t
. Malla de acero	17 000 m2
. Concreto proyectado	2 600 m3
. Huecos a percusión: contacto y <u>consolidación</u>	23 600 m
. Huecos a rotación: pantalla de <u>inyecciones</u>	28 000 m
. Inyecciones	4 100 t
. Huecos a percusión: drenaje	6 000 m

Terracerfias

. Atagufas:	
. Núcleo de arcilla	73 000 m3
. Transición	21 000 m3
. Enrocamiento	293 000 m3
T O T A L	387 000 m3
. Relleno compactado	50 000 m3

Concreto

.. Tipo A: masa	2 065 000 m3
.. Tipo B: estructuras gruesas al exte rior	168 000 m3
.. Tipo C: estructuras delgadas al exte rior	161 000 m3
.. Tipo D: en subterráneo	1 000 m3
.. Tipo E: revestimiento canales del ver tedor	46 000 m3
.. Tipo F: tapones del desvío	7 000 m3
T O T A L	2 448 000 m3

Cemento 330 000 t

Acero de refuerzo 14 150 t

Barras de anclaje canales del vertedor 200 t

Pantalla plástica de las ataguías 2 750 m2

Remoción ataguía de aguas abajo 82 000 m3

8.3 Organización de la Construcción

8.3.1 Consideraciones Generales

a. Obras preliminares En el estudio de la ejecución se consideró que, antes del comienzo de la excavación del estribo derecho y del canal de desvío, se tenga preparado:

- Una carretera en la margen derecha que conecte el puente actualmente existente con el sitio de la obra.
- Un acceso en túnel a la cuota 285 en correspondencia de la excavación del estribo mismo.

- Un acceso de doble vía a la embocadura del canal de desvío, lo que podrá necesitar de un túnel que cruce el espolón derecho de la garganta.
- Un campamento dimensionado para 300 personas aproximadamente, que el contratista pueda utilizar para viviendas, servicios y oficinas, al iniciar su tarea.

Se tendría que preparar, además, antes del comienzo de las otras operaciones:

- Un nuevo puente aguas abajo de la obra, que permita el tránsito en los dos sentidos para vehículos pesados y capaz de soportar cargas de hasta 150 toneladas.
- Un acceso en túnel a la parte superior de las excavaciones del estribo izquierdo de la cortina.

b. Ubicaciones de las áreas Para establecer la ubicación de las diferentes áreas necesarias a las instalaciones provisionales y de las vías de acceso y de servicio hay que conseguir un levantamiento topográfico que se extienda alrededor de la obra, por tres kilómetros hacia aguas abajo y aguas arriba y al menos un kilómetro hacia los dos lados.

De las observaciones efectuadas en el sitio aparece, sin embargo, la posibilidad de indicar ciertas soluciones:

En la margen izquierda, en zona próxima a los canales del vertedor, y entre cotas 210 y 220 tendrían que situarse la planta de tratamiento de los agregados y de producción del concreto.

Cerca de éstas, adonde el terreno presenta superficie adecuada, se acumulará el agregado.

Como parece muy probable que el máximo volumen del agregado llegará de los bancos aluvionales del río Fuerte, el volumen de estoques de agregado que debe ser previsto tendrá que ser relacionado con los consumos previstos y las cantidades que en cada temporada será posible extraer, tomando en cuenta que durante las avenidas habrá restricciones importantes a este trabajo.

Compresores, grupos electrógenos y otros equipos provisionales serán ubicados según planos de detalle que el contratista podrá desarrollar sobre la base del levantamiento topográfico de la zona.

Los campamentos se concentrarán, aguas abajo de la obra, en proximidad de los caminos de acceso.

La máxima parte de las descargas de las excavaciones se preven en la margen derecha, posiblemente aguas abajo de la obra.

8.3.2 Esquema de la organización ejecutiva

a. Equipo de construcción principal

Los conceptos básicos de la ejecución se refieren a las excavaciones, debido a la sensible concentración de operaciones en un espacio notablemente reducido, y a la colocación del concreto.

- Excavaciones Para las excavaciones en roca, se prevén básicamente:

- 5-10 Bulldozer Tipo D8 y D7.
- 5-10 Cargador frontal sobre neumáticos tipo 992 y 998
- 5-10 Cargador frontal de orugas tipo 977 y/o 983
- 5-10 Excavadoras frontales de 5.5-7c.y.
- 5-10 Track-drill de 3"
- 20-30 Dumpers de 35-50 tons
- 8 Compresores de 600 y 1,200 c.f./m

Para las excavaciones en material suelto:

Buldozer, excavadoras y cargadores frontales, y "dumpers" como los anteriores, más dragas de 5.5 -7 cm. y. (estas servirán para excavaciones en aluvión y para la remoción de la atagüfa de aguas abajo).

- Carreteras y servicios

- 3 Niveladoras tipo 120
- 3 Cargadores Frontales tipo 966 y 977
- 10 Dumpers 15 tons.
- 4-8 Autotánques 15,000/20,000 pt.

- Desagüe

- Bombas varios tamaños
- Bombas diesel ± 1 m3/hora

- Concreto Para la fabricación del concreto se prevén básicamente:

- 1 Planta de tratamiento agregados de 600 ton/hora
 - 1 Planta para arena de 150 a 200 ton/hora
 - 1 Planta de concreto de 350 m3/hora aprox.
 - 1 Planta refrigeradora de 2'500,000 frig/hora aprox.
 - 1 Planta auxiliar de concreto de 80 m3/hora
- Carpintería metálica para los andamios de las grúas, más los grupos electrógenos, los tanques y todo el equipo auxiliar.

- Vaciado Para el vaciado de concreto se prevé básicamente:

- 2 grúas tipo Peiner TN 1120
- Varias grúas móviles de 45-60-110 tons.
- Una grúa de torre 5 ton x 50 ml
- 50-60 camiones pesados
- 20-30 dampers 4.5 m3
- Varios volquetes de 4.5-6 m3
- Bomba de concreto de 70-80 m3/hora
- Vibradores hidráulicos de 6" montados sobre oruga
- Tractores de oruga tipo D3-D4
- Bombas de alta presión (\div 35 atm) para lavado
- Pequeñas grúas móviles para la colocación del encofrado
- 2 máquinas corta-juntas con lámina vibrante.

b. Utilización del Equipo Se ha previsto que la planta auxiliar de concreto se coloque en la margen derecha junto con la grúa de torre para el vaciado en la estructura de desvío.

La grúa de torre se desplazaría, después, cerca de la casa de máquinas para contribuir a su construcción junto con una grúa tipo peiner.

El vaciado en la cortina se prevé en diferentes fases que se ilustran más adelante.

Se puede adelantar que otra grúa Peiner, que se montará a la misma cota de la planta principal de concreto, se encargará de la distribución (junto, de vez en vez, con la segunda grúa Peiner localizada cerca de la casa de máquinas, y con varias grúas móviles).

La distribución se hará con "dumpers" y tractores.

8.3.3 Agregados Las investigaciones geofísicas efectuadas y las recientes verificaciones llevadas a cabo por C.F.E. (Lab. Mat.) llevan a considerar como conveniente la utilización de los depósitos aluviales del río Fuerte para la elaboración del concreto.

Ulteriores investigaciones tendrán que proporcionar más detalles, sobre todo en cuanto a granulometría y grado de limpieza de los depósitos.

Sin embargo, se considera razonable contar desde ahora sobre dicha posibilidad, que representa un factor muy favorable, en cuanto simplifica ya sea la extracción como el tratamiento del material.

La cantidad suficiente para el volumen total de concreto se distribuye a lo largo de 7 a 10 Km aguas abajo de la obra.

La alimentación de la zona de acumulación se obtendrá a través de varios puntos de extracción cuya potencia y número serán dimensionados después de terminadas las investigaciones.

8.4 Metodos Ejecutivos y Tiempos

8.4.1 Consideraciones generales La

construcción de la obra tiene que considerar primeramente el manejo del agua del río Fuerte y en particular las operaciones de abrir y cerrar el desvío, siendo éstas vinculadas a condiciones de máxima sequía.

De hecho hay durante el año, dos períodos de creciente y dos de sequía. Estos últimos son respectivamente de 3 y 1 mes.

En el estudio se profundizó en este aspecto, y se demostró la posibilidad de conectar una serie de operaciones, o bien de etapas ejecutivas, cuyo tiempo total (optimizado) podrá permitir la puesta en marcha del primer grupo dentro de 63 meses a partir del inicio de la construcción.

Para obtener este resultado tendrán que ser respetadas algunas condiciones básicas:

- Al momento del inicio de la construcción hayan sido ejecutadas las obras preparatorias, así como ilustrado en el inciso 8.3.1.
- Los trabajos puedan comenzar en fecha tal que la terminación de la estructura de desvío coincida con un período de sequía.
- La fecha en que se produzcan las condiciones para cerrar el desvío coincida también con un período de sequía.
- Que la organización ejecutora lleve en el sitio todo el equipo necesario en tiempo

útil y con el personal adecuado como para obtener tempestivamente las producciones que se indican abajo y que, de otro lado, ya fueron experimentadas en obras similares.

8.4.2 Las Etapas A la evaluación del

tiempo de ejecución antes mencionada se ha llegado tomando en cuenta la forma de proceder que ilustramos; es evidente que el contratista podrá elegir otra forma que mejor se adapte a su experiencia o concepción, siempre y cuando consiga la aprobación de la supervisión de la obra.

Las etapas previstas se dividen como sigue:

a. Excavación del estribo derecho y del canal de desvío Será de máxima importancia que la excavación del estribo se comience casi de inmediato, después de la "orden a proceder".

Su ejecución será facilitada por la disponibilidad de un acceso a su parte más alta, por medio de un túnel.

Dada la naturaleza de este trabajo, que se efectuará en condiciones de grande exposición, sobre una pared de roca casi vertical, será necesario emplear personal muy bien entrenado y experto.

Como la roca fracturada por las voladuras, precipitará sobre la parte central del trazado del canal de desvío, la excavación de este último podrá alcanzar su máxima producción solamente después de terminar la del estribo.

El canal de desvío tendrá que ser excavado en dos frentes, avanzando desde aguas arriba y aguas abajo.

La producción promedio por frente tendrá que ser alrededor de 2,500 m³ diarios.

b. Construcción de la estructura de desvío Al acabarse la excavación, será ejecutada la estructura en concreto que contiene las compuertas del desvío.

Para la construcción de esta estructura está previsto un ritmo promedio de vaciado de 1,000 m³ por día.

La producción del concreto será efectuada por medio de una planta relativamente liviana que se colocará en la margen derecha.

Para la colocación del concreto podrá adoptarse una grúa de torre que sucesivamente se utilizará para la construcción de la casa de máquinas.

Su trabajo podrá ser integrado por un "derrick" o bien una grúa móvil que levantará el concreto también a lo largo del muro del canal.

c. Excavaciones para el estribo izquierdo y los canales del vertedor Simultáneamente al colado de la estructura de desvío se efectuará la excavación de la espalda izquierda de la cortina por la porción que queda arriba del cauce.

También se empezará la excavación de los canales del vertedor.

No encontrándose esta última operación en el camino crítico, no está sujeta a producciones obligadas.

d. Ataguías Apenas la estructura del desvío esté lista para el paso del agua, las dos ataguías serán construidas distribuyendo a través del cauce el material precedentemente preparado y obtenido de las excavaciones.

Esta operación tiene que efectuarse en un período de sequía y debe concluirse en 3 meses.

e. Excavación del cauce del río Terminada la operación de desvío y puesto en seco el cauce, se complementará la excavación de la parte central de la cortina que, siendo en el camino crítico, tendrá que alcanzar los 2,000 m³ promedios por día de roca excavada.

f. Estribo izquierdo-vaciado Al terminarse la excavación de la espalda izquierda, mientras se completan las excavaciones en el cauce, se pasará al vaciado de esta parte de la cortina hasta llegar a la cota ± 225.

Se considera que a la misma cota tendría que llegar el recorrido de los vehículos que llevan el concreto de la planta principal.

La colocación del concreto sería efectuada con grúa tipo peiner capaz de una producción de 1,600 m³/día integrada eventualmente, con otro "derrik" o bien grúa móvil.

g. Vaciado de la cortina El vaciado de la parte central de la cortina y de la cimentación de

de la casa de máquinas será previsiblemente lo que necesita y permite la producción diaria más alta, es decir alrededor de 4,500 m³ por día.

Cabe recordar, sin embargo, que el proyecto prevé en esta zona, un tipo de concreto cuya distribución es favorecida por la metodología aplicada a la formación de las juntas transversales.

Siendo previsto que éstas se obtendrán cortando el concreto antes de su completo fraguado por medio de una lámina vibrante, la distribución podrá ser muy rápida y sencilla, recorriendo los "dumpers" toda la superficie del vaciado, sin obstáculos.

El concreto que llega en zona del estribo izquierdo a la cota 225 m s.n.m., será trasladado hasta la superficie de vaciado por medio de la grúa peiner antes mencionada y con unos "derriks" móviles. La distribución será integrada por una segunda grúa peiner, que se colocará en proximidad de la casa de máquinas.

Este vaciado tendrá que interrumpirse a la cota 205 para permitir el montaje de la parte horizontal de la tubería de presión que queda amarrada en el cuerpo de la cortina.

h. Estructuras de la casa de máquinas

Además de la segunda grúa peiner en proximidad de esta estructura, también se desplazará aquí la grúa de torre, llevándola de la margen derecha.

La construcción tiene que proceder en forma tal de permitir el arranque de los montajes electromecánicos dentro de 12 meses a partir de su comienzo, lo que por otro lado, corresponde a un plazo normal de construc

ción para obras similares.

i. Montaje, tubería y andamios Al terminarse la etapa g), es decir, cuando el bloque central habrá alcanzado cota 205, se efectuará el montaje de las tuberías forzadas y podrá efectuarse también lo de la estructura en carpintería metálica hasta la cota 225, sobre la cual se desplazarán, ya sea las grúas como los camiones, a lo largo de toda la cortina. (Siempre y cuando la parte superior de la cortina misma se construya con los medios aquí previstos).

j. Vaciado de la cortina-parte superior El camino sobre andamio a cota 225, (dimensionado para soportar dos grúas peiner y el tráfico en doble sentido de los camiones) permitirá desplazar las grúas y los "derrick" auxiliares, que efectuarán la distribución del concreto en las estructuras restantes: obra de toma, parte superior del vertedor, etc.

Es posible que en esta última etapa se identifiquen a su vez tres subetapas, es decir:

- Vaciado sobre la estructura de desvío cuyo arranque deberá corresponder a una temporada seca para evitar posibles desbordamientos.
- Vaciado de la zona correspondiente al vertedor
- Terminación de la parte superior y del coronamiento.

Como plazo optimizado de esta parte del trabajo se prevé el cierre del desvío dentro de los 20.

meses a partir de su comienzo; el ritmo promedio de vaciado, tendrá que respetar los 2500 m3 diarios.

k. Cierre del desvío y puesta en marcha

Si el comienzo de la construcción pudiera realizarse al fin del principal período de sequía, es decir, entre los meses de junio y julio y si los tiempos arriba indicados fueren respetados, el cierre del desvío podría efectuarse alrededor de cinco años después, al fin del principal período de sequía.

Al alcanzar el agua el nivel de la toma, es decir, unos meses más tarde, el primer grupo podrá ponerse en marcha.

Ha sido investigado, a propósito, que el montaje electromecánico del mismo grupo puede desarrollarse sin problemas dentro del plazo que va de la terminación de la estructura de casa de máquinas hasta el llenado del embalse hasta el NAMINE, lo que representa un plazo de 20 meses.

La ejecución de las demás obras civiles (como el vertedor, la obra de toma, el tamponamiento de las aberturas de desvío y la subestación) no tienen vínculos meteorológicos ni problemas particulares para su construcción, y no representan por lo tanto aspectos críticos en el programa de construcción.

9. EVALUACIONES ECONOMICAS

9.1 Precios Unitarios

El criterio básico adoptado en la evaluación de los precios unitarios ha sido el de llegar, en base al estudio de las características peculiares de la obra y de los posibles métodos de construcción, a valores suficientemente realísticos y representativos de los precios de oferta que se podrán recibir para la realización del proyecto. En esta evaluación no se han considerado factores de escalación de precios en los años futuros; por lo tanto los valores indicados se consideran valederos para la mitad de 1981.

En base a la definición de las cantidades principales del proyecto y al estudio de los métodos ejecutivos, varios elementos que componen la evaluación preventiva de los costos de construcción han sido aclarados.

También se han verificado los valores de los costos básicos de algunos materiales.

Quedan todavía unos factores que a la fecha solamente pueden ser valuados en forma preliminar.

Estos son: Tipo de organización del Contratista, tipo y número de contratos que se aplicarán, grado de tratamiento del agregado y proveniencia del cemento,

Dichos elementos pueden influenciar ya sea el costo directo de la obra como el costo indirecto, en cuanto puedan tener influencia en los plazos de construcción (administración, supervisión de la construcción, implicaciones contractuales, falta de utilización de equipos).

Con el fin de definir desde ahora precios unitarios posibles y razonables se ha considerado - que:

- La organización del o de los Contratistas sea de nivel internacional en cuanto a experiencia y a organización técnica.
- Los contratos sean de tipo a precios unitarios, en número reducido (posiblemente no más de dos) y no tengan fundamentales interferencias entre si.
- El aluvión del cauce del río Fuerte se confirme de muy buena calidad y de fácil tratamiento.
- El suministro del cemento no presente mayores obstáculos y su costo quede alrededor de 3,800 pesos por tonelada.
- La C.F.E. se encargue de la construcción de los accesos preliminares, del puente sobre el río Fuerte aguas abajo de la obra y de una parte de los campamentos, así como lo ilustrado en el capítulo 8: planificación de la construcción.

Con estas premisas se ha llegado a la adopción de los precios unitarios indicados en el cuadro 9.1.

CUADRO 9.1

Lista de precios Unitarios

C O N C E P T O	UNIDAD	PRECIO (pesos)
<u>Excavaciones</u>		
. Al exterior: material suelto	m3	100
. Al exterior: roca, grandes masas	m3	230
. Al exterior: roca, regularización de laderas	m3	560
. Al exterior: roca, sección obligada	m3	370
. En túnel, $\phi < 4m$	m3	1 950
. En pozo	m3	1 950
. Remoción de ataguas	m3	100
<u>Estabilización y Tratamiento de la Roca</u>		
. Piernos de anclaje	t	170 000
. Tirantes pretensados	t	230 000
. Malla de acero	m2	300
. Concreto proyectado	m3	10 000
. Huecos a percusión: contacto y consolidación	m	800
. Huecos a rotación: pantalla de inyecciones	m	1 600
. Inyecciones	t	10 000
. Huecos a percusión: drenaje	m	1 600
<u>Terracerfías</u>		
. Núcleo de arcilla	m3	360
. Transición	m3	370
. Enrocamiento	m3	130
. Relleno compactado	m3	150

Concreto

. Tipo A: masa	m3	2 200
. Tipo B: estructuras gruesas al exterior	m3	3 000
. Tipo C: estructuras delgadas al exterior	m3	4 300
. Tipo D: en subterráneo	m3	4 800
. Tipo E: revestimiento canales del vertedor	m3	3 500
. Tipo F: tapones del desvío	m3	4 500

Acero de Refuerzo t 25 000

Miscelánea

. Pantalla plástica de las ataguías	m2	5 800
. Barras de anclaje canales del vertedor	t	170 000

9.2 Presupuesto e Inversión Total9.2.1 Costos directos Las cantidades

de obras han sido estimadas de conformidad con las mediciones efectuadas en los planos anexos.

Las cantidades de obras menores y acabados que no se detallan han sido estimadas sobre la base de experiencia en obras similares.

Cabe mencionar que, para cada elemento del proyecto se ha tratado de optimizar los volúmenes cuando sea posible, sin menospreciar los imprevistos de cada obra.

Los costos directos de las obras han sido calculados con la aplicación de los precios unitarios a las cantidades estimadas y de la incidencia de imprevistos técnicos, valuados en un 10% para las obras civiles y en un 5% para el equipo.

Entre los costos directos se incluyen los gastos que se harán por concepto de expropiaciones de las áreas de las obras y del embalse, reubicación de infraestructuras y poblaciones, construcción de carreteras de acceso y campamentos.

Nótese que los costos directos aquí mencionados se refieren solamente a las obras del proyecto Huites en sí; los costos de las obras adicionales: red de distribución de las aguas de riego aguas abajo, y estación de bombeo entre el embalse Miguel Hidalgo y J. Ortíz de Domínguez, han sido considerados en la evaluación económica en base a informaciones obtenidas de S.A.R.H. y C.F.E.

9.2.2 Presupuesto Para la obtención de los costos directos totales (presupuesto), también se han tomado en cuenta los gastos necesarios para realizar el proyecto, imputables a los siguientes conceptos:

- Estudios e investigaciones: incluyen los trabajos e investigaciones de campo, estudios especiales y modelos necesarios para elaborar el diseño definitivo de las obras
- Ingeniería: incluye todos los trabajos de ingeniería necesarios para la construcción de las obras del proyecto; estudios, planos, especificaciones, asesorías, supervisiones y asistencia a la construcción y a la puesta en marcha.
- Administración: cubre todos los gastos por concepto de inspección y administración de los contratos correspondientes al proyecto y a la construcción de las obras.

De acuerdo con C.F.E., el costo total de los tres conceptos mencionados arriba ha sido estimado en 8% del costo directo de construcción.

En el cuadro 9.2 se resume el presupuesto total del proyecto, que suma unos 12 728 millones de pesos; los detalles de las cantidades y costos de los diferentes conceptos son indicados en el anexo A.

Nótese que los datos del cuadro 9.2 son algo diferentes de los del cuadro 6.8., en que se mostraban los datos económicos utilizados para la selección del NAMO; esto se debe a ajustes de proyecto posteriores a aquella etapa del estudio; sin embargo, las diferencias son pequeñas y no alteran la validez de las conclusiones alcanzadas en aquella oportunidad.

Para concluir, se reportan los datos de costo, a nivel de presupuesto total, de las obras adicionales aguas abajo, indicados por C.F.E. y S.A.R.H.

- Obras de distribución de las aguas de riego: 4912 millones de pesos
- Planta de bombeo entre M. Hidalgo y Josefa Ortíz de Domínguez: 500 millones de pesos.

9.2.3 Flujo de inversiones Para determinar los gastos financieros, y entonces la inversión total necesaria para desarrollar el proyecto Huites, se ha distribuido el presupuesto total que resulta del cuadro 9.2 a lo largo del período de construcción, de acuerdo a la secuencia de operaciones indicada en el cronograma, llegando al siguiente desglosamiento general del flujo de inversiones:

CUADRO 9.2

Resumen de Costos

C O N C E P T O	Costos (10 ⁶ Pesos)		
	Obra Civil	Equipo	Total
-Caminos de Acceso y Campamentos	292	-	292
-Canal de Desvío	304	-	304
-Estructura de Desvío y Muro Lateral	520	115	635
-Atagüa de aguas arriba	62	-	62
-Atagüa de aguas abajo	38	-	38
-Cortina	5205	387	5592
-Canales del Vertedor	1177	-	1177
-Casa de Máquinas y Subestación	589	1640	2229
-Líneas de Transmisión	-	267	267
SUBTOTAL	8187	2409	10596
-Imprevistos	819	120	939
Costo directo de Construcción	9006	2529	11535
Indemnizaciones			250
Costo Total de Construcción			11785
Investigaciones, Ingeniería y Administración			943
Presupuesto Total			12728

AÑO	1 (1982)	2 (1983)	3 (1983)	4 (1985)	5 (1986)	6 (1987)	7 (1988)
Gasto en el año (10 ⁶ pesos)	136	708	2248	2952	2750	2657	1277
Gasto acumulado (10 ⁶ pesos)	136	844	3092	6044	8794	11451	12728

La movilización de los capitales correspondientes genera los gastos financieros; para una tasa de interés del 12% al año se llega a definir una inversión total, referida al momento de la puesta en servicio de la planta (segunda mitad del año 7) de 16903 millones de pesos.

De forma análoga se han distribuido, a lo largo de un período de construcción de 4 años, los presupuestos de las obras adicionales de riego y de la planta de bombeo, llegando al siguiente flujo de inversiones:

AÑO		3 (1984)	4 (1985)	5 (1986)	6 (1987)	7 (1988)
Gasto en el año	Obras de distribución de las aguas de riego	246	1272	1228	1474	692
	Planta de bombeo		-	150	200	150
Gasto Acumulado	Obras de distribución de las aguas de riego	246	1518	2746	4220	4912
	Planta de bombeo		-	150	350	500

Aplicando también una tasa de interés del 12% se llega a los siguientes valores de inversiones totales: 6057 millones de pesos para las obras de distribución, 562 millones de pesos para la planta de bombeo.

9.3 Costos Anuales

Los costos anuales de operación y mantenimiento de la planta hidroeléctrica Huites han sido evaluados de acuerdo a informaciones estadísticas de CFE, y se refieren a los siguientes conceptos:

- Operación y mantenimiento de la planta: en base a la fórmula siguiente:

$$\text{Costo (10}^6 \text{ pesos)} = 0.0035 \text{ C.C.} + 0.011 \text{ C.E.} + 0.005 \text{ G.M.} + 0.4 \quad \text{donde}$$

C.C.=costo Obra Civil=9006 millones de pesos

C.E.=costo equipo =2140 millones de pesos

G.M.=generación media=888 GWh/año

Para este concepto resulta entonces un total de 59.9 millones de pesos.

- Operación y mantenimiento de la subestación, igual al 6% del costo de la subestación, para un total de 6.5 millones de pesos.

- Operación y mantenimiento de las líneas: en base a la fórmula:

$$\text{Costo (10}^6 \text{ pesos)} = 0.004 \text{ P.I.} + 5 \frac{\text{CL}}{\text{L}}$$

donde

P.I.=Potencia instalada = 525 MW

CL=Costo de la línea = 280 millones de pesos

L =Longitud de la línea: 90 Km

Resulta entonces para este concepto un total de 17.7 millones de pesos.

- Impuesto=0.0068 GMN, donde GMN=Generación media neta = 870 GWh/año.

Para este concepto tenemos entonces un total de 5.9 millones de pesos.

En total, el costo anual de operación y mantenimiento de la planta hidroeléctrica Huites monta a 90.0 millones de pesos.

Para una evaluación económica global del proyecto, hay también que tomar en cuenta los costos anuales de las obras de distribución de las aguas de riego, valuados por S.A.R.H. en 67.5 millones de pesos, y los costos de operación de la planta de bombeo, que se estiman en 5.1 millones de pesos.

El costo anual global de operación y mantenimiento para todo el proyecto monta entonces a 162.6 millones de pesos.

9.4 Beneficios por Generación de Energía

Los beneficios por generación de energía del Proyecto Huites han sido evaluados a partir de la comparación con una planta térmica equivalente, ubicada en la misma región, y constituida por la combinación más económica de turbinas a vapor y a gas.

Como sistema de transmisión se han considerado que la planta térmica equivalente sea ubicada en el lugar más adecuado para el mercado eléctrico. Se ha tomado así sólo el costo de la subestación sin las líneas eléctricas.

Fueron estudiadas las diferentes combinaciones de turbinas a vapor y a gas y resultó ser más económico considerar un grupo de turbinas a vapor de 120 MW y tres

grupos turbogas de 60 MW cada uno, total 300 MW, que representan la potencia mínima garantizada por la planta de Huites (para una equivalencia formal entre planta térmica y planta hidroeléctrica habría que considerar una potencia total de la planta térmica de 525 MW, y añadir al costo de la planta hidroeléctrica el costo de una planta de gas que cubra la diferencia entre la potencia instalada: 3 x 175 MW, y la mínima garantizada: 3 x 100 MW).

La instalación considerada tiene las siguientes características:

Potencia instalada (MW)

Turbinas a vapor	1 x 120
Turbinas a gas	<u>3 x 60</u>
T O T A L	300

Energía generada (GWh)

Turbinas a vapor	840
Turbinas a gas	<u>48</u>
T O T A L	888

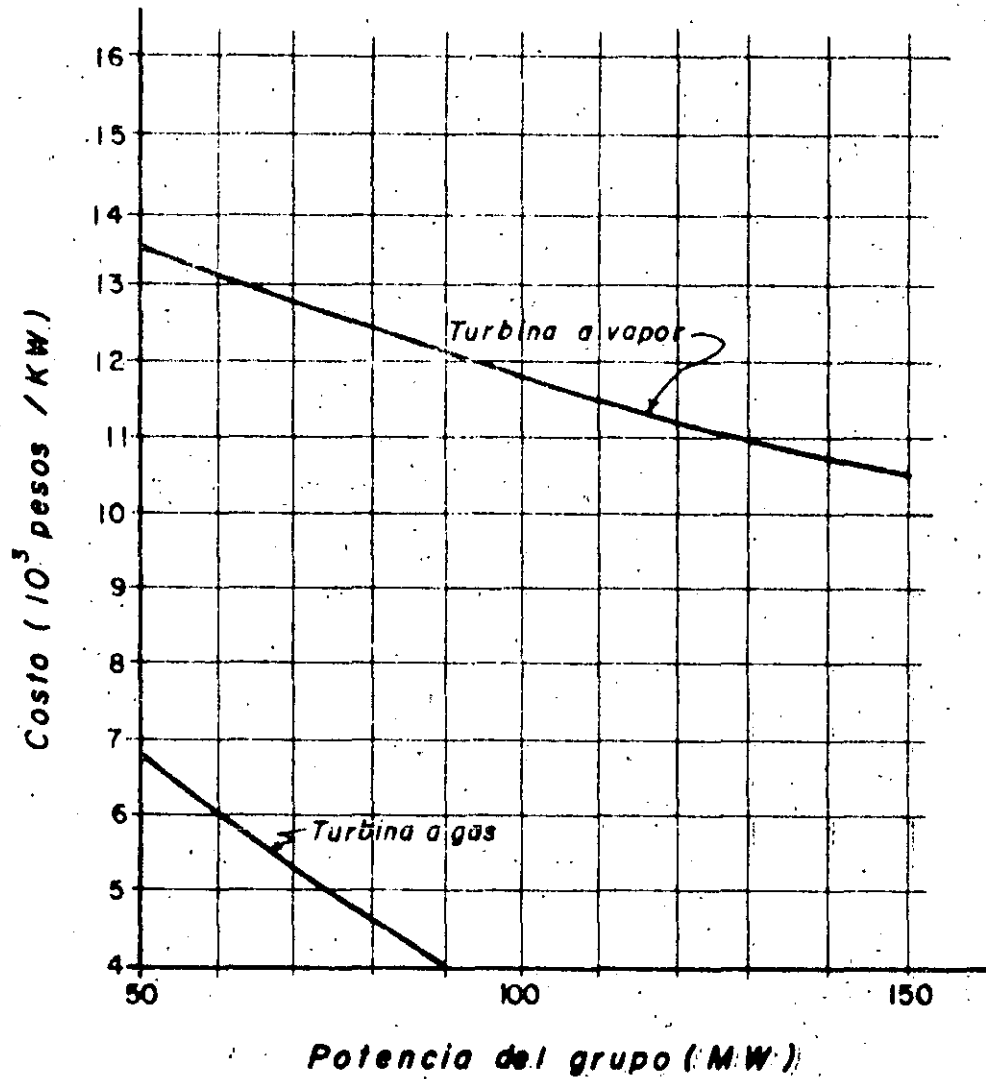
Factor de planta (promedio)

Turbinas a vapor	0.80
Turbinas a gas	0.03

a. Costos Directos Los costos de instalación de las turbinas a vapor y a gas, fueron tomados de la figura 9.1; resultan 1350 millones de pesos para la turbina a vapor, 1080 millones de pesos para las turbinas de gas; el costo de la subestación se estima en 84 millones de pesos.

FIG. 9/1

COSTOS DE INSTALACION DE TURBINAS A VAPOR Y A GAS



b. Inversiones Distribuyendo los costos a lo largo del período de construcción, de forma similar a la usada para la planta hidroeléctrica, se obtiene el flujo de inversiones mostrado abajo.

AÑO		3 (1983)	4 (1984)	5 (1985)	6 (1986)	7 (1987)
GASTO	Turbina a Vapor	185	270	405	405	137
EN EL	Turbina a gas	-	-	324	540	216
AÑO	Subestación	-	-	-	42	42
	Total	185	270	729	987	393
	Gasto total acumulado	185	455	1184	2171	2564

Siempre aplicando una tasa de interés del 12% se llega a una inversión total de 3083 millones de pesos.

c. Costos de Operación y Mantenimiento

Los costos del combustible de la alternativa térmica han sido calculados tomando en cuenta los precios medios de derivados de petróleo exportados por el país, a la mitad de 1981.

Precio del barril de Bunker C igual a 31 US\$; - -
precio del gas: 4,8246 US\$ por 10^6 B.T.U.

Los parametros básicos para la turbina a vapor y las a gas son como sigue:

	Turbina a Vapor (Bunker C)
Pesos/Litro	4.70
Valor calorifico (K.Cal/litro)	9970
Capacidad de la planta (K.Cal/KWh)	2620
Consumo especifico (litro/K.Wh)	0.263
Costo combustible (pesos/K.Wh)	1.24

	Turbina a Gas (Gas)
Pesos/K Cal	0.000479
Capacidad de la planta (KCal/KWh)	3100
Costo combustible (pesos/KWh)	1.49

Con estos datos, los costos anuales para consumo de combustible de la planta térmica equivalente resultan:

Turbina a vapor	$1.24 \times 840 \times 10^6 =$	1042 millones de pesos
Turbina a gas	$1.49 \times 48 \times 10^6 =$	72 millones de pesos
T O T A L		1114 millones de pesos

Los costos anuales fijos de la planta térmica equivalente, han sido evaluados en base a los datos del cuadro 9.3; el total resulta de 147 millones de pesos anuales.

CUADRO 9.3

Planta Térmica equivalente
Costos Anuales Fijos

C O N C E P T O	Costo Fijos (% del Costo Capital)		
	Turbina a vapor	Turbina a gas	Subestación
Mantenimiento	2.5	3.0	1.0
Personal	1.0	1.0	0.5
Administración	0.7	0.8	0.4
Seguros	0.5	0.5	0.5
T O T A L	<u>4.7</u>	<u>5.3</u>	<u>2.4</u>

9.5 Beneficios por riego

Los beneficios por riego son evaluados en el informe "Proyecto Húites -Borrador- diciembre 1981", elaborado por la Comisión del Plan Nacional Hidráulico.

En este documento se indica un beneficio anual de 1274 millones de pesos; en los primeros 5 años de vida útil del proyecto (período de maduración) se considera que el beneficio sea menor, pasando del 60% del beneficio normal en el primer año al 100% al quinto año.

9.6 Redituabilidad del aprovechamiento

El flujo global de costos y beneficios a lo largo del período de construcción y de vida útil del proyecto Húites está indicado en el cuadro 9-4; se han considerado los siguientes períodos de vida útil:

- Planta hidroeléctrica: Obras civiles	50 años
- Planta hidroeléctrica: Equipo	25 años
- Turbina a vapor:	25 años
- Turbina a gas:	20 años
- Subestación:	25 años
- Obras de riego	35 años

Además para tomar en cuenta el aumento de los precios del petróleo por encima de la tasa de inflación media se ha considerado un aumento del precio del combustible de 3% anual.

CUADRO 9.4

Redituabilidad del Aprovechamiento

AÑO	COSTOS (10 ⁶ Pesos)		Beneficios (10 ⁶ Pesos)			
	Construc. y Reposi- ción	Operación y Manteni- miento	Por Generación			Por Riego
			Construc. y Reposi- ción	Operación y Manteni- miento	Combusti- ble	
1	136					
2	708					
3	2494		185			
4	4224		270			
5	4128		729			
6	4331		987			
7	2119		393			
8		162.6		147	1411	764
9		↓		↓	↓	892
10						1019
11						1147
12-24						1274
25			324			
26			540		∨	
27			216		∨	
28			185		∨	
29	506		270		∨	
30	908		405		∨	
31	959		447		∨	
32	656		177		∨	
33-42		162.6				1274
43-44		90				
45		↓	324			
46			540			
47		↓	216			
48-57		90		147	6006	

Actualizando costos y beneficios al final del año 7 (inciso de la operación) a varias tasas de actualización, se obtienen los resultados del cuadro 9-5.

Para una tasa de interés del 12% la relación Beneficio/Costo resulta de 1.16; el beneficio neto, actualizado al final de la construcción, es de 4327 millones de pesos.

CUADRO 9.5

Redituabilidad Global del Aprovechamiento

Resumen de los Resultados

Interés (%)	Costo Actual (10 ⁶ Pesos)	Beneficio Actual (10 ⁶ Pesos)	B/C	Beneficio Neto (10 ⁶ Pesos)
6	24 614	60 376	2.45	35 762
8	24 966	45 955	1.84	20 989
10	25 640	36 887	1.44	11 247
12	26 536	30 863	1.16	4 327
14	27 597	26 668	0.97	- 929
16	28 790	23 631	0.82	-5 159
18	30 094	21 359	0.71	-8 735
20	31 497	19 615	0.62	-11 882

La tasa de igualación resulta del 13.6% (vease figura 9-2).

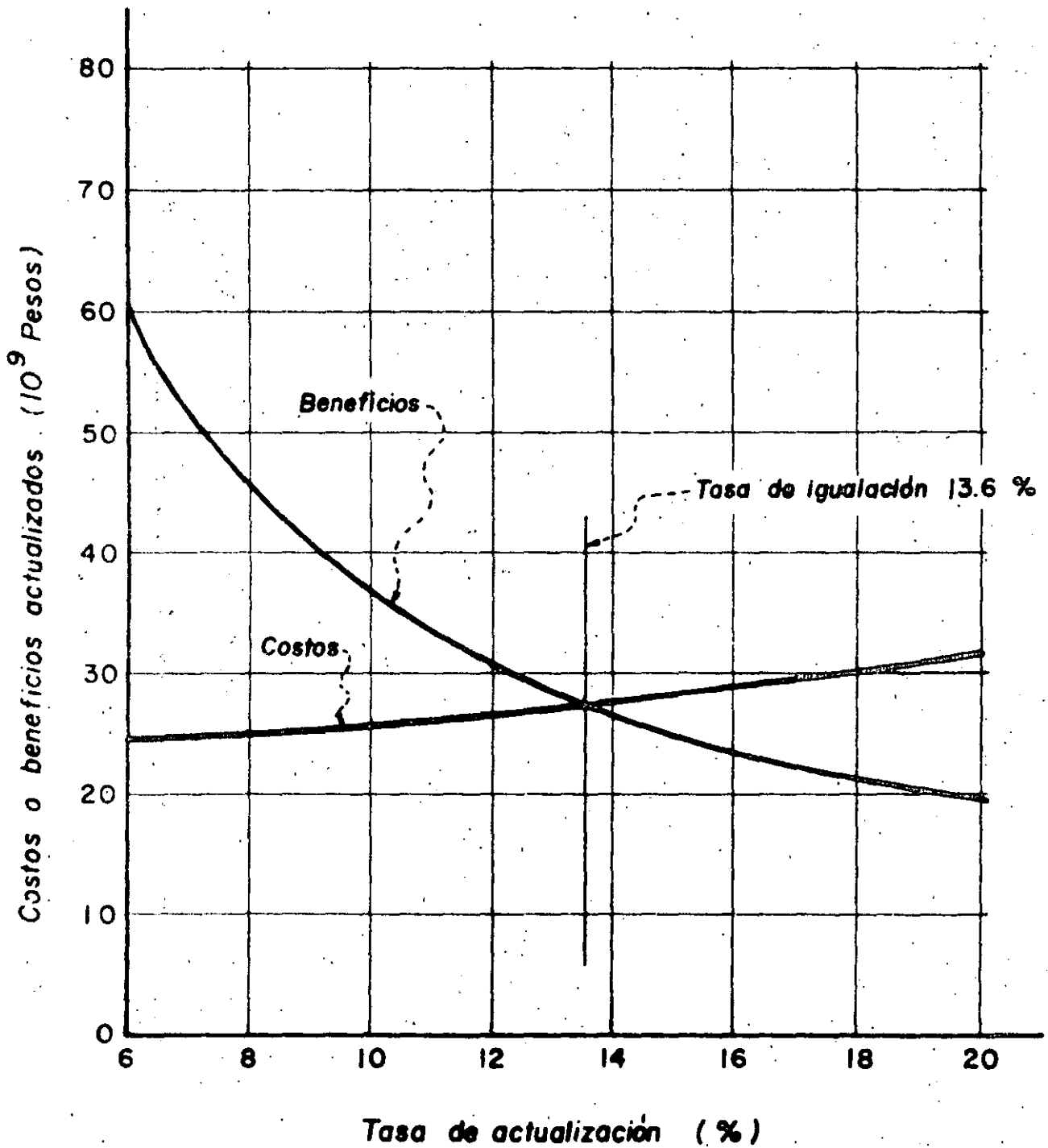
Hay que mencionar que estos valores son calculados descontando el efecto de la inflación, y deben por lo tanto ser considerados bastante atractivos.

Además se debe considerar que en el cálculo de los beneficios no se han considerado los relativos al control de avenidas aguas abajo de Miguel Hidalgo, que sin em-

FIG. 9/2

REDITUABILIDAD GLOBAL DEL APROVECHAMIENTO
ACTUALIZACION DE COSTOS Y BENEFICIOS

NOTA: Costos y beneficios actualizados al final de la construcción



bargo representa uno de los aspectos positivos más importantes del proyecto.

Para terminar, se menciona que el cálculo del costo de producción del KWh del Proyecto Huites queda en este momento dependiente de una repartición de costos entre C.F.E. y S.A.R.H., que deberá ser definida posteriormente.

10. INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS ADICIONALES

10.1. Objetivos

A la fecha, febrero de 1982, se considera que los problemas de enfoque y de los esquemas básicos están resueltos, sobre la base de las investigaciones de campo y los análisis de gabinete efectuados.

Al decidir la implementación del proyecto, se pueden llevar adelante sin problemas hasta la realización algunas partes críticas de las obras; se trata en particular de las obras de infraestructura y de la escavación del canal de desvío, que en un plazo relativamente breve pueden ser fijados definitivamente y pasados al diseño de construcción.

Otras obras necesitan estudios, afines e investigaciones más demoradas, que pueden ser terminadas mientras se efectúan las movilizaciones y los trabajos preliminares.

El objeto del presente capítulo es hacer un resumen de las actividades necesarias para profundizar los conocimientos de los aspectos de ingeniería.

10.2 Topografía

a. Ampliar la topografía en escala 1:2500 aguas abajo en ambos márgenes hasta unos 3 Km de distancia de la boquilla, para permitir un estudio adecuado de la operación del vertedor, y para planear adecuadamente la disposición de las instalaciones provisionales de la obra.

b. Hacer topografía terrestre en escala 1:500 del área de la boquilla y de los lugares de las obras.

c. Hacer fotogrametría terrestre para obtener la morfología detallada del domo granítico en la margen derecha.

10.3 Geología y Geotecnia

a. Llevar a cabo las investigaciones geológicas mencionadas en el capítulo 5.

b. Llevar a cabo las investigaciones de mecánica de rocas, "in situ" o de gabinete, necesarias para determinar las características mecánicas de los tres tipos principales de roca, bien como de los dos contactos que interesan las obras.

c. Continuar y profundizar la campaña de investigaciones sobre el material de acarreo del río en vista de su posible utilización como agregado para concreto: se debe llegar a ubicar exactamente los bancos, a determinar su granulometría, a conocer las características físicas y mineralógicas. Es también importante conocer las características hidráulicas (permeabilidad)

de los bancos de acarreo de la boquilla, para un diseño adecuado de las obras de impermeabilización de las ataguías.

10.4 Modelos Hidráulicos y Estructurales

a. Estudios sobre modelos hidráulicos del conjunto de las obras y también para cada obra particular, tan pronto se tenga desarrollado suficientemente el proyecto. Se mencionan particularmente las obras de desvío en sus dos etapas y el vertedor.

b. Modelos matemáticos (FEM bidimensionales) de la cortina con sus cimentaciones, para investigar los esfuerzos bajo las diferentes condiciones de carga, incluyendo el estudio de los esfuerzos de origen térmico.

c. Modelos físicos y físico-matemáticos de la cortina; estos modelos se consideran necesarios en vista de la importancia de la obra, para tener un control independiente de los análisis sobre el modelo matemático. Se menciona también la oportunidad, aún considerando que Huites se encuentra en zona de escasa actividad sísmica, de llevar a cabo análisis dinámicos de la cortina basados sobre un estudio de riesgo sísmico.

10.5 Instrumentación

Cabe mencionar la oportunidad de que sean instalados algunos aparatos de instrumentación de control en el periodo previo a la construcción, en particular:

- Extensómetros en la roca cerca de las excavaciones más importantes (canal de desvío y margen izquierda de los canales del vertedor.

- . Piezómetros en los barrenos bajos, como ya se ha mencionado en el capítulo 5.
- . Instrumentos de microsísmica, es decir, sísmógrafos de alta sensibilidad y acelerógrafos para el registro de la respuesta del sitio a los eventuales sismos aún con focos lejanos.

10.6 Estudios para el Diseño de Optimización

Se debe mencionar que la geología y morfología del sitio limitan bastante las posibilidades en este aspecto, y cualquier cambio tiene que ser evaluado en su repercusión con las otras obras.

En principio, la disposición y las dimensiones básicas de las obras se deben considerar como finales, quedando por hacer solamente la optimización de detalle que siempre se lleva a cabo en el desarrollo del diseño final.

Vale la pena mencionar solamente el problema de la ubicación de la subestación, actualmente prevista en el techo de la casa de máquinas. De adoptar esquemas de subestación sustancialmente más complejos de lo ahora previsto (lo que debe ser eventualmente decidido en función de las características de la red eléctrica) podrá ser necesario ubicar toda la subestación en el área entre la casa de máquinas y los canales del vertedor, desplazando eventualmente un poco la casa de máquinas para obtener el espacio suficiente.

10.7 Estudios Especiales

Se mencionan aquí dos aspectos de la obra que merecen un cuidado particular en las próximas etapas del estudio:

a. Suministro de cemento; es conveniente estudiar en detalle el problema y definir las posibles fábricas abastecedoras, de forma a poder iniciar lo antes posible los análisis del cemento y los estudios de laboratorio sobre el concreto.

b. Organización de la obra y métodos de construcción de la cortina; es conveniente profundizar adecuadamente el estudio delineado a grandes rasgos en el capítulo 8, de la organización de la obra y de los métodos y secuencias de construcción de la cortina; esto no tanto para establecer detalles de organización de la obra, que siempre quedan bajo la responsabilidad del contratista, sino para definir claramente posibles secuencias y puntos críticos en el programa de construcción, y para adelantar el diseño de detalles en sus interdependencias con los métodos constructivos.

ANEXO A

CANTIDADES Y COSTOS

124

NO.	CONCEPTO	CANTIDAD	UNIDAD	P.U. (Pesos)	IMPORTE (Pesos x 10 ⁶)
1	<u>Camino de Acceso y Campamentos</u>				
1.1	Camino de Acceso	-	lote	-	40.00
1.2	Puente sobre el río Fuerte	-	lote	-	100.00
1.3	Campamentos	-	lote	-	130.00
	Subtotal				270.00
	Miscelánea (8%)				21.76
	Camino de Acceso y Campamentos: Total				291.76
2	<u>Obras de Desvío y Ataguías</u>				
2.1	Canal de Desvío				
	. Excavación al exterior: Material suelto	65 000	m3	100	6.50
	. Excavación al exterior: Roca, grandes masas	895 000	m3	230	205.85
	. Excavación al exterior: Roca, regularización de laderas	75 000	m3	560	42.00
	. Excavación al exterior: Roca, Sección obligada	80 000	m3	370	29.60
	. Piernos de Anclaje	30	t	170 000	5.10
	. Malla de acero	5 000	m2	300	1.50
	. Concreto Proyectado	800	m3	10 000	8.00
	Subtotal				298.55
	Miscelánea (2%)				5.97
	Canal de Desvío: Total				304.52
2.2	Estructura de Desvío y muro Lateral				
2.2.1	Obras Civiles				
	. Excavación: incluida en el canal de desvío	-	-	-	-
	. Estabilización de taludes: incluida en el canal de desvío	-	-	-	-
	. Huecos a Percusión: contacto y consolidación	2 600	m	800	2.08
	. Inyecciones	210	t	10 000	2.10
	. Pantallas de inyecciones y drenajes: incluidas en la cortina	-	-	-	-
	. Concreto tipo A: masa	65 000	m3	2 200	143.00
	. Concreto tipo B: estructuras gruesas al exterior	83 000	m3	3 000	249.00
	. Concreto tipo F: taponos	7 000	m3	4 500	31.50
	. Acero de Refuerzo	2 700	t	25 000	67.50
	Subtotal				495.18
	Miscelánea (5%)				24.76
	Obras civiles: TOTAL				519.94

2.

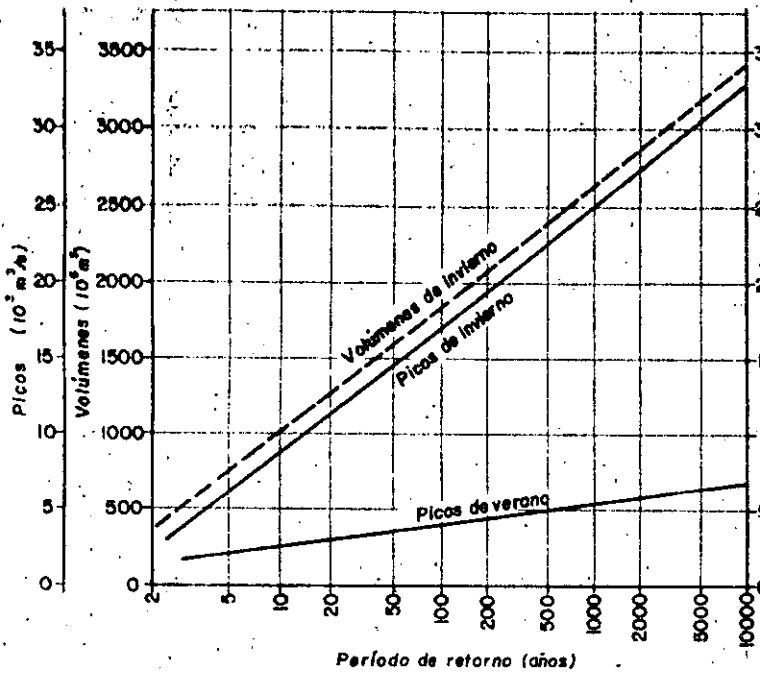
NO.	CONCEPTO	CANTIDAD	UNIDAD	P.U. (PESOS)	IMPORTE (PESOS X 10 ⁶)
2.2.2 Equipo Electromecánico					
	. Compuerta de inspección (6,25 x 9,H=9)	2	p.u.	3 430 000	6.86
	. Tablones de cierre (6,25 x 16,H=124)	4	p.u.	25 400 000	101.60
	. Tablón de inspección (6,25 x 6,50 H=6.50)	1	p.u.	1 225 000	1.23
	Subtotal				109.69
	Miscelánea (5%)				5.48
	Equipo electromecánico: Total				115.17
	Estructura de desvío: Total				635.11
2.3 Atagüa de aguas arriba					
	. Excavación al exterior: material suelto	13 000	m3	100	1.30
	. Pantalla plástica	1 100	m2	5 800	6.38
	. Nucleo de arcilla	47 000	m3	360	16.92
	. Transición	12 000	m3	370	4.44
	. Enrocamiento	246 000	m3	130	31.98
	Subtotal				61.02
	Miscelánea (2%)				1.22
	Atagüa de Aguas arriba: Total				62.24
2.4 Atagüa de aguas abajo					
	. Excavación al exterior: material suelto	7 000	m3	100	0.70
	. Pantalla plástica	1 650	m2	5 800	9.57
	. Nucleo de arcilla	26 000	m3	360	9.36
	. Transición	9 000	m3	370	3.33
	. Enrocamiento	47 000	m3	130	6.11
	. Remoción	82 000	m3	100	8.20
	Subtotal				37.27
	Miscelánea (2%)				0.75
	Atagüa de aguas abajo: Total				38.02
	Obras de desvío y atagüas: Total				1 039.89
3 Cortina					
3.1 Obras Civiles					
	. Excavación al exterior: mate rial suelto	150 000	m3	100	15.00
	. Excavación al exterior: roca, sección obligada	149 000	m3	370	55.13
	. Excavación en túnel $\phi < 4m$	3 700	m3	1 950	7.22
	. Excavación en pozo	1 000	m3	1 950	1.95
	. Píermos de anclaje	20	t	170 000	3.40
	. Tirantes pretensados	50	t	230 000	11.50
	. Malla de acero	2 000	m2	300	0.60
	. Concreto proyectado	300	m3	10 000	3.00

NO.	CONCEPTO	CANTIDAD	UNIDAD	P.U. (PESOS)	IMPORTE (PESOS x 10 ⁶)
	. Huecos a percusión: contac to y consolidación	21 000	m	800	16.80
	. Huecos a rotación: pantalla de inyecciones	28 000	m	1 600	44.80
	. Inyecciones	3 900	t	10 000	39.00
	. Huecos a percusión:drenaje	6 000	m	1 600	9.60
	. Tratamiento del contacto granito-corneana	-	lote	-	10.00
	. Concreto tipo A: masa	2 000 000	m3	2 200	4 400.00
	. Concreto tipo B: estruc- turas gruesas al exterior	10.000	m3	3 000	30.00
	. Concreto tipo C: estructu- ras delgadas al exterior	48.000	m3	4 300	206.40
	. Concreto tipo D: en subte- rráneo	1 200	m3	4 800	5.76
	. Acero de Refuerzo	3 900	t	25 000	97.50
	Subtotal				4 957.66
	Miscelánea (5%)				247.88
	Obras Civiles: Total				5 205.54
3.2	Equipo Electromecánico				
3.2.1	Tomas para generación y tube- rías de presión				
	. Rejillas (22 x 25)	3	p.u.	7 700 000	23.10
	. Compuerta de mantenimiento (6 x 9, H=78)	1	p.u.	11 350 000	11.35
	. Compuerta de servicio (4.8 x 6.8, H=78)	3	p.u.	14 340 000	43.02
	. Grua de servicio	1	p.u.	3 450 000	3.45
	. Tuberías de presión (Ø 6.20 L=147)	3	p.u.	29 580 000	88.74
	Subtotal				169.66
	Miscelánea (5%)				8.48
	Tomas para generación y tuberías de presión: Total				178.14
3.2.2	Toma y tubería para riego				
	. Rejilla (22 x 25)	1	p.u.	7 700 000	7.70
	. Compuerta de Servicio (3.5 x 5, H = 78)	1	p.u.	8 130 000	8.13
	. Tubería de presión (Ø = 4,50- 3.00 - 2x2.10 L = 167)	1	p.u.	12 650 000	12.65
	Subtotal				28.48
	Miscelanea (5%)				1.42
	Toma y tubería para riego: Total				29.90

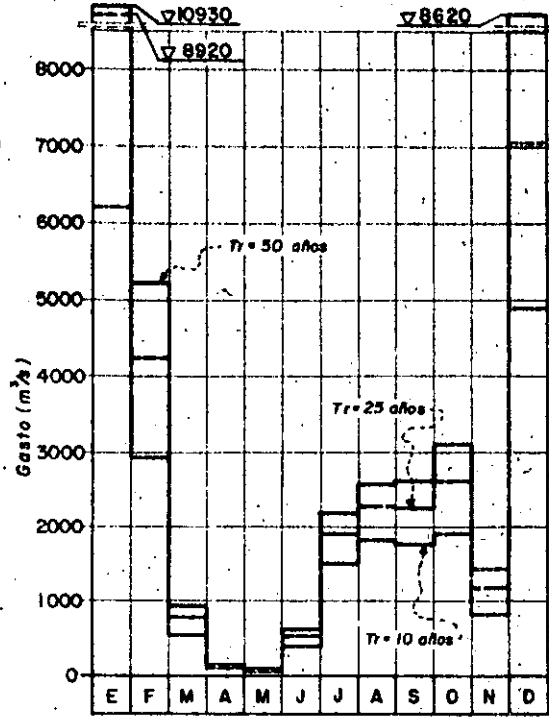
NO.	CONCEPTO	CANTIDAD	UNIDAD	P.U. (PESOS)	IMPORTE (PESOS x 10 ⁶)
3.3.3	Vertedor				
	.Compuertas a sector (15 x 17 H = 17)	6	p.u.	23 520 000	141.12
	.Tablones (15x17 H= 17)	2	p.u.	11 620 000	23.24
	.Gruas de maniobra	2	p.u.	2 770 000	5.54
	Subtotal				169.90
	Miscelánea (5%)				8.50
	Vertedor: Total				178.40
	Equipo electromecánico: Total				386.44
	Cortina: Total				5 591.98
4	Canales del Vertedor				
	.Excavación al exterior: material suelto	90 000	m3	100	9.00
	.Excavación al exterior: roca, grandes masas	1 110 000	m3	230	255.30
	.Excavación al exterior: roca, sección obligada	450 000	m3	370	166.50
	.Piernós de anclaje	100	t	170 000	17.00
	.Tirantes pretensados	100	t	230 000	23.00
	.Malla de acero	10 000	m2	300	3.00
	.Concreto proyectado	1 500	m3	10 000	15.00
	.Concreto tipo C: estruc- turas delgadas al exte- rior	83 000	m3	4 300	356.90
	.Concreto tipo E: reves- timiento de los canales	46 000	m3	3 500	161.00
	.Acero de refuerzo	3 200	t	25 000	80.00
	.Barras de anclaje	200	t	170 000	34.00
	Subtotal				1 120.70
	Miscelánea (5%)				56.04
	Canales del vertedor: Total				1 176.74
5	Casa de Máquinas y Subestación				
5.1	Obras Civiles				
	.Excavación al exterior: material suelto	110 000	m3	100	11.00
	.Excavación al exterior: roca, sección obligada	25 000	m3	370	9.25
	.Concreto tipo B: estruc- turas gruesas al exte- rior	75 000	m3	3 000	225.00
	.Concreto tipo C: estruc- turas delgadas al exte- rior	30 000	m3	4 300	129.00
	.Acero de refuerzo	4 350	t	25 000	108.75
	.Relleno compactado	50 000	m3	150	7.50
	Subtotal				490.50
	Miscelánea (20%)				98.10
	Obras Civiles: Total				588.60

NO.	CONCEPTO	CANTIDAD	UNIDAD	P.U. (PESOS)	IMPORTE (PESOS x 10 ⁶)
5.2	Equipo Electromecánico				
	. Válvulas mariposa ($\phi = 4.70$)	3	p.u.	25 950 000	77.85
	. Turbinas (H= 99.80 P= 175MW n=150 r.p.m.)	3	p.u.	165 000 000	495.00
	. Generadores (P=184 MVA)	3	p.u.	192 000 000	576.00
	. Transformadores (P=184 MVA)	3	p.u.	46 000 000	138.00
	. Grúa principal de portico (T=200)	1	p.u.	22 540 000	22.54
	. Grúa de servicio (T=450)	1	p.u.	36 670 000	36.67
	. Compuertas de servicio (5x5 H=20)	2	p.u.	3 930 000	7.86
	. Grúa de portico para las compuertas	1	p.u.	2 220 000	2.22
	. Válvulas Howell Bunger para el riego ($\phi = 2.10$ P=130)	2	p.u.	8 870 000	17.74
	. Equipos varios de la central	-	lote	-	90.00
	. Subestación	-	lote	-	98.13
	Subtotal				1562.01
	Miscelánea (5%)				78.10
	Equipo Electromecánico: Total				1640.11
	Casa de Máquinas y Subestación: Total				2228.71
6.	Líneas de Transmisión	180	Km	1 485 000	267.00
7	Imprevistos				
7.1	Obras Civiles (10%)				818.74
7.2	Equipo Electromecánico (5%)				120.44
	Imprevistos: Total				939.18
8	Indemnizaciones	-	lote	-	250.00
	Costos Directos - Obras Civiles				9 006.10
	Equipo Electro mecánico				2 529.16
	Indemnizaciones				250.00
	Costo Total de Construcción				11 785.26
	Investigaciones, Ingeniería y Admi nistración (8%)				942.82
	Presupuesto Total				12 728.08

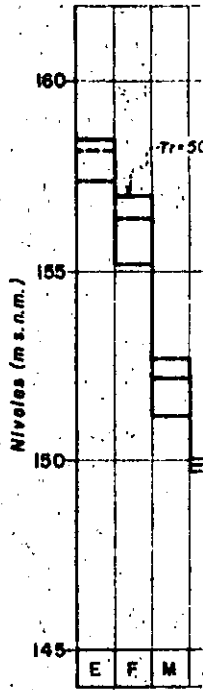
DIAGRAMA DE GUMBEL PICOS Y VOLUMENES DE AVENIDAS



ANALISIS DE FRECUENCIA DE GASTOS MAXIMOS MENS.

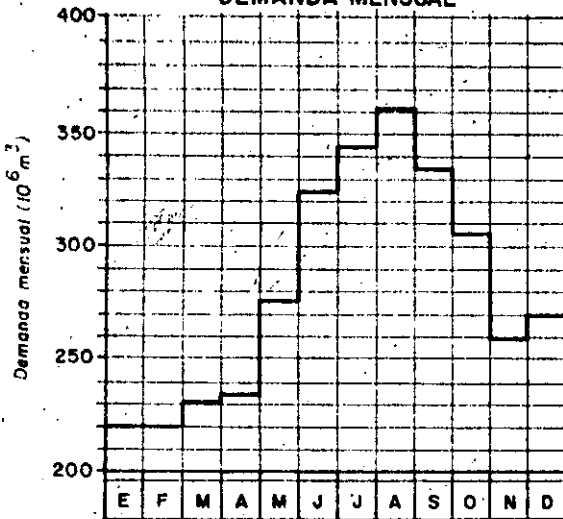


ANALISIS DE FRECUENCIA DE NIVELES MAXIMOS MENS. TE EN LA BOCA

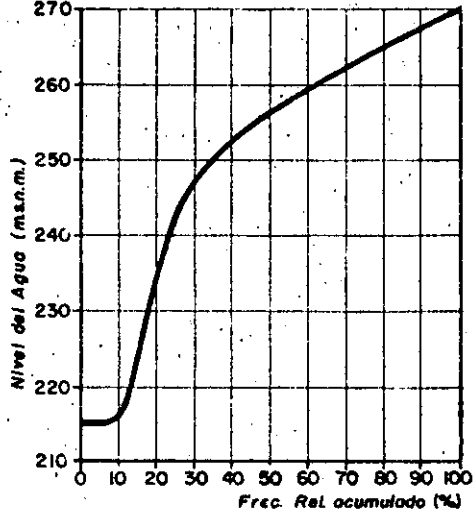


OPERACION DEL EMB

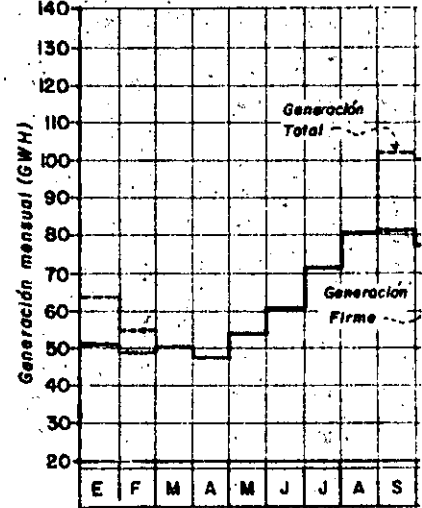
DEMANDA MENSUAL



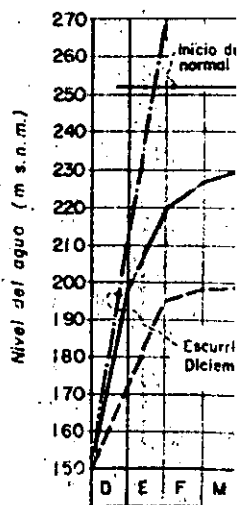
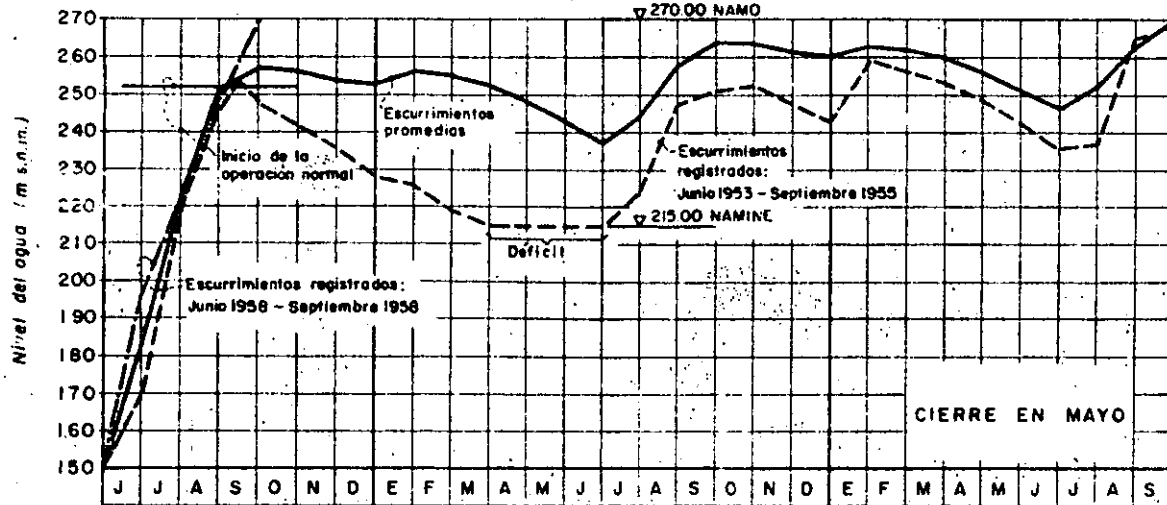
FRECUENCIA RELATIVA ACUMULADA DEL NIVEL DE AGUA EN EL EMBALSE



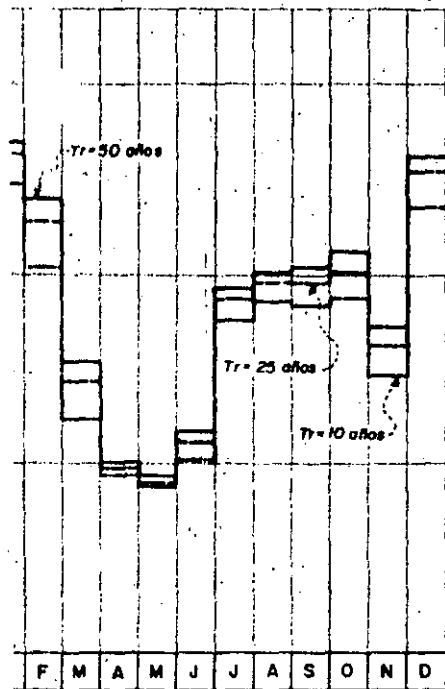
PRODUCCION MENSUAL DE EM



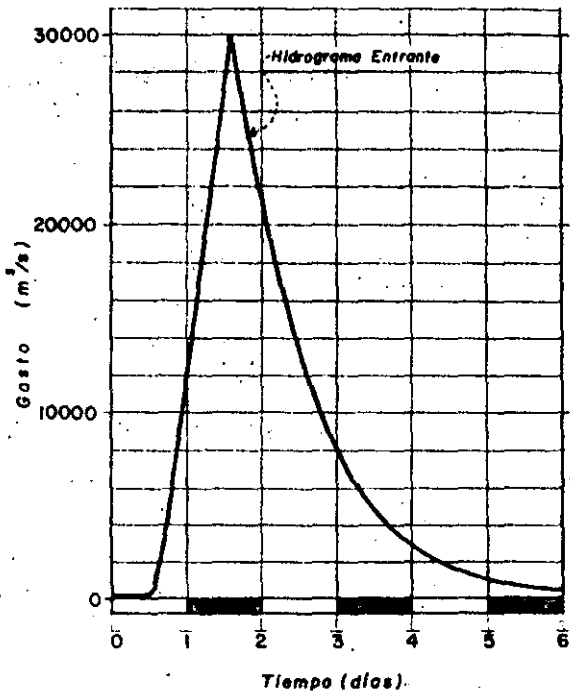
LLENADO DEL EMB



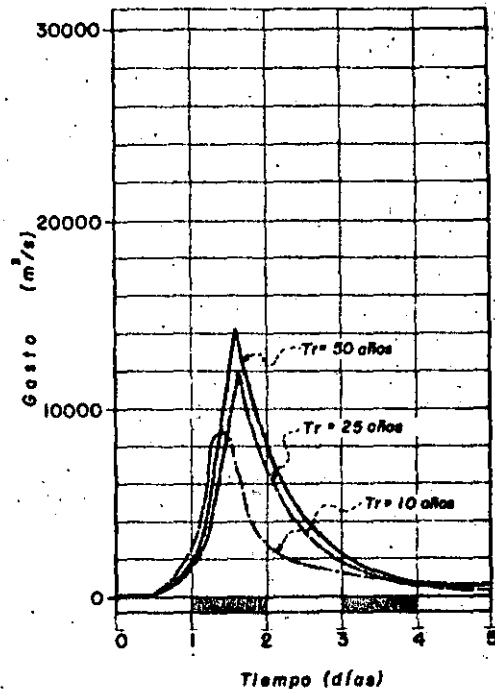
S DE FRECUENCIA DE NIVELES
S MENSUALES DEL RIO FUER-
A BOQUILLA.



AVENIDA DE DISEÑO PARA
EL VERTEDOR.

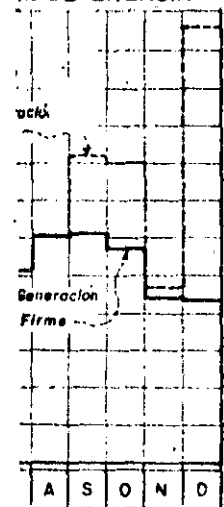


AVENIDAS DE DISEÑO
PARA LAS OBRAS DE DESVIO

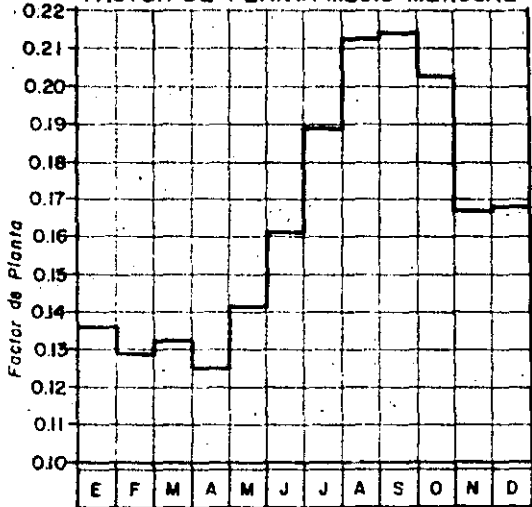


EMBALSE

IL DE ENERGIA



FACTOR DE PLANTA MEDIO MENSUAL

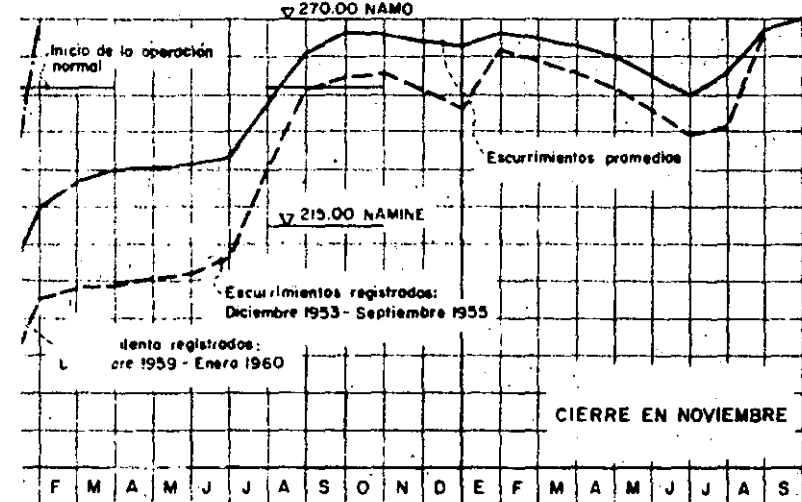


NOTA

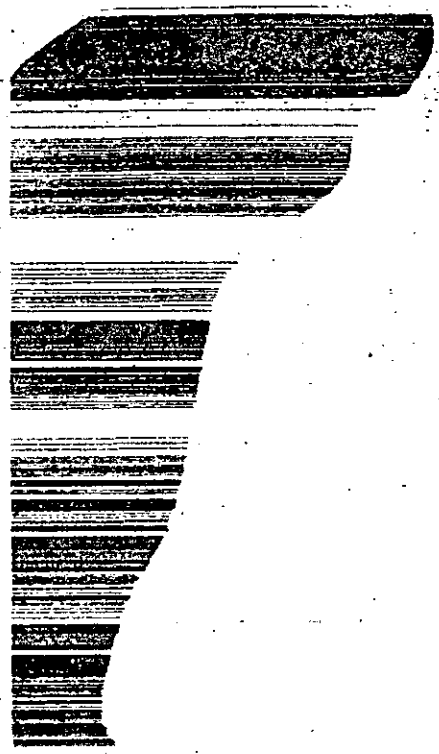
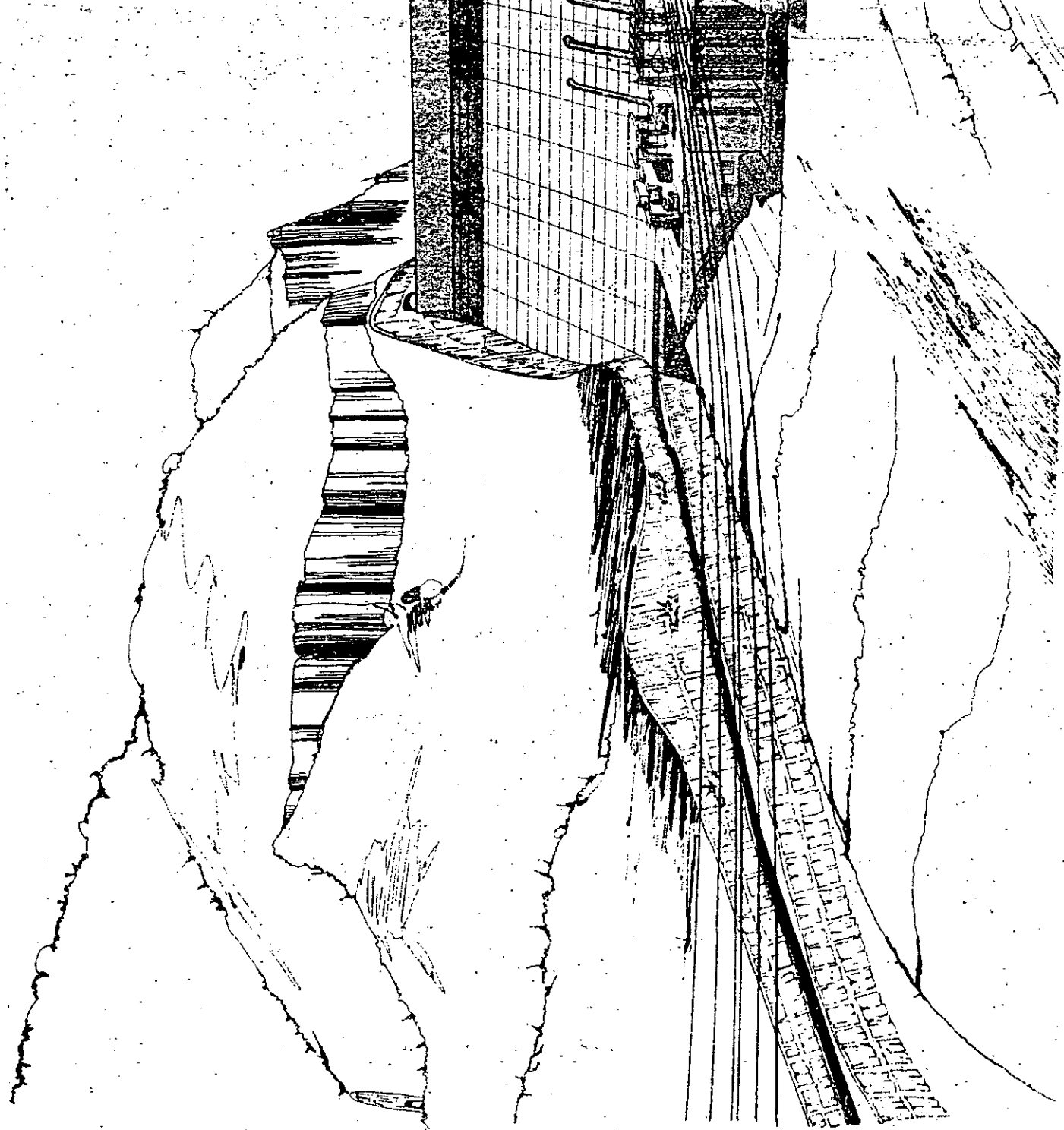
PARA EL ESTUDIO DEL LLENADO DEL EMBALSE SE HAN CONSIDERADO LAS HIPOTESIS SIGUIENTES

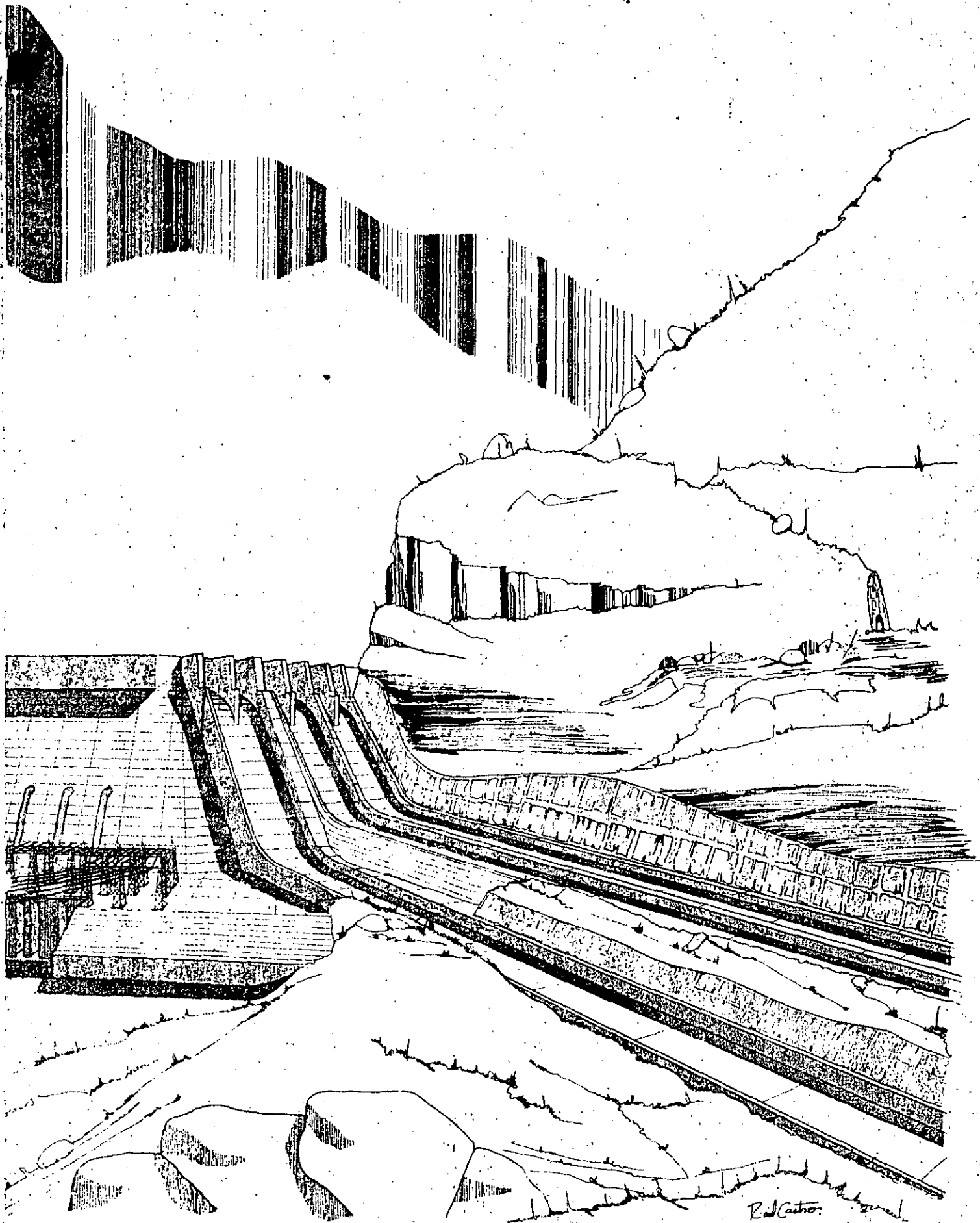
- Extracción de Huites nula hasta que el nivel del agua alcance la cota 215.00 (NAMINE)
- Hasta que el nivel de agua en Huites alcance la cota de diseño de las turbinas (252.30) el embalse Miguel Hidalgo garantiza toda extracción para riego actualmente previsto; la extracción de Huites se mantiene nula a menos que se alcance el NAMINE en Miguel Hidalgo
- A partir del momento en que se alcance la cota 252.30 el embalse de Huites pasa a operar normalmente con las nuevas extracciones para riego

EMBALSE

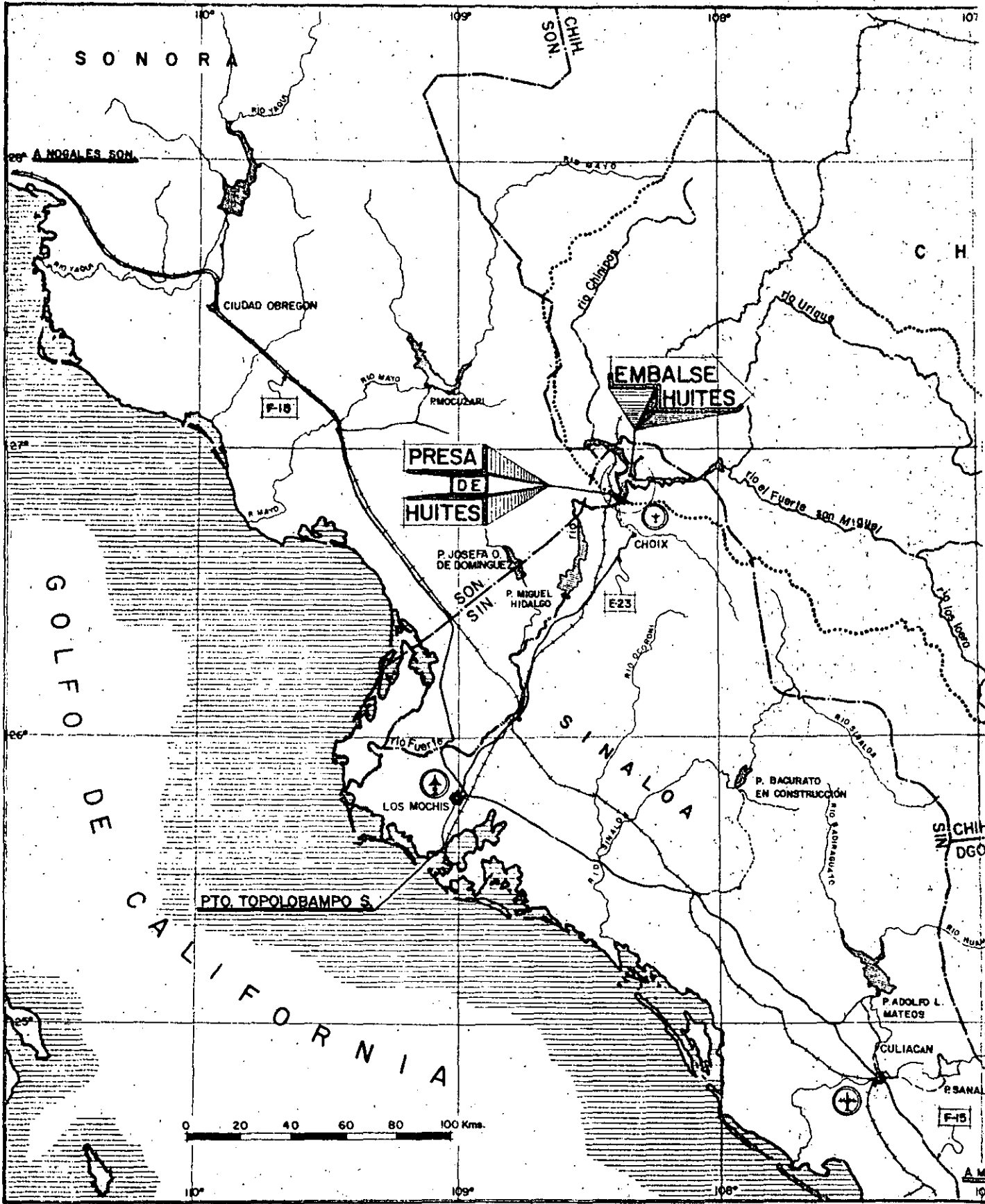


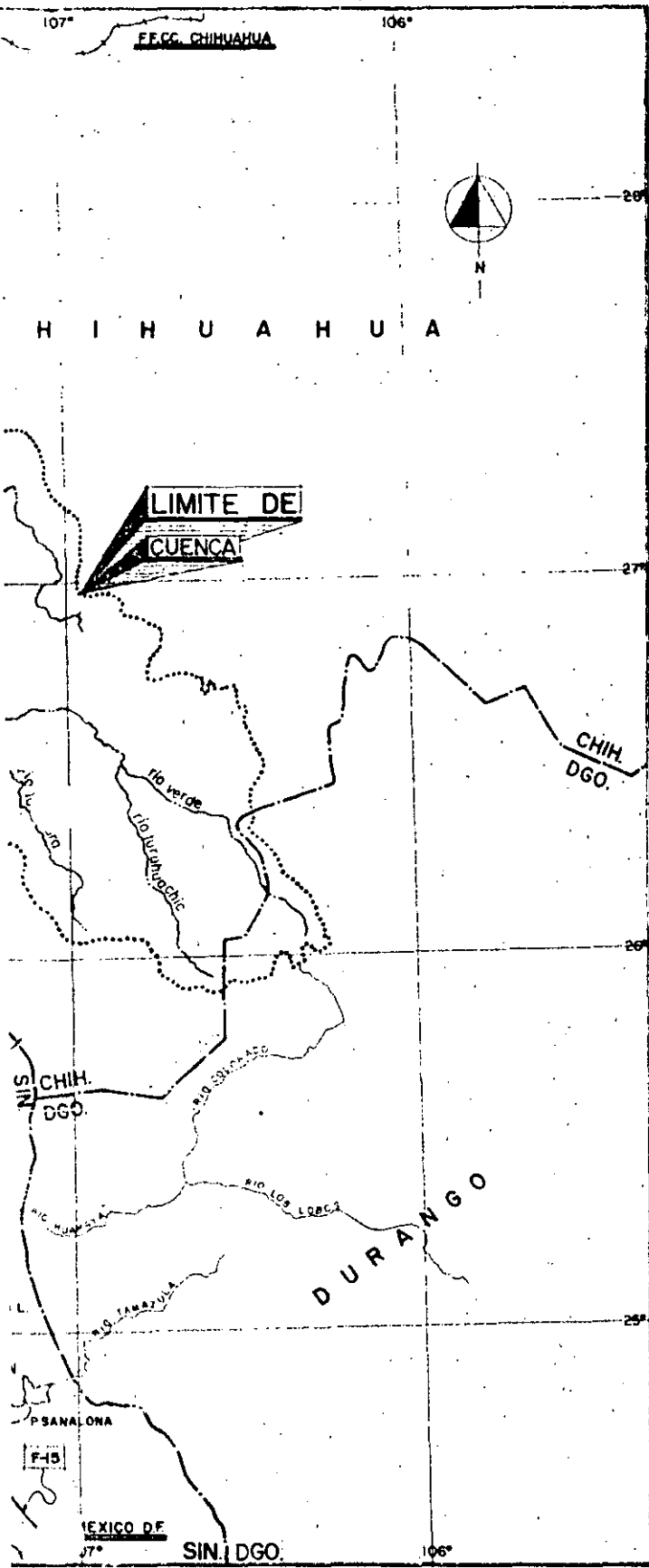
COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD (C.F.E.) MEXICO D.F. - MEXICO			ESCALA
P.H. HUITES SIN			
SOLUCION CON CORTINA DE GRAVEDAD ANTEPROYECTO			HUI
ELABORACIONES HIDROLOGICAS			1203
DIBUJO	REVISOR	APROBADO	FEBRERO 1982
			MEXICO D.F.
			elc



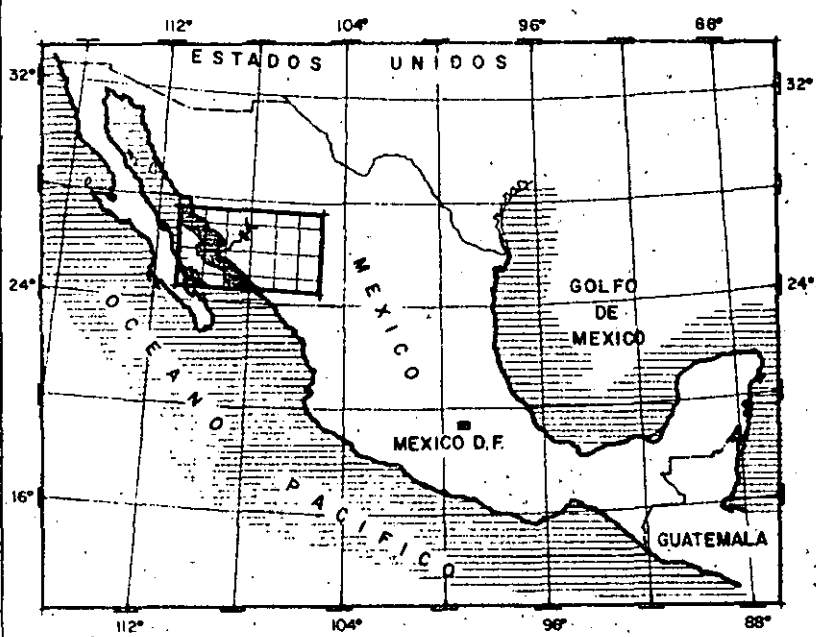


Paul Castro





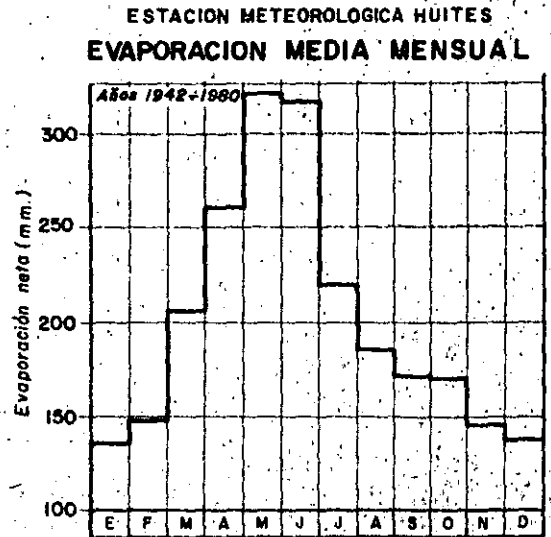
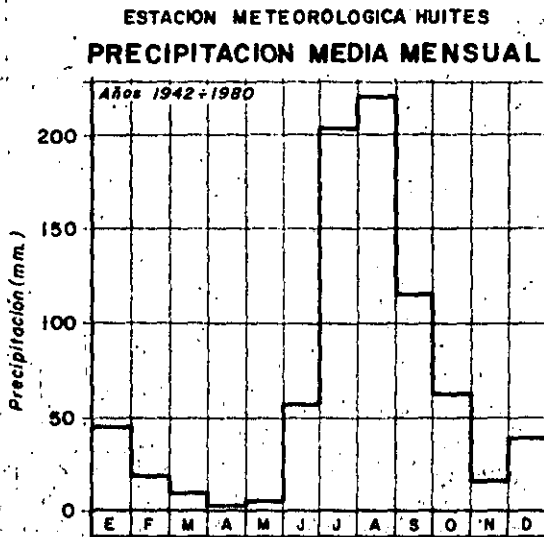
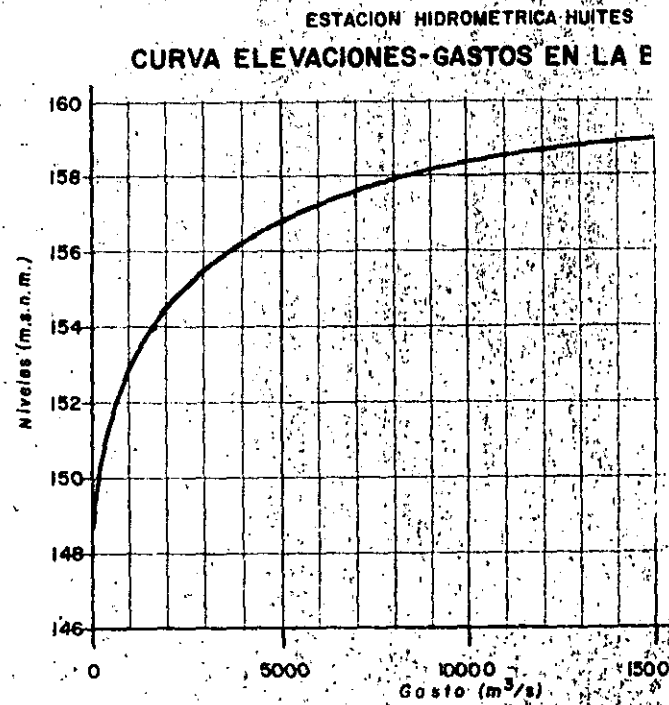
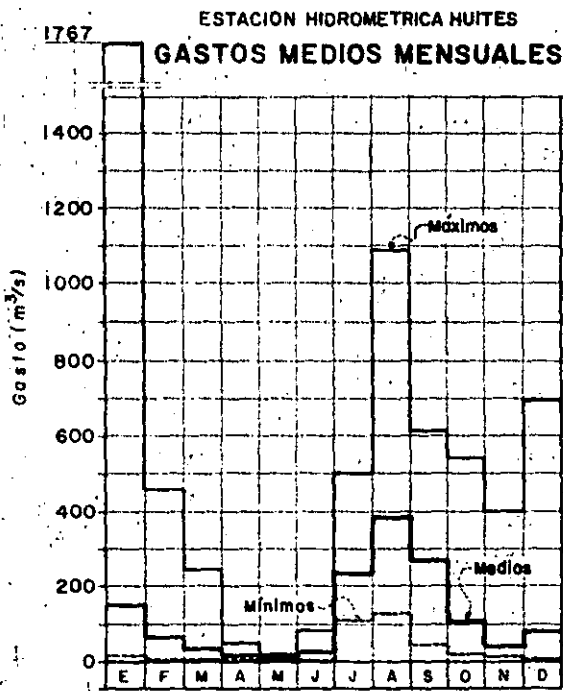
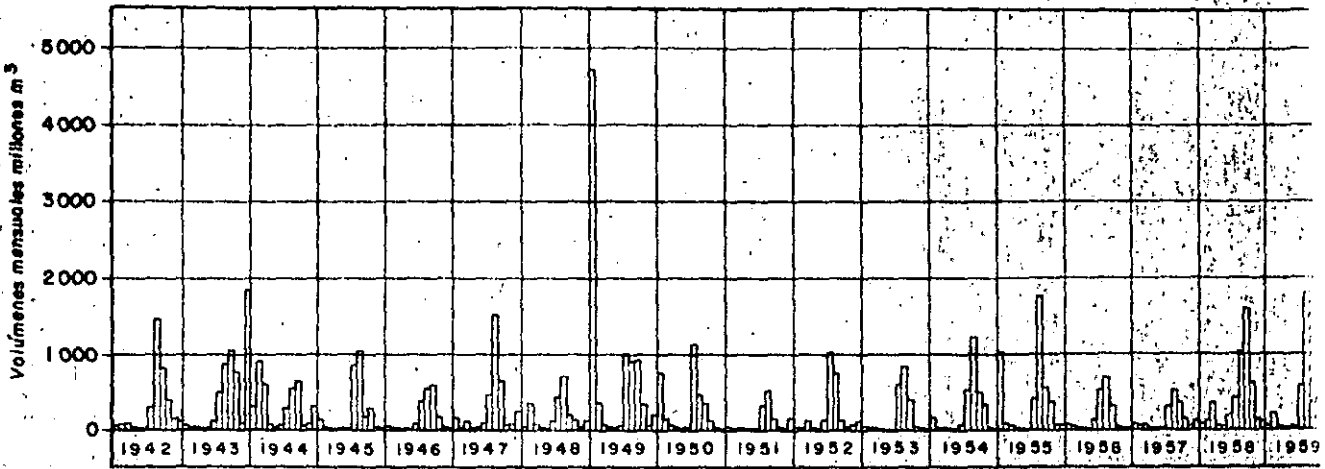
LOCALIZACION



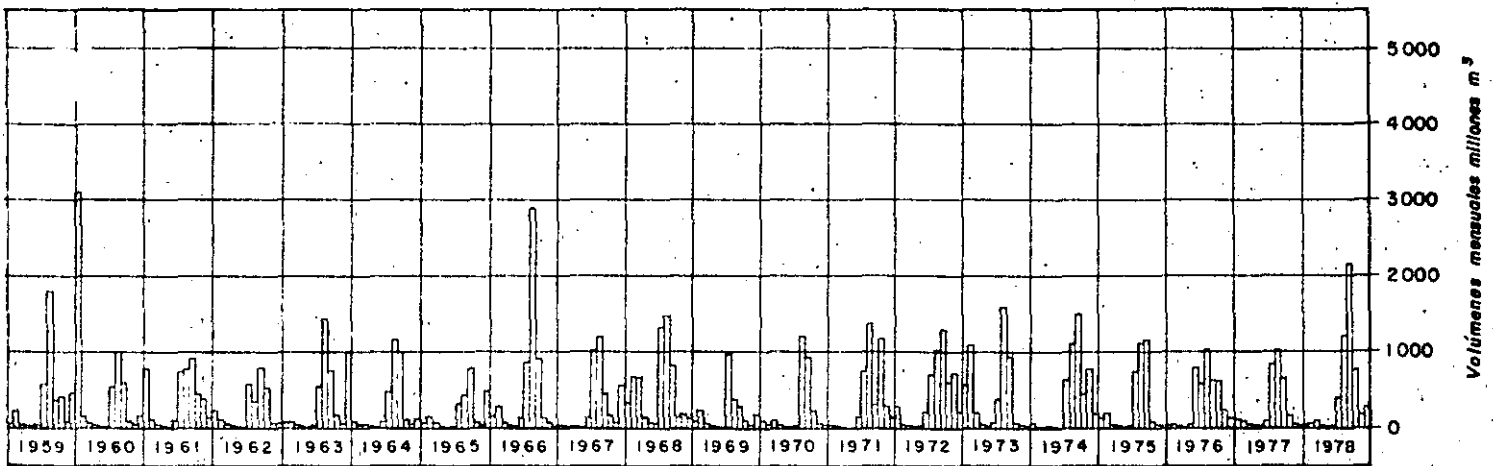
- CARRETERA FEDERAL
- CARRETERA ESTATAL
- CARRETERA MUNICIPAL
- FERROCARRIL
- AEROPUERTO NACIONAL
- AEROPUERTO LOCAL
- PISTA DE ATERRIZAJE

COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD (C.F.E.) MEXICO D.F. - MEXICO				ESCALA
P.H. HUITES SIM.				
SOLUCION CON CORTINA DE GRAVEDAD ANTEPROYECTO				HUI 1201
LOCALIZACION DEL PROYECTO				
DIBUJO 	REVISO 	APROBADO 	FEBRERO 1982 MEXICO D.F.	

ESTACION HIDROMETRICA HUITES-ESCUF

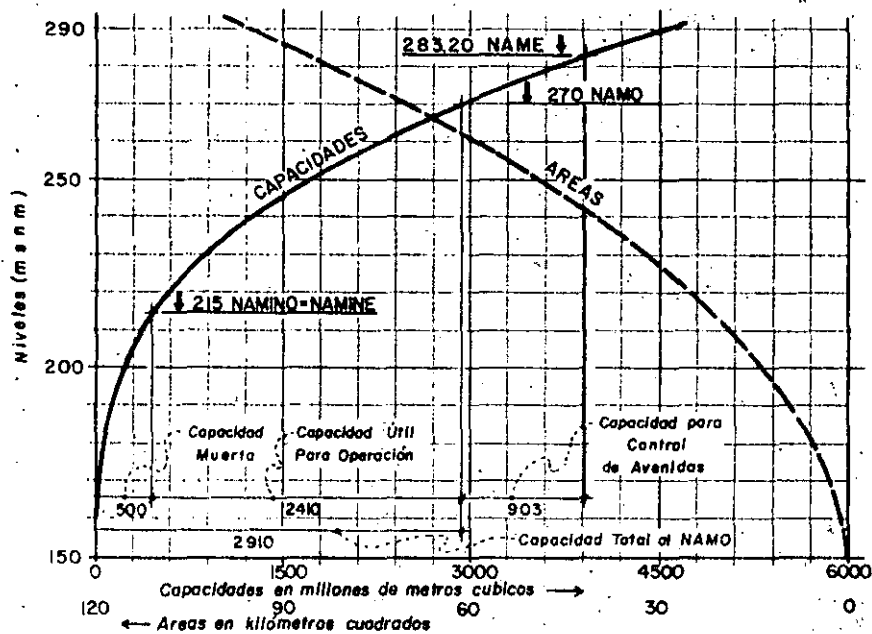


CURRIMIENTOS MENSUALES REGISTRADOS

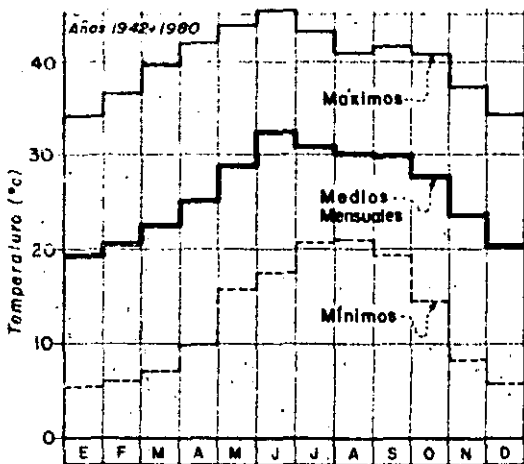


TES
LA BOQUILLA

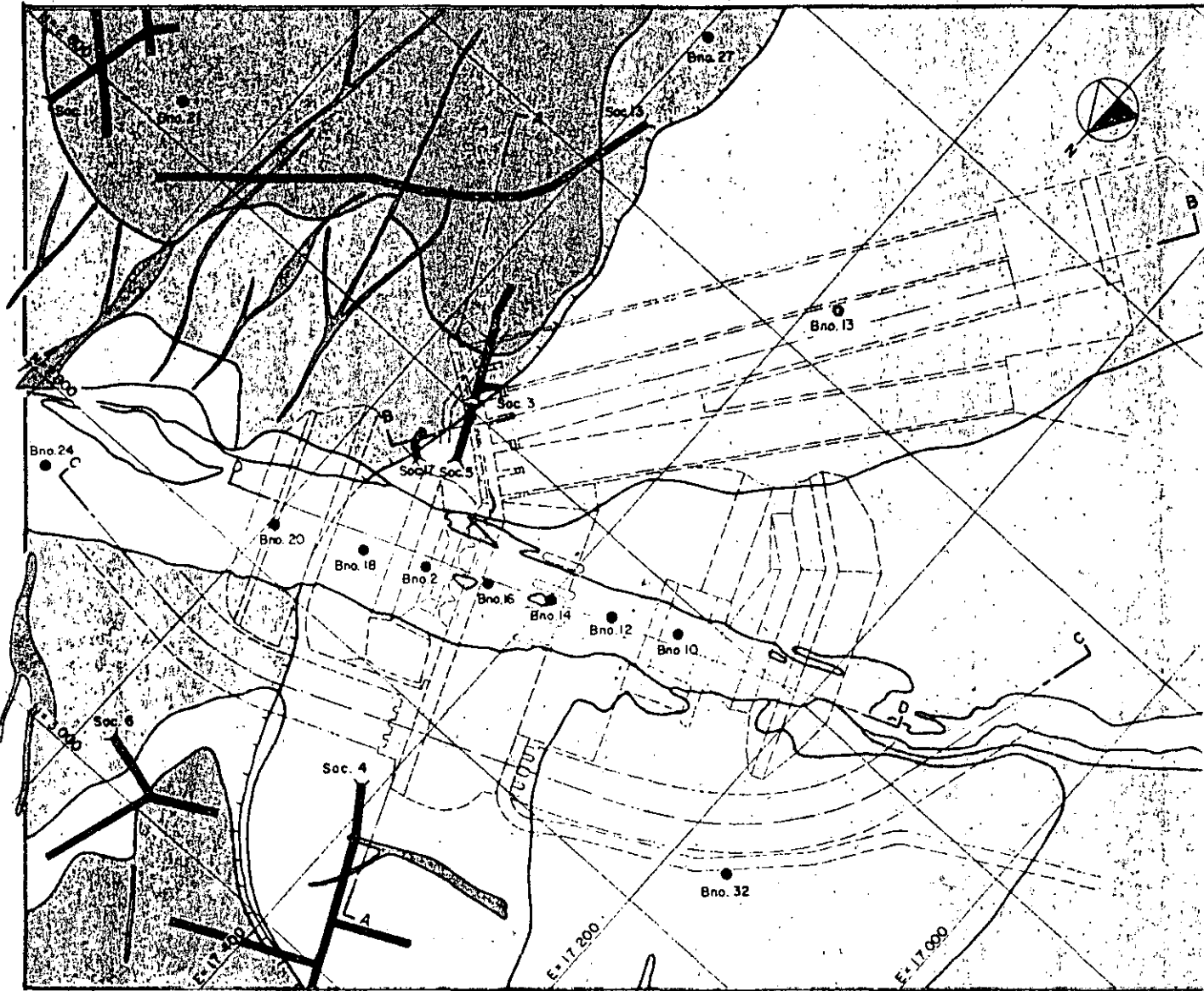
EMBALSE HUITES CURVAS DE AREAS Y CAPACIDADES












ESTACION METEOROLOGICA HUITES DATOS DE TEMPERATURA DEL AIRE



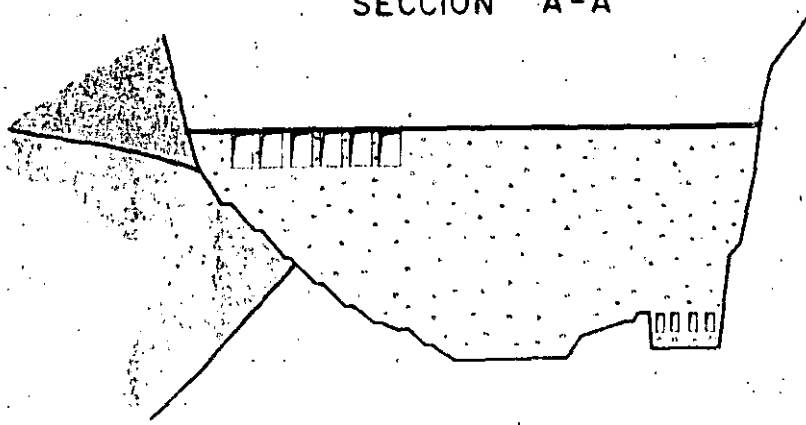
COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD (C.F.E.) MEXICO DF. - MEXICO			ESCALA
P.H. HUITES SIN.			
SOLUCION CON CORTINA DE GRAVEDAD ANTEPROYECTO DATOS HIDROLOGICOS Y METEOROLOGICOS			HUI 1202
DIBUJO <i>[Signature]</i>	REVISOR <i>[Signature]</i>	APROBADO <i>[Signature]</i>	FEBRERO 1982 MEXICO DF elc



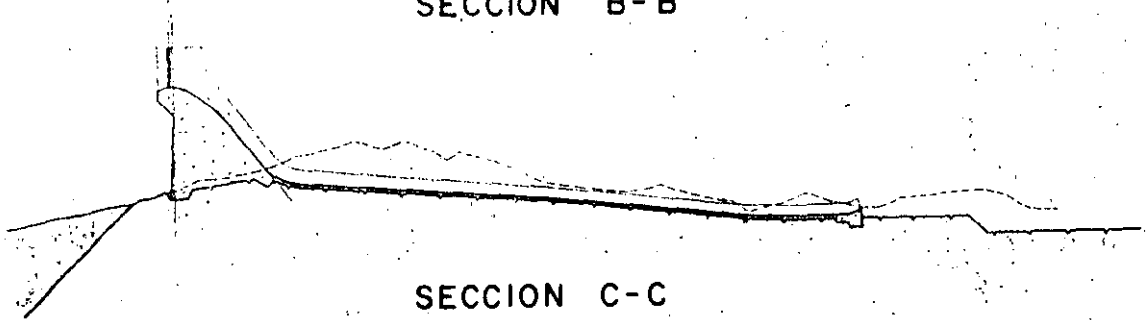
SIMBOLOGIA.

	Aluviones y materiales de talud		Contacto tectónico
	Diques		Socavón existente
	Ignimbrita		Socavón propuesto
	Corneana		Barreno
	Granito		

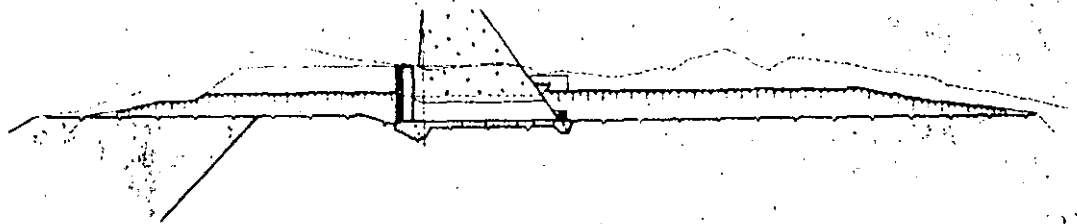
SECCION A-A



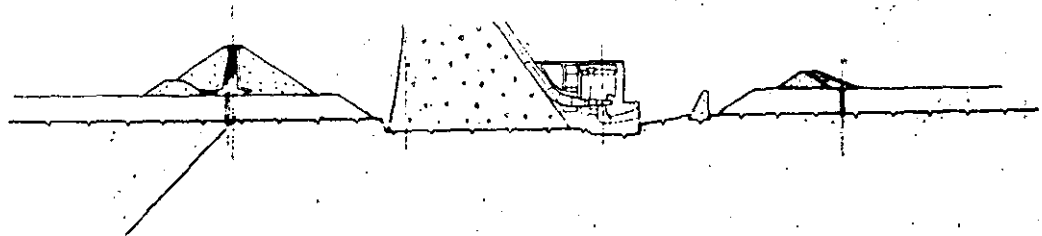
SECCION B-B



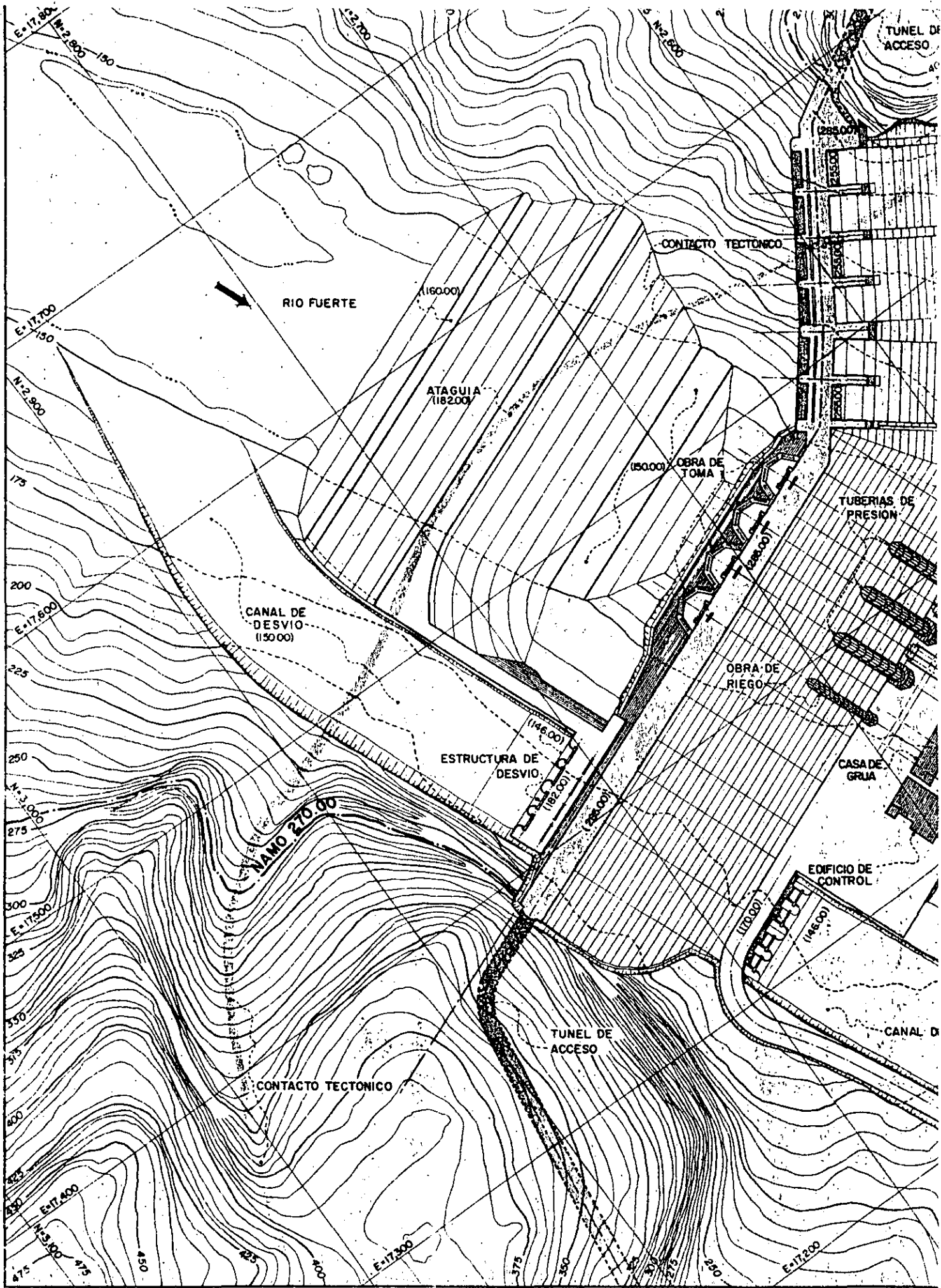
SECCION C-C

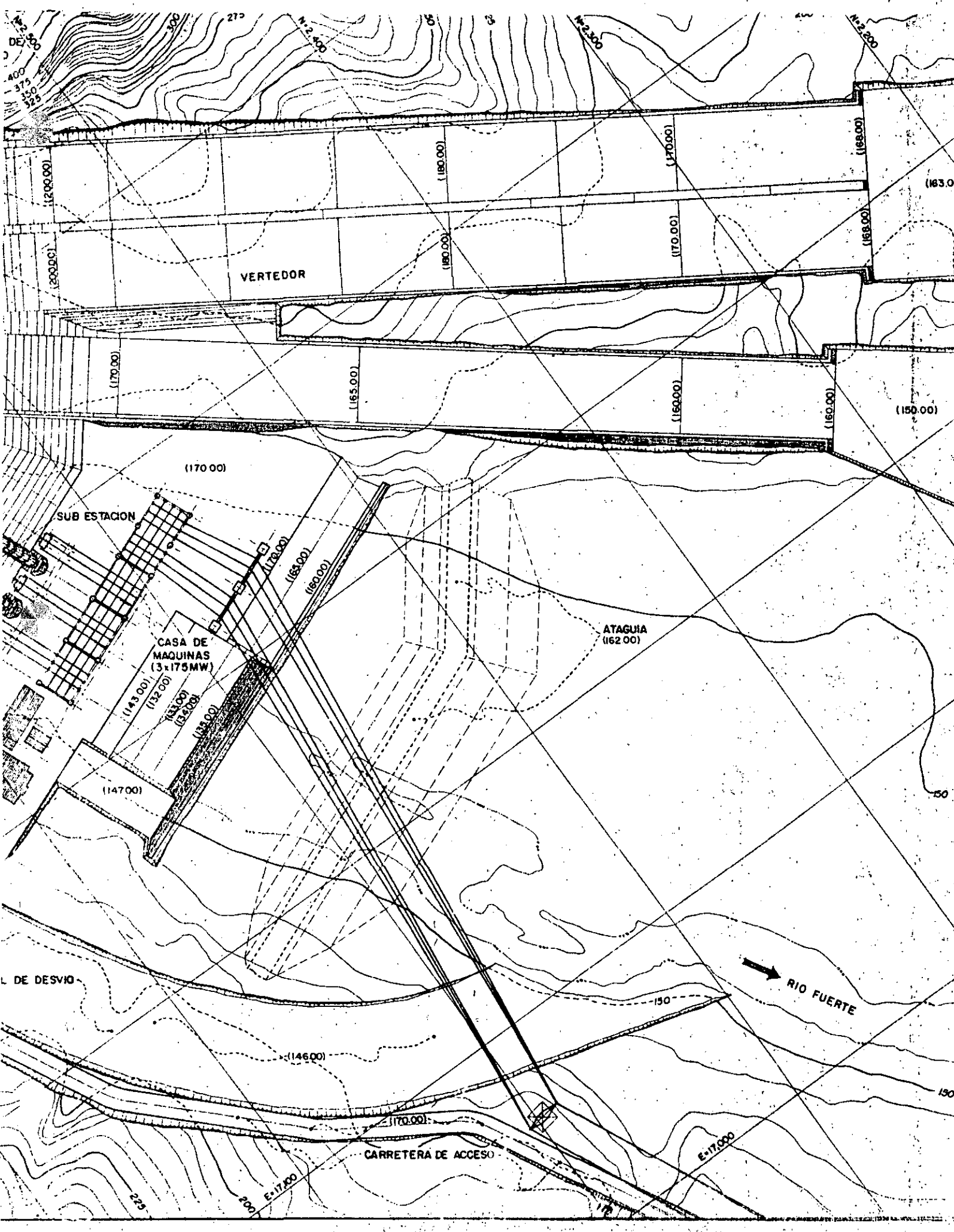


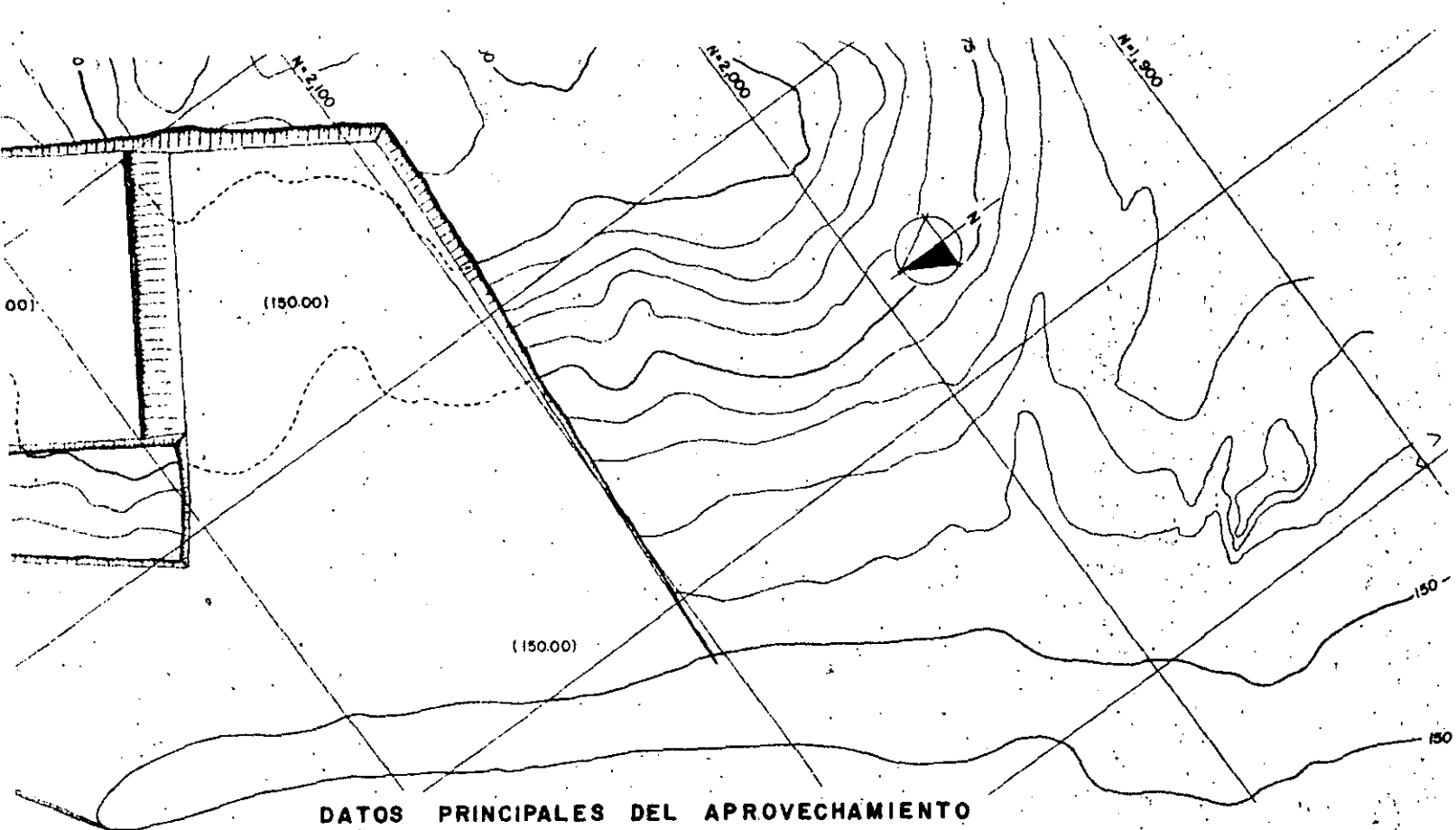
SECCION D-D



COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD (C.F.E.) MEXICO D.F. - MEXICO				ESCALA —
P.H. HUITES SIN.				
SOLUCION CON CORTINA DE GRAVEDAD ANTEPROYECTO GEOLOGIA DEL SITIO				HUI 1204
DIBUJO <i>Enrique Castro</i>	REVISO <i>Enrique Castro</i>	APROBO <i>Enrique Castro</i>	SEPTIEMBRE 1981 MEXICO D.F.	elc







DATOS PRINCIPALES DEL APROVECHAMIENTO

HIDROLOGIA

- Área de la Cuenca. 26 020 Km²
- Gasto medio 120 m³/s
- Avenida de diseño. 30 000 m³/s

NLSE

- Nivel máximo extraordinario 283.20 m s.n.m.
- Nivel máximo ordinario 270.00 m s.n.m.
- Nivel mínimo ordinario 215.00 m s.n.m.
- Capacidad al NAMO 2 910 x 10⁶ m³
- Volumen de orlave 500 x 10⁶ m³

CORTINA

- Tipo Gravedad maciza en concreto
- Cota de la corona 285.00 m s.n.m.
- Altura máxima 155.00 m
- Longitud total de la corona 384.00 m

OBRAS DE DESVIO

- Tipo Canal al exterior y estructura de desvío
- Longitud del canal 670.00 m
- Ancho del canal 45.00 m
- Aberturas de desvío 4- 6.25 m de ancho x 13.00 m de Alto

ATAGUIAS

- Tipo Material graduado
- Cota de la corona (a arriba/a abajo) 182.00 / 162.00 m s.n.m.
- Longitud de la corona (a arriba/a abajo) 200.00 / 250.00 m

VERTEDOR

- Tipo Canales al exterior con salto de esquí terminal
- Cota del cimacio 260.00 m s.n.m.
- Compuertas radiales 6- 15.00 m de ancho x 17.00 m de alto
- Canales 3- 34.00 m de ancho x 415/430 m de longitud
- Pico vertido 21 000 m³/s

OBRA DE RIEGO

- Tipo tubería con bifurcación y válvulas
- Diámetros y longitud 450 / 3.00 / 2.10 m ; longitud 175m
- Gasto al NAMO (215.00) 145 m³/s

OBRAS DE GENERACION

- Obras de toma incorporadas en la cortina
- Tuberías de presión apoyadas al paramento a abajo
- Diámetro y longitud tuberías 6.20-150m
- Casa de máquinas al pie de la cortina
- Grupos de generación 3 FRANCIS eje vertical
- Potencia nominal 175 MW por grupo
- Energía generada 888 GWh/año

CANTIDADES PRINCIPALES DE OBRA CIVIL

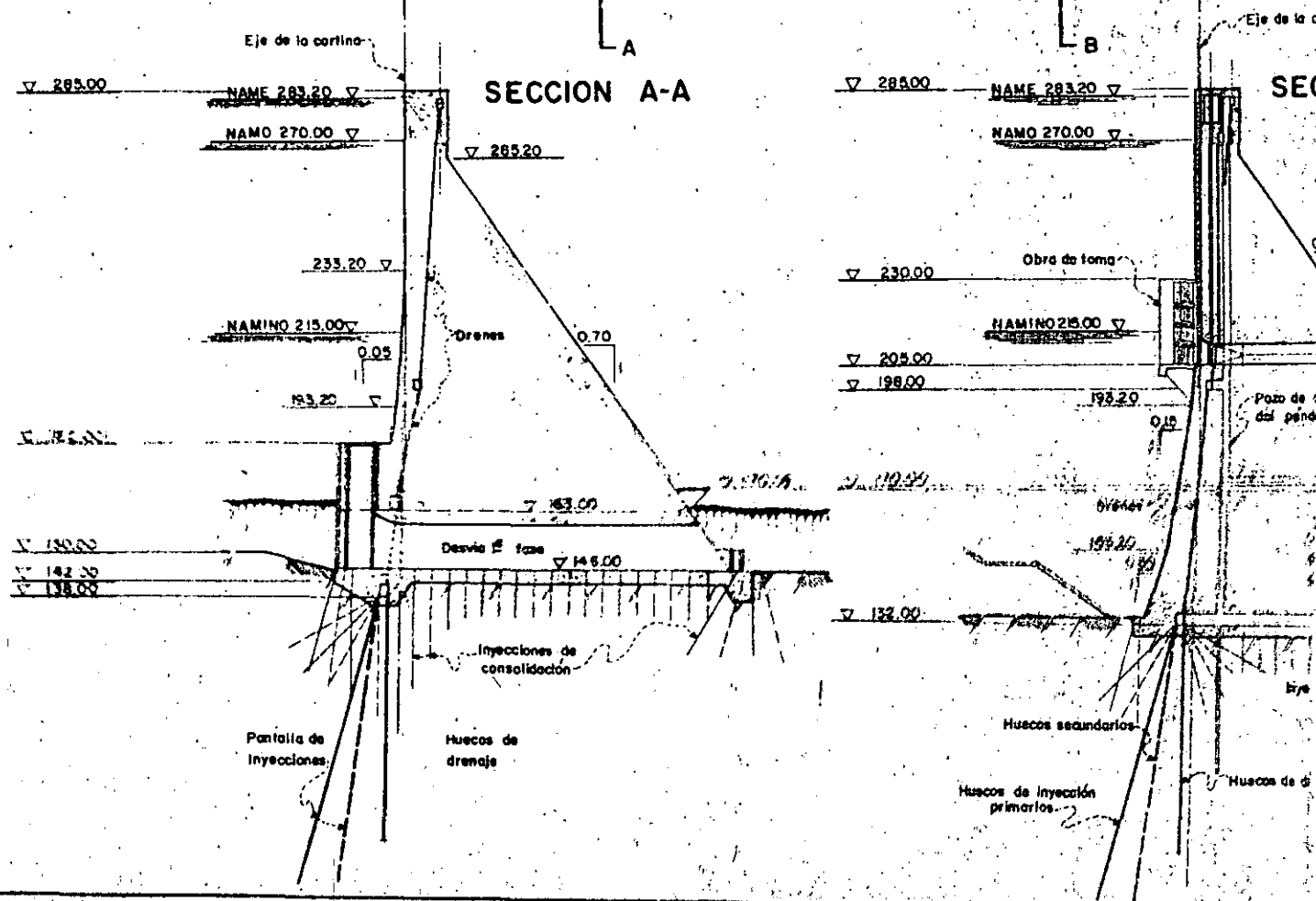
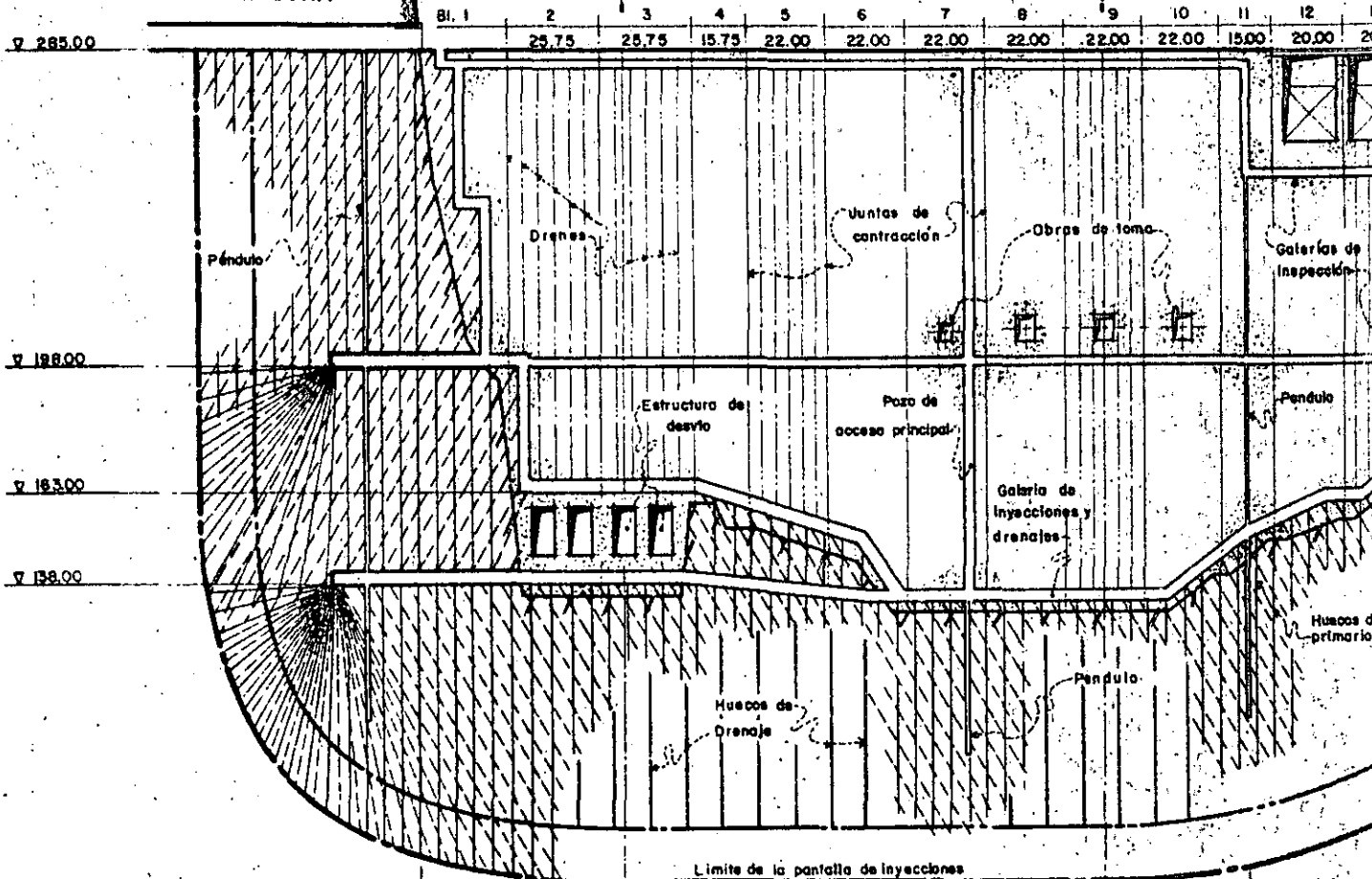
- Excavación 3' 224 000 m³
- Terrapienes 440 000 m³
- Concreto masa 2' 065 000 m³
- Concreto estructural 383 000 m³
- Cemento 330 000 t
- Acero de refuerzo 14 150 t



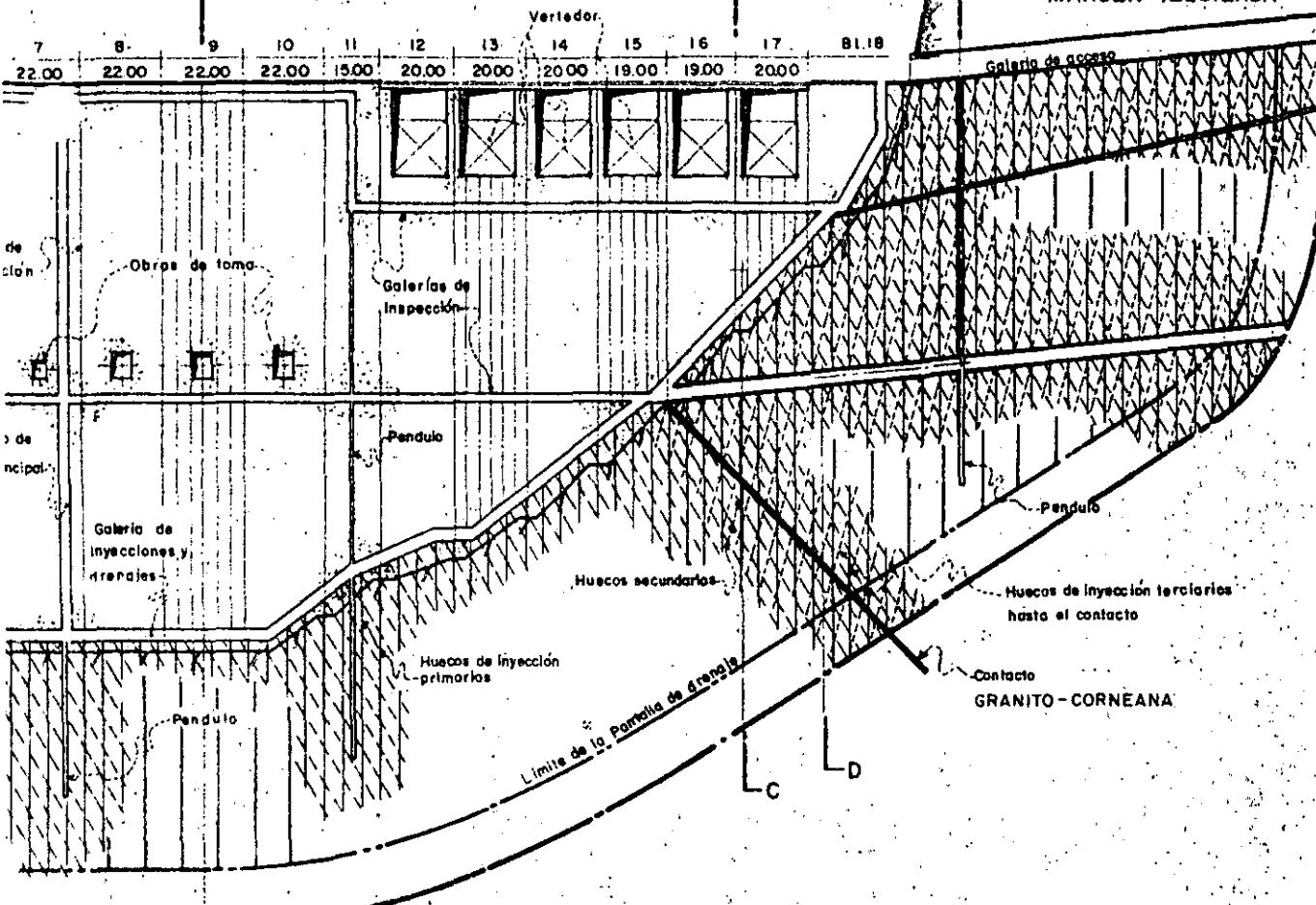
COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD (C.F.E.) MEXICO D.F. - MEXICO			ESCALA
P.N. HUITES S.M.			
SOLUCION CON CORTINA DE GRAVEDAD ANTEPROYECTO PLANTA GENERAL			HU 1205
DIBUJO	REVISO	APROBO	FEBRERO 1982 MEXICO D.F.
<i>[Signature]</i>	<i>[Signature]</i>	<i>[Signature]</i>	

MARGEN DERECHA

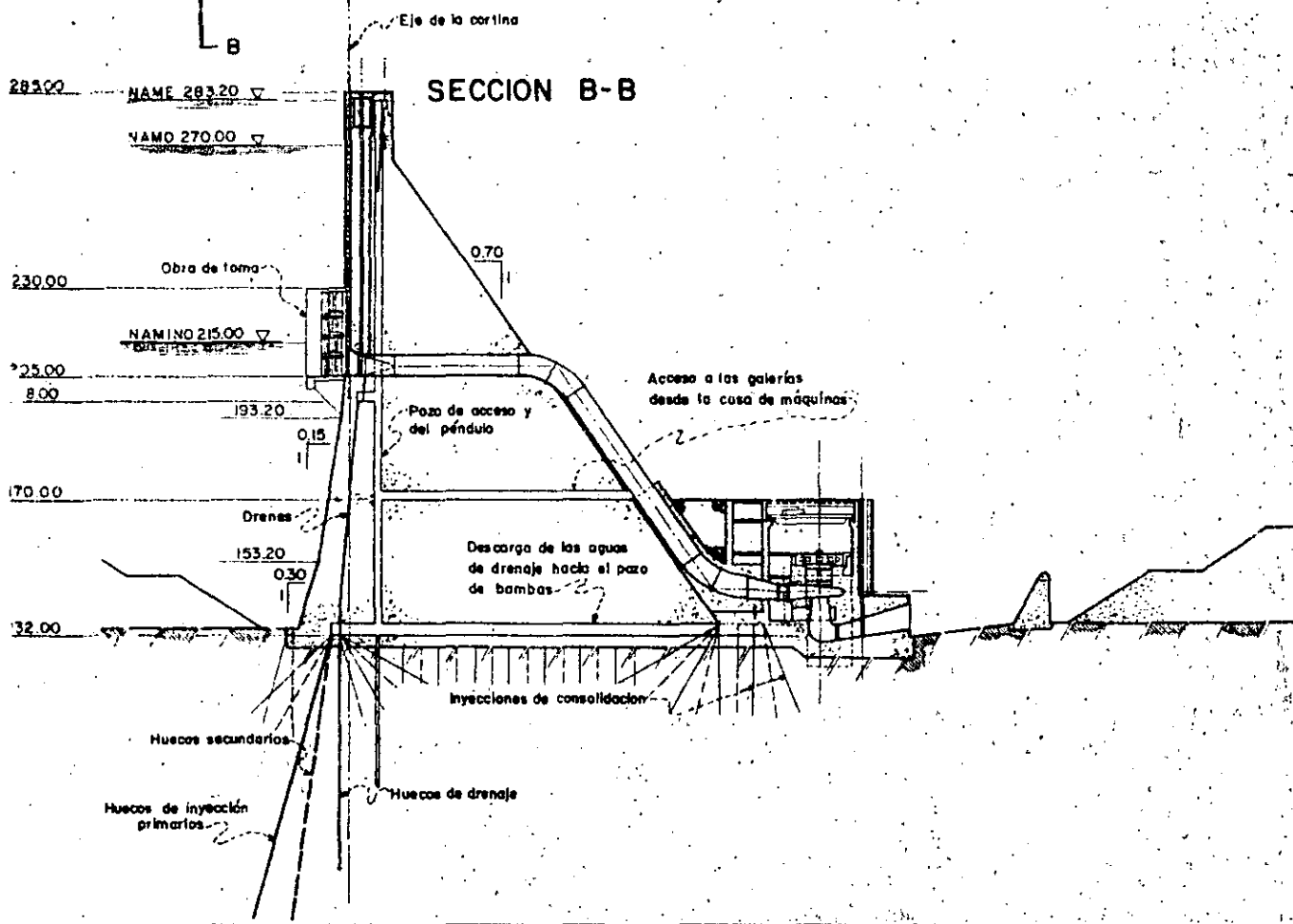
A SECCION LONGITUDINAL B



TUDINAL



SECCION B-B



▽ 285.00	NAME 283.20
▽ 270.00	NAMO 270.00
▽ 260.00	
▽ 250.00	

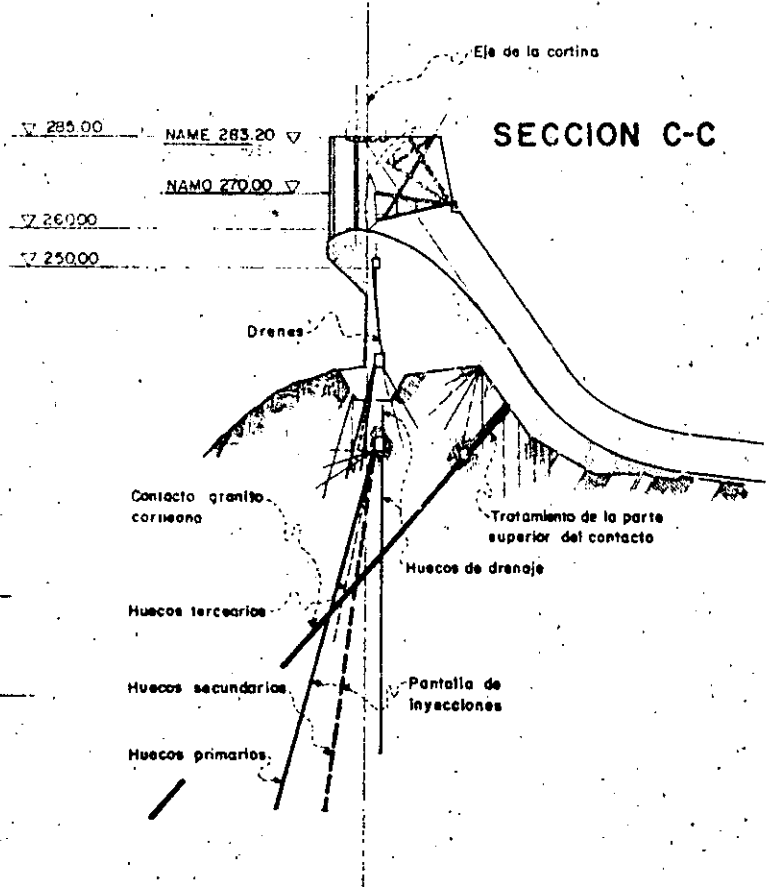
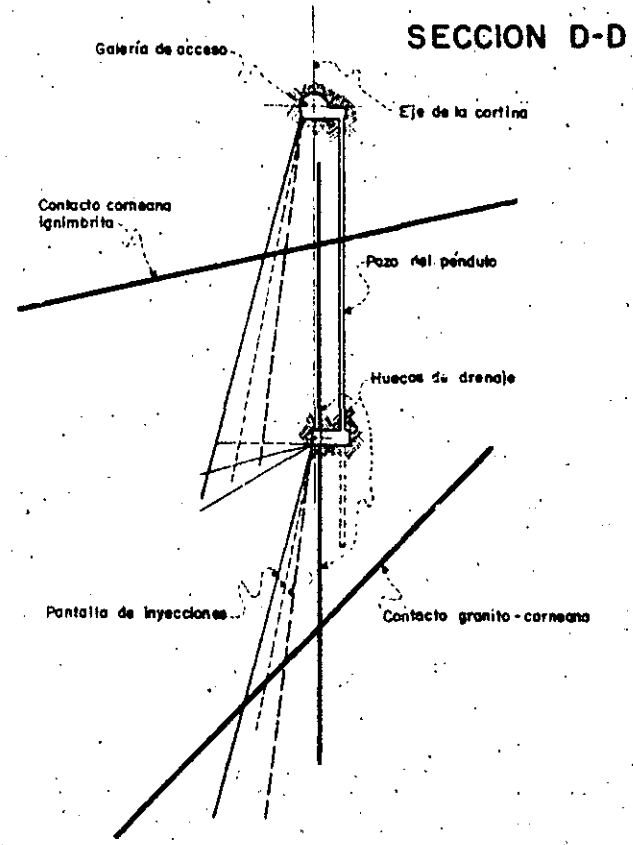
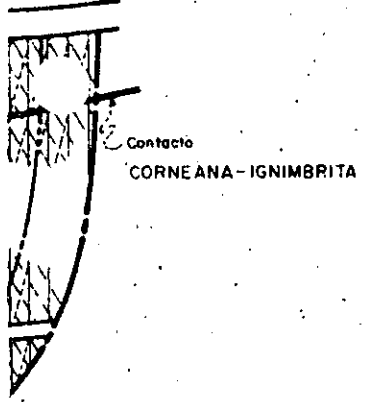
Contacto granito
corneana

Huecos terciario

Huecos secundario

Huecos primario

DA

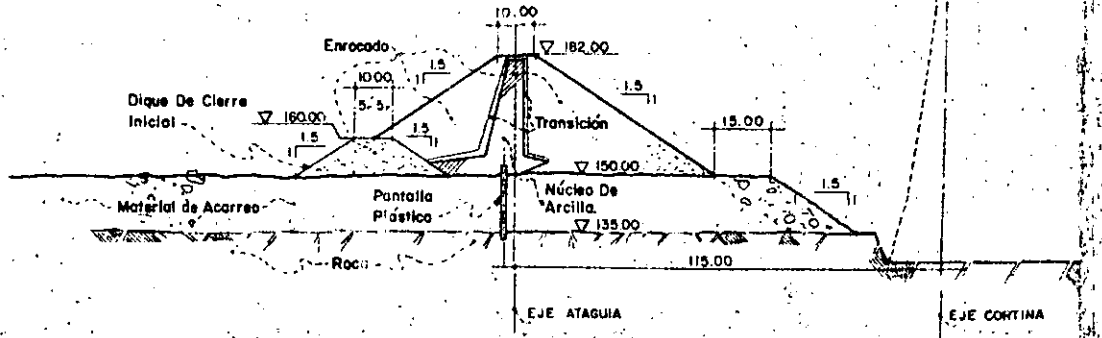
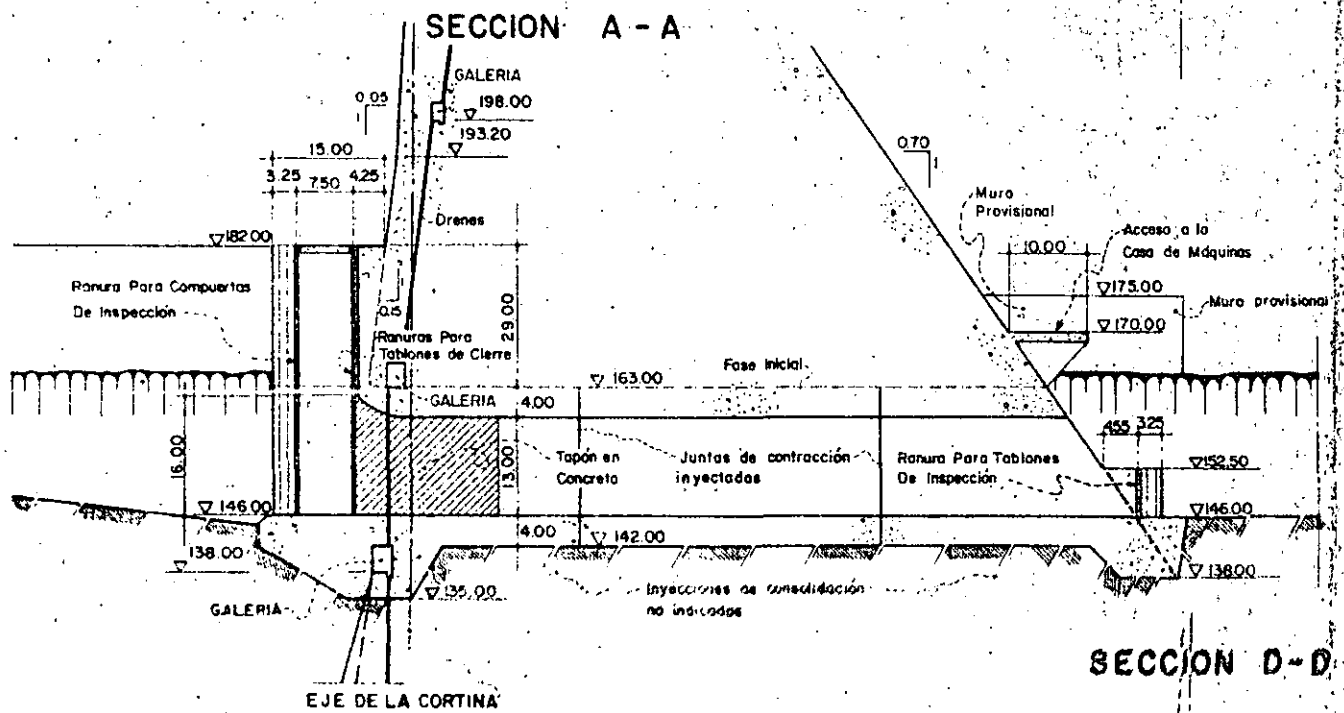
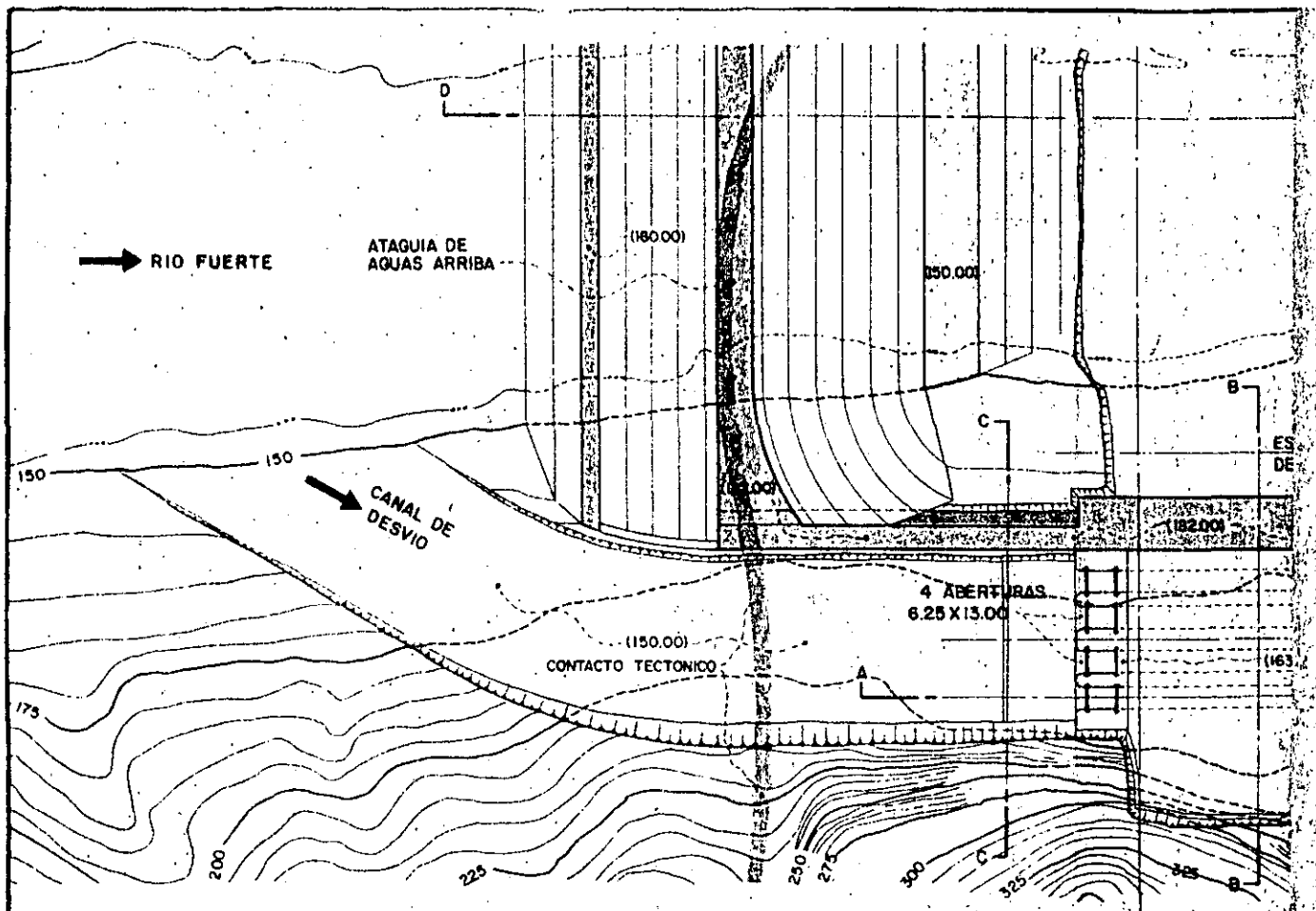


1.-) La distribución indicada de los huecos de inyecciones y drenaje es tentativa; la distribución final será ajustada a las condiciones locales de la roca usando el sistema SPLIT-SPACING

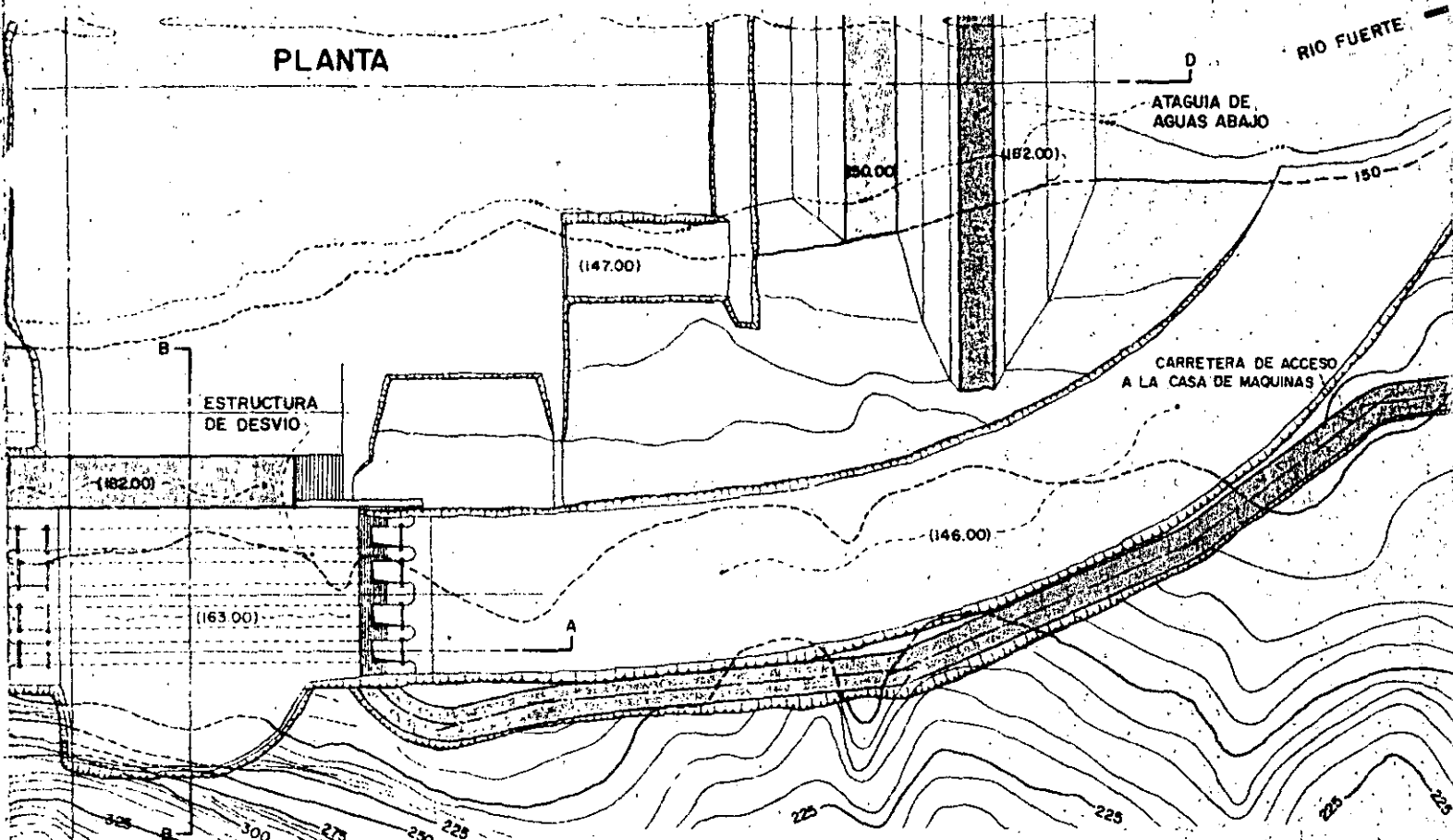
2.-) La instrumentación de la cortina no es indicada



COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD (C.F.E.) MEXICO D.F. - MEXICO			ESCALA
PH. NÚTÉS S.R.L.			
SOLUCION CON CORTINA DE GRAVEDAD ANTEPROYECTO CORTINA-SECCIONES			HUI 1206
DIBUJO <i>[Signature]</i>	REVISO <i>[Signature]</i>	APROBO <i>[Signature]</i>	FEBRERO 1982 MEXICO D.F.

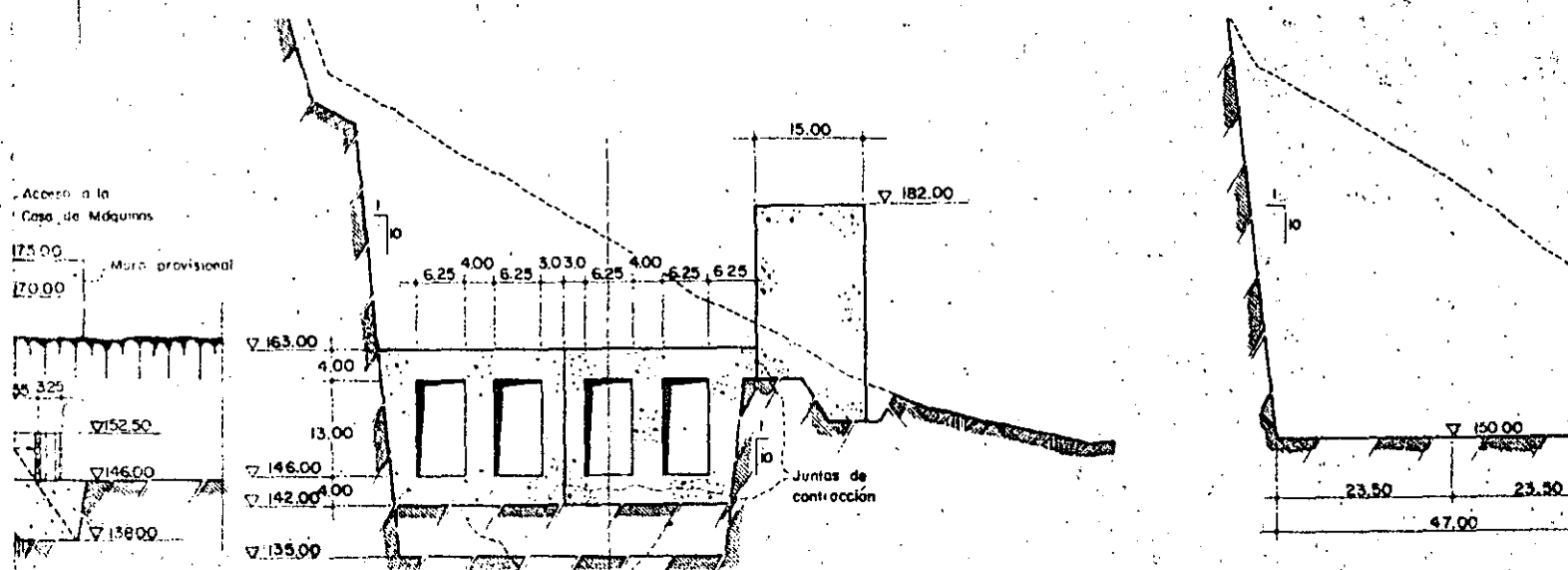


PLANTA

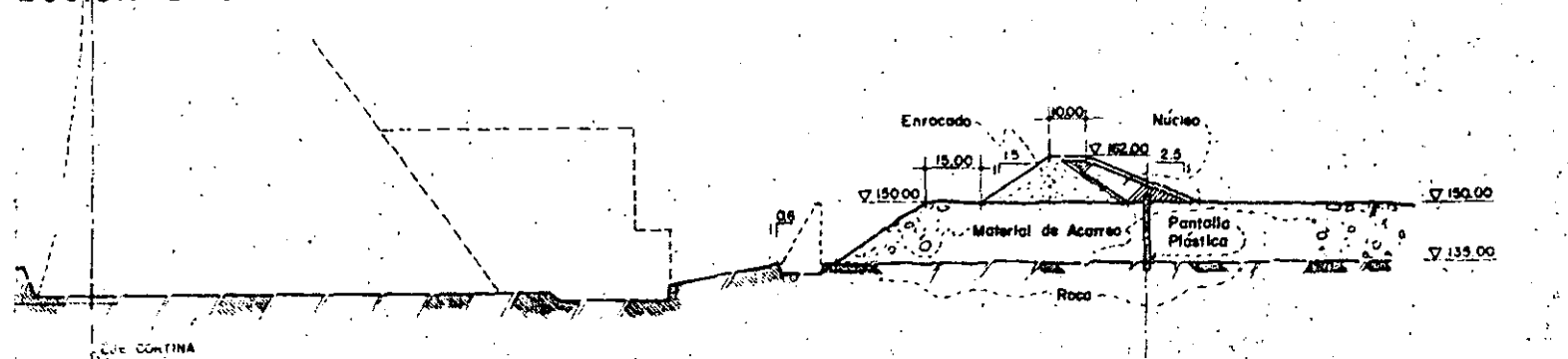


SECCION B - B

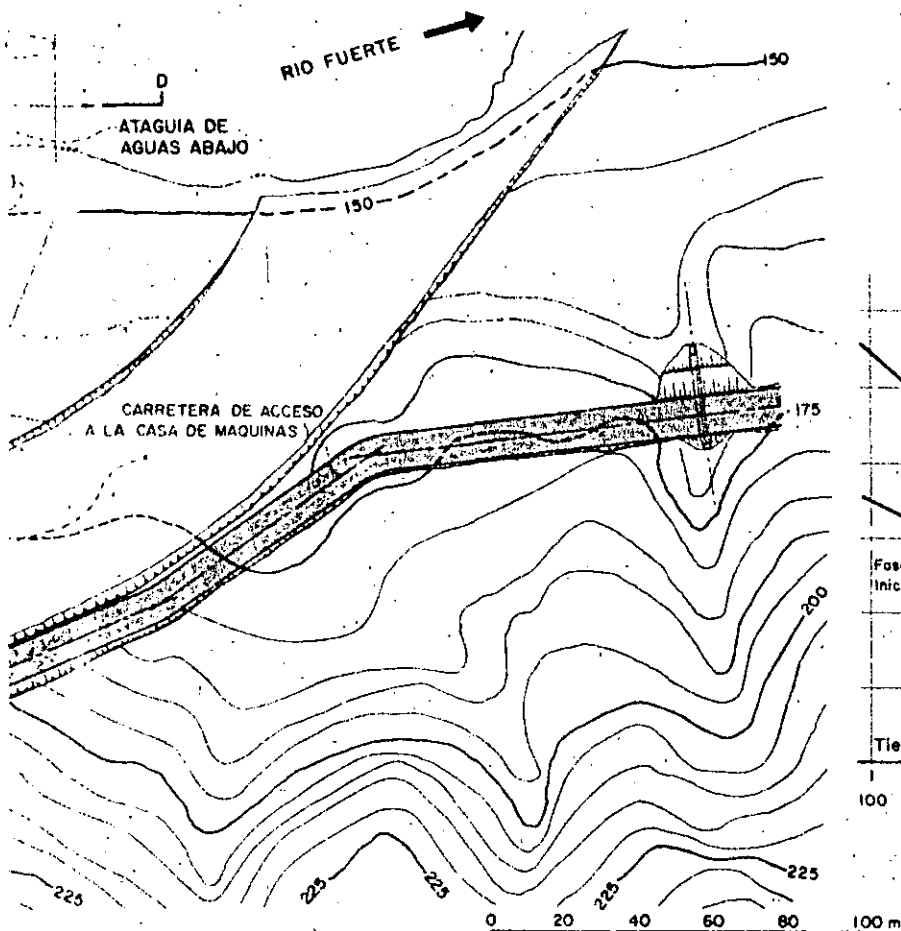
SECCION C - C



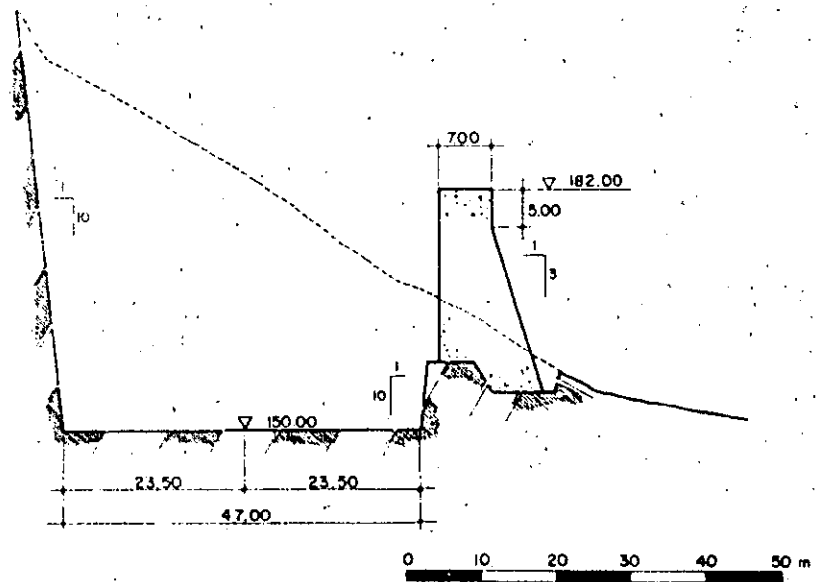
SECCION D - D



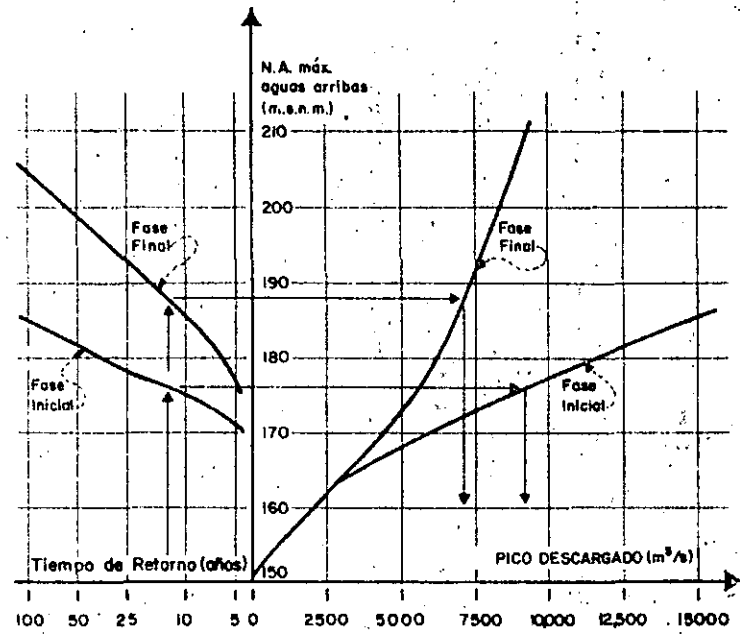
QUE CONTINA



SECCION C-C



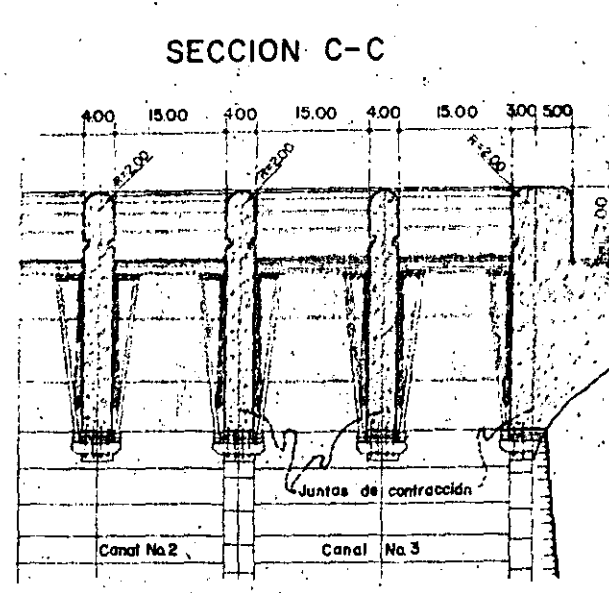
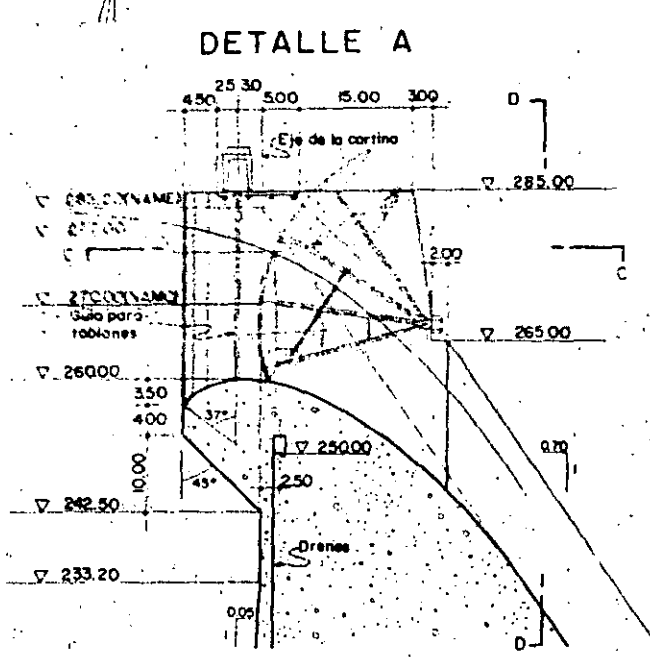
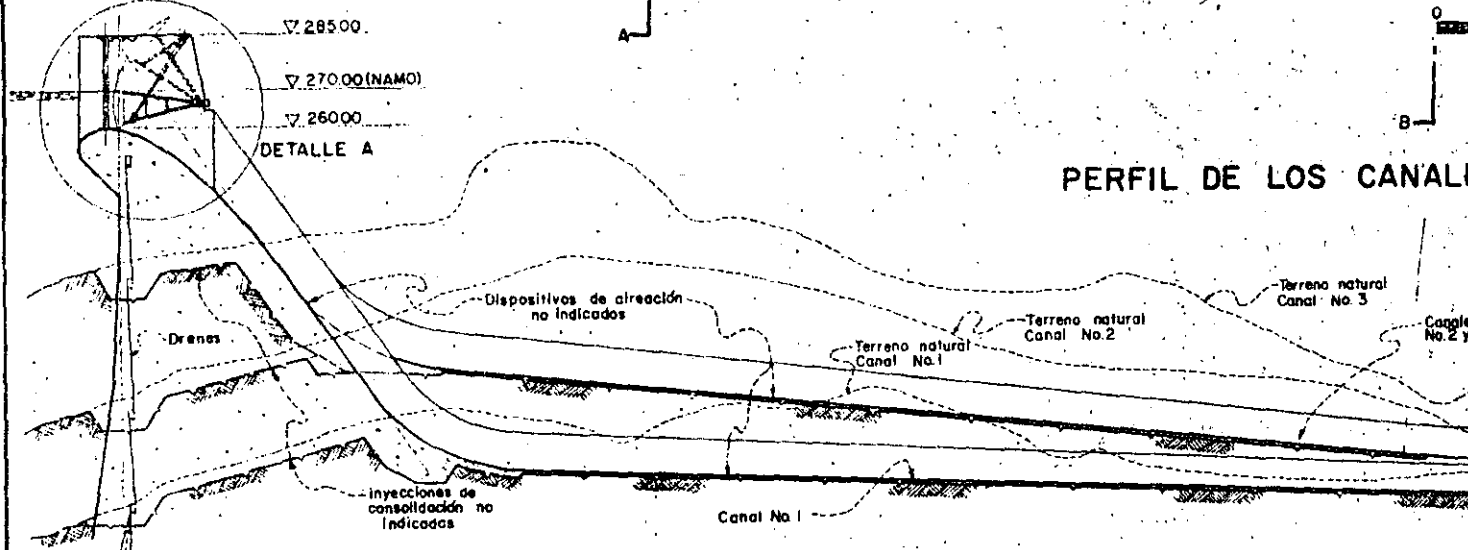
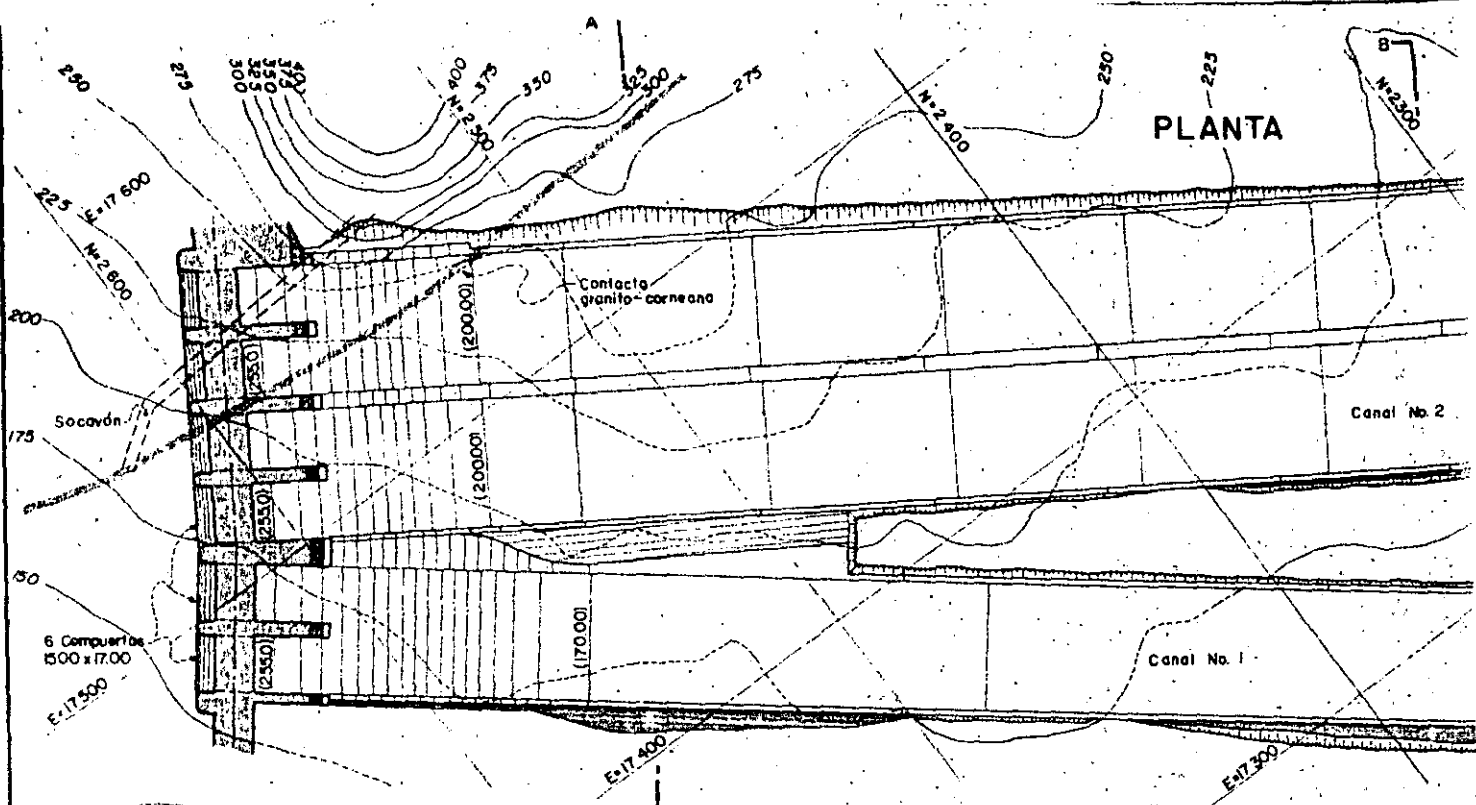
CURVAS DE GASTO Y TRANSITO DE AVENIDAS

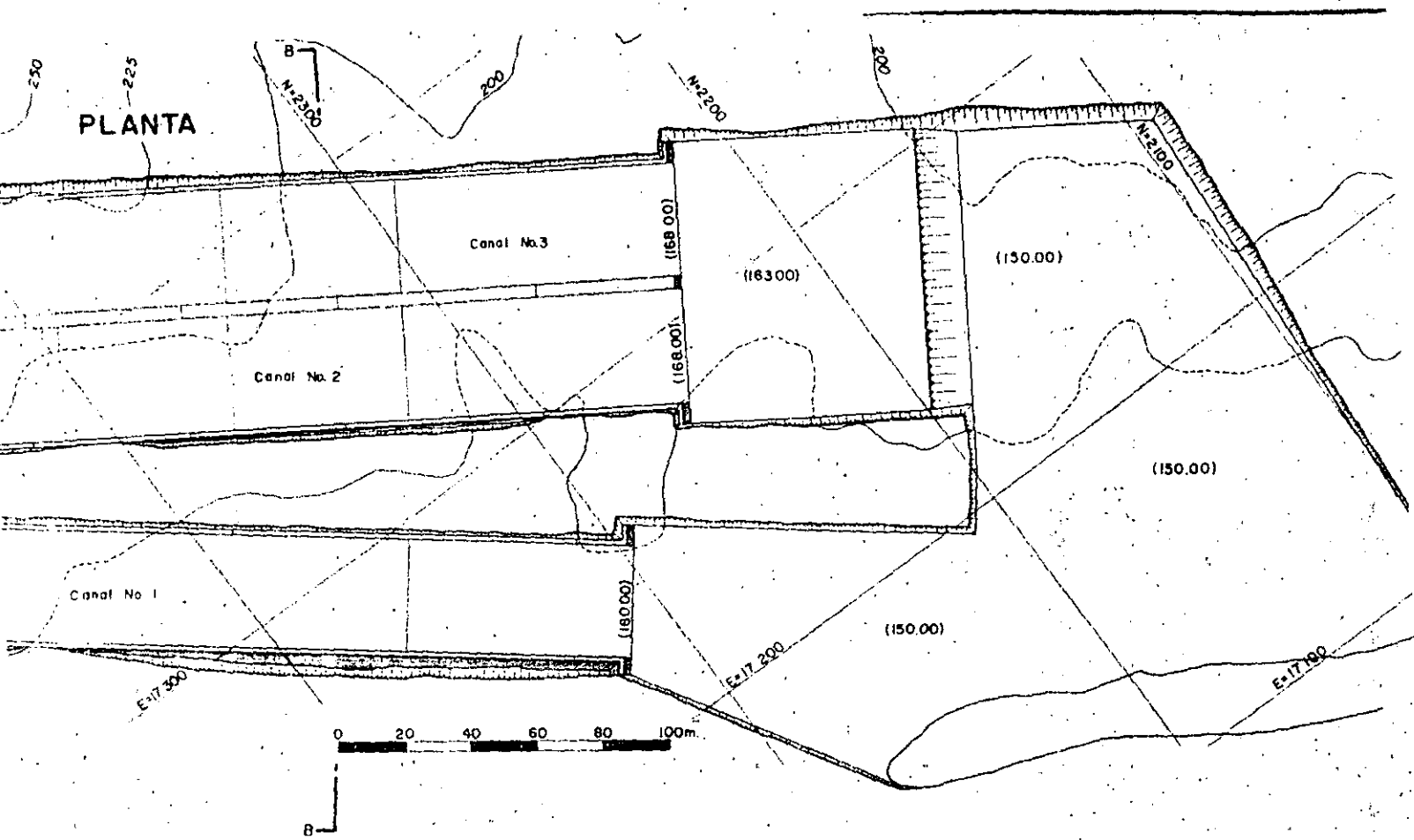


Notas:-

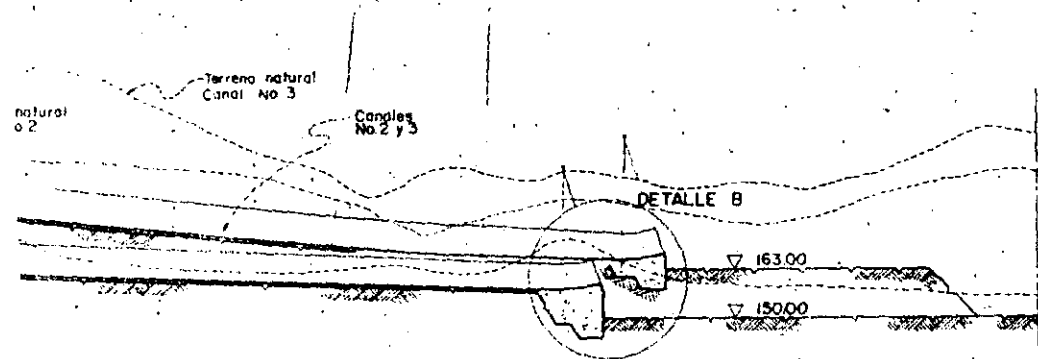
- 1.-) La planta y sección B-B muestran la configuración del desvío en su fase inicial.
- 2.-) El comportamiento hidráulico de las obras de desvío debe ser controlado sobre modelo hidráulico.
- 3.-) El sistema de impermeabilización del material de acarreo por debajo de las ataguas podrá ser modificado una vez conocido el coeficiente de permeabilidad de este material.

COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD (C.F.E.) MEXICO D.F. - MEXICO			ESCALA
P.N. HUITES, S.M.			
SOLUCION CON CORTINA DE GRAVEDAD ANTEPROYECTO OBRAS DE DESVIO			HUI-1207
DIBUJO <i>[Signature]</i>	REVISOR <i>[Signature]</i>	APROBADO <i>[Signature]</i>	FEBRERO 1962 MEXICO D.F.

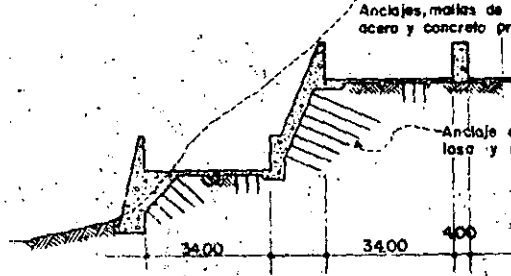




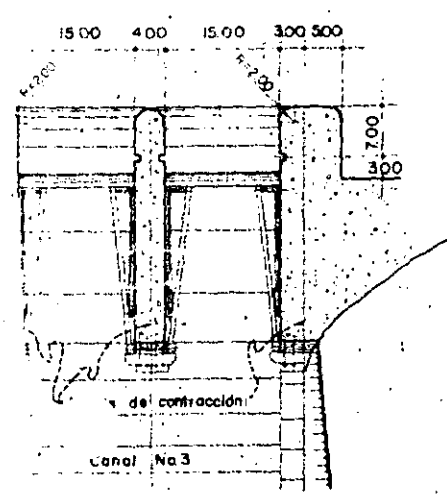
PERFIL DE LOS CANALES



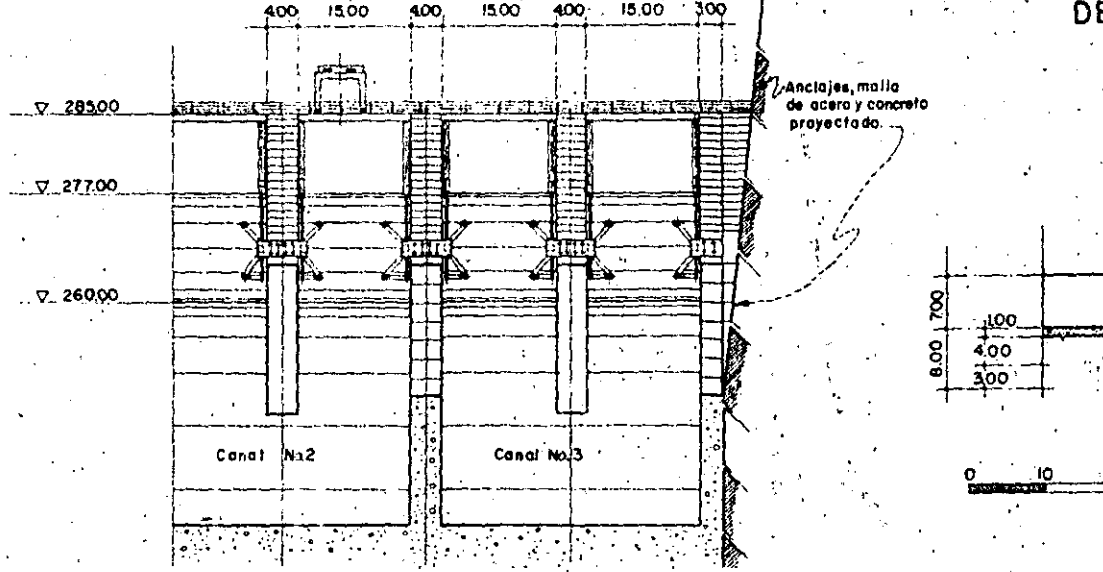
SECCION A-A



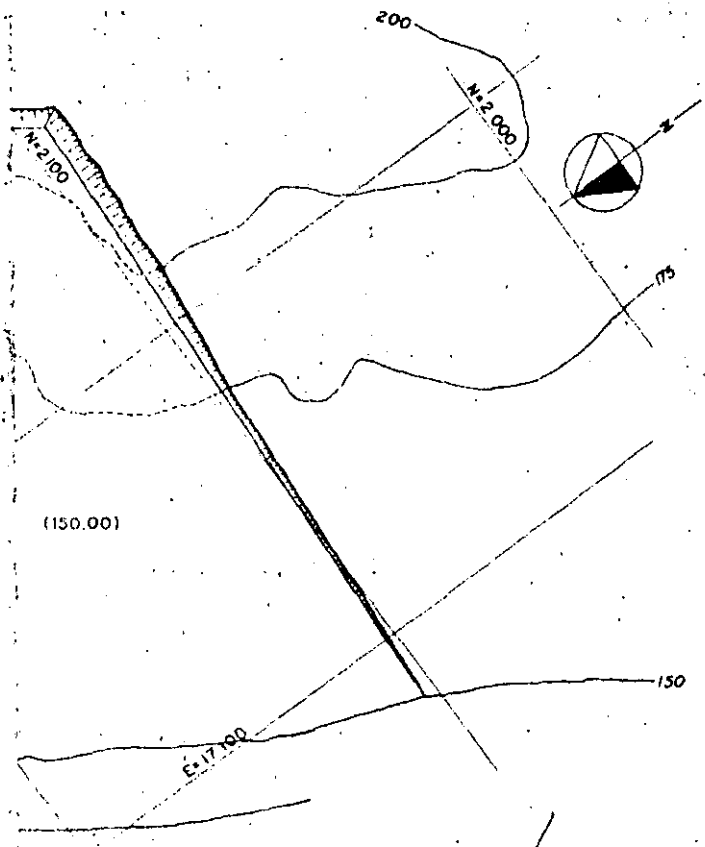
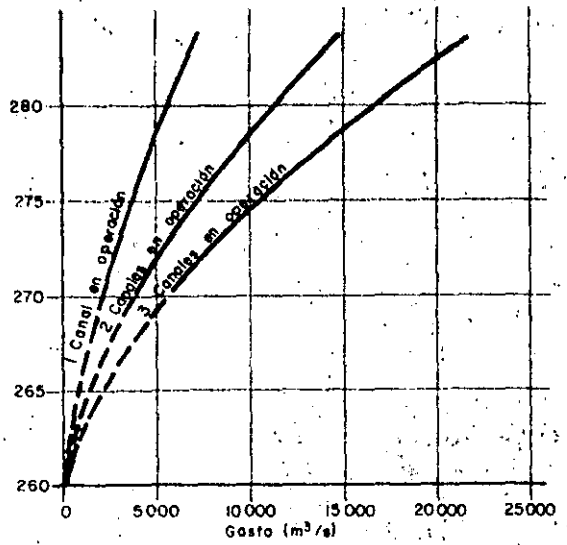
SECCION C-C



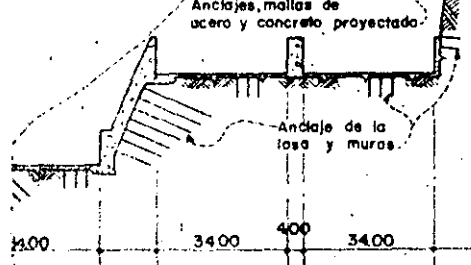
SECCION D-D



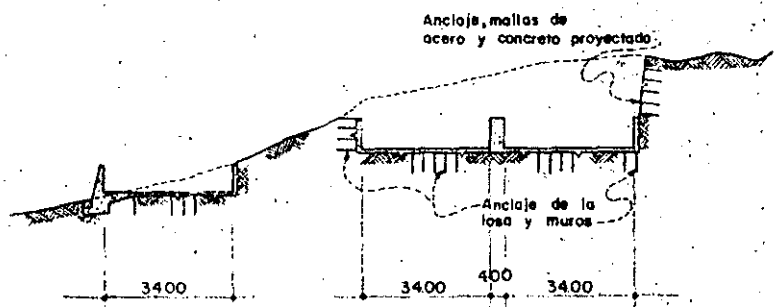
CURVAS DE GASTO



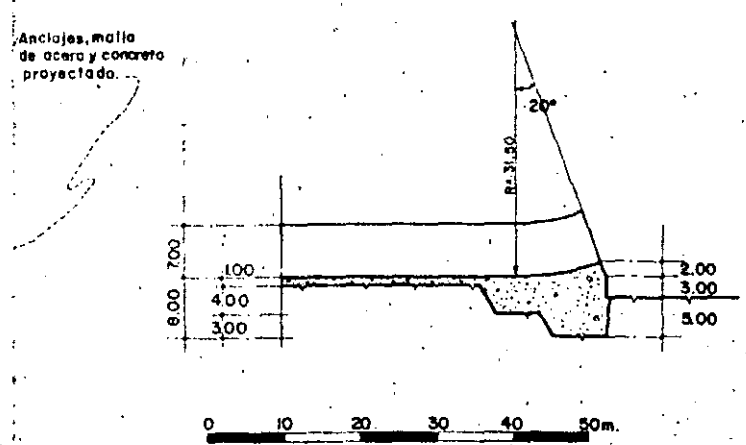
SECCION A-A



SECCION B-B



DETALLE B

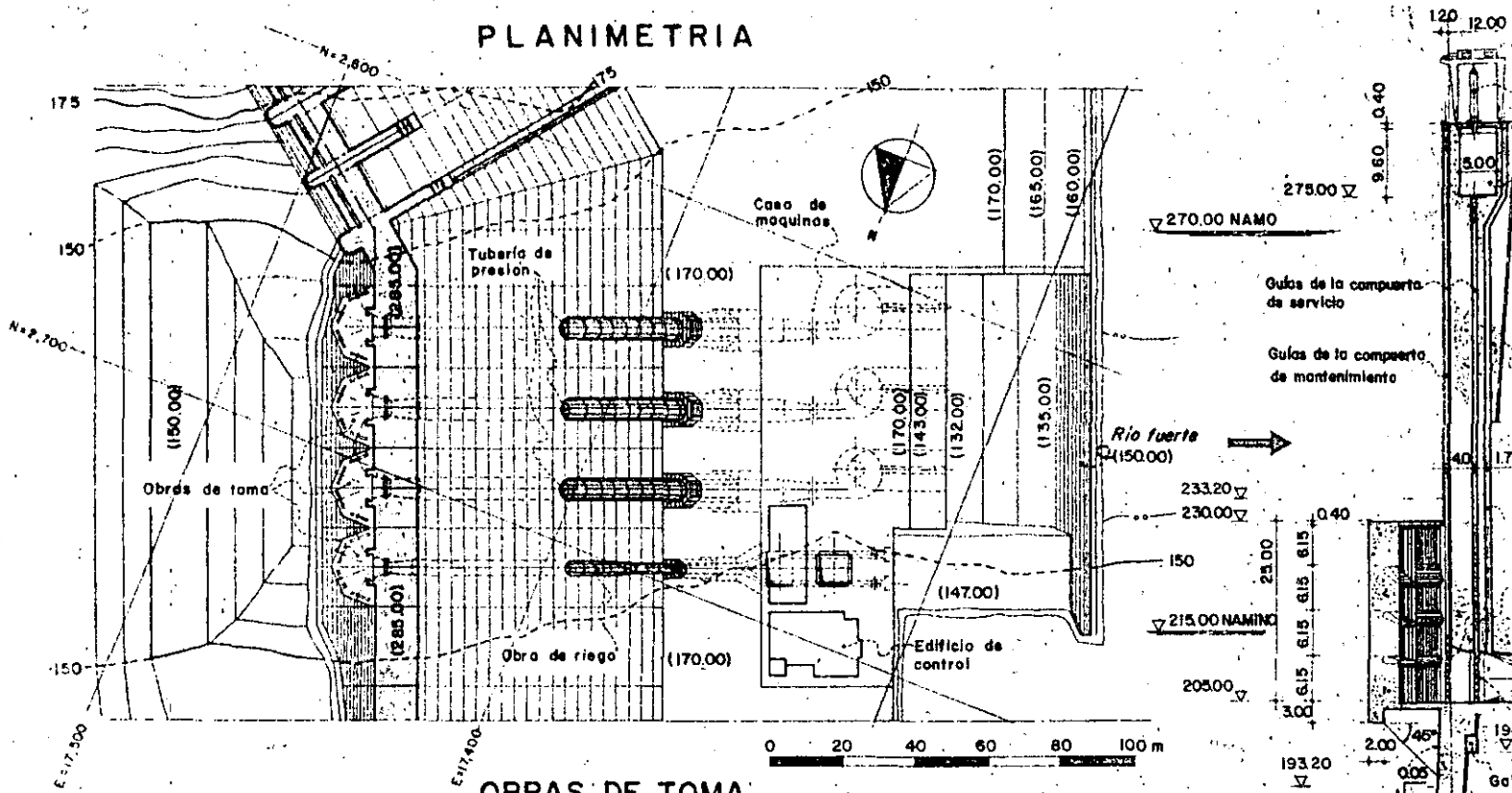


NOTA

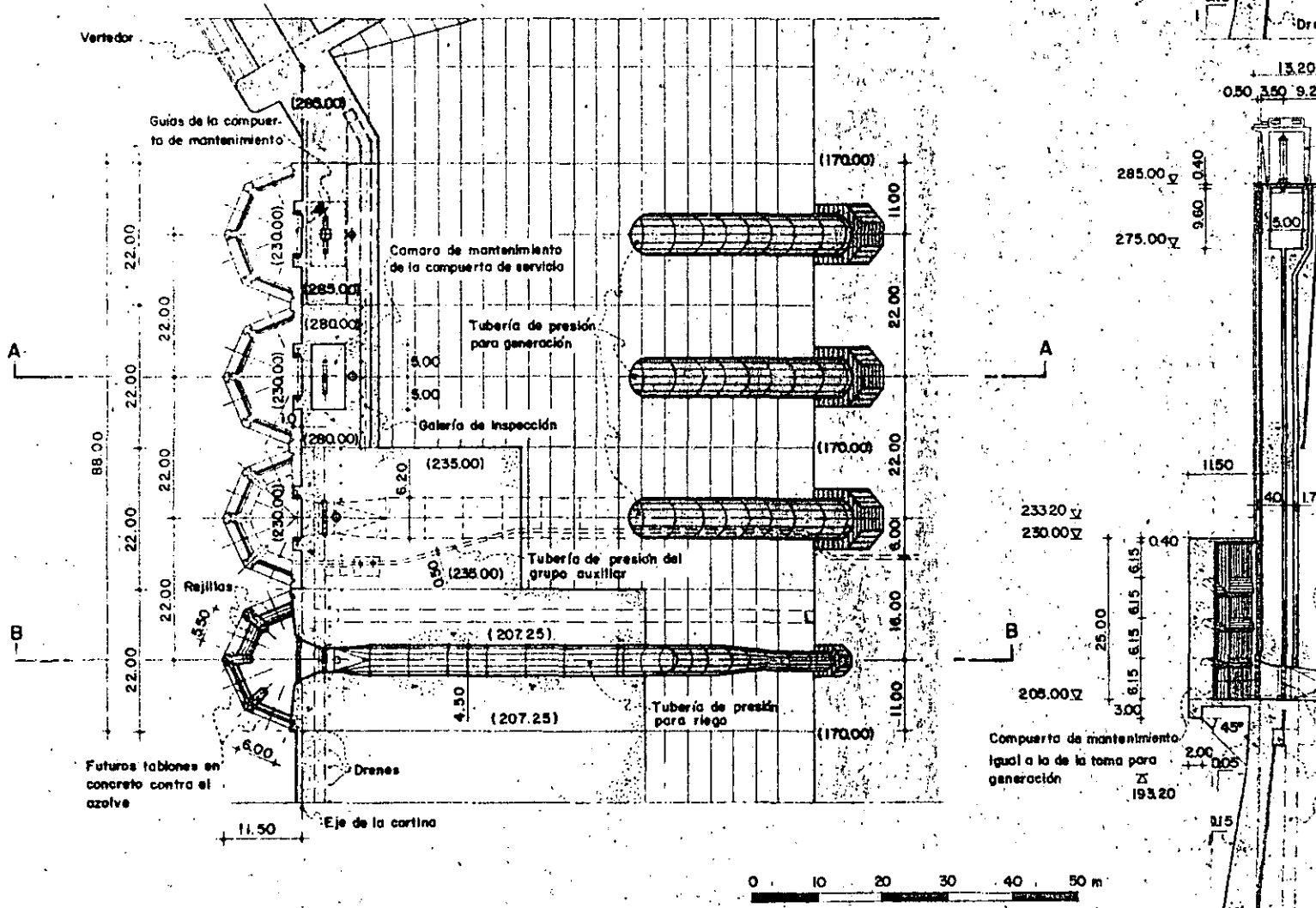
1) El comportamiento hidráulico del vertedor y el efecto de su operación sobre la casa de máquinas y el puente aguas abajo deberán ser estudiados en modelo hidráulico.

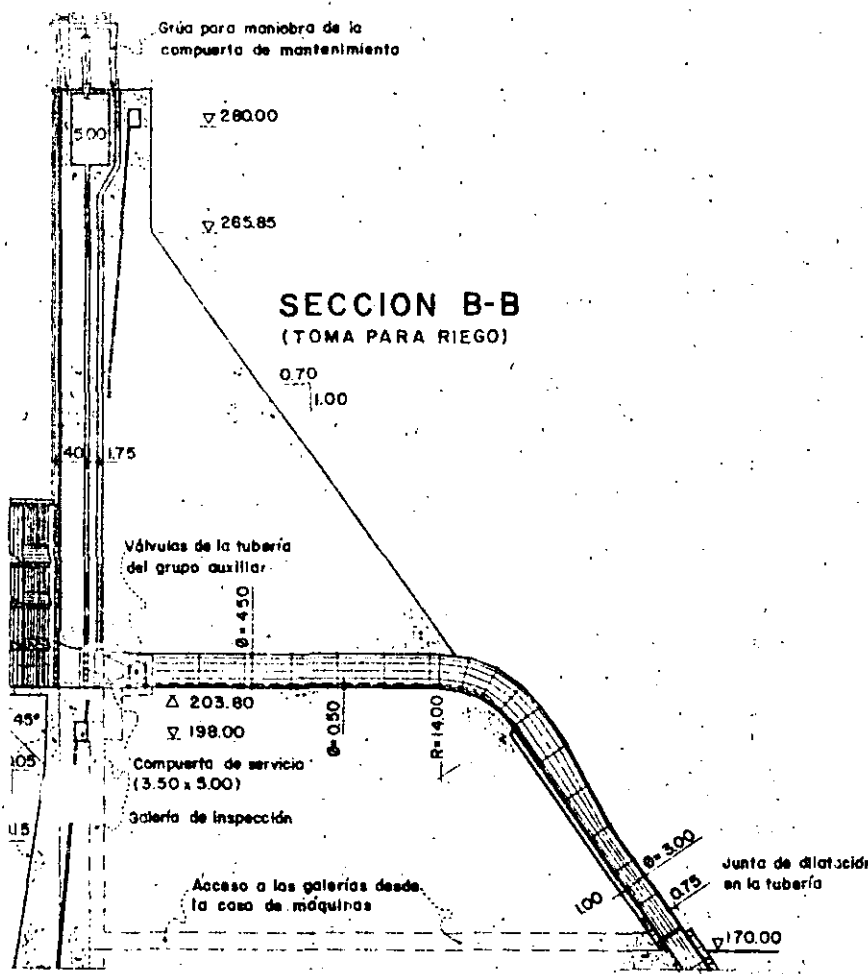
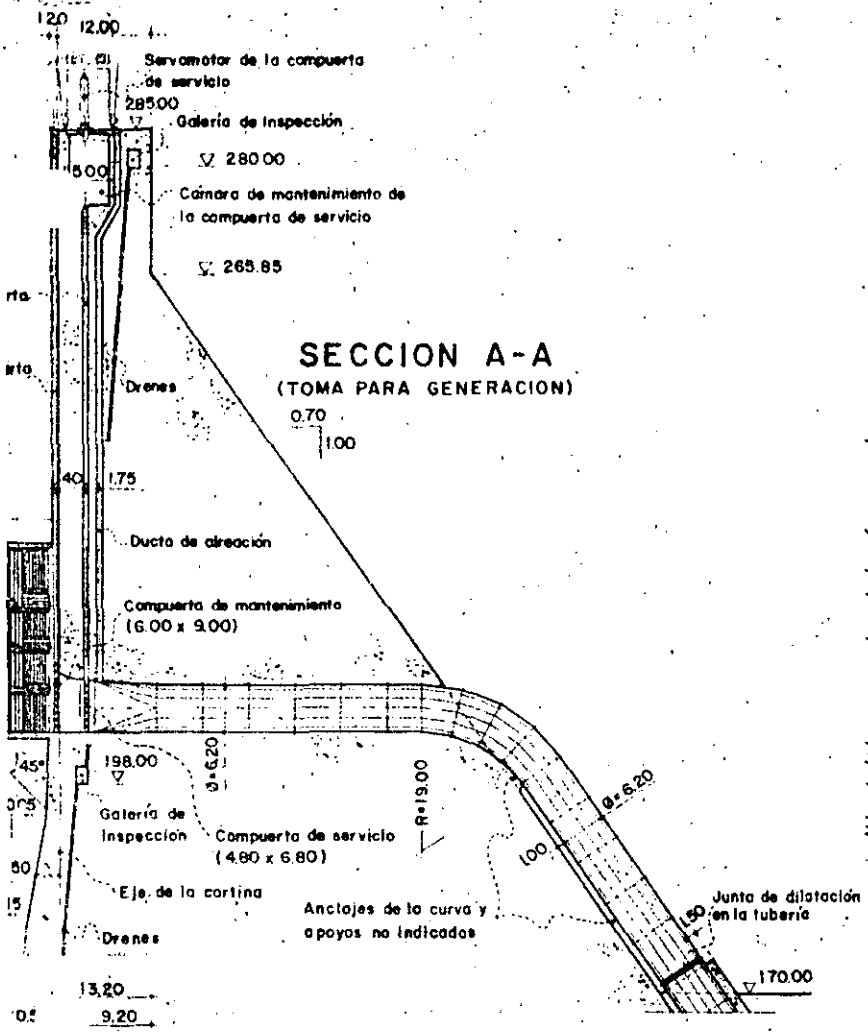
COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD (C.F.E.) MEXICO D.F. - MEXICO		ESCALA
P.H. NUITES SIN.		
SOLUCION CON CORTINA DE GRAVEDAD ANTEPROYECTO VERTEDOR		HUI 1208
DIBUJO <i>[Signature]</i>	REVISO <i>[Signature]</i>	APROBADO <i>[Signature]</i>
FEBRERO 1982 MEXICO D.F.		

PLANIMETRIA

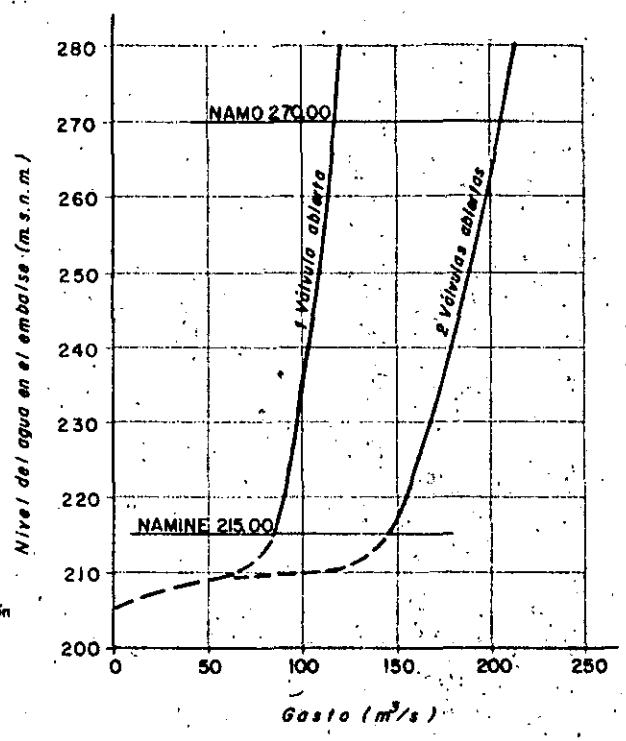


OBRAS DE TOMA
PLANTAS (285.00, 280.00, 214.00 y 207.25)



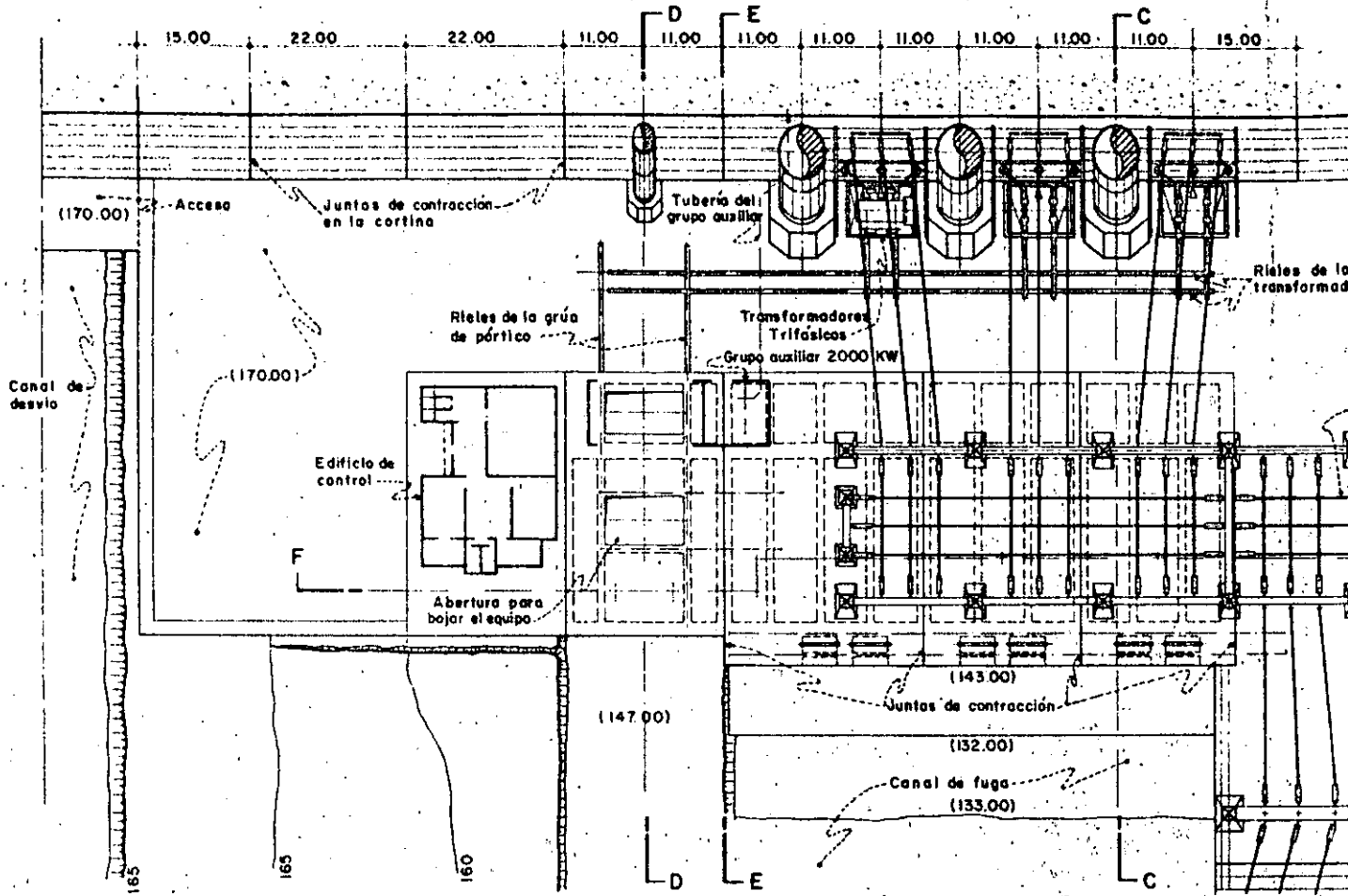


**OBRA DE RIEGO
CURVAS DE DESCARGA**



COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD (C.F.E.) MEXICO D.F. - MEXICO			ESCALA
P.N. HUITES S.M.			
SOLUCION CON CORTINA DE GRAVEDAD ANTEPROYECTO OBRAS DE GENERACION Y RIEGO - HOJA 1			HUI 1209
DIBUJO <i>Chedda</i>	REVISO <i>Kufm</i>	APROBO <i>Stancella</i>	FEBRERO 1982 MEXICO D.F.
			elc

CASA DE MAQUINAS-PLANTA (170.00)



CASA DE MAQUINAS-PLANTAS (155.00, 148.50 y 144.00)

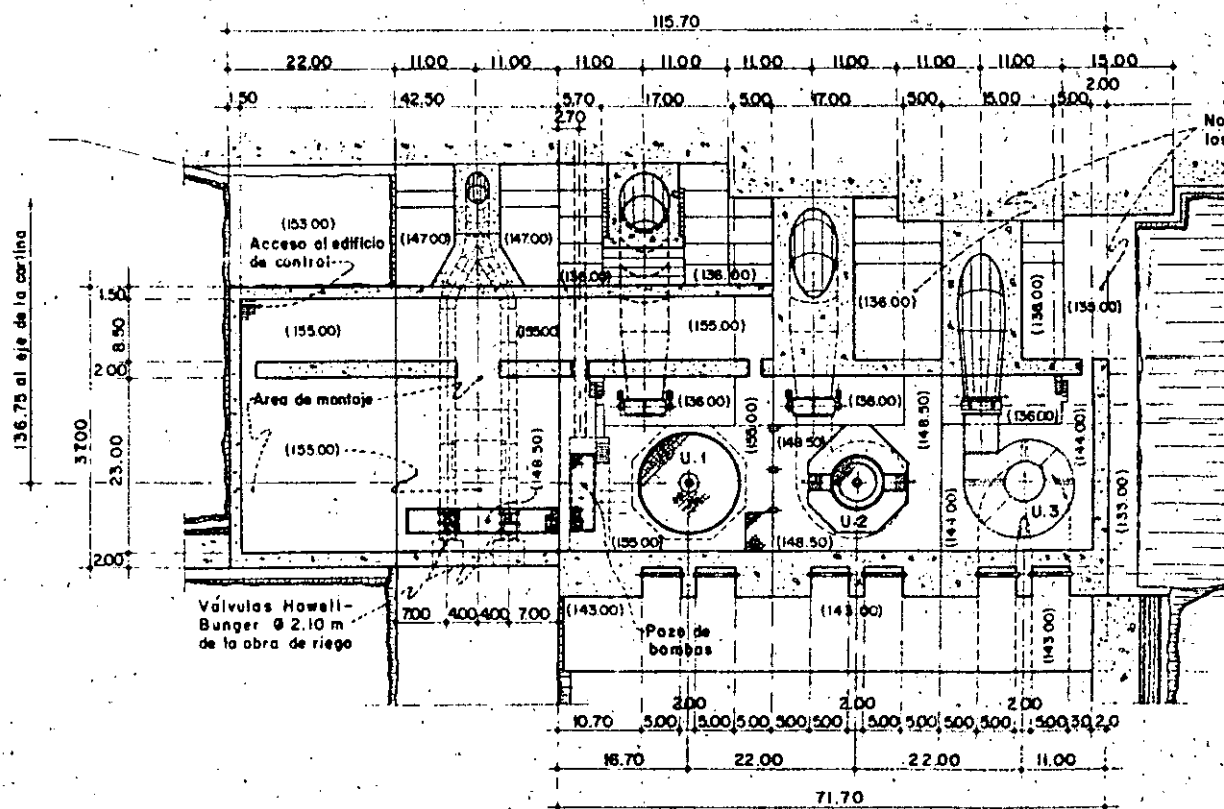
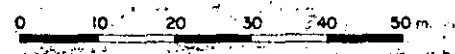
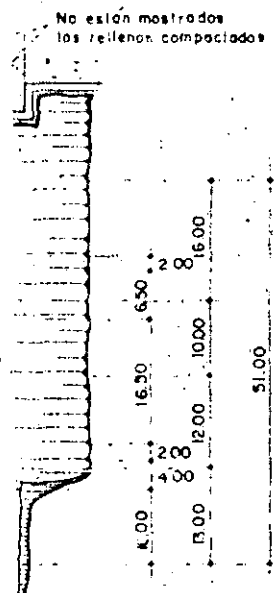
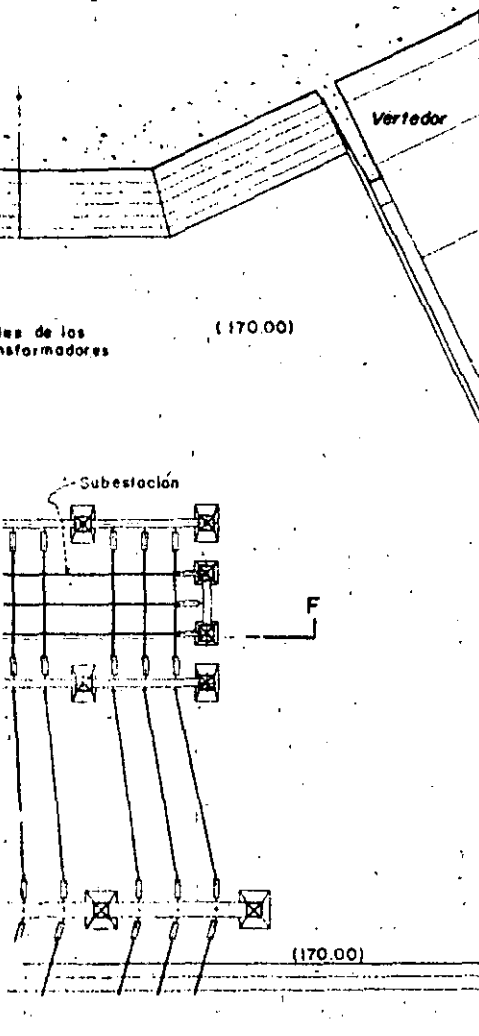
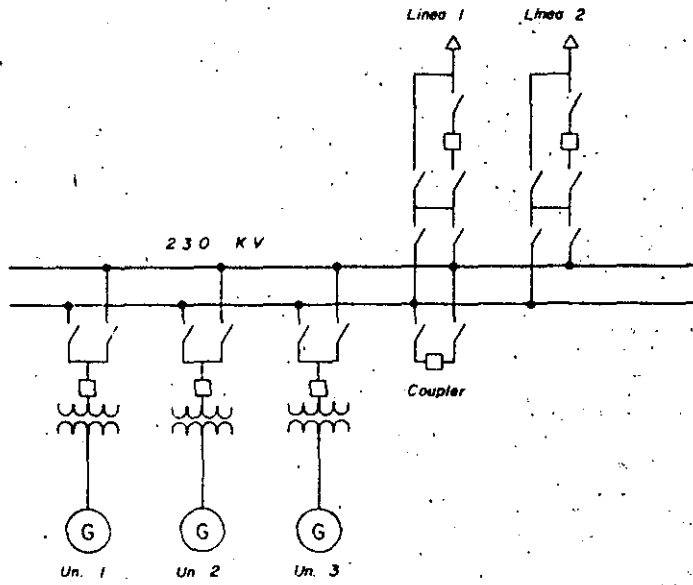
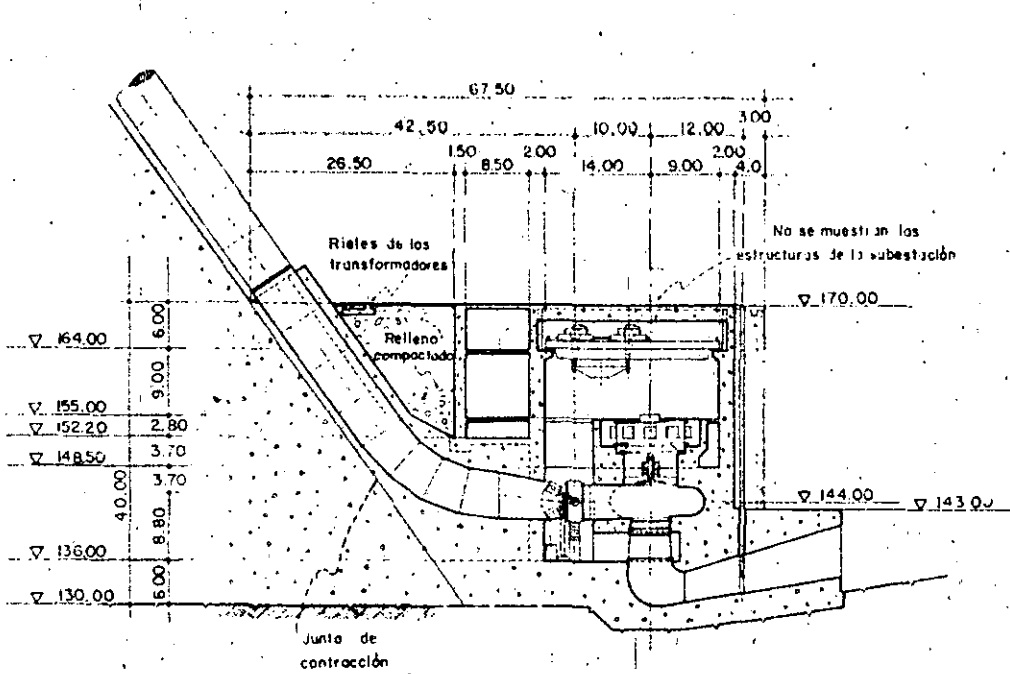


DIAGRAMA UNIFILAR SIMPLIFICADO

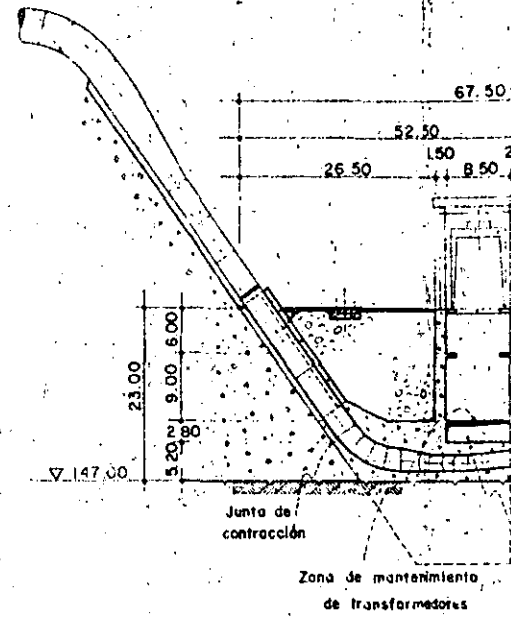


COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD (C.F.E.) MEXICO D.F. - MEXICO			ESCALA
P.H. NÚMERO SIN			
SOLUCION CON CORTINA DE GRAVEDAD ANTEPROYECTO OBRAS DE GENERACION Y RIEGO-HOJA 2			HUI 1210
DIBUJO <i>[Signature]</i>	REVISO <i>[Signature]</i>	APROBO <i>[Signature]</i>	FEBRERO 1982 MEXICO D.F.
			elc Agencia Mexicana

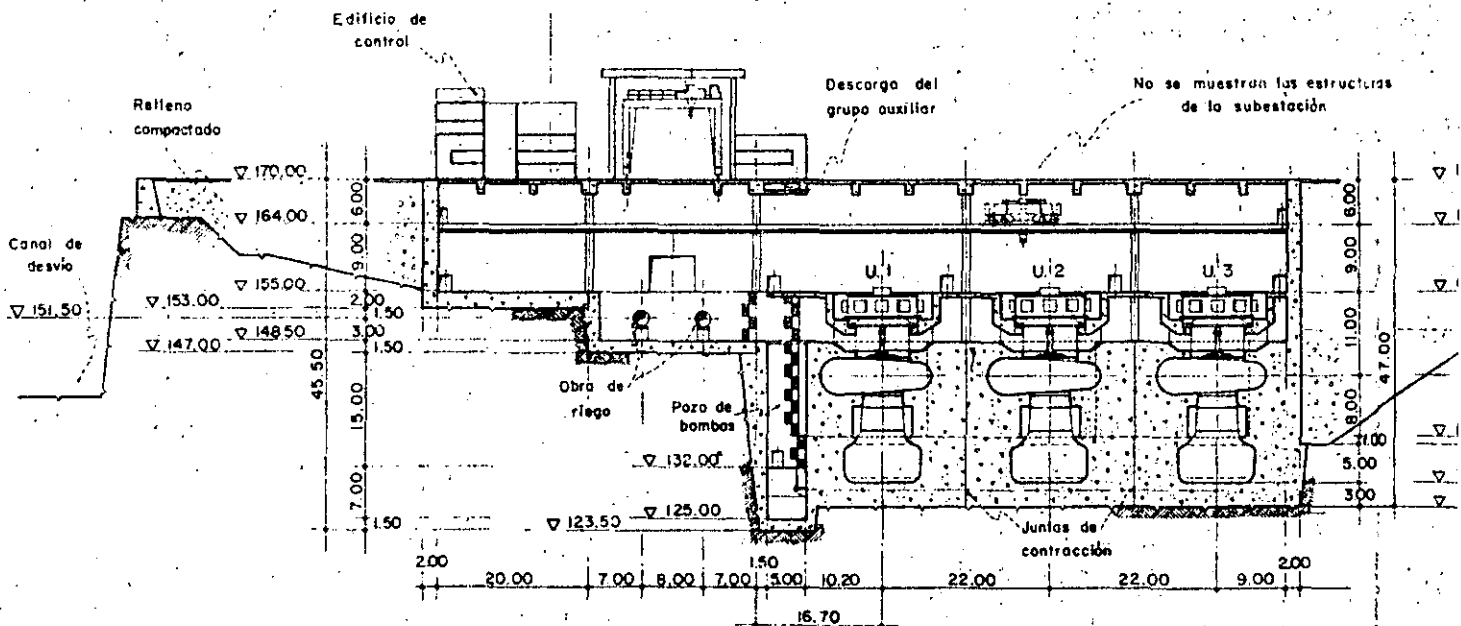
SECCION C-C



SECCION D-D

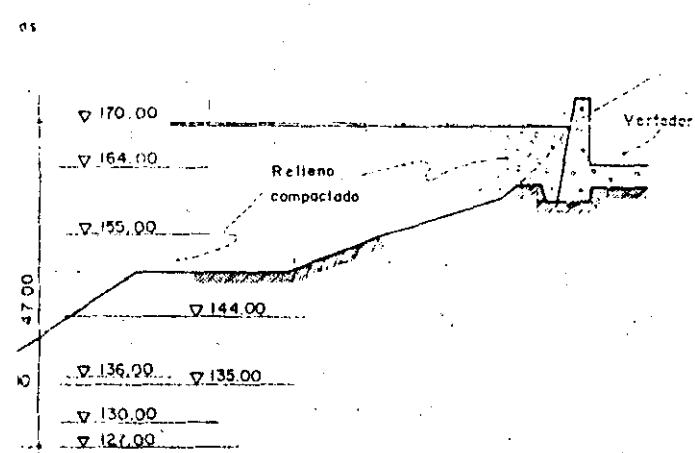
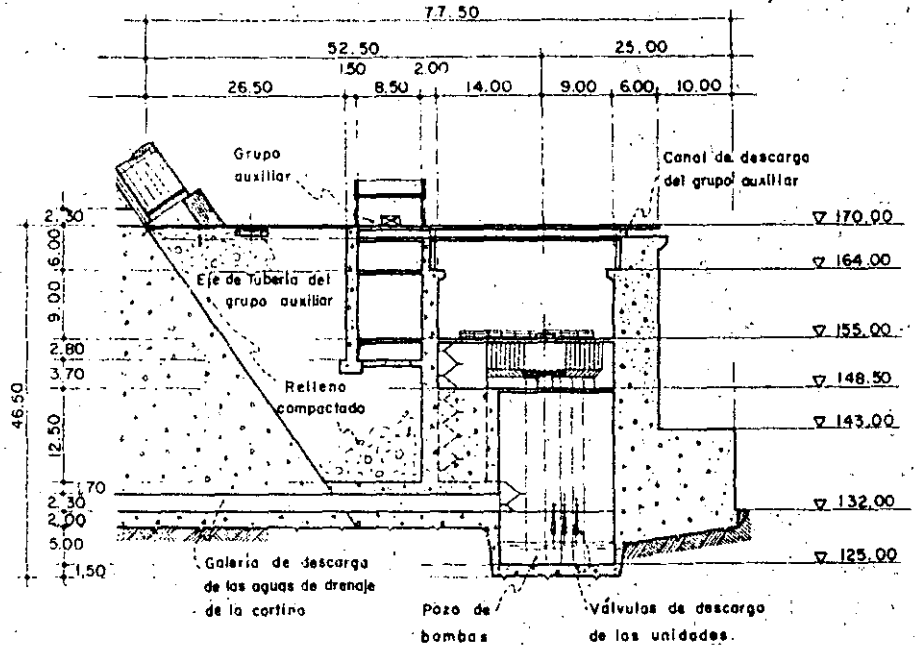
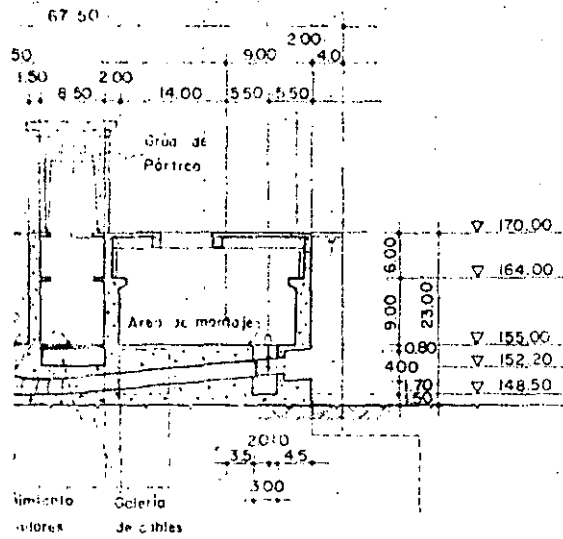


SECCION F-F

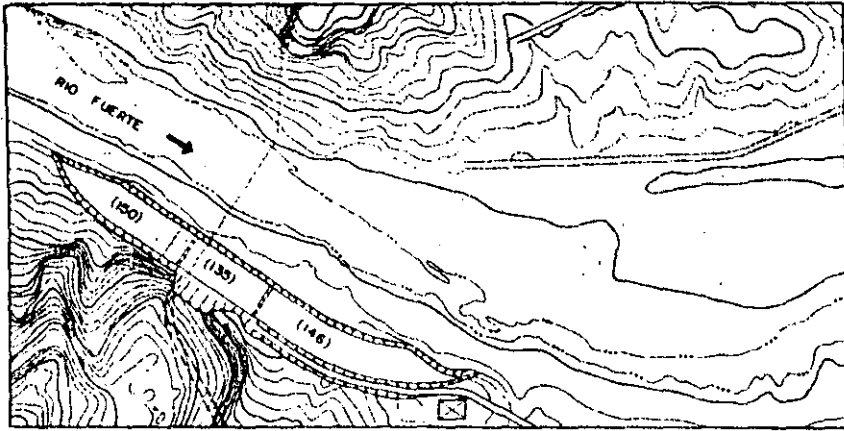


IN J-D

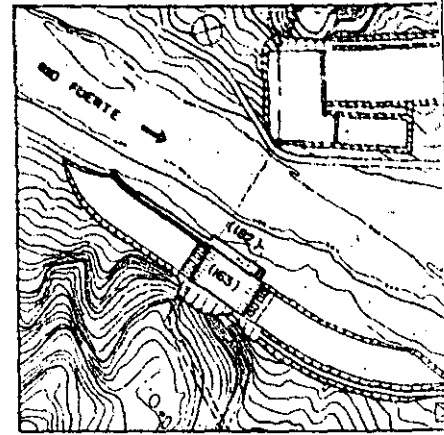
SECCION E-E



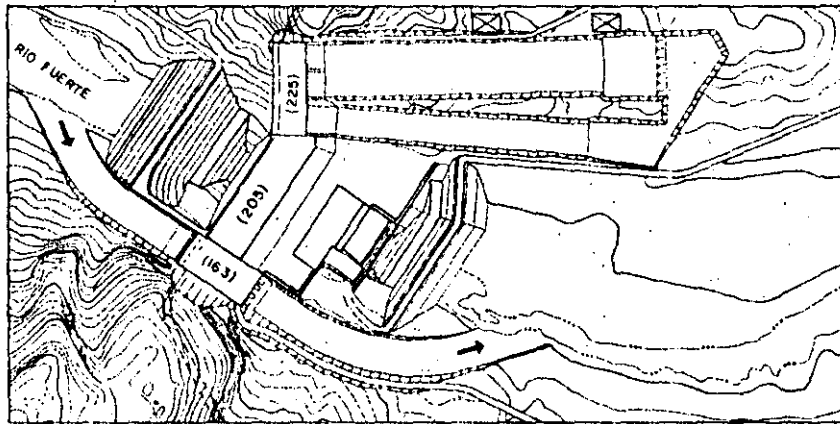
COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD (C.F.E.) MEXICO D.F. - MEXICO				ESCALA
P.H. NÚTES SIN				
SOLUCION CON CORTINA DE GRAVEDAD ANTEPROYECTO OBRAS DE GENERACION Y RIEGO - HOJA 3				HUI 1211
DIBUJO Eual Castro	REVISO Núñez	APROBO Estrada	FEBRERO 1982	elc AGENCIAS MEXICANAS
MEXICO D.F.				



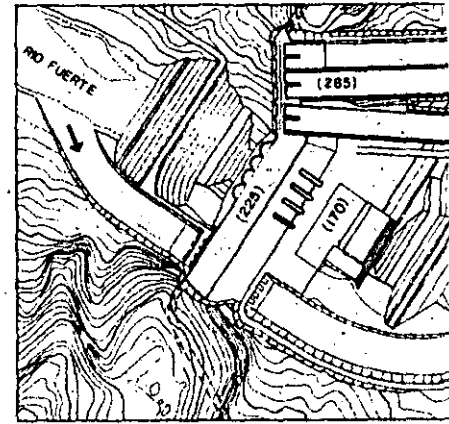
1º ETAPA - CONSTRUCCION DE ACCESOS Y CAMPAMENTOS
 - EXCAVACION CANAL DE DESVIO
 - MONTAJE EQUIPO DE CONSTRUCCION EN LA MARGEN DERECHA



2º ETAPA - CONSTR. ESTRUCTURA DE DE
 - EXCAVACION CIMENTACIONES
 - INICIO EXCAVACION CANALES
 - PREPARACION ESTOQUES PAR
 - MONTAJE PRIMER EQUIPO DE



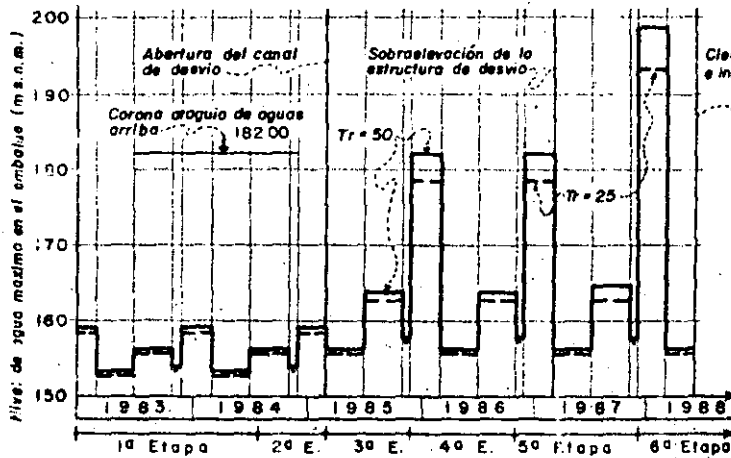
4º ETAPA - CONSTRUCCION PARTE CENTRAL DE LA CORTINA (HASTA COTA 205)
 - INICIO CONSTRUCCION CASA DE MAQUINAS
 - CONTINUACION EXCAVACION CANALES DEL VERTEDOR



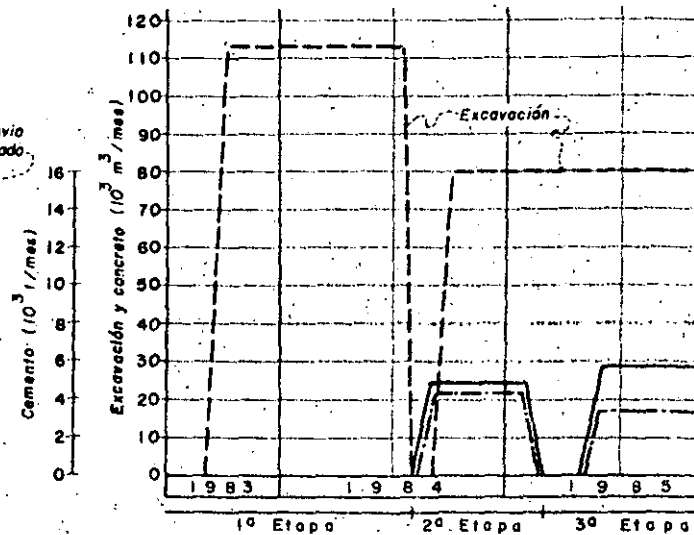
5º ETAPA - MONTAJE TUBERIAS DE PRE
 - CONTINUACION CONSTR. PARTI
 - CONTINUACION CONSTR. ESTRU
 - COMPLEMENTACION CONSTR. F
 - COMPLEMENTACION CONSTR.
 - COMPLEMENTACION EXCAVACI
 - INICIO CONSTR. DEL REVEST
 - INICIO MONTAJE EQUIPO C

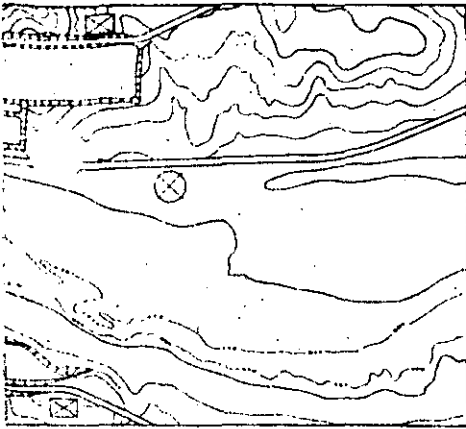
RIESGO DURANTE LA CONSTRUCCION

ANALISIS ESTADISTICA DE NIVEL DE AGUA MAXIMA

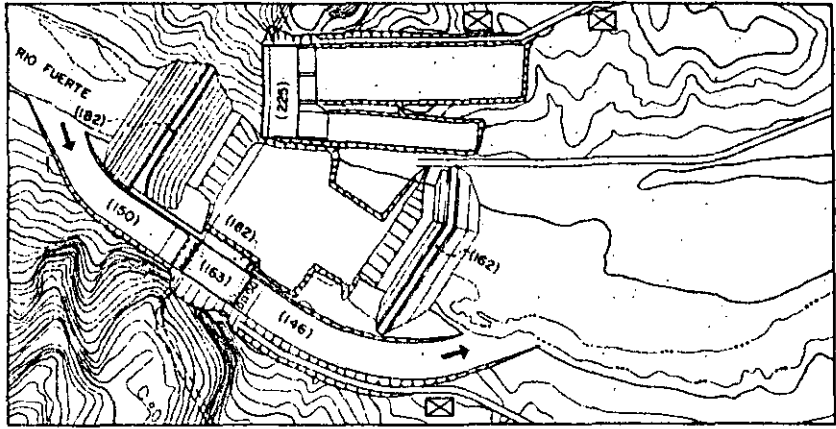


PRODUCCIONES MENSU



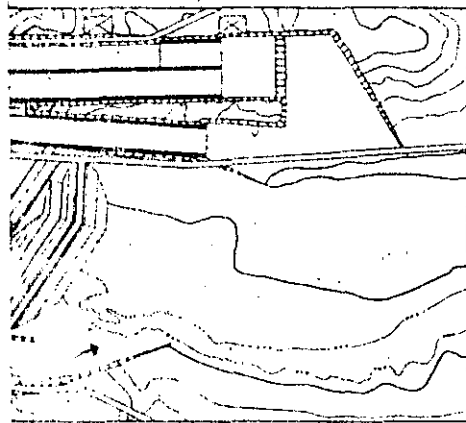


DE DESVIO (COTA 163) Y MURO LATERAL
 CONES PARTE IZQUIERDA DE LA CORTINA
 CANALES DEL VERTEDOR
 ES PARA CONSTRUCCION ATAGUIAS
 MUPO DE CONSTR. EN LA MARGEN-IZQUIERDA

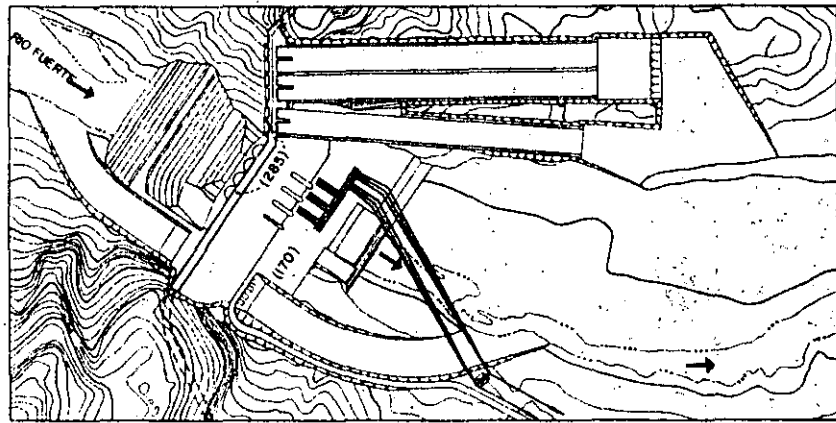


3° ETAPA

- ABERTURA CANAL DE DESVIO, CONSTR. ATAGUIAS, PUESTA EN SECO DEL CAUCE
- EXCAVACION EN EL CAUCE
- CONSTRUCCION PARTE IZQUIERDA DE LA CORTINA (HASTA COTA 225)
- CONTINUACION EXCAVACION CANALES DEL VERTEDOR
- COMPLEMENTACION MONTAJE EQUIPO DE CONSTR. EN LA MARGEN IZQUIERDA



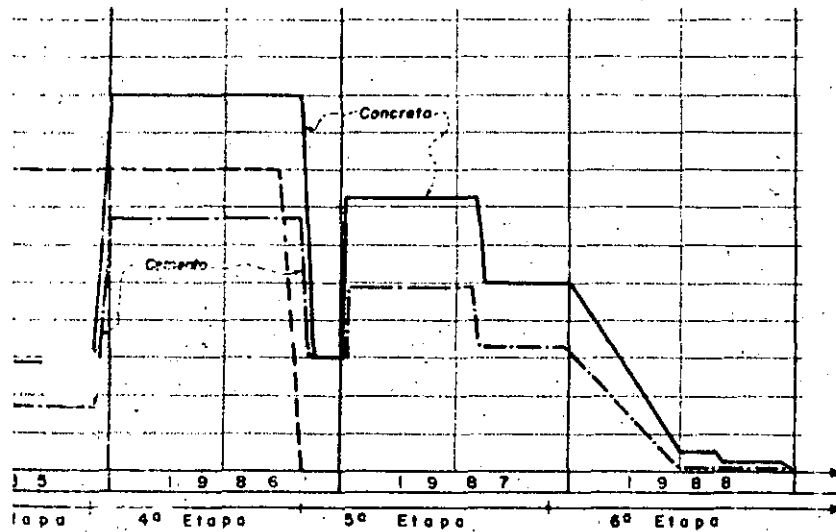
DE PRISION
 EN PARTE CENTRAL DE LA CORTINA (HASTA COTA 225)
 REESTRUCTURA DE DESVIO (HASTA COTA 225)
 EN PARTE IZQUIERDA DE LA CORTINA
 CONSTR. CASA DE MAQUINAS
 EXCAVACION CANALES DEL VERTEDOR
 REVESTIMIENTO DE LOS CANALES
 MUPO CASA DE MAQUINAS



6° ETAPA

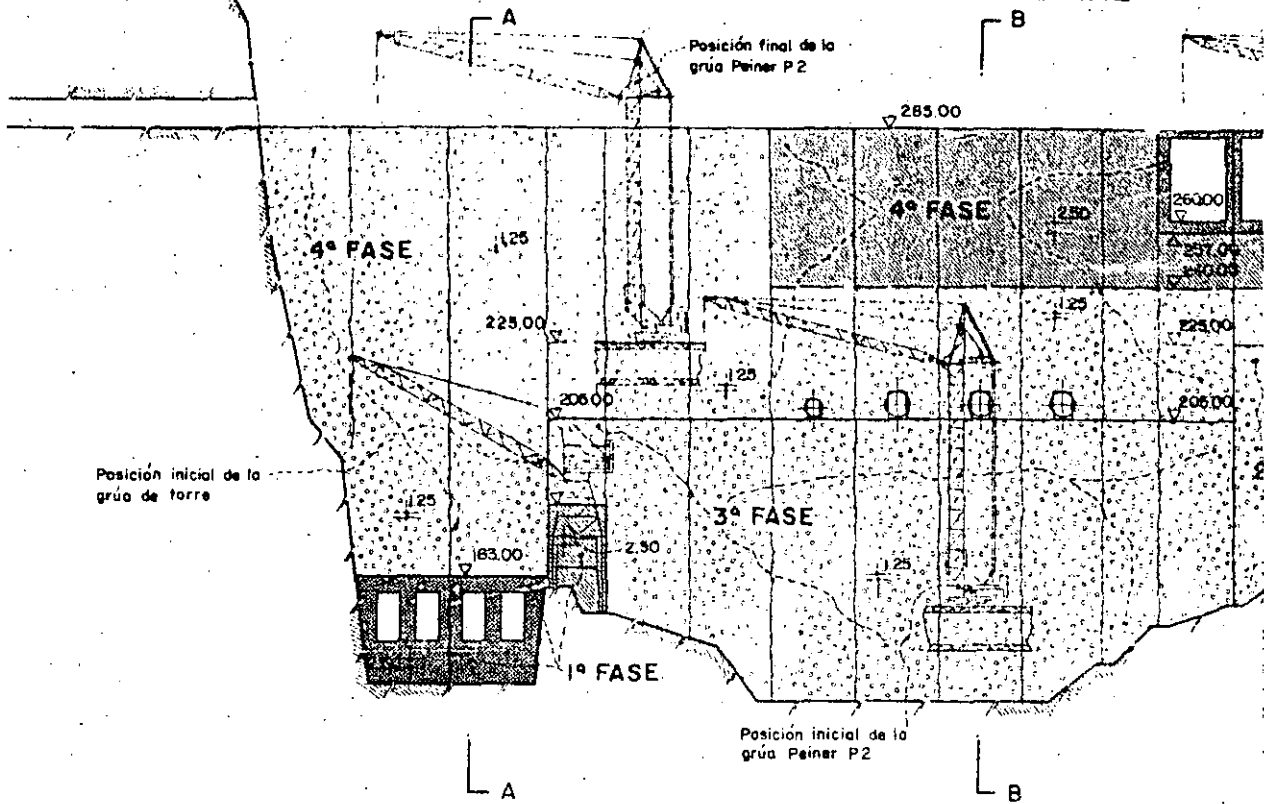
- COMPLEMENTACION CONSTRUCCION CORTINA
- MONTAJE EQUIPOS VERTEDOR Y OBRAS DE TOMA
- MONTAJE EQUIPO ESTRUCTURA DE DESVIO
- COMPLEMENTACION CONSTR. REVESTIMIENTO DE LOS CANALES DEL VERTEDOR
- CONTINUACION MONTAJES EQUIPO CASA DE MAQUINAS Y SUBESTACION
- CIERRE DEL DESVIO
- REMOCION ATAGUIA A ABAJO
- CONSTRUCCION TAPONES DEL DESVIO
- INICIO RIEGO Y OPERACION DE LAS UNIDADES

ANSALES Y CONSUMO DE CEMENTO

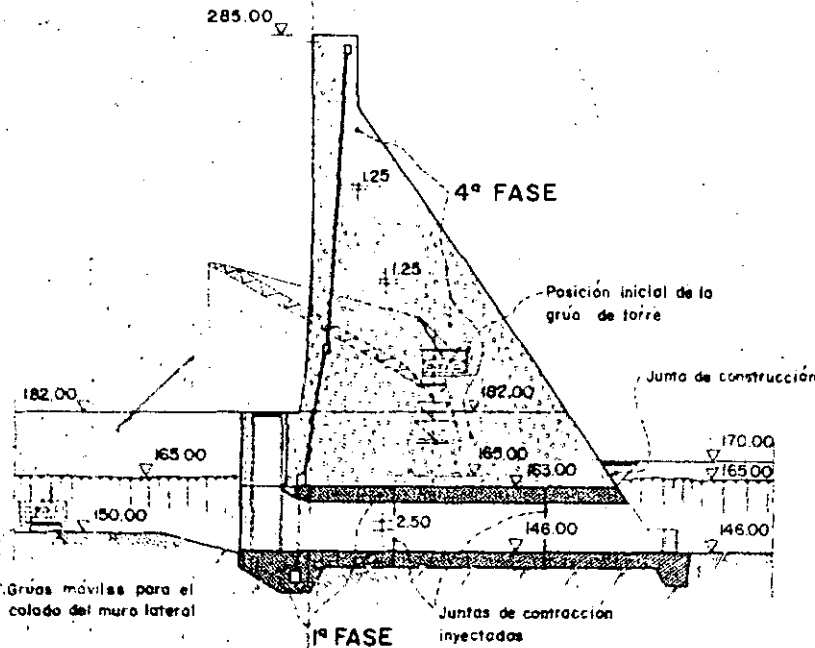


COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD (C.F.E.) MEXICO D.F. - MEXICO		ESCALA
PH. HUITES SIM		
SOLUCION CON CORTINA DE GRAVEDAD ANTEPROYECTO ETAPAS DE CONSTRUCCION		HUI 1212
DIBUJO	REVISO	APROBO
<i>[Signature]</i>	<i>[Signature]</i>	<i>[Signature]</i>
FEBRERO 1982 MEXICO D.F.		elc

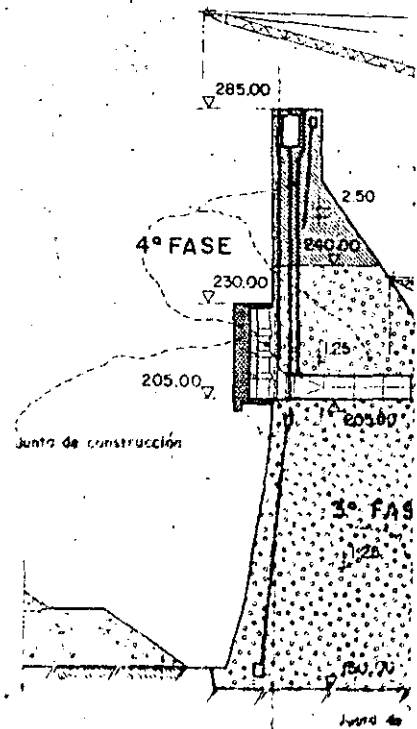
SECCION LONGITUDINAL



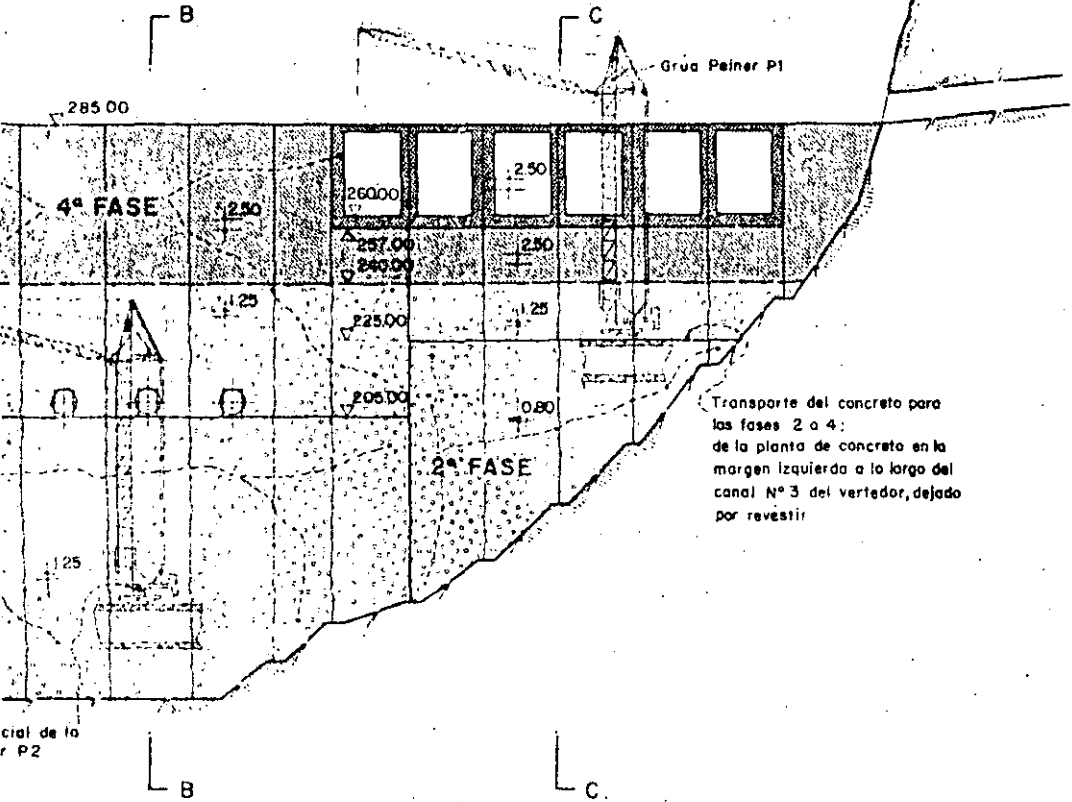
SECCION A - A



SECCION



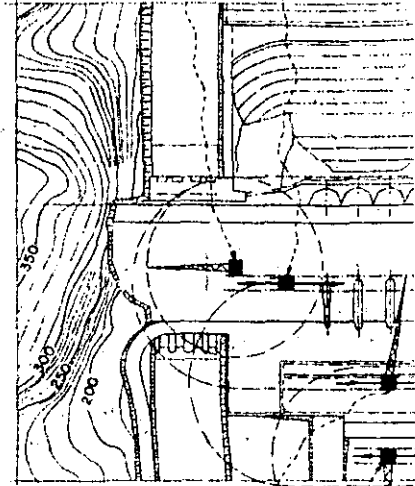
N LONGITUDINAL



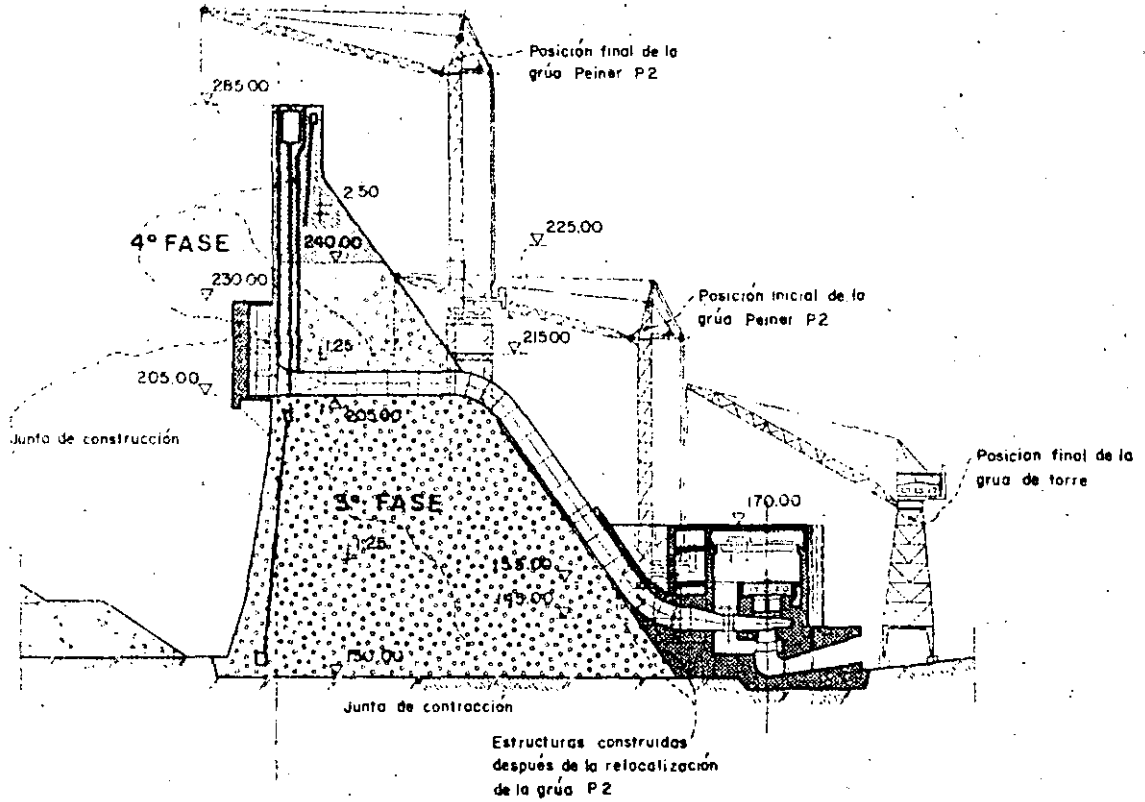
PLANI

Posición inicial de la grúa de torre para la construcción de la estructura de desvío

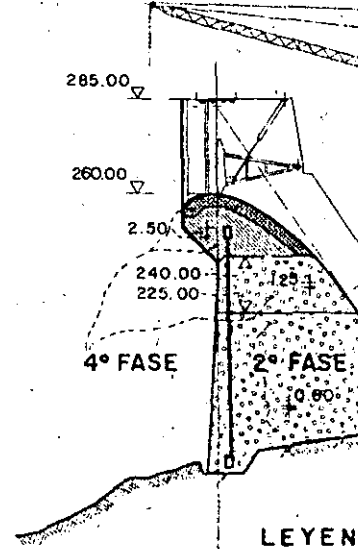
Posición final para la construcción superior de la



SECCION B - B



SECCION C - C

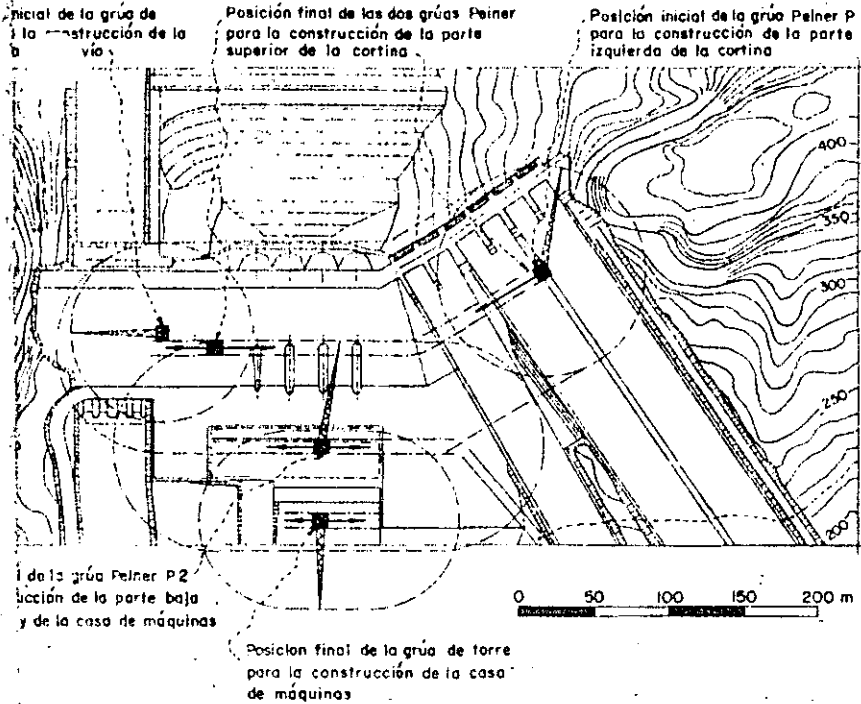


LEYENDA

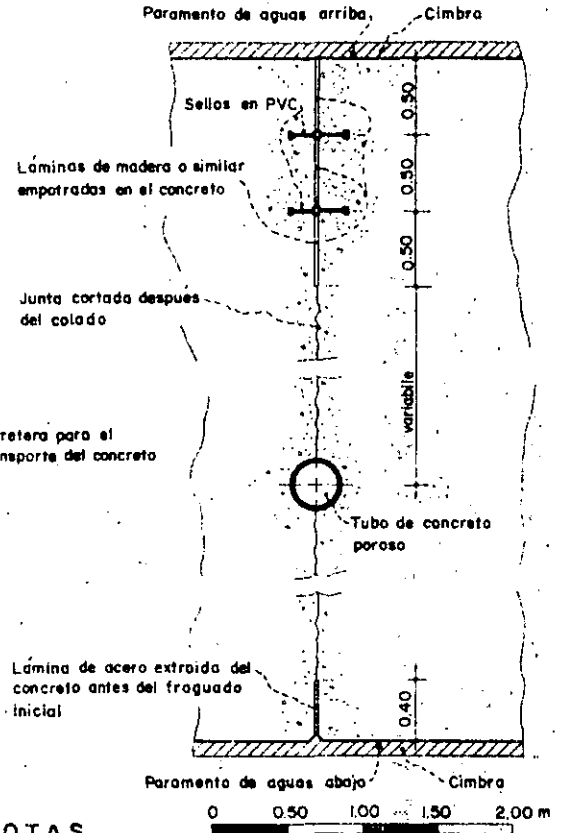
- Construcción
- Construcción
- Construcción
- Junta
- Junta
- 0.80 Altura



PLANIMETRIA



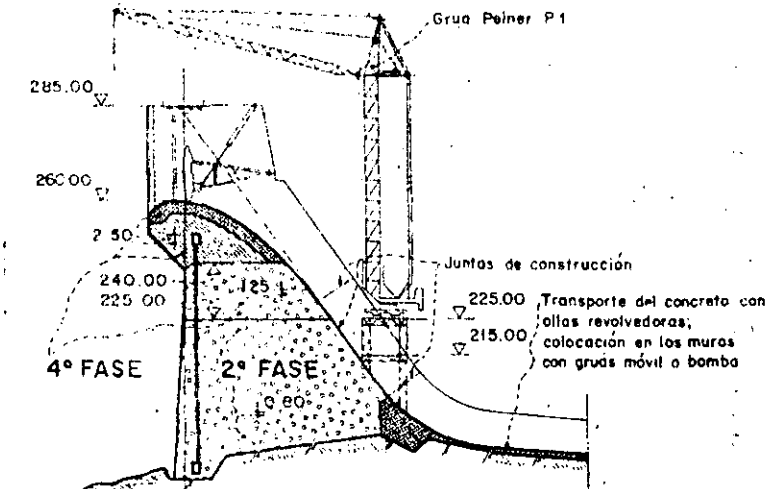
JUNTAS DE CONTRACCION (DETALLE)



NOTAS

- 1)- Se entiende por colado convencional al sistema en que el concreto es colocado en su posición final con grúas y las juntas son formadas
- 2)- Se entiende por colado industrializado al sistema en que el concreto es distribuido en el plano de colado por camiones o tractores y las juntas son cortadas con lámina vibratoria luego después del colado
- 3)- Las alturas de colado indicadas son tentativas. Las alturas finales serán especificadas en función de las características térmicas del concreto y de la organización definitiva de la obra
- 4)- El método de construcción indicado no es obligatorio desde el punto de vista del diseño; el contratista podrá utilizar otro sistema, con la aprobación de C.F.E.

SECCION C - C



LEYENDA

- Concreto estructural - colado convencional
- Concreto masa - colado convencional
- Concreto masa - colado industrial

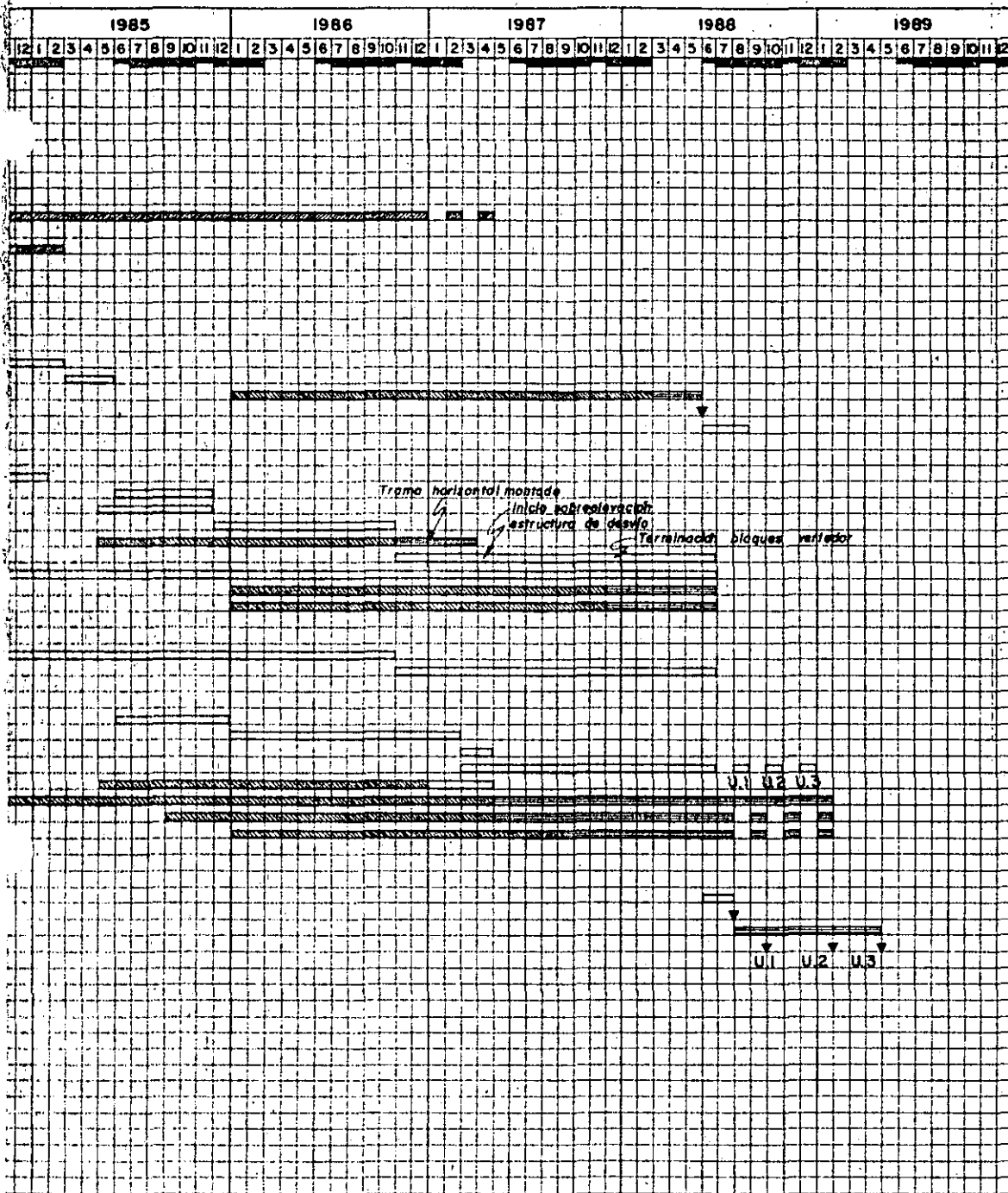
Juntas formadas

Juntas cortadas después del colado

0.80
Altura de colado

100 m






COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD (C.F.E.) MEXICO D.F. - MEXICO			ESCALA
PH. HUITES SIN			
SOLUCION CON CORTINA DE GRAVEDAD ANTEPROYECTO CORTINA - METODOS Y DETALLES DE CONSTRUCCION			HUI 1213
DIBUJO <i>Benfau</i>	REVISO <i>Benfau</i>	APROBO <i>St. V. ...</i>	FEBRERO 1982 MEXICO D.F.



COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD (C.F.E.) MEXICO D.F. - MEXICO				ESCALA —
P.H. HUITES B.M.				
SOLUCION CON CORTINA DE GRAVEDAD ANTEPROYECTO CRONOGRAMA				HUI 1214
DISEÑO <i>[Signature]</i>	REVISO <i>[Signature]</i>	APROBO <i>[Signature]</i>	FEBRERO 1982 MEXICO D.F.	elc

AÑO	1982												1983												1984											
	MES																																			
AGUAS ALTAS																																				
ACTIVIDADES PRELIMINARES-PROYECTOS-LICITACIONES																																				
- Estudio de Factibilidad													[Hatched]																							
- Acuerdos con SARH y Declaraciones Finales													[Solid]																							
- Estudios e Investigaciones de Campo y Laboratorio													[Hatched]																							
- Proyecto de Licitación: Obras Civiles													[Hatched]																							
- Proyecto de Licitación: Equipos Principales													[Hatched]																							
- Proyectos de Detalles													[Hatched]																							
- Proyectos y Construcción de Accesos y Campamentos													[Hatched]																							
- Levantamiento Catastral e Indemnizaciones													[Hatched]																							
- Licitación y Movilización del Contratista Civil													[Hatched]																							
CONSTRUCCION DE OBRA Y SUMINISTRO DE EQUIPOS																																				
- Obras de Desvío																																				
- Excavación del Canal de Desvío																																				
- Construcción de la Estructura de Desvío (hasta cota 163) y Muro Lateral.													115 000m ³																							
- Construcción de las Ataguas y Puesta en Saco del Cauce													148 000m ³																							
- Fabricación Transporte y Montaje del Equipo													387 000m ³																							
- Cierre del Desvío																																				
- Construcción de los Taponas de las Aberturas													7 000m ³																							
- Cortina																																				
- Excavación en la Margen Izquierda													60 000m ³																							
- Excavación en el Cauce													240 000m ³																							
- Construcción parte izquierda hacia la cota ± 225													172 000m ³																							
- Construcción parte Central hacia la cota 205													1 057 000m ³																							
- Fabricación Transporte y Montaje: Tuberías de Presión																																				
- Completamiento de la Construcción													831 000m ³																							
- Pantalla de Inyección y Drenaje																																				
- Fabricación Transporte y Montaje: Equipo del Vertedor																																				
- Fabricación Transporte y Montaje: Equipo de las Obras de Toma																																				
- Canales del Vertedor																																				
- Excavación													1 650 000m ³																							
- Concreto													129 000m ³																							
- Casa de Máquinas y Subestación																																				
- Excavación													135 000m ³																							
- Concreto de la Etapa													95 000m ³																							
- Relleno Compactado													50 000m ³																							
- Concreto de 2a. Etapa y Acabados													10 000m ³																							
- Fabricación Transporte y Montaje: Grúas																																				
- Fabricación Transporte y Montaje: Turbinas, Generadores, Válvulas																																				
- Fabricación Transporte y Montaje: Equipos Varios de C.de Máquinas																																				
- Fabricación Transporte y Montaje: Transformadores y Subestación																																				
PUESTA EN OPERACION																																				
- Remoción de la Ataguía de Aguas Abajo													82 000m ³																							
- Inicio de la extracción Para Riego																																				
- Operación Experimental																																				
- Operación Comercial																																				

SIMBOLOGIA

-  Estudios y proyectos
-  Actividades de CFE y SARH
-  Licitación y movilización del contratista
-  Fabricación y transporte del equipo
-  Montaje y pruebas de equipo

ANEXO B

PLANOS

OCTUBRE - 1984

NOMBRE Y DIRECCIONEMPRESA O INSTITUCION

- | | |
|--|--|
| 1. JOSE DE JESUS CARDENAS RODRIGUEZ
Gonzalo Curriel 863-29
Sector Hidalgo
Guadalajara, Jal. | COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD
Melchor Ocampo 211
Col. El Vigía
Zapopan, Jal.
33 48 61 y 33 48 62. |
| 2. EMILIO CARO BARAHONA
Dracena 29
Jardines de Coyoacán
Deleg. Coyoacán
México, D.F.
677 23 03 | COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD
Oklahoma 85-5° piso
Col. Nápoles
México, D.F.
687 06 99 ext. 221 |
| 3. JOSE RAFAEL CERVANTES AVILEZ
Retorno Bugambilias 312
Fracc. La Florida
Naucalpan,
53160 Edo. de México
572 03 81 | COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD
Río Mississippi 71
México, D.F.
553 71 33 |
| 4. PAULO JOSE M. COSTAL PEREZ
Pino Suárez 68
Centro
Deleg. Cuauhtémoc
México, D.F.
522 36 70 | D C S H
Facultad de Ingeniería, UNAM.
Ciudad Universitaria
México, D.F.
550 52 15 |
| 5. FRANCISCO DEL RIO GARCIA
Ahuátepec 48
Col. L. de Cristo
Texcoco
Edo. de México
687 06 99 ext. 230 | COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD
Oklahoma 85-4° piso
Col. Nápoles
México, D.F. |
| 6. ALEJANDRO DOSAL
Av. de la Pradera 114-21-B
Col. Del Prado
6808 88 | COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD
Ingenieros 402
Col. El Marqués |
| 7. JAVIER GILBERTO FRAGOSO SALCEDO
San Felipe 123-Dpto. C
Sector Hidalgo
Guadalajara, Jal.
14 28 43 | CENTRO DE PROYECTOS HIDROELECTRICOS
C.F.E.
Melchor Ocampo 211
Col. El Vigía
Zapopan, Jal.
23 48 61 y 33 48 62 |

8. GERARDO GARCIA BRITO
Cedro 112-2-A
Col. Sta. María la Rivera
Deleg. Cuauhtémoc
06400 México, D.F.
547 30 87
9. CARLOS GOMEZ TOLEDO
Augusto Rodín 265
Col. Nochebuena
03720 México, D.F.
563 37 00
10. ENRIQUE GONZALEZ SOSA
Calle Marquez Villa del Villar de Aguila 119
Lomas del Marquez
11. OSCAR GUZMAN ESCOBEDO
Río Blanco 50
Fracc. Los Laguitos
Tuxtla Gutiérrez, Chis.
2 65 83
- F. HECTOR HERNANDEZ CASTELLANOS
Retorno 45 de C. Robelo 35-G
Col. Jardín Balbuena
Deleg. Venustiano Carranza
15900 México, D.F.
571 18 97
13. SERGIO LOPEZ LOPEZ DE LARA
Vicente García Torres 292
Col. Rosedal
Deleg. Coyoacán
04330 México, D.F.
549 14 29
14. JOSE CORNELIO LOPEZ MADRIGAL
Fco. Cervantes Salazar 861
Col. Jardines de la Paz
Sector Reforma
Guadalajara, Jal.
35 27 73
- J. JESUS MALDONADO LOPEZ
Eduardo del Río 46
Col. Las Cameliñas
Morelia, Mich.
4 53 53
- COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD
Av. Central Esq. Pensamiento s/n
Col. Vista Alegre
Veracruz, Ver.
35 01 20
- COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD
Augusto Rodín 265
Col. Nochebuena
03720 México, D.F.
- COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD
Ingenieros 402
Col. El Marquez
I N F O N A V I T
- COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD
Av. Malpaso y Calle Presa Tingambato
Col. Electricistas
Tuxtla Gutiérrez, Chis.
- COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD
Oklahoma 85
Col. Nápoles
México, D.F.
536 86 04
- COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD
Oklahoma 85-5º piso
Col. Nápoles
México, D.F.
687 06 99 ext. 259
- COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD
Melchor Ocampo 211
Col. El Vigía
Zapopan, Jal.
33 48 61 y 33 48 62
- UNIVERSIDAD MICHOACANA
Escuela de Ingeniería Eléctrica
Ciudad Universitaria
Morelia, Mich.
2 77 76

16. MANUEL IGNACIO MARTIN DEL CAMPO CASTRO

San Juan Bosco 90
Col. Chapatita
45400 Guadalajara, Jal.
22 62 97

COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD

Melchor Ocampo 211
Col. El Vigía
Zapopan, Jal.
33 48 61 y 33 48 62

17. JOSE ANDRES MARTINEZ LOPEZ

Av. Revolución 205
Col. Mixcoac
Deleg. Benito Juárez
03910 México, D.F.
563 22 88

ATEC, S.A.

Av. Chapultepec 264
Col. Roma
Deleg. Cuauhtémoc
06700 México, D.F.
511 63 18

18. FERNANDO MORALES DIAZ

Mitla 255
Col. Narvarte
Deleg. Benito Juárez
03020 México, D.F.
579 84 37

COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD

Río Mississippi 71-11º piso
Col. Cuauhtémoc
México, D.F.
553 71 33 ext. 2722 y 2645

19. AGUSTIN OSUNA RODRIGUEZ

1a. Sur Ote. 734
Tuxtla Gutiérrez, Chis.
2 17 97

UNIVERSIDAD AUTONOMA DE CHIAPAS

Carretera Panamericana s/n
Tuxtla Gutiérrez, Chis.
2 00 02

20. ROSALBA MULATO GUZMAN

Guelatao 107
Col. Las Palmas
Cuernavaca, Mor.
12 49 04

INSTITUTO DE INVESTIGACIONES ELECTRICAS

Interior del Internado Palmira
Cuernavaca, Mor.
14 38 11

21. HECTOR MANUEL OSUNA BONILLA

Playa Hornos 279-E
Col. Reforma Ixtlaccihuatl
Deleg. Iztacalco
08840 México, D.F.
590 35 40

U N A M

Ciudad Universitaria
México, D.F.

22. SERGIO PEREZ TAPIA

Av. Central 15
Col. Modelo
Naucalpan
053300 Edo. de México
560 02 71

COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD

Oklahoma 85
Col. Nápoles
Deleg. Benito Juárez
México, D.F.
687 06 99

23. L. HUMBERTO RANGEL ORDOÑES
Antillas 614-104
Deleg. Benito Juárez
México, D.F.
674 35 98

COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD
Río Mississippi 71-11
Col. Cuauhtémoc
México, D.F.

24. JOSE OCTAVIO REYNA CORTES
Retorno 24 No. 5 de C. Robelo
Col. Jardín Balbuena
Deleg. Venustiano Carranza
15900 México, D.F.
762 34 44

CIA. DE LUZ Y FUERZA DEL CENTRO, S.A.
Tlaloc 90-1er piso
Col. Anáhuac
Deleg. Miguel Hidalgo
México, D.F.
592 39 95

25. JOSE LUIS OSCAR RODRIGUEZ PEDRAZA
Justo González 328
Col. Auditorio
Zapopan, Jal.
33 48 61

COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD
Melchor Ocampo 211
Col. El Vigía
Zapopan, Jal.
33 48 61

26. MODESTO E. SANCHEZ DIAZ
Insurgentes Norte 622-6
México, D.F.
782 13 05

COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD
Río Mississippi 71-11° piso
Centro
México, D.F.
525 78 80 ext. 331 y 3308

27. ROLANDO STAUBER LICHTENBERG
Sn. Francisco 914
03100 México, D.F.
511 75 33

TEISA
Col. Nueva Anzures
11390 México, D.F.
511 75 33

28. GILDARDO TIPACAMU MADRIGAL
Centauro 154-403
Col. Prado Churubusco
México, D.F.
620 19 44

COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD
Oklahoma 85-5° piso
Col. Nápoles
México, D.F.
687 06 99

29. PATRICIA TORRES NAFARRETE
Rancho Altamira 51
Fracc. Las Lomas
Deleg. Coyoacán
México, D.F.
677 47 58

DIVISION DE CIENCIAS SOCIALES Y
HUMANIDADES
Facultad de Ingeniería, UNAM.
Ciudad Universitaria
México, D.F.
548 55 35

30. FRANCISCO TORRES OSUNA
Dr. Vertiz 12-1
Col. Mercurio
Queretaro, Qro.

COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD
Ingenieros 402
Col. Marquez, Infonavit
Queretaro, Qro.
2 83 79



31. JORGE J. TREJO MELENDEZ
Adolfo Prieto 1626-9
Deleg. Benito Juárez
03100 México, D.F.
575 12 42
32. JESUS F. TRIBOVILLIER MALANCO
Mendelsson 5640-1
Col. La Estancia
Guadalajara, Jal.
33 48 61
33. JULIO CESAR VILLATORO AGUILAR
10a. Poniente Sur No. 111-304
Tuxtla Gttiérrez, Chis.
34. JOSE FELIX VILLELA
Hormiga 16
Col. Industrial
Deleg. Gustavo A. Madero
07800 México, D.F.
577 28 95
- ANGEL VALLEJO GONZALEZ
Tlaloc 90-1er piso
México, D.F.
592 39 95
36. JOSE LUIS LUNA
Calle 13 No. 7
Col. Sta. Cruz Meyehualco
Deleg. Iztapalapa
09290 México, D.F.
691 59 82
37. ANDRES ACEVEDO TREJO
Los Reyes 22-1
Iztacalco
08900 México, D.F.
579 58 02
38. HECTOR BRISEÑO LEGORRETA
Camino Sta. Teresa 890 Torre I-303
Fuentes del Pedregal
Deleg. Magdalena Contreras
México, D.F.
568 67 71
- I P E S A
San Lorenzo 153-6° piso
Col. Del Valle
Deleg. Benito Juárez
03100 México, D.F.
575 44 77
- COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD
Melchor Ocampo 211
Col. El Vigía
Zapopan, Jal.
33 48 61
- COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD
Presa Tingambato y Presa Malpaso
Col. Las Palmas
2 72 05
- COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD
Oklahoma 85-5° piso
Col. Nápoles
México, D.F.
687 06 99
- CIA. DE LUZ Y FUERZA DEL CENTRO, S.A.
Tlaloc 90-1er piso
Col. Anáhuac
Deleg. Miguel Hidalgo
México, D.F.
- COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD
Oklahoma 85-3er piso
Col. Nápoles
Deleg. Benito Juárez
México, D.F.
536 64 04
- COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD
Río Mississippi 71-12° piso
México, D.F.
525 78 88
- COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD
Río Mississippi 71-12° piso
Cuauhtémoc
553 71 33 ext. 2798 y 2799

39. JORGE Z. BORBON FRANCO
Retorno 302 No. 5
Czda. de la Viga
U. Modelo
Iztapalapa
México, D.F.
582 70 99

COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD
Augusto Rodín 265
Col. Nochebuena
Mixcoac
Deleg. Benito Juárez
09090 México, D.F.
563 72 73

40. TAZZIO CALDERONI ACOSTA
Av. 16 de septiembre No. 293
Col. El Faro
Veracruz, Ver.
36 08 63

COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD
Av. Central Esq. Pensamiento
Veracruz, Ver.
35 01 20

41. EDUARDO ALVAREZ MENDIOLA
Marqués de Falus 11
Querétaro, Qro.

RESIDENCIA DE PROYECTOS HIDROELECTRICOS
Región Golfo Norte
Ingenieros 42
Col. El Marqués
Querétaro, Qro.
2 83 79

42. JAIME ANDRADE RAMIREZ
Pasteur 516 Nte.
Durango, Dgo.
1 33 78

INSTITUTO TECNOLOGICO DE DURANGO
Felipe Pezcador 1830
C.P. 34080
1 53 86

43. RANULFO MORENO GONZALEZ

44. MARTIN BARRAGAN SOLIS

DIRECTORIO DE PROFESORES DEL CURSO: PROYECTO DE
PLANTAS HIDROELECTRICAS OCTUBRE 1984.

1. ING. FRANCISCO TORRES HERRERA
 INGENIERO CONSULTOR
 S A R H
 U N A M PROFESOR
 REFORMA NO. 69 -18° Piso
 MEXICO, D.F.
 546 81 18

2. ING. SERGIO TIRADO LEDESMA (COORDINADOR)
 JEFE DE LA DIV. DE CIENCIAS SOCIALES
 Y HUMANIDADES
 FAC: DE INGENIERIA
 UNAM
 548 55 35 Y 550 52 15 EXT. 5716

3. ING. ROBERTO CARVAJAL RODRIGUEZ
 JEFE DE LA OFICINA DE NORMAS Y CRITERIOS
 DISEÑO DE ANTEPROYECTOS HIDROELECTRICOS
 C. F. E.
 OKLAHOMA 85-3° PISO
 NAPOLES
 MEXICO, D.F.
 536 60 04 687 06 99 EXT. 231

4. ING. JACINTO VIQUEIRA LANDA
 JEFE DE LA DIVISION DE INGENIERIA
 MECANICA Y ELECTRICA DE LA
 FACULTAD DE INGENIERIA
 UNAM
 MEXICO, D.F.
 550 52 15 EXT. 3746 Y 548 99 58

5. M. EN I. OSCAR FUENTES MARILES
 PROFESOR E INVESTIGADOR
 COORDINADOR DE LA SECCION DE HIDRAULICA
 INSTITUTO DE INGENIERIA
 UNAM
 MEXICO, D.F.
 550 52 15 EXT. 3607 Y 3612

6. ING. JORGE IBARRA MAYCOTTE
 ASESOR
 SUPERVISOR DEPTO. GEOLOGIA
 C. F. E.
 RODANO 14
 MEXICO, D .F.
 687 06 99

1947
1948
1949
1950
1951
1952
1953
1954
1955
1956
1957
1958
1959
1960
1961
1962
1963
1964
1965
1966
1967
1968
1969
1970
1971
1972
1973
1974
1975
1976
1977
1978
1979
1980
1981
1982
1983
1984
1985
1986
1987
1988
1989
1990
1991
1992
1993
1994
1995
1996
1997
1998
1999
2000
2001
2002
2003
2004
2005
2006
2007
2008
2009
2010
2011
2012
2013
2014
2015
2016
2017
2018
2019
2020
2021
2022
2023
2024
2025

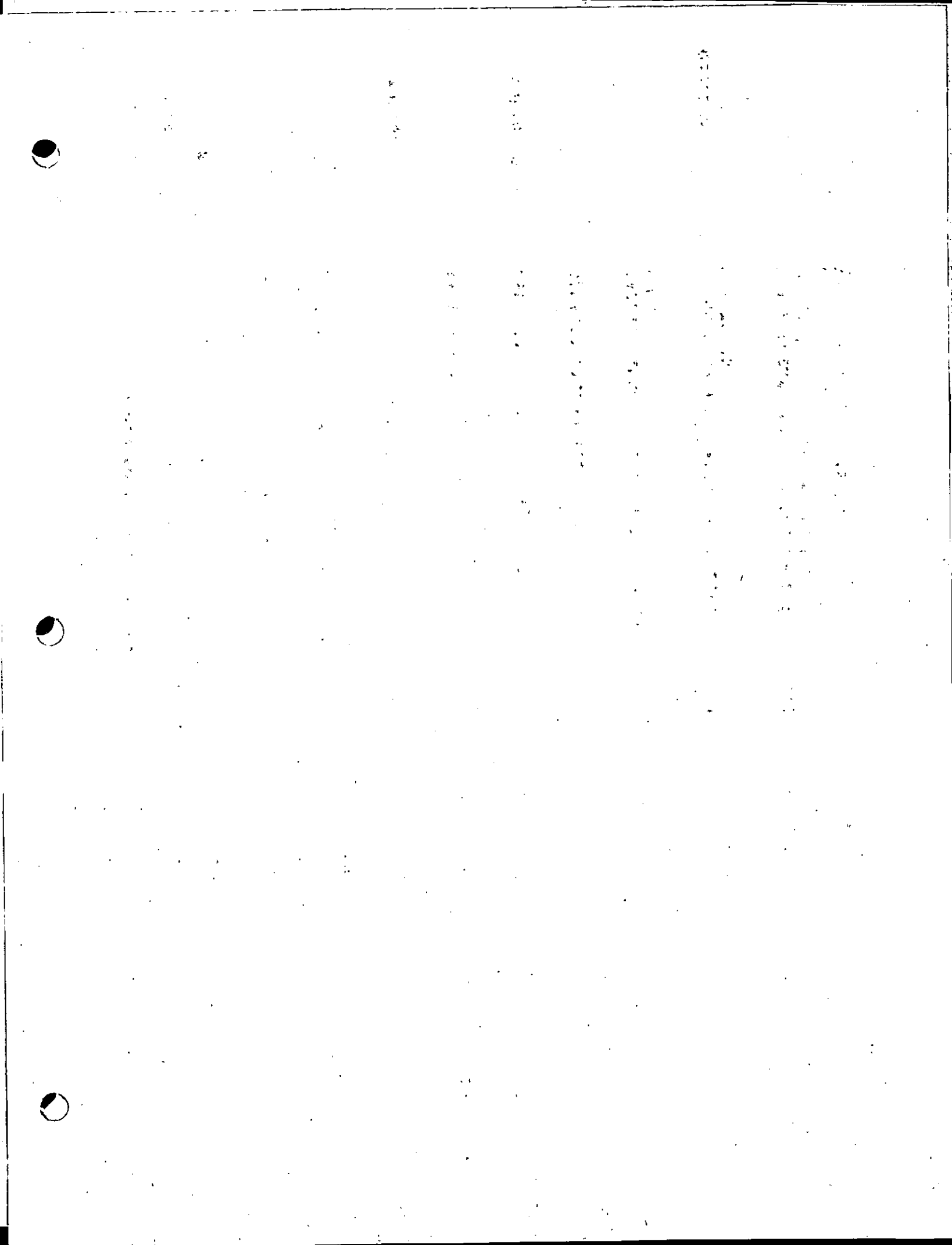
7. ING. RODOLFO SOSA CORDERO
 JEFE DEL DEPTO. DE HIDROMECANICA
 INST. DE INV. ELEC.
 APDO. POSTAL 475
 CUERNAVACA, MOR.
 43811 EXT.3340

8. ING. FRANCISCO RICARDO CUENCA VAZQUEZ
 DIRECTOR GENERAL
 PROYINC
 DISEÑO DE PLANTAS INDUSTRIALES Y SIST.
 HIDROENERGETICOS
 AV. CANAL DE MIRAMONTES 2805-103
 COL. JARDINES DE COYOACAN
 04890 MEXICO, D.F.
 684 74 93

9. ING. FLAVIO FERRAN RIQUELME
 INVESTIGADOR
 INST. DE INV. ELEC.
 PALMIRA , CUERNAVACA, MOR.
 143811

10. M. EN I. FELIPE ARREGUIN CORTES
 550 52 15 EXT. 4480 Y 4496

11. DR. GABRIEL ECHAVEZ ALDAPE
 550 5215 EXT. 4480 Y 4496





**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

PROYECTO DE PLANTAS HIDROELECTRICAS

PLANTAS HIDROELECTRICAS
COMPUERTAS
VALVULAS
TURBINAS
EJEMPLOS
CONCLUSIONES
BIBLIOGRAFIA

M.EN I. SERGIO TIRADO LEDESMA

OCTUBRE, 1984

I N D I C E

1.	INTRODUCCION	1
2.	PLANTAS HIDROELECTRICAS	5
2.1	Esquema General	5
2.2	Problemas de Diseño	7
3.	COMPUERTAS	9
3.1	Clasificación de las Compuertas	9
3.2	Cálculo de Gastos Descargados	14
3.3	Cálculo de las Fuerzas en las Compuertas	17
3.3.1	Compuertas deslizantes	17
3.3.2	Rodillos	25
3.3.3	Fricción por los rodillos	26
3.4	Compuertas Radiales	27
3.4.1	Sistema de izaje asimétrico	30
3.4.2	Fricción en los pernos	30
3.5	Vibraciones	32
3.6	Pesos de las Compuertas y Válvulas	42
3.7	Sellos	44
3.7.1	Cálculo de la fricción de sello	49
3.8	Pérdidas de Carga en Compuertas	51
3.9	Mecanismos de Izaje	52

3.10	Dispositivos de Seguridad. Rejillas	56
4.	VALVULAS	70
4.1	Algunas Instalaciones Usuales con Válvulas	78
4.2	PÉrdidas de Carga	80
4.3	Tuberías de Aireación	89
5.	TURBINAS	94
5.1	Introducción	94
5.2	Rodete o Rueda	96
5.3	Selección de las Turbinas a Reacción	99
5.3.1	Estabilidad de la Planta Hidro-- eléctrica	114
5.4	Caracoles	125
5.4.1	Dimensionamiento de caracoles	125
5.5	Distribuidor	128
5.6	Eyectores	129
5.6.1	Dimensionamiento de las tuberías de eyección	129
5.7	Pesos y Diámetros de los Generadores	132
5.8	Transporte y Montaje de la Maquinaria de las Plantas Hidroeléctricas	132
6.	EJEMPLOS	136
6.1	Compuertas	137
6.2	Válvulas	162

6.3	<i>Turbinas</i>	177
7.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	197
	BIBLIOGRAFIA	208

1. INTRODUCCION

En el diseño de Estructuras de Control y Equipos menores involucrados en las plantas Hidroeléctricas, es común apearse a ciertas medidas comerciales que los fabricantes proporcionan, en tanto que, en estructuras mayores ocurre lo contrario, a los fabricantes les proponen diseños. En tal relación, para lograr una adecuada comunicación entre el proyectista y el fabricante, se requiere que el primero disponga de los elementos necesarios para realizar de una manera adecuada los proyectos. A la fecha, existen una serie de publicaciones diversas, no siempre al alcance de los ingenieros proyectistas que permite hacer uso de las técnicas y materiales para ello.

De lo anterior, se ve la necesidad imperiosa de que el proyectista disponga de la información requerida para su diseño, de una manera integrada, lo que redundará en la elaboración de-

un mejor proyecto. Esta inquietud es el motivo de este trabajo que involucra la presentación de los elementos necesarios para la selección y dimensionamiento de los equipos hidromecánicos de las plantas hidroeléctricas, a través de una revisión cuidadosa de la bibliografía disponible y una selección de los criterios más adecuados para satisfacer el objetivo -- antes mencionado.

En este trabajo se presentan los dispositivos empleados para controlar las descargas denominados elementos de cierre y que se dividen en compuertas y válvulas. Los elementos de cierre se llaman de servicios, si su operación es continua y de emergencia si sólo sirven para operaciones temporales. En general puede decirse que las compuertas trabajan con cargas menores y se accionan con mecanismos poco complicados en comparación con las válvulas; en cambio, las compuertas suelen ser de mayores dimensiones que las válvulas. Se señala la determinación de las pérdidas de carga y cálculo de las descargas que es importante en la elección y funcionamiento del equipo. Después se presentan fórmulas, tablas y gráficas con el objeto de conocer fuerzas de fricción en sellos y pesos en las -- compuertas y válvulas. Se describen algunos de los sistemas y mecanismos de izaje.

En el tema correspondiente a compuertas se estudia la determinación de las fuerzas estáticas, dinámicas y criterios para --

prevenir la vibración de las mismas. Se presentan criterios para el dimensionamiento de tuberías de aireación que tienen por objeto reducir la cavitación aguas abajo de la válvula o compuerta. Se mencionan los dispositivos de seguridad en las plantas hidroeléctricas, y en el caso particular de la cámara de oscilación se aclara que el tema no se tratará por no ser el propósito del trabajo y requerir de un estudio detallado, así que solamente se menciona como una parte del esquema general.

En cuanto a los elementos principales de la turbina se presenta el dimensionamiento de los caracoles o espirales, que son los dispositivos para conducir el agua a las turbinas en forma que la energía de presión se convierta gradualmente en energía cinética. Se menciona al distribuidor que controla el gasto de ingreso del caracol a la turbina. Se hace una presentación del procedimiento de selección de la turbina de acuerdo a la práctica soviética con ayuda de tablas y topogramas, en virtud de que la turbina se considera como un equipo principal en las plantas hidroeléctricas. Después se trata el dimensionamiento de las tuberías de eyección que conducen el agua una vez que ésta ha accionado las ruedas. Se proporcionan tablas de pesos para turbinas y generadores, así como las características principales de los puentes-grúa usuales. Finalmente, se presentan ejemplos completamente resueltos, que ayudan a comprender la aplicación de los aspectos trata--

dos y muestran aplicaciones a problemas particulares.

En los temas señalados se ha intentado, proporcionar criterios aproximados o tablas y en los ejemplos procedimientos -- aproximados de cálculo con el propósito de substituir a los porcentajes o coeficientes usuales que se utilizan sin mayor base para su evaluación, como son en fuerzas dinámicas; fuerzas de fricción en sellos y pernos; áreas de aireación; posibles vibraciones y pesos de equipos; ya que en realidad si se pueden valorar en forma aproximada que permiten, en consecuencia, un cálculo más preciso. En el transcurso del trabajo, - en las gráficas se hace uso indistintamente del sistema métrico y del sistema inglés, por ser lo usual en nuestro medio.

Los aspectos tratados, como puede notarse, afectan a todo el proyecto en general de una obra hidroeléctrica y sus cálculos generales deben ser conocidos por los ingenieros proyectistas, aclarando que los cálculos específicos, como por ejemplo el estructural de las compuertas; diseño de válvulas, turbinas y mecanismos automáticos y otros son función de los especialistas respectivos.

2. PLANTA HIDROELECTRICA

2.1 Esquema General

Un orden general de ubicación de los equipos en un sistema hidroeléctrico, el cual dependerá del caso en particular, es el siguiente (ver Fig I).

1. Las rejillas en la obra de toma, que sirven para retener los cuerpos sólidos o en flotación.
2. Una compuerta o válvula que controla el ingreso del agua.
3. Un dispositivo de aireación que evita las subpresiones en el conducto denominado comunmente galería.
4. La cámara de oscilación para reducir los efectos del golpe de ariete en la tubería de presión de manera que no se

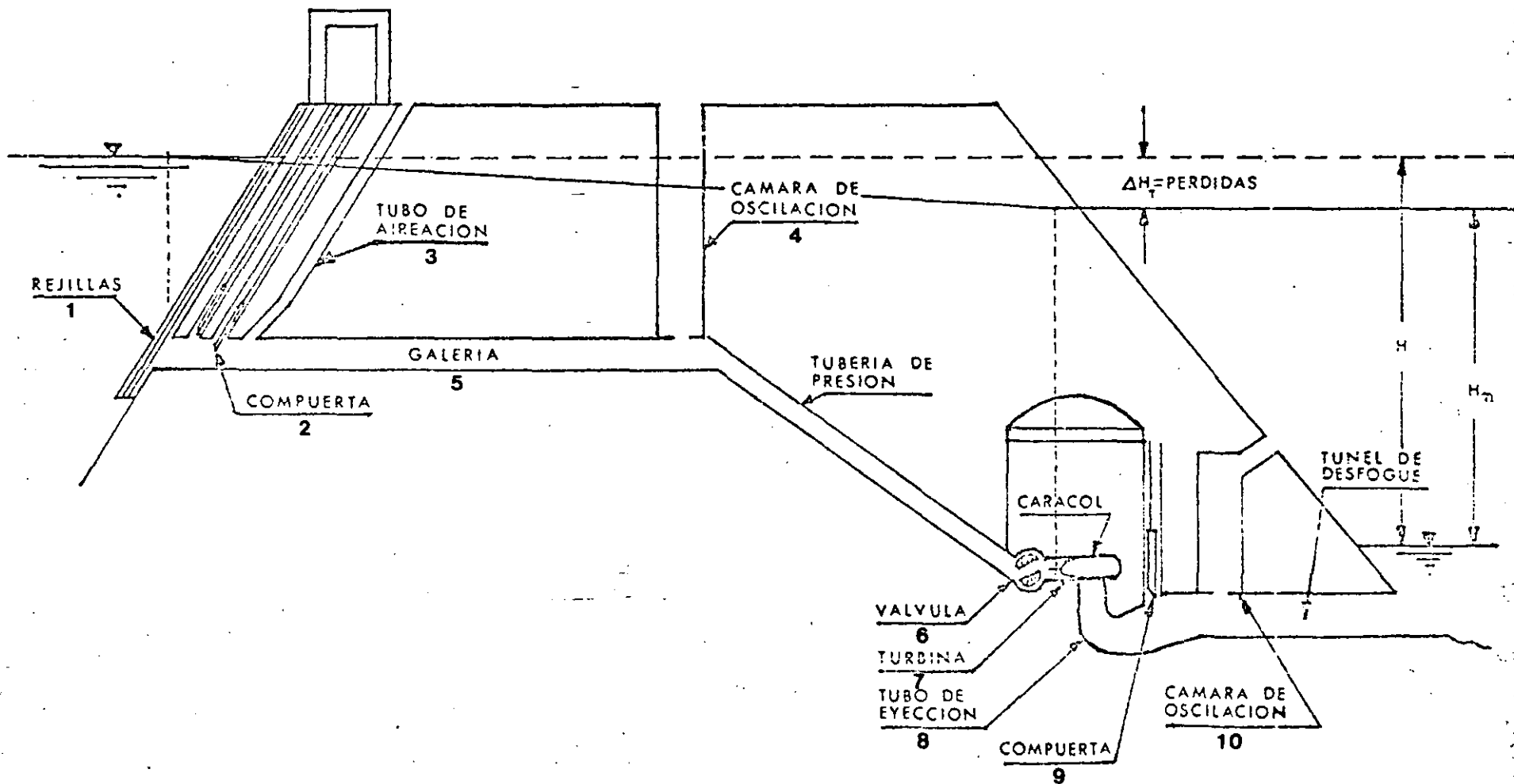


FIGURA I ESQUEMA GENERAL DE UNA PLANTA HIDROELECTRICA

trasladen los efectos a la galería.

5. La galería que se conecta a una tubería a presión y ésta a su vez a la turbina a través de los caracoles y distribuidor que controla el ingreso del agua a la turbina.
6. Se colocan válvulas antes de las turbinas para cerrar la tubería a presión.
7. Las propias turbinas.
8. Los tubos de eyección que se encuentran después de la turbina.
9. Las compuertas que cierran la salida.
10. La cámara de oscilación y túnel de desfogue a presión si la casa de máquinas del sistema hidroeléctrico se construye subterránea o en caverna.

2.2 Problemas de Diseño

Los problemas a que se sujeta el proyectista sobre el diseño de los equipos auxiliares son muy diversos y entre los principales se encuentran el cálculo de pérdidas y vibración en rejillas, válvulas y compuertas; cálculo de descargas; diseño de tuberías de aireación; cálculo de fuerzas estáticas y diná

micas en compuertas; problemas de fricción en guías de compuertas; la selección y dimensionamiento de las turbinas incluyendo rodete, caracol y eyector; frecuencias principales y fenómeno de resonancia en una planta hidroeléctrica; la estimación de pesos para la elección del sistema de transporte y montaje de los equipos entre otros. Por lo anterior, y aunque se trata de exponer de manera integral la mayoría de los equipos necesarios en las plantas hidroeléctricas, este material está orientado para servir como ayuda a los ingenieros y proyectistas de dichas plantas, recomendando para ello y en proyectos en particular recurrir a fuentes de información directa como algunas de las mencionadas en la bibliografía.

3. COMPUERTAS

3.1 *Clasificación de Compuertas*

Por su forma se dividen en deslizantes y de sector; en las primeras, la compuerta está dispuesta en un plano y se halla provista de un elemento de izaje y de guías laterales para facilitar su movimiento; además está provista de sellos inferior y laterales para asegurar su hermeticidad. En las de sector la compuerta tiene una pantalla circular sustentada por dos brazos dispuestos a lo largo de dos radios convergentes al perno que permite girar a la compuerta, para que ésta sea colocada en la posición deseada; los mecanismos de izaje en este caso pueden ser vástagos accionados por émbolos, o cadenas, y en posición de compuerta abierta es asegurada por un soporte especial o trinquete.

3.1.1 De acuerdo al uso:

- a) Compuertas de entrada
- b) Compuertas de galería
- c) Compuertas de servicio y emergencia
- d) Compuertas de descarga

3.1.2 En cuanto a construcción

Compuertas verticales de deslizamiento. Compuertas simples de acero o madera que se deslizan en guías verticales de las obras de toma o pilas sobre la cresta de la presa, se utilizan para las pequeñas y grandes instalaciones. Su tamaño está limitado por la alta fuerza de fricción desarrollada en las guías, debido a la fuerza hidrostática que actúa sobre la compuerta. Por medio de rodillos entre las superficies de la compuerta o guías especiales de bronce, la resistencia a la fricción puede reducirse mucho.

La compuerta denominada "Stoney" tiene un tren de rodillos independiente de la compuerta o de las guías, que eliminan la fricción. El tren de rodillos es de difícil diseño y construcción y el desarrollo de soportes para rodillo de baja fricción ha conducido al empleo de la compuerta de rueda fija que tiene ruedas unidas a la compuerta. Las compuertas de ruedas fijas se han utilizado en tamaño de 15 x 15 metros

fig 1.

En los tamaños grandes, se necesita mucho espacio para levantar totalmente la compuerta y con frecuencia, se construyen grandes compuertas verticales en dos secciones horizontales - lo que reduce la carga sobre el mecanismo de levante. El diseño de una compuerta de este tipo y de su mecanismo operativo es un problema estructural y mecánico de magnitud considerable fig 2.

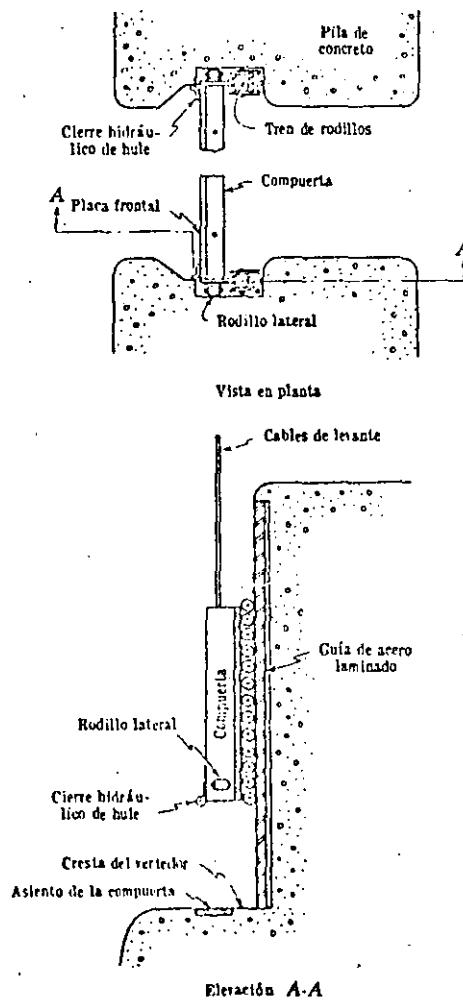


Fig 1. Disposición de una compuerta vertical

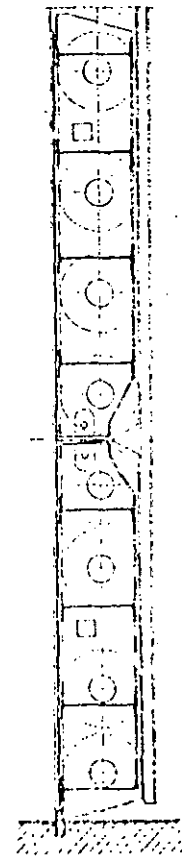


Fig 2. Compuerta con ruedas de dos secciones

Compuertas de sector. Son en forma de segmento cilíndrico, - apoyado en un marco de acero que pivotea sobre muñones fijos - en la parte de aguas abajo de las pilas, sobre la cresta del - vertedor. El mecanismo de elevación está hecho con cables -- que unen la compuerta en la parte inferior, operados con mon- - tacarga o malacate colocado sobre la losa; entre pilas, tam- - bién existen mecanismos de izaje con vástagos movidos por ci- - lindros hidráulicos. (Fig 3).

Un sello de hule se utiliza para formar un cierre al agua en- - tre las compuertas y las pilas, también entre la compuerta y - cresta del vertedor. Se han construido compuertas con altura - de 20 metros y 8 metros de ancho. Las principales ventajas - que la fricción se concentra en el pivote y generalmente es - mucho menor que para las compuertas deslizantes. El muñón re - cibe parte de la carga de levante y es mucho menor que para - las compuertas de deslizamiento verticales del mismo tamaño.

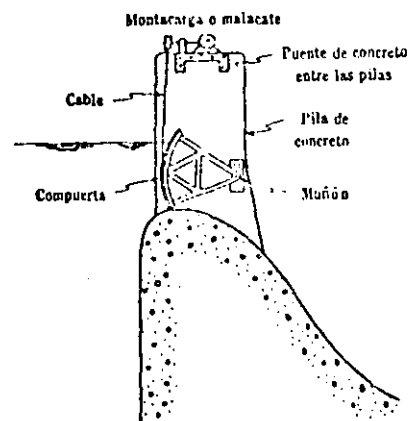


Fig 3. Disposición de una compuerta de sector

Existen además de estos tipos de compuerta otros de uso menos frecuente de tambor, de rodillos, etc. Ref 6, 11 y 15.

Compuertas de tambor. Compuerta de un segmento de cilindro que se ajusta a un hueco en la parte superior del vertedor en la posición de compuerta abierta. Cuando se llena de agua este hueco el tambor vacío de la compuerta es obligado a subir o flotar tomando la posición de compuerta cerrada, fig 4.

La fig 5 muestra una compuerta cerrada que no tiene hoja de fondo, articulada en la arista de aguas abajo, tal que las fuerzas de flotación auxiliien a levantarla. Se adaptan a claros de gran longitud y presas grandes.

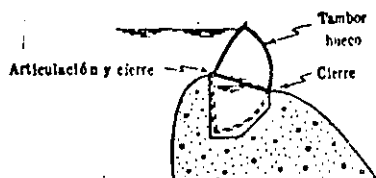


Fig 4. Compuerta de tambor

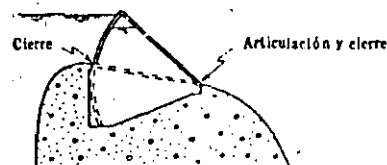


Fig 5. Compuerta de tambor sin hoja de fondo

Compuerta de rodillo. Están formadas principalmente por un tambor cilíndrico, unido a éste un sector cilíndrico el cual realiza el cierre directamente. El tambor cilíndrico es movido sobre su eje por cables, deslizando sobre un sistema de engrane. Se adaptan bien a los claros largos y de altura mode-

rada en ríos caudalosos. Fig 6.

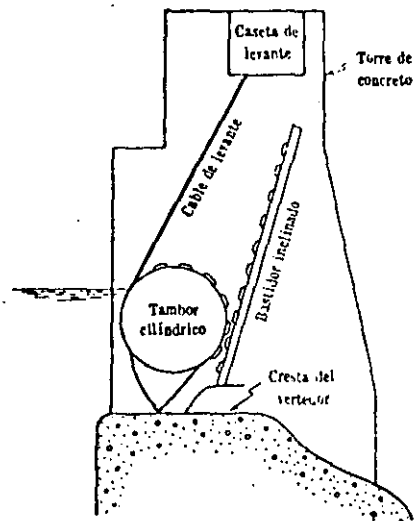


Fig 6. Instalación típica de compuerta de rodillos

3.2 Cálculo de Gastos Descargados

El gasto descargado por una compuerta se valúa con la fórmula

$$Q = C_d b a \sqrt{2gy_1} \quad (1)$$

donde

Q gasto descargado, m^3/s

b ancho de la compuerta, m

a abertura de la compuerta, m

y_1 desnivel del agua entre la superficie libre aguas arriba de la compuerta y el apoyo inferior de compuerta, m

C_d es un coeficiente de descarga que se determina con la grá

fica de la fig 7b si la compuerta es deslizante y con la de la fig 8b si es de sector; en el primer caso el coeficiente depende los parámetros y_1/a si la descarga es libre y de este y de y_3/a si es ahogada, siendo y_3 el desnivel entre la superficie libre aguas abajo de la compuerta y el apoyo inferior de la misma. Si la compuerta es radial el coeficiente C_d depende de las relaciones a/r y y_1/r (en donde r es el radio de la compuerta) si la descarga es ahogada. En todos los casos también es determinante la relación h/r en donde h es el desnivel entre el perno y el sello inferior de la compuerta

g aceleración de la gravedad, 9.8 m/s^2

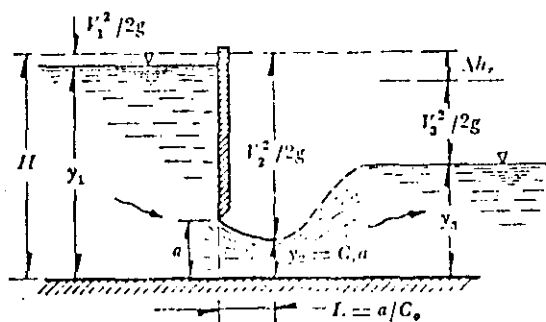


Fig 7a. Compuerta deslizante

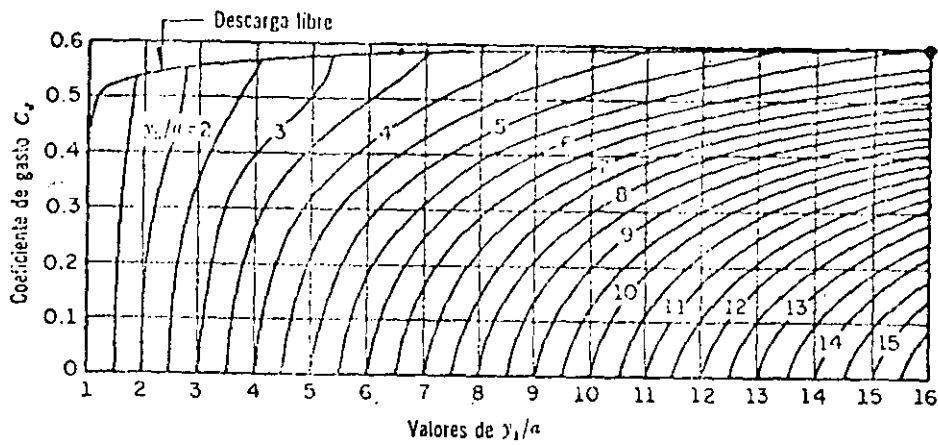


Fig 7b. Coeficiente de gasto de una compuerta deslizante. (Ref 1)

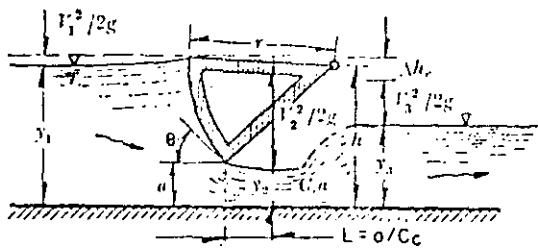


Fig 8a. Compuerta de sector

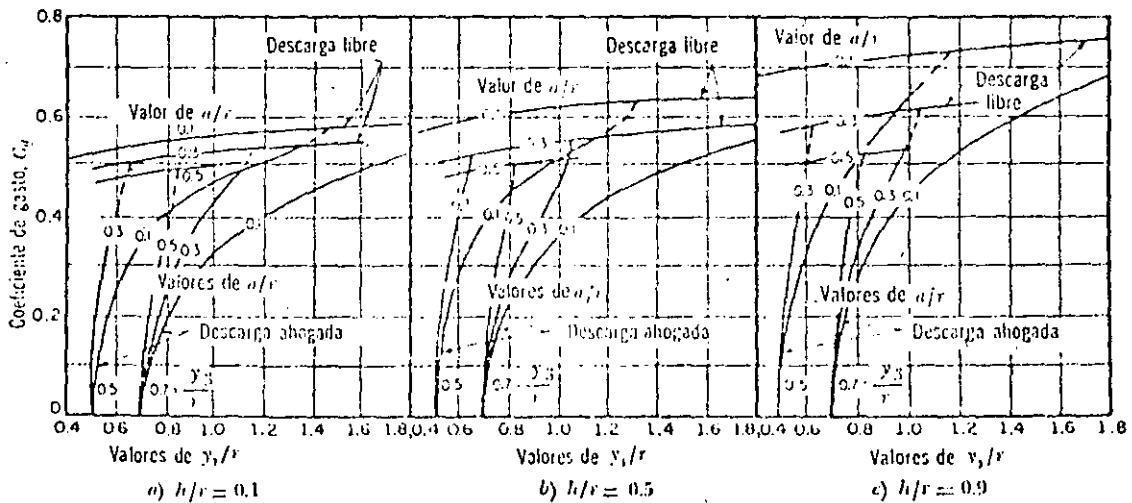


Fig 8b. Coeficiente de gasto de una compuerta de sector. (Ref 1)

Las fórmulas presentadas para calcular las descargas en las compuertas consideran que los accesos a las mismas son de forma hidrodinámica o, en todo caso, que están redondeadas; en caso de que esto no ocurra los coeficientes pueden alterarse. Mediante pruebas en el laboratorio es posible determinar tales coeficientes. En el caso de accesos largos y reducidos, la velocidad del agua en ellos (llamada velocidad de llegada) puede influir en el resultado; para tener en cuenta este efecto deberá adicionarse a y_1 la carga de velocidad de llegada.

Cimacios con compuertas. Para proyectar previamente cimacios con compuertas radiales, se aplica la fórmula

$$Q = \frac{2}{3} \sqrt{2g} C L_e (H_1^{3/2} - H_2^{3/2}) \quad (2)$$

donde

C es el coeficiente de descarga, recomendado en la fig 9

g aceleración de la gravedad, m/s^2

H_1 carga al fondo del orificio, m

H_2 carga al labio inferior de la compuerta, m

L_e ancho efectivo del orificio igual a la longitud de cresta efectiva, m

3.3 Cálculo de las Fuerzas en las Compuertas

3.3.1 Compuertas deslizantes

Fuerzas estáticas. Las fuerzas estáticas por determinar son los empujes de la compuerta en los apoyos, o las fuerzas necesarias para el izaje de la misma. En este caso las fuerzas más importantes para diseño son: la fuerza total de izaje $(H + F_D)$; y la distribución de presiones estáticas, para el diseño estructural de la compuerta fig 10.

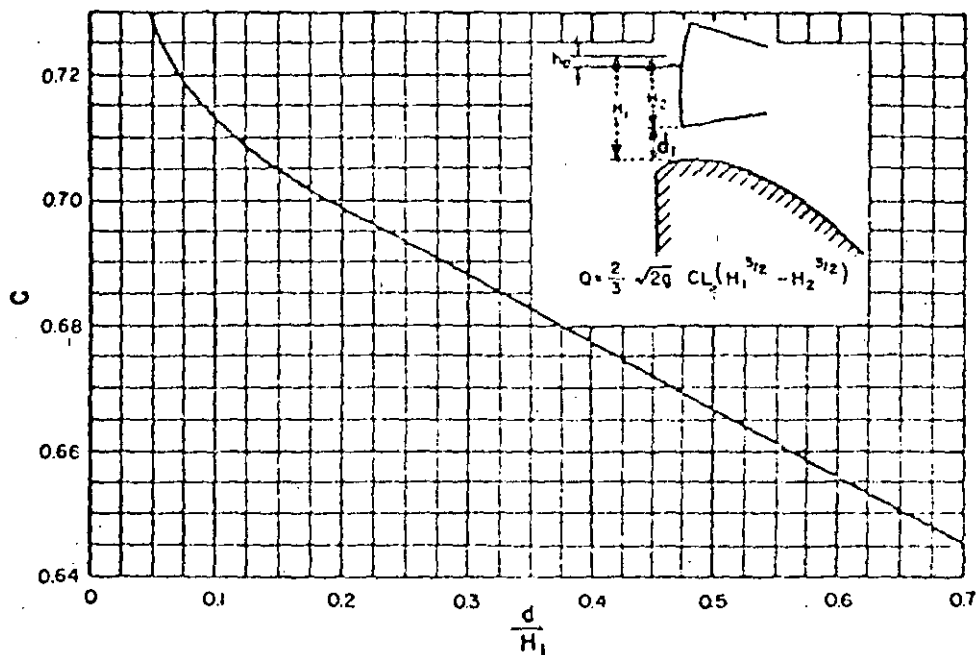
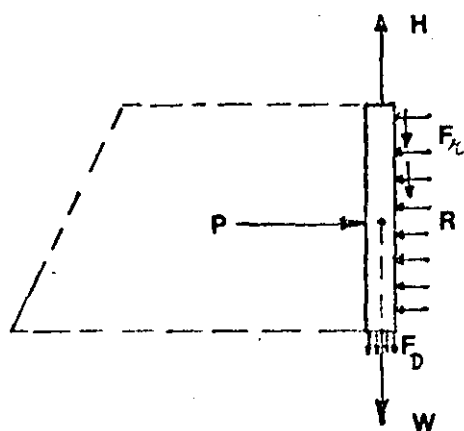
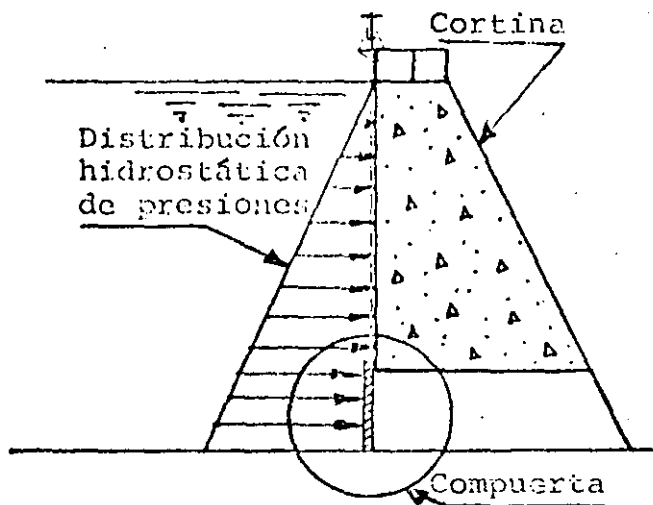


Fig 9. Coeficientes de descarga para compuertas parcialmente abiertas (Ref 25)



P = Resultante del prisma de fuerzas estáticas

H = Fuerza de izaje

F_D = Fuerza dinámica

W = Peso de la compuerta

R = Reacción del marco de la compuerta

F_f = Fuerza de fricción = μP

Fig 10. Fuerzas actuantes sobre una compuerta deslizando

Las fuerzas que actúan en los apoyos (marco de la compuerta) son fundamentalmente originadas por el prisma de presiones estáticas que actúa sobre la compuerta. De tal manera que la resultante de tal prisma es el valor de la reacción total de los apoyos (marco).

En el caso de las compuertas deslizantes la fuerza de izaje estática está dada por la fórmula

$$H = \mu A \bar{P} + w \quad (3)$$

donde

H fuerza de izaje, toneladas

A área de la compuerta, m²

\bar{P} presión media en el centro de gravedad de la compuerta, -
ton/m²

w peso de la compuerta en toneladas

Fricción. Cuando se conocen los materiales de deslizamiento es posible valuar en forma aproximada las fuerzas de fricción, una lista de coeficientes de fricción se tiene en la tabla 1. Si el deslizamiento es rodante (ver inciso 3.3.3).

Fuerzas dinámicas. Una manera aproximada de calcular las fuerzas dinámicas que, en adición a la anterior pueden solicitar a las fuerzas de izaje está dada por la fórmula:

$$F_D = (k_o - k_u) B d \frac{\gamma}{g} \frac{V^2}{2} \quad (4)$$

donde

F_D fuerza dinámica de izaje en toneladas

B ancho de la compuerta, m

d espesor de la compuerta, m

γ peso específico del agua, ton/m³

g aceleración de la gravedad (9.8 m/s²)

TABLA 1 COEFICIENTE DE FRICCIÓN (REF. 2)

Materiales en contacto	Coeficiente μ
Acero sobre acero	0.6
Acero sobre hierro colado	0.6
Acero sobre bronce	0.45
Bronce sobre bronce	0.45
Madera sobre metal	1.00
Madera sobre madera	1.10
Hule sobre metal	1.10

TABLA 1.1 COEFICIENTES DE FRICCIÓN (REF. 9)

	en movimiento		en reposo	
	en seco	con agua	en seco	con agua
Encina sobre encina, fibras paralelas	0.48	-	0.62	-
Encina sobre encina, fibras cruzadas	0.34	0.25	0.54	0.71
Fresno sobre fresno, fibras paralelas	0.38	-	0.53	-
Fundición sobre hierro forjable	0.18	-	0.19	-
Hierro forjable sobre hierro forjable	0.14	-	0.13	-
Acero sobre acero	0.09	-	0.15	-
Madera sobre metal	0.40	0.24	0.60	0.65
Acero sobre bronce	0.105	-	0.11	-
Hierro forjable sobre fundición o bronce	0.17 a 0.18	-	0.19	-
Fundición sobre bronce	0.15 a 0.20	-	-	-
Cuero sobre fundición	0.56	0.36	0.3 a 0.5	0.4 a 0.6

V_{Δ} velocidad del agua en la sección contracta aguas abajo de la compuerta en m/s

La velocidad en la vena contracta se puede estimar mediante la fórmula

$$V_{\Delta} = \frac{Q}{B a \mu_c} \quad (5)$$

en donde un valor aproximado para μ_c es 0.6 en descarga libre (ver fig 7b).

k_0 es un coeficiente que se determina por medio de la fig 11 y que depende de la relación entre la abertura "a" que tenga la compuerta en el momento de la evaluación y su máxima abertura, $a_{m\acute{a}x}$.

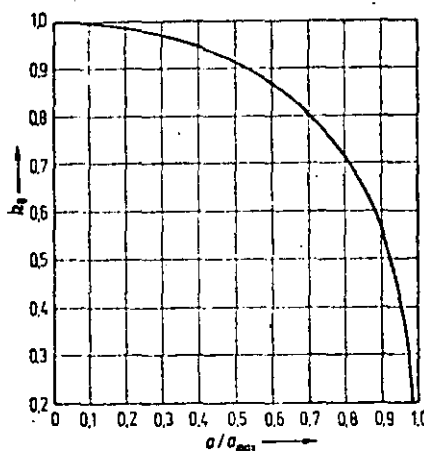


Fig 11. Coeficiente k_0 en función de $\frac{a}{a_{m\acute{a}x}}$ de la compuerta (Ref. 15)

k_u usualmente vale cero, salvo en las condiciones donde los valores característicos de la forma de la compuerta influyen y se pueden tomar de la fig 12.

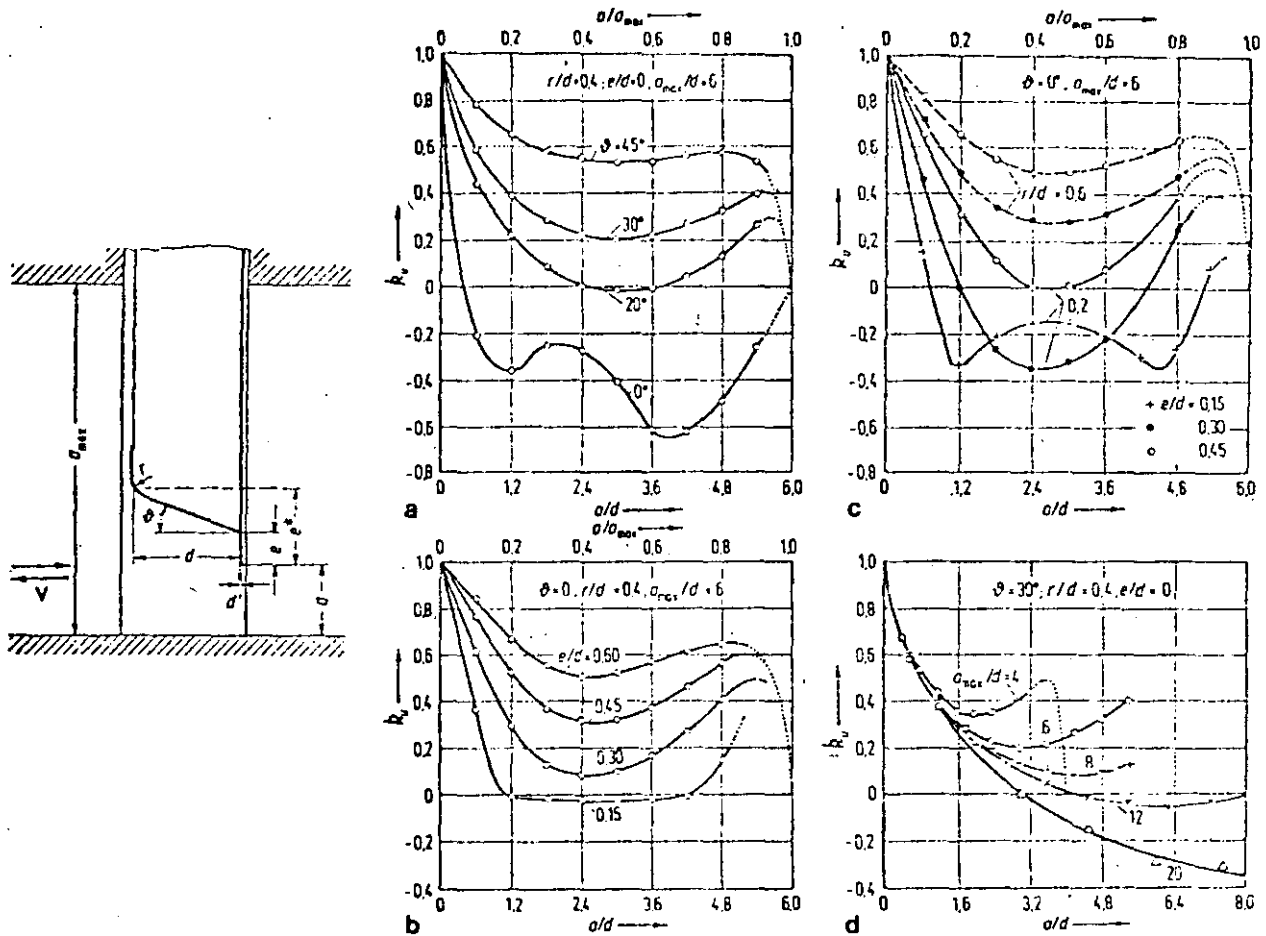


Fig 12. Coeficiente k_u en función de valores característicos de la forma de la compuerta. (Ref. 15)

El coeficiente k_u de la fórmula 4, está ampliamente discutido en la referencia 15. Por lo demás, debe tenerse en cuenta -- que la fuerza dinámica calculada mediante dicha fórmula es --

aproximada, de manera que para un cálculo más exacto deberá acudirse a la referencia mencionada.

3.3.2 Rodillos

En las compuertas deslizantes es importante el medio para regular el movimiento de las mismas, usualmente se denomina rodillos o tren de rodillos. Por lo regular son de acero y colocados en los sitios llamados muescas. Pueden ser rodillos laterales o tren de rodillos (colocados aguas abajo de la compuerta) ver fig 13.

Es posible calcular la carga permisible por los rodillos con la fórmula:

$$P = C L D = 42.22 LD \quad (6)$$

donde

- P carga permisible, en kilogramos
- L longitud de contacto, en centímetros
- D diámetro del rodillo, en centímetros
- C constante que depende del material y dureza. Un valor de 42.22 en acero carbonatado se recomienda para dar un servicio satisfactorio. (Ref. 2).

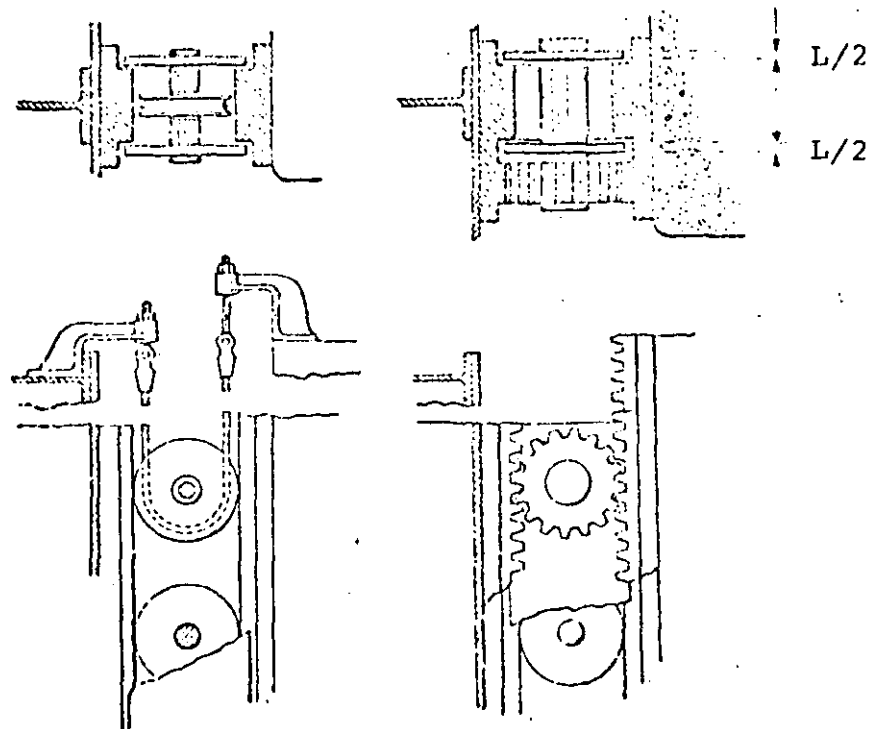


Fig 13. Tipos de rodillos o tren de rodillos

3.3.3 Fricción por los rodillos

Con el fin de disminuir la resistencia al movimiento, notable en compuertas grandes, se sustituye el deslizamiento por rodadura disponiendo el apoyo de las compuertas sobre rodillos.-- Los rodillos pueden organizarse de dos maneras:

Si el rodillo forma parte de un carro unido a la compuerta para vencer la fricción se necesita una fuerza. Ver fig 14 y la tabla 1.1 para los coeficientes de fricción.

$$R = (\mu + \mu' \alpha) \frac{P}{\lambda} \quad (7)$$

donde

α radio del eje del rodillo

μ' coeficiente de fricción de este eje, que vale de 0.10 a 0.20

μ coeficiente de rodadura, que se toma entre 0.05 y 0.15

P presión hidrostática

Si los rodillos están entre la compuerta y la pila la fuerza indispensable para vencer la fricción es

$$R = \mu \frac{P}{\alpha} \quad (8)$$

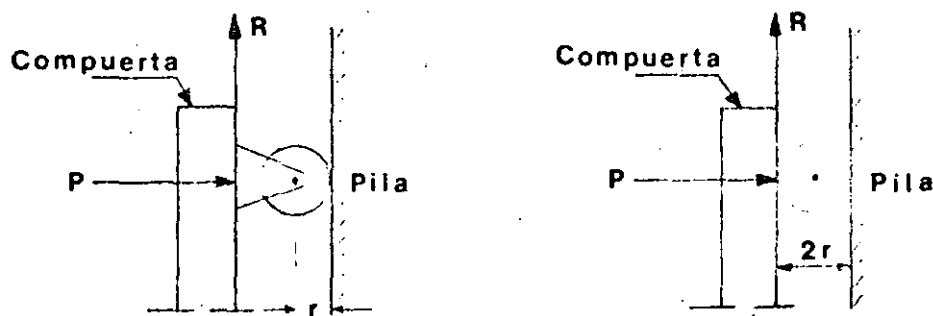


Fig 14. Rodillos unidos a la compuerta y entre compuerta y pila.

3.4 Compuertas Radiales

Si las compuertas son radiales, los cálculos deberán hacerse por los procedimientos usuales de la estática, esto es, me---

diante las ecuaciones:

$$R_x = \Sigma F_x \quad (9a)$$

$$R_y = \Sigma F_y \quad (9b)$$

$$M = \Sigma M_o \quad (9b)$$

De la siguiente manera ver fig 15.

- a) Dividir la altura total de la compuerta en franjas horizontales (mientras más mejor). De esta manera quedará dividida la compuerta en tramos ΔL_i aproximadamente iguales.

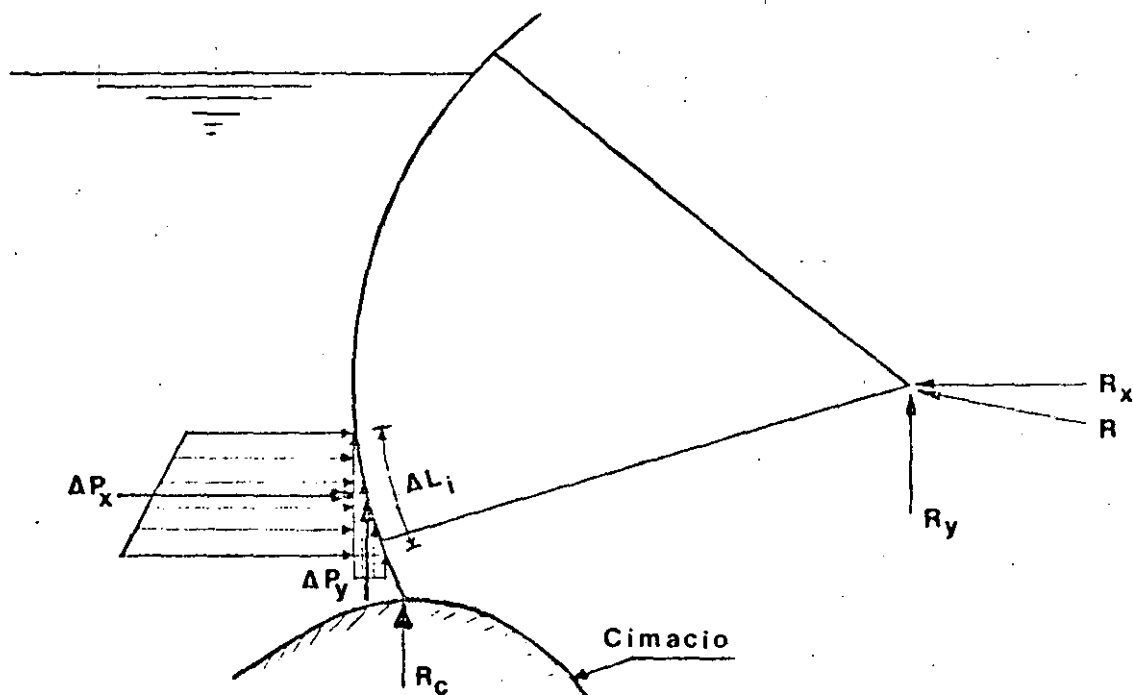


Fig 15. Fuerzas estáticas en compuertas radiales

- b) Calcular la resultante (teniendo en cuenta las componentes horizontal y vertical) en cada tramo Δl_x de la presión ejercida por el agua.
- c) Calcular y ubicar la resultante del peso de la compuerta.
- d) Obtener los momentos de cada fuerza respecto a un punto fijo cualquiera. (preferible respecto a la chumacera).
- e) Formar y resolver un sistema de ecuaciones con las expresiones 9a, b, c, en donde F_x es la suma de las componentes x de todas las fuerzas del sistema, comprendida la acción del agua y el peso de la compuerta. Análogamente F_y y M son la suma de las componentes y y de los momentos respecto a un punto predeterminado. A efecto de hacer una evaluación conviene descomponer a la presión total del agua en presiones parciales que actúen en franjas horizontales del sector; la dirección de la resultante en el sello inferior es generalmente según una vertical; la acción del izaje se escoge según la dirección del mecanismo para levantar la compuerta y los apoyos en los pernos son considerados como articulaciones.

El cálculo de las fuerzas estáticas en compuertas se puede hacer analítica o gráficamente; para la mejor comprensión de los lineamientos expuestos, se aconseja seguir el ejemplo nu-

mérico.

3.4.1 Sistema de izaje asimétrico

El sistema de ecuaciones y procedimiento, anteriormente mencionado es válido para un sistema de izaje simétrico. En la práctica el sistema de izaje no siempre es simétrico y se llegan a tener los problemas de izaje, debido a la torsión que sufre la compuerta cuando el sistema de izaje es asimétrico. En este caso se presenta un sistema de fuerzas tridimensionales que se resuelve mediante las ecuaciones

$$\begin{array}{ll}
 \Sigma F_x = 0 & \Sigma M_x = 0 \\
 \Sigma F_y = 0 & \Sigma M_y = 0 \\
 \Sigma F_z = 0 & \Sigma M_z = 0
 \end{array} \quad (10)$$

y con un procedimiento similar al anterior

3.4.2 Fricción en los pernos

En las compuertas radiales existen fuerzas que afectan la operación como es el caso de la fuerza de fricción en los pernos. La fuerza de izaje necesaria para vencer la fricción se puede calcular de la siguiente manera, ver fig 16.

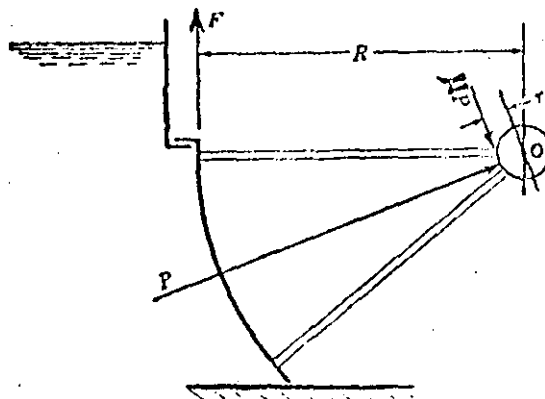


Fig 16. Fuerza de fricción en los pernos

donde

P presión total sobre la compuerta

μ coeficiente de fricción

R radio de la compuerta

r radio del eje del perno

La fuerza de fricción es $F_r = \mu P$, y de tomar momentos respecto al punto "o" resulta:

$$\mu P r - F R = 0$$

finalmente, la fuerza para vencer la fricción será:

$$F = \frac{\mu P r}{R} \quad (11)$$

Los coeficientes de fricción estática de materiales recomendados en superficies de acabado reseco y comúnmente usados en sellos, se determinan de la tabla 1.

3.5 Vibraciones

Los criterios para predecir o calcular las vibraciones en una compuerta, son aún muy complejos e inseguros. Pero se sabe que una de las principales causas de este efecto, es la formación de vórtices aguas arriba de la compuerta, por lo tanto, un criterio sencillo para prevenir tales vibraciones, es calcular la altura crítica (carga de agua sobre la compuerta) -- con la cual se asegura que no haya formación de vórtices.

Un criterio soviético para determinar la altura crítica se expresa como sigue: (Ref. 17)

$$h_{cr} = 0.5 D \left(\frac{V_0}{\sqrt{gD}} \right)^{0.55} \quad (12)$$

donde $V_0 = \frac{Q}{0.64A}$ y $A = 0.785 D^2$, siendo Q el gasto en m^3/s , A el área de la compuerta y D el "diámetro equivalente". El diámetro equivalente es el diámetro de un círculo que tenga un área igual al área de la compuerta. Según esta práctica el gasto está dado por:

$$Q = 0.64 \lambda \sqrt{2gH} \quad (13)$$

donde H es la carga aguas arriba de la compuerta en metros.

Uno de los problemas en el diseño de compuertas es determinar si las frecuencias perturbadoras son iguales o se aproximan a la frecuencia natural de la compuerta de manera que se tenga resonancia produciendo vibraciones violentas en la compuerta.

Una hoja de compuerta puede vibrar en cualquiera de las diversas maneras libres de movimiento incluyendo la flexión, la vibración vertical de una compuerta en una suspensión elástica es generalmente la de mayor importancia. Se presentarán ayudas para la estimación de las características de vibración de compuertas suspendidas elásticamente. Cuando la frecuencia de impulso o de fuerza es exactamente igual a la frecuencia natural existe una condición de resonancia. La amplitud de desplazamiento para el sistema de vibración aumenta muy rápidamente en esta condición de resonancia y puede provocar una ruptura. Puede aumentarse también rápidamente esta amplitud si hay sólo una pequeña diferencia entre la frecuencia de impulso y la frecuencia natural. La razón de transmisibilidad o factor de magnificación (de la amplitud de desplazamiento para una condición de resonancia), es definido como:

$$R.T. = \frac{1}{1 - (\delta_f/\delta_n)^2} \quad (14)$$

donde δ_f/δ_n es la razón de la frecuencia de impulso a la frecuencia natural. La función se presenta en la figura 17.

Aunque la razón de transmisibilidad es negativa para relaciones de frecuencia mayores que 1, la imagen positiva de esta parte de la curva es frecuentemente utilizada para simplificar el esquema. La parte de la curva entre relaciones de --- transmisibilidad de uno y cero se llama a veces rango de aislamiento y es designado con el porcentaje de aislamiento. Se recomienda producir un diseño con un alto porcentaje de aislamiento.

Hay dos posibles orígenes de las frecuencias de excitación -- que son el desprendimiento de la estela de vórtices del borde inferior de una compuerta abierta parcialmente y las ondas de presión que viajan aguas arriba al almacenamiento y regresan a la compuerta.

La frecuencia del desprendimiento de la estela de vórtices de una placa lisa puede definirse en función del número de Strouhal,

$$S_t = \frac{L_p \delta_f}{v} \quad (15)$$

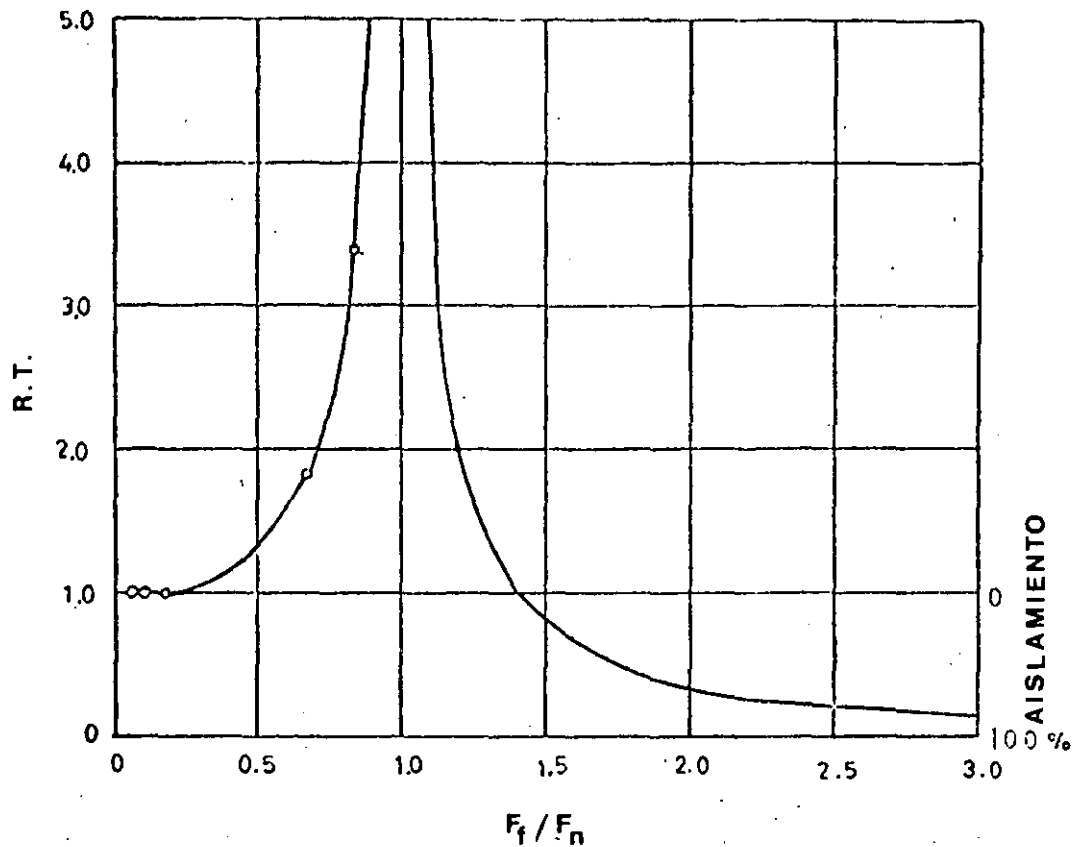


Fig 17. Razón de transmisibilidad (Ref. 28)

donde L_p es la profundidad sumergida de la placa, δ_δ es la frecuencia de desprendimiento de la estela de vórtices, y V es la velocidad del fluido. El número de Strouhal para una placa lisa es de aproximadamente 0.14. La frecuencia de impulso del desprendimiento de la estela de vórtices desde una compuerta puede estimarse así:

$$\delta_\delta = \frac{\sqrt{2 g H_e}}{7 (2Y)} \quad (16)$$

donde H_e es la carga de energía en el fondo de la compuerta, y Y es la profundidad sumergida de la compuerta en el conducto.

La fig 18 puede usarse para estimar la frecuencia de impulso-para varias combinaciones de carga de energía y proyección de compuerta.

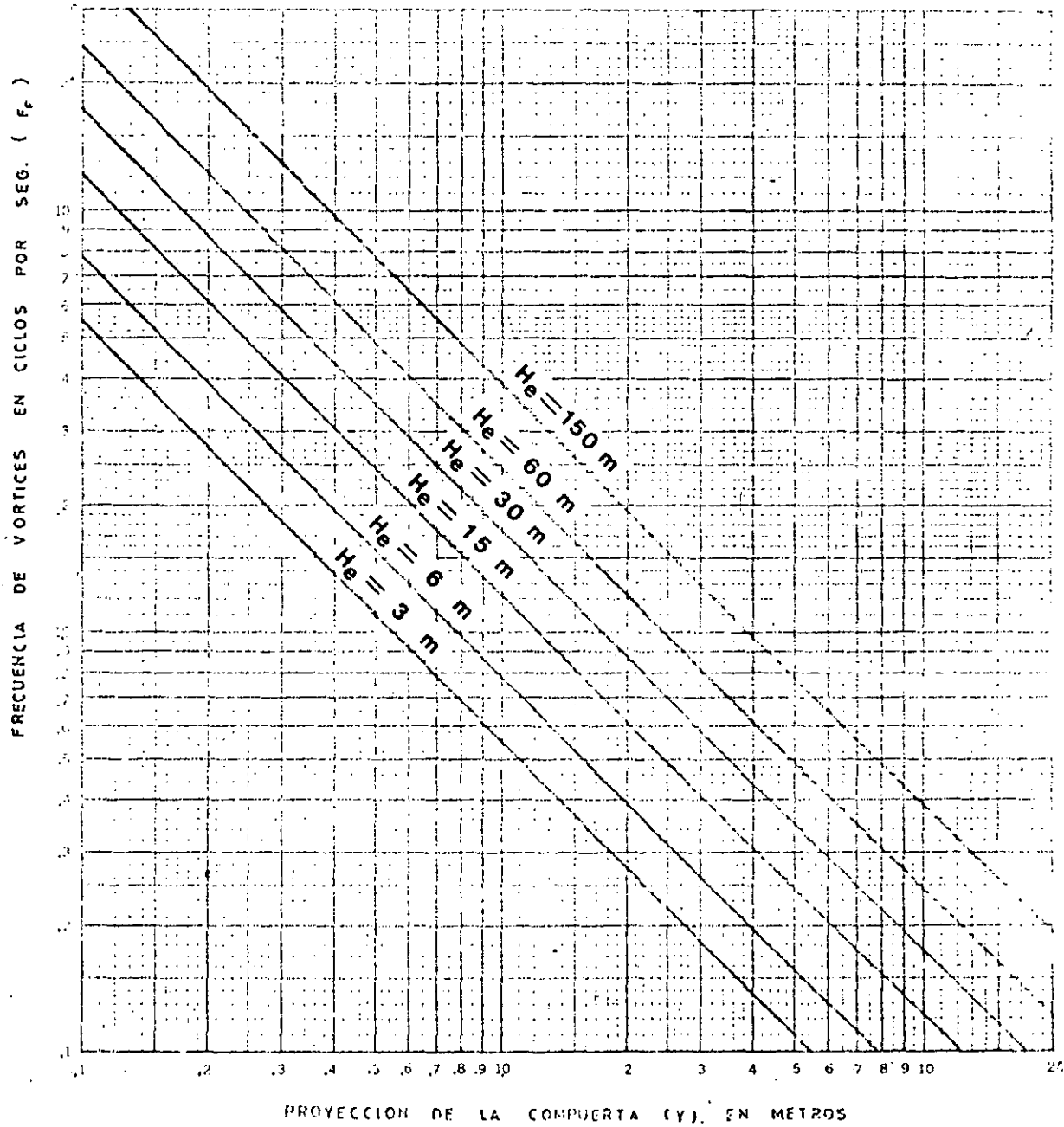


Fig 18. Frecuencia de vórtices (Ref. 28)

Publicaciones de modelos hidráulicos con compuertas indican - que la estela de vórtices emana del borde aguas arriba del labio de la compuerta provocando pulsaciones de presión en el fondo de la compuerta. Para labio estándar a 45 grados, la estela de vórtices emana del borde aguas abajo del labio de la compuerta, eliminando las pulsaciones de presión en el labio. (Ref 22).

Por otra parte, aguas arriba de una compuerta cuando la corriente pasa por debajo, suelen nacer dos vórtices o más, de los cuales los más intensos son usualmente los dos que nacen cerca de las paredes. Los números de Strouhal, obtenidos para estas condiciones son de 0.176 en promedio general, ref 21. Los valores de 0.14 y 0.176 son de ese orden, lo que hace suponer están relacionados y dependen de una misma frecuencia de los vórtices o frecuencia del fluido en una zona donde se interpone un obstáculo, y que la carga aguas arriba de la compuerta no es necesariamente factor determinante en la formación de los vórtices, pero sí en la intensidad de los vórtices que disminuye a medida que aumenta la carga y viceversa.

La frecuencia de la onda de presión positiva reflejada puede determinarse de la ecuación:

$$f_o = \frac{c}{4L} \quad (17)$$

donde c es la celeridad de la onda de presión y L es la longitud del conducto aguas arriba de la compuerta. La fig 19 es una solución gráfica de esta ecuación. La celeridad de la onda de presión depende de las dimensiones y características

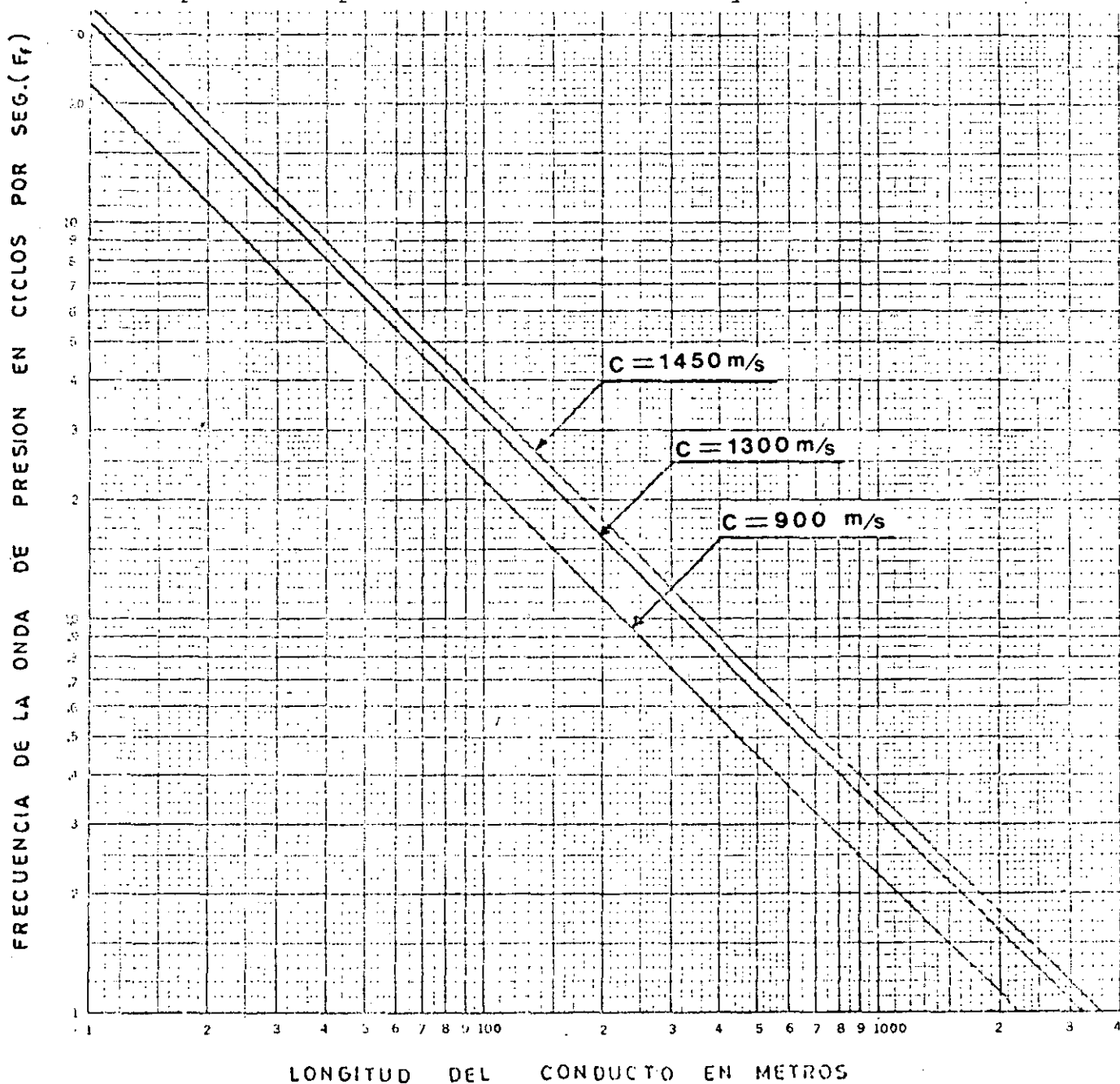


Fig 19. Frecuencia de la onda de presión (Ref. 28)

elásticas del tubo o del soporte y material de un túnel.

La fig 19 proporciona frecuencias de ondas de presión con velocidades de 4700 pies/seg (1433 m/seg) para un conducto relativamente inelástico y de 3000 pies/seg (915 m/seg) para un tubo relativamente elástico. Un valor intermedio será 4300 pies/seg (1310 m/seg). La frecuencia natural de libre oscilación vertical de un cable de una compuerta suspendida puede expresarse por medio de la ecuación

$$f_n = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{gE}{12(l\sigma)}} \quad (18)$$

donde E es el módulo de elasticidad del cable, l es la longitud del cable de soporte, y σ es el esfuerzo unitario en el cable.

Las frecuencias naturales para varias longitudes de soporte y esfuerzos unitarios permisibles típicos pueden estimarse de la fig 20.

Son recomendables relaciones de transmisibilidad menores que 1. Sin embargo, relaciones un poco mayores que 1 pueden ser satisfactorias si las fuerzas de vibración son amortiguadas. (Ref. 28).

Los criterios presentados para predecir o calcular las vibraciones en una compuerta son sencillos, prácticos y suficien-

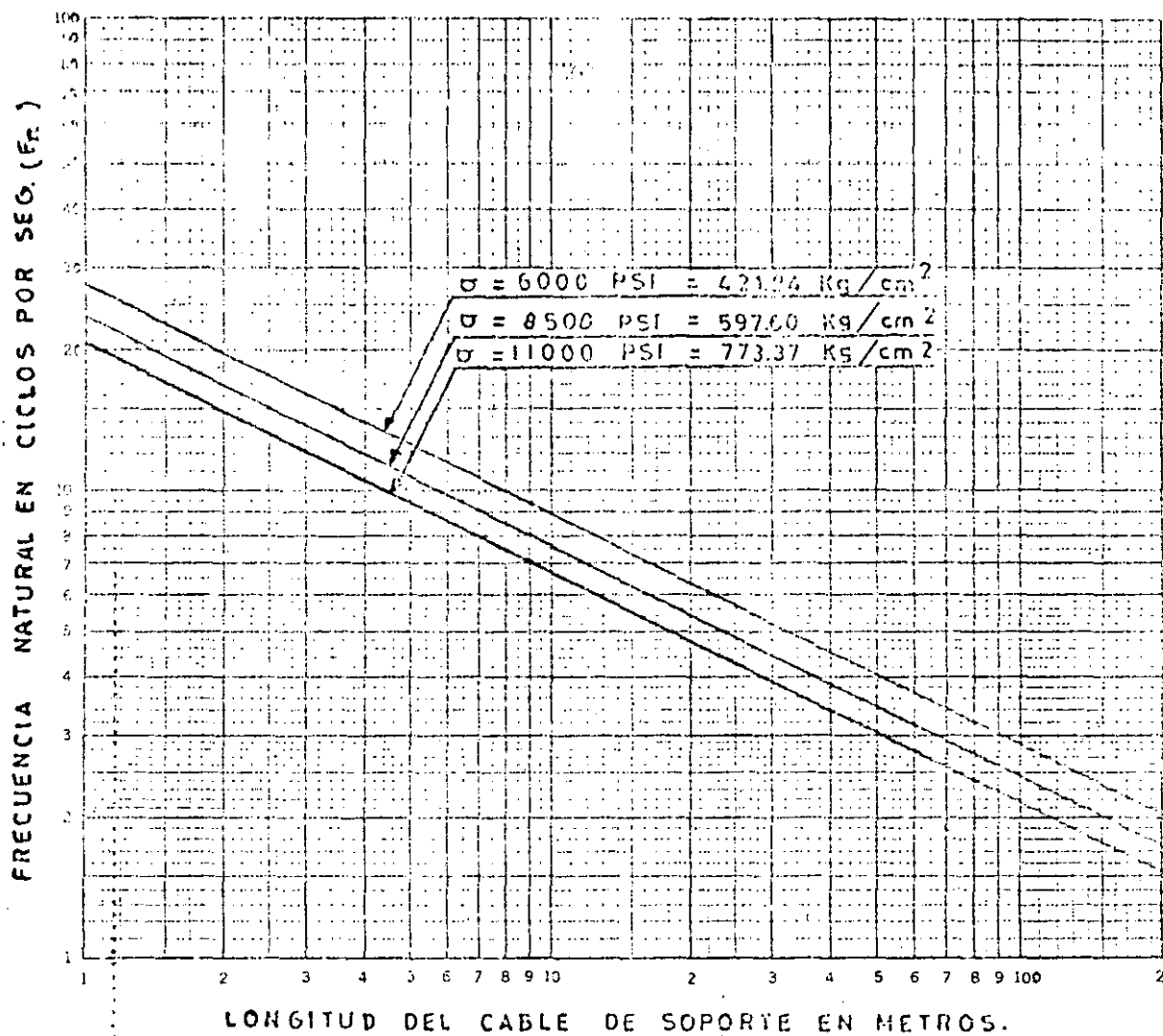


Fig 20. Frecuencia natural del cable (Ref. 28).

tes para un anteproyecto. Es conveniente mencionar algunas - recomendaciones muy generales, y tener presente en el momento de un diseño para evitar las vibraciones:

- a) Usar formas hidrodinámicas para disminuir el arrastre
- b) Aumentar la rigidez de las piezas y distribuir las masas - en forma apropiada
- c) Poner objetos o dispositivos para evitar los vórtices y -

proporcionar formas adecuadas en el labio inferior de la compuerta

- d) Aumentar el amortiguamiento con dispositivos, cables y --
tensores
- e) Evitar torsiones de la compuerta durante la construcción --
y desplazamiento de la línea de resultante en compuertas --
radiales respecto de la chumacera.

Las recomendaciones anteriores son ayudas para evitar en lo --
posible las vibraciones en una compuerta, sin estar seguros --
de qué no se presentarán. Además, se aconseja tratar cada --
problema como un caso particular, por tener siempre condicio-
nes diferentes. Se ha intentado resolver el problema de mane-
ra general considerando todos los efectos posibles por medio-
de modelos matemáticos, pero sin éxito al pretender una solu-
ción exacta con planteamientos sin solución en la actualidad --
o con simplificaciones poco reales. De igual manera el pro-
blema general se ha tratado con modelos físicos encontrándose
limitantes con la escala de los detalles y los materiales. --
Recomiendan para los modelos físicos semejantes, tratar un --
problema con varios modelos, es decir, hacer varios modelos --
físicos semejantes y en cada uno de ellos estudiar solamente --
un modo de vibración como puede ser efectos de torsión o fle-
xión; o bien determinar únicamente las variaciones de presión
en un modelo rígido, permitiendo obtener solamente resultados

aproximados del comportamiento del prototipo. Por otra parte, es más fácil resolver problemas particulares en los prototipos haciendo uso de modelos hidráulicos. Refs 18, 19 y 20.

3.6 Pesos de las Compuertas y Válvulas

Una idea aproximada del peso de una compuerta se puede obtener por medio del ábaco de la fig 21, que sirve para compuertas

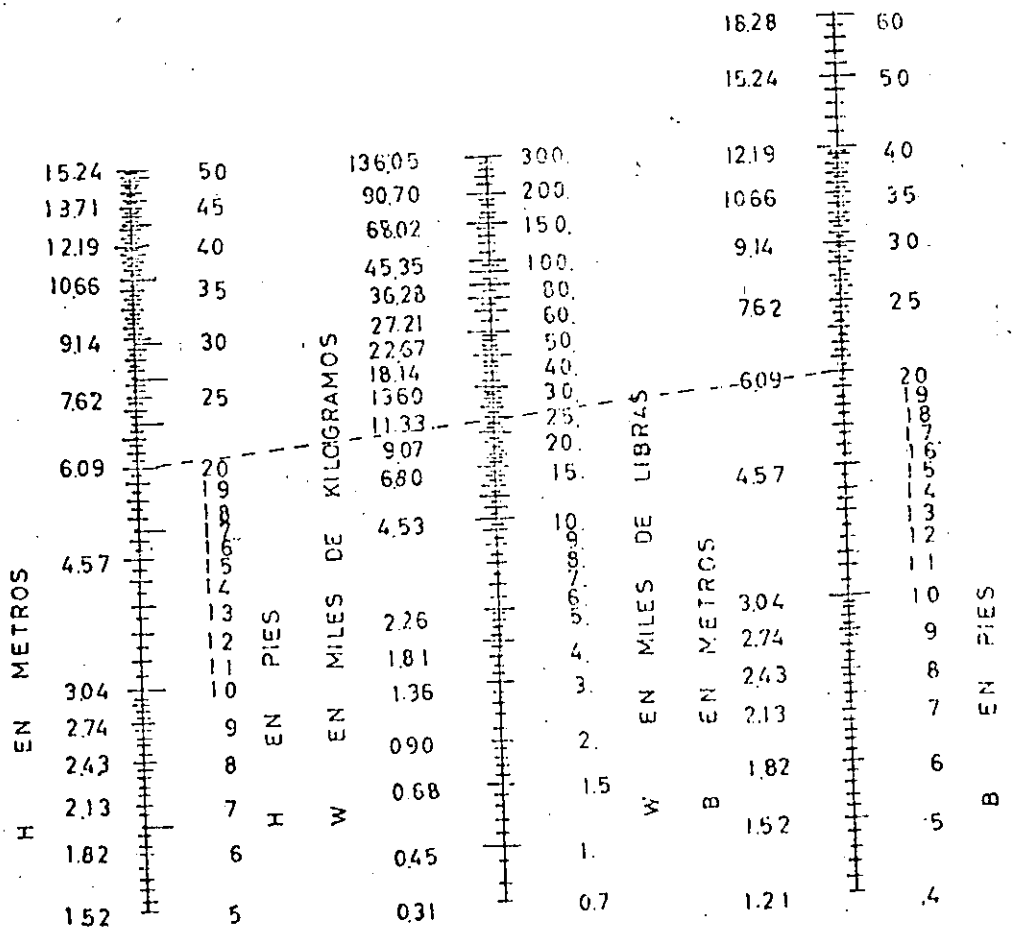


Fig 21. Pesos de compuertas (Ref. 11)

tas superficiales y de cresta, deslizantes o radiales. En el ábaco, H es la altura de la compuerta o el tirante de agua; B ancho de la compuerta y W el peso, que se puede obtener mediante la carga H en la compuerta y el ancho B de la misma.

Los pesos de las compuertas calculados en el ábaco 21 deben considerarse como aproximados, de manera que solamente mediante una cubicación de los elementos constitutivos de las compuertas podrán conocerse sus pesos exactos; para válvulas --- existe un ábaco similar, fig 22.

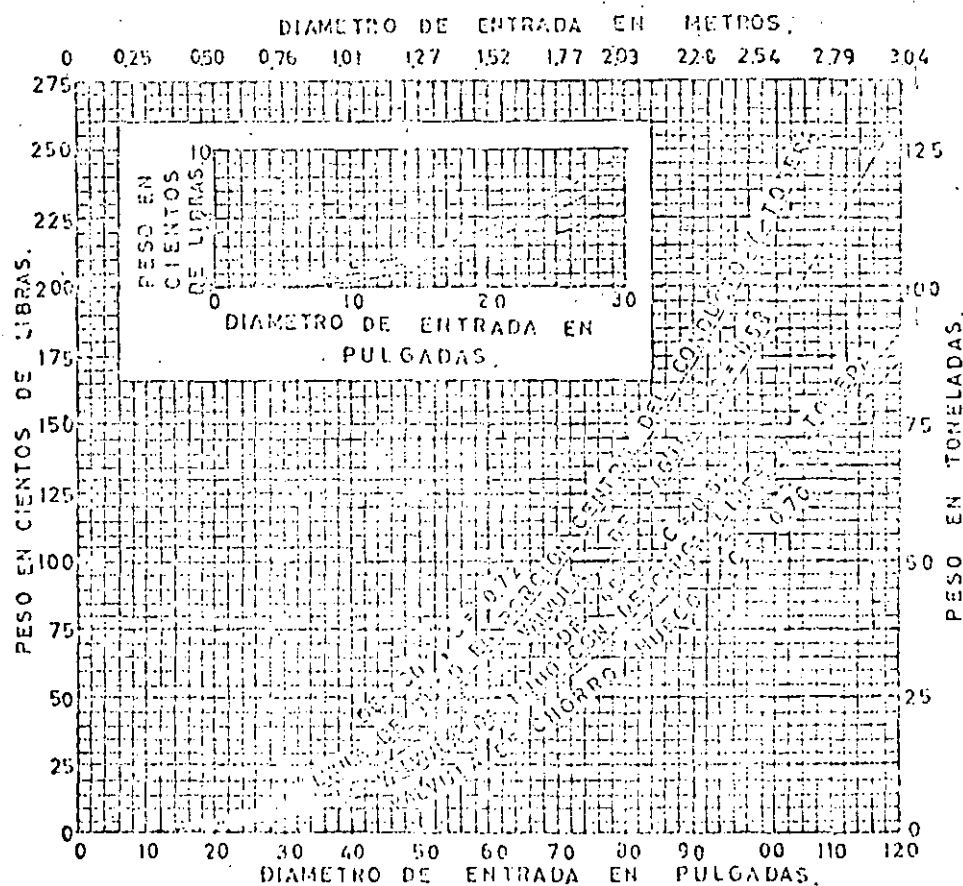


Fig. 22. Pesos de válvulas (Ref. 11)

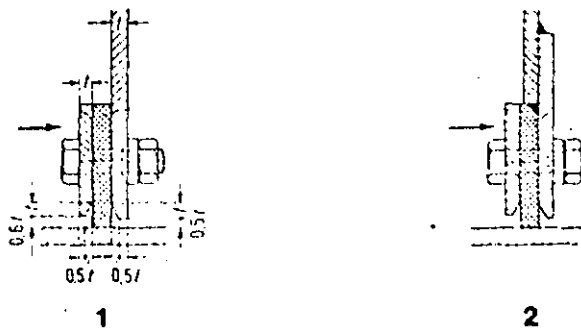
3.7 Sellos

Los sellos tienen por objeto hacer estanca a la compuerta y a las válvulas cuando están cerradas.

Tipos de sellos. Para las compuertas existen fundamentalmente tres: metálicos, de madera y de hule. En las válvulas -- los más comunes son de bronce y de suela, y en compuertas los de hule.

Los sellos en las válvulas siempre son proporcionados por el fabricante, ya que están en función de las características específicas de la válvula. Otro tanto ocurre con los sellos de las compuertas; por lo demás es necesario darles mantenimiento frecuentemente o bien reponerlos cuando ya no cumplen con su función.

En la fig 23 se muestran dos formas de cierre con sello

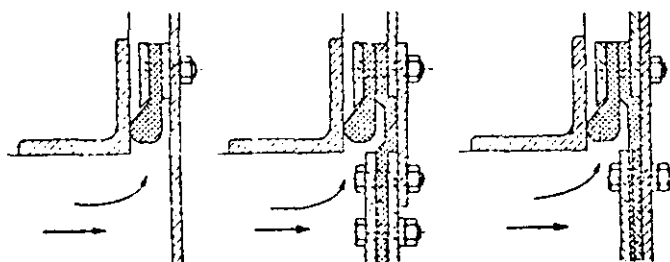


- 1) Sello sobre la placa de la compuerta
- 2) Sello en el extremo de la placa de la compuerta

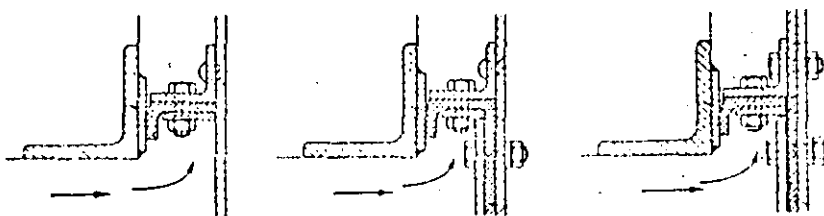
Fig 23. Formas de cierre

A continuación se ilustran algunos de los tipos más comunes -
de sellos en compuertas:

a) Sellos en compuertas deslizantes y de rodillos



1) Sellos con perfil de nota



2) Sellos con perfil de ángulo.

Fig 24. Sellos en compuertas deslizantes y de rodillos

b) Sellos en compuertas radiales

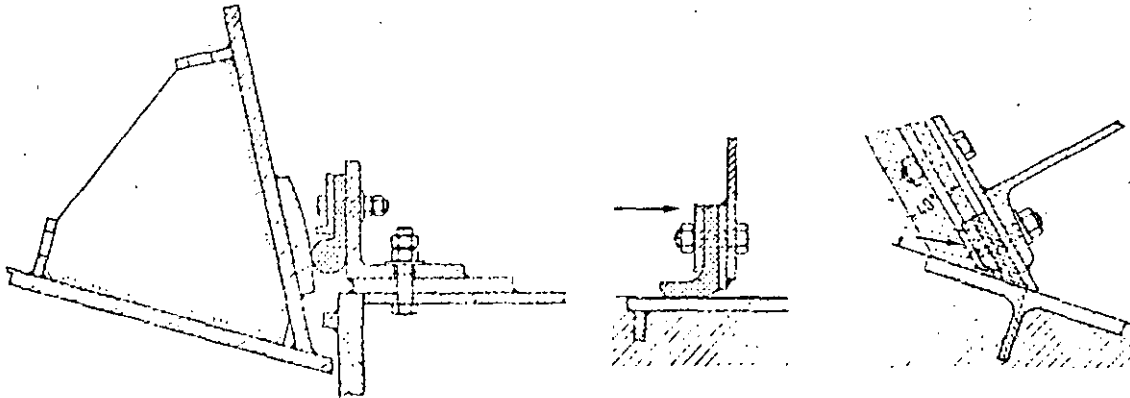


Fig 25. Sellos en compuertas radiales

c) Sellos en compuertas de tambor

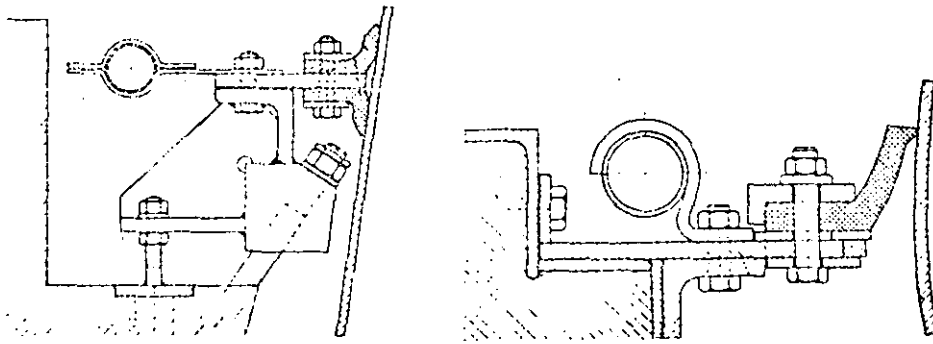


Fig 26. Sellos en compuertas de tambor

Se presentan algunos tipos y detalles de sellos de hule, mejor conocidos como sellos de nota, (fig 27 y fig 27a).

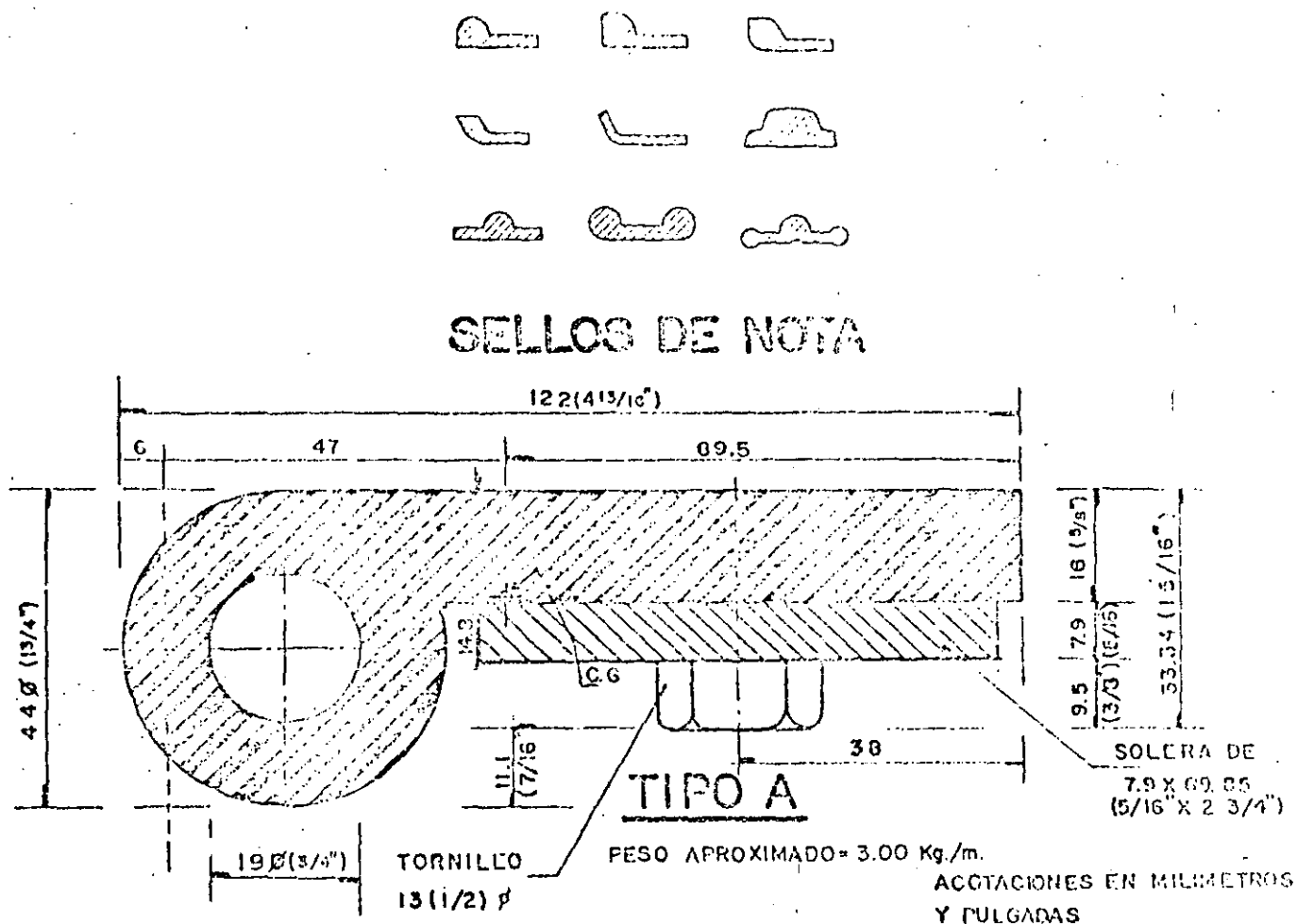


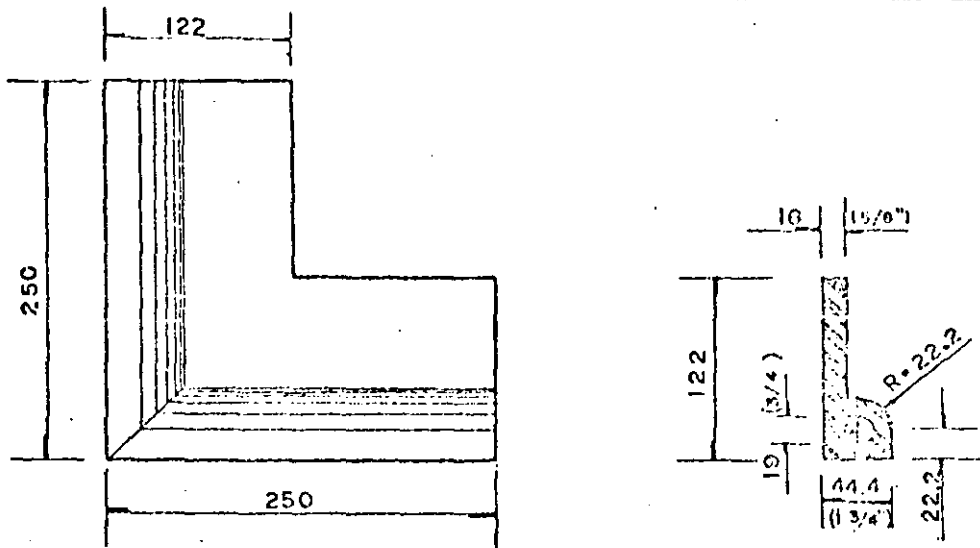
Fig 27. Sellos de nota y detalles

Ventajas e inconvenientes: Los sellos de hule son sensibles al desgarramiento y a vibración y resistentes a la cavitación.

Los sellos de metal resisten vibración; pero se dañan cuando cavitan.

Deberá hacerse una selección cuidadosa de los sellos, la cual dependerá del comportamiento particular de cada compuerta, -- así como del medio en donde se coloque la compuerta, la que -

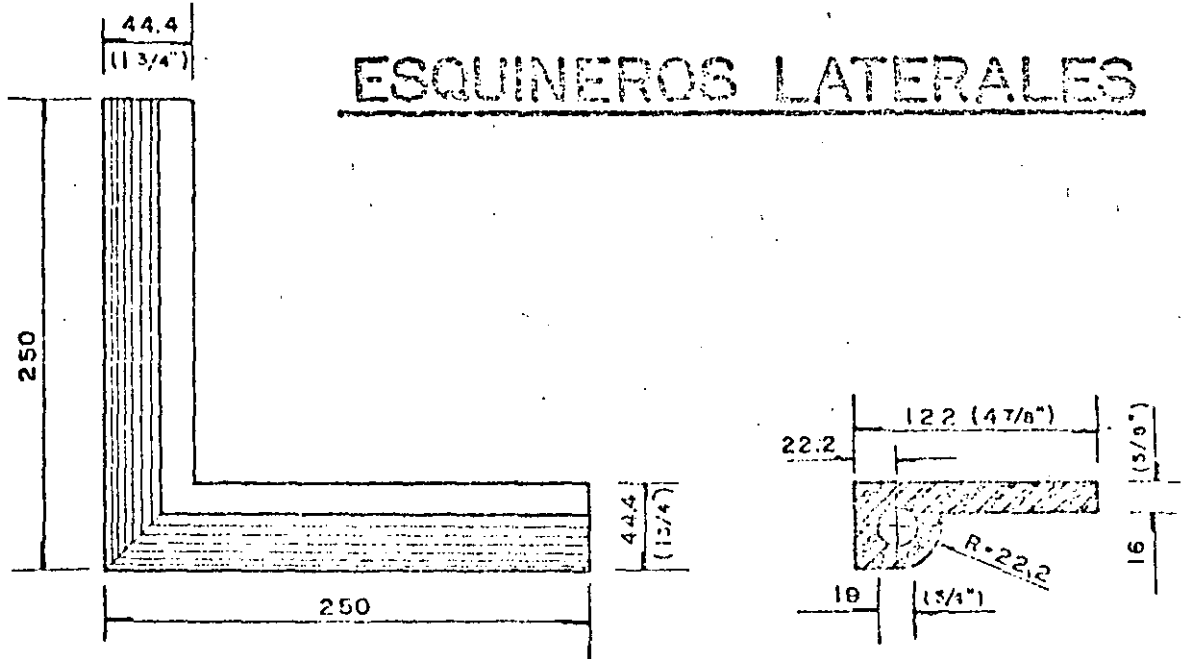
ESQUINEROS FRONTALES



PARA TIPO A

ACOTACIONES EN MILIMETROS
PESO APROXIMADO = 1.31 Kg. Y PULGADAS

ESQUINEROS LATERALES



PARA TIPO A

ACOTACIONES EN MILIMETROS
PESO APROXIMADO = 1.44 Kg. Y PULGADAS.

Fig 27a. Sellos de nota y detalles

podría estar sujeta a corrosión o desgaste. Podrán por ello, colocarse diferentes tipos de sello para la misma compuerta, por ejemplo, un sello en la parte inferior de la compuerta y otro tipo de sello en la superior. La selección del sello en material y tipo evitará el problema de las fugas, las que no deberán ser mayores a 0.1 lt/sm de sello.

Los sellos deberán cubrir especificaciones para el uso que se destinan, que son proporcionados por los fabricantes, como son: dureza, resistencia mínima a la tensión, alargamiento a la ruptura, envejecimiento al calor, compresión y peso específico. Además, deberán seguirse las normas acerca del uso de los pegamentos de contacto en los sitios de los sellos. Información adicional es posible con los fabricantes de sellos y una descripción más detallada se encuentra en la referencia 15.

3.7.1 Cálculo de la fricción de sello

La fricción del sello se calcula según la relación

$$R = \int_L \mu D(H) dl \quad Kg \quad (19)$$

donde

μ coeficiente de fricción

- L longitud de contacto del sello, m
 D presión del sello, kg/m

La fricción del sello se efectúa en contra del movimiento. -
 Es decir, cuando se trata de un ascenso de la compuerta se --
 tiene una carga adicional al sistema motor y cuando se trata-
 de un movimiento de descenso una descarga a este sistema mo--
 tor.

Los coeficientes de fricción μ recomendables para sellos son-
 los siguientes: (Ref. 15)

Materiales	μ
Teflón en acero	0.05 a 0.1
Acero en bronce (no lubricado)	0.20
Remanit en acero	0.25
Acero en acero (no lubricado)	0.30
Goma en acero:	
Dureza - Shore 85°	0.70
Dureza - Shore 70°	0.80
Dureza - Shore 55°	0.90

La longitud de contacto de sello L debe abarcar todos los --
 trayectos de sello que tienen contacto durante el movimiento
 de descenso o ascenso con la superficie de contrasello, fig.

28.

La presión de sello D en un metro de longitud de sello, que se calcula de una manera simplificada suponiendo que el perfil de goma gira alrededor del punto "O", como se indica en la figura y para una presión de agua P (Kg/m^2),

$$D(H) = \frac{P(x^2 + y^2 + ys)}{2x} ; P = P(H) = \gamma H$$

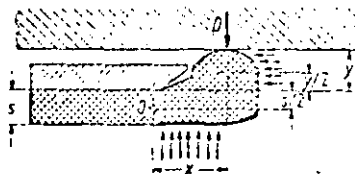


Fig 28. Presión del sello en el tipo perfil de nota

3.8 Pérdidas de Carga en Compuertas

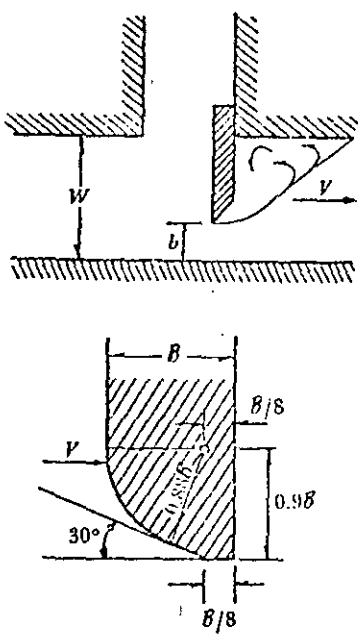
La pérdida de carga en las compuertas de conductos se calcula con la fórmula:

$$h_p = K \frac{v^2}{2g} \quad (20)$$

donde v es la velocidad aguas abajo de la compuerta en m/s y g es la aceleración de la gravedad ($9.8 \text{ m}/\text{s}^2$), K es el coeficiente de pérdida que depende de la posición de la compuerta y del tipo de la misma; para compuertas planas, tabla 2, para

compuertas radiales, tabla 3, y para compuertas radiales invertidas, tabla 4. (Refs 1, 27, 28).

T A B L A 2



b/w	K canto afilado	K canto redondo
0.1	186.5	-
0.2	44.1	23.2
0.3	17.8	10.8
0.4	8.68	4.95
0.5	4.57	2.7
0.6	2.43	1.48
0.7	1.31	0.96
0.8	0.68	0.58
0.9	0.38	0.36
1	0.3	0.24

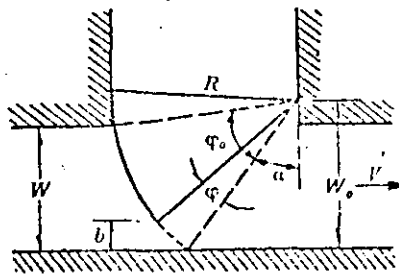
3.9 Mecanismos de Izaje

a) Cadenas y cables

En la maniobra de compuertas, comúnmente se utilizan cables - o cadenas de acero. En el caso de los cables su manejo es re- lativamente sencillo, ya que se enrollan en tambores que son- movidos por un motor (malacate). Pero en el caso de las cade

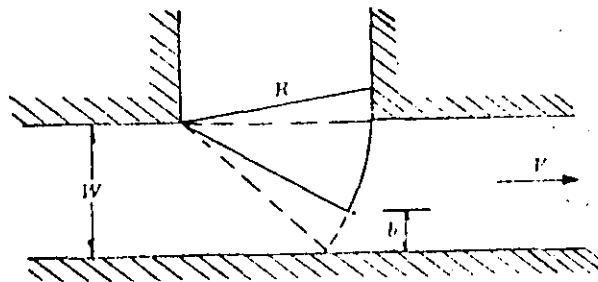
T A B L A 3

ϕ/ϕ_0	b/W	K
0.10	0.07	128
0.2	0.15	30.2
0.3	0.24	12.2
0.4	0.34	6.03
0.5	0.43	3.23
0.6	0.54	1.79
0.7	0.65	0.99
0.8	0.77	0.56
0.9	0.86	0.36
0.95	0.94	0.31
1.00	1.00	0.30



T A B L A 4

b/W	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
K	200	45	18	8	4	2	0.9	0.4	0.1	0.01



nas, cuando estas son demasiado grandes, se requiere de complicadas maniobras de "enrollamiento" (almacenamiento de la cadena).

Normalmente en el izaje de compuertas, las cadenas o cables, sólo son el medio para levantarlas, pero además también se necesitan de seguros que permitan sostener la compuerta sin ayuda de las cadenas o cables mientras se hacen reparaciones o cambios. Estos seguros se denominan "trinquetes" y dependerán de cada caso en particular.

b) Embolos

Cuando se requiere de maniobras especiales en el cierre o apertura de compuertas es útil instalar sistemas que comúnmente se denominan de émbolo (gatos hidráulicos).

Estos sistemas de émbolo consisten básicamente de lo siguiente. Un émbolo contenido en una cámara de presión mueve un vástago, que a su vez está unido a una compuerta, de tal manera que se produce su ascenso y descenso, según la entrada (de uno o de otro lado) de aceite a la cámara que contiene al émbolo. Este mecanismo se usa para el descenso cuando el peso de la compuerta no vence la fuerza de fricción debida a la presión hidrostática.

La principal ventaja de este sistema es la rapidez y precisión del movimiento de la compuerta; la principal desventaja es la complejidad y costo de todo el sistema. Este tipo de mecanismos es fundamentalmente útil en el caso de compuertas ligeras que requieren de movimientos rápidos y precisos.

Existen dos formas de maniobrar compuertas con este sistema:

- a) Cuando el sistema de izaje se encuentra sobre la compuerta
- b) Cuando el sistema de izaje se encuentra bajo la compuerta

El escoger uno u otro sistema de izaje dependerá del problema en particular que se tenga. La resistencia a la fricción causada por la presión hidrostática y el peso de la compuerta -- conjuntamente determinan el tipo maniobra, del mecanismo de elevación que se necesite.

Este sistema (Embolo) para operar compuertas se usa en las obras de toma cuando no existen válvulas antes de la turbina, ya que el sistema permite seguir políticas de cierre según las operaciones de la turbina.

c) Malacates

Son dispositivos que permiten el izaje de los cables o cadenas que sujetan a las compuertas. Están compuestos fundamentalmente de un motor eléctrico o de gasolina, conectado a un tambor que almacena al cable o a la cadena por enrollamiento.

d) Mantenimiento

Una de las partes más importantes para el funcionamiento de estos dispositivos es el mantenimiento. Cabe destacar la necesidad de dar protección catódica o de pintar todas las superficies oxidables en forma periódica, así como cambiar los sellos cuando se determine, independientemente de mantener en perfectas condiciones los sistemas de émbolo, malacates, motores, chumaceras, etc. Esto implica que se deben hacer revisiones periódicas de todos estos mecanismos.

Conviene aclarar que el mantenimiento no sólo corresponderá a las estructuras o dispositivos de servicio, sino también a los de emergencia.

3.10 Dispositivos de Seguridad

Figuran entre ellos: las rejillas, la válvula automática de-

cierre por exceso de velocidad de agua, dispositivo de entrada y salida del aire y las cámaras de oscilación. (Refs. 9, - 23).

a) Rejillas

Se colocan a la entrada de las tuberías para impedir la entrada de cuerpos flotantes y sólidos que al penetrar en la turbina podrían causar daños, especialmente en las palas del distribuidor y del rodete. Por la distancia entre barrotes se distinguen rejas gruesas y finas, según las necesidades del caso se forman con barras o soleras verticales, inclinadas u horizontales. La distancia entre barras se toma de 5 a 30 cm en rejas gruesas y de 1.5 a 2.5 cm para las finas. El diseño consiste principalmente en calcular la pérdida de energía del flujo a través de las rejillas, debido a la resistencia de las mismas, con la fórmula de pérdidas

$$h = K \frac{v^2}{2g} \quad (21)$$

y con la expresión de Kirschmer

$$K = C \left(\frac{S}{b} \right)^{4/3} \text{sen } \theta \quad (22)$$

donde v es la velocidad de entrada a la rejilla; C , es un coe

ficiente que depende de la forma de sección de las barras que forman la rejilla fig 29.

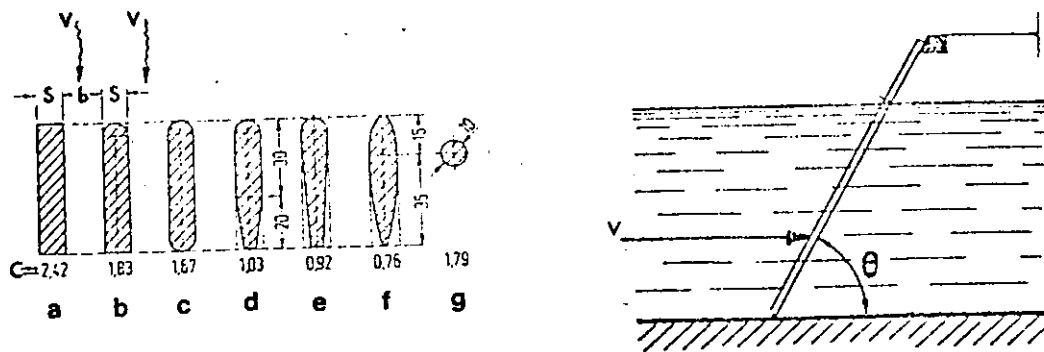


Fig 29. Coeficiente de C para la fórmula de Kirschmer

S, el espesor; b, el claro entre las barras; θ , el ángulo de inclinación de la barra con la horizontal. La fórmula anterior es válida si la corriente llega perpendicularmente al plano de rejillas.

Cuando la dirección del flujo no es normal al plano de rejillas, el coeficiente K se calcula con la fórmula de Mosonyi

$$K = K^* \beta$$

donde K^* es el mismo coeficiente de pérdida K, pero calculado para flujo normal al plano de reja y β es un coeficiente que se obtiene de la fig 30.

Las rejas deben limpiarse periódicamente para que no se obstruya la sección de paso del agua por la misma debido a las hojas, peces, raíces y troncos. La limpieza se efectúa a mano por medio de rastrillos, pero, en instalaciones importantes

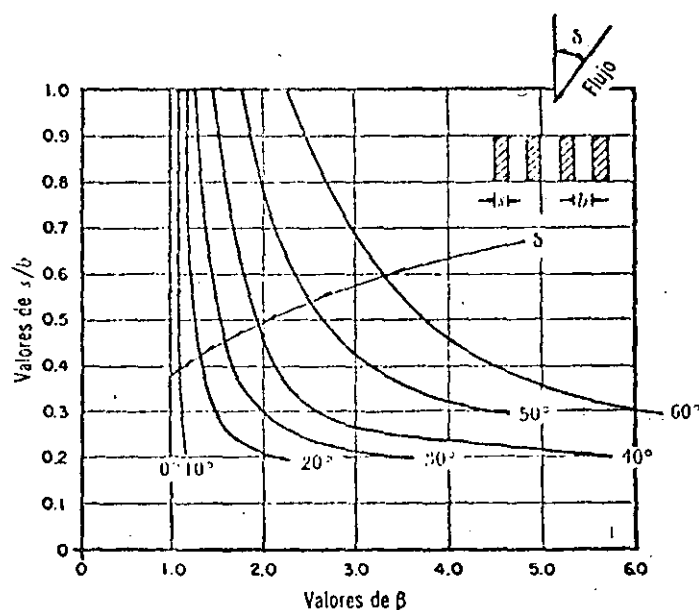


Fig 30. Coeficientes β para flujo inclinado. (Ref. 1)

tes y con grandes superficies de rejilla, se utilizan máquinas apropiadas con rastrillos. En la fig 31 se muestra un esquema de dichas máquinas. La sección de paso de la reja debe calcularse de modo que la máxima velocidad permisible $v_{perm.}$ no exceda de 1.2 m/s y 0.6 m/s cuando no hay limpieza de rejas. El área neta entre rejas se calcula con

$$\Lambda_n = \frac{Q}{\mu v_{perm.}} \quad (23)$$

donde μ , es el coeficiente de contracción que varía con la forma de las barras, y para fines prácticos puede tomarse $\mu = 0.6$. Para la forma b y g, el valor de μ es 0.6 y, sin embargo, para la f vale 0.9 (ver fig 29) (Ref. 23).

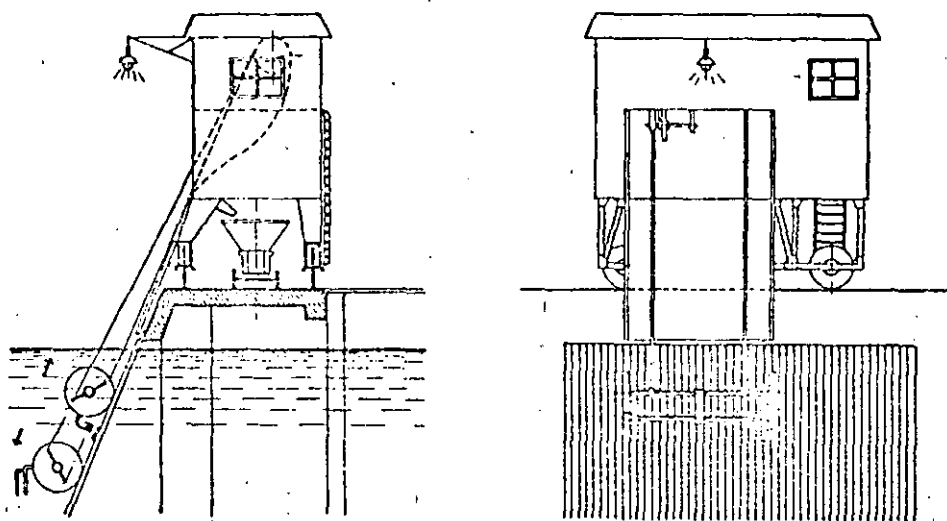


Fig 31. Esquema de una máquina con rastrillos.

Aparte de éste cálculo, que se puede considerar como preliminar a base de la velocidad recomendada (empírica), así como de la separación entre barras y diseño de las mismas para diferentes cargas, es necesario verificar la estabilidad de las barras en las rejillas para condiciones de flujo más rápidos. Se trata del cálculo de la frecuencia de los vórtices alternos detrás de las barras en las rejillas, de la frecuencia n_a

tural de las barras, así como la resonancia entre las dos frecuencias.

a) Frecuencia de los vórtices

Se calcula por medio de la siguiente fórmula

$$f_v = \frac{S_t}{D} v \quad (23a)$$

donde

v velocidad de la corriente m/s

D diámetro o dimensión del obstáculo que se opone a la corriente, en m

S_t número de Strouhal que depende de la forma de las barras y de la relación L/D , donde L , es la separación de las barras de eje a eje.

Los valores límites inferiores de S_t para diferentes formas de barras se pueden obtener de la fig 31.a. En la fig 31.b se muestra una gráfica de S_t en función de L/D , para una forma de barras mostrada en la misma figura.

La fórmula anterior muestra, que una vez seleccionados los parámetros de la rejilla S_t y D , $\left(\frac{S_t}{D}\right)$, la frecuencia de los vórtices alternos es proporcional a la velocidad media de la co-

riente.

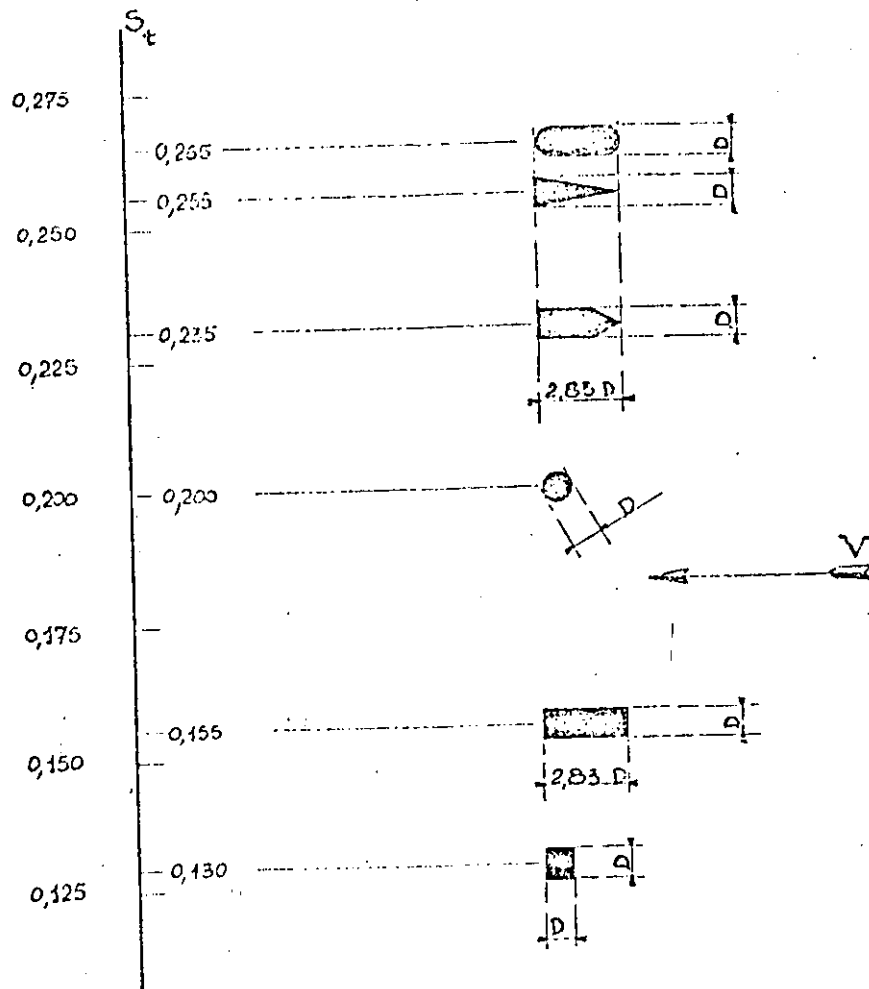


Fig 31.a. Valores límites inferiores de S_t para diferentes formas de las barras (Ref. 32).

b) Frecuencia natural de las barras de las rejillas

Se calcula con la siguiente fórmula

$$\delta = M \sqrt{\frac{g \cdot l}{\gamma}} \cdot \frac{h}{H^2}$$

donde

g aceleración de la gravedad, cm/s^2

γ peso específico del material de la rejilla, Kg/cm^3

E módulo de elasticidad del material de la rejilla, Kg/cm^2

H longitud de las barras, cm

h radio de giro de la sección transversal de la barra con respecto a un eje paralelo a la velocidad de la corriente en cm . Se determina con la fórmula

$$h = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

I momento de inercia de la sección transversal de la barra con respecto a un eje paralelo a la velocidad de la corriente, cm^4

A área de la sección transversal de la barra

M coeficiente que depende del tipo de apoyo de las barras y puede tener los siguientes valores:

$$M = \frac{K}{2\pi}$$

para barras con extremos libres o empotrados;

$$M = \frac{\pi K'}{2}$$

para barras con extremos articulados.

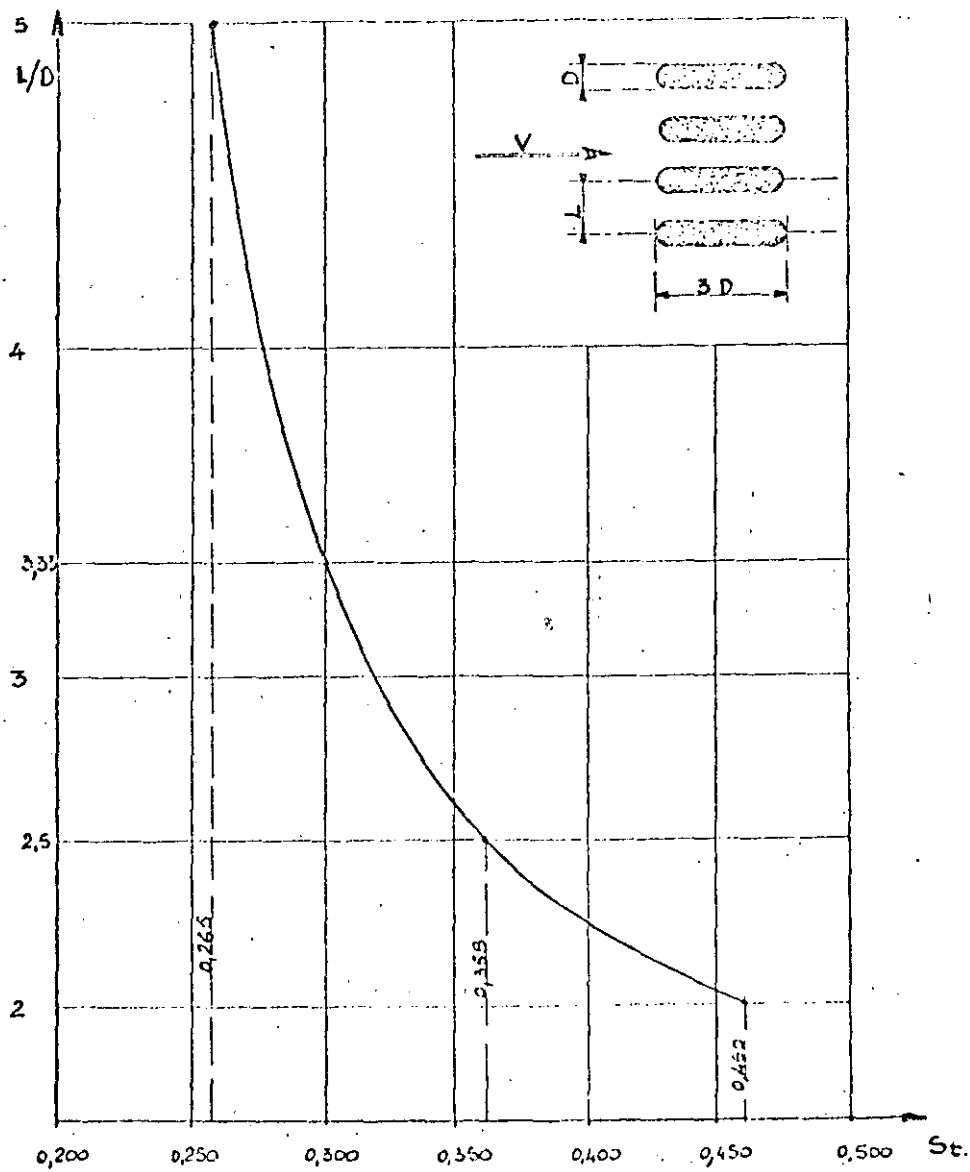


Fig 31.b Número de Strouhal St en función de L/D para la forma de barras mostrada (Ref. 32).

Los coeficientes K y K' tienen diferentes valores para las -- distintas armónicas del espectro de la vibración. Estos va-
lores y los correspondientes valores del coeficiente M se ---
muestran en la tabla 4a.

T A B L A 4a.

Armónica	Fundamental	1	2	3	4
K	22.4	61.6	121.6	200	298.5
K'	1	4	9	16	25
M (Extremos empotrados)	3.56	9.8	19.3	31.8	47.5
M (Extremos articulados)	1.57	6.28	14.13	25.1	39.25

Estas frecuencias se refieren a una vibración en el aire. De acuerdo a unos ensayos, la frecuencia natural en el agua es - igual a 67% de la frecuencia en el aire.

c) Condición de estabilidad de las barras

La condición de estabilidad requiere que no exista resonancia entre las frecuencias naturales de las barras y la frecuencia de los vórtices alternos.

Una vez seleccionados los parámetros de las rejillas, las frecuencias naturales de las barras quedan definidas y la frecuencia de los vórtices depende linealmente del gasto (ver la fórmula 23.a).

$$\delta_v = C Q$$

donde

$$C = \frac{S_t}{DA}$$

A área neta de la rejilla

Como el gasto Q varía entre 0 y el gasto de diseño Q_0 , la frecuencia δ_v también varía entre 0 y el valor δ_{v0} (ver figura 31.c).

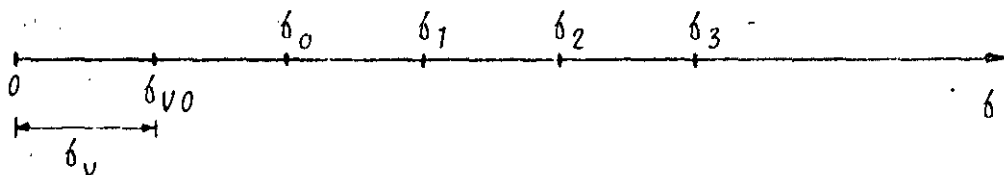


FIG 31.c.

Para que no exista resonancia entre δ_v y las frecuencias naturales de las barras es necesario:

$$\delta_{v0} \ll \delta_0 \quad \left(\frac{\delta_{v0}}{\delta_0} \ll 1 \right)$$

La relación $\frac{\delta_{V0}}{\delta_0}$ se debe elegir para cada caso particular dependiendo de las condiciones del problema.

b) Válvula automática de cierre por exceso de velocidad del agua

Esta válvula se coloca al principio de la tubería, y tiene -- por función interrumpir la circulación del agua si la tubería llegara a romperse. Consiste generalmente en una válvula de mariposa que se acciona por un dispositivo mecánico o hidráulico, el cual actúa cuando la velocidad del agua aumenta en un 20% sobre el valor normal. Si se trata de presiones elevadas conviene instalar, para mayor seguridad otra válvula de -- lante de la indicada, fig 32.

El dispositivo mecánico para el movimiento de la válvula consiste en una pieza plana, circular, colocada en el interior -- de la tubería que va unida por un sistema de palancas al mecanismo de maniobra de la válvula y que se mantiene en equili-- brio mientras no se produce el aumento de velocidad, para el -- que habrá sido calibrado el dispositivo. Cuando la velocidad prevista sobrepasa la presión hidrodinámica que actúa sobre -- la pieza plana, circular, ésta desbloquea el mecanismo de cie -- rre de la válvula.

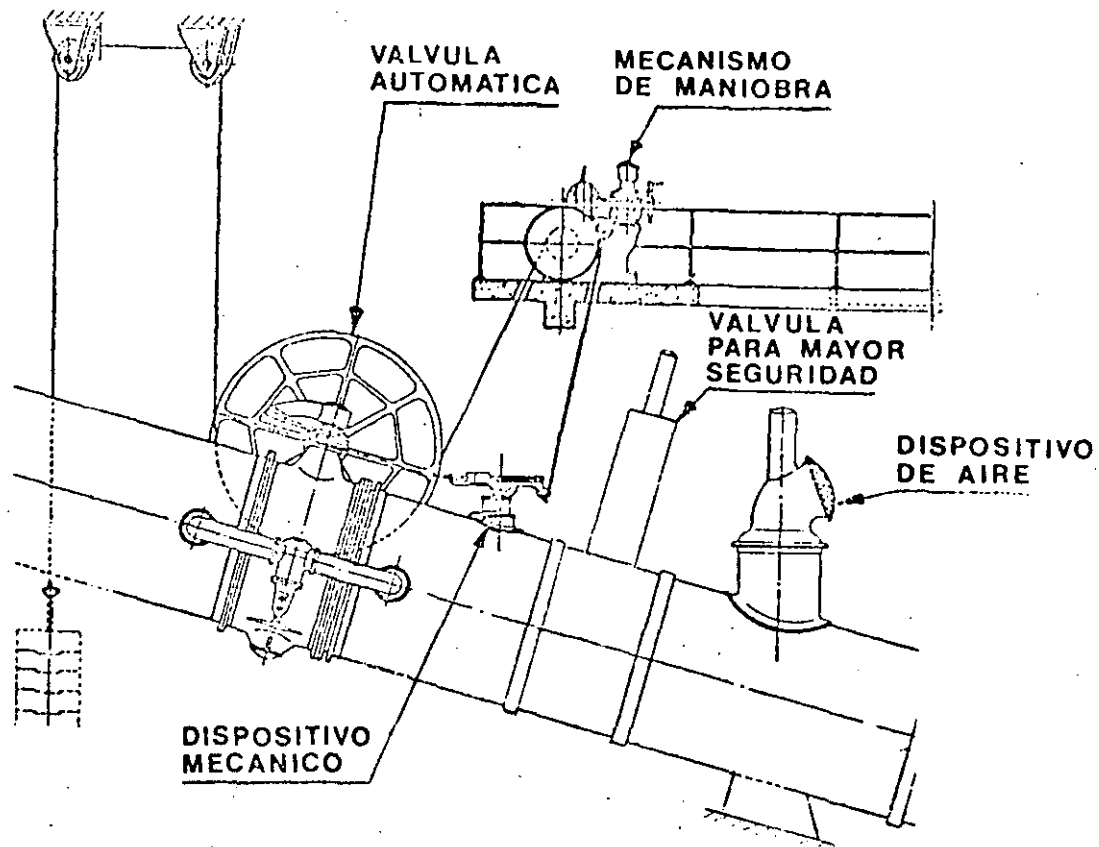


Fig 32. Válvula automática y dispositivo de entrada y salida de aire

c) Dispositivo automático de entrada y salida del aire

Está constituido por un simple tubo que aspira el aire (ver tuberías de aireación), o también por una válvula automática (fig 32) cuyo objeto, en el caso de vaciarse la tubería por cierre brusco de la válvula, es permitir la entrada del aire y evitar así el aplastamiento de la tubería. Esta válvula automática debe de ir colocada inmediatamente después de la que cierra por exceso de velocidad.

d) Cámaras de oscilación

Tiene por objeto evitar la sobrepresión, debida al golpe de ariete en las conducciones a presión, y al mismo tiempo sirve de depósito de alimentación a la tubería en caso de bruscas variaciones de carga. El propósito en este trabajo es solamente mencionar a las cámaras de oscilación como dispositivos importantes de seguridad en los sistemas hidroeléctricos, por lo que el tema no será desarrollado.

4. VALVULAS

Las válvulas son dispositivos utilizados para controlar el -- flujo en tuberías u obturar la tubería mientras la turbina no funciona.

Tipos de válvulas

De acuerdo al uso:

- a) Válvulas de entrada o de admisión en el extremo inicial - de la tubería a presión
- b) Válvulas en la tubería de presión, inmediata a una turbina o inmediatamente después del tanque de oscilación
- c) Válvula de descarga

Desde el punto de vista de su construcción las más comunes --
son:

a) Válvulas de chorro hueco o cónico o divergentes

Este tipo de válvulas están provistas de una estructura dis--
persadora del chorro de agua, que consiste en un cono de cie--
rre accionado mediante una compuerta cilíndrica. Una caracte--
rística de este tipo de válvulas es dispersar el chorro de --
agua para evitar que caiga concentrado en un cierto lugar. --
A veces hay que evitar la dispersión del chorro para que las--
instalaciones anexas no se oxiden.

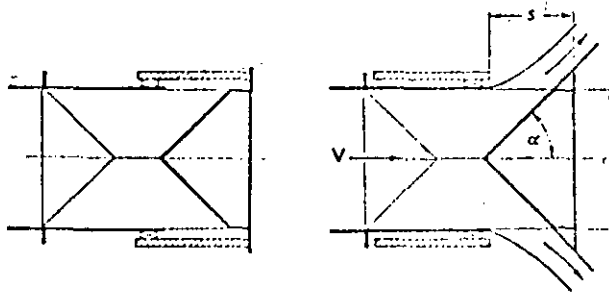


Fig 33. Válvula de chorro cónico

b) Válvulas de chorro convergente (válvulas de aguja)

Son usadas como válvulas de servicio y para control de gasto,
en tuberías de gran diámetro en puntos intermedios o en el ex

tremo final del conducto.

Una válvula de aguja diferencial interna consta de tres cámaras llenas de agua, en las cuales se puede variar la presión-hidráulica. Las cámaras A y C van interconectadas, para que su presión sea la misma. La válvula se abre aumentando la presión en la cámara B, liberándola en las cámaras A y C, con lo que se empuja a la aguja hacia la izquierda. Para cerrar la válvula, la cámara B se vacía a la atmósfera, mientras que la presión aumenta en las cámaras A y C.

El diámetro de las válvulas de aguja más comunes varía desde 4 pulgadas hasta 105. Fig 34.

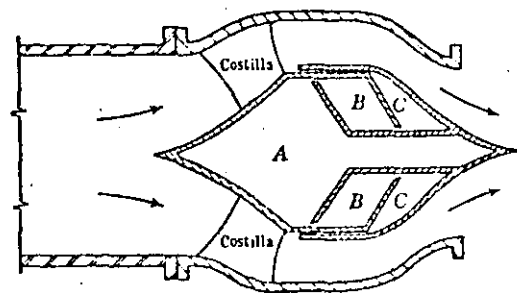


Fig 34. Válvula de aguja

c) Válvula de tubo

Se abren y cierran por medios mecánicos más bien que por pre-

si3n hidr3ulica. Un v3stago de tornillo envuelto en un ba3o-
de aceite es accionado por un engrane para impulsar a la v3l-
vula de cilindro (o tubo) hacia o desde el asiento de la v3l-
vula.

Generalmente son m3s cortas, m3s ligeras en peso y m3s econ3-
micas de construir, que las v3lvulas de aguja. Debido a la -
cavitaci3n, no deber3n ahogarse y operarse con escurrimientos
abajo del 35% de su capacidad. Fig 35.

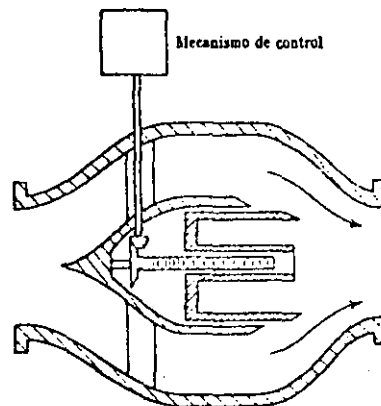


Fig. 35. V3lvula de tubo

d) V3lvula de mariposa o lenteja

Consiste en un disc3 balanceado en forma de lenteja, montado
sobre una flecha vertical u horizontal, dispositivo que est3-
contenido dentro de un cuerpo de forma esf3rica. El paso del
flujo se controla girando la lenteja. Es eficiente, econ3mi-

ca y su aplicación principal es la regulación a la entrada de la turbina o como válvula de emergencia. Una dificultad es el problema de asegurar un cierre hermético.

También existen válvulas de mariposa de dimensiones pequeñas - cuyo control es manual por palanca o por volante, pero las grandes exigen fuerza motriz. Fig 36.

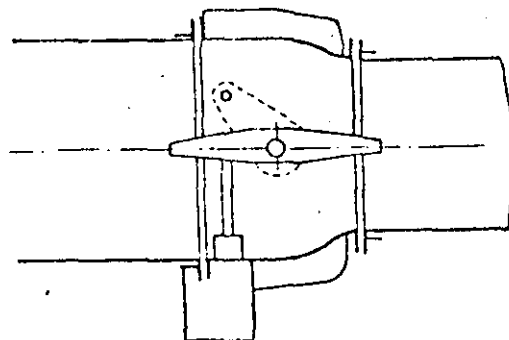


Fig 36. Válvula de mariposa

e) Válvula de compuerta o guillotina

Consta de una placa o compuerta que se desliza sobre un orificio. Se utilizan principalmente en plantas hidroeléctricas - de caídas altas. Pueden ser operadas eléctrica, hidráulica o manualmente. Fig 37.

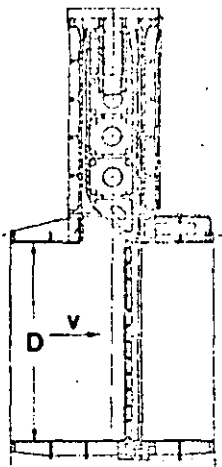


Fig 37. Válvula de compuerta

f) Válvula esférica

Está formada por una esfera exterior hueca, la cual tiene en su interior otra esfera. Para operar las esferas se utilizan mecanismos eléctricos, mecánicos o manuales. La esfera interior tiene un hueco de forma cilíndrica y cuando éste queda alineado con la tubería, permite el paso del flujo a través de la esfera. Se utilizan para operar turbinas o donde se requieren válvulas normalmente abiertas. Fig 38.

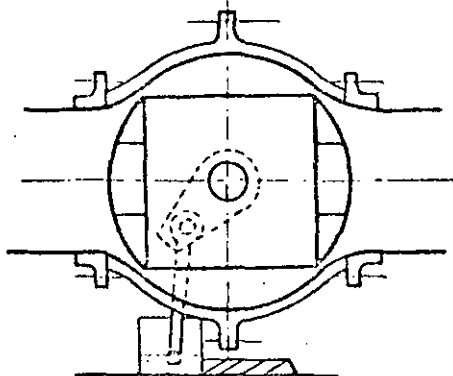


Fig 38. Válvula esférica

g) Válvula de retención o de paso (Check)

Como su nombre lo indica la válvula solamente permite el paso

del flujo en un solo sentido, como se muestra en la figura --
39.

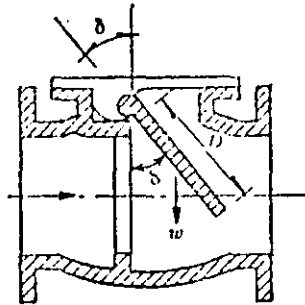


Fig 39. Válvulas de retención o de peso

h). Válvulas menores

Existe una gran variedad de válvulas menores, similares en --
funcionamiento a las mencionadas anteriormente. Entre las --
más comunes se encuentran las válvulas de compuertas, válvu--
las "check", válvulas de pie y válvulas de ángulo. Fig 40.

Las válvulas más usadas son las de mariposa o lenteja, las de
guillotina y las esféricas; estas válvulas se colocan general
mente en puntos intermedios de las tuberías. Las válvulas --
que se colocan en los extremos finales son las llamadas de --
chorro hueco (si se desea disipar la energía) en la descarga.
Con frecuencia la válvula de chorro hueco se coloca en zonas--
confinadas, lo cual hace que el agua, al chocar contra las pa

redes laterales, produzca un estado intenso de vibración (a las paredes y a la válvula). Se aconseja al diseñador evitar este confinamiento, aunque a veces es necesario por la oxidación. Se recomienda recurrir a pruebas en el laboratorio para asegurar un buen funcionamiento (en las válvulas de chorro convergente se recomienda lo mismo).

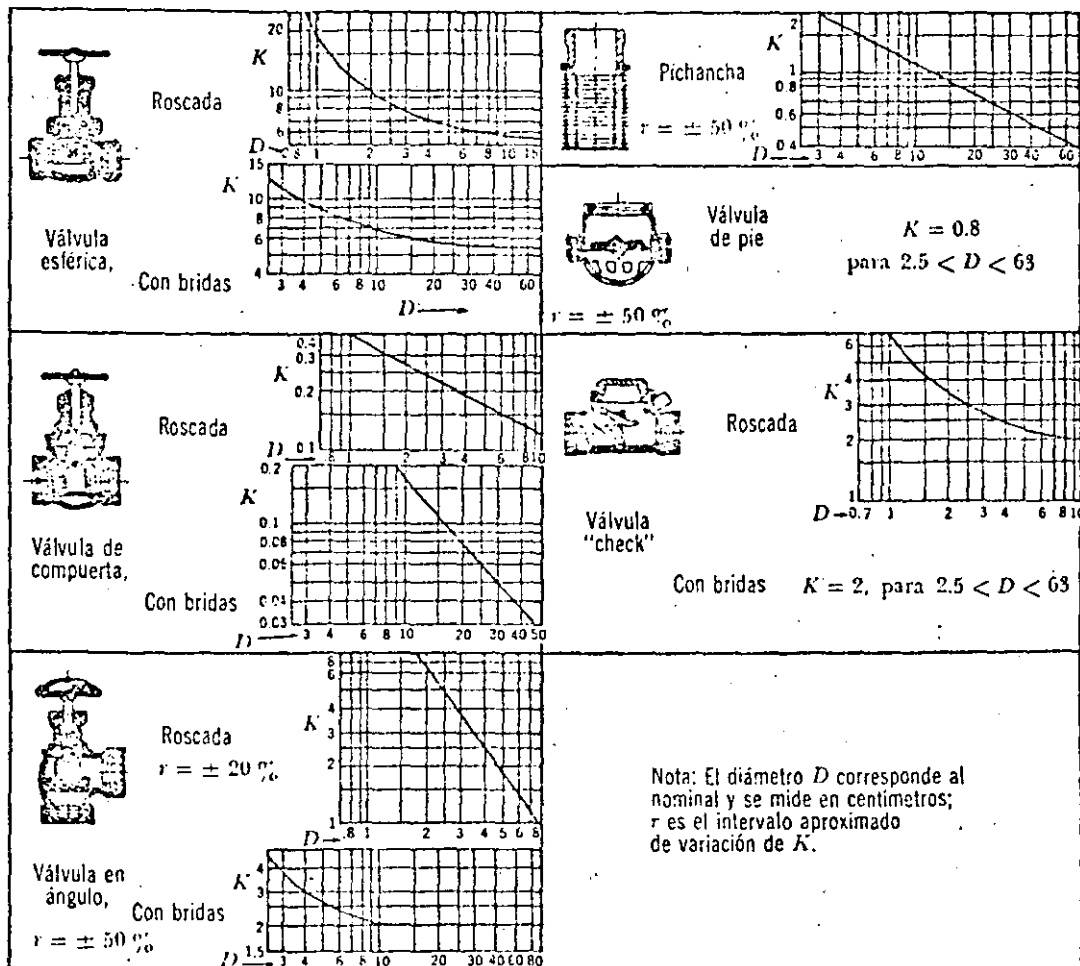
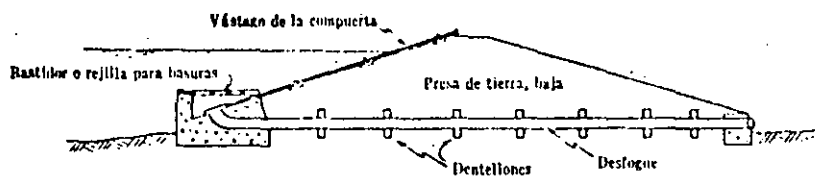


Fig 40. Coeficiente de pérdida para válvulas menores completamente abiertas. (Refs. 1, 5).

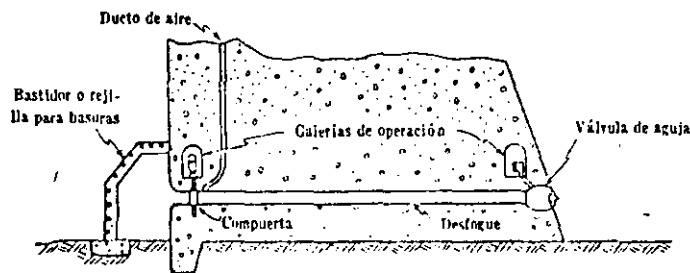
Los distintos mecanismos de control para las maniobras de --- apertura y cierre (que ya han sido descritos) así como los -- sistemas de sellado dependen del tipo y tamaño de las válvu-- las y deberán seleccionarse tomando en cuenta las recomenda-- ciones del fabricante de válvulas. Referencias 4, 11, 14 y - 15.

4.1 *Algunas Instalaciones Usuales con Válvulas*

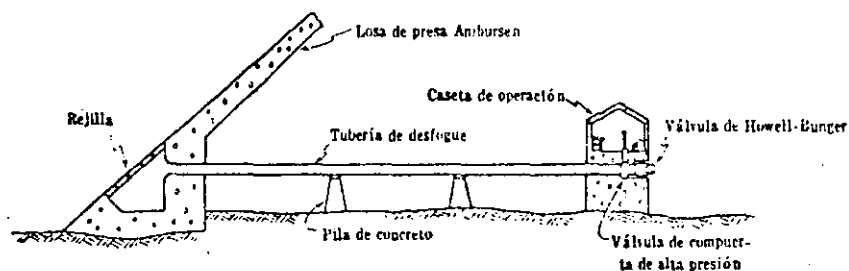
Para los conductos de descarga que pasan por las presas de -- tierra y enrocamiento, fig 41a, es una buena práctica insta-- lar una compuerta en el extremo de aguas arriba del conducto-- para que únicamente esté a presión cuando se abre la válvula. En las instalaciones de carga baja, estas compuertas pueden - actuar como reguladoras del escurrimiento, pero para proyec-- tos de carga alta se utilizan únicamente como compuertas auxi-- liares para las válvulas reguladoras colocadas en el extremo-- de aguas abajo del conducto. Es importante que la salida --- aguas abajo, se localice en forma de que el agua de las des-- cargas no dañe el parámetro de la presa. Las válvulas de re-- gulación de alta presión (de aguja, de tubo y de chorro hue-- co) siempre deben llevar compuerta auxiliar para permitir su-- inspección y reparación. Las compuertas auxiliares pueden lo-- calizarse cerca del paramento de aguas arriba de la presa fig 41b o inmediatamente aguas arriba de la válvula de regulación



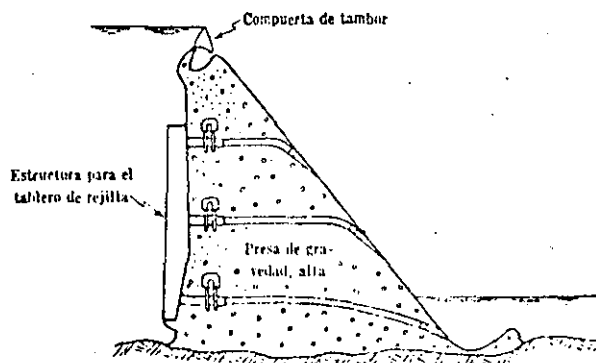
- a) Compuerta deslizante en el extremo de aguas arriba de la toma o desfogue



- b) Compuerta de emergencia en el extremo de aguas arriba del desfogue con válvula de regulación en el extremo de aguas abajo



- c) Compuerta de emergencia y válvula de regulación en el extremo de aguas abajo del desfogue



- d) Compuertas de emergencia en tándem

Fig 41. Algunos arreglos típicos de desfogue mostrando la localización y tipo de las compuertas.

fig 41c, en cuyo caso una galería de operación simple puede servir a ambas válvulas. En los grandes proyectos, las compuertas auxiliares con frecuencia se instalan una delante de otra para proporcionar seguridad contra la circunstancia de que una de ellas queda inservible, fig 41d.

La galería de válvulas dependerá del tipo de cortina y de la posición del tubo de alimentación a las turbinas. Por ello la galería puede considerarse que sea interior si está alojada en la cortina y exterior en caso contrario. Las dimensiones de la galería de válvulas dependerán del equipo usado teniendo en cuenta, además, el espacio necesario para el personal de control y mantenimiento.

4.2 Pérdidas de Carga

La pérdida de carga producida por una válvula se calcula con la fórmula:

$$h_p = k \frac{v^2}{2g} \quad (24)$$

en donde v es la velocidad aguas abajo de la válvula en m/s-- y g es la aceleración de la gravedad (9.8 m/s^2), k es un coeficiente que depende de la posición de la válvula y del tipo de la misma; para válvulas de guillotina se determina de las-

tablas 5 ó 6, para válvulas de mariposa de la tabla 7 y para válvulas esféricas de la tabla 8 y 8a para válvulas de retención.

En el caso de válvulas de chorro hueco, de chorro convergente, o de tubo se acostumbra calcular el gasto descargado en vez de la pérdida de carga; para las primeras se usa la fórmula:

$$Q = 0.785 D^2 \mu \sqrt{2 g H} \quad (25)$$

en donde Q es el gasto descargado en m^3/s ; D es el diámetro de la válvula, en m; H es la carga aguas arriba de la válvula en m, y μ es un coeficiente que se determina con ayuda de la figura 42; en esta gráfica S es la "abertura" de la válvula y α el ángulo de divergencia del elemento de cierre en grados.

Para las válvulas de chorro convergente se puede usar la misma fórmula y el valor de μ cuando ésta se encuentra totalmente abierta es de aproximadamente 0.58.

En el caso de que interese conocer la pérdida de carga producida por este último tipo de válvula, se puede usar la fórmula 24 dando a k un valor aproximado de 0.06.

TABLA 5. (Válvula de guillotina circular) (Ref. 5)



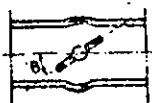
$\frac{x}{D}$	K	$\frac{x}{D}$	K	$\frac{x}{D}$	K	$\frac{x}{D}$	K
0,181	41,21	0,250	22,68	0,417	6,33	0,583	1,55
0,194	35,36	0,333	11,80	0,458	4,57	0,667	0,77
0,208	31,35	0,375	8,63	0,500	3,27	1,000	0

TABLA 6. (Válvula de guillotina rectangular) (Ref. 5)



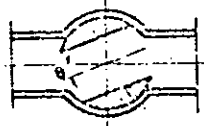
$\frac{S_0}{S}$	K	$\frac{S_0}{S}$	K	$\frac{S_0}{S}$	K	$\frac{S_0}{S}$	K
0,1	193,	0,4	8,12	0,7	0,95	0,9	0,09
0,2	44,5	0,5	4,02	0,8	0,39	1,0	0,00
0,3	17,8	0,6	2,08				

TABLA 7. (Válvula de mariposa) (Ref. 5)

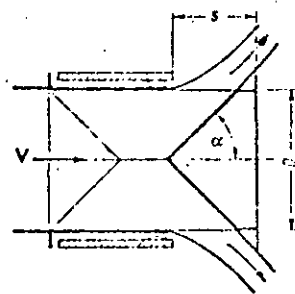


θ°	K	θ°	K	θ°	K	θ°	K
0	~0	20	1,54	40	10,8	60	118,
5	0,24	25	2,52	45	18,7	65	256,
10	0,52	30	3,91	50	32,6	70	750,
15	0,90	35	6,22	55	58,8	90	∞

TABLA 8. (Válvula esférica) Para válvulas pequeñas (Ref. 5)



θ°	K	θ°	K	θ°	K	θ°	K
0	0	20	1,56	40	17,3	60	206,
5	0,05	25	3,10	45	31,2	65	486,
10	0,29	30	5,47	50	52,6	82	∞
15	0,75	35	9,68	55	106,-		



$$Q_{\text{máx}} = 2.9 D^2 \sqrt{H}$$

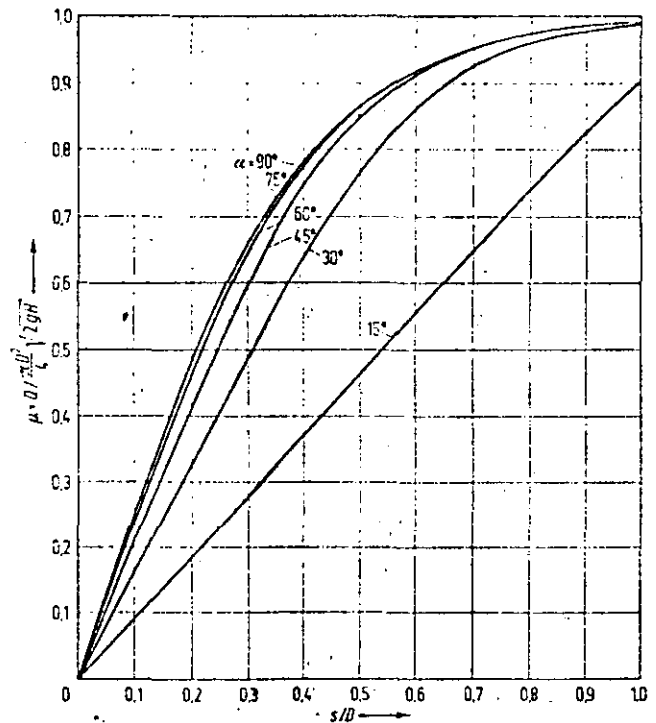


Fig 42. Válvula de chorro hueco (Ref. 15)

TABLA 8a. Válvula de retención. (Ref. 1)

D en m	K
0.05	18
0.075	11
0.10	8
0.15	6.5
0.2	5.5
0.25	4.5
0.3	3.5
0.35	3
0.4	2.5
0.5	0.8

Coefficientes de pérdida para válvulas de retención completamente abiertas:

δ°	K
15	90
20	62
25	42
30	30
35	20
40	14
45	9.5
50	6.6
55	4.6
60	3.2
65	2.3
70	1.7

Coefficientes de pérdida para válvulas de retención parcialmente abiertas.

Para válvulas de guillotina circular μ se determina de la tabla 9, para válvulas de mariposa $C_d = 0.785 \mu \sqrt{2}$ de las tablas 10, 11 ó 12 y se emplea la fórmula 25.

Para válvulas de tubo colocadas en la porción central del conducto y tobera de 30° ; $\mu = 0.72$; con válvulas de tubo con descarga libre y tobera de 45° , $\mu = 0.52$.

Una relación interesante es la que existe entre las fórmulas de pérdida de carga y la descarga de una válvula. Sea la pérdida de carga

$$\Delta H = K \frac{v^2}{2g} \quad (25a)$$

y la descarga de una válvula

$$Q = 0.785 D^2 \mu \sqrt{2g \Delta H} = C_d D^2 \sqrt{g \Delta H} \quad (25b)$$

De reemplazar ΔH en la fórmula (25b), resulta

$$K \frac{v^2}{2g} = \frac{Q^2}{C_d^2 D^4 g}$$

Por otra parte, de la ecuación de continuidad

$$Q = \frac{\pi D^2}{4} v$$

Coeficientes de descarga (Ref. 28)

Válvulas de guillotina circular

$$Q = 0.785 D^2 \mu \sqrt{2gH}$$

T A B L A 9

$\frac{x}{D}$	μ	$\frac{x}{D}$	μ	$\frac{x}{D}$	μ	$\frac{x}{D}$	μ
0	0	0.3	0.28	0.6	0.57	0.9	0.85
0.1	0.1	0.4	0.37	0.7	0.66	1.0	0.95
0.2	0.18	0.5	0.475	0.8	0.76		

Válvula de mariposa

En el conducto:

$$Q = C_d D^2 \sqrt{g\Delta H}$$

$$C_d = 0.785 \mu \sqrt{2}$$

T A B L A 10

θ°	C_d	θ°	C_d	θ°	C_d	θ°	C_d
0	1.7	20	1.07	40	0.40	60	0.14
5	1.63	25	0.85	45	0.30	65	0.10
10	1.50	30	0.65	50	0.25	70	0.06
15	1.30	35	0.50	55	0.18	80	0.02

Coeficientes de descarga (Ref 28)

Válvulas de mariposa

En el extremo del conducto con descarga libre:

T A B L A 11

θ°	C_d	θ°	C_d	θ°	C_d	θ°	C_d
0	0.75	20	0.550	40	0.280	60	0.08
5	0.725	25	0.480	45	0.225	65	0.06
10	0.675	30	0.425	50	0.175	70	0.03
15	0.625	35	0.350	55	0.125	75	0.02

Con descarga sumergida:

T A B L A 12

θ°	C_d	θ°	C_d	θ°	C_d	θ°	C_d
0	-	20	0.630	40	0.280	60	0.08
5	-	25	0.520	45	0.225	65	0.06
10	0.850	30	0.425	50	0.175	70	0.03
15	0.740	35	0.350	55	0.125	75	0.02

que, sustituida en la ecuación anterior, da

$$C_d = \frac{\pi}{2 \sqrt{2} \sqrt{K}}$$

y de la fórmula (25b) se tiene

$$C_d = \frac{\pi}{4} \mu \sqrt{2}$$

finalmente

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{K}} \quad (26)$$

o bien

$$K = \frac{1}{\mu^2}$$

o sea que el coeficiente de descarga es inversamente proporcional a la raíz cuadrada del coeficiente de pérdidas en el caso de las válvulas.

Las pérdidas de carga en las válvulas calculadas mediante la fórmula 24 presupone que están colocadas en tramos rectos de las tuberías, de manera que cualquier cambio en la sección de las mismas, en dirección o en tamaño, será motivo de una pérdida adicional.

4.3 Tuberías de Aireación

Las tuberías de aireación son conductos que comunican a la parte superior de la sección de la tubería que se encuentra inmediatamente aguas abajo de una válvula o compuerta, con la atmósfera libre (ver fig 43). Tienen por objeto suministrar el aire que es demandado por la succión que ejerce el chorro de agua abajo de la válvula o compuerta, evitando así la formación de vacío que favorezca la cavitación. Las tuberías de aireamiento proyectadas con los criterios siguientes, se suponen con un número mínimo de codos convenientemente redondeados, pues una reducción brusca o un gran número de cambios de dirección o de sección, reduce considerablemente la eficiencia. Es aconsejable que en ningún caso se permitan velocidades del aire en las tuberías de aireación mayores de 80 m/seg o depresiones menores de 0.8 m de columna de agua. Una discusión más amplia de todos estos conceptos aparece en las referencias 11 y 15.

Una primera idea de la sección transversal de una tubería de aireamiento se puede tener por medio de la fig 44, en donde el área S_a de esta sección (en m^2) depende del área de la sección transversal del conducto en donde está el elemento de control (Ba_0 en m^2) y de la carga H (en m) inmediatamente aguas arriba de dicho elemento. Un cálculo más refinado para

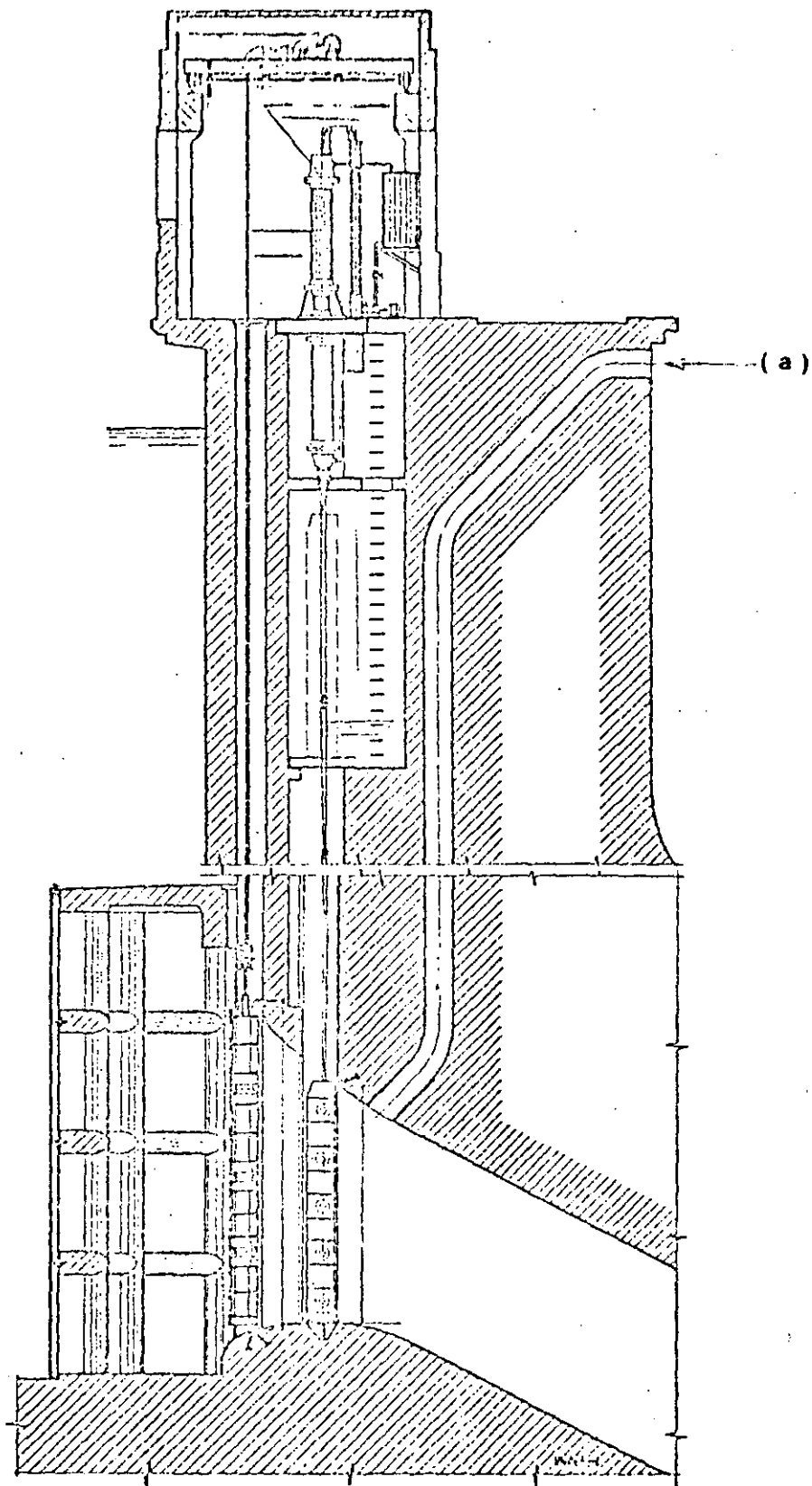


Fig 43. Tubería de aireación en una obra de toma(a)

la condición más desfavorable se puede hacer de la manera siguiente:

1. Determinar el número de Froude en la sección contracta de la vena, aguas abajo del elemento de cierre, haciendo

$$F_u = \frac{Q}{B\sqrt{g} (\mu_c a)^{3/2}} \quad (27)$$

donde Q es el gasto en el conducto, en m^3/s ; B es el ancho de la válvula en m; a es la abertura vertical de la válvula en m y μ_c el coeficiente de contracción con valor medio de 0.6. En compuertas con labio a 45° se recomienda $\mu = 0.8$. (Ref. 28)

2. Entrando en la fig 45 con el parámetro $(F_u - 1)$ se calcula el coeficiente $\beta = Q_a/Q$ (relación entre el gasto de aire Q_a , y el de agua Q), a partir de esa relación determinar el gasto de aire (en m^3/s) como

$$Q_a = \beta Q \quad (28)$$

Se aconseja calcular la demanda de aire máxima en compuertas, que ocurre cuando éstas operan al 80% de abertura.

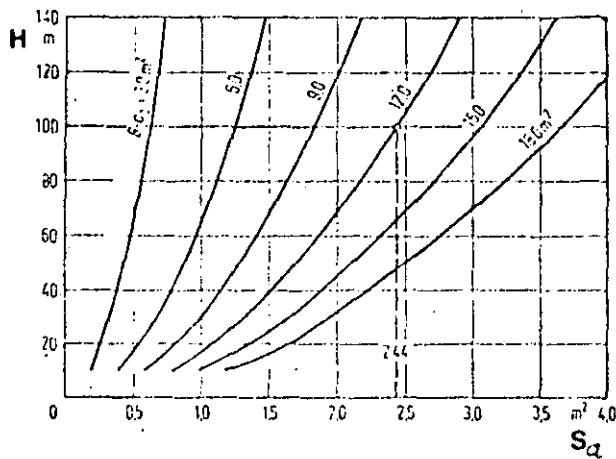


Fig 44. Sección transversal de la tubería de aireación- (S_a) en función de la sección transversal (Ba_0) y de la carga H aguas arriba del elemento de cierre. (Ref. 15)

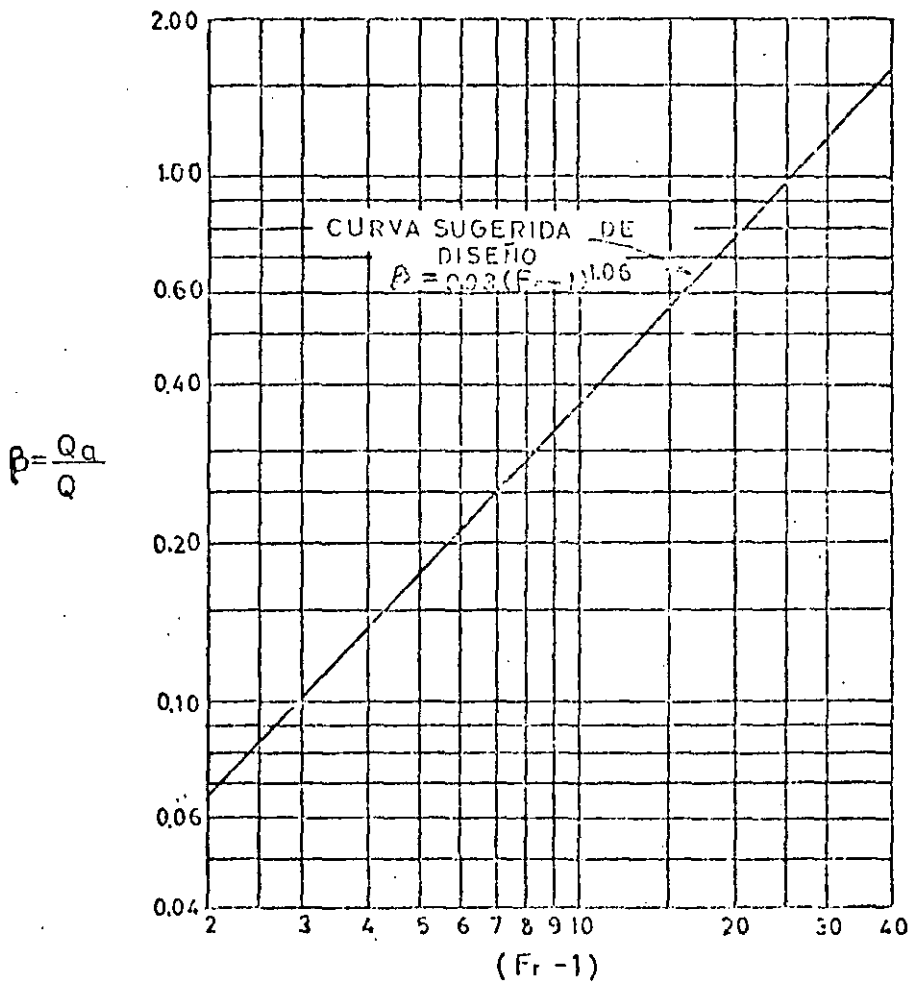


Fig 45. Coeficiente $\beta = Q_a/Q$ en función de $(Fr - 1)$ (Ref. 15).

3. Calcular el área de la sección transversal del tubo de --
aireación mediante la fórmula

$$S_a = \frac{Q_a}{28 M_a \sqrt{2 g h_s}}$$

donde

$$M_a = \frac{1}{\sqrt{\Sigma K + \lambda \frac{L}{D}}}$$

ΣK suma de los coeficientes de pérdidas menores

λ coeficiente de fricción en la tubería de aire

L, D longitud y diámetro de la tubería de aire en m

h_s subpresión en metros de columna de agua con

$$\gamma_a = 1.28 \text{ Kg/m}^3$$

para $M_a = 0.7$ (valor medio) y $h_s = 0.77 \text{ m}$ resulta

$$S_a = 0.0131 Q_a \quad (29)$$

de manera que el diámetro de la tubería de aireación (en-
m) resulta ser

$$D = \sqrt{\frac{S_a}{0.785}} \quad (30)$$

5. TURBINAS

5.1 *Introducción*

Elementos principales de una turbina. Los elementos principales de una turbina en el orden del paso del agua son: el caracol, el distribuidor, el rodete móvil y el tubo de desfogue. Las turbinas se denominan según el tipo de rodete, rotor o rueda y pueden ser Francis, Kaplan y Pelton. La turbina es el mecanismo fundamental de todo aprovechamiento hidroeléctrico, por ser el que transforma la energía del agua en energía mecánica. El rotor de la turbina con sus álabes, es el elemento básico de la turbina, pues en él se logra la transferencia energética (fig 45a).

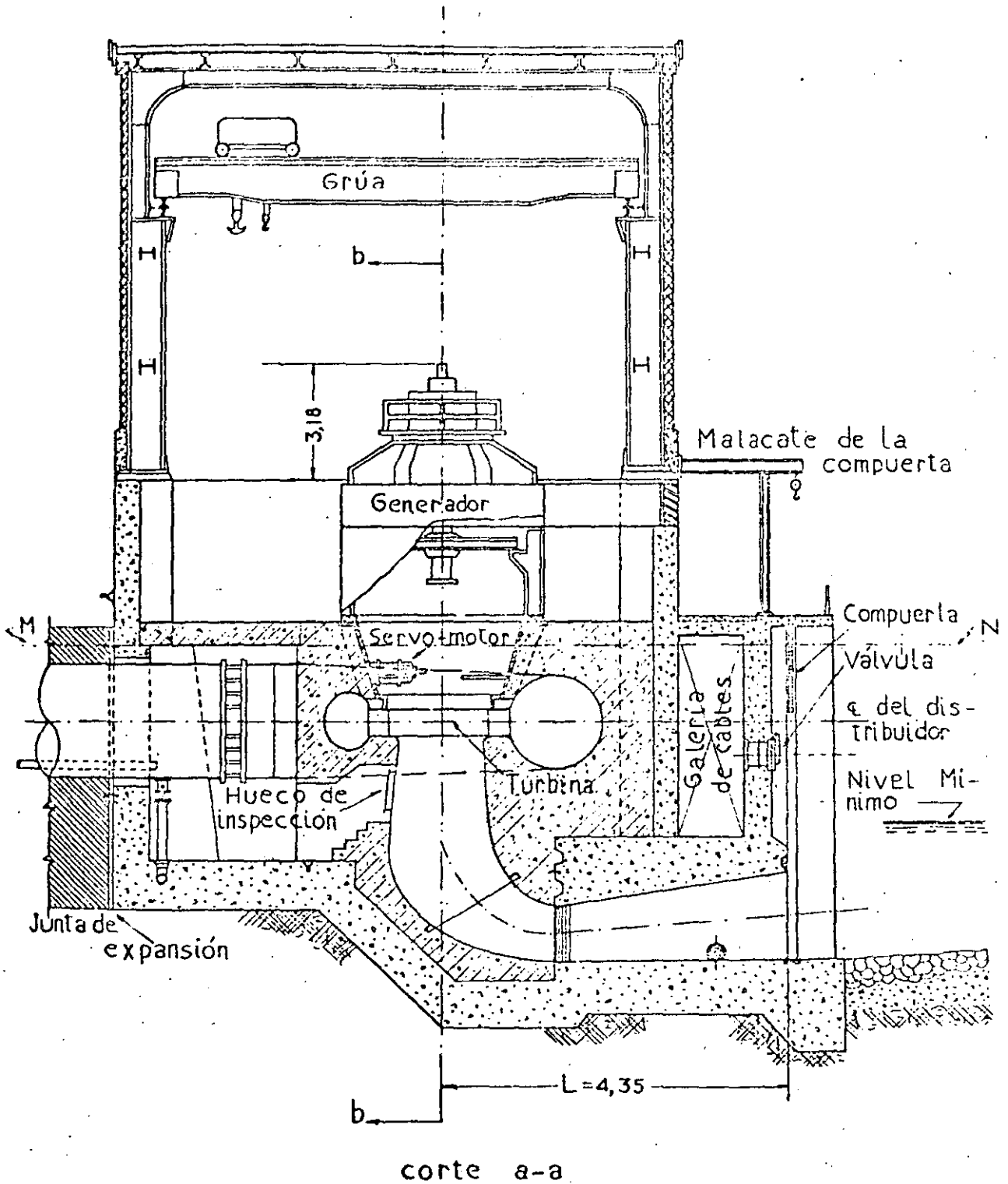


Fig. 45a. Casa de máquinas. Sección transversal por el eje de la turbina.

5.2 Rodete o Rueda

En las turbinas Francis está conformado por los propios álabes. (Fig 45b). En las turbinas Kaplan el rotor es de forma de hélice, está constituido por un cuerpo tipo punta de balacuyo diámetro es del orden del 40% al 50% del diámetro total al extremo de los álabes en el cual van empotrados los álabes encargados de efectuar la transferencia de energía del agua al eje de la unidad. (Fig 45c). En las figuras 46 y 47 se --

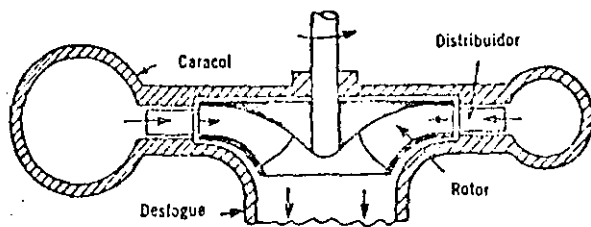


Fig 45b. Turbina Francis

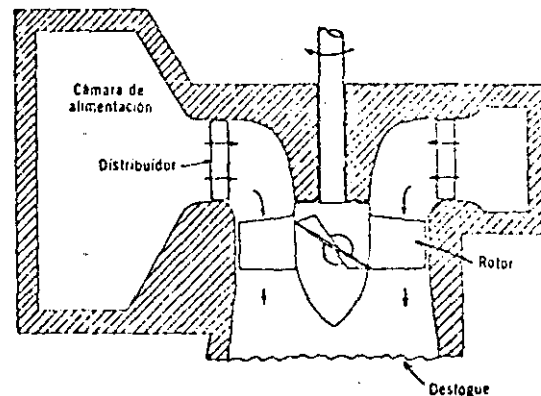


Fig 45c. Turbina Kaplan

muestran esquemáticamente las turbinas Pelton, Francis y Kaplan y los límites de aplicación de acuerdo con las relaciones de carga - gasto y carga - velocidad específica n_s (ver gráfica 47).

Fig. 46. Diagrama de aplicación para tipos de turbinas hidráulicas.

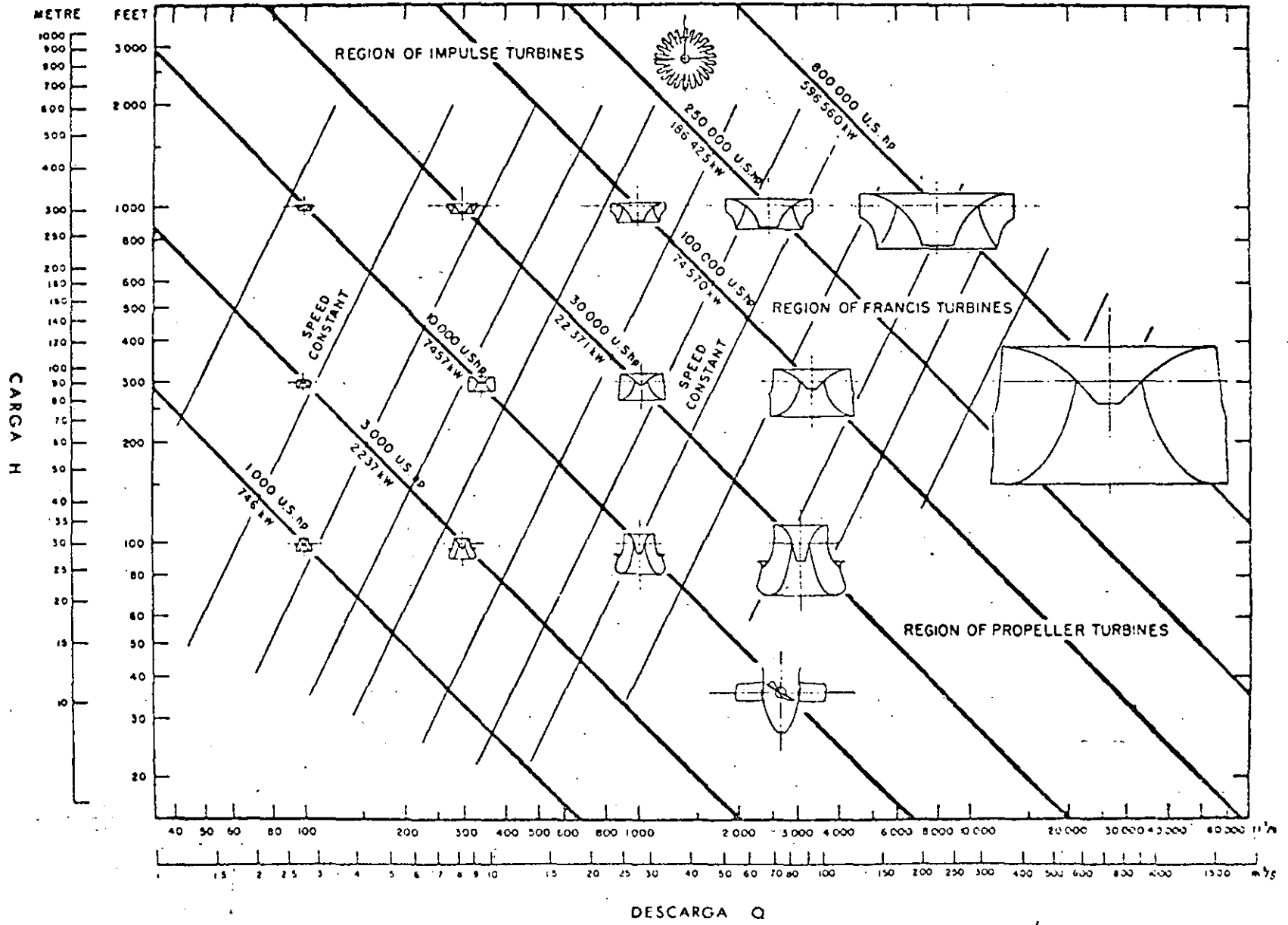
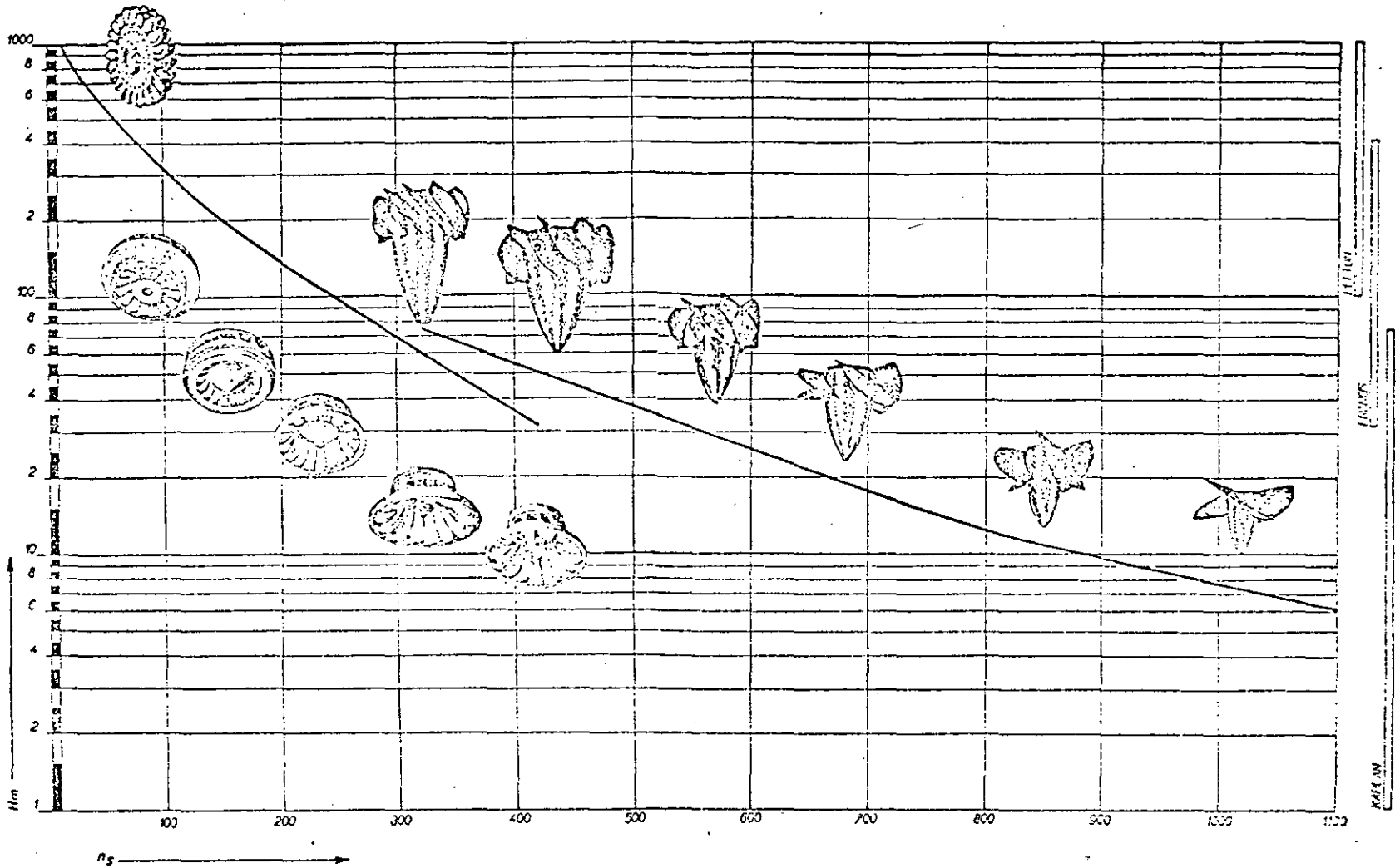


Fig 47. Límites de aplicación de las turbinas Pelton, Francis y Kaplan.



Velocidad específica (n_s) es el número de r.p.m. de un rodete de cualquier tipo y de tamaño tal que bajo la carga de un metro desarrolle una potencia de un C.V. Se calcula por la fórmula $n_s = n \sqrt{P} / H \sqrt[3]{H}$

5.3 Selección de las Turbinas a Reacción (Francis y Kaplan) -
Ref. 29

Los datos necesarios son:

Carga de diseño	H_d , m
Carga máxima	H_{max} , m
Carga mínima	H_{min} , m
Potencia de diseño	P_d , MW
Cota de turbina	∇ (o la cota del nivel aguas abajo aproximadamente, --- m.s.n.m.)

Procedimiento:

- Determinar el tipo de la turbina a través de la N_s de las tablas 13 y 14 o por medio de figura 48 en donde se tiene como ejes H_d y P_d . (carga de diseño en metros y potencia de diseño en MW).

T A B L A 13

Tipos principales de turbinas hidráulicas

Límites prácticos de N_s		
Tipo	H	N_s (métrico)
Impulsión o Pelton	100 m ó más	20 a 40
Reacción o Francis	25 a 300 m (1)	50 a 450
Propulsión o Kaplan	5 a 30 m	400 a 800

T A B L A 14

Alturas de carga y velocidades específicas límites admisi---
bles para distintas clases de turbinas.

Clase de turbina 1	Tipo de rodete 2	Altura de carga H		Velocidad específica N_1	
		Mínima 3	Máxima	Máxima 4	Mínima 5
Impulsión	Normal	90	>300	40	20
Francis	Lento	150	300	150	50
Francis	Normal	50	150	250	150
Francis	Rápido	10	50	450	250
Kaplan	Normal	4	30	800	600

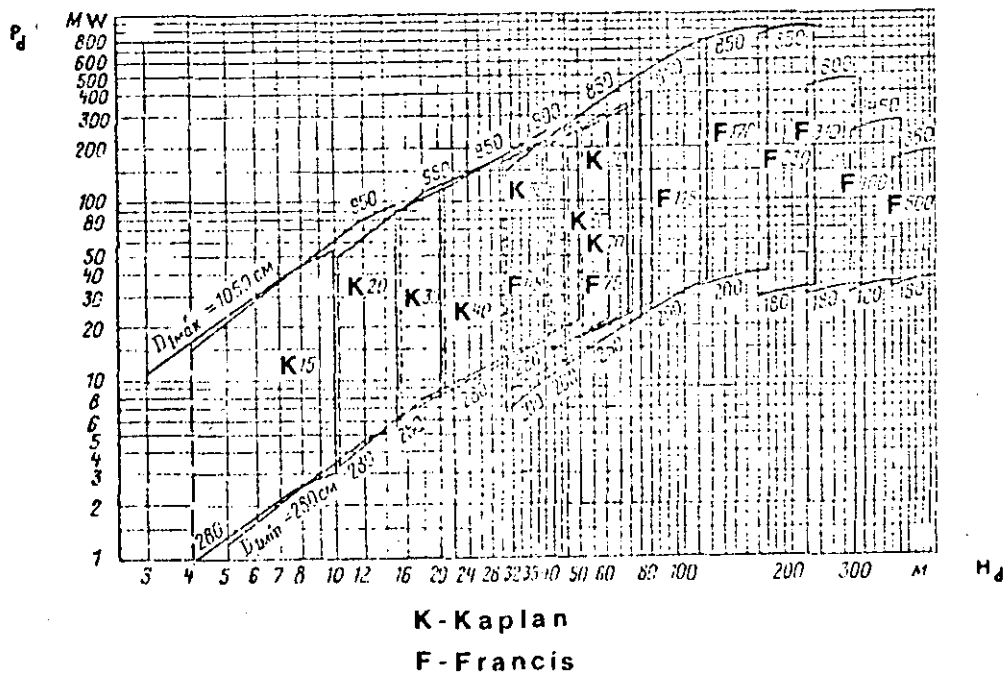


Fig 48. Nomenclatura de turbinas tipo Kaplan y Francis

2. De la gráfica anterior se puede determinar el modelo de -

la turbina dependiendo de la carga y de la potencia.

3. Se determina el gasto de diseño por medio de la fórmula - conocida.

$$Q_d = \frac{P_d}{9.81 H_d \eta} \quad \text{en m}^3/\text{s} \quad (31)$$

donde

η eficiencia de la turbina, para turbina tipo Francis- 0.90 a 0.92 y en turbinas Kaplan 0.87 a 0.90. Si la turbina es pequeña se pueden aceptar valores un poco menores.

4. El diámetro de la turbina D_1 , en m, (diámetro de la entrada del rodete - característica principal) se determina -- con la fórmula, que corresponde a una de las leyes de semejanza;

$$D_1 = \sqrt{\frac{Q_d}{Q_{11} \sqrt{H_d}}} \quad (32)$$

donde

Q_{11} es el gasto unitario en m^3/s

Q_{11} corresponde a la potencia de 95% $P_{m\acute{a}x}$ y se puede tomar de las figs 49 y 50 llamados topogramas o bien de las

tablas 15 y 16 que contienen datos principales de varios tipos de turbinas. Los topogramas son diagramas construidos con parámetros unitarios; ejem: de ejes (Q_{11}, η_{11}) para diferentes aberturas del distribuidor, que muestran -- curvas de eficiencia de la turbina η ; curvas de cavitación, σ ; aberturas del distribuidor, a ; potencia máxima, $P_{m\acute{a}x}$ y en topogramas de turbinas Kaplan se tienen inclinaciones de los álabes, ϕ . A veces para las turbinas tipo-Kaplan el Q_{11} se puede elegir según un valor conveniente del coeficiente de cavitación σ .

Se recomienda seleccionar un diámetro un poco mayor que corresponda a los diámetros comerciales (ver tabla 14a).

T A B L A 14a

DIAMETROS COMERCIALES D_1 EN CM

180	200	225	250	280	320	360
400	450	500	550	600	650	700
750	800	850	900	950	1000	1050

5. La velocidad angular se determina a través de la siguiente fórmula

$$n = \frac{n_{11} \sqrt{H_d}}{D_1} \quad (33)$$

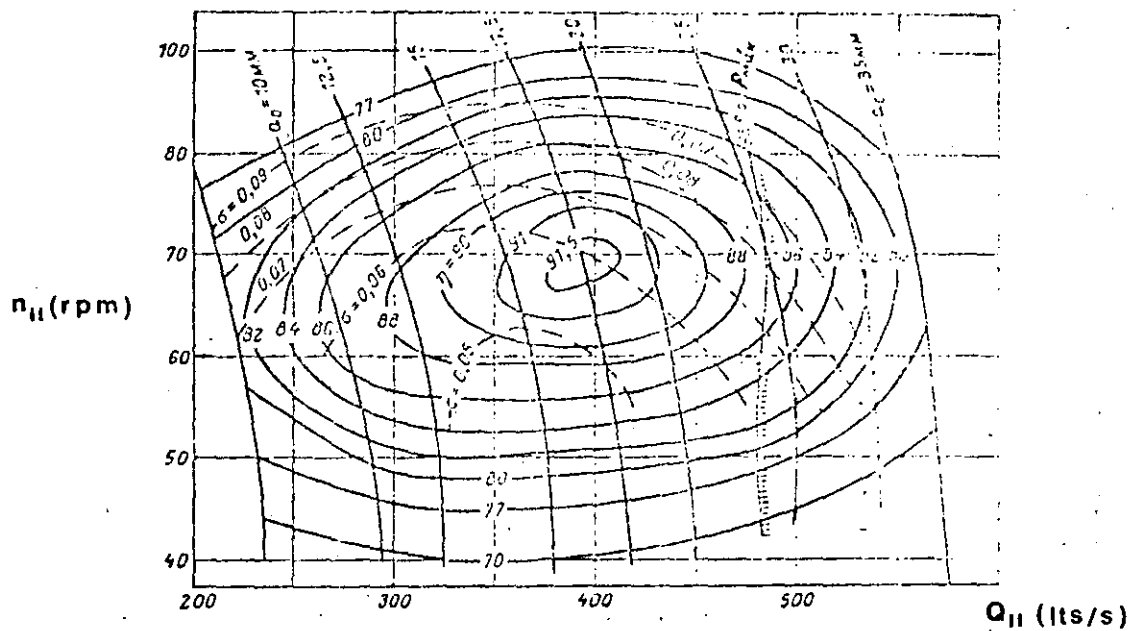


Fig 49. Topograma universal de turbina tipo Francis

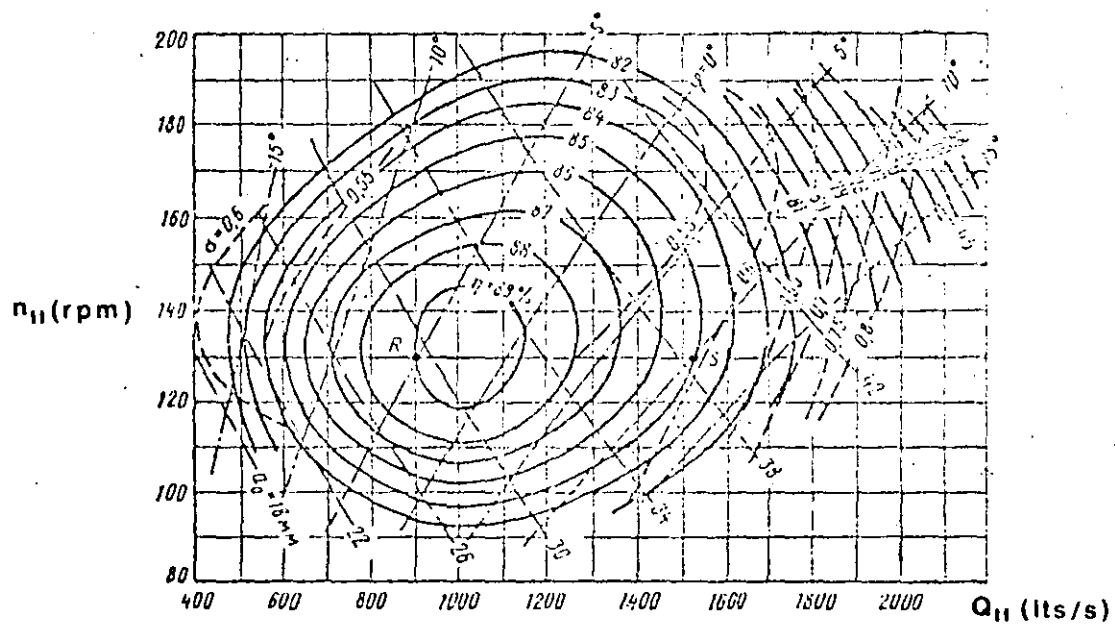


Fig 50. Topograma universal de turbina tipo Kaplan

MODELO DE LA TURBINA TIPO FRANCIS

CARACTERISTICAS	F-45	F-75	F-115	F-170	F-230	F-310	F-400	F-500	F-700
Carga máxima , m	40	75	115	170	230	310	400	500	700
Velocidad angular unitar. Óptima n_{110} r.p.m.	85	80	75	70	67	65	60	60	60
Gasto unitario que corresponde al 95% de la potencia máxima	1400	1250	1150	770	570	450	320	250	200-150
Coefficiente de cavitación que corresponde a Q_{11}	0.22	0.18	0.15	0.09	0.07	0.05	0.015	0.01	0.036-0.03
Altura relativa del distribuidor respecto a D_1	0.35	0.30	0.25	0.2	0.16	0.12	0.10	0.08	0.07 - 0.06
Diámetro relativo de salida del rodetes respecto a D_1	1.15	1.1	1.0	0.95	0.9	0.78	0.7	0.65	0.6 - 0.55

DATOS BASICOS DE DISEÑO PARA TURBINAS TIPO FRANCIS

T A B L A 15

MODELO DE LA TURBINA TIPO KAPLAN

CARACTERISTICAS	K-15	K-20	K-30	K-40	K-50	K-60	K-70
Carga máxima, m	15	20	30	40	50	60	70
Velocidad angular unitaria, r.p.m.:							
Optima n_{110}	150	140	125	120	115	110	105
Velocidad promedio de diseño n_{11d}	180	160	150	140	135	130	125
Gasto unitario máximo de diseño Q_{11d}	2300-2900	2200-1750	2000-1500	1800-1300	1500-1200	1350-1100	1250-1000
Coefficiente de cavitación correspondiente al Q_{11d}	1,3-0,9	1,3-0,8	1,1-0,65	0,75-0,45	0,55-0,35	0,45-0,30	0,43-0,28
Número de los álabes del rodete	4	4	6	7	8	8	8
Altura relativa del distribuidor respecto al D_1	0,42	0,4	0,4	0,375	0,375	0,35	0,35
Diámetro relativo del cubo de la bala del rodete respecto a D_1	0,35	0,37	0,41	0,43	0,47	0,51	0,57

DATOS BASICOS DE DISEÑO PARA TURBINA TIPO KAPLAN

donde

n velocidad angular real de la turbina cuando no estuviera interconectada a la red eléctrica

n_{11} velocidad angular unitaria óptima que corresponde al modelo de la turbina (en r.p.m.). Se puede tomar de los topogramas buscando la zona de coeficientes de eficiencia máximos o de las tablas 15 y 16.

Se tiene que elegir una velocidad angular lo más cercana posible a la velocidad angular síncrona del generador, en r.p.m., dada por la fórmula

$$n_{s \approx n} = \frac{60 f}{p} \quad (34)$$

donde

f frecuencia de la corriente alterna generada en ciclos/s

p número de pares de polos del generador (3.4.5, hasta 50).

T A B L A 17

	P	1	2	3	4	5	6	7	8	9
$f = 50$	n	3000	1500	1000	750	600	500	428.6	375	333.3
$f = 60$	n	3600	1800	1200	900	720	600	514.3	450	400
	P	10	11	12	13	14	15			
$f = 50$	n	300	272.7	250	230.8	214.3	200			
$f = 60$	n	360	327.3	300	276.9	257.1	240			

Normalmente en plantas hidroeléctricas se tiene de $P = 3$ -
en adelante.

Cambiando la velocidad angular obtenida de la fórmula 33-
por la síncrona, cambiamos n_{11} y significa que salimos de
la zona óptima. Para estar dentro de la zona óptima se
realiza un tanteo entre D_1 y n_{11} de modo que D_1 no sea me-
nor del valor obtenido inicialmente de la fórmula 32.

6. La altura de aspiración admisible H_d , en m, puede determi-
narse con la fórmula:

$$H_d = 10 - \frac{\nabla}{900} - \sigma_T H_d \quad (35)$$

∇ cota de la parte más baja del rodete de la turbina,-
en m.s.n.m.

H_d carga de diseño

σ_T coeficiente de cavitación que corresponde al valor -
elegido de Q_{11} , con el coeficiente de seguridad ---
 $k_\sigma = 1.1$ a 1.2

σ coeficiente de cavitación para el valor elegido de -
 Q_{11}

$$\sigma_T = k_\sigma \sigma$$

Es necesario repetir el cálculo con la $H_{máx}$ y σ_T que co--

responde a la $H_{m\alpha x}$ elegir el valor de H_s más desfavorable (el menor en valor relativo).

7. Las dimensiones principales de la cámara espiral y las de la tubería de aspiración se pueden determinar en base al diámetro elegido del rodete D_1 , utilizando gráficas o tablas para los distintos modelos de turbina con una expresión del tipo

$$K_i = K'_i D_1$$

donde:

K_i cualquier dimensión de la turbina

K'_i la misma dimensión que corresponde al diámetro $D_1 = 1$ m (dimensión unitaria)

D_1 diámetro elegido de la turbina

(ver el inciso correspondiente a caracoles y eyectores).

8. Una idea aproximada del peso de los rodetes se puede obtener por medio de la fig 51 si se conoce el diámetro máximo de la rueda. (Ref 12). También se puede determinar el peso del rodete y de toda la parte metálica de la turbina por medio de las siguientes fórmulas, teniendo en cuenta que la tendencia con los años es disminuir el peso por unidad de potencia (Kg/Kw). (Ref 29).

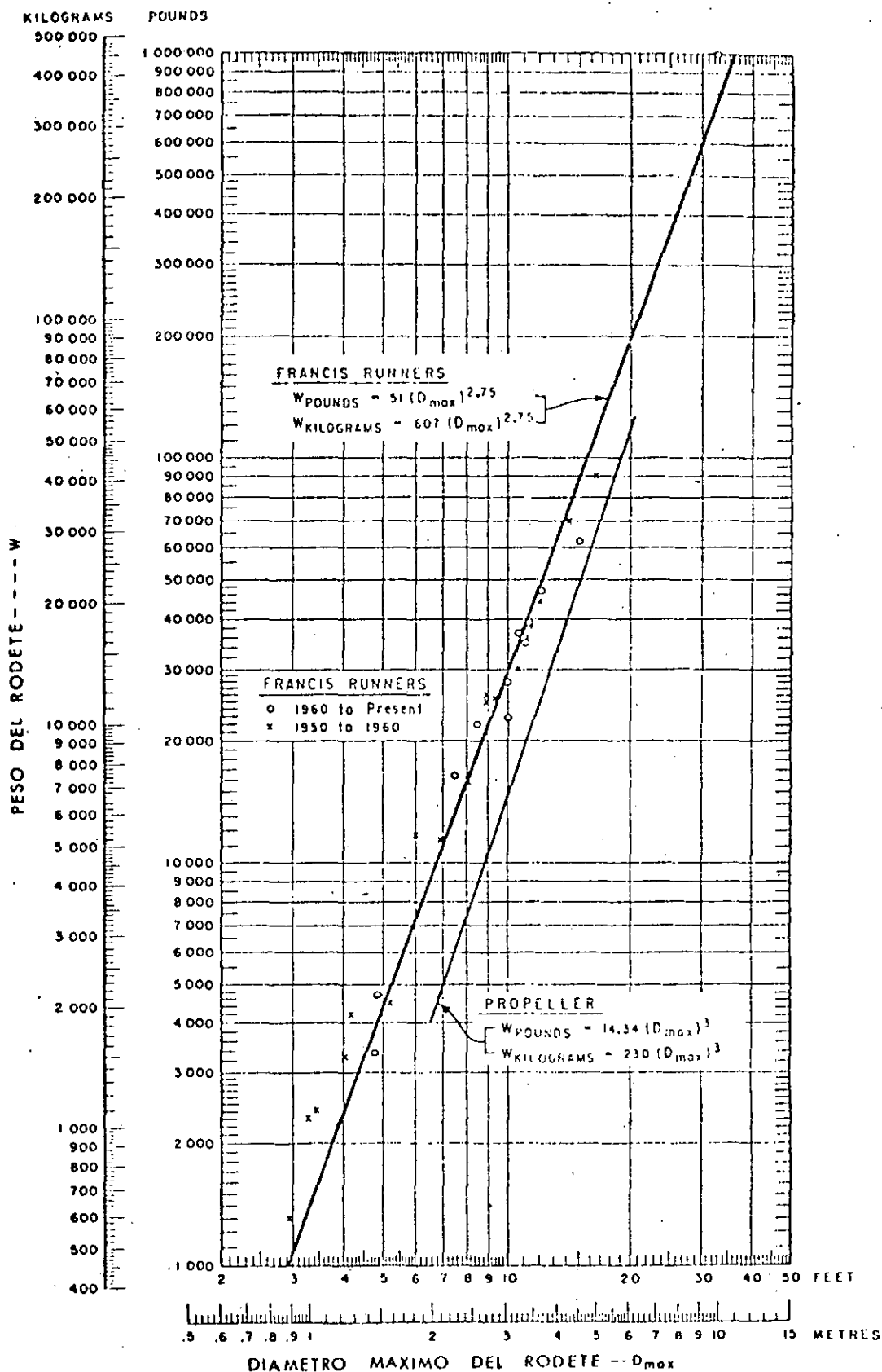


Fig 51. Pesos de rodetes de turbinas hidráulicas

a) Para turbinas Kaplan

Turbina completa

Para encontrar el peso de la turbina completa en ---
Tons, G_T se usa la fórmula

$$G_T = 1.5 D_1^{2.5} H_{m\acute{a}x}^{1/3} k_{c.e} \quad (36)$$

donde

D_1 diámetro del rodete, en m

$H_{m\acute{a}x}$ carga máxima de diseño, en m

$k_{c.e}$ coeficiente que depende del tipo de la cámara
espiral

Para espirales de concreto $k_{c.e} = 1.0$

Para espirales metálicas $k_{c.e} = 1.2$ a 1.25

Peso del rodete

$$G_R = D_1^3 H_{m\acute{a}x}^{1/3} k_R \quad (37)$$

donde:

k_R depende del número de los álabes del rodete

Para 4 álabes $k_R = 0.1$ a 0.12

Para 6 álabes $k_R = 0.13$ a 0.16

b) Para turbinas Francis:

Turbina completa

$$G_T = 3.6 D_1^{2.5} H_{m\acute{a}x}^{0.2} k_{c.e} \quad (38)$$

donde

$k_{c.e}$ depende del tipo de la cámara espiral

Para espiral metálica $k_{c.e} = 1.0$

Para espiral de concreto $k_{c.e} = 0.8$ a 0.85

Peso del rodete

$$G_R = D_1^3 k_R \quad (39)$$

donde

$$k_R = 0.55 \text{ a } 0.65$$

9. Por medio del diámetro " D_1 " y la velocidad angular " n " y a través de las leyes de semejanza se pueden calcular todas las características de la turbina. Por ejemplo --- $n_{11m\acute{a}x}$, $n_{11m\acute{í}n}$ que determinan la zona de uso de los topogramas; se puede sacar la curva del coeficiente de eficiencia en función del gasto o de la potencia; topogramas

con ejes gasto (Q) y carga (H) o con ejes (P) y (H).

10. Otra manera de obtener dimensiones básicas del rodete es con ayuda de la fig 52 y la fórmula (40).

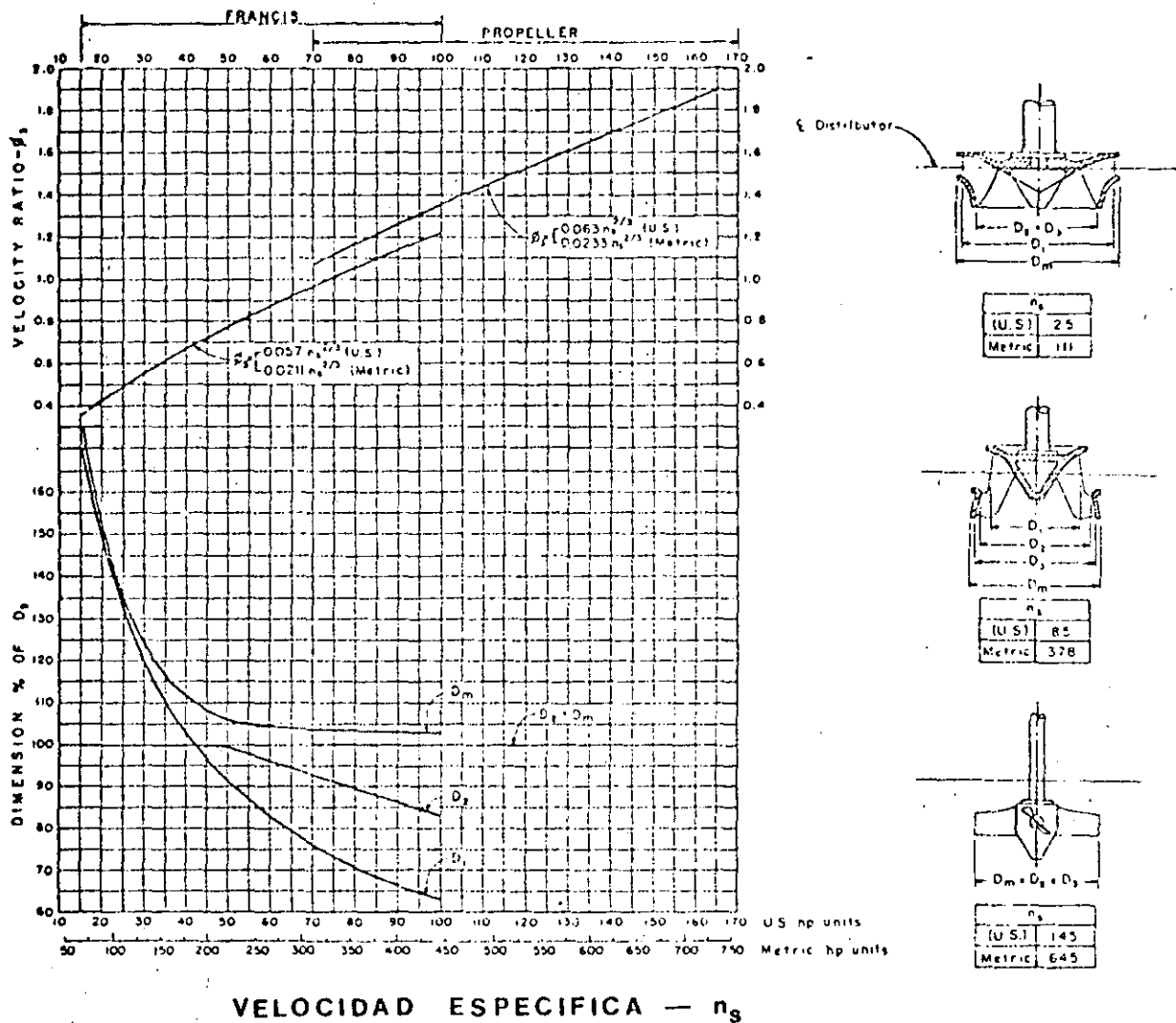


Fig 52. Dimensiones básicas del rodete

$$D_3 = \frac{84.47 \phi_3 (h_d)^{1/2}}{n} \quad (40)$$

donde

$$\phi_3 = 0.0211 (n_d)^{2/3} \quad (\text{Turbina Francis})$$

$$\phi_3 = 0.0233 (n_d)^{2/3} \quad (\text{Turbina Kaplan})$$

h_d = carga de diseño, en m

$n = \frac{60\phi}{p}$ = velocidad angular síncrona del generador en r.p.m.

ϕ = frecuencia, en ciclos /s

p = número de pares de polos del generador.
(3, 4, 5, hasta 50).

es posible determinar el diámetro de descarga (D_3), diámetro de entrada (D_1), diámetro mínimo (D_2) y máximo del rodetete (D_m). En la práctica usual los caracoles y eyectores se dimensionan con base en D_3 y en la práctica Soviética es dimensionarlos en base a D_1 .

5.3.1 Estabilidad de la planta hidroeléctrica

En una planta hidroeléctrica los regímenes de funcionamiento son: Régimen no estacionario (transitorio) y régimen estacionario.

Régimen no estacionario (transitorio)

- El régimen transitorio es cuando los parámetros del sistema varían en el tiempo. El punto donde normalmente podría provocarse un cambio es en la red eléctrica (cambio de la demanda eléctrica) o un cambio directo en el gasto de la turbina a través del distribuidor (produce un golpe de ariete).

- Cuando se presenta una disminución del gasto se provoca un golpe de ariete positivo en la tubería de presión y negativo en la tubería de succión y viceversa en caso de aumento del gasto. Aparte del fenómeno del golpe de ariete, la variación del gasto provoca oscilaciones en el sistema embalse - galería - cámara de oscilación. Estos fenómenos normalmente se estudian en los proyectos de las plantas hidroeléctricas para la condición de rechazo total de la carga eléctrica y para condiciones de aumento parcial de la carga eléctrica.

- Los problemas anteriormente descritos son problemas serios e importantes en el diseño de las plantas hidroeléctricas y afectan a todo el sistema. Algunos de estos problemas se tienen en consideración en el diseño de las obras hidráulicas y otros en el diseño del equipo mecánico y eléctrico de la planta por los especialistas correspondientes. Estos problemas no corresponden al temario del presente trabajo, y algunos de ellos pueden ser objeto de otros temas especiales de estudio.

Régimen estacionario

El régimen estacionario es cuando los parámetros del sistema no varían en el tiempo (una demanda eléctrica constante) o bien un gasto constante. Los parámetros del sistema pueden sufrir algunas alteraciones pequeñas, de tal manera que sus valores promedios permanezcan constantes (de una forma precisa estas alteraciones representan un fenómeno transitorio).

Estas alteraciones pueden ser el resultado de una excitación permanente que proviene de algún punto del sistema, como son: el fenómeno de la "torcha" o vórtice en la tubería de succión de las turbinas a reacción (fuente permanente); el golpe de ariete parcial provocado por la misma "torcha" (fenómeno transitorio); las alteraciones en el sistema embalse-galería-cámara de oscilación; fenómenos debidos a excitaciones permanentes relacionados con las frecuencias de giro del rodete o fre

cuencias del paso de los álabes del rodete con respecto a los álabes del distribuidor y otros fenómenos oscilatorios de origen electromagnético. El fenómeno de vibración torsional debido a la elasticidad del eje (o pivote), es un resonador pasivo (de una frecuencia altísima) que se encuentra fuera del rango de frecuencias de los fenómenos anteriores.

Las alteraciones (oscilaciones) mencionadas, en cada parte -- del sistema tienen su propia frecuencia que depende de sus parámetros y a veces pueden surgir problemas de resonancia.

Se ha determinado que las alteraciones más importantes son -- los debidos a la "torcha" en la tubería de succión y la excitación permanente producida por la misma "torcha" cuando resuena con la tubería de alimentación de la turbina. (Ref 37).

En el diseño de las plantas hidroeléctricas se recomienda verificar la estabilidad de la planta para las alteraciones --- principales. Se trata del cálculo de la frecuencia de excitación permanente por la "torcha", de la frecuencia del recorrido por la tubería de alimentación, así como la resonancia entre las dos frecuencias.

Existen dos fenómenos importantes producidos por la torcha:

- 1) Cuando la perturbación de presión producida por la torcha (que es una excitación permanente) resuena con la tubería de presión o con el desfogue o con el sistema --

elástico-eléctrico. En este caso no existe golpe de ariete.

2) Cuando el giro del agua en el difusor obstruye parcialmente uno de los ductos del difusor y genera en ese punto un golpe de ariete. Este golpe de ariete no resuena con nada.

a) El fenómeno de la "torcha" y la excitación permanente provocada por la misma "torcha" en la tubería de succión, que recorre la tubería de alimentación.

El comportamiento de la "torcha" será analizado de acuerdo con los resultados obtenidos por Y. Hosoi (Ref. 37).

Hosoi dice que la frecuencia de la excitación generada por la torcha es proporcional a la velocidad perimetral que posee el agua al salir del rotor de la máquina. La velocidad perimetral debe ser considerada a una distancia r_a del eje ($r_a = 0.7$ a $0.8 R$, R el radio del rotor a la salida), así

$$C_u = \omega r_a = 2\pi f_R r_a$$

donde

C_u velocidad perimetral

ω velocidad angular rad/s

f_R frecuencia de giro del rodete

y despejando f , resulta

$$f = m \frac{C_u}{2\pi r_a}$$

donde

f frecuencia de la excitación generada por la torcha
 m coeficiente de proporcionalidad que se determina experimentalmente (según L.G. Pazi varía entre 0.56 y 0.6)

En la fig 52a, en un plano paralelo al eje de la máquina y a la distancia r_a del mismo eje, se presentan los triángulos de velocidades para diferentes gastos.

Según un plano horizontal, la velocidad perimetral C_u es la componente tangencial de la velocidad absoluta del agua (C_a) a la salida del rotor de la máquina,

$$C_u = V_a - w_a \cos \gamma \quad (42)$$

La velocidad de arrastre del rotor V_a , se expresa como

$$V_a = \omega_R r_a = \frac{N_R}{60} 2\pi r_a = 2\pi r_a f_R$$

donde

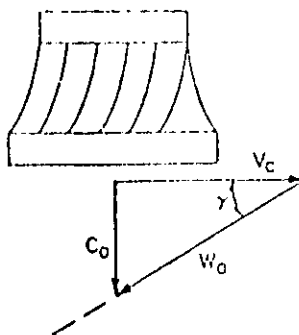
N_R velocidad angular de giro del rodete r.p.m.

f_R frecuencia de giro del rodete

$Q = Q_D$

$C_u = 0$

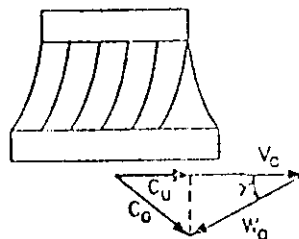
Flujo axial en la succión



$Q < Q_D$

$C_u > 0$

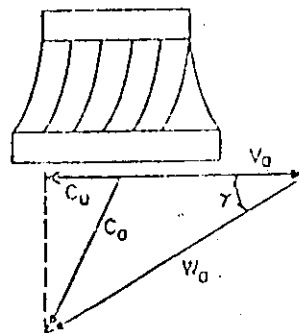
La torcha gira en el sentido de la rueda



$Q > Q_D$

$C_u < 0$

La torcha gira en sentido contrario al de la rueda



1) $Q < Q_D$ (C'_a)

2) $Q = Q_D$ (C''_a)

3) $Q > Q_D$ (C'''_a)

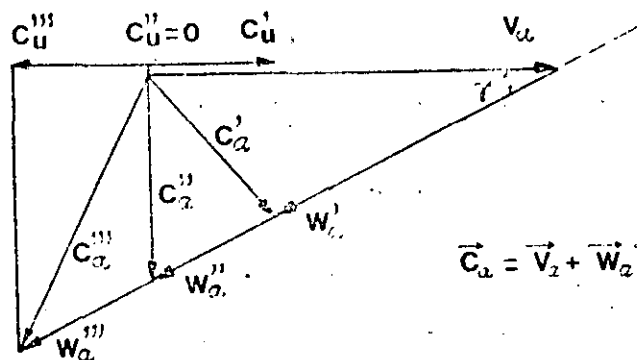


Fig 52a. Origen y comportamiento de la "torcha"

y la velocidad relativa del agua respecto al rotor w_a

$$w_a = \frac{Q}{b z}$$

donde

Q gasto

b área libre entre álabes según un plano perpendicular al eje

z número de álabes del rotor

Además, para la condición de flujo axial en la succión

$$\cos \gamma = \frac{v_a}{w_a} = \frac{v_a}{\frac{Q_D}{b z}}$$

donde $Q = Q_D$, Q_D el gasto de diseño.

Sustituyendo las expresiones anteriores en la fórmula 42, resulta

$$C_u = v_a \left(1 - \frac{Q}{Q_D} \right)$$

finalmente sustituyendo C_u en la fórmula 41

$$\delta = m \frac{v_a \left(1 - \frac{Q}{Q_D}\right)}{2 \pi n_a}$$

con la expresión $v_a = 2 \pi n_a \delta_R$ se tiene

$$\delta = m \delta_R \left(1 - \frac{Q}{Q_D}\right) \quad (43)$$

o bien

$$\delta = K \delta_R$$

donde

$$K = m \left(1 - \frac{Q}{Q_D}\right)$$

En la fig 52b se representa gráficamente la fórmula 43, para una turbina con N_R fijo.

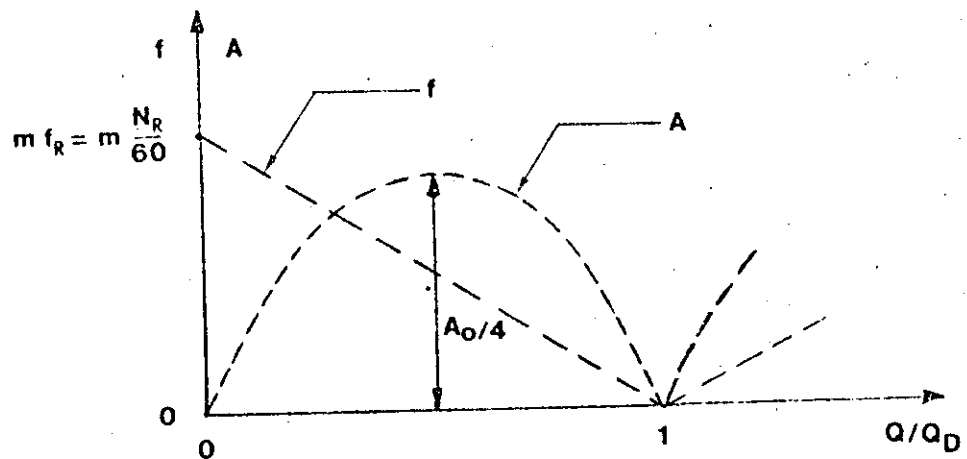


Fig 52b. Representación gráfica de las fórmulas 43 y 45

La fig 52b muestra que la frecuencia de la excitación -- producida por la torcha no es la misma para todo Q , sino que varía de forma decreciente para $Q/Q_D < 1$ y de -- forma creciente para $Q/Q_D > 1$.

Respecto a las amplitudes de la excitación producida -- por la torcha, Hosoi señala que en primera y muy gruesa aproximación, dicha amplitud A es proporcional al pro-- ducto de C_u por Q .

$$A = K_o C_u Q \quad (44)$$

Sustituyendo C_u por su expresión, resulta

$$A = K_o V_a \left(1 - \frac{Q}{Q_D}\right) Q$$

$$A = A_o \frac{Q}{Q_D} \left(1 - \frac{Q}{Q_D}\right) \quad (45)$$

donde

$$A_o = K_o V_a Q_D$$

Así, para $Q/Q_D = 1/2$ en la fórmula 45, resulta

$$A_{m\acute{a}x} = \frac{A_o}{4}$$

que se muestra en la fig 52b, misma que representa gráficamente la fórmula 45.

Los resultados obtenidos por Hosoi fueron confirmados - por varios investigadores. Entre los resultados confirmados se encuentran los obtenidos en el Instituto de Ingeniería de la UNAM (Ref 37).

- b) La onda de presión recorre la tubería de alimentación con un período

$$T = \frac{4L}{C}$$

donde

L longitud de la tubería de alimentación, m

C celeridad de la onda de presión, m/s

La frecuencia de la onda de presión en la tubería de alimentación es

$$f_a = \frac{1}{T} = \frac{C}{4L}$$

c) Condición de estabilidad de la planta hidroeléctrica.

La frecuencia de excitación permanente generada por la torcha (δ), puede coincidir con la frecuencia del recorrido de la perturbación de presión en la tubería de alimentación (δ_a) y se puede provocar un fenómeno de resonancia. Por lo tanto, la condición de estabilidad requiere que no exista resonancia entre las frecuencias mencionadas.

En el diseño de las plantas hidroeléctricas hay que cuidar que la tubería de alimentación o el desfogue no resuene en el rango de frecuencias de la excitación por torcha (con las excitaciones cuyas amplitudes están en las proximidades del máximo), ya que de ocurrir resonancia, esta sería muy peligrosa puesto que las amplitudes de la excitación son máximas.

Debe evitarse en lo posible la resonancia en el rango de frecuencias que va desde frecuencias muy bajas hasta $\delta = m \delta_R$. En particular, la resonancia en frecuencias bajas puede ser especialmente peligrosa pues de acuerdo con la fig 52b se da para gastos próximos al gasto de diseño. En general, se recomienda para la tubería de alimentación frecuencias próximas a $\delta = m \delta_R$, mismas que se presenten del orden de la excitación producida por la torcha para gastos muy pequeños (gastos poco comunes y con tiempos cortos de operación en las turbinas).

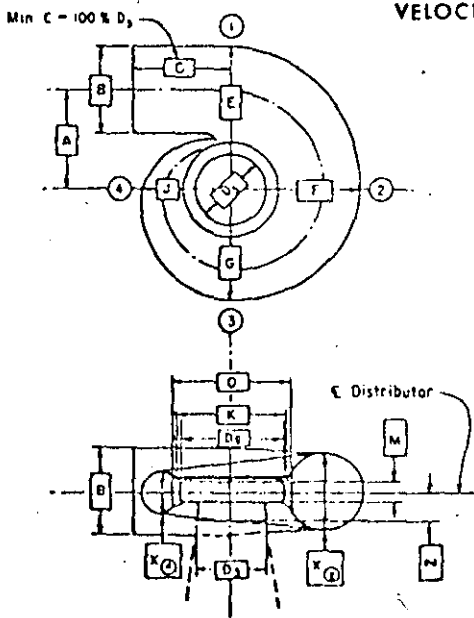
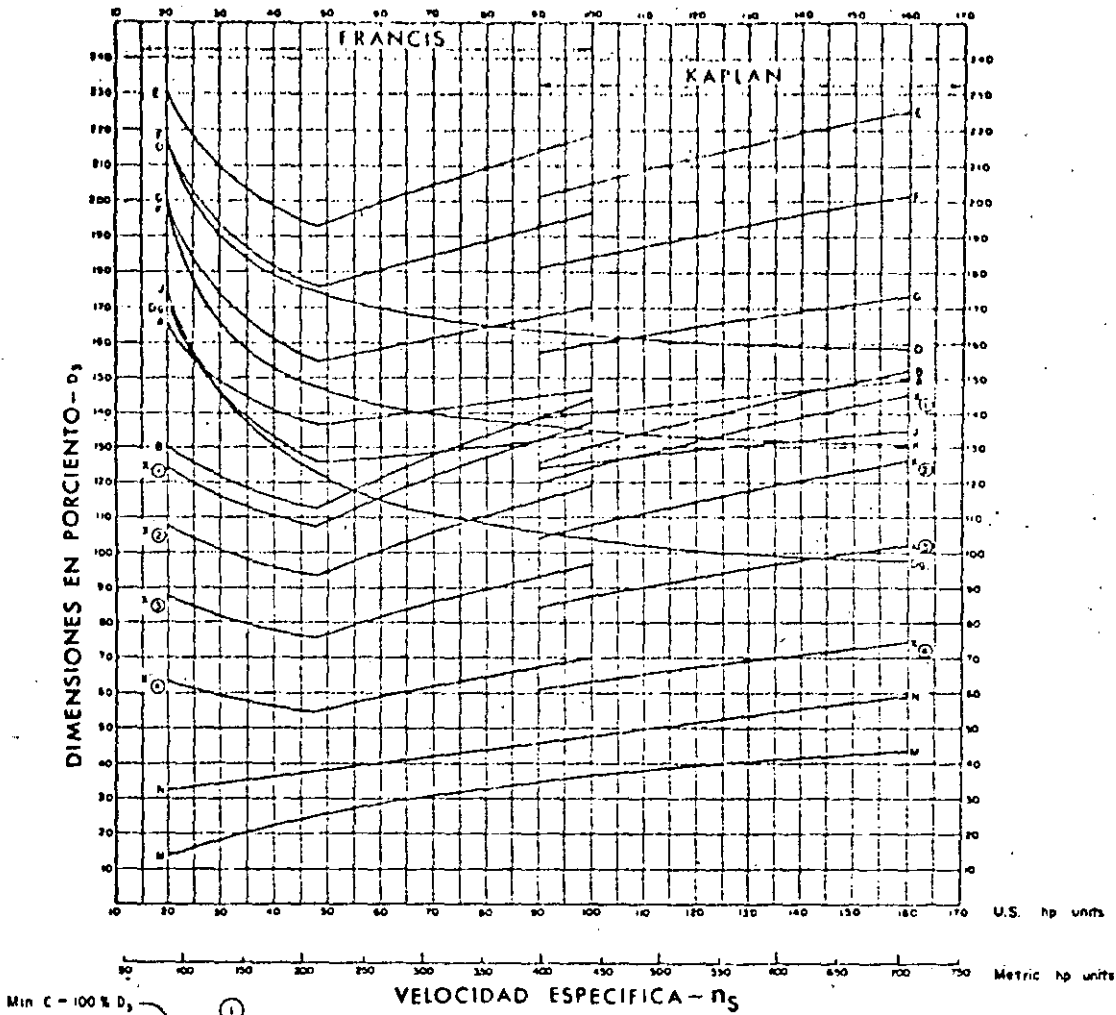
5.4 Caracoles

5.4.1 Dimensionamiento de caracoles

Aunque los dimensionamientos finales deben ser discutidos con los fabricantes de las turbinas, para ruedas con cargas mayores que 30 m un diseño aproximado puede hacerse mediante las gráficas de la fig 53. En ellas y según el tipo de rueda --- (Francis o Kaplan) de que se trate, las dimensiones se obtienen multiplicando los coeficientes α obtenidos de dichas gráficas por el diámetro nominal de la rueda, teniendo en cuenta la velocidad específica nominal de la misma. En el caso de - ruedas con cargas inferiores a 30 m el dimensionamiento puede hacerse con ayuda de la fig 54, en donde se representa un caracol semiespiral y en donde las dimensiones están dadas en - términos del diámetro nominal de la rueda que se considera -- unitario, es decir para el dimensionamiento definitivo deben multiplicarse las magnitudes de cada uno de los elementos del caracol por el diámetro nominal de la rueda.

Los criterios presentados permiten al diseñador formarse una idea de las dimensiones de unos y otros y por ende de los de la casa de máquinas.

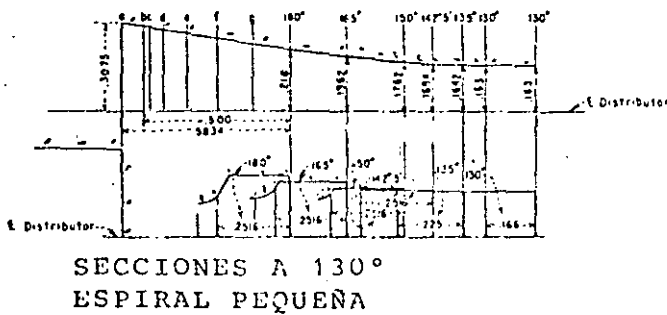
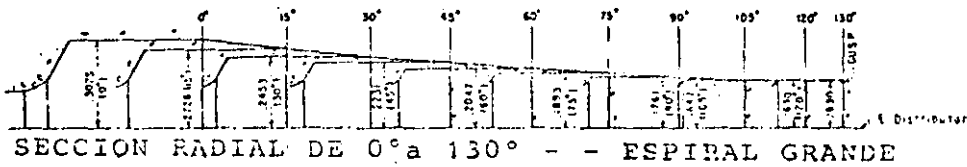
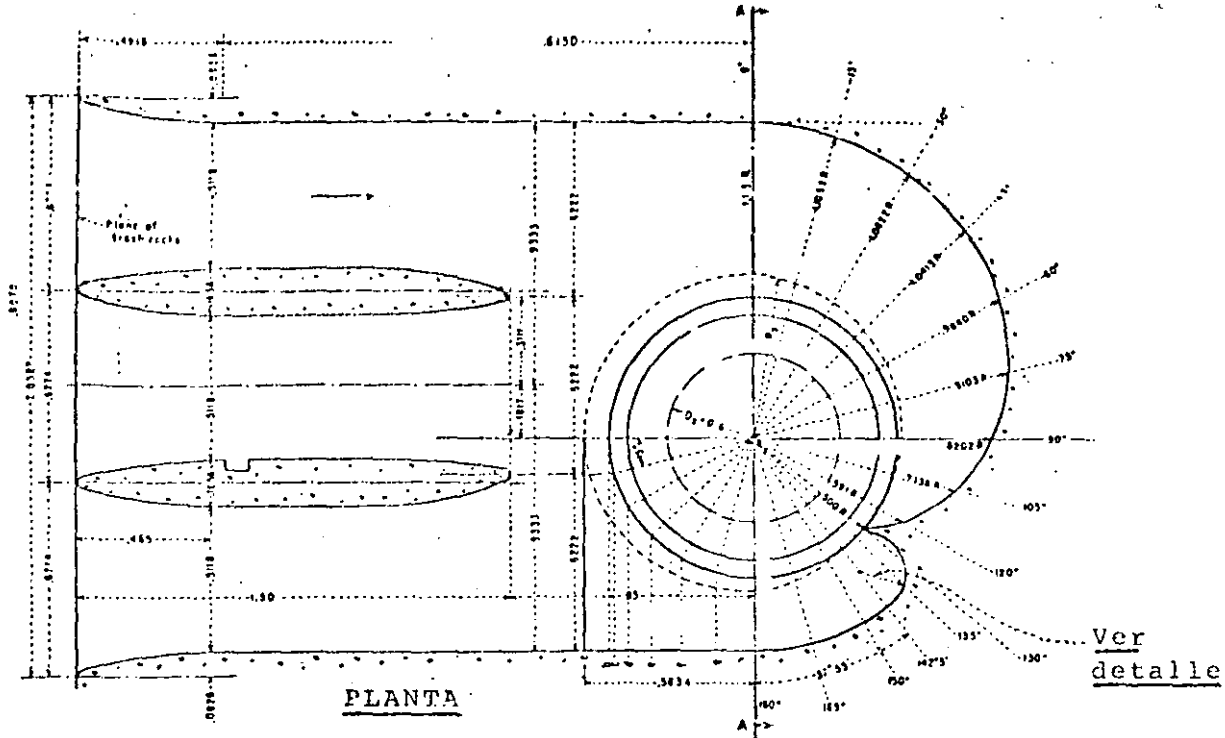
Los caracoles para ruedas con cargas inferiores a 30 m se sue



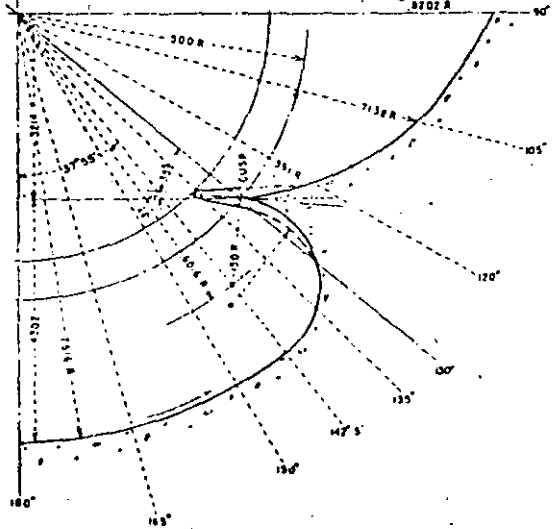
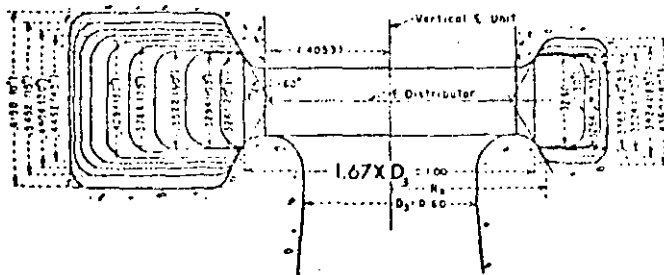
NOTAS

1. Las dimensiones D_g, K, M, N y O están basadas en experiencias de 60 turbinas aproximadamente.
2. Las dimensiones del caracol en espiral se calculan usando $n_s' = 2334/\sqrt{h_d}$ para cargas encima de 30 m.
3. Las dimensiones debidas a esta gráfica son consideradas adecuadas para un proyecto preliminar y propósitos de estimación.

Fig 53. Turbinas Hidráulicas de Reacción
Dimensiones aproximadas para caracol o espiral



NOTA: Todas las dimensiones son proporcionales a la dimensión exterior (diámetro) de los álabes fijos, es aproximadamente = 1; $1 = 1.67 \times D_3$, donde $D_3 = 0.60$



SECCION A-A

DETALLE DEL PARTIDOR (ALABE-PARTIDOR O NARIZ).

Fig 54. Semiespirales de turbinas hidráulicas. Proporciones típicas.

len hacer en concreto y para superiores, se deben revestir de acero.

Con objeto de facilitar el dimensionamiento de estos elementos, se proponen dos ejemplos en el capítulo correspondiente a estos.

5.5 Distribuidor

El distribuidor tiene por objeto controlar el gasto que ingresa del caracol a la turbina, está constituido por una serie de álabes directrices ideados por Fink cuya función es encauzar el agua hacia la rueda, al mismo tiempo que regular el gasto de acuerdo con su abertura, ver fig 55.

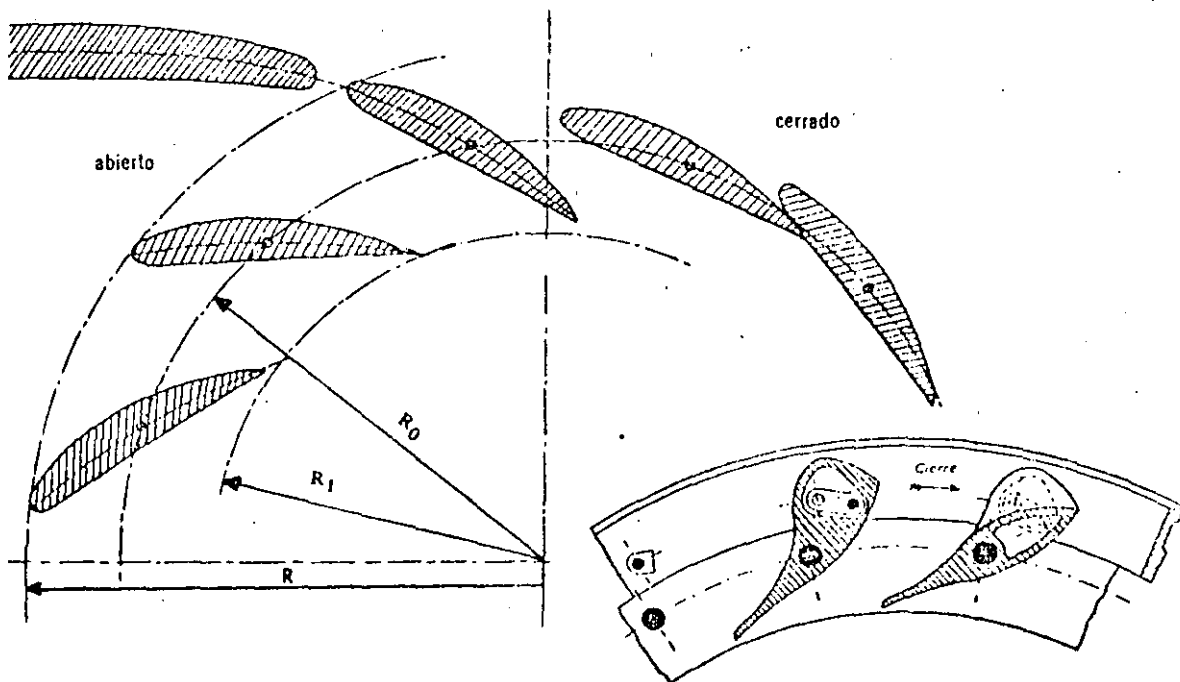


Fig 55. Distribuidor de una turbina

Los movimientos del distribuidor están regulados por el gobernador de la turbina, a efecto de lograr la producción requerida de potencia con la velocidad de rotación sincrónica con el generador. Esta regulación exige una armonía entre las características de rotación del sistema rotatorio y la conducción-hidráulica según puede verse en la ref 35 y 36.

Adicionalmente, de acuerdo con su geometría los álabes del distribuidor pueden dañarse por fenómenos vibratorios inducidos por el propio flujo; para resolver estos problemas puede requerirse de mediciones directas en el sitio y en fase de diseño verificar la estabilidad de los álabes, mediante el aislamiento de las frecuencias inducidas por el flujo y la frecuencia natural de los álabes.

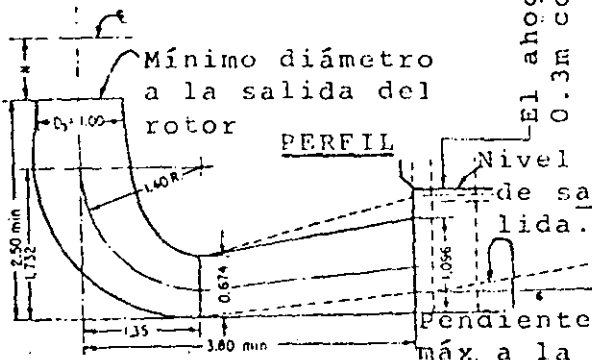
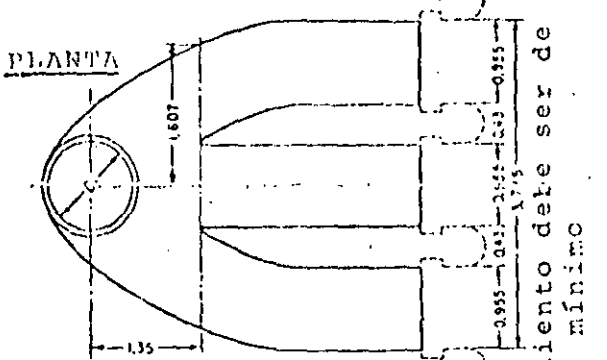
5.6 Eyectores

5.6.1 Dimensionamiento de las tuberías de eyección, desfogues o difusores

De acuerdo con la topografía del lugar en donde se va a instalar la tubería de eyección de una rueda y según el diámetro nominal de la misma, se escogerá una de las tuberías de eyección mostradas en la fig 56; el dimensionamiento de las mismas se hará multiplicando los valores dados en las gráficas -

EYECTOR CON APOYO DOBLE

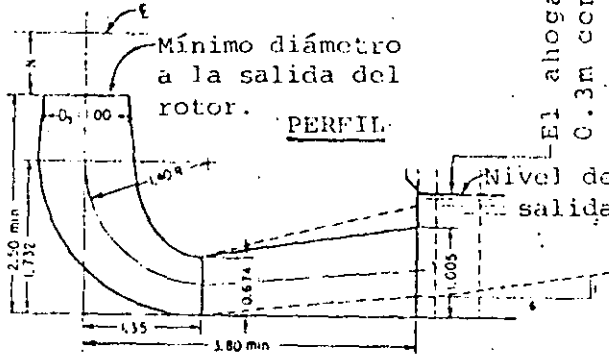
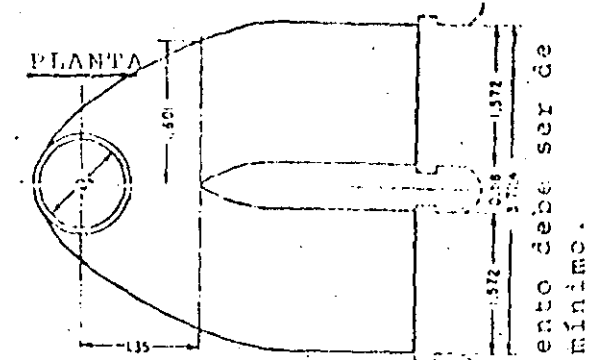
(Para $D_3 > 2.13m$)



Todas las dimensiones están en relación a D_3

EYECTOR CON APOYO SIMPLE

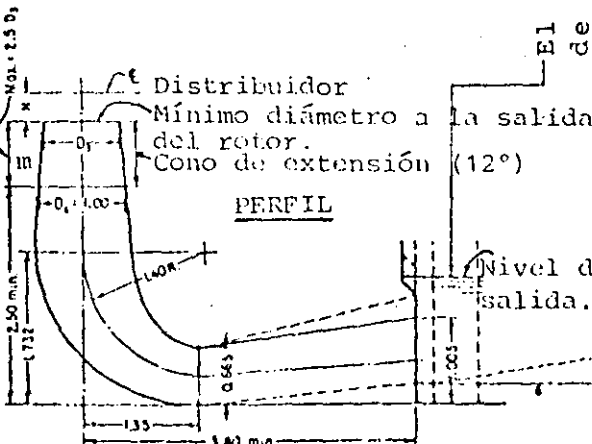
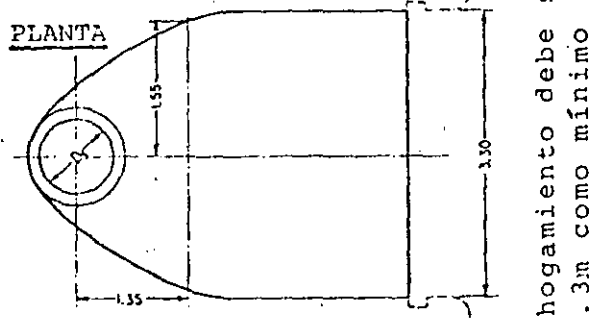
(Para $1.22 < D_3 < 2.13m$)



Todas las dimensiones están relacionadas a D_3

EYECTOR SIN APOYOS

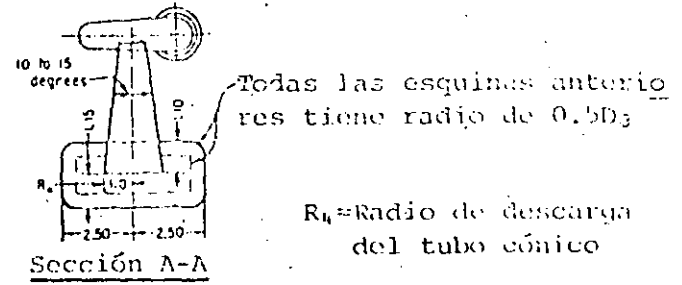
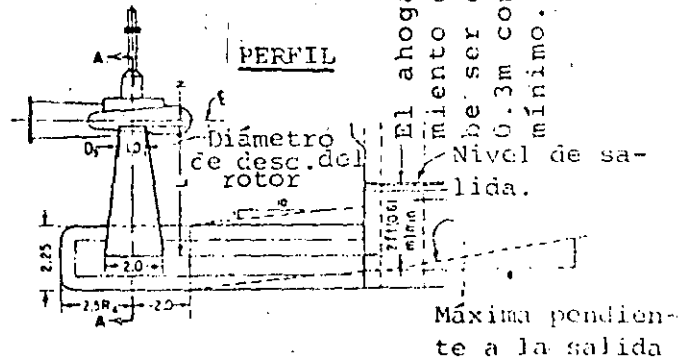
(Para $0.61 < D_3 < 1.22m$)



Todas las dimensiones están en relación a D_4

EYECTOR CONICO

(Para $D_3 < 0.61m$)



Todas las dimensiones están en relación a R_4

Fig 56. Selección de Tubos Eyectores

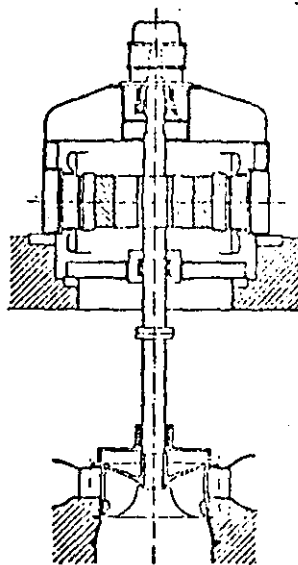
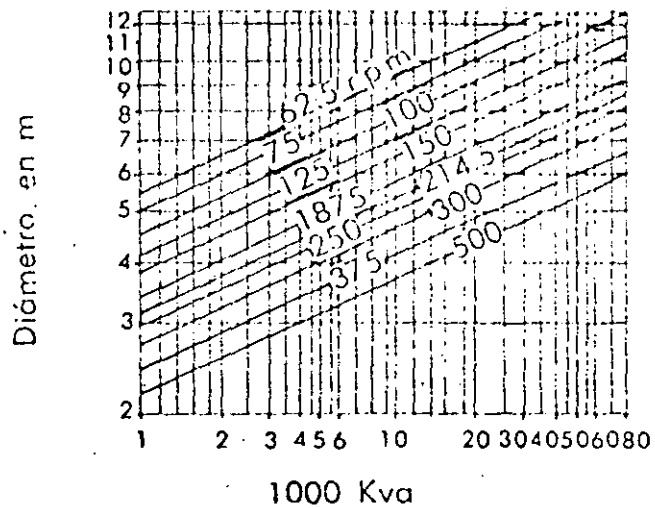
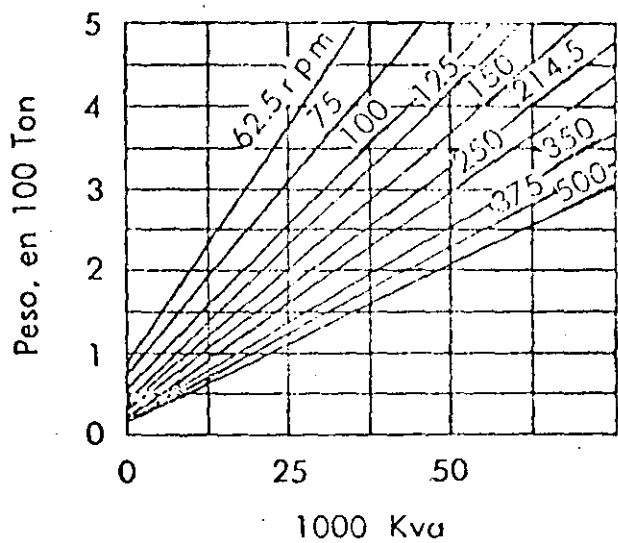


Fig 57. Pesos y diámetros de generadores

por la dimensión característica que en ellas se indica.

Los tubos de eyección se hacen de concreto y su dimensionamiento quedará también condicionado por la altura de succión de las ruedas, ref 12, 29.

Se propone un ejemplo de dimensionamiento de tuberías de eyección en el capítulo de ejemplos.

5.7 Pesos y Diámetros de los Generadores

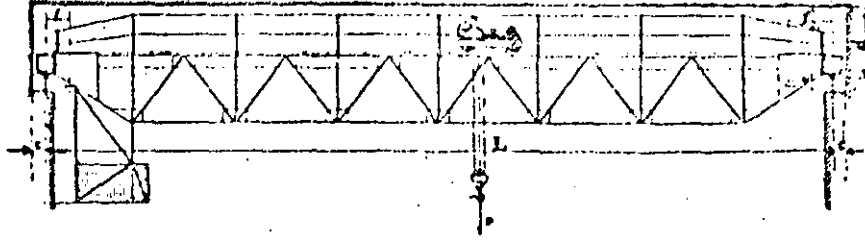
El peso de los generadores y sus diámetros se pueden obtener en forma aproximada, en función de n (r.p.m.) y la potencia generada en K.V.A., figs. 57.

5.8 Transporte y Montaje de la Maquinaria de las Plantas Hidroeléctricas

El transporte de la maquinaria de las centrales hidroeléctricas requiere, para las grandes unidades, el empleo de medios especiales y aparejos adaptados a los pesos excepcionales a fin de transportar en una sola pieza válvulas, rotores, generadores (rotor y eje, y estatores) y transformadores. Si el transporte se realiza desde la fábrica por ferrocarril o por carretera, existen límites de peso y de dimensiones que obli-

gan, para las grandes unidades, a descomponer la maquinaria - en varias partes, se debe, no obstante, evitar la subdivisión del complejo en partes cuya recomposición en la planta resulta constructivamente no recomendable. Se deberá tomar en --- cuenta el tipo de planta, ya sea que esté al exterior o en ca verna y, para plantas al exterior, el remolque se colocará de bajo de la grúa que existe en todas las plantas para los tra bajos de montaje y reparación. Para las plantas en caverna, - se debe permitir el paso del remolque con la parte de la ma-- quinaria transportada por la galería o túnel de acceso a la - planta, o bien por medio de una torre de montaje al exterior- con apropiadas grúas para bajar las piezas a la sala de máqui- nas y debajo del puente-grúa de la misma.

Las piezas de las máquinas se colocan en la central debajo de la grúa que las transporta desde el remolque al lugar de alma- cenamiento hasta su montaje. Por medio de puentes-grúa se -- consigue realizar el montaje en las mejores condiciones de ra- pidez y seguridad. Son del tipo empleado en los talleres de- construcción de maquinaria de gran potencia, y permiten la -- elevación y transporte de carga, pues el carro se mueve en -- sentido longitudinal en la sala de máquinas. El puente se -- traslada en sentido longitudinal por medio de ruedas, apoya-- das en carriles que van montados sobre vigas longitudinales a lo largo de ella. Le toca al proyectista decidir previamente



P Carga en toneladas	L m	d mm	c mm	f ₁ mm	Peso en kg	
					Sin aparejo auxiliar	Con aparejo auxiliar
20	10	2150	275	1050	15 800	18 100
	12	2150	275	1050	17 100	19 800
	14	2150	275	1050	18 400	20 600
	16	2150	275	1050	19 900	22 100
	18	2150	275	1050	21 600	23 700
	20	2150	275	1050	23 400	25 500
25	10	2200	275	1100	16 300	18 600
	12	2200	275	1100	17 600	20 000
	14	2200	275	1100	18 900	21 000
	16	2200	275	1100	19 500	22 900
	18	2200	275	1100	21 300	24 600
	20	2200	275	1100	23 800	26 300
30	10	2300	300	1200	18 400	21 100
	12	2300	300	1200	19 900	22 700
	14	2300	300	1200	21 400	24 300
	16	2300	300	1200	23 000	25 900
	18	2300	300	1200	24 700	27 500
	20	2300	300	1200	26 500	29 300
40	10	2500	325	1300	20 800	23 700
	12	2500	325	1300	22 400	25 100
	14	2500	325	1300	24 100	26 800
	16	2500	325	1300	25 800	28 600
	18	2500	325	1300	27 700	32 400
	20	2500	325	1300	31 100	33 500
50	10	2600	350	1400	24 500	28 200
	12	2600	350	1400	26 000	29 700
	14	2600	350	1400	27 700	31 400
	16	2600	350	1400	29 700	33 400
	18	2600	350	1400	31 600	35 400
	20	2600	350	1400	33 800	37 600
60	10	2800	375	1450	27 000	30 900
	12	2800	375	1450	28 800	32 500
	14	2800	375	1450	30 500	34 400
	16	2800	375	1450	32 600	36 400
	18	2800	375	1450	35 000	38 800
	20	2800	375	1450	37 500	41 000
75	10	3000	400	1500	31 100	35 400
	12	3000	400	1500	33 300	37 800
	14	3000	400	1500	35 700	29 800
	16	3000	400	1500	38 200	42 500
	18	3000	400	1500	41 100	45 400
	20	3000	400	1500	44 100	48 500
200	18	3200	450	3000	68 200	75 000

Tabla 18. Características principales de los Puentes-grúa.

sobre las dimensiones y capacidad del puente-grúa. La altura mínima del puente-grúa está dada por la altura de la mayor -- pieza o conjunto de piezas que debe levantar y por la posi--- ción más alta del gancho de izamiento. La pieza más alta es- casi siempre el eje de rotación del generador con el rotor -- del mismo. En la tabla 18 se dan las dimensiones fundamenta- les de los puentes-grúa empleados normalmente en las salas de máquinas de las plantas hidroeléctricas. Para facilitar la - operación de montaje se provee al puente-grúa de un aparejo - diferencial para 3 a 5 toneladas de carga, con lo cual se con- sigue mayor rapidez en el trabajo. En las plantas importan-- tes, la grúa lleva dos aparejos auxiliares uno de los cuales- se mueve con el carro de la grúa. Lo mejor es instalar dos - grúas, una potente y otra para cargas menores.

6. EJEMPLOS

Introducción

En éste capítulo, se presentan ejemplos completamente resueltos, que ayudan a comprender la aplicación de los aspectos --
tratados en capítulos anteriores y muestran aplicaciones a --
problemas particulares

6.1 Compuertas

EJEMPLO NO. 1. Una compuerta deslizando descarga libremente a un canal. El tirante aguas arriba es $y_1 = 2.00$ m y el ancho de la compuerta es de 2.5 m. Se desea conocer la abertura "a" que debe darse a la compuerta para descargar $5 \text{ m}^3/\text{s}$. También se quiere saber cuánto se reduciría el gasto si, manteniendo la carga aguas arriba y la abertura "a" de la compuerta, ésta ya no descargara libremente sino con un tirante aguas abajo $y_3 = 1.5$ m.

SOLUCION:

El gasto descargado por una compuerta está dado por la fórmula (1)

$$Q = C_d a b \sqrt{2gy_1}$$

Como hay dos incógnitas, C_d y a , se procederá por tanteos haciendo:

$$a = \frac{Q}{(C_d) b \sqrt{2gy_1}} = \frac{5}{C_d (2.5) \sqrt{19.6 \times 2}} = \frac{0.32}{C_d}$$

1er. tanteo: si $C_d = 0.55$, $a = 0.582$ m y como entonces

$$y_1/a = \frac{2.00}{0.582} = 3.44 \text{ resulta que usando la Fig. 7b, para esta relación --- } C_d = 0.57.$$

2o. tanteo: si $C_d = 0.56$, $a = \frac{0.32}{0.56} = 0.57$. Comprobación-

para:

$$y_1/a = \frac{2.00}{0.57} = 3.51 \text{ usando la Fig 7b resulta - que } C_d = 0.57$$

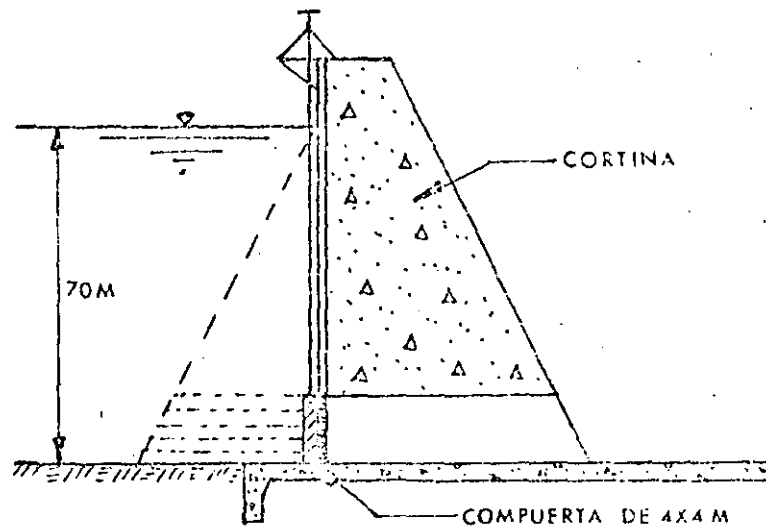
$$\therefore Q = 0.57 \times 0.57 \times 2.5 \sqrt{19.6 \times 2} = 5.0 \text{ m}^3/\text{s}$$

La descarga ahogada, para $y_3 = 1.5$ m será: Haciendo ahora -- $y_1/a = 3.5$ y $y_3/a = 2.63$ de la Fig 7b resulta que $C_d = 0.42$ - por lo que el gasto descargado será:

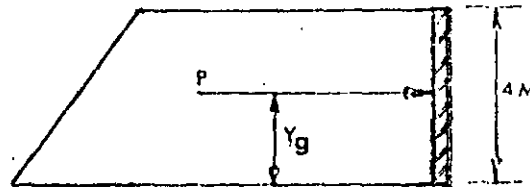
$$Q = C_d b a \sqrt{2gy_1}$$

$$Q = 0.42 \times 2.5 \times 0.57 \sqrt{19.6 \times 2} = 3.75 \text{ m}^3/\text{s}$$

EJEMPLO No. 2. Determinar la fuerza total que ejerce el agua contra la compuerta mostrada y la fuerza que se debe ejercer para subir la compuerta según las condiciones de carga que se especifican - en la figura de abajo. Hacer una selección - del número de rodillos necesario



1) Determinación del empuje de agua sobre la compuerta



$$P_x = \frac{(\gamma h_2 + \gamma h_1) (h_2 - h_1)}{2} b$$

$$P_x = \frac{\gamma(h_2^2 - h_1^2)}{2} b = \frac{1000(70^2 - 66^2)}{2} (4) = 1,090 \text{ Ton.}$$

Su posición se puede obtener con

$$y_g = \frac{\gamma b}{6P_x} (h_2^3 - 3h_2h_1^2 + 2h_1^3)$$

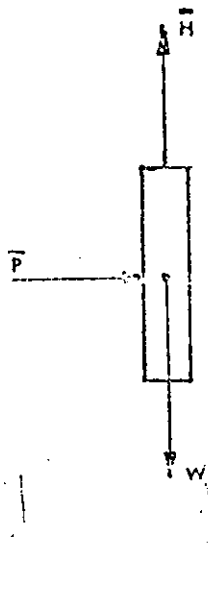
$$y_g = \frac{1000 \times 4}{6 \times 1.09 \times 10^6} \left[(70)^3 - 3 \times 70 \times (66)^2 + 2(66)^3 \right] = 1.98 \text{ m}$$

o sea que actúa a 1.98 m desde el piso

La presión media en toda la compuerta será:

$$\bar{P}_{res.} = \frac{P}{A} = \frac{1.09 \times 10^6 \text{ Kg}}{16 \text{ m}^2} = 68 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

- 2) Cálculo de la Fuerza necesaria para levantar la compuerta: Si \bar{H} = fuerza para levantar la compuerta sin rodillos.



Según el criterio del U.S.B.R. para compuertas deslizantes (figs 10 y 21).

$$\bar{H} = \mu A \bar{P} + W ; \text{ se elige } \mu = 0.6$$

Como $A = 16 \text{ m}^2$; $\bar{P} = 68 \text{ Ton/m}^2$ y de la gráfica 21 para $H = 70 \text{ m}$ y $B = 4.0 \text{ m}$ - se obtiene $W = 45 \text{ Ton}$

$$\text{resulta } \bar{H} = 0.6 \times 16 \times 68 + 45 = 637.8 \text{ Ton.}$$

- 3) Selección de un número de rodillos necesarios para la fuerza que levantará la compuerta cuando el sistema de izaje se encuentra aguas abajo de la compuerta con rodillos.

La carga permisible por rodillo es

$$P = 42.22 \text{ LD}$$

suponiendo rodillos con $D = 40 \text{ cm}$ y $L = 36 \text{ cm}$

$$P = 42.22 \times 36 \times 40 = 60,796 \text{ Kg}$$

el número de rodillos

$$\text{No. de rodillos} = \frac{1090}{60,796} = 17.93 \approx 18$$

significa colocar 9 rodillos de cada lado de la compuerta.

Si se elige un sistema de rodillos fijados a la compuerta por medio de sus ejes de rotación, la fuerza de fricción se puede calcular por medio de la fórmula 7.

$$R = (\mu + \mu' \alpha) \frac{P}{n}$$

Supongamos que $a = 5$ cm (debe calcularse anteriormente)

$$R = (0.10 + 0.15 \times 0.05) \frac{1090}{0.20} = 585.9 \text{ Ton}$$

La fuerza de izaje será:

$$H = 585.9 + 45 = 630.9 \text{ Ton}$$

Se puede notar poca diferencia de la fuerza de izaje para la compuerta deslizante y la compuerta con rodillos, pero la primera requiere normalmente mayor mantenimiento por la corrosión e incremento del coeficiente de fricción con el tiempo y es de más simple construcción; en cambio, la compuerta de rodillos requiere poco mantenimiento pero su construcción es más complicada.

EJEMPLO No. 3. Determinar la fuerza necesaria para levantar la compuerta radial, fig A, tomando en cuenta los efectos de fricción en los sellos, la chumacera y fuerza dinámica.

Suponer que todas las fuerzas pueden representarse en un plano.

1. Determinar la fuerza de izaje para la condición que se muestra en la fig A ($a = 0$)
2. Determinar la fuerza de izaje cuando se tiene una abertura de compuerta $a = 1$ m.

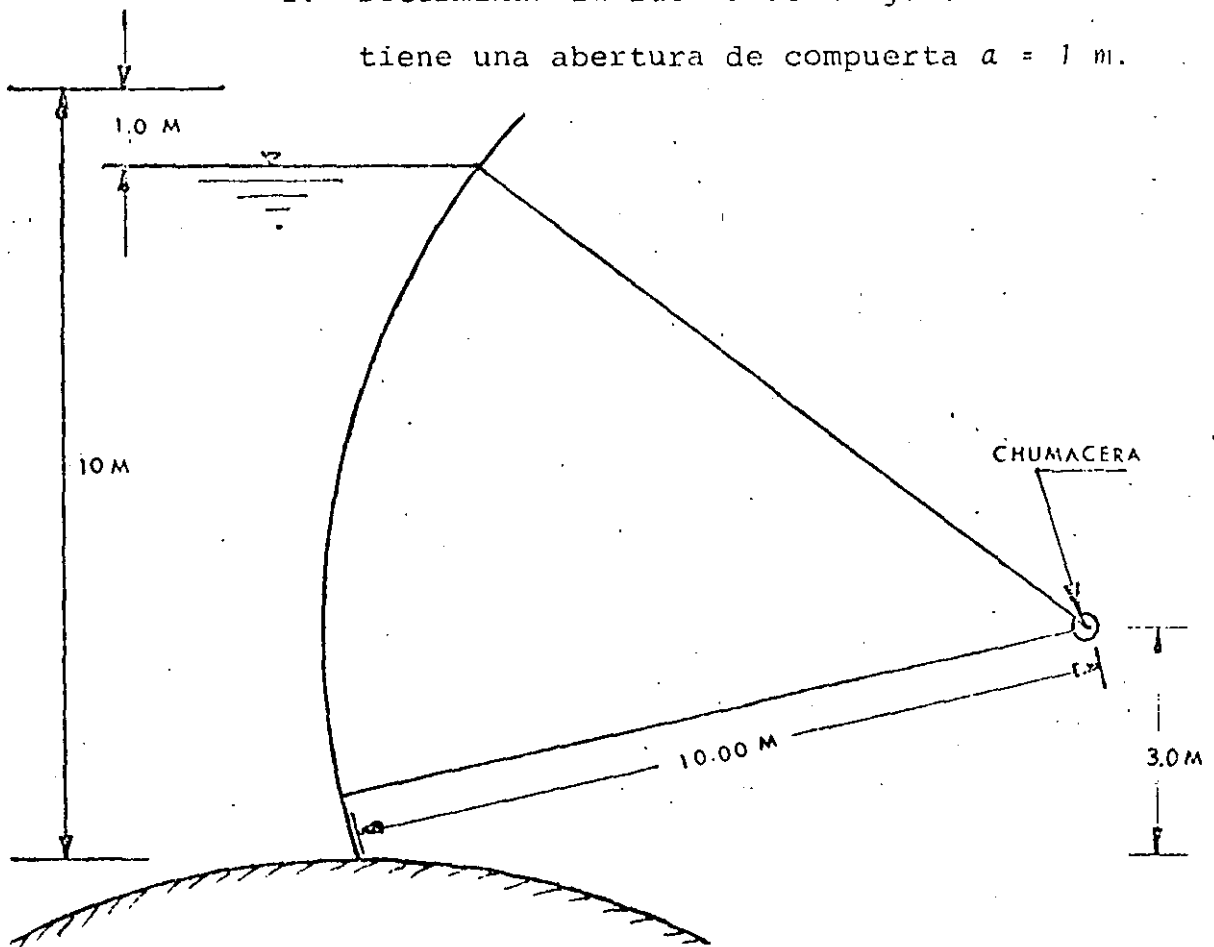


FIG A

Donde:

1. Peso específico del agua $\gamma = 1000 \text{ Kg/m}^3$
2. Ancho de la compuerta $b = 15 \text{ m}$
3. Radio de la chumacera $r = 0.20 \text{ m}$
4. Dimensiones para el sello $x = 0.050 \text{ m}$
 $y = 0.025 \text{ m}$
 $S = 0.020 \text{ m}$
5. Coeficiente de fricción del sello $\mu = 0.25$

SOLUCION:

Primera parte.

- 1a) Determinación de las fuerzas estáticas ejercidas por el agua en la compuerta y su posición.

Para determinar las fuerzas se dividió la altura de la compuerta en diez franjas según se muestra en la fig B. En la tabla I se muestra un resumen de los cálculos --- efectuados.

Las fórmulas utilizadas fueron planteadas de acuerdo a lo explicado en el inciso 3.4:

T A B L A I

Z_i (m)	ΔL (m)	ΔP_x (ton)	ΔP_x Acumulado	ΔP_y (ton)	$a = 0$	$a = 1$	y_g (m)	x_g (m)	$\Delta P_x y_g$ (ton-m)	$\Delta P_y x_g$ (ton-m)
0	1.20	7.5	7.5	+ 5.0	+30.6	+45.5	0.667	8.5	5.0	42.5
1	1.12	22.5	30.5	+11.3			1.556	9.0	35.0	101.7
2	1.07	37.5	67.5	+14.3			2.530	9.4	95.0	134.4
3	1.04	52.5	120.0	+14.9	-30.6	-9.1	3.520	9.7	185.0	144.5
4	1.02	67.5	187.5	+13.5			4.520	9.9	305.0	133.7
5	1.00	82.5	270.0	0.0			5.520	10.0	455.0	0
6	1.00	97.5	367.5	0.0			6.510	10.0	635.0	0
7	1.02	112.5	480.0	-22.6			7.510	9.8	845.0	-221.5
8	1.04	127.5	607.5	-36.4			8.510	9.7	1085.0	-353.0
9										

$\Sigma \Delta P_x = 607.5 \text{ Ton}$

$\Sigma \Delta P_y = 0 \text{ Ton}$

$\Sigma \Delta P_x y_g = 3645.0 \text{ Ton-m}$

$\Sigma \Delta P_y = + 36.4 \text{ Ton}$

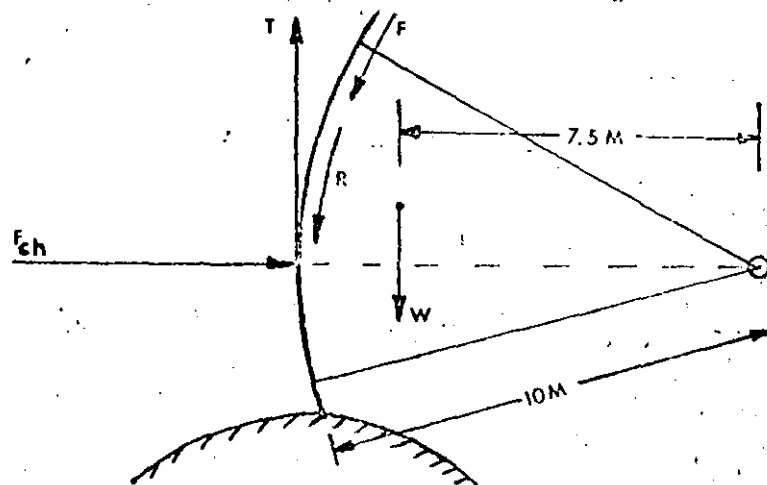
La fuerza por fricción de los sellos será

$$R = 0.25 \times 20 \times 197 = 985 \text{ Kg} \approx 1 \text{ Ton}$$

Aunque en compuertas radiales la fricción por sellos es pequeña, es importante mencionar que la fuerza de fricción por sellos para compuertas deslizantes, que normalmente tienen cargas mayores, este concepto representa un mayor significado.

1e) Cálculo de la fuerza de izaje

Tomando momentos respecto a la chumacera suponiendo que todas las fuerzas pueden representarse en un plano:



$$T \times 10 - 91 \times 7.5 - 7.29 \times 10 - 1 \times 10 = 0$$

$$T = \frac{91 \times 7.5 + 7.29 \times 10 + 1 \times 10}{10} = 16.54 \text{ Ton}$$

Segunda parte

- 2a) Determinación de las fuerzas estáticas ejercidas por el agua. De la tabla se puede obtener los datos para los cálculos siguientes:

La posición de la resultante horizontal

$$y_g = \frac{\sum \Delta P_x y_g}{\sum \Delta P_x} = \frac{2560}{480} = 5.33 \text{ m}$$

y la posición de la resultante vertical

$$x_g = \frac{\sum \Delta P_y x_g}{\sum \Delta P_y}$$

8.5, 9.0, 9.4 y 9.7 distancias a los centros de gravedad de las ΔP_y con respecto a la chumacera.

$$x_g = \frac{5.0 \times 8.5 + 11.3 \times 9.0 + 14.3 \times 9.4 + 14.9 \times 9.7}{36.4} - \frac{9.1 \times 9.8}{36.4}$$

$$x_g = 9.2 \text{ m}$$

La fuerza en la chumacera

$$F_{ch} = \sqrt{(\sum \Delta P_x)^2 + (\sum \Delta P_y)^2} = \sqrt{480^2 + 36.4^2} = 481.38 \text{ Ton}$$

Esta fuerza forma un ángulo con la horizontal de

$$\theta = \text{ang tan } \frac{36.4}{480} = 4.34^\circ$$

2b) Peso de la compuerta

$$W = 91 \text{ Ton}$$

2c) Cálculo de la fuerza para vencer la fricción en la chumacera

$$F = \frac{0.6 \times 481.38 \times 0.20}{10} = 5.78 \text{ Ton}$$

2d) Cálculo de la fuerza para vencer la fricción de los sellos:

$$R = \mu L \bar{D}$$

$$\bar{P} = \frac{481380}{15 \times 9} = 3566 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{D} = \frac{3566 (0.0025 + 0.000625 + 0.00125)}{0.1} = 156 \text{ Kg/m}$$

$$R = 0.25 \times 20 \times 156 = 780 \text{ Kg} = 0.78 \text{ Ton}$$

2e) Cálculo de la fuerza dinámica con la fórmula (4)

$$F_D = (k_o - k_u) B d \frac{\gamma}{g} \frac{v^2}{2}$$

Para $d = 0.20$ m y $\frac{a}{d} = \frac{1}{9} = 0.11$ de la gráfica 11-
se obtiene $k_o = 0.99$.^{a máx}

Con un labio inferior de la compuerta horizontal, $\frac{a}{d} = 0.11$ y $\frac{a}{d} = 5$ se puede tomar de la gráfica 12a, $k_u = -0.3$ (se toma el valor menor por seguridad).

El gasto descargado con la fórmula (2) resulta

$$Q = \frac{2}{3} \sqrt{2g} CL (H_1^{3/2} - H_2^{3/2})$$

con $\frac{d_1}{H_1} = \frac{1.0}{9} = 0.11$ en la gráfica 9 se obtiene ----

$$C = 0.71$$

$$Q = \frac{2}{3} \sqrt{2 \times 9.81} \times 0.71 \times 15 (9^{3/2} - 8^{3/2}) =$$

$$= 137.43 \text{ m}^3/\text{seg}$$

la velocidad

$$v_{\delta} = \frac{137.43}{15 \times 1} = 9.16 \text{ m/s}$$

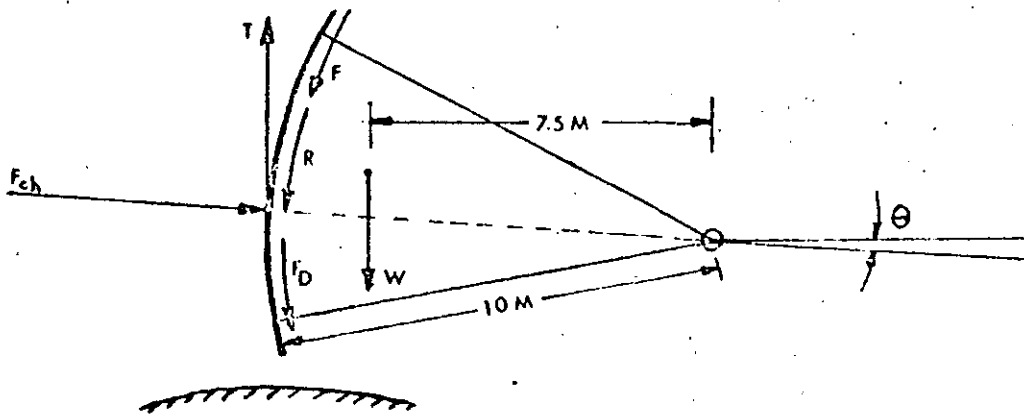
y la fuerza dinámica

$$F_D = (0.99 + 0.3) 15 \times 0.2 \times \frac{1000}{9.81} \times \frac{(9.16)^2}{2}$$

$$F_D = 16550 \text{ Kg} = 16.55 \text{ Ton}$$

2f) Cálculo de la fuerza de izaje

Tomando momentos respecto a la chumacera suponiendo que todas las fuerzas pueden representarse en un plano:



$$T \times 10 - 91 \times 7.5 - 5.78 \times 10 - 0.78 \times 10 - 16.55 \times 10 = 0$$

$$T = \frac{91 \times 7.5 + 5.78 \times 10 + 0.78 \times 10 + 16.55 \times 10}{10} = 91.36 \text{ Ton}$$

EJEMPLO No. 4. Se tiene una compuerta rectangular de 2.5 m de ancho y 2.4 m de alto, y se sabe que para una abertura "a" de 0.57 m se descargan 5 m³/s. Determinar la fuerza dinámica principal. El espesor de compuerta es $d = 0.3$ m y el labio inferior es horizontal.

SOLUCION:

La ecuación para calcular esta fuerza es la fórmula (4)

$$F_D = (k_o - k_u) B d \frac{\gamma}{g} \frac{v_s^2}{2}$$

a) Determinación de k_o .

como $\frac{a}{a_{m\acute{a}x}} = \frac{0.57}{2.4} = .24$ de la gráfica 11

$$k_o = 0.98$$

b) Determinación de k_u de las gráficas 12a para $\frac{a}{d} = 1.9$.
Como el labio inferior de la compuerta es horizontal un valor desfavorable sería $k_u = -0.3$.

Debemos notar que cuando el labio inferior tiene inclinación mayor que 20°, k_u toma valores de cero o mayores

que cero y elegir $k_u = 0$ hace estar más del lado de la seguridad.

c) Cálculo de v_Δ

Como el tirante en la sección contracta es $v_\Delta = C_c a$ si se supone $C_c = 0.625$ (valor práctico)

$$v_\Delta = 0.625 \times 0.57 = 0.356 \text{ m}$$

La velocidad será:

$$v_\Delta = \frac{Q}{A} = \frac{5}{2.5 \times 0.356} = 5.6 \text{ m/s}$$

d) Aplicación de la fórmula (4)

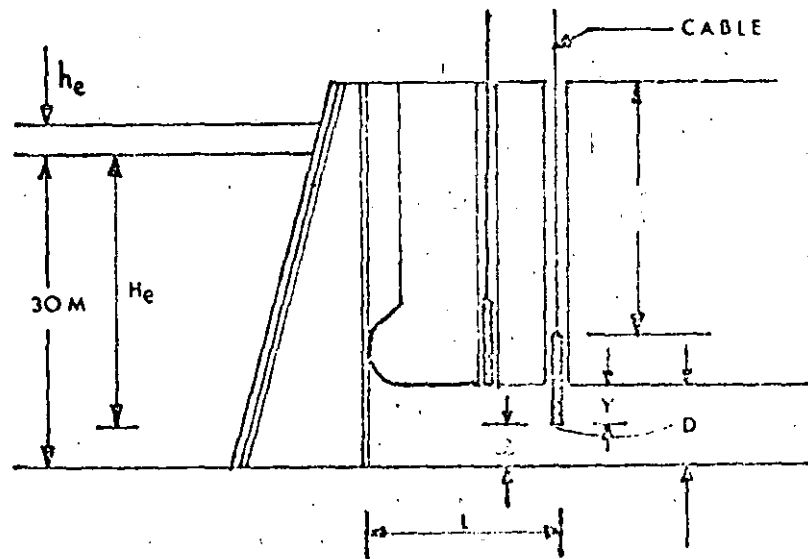
$$F_D = (0.98 - 0) (2.5) (0.3) \times \frac{1000}{9.81} \frac{(5.6)^2}{2} = 1175 \text{ Kg}$$

$$6 \quad F_D = [0.98 - (-0.3)] (2.5) (0.3) \times \frac{1000}{9.81} \frac{(5.6)^2}{2} = 1535 \text{ Kg}$$

Por lo tanto, la fuerza dinámica principal en dirección del movimiento de la compuerta es de 1.535 Ton.

EJEMPLO No. 5. En la instalación que se muestra con los datos indicados analizar:

- a) La altura crítica para asegurar que no se formen vórtices
- b) La vibración de la compuerta debida al -- desprendimiento de una estela de vórtices del borde inferior de la misma
- c) La vibración de la compuerta debida a las ondas de presión entre el almacenamiento y la compuerta.



DATOS:

1. Compuerta de fondo plano
2. Altura de conducto $D = 7.0 \text{ m}$
3. Ancho del conducto $B = 5.0 \text{ m}$

4. Proyección de la compuerta en el conducto $y = D - a$
5. Abertura de la compuerta a
6. Longitud del cable $\ell = 40.0 \text{ m}$
7. Esfuerzo unitario permisible en el cable $\sigma = 597.6 \text{ Kg/cm}^2$
8. Carga total en la compuerta 30.0 m
9. Longitud del conducto aguas arriba de la compuerta $L = 30.0 \text{ m}$
10. Celeridad de la onda de presión en un conducto de concreto $C = 1310 \text{ m/s}$

SOLUCION:

- a) Cálculo de la altura crítica necesaria para que no se formen vórtices con la ecuación (12)

$$Q = 0.64 A \sqrt{2gH} = 0.64 \times 5 \times 7 \sqrt{2 \times 9.81 \times 30} =$$

$$= 543.0 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$v_0 = \frac{Q}{0.64 A} = \frac{543}{0.64 \times 35} = 24.25 \text{ m/s}$$

el diámetro equivalente

$$D = \sqrt{\frac{A}{0.785}} = \sqrt{\frac{35}{0.785}} = 6.68 \text{ m}$$

carga crítica necesaria

$$h_{cr} = 0.5 D \left(\frac{v_0}{\sqrt{gD}} \right)^{0.55} = 6.10 \text{ m}$$

Una carga de 6.10 m o mayor evita la formación de los vórtices. En el presente problema se dispone de una carga de 23.0 m por encima de la clave del conducto que proporciona seguridad sobrada.

- b) Cálculo de la vibración debida al desprendimiento de la estela de vórtices:

Para $l = 40.0 \text{ m}$ y $\sigma = 597.6 \text{ Kg/cm}^2$ de la fig 20 se determina la frecuencia natural

$$f_n = 3.8 \text{ ciclos/s}$$

La carga de energía H_e en el fondo de la compuerta es = 30.0 - a. Para la frecuencia de la estela de vórtices y características de resonancia f_f/f_n se tiene:

COMPUERTA		FRECUENCIA DE ESTELA		CARACTERISTICA
Abertura	Proyección	H_e	DE VORTICES	DE RESONANCIA
a	$y = D - a$	$30 - a$	δ_f (De gráfica) 18	δ_f / δ_n
0.9	6.1	29.1	0.27	0.07
2.7	4.3	27.3	0.40	0.11
4.5	2.5	25.5	0.60	0.16
6.3	0.7	23.7	2.30	0.61

Trazando δ_f / δ_n en la gráfica 17: Todos los puntos resultan sobre el cero de la línea de aislamiento. La compuerta está sujeta a la vibración en todas las aberturas y se recomienda cambiar el diseño del labio inferior de la compuerta a 45 grados para eliminar las pulsaciones del fondo.

- c) Cálculo de la vibración de una compuerta debida a las ondas de presión entre el almacenamiento y la compuerta:

Para $L = 30.0 \text{ m}$ y $C = 131.0 \text{ m/s}$ de la fig 19 se obtiene la frecuencia de excitación de las ondas de presión,

$$\delta_f = 10.9 \text{ ciclos/s}$$

y la característica de resonancia

$$\frac{\delta_{\delta}}{\delta_n} = \frac{10.9}{3.8} = 2.87$$

Trazando δ_{δ}/δ_n en la gráfica 17, la relación de transmisión $R.T. = 0.15$, o bien un porcentaje de aislamiento alto de 85%. La compuerta no está sujeta a vibración por las ondas de presión.

6.2 Válvulas

EJEMPLO No. 6. Una válvula de mariposa se encuentra instalada en un conducto, el diámetro de conducto de 1.22m y $\theta = 35^\circ$

Determinar las pérdidas de carga y el coeficiente de descarga para una descarga de 17 -- m^3/s .

SOLUCION:

- a) La pérdida de carga en una válvula está dada por la fórmula 24

$$h_p = K \frac{v^2}{2g}$$

De la tabla 7 para $\theta = 35^\circ$ se tiene $K = 6.22$, de tal manera que para una velocidad

$$v = \frac{Q}{A} = \frac{17}{0.785 (1.22)^2} = 14.55 \text{ m/seg}$$

resulta una pérdida

$$h_p = 6.22 \frac{(14.55)^2}{19.62} = 67.11 \text{ m}$$

- b) El gasto descargado por una válvula se calcula con la fórmula 25

$$Q = 0.785 D^2 \mu \sqrt{2g\Delta H} = C_d D^2 \sqrt{g\Delta H}$$

y por lo tanto, el coeficiente de descarga

$$C_d = \frac{Q}{D^2 \sqrt{g\Delta H}} = \frac{17}{(1.22)^2 \sqrt{9.81 \times 67.11}} = 0.445$$

$$\text{o bien } C_d = 0.785 \mu \sqrt{2} \quad , \quad \mu = \frac{0.445}{0.785 \times 1.414} = 0.4$$

De la tabla 10 donde C_d depende de θ , para $C_d = 0.445$ - se tiene $\theta = 37^\circ$, valor aproximado al valor supuesto de $\theta = 35^\circ$ empleado en el cálculo.

EJEMPLO No. 7. En un conducto de diámetro 1.8 m se dispone de una carga $\Delta H = 50$ m. Se tiene colocada una válvula de mariposa con $\mu = 0.175$, y se quiere conocer la descarga de la válvula Q , el ángulo de inclinación de la lenteja θ y el coeficiente de pérdida para la ΔH .

SOLUCION:

a) Cálculo de la descarga con la fórmula 25

$$Q = 0.785 D^2 \mu \sqrt{2g\Delta H}$$

$$Q = 0.785 (1.8)^2 0.175 \sqrt{19.62 \times 50} = 13.9 \text{ m}^3/\text{s}$$

donde el coeficiente C_d resulta

$$C_d = \frac{13.9}{(1.8)^2 \sqrt{9.81 \times 50}} = 0.193$$

b) La inclinación de la lenteja se obtiene de la tabla 10- para $C_d = 0.193$, un valor aproximado de $\theta = 52^\circ$.

c) Determinando el coeficiente de pérdida de carga con ---

$$v = \frac{Q}{A} \quad v = \frac{13.9}{0.785 (1.8)^2} = 5.47 \text{ m/s} \quad \Delta H = K \frac{v^2}{2g}$$

$$K = \frac{\Delta H \cdot 2g}{v^2} = \frac{50 \cdot 19.62}{(5.47)^2} = 32.79$$

Revisando la inclinación para el $K = 32.79$ en la tabla-
7 resulta un ángulo de $\theta \approx 50^\circ$

Revisando el coeficiente μ con la fórmula (26)

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{K}} = \frac{1}{\sqrt{32.79}} = 0.175$$

EJEMPLO No. 8. Determinar el coeficiente de descarga μ y el ángulo θ de una válvula esférica colocada en el sistema que se muestra en la figura A. Se tiene como datos:

1. El diámetro del conducto $D = 1.5 \text{ m}$ ($A = 1.76 \text{ m}^2$).
2. La descarga $Q = 15 \text{ m}^3/\text{s}$
3. Longitud de la tubería $L = 500 \text{ m}$
4. Tubería de acero soldado nuevo, $\epsilon = 0.00005 \text{ m}$ (rugosidad absoluta); viscosidad cinemática del agua a 15°C , $\nu = 1.145 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{seg}$.

SOLUCION:

a) Cálculo de la carga de velocidad.

$$\text{Para } v = \frac{Q}{A} = \frac{15}{0.785 (1.5)^2} = 8.49 \text{ m/s} \quad \text{es:}$$

$$h_v = \frac{v^2}{2g} = \frac{(8.49)^2}{19.62} = 3.67 \text{ m}$$

b) Cálculo de las pérdidas de carga:

$$\text{Por entrada: } h_e = 0.5 \frac{v^2}{2g} = 0.5 \times 3.67 = 1.8 \text{ m}$$

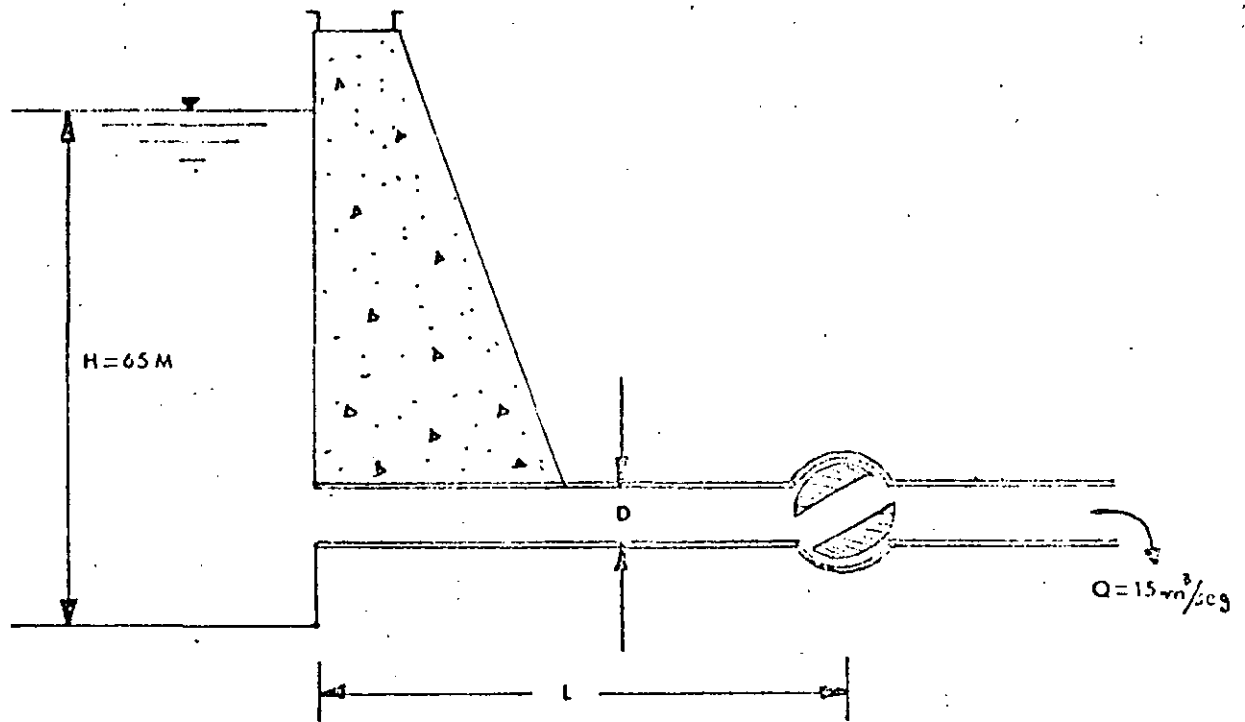


FIGURA A

Por fricción:
$$h_f = f \frac{L}{D} \frac{v^2}{2g}, \text{ para}$$

$$\frac{e}{D} = 0.000033, \quad R = \frac{vD}{\nu} = \frac{8.49 \times 1.5 \times 10^6}{1.145} =$$

$$= 11.12 \times 10^6$$

en el diagrama universal de Moody $f = 0.01$, resultan-

do

$$h_f = 0.01 \times \frac{500}{1.5} \times 3.67 = 12.25 \text{ m}$$

$$h_T = h_e + h_f = 1.8 + 12.25 = 14.05 \text{ m}$$

c) La carga disponible en la válvula

$$\Delta H = H - h_T - h_V$$

$$\Delta H = 65 - 14.05 - 3.67 = 47.28 \text{ m}$$

d) El coeficiente de pérdidas

$$K = \frac{47.28}{3.67} = 12.88$$

de la tabla 8 se tiene aproximadamente $\theta = 37^\circ$

e) El coeficiente de descarga

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{K}} = \frac{1}{\sqrt{12.88}} = 0.28$$

o bien de la fórmula $Q = 0.785 D^2 \mu \sqrt{2g\Delta H}$

$$\mu = \frac{15}{0.785 (1.5)^2 \sqrt{19.62 \times 47.28}} = 0.28$$

Si en lugar de colocar una válvula esférica se coloca una válvula de guillotina circular para $K = 12.88$ en la tabla 5 se obtiene una relación $\frac{X}{D} = 0.32$. Para una válvula de guillotina rectangular, cambiando la sección --

del conducto a cuadrada con $K = 12.88$ en la tabla 6 se obtiene $\frac{S_0}{S} = 0.35$, que con $S = 1.33 \text{ m}$ ($A = 1.33 \times 1.33 = 1.76 \text{ m}^2$) da $S_0 = 0.35 \times 1.33 = 0.47 \text{ m}$, significando esto proporcionar a la abertura una sección:

$$A_1 = 1.33 \times 0.47 = 0.625 \text{ m}^2$$

Suponiendo una válvula de chorro hueco con abertura $S = 0.20 \text{ m}$ y $\alpha = 45^\circ$ en la gráfica 42 para $\frac{S}{D} = 0.13$, se obtiene

$$\mu = 0.28$$

Suponiendo una válvula de chorro convergente en lugar de la válvula esférica (en un punto intermedio) con posición de abertura total: -----

$$Q = 0.58 \times 0.785 (1.5)^2 \sqrt{19.62 \times 47.88} = 31.2 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Como se puede ver en éste problema no es posible abertura total, dado que la descarga es de $15 \text{ m}^3/\text{s}$. En posición de apertura total ($\mu = 0.58$) $Q = 31.2 \text{ m}^3/\text{s}$, luego entonces la válvula de chorro convergente trabaja al 50% de su capacidad con los $15 \text{ m}^3/\text{s}$; es decir, la válvula funciona parcialmente cerrada para la descarga de $15 \text{ m}^3/\text{seg}$ y el coeficiente será:

$$\mu = \frac{15}{0.785(1.5)^2 \sqrt{19.62 \times 47.28}} = 0.28$$

La válvula de chorro convergente en el extremo final del conducto, $\mu = 0.58$ (válvula totalmente abierta) (ver inciso 4.2) en el presente problema $\mu = 0.28$ y con un coeficiente de pérdidas de

$$K = \frac{1}{\mu^2} = 12.88$$

El coeficiente de velocidad en apertura total es -----
 $C_v = 0.96$ a 0.98 y para $K = 12.88$ se obtiene de la ex---
 presión $K = \frac{1}{C_v^2}$ donde

$$C_v = \sqrt{\frac{1}{K}} = \sqrt{\frac{1}{12.88}} = 0.28$$

La velocidad de salida en el chorro y suponiendo que el diámetro de la salida es

$$D_{sal.} = 0.95 D$$

y el diámetro del chorro

$$D_{ch} = 0.80 D_{sal} = 0.76 D$$

donde

$$A_{ch} = 0.58 A_D$$

La velocidad del chorro resulta

$$v_{ch} = \frac{v_D}{0.58} = \frac{8.49}{0.58} = 14.6 \text{ m/s}$$

EJEMPLO No. 9. En una conducción de agua se instalan sucesivamente una válvula esférica y una válvula de retención. Si la válvula de retención se abre en 40° , la tubería suministra, con la válvula esférica completamente abierta, $2 \text{ m}^3/\text{s}$; si se cierra la válvula esférica en un cierto ángulo δ y la válvula de retención se abre del todo, la tubería proporciona $3.04 \text{ m}^3/\text{s}$. Hallar el ángulo δ .

SOLUCION:

Sean Q , el gasto y K , el coeficiente de pérdida de carga con la válvula esférica abierta (δ); Q_1 y K_1 lo mismo con la válvula de retención abierta $\delta = 40^\circ$.

La altura útil es
$$\frac{v_0^2}{2g} = \frac{v^2}{2g} + K \frac{v^2}{2g} = \frac{v_1^2}{2g} + K_1 \frac{v_1^2}{2g}$$

donde

$$\frac{v^2}{2g} (1 + K) = \frac{v_1^2}{2g} (1 + K_1)$$

resulta

$$\frac{v}{v_1} = \sqrt{\frac{1 + K_1}{1 + K}}$$

Además, de la ecuación de continuidad $Q = Av$; $Q_1 = Av_1$ se ob-

tiene
$$\frac{Q}{Q_1} = \frac{v}{v_1}$$

finalmente,
$$\frac{Q}{Q_1} = \frac{v}{v_1} = \sqrt{\frac{1 + K_1}{1 + K}}$$
 y sustituyendo valores.

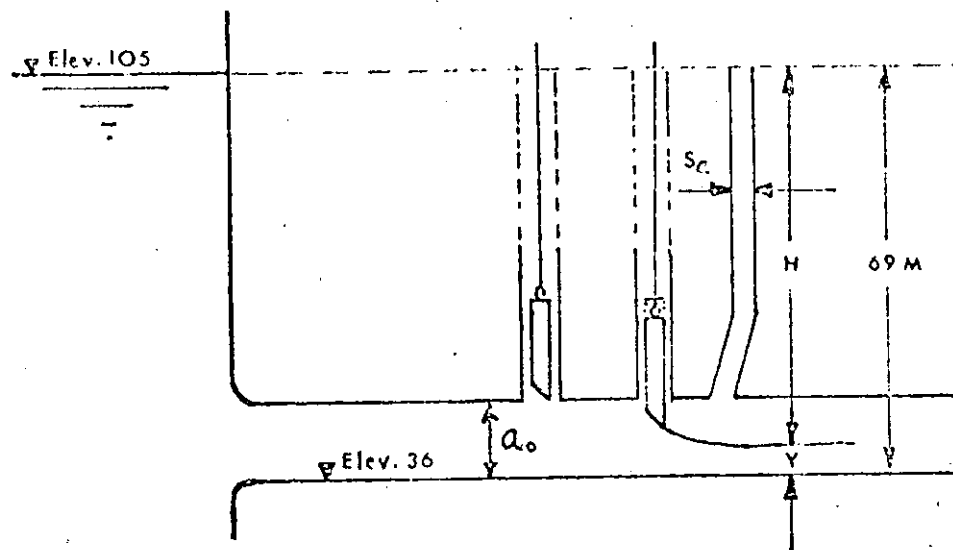
De la tabla 8a para $\delta = 40^\circ$ se tiene $K_1 = 14$:

$$\frac{3.04}{2} = \sqrt{\frac{1 + 14}{1 + K}}, \quad K = \left(\frac{2.0}{3.04}\right)^2 (1 + 14) - 1 =$$

$$= 5.49$$

La tabla 8 para $K = 5.47$ el ángulo es $\delta = 30^\circ$.

EJEMPLO No. 10. Determinar el tamaño de la sección de aireación para la instalación con compuertas mostrada en la fig



Donde:

- | | | |
|----|---|--|
| 1. | Ancho de la compuerta | $B = 1.20 \text{ m}$ |
| 2. | Abertura total de la compuerta | $a_0 = 2.80 \text{ m}$ |
| 3. | Abertura de la compuerta
(Al 80% de operación cuando se supone la demanda de aire máxima). | $a = 2.24 \text{ m}$ |
| 4. | Labio a 45° con coeficiente | $C = 0.8$ |
| 5. | El tirante en la sección contracta | $y = 0.8 \times 2.24 = 1.79 \text{ m}$ |

1a. SOLUCION:

Para a_0 $B = 2.80 \times 1.20 = 3.4 \text{ m}^2$ y carga $H = 69 - 0.895 = 68.11 \text{ m}$ de la gráfica 44 se obtiene $S_a = 0.6 \text{ m}^2$, el diámetro para un tubo circular es:

$$D = \sqrt{\frac{0.6}{0.785}} = 0.9 \text{ m}$$

2a. SOLUCION:

1. Cálculo de la descarga

$$Q = C A v = C a B \sqrt{2gH}$$

$$Q = 0.80 \times 2.24 \times 1.20 \sqrt{2 \times 9.81 \times 68.11} = 78.6 \text{ m}^3/\text{s}$$

2. Cálculo del número de Froude en la sección contracta, - fórmula (27)

$$F_r = \frac{78.6}{3.13 \times 1.2 (0.8 \times 2.24)^{3/2}} = 8.72$$

3. Con $(F_h - 1) = 7.72$ y la gráfica de la fig 45 se determina $\beta = 0.28$ y con la fórmula (28)

$$Q_a = \beta Q = 0.28 \times 78.6 = 22.00 \text{ m}^3/\text{s}$$

4. El área y diámetro por medio de las fórmulas (29) y --- (30):

$$S_a = 0.0131 Q_a = 0.0131 \times 22.00 = 0.29 \text{ m}^2$$

$$D = \sqrt{\frac{S_a}{0.785}} = \sqrt{\frac{0.29}{0.785}} = 0.61 \text{ m}$$

5. Revisando la velocidad

$$v_a = \frac{Q_a}{S_a} = \frac{22.00}{0.29} = 75.86 \text{ m/s} < 80 \text{ m/s}$$

6.3 Turbinas

EJEMPLO No. 11. Para los siguientes datos seleccionar una --- turbina y determinar los parámetros principales:

Carga de diseño $H_d = 280 \text{ m}$

Carga máxima $H_{m\acute{a}x} = 300 \text{ m}$

Carga mínima $H_{m\acute{i}n} = 260 \text{ m}$

Potencia de diseño $P_d = 125 \text{ MW}$

La cota del nivel aguas abajo $\nabla = 300.00$
m.s.n.m.

SOLUCIÓN:

- Determinar la velocidad específica n_s .

La potencia en C.V. es

$$P_d = 1.36 \times 125,000 = 170,000 \text{ C.V.}$$

$$n_s = \frac{n \sqrt{P_d}}{H_d \sqrt[4]{H_d}} = \frac{n \sqrt{170000}}{280 \sqrt[4]{280}} = 0.360 n$$

Para esta capacidad n podría variar entre 300 r.p.m. y 450 r.p.m. aproximadamente, lo que equivale a una n_s entre 108 r.p.m. y 162 r.p.m. Esta velocidad angular es-

pecífica corresponde a una turbina tipo Francis, tablas-
14, 15 y figs 46 y 47.

2. De la gráfica 48 se elige el modelo F-310 para -----
 $P_d = 125 \text{ MW}$ y $H_d = 280 \text{ m}$ donde 310 representa la carga-
máxima.

Para este modelo se pueden sacar datos principales de -
la tabla 15 o del topograma universal fig A. (Fig 49).

3. Determinación del gasto de diseño con la fórmula y eli-
giendo a $\eta = 0.91$ como valor promedio:

$$Q_d = \frac{P_d}{9.81 H_d \eta} = \frac{125000}{9.81 \times 280 \times 0.91} = 50 \text{ m}^3/\text{s}$$

4. El diámetro del rodete se determina según la fórmula

$$D_1 = \sqrt{\frac{Q_d}{Q_{11} \sqrt{H_d}}} = \sqrt{\frac{50}{0.480 \sqrt{280}}} = 2.50 \text{ m}$$

Donde

$Q_{11} = 0.480 \text{ m}^3/\text{s}$ que se selecciona del topograma univer-
sal fig A o de la tabla 15 ($Q_{11} = 0.450 \text{ m}^3/\text{s}$) para el -
modelo F-310.

Elegimos $Q_{11} = 0.480 \text{ m}^3/\text{s}$ del topograma universal, para que el diámetro obtenido corresponda a un diámetro comercial.

5. La velocidad angular se determina con la fórmula

$$n = \frac{n_{11} \sqrt{H_d}}{D_1} = \frac{65 \sqrt{280}}{2.50} = 435 \text{ r.p.m.}$$

$n_{11} = 65$ se elige del topograma universal fig A o de la tabla 15. De la tabla 17 elegimos una velocidad angular sincrona $n = 450 \text{ r.p.m.}$ (más cercana a la obtenida).

Debemos verificar que para $D_1 = 2.50 \text{ m}$ y $n = 450 \text{ r.p.m.}$ cual es el valor de n_{11} :

$$n_{11} = \frac{n D_1}{\sqrt{H_d}} = \frac{450 \times 2.50}{\sqrt{280}} = 67 \text{ r.p.m.}$$

Para verificar si estamos en la zona óptima (cambiando la carga de $H_{\text{mín}}$ hasta $H_{\text{máx}}$) calculamos $n_{11 \text{ máx}}$ y

$n_{11 \text{ mín}}$:

$$n_{11 \text{ máx}} = \frac{n D_1}{\sqrt{H_{\text{mín}}}} = \frac{450 \times 2.50}{\sqrt{260}} = 69.8 \text{ r.p.m.}$$

$$n_{11 \text{ mín}} = \frac{n D_1}{\sqrt{H_{\text{máx}}}} = \frac{450 \times 2.50}{\sqrt{300}} = 65.0 \text{ r.p.m.}$$

Se concluye que n_{11} , $n_{11 \text{ máx}}$, $n_{11 \text{ mín}}$ corresponden a la zona óptima del topograma universal.

6. Altura de aspiración

Del topograma universal para $n_{11} = 67 \text{ r.p.m.}$ y $Q_{11} = 0.480 \text{ m}^3/\text{s}$ e interpolando obtenemos el coeficiente de cavitación $\sigma = 0.076$.

Tomando un coeficiente de seguridad $k_\sigma = 1.1$ obtenemos

$$\sigma_T = k_\sigma \sigma = 1.1 \times 0.076 = 0.0836$$

finalmente con la fórmula (35)

$$H_\Delta = 10 - \frac{\nabla}{900} - \sigma_T H_d = 10 - \frac{300}{900} - 0.0836 \times 280 =$$

$$H_\Delta = -13.74 \text{ m}$$

indica que la turbina debe estar sumergida a 13.74 m bajo el nivel del agua, aguas abajo de la casa de máquinas.

Con $n_{11}^{\text{mín}}$ (que corresponde a $H_{\text{máx}}$) y $Q_{11} = 0.480 \text{ m}^3/\text{s}$ del topograma universal obtenemos $\sigma = 0.0735$.

$$\sigma_T = k_\sigma \sigma = 1.1 \times 0.0735 = 0.0809$$

$$H_\delta = 10 - \frac{V}{900} - \sigma_T H_{\text{máx}} = 10 - \frac{300}{900} - 0.0809 \times 300 =$$

$$H_\delta = -14.60 \text{ m}$$

el caso más desfavorable de la altura de aspiración es calculando con la carga máxima ($H_\delta = -14.60 \text{ m}$).

7. Las dimensiones de la cámara espiral y de la tubería de eyección se pueden determinar en base al diámetro elegido del rodete con ayuda de las gráficas 52, 53, 54 y -- 56.
8. El peso de la turbina completa se calcula con la fórmula (38)

$$G_T = 3.6 D_1^{2.5} H_{\text{máx}}^{0.2} k_{\text{c.e.}}$$

$$G_T = 3.6 (2.5)^{2.5} (300)^{0.2} \times 1.0 = 111.3 \text{ Ton}$$

y el rodete con la fórmula (39)

$$G_R = D_1^3 k_R = (2.5)^3 \times 0.6 = 9.4 \text{ Ton}$$

9. De todas las características de la turbina seleccionada como ejemplo, se determinará la curva del coeficiente de eficiencia en función del gasto. Primero se encuentra la relación funcional entre η_M (del modelo) y el Q_{11} (gasto unitario): $\eta_M = f(Q_{11})$

haciendo una sección en el topograma universal que corresponde a n_{11} (de diseño) = 67 r.p.m.

Después utilizando la ley de semejanza se puede calcular el gasto real por la fórmula

$$Q = D_1^2 Q_{11} \sqrt{H_d} = (2.5)^2 Q_{11} \sqrt{280}$$

$$Q = 104.6 Q_{11}$$

Los datos del modelo son:

$$D_M = 0.46 \text{ m}$$

$$H_M = 5 \text{ m}$$

Para calcular el rendimiento de una turbina prototipo - a partir de las características del modelo ensayado se utilizan las fórmulas llamadas de transposición. Por lo general, el constructor y el usuario determinan en cada caso la fórmula que regirá.

La fórmula que se utilizará es la de Morozov, ref. 30

$$\frac{1 - \eta_p}{1 - \eta_M} = \left(\frac{D_M}{D_p}\right)^{1/5} \left(\frac{H_M}{H_p}\right)^{1/20} = \left(\frac{0.46}{2.50}\right)^{1/5} \left(\frac{5}{280}\right)^{1/20} = 0.583$$

η_M	0.915	0.91	0.90	0.88	0.86	0.84	0.82
$1 - \eta_M$	0.085	0.09	0.10	0.12	0.14	0.16	0.18
$1 - \eta_p$	0.049	0.052	0.058	0.070	0.082	0.093	0.105
η_p	0.951	0.948	0.942	0.930	0.918	0.907	0.895
$Q_{11} \text{ m}^3/\text{s}$	0.375	0.350	0.325	0.297	0.265	0.245	0.228
$Q_p \text{ m}^3/\text{s}$	39.2	36.6	34.0	31.1	27.7	25.7	23.8
$Q_{11} \text{ m}^3/\text{s}$	0.385	0.427	0.455	0.472	0.485		
$Q_p \text{ m}^3/\text{s}$	40.3	44.7	47.6	49.4	50.7		

La curva de eficiencia - gasto en la fig C.

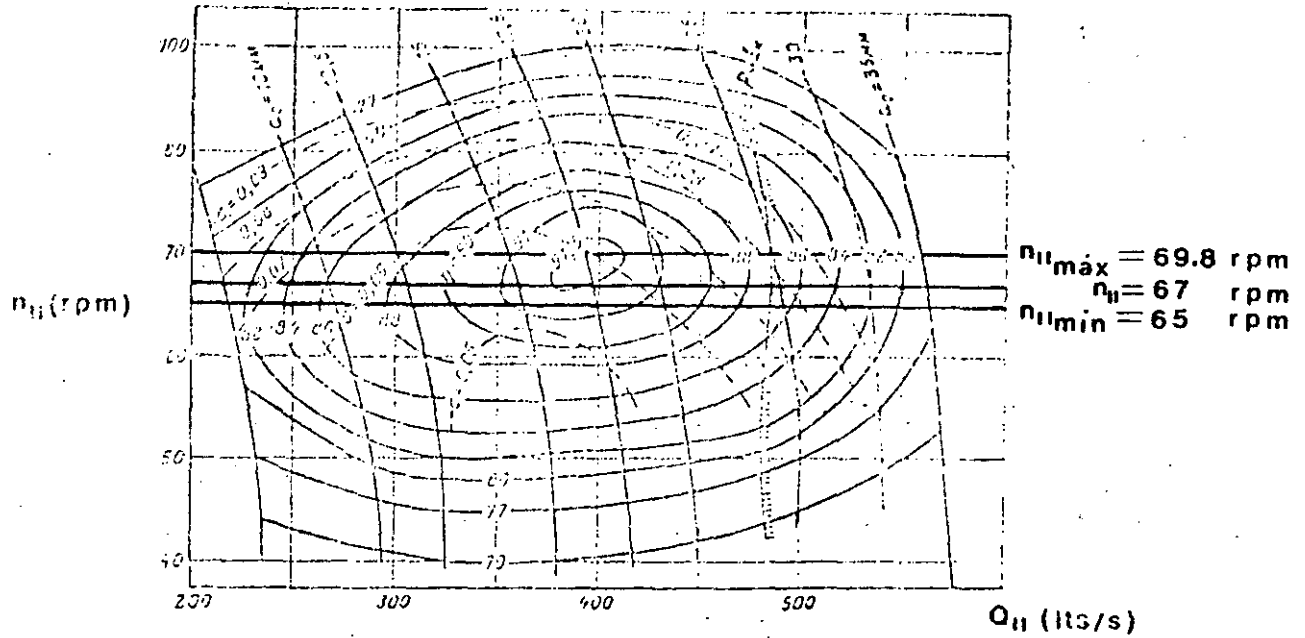


Fig A Topograma universal de turbina tipo Francis

MODELO F-310

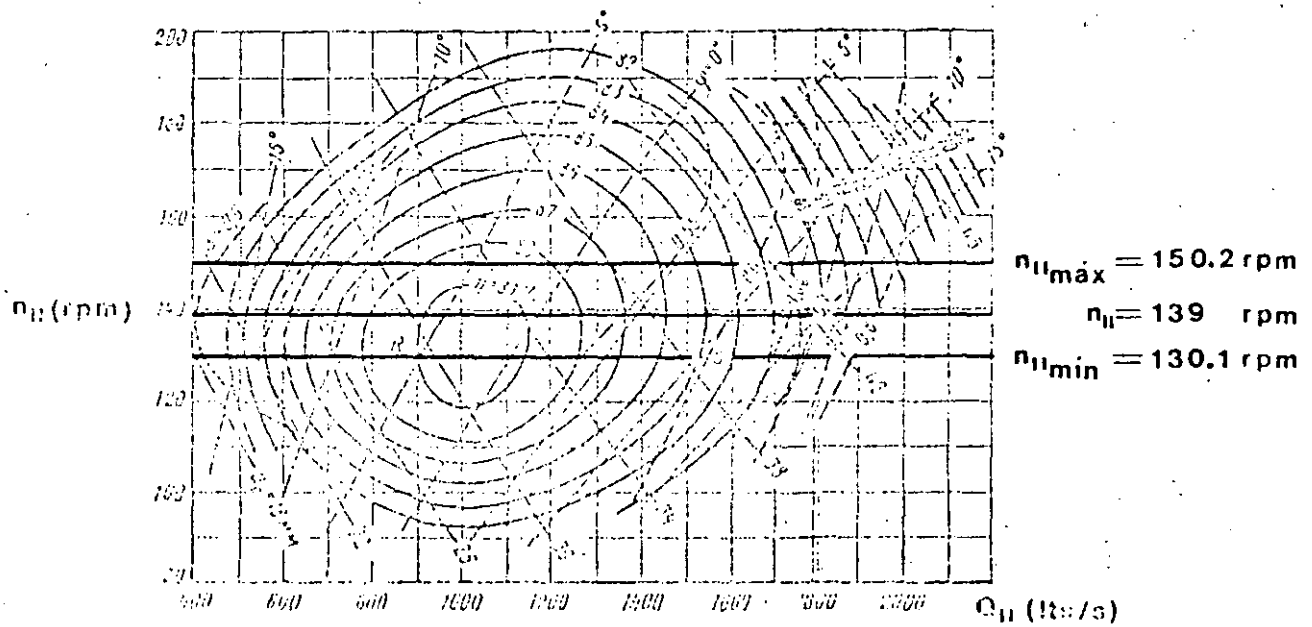


Fig B Topograma universal de turbina tipo Kaplan

MODELO K - 40

EJEMPLO No. 12. Para los siguientes datos seleccionar una -- turbina y determinar los parámetros principa-- les:

$$\text{Carga de diseño} \quad H_d = 35 \text{ m}$$

$$\text{Carga máxima} \quad H_{m\acute{a}x} = 40 \text{ m}$$

$$\text{Carga m\u00ednima} \quad H_{m\u00edn} = 30 \text{ m}$$

$$\text{Potencia de dise\u00f1o} \quad P_d = 30 \text{ MW}$$

$$\text{La cota del nivel} \quad \nabla = 100.00 \text{ m.s.n.m.} \\ \text{aguas abajo}$$

SOLUCION:

1. Determinar la velocidad espec\u00edfica n_s .

La potencia en C.V. es

$$P_d = 1.36 \times 30,000 = 40,800 \text{ C.V.}$$

$$n_s = \frac{n\sqrt{P_d}}{H_d^{\frac{4}{3}}\sqrt{H_d}} = \frac{n\sqrt{40,800}}{35^{\frac{4}{3}}\sqrt{35}} = 2.373 \text{ n}$$

para esta capacidad y carga n podr\u00eda variar entre 240 -- r.p.m. y 300 r.p.m. aproximadamente y equivale a una n_s entre 570 r.p.m. y 712 r.p.m. Esta velocidad angular-- espec\u00edfica corresponde a una turbina tipo Kaplan.

2. De la gráfica 48 se elige el modelo K - 40 para $P_d = 30$ M.W. y $H_d = 35$ m.

Para este modelo se pueden sacar datos principales de la tabla 16 o del topograma universal fig B. (Fig 50).

3. Determinación del gasto de diseño y eligiendo a $\eta = 0.88$ como valor promedio:

$$Q_d = \frac{P_d}{9.81 H_d \eta} = \frac{30,000}{9.81 \times 35 \times 0.88} = 99.3 \approx 100 \text{ m}^3/\text{s}$$

4. El diámetro del rodete se determina según la fórmula

$$D_1 = \sqrt{\frac{Q_d}{Q_{j1} \sqrt{H_d}}} = \sqrt{\frac{100}{1.65 \sqrt{35}}} = 3.20 \text{ m}$$

donde $Q_{j1} = 1.65 \text{ m}^3/\text{s}$ que se selecciona del topograma universal, fig B, o de la tabla 16 valor que corresponda a un coeficiente de cavitación conveniente (vea inciso 6 del cálculo). El diámetro $D_1 = 3.20$ m obtenido se encuentra en los diámetros comerciales.

5. La velocidad angular se determina con la fórmula

$$n = \frac{n_{11} \sqrt{H_d}}{D_1} = \frac{140 \sqrt{35}}{3.60} = 258.8 \text{ r.p.m.}$$

$n_{11} = 140$ r.p.m. se elige del topograma universal fig B.

De la tabla 17 elegimos una velocidad angular síncrona-
 $n = 257.1$ r.p.m. (más cercana a la obtenida).

Debemos buscar para $D_1 = 3.20$ m y $n = 257.1$ r.p.m. cual es el valor de n_{11} .

$$n_{11} = \frac{n D_1}{\sqrt{H_d}} = \frac{257.1 \times 3.20}{\sqrt{35}} = 139 \text{ r.p.m.}$$

Para verificar si estamos en la zona óptima (cambiando la carga de $H_{mín}$ hasta $H_{máx}$) calculamos $n_{11_{máx}}$ y ---

$n_{11_{mín}}$:

$$n_{11_{máx}} = \frac{n D_1}{\sqrt{H_{mín}}} = \frac{257.1 \times 3.20}{\sqrt{30}} = 150.2 \text{ r.p.m.}$$

$$n_{11_{mín}} = \frac{n D_1}{\sqrt{H_{máx}}} = \frac{257.1 \times 3.20}{\sqrt{40}} = 130.1 \text{ r.p.m.}$$

se concluye que n_{11} , $n_{11_{máx}}$, $n_{11_{mín}}$, se encuentran en la zona óptima del topograma universal.

6. Altura de aspiración

Del topograma universal para $n_{11} = 139$ r.p.m. y -----
 $Q_{11} = 1.65 \text{ m}^3/\text{s}$ e interpolando obtenemos el coeficiente
 de cavitación $\sigma = 0.62$.

Tomando un coeficiente de seguridad $k_{\sigma} = 1.15$

$$\sigma_T = k_{\sigma} \sigma = 1.15 \times 0.62 = 0.713$$

de donde

$$H_{\Delta} = 10 - \frac{\nabla}{900} - \sigma_T H_d = 10 - \frac{100}{900} - 0.713 \times 35$$

$$H_{\Delta} = - 15.06 \text{ m}$$

indica que la turbina debe estar sumergida a 15.06 m ba
 jo el nivel del agua, aguas abajo de la casa de máqui--
 nas.

Con n_{11} _{máx} (que corresponde a $H_{máx}$) y $Q_{11} = 1.65 \text{ m}^3/\text{s}$
 del topograma universal obtenemos $\sigma = 0.63$

$$\sigma_T = k_{\sigma} \sigma = 1.15 \times 0.63 = 0.724$$

$$H_{\Delta} = 10 - \frac{\nabla}{900} - \sigma_T H_{máx} = 10 - \frac{100}{900} - 0.724 \times 40$$

$$H_{\Delta} = - 19.09 \text{ m}$$

El caso más desfavorable de la altura de aspiración es calculando con la carga máxima ($H_s = - 19.09 \text{ m}$).

7. Las dimensiones de la cámara espiral y de la tubería de eyección se pueden determinar en base al diámetro elegido del rodete con ayuda de las gráficas 52, 53, 54 y 56 (ver ejemplos 13, 14 y 15).
8. El peso de la turbina completa se calcula con la fórmula (36)

$$G_T = 1.5 D_1^{2.5} H_{\text{máx}}^{1/3} k_{c.e.}$$

$$G_T = 1.5 (3.20)^{2.5} (40)^{1/3} \times 1.2 = 112.8 \text{ Ton.}$$

y del rodete con la fórmula (37)

$$G_R = D_1^3 H_{\text{máx}}^{1/3} k_R = (3.2)^3 \cdot (40)^{1/3} \times 0.15 =$$

$$= 16.8 \text{ Ton.}$$

9. De todas las características de la turbina seleccionada como ejemplo, se determinará la curva del coeficiente de eficiencia en función del gasto.

Primero se encuentra la relación funcional entre η_M ---
(del modelo) y el Q_{11} (gasto unitario):

$$\eta_M = 6 (Q_{11})$$

haciendo una sección en el topograma universal que co--
rresponde a n_{11} (de diseño) = 139 r.p.m.

Después utilizando la ley de semejanza se puede calcu--
lar el gasto real por la fórmula

$$Q = D_1^2 Q_{11} \sqrt{H_d} = (3.2)^2 Q_{11} \sqrt{35}$$

$$Q = 60.58 Q_{11}$$

. Los datos del modelo son:

$$D_M = 0.46 \text{ m (en la práctica Soviética pueden ser 0.25, 0.46 ó 0.80 m aproxima-} \\ \text{damente)}$$

$$H_M = 5 \text{ m}$$

La fórmula que se utilizará es la de Morozov:

$$\frac{1 - \eta_p}{1 - \eta_M} = \left(\frac{D_M}{D_p}\right)^{1/5} \left(\frac{H_M}{H_p}\right)^{1/20} = \left(\frac{0.46}{3.2}\right)^{1/5} \left(\frac{5}{35}\right)^{1/20} = 0.6155$$

η_M	0.89	0.88	0.87	0.86	0.85	0.84	0.83	0.82
$1 - \eta_M$	0.11	0.12	0.13	0.14	0.15	0.16	0.17	0.18
$1 - \eta_p$	0.068	0.074	0.080	0.086	0.092	0.098	0.105	0.111
η_p	0.932	0.926	0.920	0.914	0.908	0.902	0.895	0.889
$Q_{11} \text{ m}^3/\text{s}$	0.915	0.800	0.715	0.660	0.615	0.560	0.510	0.475
$Q_p \text{ m}^3/\text{s}$	55.4	48.5	43.3	40.0	37.3	33.9	30.9	28.8
$Q_{11} \text{ m}^3/\text{s}$	1.140	1.270	1.360	1.445	1.535	1.610	1.695	1.750
$Q_p \text{ m}^3/\text{s}$	69.1	76.9	82.4	87.5	93.0	97.5	102.7	106.0

La curva de eficiencia - gasto en la Fig C

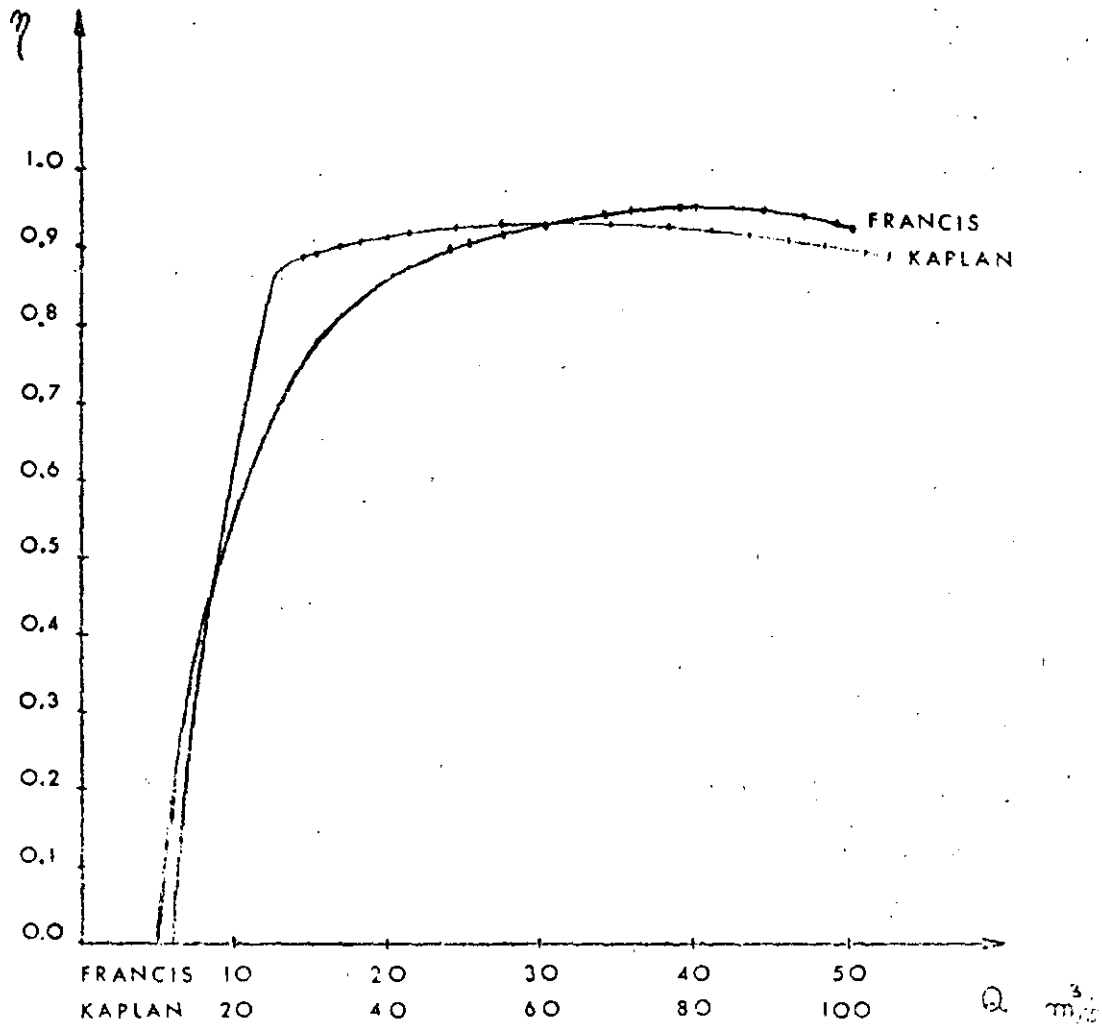


Fig C. Coeficientes de eficiencia en función del gasto para los problemas 11 y 12.

EJEMPLO No. 13. Se desea dimensionar un caracol para una turbina Francis. El diámetro de descarga del rotor es de 3 m y la carga de diseño es de 100 m.

SOLUCION:

En la figura 53 se puede observar un ábaco que relaciona la velocidad específica: n'_d con las dimensiones características del caracol. La manera de hacerlo es como sigue:

1. Se calcula la velocidad específica n'_d con la expresión:

$$n'_d = 2334/\sqrt{h_d} \quad \text{para } h_d \text{ (carga de diseño en m) } > 30 \text{ m}$$

$$n'_d = 2702/\sqrt{h_d} \quad \text{para } h_d < 30 \text{ m}$$

en este ejemplo: $n'_d = 2334/\sqrt{100} = 233.4$

2. Con la n'_d antes calculada y utilizando la gráfica 53 se determinan las dimensiones del caracol. Notar que los valores de la gráfica son porcentajes de D_3 (3 m)

o sean:

$$M = 0.27 D_3 = 0.81 \text{ m}$$

$$N = 0.39 D_3 = 1.17 \text{ m}$$

$$X_4 = 0.56 D_3 = 1.68 \text{ m}$$

$$X_3 = 0.78 D_3 = 2.34 \text{ m}$$

$$X_2 = 0.96 D_3 = 2.88 \text{ m}$$

$$X_1 = 1.11 D_3 = 3.33 \text{ m}$$

$$B = 1.16 D_3 = 3.48 \text{ m}$$

$$D_g = 1.19 D_3 = 3.57 \text{ m}$$

$$J = 1.27 D_3 = 3.81 \text{ m}$$

$$A = 1.38 D_3 = 4.14 \text{ m}$$

$$K = 1.45 D_3 = 4.35 \text{ m}$$

$$G = 1.56 D_3 = 4.68 \text{ m}$$

$$O = 1.72 D_3 = 5.16 \text{ m}$$

$$F = 1.77 D_3 = 5.31 \text{ m}$$

$$E = 1.95 D_3 = 5.85 \text{ m}$$

EJEMPLO No. 14. Se desea dimensionar un caracol semi-espiral para una rueda que tiene un diámetro de descarga del rotor de 3 m, y una carga de diseño de 25 m.

SOLUCION:

Como la carga de diseño es de 25 m, el diseño de este caracol puede hacerse con las gráficas de la fig 54. Nótese que todas las dimensiones son proporcionales al diámetro de descarga (que es igual a 1), el cual, a su vez, cumple con la relación mostrada en la Fig 54 (Sección A-A)

$$1 = 1.67 \times D_3$$

Por lo tanto, para un $D_3 = 3.0$ m se deben multiplicar todas las dimensiones de la fig 54 por 5.01 ya que

$$1.67 \times 3.0 = 5.01 \text{ m}$$

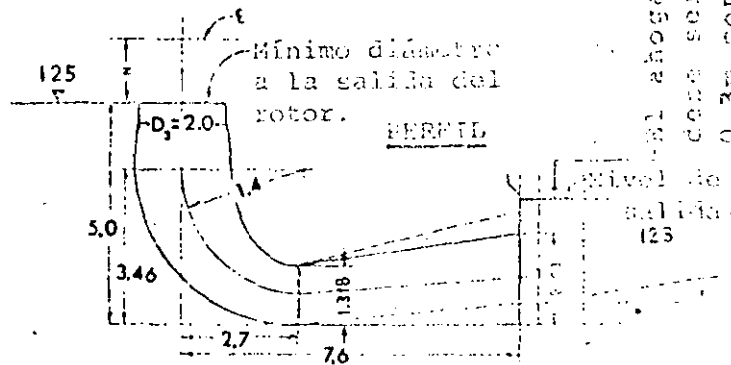
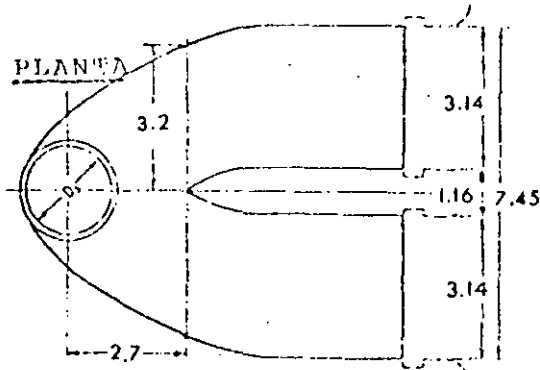
EJEMPLO No. 15. Se desea determinar cuáles son las dimensiones generales del tubo de eyección, para una turbina Francis con diámetro de descarga = 2 metros y colocada en la cota 125. Se sabe que el nivel mínimo de agua en la zona de -- descarga está en la cota 123 según el análisis hecho de la altura mínima de succión.

SOLUCION:

Como $D_3 = 2 \text{ m}$, se multiplican todos los valores del esquema -- correspondiente en la figura 56 por 2 y se tiene:

EYECTOR CON APOYO SIMPLE

(Para $1.22 < D_3 < 2.13 \text{ m}$)



Todas las dimensiones están relacionadas a D_3

ACOTACIONES EN METROS

El abogamiento debe ser de 0.3m como mínimo.

7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

A continuación se plantean una serie de conclusiones y recomendaciones para el diseño de los equipos auxiliares requeridos en una planta hidroeléctrica, de acuerdo a lo encontrado en la realización de este trabajo:

7.1 Aspectos Generales

- Las obras que componen un sistema hidroeléctrico como son la cortina, el vertedor, los tanques reguladores, las conducciones, etc, tienen una relación directa con el esquema de la planta hidroeléctrica. En ella, es necesaria una colocación adecuada de sus instalaciones y equipos en relación con las otras obras del sistema, -- que permita un funcionamiento correcto desde el punto de vista hidráulico, así como una economía aceptable.

- Para el diseño de las instalaciones y equipos de la planta, se deberá tener presente el esquema del sistema hidroeléctrico, para no perder de vista el aspecto general del mismo.
- La selección de los elementos de cierre, dependerá del esquema general de la planta, de su funcionamiento hidráulico, de las cargas a que estarán sujetos los dispositivos, los tamaños de las obras, las condiciones de funcionamiento y de la hermeticidad que se requiera.

7.2 Compuertas

- En nuestro medio las compuertas que se usan principalmente son las planas o deslizantes y las radiales.
- Las compuertas deslizantes se clasifican de acuerdo con las condiciones de funcionamiento: uso en las obras, la carga a que están sujetas y el tamaño de las mismas. También se clasifican de acuerdo a su propósito general como es la regulación de gastos, de emergencia y de cierre para mantenimiento.
- Las compuertas radiales en general, se clasifican de acuerdo a las condiciones de funcionamiento como en el-

caso de las deslizantes, y se recomiendan cuando se requieren compuertas anchas, más de 4 ó 6 metros, como en vertedores de presas para control, así como en obras de toma. Las ventajas que se tienen sobre las deslizantes en condiciones de funcionamiento similares son: construcción más ligera en el peso por unidad de área, fuerzas de izaje menores, se evitan las guías y el uso de rodillos.

7.2.1 Cálculos hidráulicos en las compuertas

- El cálculo hidráulico que interesa principalmente es la determinación del gasto de descarga en relación con su geometría y operación.
- Las compuertas colocadas en conductos o galerías involucran pérdidas de carga importantes, por lo que en su determinación se debe tomar en cuenta las leyes de operación a que estarán sujetas.
- Para que los cálculos hidráulicos anteriores sean más precisos, se requiere considerar el tipo y forma de la compuerta.

7.2.2 Cálculos estáticos en las compuertas

- El cálculo principal requerido es la determinación de las fuerzas estáticas, las cuales dependen del diagrama de presiones hidrostáticas. Este cálculo es importante para el diseño constructivo.
- La fuerza de fricción en la compuerta dependerá del tipo de deslizamiento ya sea con o sin rodillos.
- La fuerza de fricción debida a los sellos de las compuertas, deberá incluirse cuando se considere importante, como es el caso de las compuertas deslizantes profundas.
- La fórmula presentada para valuar la fuerza dinámica -- permite solamente un cálculo aproximado. En la práctica se recomienda determinar la fuerza dinámica máxima, variando la abertura de la compuerta. Cuando se requiera un cálculo más exacto, deberá hacerse un estudio específico del caso. En general en compuertas radiales la fuerza dinámica es mayor que la fuerza de fricción, en cambio en compuertas deslizantes profundas la fuerza de fricción es mucho mayor que la fuerza dinámica.

7.2.3 Para prevenir las vibraciones en una compuerta, el criterio expuesto es aproximado. Las recomendaciones generales que se tienen de la práctica para prevenir vibraciones son las siguientes:

- Usar formas hidrodinámicas en las compuertas
- Evitar la formación de vórtices
- Distribuir en forma apropiada los pesos en la compuerta, aumentar la rigidez de los elementos y aumentar el amortiguamiento de la compuerta con cables y tensores.
- Tener cuidado de las posibles torsiones durante la construcción de la compuerta y en el izaje de ella.

7.2.4 Deberá hacerse una selección cuidadosa de los sellos, que dependerá del caso en particular de cada compuerta, debido a que los sellos sufren desgaste. Además, se deberá hacer mantenimiento periódico de los mismos.

7.2.5 La selección del sistema de izaje se determina en base al tipo de compuerta y las condiciones de uso. Así, para compuertas pequeñas con cables o cadenas es importante el enrollamiento de estos y en caso de émbolos es importante la rapidez y precisión de maniobra de la compuerta.

7.2.6 Aspectos constructivos recomendables en compuertas.

Deslizantes:

- Usar perfiles comerciales de igual tamaño y distribuidos según el diagrama de presión hidrostática a distancias variables, para cuando la carga en compuertas es pequeña.
- El sistema de vigas principales y elementos secundarios se prefiere cuando la carga es mayor.
- Cuando la compuerta está totalmente abierta se recomienda que quede por completo fuera del conducto para proporcionar mantenimiento.

Radiales:

- Se acostumbra distribuir la presión hidrostática entre un sistema de vigas principales (2 horizontales y varias verticales) y vigas secundarias (horizontales y verticales).
- Las fuerzas que reciben las 2 vigas horizontales se transmiten a su vez por medio de dos brazos a las chumaceras.

- En compuertas pequeñas se recomiendan perfiles comerciales y en las grandes con sistema de armadura.
- Que la chumacera quede por encima de la superficie del agua para que no se moje.

7.3 Válvulas

En general, las válvulas trabajan con cargas mayores y se accionan con mecanismos más automatizados que las compuertas. Además, son de menores dimensiones que aquellas.

7.3.1 Recomendaciones para el uso de las válvulas en tres casos principales:

Desagüe de fondo

- En este caso el diámetro de la válvula se elige igual al diámetro de la tubería del desagüe y las válvulas en este caso no requieren aberturas parciales. El funcionamiento de la válvula puede ser:

- a) De servicio. Recomendándose instalar válvula de aguja o de chorro divergente y en este caso es importante tomar precauciones para evitar daños a --

las estructuras cercanas.

- b) De emergencia. Si se instala válvula puede ser de mariposa y si es compuerta, colocar deslizante.

En tuberías para plantas hidroeléctricas.

- Al principio en tuberías largas a presión, que siguen después de un túnel a presión se colocan 2 válvulas de mariposa y en el final, antes de la turbina una o dos válvulas esféricas.

- En el principio, en tuberías cortas (plantas al pie de la presa) se coloca normalmente una compuerta deslizante y en el final una o dos de mariposa (se supone que la compuerta deslizante es hermética).

En tuberías para descargas variables (puede ser para riego):

- Para servicio, en el final se pueden utilizar las que permitan regulación del gasto como el tipo de aguja o bien de chorro divergente que es menos conveniente por la dispersión pero más económicas que las de aguja.

- Para emergencia, si se instala válvula, ella puede ser de mariposa y si es compuerta puede ser de tipo deslizante.

7.3.2 Los cálculos hidráulicos principales que se necesitan determinar en las válvulas, se refieren a las pérdidas de carga y las descargas de las válvulas.

7.3.3 De los dispositivos de seguridad se recomienda, aparte de colocar válvulas automáticas o cámaras de oscilación cuando la instalación lo requiera, hacer los siguientes cálculos:

- Valuar la pérdida de energía que provocan las rejillas en la entrada de una tubería.
- Verificar la estabilidad de las barras en las rejillas.
- Dimensionar las tuberías de aireación que se deberán colocar inmediatamente aguas abajo de la válvula o compuerta. El dimensionamiento se puede efectuar por medio del procedimiento aproximado que está descrito en el tema 4.3.

7.4 Turbinas

7.4.1 Recomendaciones sobre la selección de las turbinas, de sus parámetros y dimensiones principales.

- Para la selección de las turbinas se necesita principalmente disponer de nomenclatura de turbinas y de los topogramas universales de las mismas; también datos de las espirales y tubos de desfogue que aparecen en los catálogos de las empresas productoras.

- Si se quiere hacer una comparación con otros fabricantes se requiere disponer de lo anterior para los análisis de las características de funcionamiento, y de precios. También, la disponibilidad de datos es necesaria en virtud de existir varias prácticas de dimensionamiento, una de ellas dimensiona caracoles y eyectores con base a D_1 (diámetro de la entrada del rodete) y otras dimensionan con base a D_3 (diámetro de la salida del rodete) y en consecuencia para la selección de D_1 o D_3 se necesitan los diámetros comerciales, nomenclaturas de modelos y topogramas.

7.4.2 Verificar la estabilidad del sistema hidroeléctrico para los fenómenos principales, comparando las frecuen--

cias y amplitudes del fenómeno de "torcha" y de respues
ta en frecuencia ante excitaciones permanentes de ali--
mentación de las turbinas.

7.5 *Una recomendación general a los proyectistas de plantas
hidroeléctricas será: Disponer de la información de --
los catálogos y equipos de manufactura como auxiliar va
lioso en los proyectos.*

- Es conveniente también que los proyectistas profundicen
más los aspectos tratados en este trabajo y otros rela-
cionados con el mismo, para que en un futuro se pueda -
tener lo que podría llamarse una guía o manual en el di
seño de plantas hidroeléctricas.

BIBLIOGRAFIA

1. Sotelo A.G. "Hidráulica General" Vol. I. Editorial Limusa, México (1974).
2. Creager W.P., Justin, J.D. and Hinds J. "Engineering -- for dams" Vol. III (1950).
3. Frantisek Jermár "JEZY stavby a Konstrukce" Nakladatelství Československé, Akademie ved PRHA (1959).
4. Knapp F.H. "Ausfluss Überfall and Durchfluss in Wasserbau", Verlag G. Braun, Karlsruhe (1960).
5. Lencastre A. "Manual d' hydraulique générale" Eyrolles, PARIS (1969).
6. Linsley R.K. & Franzini J.B. "Ingeniería de los recursos hidráulicos" Editorial CECSA MEXICO (1972).
7. Murray R.I. & Simmons W.P. Jr. "Hydraulic downpull forces on large gates" Report No. 4, U.S.B.R. (1966).

8. S.R.H. "Presas de México" Tomos I, II, III, México, D. F. (1969).
9. Schoklitsch A. "Construcciones Hidráulicas" Tomo II, Editorial Gustavo Gili, Barcelona (1968).
10. U.S.B.R. "Diseño de presas pequeñas" Compañía Editorial Continental, S.A. MEXICO (1967).
11. U.S.B.R. "Valves, Gates and steel conduits" Design standards No. 7 Denver, Colorado (1956).
12. U.S.B.R. "Selecting Hydraulic reaction turbines", Denver, E.U.A. (1976).
13. U.S.B.R. "Training course for power operating personnel" Lesson No. II Hydraulic Turbines. Denver, Colorado (1975).
14. Walther Volk "Absperrorgane in Rohrleitungen" Springer Verlag, Berlin (1959).
15. Wickert G and Schmausser G. "Stahlwasserbau" Springer Verlag, Berlin-Heidelber-New York (1971).
16. Zubicaray M.V. y Palacios P. A. "Energía hidroeléctrica" Editorial Limusa, S.A. (1977).
17. Kiselev P.G. "Spravochnik po Gidravlicheskim Raschetam" Energuia. Moskwa, Leningrad (1972).
18. Naudascher E. "Flow-induced forces and vibrations-toward safer design in hydraulic and wind engineering",

Karlsruhe, Alemania (1978).

19. Haszpra Otto "Theory of Hydroelastic similitude and its experimental verification". Doctoral Dissertation. Research Inst. for water resources development; Publications in foreign languages (11), Budapest (1976).
20. Kolkman P.A. "Flow-induced gate vibrations-Prevention of self-excitation-Computation of dynamic gate behavior and the use of models"; Delft Hydraulics Laboratory, Publication No. 164, Delft, Holland (1976).
21. Levi E. "Periodicidad de estructuras vorticosas" IX -- Congreso Latinoamericano de Hidráulica (1980).
22. Hardwick J. D. "Flow-induced vibration of vertical-lift gate" Journal of the Hydraulics Division, HY5 (1974).
23. G. Zoppetti "Centrales hidroeléctricas". Estudio, montaje, regulación y ensayo, Editorial Gustavo Gili, Barcelona (1979).
24. Santo Potess E. "Centrales eléctricas", Editorial Gustavo Gili, Barcelona (1971).
25. C.F.E. "Manual de diseño de obras civiles" Sección E, México (1970).
26. Polo Encinas, M. "Turbomáquinas hidráulicas" Editorial Limusa, México (1975).
27. Mostkow M.A. "Handbuch der Hydraulik" VER Verlag Technik, Berlin (1956).

28. Corps of Engineers "Hydraulic design criteria" U.S. -- Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, -- Mississippi, U.S.A. (1959).
29. Krivchenko G.I. "Guidravlicheskie Mashini" Energuia, - Moskwa (1978).
30. Morozov A.A. "Turbinnoe Oborudovanie Guidroelectrostant zii" Energuia, Moskwa, Leningrad (1959).
31. Brown Guthrie J. "Hydro-electric engineering practice" -- Vol. I, II, III, Blackie & Son, Limited, Londres ----- (1958).
32. Levin, Léon, "Étude Hydraulique des Grilles de Prise -- D'eau", Proceedings, International Association for Hy-- draulic Research (Seventh General Meeting), Vol. I, Ber-- trand, Lda., Lisboa, Portugal (1957).
33. De Siervo F. and De Leva F. "Modern trends in selecting and designing Francis Turbines" Water Power & Dam Cons-- truction. Vol. 28-8 August (1976).
34. De Siervo F. and De Leva F. "Modern trends in selecting and designing Kaplan Turbines" Water Power & Dam Cons-- truction. Vol. 30-1 January (1978).
35. Brekke H.A. "Stability problems in high pressure tunnel systems" International Conference on Pressure Surges. - Paper 63. University of Kent, Canterbury, England. BHRA Fluid Engineering (1972).

36. Rich, G.R. "Hydraulic Transients" Dover Publications, Inc. New York (1963).
37. G. Hiriart y R. Guarga, Informe de Diagnóstico sobre las Plantas Hidroeléctricas de "La Angostura" y "Malpaso", - Mayo 1980, Instituto de Ingeniería. Proy. 9103.
38. Mosonyi E., "Water Power Development", Tomos I y II, - 2a. ed. Academia de Ciencias de Hungría, Budapest ---- (1963).
39. Rouse H., "Engineering Hydraulics", John Wiley and --- Sons, Inc. Nueva York (1964).
40. Parmakian J. "Water-hammer Analysis", Dover Publica--- tions, Inc. Nueva York (1963)..
41. U.S. Bureau of Reclamation, "Diseño de Presas Pequeñas", Ed. CECSA, México (1976).
42. Jaeger Ch, "Engineering Fluid Mechanics", Blackie and - Son; Ltd, Londres (1961).
43. Torres H.F. "Obras Hidráulicas", Ed. Limusa, México- (1980).



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

PROYECTO DE PLANTAS HIDROELECTRICAS

EL SISTEMA ELECTRICO

ING. JACINTO VIQUEIRA LANDA

OCTUBRE, 1984

PROYECTO DE PLANTAS HIDROELECTRICAS

EL SISTEMA ELECTRICO

Ing. Jacinto Viqueira Landa

1. El problema de la expansión de la capacidad de generación.

La industria para el suministro de energía eléctrica tiene una característica que influye en forma importante en las posibles estrategias para su expansión. El hecho de que la energía eléctrica no pueda almacenarse en cantidades significativas obliga a desarrollar un sistema de generación capaz de adaptarse en cada instante a la demanda de los usuarios; esta demanda está modulada por las actividades humanas en el territorio servido y presenta variaciones muy amplias, siguiendo los ritmos de trabajo diarios, semanales y anuales y la influencia de los cambios estacionales.

En la Fig. 1 se muestran las curvas diarias de demanda horaria de un sistema eléctrico, correspondiente a una semana típica, expresadas en porcentaje de la demanda máxima.

Sin entrar ahora en el problema interesante de las acciones que podrían tomarse para modificar la forma de la curva de carga y reducir la magnitud de la demanda futura de potencia y de energía eléctricas, el hecho es que esa característica exclusiva de los sistemas eléctricos obliga a tener un parque de generación diversificado.

Se requieren unidades generadoras que suministren la energía para la base de la curva de carga y que en consecuencia operen a plena carga en forma casi continua, unidades que suministren la energía para los picos de la demanda y que en consecuencia operarán durante muy pocas horas al día y unidades para cubrir la energía correspondiente a la parte media del área bajo la curva de carga,

CURVAS TÍPICAS DIARIAS EN PORCIENTO DE LA DEMANDA MÁXIMA

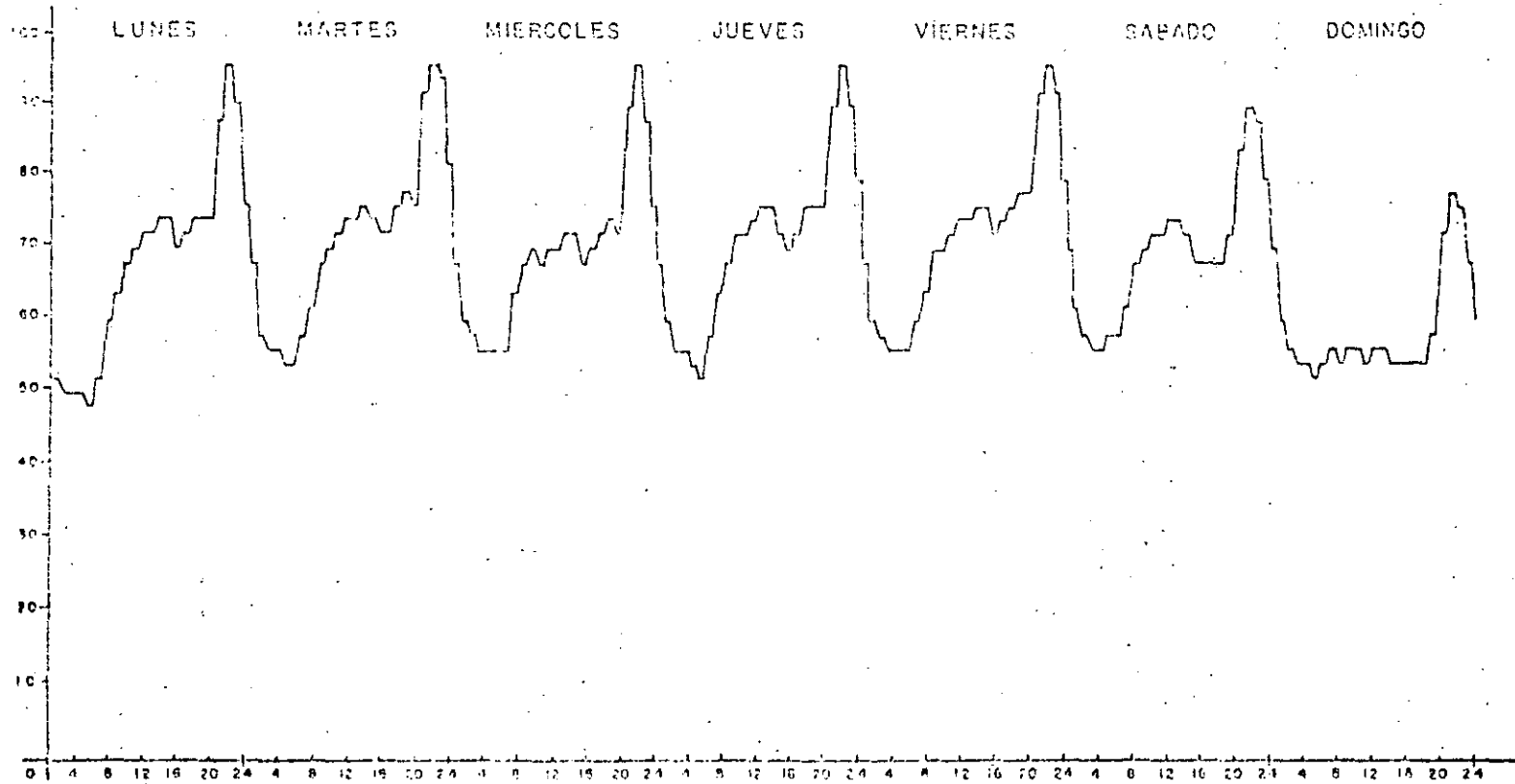


FIG. 1 CURVAS DIARIAS DE DEMANDA ELÉCTRICA

CURVA DE DURACION DE CARGA

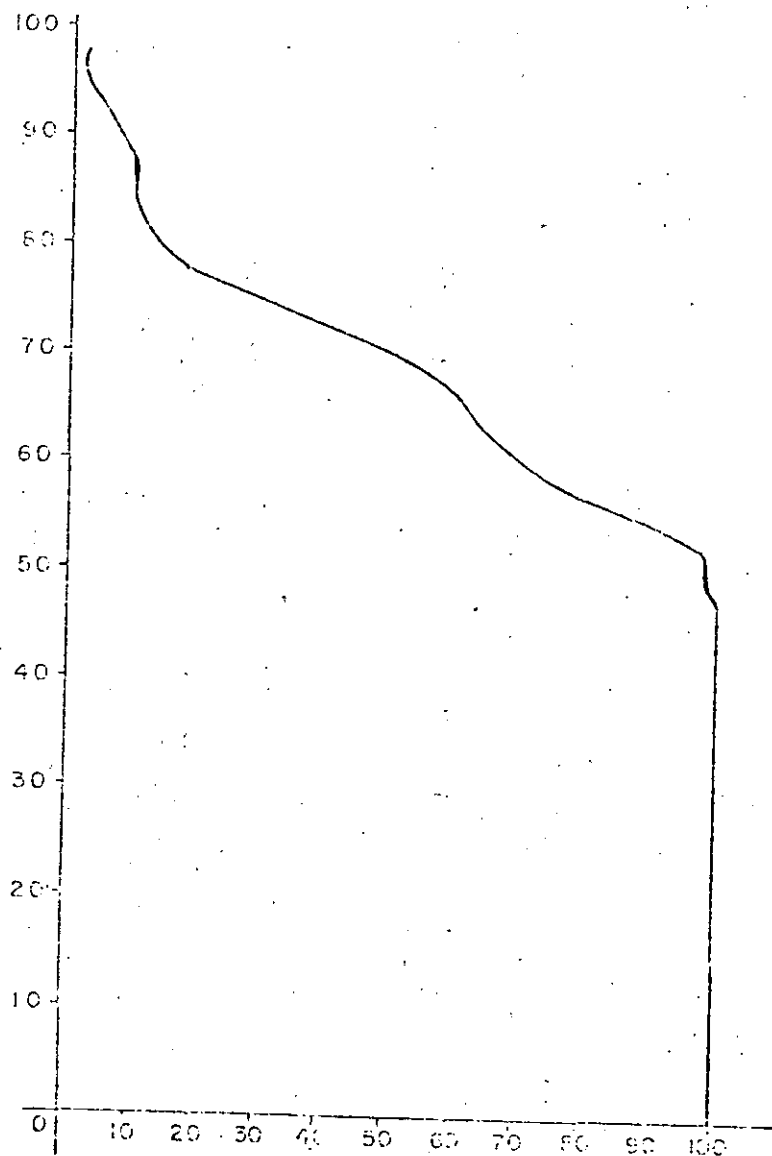


FIG. 2 CURVA DE DURACION DE CARGA

que deberán tener características intermedias entre las dos antes mencionadas.

Este problema complejo de la expansión de los medios de generación de un sistema eléctrico se planteó inicialmente como un problema exclusivamente de optimización económica: se trataba de minimizar la suma de los costos de inversión y operación, mediante una mezcla óptima de los diferentes medios de generación, satisfaciendo la potencia y la energía eléctrica requeridas con una calidad adecuada del servicio.

Para ilustrar en forma sencilla el procedimiento para obtener una combinación óptima de capacidad de generación para satisfacer una demanda eléctrica determinada, se presenta una aplicación gráfica del método basado en el análisis llamado de punto de equilibrio¹. Se trata de un modelo que, en su forma más sencilla, resuelve el problema de determinar la combinación óptima de unidades de generación nuevas de distintos tipos, necesarias para satisfacer la demanda eléctrica en un año futuro determinado.

Considérese el caso, muy simplificado, en que se dispone para la expansión del sistema de tres tipos de unidades generadoras. El costo de la energía generada por cada tipo de unidad depende de los costos de inversión y de operación correspondientes y de la duración del funcionamiento anual de la unidad.

Las líneas rectas de la Fig. 3a representan gráficamente estos costos en función de la duración del funcionamiento de cada unidad. La ordenada en el origen de cada recta queda determinada por el costo anual de inversión más los costos fijos anuales de operación. La pendiente de cada recta es función de los costos variables de operación que están dados por el costo del combustible utilizado, el cual depende del precio unitario del combustible, el consumo específico de combustible de la unidad generadora considerada

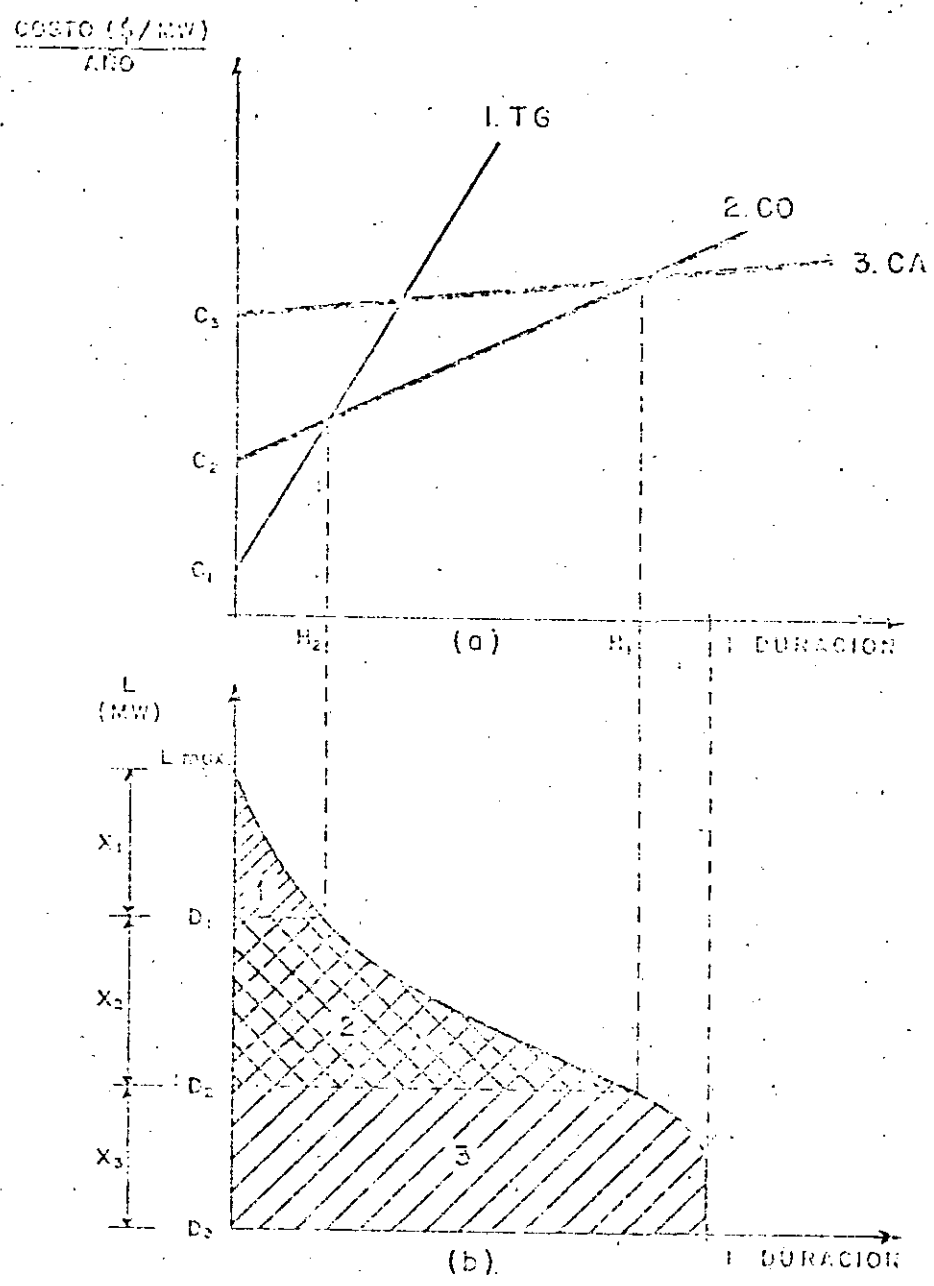


FIG. 3 ILUSTRACION DEL METODO DEL PUNTO DE EQUILIBRIO PARA LA OPTIMIZACION ECONOMICA DE LA EXPANSION DE LA GENERACION

y el poder calorífico del combustible. Evidentemente en el caso de una planta hidroeléctrica la pendiente de la recta que representa sus costos de producción es igual a cero.

Para aplicar el análisis del punto de equilibrio conviene representar las características y magnitud de la carga mediante una curva de duración de carga. Esta curva se obtiene para un año determinado, a partir de las curvas diarias de demanda correspondientes a todos los días de ese año, sumando la demanda horaria durante el año y ordenándola de mayor a menor en función del tiempo. Esto se ilustra en la Fig. 2 que muestra la curva de duración de carga correspondiente al sistema cuya carga semanal típica aparece en la Fig. 1.

La curva de duración de carga anual y las características de costo de producción de los distintos tipos de unidades pueden combinarse como se indica en la Fig. 3.

La combinación óptima de la capacidad de generación se obtiene cuando esta capacidad de generación es la adecuada para suministrar la energía representada por el área 1 mediante la unidad generadora cuya característica de producción corresponde a la recta 1, la energía correspondiente al área 2 con la unidad de característica 2 y la energía correspondiente al área 3 con la unidad de característica 3.

Evidentemente el problema de la expansión óptima de la capacidad de generación de un gran sistema eléctrico interconectado, como es el de México, es mucho más complejo que el sencillo ejemplo que hemos presentado, y requiere el uso de modelos matemáticos avanzados² y la utilización de computadoras poderosas; sin embargo este ejemplo permite comprender las bases conceptuales de estos modelos de planeación.

2. La evolución de la expansión de la capacidad de generación en México y la crisis energética.

La época de petróleo abundante y barato, que corresponde a las décadas de los años 50 y 60 y -- principios de los 70, se caracterizó en todo el mundo por la penetración incontenible de los hidrocarburos como energéticos para la generación de energía eléctrica y México no fue la excepción. Después de una época inicial en -- que la Comisión Federal de Electricidad realizó con éxito numerosas plantas hidroeléctricas, en los años 60 el número de este tipo de proyectos se fue reduciendo y se le dio preferencia a las plantas termoeléctricas que utilizan como combustible combustóleo o gas natural, dadas las ventajas que representaban la menor inversión requerida y los tiempos de construcción mas cortos.

El primer choque petrolero de 1973 y el subsecuente -- de 1978-79, hicieron cobrar conciencia en el mundo de que se había manejado como flujos prácticamente inagotables de energéticos lo que eran, especialmente en el caso de los -- hidrocarburos y otros combustibles fósiles, inventarios -- de magnitud finita, cuya declinación y posterior agotamiento no aparecían ya como eventos remotos sino que, por lo -- menos para el petróleo, podrían iniciarse en lo que resta del presente siglo y culminar en la primera mitad del --- próximo.

Apareció entonces una restricción importante al enfoque puramente económico de la expansión de los medios de -- generación de energía eléctrica: la política de desarrollo del sector eléctrico deberá quedar enmarcada en un programa de diversificación energética.

En el caso de México la crisis petrolera se anticipó, aunque no fue percibida por la opinión pública. México -- fue un importador neto de petróleo entre 1970 y 1973, por las causas que Antonio J. Bermúdez señaló acertadamente en su libro "La política petrolera mexicana"¹³. La descapitalización del sector petrolero, causada por la política de -- mantener precios subsidiados de los productos petroleros, --

limitó durante años las inversiones en exploración y explotación. Afortunadamente, gracias a los descubrimientos de los nuevos yacimientos de hidrocarburos en el Sureste - a partir de 1972 y a la rapidez con que Petróleos Mexicanos los puso en explotación, el país se salvó de una crisis de gran magnitud, al recuperar en 1974 la autosuficiencia e incluso generar excedentes de petróleo crudo para la exportación.

De esa época de crisis petrolera mexicana procede la preocupación por la diversificación energética en la expansión del sector eléctrico y especialmente la decisión de realizar el proyecto nucleoelectrico de Laguna Verde. A mediados de la década de los setenta se llegó a proponer que la Comisión Federal de Electricidad no realizase ni una planta generadora más que utilizase hidrocarburos; esta posición se recoge en la "Propuesta de lineamientos de política energética"³, publicada por la Comisión de Energéticos en 1976, donde se plantea una estrategia de desarrollo del sector eléctrico basada fundamentalmente en un programa nucleoelectrico de gran magnitud, que pretendía alcanzar una capacidad instalada en plantas nucleoelectricas de 40 000MW en el año 2000.

Las decisiones que se tomaron en esos años para la expansión del sector eléctrico se basaron en una estrategia de diversificación más prudente y equilibrada y se inscribieron entonces en el Programa de Obras e Inversiones del Sector Eléctrico varias termoeléctricas convencionales para utilizar combustóleo o gas natural, como Manzanillo, Mérido II y la ampliación de las plantas de Mazatlán, de Campeche, de Punta Prieta (en Baja California Sur) y de Francisco Villa (en Camargo, Chih.); se decidió también la realización de otros tipos de plantas generadoras, como la carboeléctrica de Río Escondido y las hidroeléctricas de Chicoasen y Peñitas en el río Grijalva y El Caracol en el río Balsas y la ampliación de la planta geotérmica -

de Cerro Prieto.

A la luz de los acontecimientos posteriores y particularmente de las dificultades y atrasos experimentados en la construcción de la planta nucleoelectrica de Laguna Verde, es fácil imaginar lo que hubiera ocurrido en el sector eléctrico si no se hubiese previsto oportunamente la construcción de esas plantas, y se hubiese dependido principalmente de la realización de un programa nucleoelectrico de gran magnitud.

Las consideraciones anteriores tienen el propósito de destacar la trascendencia de las decisiones que se tomen referentes a las estrategias para la diversificación energética del sector eléctrico y las consecuencias que pueden registrarse a plazo relativamente corto.

Conviene, por lo tanto, establecer criterios objetivos para juzgar las diferentes opciones energéticas que pueden plantearse para la expansión del sector eléctrico.

3. Criterios para la expansión del sector eléctrico.

La diversificación de la oferta energética en México, donde los hidrocarburos representan actualmente el 90% de la energía primaria utilizada en el mercado nacional, debe ser un objetivo de primera importancia. Sin embargo la utilización de hidrocarburos en la generación de energía eléctrica seguirá jugando un papel significativo en lo que resta del presente siglo y su substitución por otros energéticos será resultado de un proceso gradual y prolongado. En los próximos años será necesario utilizar las cantidades crecientes de combustóleo resultante del procesamiento de petróleos pesados del tipo Maya, que por sus características no podrá venderse en el tradicional mercado de exportación de Estados Unidos.

La minimización del costo del programa de expansión del sector eléctrico debe ser también un objetivo prioritario. Sin embargo es necesario modificar la metodología

utilizada en los estudios de expansión de la generación, - de manera que sea posible valorar en forma adecuada las -- ventajas de las fuentes de energía renovables, reconociendo su diferencia esencial con las fuentes no renovables.

Como un complemento indispensable de los estudios de optimización de los programas de expansión del sector eléctrico es necesario establecer un presupuesto en divisas de las diversas opciones de expansión. El interés de minimizar el costo en divisas del programa de obras es evidente, especialmente a la luz de la situación económica actual de México.

Por último las distintas opciones para la expansión del sector eléctrico deben juzgarse también en función de las posibilidades mayores o menores que presentan para desarrollar en México la fabricación de la maquinaria y los equipos correspondientes y disminuir la dependencia tecnológica del extranjero. El sector eléctrico, que es uno de los mayores importadores de bienes de capital, puede -- convertirse en un promotor de su fabricación en México, contribuyendo en esa forma a crear fuentes de empleo y disminuir la dependencia tecnológica del extranjero. Pero -- eso no se logrará sin una política deliberada de favorecer la fabricación del equipo eléctrico en México, lo que, por otra parte, está previsto en el ley de la Industria Eléctrica y sin que se resuelva el problema del financiamiento del programa de expansión, de manera que el sector eléctrico pueda tener una mayor autonomía y una menor dependencia del financiamiento con créditos extranjeros.

4. Aplicación de los criterios propuestos a la planeación del sector eléctrico.

4.1. Diversificación de la oferta energética.

Situación actual. - La gráfica de la Fig. 4, tomada del Informe de operación 1981 de la Comisión Federal de --

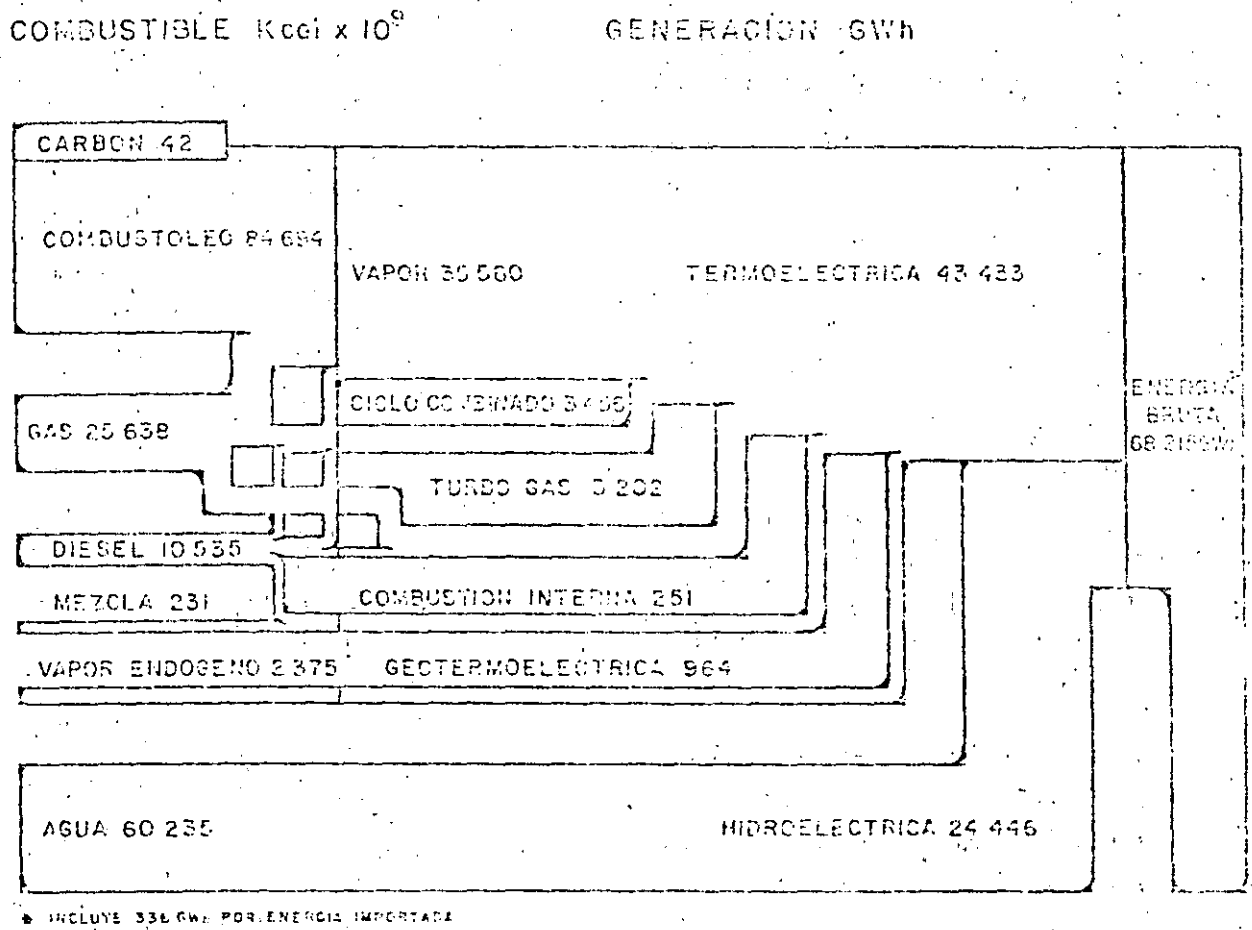


FIG. 4 ENERGETICOS PRIMARIOS UTILIZADOS EN LA GENERACION DE ENERGIA ELECTRICA EN 1991

Electricidad⁴, muestra los insumos de energéticos primarios utilizados para generar electricidad en ese año; -- puede verse que los hidrocarburos representaron el 66% -- y la energía hidroeléctrica el 32.8% (contabilizando la generación hidroeléctrica a razón de 2460 Kcal por KWh).

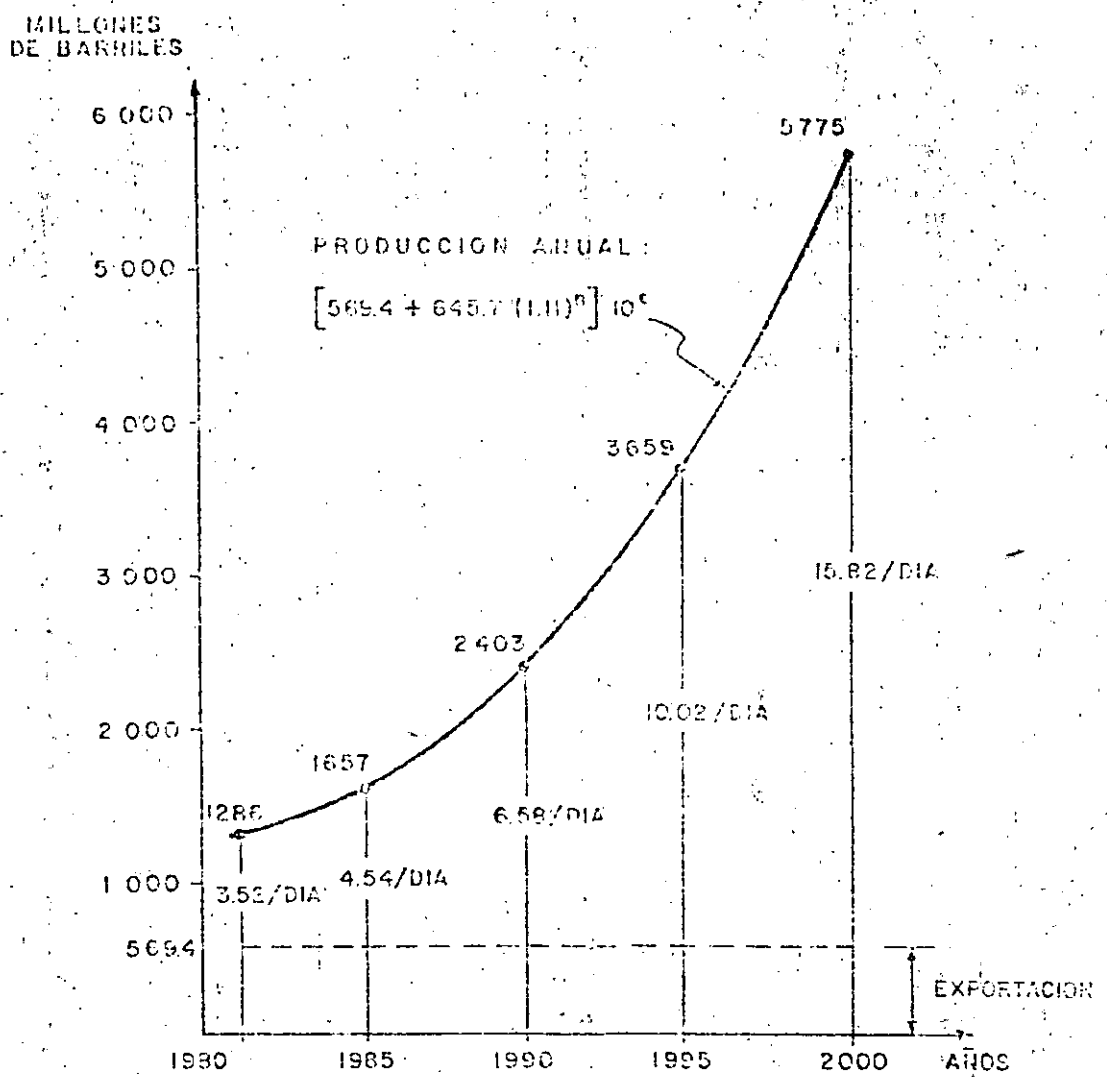
En el balance energético nacional, los hidrocarburos constituyen actualmente el 90% de la oferta de energía primaria para consumo interno.

El consumo de hidrocarburos ha crecido en años recientes a una tasa anual del orden del 11%. Si esta -- tendencia se continúa en el futuro y la exportación de -- petróleo se mantiene al nivel de 1.5 millones de barriles diarios, las reservas actualmente probadas de hidrocarburos, que son de 72 000 millones de barriles, se -- agotarían en 23 años, como se muestra en la gráfica y la nota de cálculo de la Fig. 5.

Es por lo tanto imperioso y urgente diversificar la oferta energética, substituyendo gradualmente los hidrocarburos por otras fuentes de energía primaria. El -- sector eléctrico puede jugar un papel importante en esta diversificación.

Recursos energéticos disponibles. -- Para poder plan -- tear una estrategia de diversificación energética es necesario partir del conocimiento actual de los recursos -- energéticos de México. En la tabla No. 1 se presenta -- en forma resumida la información disponible sobre los -- recursos energéticos nacionales renovables y no renova -- bles.

La información sobre combustibles fósiles y uranio -- se ha tomado de la "Encuesta sobre recursos energéticos -- 1980", realizada por el Instituto Federal de Geociencia y Recursos Naturales, de la República Federal de Alema -- nia, para la XI Conferencia Mundial de Energía⁵. La in -- formación incluida en esta encuesta sobre los recursos --



RESERVAS PROBADAS
 AL 1-IX-81:
 72000×10^6 b.p.c.e.

CONSUMO ACUMULADO
 AL AÑO 2003:
 71378×10^6 b.p.c.e.

NOTA DE CALCULO

Exportación anual a partir de 1981: 569.4×10^6 b.p.c.e.

Consumo interno más perdido en 1980: 645.7×10^6 b.p.c.e.

$$72000 \times 10^6 = 569.4 \times 10^6 \times n + 645.7 \times 10^6 \left[\frac{(1.11)^n - 1}{0.11} \right]$$

La ecuación anterior se verifica para $n = 22.5$

FIG. 5 DURACION TEORICA DE LAS RESERVAS PROBADAS DE HIDROCARBUROS EN MEXICO

energéticos de cada país procede de los cuestionarios contestados por los distintos países, completada en ocasiones con información de otras fuentes. En el caso de México la información de la encuesta completa la que se publicó, con el título de Perfil energético de México, en el número de agosto de 1979 del boletín informativo "Energéticos", editado por la Comisión de Energéticos de México.

La información sobre recursos geotérmicos procede del informe del grupo técnico sobre energía geotérmica de la conferencia de las Naciones Unidas sobre fuentes de energía nuevas y renovables⁶, publicado a fines de 1980.

Los datos sobre el potencial hidroeléctrico de México se tomaron del estudio "Potencial hidroeléctrico nacional"⁷, publicado por la Comisión Federal de Electricidad en 1978. Este estudio se publicó también en el número 3 de 1980 de la revista "Ingeniería", órgano oficial de la Facultad de Ingeniería de la UNAM y un resumen del mismo apareció en el número de agosto de 1979 de "Energéticos", boletín informativo del sector energético, que publica la Comisión de Energéticos.

No se incluye en la Tabla No. 1 información sobre fuentes de energía no convencionales, tales como el aprovechamiento directo e indirecto de la energía solar, porque los datos disponibles son muy escasos y porque se considera que dado el estado actual de esas tecnologías y los costos de conversión de energía resultantes, su contribución a la oferta energética nacional en lo que resta del presente siglo será de importancia marginal, aunque a más largo plazo su contribución a la diversificación de la oferta energética pueda llegar a ser muy importante.

El programa de Energía⁸, que establece entre sus objetivos el de "diversificar las fuentes de energía primaria, prestando particular atención al empleo de los recursos re-

TABLA No.
RECURSOS ENERGETICOS DE MEXICO

I. RECURSOS NO RENOVABLES
(Cantidades recuperables)

RECURSO	TIPO DE INFORMACION	CANTIDAD	CONTENIDO ENERGETICO 10 ¹⁵ joules	PRODUCCION EN 1980 10 ¹⁵ joules
PETROLEO CRUDO Y LIQUIDOS DEL GAS	Reservas probadas	4175 x 10 ⁶ Ton.	189545	2825
	Recursos adicionales	12878 x 10 ⁶ Ton.	584661	
GAS NATURAL	Reservas probadas	1669 x 10 ⁹ m ³	65759	1216
	Recursos adicionales	1740 x 10 ⁹ m ³	68556	
CARBON	Reservas probadas	1584 x 10 ⁶ Ton.	43936	102
	Recursos adicionales	1800 x 10 ⁶ Ton.	49517	
URANIO	Reservas probadas	8.3 x 10 ³ Ton.	5229	0
	Recursos adicionales	2.4 x 10 ³ Ton.	1512	
GEOTERMIA	Recursos potenciales	411860 GWH	4932	11

II RECURSOS RENOVABLES

RECURSO	TIPO DE INFORMACION	ENERGIA ANUAL	CONTENIDO ENERGETICO 10 ¹⁵ joules/año	PRODUCCION EN 1980 10 ¹⁵ joules
HIDROELECTRICIDAD	Potencial identificado	171 866 GWH	2058	204

15

28

novables", proporciona la siguiente información sobre las posibilidades de diversificación de la oferta energética en la expansión del sector eléctrico:

Carbón.- Las reservas probadas de carbón coquizable son actualmente de alrededor de 1500 millones de toneladas "in situ", equivalentes a más de 1000 millones de carbón "todo uso". Por lo que hace a la utilización del carbón para la generación de energía eléctrica el Programa de Energía señala que las reservas probadas de carbón no coquizable, localizadas en la cuenca de Río Escondido, en el norte del Estado de Coahuila, alcanzan un total de 600 millones de toneladas. Esta dotación ha permitido construir una primera planta carboeléctrica con capacidad de 1 200 MW y se prevé la construcción de dos plantas más, de 1 400 MW cada una, durante los años ochenta. En 1990 estos 4 000 MW de capacidad de generación contribuirán con casi el 11% de la generación bruta de electricidad y permitirán sustituir cerca de 120 000 barriles diarios de combustóleo. "Las posibilidades a más largo plazo de esta fuente de energía están bajo estudio y dependerán, entre otros factores, de los resultados de la exploración que en materia de carbón se realice en el país".

Uranio.- El Programa de Energía reconoce que las actuales reservas probadas de uranio sólo alcanzan para la vida útil de la planta nucleoelectrónica de Laguna Verde y la recuperación de uranio como subproducto del procesamiento de la roca fosfórica con que cuenta el país permitirá alimentar una planta adicional de 1 200 MW.

En cuanto al programa nucleoelectrónico, anuncia que la primera unidad de Laguna Verde, con una capacidad de 654 MW entrará en servicio en 1983 y la segunda unidad, de la misma capacidad, en 1984. Señala que se instalará una unidad más que deberá estar en servicio antes de 1990, con lo que México contará en ese año con una capacidad nucleoelectrónica instalada del orden de 2 500 MW, lo que implica que -

la nueva unidad nucleoelectrica será de una capacidad del orden de 1 200 MW eléctricos.

Además de las dos plantas nucleoelectricas que deberán estar en operación en 1990, se propone iniciar a partir de 1981 la selección de sitios y tecnologías para las unidades que empezarian a funcionar durante los años noventa. El objetivo planteado es que a finales de siglo se tengan instalados 20 000 MW de capacidad nuclear.

Energía hidroeléctrica. - El potencial hidroeléctrico identificado, de acuerdo con el más reciente estudio de la Comisión Federal de Electricidad, permitirá una generación media anual de 171 866 GWh, mediante el desarrollo de 541 aprovechamientos.

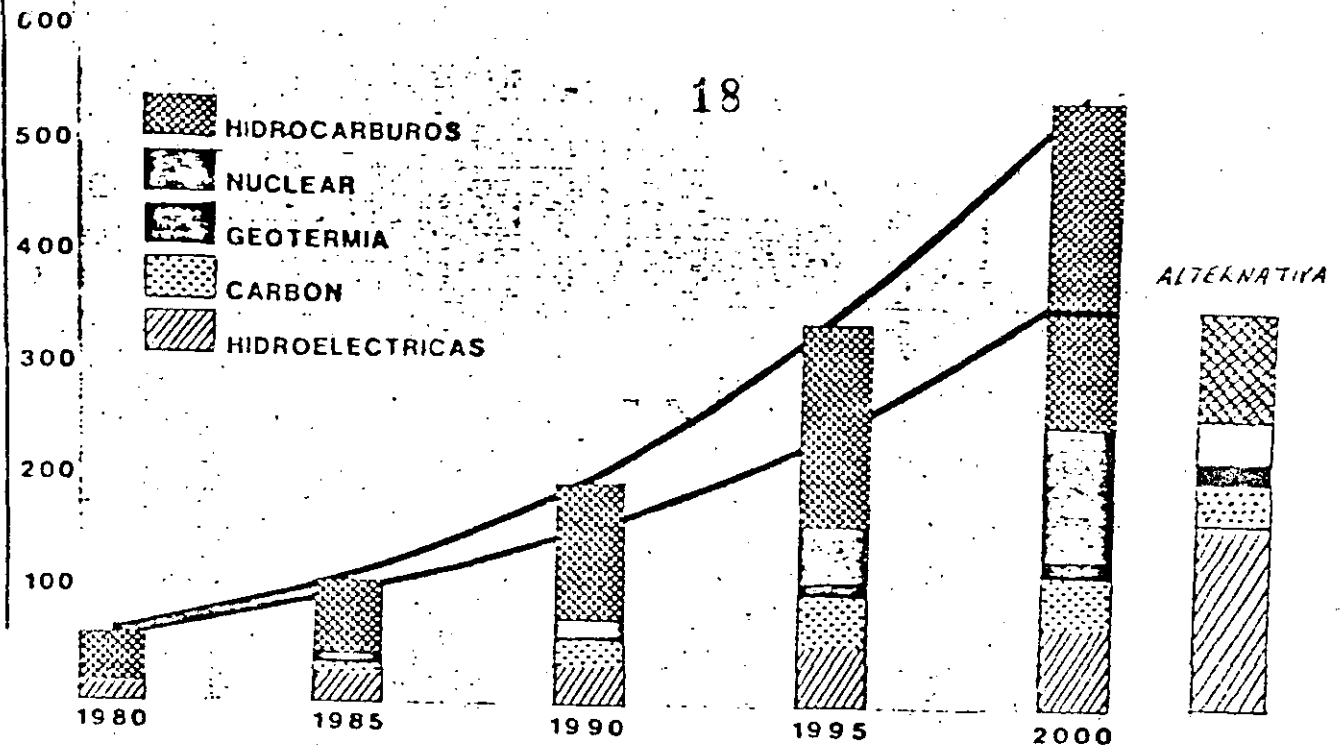
De este potencial, según el Programa de Energía, se estima posible desarrollar para 1990 la quinta parte, o sea una capacidad instalada capaz de generar 34 372 GWh/año y para el año 2000 las dos quintas partes, o sea una capacidad instalada capaz de generar 68 746 GWh/año. Se señala también que el potencial hidroeléctrico teórico, que resulta de sobreponer las curvas de isoescurrecimientos con las curvas de nivel y que ha sido cuantificado en 500000 GWh/año, es bastante mayor que el identificado, lo que indica que hay todavía posibilidades de ampliar el potencial identificado.

Energía geotérmica. - El Programa de Energía establece metas mínimas de aprovechamiento de este recurso, que consisten en llegar a 620 MW de capacidad en 1990 en lugar de los 150 MW en servicio en 1980.

Observaciones al programa actual de expansión del sector eléctrico. - Considérese ahora el programa de diversificación del sistema de generación eléctrica propuesto por la Comisión Federal de Electricidad con base en el Programa de Energía, cuyas características principales se presentan en la Fig. 6, tomada de la publicación de la CFE titulada "Plan de desarrollo nucleoelectrico"⁹.

PRONOSTICO DE LA DEMANDA DE ENERGIA ELECTRICA
COMPOSICION DEL SISTEMA DE GENERACION

11a



FUENTES DE ENERGIA PRIMARIA
PARTICIPACION EN EL SECTOR ELECTRICO

AÑO 2000

	GWH	ALTERNATIVA	
		GWH	%
HIDRAULICA	80 000	170 000	45.5
CARBON	40 000	40 000	10.7
GEOTERMIA	20 000	20 000	5.3
HIDROCARBUROS	280 000	104 000	27.8
NUCLEAR	130 000	40 000	10.7

GENERACION TOTAL NECESARIA: 550 000 374 000

Fig.6 Programa actual de expansión del sistema de generación y programa alternativo.

Pueden hacerse de inmediato dos observaciones.

La primera se refiere al pronóstico de la demanda futura de energía eléctrica. El considerar tasas de crecimiento del orden del 11% anual hasta fin de siglo, lo que conduce a pronosticar una generación necesaria de 550 TWh para el año 2000, o sea ocho veces mayor que la generación de energía eléctrica producida en 1981, implica aceptar que la energía se seguirá utilizando en México con la misma o aun mayor ineficiencia con que se utiliza actualmente.

La experiencia reciente de países que han implementado programas vigorosas de conservación de energía, demuestra que puede mantenerse un crecimiento económico determinado con un crecimiento más lento del consumo de energía del que se tuvo en el pasado, lo que sumado al hecho comprobado en numerosos países de que el consumo de electricidad por unidad de producto interno bruto disminuye a medida que los países se desarrollan, debería conducir a crecimientos del consumo de energía más bajos que los históricos, sin afectar el crecimiento económico.

Incluso el pronóstico "bajo" de la Fig. 6, basado en la extrapolación de las tendencias históricas, que fija la generación necesaria en el año 2000 en 374 TWh, parece demasiado elevado. Una aplicación del método de pronóstico de la demanda futura de energía desarrollado por el Dr. Aoki¹⁰ (Fig. 7) que se basa en la correlación observada en numerosos países y antes de la crisis energética, entre el crecimiento del producto nacional bruto por habitante y el crecimiento del consumo de energía eléctrica por habitante y que registra la disminución antes señalada del crecimiento del consumo de energía eléctrica con respecto al crecimiento económico a medida que los países se desarrollan, conduce a pronosticar, partiendo de un crecimiento del PNB de 6% anual y de un crecimiento anual de la población de 2.5%, una generación necesaria en el año 2000 de 320

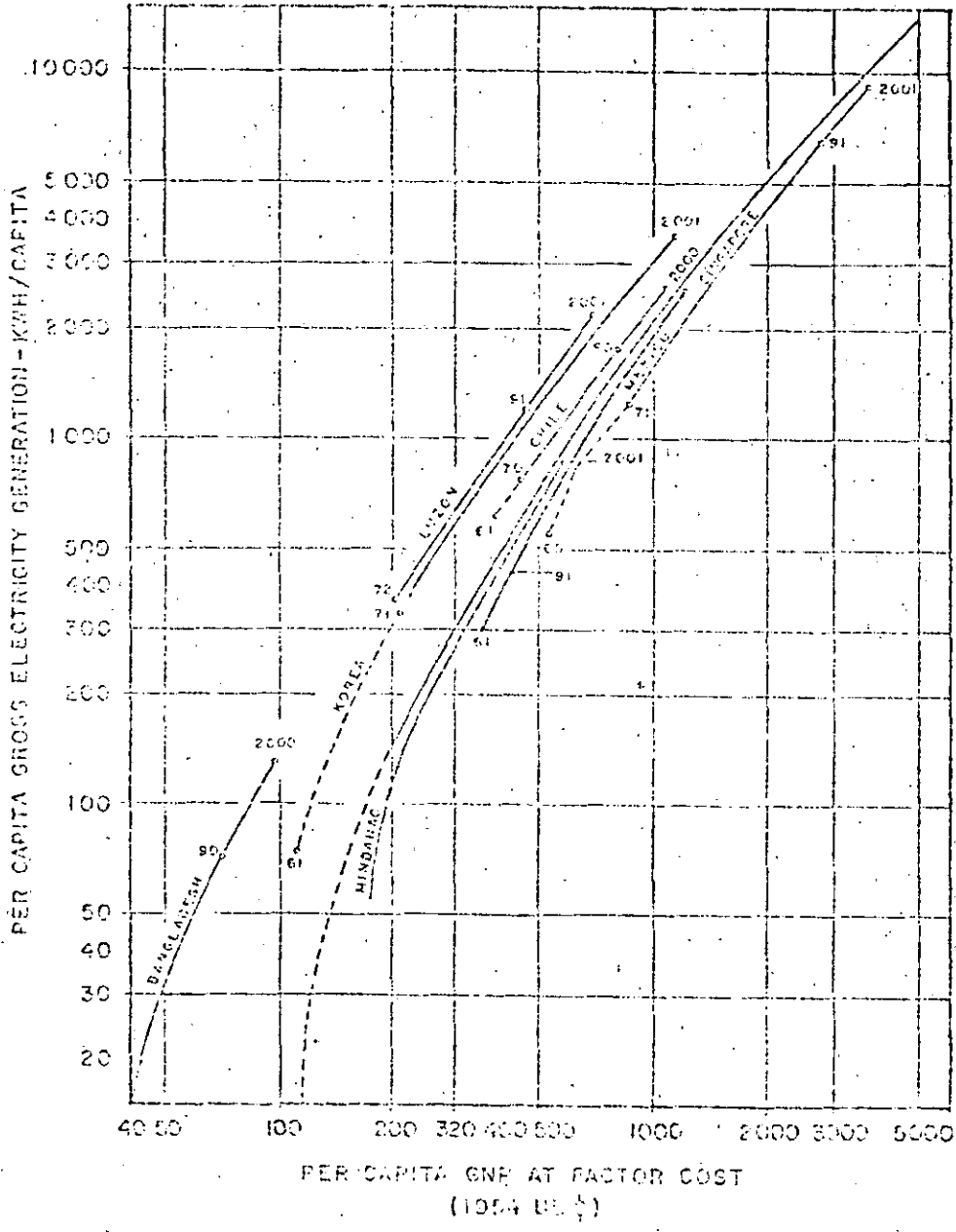


FIG. 7 CURVAS DE CRECIMIENTO DEL CONSUMO DE ENERGIA ELECTRICA POR HABITANTE EN FUNCION DEL PRODUCTO NACIONAL BRUTO POR HABITANTE

TWh, lo que corresponde a una tasa anual media de crecimiento de 8.5%. La tasa de crecimiento será seguramente más alta en los años próximos e irá disminuyendo hasta alcanzar valores inferiores en los últimos años del siglo.

La segunda observación al programa de desarrollo de generación presentado en la Fig. 6 es que, contrariamente a lo afirmado en algunos foros, existen alternativas al programa propuesto que incluye la realización de un programa nucleoelectrico importante.

En la Fig. 6 se indica una de estas alternativas, que consiste en desarrollar todo el potencial hidroeléctrico -- identificado en lo que resta del siglo, para alcanzar en el año 2000 una generación hidroeléctrica de 170 TWh, contra los 80 TWh propuestos en el programa actual de la Comisión Federal de Electricidad. Este aumento de la generación hidroeléctrica permitirá reducir el programa nucleoelectrico a la tercera parte del propuesto, manteniendo el uso de los otros recursos (carbón, geotermia, hidrocarburos) sin modificación con respecto a lo indicado en la tabla de la Fig. 6, para el caso correspondiente al pronóstico alto del crecimiento futuro de la demanda de energía eléctrica. -- Para el caso del pronóstico bajo, la generación con hidrocarburos podría también reducirse con respecto a la propuesta de CFE, requiriéndose en el año 2000 una generación a base de hidrocarburos de 104 TWh en lugar de 280 TWh.

Debe tenerse en cuenta, además, que se dispone actualmente de cantidades importantes de combustoleo, como producto residual de la producción nacional de gasolina, que irán aumentando en los próximos años debido al aumento del consumo de gasolina (que en periodo 1971-1980 ha crecido a una tasa anual del 8.9%) y debido también a la utilización en las refinerías de crudos más pesados, estimándose que por cada barril de gasolina producida se obtendrán 0.9 barriles de combustoleo.

Este combustóleo, debido a sus características y a las reglamentaciones ambientales implantadas en Estados Unidos, difícilmente podrá exportarse a ese mercado tradicional de los productos petrolíferos mexicanos.

También se dispondrá en el futuro de cantidades importantes de gas natural asociado, que actualmente se quema en la atmósfera por falta de las instalaciones necesarias para aprovecharlo. De acuerdo con el Informe de labores 1981 de Petróleos Mexicanos, en ese año se enviaron a la atmósfera 110 412.5 millones de pies cúbicos de gas natural, que corresponden al 16.4% de la producción total de gas natural en el periodo indicado.

El aprovechamiento de estos recursos energéticos en la industria eléctrica podría reducir aún más, o posponer, el programa nucleoelectrico.

4.2. Minimización del costo de la expansión de la capacidad de generación.

En la tabla No. 2, tomada del Programa de Energía, se proporcionan los costos estimados de generación eléctrica para distintos tipos de plantas generadoras.

Como puede verse en dicha tabla el costo estimado de generación de un KWh en una planta nucleoelectrica es más elevado que el costo del KWh generado en una planta hidroeléctrica, carboeléctrica o geotermoeléctrica y sólo es mayor el de una termoeléctrica convencional que utilice combustóleo a precio internacional.

Por otra parte, el costo de inversión de una planta nucleoelectrica es elevado, sólo superado, según la Tabla No. 2, por el de una planta hidroeléctrica, pero con la importante diferencia a favor de ésta última de que gran parte de la inversión en una planta hidroeléctrica se hace en moneda nacional, puesto que la mayor parte de los insumos

Costos estimados de generación eléctrica para nuevas plantas
(pesos por KWh)*

	Geo- térmica	Carbo- eléctrica	Hidro- eléctrica	Nucleo- eléctrica	Termo- eléctrica a base de combustóleo
Total	0.35	0.47	0.48	0.52	0.69
Costo de inversión	0.25	0.18	0.44	0.32	0.12
Costo de explotación	0.12	0.07	0.04	0.05	0.04
Costo de combustible**	—	0.22	—	0.15	0.53

* Precios de 1979

** Comparación con base en precios internacionales de los combustibles

Secretaría de Patrimonio y Fomento Industrial

Los costos unitarios totales se calcularon con base en cifras a precios de 1979 considerando el valor de los combustibles en el mercado internacional. Para las estimaciones se seleccionaron las plantas más representativas por fuente energética primaria. Puede observarse que en los casos de la generación geotérmica, hidráulica y nuclear, el costo de inversión tiene el mayor peso relativo, mientras que en las termoelectricas a base de carbón y de hidrocarburos predomina el de los combustibles. Sumando los distintos componentes, la fuente más económica es la geotérmica y la más costosa, la generación a partir de combustóleo. No hay gran diferencia en el caso de las tres fuentes restantes. Debido al alto valor de los hidrocarburos en el mercado internacional y a los usos alternativos que éstos tienen, conviene disminuir su participación en la generación eléctrica. En el futuro, a medida que su precio se eleve en términos reales, resultará cada vez menos atractivo para la economía utilizarlos para este propósito.

necesarios son producidos en el país, mientras que en el -- caso de una nucleoelectrica la inversión necesaria requiere que el país desembolse divisas extranjeras, debido a que -- casi todo el equipo y la ingeniería del proyecto tienen actualmente que importarse.

En cuanto al costo de combustible, que representa en -- el caso de la nucleoelectrica el 29% del costo del kWh, es, en el caso de la hidroelectrica, evidentemente igual a cero. Esto significa que el costo de generación de una planta hidroelectrica prácticamente no se verá afectado por la inflación futura, mientras que el aumento futuro del precio del uranio si incidirá en el costo de generación de la planta -- nucleoelectrica.

Los datos anteriores muestran que las plantas nucleoelectricas no resultan actualmente competitivas, en las -- condiciones de México, con otros medios de generación disponibles.

La información anterior puede completarse con la de la Fig. 8, donde se presentan en forma gráfica los gastos anuales totales de distintos tipos de unidades generadoras, en función de la duración de funcionamiento anual. Para calcular las pendientes de las rectas, que dependen de los costos variables anuales de operación o sea del costo del combustible utilizado, se consideraron precios internacionales excepto en los casos en que se indica expresamente que se -- tomó el precio nacional.

Las gráficas de la Fig. 8 muestran lo siguiente:

a) La generación obtenida utilizando turbinas de gas -- (que utilizan gas natural o diesel como combustibles, considerados para trazar la gráfica a precio internacional), es la más económica para proporcionar los picos de la curva de carga, operando con un factor de planta de 0.1 (876 horas de operación anual) o menor.

b) La generación obtenida en una planta termoeléctrica que utilice combustóleo al precio nacional actual es la mas

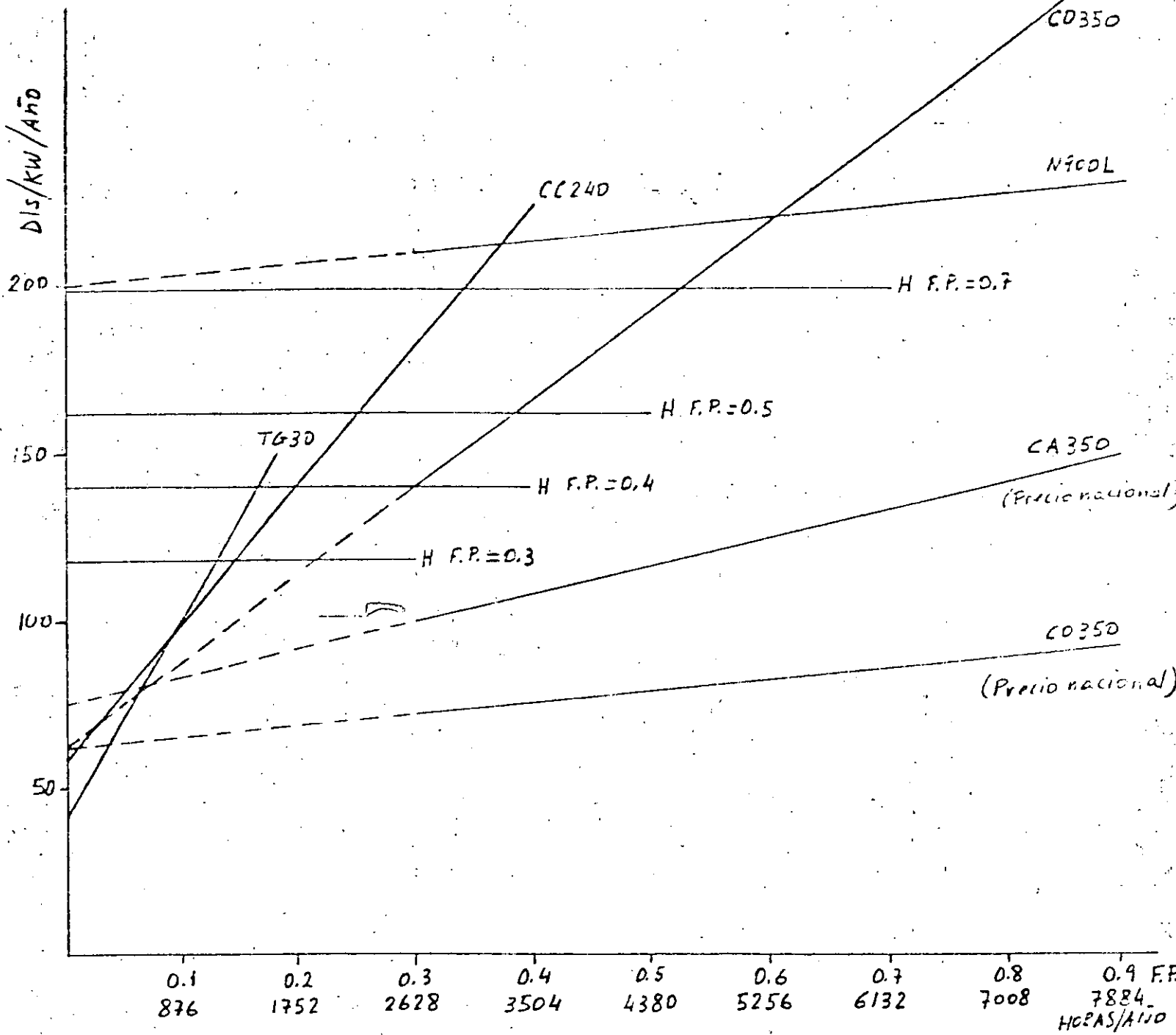


Fig.8 . Costos anuales totales en función de la duración de operación anual de diferentes tipos de unidades generadoras.

económica para factores de planta medios y altos, lo que muestra la conveniencia de utilizar para la generación de energía eléctrica el combustóleo que no pueda exportarse. Le sigue en economía una termoeléctrica que utilice carbón a precio nacional, para el mismo rango de operación anual.

c) Por razones tecnológicas las plantas de vapor no se prestan a paros y arranques frecuentes ni a variaciones rápidas de carga, por lo que no es conveniente su operación a factores de planta bajos. Para duraciones de operación anual correspondientes a factores de planta comprendidos entre 0.1 y 0.3, las mejores opciones son las plantas de ciclo combinado (cuyas turbinas de gas usan gas natural o diesel, considerados a precio internacional en la gráfica de la Fig. 8) y las plantas hidroeléctricas sobre-equipadas, siempre que la energía eléctrica generada no tenga que transmitirse a grandes distancias, lo que añadiría un costo adicional en líneas de transmisión y en pérdidas de energía, que podría eliminar el interés económico del sobre-equipo de la planta hidroeléctrica.

d) Haciendo la comparación de las distintas opciones considerando exclusivamente precios internacionales de los combustibles, la mejor opción para duraciones de operación anual correspondientes a factores de planta comprendidos entre 0.3 y 0.7 son las plantas hidroeléctricas y después las termoeléctricas a base de combustóleo, en las que se supone que se utilizarán unidades de 350 MW, hasta factores de planta de 0.6. Para factores de planta superiores a 0.6, o sea para proporcionar generación para la base de la curva de carga, las plantas nucleares resultan más económicas que las térmicas a base de combustóleo a precio internacional, pero para eso se requiere utilizar unidades muy grandes, de 900 MW, lo que introduce problemas adicionales en la operación del sistema y puede hacer necesaria una reserva de generación mayor.

4.3. Presupuesto en divisas de las diversas opciones de expansión.

En la Tabla No. 3, preparada por la Gerencia General de Estudios e Ingeniería Preliminar¹¹ en 1977, se proporciona la integración del costo de las obras de diferentes instalaciones para la generación y transmisión de energía eléctrica. Puede verse que para una planta hidroeléctrica la componente nacional del costo es de más del 70%, mientras que en las termoeléctricas convencionales es del orden del 55%. Para el caso de la planta nucleoelectrica de Laguna Verde, la componente nacional será bastante inferior, posiblemente del orden del 12%.

4.4. Disminución de la dependencia tecnológica del extranjero y posibilidades de fabricación en México del equipo.

Si existe la voluntad política de hacerlo, será relativamente fácil aumentar considerablemente la participación nacional en el caso de las plantas hidroeléctricas, mediante la fabricación en México de turbinas hidráulicas y generadores y en el caso de las termoeléctricas se fabrica ya parte de las calderas y podría iniciarse la fabricación de turbogeneradores con capacidades hasta de 360 MW. En cambio será mucho más difícil y costoso fabricar equipo nuclear o los grandes turbogeneradores (por lo menos de 600 MW) utilizados en las plantas nucleoelectricas.

Pero la dependencia tecnológica más peligrosa se produciría en el ciclo de combustible para las plantas nucleoelectricas, en caso de realizarse un programa nuclear importante.

La situación internacional en el campo de la energía nuclear hace prácticamente imposible que se puedan realizar en México, en un futuro previsible, todas las fases del ciclo de combustible. Este ciclo incluye el beneficio del mineral y la obtención de concentrados, la conversión en hexafluoruro de uranio y el enriquecimiento del

INTEGRACION DEL COSTO DE LAS OBRAS

VALORES MEDIOS

	<u>C O N C E P T O S</u>	<u>VALORES MEDIOS</u>		
		<u>PLANTAS TERMoeLECTRICAS CON SUBESTACION</u>	<u>PLANTAS HIDROELECTRICAS CON SUBESTACION</u>	<u>LINEAS DE TRANSMISION ALTA TENSIO</u>
EQUIPOS Y MATERIALES	NACIONAL	15	10	60
	IMPORTACION	40	25	10
INGENIERIA Y DISEÑO	NACIONAL	2.5	1.95	1
	IMPORTACION	0.5	0.05	0
CONSTRUCCION Y MONTAJE	NACIONAL	37	60	28
	IMPORTACION	5	3	1
		100	100	100

EN ESTA DISTRIBUCION SOLO SE HAN INCLUIDO LOS COSTOS DIRECTOS, ES DECIR, NO COMPRENDE INDIRECTOS DE OFICINAS NACIONALES, NI LOS INTERESES DURANTE LA COSNTRUCCION.

uranio en caso de que se utilice en los reactores de uranio enriquecido, la fabricación de los elementos combustibles de óxido de uranio, enriquecido o no según el tipo de reactor a que esté destinado, el reprocesamiento del combustible irradiado después de haber sido utilizado en los reactores, que permite recuperar óxido de uranio y obtener plutonio, que pueden usarse de nuevo como combustibles, y que produce desechos radiactivos de muy larga vida que deben almacenarse en una forma segura.

En enero de 1976, los representantes de los siete principales países exportadores de tecnología nuclear: Estados Unidos, Canadá, la Unión Soviética, Francia, Inglaterra, Alemania Occidental y Japón, llegaron a un acuerdo en Londres para establecer las garantías que se exigirán a los países compradores de instalaciones nucleares para evitar que puedan utilizarse para fines militares. A este grupo se unieron posteriormente Suecia, Bélgica, Italia, Holanda, Polonia, Alemania Oriental y Checoslovaquia. En la práctica el acuerdo de Londres ha significado que no sean transferibles las tecnologías del enriquecimiento del uranio y del reprocesamiento del combustible nuclear irradiado.

Un país, como México, que no cuenta con ese tipo de tecnologías, tendrá que depender indefinidamente de los países que las controlan para poder mantener en funcionamiento sus plantas nucleoelectricas.

Realizar en esas condiciones un programa nucleoelectrico importante en México significa hipotecar la independencia energética del país.

Afortunadamente el país cuenta con otras soluciones a corto y mediano plazo, que garantizan su independencia energética.

Por lo que hace al largo plazo, o sea más allá del año 2000, la energía nuclear puede ser una de las soluciones, pero para eso se requiere que se desarrollen los reac-

tores rápidos o de cría, que utilizan plutonio y uranio natural, o la fusión nuclear, ya que con los actuales reactores térmicos de fisión, que usan muy ineficientemente el uranio, este energético, cuyas reservas mundiales son reducidas, se agotaría antes que el petróleo.

Con esta perspectiva del largo plazo se considera que es conveniente que México desarrolle prudentemente un programa nucleoelectrico mínimo, que podría consistir, por el momento, en instalar una segunda planta nucleoelectrica similar en tamaño a la de Laguna Verde, la cual entraría en servicio hacia 1990.

Esta segunda planta podría realizarse utilizando la tecnología canadiense de los reactores de uranio natural moderados con agua pesada, lo que elimina la necesidad de enriquecer el uranio. Además este tipo de reactores consume menos uranio que los de uranio enriquecido y agua ligera si en éstos no se realiza el reciclado del plutonio, cosa que en la situación internacional actual no se considera posible.

Este programa nuclear mínimo permitiría comparar en forma objetiva las tecnologías de uranio enriquecido y uranio natural y crearía las bases para poder desarrollar después de 1990 un programa nuclear más importante, en caso de que fuese necesario.

La disminución del programa nucleoelectrico propuesto en el Programa de Energía se compensaría básicamente aumentando el programa de plantas hidroelectricas con el objetivo de desarrollar todo el potencial hidroelectrico del país durante los próximos veinte años.

5. La energía hidroeléctrica, un recurso importante para la expansión del sector eléctrico.

Como se mostró en la sección anterior, la aplicación consecuyente de los criterios propuestos para evaluar las distintas opciones de expansión de la capacidad de genera-

ción eléctrica hace ver la conveniencia de modificar algunas de las metas del Programa de Energía y del actual programa de expansión del sector eléctrico.

En primer lugar resulta evidente que deberá ampliarse el programa de construcción de plantas hidroeléctricas, estableciendo la meta de desarrollar todo el potencial hidroeléctrico identificado en lo que resta del presente siglo, en lugar de limitarse a desarrollar las dos quintas partes de ese potencial identificado como se propone en el Programa de Energía.

Esta mayor aportación de la energía hidroeléctrica y una política decidida de conservación y uso eficiente de la energía, permitirá reducir drásticamente el programa nuclear eléctrico, que tal como se plantea actualmente en el Programa de Energía, con el objetivo de alcanzar la cifra de 20 000 MW instalados en el año 2000, resulta injustificable aplicando los criterios antes definidos.

Para apreciar la importancia de la contribución de la energía hidroeléctrica a la diversificación de la oferta energética, debe recordarse que en 1981, que fue un año excepcionalmente bueno desde el punto de vista hidráulico, se generaron en las plantas hidroeléctricas del país 24 TWh o sea algo menos del 15% del potencial identificado de 172 TWh.

En la tabla 4 se indica la capacidad en operación de plantas hidroeléctricas al 31 de diciembre de 1979, la generación hidroeléctrica durante ese año, la capacidad de plantas hidroeléctricas en construcción y en programa y el potencial hidroeléctrico identificado pendiente de desarrollar en esa fecha.

En el mapa de la figura 9, tomada del estudio del potencial hidroeléctrico nacional realizado por la Comisión Federal de Electricidad, se indica la distribución espacial del potencial hidroeléctrico identificado, según cuencas hidrográficas y la relación entre el potencial identificado y

RESUMEN DEL
 POTENCIAL HIDROELECTRICO IDENTIFICADO DE MEXICO
 DICIEMBRE DE 1979.

	<u>POTENCIA</u>		<u>ENERGIA ANUAL</u>		<u>FACTOR DE PLANTA</u>
	MW	% del total	GWh	% del total	%
En operación	5219	14.5	17839	10.4	39.0
En construcción	2070	5.8	6855	4.0	37.8
En programa	1889	5.3	6452	3.7	39.0
Pendiente de desarrollar	26716	74.4	140720	81.9	60.0
T O T A L	<u>35894</u>	<u>100.0</u>	<u>171866</u>	<u>100.0</u>	

Fuente: Comisión Federal de Electricidad

DISTRIBUCION ESPACIAL DEL POTENCIAL HIDROELECTRICO IDENTIFICADO



Fig. 9 Distribución espacial del potencial hidroeléctrico identificado y relación entre el potencial identificado y el teórico para cada cuenca.

el potencial bruto teórico, para cada cuenca.

La relación entre el potencial hidroeléctrico identificado y el teórico, para el total del territorio del país, es de 0.39, lo que indica, como lo reconoce el Programa de Energía, "que hay todavía grandes posibilidades hidroeléctricas", y que el potencial hidroeléctrico puede aumentar a medida que se complete la información cartográfica e hidrométrica y las exploraciones de campo.

En la tabla 5 se resume el potencial hidroeléctrico identificado, agrupado por unidad federativa.

En la gráfica de la figura 10, tomada también del estudio citado, se muestra que en la hipótesis de un consumo de energía de 350 000 GWh en el año 2000, la energía eléctrica proporcionada por las plantas hidroeléctricas podría representar el 49% del total, si para esa fecha se tuviese desarrollado todo el potencial hidroeléctrico actualmente identificado.

Lo anterior muestra que las plantas hidroeléctricas pueden jugar un papel muy importante en los próximos años en México para diversificar la oferta energética, puesto que el potencial hidroeléctrico pendiente de desarrollar es considerable y el costo del kWh producido en este tipo de plantas es menor que el producido en una planta nucleoelectrica o en una termoeléctrica convencional que use combustible a precio internacional, como puede verse en la tabla 2 antes citada.

Además, las plantas hidroeléctricas presentan las siguientes ventajas que generalmente no se toman en cuenta en las comparaciones económicas.

a) La energía hidráulica es un recurso renovable debido a la energía solar, que es la que produce el ciclo hidrológico. Su uso para generar electricidad permite ahorrar el consumo de recursos no renovables y prolongar así la disponibilidad de estos. Sin embargo los métodos de evaluación económica usualmente utilizados no toman en cuenta

TABLA 5

Núm.	ESTADO	No. PROYS.	POT. MED. M. W.	G. MED. A. G. W. H.	% POTENCIA	% GENERACION
1.-	Coahuila	1	14	123	0.1	0.1
2.-	Colima.	3	42	368	0.2	0.2
3.-	Chiapas.	91	6,558	57,430	33.4	33.4
4.-	Chihuahua.	24	613	5,371	3.1	3.1
5.-	Durango.	20	701	6,144	3.6	3.6
6.-	Guerrero.	33	1,826	15,995	9.3	9.3
7.-	Guanajuato.	2	42	368	0.2	0.2
8.-	Hidalgo.	7	127	1,113	0.6	0.6
9.-	Jalisco.	31	763	6,684	3.9	3.9
10.-	México.	14	353	3,098	1.8	1.8
11.-	Michoacán.	30	768	6,728	3.9	3.9
12.-	Morelos.	2	66	578	0.3	0.3
13.-	Nayarit.	30	856	7,501	4.4	4.4
14.-	Nuevo León.	1	5	44	0.0	0.0
15.-	Oaxaca.	66	2,507	21,964	12.8	12.8
16.-	Puebla.	28	817	7,159	4.2	4.2
17.-	Querétaro.	4	137	1,200	0.7	0.7
18.-	San Luis Potosí.	21	447	3,918	2.3	2.3
19.-	Sinaloa.	24	527	4,617	2.7	2.7
20.-	Sonora.	15	414	3,628	2.1	2.1
21.-	Tabasco.	8	209	1,830	1.1	1.1
22.-	Tamaulipas.	10	95	833	0.5	0.5
23.-	Veracruz.	62	1,614	14,137	8.2	8.2
24.-	Zacatecas.	8	118	1,035	0.6	0.6
	S U M A S	641	19,619	171,866	100.0	100.0

POTENCIAL HIDROELECTRICO IDENTIFICADO POR ENTIDAD FEDERATIVA.

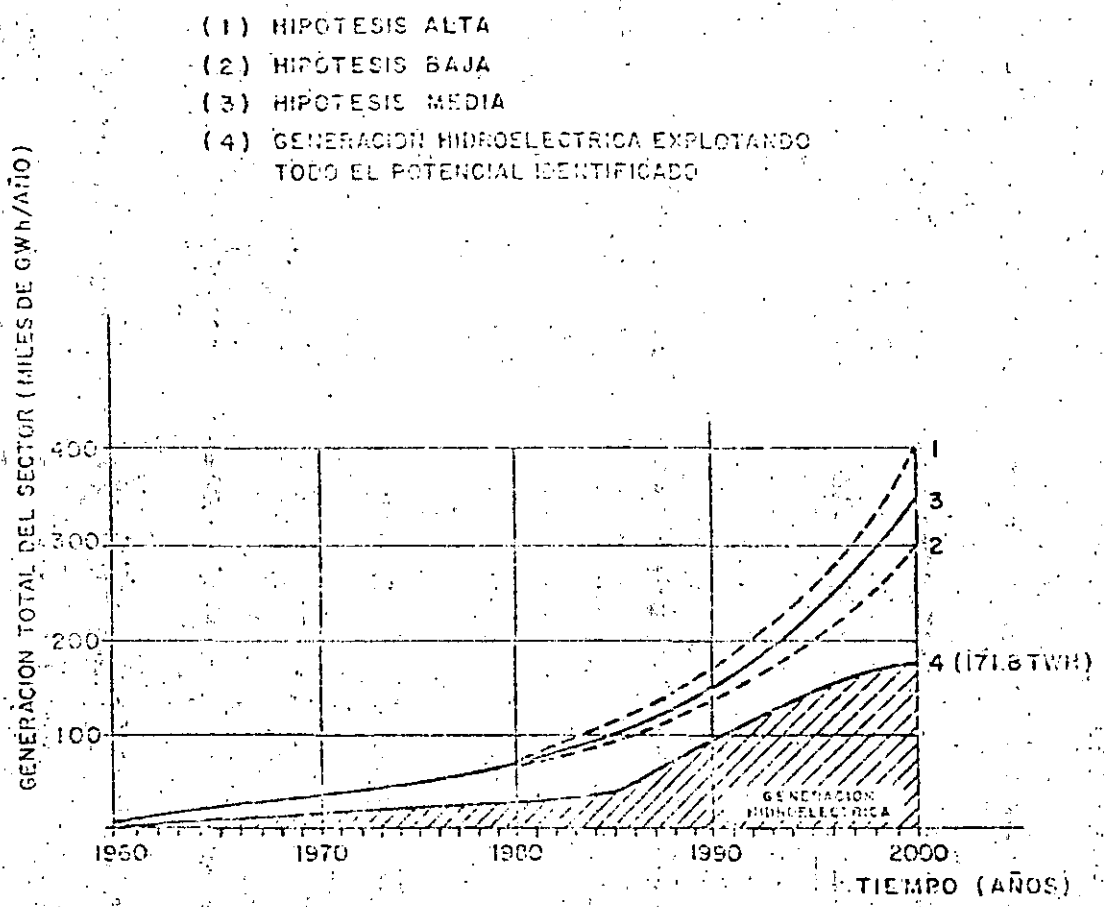


FIG. 10. CONTRIBUCION POSIBLE DE LA GENERACION HIDROELECTRICA AL SUMINISTRO FUTURO DE ENERGIA ELECTRICA.

el hecho de que se trata de un recurso que no se agota y dura indefinidamente y al hacer la comparación con una planta generadora que utilice un recurso no renovable se limitan a comparar los costos de inversión y de operación (incluyendo el costo del combustible en el segundo caso). En realidad puede considerarse que el potencial hidroeléctrico no utilizado significa un desperdicio de energía análogo a, por ejemplo, la quema de gas natural en la atmósfera.

b) La larga vida de las instalaciones hidroeléctricas y los bajos costos de operación hacen que el costo de la energía generada sea muy poco afectada por la inflación, al contrario de lo que ocurre con las plantas termoeléctricas, donde el aumento de precio de los combustibles afecta en forma importante el costo de la energía generada.

c) La componente nacional en el costo de las plantas hidroeléctricas es actualmente de más del 70% mientras que en las termoeléctricas es del orden del 55%, como puede verse en la tabla 3. Puesto que ya actualmente tanto la ingeniería y el diseño como la construcción y el montaje de estas plantas se realizan con recursos y tecnologías nacionales, la componente nacional del costo podría elevarse en breve plazo a prácticamente el 100%, si se desarrolla la fabricación en México de las turbinas hidráulicas y los generadores eléctricos correspondientes.

d) Los desarrollos hidroeléctricos constituyen frecuentemente una parte de un aprovechamiento hidráulico de usos múltiples, en cuyo caso los costos deben prorratearse entre los diferentes usos. Esto es especialmente interesante con las condiciones hidrometeorológicas que se tienen en el territorio nacional, caracterizadas por una temporada de lluvias y una temporada de estiaje muy marcadas, ya que un desarrollo hidroeléctrico con capacidad de almacenamiento anual permite regular el gasto del río y obtener beneficios adicionales para la agricultura, mediante el riego y el con-

APROVECHAMIENTO DEL POTENCIAL HIDROELECTRICO DE LOS PAISES DE AMERICA LATINA 1975

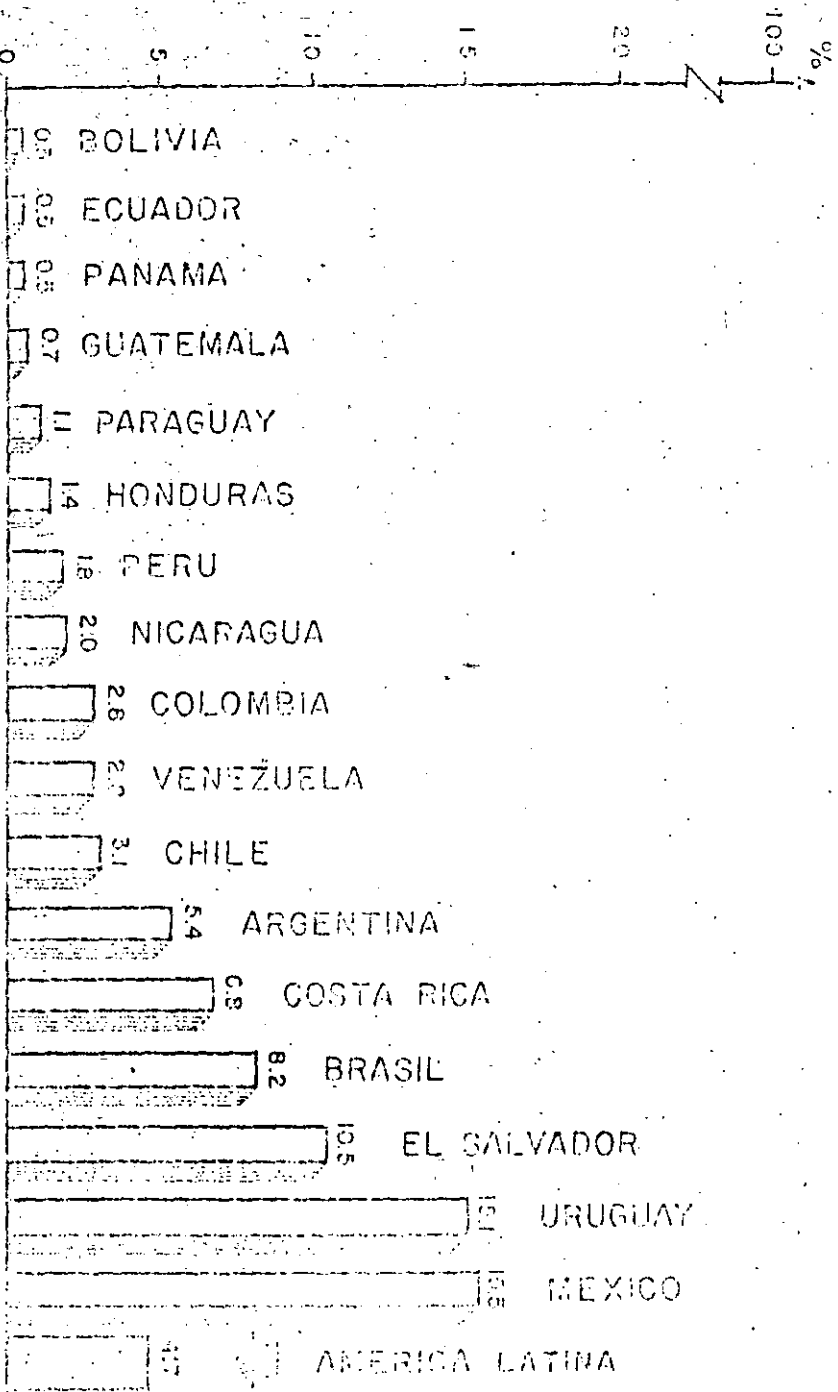


FIG. II FUENTE S. QUINTANA "LA INTEGRACION Y EL APROVECHAMIENTO DE LOS RECURSOS HIDROELECTRICOS DE AMERICA LATINA" ACADEMIA MEXICANA DE INGENIERIA, 1979

tról de avenidas.

e) Las plantas hidroeléctricas no son contaminantes, a diferencia de las termoeléctricas, y en general tienen una influencia positiva en la ecología de la región. Su construcción crea una fuente importante de empleo para la mano de obra local y contribuye a mejorar la infraestructura de la zona, mediante la apertura de vías de comunicación, centros de población y, en ocasiones, desarrollos turísticos.

f) La flexibilidad de operación de las plantas hidroeléctricas las hace especialmente útiles en los grandes sistemas eléctricos interconectados.

g) Como ya se señaló antes, en México se ha alcanzado un alto nivel en la ingeniería de los desarrollos hidroeléctricos. Dado que el potencial hidroeléctrico pendiente de desarrollar en América Latina es aún considerable, este podría ser un campo propicio para la exportación de ingeniería y tecnología mexicanas. En la gráfica de la figura 11, tomada del trabajo presentado por el ingeniero Bernardo Quintana en 1979 con motivo de su ingreso a la Academia Mexicana de Ingeniería¹², se indica el potencial hidroeléctrico aprovechado en 1975 en los países de América Latina en relación con el potencial hidroeléctrico económicamente aprovechable; puede verse en dicha gráfica que, para el conjunto de países de América Latina, sólo se aprovecha el 4.7% del potencial hidroeléctrico posible.

En conclusión, debería plantearse en el Programa de Energía la meta de desarrollar todo el potencial hidroeléctrico de México de aquí a fin de siglo. Como se ha señalado antes, la contribución de la energía hidroeléctrica a diversificar la oferta energética, disminuyendo así la dependencia con respecto de los hidrocarburos, podría ser considerable, como lo serían también los beneficios indirectos de un importante programa hidroeléctrico.

Referencias.

1. Zahavi, J. "Plan de expansión a largo plazo para la generación de electricidad utilizando el análisis de punto de equilibrio", Ciclo de conferencias sobre economía, energéticos y desarrollo. Instituto Mexicano del Petróleo. México, 1980.
2. "Método de planeación integrada para sistemas eléctricos de potencia". Comisión Federal de Electricidad. México, 1975.
3. "Propuesta de lineamientos de política energética". Comisión de Energéticos. México, 1976.
4. "Informe de operación 1981". Comisión Federal de Electricidad. México, 1982.
5. "Survey of energy resources 1980". Federal Institute for Geosciences and Natural Resources. Hanover, 1980.
6. "Informe del Grupo Técnico sobre energía geotérmica correspondiente a su segundo periodo de sesiones". Conferencia de las Naciones Unidas sobre Fuentes de Energía Nuevas y Renovables. 1980.
7. "Estado actual de la evaluación del potencial hidroeléctrico nacional". Gerencia General de Estudios e Ingeniería Preliminar. Comisión Federal de Electricidad. México, 1978.
8. "Programa de Energía". Diario Oficial de la Federación. México, 2 de febrero de 1981.
9. "Plan de desarrollo nucleoelectrico. Primera etapa". Comisión Federal de Electricidad. México, 1981.
10. "Plan de expansión del sector eléctrico al año 2000". Tomo I, Anexo A: "Pronóstico de la demanda de energía eléctrica". Comisión Federal de Electricidad. México, 1978.

11. Fábregas, M. "El programa de desarrollo del sector -- eléctrico." "Proyección" del sector de manufacturas". Comisión Federal de Electricidad. México, 1979.
12. Quintana, B. "La integración y el aprovechamiento de los recursos hidroeléctricos de América Latina". Academia Mexicana de Ingeniería. México, 1979.
13. Bermúdez, A. "La política petrolera mexicana". Cuadernos de Joaquín Mortiz. México, 1976.

CALCULO DE COSTOS ANUALES DE INVERSION Y OPERACION DE
DIFERENTES UNIDADES GENERADORAS

1. COSTO ANUAL DE INVERSION

$$A = P \left[\frac{i(1+i)^n}{(1+i)^n - 1} \right]$$

A = Costo anual de inversión

P = Inversión bruta

i = Tasa de descuento

n = Vida útil

Tipo de unidad generadora	P Inversión bruta * Dls/Kw	n Vida Útil años	i Tasa de descuento	Factor de anualidad	A Costo anual de inversión Dls/Kw-año
T350	377.8	30	0.14	0.1428	53.96
C350	463.1	30	0.14	0.1428	66.13
N900	1249.5	30	0.14	0.1428	178.43
TG30	235.6	20	0.14	0.1510	35.57
H	994.7	30EM 50C	0.14	0.1411**	140.36

* Precios de mayo de 1982

** $0.65 (0.1402) + 0.35 (0.1428) = 0.1411$

2. COSTO VARIABLE DE OPERACION

$$CV = \frac{PU}{PC} \times CE$$

CV = Costo variable de operación

PU = Precio unitario del combustible

PC = Poder calorífico del combustible

CE = Consumo específico de combustible de la unidad

Tipo de unidad generadora	Tipo de combustible	PC Poder calorífico	PU Precio unitario del combustible *	CE Consumo específico de la unidad Kcal/KWH	CV Costos variables de operación Dls/KWH
T350	Combustoleo	10019 Kcal/l	0.128 Dls/l	2359	0.0301
C350	Carbón	4367 Kcal/Kg	0.016 Dls/Kg	2424	0.0089
N900	Uranio enri- quecido	131×10^6 Kcal/Kg	210.51 Dls/Kg	2529	0.0406
TG30	Gas	8458 Kcal/m ³	0.159 Dls/m ³	3700	0.0695

* Precios internacionales de los combustibles excepto el carbón que es precio nacional
(Precios de mayo de 1982)

Combustoleo 20.37 Dls/barril

Carbón 16.0 Dls/Ton

Uranio enriquecido 95.5 Dls/libra

Gas natural 4.5 Dls/10³ pie³

3. COSTOS VARIABLES ANUALES

$$CVA = CV (8760 \times FP)$$

CVA = Costos variables anuales

CV = Costos variables de operación

FP = Factor de planta

8760= Número de horas de un año (365 x 24)

Tipo de unidad generadora	CV Costos variables de operación Dls/KWH	FP Factor de planta	8760 x FP No. de horas de operación del año Horas	CVA Costos variables anuales Dls/KW-año
T350	0.0301	0.72	6307.2	190.15
C350	0.0089	0.72	6307.2	61.72
N900	0.0406	0.72	6307.2	25.64
TG30	0.0695	0.20	1752.0	121.83

45

4 COSTO ANUAL TOTAL (INVERSION Y OPERACION)

$$CAT = A + CFO + CVA$$

CAT = Costo anual total

A = Costo anual de inversión

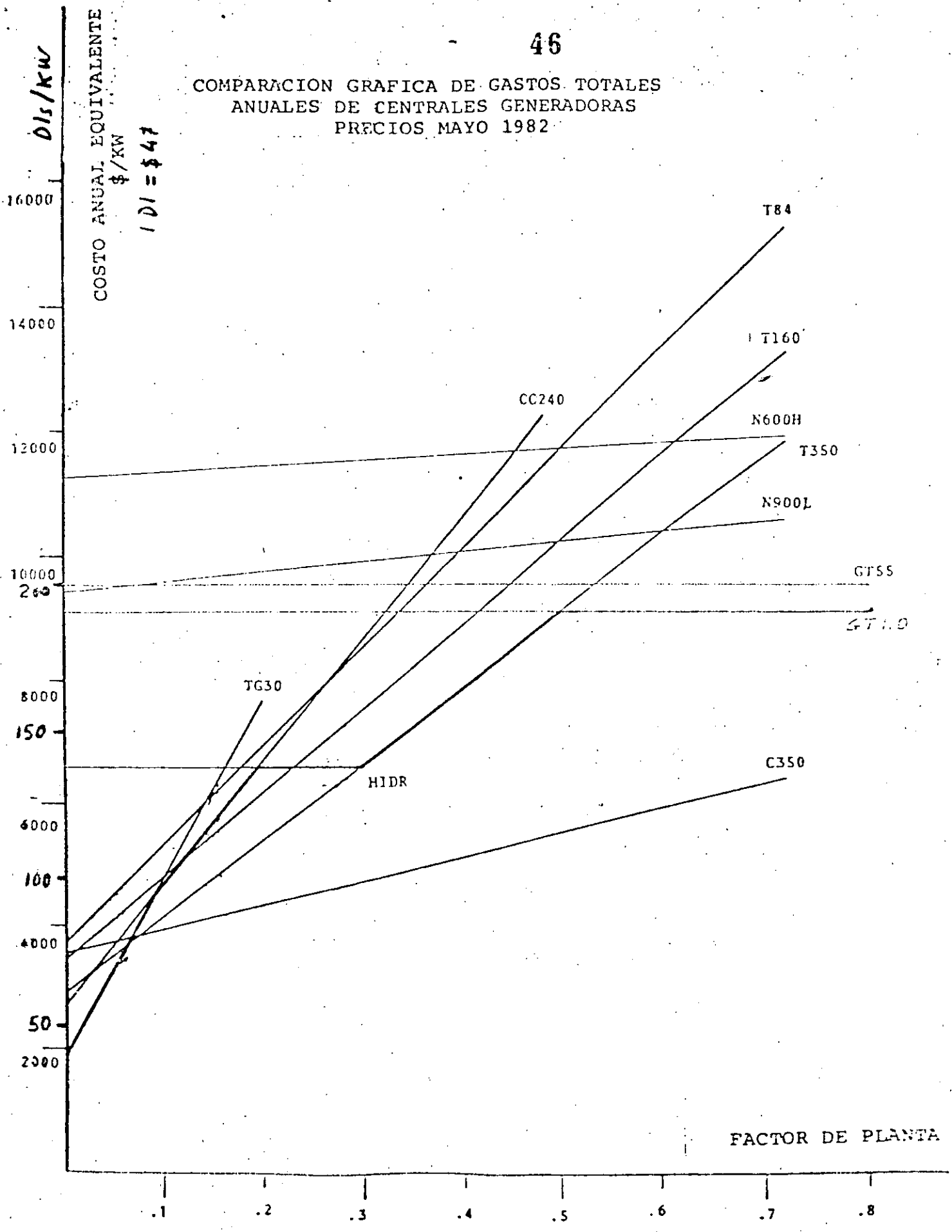
CFO = Costo fijo anual de operación

A + CFO = Costo fijo anual

CVA = Costo variable anual

Tipo de unidad generadora	A Costo anual de inversión Dls/KW-año	CFO Costo fijo anual de operación Dls/KW-año	A+CFO Costo fijo anual Dls/KW-año	Costo varia- ble anual Dls/KW-año	Costo anual total Dls/KW-año	Factor de planta
T350	53.96	8.15	62.11	190.15	252.26	0.71
C350	66.13	10.36	76.49	61.72	138.21	0.72
N900	178.43	21.40	199.83	25.64	225.47	0.72
TG30	35.57	5.34	40.91	121.83	162.74	0.20
H	140.36	1.28	141.64	—	141.64	0.30

COMPARACION GRAFICA DE GASTOS TOTALES ANUALES DE CENTRALES GENERADORAS PRECIOS MAYO 1982



FACTOR DE PLANTA

COSTO ANUAL EQUIVALENTE \$/KW

DI = 10%

DIS/KW

47

CALCULO DEL COSTO DEL KWH GENERADO

$$CKWH = \frac{CAT}{GA} = \frac{A+CFO}{GA} + \frac{CVA}{GA}$$

$$GA = 8760 \times FP \times I$$

CKWH = Costo del KWH generado operando con un factor de planta FP.

CAT = Costo anual total por KW instalado.

GA = Generación anual por KW instalado operando con un factor de planta FP.

A+CFO = Costo fijo anual por KW instalado.

CVA = Costo variable anual por KW instalado, operando con un factor de planta FP.

Tipo de unidad generadora	FP Factor de planta	GA Generación anual KWH	Componentes del costo del KWH		CKWH Costo total del KWH Dls/KWH
			$\frac{A+CFO}{GA}$	$\frac{CVA}{GA}$	
T350	0.72	6307.2	0.0098	0.0301	0.0399
C350	0.72	6307.2	0.0121	0.0098	0.0219
N900	0.72	6307.2	0.0317	0.0041	0.0358
TG30	0.20	1752.0	0.0234	0.0695	0.0929
H	0.30	2628.0	0.0538	—	0.0538

COSTO DEL KWH EN FUNCION DEL FACTOR DE PLANTA

48

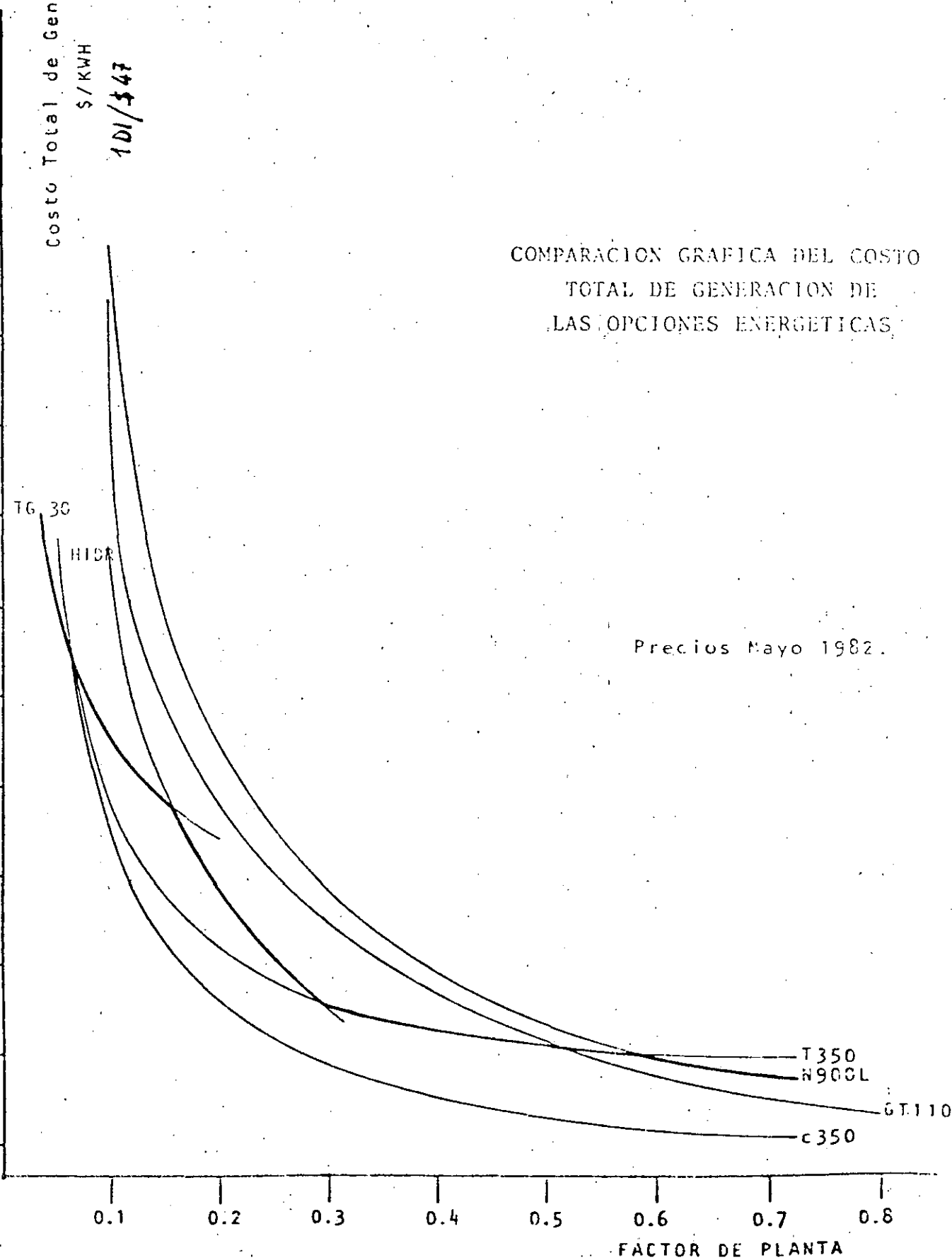
Costo Total de Generación

S/KWH

101/\$47

COMPARACION GRAFICA DEL COSTO
TOTAL DE GENERACION DE
LAS OPCIONES ENERGETICAS

Precios Mayo 1982.



49

PLANTAS HIDROELECTRICAS

1. Potencia media P.

$$P = Q H \eta \times 10^3 \text{ Kgm/seg}$$

$$P = 9.8 Q H \eta \text{ KW}$$

donde: Q = gasto medio anual (m^3/seg)

H = carga neta aprovechable (m)

η = eficiencia global de la planta hidroeléctrica

Para fines de estimación $\eta = 0.86$

2. Generación media anual.

$$G = P \times 8760 \times 10^{-6} \text{ GWh/año}$$

$$G = 9.8 Q H \eta \times 8760 \times 10^{-6} \text{ GWh/año}$$

En este caso el factor de planta es igual a 1 o sea la planta opera a su potencia media P las 8760 horas del año y proporciona energía eléctrica para la base de la curva de carga.

3. Sobre-equipo de plantas hidroeléctricas.

En general es conveniente instalar en las plantas hidroeléctricas con almacenamiento de agua una capacidad de generación mayor que la potencia media, para concentrar en ciertas horas del día toda la generación posible, proporcionando energía eléctrica para la parte media o para el pico de la curva de carga.

Si la capacidad de generación instalada es $P' > P$, la generación media anual está dada por:

$$G = P' \times 8760 \times F \times 10^{-6} = P \times 8760 \times 10^{-6}$$

donde F es el factor de planta

Despejando F de la ecuación anterior, resulta:

$$F = \frac{P}{P'}$$

Figura 1 - 50

Análisis de Sensibilidad del Costo de Centrales Hidroeléctricas respecto a otras Opciones Energéticas. (Precios de mayo de 1982)

\$/KW
1 01. - \$.47

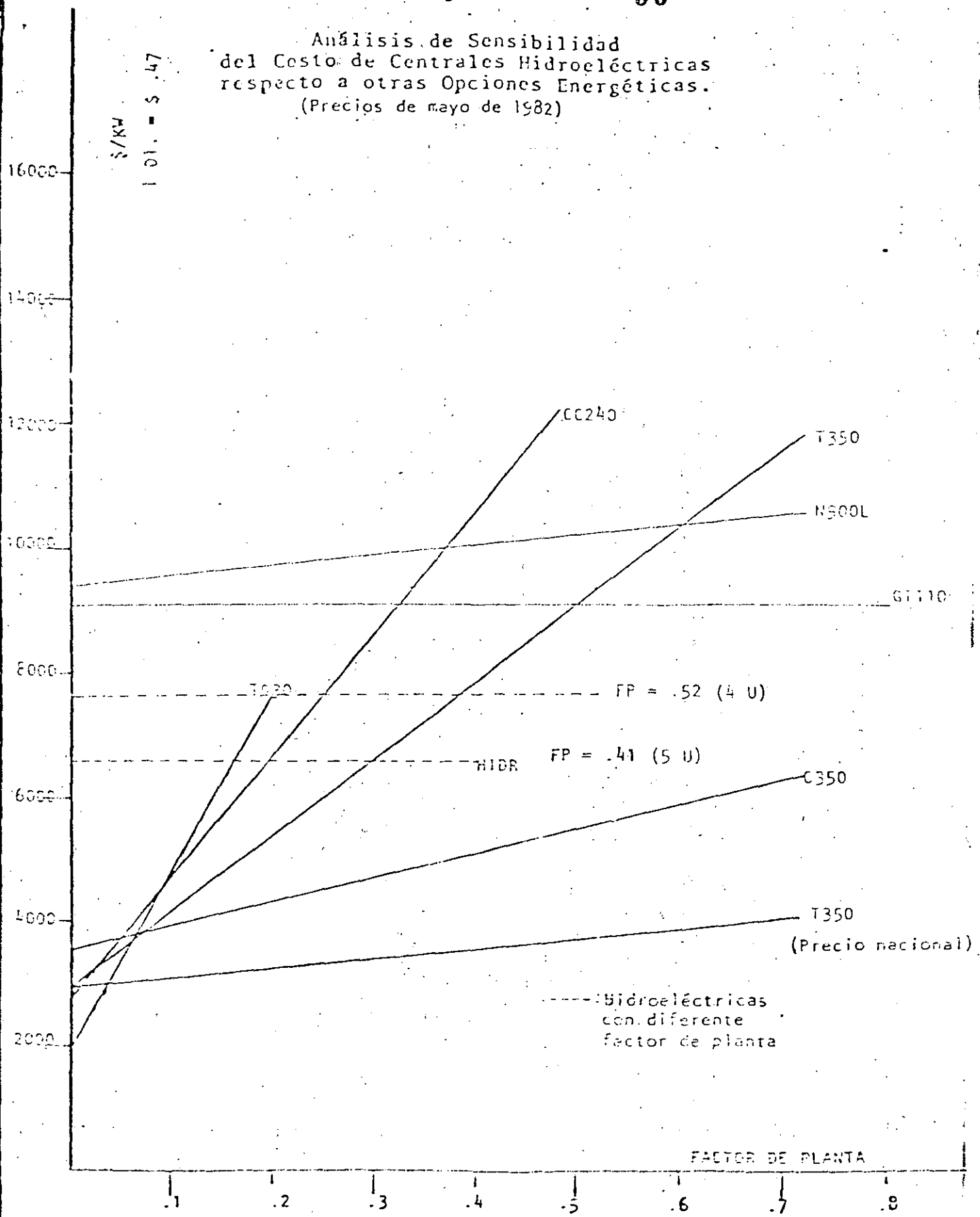


Figura 2 51

Costo de generación del KWH.
Central Hidroeléctrica
con diferente capacidad.
(Precios de mayo de 1982)

\$/KWH
1 DI. = \$.47

15

10

5

.1

.2

.3

.4

.5

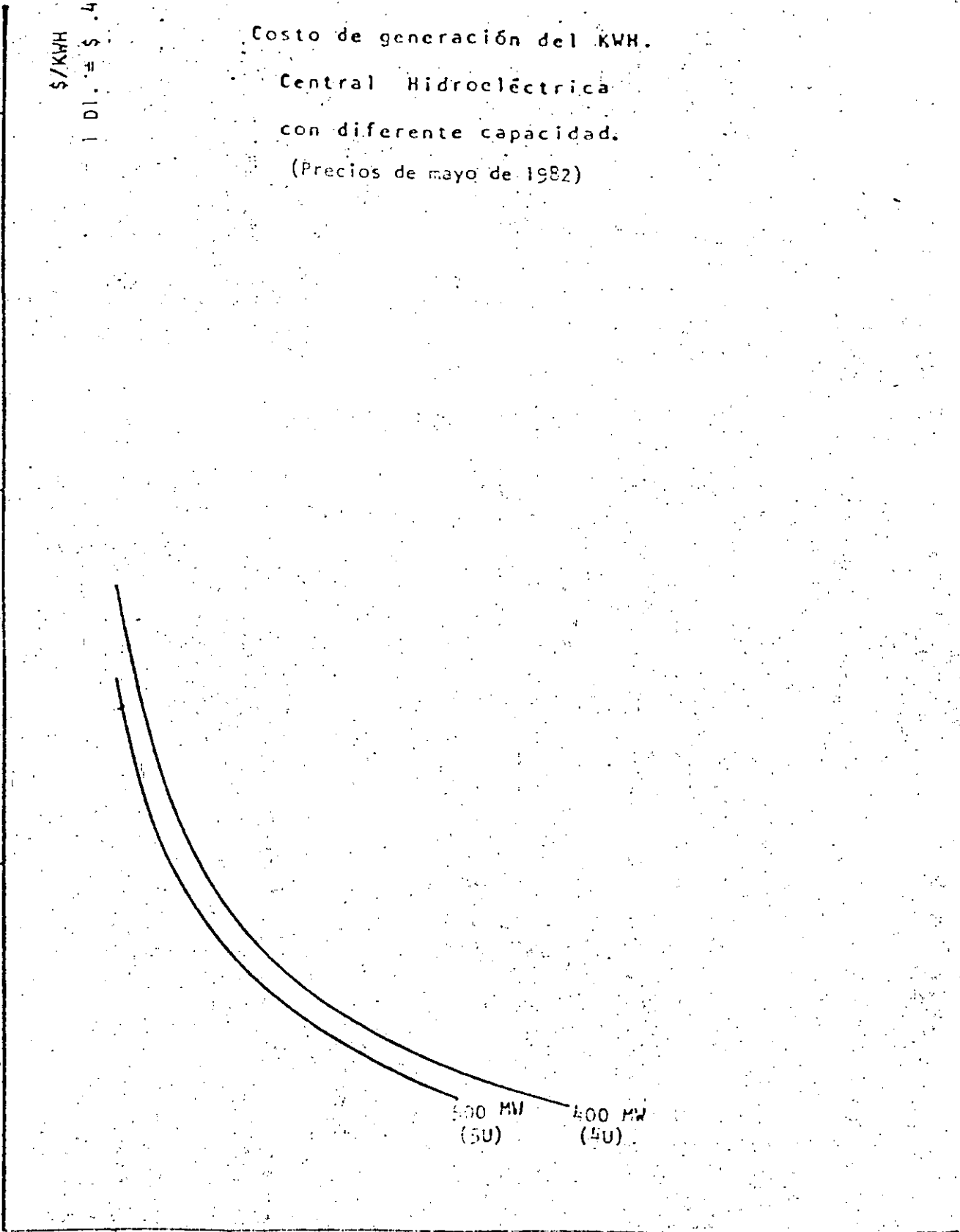
.6

.7

.8

500 MW
(5U)

400 MW
(4U)





**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

PROYECTO DE PLANTAS HIDROELECTRICAS

ASPECTOS HIDROLOGICOS

M.EN I. OSCAR FUENTES MARILES

OCTUBRE, 1984

ASPECTOS HIDROLOGICOS

1. CONSIDERACIONES GENERALES

Puede decirse que la Hidrología es la rama de la Hidráulica que se ocupa de la contabilidad del agua, es decir, estudia la disponibilidad de este recurso para poder utilizarlo en diversos fines y la posibilidad de que se presente en exceso, para prevenir efectos indeseables.

Para realizar el balance o contabilidad del agua, es necesario comprender el llamado ciclo hidrológico, es decir, el movimiento del agua al quedar sujeta a los distintos fenómenos que ocurren en la naturaleza. El ciclo se inicia con la evaporación del agua de las grandes superficies de almacenamiento por la acción de los rayos solares y el viento, emigrando hacia capas superiores de la atmósfera, formando nubes que, al condensarse, forman la lluvia, la nieve o el granizo; al ocurrir su precipitación sobre la tierra, una parte queda momentáneamente retenida para volverse a evaporar, otra parte se infiltra en el suelo y una parte reducida escurre, formando los cauces naturales por los que regresa a los grandes almacenamientos, en donde se reinicia el ciclo. De la parte que se infiltra, una porción menor puede ir a zonas muy profundas y, por mucho tiempo ya no tomará parte en el ciclo; otra, la mayo-

ría, regresará a los cauces naturales por diversos medios.

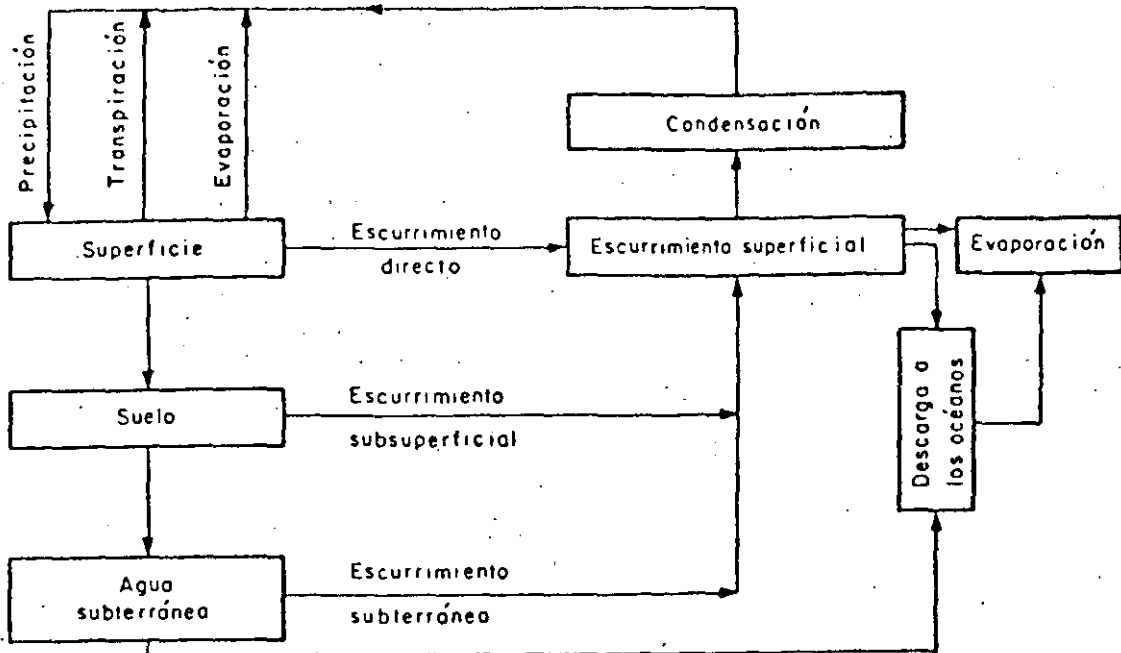


FIG. 1 Esquema del ciclo hidrológico

El escurrimiento en los cauces naturales no es uniforme, sino que presenta dos condiciones extremas.

- 1.- Epocas de escurrimiento muy reducido en las que no se dispone de agua suficiente para el uso en la generación de energía, riego, etc.
- 2.- Epocas de avenidas en las que el escurrimiento excesivo puede desbordar los cauces naturales y provocar daños a veces cuantiosos.

Para resolver ambos problemas, se construyen obras que permiten almacenar el agua en exceso, a fin de disponer de ella en forma regular, y obras para la protección contra inundaciones. Los trabajos que se realizan para alterar el régimen del ciclo hidrológico y tener así disponible el recurso regularmente, se llaman de aprovechamiento. Los trabajos cuya finalidad es protegerse contra el efecto indeseable de las avenidas, se llaman de control.

Los estudios necesarios para el diseño de un aprovechamiento están generalmente relacionados con el volumen de escurrimiento en intervalos de tiempo relativamente grandes, por ejemplo de un mes. Los estudios de control, en cambio, están generalmente relacionados con la ocurrencia de fenómenos en los que el gasto que escurre por los cauces se incrementa en unas cuantas horas. En la fig. 2 se muestra un hidrograma en el que pueden notarse ambos casos.

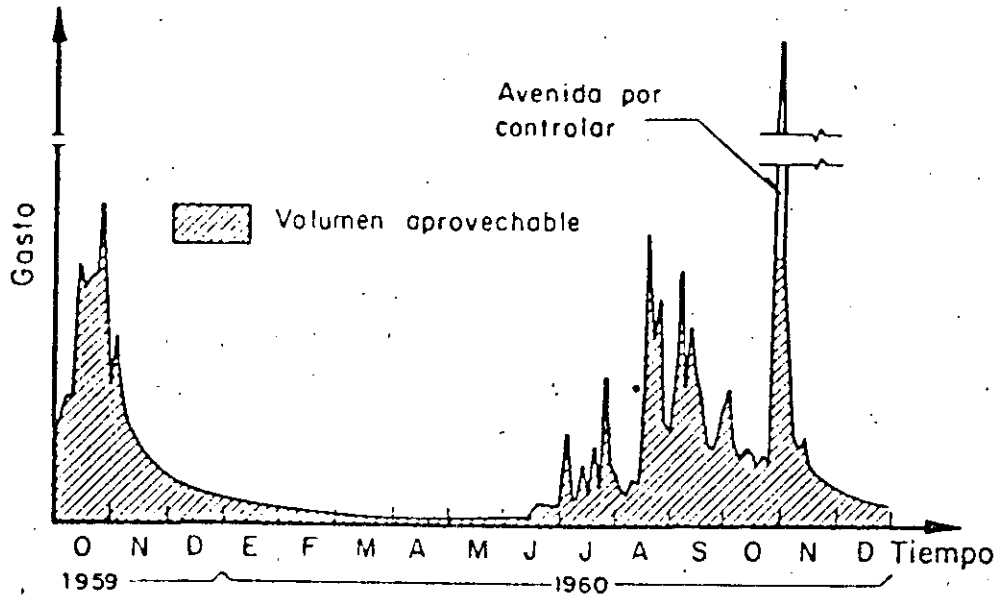


FIG. 2 Hidrograma

El esquema de la fig 3

describe los pasos necesarios para la realización de un estudio hidrológico.

La figura está dividida en dos partes, a y b, representativas de los estudios hidrológicos para control y aprovechamiento respectivamente.

En el primer caso, fig 3 a, el estudio permitirá definir las avenidas que deben ser manejadas por las obras de control, y proporcionará información necesaria para el diseño de las políticas de operación de dichas obras.

En general, los intervalos de tiempo característicos de los fenómenos que deben estudiarse en estos casos van desde unos minutos hasta varios días, dependiendo del tamaño de la cuenca.

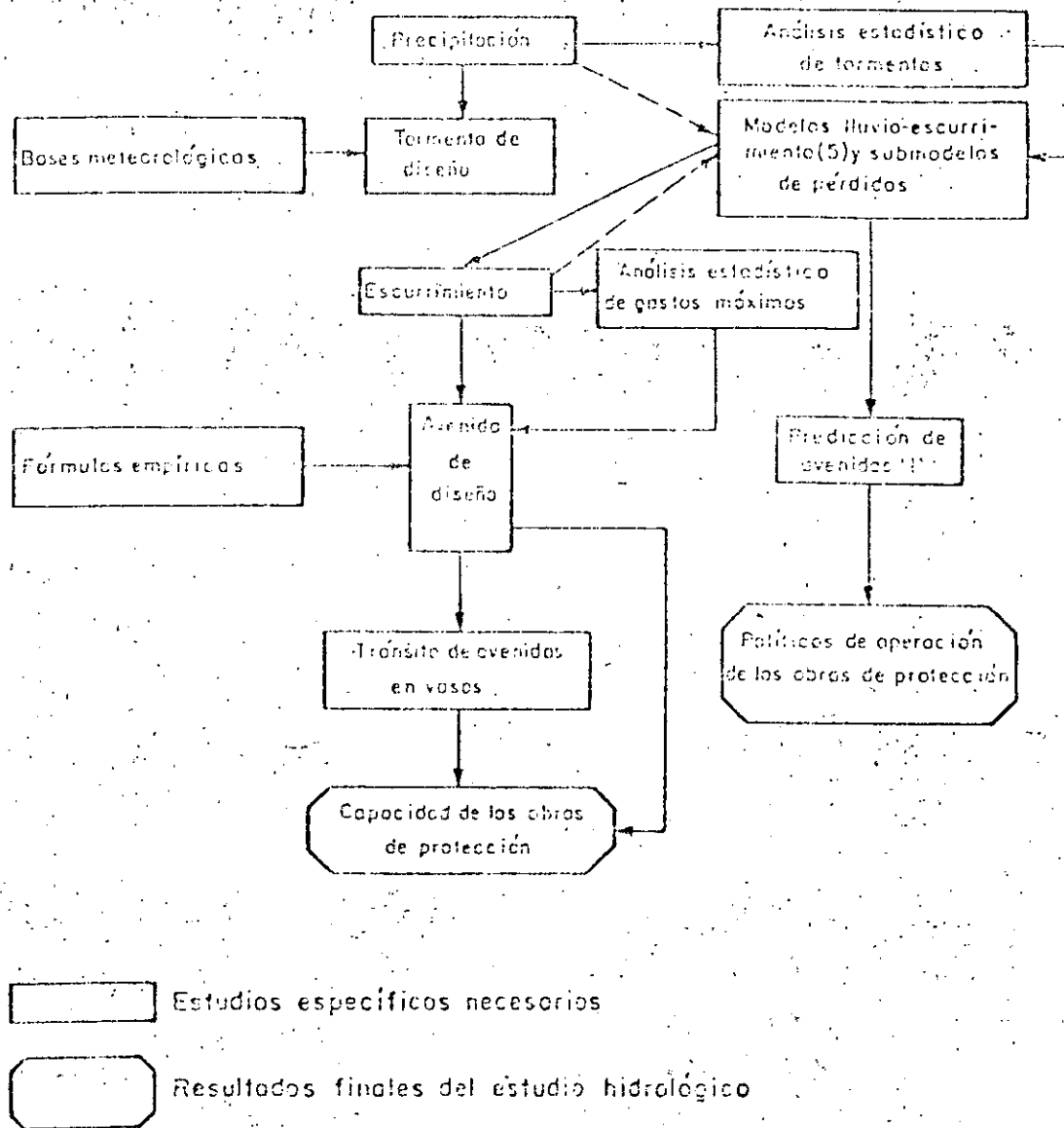


FIG. 3a Estudios hidrológicos para control de avenidas

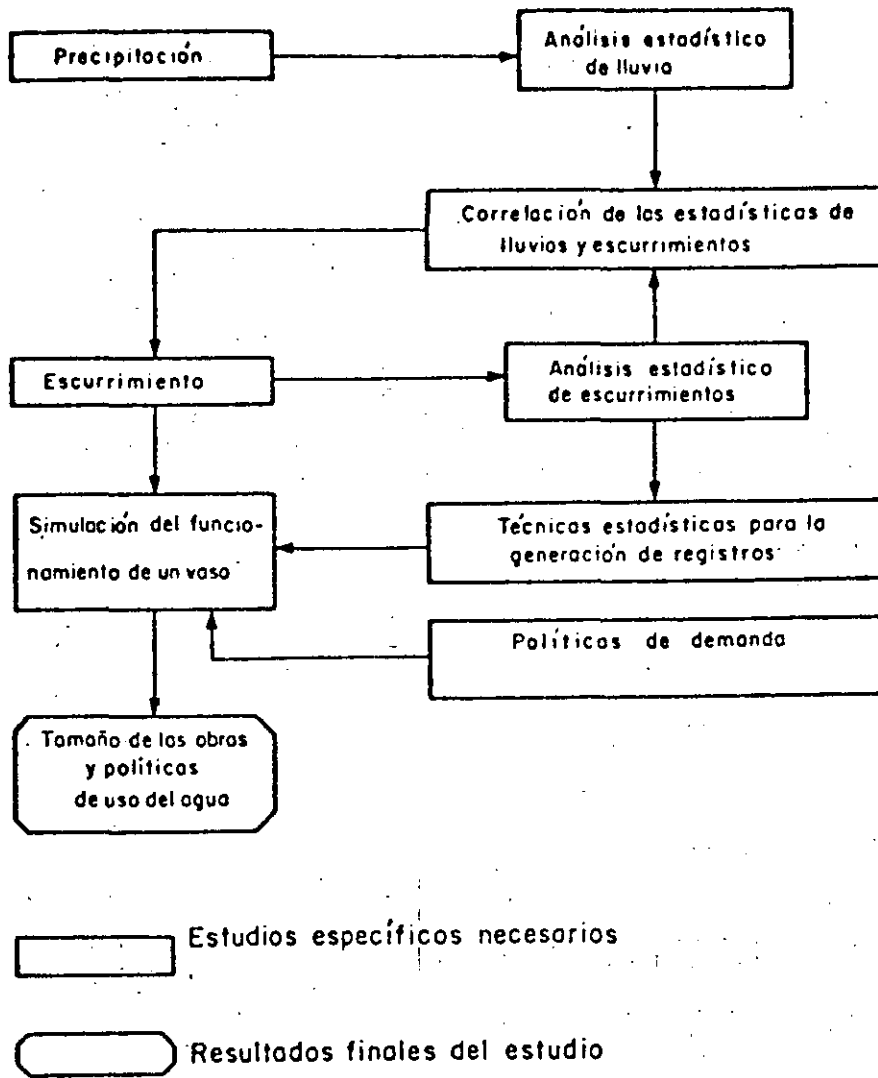


FIG. 3b Estudio hidrológico para el aprovechamiento del agua

En el segundo caso, fig 3b, el estudio permite definir la capacidad de la obra de almacenamiento y las normas a seguir en el uso del agua almacenada. Los intervalos de tiempo son en este caso del orden de un mes.

2. CLIMATOLOGIA

2.1 CONCEPTOS BASICOS

2.1.1 LA ATMOSFERA

La atmósfera es la masa de gases que se encuentra alrededor de la Tierra. En unidades de volumen, está compuesta aproximadamente por 78 por ciento de nitrógeno, 21 de oxígeno y 1 de gases inertes.

Según su estructura térmica vertical, se divide en varias capas: la tropósfera es la más cercana a la Tierra y en ella se originan los fenómenos que producen el estado del tiempo; la zona más alta se denomina estratósfera. Entre la tropósfera y la estratósfera existe una zona de separación, denominada tropopausa, que se encuentra a una altura sobre la Tierra que varía entre 10 y 17 km, según la latitud.

2.1.2 LA FASE ATMOSFERICA DEL CICLO HIDROLOGICO

Los aspectos más importantes de esta fase son:

- a) La radiación solar, como energía que mantiene el ciclo
- b) Los efectos de la radiación solar en la atmósfera y sobre la superficie de la Tierra

- c) La circulación atmosférica, desarrollada a partir de la recepción de energía
- d) El proceso de evaporación
- e) El proceso de precipitación

2.1.3 ELEMENTOS METEOROLOGICOS

El comportamiento de la atmósfera está definido por la distribución en tiempo y espacio de los valores de la temperatura, presión, contenido de humedad y velocidad y dirección de los vientos.

Temperatura.- Se mide mediante termómetros por la dilatación de un fluido (generalmente mercurio). En condiciones normales, la temperatura varía de un punto a otro como función inversa de la altitud. La magnitud de esta variación recibe el nombre de gradiente vertical de temperatura y tiene un valor de aproximadamente $-6^{\circ}\text{C}/\text{km}$.

Cuando una masa de aire asciende rápidamente, se expande y disminuye su temperatura siguiendo aproximadamente un proceso adiabático (sin ganancia ni pérdida de calor). El valor del cambio de temperatura de la masa de aire por unidad de longitud de ascenso, recibe el nombre de gradiente adiabático. Cuando dicha masa está saturada de humedad, el gradiente se conoce como adiabático húmedo y vale aproximadamente $6.4^{\circ}\text{C}/\text{km}$. Si el aire no está saturado, el gradiente se designa con el nombre de adiabático seco y su valor es $10^{\circ}\text{C}/\text{km}$, aproximadamente.

Presión atmosférica.- Es común medirla con barómetros de mercurio. La unidad básica de presión es el bar, que equivale a 10^5 Pascal o bien $1.02 \times 10^4 \text{ kg}_f/\text{m}^2$.

En las capas cercanas a la superficie de la Tierra, la presión disminuye con la altura aproximadamente 1 milibar (mb) por cada 9m. Hasta una altitud de 11 km, la variación de la presión se puede determinar con la expresión

$$P = 1013.2 \left(\frac{288 - 0.0065Z}{T_0} \right)^{5.266} \quad (1.1)$$

donde

- P presión a la altitud Z, en mb
 T₀ temperatura absoluta, en grados Kelvin
 Z altura sobre el nivel del mar, en m

Las presiones medidas a diferentes altitudes se refieren al nivel del mar para elaborar los mapas de isobaras o curvas de igual presión, cuya forma es indicativa de los principales fenómenos atmosféricos; así por ejemplo, los anticiclones presentan isobaras de forma elíptica con altas presiones en el centro, en tanto que los ciclones, aunque muestran curvas semejantes, sus presiones en el centro son bajas. Esto se debe a que la variación de las presiones en un plano horizontal es la causa principal de la generación de los vientos.

Contenido de humedad.- En una masa de aire, este valor se mide en términos de la presión parcial ejercida por el vapor de agua que contiene. La presión parcial de dicho vapor se puede calcular en términos de la presión total del aire y de las temperaturas de bulbo seco y bulbo húmedo, para lo cual se han desarrollado las fórmulas empíricas

$$e_d = e_w - 0.00066(P)(t_a - t_w)(1 + 0.00115 t_w) \quad (1.2)$$

$$e_d = e_w - 0.000787(P)(t_a - t_w)(1 + 0.00164 t_w) \quad (1.3)$$

La ec (1.2) se utiliza cuando la temperatura se mide con una velocidad del viento del orden de 2.5 m/s, y la ec (1.3) cuando esa velocidad es del orden de 1.5 m/s.

En ambas ecuaciones, las variables correspondientes son
 e_d presión parcial del vapor de agua, en milibares

- e_w presión de saturación a la temperatura de bulbo húmedo, en milibares (se obtiene de la fig 2.1)
- P presión atmosférica, en milibares
- t_a temperatura de bulbo seco, en grados centígrados
- t_w temperatura de bulbo húmedo, en grados centígrados

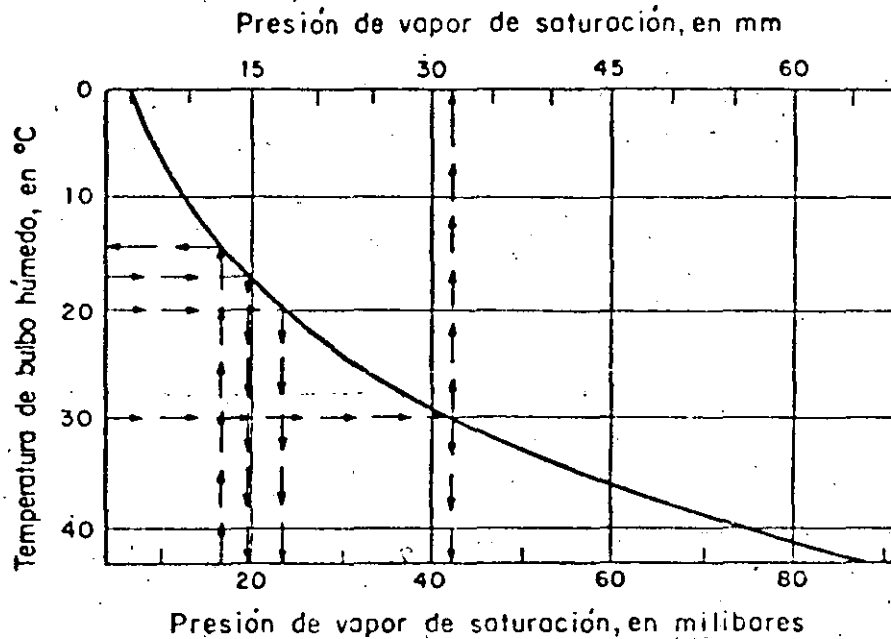


FIG. 2.1 Cálculo de la presión de vapor del agua

Otras medidas útiles son la relación de mezclado, r , y la humedad específica, q , que se calculan con las siguientes expresiones

$$r = \frac{M_w}{M_a} = \frac{622e_d}{P - e_d} \quad (1.4)$$

$$q = \frac{M_w}{M_w + M_a} = \frac{r}{1 + \frac{r}{1000}} \quad (1.5)$$

donde

M_w masa del vapor de agua, en kg_m

M_a masa del aire seco, en kg_m

r relación de mezclado, en gr/kg

q humedad específica, en gr/kg

A una temperatura fija, el aire puede contener una cantidad máxima de vapor de agua; cuando este máximo se alcanza, el aire se encuentra saturado, y la presión parcial que ejerce el vapor de agua en ese momento se denomina presión de vapor de saturación. A mayor temperatura mayor cantidad de vapor de agua puede ser retenido, por tanto, más grande será la presión de saturación. Si se enfría el aire no saturado, sin variar la presión, se alcanza la saturación a una temperatura que se conoce como temperatura de rocío.

Viento.- Es el aire en movimiento producido por el calentamiento diferencial de la superficie de la Tierra.

La distribución espacial y temporal de los vientos ejerce gran influencia en los fenómenos climatológicos. El viento, al transportar energía y vapor de agua, actúa directamente en la intensidad y duración de la precipitación ocasionada por una tormenta, ya que abastece de humedad a la zona.

Las fuerzas que determinan la velocidad del viento son:

a) Una fuerza másica, a' , debida al gradiente de presión

$$a' = \frac{1}{\rho} \frac{\Delta P}{\Delta x} \quad (I.6)$$

b) La fuerza de Coriolis debida a la rotación de la Tierra sobre su eje

$$a = 2VW \operatorname{sen} \phi \quad (I.7)$$

donde

- a' fuerza másica debida al gradiente de presión, en m/s^2
 a fuerza de Coriolis, en m/s^2
 Δx distancia normal a las isobaras, en m
 V velocidad del viento, en m/s
 W velocidad de rotación de la Tierra, en rad/s
 ϕ latitud, en grados
 ΔP presión del aire, en kg_f/m^2
 ρ densidad del aire, en $kg_f \cdot s^2/m^4$

c) Fuerza centrípeta

$$a_c = \frac{v^2}{r} \quad (I.8)$$

donde

r radio de la curvatura de las isobaras, en m

d) Fuerza de fricción que depende de la naturaleza de la superficie.

Si las isobaras son aproximadamente rectas, la velocidad a una altura en la que la fricción no sea importante, se obtiene igualando las fuerzas a' y a .

$$V = \frac{1}{\rho 2W \operatorname{sen} \phi} \frac{\Delta P}{\Delta x} \quad (I.9)$$

El viento constante definido por la ec I.9 se denomina viento geostrófico y tiene la misma dirección de las isobaras.

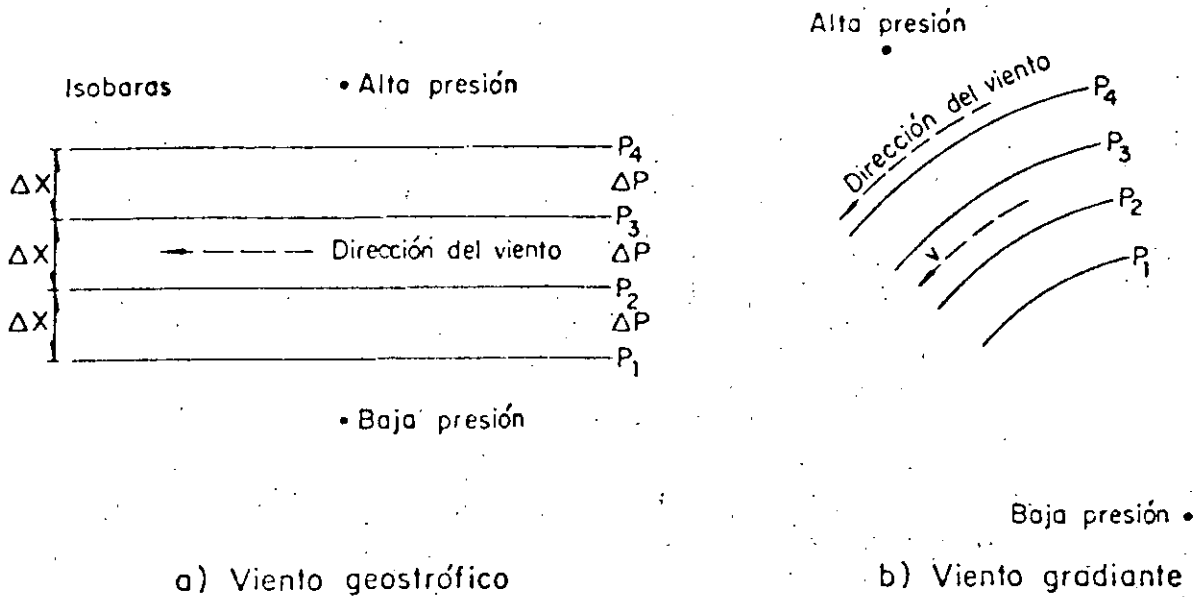
Cuando las isobaras son curvas, la velocidad del viento constante se obtiene de

$$a = a' \pm a_c \quad (I.10)$$

y será tangente a las isobaras en el punto considerado. El valor resultante se conoce como viento gradiente, V_{gr} . Reemplazando I.6, I.7 y I.8 en I.10, se tiene

$$V_{gr} = rW \sin \phi - \sqrt{r^2 W^2 \sin^2 \phi - \frac{r}{\rho} \frac{\Delta P}{\Delta x}} \quad (\text{anticiclónico}) \quad (I.11)$$

$$V_{gr} = -rW \sin \phi + \sqrt{r^2 W^2 \sin^2 \phi + \frac{r}{\rho} \frac{\Delta P}{\Delta x}} \quad (\text{cyclónico}) \quad (I.12)$$



Nota: las direcciones del viento anotadas corresponden al hemisferio norte

FIG. 2.2 Fuerzas que determinan la velocidad del viento

Para calcular la velocidad del viento en un punto cercano a la superficie terrestre, en función de la velocidad del mismo en otro punto, se utiliza una expresión del tipo

$$V_2 = V_1 \left(\frac{z_2}{z_1} \right)^K \quad (I.13)$$

donde

V₁, V₂ - velocidades en los puntos 1 y 2 situados a diferentes alturas sobre la superficie, en m/s

- Z_1, Z_2 alturas de los puntos 1 y 2 respectivamente, en m
- K exponente que depende principalmente de la fricción en la superficie terrestre y de la mayor o menor estabilidad atmosférica.

Aunque es frecuente utilizar un valor de $K = 1/7$ para condiciones medias y alturas hasta de 10 m. Este valor puede precisarse si se tiene información adicional, con ayuda de los siguientes datos:

- En superficies con nieve el valor de K se aproxima a 1/6
- En la tabla 2.1 se indican algunos valores obtenidos experimentalmente de la relación entre la velocidad a una altura cualquiera y la correspondiente a una altura de 10 m.

TABLA 2.1 Relación entre las velocidades a las alturas indicadas y a los 10 m

Tipo de terreno	Altura (m)				
	3.0	10.0	18.3	30.5	91.4
En la costa	0.93	1.00	1.06	1.09	1.22
Tierra adentro	0.97	1.00	1.03	1.05	1.14

2.1.4 AGUA PRECIPITABLE

La magnitud de las precipitaciones que pueden producirse en una zona en un momento dado dependen, entre otros factores, del agua precipitable, h , que se define como el tirante de agua que se obtendría si dentro de una columna de aire todo el vapor se condensara y precipitara sobre el área de la base de la columna.

De acuerdo con la definición de la humedad específica, el agua precipitable se podría calcular mediante

$$h(\text{mm}) = 0.01 \int_{P_s}^{P_0} qdP \quad ; \quad q \text{ en gr/kg} \quad (\text{I.14})$$

donde

P_s presión del aire de la superficie, en mb

P_0 presión a la altitud correspondiente a los 200 mb, en mb

En la práctica, la ec (I.14) es poco aplicable porque únicamente en lugares muy contados se mide la humedad específica a diferentes alturas.

Una forma indirecta, menos precisa pero más práctica, consiste en suponer que cuando ocurren tormentas importantes, la masa de aire está saturada; por tanto, la distribución vertical de la humedad específica está determinada por el valor de la temperatura de rocío en la superficie.

La tabla 2.2 permite calcular el agua precipitable entre dos niveles cualesquiera en términos de la temperatura de rocío a nivel del mar. La fig 2.3 permite referir la temperatura de rocío medida a cualquier nivel, al valor correspondiente al nivel del mar.

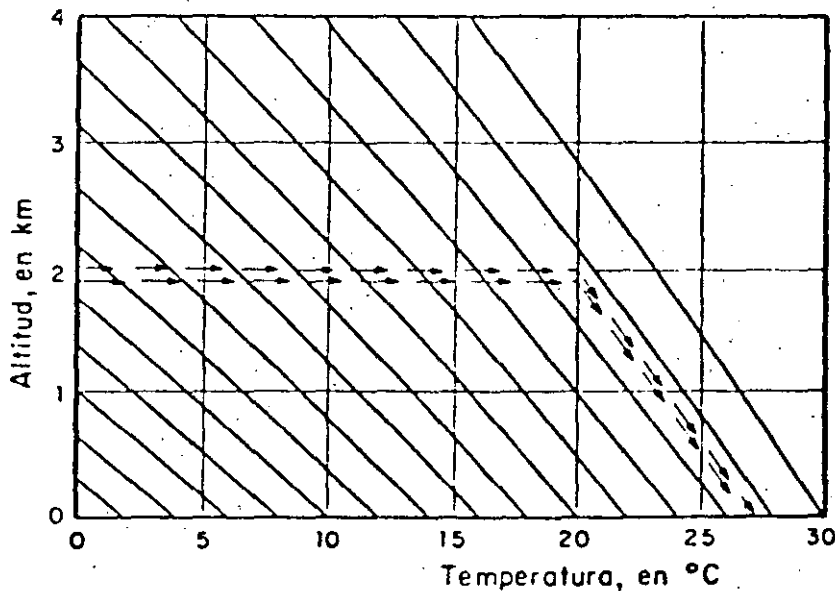


FIG. 2.3 Diagrama para ajustar los valores de temperatura de punto de rocío, refiriéndolos al nivel del mar (1000 mb)

TABLA 2.2 Agua precipitable (mm) entre la superficie (1 000 mb) y la altitud indicada, como función del punto de rocío (°C) a 1 000 mb

Altitud (m)	Temperatura de rocío a los 1 000 mb, en °C						
	0	5	10	15	20	25	30
200	1	1	2	2	3	4	6
400	2	3	4	5	6	9	12
600	3	4	5	7	10	13	17
800	3	5	7	9	13	17	22
1 000	4	6	8	11	15	21	23
1 400	5	7	10	15	20	28	37
1 800	6	9	12	18	25	34	46
2 000	6	10	13	19	27	37	50
2 400	7	10	15	22	31	43	57
2 800	7	11	16	24	34	48	65
3 000	8	11	17	25	35	50	68
3 400	8	12	18	26	38	54	74
3 800	8	12	19	28	41	58	80
4 000	8	12	19	28	42	60	83
5 000	8	13	20	31	46	67	94
6 000	8	13	21	32	49	72	103
7 000	8	14	21	33	51	76	110
8 000	8	14	21	33	52	78	115
9 000	8	14	21	33	52	80	118
10 000		14	21	33	52	80	121
11 000			21	33	52	81	122
12 000				33	52	81	123
13 000					52	81	124
14 000					52	81	124
15 000						81	124

2.1.5 EL PROCESO DE LA PRECIPITACION

Para que el proceso de la precipitación se inicie es necesario que el vapor de agua contenido en la atmósfera se enfríe hasta el punto de saturación, se condense en partículas de agua o hielo, y estas crezcan hasta un tamaño que les permita vencer la resistencia del aire y caigan. El crecimiento de las partículas se logra cuando existen sustancias en forma de polvo que aglutinan una serie de pequeñas gotas, formando gotas mayores.

Para que el proceso se mantenga debe existir suficiente abastecimiento de humedad transportada por el viento.

La saturación de una masa de aire se puede obtener enfriándola, con lo que su capacidad para contener vapor de agua será cada vez menor, hasta que alcance el estado de saturación. La manera más eficiente de enfriar grandes masas de aire es reduciendo su presión adiabáticamente. Como la presión disminuye con la altura, el proceso se logra haciendo ascender rápidamente las masas de aire.

El ascenso adiabático de las masas de aire se produce naturalmente por:

- Movimiento convergente del aire en las capas bajas en un área particular, obligando el ascenso del aire
- Ascenso del aire debido a la presencia de superficies frontales
- Choque del aire con barreras montañosas
- Fenómenos de turbulencia atmosférica
- Fenómenos de inestabilidad atmosférica

La intensidad de la tormenta depende principalmente de la velocidad con la que se abastece de humedad y de la existencia de mecanismos que propicien el ascenso del aire. Esto se pone de manifiesto al aplicar el principio de continuidad a una columna de aire de ancho unitario (fig 1.4). Si se despreja el almacenamiento de humedad en la columna (simplificación válida para fenómenos con duración mayor de 10 min), se tendrá que el gasto de agua precipitable q_p

3. HIDROMETRIA

3.1 PRECIPITACION

Se denomina precipitación al agua que llega a la superficie terrestre proveniente de la atmósfera. La precipitación es una componente fundamental del ciclo hidrológico.

En este inciso se indican las diferentes formas de medir la precipitación y la manera de analizar las mediciones.

3. 1.1. TIPOS DE PRECIPITACION

Los mecanismos que causan el levantamiento del aire húmedo provocan que la atmósfera se enfríe. De acuerdo con el mecanismo que provoca dicho levantamiento del aire la precipitación puede ser convectiva, ciclónica u orográfica.

a) PRECIPITACION CONVECTIVA

Se origina por el calentamiento del suelo, que provoca corrientes ascendentes de aire húmedo. La precipitación asociada a este tipo de fenómeno afecta áreas reducidas, del orden de 25 a 50 kilómetros cuadrados.

b) PRECIPITACION CICLONICA

Está asociada al paso de ciclones, resulta del levantamiento del aire por convergencia de la masa de aire en una zona de baja presión. En general afecta zonas muy extensas.

c) PRECIPITACION OROGRAFICA

Es consecuencia del ascenso del aire producido por las barreras montañosas; su distribución en el espacio está relacionada con las pendientes del terreno.

3.1.2 MEDICION

Al estudiar el comportamiento de cualquier fenómeno físico, se necesita conocer sus características por medio de mediciones, para inferir de ellas la información que será utilizada para diseño.

3.1.2.1 APARATOS DE MEDICION

La precipitación se mide en altura de lámina de agua y se expresa comúnmente en milímetros. Los aparatos más usuales para medir la precipitación son el pluviómetro y el pluviógrafo.

a) Pluviómetro

Es un recipiente como el mostrado en la fig 3.1, expuesto a la intemperie y abierto en su parte superior. Consta fundamentalmente de tres partes. Un área de captación, A, en la parte superior, que se comunica a un recipiente

cilíndrico de área menor, a , mediante un embudo. La relación entre las áreas A y a es generalmente igual a 10, de tal manera que al introducir una escala graduada en centímetros en el recipiente menor, se lee la precipitación real en milímetros.

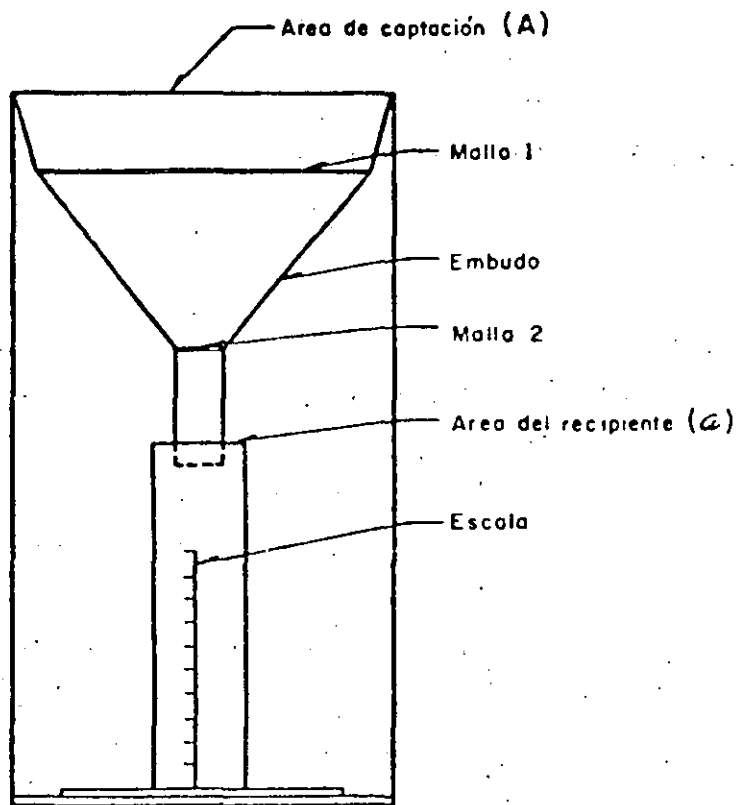


FIG. 3.1 Pluviómetro

Como dispositivo auxiliar, el embudo lleva dos mallas de alambre que impiden el paso de basura o de otros objetos.

El pluviómetro únicamente proporciona la altura de precipitación total en intervalos de tiempo fijados de antemano, generalmente de 24 h, medidos a partir de las 8 de la mañana de cada día.

b) Pluviógrafo

Es similar al pluviómetro, solo que adicionalmente tiene un mecanismo para registrar la variación de la precipitación en el tiempo. El equipo adicional consta de un mecanismo de relojería y un detector de volumen de agua dentro del recipiente.

Existen tres tipos de pluviógrafos:

- Pluviógrafo de flotador con sifón.

Su sistema está integrado por un embudo, un recipiente temporal, un sifón y un recipiente recolector, ver fig 3.2; funciona de la siguiente manera.

El agua cae sobre el embudo, luego pasa al recipiente temporal (donde está alojado un flotador que permite el registro de niveles) donde permanece hasta que se alcanza un nivel máximo dentro de él y automáticamente se hace funcionar el sifón; el agua desalojada pasa al recipiente recolector.

Si el sifón es móvil, debe ubicarse de manera que cuando se llegue al nivel máximo del registro, generalmente 10 mm, el agua contenida en el recipiente temporal sea desalojada y se continúe con el registro.

El sistema de transmisión es mediante brazos que transmiten el movimiento del flotador a una plumilla.

El registro se lleva sobre papel, el cual va montado sobre un cilindro que está en movimiento continuo, proporcionado por el mecanismo de relojería.

- Pluviógrafo de resorte

Es semejante al pluviógrafo de flotador, la diferencia estriba en que en lugar de utilizar un flotador emplea un resorte que es deformado por el peso del agua captada.

A. I

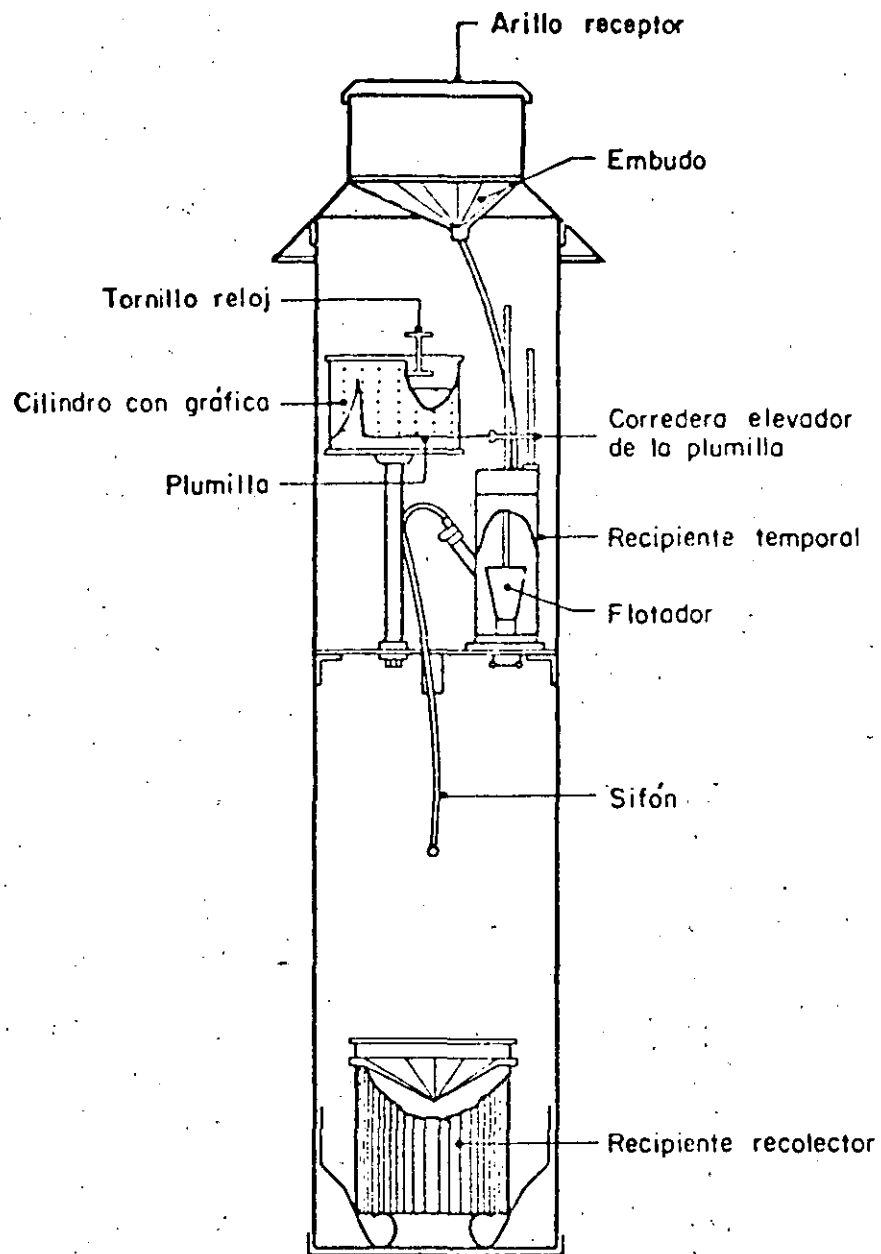


FIG. 3.2 Pluviógrafo de flotador con sifón

• Pluviógrafo de balancín

Su sistema de captación está formado por un embudo y dos recipientes temporales colocados en un balancín; cuando un recipiente se llena, desequilibra la balanza, la que gira y se vacía el recipiente, quedando el otro en posición de ser llenado, con lo que se repite el ciclo. El volumen necesario para provocar el giro de la balanza representa generalmente una altura de precipitación de 0.25 mm, ver fig 3.3.

La medición se logra a través de un impulso eléctrico, que se produce al girar la balanza y accionar un contacto.

El sistema de registro puede ser con papel impreso, perforado o con cinta magnética.

El agua que pasa por el balancín no se almacena y es vaciada automáticamente al exterior.

Este tipo de pluviógrafo es usado en redes de telemetría (ver cap A.1.11) y no es adecuado para medir la precipitación en forma de nieve.

3.1.3 TIPOS DE REGISTRO

El tipo de registro que se utiliza para recabar información de la precipitación depende de tres condiciones: localización, tipo de aparato y acceso al sitio donde se encuentre ubicado.

En nuestro medio, el registro dibujado en papel es el más usual, y en caso de sitios no habitados o poco accesibles, se puede grabar la información en cinta magnética.

En algunas ocasiones la selección del tipo de registro se hace en función de cómo se va a utilizar la información, por ejemplo, si se utiliza para predicción de avenidas, los registros de precipitación deben ser procesados lo más rápidamente posible, para lo cual conviene manejar los datos en la estación

A.I

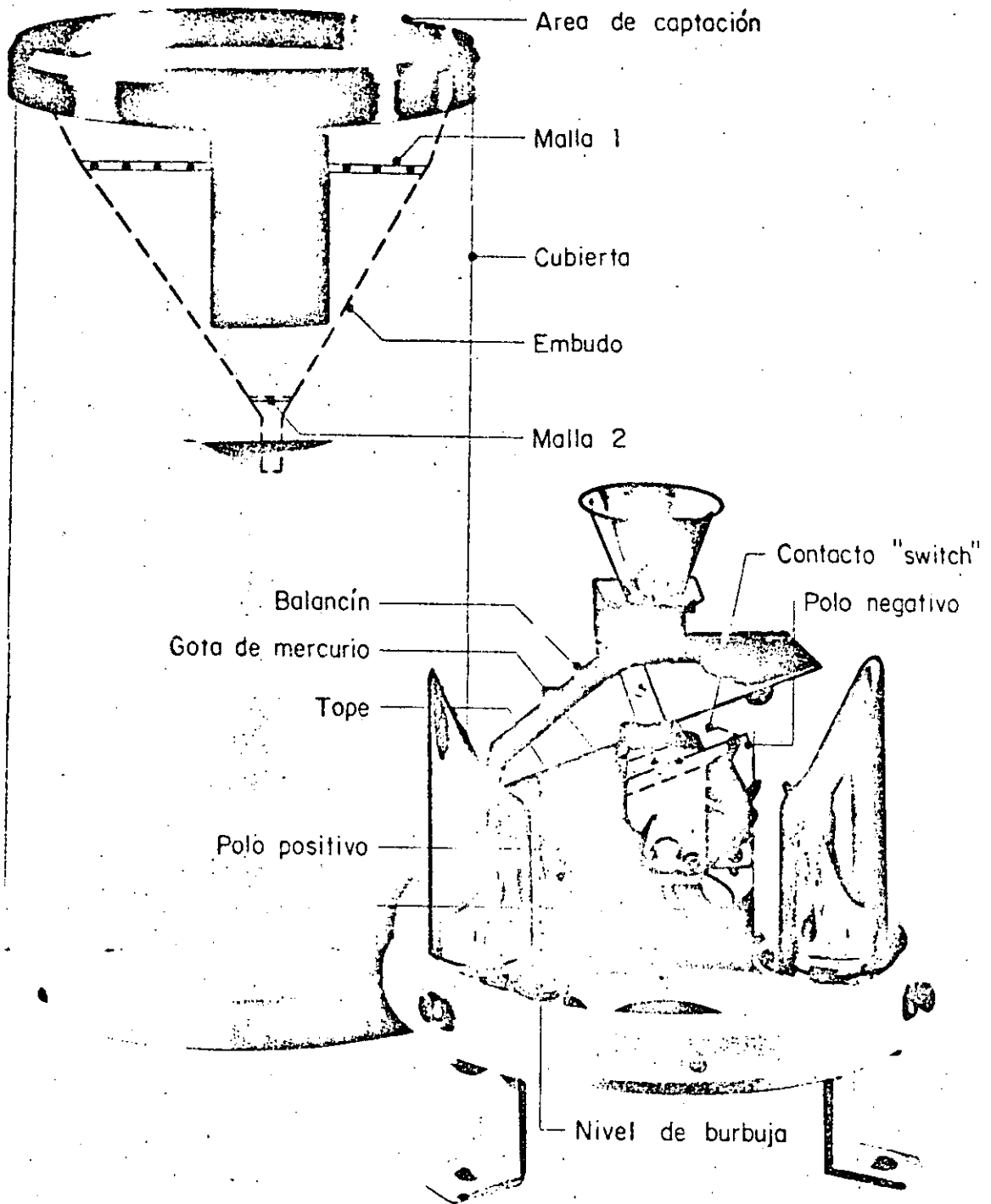


FIG. 3.3 Pluviógrafo de balancín

A.I

central, empleando registros en cinta magnética (ver cap A.1.11).

a) Registro continuo

En este caso el registro de datos se hace continuamente sin interrumpir el proceso. Se presenta comúnmente en papel dibujado.

b) Registro discontinuo

Se denomina así porque la lectura o impresión de datos se hace a intervalos de tiempo prefijados de acuerdo con el uso que se le dé a la información. El registro puede hacerse en papel impreso, cinta perforada o en cinta magnética.

3.1.4 ERRORES COMUNES EN LA MEDICION DE LA PRECIPITACION

En todo tipo de medición se cometen diversos errores, los más frecuentes son los de calibración, funcionamiento y observación. El de calibración de los pluviógrafos de sifón es el más común y está relacionado con la determinación de los niveles mínimo (nivel 0) y máximo en el recipiente temporal. El error de funcionamiento se debe principalmente a la falta de mantenimiento del equipo. El de observación se presenta al utilizar un pluviómetro, debido al sistema de medición empleado; para reducirlo se recomienda que la persona encargada de hacerlo no cambie continuamente.

3.1.5 FUENTES DE INFORMACION

Para conocer la precipitación en alguna región del país se dispone de aproximadamente 3 000 pluviómetros y 400 pluviógrafos, los cuales son operados principalmente por la Comisión Federal de Electricidad, Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos y la Comisión Internacional de Límites y Aguas. Cada una de ellas publica boletines hidrológicos en los que se resume la información recabada.

3.1.6 TECNICAS DE ANALISIS DE LA PRECIPITACION

A continuación se describen los diversos análisis que se realizan con la información obtenida.

a) PRESENTACION DE LA INFORMACION

Para realizar cualquier tipo de análisis de precipitación, la información se presenta en formas auxiliares, las cuales varían según la dependencia que la elabore y el uso que se le va a dar. En la fig 3.4 se muestra, por ejemplo, la hoja de registro utilizada por la Comisión Federal de Electricidad.

b) ANALISIS DE LA PRECIPITACION REGISTRADA EN UNA ESTACION O PRECIPITACION PUNTUAL

El análisis se realiza con los datos registrados en cada estación; a continuación se describen los pasos de que consta.

c) Curva masa

La curva masa es la representación de la altura de precipitación acumulada a través del tiempo, desde el inicio de la tormenta hasta su terminación; se obtiene directamente del registro del pluviógrafo. En la fig 3.5 se muestra la curva masa de una estación.

Cualquier tangente a la curva masa representa la intensidad de la lluvia, i , para ese instante, que se define como:

$$i = \frac{\Delta P}{\Delta t} \quad (1.1)$$

donde

- i intensidad de la lluvia, en mm/h
- ΔP incremento de lluvia en el intervalo Δt , en mm
- Δt incremento de tiempo, en h

COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD

Estación de Evaporación en _____

Estado de _____ Municipalidad _____ Distrito o Partido _____

REGISTRO DE OBSERVACIONES HECHAS A LAS 8 HORAS

Mes de _____ de 19 _____

Altura de la Estación sobre nivel del mar _____

CFE-VII-176

FECHAS	TERMOMETROS AL ABRIGO				LLUVIA en milímetros de altura	MICROMETRO LECTURAS	EVAPORACION EN 24 HORAS	A LA HORA DE LA OBSERVACION				HELADAS	EN LAS 24 HORAS ANTERIORES A LA OBSERVACION				
	AMBIENTE	MAXIMA	MINIMA	OSCILACION				VIENTO		ESTADO DEL TIEMPO NOTAS	VISIBILIDAD		FENOMENOS DIVERSOS	TIEMPO			
								Dircción	Velocidad					Tranquilidad	Tranquilidad	Tranquilidad	
1																	
2																	
3																	
4																	
5																	
6																	
7																	
8																	
9																	
10																	
11																	
12																	
13																	
14																	
15																	
16																	
17																	
18																	
19																	
20																	
21																	
22																	
23																	
24																	
25																	
26																	
27																	
28																	
29																	
30																	
31																	
1																	
SUMAS																	
MEDIA																	

RESUMEN MENSUAL

Temperatura máxima en el mes _____ días _____
 Temperatura mínima en el mes _____ días _____
 Temperatura media en el mes _____ días _____
 Número de días con helada _____
 Número de días con nevada _____
 Número de días con granizo _____
 Número de días nublados _____
 Número de días despejados _____
 Viento dominante _____
 Fecha de la primera y última helada _____
 Oscilación máxima _____

Número de días con lluvia de 0.1 mm. en adelante _____
 Número de días con lluvia inapreciable _____
 Lluvia máxima en 24 horas en mm. _____ día _____
 Total de lluvia en el mes en milímetros de altura _____
 Evaporación total en el mes _____
 Evaporación media diaria _____
 Número de días con tempestad eléctrica _____
 Número de días con niebla _____
 Número de días con rocío _____
 Visibilidad dominante _____

NOTAS

EL ENCARGADO

FIG. 3.4 Hoja de registro

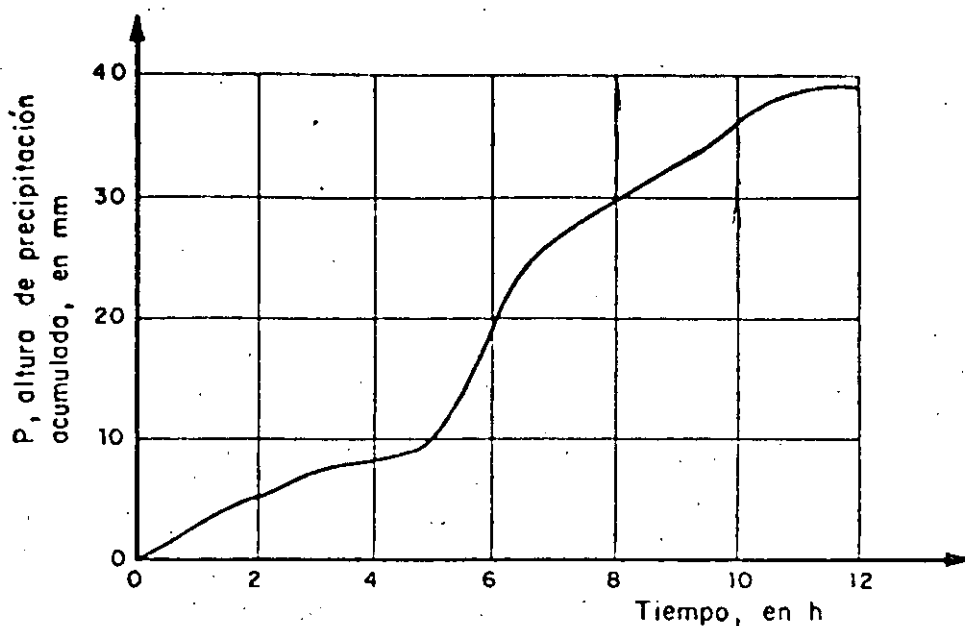


FIG. 3.5 Curva masa de una tormenta

Para diferentes intervalos de tiempo (duración) existirá un valor de intensidad máxima que se calcula mediante el procedimiento siguiente:

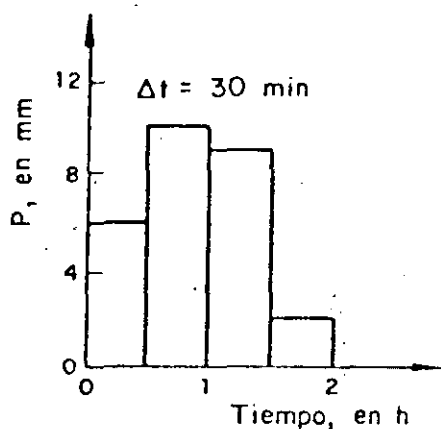
1. Se selecciona una duración de interés, d_i .
2. Con los valores de la curva masa se calculan las diferencias de precipitación, ΔP_i , correspondientes a todas las parejas de puntos separados entre sí un tiempo d_i .
3. Se selecciona la diferencia máxima, $\Delta P_{i \text{ máx}}$, y se divide entre el intervalo de tiempo a fin de encontrar la intensidad máxima correspondiente a dicho intervalo.
4. Se repite el proceso para otras duraciones.

d) Hietograma

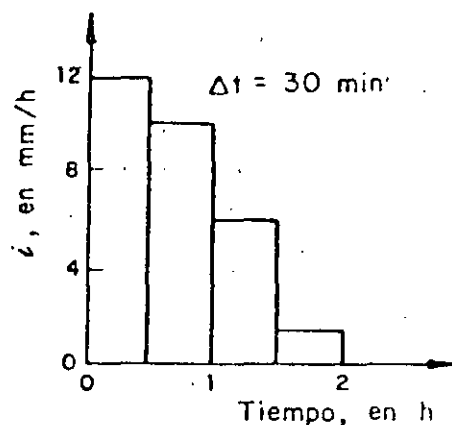
Es una representación mediante barras verticales de la variación de la altura de precipitación con respecto a intervalos de tiempo constantes. Utilizando la curva masa se obtiene el hietograma a través del siguiente procedimiento:

1. Se divide la curva masa en intervalos de tiempo constante, Δt
2. Se obtiene la altura de precipitación hasta el final de cada intervalo de tiempo
3. Se calculan en diferencias de precipitación entre cada intervalo
4. Se grafican los valores obtenidos en 3, ver fig 3.6a.

En ocasiones se puede también expresar el hietograma en términos de la intensidad de lluvia en lugar de su altura; para ello se divide cada uno de los valores obtenidos en el paso 4 entre el intervalo de tiempo Δt , ver fig 3.6b.



a) Hietograma, expresado en altura de precipitación



b) Hietograma, expresado en intensidad de lluvia

FIG. 3.6 Hietograma de una tormenta

3.2 ESCURRIMIENTO

Quando la lluvia es de tal magnitud que excede la capacidad de infiltración o retención del terreno y la vegetación, el excedente da origen al proceso del escurrimiento, esto es, se desplaza por efecto de la gravedad hacia las partes bajas de la cuenca, reconociendo los arroyos mas cercanos hasta llegar a los ríos.

En este inciso se describen algunos métodos que se utilizan para medir la magnitud del escurrimiento en una sección dada de una corriente y los métodos de análisis de los componentes de un hidrograma; análisis que permitirá relacionar la magnitud y distribución en el tiempo de estos componentes con las lluvias (caracterizadas fundamentalmente con hietogramas) que los provocan, así como con las características de la cuenca.

3.2.1 AFORO DE CORRIENTES

Aforar una corriente en una sección es determinar el volumen que pasa por

ella en la unidad de tiempo, es decir el gasto, con objeto de determinar la magnitud y distribución del escurrimiento en el tiempo.

Los procedimientos más comunes para aforar las corrientes son:

- a) Secciones de control
- b) Relación sección-pendiente
- c) Relación sección-velocidad

a) SECCIONES DE CONTROL

En Hidráulica una sección de control en una corriente es aquella en donde existe una relación única entre el tirante del agua y el gasto.

Una ventaja de utilizar este método es que para una sección de control, solo se requiere conocer el nivel del agua y la forma de la sección para determinar el gasto.

Entre las desventajas de este procedimiento están que el costo de construir estas secciones de medición en ríos importantes es generalmente muy alto y que a veces, al estrechar el cauce para tener una sección de control, se restringe el transporte de objetos arrastrados por la corriente y se puede obstruir las secciones, a esto obedece que solo se utiliza el procedimiento en cuencas experimentales o ríos de sección pequeña.

b) RELACION SECCION-PENDIENTE

Este procedimiento consiste en la determinación del gasto a partir de la fórmula de Manning

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} \quad (1.1)$$

donde

V velocidad media de la corriente, en m/s
 n coeficiente de rugosidad de Manning

R radio hidráulico medio, en m.
 S pendiente hidráulica

Si se conoce el área media de la sección, A, el gasto es

$$Q = VA \quad (I.2)$$

El método se utiliza para estimar a posteriori el gasto máximo que se presento durante una avenida reciente, de la que no se registró información que permitiera valuar directamente el gasto, pero que dejó huellas en el cauce. Para ello se efectúan los siguientes pasos:

1. Se selecciona un tramo de río más o menos recto y de sección uniforme.
2. Se determina la diferencia de altura (Δh) entre las secciones inicial y final del tramo considerado, a partir de las huellas dejadas por el agua y se determina también la distancia (L) entre ambas secciones.
3. Se determinan los coeficientes de conducción para cada una de las secciones:

$$K_{d1} = \frac{A_1 R_1^{2/3}}{n_1} \quad \text{y} \quad K_{d2} = \frac{A_2 R_2^{2/3}}{n_2}$$

4. Se determina el coeficiente de conducción medio (geométrico) de ambas secciones

$$\bar{K}_d = \sqrt{K_{d1} \cdot K_{d2}}$$

5. Se calcula el coeficiente de conducción virtual entre ambas secciones

$$K_{\text{virtual}} = \frac{1}{\frac{1}{\bar{K}_d^2} - \frac{1}{bGL} \left[\frac{1}{A_1^2} - \frac{1}{A_2^2} \right]}$$

$$b=2 \text{ para } A_1 > A_2$$

$$b=4 \text{ para } A_1 < A_2$$

6. La descarga correspondiente resulta:

$$Q = K_{\text{virtual}} \sqrt{S} \quad ; \quad S = \frac{\Delta h}{L}$$

c) RELACION SECCION-VELOCIDAD

Es el criterio mas comúnmente utilizado para aforar ríos. Se basa en el principio de continuidad

$$Q = VA \quad (I.3)$$

donde

Q gasto en la sección, en m^3/s

V velocidad media de la corriente, en m/s

A área de la sección transversal hasta el nivel del agua, en m^2

En la práctica, debido a que la velocidad es diferente en cada punto de la sección transversal, la ec I.3 se substituye por

$$Q = \sum_{i=1}^n a_i v_{mi} \quad (I.4)$$

siendo a_i el área de la subdivisión i del área total (ver fig 3.7) y v_{mi} la velocidad media en dicha área, que se calcula como

$$v_{mi} = \frac{v_{0.2} + v_{0.8}}{2} \quad (I.5)$$

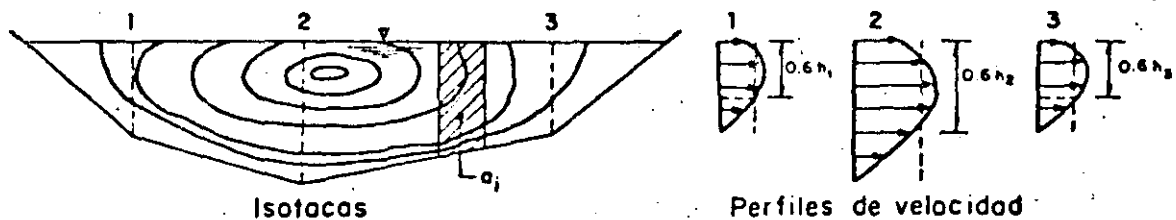


FIG. 3.7 Distribución de velocidades en una sección

donde $V_{0.2}$ y $V_{0.8}$ son las velocidades medidas a profundidades de 0.2 y 0.8 del tirante, las que generalmente se miden con molinetes.

En ocasiones, cuando se requiere realizar el aforo rápidamente, puede hacerse una sola medición de velocidad en cada subárea a_i , substituyendo la ec 1.5 por

$$V_{mi} = V_{0.6}$$

donde $V_{0.6}$ es la velocidad medida a 0.6 del tirante por debajo de la superficie del agua.

La principal limitación del método se deriva de que cada medición toma un tiempo relativamente grande, durante el cual se requiere utilizar dos operadores, por lo que durante una avenida generalmente solo es posible hacer tres o cuatro mediciones que difícilmente corresponden con el valor máximo (o pico) de la avenida.

Para superar este problema se construyen curvas elevaciones-gasto que permiten, con la ayuda de un registro continuo del nivel del agua en la sección, estimar el valor del gasto en cualquier instante.

3.2.2. CURVA ELEVACIONES-GASTO

La curva elevaciones-gasto es una gráfica que relaciona el gasto con el nivel del agua en la sección de río considerada.

Si, como ocurre en la mayoría de los casos, la sección de medición no es una sección de control, la relación tirantes-gasto no es única, de tal manera que al pasar una avenida ocurre al fenómeno que se ejemplifica en la fig 3.8

Durante el ascenso del hidrograma, para un gasto dado, la pendiente hidráulica es mayor que la que se tendría con régimen establecido y durante su descenso sucede lo contrario; sin embargo es posible ajustar una curva media

que represente aproximadamente ambos casos,

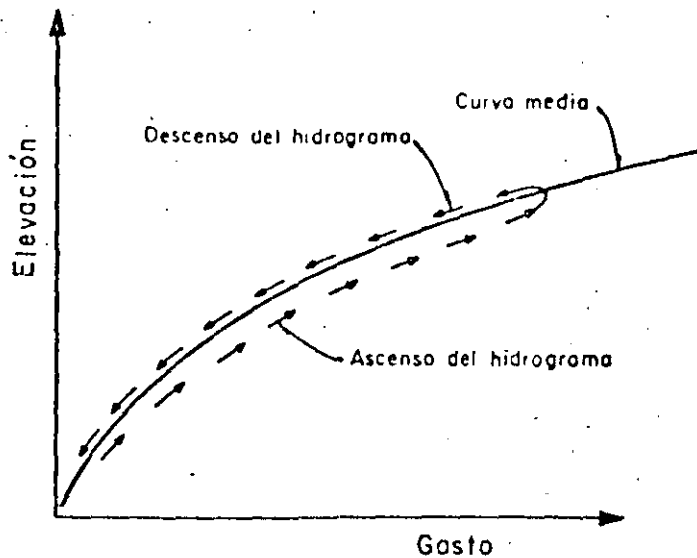


FIG. 3.8 Relación entre elevaciones y gastos durante una avenida

El ajuste de la curva elevaciones-gasto se realiza utilizando el método de mínimos cuadrados, utilizando una función del tipo

$$Q = c(H - H_0)^n \quad (1.6)$$

donde

Q gasto, en m^3/s

H nivel del agua, en m

H_0 nivel base (esto es nivel para el que el gasto es nulo), en m

c, n parámetros que deben ajustarse.

También es frecuente ajustar polinomios hasta de grado 5.

Debido a que el paso de las avenidas en los ríos puede modificar substancialmente la forma de la sección de medición, es conveniente mantener un programa de aforos continuo (mediante el procedimiento sección-velocidad) que permita actualizar el ajuste de las constantes H_0 , c y n .

4. AVENIDA DE DISEÑO

La finalidad de este capítulo es proporcionar elementos para seleccionar y aplicar los métodos

para determinar la avenida de diseño de una obra en particular, esto es la avenida máxima que dicha obra deberá manejar sin que le ocurran daños. Para ello se exponen tres métodos alternativos de cálculo, se discuten los criterios para seleccionarlos y, finalmente, se analiza el efecto de la regulación en el vaso sobre el diseño de la obra de excedencias de las presas.

Para diseñar una obra de excedencias se necesita determinar las avenidas con las que supuestamente va a trabajar, ya sea las que se presentan únicamente en condiciones extraordinarias, o las que frecuentemente se tendrán que manejar.

Para determinar tales avenidas se requiere, en primer término definir las

avenidas que pueden ocurrir en el río, independientemente de la posible presa que regule su comportamiento.

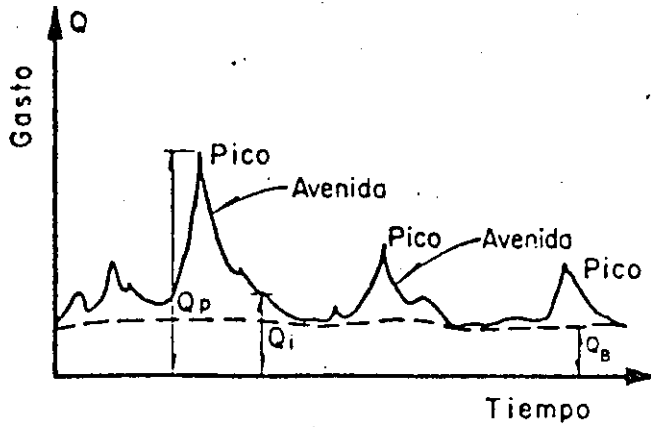
Una vez determinadas las avenidas en el río, en particular la de diseño, se procede a calcular el efecto regulador que la presa ejerce sobre ellas, para obtener así el gasto máximo que descargará la obra de excedencias. Cuando se está en la etapa de diseño de una obra de excedencias, esta última operación implica un proceso de aproximaciones sucesivas, puesto que para estudiar la regulación en el vaso se requiere suponer conocidas las dimensiones del vertedor.

La determinación de la avenida de diseño requiere de información hidrológica. Brevemente, puede decirse que esta información consiste en registros de la variación del gasto con el tiempo en el sitio donde estará la presa, así como en registros de la variación en el tiempo de las alturas de lluvia en la cuenca que drena hacia ese sitio, esto es, de hidrogramas y hietogramas, de preferencia obtenidos simultáneamente.

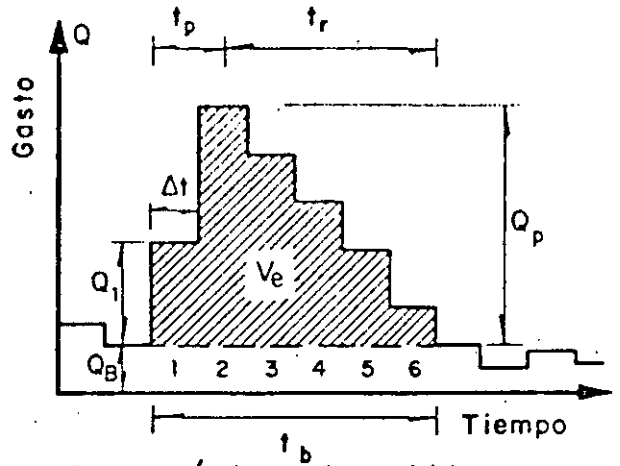
En la fig 4.1 se muestran esquemáticamente gráficas de los registros descritos anteriormente y se indica la nomenclatura que se emplea para designar a los elementos que los constituyen, mismos que serán mencionados frecuentemente en este capítulo.

4.1 EXPOSICION DE METODOS

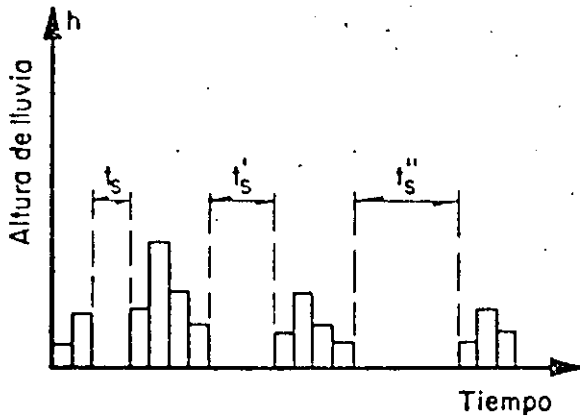
Existen fundamentalmente dos tipos de métodos para la determinación de avenidas de diseño, uno es el estadístico y proporciona información solamente sobre el pico de la avenida, de manera que el volumen se tiene que estimar multiplicando cada una de las ordenadas de la mayor de las avenidas registradas en el pasado, por una constante igual a la relación entre el valor del pico obtenido estadísticamente y el de dicha avenida; el otro es el de relación lluvia-escorrentamiento, según el cual se fija un hidrograma modelo



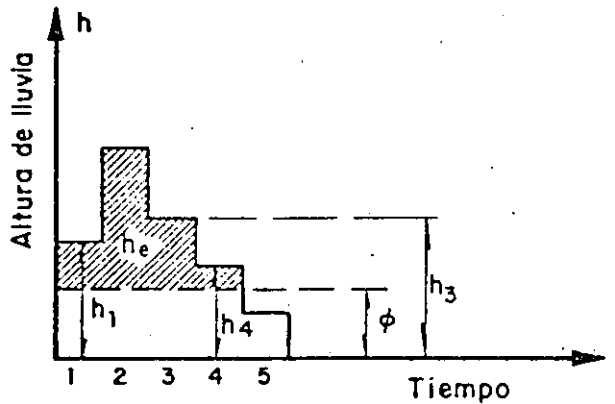
Registro de avenidas o hidrogramas



Características de un hidrograma



Hietogramas registrados



Representación del índice ϕ

- Q_p gasto de pico
- t_p tiempo de pico
- t_r tiempo de receso
- t_b tiempo base
- V_e volúmen escurrido = $\sum_{i=1}^n Q_i \Delta t$
- Q_B gasto base, independiente de la lluvia

- h_T altura de lluvia total = $\sum_{i=1}^m h_i$
- h_e altura de lluvia en exceso = $\sum_{i=1}^n (h_i - \phi) = \frac{V_e}{A}$
- ϕ coeficiente de infiltración
- A área de la cuenca
- t_s t'_s t''_s intervalos en los que no ocurrió lluvia

FIG. 4.1 Registros utilizados

que puede modificarse según las lluvias que puedan llegar a ocurrir

Una variante de este segundo tipo está constituida por los métodos llamados empíricos, los cuales constituyen el último recurso al que se acude en ausencia total de información hidrológica.

Para precisar ideas, a continuación se exponen tres de los métodos más empleados en el medio.

4.2 METODO ESTADISTICO DE GUMBEL

Los métodos estadísticos permiten ajustar una función de distribución de probabilidades a los gastos máximos registrados en el pasado, para, extrapolando dicha función, determinar el gasto que corresponde a una probabilidad deseada.

Dentro de estos métodos el de Gumbel es el de uso más frecuente en México; en él se parte de la hipótesis de que los valores de los gastos máximos anuales pueden representarse estadísticamente con una función de distribución de probabilidades de la forma

$$F_Q(q) = \exp \left\{ -\exp \left(\frac{q-a}{c} \right) \right\} \quad (I.1)$$

donde

- q variable que representa a los gastos máximos anuales
- $F_Q(q)$ función de distribución de probabilidades de los gastos máximos anuales
- a, c parámetros de la función. Se estimana partir de los gastos máximos anuales registrados
- exp base de los logaritmos naturales.

Al tomar dos veces logaritmos naturales en la ec I.1, se tendrá que

$$\text{LnLn} (1/F_Q(q)) = \frac{q-a}{c}$$

donde

Ln = logaritmo natural

O bien

$$\text{LnLn} \frac{T_m}{T_m-1} = \frac{q-a}{c} \quad (I.2)$$

donde

T_m periodo de retorno en años, asociado al gasto q , cuyo recíproco es la probabilidad de que en un año cualquiera ocurra ese gasto o uno mayor.

La ec I.2 se puede escribir de la siguiente manera:

$$q = a + c \text{LnLn} \frac{T_m}{T_m-1} \quad (I.2a)$$

En seguida se describe el procedimiento para el ajuste por mínimos cuadrados de la función I.2a, conocido como método de Nash. (Véase 10.2.1 de los comentarios).

- 1) Los picos máximos de n años sucesivos de muestra se ordenan de mayor a menor y se les designa con la letra q_i ; también se les asigna un valor r_i , que corresponde al número de orden del arreglo descrito.
- 2) Se estima para cada gasto un "periodo de retorno" definido por $\hat{T}_m = \frac{n+1}{r_i}$ y, sucesivamente se calcula, para cada gasto, el cociente $\frac{\hat{T}_m}{\hat{T}_m-1}$, y el logaritmo natural del logaritmo natural de dicho cociente, el cual se designa como $X_i = \text{Ln} \text{Ln} \left(\frac{\hat{T}_m}{\hat{T}_m-1} \right)$. \hat{T}_m es una estimación del parámetro de la distribución teórica de la población de gastos máximos.
- 3) Para cada gasto se calculan los cuadrados de q_i , X_i , y el producto $X_i q_i$.
- 4) Se hace la suma de los valores q_i , q_i^2 , X_i , X_i^2 , y $X_i q_i$ desde $r = 1$ hasta $r = n$.
- 5) Se calculan las medias $\bar{q} = \sum \frac{q_i}{n}$ y $\bar{X} = \sum \frac{X_i}{n}$.
- 6) Se determinan las constantes

$$c = \frac{\sum_{i=1}^n (X_i q_i) - n \bar{X} \bar{q}}{\sum_{i=1}^n X_i^2 - n \bar{X}^2}$$

$$a = \bar{q} - c \bar{X}$$

7) El gasto correspondiente a cualquier periodo de retorno T_m , en años, se determina con la siguiente expresión:

$$q(T_m) = a + c \operatorname{LnLn} \frac{T_m}{T_m - 1} \quad (1.3)$$

donde

$q(T_m)$ gasto con periodo de retorno T_m .

Intervalo de confianza

La expresión 1.3 representa una estimación de la distribución de gastos máximos (que se supone tiene distribución Gumbel) a partir de los datos de una muestra. La función de distribución real de la población puede ser diferente de la estimada con el procedimiento descrito. Los límites entre los que, con una probabilidad dada α , puede variar la función de distribución real se denominan intervalos de confianza y se determinan mediante los siguientes pasos:

1) Se determina la variancia del error como:

$$S_e^2 = \frac{(\sum_{i=1}^n X_i^2 - n\bar{X}^2) (\sum_{i=1}^n q_i^2 - n\bar{q}^2) - (\sum_{i=1}^n X_i q_i - n\bar{X}\bar{q})^2}{(n-2) (\sum_{i=1}^n X_i^2 - n\bar{X}^2)} \quad (1.4)$$

2) Se determina la amplitud del intervalo de confianza como:

$$\Delta q_i = \pm t_{\alpha/2} S_e \sqrt{\frac{1}{n} + \frac{(X_o - \bar{X})^2}{n (\sum_{i=1}^n X_i^2 - n\bar{X}^2)}} \quad (1.5)$$

donde

Δq_i amplitud del intervalo de confianza
 α probabilidad de que $q(T_m)$ se salga del intervalo de confianza
 $t_{\alpha/2}$ se obtiene de una tabla de distribución t-student con $\nu = n - 2$ grados de libertad

$$X_o = \operatorname{LnLn} \frac{T_m}{T_m - 1}$$

T_m periodo de retorno para el que se desea conocer $q(T_m)$

4.3 METODO DE RELACION LLUVIA-ESCURRIMIENTO UTILIZANDO EL HIDROGRAMA UNITARIO

Los diferentes modelos lluvia-escorrimento, y en particular el del hidrograma unitario. Se describe aquí la aplicación de este método para la obtención de avenidas de diseño. Para obras pequeñas (ver la clasificación indicada en la tabla I.1) el procedimiento es el siguiente:

Una vez determinadas las curvas intensidad-duración-frecuencia y los hidrogramas unitarios correspondientes, se determina la frecuencia deseada para la avenida de diseño.

Fijada la frecuencia, se determinan las intensidades correspondientes a varias duraciones comprendidas entre la mitad del tiempo de concentración y el doble del mismo. A la intensidad se le resta la infiltración y al resultado se le multiplica por la duración para obtener la altura de lluvia efectiva.

La multiplicación de las ordenadas del hidrograma unitario de la duración correspondiente por la altura de lluvia efectiva obtenida en el paso anterior, da como resultado la avenida de diseño. A esta avenida se le agrega el escorrimento base. Al repetir el procedimiento para otras duraciones se obtienen en realidad varias avenidas para una misma frecuencia, de manera que se puede estudiar toda una gama de condiciones de funcionamiento del vertedor, y considerar la más desfavorable.

Si se diseña una obra mediana o grande (ver subcapítulo) el procedimiento es semejante, sólo que en lugar de considerar una sola intensidad para cada duración, se tiene que calcular una tormenta de diseño definida por su hietograma

4.4 METODO DE ENVOLVENTES DE CREAGER

Este método es un caso particular de los llamados métodos empíricos

Para determinar el pico de la avenida de diseño con este método, se procede a seleccionar, de acuerdo con los lineamientos descritos en el subcapítulo , la envolvente regional o mundial para hacer el diseño. La curva envolvente proporciona coeficientes unitarios para cada valor del área. El producto de ese coeficiente por el área de la cuenca dará como resultado el gasto de pico buscado.

4.5 SELECCION DEL METODO

En esta parte se dan recomendaciones y herramientas que ayudan al proyectista a determinar el o los métodos adecuados para la obtención de la avenida de diseño.

Los principales factores que influyen en la selección del método o los métodos más apropiados para calcular la avenida de diseño son la información disponible, las características de la obra y la magnitud de los daños que podrían causarse en caso de que se presentara una avenida mayor que la de diseño.

Si la obra se diseña con una avenida con gasto máximo de periodo de retorno igual a T_m años, la probabilidad de falla o de ser sobrepasado durante la vida útil de la estructura sería

$$P = 1 - \left(1 - \frac{1}{T_m}\right)^L \quad (I.6)$$

donde

- P probabilidad de tener al menos una falla durante la vida útil de la estructura
- T_m periodo de retorno del gasto de diseño, en años
- L vida útil de la obra, en años.

El costo esperado por falla sería aproximadamente

$$\bar{C} = P D \quad (I.7)$$

donde

- \bar{C} costo esperado debido a una posible falla
- D costo del daño en caso de falla, incluyendo el costo de la presa.

En presas medianas o pequeñas en las que el daño causado por una falla de la presa no sea catastrófico y el costo D pueda ser cuantificado, aunque sea aproximadamente, el periodo de retorno para el diseño se selecciona de manera de minimizar la función:

$$\bar{C}_{T(T_m)} = \bar{C} + CC \quad (I.8)$$

donde

- $\bar{C}_{T(T_m)}$ costo esperado total
- \bar{C} costo esperado del daño por la falla de la estructura
- CC costo de construcción de la obra de excedencias

En caso de que el daño no sea catastrófico pero no pueda valuarse, pueden utilizarse las recomendaciones de la tabla 4.1.

En presas grandes cuya falla por rebasamiento resultaría catastrófica, se recomienda calcular dos avenidas de diseño: la primera, con un periodo de retorno finito, calculada con el procedimiento descrito en 4.2, para la que el funcionamiento hidráulico del vertedor debe ser normal, y la segunda, calculada a partir de la tormenta máxima probable y un modelo lluvia-escurrimiento, para la cual se admite un funcionamiento anormal de

TABLA 4.1 Clasificación de las presas

Categoría	Almacenamiento ($10^6 m^3$)	Altura (m)	Pérdida de vidas	Daños	Avenida de diseño
Grande	> 60	> 18	Considerables	Catastróficos	Relación lluvia-escorrentamiento usando la precipitación máxima probable
Intermedia	1.2 a 60	12 a 30	Pequeña	5 a 10 veces el costo de la presa	Relación lluvia-escorrentamiento basada en la tormenta más severa registrada en el pasado, maximizada por punto de rocío, o período de retorno de 1 000 años
Pequeña	< 1.2	< 15	Ninguna	Mismo orden de magnitud que el costo de la presa	Período de retorno de 50 a 100 años

1.10.10

I.V

la obra de excedencias (por ejemplo, se puede invadir el bordo libre o llegar a relaciones de llenado en los túneles mayores que 0.80), siempre que la presa no falle en su conjunto.

Una vez definido el periodo de retorno conviene saber si además del valor del pico de la avenida, son de importancia su volumen y su forma. Para ello se transita por el vertedor la avenida máxima registrada, suponiendo descarga libre, y se obtiene el valor de la relación

$$K = \frac{Q_E}{Q_S}$$

donde

Q_E gasto máximo de la avenida de entrada al vaso

Q_S gasto máximo de la avenida transitada.

Si la regulación es importante (puede tomarse como criterio que K sea mayor que 1.2), es necesario estimar la forma y el volumen de la avenida de diseño y, por lo tanto, es preferible utilizar un método de relación lluvia-escurrimiento.

Otra forma de estimar el pico y la forma del hidrograma de diseño consiste en definir el valor del pico mediante un método estadístico y suponer que la forma es semejante a la de la avenida máxima registrada en el pasado; para ello se multiplica cada una de las ordenadas de la avenida máxima registrada por la relación entre el gasto de pico de diseño y el de dicha avenida.

En casos especiales de gran capacidad de regulación de la presa (por ejemplo cuando K es mayor que 2), se acostumbra simular una secuencia de tormentas y obtener los hidrogramas correspondientes mediante un modelo lluvia-escurrimiento. La secuencia de tormentas deberá incluir la de diseño y otras de periodo de retorno menor

La generación de series de tormentas y su conversión a avenidas mediante un modelo lluvia-escurrimiento se hace también cuando se estudia el problema de presas en serie.

Además de la avenida de diseño, que de acuerdo con la forma en que se definió tiene poca probabilidad de presentarse, es necesario revisar el funcionamiento hidráulico del vertedor con avenidas que, de acuerdo con el registro histórico, representen condiciones usuales de trabajo del vertedor.

Cuando se diseña una obra pequeña (como por ejemplo una alcantarilla, un puente o la obra de desvío de una pequeña presa) y no se dispone de información hidrometeorológica en la cuenca se utilizan métodos empíricos; de éstos debe escogerse aquéllos cuya calibración se efectuó en cuencas semejantes a la estudiada. Los estudios regionales, como los realizados en México en el Pacífico Centro y en el Papaloapan, deben ser utilizados cuando la cuenca pertenezca a la zona regionalizada.

4.6 REGULACION EN EL VASO

La avenida de diseño se controla destinando una parte del volumen de almacenamiento de la presa (superalmacenamiento) para regularla (esto es, para disminuir el valor del pico) y dando a la obra de excedencias capacidad para conducir el gasto regulado. Entre mayor sea el volumen destinado a regular avenidas, menor será la capacidad de la obra de excedencias y viceversa. La selección de la mejor combinación, que se discute en el cap A.2.12, requiere de información sobre qué alternativas permiten manejar la avenida de diseño y, para cada alternativa, sobre el gasto máximo de descarga para avenidas más frecuentes. En ambos casos se utilizan políticas de operación simplificadas (la política de operación que se adopte una vez diseñada o construida la obra se discute en el subcapítulo siguiente), y se supone conocido el nivel de aguas máximo de operación (NAMO), el cual debe definirse en términos de las políticas de aprovechamiento

4.7 ALTERNATIVAS PARA MANEJAR LA AVENIDA DE DISEÑO

El proceso que se describe a continuación tiene por objeto obtener diversas combinaciones de capacidad de descarga de la obra de excedencias Q_1 contra volumen de almacenamiento necesario para regulación ΔV_1 . Para ello se supo

ne que el vertedor trabaja a su máxima capacidad (es decir, descarga libre) con la única limitación de que el gasto máximo de descarga no sea mayor que el pico de la avenida de entrada.

El procedimiento es el siguiente:

1. Se recomienda un intervalo de gastos ΔQ dado por

$$\Delta Q = \frac{Q_{\text{máx}}}{10}$$

donde

$Q_{\text{máx}}$ gasto de pico de la avenida de diseño.

2. Se define una capacidad de descarga de la obra de excedencias $Q_1 = \Delta Q$
3. Se transita la avenida de diseño suponiendo que la descarga en cada instante está dada por:

$$O_J = \text{mín} \{I_J^*, Q_d, Q_1\}$$

donde

O_J gasto de descarga en el instante J
 I_J^* gasto máximo de entrada hasta el instante J
 Q_d gasto de descarga con las compuertas totalmente abiertas

En la primera iteración se supone $Q_d = \infty$.

4. Al terminar el tránsito se anotan los valores del volumen máximo almacenado, ΔV_1 ; carga máxima sobre la cresta del vertedor, $H_{\text{máx}}$, y capacidad del vertedor Q_1 .
5. Los pasos 3 y 4 se repiten hasta que el valor de $H_{\text{máx}}$ en dos iteraciones difiera en menos del 5%, suponiendo ahora que

$$Q_d = CH^{3/2}$$

donde

$$C = Q_1 / (H_{\text{máx}}^{3/2})$$

H carga sobre la cresta del vertedor.

6. Los valores Q_1 y ΔV_1 constituyen una alternativa que permite manejar la avenida de diseño.
7. Se repite el proceso a partir del paso 3, incrementando la capacidad de descarga en ΔQ , hasta obtener varias combinaciones de capacidad de descarga y volumen de almacenamiento requerido.

Otra alternativa que en principio debe considerarse es la de capacidad de descarga $Q_1 = 0$, para la cual el almacenamiento requerido ΔV es igual al volumen de la avenida.

4.8 GASTO DE DESCARGA PARA AVENIDAS FRECUENTES

El gasto máximo de descarga para avenidas relativamente frecuentes (por ejemplo de 2, 5, 10 y 100 años de periodo de retorno), se puede estimar suponiendo que la operación de las compuertas es tal que permite descargar un gasto constante durante toda la avenida, y que cuando ésta termina (esto es, cuando el gasto de descarga es mayor que el de entrada) el nivel del agua alcanza la elevación del labio superior de las compuertas.

En ocasiones, como se ha hecho en las presas construidas en los últimos años, se diseñan compuertas altas cuyo labio superior llega al nivel del NAME estando cerradas, lo que permite operarlas con mayor flexibilidad. En estos casos, para aplicar este método se necesita definir un punto en la compuerta que no deba ser rebasado al transitar avenidas frecuentes; para fines de evaluación se recomienda en esos casos localizarlo a dos tercios de la altura total de la compuerta.

El procedimiento que se describe a continuación, basado en la fig I.2, debe repetirse para cada alternativa.

1. Se conoce
 - a) La curva elevaciones-volúmenes en el vaso
 - b) La altura de las compuertas (H)
 - c) La cota de la cresta del vertedor
 - d) El nivel inicial (Nivel 0).

2. Cuando el gasto de descarga se hace mayor que el de ingreso (punto A de la fig 4.2c) y se alcanza el nivel máximo en el vaso, se supone que dicho nivel es igual a la cota del asiento de la compuerta más $H+a$, donde a es la abertura de la compuerta.

3. En la situación anterior, se hace variar a para construir una curva niveles máximos en el vaso contra descarga por el vertedor,

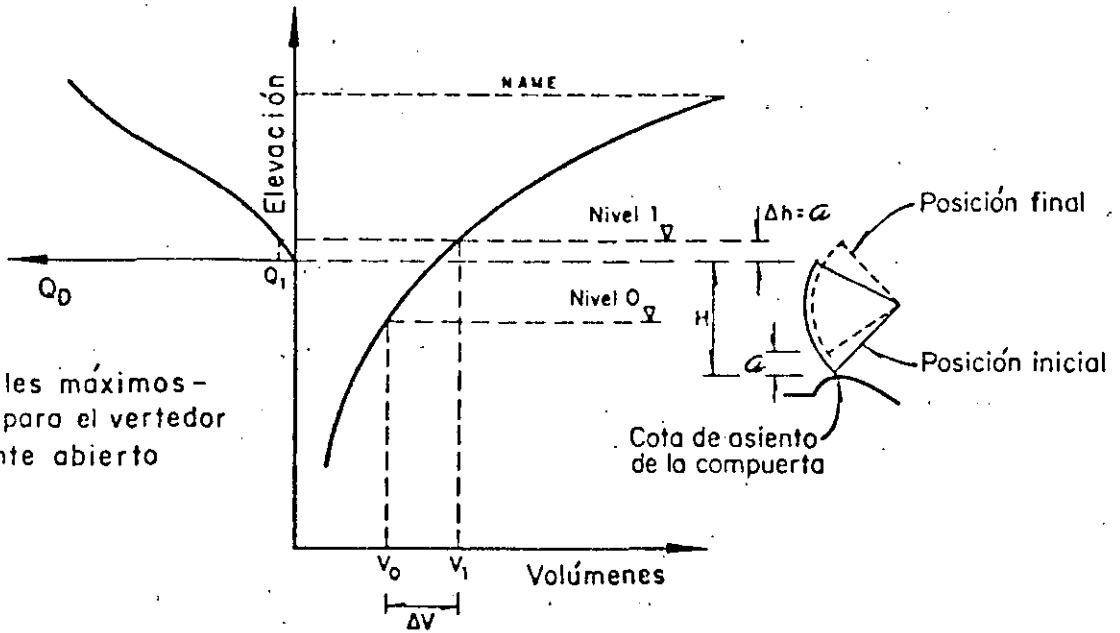
como la que se muestra en la fig 4.2b.

4. Suponiendo gastos de salida de compuertas seleccionados de manera arbitraria entre cero y el gasto máximo de la avenida, se determinan los volúmenes almacenados si se sostuvieran esos gastos; estos volúmenes son las áreas (ΔV en la fig 4.2c) comprendidas entre el hidrograma de entrada y una horizontal igual al gasto en cuestión. Con este criterio se dibuja una gráfica de gastos vertidos Q contra volúmenes almacenados (fig 4.2c).

5. A partir de la cota de control en la que se supone estará el vaso, nivel que se designará como (0), se define un nuevo nivel, que se llamará (1), con un almacenamiento V_1 ; el incremento de almacenamiento será $\Delta V = V_1 - V_0$.

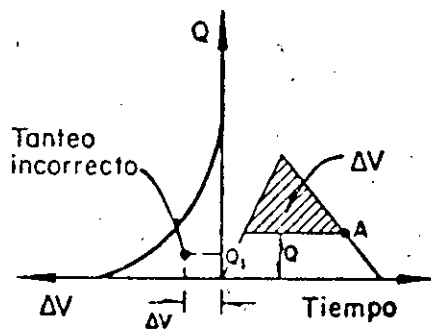
6. En la curva niveles máximos en el vaso contra descargas (fig 4.2b), se verá a qué gasto Q_1 corresponde el nuevo nivel seleccionado (1).

7. En la gráfica de incrementos de almacenamiento contra gasto descargado



(b) Curva niveles máximos-
descargas para el vertedor
parcialmente abierto

(a) Curva elevaciones-volúmenes



(c) Curva gasto máximo vertido-
volumen almacenado

FIG. 4.2 Gasto de descarga para avenidas frecuentes

(fig 4.2c), con los valores ΔV y Q_1 calculados en los pasos 5 y 6, se vé si el punto definido por ellos cae sobre la curva; de ser así, el tanteo es acertado; de otra manera, habrá que regresar al paso 5 suponiendo un nuevo nivel (1).

Con práctica el procedimiento resulta muy expedito y evita grandes esfuerzos de trabajo.

La información que se obtiene, esto es, los gastos máximos de descarga para avenidas frecuentes, se utiliza para la selección del volumen de regulación y la capacidad del vertedor más adecuados, como se discute en el cap A.2.12.

En las Ayudas de diseño se presenta un ejemplo de aplicación de este procedimiento.

4.9 REGLAS DE OPERACION

En esta parte se discuten los procedimientos para diseñar la política de operación de compuertas en una presa, para la que se conoce su nivel de aguas máximos ordinarios (NAMO), su nivel máximo de aguas extraordinarios (NAME) y las características del vertedor.

Los principales objetivos que debe cumplir una política de operación de compuertas son:

- . Garantizar la seguridad de la presa evitando que el nivel del agua sobrepase el NAME.
- . Reducir los gastos de descarga para evitar daños aguas abajo de la presa.
- . Permitir un almacenamiento adicional una vez que la avenida empieza a descender y termina el periodo de avenidas.

Estos objetivos se contraponen entre sí ya que una política que minimice el gasto máximo de descarga, requiere que se almacene mucho volumen y una política que por garantizar la seguridad de la presa mantenga bajos niveles del agua durante la avenida, conducirá a grandes descargas.

Debido a lo anterior, y a que en cada presa se presentarán particularidades que implicarán una mayor o menor importancia relativa de los dos objetivos mencionados, en lo que sigue se describen procedimientos generales que, al aplicarse conducirán a varias alternativas de políticas de operación. La mejor alternativa se puede determinar simulando el tránsito de las mayores avenidas registradas, y de dos o tres avenidas con periodo de retorno mayor, incluyendo la de diseño.

Las principales restricciones a las que debe estar sujeto el gasto de descarga durante el paso de una avenida son:

- a) La descarga será menor o igual que la capacidad del vertedor libre.
- b) El gasto de descarga en un instante dado será menor o igual que el gasto máximo de la avenida de entrada al vaso hasta ese instante.
- c) El nivel del agua no debe rebasar el nivel del labio superior de la compuerta más baja.
- d) El nivel del agua no debe rebasar el NAME.
- e) Las limitaciones que impone el buen funcionamiento hidráulico de la obra vertedora, como pueden ser, abrir las compuertas en forma simétrica para evitar ondas, garantizar un gasto de despegue, etc.

Tomando en cuenta estas limitaciones, la política de operación constará de los siguientes pasos:

- 1) Se estima el periodo de retorno de la avenida de entrada. La estimación se hace comparando la avenida que se está presentado con avenidas asociadas de diferentes periodos de retorno, obtenidas a partir del registro histórico.

La avenida que se está presentado se calcula mediante el siguiente procedimiento:

De la ecuación de continuidad (ver cap A.1.8)

$$\frac{I_1 + I_2}{2} - \frac{O_1 + O_2}{2} = \frac{V_2 - V_1}{\Delta t} \quad (I.8)$$

donde

- Δt intervalo de tiempo seleccionado para efectuar los cálculos del tránsito
- I_1, I_2 gastos de la avenida de entrada al principio y al final del intervalo respectivamente
- O_1, O_2 gastos descargados por el vertedor o la obra de toma al principio y al final del intervalo respectivamente
- V_1, V_2 volúmenes almacenados al principio y al final del intervalo.

Se conoce V_1 y V_2 de la historia de niveles en el vaso; O_1 y O_2 de la operación de las compuertas hasta el momento considerado e I_1 del resultado de la iteración anterior.

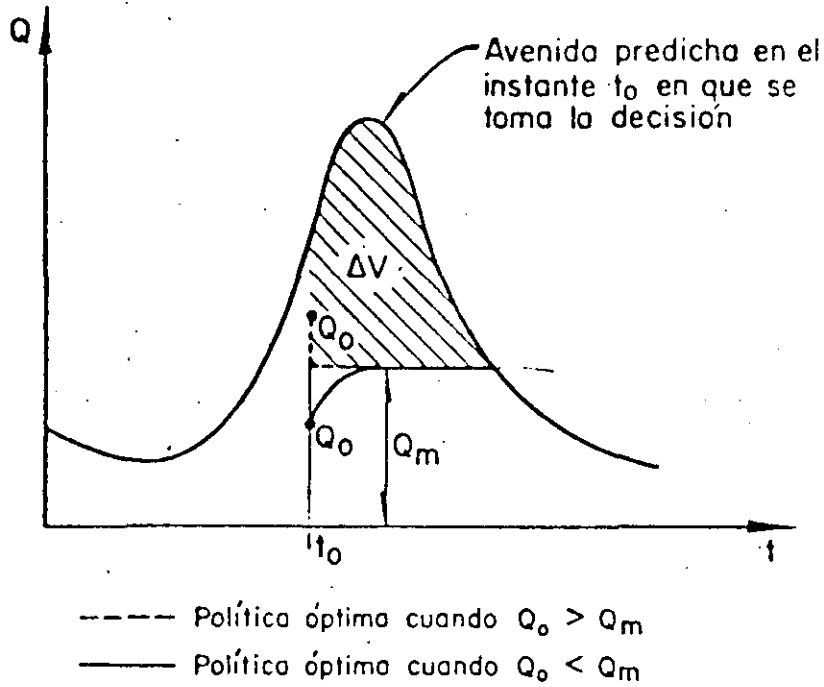
Conocidos todos los demás valores se despeja el valor del gasto de la avenida en el instante considerado (I_2).

- 2) Se define la altura máxima $H_{\text{máx}}$ que se desea que alcance el nivel del agua. La definición de este nivel dependerá del periodo de retorno estimado en el paso 1, de la confianza que se tenga en dicha estimación y del miedo al riesgo de que la presa sea rebasada. En general $H_{\text{máx}}$ puede definirse más cerca del NAME conforme se conozca mejor la avenida de entrada (ya sea porque se cuenta con un sistema de predicción o porque ya pasó la mayor parte de la avenida).
- 3) Se obtiene la política óptima.

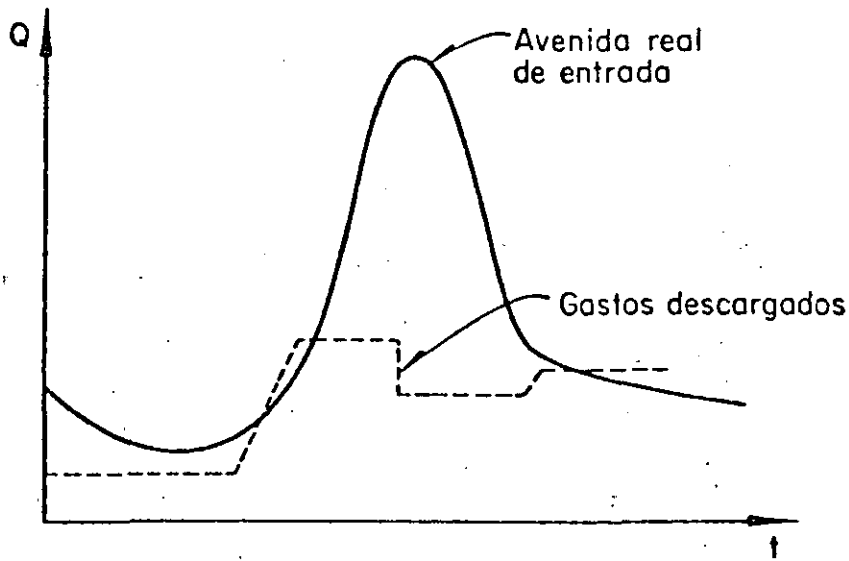
Si en un instante t_0 cualquiera, se conoce la avenida de entrada y el almacenamiento disponible (la diferencia entre el asociado a $H_{\text{máx}}$ y el actual), la política de operación óptima (o de mínima descarga máxima), mostrada esquemáticamente en la fig 4.3a, consiste en alcanzar lo más rápidamente posi-

ble (con las restricciones señaladas anteriormente) un gasto constante Q_m , tal que el volumen adicional almacenado (ΔV en la fig 4.3a) sea igual al disponible.

- 4) Los pasos 1, 2 y 3 se repiten cada vez que se observa que la avenida de entrada difiere de la predicha, por lo que se obtendrá finalmente una operación como la que se presenta en forma esquemática en la fig 4.3b.



(a)



(b)

FIG. 4.3 Reglas de operación

5. SIMULACION DEL FUNCIONAMIENTO DE UN VASO

Un vaso de almacenamiento cumple una función de regulación, esto es, permite almacenar los volúmenes que escurren en exceso para que puedan aprovecharse cuando los escurrimientos sean escasos.

Este capítulo trata sobre las técnicas que permiten contabilizar y simular la evolución de los volúmenes almacenados en un vaso.

Cuando se lleva la contabilidad de los volúmenes almacenados, el objetivo es disponer de información estadística que permita definir políticas de operación a corto plazo, y adaptar o mejorar las políticas diseñadas para la operación a largo plazo. Los datos estadísticos serán también de utilidad en el estudio de nuevas obras.

La simulación de la evolución de los niveles en el vaso, se realiza durante el proceso de diseño. Se utiliza fundamentalmente para seleccionar los niveles característicos de la presa: NAMINO (nivel de aguas mínimas de opera-

ción), NAMO (nivel de aguas máximas de operación) y NAME (nivel de aguas máximas extraordinarias) (fig 5.1) que resulten más adecuados.

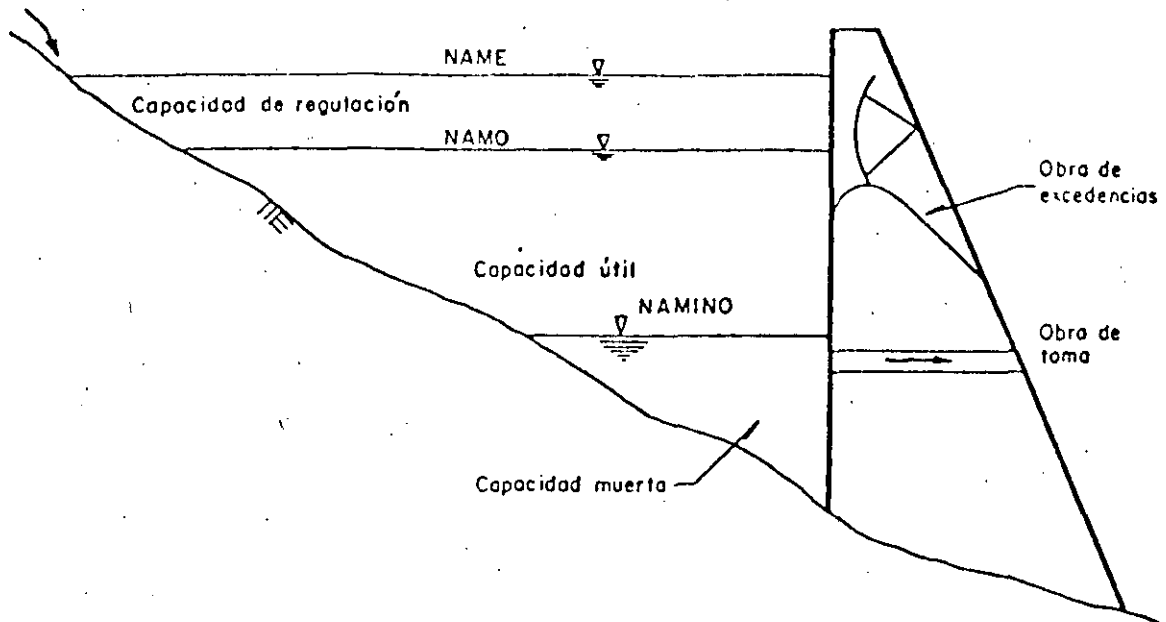


FIG. 5.1 Componentes de un vaso

5.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Para simular el funcionamiento de un vaso se utiliza la ecuación de continuidad; para un intervalo de tiempo Δt se expresa:

$$E - S = \Delta V \quad (I.1)$$

donde

E volumen de agua que entra al vaso durante el intervalo considerado

S volumen que sale del vaso durante el mismo intervalo

ΔV variación del volumen almacenado

En la simulación se utilizan, generalmente, intervalos de un mes; pero si los vasos son muy grandes, con capacidad de regulación interanual, pueden utilizarse intervalos mayores, hasta de un año; en cambio en vasos de muy poca capacidad de regulación, el intervalo se reduce a una semana o un día.

Cada uno de los términos del primer miembro de la ec I.1 incluye varios factores: Las entradas provienen del escurrimiento generado en la propia cuenca, de las descargas de las presas situadas aguas arriba, de los escurrimientos que provienen de otras cuencas, cuando hay intercomunicación, y de la precipitación pluvial directa sobre el vaso. Las salidas están formadas por los volúmenes que se extraen para satisfacer la demanda, por las pérdidas debidas a evaporación e infiltración y por los derrames a través de la obra de excedencias.

Tomando en cuenta esos factores, la ecuación de continuidad toma la forma

$$ICP+IT+VLL-VDEM-VEVA-VINF-DERR = \Delta V \quad (I.2)$$

donde

- ICP escurrimientos generados por la cuenca propia
- IT entradas por transferencia desde otras cuencas
- VLL volumen de lluvia en el vaso
- VDEM volumen extraído para satisfacer la demanda
- VEVA volumen evaporado
- VINF volumen infiltrado
- DERR volumen derramado

Antes de estudiar la solución de la ec I.2, se analizarán los factores anteriores.

5.2 APORTACIONES

5.2.1. Escurrimiento por cuenca propia (ICP)

Son los volúmenes de escurrimiento superficial generados dentro de la cuenca. La cuenca propia queda determinada por el sitio de la boquilla, donde se localiza la cortina de la presa, y por la ubicación de las presas construidas aguas arriba ya sea en el cauce principal o en los afluentes. Se cuantifican a partir de mediciones realizadas en las estaciones hidrométricas de la zona.

Cuando el sitio de las estaciones hidrométricas no coincide exactamente con el de la boquilla, es necesario extrapolar la información. Para ello se multiplica el volumen de escurrimiento superficial, medido en la estación hidrométrica más cercana, por un factor F, que puede calcularse en dos formas:

a) Si se tiene información pluviométrica suficiente, se calcula

$$F = \frac{VC}{VE}$$

donde

VC volumen de precipitación pluvial en la superficie de la cuenca propia, durante el intervalo Δt

VE volumen de precipitación pluvial en la superficie asociada a la estación hidrométrica, durante el mismo intervalo

b) Si no existe información pluviométrica suficiente, el factor estará determinado por la relación de áreas, es decir,

$$F = \frac{AC}{AE}$$

donde

AC área de la cuenca propia

AE área asociada a la estación

Para decidir si la información pluviométrica es suficiente o no, se pueden utilizar los criterios establecidos por la Asociación Meteorológica Mundial que se muestran en las Ayudas de diseño (tabla III.1).

5.2.2 Ingresos por transferencia (IT)

Son volúmenes de escurrimiento superficial transferidos a la cuenca en estudio desde otras cuencas. Proviene de las descargas de presas situadas aguas arriba o de la transferencia de volúmenes generados en otras cuencas.

A.I

5.2.3 Volumen de lluvia en el vaso (VLL)

Se calcula multiplicando la altura de lluvia (h_p), registrada en el intervalo Δt , por el valor del área media (\bar{A}) que ocupe la superficie libre del agua durante el mismo intervalo; esto es

$$VLL = h_p (\bar{A})$$

5.3 VOLUMEN EXTRAIDO (VDEM)

Se destina a satisfacer la demanda y se contabiliza a partir de mediciones directas cuando la presa está operando, o se supone de acuerdo con la ley de demandas correspondiente a cada alternativa que se simule, cuando se estudia el diseño de la presa.

5.4 PERDIDAS

5.4.1 Evaporación (VEVA)

El volumen que se pierde por evaporación se calcula multiplicando la lámina evaporada (EVAP), en el intervalo Δt , por el área media de la superficie libre del agua en el mismo intervalo; esto es

$$VEVA = EVAP (\bar{A})$$

La lámina evaporada se calcula multiplicando los valores medidos en un evaporímetro, por un factor de corrección que depende de las características del aparato y, en menor grado, de condiciones meteorológicas medias.

Cuando no existen evaporímetros cerca del sitio del vaso, la lámina evaporada puede calcularse a partir de otros datos meteorológicos medidos cerca del sitio en cuestión, utilizando la ec 1.3, planteada por Dalton para rela

A.I

cionar la evaporación y otros datos meteorológicos.

$$EVAP = \frac{f(\omega_2) (e_s - e_a)}{L_v} \quad (1.3)$$

donde

EVAP lámina media evaporada

$f(\omega_2)$ función de la velocidad del viento (ω) medida a 2 m sobre el nivel del agua. Cuando el anemómetro esté colocado a otra altura Z , ω_2 se calcula como $\omega_2 = \omega_z (2/Z)^{0.143}$

e_s presión de saturación. Depende de la temperatura del agua (la fig III.2 de Ayudas de diseño muestra la forma de calcularla)

e_a presión del vapor del aire, a temperatura y humedad relativas medidas a 2 m sobre el nivel del agua (la fig III.3 de Ayudas de diseño muestra cómo calcularla)

L_v calor latente de evaporación, función de la temperatura del agua, T_s

De acuerdo con los resultados empíricos de Hiriart, la ec I.3 toma la forma

$$EVAP = \frac{4.833}{1070 - T_s} (70 + 1.86\omega_2) (e_s - e_a) \quad (1.4)$$

Las unidades correspondientes a la ec I.4 son:

EVAP	mm/día
ω_2	Km/hora
T_s	°C
e_s, e_a	mm de Hg

5.4.2 Infiltración (INF)

Es un valor que no puede medirse directamente; sin embargo, como generalmente es el término de menor valor en la ec I.2, suele calcularse como residuo en dicha ecuación.

5.4.3 Derrames (DERR)

Quando el volumen de las avenidas que ingresan al vaso alcanza tal magnitud que pone en peligro la presa, es necesario descargar parte del agua por la obra de excedencias. Si el vaso está funcionando, la contabilidad de los derrames se hace mediante mediciones directas; en la fase de diseño, el volumen derramado es un resultado de la simulación; dependerá de los niveles característicos y de la política de operación que se defina para las alternativas que se simulen.

5.5 PROCEDIMIENTOS DE CALCULO

La ec I.2 puede tener varias aplicaciones, siendo las principales la contabilidad de los volúmenes almacenados y la simulación del funcionamiento futuro del vaso, de las cuales dependerá el procedimiento de cálculo que debe utilizarse.

5.5.1 CONTABILIDAD DEL FUNCIONAMIENTO DE UN VASO

Una vez que la presa está en servicio, es necesaria la contabilidad de cada uno de los términos de la ec I.2, desglosando hasta donde sea posible cada uno de ellos.

La contabilidad debe publicarse periódicamente; su formato tiene que ser claro para que sea fácil de entender e incluir información sobre los procedimientos de medición, los métodos empleados para extrapolar la información y las posibles fuentes de error.

Con apoyo de la ec I.2, la contabilidad se realiza en la siguiente forma:

1. Se registran los ingresos debidos a transferencias de otras cuencas, indicando su procedencia. En caso de que existan entradas que provienen de otras cuencas y que no estén medidas, se indicará cuales son.

A.I

2. Se anotan los escurrimientos generados en la cuenca propia, incluyendo los valores medidos en cada una de las estaciones de aforo. Si una parte de la cuenca no está medida, se indica su área y el valor del volumen estimado, según el procedimiento indicado en el inciso 9.2.1.
3. Se indica el volumen de lluvia en el vaso. El área media de la superficie libre del agua en el intervalo se calcula como el promedio de las áreas que ocupó ésta al principio y al final del mismo; esto es

$$\bar{A} = 0.5(A_i + A_f)$$

donde

A_i área del vaso al principio del intervalo, en m^2
 A_f área del vaso al final del intervalo, en m^2

4. Se indica el total de ingresos, sumando los valores obtenidos en los tres incisos anteriores.
5. Se indica el volumen entregado para surtir la demanda. Para la contabilidad de los volúmenes extraídos por las turbinas, es conveniente tener una estación hidrométrica inmediatamente aguas abajo de la presa para comprobar los valores calculados a partir de la energía generada y de las maniobras de operación.
6. Se calcula el volumen evaporado y se indica el valor obtenido.
7. Se indica el valor del volumen derramado si lo hubiera.
8. Se consignan los valores del volumen, elevación y área del vaso, correspondientes al final del intervalo.
9. Se calcula e indica la variación del volumen almacenado.
10. Se indica el error obtenido de comparar los miembros izquierdos y derechos de la ec 1.2.

5.5.2 SIMULACION DEL FUNCIONAMIENTO DE UN VASO

Durante el proceso de diseño de una presa, que comprende la selección del sitio, definición de los niveles característicos (NAMIN, NAMO y NAME) y determinación de las políticas de operación, es necesario simular la evolución de los volúmenes almacenados en el vaso a fin de conocer las consecuencias que produciría la adopción de cada una de las alternativas de diseño.

En este caso, algunos términos de la ec I.2 se obtendrán como resultado de la simulación, y dependerán en última instancia de la alternativa simulada. Para realizar el cálculo de manera más eficiente, conviene expresar la ec I.2 en forma diferente, esto es

$$V_{i+1} = V_i + X_i - S_i - P_i \quad (I.5)$$

sujeto a

$$V_m \leq V_{i+1} \leq V_u$$

donde

- V_{i+1} , V_i volúmenes almacenados al final y al principio del intervalo, que generalmente es un mes, respectivamente
- X_i volumen que ingresó al vaso durante el intervalo considerado. Puede ser tomado del registro histórico o del sintético
- S_i salidas destinadas a satisfacer la demanda. Dependen de la demanda por satisfacer; estarán restringidas por la disponibilidad de agua (V_{i+1} debe ser mayor que un valor mínimo V_m) y, en particular, cuando la demanda es para generar energía eléctrica, son función de los niveles en el vaso, las cuales se desea que tengan el mayor valor posible.
- P_i términos que dependen del nivel medio en el vaso en el intervalo Δt (VLL, VEVA y VINFL)
- V_m volumen mínimo aceptable en el vaso
- V_u volumen correspondiente al NAMO

El cálculo se desarrolla de la siguiente manera:

A.I

1. De la topografía del vaso se obtienen las relaciones elevación del nivel del agua - volumen almacenado y elevación del nivel del agua - área de la superficie libre.
2. Se inicia el cálculo a partir de un nivel inicial h_i y de los valores correspondientes del volumen almacenado, V_i , y el área de la superficie libre A_i . Es conveniente empezar el cálculo al final de la temporada de lluvias (el mes de noviembre generalmente), con el nivel de aguas máximas como nivel inicial. Sin embargo, conviene simular el funcionamiento del vaso con otras condiciones iniciales, y verificar en cuánto tiempo sus funcionamientos son similares.
3. Con las entradas y salidas que no dependen del nivel en el vaso, se calcula, en una primera aproximación, el volumen al final del intervalo, o sea

$$V_{i+1}^1 = V_i + ICP + IT - VDEM$$

(el superíndice indica que se trata de la primera aproximación).

4. Con el volumen obtenido en el paso anterior, se determinan los valores correspondientes de h_{i+1} y A_{i+1} y se calculan los valores medios

$$\bar{h} = 0.5(h_i + h_{i+1})$$

$$\bar{A} = 0.5(A_i + A_{i+1})$$

5. Se obtiene una nueva aproximación del volumen correspondiente al final del intervalo

$$V_{i+1}^2 = V_i + \overbrace{ICP + IT}^{X_i} - \overbrace{VDEM}^{S_i} + \overbrace{hp(\bar{A}) - EVAP(\bar{A}) - VINP(h)}^{P_i}$$

6. Si el nuevo volumen calculado, V_{i+1}^2 , es "semejante" al anterior, V_{i+1}^1 , se continúa con el paso 7, si no, se repite el proceso a partir del paso

4, hasta que $V_{i+1}^{K+1} \approx V_{i+1}^K$. Se recomienda utilizar como criterio de semejanza que $|V_{i+1}^{K+1} - V_{i+1}^K| \leq V_u/100$.

7. Cuando del resultado del cálculo se obtiene un volumen V_{i+1} mayor que V_u , se registra un volumen derramado igual a la diferencia y se considera que $V_{i+1} = V_u$; cuando V_{i+1} es menor que V_m , se consigna un volumen de déficit igual a la diferencia y se considera que $V_{i+1} = V_m$.
8. Se calculan las condiciones para el nuevo intervalo de tiempo Δt , a partir del paso 3.

5.5.2.1 SIMULACION DEL FUNCIONAMIENTO DEL VASO A PARTIR DE CONDICIONES HISTORICAS

Cuando se planea construir una presa, es conveniente simular el comportamiento que tendría si las condiciones hidrológicas registradas en el pasado se repitieran.

La simulación debe realizarse de acuerdo con los pasos indicados en 9.3.2, para cada alternativa de diseño. La selección de las alternativas de diseño y del número de años por simular se describen en el cap A.2.12. La información correspondiente a los valores de V_m , V_u y VDEM dependen de la alternativa de diseño; los valores de ICP, IT, hp y EVAP se obtienen de los registros hidrológicos históricos. El volumen infiltrado se supone nulo, salvo para casos especiales en los que las características geológicas de la zona del vaso justifican un estudio especial.

5.5.2.2 SIMULACION DEL FUNCIONAMIENTO DEL VASO A PARTIR DE REGISTROS HIDROLOGICOS SINTETICOS

La simulación realizada con valores históricos permite reducir considerablemente el número de alternativas de diseño; sin embargo, en la realidad, las condiciones hidrológicas registradas en el pasado no se repiten exactamente, por lo que es necesario simular el funcionamiento añadiendo otros valores posibles de las condiciones hidrológicas. Si se tienen datos durante

más de 15 años siempre conviene utilizar los registros históricos.

Se define a los registros hidrológicos sintéticos como aquellos que tienen la misma probabilidad de ocurrir que el registro histórico y, por tanto, permiten analizar el funcionamiento del vaso en una gama más amplia de posibilidades.

La expresión general propuesta por Fiering para generar los valores es:

$$X_j = \bar{X}_j + \frac{r_j S_j}{S_{j-1}} (X_{j-1} - \bar{X}_{j-1}) + f_j S_j (1-r_j^2)^{1/2} \quad (I.6)$$

donde

- X_j valor generado para el mes j
- \bar{X}_j media de los valores históricos del mes j
- S_j desviación estándar de los valores históricos del mes j
- r_j coeficiente de correlación entre los valores históricos del mes j y los del mes $j-1$
- f_j número aleatorio con media cero, desviación estándar 1 y distribución normal.

La simulación debe realizarse para cada alternativa de diseño y con varios registros sintéticos, por lo que conviene realizarla con auxilio de computadora.

6. POLITICA DE OPERACION DE UN APROVECHAMIENTO HIDROELECTRICO

Se presenta un método basado en la técnica de la programación dinámica, que permite determinar una política de operación de una presa que conduzca al máximo beneficio anual por generación hidroeléctrica. Para ello se determina, para cada uno de los intervalos de tiempo en que se divide al año, el nivel en el vaso y el volumen de egreso por la obra de toma, necesarios para obtener la generación de energía máxima posible en un año, considerando una serie de restricciones físicas y diferentes formas de pago de la energía.

En el método propuesto se seleccionan varios niveles particulares del vaso (estados) y se escoge el intervalo de tiempo. Se calcula, en función del volumen de ingreso, el volumen que es necesario descargar para poder pasar de un nivel a otro. Por continuidad el incremento en el almacenamiento ΔV_i en un embalse en el intervalo de tiempo i es

$$\Delta V_i = I_i - O_i \quad (I.19)$$

donde

I_i volumen de entradas a la presa en el intervalo de tiempo i

O_i volumen de salidas de la presa en el intervalo de tiempo i

Debe tomarse en cuenta que no es posible pasar de un nivel determinado a uno superior cuando el almacenamiento entre ambos es mayor que el volumen de ingreso I_i ni a uno inferior cuando el volumen que sería necesario descargar sobrepasa la capacidad de la obra de toma.

Como ejemplo considerese la fig 6.1 donde se muestran los niveles escogidos para un embalse. Si entre dos niveles consecutivos se almacena 10^6 m^3 y el volumen que ingresa en el intervalo de tiempo es $2 \times 10^6 \text{ m}^3$, para pasar del nivel H(2) al nivel H(3) es necesario descargar 10^6 m^3 . Para pasar del nivel H(3) al H(1) no se harían descargas. Del nivel H(4) no se podría llegar al H(1).

Los resultados finales dependerán en parte del número de niveles escogido y del intervalo de tiempo. Se recomienda escoger un mínimo de ocho niveles y un intervalo de 1, 2 ó 3 meses, según el tamaño de la presa. Al tiempo asociado al inicio o final de un intervalo de tiempo se le denomina etapa.

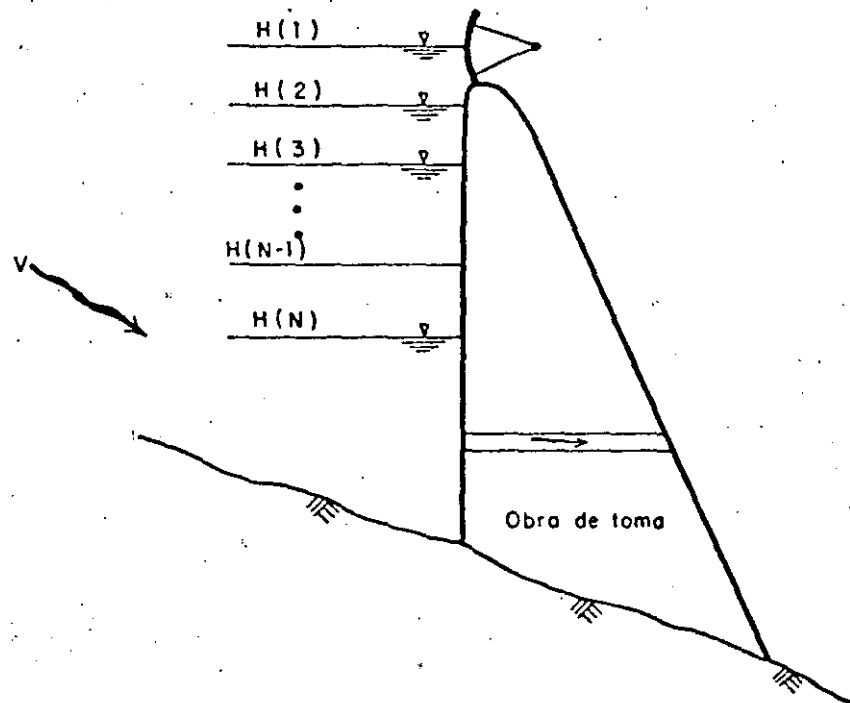


FIG. 6.1 Niveles escogidos para aplicar la programación dinámica

A.I

Para cada uno de los niveles e intervalos seleccionados, se calculan los volúmenes que deben salir de la presa para pasar de un nivel determinado cualquiera al principio del intervalo, a todos los posibles al final del mismo.

Con el volumen que egresa por la obra de toma y el promedio de la carga correspondiente al principio y al final del intervalo $(H_j + H_{j-1})/2$, se determina la energía generada y, de acuerdo con el pago por cada kWh producido, se calcula el beneficio obtenido. Se propone que el pago sea distinto cuando se genera por arriba de la energía firme y agregar una multa cuando ésta no se alcanza. De esta forma se calcula el beneficio por generación por pasar de un nivel a otro en el intervalo en estudio.

En la fig 6.2 se ejemplifica la idea del método. En la primera parte (entre las etapas 1 y 2) se muestra el caso de que de un nivel conocido, H(1), se puede pasar a los niveles H(1), H(2), H(3) y H(4), pero no al H(5). Se determina qué volumen debe salir por la obra de toma en cada caso, y de acuerdo con los niveles de origen y llegada, se valúa el beneficio, mismo que se ha anotado con letras minúsculas (a, b, c y d).

En la misma figura se muestra que es necesario conocer los niveles de origen para saber si es posible llegar a un nivel determinado en la siguiente etapa; así, por ejemplo, se ha indicado que para poder llegar al nivel H(2), de la segunda etapa se puede partir únicamente de los niveles H(1), H(2), H(3) y H(4).

Una vez identificados los volúmenes utilizados que se requieren para pasar de estos niveles al H(2), se calcula el beneficio que se tendría por la generación con dichos volúmenes, que en la fig I.11 se han anotado con las letras e, f, g y h; a cada uno de estos beneficios se le agrega el que se tenía hasta la etapa anterior; así, en el nivel H(2) en la etapa 3 se tienen los beneficios acumulados $a+e$, $b+f$, $c+g$ y $d+h$; de estos, se escoge el mayor, y los demás se desechan.

El mismo proceso se repite para todos los niveles posibles de la etapa 4 y se pasa a la siguiente etapa, etc, hasta llegar a la penúltima. Para pasar

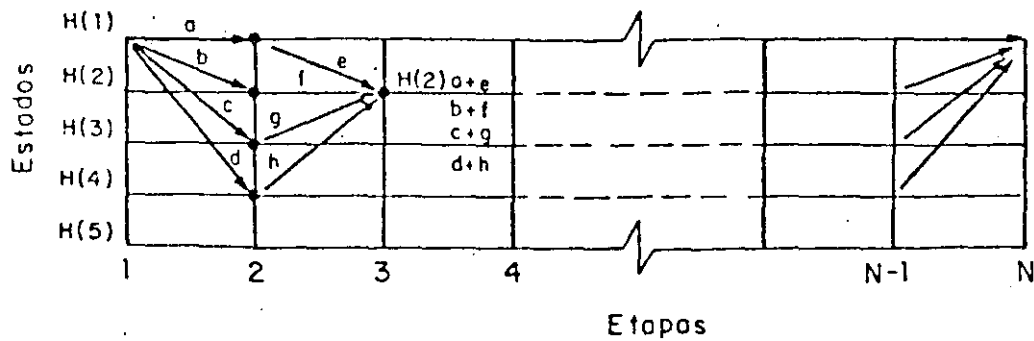


FIG. 6.2 Alternativas posibles para pasar de un nivel a otro

de esta a la final solo se considera como nivel de llegada el que se usó como inicial en la primer etapa ($H(1)$, según la fig 6.2), se calculan los beneficios acumulados y se escoge el mayor, como en todos los pasos anteriores. El beneficio resultante será el máximo buscado.

Una vez terminado el proceso descrito, se procede hacia atrás siguiendo la ruta que resultó óptima para determinar los niveles y los gastos que deben salir en cada etapa, con lo que queda planteada la política de operación óptima.

El procedimiento se puede resumir en las siguientes dos partes:

PARTE 1 Selección de los niveles de la presa

1. Se propone el número de niveles (ocho como mínimo) y se define el tamaño del intervalo (1, 2 ó 3 meses)
2. Se escogen los niveles entre el nivel máximo de operación (NAMO) y el nivel mínimo de operación (NAMINO), procurando que los incrementos de volumen entre dos niveles consecutivos sean semejantes
3. Con la curva elevaciones-volúmenes del vaso, se determinan los volúmenes correspondientes a cada uno de los niveles escogidos y se calcula la diferencia de volumen entre niveles consecutivos.

PARTE 2 Aplicación de la programación dinámica

1. Se plantea la forma en que se valuarán los beneficios por pasar de un nivel a otro
2. Se toma como primer etapa el inicio del intervalo de tiempo inmediatamente después del máximo volumen de ingreso del año y se supone que el vaso está lleno (nivel $H(1) = N_{AMO}$)
3. Se calcula el volumen que es necesario extraer de la presa para pasar del nivel $H(1)$ a cada nivel posible de la etapa 2
4. Se calcula el beneficio por extraer los volúmenes calculados en el paso 3
5. Se determina el volumen que es necesario extraer de la presa para pasar a cada nivel posible de la siguiente etapa
6. Se calcula el beneficio correspondiente a cada volumen calculado en el paso 5 y se agrega a los acumulados hasta la etapa anterior
7. De los beneficios calculados en el paso 6, se escoge el máximo por pasar a cada nivel y se guarda para usarlo en la siguiente etapa
8. Se repiten los pasos 5, 6 y 7 hasta llegar a la penúltima etapa
9. Para la última etapa, se determinan los volúmenes que es necesario extraer para pasar al nivel original, es decir a $H(1)$
10. Se calcula el beneficio correspondiente a cada volumen determinado en el paso 9 y se suma al acumulado correspondiente
11. Se escoge el máximo de los beneficios acumulados en el paso 10
12. Con el beneficio máximo encontrado en el paso 11, se regresa sucesivamente al nivel determinado en la etapa anterior hasta llegar a la primera, para tener, para cada etapa, el nivel y la descarga que hacen máximo el beneficio anual.

Cálculo de los beneficios

Para calcular el beneficio obtenido por la generación de energía al pasar de un nivel a otro en un intervalo de tiempo Δt , se puede usar el siguiente criterio:

$$E = 9.81 \frac{(H_j + H_{j-1})}{2} \frac{V \eta}{3600} \quad (I.20)$$

$$H_{j-1} = H(I) - H_T$$

$$H_j = H(I+1) - H_T$$

donde

- E energía generada en el intervalo Δt , en kWh
 V volumen turbinado en el intervalo Δt , en m^3
 η eficiencia del sistema
 H_{j-1} carga al inicio del intervalo Δt , en m
 H_j carga al final del intervalo Δt , en m
 $H(I)$ nivel al inicio del intervalo Δt , en m
 $H(I+1)$ nivel al final del intervalo Δt , en m
 H_T nivel del desfogue, en m

De acuerdo con la fig 6.3 se calcula el beneficio como:

$$B_{I, I+1} \begin{cases} = P_1 E - M_1 & \text{si } E < F \\ = P_1 E & \text{si } F < E < F(1+r) \\ = P_1 (F(1+r)) + P_2 (E - F(1+r)) & \text{si } F(1+r) < E \end{cases} \quad (I.21)$$

donde

- $B_{I, I+1}$ beneficio por pasar del nivel $H(I)$ al $H(I+1)$ en pesos

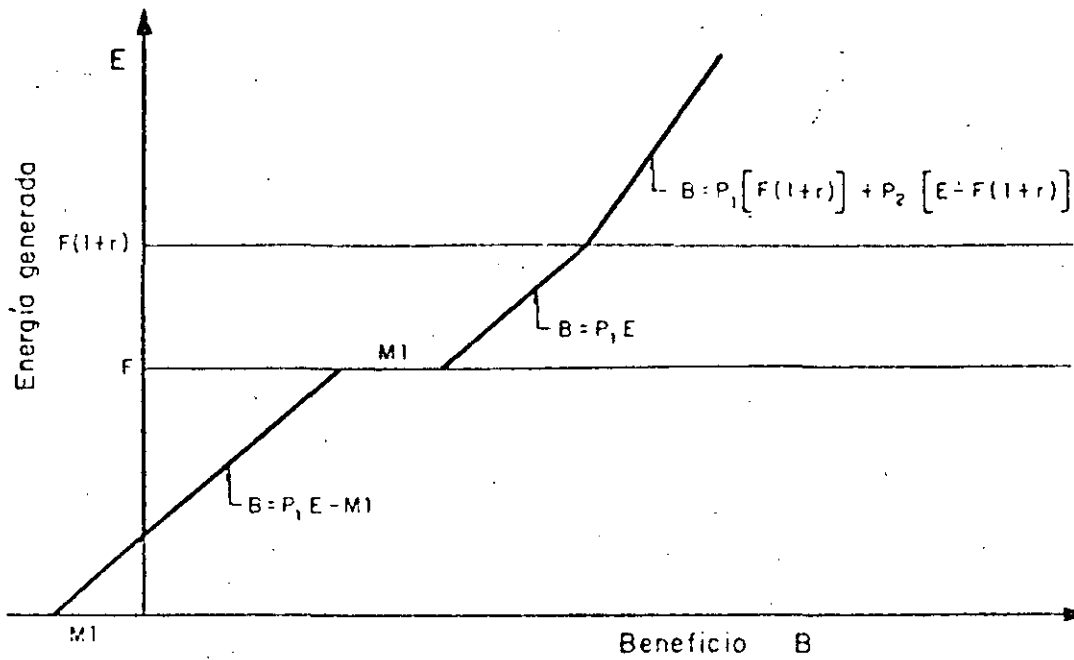


FIG. 6.3 Función de beneficios para diferentes energías generadas.

- E energía generada al pasar del nivel $H(I)$ al $H(I+1)$, en kWh
- F generación firme en kWh (se supone que esta energía se ofreció como mínimo, de manera que generar menos significa un déficit)
- $F(1+r)$ energía por arriba de la cual se tiene un precio unitario P_2 menor que P_1
- P_1 precio por kWh que se paga al generar entre F y $F(1+r)$
- P_2 precio por kWh que se paga al generar más que $F(1+r)$
- M_1 multa por generar menos que F

Si es necesario derramar por el vertedor se puede incluir también una multa M_2 por metro cúbico derramado.

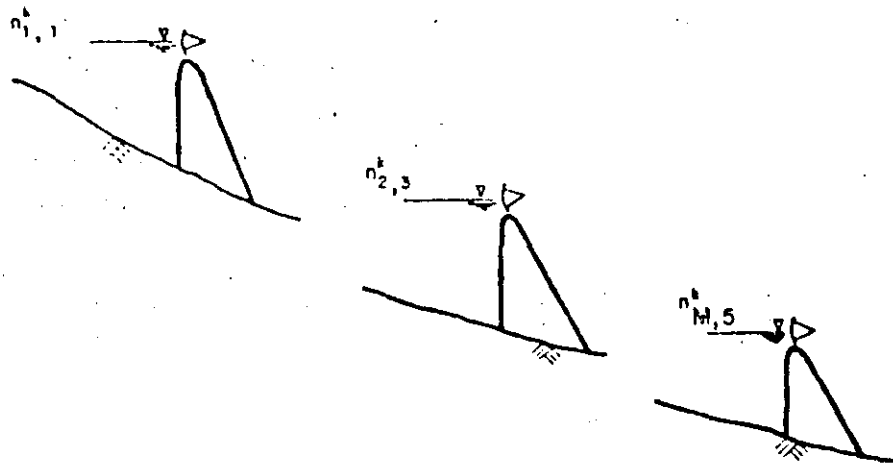


FIG. 6.4 Esquema de presas en cascada

6.1 GENERACION EN CASCADA

Para determinar la política de operación óptima de dos o más presas en serie, considerándolas en conjunto, se usa un procedimiento similar al descrito anteriormente. Sean por ejemplo las M presas de la fig 6.4.

En este caso, se determinan los beneficios por pasar de ciertos niveles $n_{1,1}^k, n_{2,3}^k, \dots, n_{M,5}^k$ en la etapa k , a otros niveles cualesquiera en la etapa $k+1$ siguiente, $n_{1,3}^{k+1}, n_{2,2}^{k+1}, \dots, n_{M,3}^{k+1}$, y se acumulan al que se tenía en los niveles de la etapa k . El procedimiento es como el descrito para una sola presa, solo que en lugar de tener el beneficio hasta un nivel

$H(I)$, se tiene un beneficio para cada combinación posible de niveles en todas las presas.

En la fig 6.5 se presenta la situación particular de dos presas en serie y se muestra parte de la gama de combinaciones que puede existir para pasar a los niveles $n_{1,j}^{k+1}$, $n_{2,l}^{k+1}$ desde diferentes niveles en las presas en el periodo k . De esta forma, de todos los beneficios acumulados para llegar al nivel $n_{1,j}^{k+1}$ de la presa 2 y el nivel $n_{2,l}^{k+1}$ se escoge el mayor, y se sigue entonces el procedimiento descrito para una sola presa.

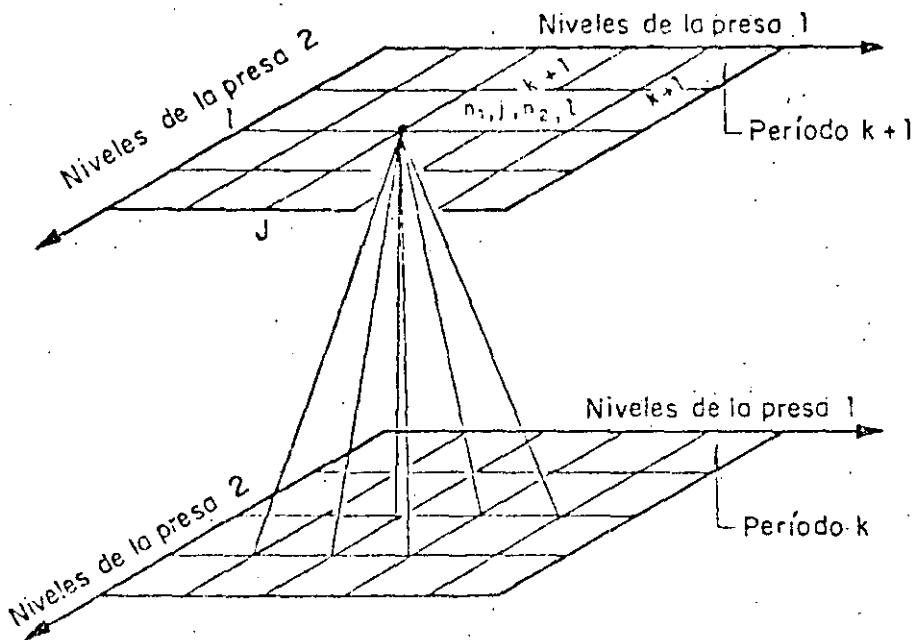


FIG. 6.5 Estados para un sistema de dos presas en serie



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

PROYECTO DE PLANTAS HIDROELECTRICAS

ASPECTOS GEOTECNICOS

M. EN C. JORGE IBARRA MAYCOTTE

OCTUBRE, 1984

PROYECTO DE PLANTAS HIDROELECTRICAS

Curso No. 32
División de Educación Continua
Facultad de Ingeniería, UNAM

Coord. M.I. S. TIRADO L.
Prof. M.C. T. LUGO-IBARRA
Prof. M.C. J.I. MAYCOTTE

CAPITULO 6. ASPECTOS GEOTECNICOS

6.1 GEOLOGIA REGIONAL

- 6.1.1 Fotogeología y fotointerpretación
- 6.1.2 Estratigrafía y geomorfología
- 6.1.3 Hidrogeología
- 6.1.4 Tectónica
- 6.1.5 Percepción remota
- 6.1.6 Bancos de materiales

6.2 GEOLOGIA SUPERFICIAL DE DETALLE

- 6.2.1 Vaso/embalse
 - 6.2.1.1 Permeabilidad y/o estanqueidad
 - 6.2.1.2 Evolución futura
- 6.2.2 Boquilla
 - 6.2.2.1 Calidad de roca
 - 6.2.2.2 Permeabilidad
 - 6.2.2.3 Comportamiento estructural del sitio

6.3 EXPLORACIONES NECESARIAS SEGUN TIPO DE CORTINA

- 6.3.1 Presas de tierra, enrocamiento y materiales graduados
 - 6.3.1.1 Cimentaciones
 - 6.3.1.2 Obras de toma y canales
 - 6.3.1.3 Cavernas subterráneas, túneles y lumbreras
- 6.3.2 Presas de concreto gravedad y doble curvatura
 - 6.3.2.1 Cimentaciones
 - 6.3.2.2 Obras a cielo abierto y subterráneas
 - cartografiado geológico
 - perforación de diamante
 - perforación de percusión
 - estudios geofísicos
 - penetración estándar SPT (6.3.1.1)
 - técnicas de muestreos de suelo o roca (6.3.1.1)
 - excavación trincheras y/o socavones

6.4 INGENIERIA SISMICA

- 6.4.1 Investigación del tipo de actividad sísmica natural e inducida
 - 6.4.1.1 Histórica
 - 6.4.1.2 Tectónica
 - 6.4.1.3 Geológico estructural
 - 6.4.1.4 Sismológica local
 - 6.4.1.5 Llenado de embalse

- 6.4.2 Instrumentación
 - 6.4.2.1 Acelerógrafos
 - 6.4.2.2 Sismómetro y sismógrafo
 - 6.4.2.3 USCGS sismoscopio
 - 6.4.2.4 ESO (equivalent simple oscillator)
 - 6.4.2.5 Geodésica (Red microgeodésica-distanciametro y reflector y medidores de desplazamiento).
- 6.4.3 Riesgo sísmico instrumental y modificado
 - 6.4.3.1 Localización zonas inestables
 - 6.4.3.2 Estimación del sismo máximo
 - 6.4.3.3 Espectro de diseño
 - 6.4.3.4 Oscilación en un tanque o de una cortina
- 6.5 CARACTERISTICAS FISICAS DE LA ROCA
 - 6.5.1 Mineralogía
 - 6.5.1.1 Composición química
 - 6.5.1.2 Estructura cristalina
 - 6.5.1.3 Dureza
 - 6.5.1.4 Color
 - 6.5.2 Clasificación de rocas
 - 6.5.2.1 Igneas
 - 6.5.2.2 Sedimentarias
 - 6.5.2.3 Metamórficas
 - 6.5.3 Propiedades físicas de las rocas
 - 6.5.3.1 Color
 - 6.5.3.2 Textura
 - 6.5.3.3 Peso unitario
 - 6.5.3.4 Características de resistencia
 - 6.5.3.5 Propiedades elásticas
 - 6.5.3.6 Estructura
 - 6.5.3.7 RQD
- 6.6 GEOLOGIA MECANICA Y GEOFISICA
 - 6.6.1 Selección de muestras
 - 6.6.2 Número de muestras requeridas
 - 6.6.3 Factores que regulan las propiedades mecánicas
 - 6.6.3.1 Tiempo
 - 6.6.3.2 Presión de confinamiento
 - 6.6.3.3 Tamaño y forma de las muestras
 - 6.6.3.4 Temperatura y humedad
 - 6.6.3.5 Composición química y mineralógica
 - 6.6.4 Análisis estadístico
 - 6.6.4.1 Distribución normal
 - 6.6.5 Pruebas de roca intacta
 - 6.6.5.1 Resistencia a la compresión simple
 - 6.6.5.2 Resistencia triaxial
 - 6.6.5.3 Corte directo axial y biaxial
 - 6.6.5.4 Resistencia en función del tiempo
 - 6.6.5.5 Tensión
 - 6.6.6 Propiedades elásticas de la roca
 - 6.6.6.1 Módulos elásticos
 - 6.6.6.2 Relación de Poisson
 - 6.6.6.3 Propiedades de deformabilidad

- 6.6.7 Diagramas de Mohr
 - 6.6.7.1 Envoltura de fallamiento
 - 6.6.7.2 Angulo de fricción
 - 6.6.8 Criterio empírico de fallamiento (Hoek & Bray)
 - 6.6.9 Pruebas de campo
 - 6.6.9.1 Selección de sitio de prueba
 - 6.6.9.2 Perforabilidad
 - 6.6.9.3 Permeabilidad (Lugeon o Lefranc)
 - 6.6.9.4 Geofísicas
 - 6.6.9.5 Gato plano (o de pistón)
 - 6.6.9.6 Corte directo
 - 6.6.9.7 Carga puntual
 - 6.6.9.8 Hidrofracturamiento
 - 6.6.9.9 De resistencia (martillo Schmidt)
 - 6.6.9.10 De roseta (estado esfuerzos *in situ*)
 - 6.6.10 Obtención de propiedades elásticas
 - 6.6.11 Métodos geofísicos de exploración
 - 6.6.11.1 Sísmico de refracción
 - 6.6.11.2 Geoeléctrico
 - 6.6.11.3 Potencial natural (SP)
 - 6.6.11.4 Magnetométrico
 - 6.6.11.5 Gravimétrico
 - 6.6.11.6 Rayos gamma
 - 6.6.11.7 Trazadores radioactivos
 - 6.6.11.8 Polaridad inducida
 - 6.6.12 Aplicación de la geofísica para estudios de factibilidad
 - 6.6.12.1 Propiedades elásticas dinámicas
 - 6.6.12.2 Zonificación del macizo rocoso
 - 6.6.12.3 Fracturamiento y estructuras mayores
 - 6.6.12.4 Permeabilidad y/o intemperismo
 - 6.6.12.5 Clasificación geomecánica
 - 6.6.12.6 Limitaciones y ventajas
 - 6.6.13 Clasificaciones ingenieriles
 - 6.6.13.1 Deere & Miller (1966)
 - 6.6.13.2 Frankling y otros (1971)
 - 6.6.13.3 Türk y Dearman (1983)
 - 6.6.14 Clasificaciones geomecánicas
 - 6.6.14.1 Barton (1976)
 - 6.6.14.2 Bieniawski (1979)
 - 6.6.15 Aplicación de clasificaciones para diseño de excavaciones
- 6.7 ESTABILIDAD DE TALUDES
- 6.7.1 Clasificación de deslizamientos o derrumbes
 - 6.7.2 Diseño y evaluación de taludes
 - 6.7.2.1 Fotogeología
 - 6.7.2.2 Geología regional y del sitio
 - 6.7.2.3 Pruebas de laboratorio
 - 6.7.2.4 Análisis preliminar de estabilidad

- 6.7.2.5 Modelo estructural
- 6.7.2.6 Análisis numérico
- 6.7.2.7 Monitoreo, instrumentación
- 6.7.2.8 Soporte artificial
- 6.7.3 Tipos de fallamiento de taludes en roca
 - 6.7.3.1 Circular
 - 6.7.3.2 De bloques
 - 6.7.3.3 De cuñas
 - 6.7.3.4 Por voieto o rotación
- 6.7.4 Estudio del P.H. Aguamilpa
 - 6.7.4.1 Geología
 - 6.7.4.2 Metodología
 - 6.7.4.3 Resultados y conclusiones
- 6.7.5 Observaciones para el P.H. El Caracol
- 6.8 TUNELES Y CAVERNAS
 - 6.8.1 Estudios geológicos
 - 6.8.2 Geofísica
 - 6.8.3 Exploración directa
 - 6.8.3.1 Perforación
 - 6.8.3.2 Excavaciones subterráneas
 - 6.8.4 Estado de esfuerzos de campo
 - 6.8.4.1 Tectónicos
 - 6.8.4.2 Gravitacionales
 - 6.8.5 Diseño de excavaciones
 - 6.8.5.1 Clasificaciones geomecánicas
 - 6.8.5.2 Estructura geológica
 - 6.8.5.3 Orientación óptima
 - 6.8.5.4 Propiedades de resistencia y deformación
 - 6.8.5.5 Método de excavación
 - 6.8.5.6 Soporte artificial
 - 6.8.5.7 Instrumentación y monitoreo

BIBLIOGRAFIA

GEOLOGIA

- Billings, M.P. (1972), Structural geology, Prentice Hall, Inc., Nueva York, 606 pp
- Birkeland, P.W. y Larson E.E., (1978), 3rd ed. Putnam's Geology, University Press, Nueva York
- Freeze, R.A. y Cherry A.J. (1979), Groundwater, Prentice-Hall, Englewood, Nueva Jersey
- Hobbs, B.E., Means, W.H. y Williams, P.F. (1976), An Outline of Structural Geology, John Wiley & Sons, Nueva York, 473 pp

TECTONICA

- Bird, M.J. (1980), 2nd ed. Plate Tectonics, American Geophysical Union, Washington, D.C.
- Ramsey, J.G. (1967), Folding and Fracturing of Rocks, McGraw-Hill Book Co. Inc. Nueva York, 568 pp
- Uyeda, S. (1978), The New View of the Earth, W. H. Freeman, San Francisco, 217 pp
- Walters, R.C.S. (1971), Dam Geology, Butterworths, London
- Wilson, J.T. (1974), 2nd ed. Deriva Continental y Tectónica de Placas, H. Blume, Scientific American, España

GEOFISICA

- Dobrin, M.B. (1960), Introduction to Geophysical Prospecting, McGraw-Hill Book Co., Nueva York, 435 pp
- Griffits, D.H. y King, R.F. (1965), Applied Geophysics for Engineers and Geologists, Pergamon Press
- Siegal, B.S. y Gillespie, A.R., eds (1980), Remote Sensing in Geology, John Wiley & Sons, Nueva York, 234 pp
- Telford, W.M., Geldart, L.P., Sheriff, E.R. y Keys, D.A. (1976), Applied Geophysics, University Press, Cambridge

Coord. M.I. S. TIRADO L.
 Prof. M.C. T. LUGO-IBARRA
 Prof. M.C. J.I. MAYCOTTE

INGENIERIA GEOLOGICA

- Attewell, P.B. y Farmer, I.W. (1976), Principles of Engineering Geology, Chapman y Hall, London, 1045 pp
- Bell, F.G. (1980), Engineering Geology and Geotechnics, Newnes Butterworth, 497 pp
- Blyth, F.G.H. y Freitas, M. (1974), A geology for engineers, 6th ed., Edward Arnold, London, 557 pp
- Farmer, I.W. (1968), Engineering properties of rocks, E & F.N. Spon. Ltd., London, 180 pp
- Goodman, R.E. (1976), Methods of Geological Engineering, West Publishing Co., St. Paul, 427 pp
- Krynine, D.P. y Judd, W.R. (1957), Principles of Engineering Geology and Geotechnics, McGraw-Hill Book Co. Inc., Nueva York, 730 pp
- Legget, R.F. (1983) 3rd ed., Geology and Engineering, McGraw Hill Book Co. Inc., Nueva York
- Mathewson, C. (1981), Engineering Geology, Charles E. Merrill
- Wiegel, R.L. ed (1970), Earthquake Engineering, Prentice Hall, Inc. Englewood Cliffs, Nueva Jersey, 505 pp
- Zaruba, O. y Mencl, V. (1976), Engineering Geology, Elsevier, Nueva York

GEOTECNIA

- Desai, C.S. (1976), Numerical Methods in Geomechanics, ASCE, Vols 1, 2 y 3, Nueva York, N.Y.
- Desai, C.S. y Cristian, J.T. (1977), Numerical Methods in Geotechnical Engineering, McGraw Hill Book Co.
- Elsevier Publishing Co. (1969-1982), Development in Geotechnical Engineering, Netherlands, Holland
- Golzé, R. A. (1977), Handbook of Dam Engineering, Van Nostrand Reinhold, Nueva York
- Marsal, R. J. (1960), Earth dams in Mexico, Procs. I Pan. Conf. on Soil Mech. and Found. Engng. Vol. 2, pp 67-98, Sao Paulo
- Marsal, R. J. y Reséndiz-Núñez, D. (1975), Presas de tierra y enrocamiento, Editorial Limusa, México, 535 pp
- Marsal, R. J. y Taméz, E. (1954), Earth dams in México: Design, Construction and Performance, Mem. V Cong. Inter. Grandes Presas, París
- McLean, A. C. y Gribble, C. D. (1979), Geology for Civil Engineers, London
- Roberts, A. (1977), Geotechnology, Pergamon Press, Nueva York
- Stagg, K. G. y Zielkewicz, O. C. (1968), Rock Mechanics in Engineering Practice, Wiley and Sons, Ltd. London, 422 pp
- Thomas, H. H. (1976), The Engineering of Large Dams, Parte 1 y 2, John Wiley & Sons, Nueva York, N.Y. 375 pp, 402 pp

MECANICA DE ROCAS Y ESTABILIDAD DE TALUDES

- Canmet (1981), Pit Slope Manual, Canada Centre for Mineral and Energy Technology, Chapters 1-10, Minister of Supply and Services, Canada, Ottawa
- Goodman, R. E. (1980), Introduction to Rock Mechanics, John Wiley and Sons, Nueva York, N.Y. 478 pp
- Hoek, E. y Bray, J. W. (1977), 3rd ed. Rock Slope Engineering, Institution of Mining and Metallurgy, London
- Hoek, E. y Brown, T. (1980), Underground Excavations in Rocks Institution of Mining and Metallurgy, London
- Jaeger, J. C. (1972), Rock Mechanics and Engineering, Cambridge University Press
- Jaeger, J. C. y Cook, N.G.W. (1979), 3rd ed., Fundamentals of Rock Mechanics, John Wiley & Sons, Nueva York
- Obert, L. y Duvall, W. (1967), Rock Mechanics and the Design of Structures in Rock, John Wiley & Sons
- Royster, D. L. (1979), Landslide Remedial Measures, Assoc. Engng. Geol., Bull. Vol. 16, No. 2
- Schusters, R. L. y Krizek, R. J. Eds. (1978), Landslides, Analysis and Control, Special Report 176, Transp. Res. Board, NAS, Washington, D.F.
- Voight, B. ed. (1978), Rock slides and avalanches, 1, Elsevier, Nueva York
- Voight, B. ed. (1979), Rock slides and avalanches, 2, Elsevier, Nueva York

REVISTAS ESPECIALIZADAS (JOURNALS)

Bulletin of the Association of Engineering Geologists, A.E.G.
California, Sacramento, Cal.

Newsletter of the Association of Engineering Geologists, Quaterly
Sacramento, Cal.

Canadian Geotechnical Journal, National Research Council of
Canada, Ottawa

The Quaterly Journal of Engineering Geology, Geological Society
of London, Inglaterra

Bulletin of the International Association of Engineering Geolo-
gists, Paris, Francia

Journal of International Society of Rock Mechanics, Alemania
Occidental (antes Rock Mechanics and Engineering Geology,
Spinger-Verlag, Viena)

Journal of Engineering Geology, Elsevier, Netherlands

Géotechnique, Inst. of Civil Engineering, London

International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences,
Pergamon Press

International Water Power and Dam Construction

Tunnels and Tunnelling

Earthquake Information Bulletin

Reprinted from

Rock Mechanics in Engineering Practice

Edited by

K. G. Stagg and O. C. Zienkiewicz

*Division of Civil Engineering, School of Engineering,
University of Wales, Swansea*

MADE AND PRINTED IN GREAT BRITAIN
BY WILLIAM CLOWES AND SONS, LTD
LONDON AND BECCLES

JOHN WILEY & SONS
London New York Sydney

Chapter 1

Geological Considerations[†]

D. U. Deere

1.1 Introduction

Rock mechanics is the theoretical and applied science of the mechanical behaviour of rock; it is that branch of mechanics concerned with the response of the rock to the force fields of its physical environment.[‡]

This definition, recently given by a group of workers in rock mechanics, may at first glance appear to emphasize the role of mechanics while ignoring the role of geology. The definition is certainly large in scope. The phrase 'response of rock to the force fields of its physical environment' is sufficiently broad to apply to problems of all scales. For example, included would be studies of the deformation mechanism of mineral crystals stressed at high pressures and temperatures, the triaxial behaviour of a rock specimen tested in the laboratory, the stability of a tunnel wall and even the mechanisms of crustal movements of the earth itself.

The role of geology is immediately clear; the materials involved are all rock masses that exist in a geological environment, or have been extracted from a geological environment. The materials possess certain physical characteristics which are a function of their mode of origin and of the subsequent geologic processes that have acted upon them. The sum total of these events in the geologic history of a given area leads to a particular *lithology*, to a particular set of *geological structures* and to a particular *in situ state of stress*. Variations in all of these do occur regionally and, of even greater importance, may also occur locally within the confines of a given engineering site. In conducting exploration programmes, and in extrapolating test results from the point of testing into the adjacent areas, it is absolutely necessary to consider the distribution of the different geologic elements which occur at the site. Experience has shown that such work can

[†] From a forthcoming two-volume publication by Donald U. Deere, tentatively entitled, *Engineering Geology*, and *Rock Mechanics*. Reprinted by permission of Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey, U.S.A.

[‡] Definition by the Committee on Rock Mechanics, National Academy of Sciences, in "Rock-Mechanics Research", *Natl. Acad. Sci.-Natl. Res. Council*, Washington, D.C., 1966.

best be done by an engineering geologist who not only has the necessary background in the geological sciences to work out the details of the site geology but who is also well versed in the modern techniques of rock exploration and is familiar with the requirements of the rock mechanic and engineer.

In applied rock mechanics, particularly in the fields of civil engineering and mining engineering, the design procedure involves the selection of a tentative design and a prediction of the expected behaviour. Equations from theoretical and applied mechanics are used. However, in almost every case, some mechanical property of the rock must be inserted into the equation. The validity of the solution which is obtained is no greater than the validity of the mechanical property which is used. The mechanical properties of an intact laboratory rock sample may be much different from the mechanical properties of the rock mass from which the sample was taken. It is the recognition of this fact that has brought about so much emphasis in recent years on *in situ* testing.

The behaviour of a rock mass subjected to a change in stress is governed both by the mechanical properties of the intact rock material and by the number and nature of the geological discontinuities present in the mass. The relative importance of each of these factors in governing rock behaviour depends mainly on the ratio between the dimensions of the engineering operation under consideration and the spacing of the discontinuities. Where the change in the stress environment extends over a large area with respect to the spacing of the joints, such as in the foundation of dams or in large underground excavations, the influence of the joints may be very pronounced. However, in those cases where the joint spacing is very wide with respect to the dimensions of the engineering or construction operation, such as the drilling of a blast hole or the tunnelling through a massive rock with a mechanical tunnelling machine, the behaviour of the rock is more dependent upon the inherent properties of the rock material.

The state of stress at any given depth at a site is also a required input for many problems in applied rock mechanics. As is pointed out in a later section of this chapter, the state of stress is a direct result of past geologic events that have occurred in the area. However, a knowledge of the geologic history is not sufficient in itself to allow a reasonable estimate to be made of the stress state.

1.2 Importance of lithology, or rock type

The lithology of a rock refers to its mineralogy, texture and fabric together with a name or descriptive term from some approved classification

system, e.g. oolitic limestone, bituminous shale, granite, chlorite-biotite schist, etc. The names and classification are geological. Workers in rock mechanics have often found such a classification system to be inadequate, or at least disappointing, in that rocks of the same lithology may exhibit an extremely large range in mechanical properties. The suggestion has even been made that such geologic names be abandoned and that a new classification system be adopted in which only mechanical properties are used.

Tempting as such a suggestion may be to many, there are several reasons why the lithologic terms should be retained. First, there is at least a range of values for any given rock type within which the value of a given mechanical property should fall. For some mechanical properties and for some rock types this range may be discouragingly large; for others it may be small. For example, the uniaxial compressive strength of a limestone may range from 5000 lb/in² to 35,000 lb/in²; however, for rock salt the range is only from 3000 lb/in² to about 5000 lb/in². The hardness of a quartzite will be high and fairly constant, while the hardness of a sandstone will range from low to high depending on the type and degree of cementation.

A second important reason for using the lithologic name is the relation of the texture, fabric and structural anisotropy in rocks of a particular origin. For instance, most igneous rocks have a dense, interlocking fabric with only slight directional differences in mechanical properties (with the exception, of course, of many surface flow rocks and near-surface intrusives, and of some deep-seated intrusives, such as gneissic granites, which show flow structure at the periphery of the intrusion). Sedimentary rocks, such as shale, sandstone and some limestones, are laminated and therefore show considerable anisotropy in mechanical properties. Other sedimentary rocks, such as rock salt, gypsum and many limestones and dolomites, have recrystallized into an interlocking texture and exhibit only slight anisotropy. The metamorphic rocks are perhaps the most striking with respect to anisotropy. The chlorite, talc and mica schists have well-developed foliation surfaces and are composed of plate-shaped minerals which lead to great differences in both the strength and modulus with direction of testing. The gneisses show some anisotropy but to a lesser extent. Slate because of its well-pronounced slaty cleavage is also highly anisotropic. Other metamorphic rocks, such as marble and quartzite, have recrystallized into an interlocking texture and are fairly homogeneous.

Another reason for retaining the geologic name is the association that can be made between certain rock types and other *in situ* features that may occur. For instance, the field occurrence of limestone, gypsum or rock salt would cause the investigator to be on the lookout for solution features

such as caves, sinkholes and solution-enlarged fissures. As another example, the presence of a basaltic lava flow would indicate the possible occurrence of columnar jointing and the associated engineering problems. Similarly, some rock types exhibit characteristic behaviours or problems. The presence of rock salt or other evaporites would cause anticipation of problems with creep deformations. Because of their clay mineral content, shales frequently exhibit swelling and air-slaking due to changes in pressure and moisture. It is apparent then that much valuable information is given about a rock's properties and behaviour when the rock's geologic name is given. For engineering purposes, however, the geologic name alone is insufficient and should be accompanied by an engineering classification such as discussed in the following section.

1.3 Engineering classification of intact rock

Intact rock refers to the rock material which can be sampled and tested in the laboratory, and which is free of the larger-scale structural features such as joints, bedding planes, partings and shear zones. Coates¹ has used the term *rock substance*. Coates¹, Coates and Parsons² and Miller³ have done the most extensive work on the classification of intact rock on the basis of laboratory-determined values of the mechanical properties. Deere and Miller¹ gave a modified version of Miller's earlier work and it is that classification which is described in the following paragraphs.

The classification is based on two important engineering properties of the rock—the uniaxial compressive strength and the modulus of elasticity. The modulus used is the tangent modulus taken at a stress level equal to one-half the ultimate strength of the rock. The compressive strength is that determined on specimens with length-diameter ratio of at least 2. The rock is divided into one of six categories of strength as shown in table 1.1.

It is noted that the strength categories follow a geometric progression. The dividing line between the A and B categories has been chosen at

Table 1.1 Engineering classification of intact rock^a
I. On basis of strength (σ_{ult})

Class	Description	Uniaxial compressive strength (lb/in ²)
A	Very high strength	Over 32,000
B	High strength	16,000-32,000
C	Medium strength	8000-16,000
D	Low strength	4000-8000
E	Very low strength	Less than 4000

Geological Considerations

Table 1.2 Engineering classification^a of intact rock^b
II. On basis of modulus ratio (E_t/σ_{ult})

Class	Description	Modulus ratio ^b
H	High modulus ratio	Over 500
M	Average (medium) ratio	200-500
L	Low modulus ratio	Less than 200

^a Rocks are classified by both strength and modulus ratio such as AM, BL, BH, CM, etc.

^b Modulus ratio = E_t/σ_{ult}
where E_t = tangent modulus at 50% ultimate strength,
 σ_{ult} = uniaxial compressive strength.

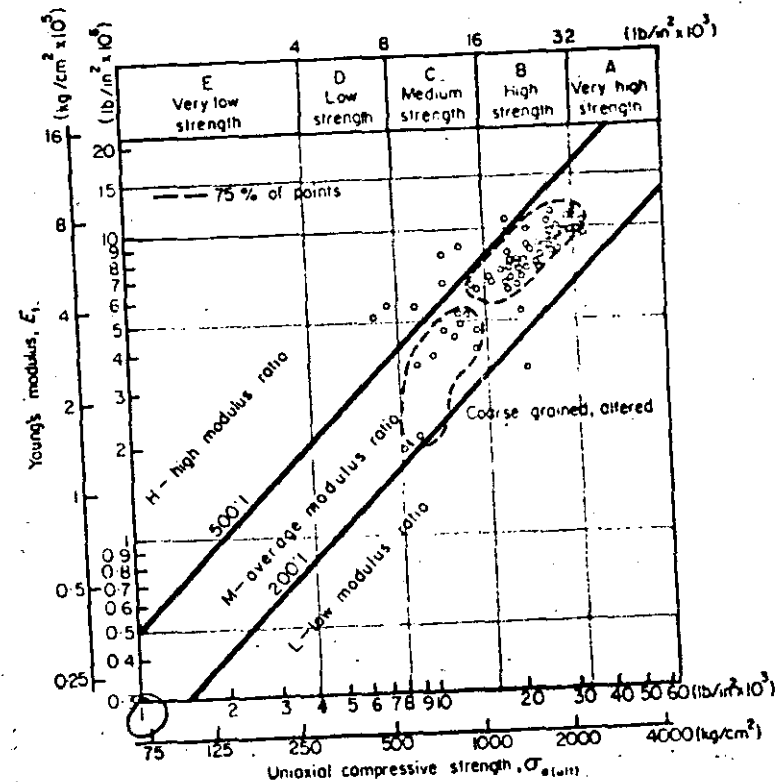


Figure 1.1 Engineering classification for intact rock—granite family (80 specimens, 16 locations, various sources)^a
 E_t = tangent modulus at 50% ultimate strength.
Classify rock as AM, BH, BL, etc.

32,000 lb/in² since that is about the upper limit of strength of most common rocks. Only a few rock types fall in the A category—including quartzite, diabase and the gneiss basalts. The B category, between 16,000–32,000 lb/in², includes the majority of the igneous rocks, the stronger metamorphic rocks and the well-cemented sandstones, hard shales and the majority of

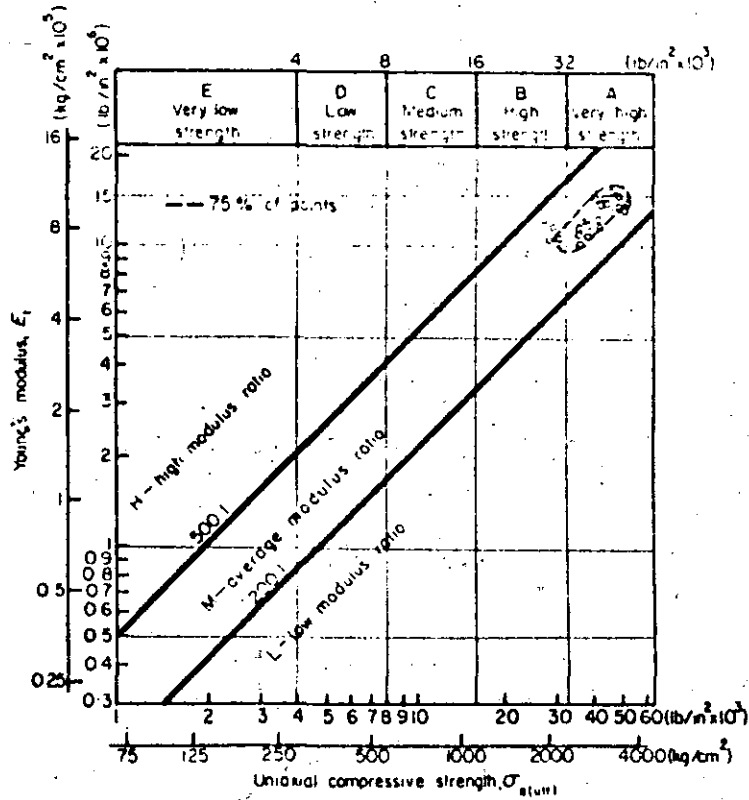


Figure 1.2 Engineering classification for intact rock—diabase (26 specimens, 8 locations, various sources)⁴
 E_t = tangent modulus at 50% ultimate strength.
 Classify rock as AM, BH, BL, etc.

the limestones and dolomites. The C category, the medium strength rocks in the 8000–16,000 lb/in² range, includes many shales, porous sandstones and limestones, the more schistose varieties of the metamorphic rocks (e.g. the chlorite, mica and talc schists). The D and E rocks of low and very low strength include porous or low-density rocks such as friable sandstone, porous tuff, clay-shales, rock salt and weathered or chemically altered rocks of any lithology.

The second element of the classification system is the modulus of elasticity (E_t). However, rather than using the modulus itself, the ratio of the modulus to the uniaxial compressive strength, the modulus ratio, is used as given in table 1.2.

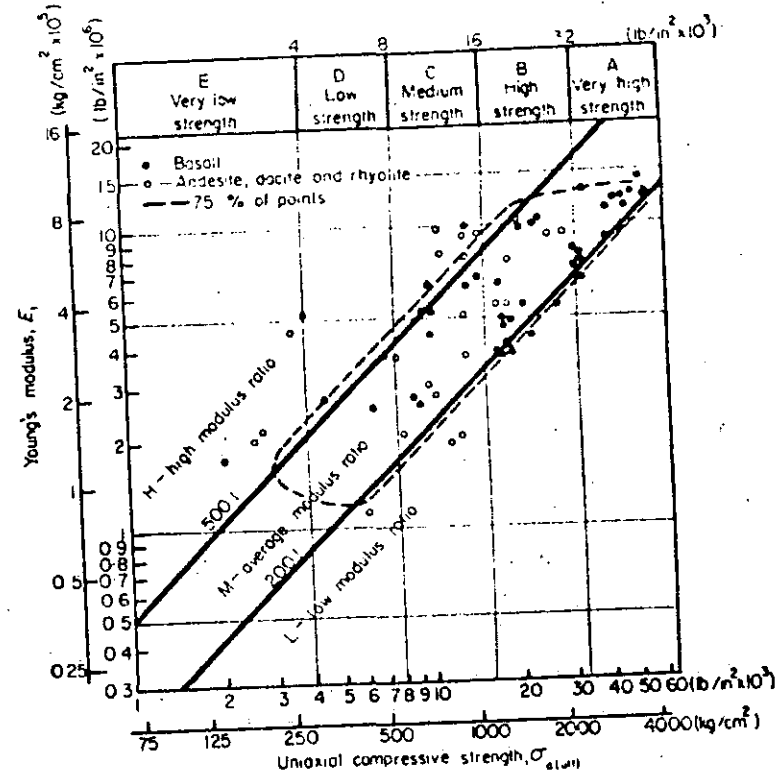


Figure 1.3 Engineering classification for intact rock—basalt and other flow rocks (70 specimens, 20 locations, various sources)⁴
 E_t = tangent modulus at 50% ultimate strength.
 Classify rock as AM, BH, BL, etc.

A classification plot may be used as given in figure 1.1. The values of the compressive strength and the modulus are plotted to a logarithmic scale to accommodate a wide range of values. The strength categories are shown across the top. The modulus ratio is obtained from the plotted position with respect to the diagonal lines. The stippled zone is bounded by an upper line with a modulus ratio of 500:1 and by a lower line representing a ratio of 200:1. This zone is referred to as M—the zone of average, or

8 Rock Mechanics in Engineering Practice

medium, modulus ratio. Rocks possessing an interlocking fabric and little or no anisotropy normally fall in this category. This includes the majority of igneous rocks. The points shown on figure 1.1 represent 80 specimens of granite from 16 localities. Figure 1.2 shows the results of 26 specimens of diabase, a fine-to-medium grained dense, uniform, igneous rock. It is noted that the results are more uniform and that the rock is classed mostly

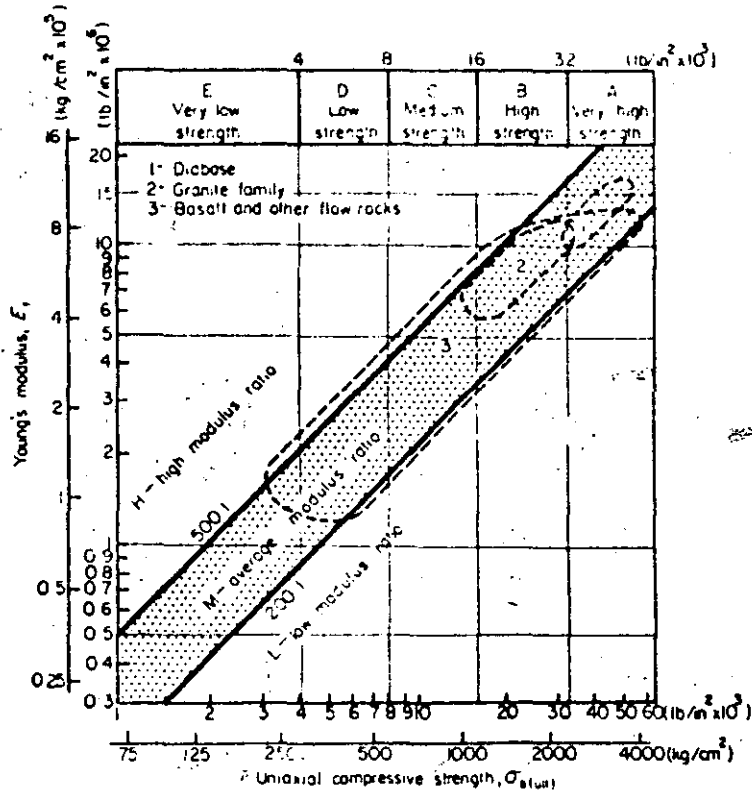


Figure 1.4 Engineering classification for intact rock—summary plot for igneous rocks (176 specimens, 75% of points)¹
 E_t = tangent modulus at 50% ultimate strength.
 Classify rock as AM, BH, BL, etc.

as AM, a very high strength rock of average (medium) modulus ratio. The plotted results of 70 specimens of basalt and other fine-grained igneous flow rocks are shown in figure 1.3. As would be expected, the results indicate a wide range of values due to the variation in mineralogy, porosity, grain size and flow structure. The summary plot for the igneous rocks is shown in figure 1.4.

Geological Considerations

The summary plot for sedimentary rocks is given in figure 1.5. It is noted that the limestone and dolomites fall mostly in strength categories B and C although a few samples plot as A, very high strength rocks. The details of the limestone and dolomite plot are shown in figure 1.6. It is noted that many of the points fall close to the upper line (500:1 modulus ratio) or above the line in the zone of high modulus ratio.

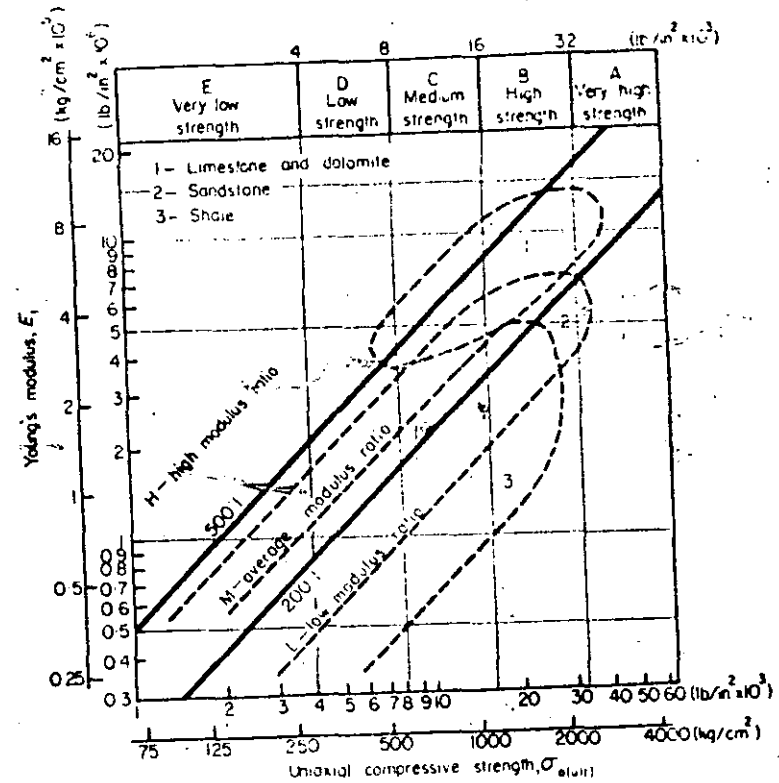


Figure 1.5 Engineering classification for intact rock—summary plot for sedimentary rocks (193 specimens, 75% of points)¹
 E_t = tangent modulus at 50% ultimate strength.
 Classify rock as AM, BH, BL, etc.

This position seems to be in response both to the fabric (interlocking) and to the particular mineralogy (calcite and dolomite). The sandstone and shale plots in figure 1.5 are shown open-ended in their lower portions because several samples failed at strengths less than 1000 lb/in². It is noted that both the sandstone and shale envelopes extend into the zone of low modulus ratio. This position is considered to be the result of anisotropy

created by the bedding or laminations. The modulus values are low because almost all samples were tested with the core axis perpendicular to the bedding. This orientation does not affect the strength but it gives low modulus values because of deformation caused by closure across incipient bedding planes and the aligned minerals, many of which are platy, particularly in the shales.

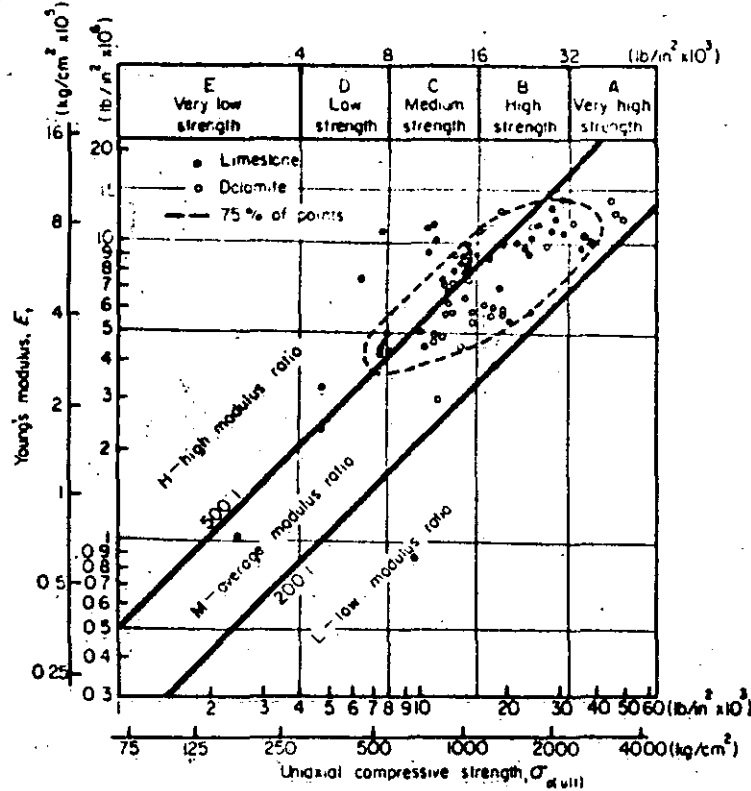


Figure 1.6 Engineering classification for intact rock—limestone and dolomite (77 specimens, 22 locations, various sources)⁴
 E_t = tangent modulus at 50% ultimate strength.
 Classify rock as AM, BH, BL, etc.

The summary plot for the metamorphic rocks is shown in figure 1.7. The scatter in results is greater than noted for the other rock types because of the great range in both mineralogy and degree of anisotropy. Many of the quartzite rocks plot as AM, in the same position as other rock types of dense, equigranular and interlocking fabric, such as diabase and the dense basalts. The gneiss plots similar to the granites but with a somewhat

lower average strength and more scatter in the modulus ratio. The additional scattering is in response both to a greater variation in mineralogy than is the case for granite and to anisotropy in the form of lineation or foliation. Many of the points which fall in the zone of high modulus ratio represent failures along schistose bands of samples with steep foliation.

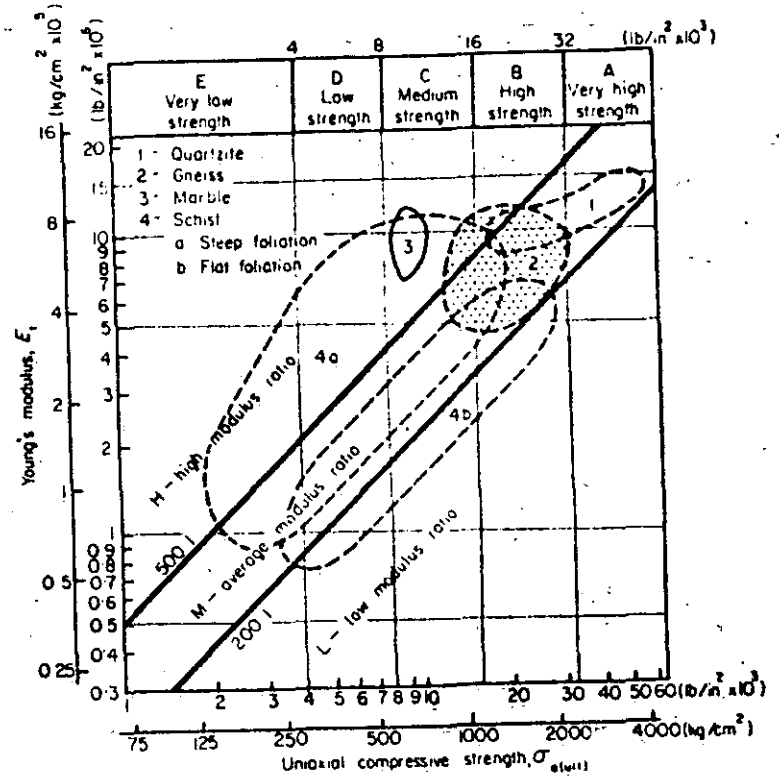


Figure 1.7 Engineering classification for intact rock—summary plot for metamorphic rocks (167 specimens, 75% of points)⁴
 E_t = tangent modulus at 50% ultimate strength.
 Classify rock as AM, BH, BL, etc.

Perhaps the most interesting plot is that for schist. Envelope 4a (figure 1.7) is for schist samples with steeply dipping foliation, i.e. with a high angle (45° or more) between the foliation plane and the horizontal (specimen tested with axis oriented vertically). The high modulus ratio of many of the specimens is not so much the case of an inherently high modulus but rather is a case of low strength because of premature failures along the

steeply dipping schistose layers. On the other hand, the envelope for specimens with foliation at a low angle (45° or less to the horizontal) plot with low modulus ratios. Here, the strength is not so much affected by the foliation but the modulus of elasticity is low because of the effect of closure of the microcracks parallel to the foliation. The envelope for marble (figure 1.7) is based on a small number of specimens and, although 15 of the 22 samples tested fall within the envelope, additional data points are needed before generalizations can be made. It does appear that the high modulus ratio is consistent with the trend of limestone and dolomite which contain the same minerals.

In the summary plot of the metamorphic rocks it is significant that the gneiss envelope overlaps the quartzite plot as well as the two schist envelopes. This transition position indicates an increasing complexity in both mineralogy and fabric in going from quartzite to gneiss to schist. The summary plots for the igneous rocks and the sedimentary rocks show similar responses to differences in mineralogy and fabric.

The proposed engineering classification for intact rock is considered a workable and useful system. The classification is based on the compressive strength and modulus of elasticity—two important physical properties of rock that enter into many engineering problems. The classification is also sensitive to the mineralogy, texture, fabric and direction of anisotropy of the rock so that specific rock types fall within certain areas of the classification plot. The complete classification should also include the lithologic description, e.g. Limestone: *high strength, high modulus ratio* (BH); fine-grained, dense, uniform.

1.4 Structural features of rock masses

From the rock mechanics viewpoint any geological structure that influences one of the mass properties of the *in situ* rock, such as the strength, modulus of deformation or permeability, is highly significant. The most common structural features of significance are joints, bedding plane and foliation surfaces and 'shears' or faults. Because these are all planar or near-planar discontinuities, they have a strong anisotropic effect on the mass properties.

1.4.1 Mapping the geological discontinuities

It is important to map carefully all these geological structures with respect to location, orientation (strike and dip) and spacing. The physical characteristics should also be described. It has been noted⁵ that even from rock cores obtained in diamond drilling the tightness and irregularity of

the surfaces of discontinuity as well as the kind of filling material between or along the adjacent surfaces can be observed and should be recorded. The terms *tight* or *open* may be applied to describe the tightness; *plane*, *curved* or *irregular* to describe the degree of planeness; and *slick*, *smooth* or *rough* to describe the smoothness. Numerical values should also be obtained by measurement where possible.

Field mapping will often provide useful data concerning the above. However, care must be taken that erroneous assumptions are not drawn from the measurements for the following reasons. First, the rock outcrops may not be sufficiently numerous to provide for a statistically meaningful sample. Second, the major discontinuities, such as faults or shear zones, may not be visible because erosion or deep weathering along them may have obscured them. Third, the rock outcrops may not provide sufficient three-dimensional exposures to allow the true number and spacing of all the discontinuities to be obtained (see, for example, Terzaghi⁶). And, finally, the discontinuities at depth may differ considerably from those exposed at the surface. For those reasons it is often advisable to conduct mapping not only on the surface but in test shafts, test adits and in core borings.

Two principal methods are used for conducting mapping in boreholes. One method makes use of oriented core⁷; the other uses photography—either by means of television⁸ or by colour film⁹. The advantage of the photographic methods is that some information may be gained about the width of the structural feature, and about whether it is open or filled.

1.4.2 Presentation of results

The data obtained from mapping the geological discontinuities may be presented in two basically different fashions: (1) as actual map locations with the individual structural features identified as to kind, physical characteristics, orientation and position, and (2) as statistical plots showing the relative frequencies of discontinuities of the varying orientations which occur throughout the site. Both types have their advantages and also their limitations.

The first type of plot is to be preferred for general usage. It allows the construction of cross-sections at any particularly critical area of a project, such as at an abutment, a steep rock cut or the walls of a large underground excavation, and to immediately see the presence of any *adversely oriented* throughgoing discontinuity. The absence of a critically oriented geological structure on such a cross-section does not necessarily mean that one does not occur there; rather, one was not uncovered in the exploration programme. The data from the adjacent area must then be examined to

see if statistically a critical discontinuity does have some probability of occurring.

The actual locations may be plotted on a map plan: for tests shafts and adits developed sections are recommended. The orientation is usually depicted by some appropriate strike and dip symbol. The Mueller unit square plot is also an excellent graphical manner of presenting the data⁸.

The statistical plots may be one of several types. The two most common types are the joint rosette¹¹ and the stereographic projection^{6,8,12-14}. The advantage of the statistical plot is that it allows a large number of scattered observations to be brought together about a single origin in a composite diagram so that conclusions may be reached¹⁰. A statistical plot is useful in arriving at an indication of 'average' conditions. In some situations this may be helpful in laying out excavation directions, etc., so as to minimize the stability problems. It should be emphasized once more, however, that the controlling factor at a particular site is often not the 'average' condition, but rather the presence of a single critically oriented geological structure such as a throughgoing shear zone, fault or master joint.

1.5 Classification of *in situ* rock for engineering purposes

In addition to the map and statistical plots of the geological discontinuities, it is desirable to have some form of classification that will permit characterization of the rock mass. The purpose of such a classification is to facilitate communication among the engineering geologists, rock mechanics, design engineers and contractors. A proposal for providing uniform terminology for the description of joints was made by Deere⁵ as given in table 1.3.

Table 1.3 Descriptive terminology for joint spacing⁵

Descriptive term	Spacing of joints	
	English	Metric
Very close	Less than 2 in	Less than 5 cm
Close	2 in-1 ft	5 cm-30 cm
Moderately close	1 ft-3 ft	30 cm-1 m
Wide	3 ft-10 ft	1 m-3 m
Very wide	Greater than 10 ft	Greater than 3 m

In the following sections are described two general methods of obtaining the quality of the rock at a site based on the relative amount of fracturing and alteration. In one method, a modified core logging procedure is the basis of the classification. In the other, the seismic velocity is used.

1.5.1 Rock quality designation, RQD

The rock quality designation (RQD) is based on a modified core recovery procedure which, in turn, is based indirectly on the number of fractures and the amount of softening or alteration in the rock mass as observed in the rock cores from a drillhole. Instead of counting the fractures, an indirect measure is obtained by summing up the total length of core recovered but counting only those pieces of core which are 4 in (10 cm) in length or longer, and which are hard and sound.

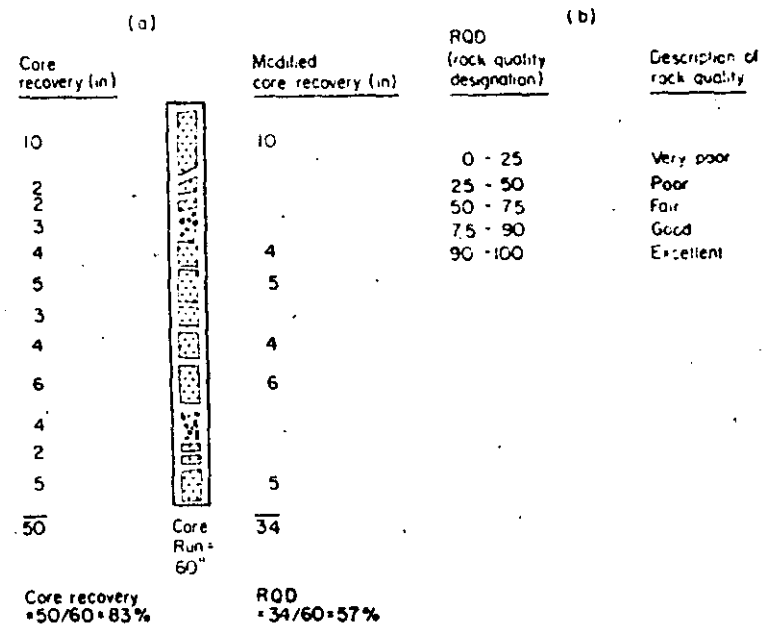
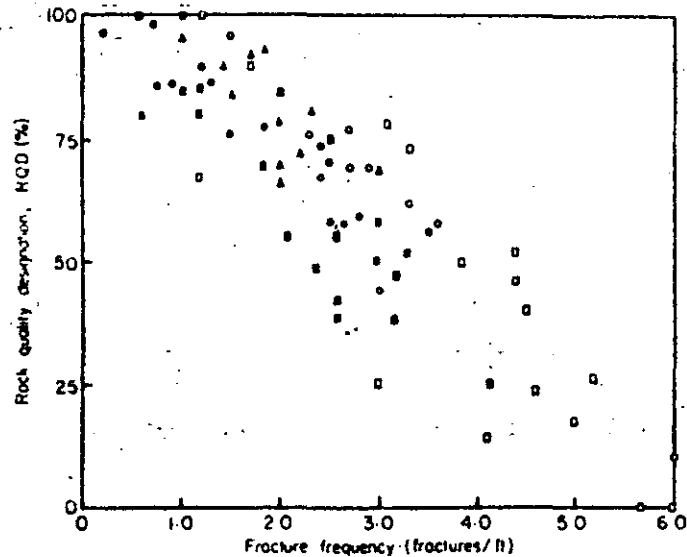


Figure 1.8 Modified core recovery as an index of rock quality¹⁵

An example is given in figure 1.8 from a core run of 60 in. For this particular case the total core recovery was 50 in, yielding a core recovery of 83%. On the modified basis, only 34 in are counted and the RQD is 57%. It has been found that the RQD is a more sensitive and consistent indicator of general rock quality than is the gross core recovery percentage.

If the core is broken by handling or by the drilling process (i.e. the fracture surfaces are fresh irregular breaks rather than natural joint surfaces), the fresh broken pieces are fitted together and counted as one piece, provided that they form the requisite length of 4 in. Some judgement is

necessary in the case of sedimentary rocks and the foliated metamorphic rocks, and the method is not as exact in these cases as it is for the igneous rocks, thick-bedded limestones, sandstones, etc. However, the system has been applied successfully even for shales, although it was necessary to log the cores immediately upon removing them from the core barrel before air-slaking and cracking began.



- Climax stock
- △ Tunnel wall, across joints
- NX core
- NX core
- ▲ Dworshak Dam, granite gneiss
- ▲ John Day Basalt
- Hackensack Siltstone

Figure 1.9 Correlation of rock mass quality indices : fracture frequency and RQD¹⁵

The procedure obviously penalizes the rock where recovery is poor. This is appropriate because poor core recovery usually depicts poor quality rock. It is not always true, however, because poor drilling equipment and technique can also cause poor recovery. For this reason, double-tube core barrels of at least NX size (2½ inches diameter) are specified and proper supervision of the drilling is imperative.

As simple as the procedure appears, it has been found that there is a reasonably good relation between the numerical values of the RQD and the general quality of the rock for engineering purposes. This relation is given in figure 1:8 and in table 1.4.

Table 1.4 Relation of RQD and rock quality¹⁶

RQD (rock quality designation) (%)	Description of rock quality
0-25	Very poor
25-50	Poor
50-75	Fair
75-90	Good
90-100	Excellent

The RQD is currently being used by several design firms, consulting engineering geologists and contractors in the U.S. for evaluating the quality of rock at a site, and the variations both within a drillhole and from drillhole to drillhole across the site.

Some engineering geologists have preferred to use fracture frequency (i.e. the natural discontinuities in fractures per foot) as a measure of rock quality. In figure 1.9 it is seen that a good correlation exists between fracture frequency and RQD.

1.5.2 Velocity ratio

The effect of discontinuities in the rock mass can be estimated by comparing the *in situ* compressional wave velocity with the laboratory sonic

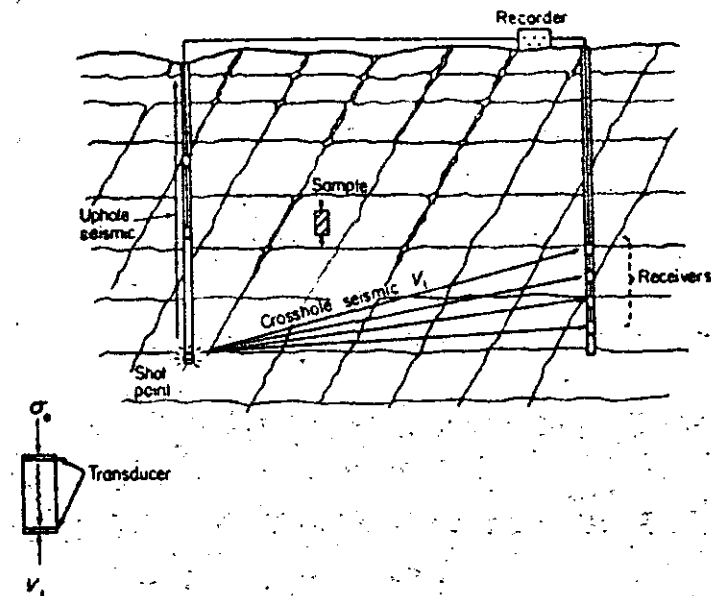


Figure 1.10 Velocity ratio as an index of rock quality¹⁶. Velocity ratio = V_v/V_L

velocity of an intact core obtained from the same rock mass, as shown in figure 1.10. The difference in these two dilatational velocities is caused by the structural discontinuities which exist in the field. The velocity ratio V_V/V_L where V_V and V_L are the compressional wave velocities of the rock mass *in situ* and of the intact specimen, respectively, was first proposed as a quality index by Onodera¹⁰. For a high quality massive rock with only a few tight joints, the velocity ratio should approach unity. As the

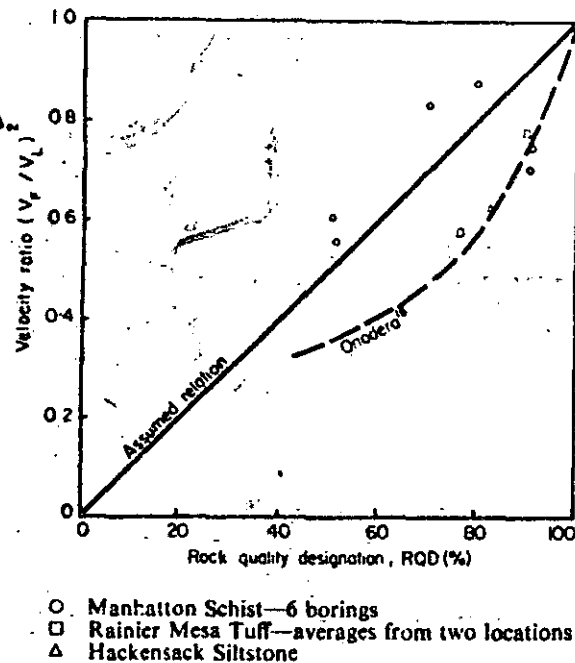


Figure 1.11 Correlation of rock quality as determined by velocity ratio and RQD¹⁰

degree of jointing and fracturing becomes more severe, the velocity ratio will be reduced to values lower than unity.

The sonic velocity is determined for the core in the laboratory under an axial stress equal to the computed overburden stress at the depth from which the sample was taken, and at a moisture content equivalent to that assumed for the *in situ* rock (i.e. air-dry or saturated). The field seismic velocity is preferably determined by uphole or crosshole seismic measurements in drillholes or test adits, since by these measurements it is possible

to explore individual homogeneous zones more precisely than by surface refraction surveys.

A correlation of the square of the velocity ratio (V_V/V_L) with RQD is shown in figure 1.11. From the limited data it appears that the square of the velocity ratio may be used interchangeably with the RQD for engineering purposes. However, more data are needed to further our knowledge about the relation between these two rock quality indices. In chapters 2 and 7 it will be seen that these descriptions of rock-mass quality may be correlated with the *in situ* mechanical properties.

1.6 *In situ* state of stress

The natural state of stress that exists at a point within a rock mass is a function of all the previous geologic processes that have acted on the mass. It is impossible, of course, to know with any degree of accuracy what all these events have been. Even if the complete geologic history were known, it would not be possible to ascertain the stress state because the pertinent material properties under long-term loading and the actual mechanisms of deformation during uplift, erosion, etc., are in themselves unknown.

There is absolutely no justification for the assumption that the horizontal stress at a given depth below a horizontal surface is related to the overburden pressure in accordance with elastic theory by the factor $\nu/(1-\nu)$, where ν is Poisson's ratio. Any one of a number of geologic events could cause the horizontal stress to differ significantly from this value. In an area of active regional subsidence, for example, the centre of the area would be undergoing compressive strains while the periphery would be under tensile strain. Obviously, the horizontal stresses beneath the centre would be much greater than those at the edges. Similarly, major deep-seated tectonic movements involving convection cells, mountain building, gravity and thrust faulting would all lead to certain stress states, structural features and boundary conditions which differ greatly from those considered by elastic theory. Moreover, creep, relaxation of stresses and reduction of stresses by erosion or by weathering would cause modifications of stresses to the extent that locally there would be little resemblance to the initially induced stress field.

In conclusion, then, it is evident that *in situ* stresses cannot be ascertained from a knowledge of the geology of the area nor, in the present state of knowledge, from computations using equations from mechanics. The only practical means of obtaining an estimate of the stress state is by means of field measurements, a topic which is discussed in chapters 5 and 6.

References

1. D. F. Coates, 'Classification of rocks for rock mechanics', *Intern. J. Rock Mech. Mining Sci.*, **1**, 421-429 (1964).
2. D. F. Coates and R. D. Parsons, 'Experimental criteria for classification of rock substances', *Intern. J. Rock Mech. Mining Sci.*, **3**, 181-189 (1966).
3. R. P. Miller, 'Engineering classification and index properties for intact rock', *Ph.D. Thesis*, Univ. Illinois, 1965.
4. D. U. Deere and R. P. Miller, 'Engineering classification and index properties for intact rock', Tech. Rept. No. AFWL-TR-65-116, Air Force Weapons Lab., Kirtland Air Force Base, New Mexico, 1966.
5. D. U. Deere, 'Technical description of rock cores for engineering purposes', *Rock Mech. Eng. Geol.*, **1**, 18-22 (1963).
6. R. D. Terzaghi, 'Sources of error in joint surveys', *Geotechnique*, **15**, 287-304 (1965).
7. D. S. Rowley, C. A. Burk and T. Manuel, *Oriented Core*, Christensen Diamond Products Co., Salt Lake City, Utah.
8. L. Mueller, *Der Felsbau*, Ferdinand Enke, Stuttgart, 1963.
9. E. B. Burwell and R. H. Nesbitt, 'The NX borehole camera', *Trans. AIME*, **194**, 805-808 (1954).
10. K. John, 'An approach to rock mechanics', *Proc. Am. Soc. Civil Engrs.*, **88**, 1 (1962).
11. D. P. Krynine and W. R. Judd, *Principles of Engineering Geology and Geotechnics*, McGraw-Hill, New York, 1957.
12. E. B. Knopf, 'Petrofabrics in structural geology', in *Behavior of Materials in the Earth's Crust* (2nd Ann. Symp. Rock Mech.), *Quart. Colo. School Mines*, **52**, 99-111 (1957).
13. P. C. Badgley, *Structural Methods for the Exploration Geologist*, Harper and Brothers, New York, 1959.
14. P. C. Badgley, *Structural and Tectonic Principles*, Harper and Row, New York, 1965.
15. D. U. Deere, A. J. Hendron, Jr., F. D. Patton and E. J. Cording, 'Design of surface and near-surface construction in rock', *Symp. Rock Mech.*, **8th**, Minnesota, 1966 (Proc. to be published by AIME, 1967).
16. T. F. Onodera, 'Dynamic investigation of foundation rocks *in situ*', *Proc. Symp. Rock Mech.*, **5th**, Minnesota, 1963, Pergamon, New York, pp. 517-533.

CARLOS GARCÍA HERRERA *Geologist, Comisión Federal de Electricidad, 14 Ródano, Mexico, D.F.*

Geological and Geohydrological Studies for Angostura Dam, Chiapas, Mexico

INTRODUCTION

Considerations of the full development of the Grijalva River, one of the largest rivers of southern Mexico, have long visualized a high dam located in the Angostura Canyon some 60 km southeast from the city of Tuxtla Gutiérrez, the capital of the State of Chiapas (Fig. 1, location map). Studies commencing in 1963 were directed toward determination of the feasibility of the project and the engineering complications that might result because of the presence of beds of limestone, some of which were soluble (Fig. 1) and had undergone karsting within portions of the proposed reservoir area.

Other projects located on the main course of the Grijalva River, that have been built or are now proposed by the Comisión Federal de Electricidad (CFE) or other Mexican governmental agencies, are: (1) the Mal Paso project, which was completed in 1965 with installed power capability of 1,000 megawatts; this dam is downstream some 80 km from the Angostura site; (2) the Sumidero Canyon projects, which will result in beneficial use of 225 m of head, are currently being given advanced study and are located in the spectacular gorge of the Grijalva River known as the Sumidero, downstream from the village of Chiapa de Corzo; and (3) a dam, which will be primarily for irrigation diversions, that is planned to be located downstream from Mal Paso Dam. With the completion of the last-mentioned dam (3), the river will be completely controlled and put to the useful purposes of power production and irrigation.

DESCRIPTION OF PROJECT

The dam now under construction at the Angostura site will be 144 m high (475 ft) and will be a conventional embankment with a

centrally located, steeply inclined, impervious clay core; transition zones will be upstream and downstream from the core; rock shells that are to be derived from spillway excavation and gravel borrow will be located below the dam site. Diversion of the river will utilize two tunnels—one through each abutment—that will be unsupported except for rock bolts and will be concrete lined, with finished diameters of 13 m (43 ft).

A surface spillway will be excavated on the left abutment to provide a discharge capacity of 4,500 cu m per sec (175,500 cfs). Studies of the incidence of storms in southern Mexico and northern Guatemala have indicated that such capacity will assure adequate margins of safety for passing large floods that result from cyclonic disturbances that pass over the watershed area from time to time. The powerhouse will be of the underground type and will be located within the right abutment. Its dimensions will be as follows: length, 100 m (330 ft); width, 20 m (66 ft); height, 35 m (105 ft). Three generators are to be installed initially giving a combined capacity of 540,000 kw (each unit to be 180 megawatts). The length of the reservoir will be 120 km (72 mi), and total storage volume will be 12×10^6 million cu m (10,000,000 ac-ft).

STUDIES LEADING TO SELECTION OF SITE

Commencing in 1963 geological studies were made at the location for the dam designated as Project I on Figure 2. This site had been selected for what then appeared to be its attractive topographic and geologic properties. Later, in 1964, studies were directed to the site designated Project II. Finally, during 1967–1968, the selected location, Project III, was investigated.

The Angostura I site is composed of nearly

horizontal limestone beds that are of two types. The middle and upper sections of the canyon walls are made up of soft Cretaceous limestone (U2, Fig. 2) that has a compressive strength averaging 150 kg per sq cm (roughly 150 *T* per sq ft), and the lower walls of the canyon walls are composed of the U3 series of beds with compressive strength averaging about 500 kg per sq cm (500 *T* per sq ft). Interbedded with these relatively strong materials are thin layers of bentonitic clay. Site I is crossed by two strong fractures. This site was abandoned after preliminary study because of the presence of abundant clay seams that could adversely affect use of an arch dam, the type then favored. Furthermore, comparative estimates showed a slightly favorable balance for a rock-fill dam as compared to concrete structures, largely because of foundation remedial measures that were believed to be necessary for an arch dam.

Angostura site II which is upstream from site I, where the river makes a sharp turn, was studied next. At this location the section is made up of hard limestone beds (Units 3, 4, and 5 of the stratigraphic section; see Fig. 2) that dip downstream at about 7° and contain numerous interbeds of low-strength clays. The left abutment of this site is cut by some 12 important tectonic fractures that show moderate to advanced solutioning. Because of the presence of clay seams and the need for extensive treatment of the solutioned fractures to forestall leakage, this location, after careful subsurface investigation, was abandoned from further consideration for any type of dam because of the state of solutioning and the hazards represented by unfavorable downstream dips of the hard blocks and the likelihood that grouting pressures required to seal open fractures would cause movements of clay-lubricated blocks that constitute the left abutment ridge. Explorations by core drilling at this site revealed that at a depth of 15 m (49.5 ft) below the bedrock of the riverbed, a layer of shale having a thickness of 10 m (33 ft) was present. This unit was of a greenish-brown hue, contained a notable content of petroleum, and under testing proved to be highly impermeable. The shale unit represents a break in the limestone stratigraphic section, which was of great significance in development of the geohydrologic aspects of the project and project feasibility from the standpoint of containment of the reservoir, as is elaborated upon later. Beneath the oil shale horizon there is another layer of the reef-type limestone with a thickness of 60 m

(198 ft). This unit is strongly solutioned and is highly permeable. Under the confinement represented by the aquitard oil shale unit, an artesian aquifer transmits water down-dip under high hydrostatic pressures.

Sites I and II having been abandoned for the geologic reasons described, investigations were continued of potential dam locations downstream, within the reach of the river (site III), with the objective of locating a dam site in less-fractured limestone—a site with layers of more uniform elastic modulus (which might be more favorable for an arch dam), fewer seams of weak clay, and the lower-solutioned reef limestone layer (the artesian horizon) at as great a depth as possible (Fig. 3). The locations downstream were limited by the presence of another stratigraphically higher karstic section of limestone that is quite open and would require an inordinate amount of sealing to prevent excessive leakage (Fig. 4). A nongeologic advantage of locations downstream would be improved access, since roads that lead to the inter-American highway, the principal north-south route through the country, are abundant in this direction. The downstream end of Angostura Canyon, of course was another limiting factor.

The studies confirmed the high quality of site III. They established that although clay seams still were present they were less abundant and were not as thick as at the upstream sites (sites I and II). The layer of reef limestone (the artesian horizon) was found to be at a depth of 240 m, which would assure a wide margin of safety against blowout pressures associated with the increased head that would be brought about by superimposing the reservoir on the intake area. The limestone was found to be relatively free from fractures and other defects, and the bedded units, as investigated by CFE's rock-mechanics section, were found to be uniform with respect to modulus of elasticity. These rock tests, which included flat-jack tests, over-coring tests, and the use of the Goodman jack, were carried out in test adits and drill holes. Two locations were given rather detailed investigations at site III—one area that seemed best suited topographically for a concrete arch-type dam, and the other area that outwardly had advantages for an embankment-type structure.

The geological superiority of the canyon's reach (site III) having been established, the decision as to the proper location and type of dam was referred to the board of consultants.

This group, made up of José Vico, Louis G. Puls, Stanley Wilson, and Thompson, concurred in the selection of site and type of dam best suited to

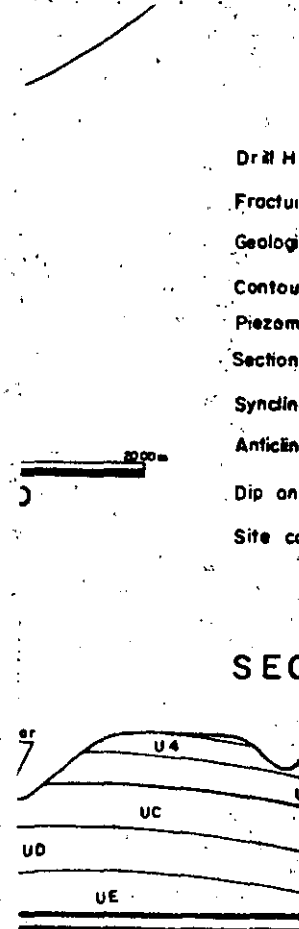
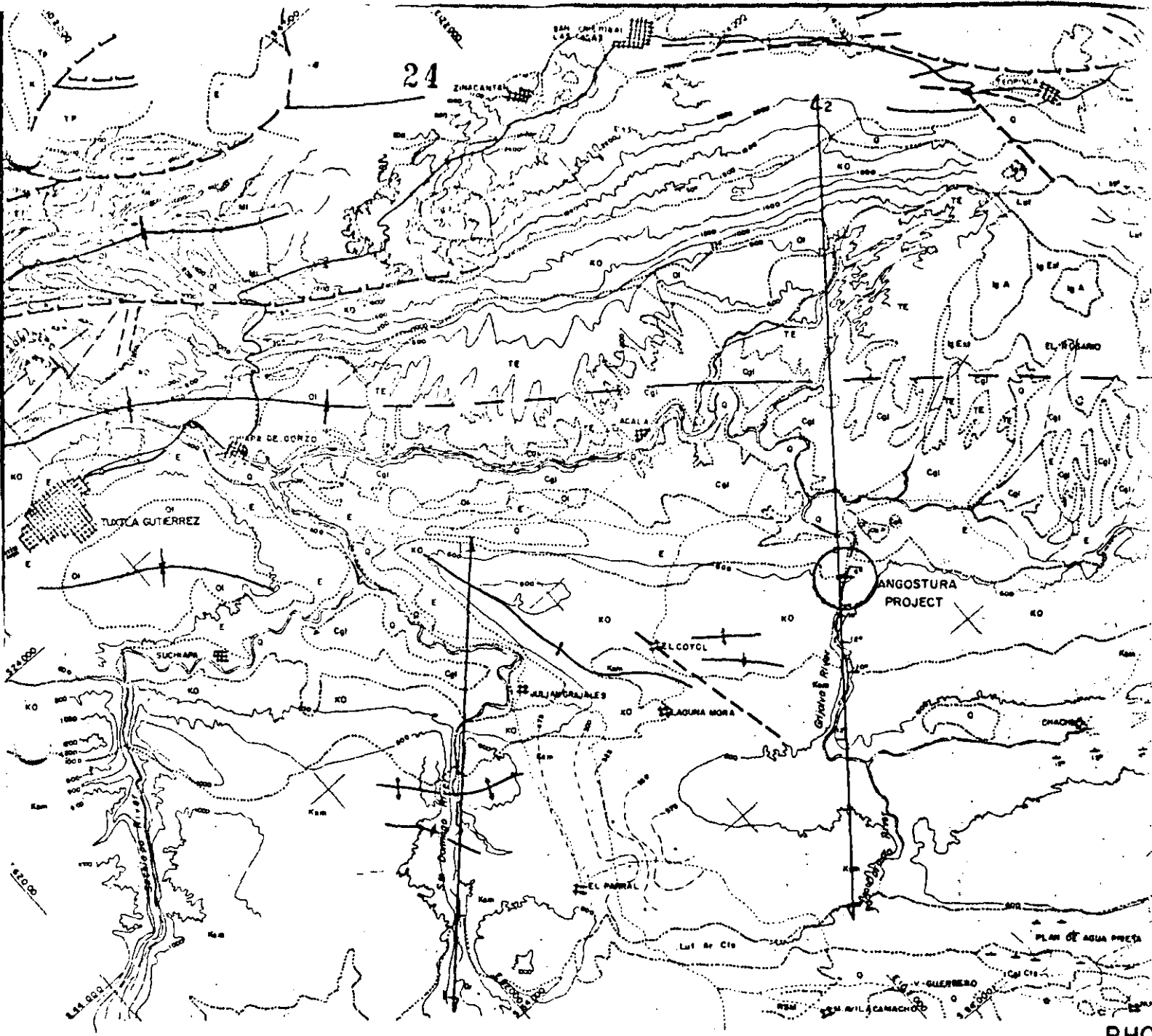
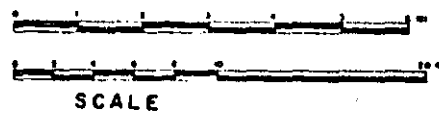


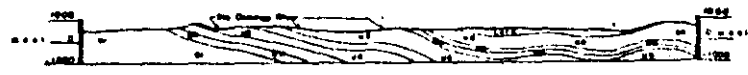
Figure 3. View looking upstream of Angostura Dam. The future spillway is on the left side of the river (above the downstream side of the diversion tunnel). The future underground



PHO



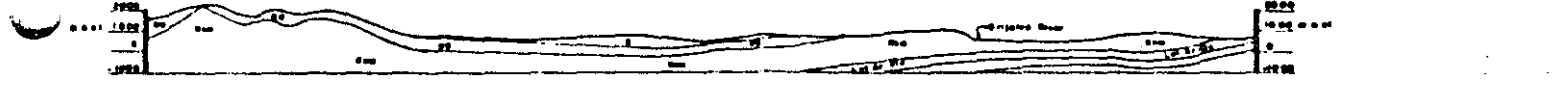
SECTION 1-1



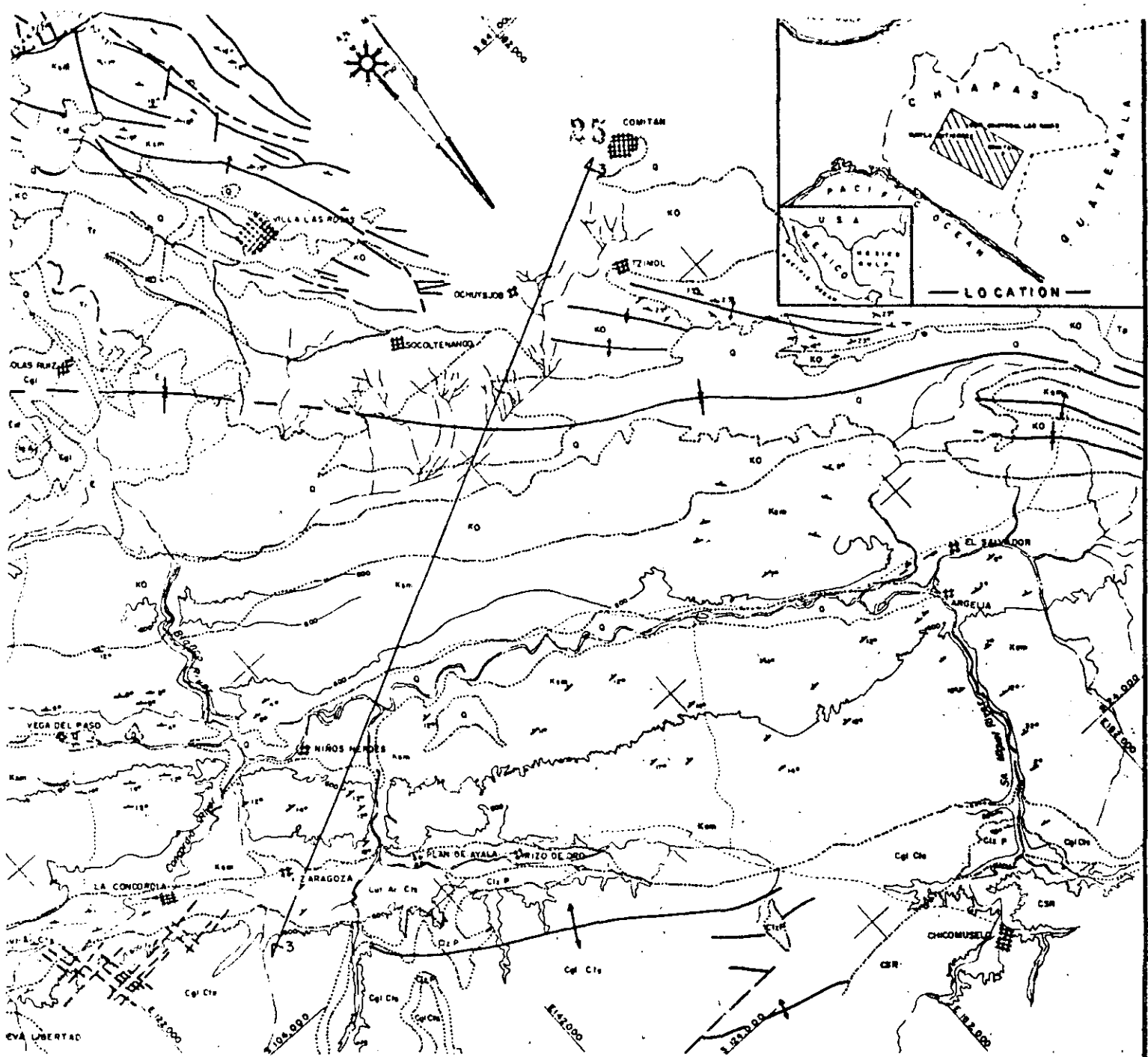
SECTION 2-2



SECTION 3-3



SCALE OF SECTIONS
HORIZONTAL
VERTICAL

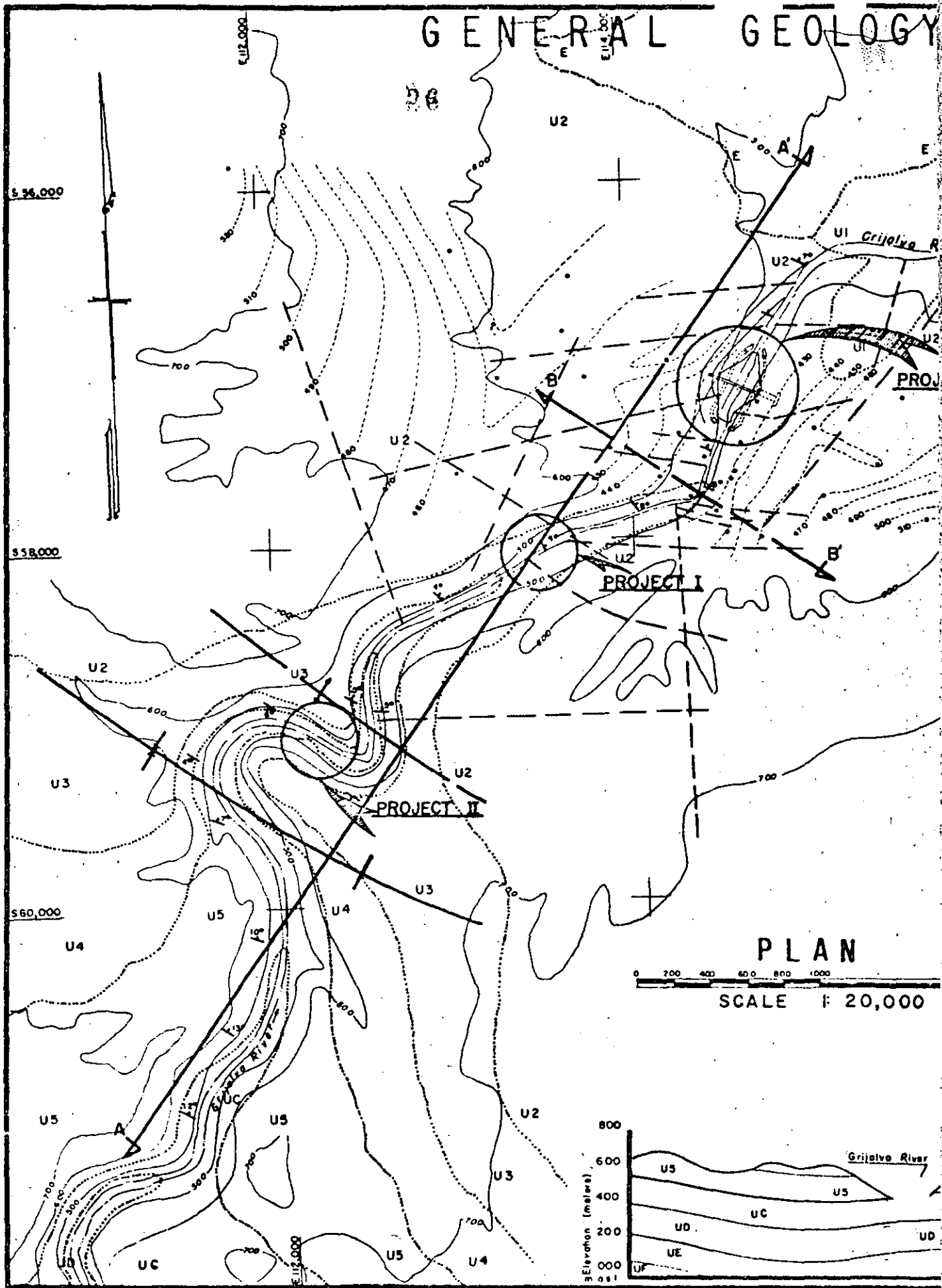


**GEOLOGY OF THE GRIJALVA RIVER BASIN
ANGOSTURA TO SUMIDERO**

SEDIMENTARY SYMBOLS		IGNEOUS	
QET	Holocene Andesite and volcanic ash	Gr	Granite
Q	Holocene Soil and alluvium	A-A	Andesite
Q1	Pleistocene Soil and ash deposit		
M1	Miocene interbedded conglomerate, sandstone and red shale		
O1	Oligocene sandy limestone and sandstone interbedded		
E1	Upper Eocene Conglomerate, sandstone and a few bedded limestone		
E1	Lower Eocene Shale and a few bedded limestone		
KO	Upper Cretaceous Limestone and mud		
K1m	Lower Cretaceous Dark gray limestone and dolomite		
Ca1, Ca2, Ca3	Triassic-Jurassic (Bosco Santa beds) Shale, sandstone and conglomerate		
Cl1, P	Palmar limestone		
CS1	Santa Rosa beds (late) Siurian		

GEOLOGICAL SYMBOLS

Fault	— — — — —
Section line	— — — — —
Syncline	— — — — —
Anticline	— — — — —
Dip and Strike	— — — — —
Fracture	— — — — —
Geological contact	— — — — —
Piezometric contour	— — — — —



HERRERA, FIGURE 2
 Geological Society of America, v. 84, no. 5

This unit is strongly solutioned and is permeable. Under the confinement of the aquitard oil shale unit, an aquifer transmits water down-dip

This group, made up of José Vicente Orozco, Louis G. Puls, Stanley Wilson, and Thomas F. Thompson, concurred in the selection of the site and type of dam best suited to the location, and final design investigations were advanced based on their recommendations.

DETAILED GEOLOGY AS RELATES TO CONTAINMENT OF THE RESERVOIR

Structure

Since the selected sites are located within a structure and topographic depression brought about by a large syncline that has a length of about 150 km (90 mi) and a width of some 60 km (36 mi), they were thought to be well suited for a reservoir and dam. Sedimentary rocks ranging in age from Silurian to Holocene crop out throughout this trough. In addition, there are intrusive and extrusive rocks of Paleozoic and Pleistocene age.

The reservoir and dam are located in the southeast flank of this syncline, principally within limestone of Lower to Upper Cretaceous age. The regional strike of bedding averages N. 42° E. with typical dips at 8° NW. In general, structural defects are not of great magnitude and usually are restricted to vertical tension cracks that strike N. 30° E. and N. 45° W.

Stratigraphy

The limestone units exposed upstream from the dam site, that later will form the reservoir walls, are divisible into two units: *Formation I*, a solution-resistant, argillaceous limestone that is relatively impermeable; and *Formation II*, a less argillaceous limestone that has been moderately to highly solutioned, and properly should be characterized as karstic. The first is assigned to the Upper Cretaceous and the second to the middle and Lower. Limestone of *Formation II* crops out over about 90 percent

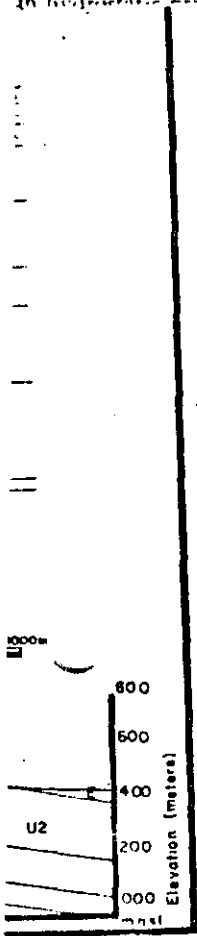


Figure 3. View looking upstream across the axis of Angostura Dam. The future spillway site is on the left side of the river (above the downstream portal of the diversion tunnel). The future underground power-

house will be on the opposite side (beneath the right abutment). River flow is from left to right, toward bottom of view.

...with the use of
adman jack, were carried out in test
d drill holes. Two locations were given
etailed investigations at site III -one
at seemed best suited topographically
crete arch-type dam, and the other
at outwardly had advantages for an
ment-type structure.
geological superiority of the canyon's
site III) having been established, the
as to the proper location and type of
s referred to the board of consultants.

the level of the future pool on the extended line of the dam's axis).

DETAILED GEOLOGY OF CONSTRUCTION SITE

The site where construction now is underway is shown on Figure 2. Figure 3 is an oblique aerial view looking upstream across the dam axis and into the lower portion of the future reservoir. The spillway will be on the left side of the dam (outline of which is shown), and the underground power station is to be located within the right abutment and near the extreme left edge of this view. The downstream portal of the left bank diversion tunnel is near the center of this view.

The axis for the dam and the auxiliary works are in bedded limestone of Formation I, Unit 2, which here strikes N. 40° E. and dips 9° downstream. This unit is divided into four zones, each of which has readily identifiable physical characteristics (see Fig. 2).

The rock mapped at the surface, in the exploratory adits, and samples recovered from diamond drilling are of excellent quality and show little or no evidence of solutioning. A zone of rock is observed that shows weathering alteration of 15 to 20 m along the canyon rim near the axis, from 5 to 15 m beneath the steep slopes of the canyon walls, and from 1 to 3 m in the lower slopes where slope debris has accumulated. Two systems of fractures are present, but both of these usually are tight without fillings or alteration along parting surfaces and should present no problem to the project, since invariably they become tight at shallow depths. About 30 seams of clay with thicknesses varying from 1 mm to 5 cm are present within the stratigraphic section of concern to the dam and have thicknesses that vary from 30 to 80 cm. The majority of the clayey beds are found in horizon III of Unit 2. Also, there are up to five brecciated limestone layers that have low compressive strengths and slightly plastic fines. The thickness of breccia layer varies from 5 to 50 cm. All these materials are weak and deformable as compared to the normal limestone beds and could be the cause of rockfalls and instability when present near the crown of underground excavations.

Dam Axis

The stripping to a depth of 10 to 15 m (33 to 50 ft) of weathering-altered rocks will be necessary along the foundation contact for the dam's

impervious core, and 2 to 5 m of loose weathered rock and soil will be stripped from base areas for the transitions and rock and gravel shell sections of the dam. For the riprap zones, from 1 to 3 m of fines will be removed from the abutments against which broken rock is to be placed.

River Channel

The sand and gravelly alluvial material under the active channel of the river have maximum depth of about 15 m (50 ft) and consist of fine sand and other fractions smaller than the No. 4 screen and some lenses of coarse gravel, principally near the bedrock floor of the channel. The alluvial fill will be removed only where the impervious core is to contact the bedrock.

Diversion Tunnels

At the time of writing, the first tunnel has been completed through rock of excellent quality without encountering any problems (see Fig. 3).

The seams of clay intercalated between the limestone beds produced minor overbreak in the tunnel crown and reduced slightly the effectiveness of blasting, but these effects were of little importance to construction.

Tunnel 2 located beneath the right abutment is now being driven and is encountering the same condition as found in the first tunnel, since the river flows almost normal to the strike at the dam site. Even the tunnel portals can be opened up without problems, and the only support used is that derived from comparatively light rock bolting. It is foreseen that in the tunnel reach between stations 400 and 600 m, closely spaced anchors will be needed (bolts 8 m long and 1 in. in diameter), since the previously mentioned 30- to 80-cm layer of clay will be close to the tunnel crown in this interval. The thickness of rock that will have to be supported by rock anchors will be the section from 3 to 5 m above the tunnel crown. It will be necessary also to anchor another zone where a clay seam 5 cm thick occurs within a distance of 1 or 2 m from the roof of the tunnel.

Power Intake Works

The trash-rock structure, gate shafts, and penstocks leading to the power chambers are so categorized. These are within the right abutment, above, opposite, and downstream

from the extended line of the dam (see Fig. 2). The portals for the power penstocks (penstocks) are at a location 15 m of weathering and rebound are present, and this depth of excavation is planned to enable founding the supports and other appurtenances on rock. Moreover, the entrance cuts approach to the penstocks must be in that would be secure against rock might block the intake. The entrance be open excavation from lowest elevations up to the canyon rim. The only in subsurface excavation for power facilities will relate to intersection seams that will be encountered along the roofs. Here shallow rock anchors be employed, which experience driving the diversion tunnels has demonstrated to be eminently effective in securing sections of these much larger tunnel penstocks are to be steeply inclined and the seams will be less since they crossed at high angles. After passing the 80-cm layer of clay referred to previously, tunnels will advance through rock of quality, and no problems of support involved.

Spillway

This massive structure is to be of "bucket" type and will be located on the wall of the canyon where it will be on the stratigraphic section against the abutments. A good proportion of the shell material will come from spillway excavation, although recent large-diameter tests have indicated that the lower shells should be made of compact gravels because of their greater strength. Excavation will be in argillaceous limestone of Unit 2, zones U2-I, U2-II. The percentage of excavation involve the reef limestone bed is significant of considerable importance because of the fact that it contains many solutioning. This will be favorable for the escape of gases that decrease the effectiveness of the foundation medium. The density and competency of the blocks of hard rock well suited for protection purposes (riprap).

Seventy percent of the spillway will be within zone U2, and here it consists

is core, and 2 to 5 m of loose weathered soil will be stripped from base of the transitions and rock and gravel foundations of the dam. For the riprap zones, 3 m of fines will be removed from the surface against which broken rock is to be

Channel

and gravelly alluvial material in the active channel of the river have a depth of about 15 m (50 ft) and fine sand and other fractions smaller than No. 4 screen and some lenses of coarse gravel principally near the bedrock floor of the channel. The alluvial fill will be removed where the impervious core is to contact the rock.

Tunnels

At the time of writing, the first tunnel has been completed through rock of excellent quality without encountering any problems (Fig. 2).

Seams of clay intercalated between the rock beds produced minor overbreak in the tunnel and reduced slightly the efficiency of blasting, but these effects were of little importance to construction.

Tunnel U2 located beneath the right abutment is being driven and is encountering the same conditions as found in the first tunnel. The river flows almost normal to the strike of the dam site. Even the tunnel portals can be located without problems, and the only problem used is that derived from the comparatively light rock bolting. It is foreseen that the tunnel reach between stations 400 and 410 m, closely spaced anchors will be used (bolts 8 m long and 1 in. in diameter), as previously mentioned 30- to 80-cm diameter clay will be close to the tunnel crown interval. The thickness of rock that will be supported by rock anchors will be in the region from 3 to 5 m above the tunnel. It will be necessary also to anchor the rock zone where a clay seam 5 cm thick exists within a distance of 1 or 2 m from the tunnel.

Intake Works

Trash-rock structure, gate shafts, and conduits leading to the power chambers are being organized. These are within the right bank, above, opposite, and downstream

from the extended line of the dam's axis (see Fig. 2). The portals for the power intake tunnels (penstocks) are at a location where 10 to 15 m of weathering and rebound-affected rock are present, and this depth of excavation is planned to enable founding the trash-rock supports and other appurtenances within sound rock. Moreover, the entrance cuts for the approach to the penstocks must be in stable rock that would be secure against rockfalls that might block the intake. The entrance cut will be open excavation from lowest intake elevations up to the canyon rim. The only problems in subsurface excavation for power intake facilities will relate to intersection of a clay seam that will be encountered along the tunnels' roofs. Here shallow rock anchors are to be employed, which experience to date in driving the diversion tunnels has demonstrated to be eminently effective in securing the roof sections of these much larger tunnels, and as the penstocks are to be steeply inclined, the effects of the seams will be less since they will be crossed at high angles. After passing beyond the 80-cm layer of clay referred to previously, the tunnels will advance through rock of high quality, and no problems of support should be involved.

Spillway

This massive structure is to be of the "flip-bucket" type and will be located on the left wall of the canyon where it will be carved from the stratigraphic section against which the dam abuts. A good proportion of the dam's rock-shell material will come from spillway excavation, although recent large-diameter triaxial tests have indicated that the lower portion of the shells should be made of compacted river gravels because of their greater strength. The excavation will be in argillaceous and reef-type limestone of Unit 2, zones U2-I and U2-II. The percentage of excavation that will involve the reef-limestone bed is small but will be of considerable importance because of the fact that it contains many solution channels. This will be favorable for the escape of blasting gases that decrease the effectiveness of shooting. The density and competency of this rock, however, leave no doubt as to its capability as a foundation medium. It will produce large blocks of hard rock well suited for wave protection purposes (riprap).

Seventy percent of the spillway channel will lie within zone U2, and here it consists of three

subzones, each of which has slightly different rock properties as relate to usefulness in the fill and for foundations.

Only 5 percent of the spillway will be excavated through zone III of Unit 2. The 25 percent of the rock that is to be excavated within zone I of Unit 2 corresponds to the upper third of the unit and is made up of hard, thickly bedded limestones intercalated with soft, argillaceous limestone that can produce blocks of rock of good dimensions, but because of softness and low resistance to blasting effects, must be excavated with a low powder factor to avoid excessive fines. A part of this unit has little weathering resistance near the surface. The lower third of this section produces the best rock for use in rock fills since it is composed of the most uniform and strongest types of limestone and is in massive beds.

The spillway was investigated by 26 diamond-drill core holes, the use of geophysics, and the preparation of numerous geological sections. A better definition of weathering depths than could have been derived otherwise was gained from the use of seismic refraction geophysical techniques. The rock was determined to be intensely altered to depths of 0 to 3 m (soil zone), less altered from 3 to 10 m depths, slightly altered from depths of 10 to 15 m, and sound below 15-m depths. Only the upper 3 m could be stripped by mechanical methods, while deeper excavations would require use of explosives. In altered or slightly weathered rock, major over-excavation could result if stripping operations were not carefully controlled. It will be necessary to reduce the angle of slope of the canyon walls at the core section where this is too steep to permit good compaction bond between the core and the rock surface by mechanical rolling equipment. None of the sound rock in the spillway section is soft enough to permit removal by mechanical methods alone.

Powerhouse Chamber

This feature will be within soft limestone of Unit 2, zone III (Fig. 2), where strata are 2- to 5-m thick and are almost entirely free of clay seams. The section is composed largely of fine-grained, tan-colored limestone, very porous darker-colored beds, and a greenish-gray, soft, very clayey bed. The cores recovered from the future excavation section are sound and practically without joints or fracturing, which attests to the quality of the rock for this large

chamber. It is anticipated that only rock bolting will be needed to assure support of the roof and that excavation can be performed expeditiously and cheaply.

PERMEABILITY

Based on the pressure test and piezometer observations, it was determined that maximum permeability of the rock (excluding minor faults and fractured areas) was on the order of 8 Lugeon units, which decreased generally to 3 Lugeon units beneath the static water table, located about 50 m below the land surface in the vicinity of the dam. Principal flow paths have developed along fracture planes (see Fig. 2). From study of exploratory adits and trenches, it has been learned that solutioning in these rocks occurs only in the first 20 m below the surface on the upper sections of the canyon walls.

Study of the leakage potential along the future reservoir's banks was by means of pressure tests in NX-size core holes. Packers were used to isolate sections undergoing investigation. Tests were conducted from the bottom of each hole by progressive intervals upward. Piezometers have been installed in many holes, and measurements of static and artesian levels have been maintained for nearly 3 yrs, recording the phreatic level and its seasonal response to rainfall. The shape of the surface of the gravity water level is shown on Figure 2. The water surface slopes upward from river level at an angle varying from 15° to 20°, and there are depressions in this surface that correspond to locations of the most important fractures. The piezometers being used are of the multiple-point type, with the first point located at 5 m below river level and the second 25 m below this level. From the hydraulic permeability tests, piezometer observations, surface mapping of fractures that cut the bedrock, and the samples obtained by core drilling, the conclusion was reached that principal underground flow is by way of fractures. Within the limits of the reservoir, subject to leakage, eight fractures are located on the reservoir's right bank and five on the left bank.

In the adits, diversion tunnel exposures, and cuts made to date for construction, it has been found that these fractures are closed at depth, having on the average a closure at 50 to 75 m from the upland land surface. At greater depths, widths between fracture walls are less than 1 cm for the widest openings, and

for others are less than 0.5 cm, grading down to those that are imperceptible. The permeability below a depth of 50 to 100 m, where there are no fractures, is 4 to 5 Lugeons, and below the elevation of the water table this decreases to 2 Lugeon units or less.

From the described observations it was concluded that it will be necessary to treat the fractures by grouting from systems of tunnels to be driven at two levels in the plane of the dam's axis and effect a curtain extending 150 to 200 m into each abutment. These tunnels will serve also as drainage galleries to relieve pressures and intercept water that otherwise would bypass the dam. Another tunnel will be driven beneath the base of the dam and will permit grouting and drainage of this section of the foundation. Corrective measures to be applied to the reservoir will be restricted to the 13 fractures that are now accurately located and could contribute to leakage downstream on the new gradient that will result from filling the reservoir. Extending the grout curtain some 1.5 km behind both abutments is being rejected in favor of a unique approach for containment of the reservoir. This will involve the plugging of the well-located openings at the immediate juncture of each fracture with the reservoir's walls. Sealing will be effected by means of shallow grout holes, angled and oriented so as to cross each fracture in a herringbone ("stitched") fashion, with the immediate contact surface covered by several inches of reinforced Gunit. This treatment will result in a more positive seal at much less cost than would be the case if dependence were to be placed on a conventional, very long grout curtain located at the dam axis and its extension into the abutment.

ACKNOWLEDGMENTS

Geological information presented in this paper is the result of studies by a group of geologists engaged in engineering geology investigations of the Grijalva River. Assistance given by Engineer Raul Perlaseca Espinosa was particularly helpful. The geological work within the watershed of the Grijalva River is being conducted by staff geologists of CFE. The author is grateful for supervision and reviews that were provided by Thomas F. Thompson, consultant to CFE; engineer Federico Mosser, chief of CFE's geology section; and Raúl J. Marsal, technical consultant to CFE.

SELECTED BIBLIOGRAPHY

- Benavides, L., 1956. Notas sobre petrología de México, in Guzmán J., ed., *Symposium sobre yacimientos de petróleo y gas*, Tomo 3, p. 351-5.
- Chubb, L. J., 1959. Upper Cretaceous Chiapas, Mexico, *Am. Assoc. Geologists Bull.*, v. 43, p. 725-73.
- De Cerna, Z., 1960. Orogenesis in Chiapas, Mexico, *Geol. Rundschau*, v. 51, p. 1-10.
- Helbig, Karl M., 1961. Cuenca Superior de Chiapas, *Gobierno del Estado de Chiapas*, ed. México, D. F.
- Lloyd, J. L., 1963. Tectonic history of the Central American orogen, in *Basins of the Americas*, *Am. Assoc. Petroleum Geologists Mem.*, 2, p. 88-100.
- McBirney, A. R., 1963. Geology of the Central Guatemalan Cordillera, *Univ. Pubs. Geol. Sci.*, v. 38, p. 1-100.
- Mina Uñik, F., 1965. Petróleo de Chiapas, México in 1964, *Am. Assoc. Petroleum Geologists Bull.*, v. 48, p. 1102-1111.
- Mullerried, Frederick Karl Gustav, 1961. Geología de Chiapas, México, *Gobierno del Estado de Chiapas*, ed. México, D. F.
- Murray, G. E., 1961. Geology of the Gulf coastal province of North America, *Geol. Soc. Am. Bull.*, v. 72, p. 1-100.

re less than 0.5 cm, grading down to
re imperceptible. The permeability
th of 50 to 100 m, where there are
s, is 4 to 5 Lugeons, and below the
f the water table this decreases to 2
its or less.

As described observations it was con-
t it will be necessary to treat the
y grouting from systems of tunnels
en at two levels in the plane of the
and effect a curtain extending 150
into each abutment. These tunnels
also as drainage galleries to relieve
and intercept water that otherwise
pass the dam. Another tunnel will
beneath the base of the dam and will
outing and drainage of this section
relation. Corrective measures to be
the reservoir will be restricted to
tures that are now accurately located
contribute to leakage downstream
gradient that will result from filling
voir. Extending the grout curtain
km behind both abutments is being
in favor of a unique approach for
it of the reservoir. This will involve
ing of the well-located openings and
dia? nature of each fracture with
voids. Sealing will be effected
of shallow grout holes, angled and
so as to cross each fracture in a
one ("stitched") fashion, with the
e contact surface covered by several
reinforced Gunite. This treatment will
a more positive seal at much less cost
ld be the case if dependence were to
l on a conventional, very long grout
reated at the dam axis and its exten-
the abutment.

SELECTED BIBLIOGRAPHY

- Benavides, L., 1956, Notas sobre la geología
petrolera de México, in Guzmán Jiménez, E.
J., ed., *Symposium sobre yacimientos de
petróleo y gas*, Tomo 3, p. 351-562.
- Chubb, L. J., 1959, Upper Cretaceous of central
Chiapas, Mexico: *Am. Assoc. Petroleum
Geologists Bull.*, v. 43, p. 725-756.
- De Cserna, Z., 1960, Orogenesis in time and space
in México: *Geol. Rundschau*, v. 50, p. 595-604.
- Helbig, Karl M., 1961, *Cuenca Superior del Alto
Río Grijalva*: Gobierno del Estado de Chiapas,
México, ed.
- Lloyd, J. L., 1963, Tectonic history of the south
Central American orogen, in *Backbone of the
Americas*: *Am. Assoc. Petroleum Geologists
Mem.* 2, p. 88-100.
- McBirney, A. R., 1963, Geology of a part of the
Central Guatemalan Cordillera: *California
Univ. Publ. Geol. Sci.*, v. 38, p. 177-242.
- Mina Ulm, F., 1965, Petroleum developments in
México in 1964: *Am. Assoc. Petroleum Geolo-
gists Bull.*, v. 48, p. 1102-1111.
- Mullerriedl, Frederick Karl Gustav, 1957, *Geología
de Chiapas [México]*: Gobierno del Estado de
Chiapas, México, ed, México, D. F., 180 p.
- Murray, G. E., 1961, *Geology of the Atlantic and
Gulf coastal province of North America*: New

- York, Harper and Brothers, 692 p.
- P.E.M.E.X., 1969, *Problemas de exploración de
la zona sur Mesa Redonda 55 México*: Instituto
Mexicano del Petróleo, ed.
- Richards, H. G., 1963, Stratigraphy of earliest
Mesozoic sediments in southeastern México
and western Guatemala: *Am. Assoc. Petroleum
Geologists Bull.*, v. 47, p. 1861-1870.
- Richards, H. G., and Vinson, G. L., 1963, Dis-
cussion: Upper Cretaceous and Tertiary strati-
graphy of Guatemala: *Am. Assoc. Petroleum
Geologists Bull.*, v. 47, p. 702-705.
- Salas, G. P., and López Ramos, E., 1951, *Geología
y tectónica de la región de Macuspana, Tabasco
y parte norte de Chiapas*: *Asoc. Mexicana
Geólogos Petroleros Bol.*, v. 3, p. 3-56.
- Thompson, T. F., 1964, *Reconocimiento Geológico
de La Angostura*: Private rept. of Comisión
Federal de Electricidad.

MANUSCRIPT RECEIVED BY THE SOCIETY JANUARY
14, 1972

REVISED MANUSCRIPT RECEIVED OCTOBER 13,
1972

PUBLICATION AUTHORIZED BY FERNANDO HIRIART,
SUB-DIRECTOR, COMISIÓN FEDERAL DE ELEC-
TRICIDAD, MEXICO

ACKNOWLEDGMENTS

Geological information presented in this
report is the result of studies by a group of
engineers engaged in engineering geology
investigations of the Grijalva River. Assistance
of Engineer Raul Perlasca Espinosa was
very helpful. The geological work in
the watershed of the Grijalva River is
being conducted by staff geologists of CFE.
The author is grateful for supervision and re-
sults that were provided by Thomas F.
Murray, consultant to CFE; engineer
John Mosser, chief of CFE's geology
department; and Raúl E. Marsal, technical con-
sultant to CFE.

8 The principal geological factors affecting certain engineering projects

P-134

sufficient to cause instability of weak rocks and soils. For example, valley bulges (p. 76) are produced in this way, and they may be accompanied by instability of an adjacent slope.

8.1.2 Other geological factors causing instability of existing slopes

An initially stable slope may become unstable with the passage of time because of human disturbance. This may consist of adding a fresh load such as a spoil heap, removing support by excavating, or triggering movement by vibrations from nearby heavy machinery. The common geological causes are as follows.

Weathering of the soil or rock of the slope so that it becomes weaker: this may affect the bulk of the material (for example, boulder clay) or may be concentrated along planes in a rock. Chemical alteration of existing minerals is important under certain conditions, as is mechanical breakdown in others (pp. 50-3). Periglacial weathering in Pleistocene times also affects the stability of some present-day cliffs.

Erosion of the slope by a river or other natural agent, usually at its base but possibly along a weaker layer or plane, may cause undermining to take place.

Change in water content of the soil or rock: heavy rain, especially after a drought, saturates the material forming the slope, increasing its mass and the gravitational pull on a given volume, and also reducing the strength of soils and the friction along any discontinuities.

8.1.3 Types of failure of soil slopes

Instability of soils on a slope may take one of the following forms.

Creep occurs on steep slopes and produces a downhill movement at low rates (less than 10 mm per year) of the top few metres of soil (see Photo. 8.1). It is facilitated by the effects of frost, and by heavy rain washing out fines from the soil. Any excavation on a slope affected by creep is likely to increase movement. Creep may be recognisable from displacement of fencing, or of a cover of turf, or by drag effects of strata under the soil.

Flow is a rapid movement of waterlogged soil, broken rock and mud, downhill, usually after prolonged rain.

Scree or talus slide occurs where rock fragments spall off a fractured rock mass which has been subjected to mechanical

8.1 THE STABILITY OF SLOPES AND CUTTINGS

8.1.1 Geological factors affecting the stability of a new excavation

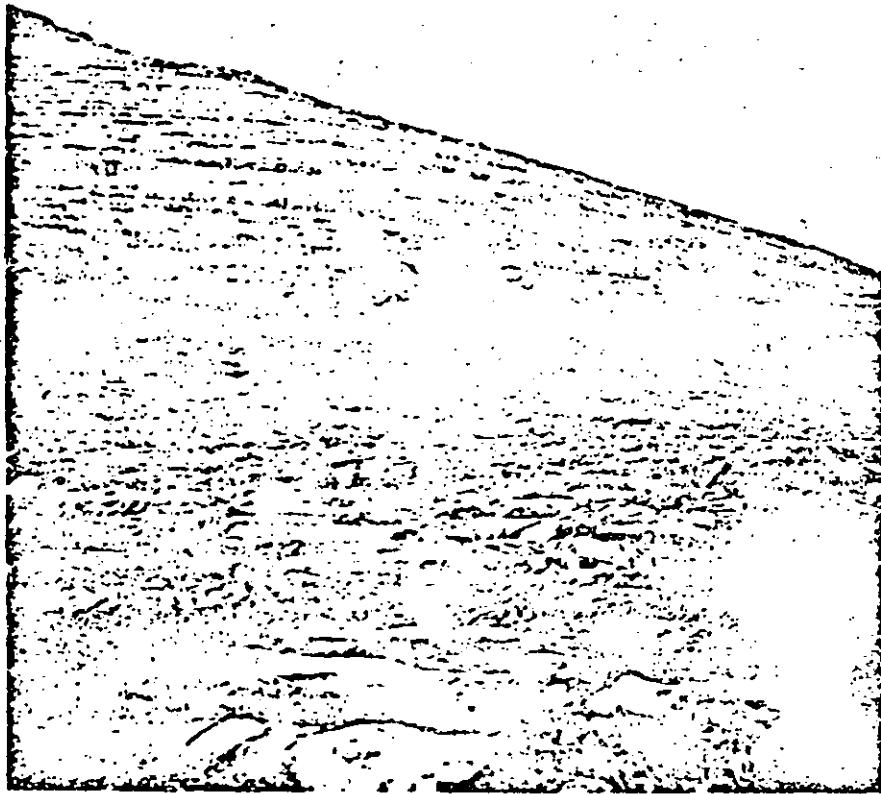
The static conditions that control the initial, and also the later, stability of a steep face cut into soil or rock, and which may determine the need for support or remedial treatment are as follows.

The properties in bulk, particularly the shear strength, of the material forming the cutting: the stability of a cutting in rock is usually dependent on the occurrence of joints and other planes of weakness, and on the amount of cohesion and the friction across these planes.

The structure of the rocks and soils, and specifically how any planes of weakness are orientated relative to the newly exposed face: for example, horizontal bedding planes in poorly jointed sandstone often give near-vertical faces which are stable, whereas faults or joints striking parallel to the new face, and dipping steeply towards it, will probably be planes of movement or potential instability.

The groundwater conditions: saturation significantly lowers the strength of most soils compared with their values when dry. Certain soils weaken to a stage where they run like viscous liquids. High pore pressure of ground water in a layer, or in a plane of weakness, lowers frictional resistance to movement. (The mechanism is the same as that which allows a hovercraft to glide over water or land on a high-pressure cushion of air.) A dramatic example of instability triggered by high pore pressure within a body of soils was the Aberfan disaster in 1966, where a spoil heap of mine waste slid downwards onto a Welsh village.

Stresses produced by natural loads adjacent to the cutting: steep-sided valleys or mounds affect the state of stress in the ground near the surface, not only below themselves but also for some distance around. This lateral change in stress conditions may be



Photograph 8.1 Minor ridges on a hillside produced by soil creep. (Institute of Geological Sciences photograph, C1333, published by permission of the Director; NERC, copyright.)

weathering. They rest at a natural angle of repose at the foot of the slope. Excavation at the foot of a scree slope or inadequate drainage, which increase pore water pressure in the mass, will lead to instability of the slope.

Translational failure involves movement along a particular plane of weakness in the soils of the slope. For example, in a slope formed of a clay layer in sand layers, deterioration of the shear strength of the clay may lead to movement at the boundary of clay and sand. Failure of this type may occur with slope angles as low as 6 degrees.

Rotational slip affects clays or clay-rich rocks such as mudstones and shales. The surface of movement is curved, and is such that shear

resistance along it is given by the equation

$$S = C_c + (o + u)\tan \phi_c$$

where o is the stress normal to the surface, u is the pore water pressure, C_c is the cohesion of the clay, ϕ_c is the angle of frictional resistance of the clay and S is the shearing resistance. Photograph 8.2 shows rotational slip failure in a slope in California.

Rotational slip is usually preceded by development of vertical tension cracks at the top of the slope. These cracks may reach a maximum depth of $2C/\gamma$ where C is the cohesion of clay and γ is the density of clay. Typical laboratory values for marl (a clay-rich rock) are

$$C = 2.5 \text{ MN m}^{-2} \quad \text{and} \quad \phi = 42^\circ \quad (\text{under dry conditions})$$

$$C = 2.0 \text{ MN m}^{-2} \quad \text{and} \quad \phi = 21^\circ \quad (\text{under saturated conditions}).$$

8.1.4 Types of failure of natural rock slopes

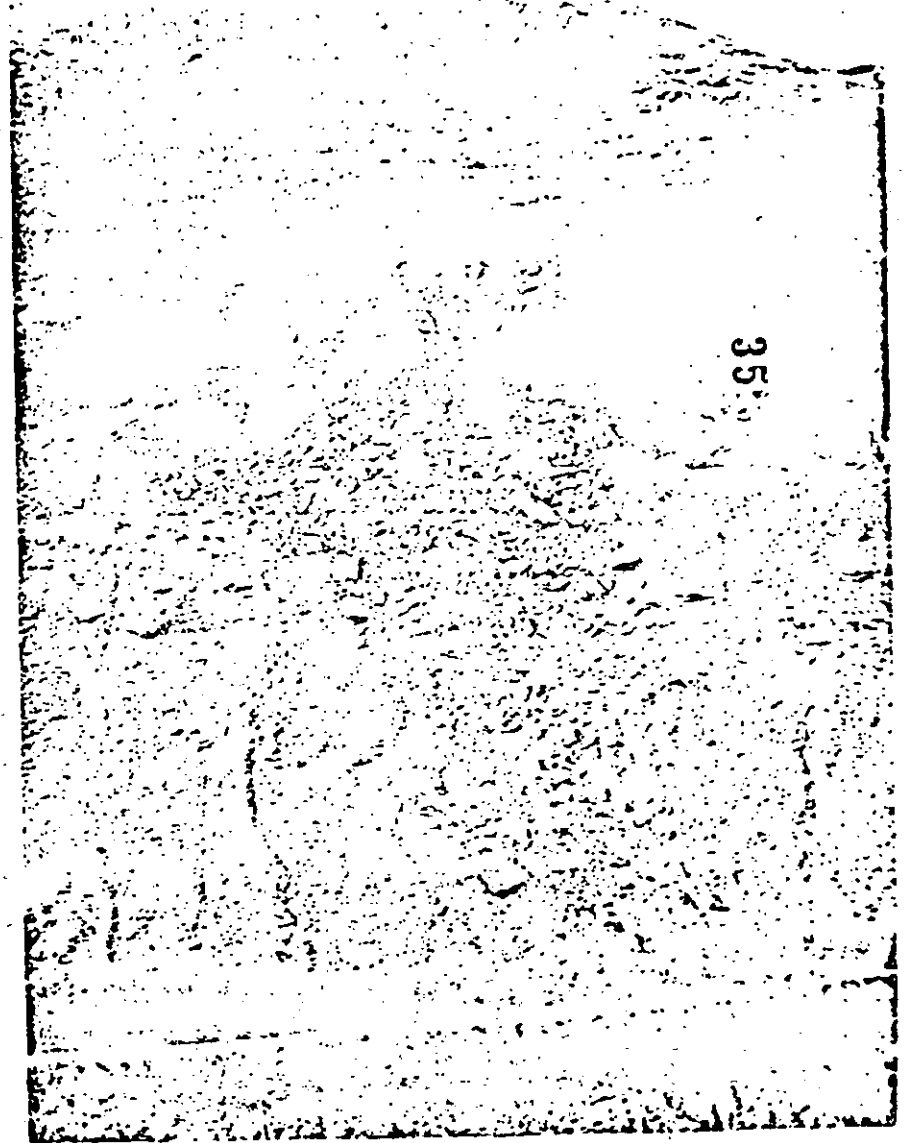
Minor rock falls are produced by weathering acting on unstable rock slopes. The susceptibility of a given rock to weathering processes can be estimated by determining its saturation moisture content (i_s) and swelling coefficient (ϵ_s). Igneous and high-grade metamorphic rocks with i_s values of less than 1% are generally safe from weathering effects. Sedimentary rocks and low-grade metamorphic rocks are considered to be safe on slopes if their i_s values are less than 3%. If exposed rocks on a slope have high saturation moisture contents, then tests should be carried out over a period of time, under both freeze/thaw and wet/dry conditions, and their swelling behaviour noted. Ice action is important if joints are present. If the rock mass has a low block volume, that is, less than 0.5 m^3 , minor rock falls may occur, even if the rock has a low saturation moisture content.

Major rock falls usually result from collapse caused by undermining of rocks above a weak layer (see Photo. 8.3). The agent may be weathering, erosion or mining. Common weaknesses in a rock mass which can lead to collapse after weathering and etching out by erosion are layers of clay rock, chlorite in joints and carbonate rocks, including calcareous sandstones.

Translational failure along a particular plane of weakness may occur in a rock mass cut by faults, master joints or steep bedding planes. Photograph 8.4 illustrates spectacular slope failure along San Andreas



Photograph 8.2 Slope failure at Sonoma County, California. (Reproduced by kind permission of California Division of Highways.)



Photograph 8.3 A major rock fall in the Scottish Highlands menacing the West Highland Railway. (Institute of Geological Sciences photograph, MNS1733(8) published by permission of the Director; NERC copyright.)



Photograph 8.4 Housing tract, Daly City, California, located on unstable ground in San Andreas Fault zone. Houses at end of tract (mid-right picture) removed after destruction by slide. (Reproduced by kind permission of US Geological Survey, Menlo Park, California.)

Fault Zone, California. The shear strength of the infill in these discontinuities determines the stability of any slope cut in the rock mass. As in soils, the shearing resistance along any plane is given by the equation

$$S = C_s + (\sigma - u) \tan \phi_s$$

where C_s is the cohesion between the two sides of the discontinuity, σ is the stress acting normal to the plane of discontinuity, u is the pore pressure in the discontinuity, and ϕ_s is the angle of friction resistance attributed to the plane of movement. In Table 8.1,

Table 8.1 Angles of frictional resistance (ϕ) and unconfined compressive strengths of some common rock types. The data are from Hoek (1970), Hoek and Bray (1974) and Attewell and Farmer (1976).

	ϕ_u (deg)	ϕ_{ult} (deg)	Unconfined compressive strengths (MN m ⁻²)
Igneous rocks			
basalt	47	<45	150-300
dolerite	} similar to basalt		100-350
gabbro			250-300
andesite	31-35	28-30	
porphyry	40	30-34	
diorite	similar to granite		150-300
granite	>35	31-33	100-250
Sedimentary rocks			
sandstone/greywacke	27-38	25-34	20-170
siltstone	43	43	10-120
shale/mudstone	37	27-32	5-100
limestone	>40	33-37	30-250
Metamorphic rocks			
schist	variable, probably quite low		100-200
gneiss	variable, less than quartzite		50-200
quartzite	44	26-34	150-300
Infill materials			
	$\phi_{average}$ (deg)		
calcite	20-27		
breccia	22-30		
rock aggregate	40		
shaley material	14-22		
clay	10-20		

values of ϕ are given: one (ϕ_u) assumes that there is some cohesion, the other (ϕ_{ult}) is for a cohesionless surface. Friction angles for materials commonly found infilling joints are given, as also are some representative values of unconfined compressive strength of rocks.

In rock masses with discontinuities which are not infilled, a slope will be stable only if the angle of dip of any discontinuities orientated towards the slope is less than the angle of friction, ϕ , of the rock. Water pressure in the discontinuity may reduce the safe slope angle, and must be taken into account. If the angle of dip of a discontinuity is greater than the angle of friction, the slope will only be stable if there is some cohesion, that is, if C has a value greater than zero.

If the discontinuities are infilled with a weak material such as clay,

stability of a slope in such a rock mass will depend on its shear strength. If a rock mass consists of alternating layers of strong and weak rocks, tests *in situ* and in the laboratory are necessary to determine whether failure is likely to occur because of shear failure in the weak bands, or because of sliding along the bedding planes, if they dip steeply.

Rotational failure occurs when the stresses generated by gravity on rocks near the slope exceed the inherent strength of the rock mass. It may be accompanied by translational failure. The extra load of a spoil heap may trigger failure of this type.

Creep failure takes place when certain rocks, such as clays, absorb water, swell, slowly deform and move downhill. If they are overlain by a more stable, stronger layer, translational failure may take place along the bedding plane between them. Cambering (p. 76) is produced in this way.

8.1.5 Stabilisation of slopes

Full accounts of slope stabilisation methods can be found in advanced texts such as Attewell and Farmer (1976). In brief, the three common measures taken to prevent slope failure are as follows:

- The slope is modified by removing material from the potentially active part of the slope and adding it to the 'toe' of the slope.
- The slope is drained to reduce load and increase strength or frictional forces by means of trenches filled with rubble.
- The slope is supported by a retaining wall or by embedded piles which are anchored to the rock mass. The soil and rock behind the wall must be drained.

8.1.6 Case history: the Kishorn Dock excavation, Wester Ross, Scotland

Some of the largest excavations of solid rocks made in the UK in the 1970s were in the course of preparation of sites at which oil production platforms could be constructed. Kishorn Dock is a site of this type excavated entirely in Torridonian sedimentary rocks (p. 104). The detailed section of these strata at the site is shown in Figure 8.1. The arkose (gritstone group) bands are unaltered, but the thin shaly layers contain some chlorite produced by very slight thermal metamorphism. These strata dip at angles ranging between 13° and

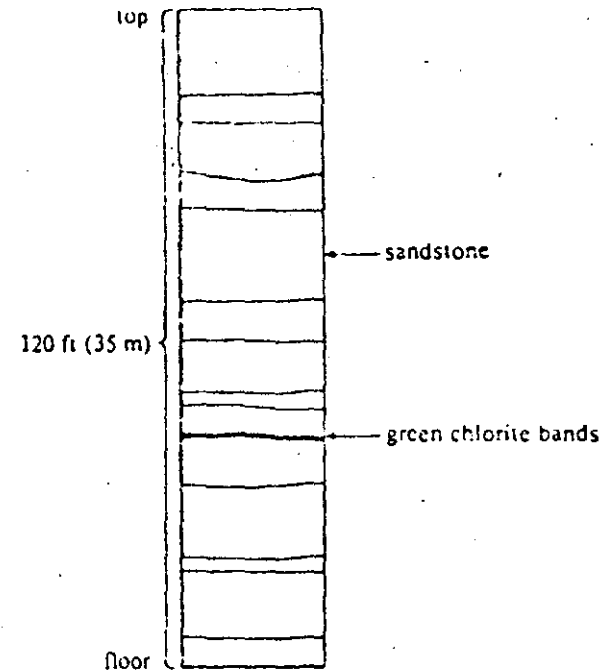


Figure 8.1 Section through Torridonian sediments at Kishorn Dock. Figure 8.2 gives precise location of section. The rocks include red coarse-grained arkoses (gritstone group) with intercalated green bands of chlorite. These bands comprise 5% of the total volume of the rock.

21° to the SW, and have strikes of between N315 and N330 (Fig. 8.2). The bedding plane discontinuities present little problem of instability in a vertical cut, but there is also a second important set of discontinuities which strike roughly parallel to the highest face of the excavation and dip steeply (at about 65°) in towards it. Table 8.2 gives data on all the discontinuities present. They are small reverse faults, which are secondary fractures related to the Kishorn Thrust plane. This is not present at Kishorn Dock, but crops out nearby. Before erosion to present land surface level, it lay a few hundred metres above the reverse faults seen in the Dock. The relationship of thrust and minor faults below it is a familiar model in structural geology, and the pattern could have been expected at the stage of preliminary investigation.

These discontinuities and the broken rock adjacent to them make the rock mass at Kishorn Dock inhomogeneous, potentially unstable in vertical cuts, and awkward to excavate. For example, a flat floor is an essential feature for a dock of this type, but one which was

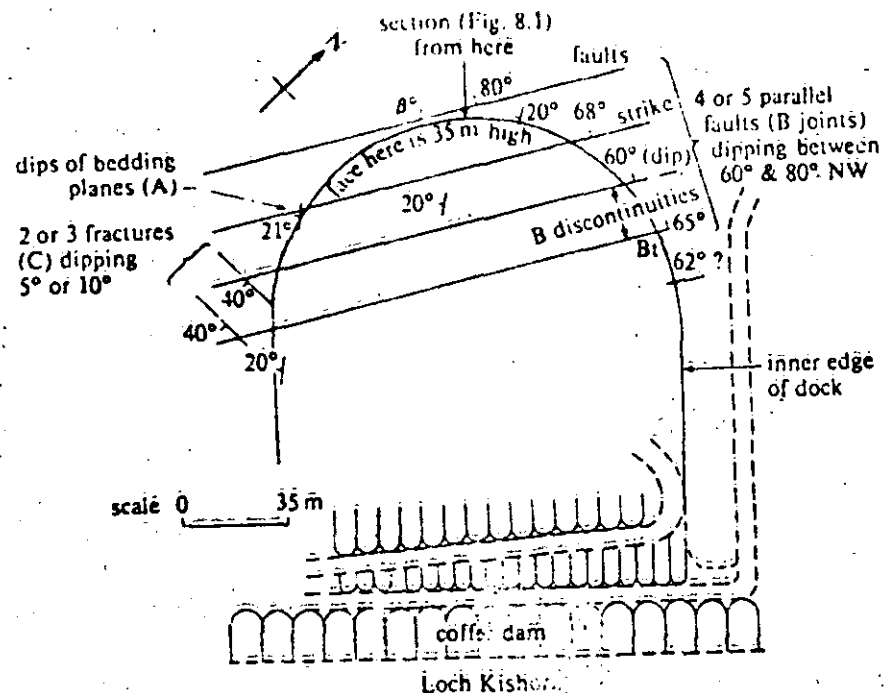


Figure 8.2 Map of the Kishorn Dock excavation showing the main discontinuities, and also the bedding planes of the rocks

difficult to achieve as mechanical shovels tended to gouge the fractured zones preferentially, and overexcavate locally. It also proved difficult to blast clean-angled benches on the excavated face, and raised the important question of what angle of slope was needed to make them safe? On the western side of the excavation...the strike of the reverse faults is tangential to the excavated face of the Dock, and their dip is away from the face at steep angles (more than 65°). When blasting took place there, the nearest fault plane to the face tended to open, and the wedge of rock between the plane and the face would spall off, leaving the Dock face with a dangerous overhang. The most stable Dock face there would be one with a low angle of slope (to the horizontal): theoretically a slope at right angles to the angle of dip of the reverse faults (i.e. an angle of about 30°). This angle would fit well with the friction angle data given in Table 8.2 (see sandstone).

In practice, it was not feasible because of cost, and because there was insufficient free ground at the edge of the excavation, to allow these shallower-angled benches to be dug. Instead, the slope angle of the main bench was reduced from vertical to 75° , and chain mesh was hung on the face to minimise the risk from any rock fall.

Stability of the face in the western part of the dock was confused and reduced by the presence of another important set of joints (the C joints in figure 8.2). The same considerations ruled out a slope of 35° but it was reduced from 30° to 45° and hung with chain mesh. These solutions proved to be adequate, and during the first two-year period after construction, no rockfall occurred.

Table 8.2 Discontinuity data (see Appendix H):

A discontinuities (bedding planes)	
(a)	spacing variable (see section)
(c)	light discontinuity, rough irregular surface/no water flow
(d)	$330^\circ/20^\circ$ SW (dip variable between 13° and 21°)
B discontinuities (set of parallel faults = very rare)	
(b)	very widely spaced 18 m
(c)	open discontinuity 10 mm; smooth with slickensides/no water flow
(d)	025° to $030^\circ/60^\circ$ to 80° NW
C discontinuities (joint set) found in south excavation	
(b)	very widely spaced 15 m
(c)	open discontinuity; smooth surface/no water flow
(d)	$090^\circ/40^\circ$ S

8.2 IMPOUNDED SURFACE WATER: THE GEOLOGY OF RESERVOIR AND DAM SITES

8.2.1 Leakage and other considerations

A reservoir is meant to hold water, hence the principal geological criterion of the suitability of a reservoir site is that the rocks and soils around and below it form an impervious basin naturally, without need of excessive and expensive grouting of potential leakage paths. Other geological factors to consider are the consequence of a change in the position of the water table as the reservoir fills, and the rate at which sediment will accumulate in the reservoir.

The important sources of leakage from a reservoir are (2) rough

permeable soils, (b) through rock aquifers, and (c) along faults and master joints.

- (a) In regions which have escaped glacial erosion, there may be a thick mantle of weathered rock forming a permeable soil. In glaciated regions, however, soils (most notably boulder clay) may form a useful impervious skin on the reservoir, but other deposits (particularly sand and gravel) may offer paths for leakage. Buried channels, infilled with sand and gravel, are a possible hazard in both types of region. Superficial deposits can present other problems as well. Drift obscures the shape of the rock head surface. Peat may flavour and colour the water in the reservoir, and may need to be removed before filling it. A change in the water table as the reservoir fills may affect the stability of screes and other soils on the hillsides and cause landslides.
- (b) Leakage through rock aquifers is controlled by their structure, and its relationship to the hydraulic gradients produced by the head of water in the new reservoir. For example, leakage along the sandstone layer (Fig. 8.3) would take place in structure b but not in a. The hydraulic gradient slopes down from the reservoir end of the aquifer to its outcrop in an adjacent valley. If, however, the water table in an aquifer, which forms one side of the reservoir (Fig. 8.3), were higher than the top water level of the impounded water, then flow would be towards the reservoir, and there would be replenishment rather than leakage. In general, dips of the aquifer towards the reservoir inhibit

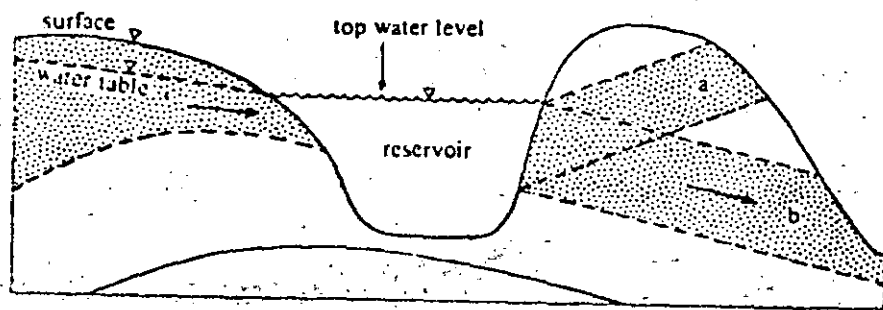


Figure 8.3 A sandstone aquifer (dotted) is a path of leakage from the reservoir if its structure is as represented by b, but not if it dips towards the reservoir as in a. On the left-hand side the water table in the aquifer slopes towards the reservoir and produces flow towards it.

leakage along it. Springs and seepages may be useful in indicating the position of the water table and the movement of ground water around the reservoir. Ideally, a reservoir should be sited on impervious rocks or, if only some layers are impervious, on a syncline plunging upstream. Limestone, and to a lesser extent sandstone with a calcareous cement, may present serious hazards. The calcite dissolves, especially if the water has been in contact with peat and is slightly acidic, and leakage paths progressively widen with time. The rock may become cavernous after several years.

- (c) Fault zones filled with pervious breccia and open joints may serve as paths for leakage. If the trend and location of a fracture offers a possible conduit then its outcrop in the reservoir valley should be sealed with grout. Fractures are particularly hazardous if they affect calcareous rocks and, if a reservoir must be sited on limestone, then extra effort and resources must be spent to locate and seal all faults and master joints. In glaciated valleys, incipient puckering of the rock surface by ice has opened fractures to produce lift joints. These may be present at depths up to 20 m.

The rocks below and at the sides of a dam should form part of the impervious basin together with the reservoir area, and the same geological considerations about avoiding leakage apply to it, plus some additional criteria. These include the strength of the foundations and the depth to rock-head.

Leakage under a dam leads not only to loss of impounded water but may also affect the foundations by the *uplift pressure* of the percolating water, and by erosion where seepage is discharged, on the downstream side of the dam. Progressive erosion of weak rocks or soils backwards along flow paths produces *pipng*, which can endanger the dam. The critical hydraulic gradient at which there is a danger of piping is approximately 1 in 1. To lower the gradient to at most 1 in 4, and also reduce leakage, the flow paths from the reservoir should be increased in length by constructing an impervious barrier before, below or behind the dam. This may be an apron of clay on the floor of the reservoir, a curtain of grout injected into the aquifer below the dam or a weir built on the downstream side. A filter of graded gravel at the outlet for the seepage may be added to prevent washing out of fine material.

Large dams are almost invariably founded on strong solid rock,

and the thickness of any cover of soils and the strengths of the rocks at the dam site are important factors in planning and costing the construction, and possibly in designing the dam. The additional excavation required at a site over a glacial rock basin, compared with one over a rock barrier which lies a few hundred metres away, may add significantly to the costs. It is important, therefore, to explore the position of rock head within the entire area of choice, and to make a contour map of rock head. The methods of systematic exploration are described in Chapter 6. Seismic-refraction surveys should be used, combined with borings, to define rock head, and may also be combined with laboratory measurements of specimens to delineate areas of badly fractured or rotten rock. At the later stages of exploration, rocks at the dam site should be inspected *in situ* for weathering and fracture, by digging pits or by boring large-diameter holes. Particular attention should be paid to mapping fractures which might behave as zones of seepage from the reservoir, and as zones of weakness under and at the sides of the dam.

8.2.2 Case history: leakage from Clubbidean Dam, Midlothian, Scotland

An account of a major dam or of a spectacular disaster might be invoked to illustrate these basic geological points, but this can be done more simply by referring to a modestly scaled problem described by Sivasubramaniam and Carter (1969). Clubbidean Dam is a small earth dam built in 1850 which impounds water for seasonal storage. Leakage had persisted over a long period, with eventually some local collapse, and visible free flow into the ground through cracks at the bottom and sides of the depressions. The succession of strata at the dam site (see Fig. 8.4) is as follows.

Carboniferous Old Red Sandstone

Calcareous shales and thin limestones
 Top Sandstone – a soft grey limy sandstone
 Top Marl – calcareous mudstone
 Middle Sandstone – soft and permeable near rock head but otherwise well cemented
 Middle Marl – calcareous mudstone
 Bottom Sandstone – hard pink sandstone
 Basal Beds – conglomerate with marl
 Lavas – impermeable except where jointed

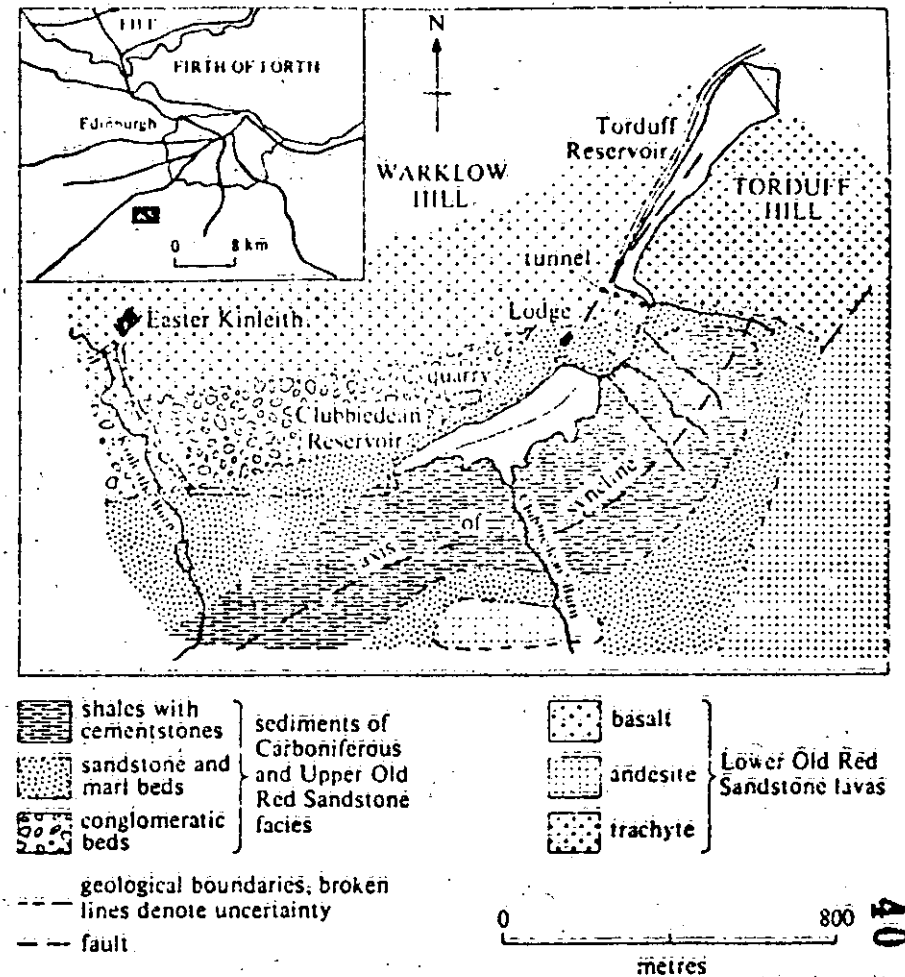


Figure 8.4 Geological map of the area around Clubbidean Reservoir (from Sivasubramaniam and Carter 1969, by kind permission of the *Scottish Journal of Geology*).

The impermeable cover of boulder clay on the reservoir site, which might have afforded some protection against leakage, had been mostly stripped away either for use as fill in the dam, or as a result of erosion. The strata are folded into a shallow syncline, and the dam is founded on the northern flank of the syncline.

Leakage and subsidence were due to seepage through the sandstones, which had increased as solution cavities formed and quartz grains were washed away. The Top Sandstone, most

affected by cavities, and the Middle and Bottom Sandstones were similarly weakened where they are near the surface. The cavernous zone may have extended to a depth of about 10 m below rock head. During the site investigation by trial pits and bores, there was loss of circulation of drilling water, some sudden drops in drilling rods and poor core recovery.

The treatment used was to inject cement down a line of holes to form a grout curtain under that part of the dam where leakage was taking place. A total of 30 grout holes, some to a depth of 3 m, some to 6 m, and some to 10 m, were used. When the reservoir was refilled leakage was only 1/4 of the previous amount.

8.3 THE GEOLOGY OF TUNNELS

8.3.1 Geological considerations in tunnelling

In few engineering projects are the feasibility, the planning, the costing, the design, the techniques used and the risk of serious accidents during construction so dependent on the geology of the site as in tunnelling. The area in which a tunnel is built is determined by its purpose, but the decision to tunnel, rather than say build a bridge, is influenced by the relative geological difficulties, and the precise line of the tunnel may be determined by a choice of favourable or difficult local geological conditions. The relative ease of extraction of the rocks and the strength of the rock and face are prime factors in rates of progress, in estimating costs, and also in determining whether a rock-boring machine can be used, whether the ground needs support and whether it is necessary to use compressed air. For example, if a buried channel or deep scour on the sea floor, infilled with saturated sand and gravel, were unexpectedly encountered, the resultant inrush of water at the tunnel face would result in a serious accident.

The geological factors considered in tunnelling projects are as given below:

- (a) the ease of extraction of the rocks and soils;
- (b) the strength of the rocks and the need to support them;
- (c) the amount inadvertently excavated beyond the perimeter of the tunnel outline (that is, overbreak), particularly where explosives are used;

- (d) the groundwater conditions and the need for drainage; and
- (e) the temperature in very deep tunnels and the need for ventilation.

The amount, or degree, of change in these conditions along the tunnel line can be as important in planning and costs as their average or maximum values. The change is related to structure, which not only controls what type of rock is present in a particular segment of the tunnel but also how its layering and other anisotropic properties are orientated relative to the tunnel face, and how weakened it is by fracture. Ideal geological conditions for excavation of a tunnel are to encounter only one type of rock, devoid of fault zones or intrusions, which is easily excavated but is stiff enough not to need immediate support near the face, which is impermeable and which is not adversely affected on exposure to air. By a fortunate chance, large areas of London are underlain by a layer (the London Clay) which approaches this ideal, and the most extensive system of tunnels in Britain (the London Underground and the London sewage tunnels) are excavated partly in it. Uniform geological conditions allow a uniform, if moderate, rate of progress without the troublesome and time-consuming need for changes of techniques, imbalances in the effort required from different work sections, and elaborate and vulnerable arrangements.

8.3.2 Methods of excavation

The main problem in constructing a tunnel through non-plastic soils or weak ('soft') rocks is to support the ground, rather than to excavate it. Excavation is usually done by a soft-ground tunnelling machine fitted with a rotary cutting head. This may have a full-face rotary breasting system which remains in contact with the soil face as the cutter head moves. Small slices of soil are fed through slots into the cutter head. The working face is supported by compressed fluid, which may be compressed air, either in the tunnel or, where a complex machine is used, restricted to the face area by a pressure bulkhead. The older method of having compressed air in the tunnel itself carries the risk of disabilities to workers, and requires time spent unproductively at the end of each shift on decompression. In recent, successful developments, a slurry of mud and water with thixotropic clay added is used at the face instead of air. The clay impedes settlement within the slurry, and tends to form a sealing

cake on the face. As the machine advances, supports are installed behind it. The type used depends on the particular geological conditions.

The principal factor controlling rate of progress and costs in constructing a tunnel in strong ('hard') rocks, is usually relative ease of excavation. The traditional method is to blast out successive sections of the tunnel by drilling a pattern of holes in the rock, charging them with explosives and firing. The need for any support and the type of support used are dependent on the relative stability of the roof and walls of the tunnel. For example, widely spaced rock bolts and wire mesh might be used as a shield for small loose fragments, and closely spaced ring beams might be employed where there was a danger of a rock fall. This approach is still used for the majority of modest projects of underground excavation, such as short, large-diameter rail or highway tunnels. Since the early 1950s, however, the use of explosives has been increasingly replaced by rock-boring machines for certain types of major tunnelling projects. The machines are heavy and expensive and may be designed specially for one major tunnel. Machines equipped with special cutters containing closely spaced tungsten carbide inserts seem to be capable of tackling rocks with compressive strengths in excess of 300 MN m^{-2} . The limiting factor in design is the strength of the cutter edge. The cutters usually wear out but, if they meet a hard block of rock during boring, they may smash on impact. Their rate of wear and replacement is an important economic factor in tunnel costs.

8.3.3 Complications arising from local geological conditions

In soft-rock tunnels, heterogeneous rock or variable conditions at the face can produce serious problems and add to costs. A boulder clay, or other soil containing large pebbles, creates a near-impossible problem for existing slurry-face machines. Hard-rock rolling cutters can cope with hard boulders, but have difficulty in other soft soils. A mixed face of hard rock and wet non-cohesive soil presents an even worse headache to the engineer. The variation of strength in the soils along the tunnel line should ideally be anticipated so that appropriate support can be used while the face is being excavated. Inability to do so can result in overexcavation. Apart from the obvious variations of strength among soil types (for example, between non-cohesive sand and partly consolidated clay), variation related to saturation and porosity may produce significant differences. A sma

difference in water content can change an otherwise stable soil into running ground. Unstable soils can be consolidated by injecting chemicals or cement into them, or by freezing them.

In hard-rock tunnels, the relative difficulty of excavating particular rocks depends partly on whether explosives or a rock-boring machine is used. Nevertheless, both methods share some important factors. The rate of excavation in both cases is inversely related to the crushing strength of the rocks, and directly related to the amount of fracturing. When explosives are used, the relationship to strength is complicated by the way in which some weak non-brittle rocks, such as mica-schist, react to blast, and do not *pull* well for a given charge; and by the much greater role that fracturing plays. Fractures serve both as paths for expanding gases from the explosion, and as planes of weakness along which the rock will part. In tunnelling, the ease of drilling shot holes is dependent on the hardness and abrasiveness of the rock face (p. 235), and also of the variation of hardness within it; since, at a sharp boundary between hard and soft, the drill tends to be deflected. The hard mineral most likely to give any trouble is one of the varieties of silica, such as quartz, flint or chert, occurring as veins or nodular concretions. Shales containing ironstone nodules can also be an awkward mixture. Relatively hard minerals and strong rocks are often produced by thermal metamorphism. A weak, soft, calcareous schist may be altered to a strong, hard calc-hornfels. This proved to be a significant geological factor in certain hydroelectric projects, where the reservoir is sited on the high ground corresponding to the outcrop of a large granite intrusion. Tunnelling within the thermal aureole tends to become increasingly difficult as the granite is approached.

Excessive ease of extraction because of overhelpful planes of weakness can lead to overbreak (Fig. 8.5) and to potential rockfalls from the roof. A certain amount of excess excavation between the ideal outer surface of the lining and a pay line is usually covered by contract, but allowance for treating any overbreak beyond that is likely to be borne by the contractor and should be allowed for in his tender. Overbreak depends on the intensity of jointing and the presence of other planes of weakness, such as bedding and schistosity, and also on the orientation of the dominant planes relative to the tunnel face. In general, massive uniform rock, properly blasted, will give a clean section; well bedded, fractured rock will give overbreak. This is greatest in steeply dipping layers where the tunnel is parallel to their strike. For example, the overbreak in mica-schists

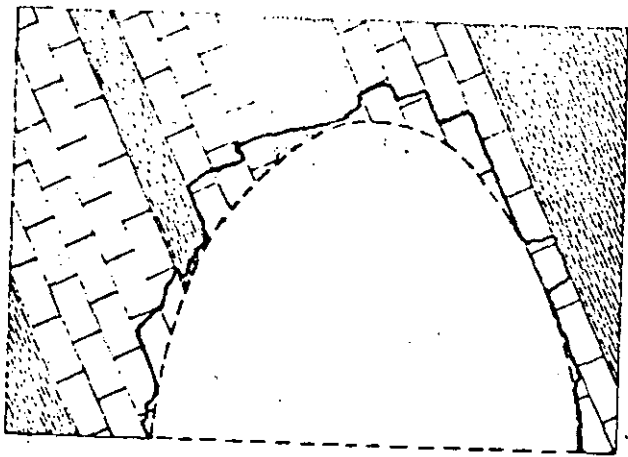


Figure 8.5 The ideal tunnel outline is shown by the broken line. The strata to be excavated are alternating shales and well jointed limestones, dipping steeply and striking parallel to the tunnel. The actual amount pulled out by explosives along the planes of weakness is indicated by the thick black line. This excess rock, excavated beyond the perfect section, is called overbreak.

was observed to vary in one tunnel from values of 16% across the foliation of 40% along it.

Predicting instability of the roof and the need to support and back-fill parts of a tunnel are problems common to both excavation by explosives and excavation by a rock-boring machine – as are seepage, water-filled soils in channels or fissures, swelling and popping rock, and high temperatures.

Excessive overbreak and the risk of rockfalls from the roof are most likely where the following conditions are met:

- (a) at fault zones, especially if they contain loosely cemented breccias;
- (b) at dykes, narrower than the tunnel, which have well developed horizontal cooling joints;
- (c) at synclinal axes, as the tensional joints developed at the hinge of the fold diverge towards the tunnel, and the blocks are not supported;
- (d) at layers of loosely compacted fragmental rocks, such as some volcanic breccias; and
- (e) where thin layers of strong and weak rocks (for example, alterations of limestone and shale) are present at the level of the roof, or strike along the tunnel and have a steep dip.

Where a tunnel is likely to follow such a zone of weakness for an appreciable distance, consideration should be given to re-aligning it. This may have to be done after excavation starts, if exploration has not revealed the structure. For example, the location of every minor dyke in a deep tunnel in a mountainous area cannot always be anticipated, but the trend of the dyke swarm is probably known, and may be used to assess the extent to which the dyke and tunnel line are likely to coincide.

The amount of seepage into a tunnel through pervious rocks and joints may be a significant factor in design. It must be assessed from a knowledge of groundwater conditions, bulk permeabilities of rocks and the geological structure. For example, crystalline rocks, such as granite, gneisses and schists, are typically dry except for flow along joints and faults, and perhaps at the margins of any dykes which cut them. In pervious rocks, the flow of ground water into the tunnel is likely to increase at fault zones, and at synclinal axes (which tend to channel flow towards the tunnel). Water-filled fissures, especially in limestones, present a more serious hazard, which must be insured against in certain projects by probing ahead of the working face with small horizontal boreholes. The consequences of driving the tunnel into the wet soils of a buried channel cut into the solid rock are so serious that exploration must be thorough enough to delineate rock head everywhere along most tunnel lines, particularly under the sea, under estuaries and under rivers. Depressions in the rock head surface may be pre-glacial channels or trenches scoured by strong tidal currents, or large fissures leached in limestone, which have subsequently been infilled with Pleistocene or Recent sediments. In areas which have not been glacially eroded, the bedrock near the surface may be altered by periglacial or other weathering, and consequently have a permeability and strength intermediate between its values when fresh, and those of any residual soils formed from it.

The temperatures in a tunnel, prior to ventilation, are related mainly to distance from the surface, the thermal conductivity of the rocks and the amount of water circulating through them. It is a significant factor only in very deep tunnels. Any sudden drop in temperature at the tunnel face is usually an indication that heat is being drawn from the rocks by circulation of water close to the face, and it may serve as a warning of a water-filled fissure and the threat of a sudden inrush. Inflow of warm water occurred in tunnels through the Alps.

At depths below about 150 m, the pressure of overburden is

augmented locally by appreciable secondary stresses in some parts of the excavation. The resultant strain in the rocks around the tunnel may take the form of swelling into the tunnel in shales, or some movement along bedding or other planes of weakness in brittle rocks. It may, however, produce explosive scaling from the surface of massive brittle rocks which cannot make such adjustments. This is called a rock-burst or popping rock and it can be hazardous. It is probably the cause of many of the minor tremors generated as mining subsidence takes place.

The prediction of ground conditions, and how they vary along the line of a tunnel, follows the general lines of site exploration described in Chapter 6, with appropriate emphases. Zones of weakness and permeability – particularly fault zones, buried channels, lenses of waterlogged running sand, and dykes – must be delineated with especial care. The rocks in many major tunnelling projects are covered by water, and continuous seismic-reflection profiling can be used to advantage. There is always need for a line of borings along the proposed tunnel, to prove the geology and provide samples for physical measurements. As a final check, test drilling may be done ahead of the working face by driving small holes outward from the face parallel to the tunnel axis to confirm the prognosis, and to ensure that no hazards are encountered unexpectedly. These points are illustrated in the case history in the next section.

Any need to change the method of excavation or support because of an unforeseen change of geological conditions can be a difficult and costly decision for a contractor. The accurate prediction of all such changes, before excavation starts, is more than can be provided by present exploratory methods. Some geological complications and hazards only become known as tunnelling proceeds. For these reasons, it is very important that the fullest possible appraisal of the geology is made, and that exploration is *not* thought to be finished once excavation has started.

8.3.4 Case history: the proposed Channel Tunnel

The project to build a tunnel under the English Channel and link England to France by rail was shelved as one of the cuts made in British public expenditure in the mid-1970s. This was done, however, at a point where the geology of the site had been investigated and assessed by members of the Channel Tunnel Study Group, as part of a comprehensive study and estimate of costs (£454m at 1973 prices).

The project seems a reasonably sound one in terms of economic strategy, financial probity and technical feasibility. The prospects are encouraging and realistic enough to attract some private capital, and the technology already exists. The tunnel project may be revived as economic conditions are improved by oil revenues. The following account is drawn mainly from Destombes and Shephard-Thorn (1971), and from an account by Hanlon (*New Scientist* 60, no. 867, October 1973). The geological investigations and tests were carried out in 1964–5.

Where the Channel narrows, Cretaceous Chalk crops out on both coasts, and its low dips suggested that it might be continuous at the level of the tunnel from one end to the other. The geology below the Channel for some distance on both sides of the shortest route was reconnoitred using shallow seismic-reflection profiling (sparker). A pattern of lines, trending NE–SW at 0.5 km intervals, were linked by 12 tie lines to give several hundreds of kilometres of continuous profile. As a control on the interpretation of these lines, and to provide samples for testing, 73 boreholes were made in the sea floor and, in all 6 km of cores were recovered. Microfossils from them were used to recognise finer divisions within the Chalk, and so assist in delineating the detailed structure of the layering. Laboratory tests of permeability, water content, density and compressive strength were made, plus some others related to the problems of this particular tunnel: for example, ultrasonic velocity determinations for detailed sparker interpretation, variation in clay and calcite content, static strain modulus and slaking tests.

The investigations showed that the Chalk is folded gently into one major anticline and several lesser folds, all trending east–west. The maximum dips, up to 15°, are found on the French side. One fault with a throw of only 12 m was mapped, and the few others detected are even smaller. Tests in boreholes adjacent to some of them showed no significant increase of bulk permeability, and it is inferred that they are sealed by later mineralisation, or by clay. They do not represent a serious hazard. The sea floor is swept by tidal currents and superficial deposits are generally thin. Sand, migrating slowly in giant sand waves, is present near the French coast. There are also several deep hollows cut into the bedrock, which are filled with Pleistocene silt and sandy clay. The largest in mid-Channel extends to 140 m below sea level. Fortunately, the Chalk below them is unaffected by periglacial weathering and there is more than 25 m of sound rock above the tunnel along its entire route. This is considered

to be an adequate safety margin. The lack of weathering of the Chalk in the hollows indicates that the infill of drift was already present as a protective cover before the last glaciation (an alternative explanation, which is possible but less likely, is that some of the hollows are scours cut by strong tidal currents, which have been filled with recent sediment).

The lowered sea levels of Pleistocene times left the present sea bed of the Channel exposed to periglacial weathering, which has increased the permeability and lowered the strength of the Chalk by breakage and fissuring. The seismic velocity in the weathered Chalk is up to 30% less than in fresh rock. (This effect must be allowed for in interpretation of the sparker profiles.) The white Upper Chalk is the only layer seriously affected. The penetration of the weathering, particularly along joints, is controlled partly by the minor folds. The badly weathered zones can admit large amounts of water to lower levels to produce serious and unexpected water problems, but the tunnel line is sited safely below all known hazards of this type.

The permeability of chalk is inversely related to its clay content. A Channel Tunnel cut in chalk consisting of more than 80% calcite would probably suffer serious seepage, and this limit was a vital criterion in selecting which layer of the Chalk the tunnel should follow. The Chalk Marl, a layer up to 30 m thick within the Lower Chalk, has a suitable permeability combined with adequate strength to support the forward area until lining can be installed. It consists of a series of units, each 0.3–0.7 m thick, with clay-rich rock at the base grading upwards into purer, harder chalk. The ribs of chalk give strength and the clay acts as a sealant. The permeability of the matrix of the Chalk Marl is nearly zero across the bedding, and the effective bulk permeability *in situ* is entirely due to fissures. Assessments of strength are borne out by the fact that older trial tunnels excavated in the 1880s are still standing although they are unlined. The ease of excavation of the Chalk Marl by rotary cutting machines is shown by results of 30 m per day during trials.

It is possible to route the tunnel through Chalk Marl for most of its length, and the main geological complications are at the coasts. The low dips on the English side give considerable freedom of choice horizontally in siting terminal facilities, but the steep dips and narrower outcrops on the French side are more restrictive, unless a geological penalty is accepted. For example, the tunnel should preferably avoid the water-bearing sandstones that occur below the

Despite the careful preliminary investigation and its favourable results, there is still a possibility that some water-filled fissures – joints or bedding-planes – have not been delineated by the survey, and indeed cannot be recognised by present techniques with certainty. They present a potential hazard which must be insured against by stipulating that small-diameter holes should be bored ahead of the tunnel face to probe the rocks ahead. These holes would be fitted with valves so that they can be sealed and, if necessary, grout can be pumped into any pervious zone they penetrate to seal it. The cost of this procedure is largely determined by time delays when drilling of the main tunnels is halted.

The proposed design includes two main traffic tunnels and a central service tunnel. The main tunnels were costed on the basis of a diameter of 6.85 m, which would accommodate lorries at least 4 m high, loaded on rail transporters. The service tunnel would be advanced first, and borings could be made sideways from it to probe conditions along the sites of the two main tunnels. The net progress, including lining, was projected to 0.5 km per month for the service tunnel, and 0.75 km per month for the main tunnels. These estimates are based on an aimed excavation rate of 6 m per hour by the rotary boring machines.

The Study Group also reported on the geological factors relevant to an alternative 'immersed tube' scheme, in which an open trench would be excavated in the Channel floor, and special caissons, which would serve as segments of the tunnel, would be sunk into it. The topography of the sea bed is the most important factor in the choice of route, and feasibility, of this scheme. The principal geological consideration is ease of excavation of the trench. It was concluded that no particular difficulties would be likely where Chalk cropped out, but that the silt in the buried channels would be liable to collapse into the trench during construction. Mobile sand waves would also be a problem locally. Otherwise there appeared to be no serious problem of silting up of the trench by the movement of recent sediments.

REFERENCES AND SELECTED READING

- 8.1 Attewell, P. B. and I. W. Farmer 1976. *Principles of engineering geology*. London: Chapman and Hall.
 Bishop, A. W. 1973. The stability of tips and spoil heaps. *Q. J. Eng. Geol.* 6,

- Fookes, P. G. and M. Sweeney 1976. Stabilization and control of local rock falls and degrading rock slopes. *Q. J. Eng. Geol.* 9, 37-56.
- Geological Society Engineering Group Working Party 1977. The description of rock masses for engineering purposes. *Q. J. Eng. Geol.* 10, 335-88.
- Hoek, E. 1970. Estimating the stability of excavated slopes in opencast mines. *Trans Inst. Min. Metall.* 79A, 19-32.
- 1973. Method for the rapid assessment of the stability of three-dimensional rock slopes. *Q. J. Eng. Geol.* 6, 243-56.
- Hoek, E. and J. W. Bray 1974. *Rock slope engineering*. London: Inst. Min. Metall.
- Hutchinson, J. N. and D. Brunsden 1974. Mudflows: a review and classification. *Q. J. Eng. Geol.* 7, 327-8.
- Londe, P. 1973. Analysis of the stability of rock slopes. *Q. J. Eng. Geol.* 6, 93-124.
- Watkins, M. D. 1970. Terminology for describing the spacing of discontinuities of rock masses. *Q. J. Eng. Geol.* 3, 193-5.
- Weeks, A. G. 1969. The stability of natural slopes in south-east England as affected by periglacial activity. *Q. J. Eng. Geol.* 2, 49-62.
- Zaruba, Q. and V. Mencl 1969. *Landslides and their control*. Amsterdam: Elsevier.
- 1976. *Engineering geology*. Prague: Academia.
- 8.2 Little, A. L. 1977. Investigating old dams. *Q. J. Eng. Geol.* 10, 271-80.
- Sivasubramaniam, A. and A. V. F. Carter 1969. The investigation and treatment of leakage through Carboniferous rocks at Clubbidean Dam, Midlothian. *Scott. J. Geol.* 5, 207-23.
- Stevenson, P. C. and W. R. Moore 1976. A logical loop for the geological investigation of dam sites. *Q. J. Eng. Geol.* 9, 65-72.
- Wahlstrom, E. E. 1974. *Dams, dam foundations, and reservoir sites*. Amsterdam: Elsevier.
- Walters, R. C. S. 1962. *Dam geology*. London: Butterworths.
- 8.3 Anderson, J. G. C. 1970. Geological factors in the design and construction of the Ffestiniog pumped storage scheme, Merioneth, Wales. *Q. J. Eng. Geol.* 2, 183-94.
- Carter, P. and D. Mills 1976. Engineering geological investigations for the Kielder tunnels. *Q. J. Eng. Geol.* 9, 125-42.
- Destombes, J. P. and E. R. Shephard-Thorn. 1971. *Geological results of the Channel tunnel site investigation 1964-65*. Rep. Inst. Geol. Sci. 71/11.
- Hanlon, J. 1973. Bore of the century? The Channel tunnel. *New Scientist* 60, 92-110.
- McGregor, K. 1968. *Drilling of rocks*. London: McLaren.
- Wahlstrom, E. E. 1973. *Tunnelling in rock*. Amsterdam: Elsevier.
- Wood, A. M. M. 1972. Tunnels for roads and motorways. *Q. J. Eng. Geol.* 5, 111-26.
- Robbins, R. J. 1976. Mechanised tunnelling - progress and expectations. *Trans Inst. Min. Metall.* 85A, 41-50.

FOUNDATIONS FOR DAMS
ASILOMAR CONFERENCE GROUNDS
INST. INGRA. E-9 U.N.A.M.
ABRIL 1974

47

**GEOTECHNICAL STUDIES FOR
LA ANGOSTURA PROJECT**

R. J. Marsal*

SESSION:

ENGINEERS AND GEOLOGISTS

* Research Professor, Instituto de Ingeniería, UNAM

INTRODUCTION	1
GEOLOGY	2
SEEPAGE INVESTIGATIONS	4
ROCK MECHANICS STUDIES	8
DAM CONSTRUCTION	11
COMMENTS	16
REFERENCES	17
TABLES AND FIGURES	19

The design, construction and even the operation of a dam, require the combined efforts of the geologist and the engineer in order to establish a thorough understanding of the geotechnical problems involved.

In the past, geologists commonly worked in isolation and produced thick reports containing general descriptions of the regional topography and geology, some information on the reservoir area and the account of explorations undertaken at the damsite. There was little interaction, if any, between geologist and engineer and the result usually was that the engineer failed to take into account important facts revealed by the geological survey. On the other hand, the geologist knew little of the bearing of these features on the project as a whole or on any particular structure. Therefore, no special studies were performed in time to avert a condition unfavourable either from the standpoint of economics or safety. Fortunately this state of affairs has improved as we travelled along a lengthy and sometimes arduous path, but much remains to be done to coordinate the joint interests of engineers and geologists.

To illustrate several aspects of the type of cooperative effort required, the geotechnical studies performed by the Comision Federal de Electricidad (CFE) and the Instituto de Ingenieria, UNAM, at the design stage and during the construction of La Angostura Project will be examined.

La Angostura Project is a hydroelectric power plant located in the upper Grijalva River, State of Chiapas (Fig 1). The dam is of rockfill type, 145 m high; it has a central, inclined clay core and pervious shoulders made of rockfill, sand and gravel. The total storage capacity of the reservoir is $18 \times 10^9 \text{ m}^3$, of which 7×10^9 are needed for flood control. The spillways, two gated open channels with ski-jumps located in the left bank (Fig 2), are designed for a maximum discharge of $6,000 \text{ m}^3/\text{sec}$. The powerhouse was built in a cavern (right bank, Fig 2), approximately 22 m wide, 40 m high and 100 m long; it contains 3 x 150 MW units and four power transformers. The turbines are fed by lined tunnels 6.5 m in diameter, connected to the intake works through shafts where the emergency and service gates are installed. The river was diverted by means of two cofferdams, the upstream one being 60 m and the downstream 30 m high (Fig 3), and two concrete lined tunnels, 13 m in diameter.

GEOLOGY

The upper Grijalva River flows along the Chiapas Plateau through La Angostura Canyon, located 700 km South-East of Mexico City. For a schematic presentation of the structural geology and tectonics of this region see the N-S section of Fig 4. The plateau is divided in several blocks due to thrust faulting and the crystalline basement is underlain to the South by the Pacific basaltic crust.

In the reservoir area, the river cuts through stratified sedimentary formations of the Jurassic and Cretaceous ages composed of limestones and shales. These strata dip toward the North-East with an average inclination of 8 degrees.

Fig 5 presents the geology of the region bounded by the Grijalva and Santo Domingo rivers, both running in an almost parallel northerly direction. The map indicates the folding and the approximate boundaries of the different geological units that were identified in field inspections and by photogeological interpretation. The sequence of these units in a N-S section is attached to the above figure. The highly karstic stratum designated UD, underlies others of pure to clayey limestone; at La Angostura, the latter are covered by reefy formations and shales.

The structural geology and tectonics of this area is presented in Fig 6. The set of fractures was further traced and explored in the vicinity of the damsite, with the purpose of evaluating seepage losses through the abutments (see Fig 10).

Seismicity. Studies based on the location of epicenters and intensities of earthquakes in the upper Grijalva basin, indicate that this region is very active from the standpoint of seismicity. Since 1900 to date, 678 earthquakes of a magnitude exceeding 5 (Richter Scale) had the epicenters located in

the Chiapas area*, six of them being of magnitude 7 or greater (Figueroa, 1973).

SEEPAGE INVESTIGATIONS

Reservoir. In view of the geological characteristics of La Angostura watershed, permeability investigations were undertaken at the early stages of the design. These studies consisted of topographical surveys, photogeological identification of prominent fractures and faults (Fig 6), and measurements of water table levels in the sedimentary formations, covering the area comprised by the Grijalva and Santo Domingo rivers. About 50 observation wells were drilled to depths of between 100 and 200 m, distributed over two areas, El Parral and La Angostura, as shown in Fig 7. Over a period of several years (since 1967), the water levels were determined and correlated with those of the Grijalva River. In general, the water table rises gently from the river to a distance of 2 km inwards, at which the elevation is higher than the intended pool level (N.W.S., 539.50). Thus, it was concluded that a seepage connection with the Santo Domingo River is unlikely.

Damsite. The selection of the damsite was influenced by the presence of a highly karstic limestone (unit UD) that outcrops in the reservoir (Fig 5). In preliminary studies, Sites I, II and III shown in Fig 6 were investigated. Site I, very at-

*Region bounded by latitudes 14 and 19 degrees and longitudes 90 and 95 degrees (see Fig 4).

tractive from the topographical standpoint, was abandoned due to the poor conditions of the limestone in the left abutment (open fractures and solution conduits); furthermore, unit UD is only 20 m below the rock surface in the river. Site II was well suited for a concrete arch dam with tunnel spillways, but it is close to a conspicuous fault in the left bank (Fig 6). Finally, Site III was chosen for the rockfill dam as enjoying better geological conditions since it is 600 m downstream of the fault mentioned about and unit UD dips down 200 m below the river channel at this point.

The observation wells drilled at La Angostura (Fig 8) allowed the investigation of drainage conditions of the rock at the damsite area. Contour lines of the water table for two different dates (Oct. 1970 and Jan. 1972) are presented in the above figure. Neither sets of measurements reveal substantial differences with time. In the right bank, the water table rises from elevation 420 (river level) to 500, approximately, at a distance of 1 km; then, it decreases to elevation 460 at 1.5 km inwards from the river; finally, it climbs abruptly to elevation 595, the maximum observed at the farthest gage point. The zone of low water elevations reflects the influence of fractures on the drainage of this bank. The water table in the left side of the river varies from elevation 420 to maxima of 485 and 450 in October 1970 and January 1972, respectively; but, it falls to elevation 435 in the observation well located 1.5 km from the river. Further in-

side this bank, the water table rises again and attains elevations above the pool level (N.W.S., 539.50).

Water Absorption Tests (WA). Tests of this type were performed in most of the borings drilled at the damsite either for coring or piezometric observation. WA-values varied within a range depicted by the examples given in Fig 9. Water absorptions of 10 to 20 Lugeons were observed at some test sections, suggesting the presence of fractures, or solution conduits in the limestone. However, a tendency of WA to diminish with depth was noted; with a few exceptions, WA was less than 2 Lugeons below river level. All the borings tested at this stage of the geological exploration were vertical.

The apparent inconsistency between water table measurements and the results of the water absorption tests commented above, promoted an additional study of the drainage conditions of the rock by means of inclined borings drilled in the vicinity of prominent fractures. Each of the selected fractures was intersected by three borings at different depths and water tested. The distribution and values of water absorption did not reveal much difference with those registered in vertical holes. It was confirmed that one has to expect greater permeability above the water table than in the deeper strata of both banks.

Based upon the above information, it was decided to 1) confine the grout treatment of the foundation and a-

butments to elevation 400; 2) drill holes inclined at 15 to 20 degrees to the vertical, and 3) distribute these borings in two lines using the split-spacing method.

Seepage Losses Through the Abutments. A problem posed by the presence of almost vertical fractures in both abutments, outside the zone to be grouted, was the evaluation of the potential seepage losses of water around the dam. This required a detailed mapping and inspection of the fractures together with hydraulic laboratory tests. Through the latter it was established that Dupuit's formula was acceptable for vertical open channels (fractures) of variable width with a horizontal bottom (Cruickshank, 1970).

The grid of fractures shown in Fig 10 was based on photogeological studies at the damsite, controlled by exploratory trenches and addits dug at several points. The width of the fractures and their probable variation with depth was the main unknown in the computations, because of the limited number of places where direct observation was possible. Therefore, ranges of width (\bar{w}) and its coefficient of variation (V_w) were chosen arbitrarily.

Expected values of the seepage losses $E(Q)$ in m^3/sec for \bar{w} over the interval 1 to 20 mm and $V_w = 0, 0.5$ and 3, are presented in Fig 11 (Cruickshank, 1970). For $\bar{w} = 5$ mm and $0 < V_w < 3$, $E(Q)$ varies from 1 to 10 m^3/sec , approximately. Economic studies of the effect of water losses in the en-

ergy production of the power plant, showed that a maximum seepage value of $20 \text{ m}^3/\text{sec}$, about 7 per cent of the average rate of flow of the river, was admissible. Hence, the decision was taken 1) to limit the abutment treatment to about 100 m inside both banks in order to take care of tectonic fractures as well as those parallel to the canyon developed by stress relief, and 2) to find a feasible and economic way to seal, close to the slopes, the most prominent fractures connected to the reservoir. In this respect, a new series of exploratory trenches and galleries in the vicinity of several fractures was excavated upstream of the damsite. Only the fault located on the right bank (Fig 10) was grout treated, as described below.

ROCK MECHANICS STUDIES

For design purposes of the underground powerhouse and the stability investigation of spillway cuts, in situ and laboratory determinations as well as field measurements during the excavation of these structures were undertaken by CFE and analyzed by J. Alberro (1973).

Results of laboratory tests performed with specimens sampled in one of the three borings drilled around the powerhouse, are presented in Table 1. Standard deviations of the porosity, unconfined compressive and tensile strengths and moduli of deformation, show a rather high scattering in these characteristics for geological formations U2 and U3 (Fig 5), in which the cavern was to be excavated.

Table 2 presents average values of the static and dynamic moduli of deformation determined in two galleries dug in the right bank, 12 m about the vault and normal to the longitudinal axis of the cavern. These tests were made with rigid and flexible plates, the Goodman jack and the microseismic method, perpendicular and parallel to the stratification. Note the differences between the values of the static modulus parallel to the stratification for Galleries 2 and 3, which may be explained by the presence of fractures in the vicinity of the latter test gallery. Also, the Goodman jack values are low; this is attributed to fissuring around the test hole caused by horizontal tectonic stresses. Based on 1) the dynamic results; 2) the frequency of transversal waves, and 3) a known empirical correlation, the computed static moduli are 50,000 and 90,000 kg/cm² for the normal and parallel directions, respectively. These values agree with those obtained by means of static load tests.

Stress relaxation tests were carried out in the powerhouse area (Gallery 2), to investigate the magnitude and direction of tectonic stresses prior to excavation. The results of these measurements, combined with the computation of stresses due to the overburden, disclosed a horizontal tectonic stress parallel to the river of 80 kg/cm².

An example of the effect of blasting on the slopes of the spillway channels is illustrated by Fig 12. The

displacements induced by the explosives (pre-split) during the excavation were measured with longitudinal extensometers and inclinometers. The horizontal deformations detected by Inclincmeter 15 (Fig 12) was of 5 mm, about constant for a depth of 15 m, and nil for the underlying strata. On the direction of Extensometer 22, the displacements toward the hill increased from zero to 6 mm in the first five meters from the slope, and thereon decreased to zero over a length of 30 m.

Fig 13 shows measurements undertaken in Diversion Tunnel 1 during its excavation (performed in two stages) and afterwards. Displacements toward the tunnel in Points 1 and 3 registered with longitudinal extensometers were 8 and 5 mm, respectively, at the end of the first stage of excavation; they increased linearly with time and the effect of the second stage is not appreciable. Furthermore, the total vertical displacement of Point 3 was 13 mm over five months of observation, which means a deferred deformation 1.4 times greater than the initial deformation (5 mm).

Based on the mechanical characteristics of the rock and the evaluation of tectonic stresses, Alberro (1973) computed the deformations of the mass in the vicinity of the cavern for the powerhouse using the finite-element method. Fig 14 presents a comparison of computed and measured horizontal displacements at the end of excavation; the ratio between them is about two. As commented by Alberro, to account for

this difference one has to bear in mind 1) the effect of the blasting on the deformation of the mass, as disclosed by observations in the spillway (Fig 12); 2) the deferred deformations of the rock revealed by measurements in the Diversion Tunnel 1 (Fig 13), and 3) that the static moduli of deformation used in the analysis was determined in a loading process, whereas the stresses around the cavern are decreasing upon excavation. Had the dynamic moduli (Table 2) been used, the correlation between measured and computed deformations would have been almost perfect.

The above geotechnical studies helped in the planning of the excavation and reinforcement of the cavern, and also in the design of the gate structures of the spillway.

DAM CONSTRUCTION

Design. Feasibility studies which included several alternatives for the dam, powerhouse and spillway, showed that the most convenient scheme was that composed of a rockfill dam, two gated channels for the spillway and an underground powerhouse in the right bank (Figs 1 and 2).

The initially designed cross-section of the dam is shown in Fig 15. A rather thin core of compacted soil in the central portion supported by masses of rockfill, transitions zones and filters, are the main features of this section; the upstream outer slope is 2H:1V and the downstream,

1.8H:1V. The cofferdams are incorporated in the dam and removal of the alluvial deposits in the river channel was prescribed along the core and part of the pervious sections. About half the volume of the rockfill zones as well as the filters and transitions were to be compacted in layers by means of vibratory rollers.

The use of about 75 per cent of the rock to be excavated from the spillway area, was the economic concept of this design. The abovementioned percentage was based on the examination of cores obtained from borings drilled along the original location of the spillway and the experience gained in previous cuts along access roads. For reasons explained later, the estimation of useful rockfill was grossly in error and caused significant changes in the cross-section of the dam.

Foundation Treatment. As indicated above (Fig 15), the design called for the removal of the alluvial deposit prior to the placement of the core and part of the pervious zones. Exploratory borings showed that this deposit was essentially composed of sands and gravels, but there were doubts about the distribution of these soils and the possible existence of some layers or lenses of silty materials. Excavations in the river-bed (Fig 16) disclosed a mixture of sand and gravel interspersed with lenses of medium to fine sands; no silty or clayey soils were found.

Fig 17 shows the character of the rock upon

cleaning and trimming of the exposed surface. At the bottom, the rock was sound and presented small potholes, smoothed fractures and some karstic zones. On both sides of the canyon, the stratification of the limestone was clearly revealed by layers of hard clay or marl, which were eroded by the river to a depth varying from 10 to 50 cm. Weathered rock was removed and the important defects corrected by means of dental work. It is worthwhile noting that, upon finishing the excavation between cofferdams, the total seepage through the abutments and the cutoff walls was less than 20 l/sec for water heads of 40 m (Ramírez de Arellano and Moreno, 1972).

The transversal profile of the canyon shown in Fig 18 reveals pronounced overhangs on both sides and from elevation 520 to the crest (elev. 543) the limestone was fractured and weathered. These conditions of the abutments required 1) the excavation of a trench to place the core over sound rock, and 2) trimming and concrete fillings to improve the shape of the foundation surface. The profile of this surface along the core was recommended upon studies of tension zones by the finite-element method (Covarrubias, 1970).

The entire core-rock foundation was treated with water-cement grouts injected through 2 in. borings 8m deep, under a pressure of 1 kg/cm². Grout takes of this blanket in different zones of the foundation are shown in Table 3.

Both the river channel and the abutments were

grout treated down to elevations 360 and 400, respectively. This work was done from galleries excavated at three elevations (Fig 19), one of them below the rock surface at the river channel (elev. 369). Mixtures with water-cement ratios of 1:1 to 10:1 by volume, were injected in 1.5 in. inclined holes drilled in at least two lines following the split-spacing method. A summary of this treatment is presented in Table 4. The total length of drilling was 48,840 m and the corresponding cement consumption of 3,216 ton; the average grout takes ranged from 0.03 to 1.73 m³/m. From the abovementioned galleries and upon finishing the grouting operations, a series of holes 3 in. in diameter at 10 m centers, were drilled to provide drainage.

After studies on seepage losses through fractures and subsequent exploration of the most important ones connected to the reservoir, it was decided to treat the fault located in the right bank 600 m upstream of the dam (Fig 10). The other fractures explored pinched a few meters inside the hill or had impervious fillings. The treatment of the abovementioned fault was performed from three galleries, using grout mixtures injected through a series of overlapping borings that extended from pool level to a few meters below the river deposit.

The effectiveness of the whole treatment described above is not known since the first filling of the reservoir will start on May 1974.

Rockfill Production. As mentioned previously, the original design of the dam called for the use of a large amount of the rock to be excavated at the spillway area. It should be mentioned that the first location of this structure was near the canyon and involved open cuts up to 100 m high. Since this was deemed undesirable in view of structural conditions of the rock mass, the discharge channels were moved inside the hill as shown in Fig 1 and the spillway works redesigned. The rock at the new location was explored with a limited number of borings; no substantial differences between this and the former exploration was detected.

As the excavation of the spillway channels progressed, the output of useful rock was low and its improvement with depth smaller than predicted. Both the useful and excavated volumes of rockfill as a function of time are plotted in Fig 20; by April 1972, the ratio of the above volumes was 0.41. In addition, the limestone was rather soft ($q_u < 500 \text{ kg/cm}^2$) and it produced large quantities of fine particles. The breakage of rock fragments caused by four passes of a 13 ton vibratory roller was large, resulting in a mass of gravelly material with a high content of fines. At this stage of the construction it was decided to change the design of the dam by substituting an important amount of the compacted rockfill zone for sand and gravel, borrowed from alluvial deposits located from 4 to 7 km downstream of the site. Fig 21 presents the maximum cross-section of the dam as finally built; the to-

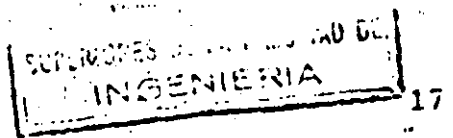
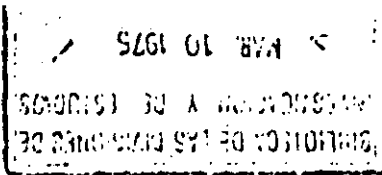
tal volume of the rockfill placed was $1.96 \times 10^6 \text{ m}^3$, 54 per cent of the material excavated at the spillway area. As a consequence, the actual cost of the dam compared with its bidding estimate increased 8 per cent.

The use of the gravelly materials in lieu of the rockfill was beneficial. Due to the poor quality of the rock obtained from the reefy limestone, the deformation of the pervious mass induced by grain breakage would have been large, particularly during the first filling of the reservoir, and their effect upon the core almost unpredictable.

COMMENTS

a) Two problems in La Angostura Project remain uncertain, i.e., the permeability of the reservoir and the rate of seepage losses through the abutments. The first filling of the reservoir by the end of 1974 will allow us to confirm or rectify 1) the conclusion about the permeability based on the piezometric observations in the reservoir, and 2) the prediction about seepage losses through the fractures in both banks.

b) The reefy limestone in the spillway area, not detected until the excavation for the discharge channels was well advanced, brought substantial changes in the construction of the dam. Its original design contemplated the use of a large quantity of rock from the spillway. Due to the poor quality of the excavation product, the pervious zones of the dam were built with sand and gravel protected with the best rockfill



obtained from the abovementioned source. One has to admit that exploration was limited and that our experience of this type of sedimentary formation was scanty.

c) The geotechnical studies at the site not only contributed to the design of the underground powerhouse and other appurtenant structures, but also provided a better understanding of the tectonics and the behavior of the rock mass upon several types of excavation. Furthermore, the measurements in the spillway and Diversion Tunnel 1 suggested the possible causes for the differences between observed and computed displacements in the rock around the cavern for the powerhouse.

REFERENCES

1. Cruickshank C., 1970, "Flujo en un sistema de fracturas verticales", Publ. of the Instituto de Ingeniería, UNAM, N° 263
2. Covarrubias S., 1970, "Análisis de esfuerzos en la presa La Angostura", Report of the Instituto de Ingeniería, UNAM to CFE
3. Ramírez de Arellano L. and Moreno E., 1972, "Field Measurements at La Angostura Cofferdams", ASCE Specialty Conference, Purdue University, Vol. I, Part 1
4. Alberro J., 1973, "La Angostura Dam Underground Powerhouse: Prediction and Measurement of Displacements during Excavation", Third International Conference on Rock Mechanics, Denver, Col.
5. Figueroa J., 1973, "Sismicidad en Chiapas", Publ. of the Instituto de Ingeniería, UNAM, N° 316

TABLE 1. TEST RESULTS FOR SAMPLES OF BORING CM-1 AT THE POWERHOUSE AREA

Test parameter	Formation	Number of tests	\bar{x}	σ
Porosity (n), %	U2	44	14.1	9.1
	U3	38	22.8	5.0
Unconfined compressive strength (σ_c), kg/cm ²	U2	55	404	96
	U3	51	202	79
Tensile strength (σ_t), kg/cm ² (Brazilian test)	U2	23	32.4	46
	U3	20	22.9	11
Modulus of deformation (D), 10 ³ kg/cm ²	U2	27	166.3	59.3
	U3	29	126.5	46.7

\bar{x} = average value

σ = standard deviation

TABLE 2. IN SITU MODULI OF DEFORMATION, GALLERIES 2 AND 3, LIMESTONE FORMATION U2 (Alberro, 1973)

Test site	Type of test	Direction	Number of tests	Mean value of D, in kg/cm ²
Gallery 2 (in a zone of sound rock)	Rigid plate $\phi = 28$ cm	//	4	130 380
		⊥	6	43 740
	Flexible plate $\phi = 1$ m	//	4	126 830
		⊥	2	55 980
	Goodman jack	//	6	57 500
		⊥	2	49 000
	Micro-seismic	//	1	190 000
		⊥	1	150 000
Gallery 3 (close to a zone affected by vertical fractures)	Rigid plate $\phi = 28$ cm	//	3	17 520
		⊥	4	40 760
	Flexible plate $\phi = 1$ m	//	1	54 100
		⊥	2	44 840
	Microseismic	//	1	170 000

D = modulus of deformation

TABLE 3. DATA ON THE GROUT BLANKET

Section	Length of drilling (m)	Cement consumption (ton)	Grout takes (m ³ /m)			
			Stage I	II	III	IV
River channel	4 900	191	0.09	0.07	0.18	-
Right bank	5 690	611	0.32	0.21	0.28	0.24
Left bank	5 250	545	0.30	0.31	0.26	0.08

TABLE 4. DATA ON THE GROUT CURTAIN

Section	Length of drilling (m)	Cement consumption (ton)	Grout takes (m ³ /m)			
			Line A	B	C	D
River channel	2 030	64	0.14	0.05	-	-
Right abutment	2 260	190	0.26	0.13	0.24	0.34
Left abutment	1 970	102	0.16	0.14	0.23	0.05
Gallery No 1	6 910	74	0.06	0.03	0.02	-
Gallery No 1 bis	1 590	23	0.04	0.06	0.09	-
Gallery No 2	6 520	166	0.10	0.06	0.04	0.12
Gallery No 3	5 680	957	0.60	0.37	0.31	0.23
Connection No 3	2 800	732	1.72	0.61	0.17	0.10
Gallery No 4	7 880	701	0.31	0.20	0.11	0.18
Gallery No 5	9 300	205	0.10	0.06	0.06	0.04
Gallery No 6	1 900	2	0.02	0.04	-	-

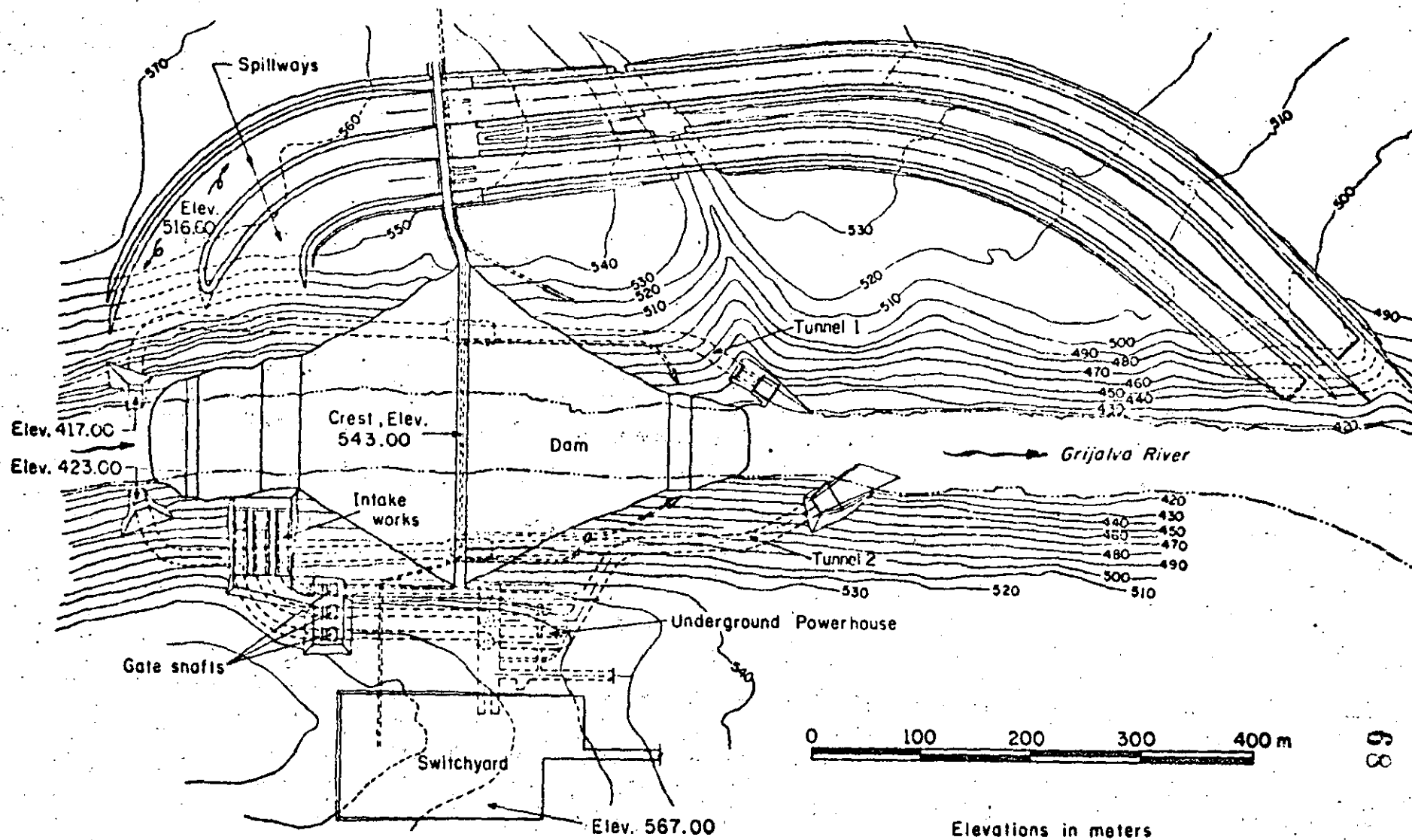


Fig 1. Plan view of La Angostura Project

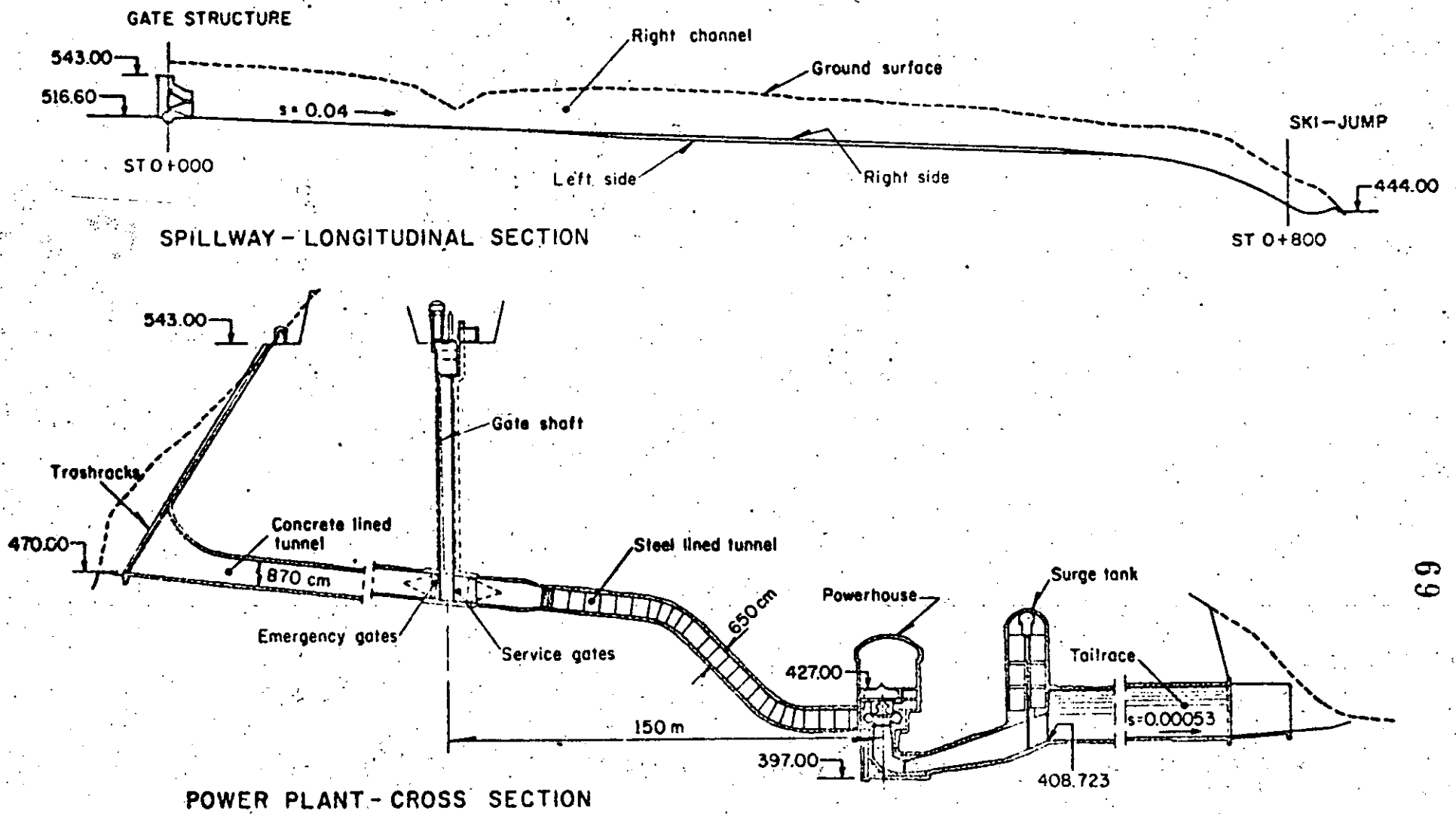


Fig 2. Spillway and Power plant

- ① River bed materials
- ② Dumped rock
- ③ Dumped clayey soil
- ④ Compacted clayey soil
- ⑤ Compacted sand and gravel
- ⑥ Rockfill

Total volume : Upstream cofferdam 490,300 m³
 Downstream cofferdam 101,000 m³

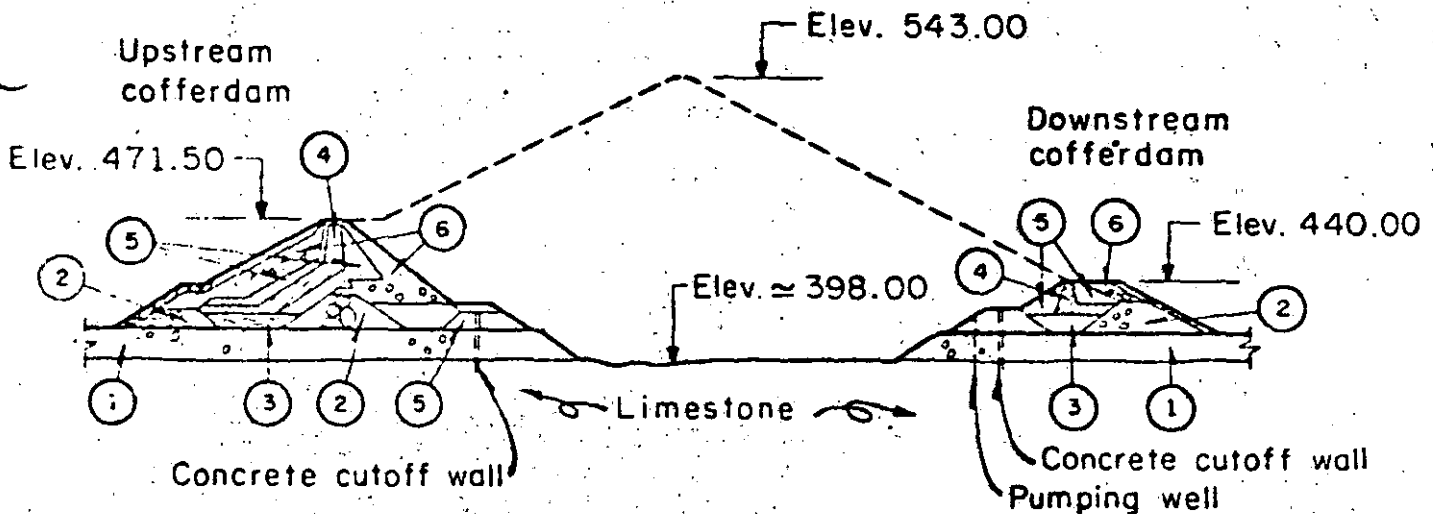
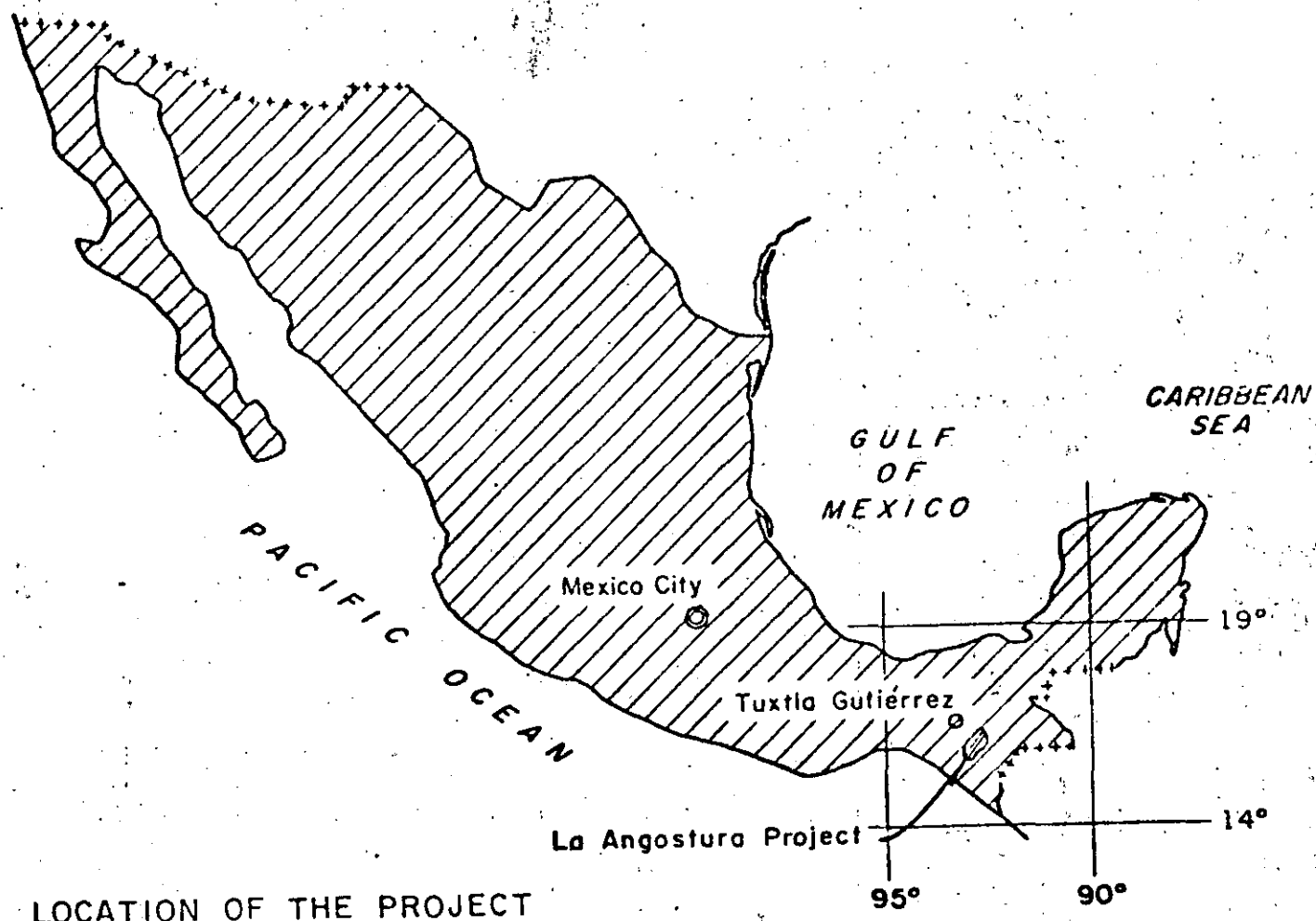
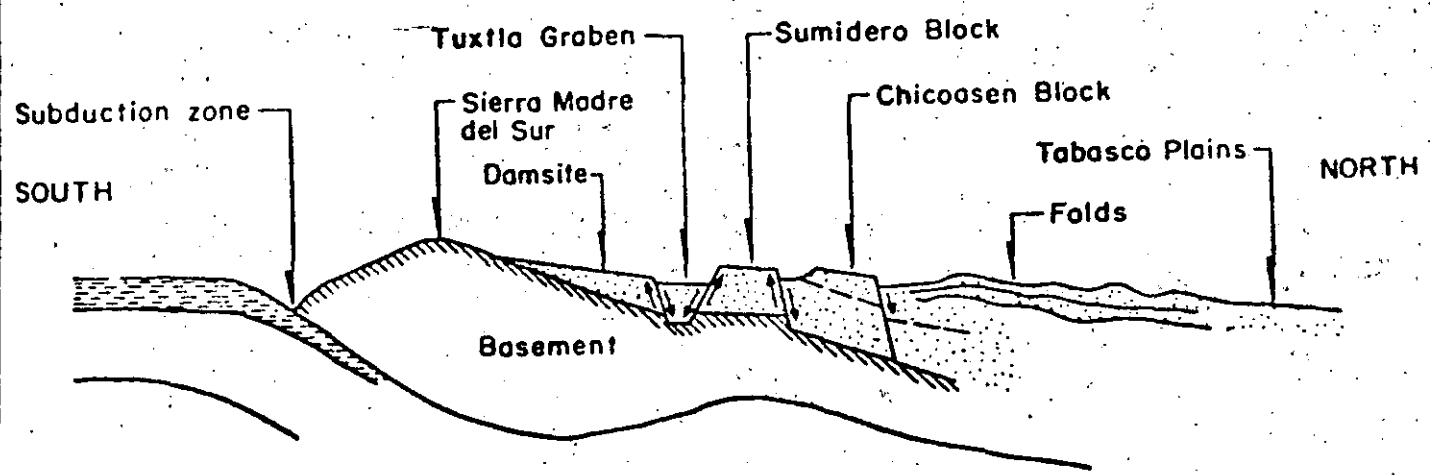


Fig 3. Cofferdams for diversion of the river (Ramírez de Arellano and Moreno, 1971)



LOCATION OF THE PROJECT



N-S SECTION OF CHIAPAS (F. MOOSER)

Fig 4. Location of La Angostura Project and structural geology of Chiapas

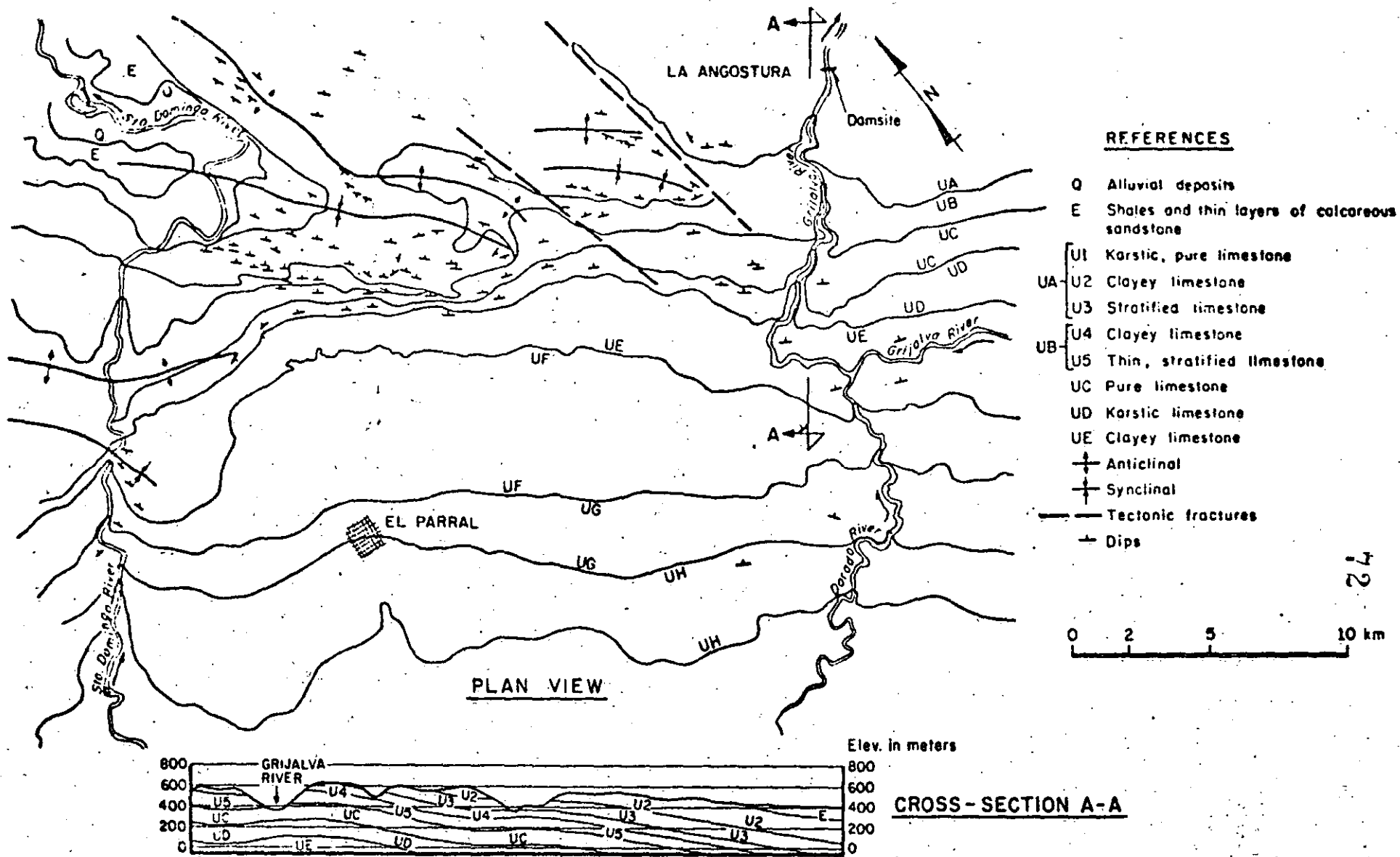
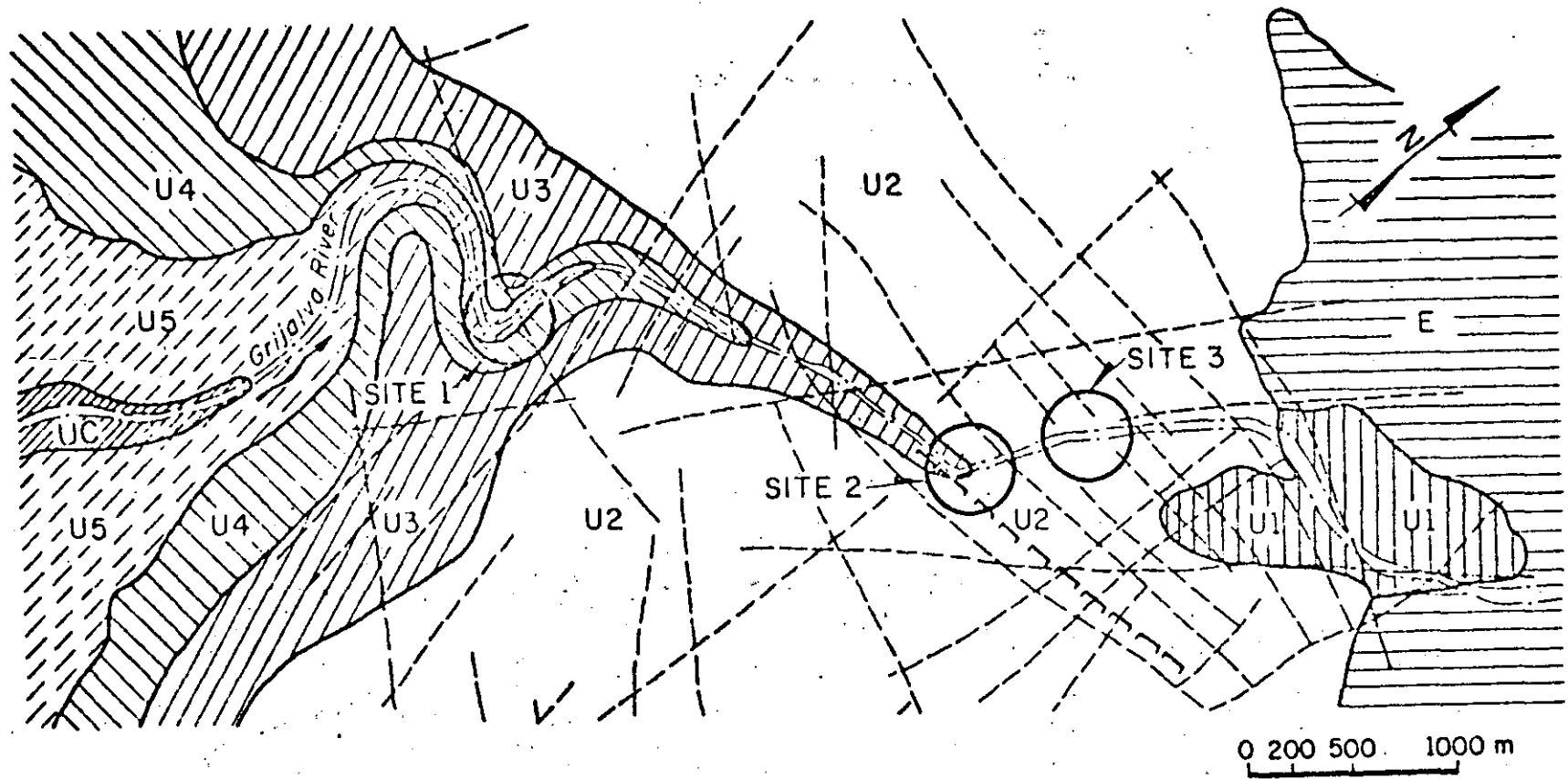


Fig 5. Geology of the region bounded by the Grijalva and Santo Domingo rivers



- - - Tectonic fractures
- - - Fault
- UA - U1 Karstic, pure limestone
- UB - U4 Clayey limestone
- U2 Clayey limestone
- U5 Thin, stratified limestone
- U3 Stratified limestone
- UC Pure limestone
- E Shales and thin layers of calcareous sandstone

Fig 6. Geology and tectonics of La Angostura Canyon

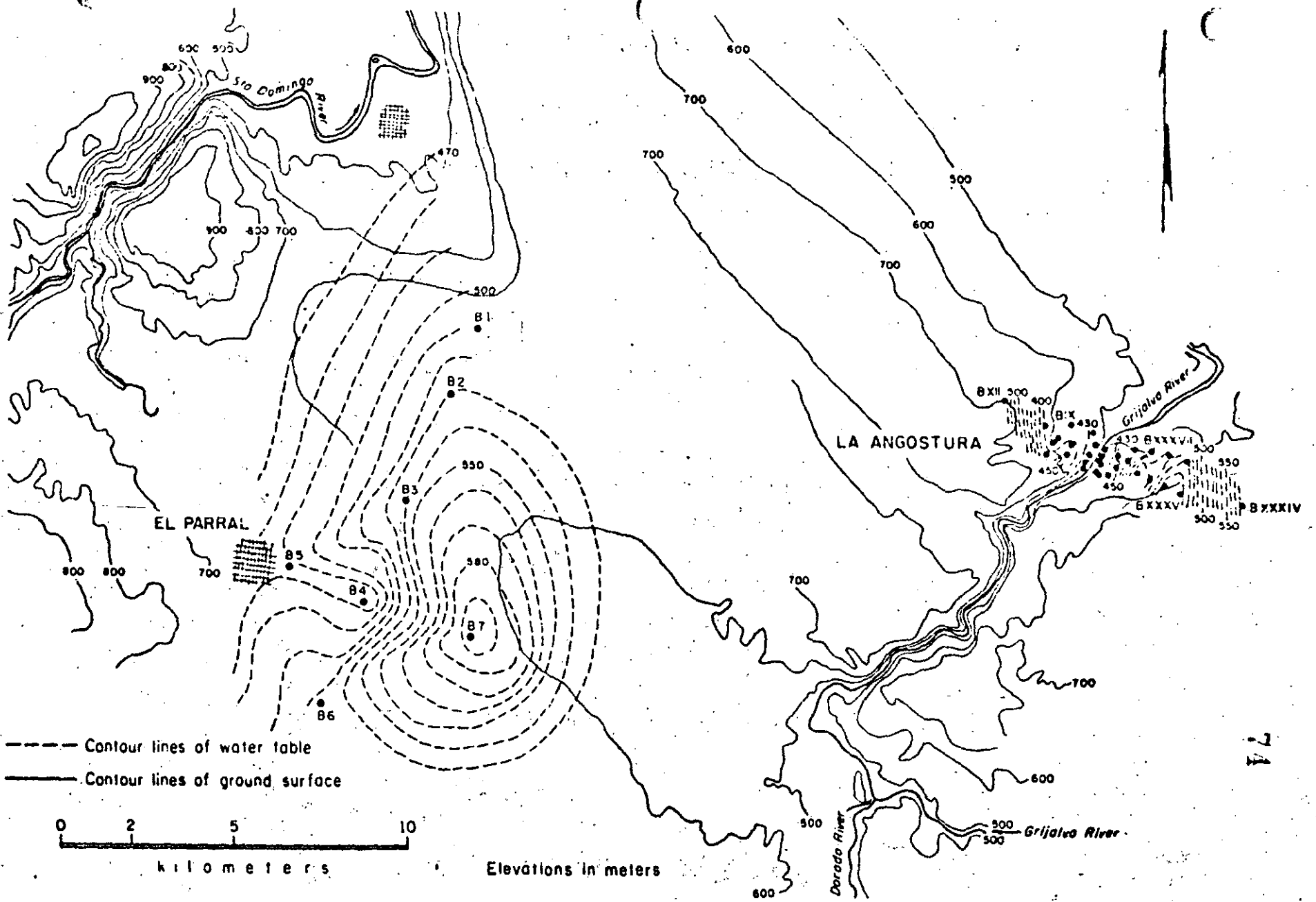


Fig 7. Water table observations in the Parral and La Angostura areas

October 1970

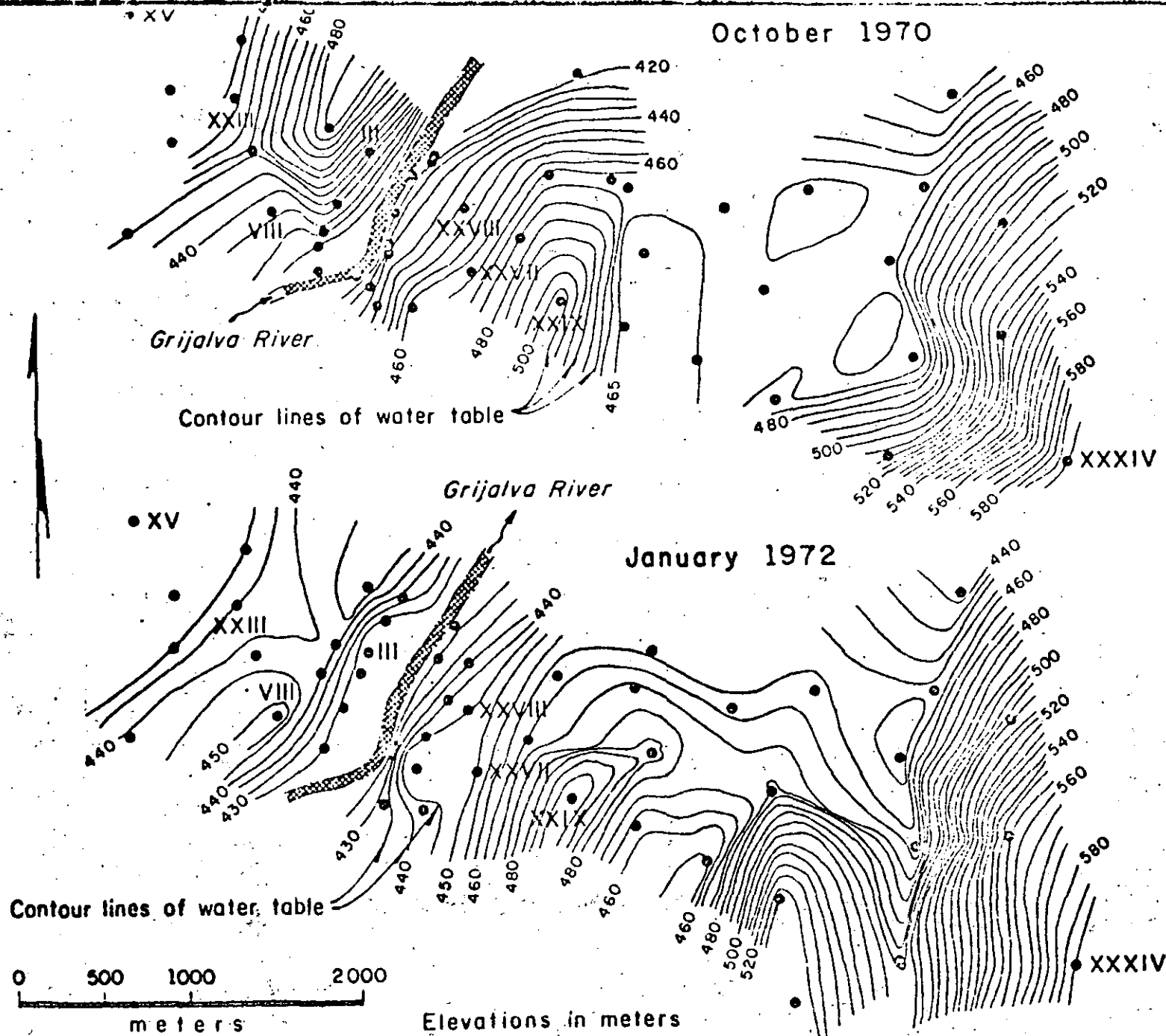


Fig 8. Water table observations at La Angostura

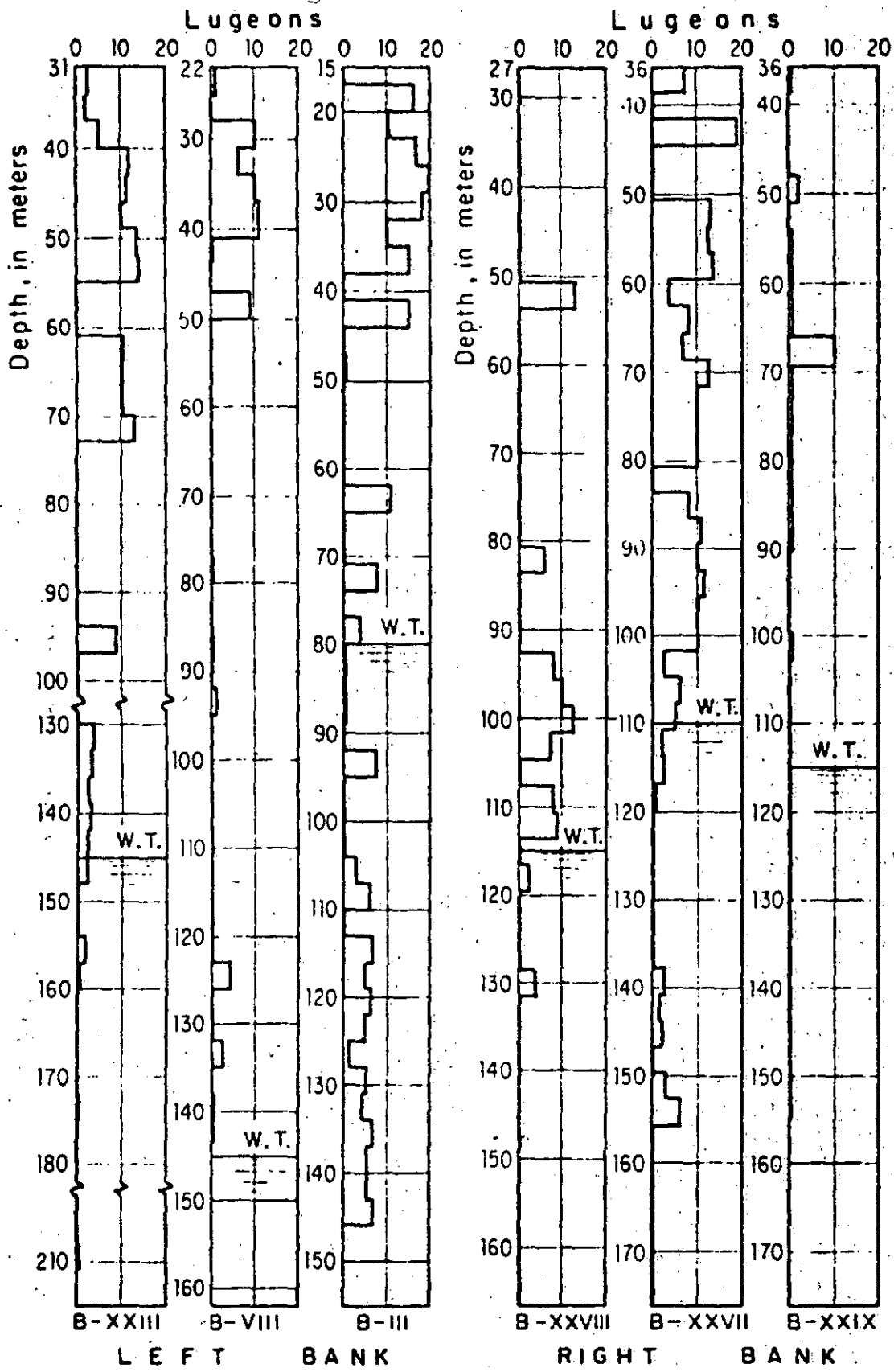


Fig 9. Water absorption tests at the damsite

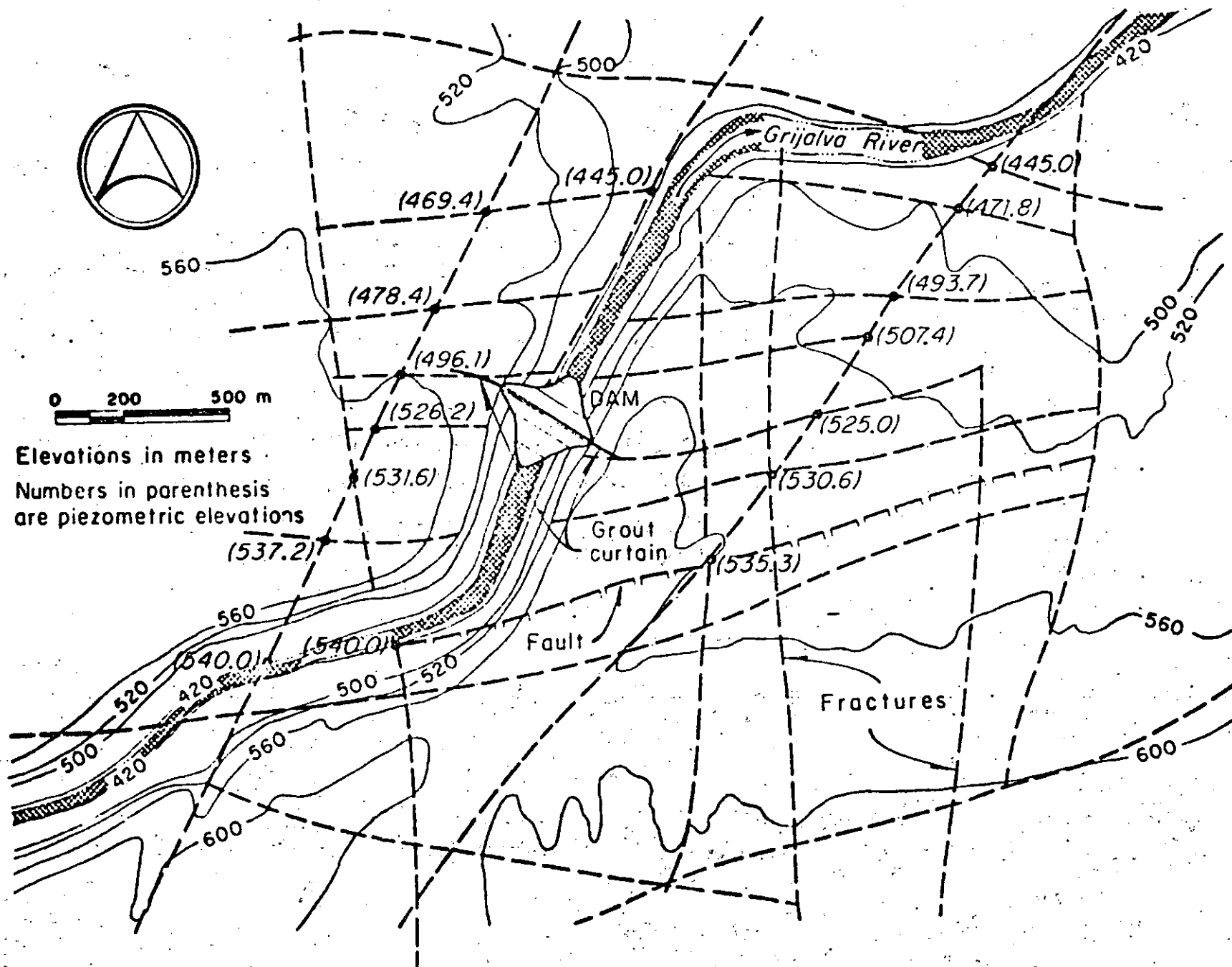


Fig 10. Grid of fractures and some of the computed piezometric elevations at La Angostura damsite

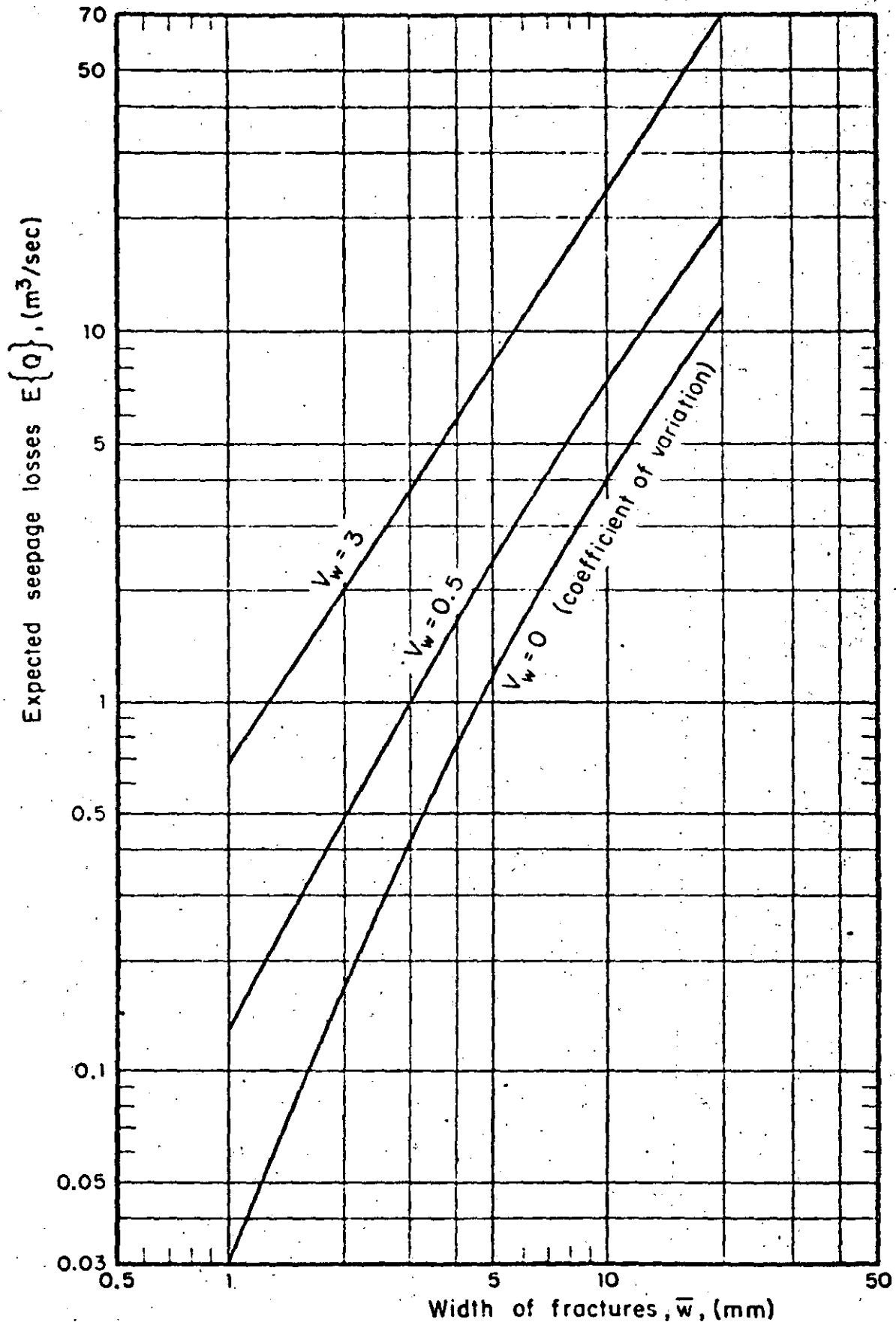


Fig 11. Seepage losses vs width of fractures (Cruickshank, 1970)

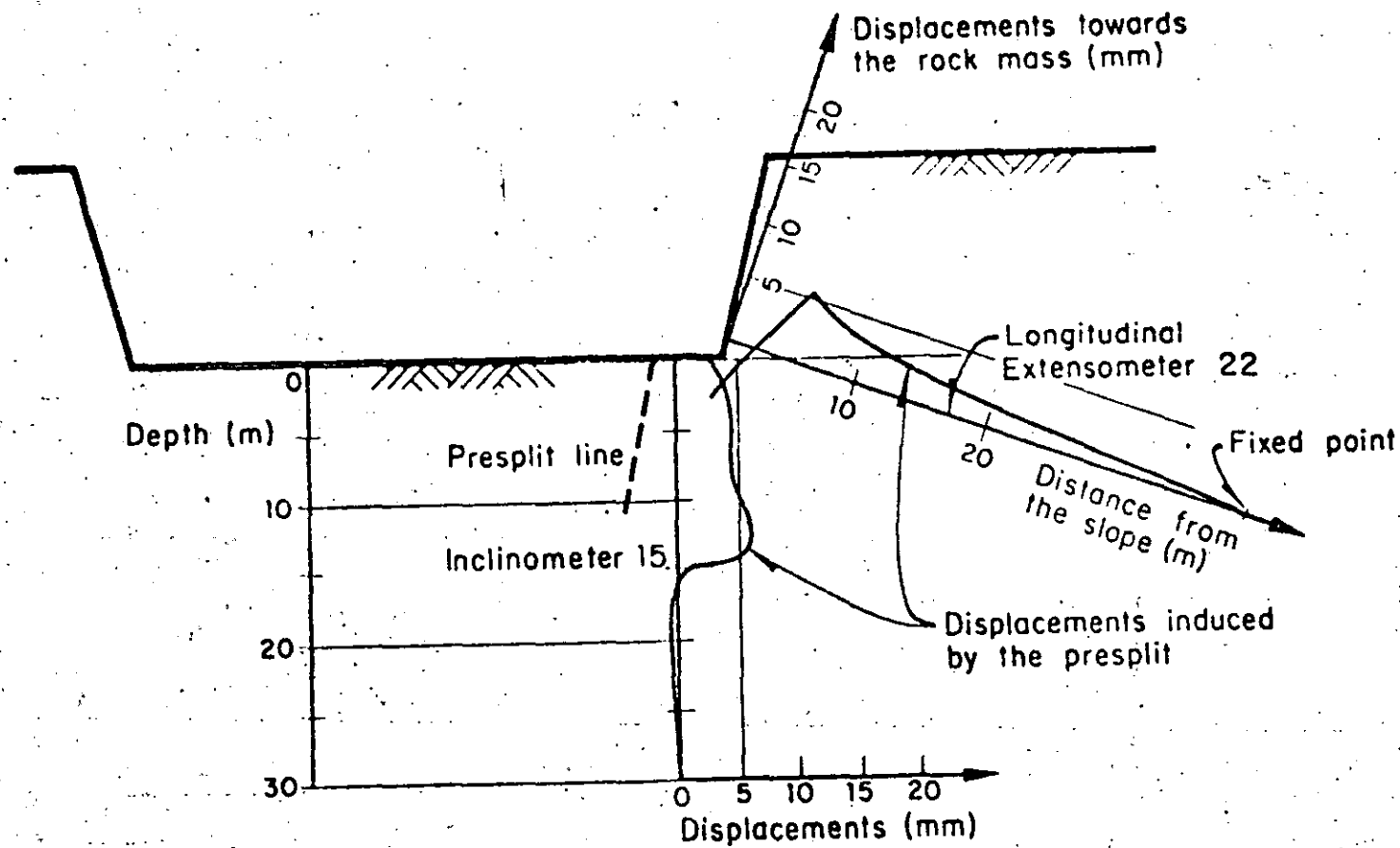


Fig 12. Displacements induced by presplit. Right spillway channel, St. 0+050 (Alberro, 1973)

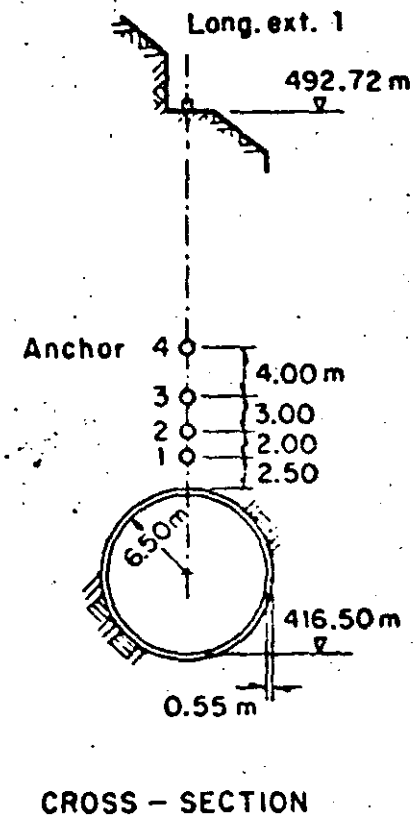
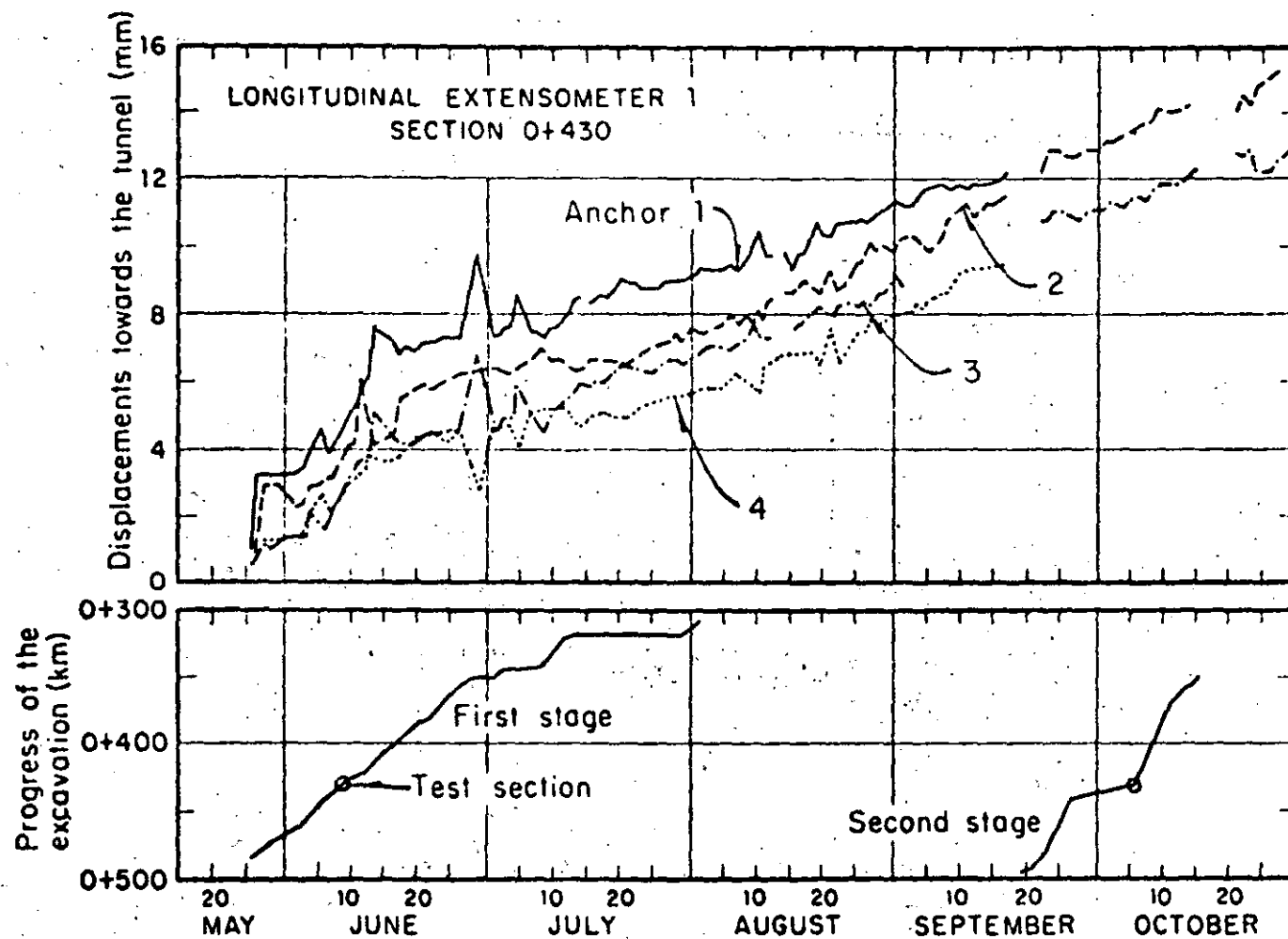


Fig 13. Vertical displacements in the rock upon excavation of Diversion Tunnel 1 (Alberro, 1973)

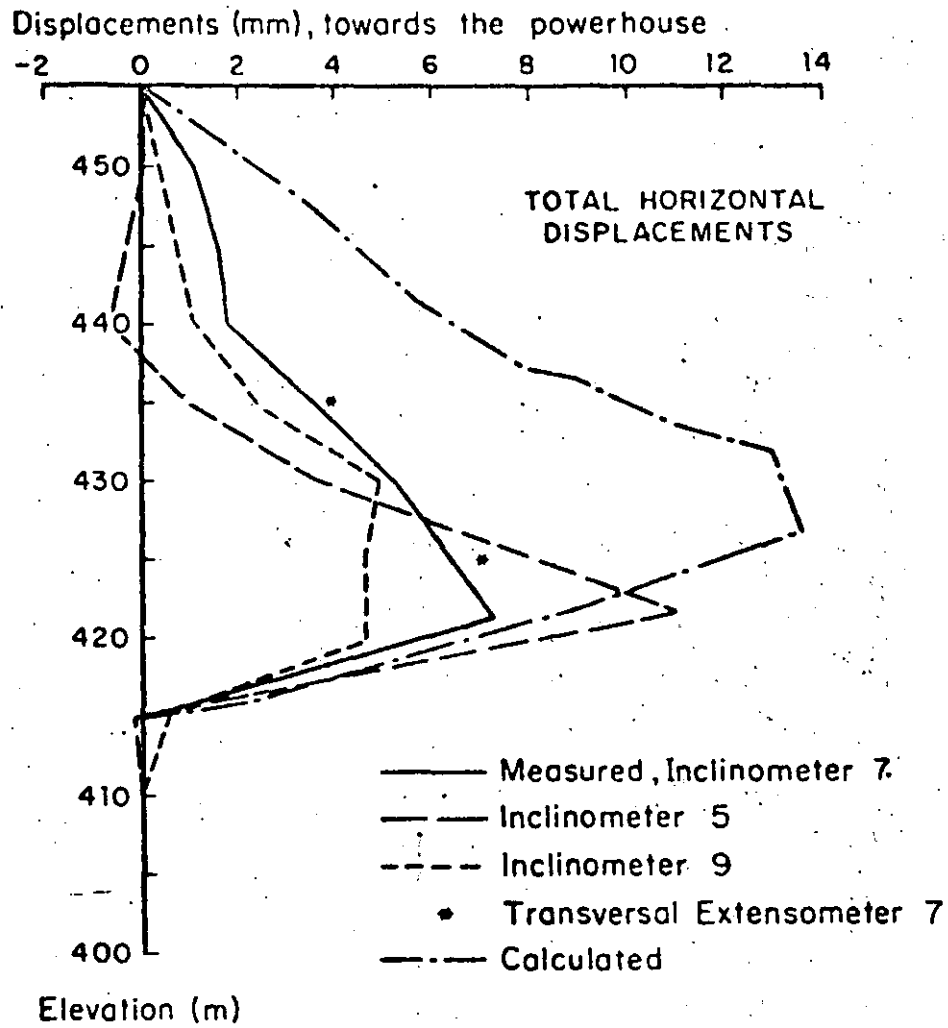


Fig 14. Total horizontal displacements at the end of the excavation, measured and calculated (linear elastic behavior) (Alberro, 1973)

Symbol	Item	Volume in m ³ *
①	Compacted clayey soil	350,000
②	Filters	90,000
③	Compacted sand and gravel	400,000
④	Compacted rockfill	3,600,000
⑤	Dumped rockfill	
⑥	Rockfill (wave protection)	

* Figures include materials for cofferdams

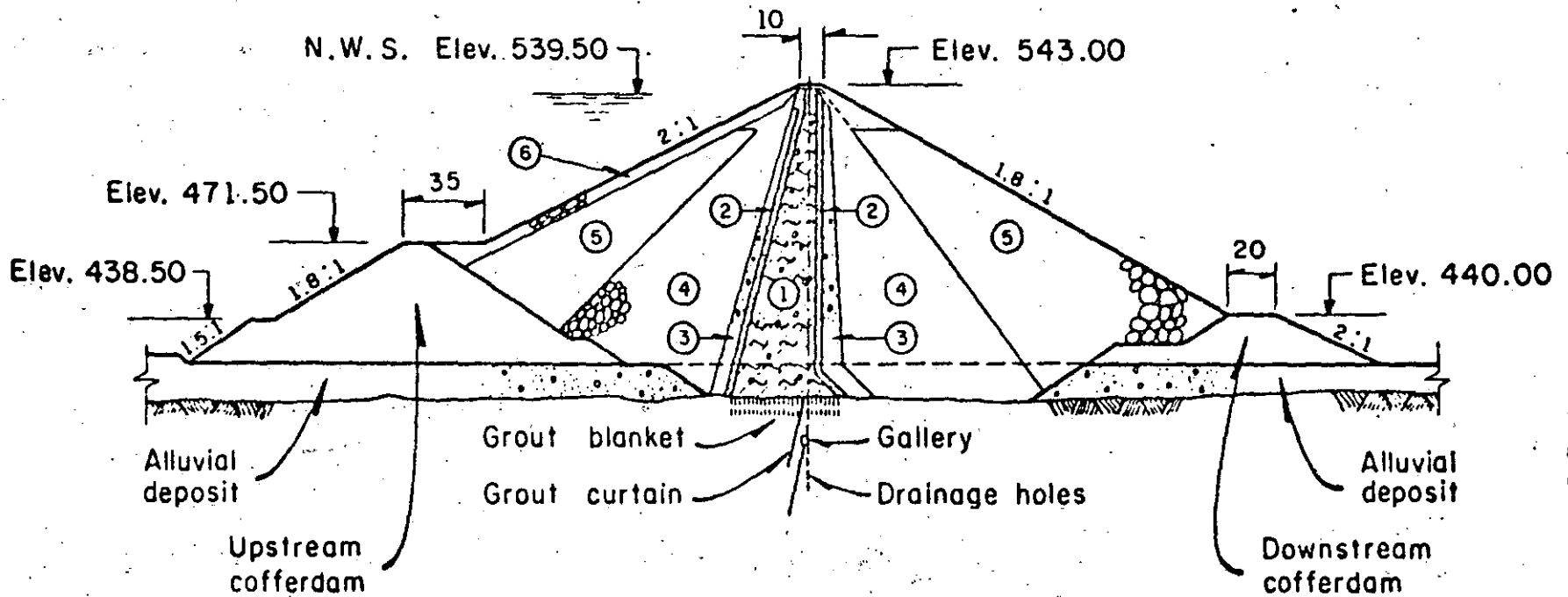


Fig 15. Maximum cross-section of the dam as originally designed

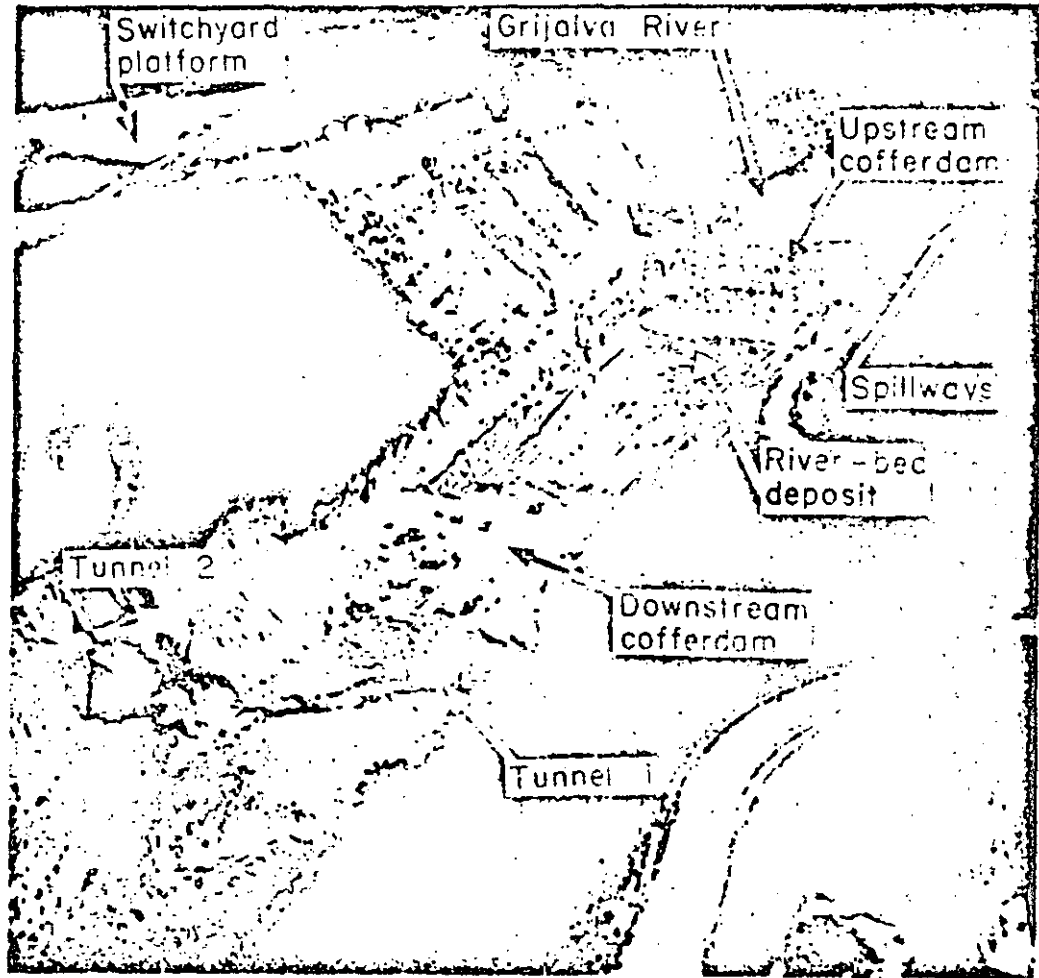


Fig 16. Excavation of river-bed deposit

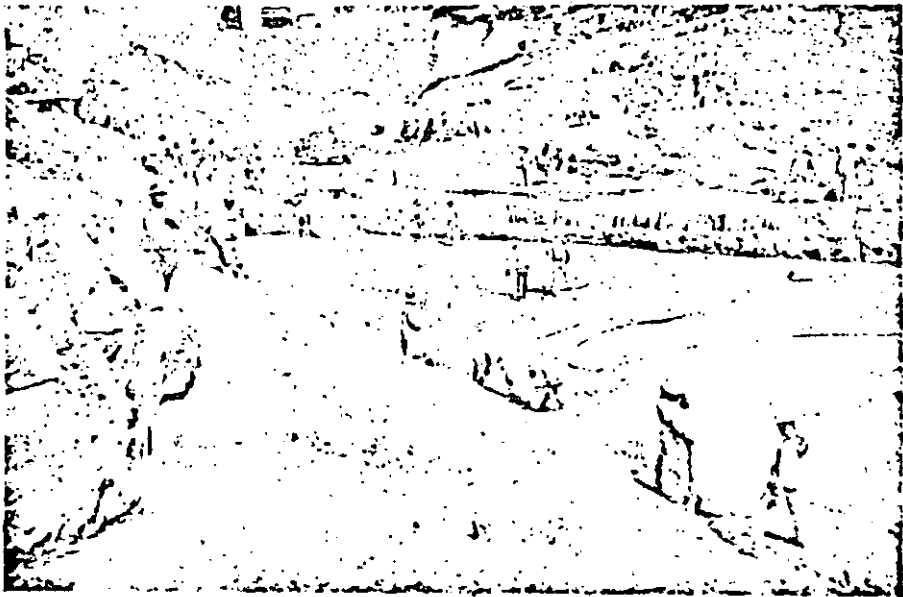


Fig 17. Trimming and cleaning of the rock foundation

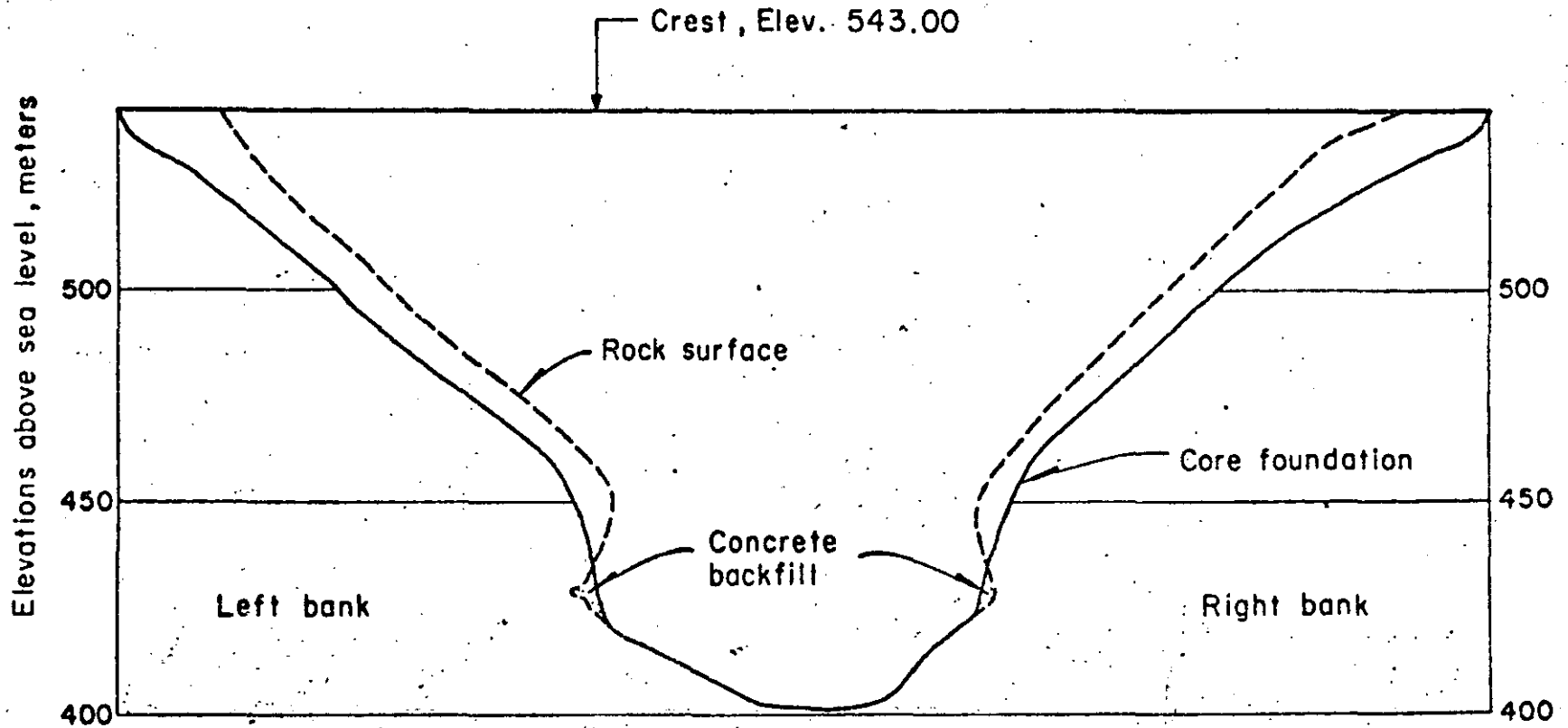


Fig 18. Cross-section of La Angostura Canyon and profile of core foundation

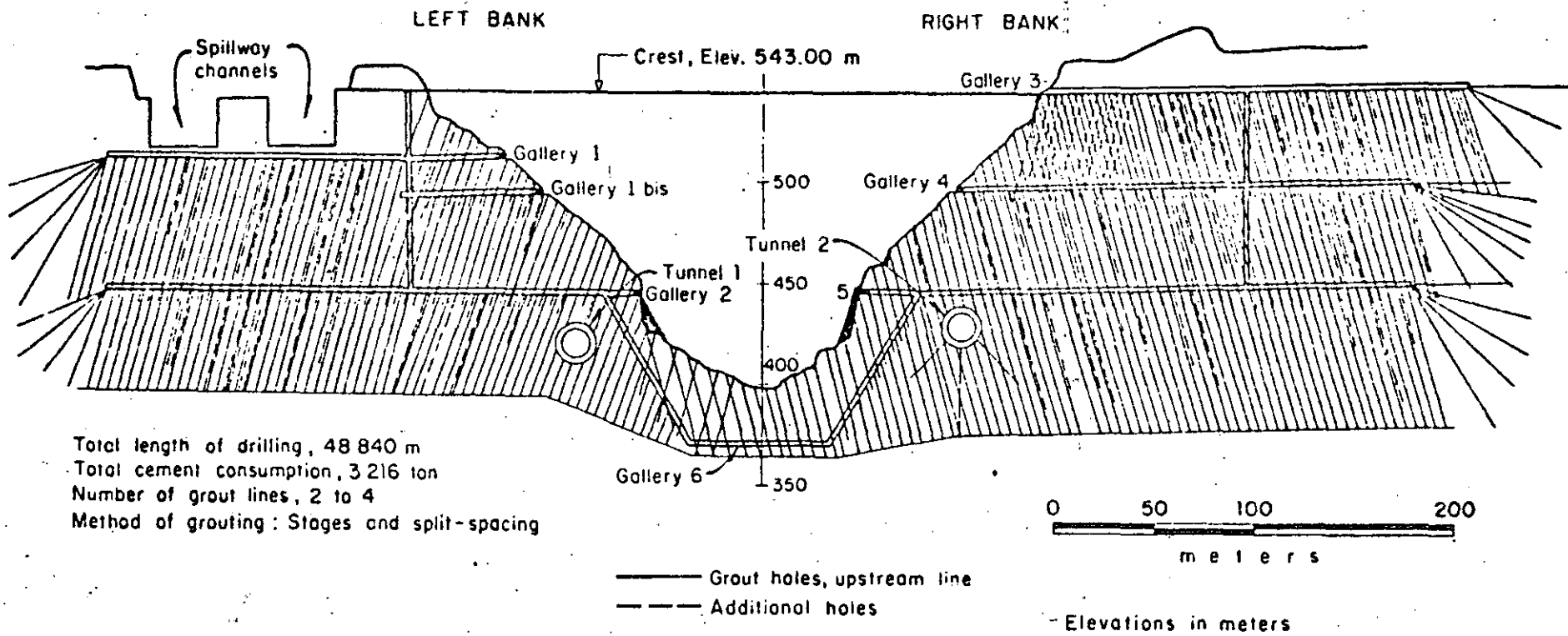


Fig 19. Grout curtain

Rockfill volume ($10^6 m^3$)

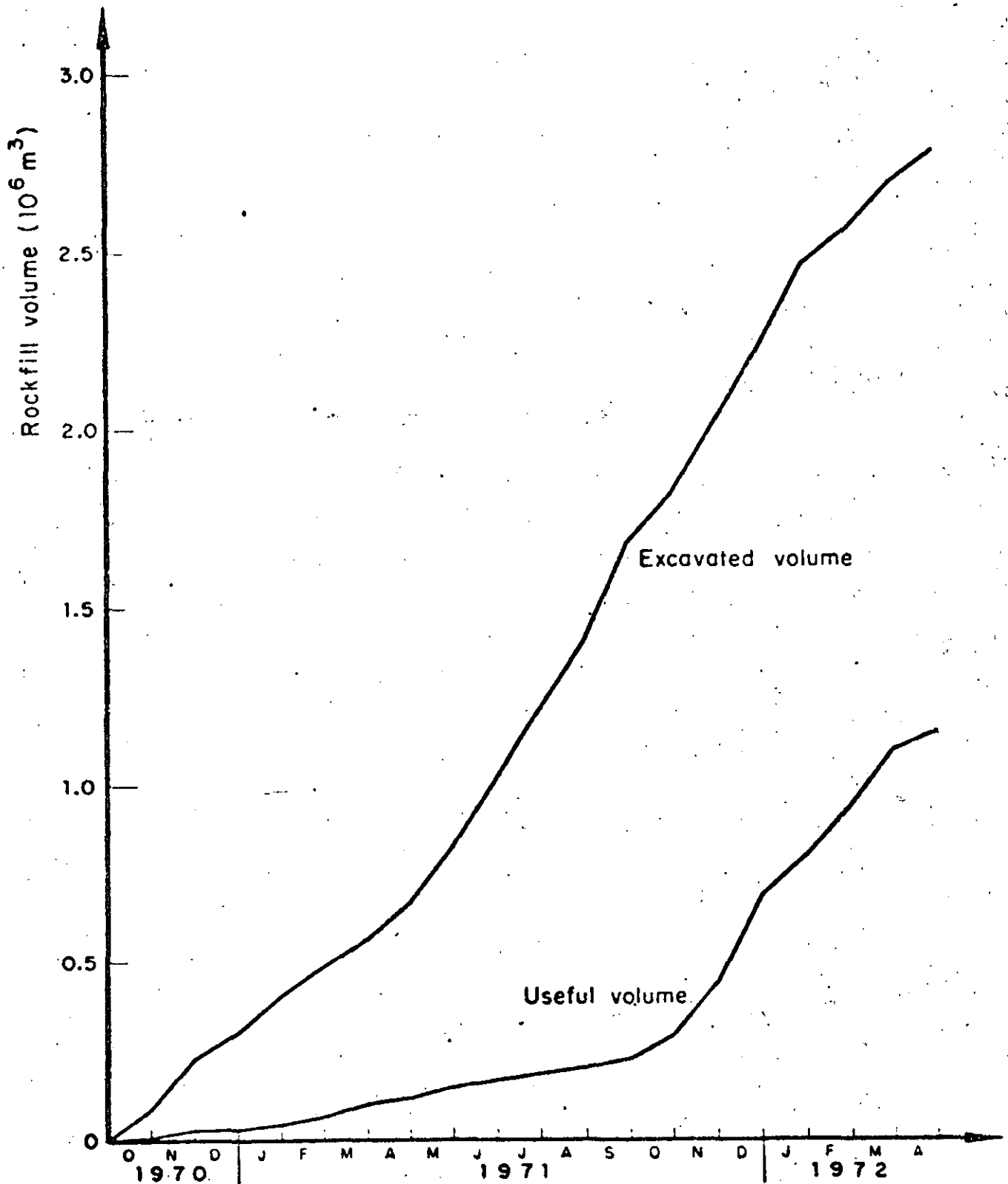


Fig 20. Useful and excavated volumes of rockfill obtained from the spillway

Symbol	Item	Volume in m ³ *
①	Compacted clayey soil	555,900
②	Compacted sand and gravel	1,641,700
③	Compacted rockfill	1,457,800
④	Dumped rockfill	315,200
⑤	Rockfill (wave protection)	185,100
		1,958,100

* Figures include materials for cofferdams

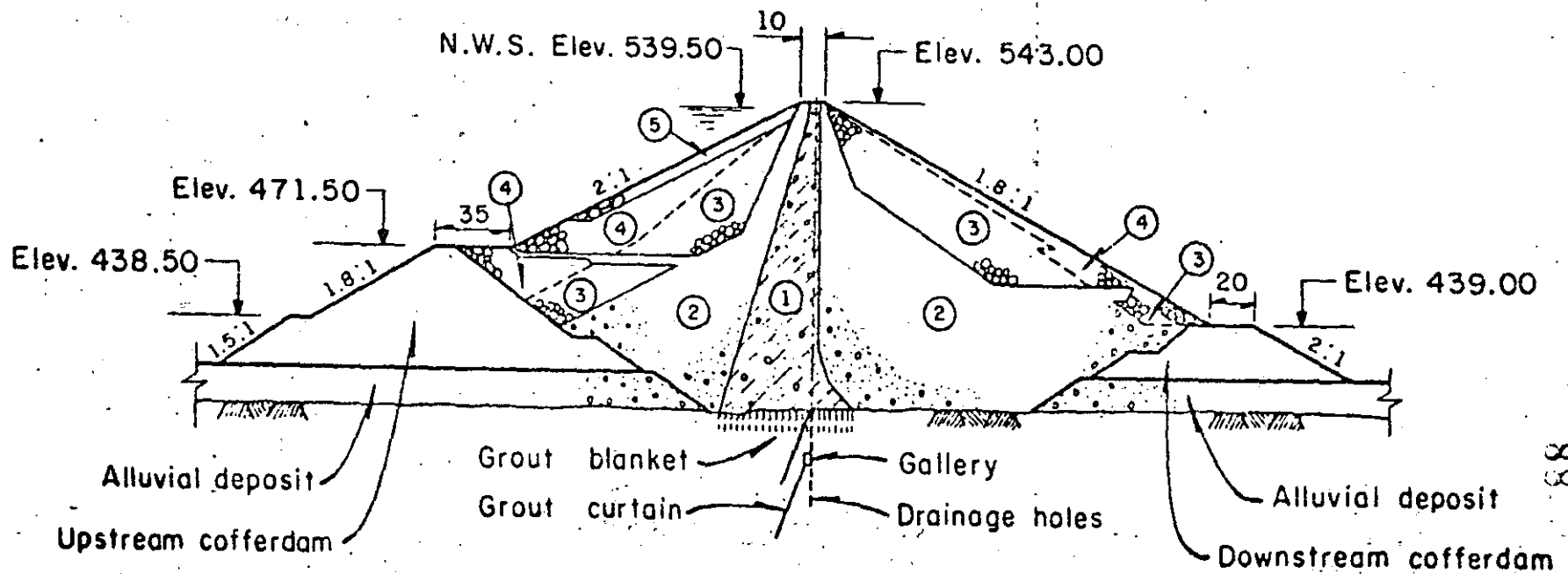


Fig 21. Maximum cross-section of the dam as built

Chapter 3

Surface Faulting and Related Effects

M. G. BONILLA

*Geologist, U.S. Geological Survey
Menlo Park, California*

3.1 INTRODUCTION

Faults and faulting are important to engineers because (1) they can severely damage or destroy structures by shearing, compression, extension, and rotation caused by tilting or bending; (2) earthquakes may occur along them; and (3) past faulting may have greatly affected the physical properties of foundation materials by decreasing their strength, changing their permeability, or bringing together rock units with very different physical properties.

This chapter is based primarily on experience in North America and discusses only items 1 and 2 above, with emphasis on item 1. Item 2 is treated more fully in other chapters of this book, particularly the chapters by Bruce Bolt and G. W. Housner.

Fault rupture and the ground deformation closely associated with it can have extremely serious consequences even though the area directly affected is small compared to the area affected by shaking, landsliding,

compaction, and liquefaction. Buildings, bridges, dams, tunnels, canals, and pipelines have been severely damaged by fault rupture; damage of this kind is described in reports by Lawson and others (1908), Ambraseys (1960), Duke (1960), and the California Department of Water Resources (1967).

Not all faults are important to engineering. Some have displacements of only a few inches and lengths of a few to a few hundred feet. Their effects on the physical properties of the rock may have been minor; furthermore, many once-active faults are now healed and as sound as the surrounding rock. Most faults are not now the site of earthquakes. Many faults are very ancient, and the absence of movement for hundreds of millions of years can be demonstrated for some of them.

3.2 GLOSSARY

A short glossary defining selected geological terms used in this report is given below. The meanings apply to the terms as used in this chapter and are not intended as general definitions. Geological terms not in the glossary can be found in a standard dictionary or in the *Glossary of Geology and Related Sciences* (American Geological Institute, 1960).

Dip: The angle that a stratum, joint, fault, or other structural plane makes with a horizontal plane.

Dip slip: The component of the slip parallel with the dip of the fault.

Fault: A fracture or fracture zone along which the two sides have been displaced relative to one another parallel to the fracture. The displacement may range from a few inches to many miles.

Fault creep: Apparently continuous displacement along a fault at a low but varying rate, usually not accompanied by felt earthquakes (see also tectonic creep). As used in this chapter, fault creep is not necessarily tectonic in origin; it may result from artificial withdrawal of fluids or solids.

Fault displacement: Relative movement of the two sides of fault, measured in any specified direction.

Fault sag: A narrow tectonic depression common in strike-slip fault zones. Fault sags are generally closed depressions less than a few hundred feet wide and approximately parallel to the fault zone; those that contain water are called sag ponds.

Fault scarp: A cliff or steep slope formed by displacement of the ground surface.

Fracture: A general term for discontinuities in rock; includes faults, joints, and other breaks.

Graben: A fault block, generally long and narrow, that has been dropped down relative to the adjacent blocks by movement along the bounding faults. The

same form of the word is used for both the singular and plural.

Landslide: The downward and outward movement of slope-forming materials, such as rock, soil, artificial fill or combinations of these materials (Varnes, 1958, p. 20); the topographic feature and the deposit resulting from such movement.

Left slip: Strike-slip displacement in which the block across the fault from an observer has moved to the left; also called sinistral strike slip.

Normal fault: A fault in which the block above an inclined fault surface has moved downward relative to the block below the fault surface; also includes vertical faults with vertical slip.

Oblique slip: A combination of strike slip and normal or reverse slip.

Reverse fault: A fault in which the block above an inclined fault surface has moved upward relative to the block below the fault surface.

Right-normal slip: Fault displacement consisting of nearly equal components of right slip and normal slip; also called dextral normal.

Right slip: Strike-slip displacement in which the block across the fault from an observer has moved to the right; also called dextral strike slip.

Slip: The relative displacement of points on opposite sides of a fault, measured on the fault surface.

Strike: The direction or bearing of a horizontal line in the plane of an inclined or vertical stratum, fault, or other structural plane.

Strike slip: The component of the slip parallel with the strike of the fault; the horizontal component of slip.

Strike-slip fault: A fault in which the slip is approximately in the direction of the strike of the fault; also called wrench or transcurrent fault. The historic displacements on strike-slip faults discussed in this chapter have, in places along those faults, included a vertical component that has generally been less than one-quarter of the horizontal component.

Tectonic: Of, pertaining to, or designating the rock structure and external forms resulting from deep-seated crustal and subcrustal forces in the earth.

Tectonic creep: Fault creep of tectonic origin; also called slippage.

3.3 SURFACE MANIFESTATIONS OF FAULTING

Surface manifestations of faulting and closely related processes include sudden rupture and displacement, creep, warping, tilting, and gross changes in land level. The first of these is of greatest importance for most engineering structures and consequently is treated more fully than the others.

3.3.1 Sudden Rupture and Displacement

Sudden rupture and displacement occurs with normal, reverse, strike-slip, or oblique-slip faulting (see glossary). The historic record of surface faulting in the continental United States and adjacent parts of Mexico, as currently known, is summarized in chronological order in Table 3.1.

3.3.2 Length of Surface Ruptures

The length of surface ruptures given in column 3 of the table is the distance between the ends of continuous or nearly continuous breaks that formed at the surface in the listed earthquakes. This length can be substantially less than the length inferred from the distribution of aftershocks, from dislocation theory, or from other indirect means. The longest surface rupture (partly submarine) on record occurred along 270 mi of the San Andreas fault in 1906. The length of subsurface faulting that occurred in the 1964 Alaskan earthquake is estimated at about 370 mi by Savage and Hastie (1966, Table 1) and about 450 mi by Housner (Chapter 4, this volume).

3.3.3 Fault Displacements

Maximum recorded surface displacements accompanying earthquakes have ranged from 0.05 ft of strike slip in the Imperial, California, earthquake of 1966 (Brune and Allen, 1967) through 35 ft of vertical displacement in the Assam earthquake of 1897 (Oldham, 1899, p. 145) to possibly as much as 42 ft of vertical displacement in the Yakutat Bay, Alaska, earthquake of 1899 (Bonilla, 1967, pp. 9-10). The largest measured strike slip, 29 ft, occurred in the Gobi-Altai earthquake of 1957 (Florensov and Solonenko, 1965, p. 288). From measurements of offset stream channels, Wallace (1968) has suggested that strike slip on the San Andreas fault may have been 30 ft in 1857.

The vertical displacements for normal faults given in columns 4, 5, and 6 of Table 3.1 are the scarp heights except where otherwise specified. The scarp height generally is more critical for engineering purposes than the vertical component of fault displacement; furthermore, many published reports give only scarp heights. Scarps produced by normal faulting commonly are of greater height than the vertical component of fault displacement, chiefly because gravity graben form along the fault (Gilbert, 1890, p. 354; Slemmons, 1957, pp. 367-375). This is shown in Fig. 3.1, a diagrammatic cross section of a typical graben formed by gravity set-

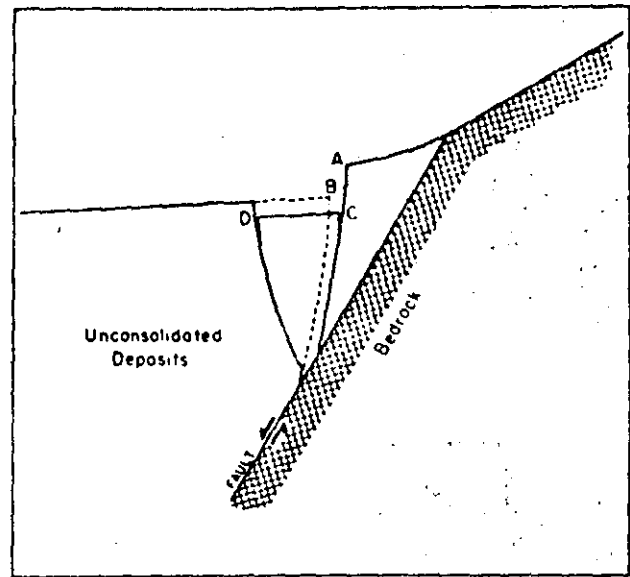


Fig. 3.1. Cross section of a gravity graben associated with a normal fault. The relative movement of the fault is shown by arrows.

ting of part of the hanging wall of a normal fault. The vertical component of fault displacement, equal to the vertical distance from *A* to *B*, is less than the scarp height *AC*. In order to avoid having to accommodate the full scarp height, a structure across the main fault would have to bridge the graben (Fig. 3.2). Because the width (Fig. 3.1, *CD*) of the graben is generally more than 10 ft and can be as much as 300 ft (Witkind, 1964, p. 45), structures may bear on the graben and have to accommodate the full scarp height.

In addition to the effects of graben formation, scarp heights may be increased by minor landsliding and other erosional processes that cause a gradual uphill retreat of the brow (Fig. 3.1, point *A*) of the scarp. Scarp heights are not given in the table for specific points where erosional processes are known to have substantially increased them as, e.g., parts of the Fairview Peak scarps formed in 1954 (Slemmons, 1957, pp. 373-375).

Although the scarp heights of normal faults are commonly greater than the vertical component of fault movement at the surface, they can be substantially less than inferred fault displacement at depth. The maximum scarp produced in the 1959 Montana earthquake, e.g., was 20 ft (Witkind, 1964, p. 37; Myers and Hamilton, 1964, p. 81), but the subsurface displacement based on dislocation theory was more than 40 ft (Brune and Allen, 1967, p. 510).

Small to moderate amounts of vertical movement have accompanied some strike-slip faulting. According to dislocation theory, a systematic quadrantal distribution of very small elevations and depressions is expected for strike-slip faulting that is not infinitely long (Chin-

Table 3.1. HISTORIC SURFACE FAULTING IN THE CONTINENTAL UNITED STATES AND ADJACENT PARTS OF MEXICO

Fault (name or location), date, and type of displacement* (See notes at end of table)	Magnitude (Richter) of associated earthquake	Length of surface rupture (miles)	Displacement (feet), main fault (maximum)	Displacements (feet) at indicated distances (miles) from center of main fault zone		Distances (maximum) from center of main zone to outer limits of			Remarks	Principal references	
				Branch faulting	Secondary faulting	Main zone	Branch faulting	Secondary faulting			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	
1. New Madrid, Missouri; 1811-1812; N(?)			6(?) V							Fault whose scarp bounds Reelfoot Lake shows vertical separation of 40 ft in Eocene beds 160 ft below the surface. Uplift as well as subsidence occurred in this earthquake. See text.	Fuller, 1912; Fisk, 1944; U.S. Army Corps of Engineers, 1950
2. Hayward, California; 1836; Rs(?)		38(?)									Louderback, 1947
3. San Andreas, California; 1838; Rs(?)		35(?)									Louderback, 1947
4. San Andreas, California; 1857; Rs		200±	Large, possibly 30								Lawson <i>et al.</i> , 1908; Wood, 1955; Allen <i>et al.</i> , 1965; Brown and Vedder, 1967; Wallace, 1968
5. Hayward, California; 1868; R(?)		30±	3Rs(?), IV	Displacement unknown	1.5V at 1.4		0.8± mi	1.8 mi		Given length includes a 23-mi southern segment and a probable segment 0.3 mi long, 7 mi to the north.	Lawson <i>et al.</i> , 1908; Radbruch, 1967
6. Owens Valley, California; 1872; RN and LN(?)	8.3 (estimated)	60+	23N; 16-20Rs		18V at 1.6+; 4N at 8; 2.5N at 8; 15V at 14	0.5 mi		8 mi		Displacements given for secondary faults at 8 mi are scarp heights; net displacements were 1/2 and 1 ft.	Knopf and Kirk, 1918; Whitney, 1888; Hobbs, 1910; Bateman, 1961; Bonilla, 1967 and unpublished data
7. Mohawk Valley, California; 1875; N(?)										May have been landsliding rather than faulting.	Turner, 1891, 1896, 1897; Gianella, 1957; Bonilla, 1967
8. Sonora, Mexico; 1887; N		35+	26N				500± ft			Possible secondary faulting at maximum distance of 13 mi from main fault but contemporaneity is doubtful.	Aguilera, 1920; Goodfellow, 1888; Richter, 1958
9. San Jacinto, California; 1899; Rs(?)		2									Danes, 1907; Allen <i>et al.</i> , 1965
10. Yakutat Bay, Alaska; 1899; N(?) and Ls(?)	8.5-8.6	Unknown	29-42N (?)	See remarks	See remarks		See remarks	See remarks		Maximum uplift 47 ft. Inferred principal faults under water. Uplift, warping, and possible faulting in area at least 30 by 15 mi and probably much greater. Secondary (?) faulting produced scarps as much as 8 ft high, 21 mi from the inferred principal faults.	Tarr and Martin, 1906, 1912; Martin, 1907; Richter, 1958; Bonilla, 1967

Fault (name or location), date, and type of displacement* (See notes at end of table)	Magnitude (Richter) of associated earthquake	Length of surface rupture (miles)	Displacement (feet), main fault (maximum)	Displacements (feet) at indicated distances (miles) from center of main fault zone		Distances (maximum) from center of main zone to outer limits of			Remarks	Principal references	
				Branch faulting	Secondary faulting	Main zone	Branch faulting	Secondary faulting			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	
11. Gold King, Nevada; 1903(?); N(?)		3+								Possibly 12 mi long. Fault marked by open crack 3 to 5 ft wide. No data available on vertical or horizontal components of displacement. Movement also occurred on this fault in 1954.	Stemmons <i>et al.</i> , 1959
12. San Andreas, California; 1906; Rs	8.3	270	20Rs; 3V		2V at 1.5; 0.5Rs at 1.3; 4Ls at 0.3; 1V at 0.2; 4Rs and 2.5V at 0.6	200 ft		1.5 mi		Small cracks in bedrock as much as 10 miles from fault. A tunnel perpendicular to the fault was offset and deformed along nearly a mile of its length; at 4000 ft from the fault the displacement was 14 in.	Lawson <i>et al.</i> , 1908; Bonilla, 1967
13. Shelter Cove (San Andreas?), California; 1906; Rs, RN(?)		2+	(?) Rs; 4(?)V	Displacement unknown	Displacement unknown					Right-slip movement indicated by appearance of trace. May be the San Andreas fault itself or a branch or secondary fault 1.5 to 7 mi east of the San Andreas.	Lawson <i>et al.</i> , 1908; Curray and Nason, 1967
14. Pleasant Valley, Nevada; 1915; N	7.6	20 to 40	15N	None(?)	3V at 2.5	500 ft		2.5 mi		Northern 5 mi of fault is <i>en echelon</i> to principal segment, partly overlaps it, and is 2½ mi perpendicularly from it.	Jones, 1915; Page, 1935; Muller, Ferguson, and Roberts, 1951; Ferguson, Roberts, and Muller, 1952
15. Cedar Mountain, Nevada; 1932; RN	7.3	38	2.8Rs; 4V	See remarks	See remarks					Discontinuous traces scattered over a belt 4 to 9 mi wide and 38 mi long.	Gianella and Callaghan, 1934
16. Excelsior Mountains, Nevada; 1934; N	6.5	0.9	0.4N; slight Ls	None	None						Callaghan and Gianella, 1935
17. Hansel Valley (Kosmo), Utah; 1934; N	6.6	5+	1.7N								Neumann, 1936; Ryall <i>et al.</i> , 1966; Eppley, 1965
18. San Jacinto, Mexico; 1934; Rs(?)	7.1									Faulting inferred from aerial photos taken in 1935.	Kovach <i>et al.</i> , 1962; Bichter <i>et al.</i> , 1964
19. Imperial (El Centro), California; 1940; Rs	7.1	40+	19Rs; 4V	0.08Rs and 0.17V at 0.5	None	300 ft		0.5 mi			Ulrich, 1941; Richter, 1958; J. P. Buwalda, unpublished field notes
20. Vacherie, Louisiana; 1943; N		1	0.7N	None	None					In the Red River fault zone and on the flank of a salt dome. Evidence at surface of an earlier fracture; drilling indicates a vertical separation of 3½ ft at depth. See text.	Fisk, 1944; U. S. Army Corps of Engineers, 1950

Table 3.1. HISTORIC SURFACE FAULTING IN THE CONTINENTAL UNITED STATES AND ADJACENT PARTS OF MEXICO (cont.)

Fault (name or location), date, and type of displacement* (See notes at end of table)	Magnitude (Richter) of associated earthquake	Length of surface rupture (miles)	Displacement (feet), main fault (maximum)	Displacements (feet) at indicated distances (miles) from center of main fault zone		Distances (maximum) from center of main zone to outer limits of			Remarks	Principal references	
				Branch faulting	Secondary faulting	Main zone	Branch faulting	Secondary faulting			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	
21. Manix, California; 1947; Ls	6.4	1	0.25Ls	None	None					Surface faulting may be secondary to concealed right-slip rupture. May be related to subsidence.	Richter, 1958; Allen <i>et al.</i> , 1965
22. N. of Bakersfield, California; 1949; N(?)	No quake	2									Hill, 1954; Allen <i>et al.</i> , 1965
23. Fort Sage, California; 1950; N	5.6	5.5	0.6-2N	None	0.25V at 0.25	0.1 mi		0.25 mi		The given distance from the center of the main zone to its outer limits is one-half the perpendicular distance between overlapping <i>en echelon</i> segments.	Gianella, 1957
24. Superstition Hills, California; 1951; Rs	5.6	2±								Strike-slip indicated by <i>en echelon</i> fractures but amount of displacement unknown.	Dibblee, 1954; Allen <i>et al.</i> , 1965
25. White Wolf, California; 1952; LRv and N	7.7	33 (discontinuous)	2.5Ls; 4VRv; 4VN	1Ls at 1.1	0.3N at 8	0.5 mi	1.7 mi	8 mi		Ten feet of shortening measured across main fault zone at one locality. Shaking or regional readjustment of strain produced 0.5 ft vertical faulting for 400 ft along Garlock fault, 20 mi from White Wolf fault.	Buwalda and St. Amand, 1955; Dibblee, 1955; Kupfer <i>et al.</i> , 1955; Richter, 1958, pp. 83-84; Whitten, 1955
26. Rainbow Mountain, Nevada; 1954, July; N	6.6	11	1N	None	0.15V at 0.3	0.2 mi		0.3 mi			Tocher, 1956
27. Rainbow Mountain, Nevada; 1954, August; N	6.8	19	2.5N	None	?V at 0.3			0.3 mi		Partly overlaps the July 1954 Rainbow Mountain ruptures and increased the displacement on some of them.	Tocher, 1956
28. Fairview Peak, Nevada; 1954, December; RN	7.1	36	14Rs; 12N	7V at 1.6	3N at 2; 1.5Rs at 2.5; 1.7Rs at 0.6; 1.5N at 3±; 0.5N at 4±	0.5 mi	1.6 mi	4± mi		Produced scarps 16 to 23 ft high. Movement occurred along part of this zone of faulting in 1903 (Gold King fault). Maximum oblique slip was 16 ft.	Stemmons, 1957; Romney, 1957; Steinbrugge and Moran, 1957
29. Dixie Valley, Nevada; 1954, December; N	6.8	38	7 + N (15' scarp)	None(?)	2N at 1.4; 0.5N at 2.4; 0.2N at 1.5; 0.2N at 2	3000 ft		2.5 mi			Same
30. San Miguel, Mexico; 1956; RN	6.8	12+	3N; 2.6Rs	None	0.75N at 0.4	450 ft		0.5 mi			Shor and Roberts, 1958
31. Fairweather, Alaska; 1958; Rs	8.0	115-124	21.5Rs; 6V		5N at 0.4			0.6 mi		Vertical displacement recorded along 0.25 mi of the fault. Vertical displacement was 3.5 ft where horizontal displacement was 21.5 ft, indicating oblique slip of 21.8 ft.	Tocher, 1960a; Tocher and Miller, 1959

52

64

Fault (name or location), date, and type of displacement* (See notes at end of table)	Magnitude (Richter) of associated earthquake	Length of surface rupture (miles)	Displacement (feet), main fault (maximum)	Displacements (feet) at indicated distances (miles) from center of main fault zone		Distances (maximum) from center of main zone to outer limits of			Remarks	Principal references
				Branch faulting	Secondary faulting	Main zone	Branch faulting	Secondary faulting		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
32. Hebgen Lake, Montana; 1959; N	7.1	15 ±	20N	3N at 3	2.75N at 4.5 ±; 1N at 4 ±; 1N at 7.5 ±; 1V at 8.5 ±; 0.7V at 8 ±; 3N at 8	500 ft	3 mi	8.5 mi		Myers and Hamilton, 1964; Witkind, 1964
33. Patton Bay, Alaska; 1964; Rv	8.4	39 ±	20-23 VRv; 1.4Ls(?); 26 ± dip slip	None	None	1500 ft			In addition to faulting of 8 ft at one place, distortion of 1 part vertical in 56 parts horizontal occurred within 800 ft of the fault. Magnitude given is for main shock, whose epicenter was more than 75 mi from the surface faulting. Four aftershocks within 50 mi of the faulting had magnitudes ranging from 6.2 to 6.6. Simultaneous faulting occurred 6 mi away (see Hanning Bay fault).	Plafker, 1965; Plafker, 1967
34. Hanning Bay, Alaska; 1964; Rv		4	16VRv	None	None	650 ft			For magnitude see Patton Bay fault, which occurred simultaneously 6 mi away.	Same
35. Imperial, California; 1966, March; Rs	3.6	6	0.05Rs	None	None					Brune and Allen, 1967
36. San Andreas, Parkfield, California; 1966, June; Rs	5.5	23	0.58Rs 0.16V		0.08Rs at 0.85	10 ft			Displacement given includes tectonic creep that occurred within 50 days following main shock. Initial strike-slip displacement unknown at this locality; at another locality strike-slip, displacement totaled about 1.8 in. 10 hr after the shock and 4.7 in. 37 days later.	Brown and Vedder, 1967; Wallace and Roth, 1967
37. Buena Vista Hills, California; continuing fault creep; Rv	No quake								Fault creep has been occurring on this reverse fault, without felt earthquakes, for more than 30 years. Total dip-slip displacement 1.6 ft between 1933 and 1958. See text for other localities where creep has occurred.	Koch, 1933; Wilt, 1958

*Abbreviations for type of displacement: Rs, right-slip; Ls, left-slip; N, normal slip (includes vertical faults); RN, right-normal slip; LN, left-normal slip; Rv, reverse (both high angle and low angle); LRV, left-reverse slip; V, vertical (either normal or reverse); VN, vertical displacement on normal fault; VRv, vertical displacement on reverse fault. Query (?) indicates uncertainty as to type, quantity, or identification. Blank spaces in table indicate no reliable data available.

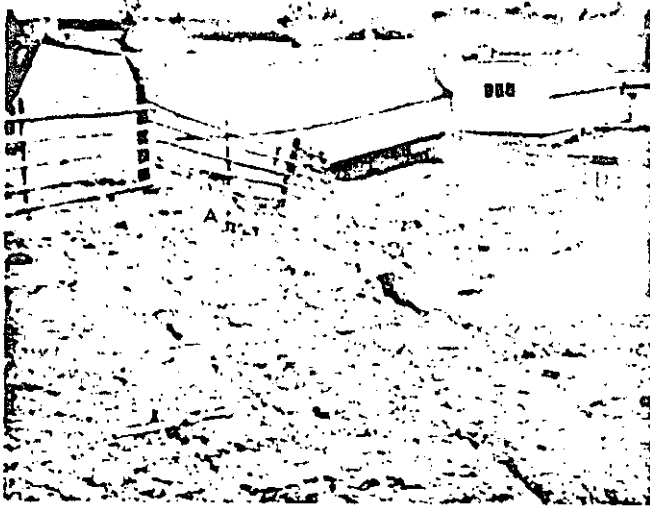


Fig. 3.2. Ranch buildings astride a gravity graben that formed in the 1959 Montana earthquake. The view is from the top of the main scarp looking toward the opposing scarp about 2 ft high. *A* and *D* correspond to *A* and *D* on Fig. 3.1. Part of the collapsed concrete block wall can be seen under the building. Photo by J. R. Stacy, U.S. Geological Survey.

nerly, 1961), but the observed vertical movements in strike-slip faulting in California and Alaska have not been described as systematic. The maximum vertical displacements reported were 3 ft for the 1906 faulting (Lawson *et al.*, 1908, p. 147), 4 ft for the 1940 faulting (Buwalda and Richter, 1941), and 6 ft for the 1958 faulting (Tocher, 1960a, p. 276).

The maximum horizontal and vertical movements given in Table 3.1 generally have not been at the same point on the fault.

3.3.4 Map Pattern of Faults

Fault ruptures may consist of a single narrow main break, but commonly they are much more complex

(Fig. 3.3) and are accompanied by subsidiary breaks. The following description of the 1906 California faulting (Lawson *et al.*, 1908, p. 53) makes this point:

The width of the zone of surface rupturing varied usually from a few feet up to 50 feet or more. Not uncommonly there were auxiliary cracks either branching from the main fault-trace obliquely for a few hundred feet or yards, or lying subparallel to it and not, so far as disturbance of the soil indicated, directly connected with it. Where these auxiliary cracks were features of the fault-trace, the zone of surface disturbance which included them frequently had a width of several hundred feet. The displacement appears thus not always to have been confined to a single line of rupture, but to have been distributed over a zone of varying width. Generally, however, the greater part of the dislocation within this zone was confined to the main line of rupture, usually marked by a narrow ridge of heaved and torn sod.

For descriptive purposes it is convenient to classify surface ruptures into three categories or zones. The subsidiary faults can be subdivided into branch faults and secondary faults, the main fault constituting the third category. This classification is illustrated in Fig. 3.4, which shows some of the surface faulting that accompanied the Fairview Peak, Nevada, earthquake of 1917. The main fault and closely associated faults which, at a map scale of 1:250,000, form a band of varied width, constitute zone I. For this classification the fault with the greatest displacement, length, and continuity at the surface is considered the main fault for a particular episode of faulting. Some of the main surface faults (e.g., Patton Bay, Alaska, fault of 1964) actually may be subsidiary to a concealed principal fault that is more directly related to the earthquake-generating process. Zone II contains the branch faults; these diverge from and extend well beyond the main zone of faults. They either join the main fault at the surface or can reasonably



Fig. 3.3. Part of the main zone of faulting along the San Andreas fault in 1906. The main trace passes through the center of the photo, and another strand passes through the notch in the skyline to the right of the photo center. The dashed line is drawn to left of the fault traces; the dotted line indicates the inferred position of the traces. The maximum horizontal distance between the lines (on the ridge crest) is 1/2 mile. Photo by G. K. Gilbert, U.S. Geological Survey.

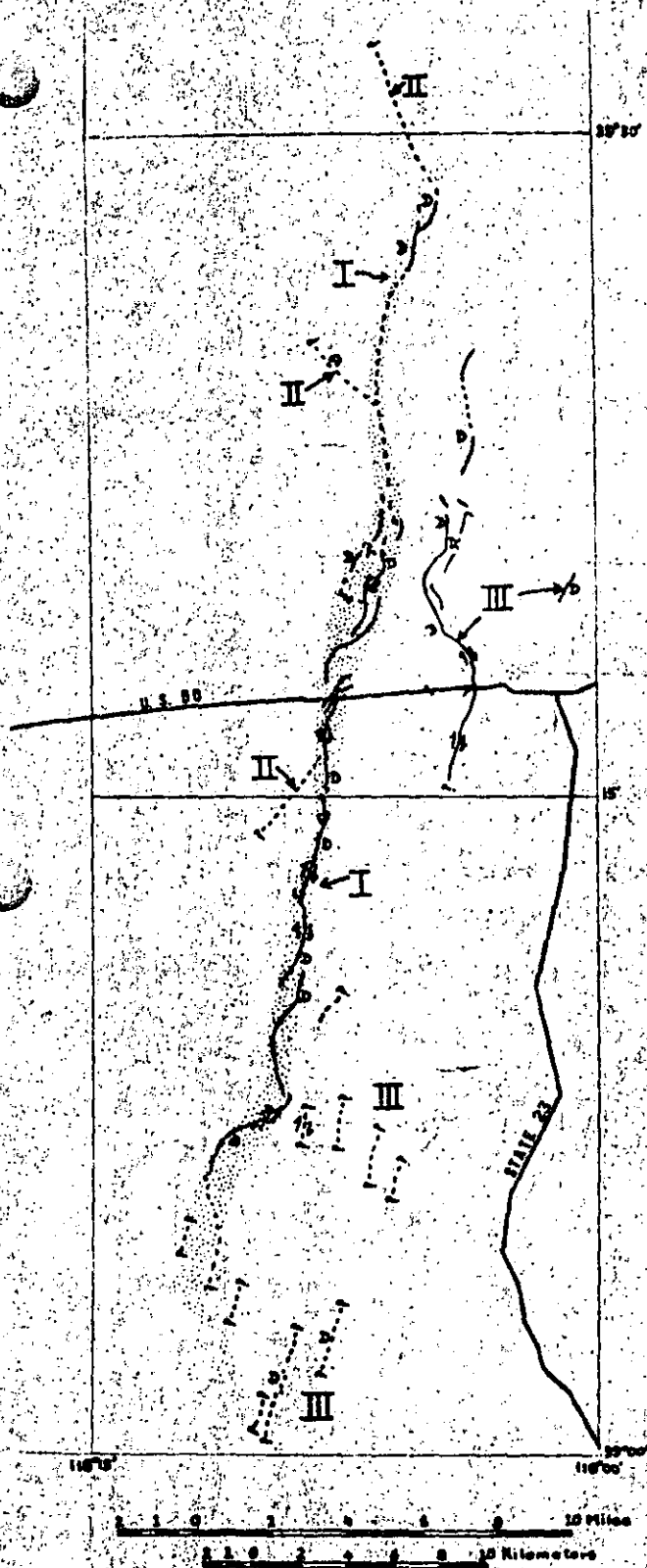


Fig. 3.4. Map of part of the Fairview Peak, Nevada, 1954, faulting, showing main fault zone (I), branch faults (II), and secondary faults (III). The dashed lines indicate faults seen from a distance or interpreted from aerial photographs; the query (?) indicates that the end of break was not determined; *D* indicates the downthrown side; the single-barbed arrow indicates the relative horizontal displacement. Modified after Simmons, 1957.

be inferred to do so underground. The distinction between the main fault and branch faults is, of necessity, somewhat arbitrary and often difficult to make. The secondary faults that make up zone III have no surface connection with the main fault.

Although the concept of zones is useful, it is not applicable to all historic surface faulting. In the Cedar Mountain, Nevada, faulting of 1932, e.g., the surface ruptures were widely scattered and there was no single continuous main fault. Another example is the Yakutat Bay, Alaska, faulting of 1899 in which several large faults were postulated but no main fault has yet been identified.

3.3.5 Subsidiary Faults

At least half of the historic faulting events in North America have included subsidiary faulting, and the proportion is probably even greater because in only about one-sixth of these events is there good evidence that it did not occur. The importance of subsidiary faulting is indicated in Fig. 3.5, which shows the cumulative lengths of the main and subsidiary surface faults for 15 events. For some of these events the cumulative length of the subsidiary faulting was less than 5%, and for others more than 95% of the length of the main fault.

The displacements on subsidiary faults can be substantial, even at some distance from the main fault, as shown in Fig. 3.6—a figure based on the data in Table 3.1. The occurrence of displacements of one to a few feet at distances as great as 8.5 mi from the main fault is worthy of note. The distances given in columns 5 through 9 of Table 3.1 were measured at right angles to the trend of the main fault from its approximate centerline. The distances given in columns 5 and 6 are to points where the displacement was actually measured or estimated by the investigator; the corresponding distances in columns 8 and 9 are generally greater, because they were measured to the most distant parts of the branch or secondary ruptures.

The data of Fig. 3.6 have been replotted on Fig. 3.7 with the displacements on the faults expressed as percentages of the displacements on the corresponding main fault. A curve that includes all but three of the data points below it has been sketched on the graph. The curve crosses the 20% line at a distance of 3 or 4 mi from the main fault and decreases at a low rate beyond that, but of course the curve could be drawn in other ways also. The part of the curve to the left of the 1-mi line represents an inference as to the maximum displacement that might occur. The three points above the sketched curve may not be in the correct positions with regard to the amount of displacement during the respective earthquakes. The upper pair were not measured until many years after the 1872 Owens Valley, California,

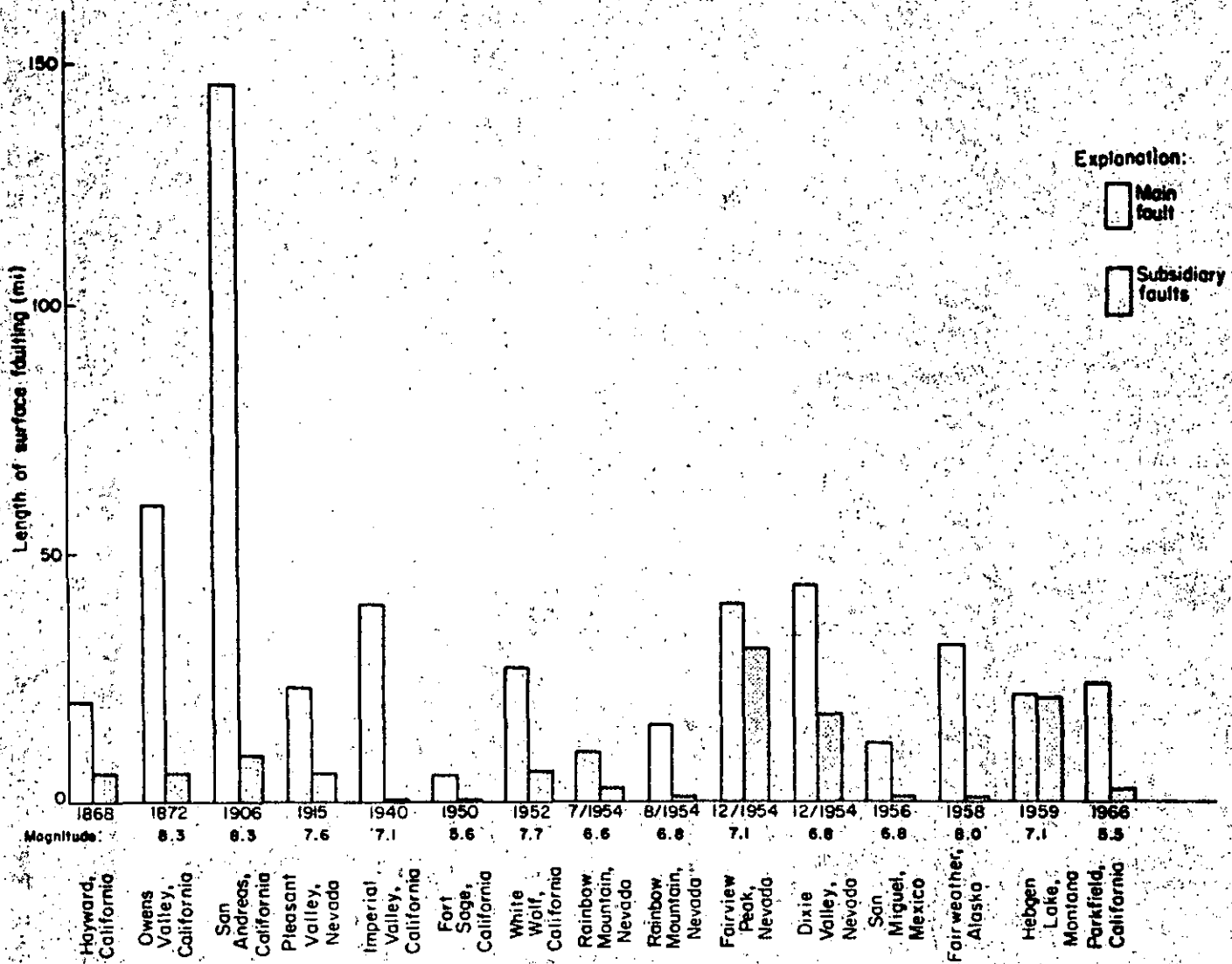


Fig. 3.5. Bar graph showing cumulative lengths of main fault and subsidiary faults for 15 events in North America. Lengths for San Andreas 1906 and Fairweather 1958 exclude parts covered by water or ice.

earthquake, and the lower one is based on the accounts of residents who experienced the 1868 Hayward, California, earthquake.

3.3.6 Width of Zones of Faulting

The maximum distances from the centerline of the main zone of faulting to the outer edges of the main, branch, and secondary zones of faulting are plotted against earthquake magnitude (Richter) in Fig. 3.8. The correlation between magnitude and distance to the outer edges of the zones is very poor. The figure serves to illustrate, however, that the maximum widths of the three zones differ among the four types of faults in this sample and that the zones of strike-slip faults are the narrowest. For each type of fault shown in the figure the

maximum distance to the outer edge of the three zones is indicated by roman numerals—I for the main zone, II for the zone of branch faults, and III for the zone of secondary faults. The maximum distance to the outer edge of zone I is less than 0.06 mi for strike-slip faults but between 0.5 and 0.6 mi for the other types; for zone II, 0.5 mi for strike-slip faults and 1.6 to 3 mi for the other types; for zone III, 1.5 mi for strike-slip faults and 8 to 8.5 mi for the other three types in the sample. Some of the zones may have been wider than indicated above. The faulting at Yakutat Bay, Alaska, in 1899 occurred over a broad area, but the main fault has not been identified. Secondary faulting is reported to have occurred 1.8 mi from the Hayward, California, strike-slip fault in 1868 (Lawson *et al.*, 1908, pp. 435 and Radbruch, 1967) but is not shown on the figure because the magnitude is unknown.

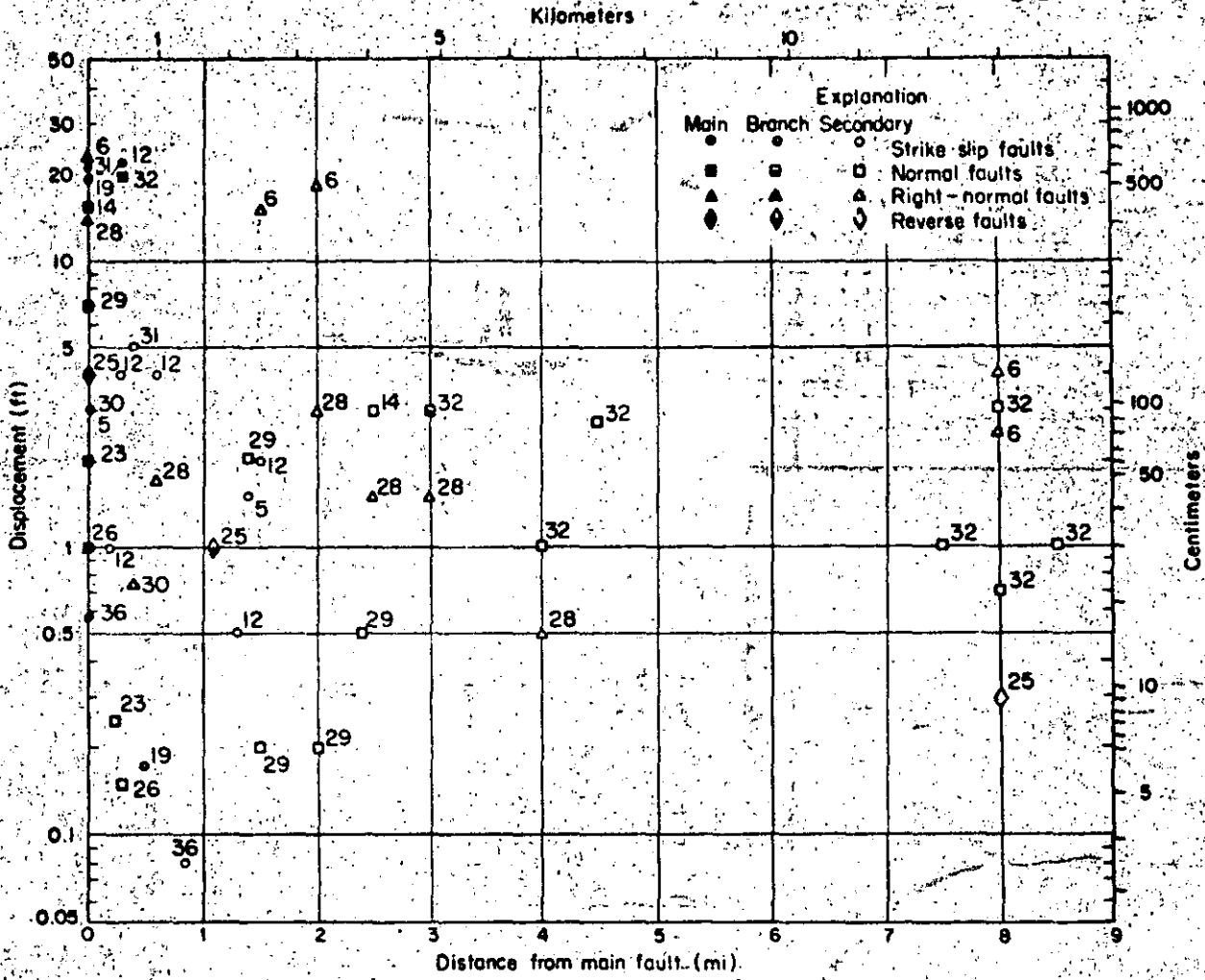
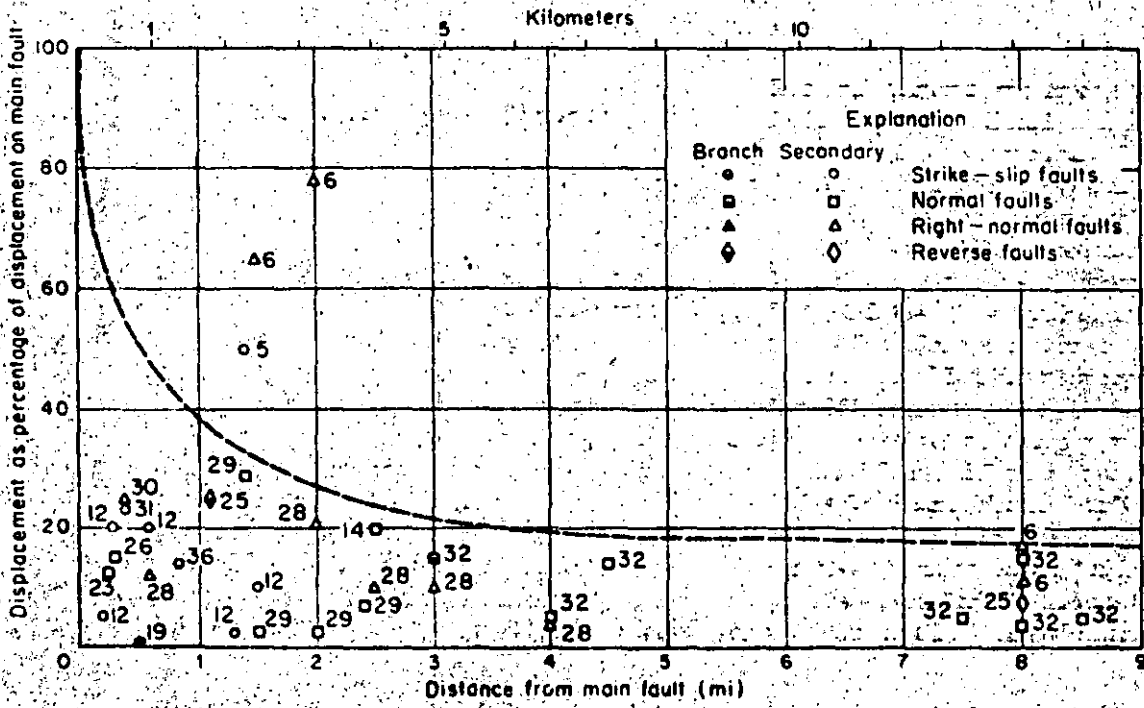


Fig. 3.6. Fault displacement as related to the distance from the main fault. The numbers beside the symbols refer to events listed in Table 3.1.

Fig. 3.7. Fault displacement (in percent of displacement on main fault) as related to distance from the main fault. The numbers beside the symbols refer to events listed in Table 3.1.



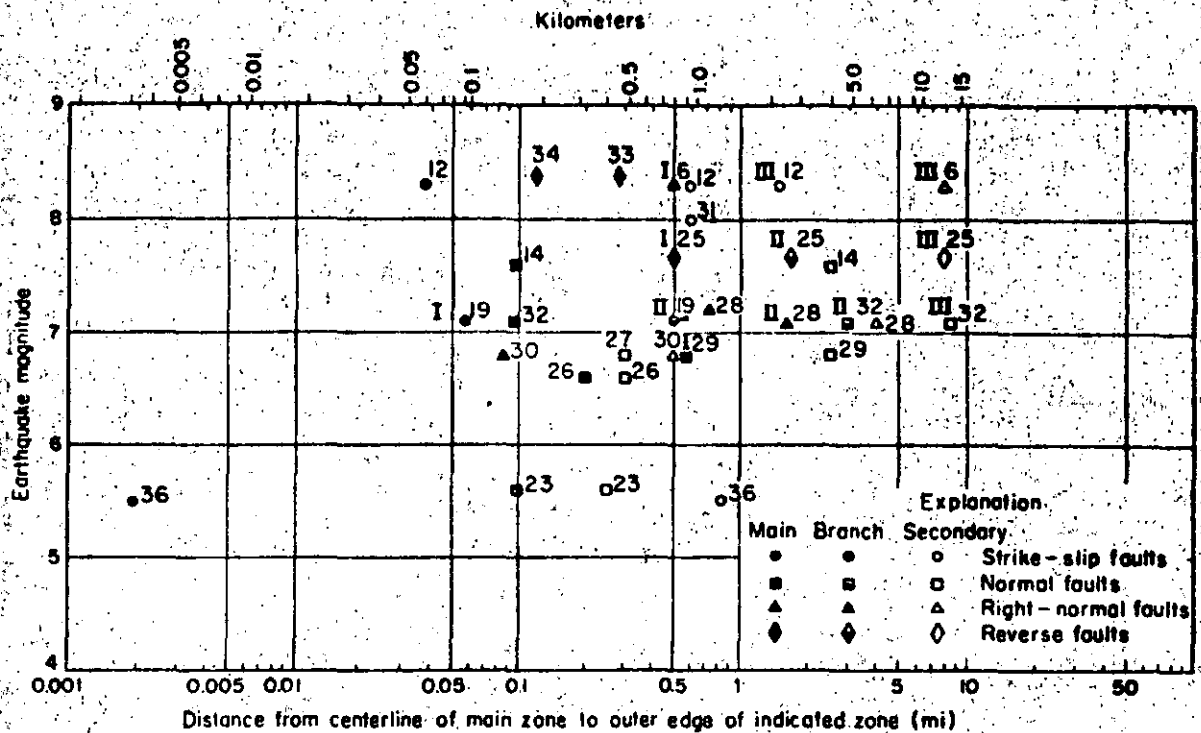


Fig. 3.8. Distances to outer edges of zones of faulting as related to the magnitude of associated earthquakes. The numbers beside the symbols refer to events listed in Table 3.1.

3.3.7 Absorption of Ruptures in Rock and Soil

Fault ruptures can be absorbed (i.e., die out or become indistinguishable) in short distances in rock or soil, but they also can be transmitted through thick deposits of unconsolidated sediments. For example, a part of the White Wolf, California, faulting of 1952 displaced railroad tunnels, but near the surface it seems to have been locally absorbed. Buwalda and St. Amant (1955, p. 48) state: "We have the dilemma that the faults indicated at the tunnels show displacements of at least several feet while the moletracks which are presumably their continuation on the hill above show relatively small offsets both horizontally and vertically." Kupfer and others (1955, p. 74) suggest that fractures conspicuous in rigid concrete might go unnoticed or be distributed and absorbed in the fractured and weathered bedrock and soil near the surface.

Similarly, strike-slip fault displacement of 8 ft in a tunnel diminished to less than 3 ft at the ground surface about 500 ft above during the Idu, Japan, earthquake of 1930 (Suehiro, 1932, pp. 32-37; Richter, 1958, p. 580). The volcanic rock in which the tunnel was driven is overlain by at least 130 ft of sandy clay lake deposits (Nasu, 1931, p. 456).

The 1915 Pleasant Valley, Nevada, fault scarp does not cross a bedrock spur just north of Cottonwood Creek; this gap in the fault scarp is shown on the map by Page (1935, Fig. 3) and on the 1961 Mount Tobin 15-

min topographic map. Just north of the spur the scarp is about 10 ft high but dies out rapidly as it ascends the spur, then reappears to the south; possibly the displacement was taken up by bending rather than distinct faulting. The Red Canyon fault that accompanied the 1959 Montana earthquake accommodated the displacement locally by warping rather than by the usual high single scarp (Myers and Hamilton, 1964, p. 83).

One of the best examples of local absorption of faulting occurred on the Patton Bay, Alaska, fault in 1964 and is shown in Fig. 3.9. Reverse faulting produced a scarp 8½ ft high (A, Fig. 3.9) in the gravel-covered bedrock at beach level, but no comparable scarp could be found where the principal trace of the fault cut the top of the sea cliff (B, Fig. 3.9). Thus more than 8 ft of displacement was absorbed in rock between points A and B—a distance of about 700 ft. Scarps behind and parallel to the sea cliff suggest incipient landsliding (Plafker, 1967, p. G13), but only minor sloughing occurred during the earthquake; evidently the faulting was distributed and taken up along the numerous joints and minor faults in the rock.

From the foregoing, one might infer that fault ruptures would generally be absorbed by unconsolidated deposits; on the contrary, they have been transmitted through hundreds of feet of unconsolidated deposits, and in some places displacements have recently been exaggerated in soft deposits. Much of the Owens Valley, California, faulting of 1872 was near

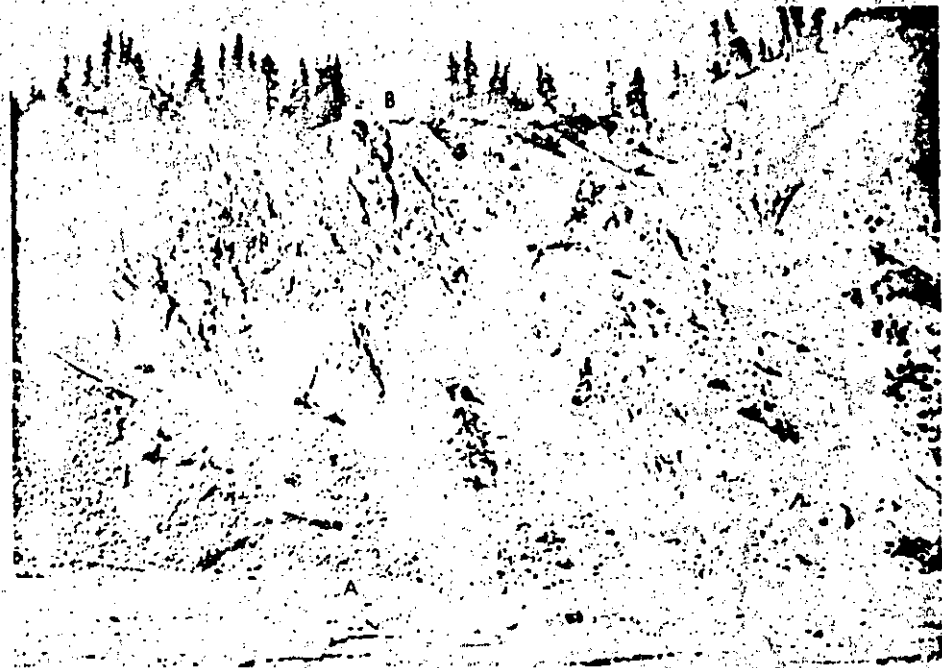


Fig. 3-9: Patton Bay, Alaska: faulting of 1964 produced a scarp 8½ ft high at *A* but no comparable scarp at *B*. The cliff is about 500 ft high, and points *A* and *B* are about 700 ft apart; note the helicopter in foreground.

the center of the valley—an area underlain by 500 ft. or more of unconsolidated to semiconsolidated alluvium and lake deposits. The water table there was less than 10 ft below the surface in 1909 (Lee, 1912, p. 72-74) and probably just as shallow in 1872. Similarly, the Imperial Valley, California, faulting of 1940 that involved strike slip of more than 15 ft at the surface was propagated upward through many feet of poorly consolidated deposits. Logs of old water wells in Holtville and El Centro, about 5 mi east and west, respectively, of the 1940 fault, describe the sediments to depths in excess of 700 ft as clay, sand, and soil (Hutchins, 1914, pp. 213-222). A log of a boring in El Centro indicates a depth of 6 ft to groundwater in 1946. This log shows loam and clay to a depth of 100 ft (Duke and Leeds, 1962, Station Data Sheet 64). The sedimentary deposits through which the faulting was propagated are believed to be similar, in thickness and kind, to those described in the logs.

3.3.8. Extension and Compression

In addition to the shearing displacements that have been discussed above, surface faulting is often accompanied by extension or compression approximately perpendicular to the fault. An example of extension is shown by the fracture (Fig. 3-10) which formed 15 ft from the Patton Bay, Alaska, fault scarp. Numerous fractures of this kind formed in bedrock on the upthrown sides of the Patton Bay and Hanning Bay faults; they were as much as 0.4 ft wide and 200 ft long and were found as much as 1000 ft from the fault scarps (Plafker,

1967, pp. G7-G13 and G34-G35). Open fractures of much larger size commonly accompany normal faulting, because of a change in dip of the fault near the ground surface. An example is a fracture 9 ft wide on the Pleasant Valley, Nevada, fault (Jones, 1915, p. 203 and Fig. 10); another example is an open fracture about 10 ft wide on the Fairview Peak, Nevada, fault (Slemmons, 1957, Fig. 15). Open fractures are sometimes associated with strike-slip faulting, usually at or close to the main fault trace, and are arranged in an *en echelon* pattern. Some of the fractures close immediately, as was the case when a cow fell into a wide fracture along the San Andreas fault in 1906 and was entombed when the crack closed again (Lawson *et al.*, 1908, p. 72).

Fault sags, which are common along strike-slip faults, probably are caused in part by extension transverse to the fault, permitting the settlement of blocks bounded by faults. Many fault sags along the San Andreas fault were deepened in 1906, generally only a few inches but locally as much as 2 ft (Lawson *et al.*, 1908, pp. 32-33, 67, 69, 72-73). Fault sags are found 0.5 to 1 mi from the 1906 trace (Lawson *et al.*, 1908, pp. 33, 75; Higgins, 1961, p. 57).

Compression transverse to the fault occurred, at least locally, in the 1906 California earthquake. For example, at a place where a road perpendicular to the fault was severed and displaced 8 ft, board fences on each side of the road were broken, the boards overlapped, and the adjacent telephone wires sagged, indicating compression perpendicular to the fault (Lawson and others, 1908, p. 102).

Damage to structures by extension and compression can and has occurred on strike-slip faults without net



Fig. 3.10. Fracture produced in bedrock near the 1964 Patton Bay, Alaska, fault scarp. The fracture 1.6 in. wide follows a pre-existing tight mineralized joint.

extension or shortening normal to the fault. This occurs where a structure crosses the fault obliquely and the ends of the structure are brought closer together or pulled farther apart as the walls of the fault move. Structures crossing a right-slip fault obliquely from right to left (observer looking along the fault) will be lengthened, and structures crossing from left to right will be shortened, the reverse is true for left-slip faults (Reid, 1910, pp. 33-34). Many examples of this effect were noted in 1906 where the San Francisco aqueduct crossed the fault and was pulled apart or telescoped (Lawson and others, 1908).

3.3.9 Tilting, Warping, and Level Changes

Tilting, warping, and changes in elevation can seriously affect canals and shoreline facilities of various kinds by changing their relation to water level. The movements may be restricted to local areas adjacent to a fault or they may affect thousands of square miles. Figure 3.11 shows an example of a large shift in the shoreline as a result of tilting and subsidence of the Hebgen Lake basin in the 1959 Montana earthquake. The tilting extended 5 mi or more from the Hebgen fault scarp. In places the tilting ended not against a fault scarp but against a zone of warping in which 9 ft of vertical change occurred in a horizontal distance of about 650 ft (1 part in 72) without recognized faulting (Myers and Hamilton, 1964, pp. 81-82 Plate 2).

The Yakutat Bay, Alaska, earthquake of 1899 was

accompanied by both widespread elevation and local depression of the shoreline. The maximum uplift tive to sea level was more than 47 ft; in places subs. tial warping occurred, reaching 1 part vertically to 360 parts horizontally between points 2400 ft apart on the west shore of Disenchantment Bay (Tarr and Martin, 1912, Plate 14). Even steeper warping (1 in 56) occurred in the 1964 Alaskan earthquake within about 800 ft of the Patton Bay fault, and similar warping occurred near the Hanning Bay fault (Plafker, 1967, Fig. 2, pp. G7, G35, and Plate 1, Section A-A'), producing only the open fractures described in Section 3.3.8.



Fig. 3.11. Emergence of shoreline as a result of tilting of the Hebgen Lake basin in the 1959 Montana earthquake. Photo by J. R. Stacy, U.S. Geological Survey.

Regional tectonic movements accompanying large earthquakes have produced changes in level (uplift or depression) over very large areas. The 1899 Yakutat Bay uplift and subsidence has already been mentioned. Similar movements affected possibly 110,000 mi² in the 1964 Alaskan earthquake, producing uplifts of as much as 38 ft and downwardps of more than 7 ft (Plafker, 1967, pp. G2-G4). A somewhat lesser area was affected in the 1960 Chilean earthquake where uplift of 2½ m and subsidence of 2 m has been reported (Saint-Amand, 1963, p. 350); recent work by Plafker (written communication, 1968) shows that the maximum uplift and subsidence were 5.7 and 2.7 m, respectively and that more than 75,000 mi² were affected. The New Madrid, Missouri, earthquakes of 1811-1812 were accompanied by and depression that produced Reelfoot Lake and en St. Francis Lake; Reelfoot Lake is 8-10 mi long, 2-3 mi wide, and at least 20 ft deep (Fuller, 1912, p. 73).

3.3.10 Fault Creep

A description of the process of fault creep or slippage and some of its theoretical and practical consequences is given in Section 2.3, and only a few additional comments will be made here. As noted in the glossary, fault creep as used in this chapter is not necessarily limited to tectonic movements. Withdrawal of petroleum, water, sulfur, salt, or other substances can result in surface subsidence, accompanied by extensional and compressional movements on faults. Where this occurs in an area that may be tectonically active it is sometimes extremely difficult to separate natural and artificial causes of fault creep. Examples of such areas are along the Casa Loma and San Jacinto faults, California (Fett, Hamilton, and Fleming, 1967); in parts of the city of Hollister, California, adjacent to the Calaveras fault (Rogers and Nason, 1967, p. 102); along the Buena Vista Hills, California, fault (Allen *et al.*, 1965, pp. 765-766; Whitten, 1961, pp. 318-319; Whitten, 1966, pp. 72-76); and near the Baldwin Hills Reservoir, California, faulting of 1963 (Kresse, 1966). Thus a general term such as fault creep is useful for those situations where the relative importance of tectonic creep and artificially induced creep is unknown.

In addition to the areas of fault creep cited in Chapter 2, several other areas can be mentioned. Tectonic creep has occurred on the San Andreas fault between the winery at Vineyard (Tocher, 1960b) and the Parkfield-Cholame area, a distance of about 90 mi (Brown and Wallace, 1968), as well as north of the winery (Tocher, 1966) and near San Juan Bautista (Rogers and Nason, 1967). Additional areas of fault creep or probable creep also have been found on the Hayward fault as far north as Richmond, the Calaveras fault near Gilroy, and the Pleasanton fault near Pleasanton, California (Radbruch, 1968; Gibson and Wollenberg, 1968).

Movements suggestive of tectonic creep occurred at least locally prior to the 1959 Montana earthquake. At the Madison Fork Ranch, 8.5 mi from the Red Canyon fault, several prequake scarps showed new movements ranging from a few inches to 1 ft. A lodge built across the projection of one of the scarps was being slowly deformed before the earthquake (Myers and Hamilton, 1964, p. 60), which strongly suggests that tectonic creep was active across this normal fault. In addition to discrete faulting, local warping in this vicinity affected a stream, ditch, and the local runoff pattern.

Fault creep also has occurred at various locations in Texas, where movements on faults have damaged roads, buildings, pipelines, and other structures (Bryan, 1933, p. 439; Sheets, 1947, p. 216; Bell and Brill, 1938; Weaver and Sheets, 1962; Wiggins, 1954, p. 308). Some of these movements are undoubtedly related to the withdrawal of fluids or to secondary effects related to the presence of

salt domes, but some probably are tectonic (Weaver and Sheets, 1962, p. 254; Russell, 1957, p. 69).

Tectonic creep at a rate probably greater than normal is known to have directly followed some faulting and is inferred in other instances. Postquake creep in the Parkfield-Cholame, California, area continued for many weeks after the June 27, 1966, earthquake. Measurements started shortly after the earthquake showed that in 2 weeks about 2 in. of creep occurred at a rapidly decreasing rate and then continued slowly (Wallace and Roth, 1967, Fig. 25). A similar pattern of postquake creep at a rapidly decreasing rate occurred on the Tanna, Japan, fault in 1930 and 1931. However the postquake creep there was less than 0.5 mm (0.02 in.) in the first 2 weeks after the earthquake (Takahasi, 1931, Fig. 10). Postquake creep probably accounts for the following: the fault movement noted after the 1962 Iran earthquake (Ambraseys, 1965a, pp. V-7, V-10); several inches of progressive overlapping of the boards of a broken fence on the Hayward, California, fault in 1868 (Lawson *et al.*, 1908, p. 442); small movements on the 1940 Imperial, California, fault (Richter, 1958, pp. 74-75); and movements at four locations on the White Wolf, California, fault in 1952 (Buwalda and Saint Amand, 1955, pp. 46, 48, 49; Kupfer *et al.*, 1955, p. 68). The postquake creep in the Parkfield-Cholame area exceeded the amount of the initial rupture, but in the other cases it was only a fraction of the initial rupture.

The foregoing examples show that fault creep is a widespread phenomenon that should be considered, along with the possibility of sudden rupture, in planning engineering structures on or near faults. Although not spectacular, it is persistent and capable of causing damage to some kinds of structures. Long-term rates of tectonic creep have ranged from about 0.1 in./year on the Hayward fault (see Chapter 2) to about 0.8 in./year for a long segment of the San Andreas fault (Brown and Wallace, 1968). Most reported fault creep has been concentrated in single narrow zones of a few tens of feet or less in width, but some seems to be distributed in zones as much as 500 ft wide (Brown and Wallace, 1968) or is in parallel overlapping *en echelon* zones more than 175 ft apart (Radbruch, 1968, p. 50; Nason, 1968, p. 87).

3.4 GEOGRAPHIC DISTRIBUTION OF HISTORIC SURFACE FAULTING

In North America nearly all of the historic faulting has been in the western part of the continent; as shown in Figs. 3.12 and 3.13 and in Fig. 2.2. The faults shown on Figs. 3.12 and 3.13 can be identified by the numbers, which are keyed to Table 3.1.

Faulting at the surface has not been unequivocally

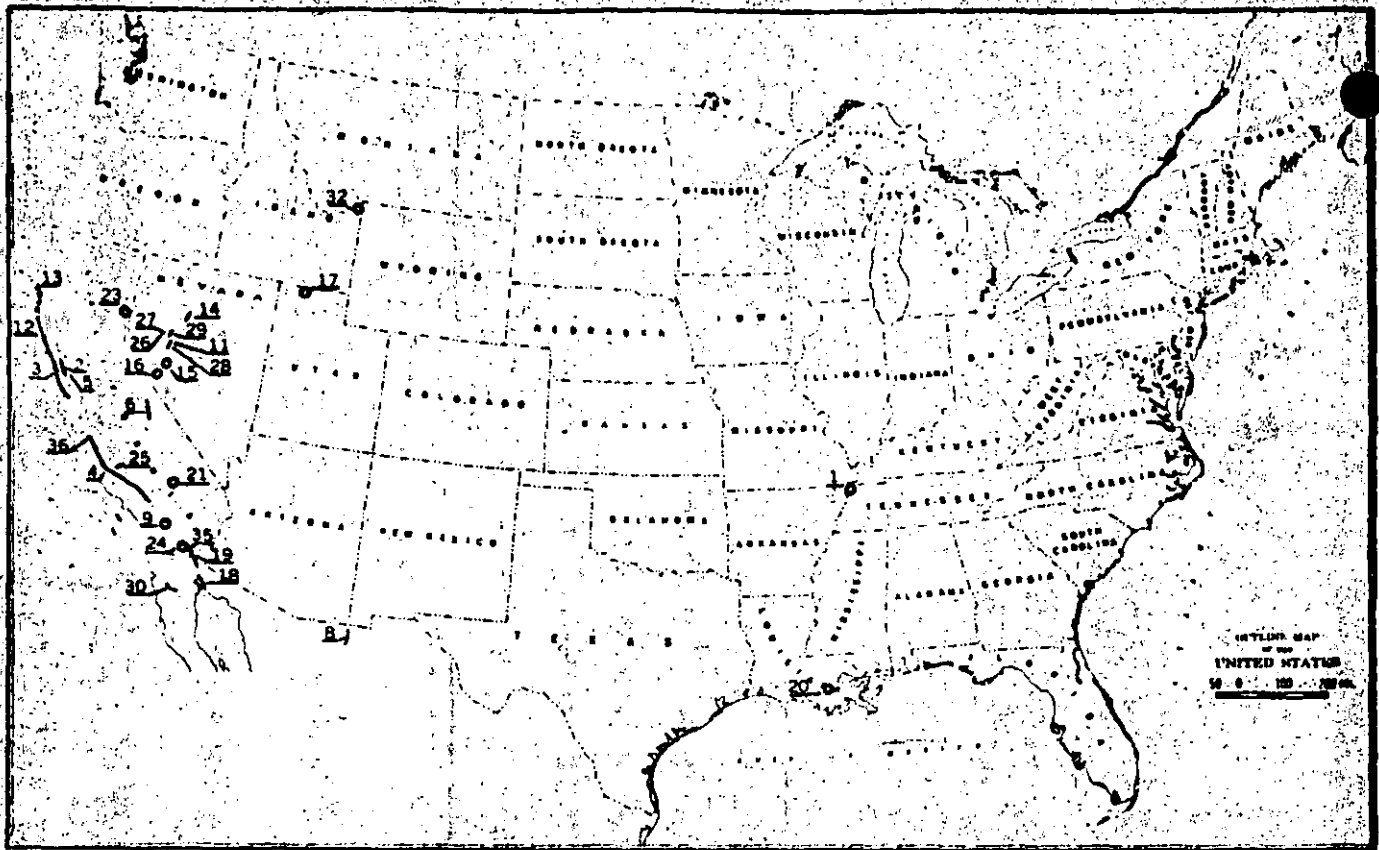


Fig. 3.12. Map of conterminous United States and part of Mexico showing location of historic surface faulting. Numbers identify faults (see Table 3.1).

established for the great New Madrid, Missouri, earthquakes of 1811–1812 (number 1 in table 3.1), but the available evidence strongly suggests that it did occur. Historic accounts mention the formation of both barriers and waterfalls across the Mississippi River near New Madrid; one of the waterfalls was estimated to be 6 ft high (Fuller, 1912, pp. 58, 59 and 62). Reelfoot Lake, which formed in the earthquake, is bounded on its southwest side by a fault, one side of which was uplifted while the other side subsided (Fuller, 1912, p. 75; Fisk, 1944, p. 25 and Fig. 33; U.S. Army Corps of Engineers, 1950, pp. 6–11). This fault extends below the surficial sediments, and borings show a vertical separation of 40 ft in Eocene beds 160 ft below the surface (U.S. Army Corps of Engineers, 1950, Fig. 4). Other areas that sank or rose during the earthquake also may be bounded by faults, but no definite information about them is available.

Faults that are expressed in the present topography are found in several parts of the lower Mississippi Valley (Fisk, 1944; U.S. Army Corps of Engineers, 1950; Veatch, 1906), and faulting of a Pleistocene terrace in the nearby southern part of Illinois has been reported by Ross (1963). This is a seismic region that experienced other great earthquakes prior to 1811 (Fuller, 1912, pp. 12–13) and has had many small to moderate earth-

quakes since then (Heinrich, 1941; U.S. Army Corps of Engineers, 1950, pp. A9–A17; Wollard, 1958; Heyl and Brock, 1961, p. D-4).

The tectonic origin of the Vacherie, Louisiana, faulting of 1943 (number 20 in Table 3.1) remains in doubt. This fault movement was accompanied by a small earthquake felt locally. The nearest seismograph, which was 50 mi away and designed to record large distant shocks, did not record the earthquake. The initial displacement was 3 in. but it increased to about 8 in. in the next 24 hr (U.S. Army Corps of Engineers, 1950, pp. A34–A37; Fisk, 1944, p. 33). The area is on the flank of a salt dome and is also in the Red River fault zone (Fisk, 1944, p. 33). A well being drilled nearby encountered a strong flow of water under 2000 lb of pressure at a depth of 8800 ft shortly before the surface faulting occurred. This flow suggested a possible cause-and-effect relation, but prior movement also had occurred on this fault. Drilling revealed 3.5 ft of vertical separation of upper Pleistocene sediments at a depth of 55 ft (Fisk, 1944, Plate 17).

Several other episodes of surface faulting or probable surface faulting are not shown on the map or table because little is known of them. Most of these have been on the San Andreas fault system in California and include episodes at Dos Palmas (near Salton) in 1899 (Townley and Allen, 1939, p. 50); near Chittenden, in

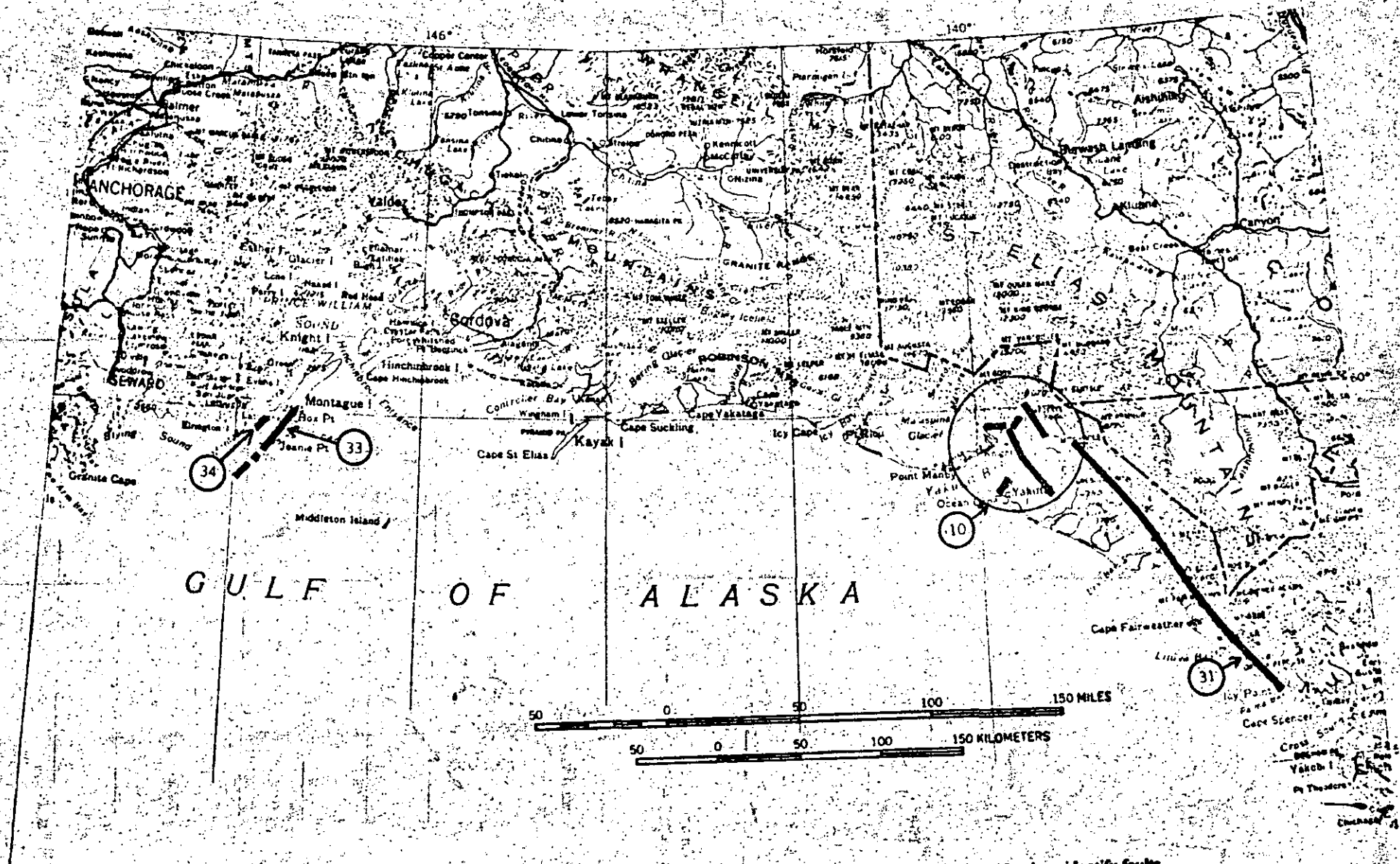


Fig. 3.13. Map of part of Alaska showing the location and approximate extent of historic surface faulting. Numbers identify faults (see Table 3.1).

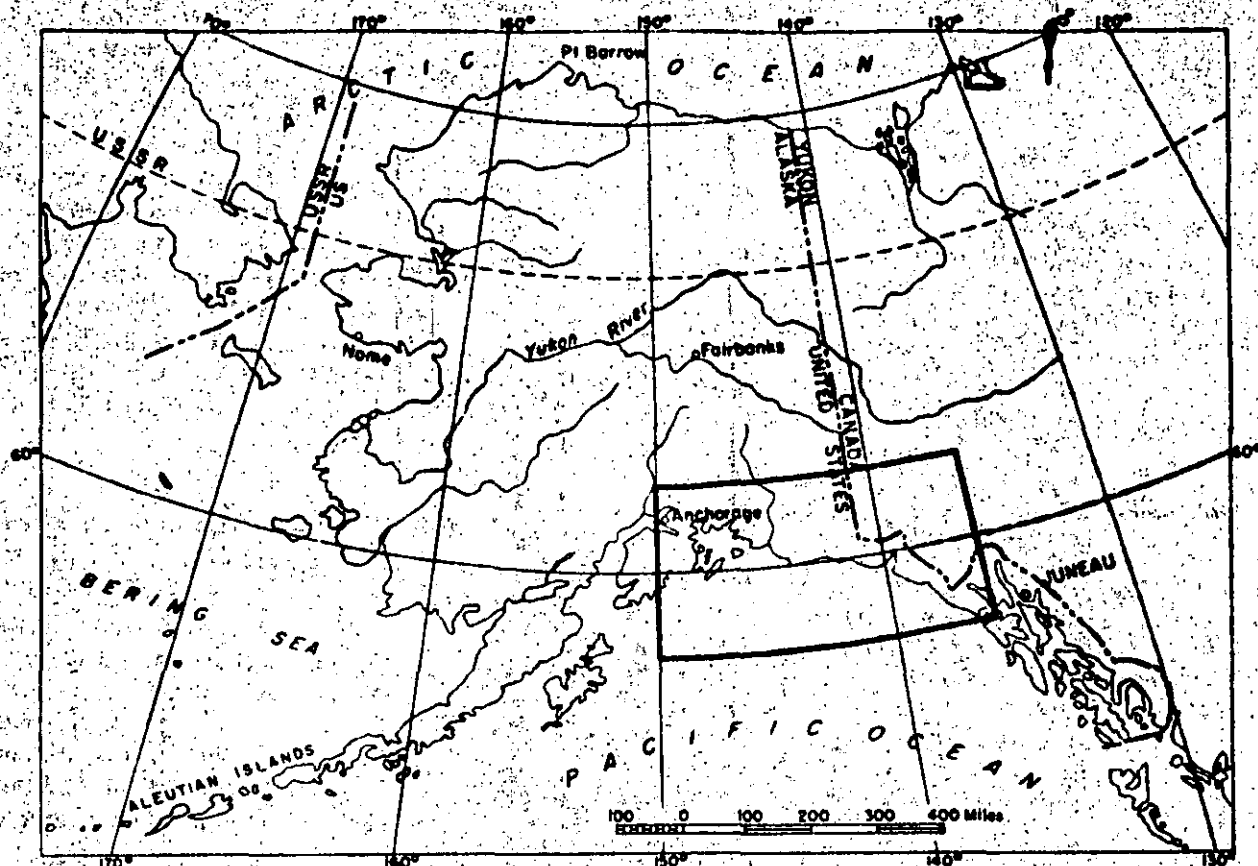


Fig. 3.13A. Index map for Fig. 3.13.

1890 (Lawson and others, 1908, p. 449); near Parkfield, in 1901, 1922, and 1934 (McEvelly, 1966, p. 970; Brown and Vedder, 1967, pp. 9-10); and possibly near Vineyard in 1961. Faulting or possible faulting also has been reported on the Calaveras fault in 1861 near Dublin, California (Radbruch, 1968, pp. 52-53); in 1852 on the Big Pine fault, California (Vedder and Brown, 1968, p. 256); in 1875 in the Mohawk Valley, California (Gianella, 1957, p. 177); and in 1869 on the Olinghouse fault zone, Nevada (Slemmons, 1967, Table 1 and Fig. 2).

Historic surface faulting has occurred in many places outside North America, but a detailed treatment of it is beyond the scope of this chapter. Faulting has occurred at least once in the following places: Argentina, Bulgaria, Greece, Hawaii, Japan, India, Iran, Kenya, Mongolia, New Zealand, Pakistan, Peru, Sudan, Sumatra, Taiwan, Turkey, and perhaps Yugoslavia. Nearly all of it occurred in the seismically active areas that are apparent in Fig. 2.1. A summary of most of this faulting is given by Richter (1958).

3.5 FAULTING AND EARTHQUAKES

3.5.1 Earthquake Intensity Near the Fault

Most American geologists and seismologists believe that shallow earthquakes are caused by elastic rebound

(see Chapter 2) occurring at faults. This theory leads to the conclusion that shaking effects should be great near the fault and decrease away from it; experience shows this to be true in a general way. It does not necessarily follow, however, that the intensity of shaking rises to a high peak right at the fault. This idea was developed by Louderback (1942), who pointed out that the source of the earthquake waves, at least of strong earthquakes, was likely to be some miles beneath the surface and that the energy reaching the surface would be about the same in a moderately wide zone along the fault. Housner (Chapter 4) suggests that the accelerations decrease at a slow rate for about the same distance from the fault as the vertical dimension of the fault rupture. Accelerometer records for one earthquake (Parkfield, California, 1966) support this suggestion; they show very little diminution of maximum acceleration within 4 mi of the fault and rapid decrease beyond that. The records show 0.5 g at 270 ft from the fault, 0.46 g at 3.3 mi, 0.4 g at 4 mi, and 0.28 g at 5.7 mi (Cloud and Perez, 1967, Fig. 10). The vertical extent of the faulting has been inferred to be on the order of 6 mi or less (McEvelly, Bakun, and Casaday, 1967, p. 1240) for this earthquake. The lack of markedly greater shaking damage to structures adjacent to the surface trace of faults has been reported by several investigators (Jones, 1915, p. 195; Gianella and Callaghan, 1934, p. 367; Louderback, 1942, pp. 316-7; Steinbrugge and Cloud, 1962, p. 231; and Ambras, 1963, p. 735); note, however, the qualifications regarding

the Hebgen Lake, Montana, earthquake given by Steinbrugge (Chapter 9 of this volume).

The examples cited in the reports listed above indicate that neither multidirectional shaking nor "fling" were effective agents of destruction adjacent to the faults. Fling is the rapid displacement of rock masses to positions of no, (or greatly reduced) elastic strain, as postulated in the elastic rebound theory. The displacement should be essentially parallel to the fault. Housner (1965, pp. III-104) concluded from a theoretical analysis that a maximum acceleration on the order of 0.5 g would be produced near the fault, using a differential fault displacement equal to the 1906 San Andreas displacement (about 20 ft) in the analysis. The 0.5 g acceleration that was measured 270 ft from the 1966 Parkfield, California, rupture (fault displacement less than 1 ft at the surface) thus was unexpected; moreover, the displacement pulse was nearly perpendicular rather than parallel to the fault. Seismoscope records from three earthquakes in 1960 and 1961 on the San Andreas fault also show maximum motion at a high angle to the fault (Cloud, 1967, p. 1446). At least locally, displacement pulses directed at a high angle to the fault also occurred in 1906 (Lawson *et al.*, 1908, p. 192). Some short-duration but damaging earthquakes such as the ones at Port Hueneme, California (Housner and Hudson, 1958), Agadir, Morocco (American Iron and Steel Institute, 1962, pp. 81-82) and Skopje, Yugoslavia (Berg, 1964, p. 33; Ambraseys, 1965b, p. S23) have included unidirectional pulses possibly related to fling. Neither the importance nor even the existence of fling is universally accepted, and more facts are clearly needed about it. (See also Chapters 1 and 2 in this volume.)

3.5.2 Nonsismic Faults

Louderback (1942, p. 328) reasoned that some active faults, because of their small size or shallowness or because they cut incompetent rocks (even though long and deep), may produce only slight or unfelt earthquakes. Paterson (1958, p. 473), on the basis of laboratory work on marble, suggested that earthquakes would not be associated with faults that develop in calcite rocks. The discovery of fault creep at many places since publication of the reports by Louderback and Paterson leaves no doubt that fault displacement can occur at the surface without felt earthquakes. However, the Imperial, California, 1966 earthquake (magnitude 3.6, modified Mercalli intensity V) had its source "within the soft sedimentary section" (Brune and Allen, 1967, p. 512), and the Hebgen Lake, Montana, faults of 1959 cut through formations containing a large proportion of calcite rocks (Witkind, Hadley, and Nelson, 1964, Plate 5, p. 201). Furthermore, most of the fault segments affected

by tectonic creep have had moderate-to-strong earthquakes (e.g., the Hayward fault, 1868) along them in the historic past. Some historic fault movement has occurred on faults on which no historic earthquakes have been reported (see Section 3.3.10 and numbers 22 and 37 in Table 3.1), but the tectonic origin of those movements is uncertain. In the present state of knowledge, it does not seem prudent to conclude that a given active fault, because of the kinds of rocks it cuts near the surface or the occurrence of tectonic creep along it, will not produce damaging earthquakes.

3.5.3 Relation of Fault Displacement and Length at the Surface to Earthquake Magnitude

Figures 3.14 and 3.15 show the relation between the maximum displacement on the main fault at the ground surface and the magnitude of the associated earthquake. The displacement generally increases as the magnitude increases but with considerable scatter of individual points. A line of best fit (*A* in Fig. 3.14) for all the points has been obtained by the method of least squares, yielding the equation

$$\log D = 0.57 M - 3.39 \quad (3.1)$$

in which *D* is the maximum displacement in feet and *M* is the Richter magnitude. The line of best fit for strike-slip faults alone (not shown on graphs) is almost the same as the line for all the faults; the line for normal faults has a somewhat higher slope than the line for all faults. Inasmuch as only a small number of points are presently available for each of the various types of faults and the best-fit lines are not greatly different, all types have been combined in the calculations.

Another line (*B* in Fig. 3.14) that includes the largest displacements for all the faults has been drawn parallel to the line of best fit. Its equation is

$$\log D = 0.57 M - 2.67 \quad (3.2)$$

Still another line (*C* in Fig. 3.14) corresponding to line *B* has been drawn on the other side of line *A*, making the separation between lines *A* and *C* the same as between *A* and *B*. The equation for line *C* is

$$\log D = 0.57 M - 4.11 \quad (3.3)$$

Line *C* bounds all but one of the smallest displacements. The excluded point (number 21) represents the Manix, California, faulting of 1947. Richter has suggested that the surface faulting at Manix was secondary to a concealed main rupture (Richter, 1958, pp. 517-518; Allen *et al.*, 1965, p. 768). A larger displacement would shift point 21 closer to, or perhaps to the other side of, line *C*.

Lines *A*, *B*, and *C* on Figs. 3.14 and 3.15 and the corresponding Eqs. 3.1, 3.2, and 3.3 can be used to esti-

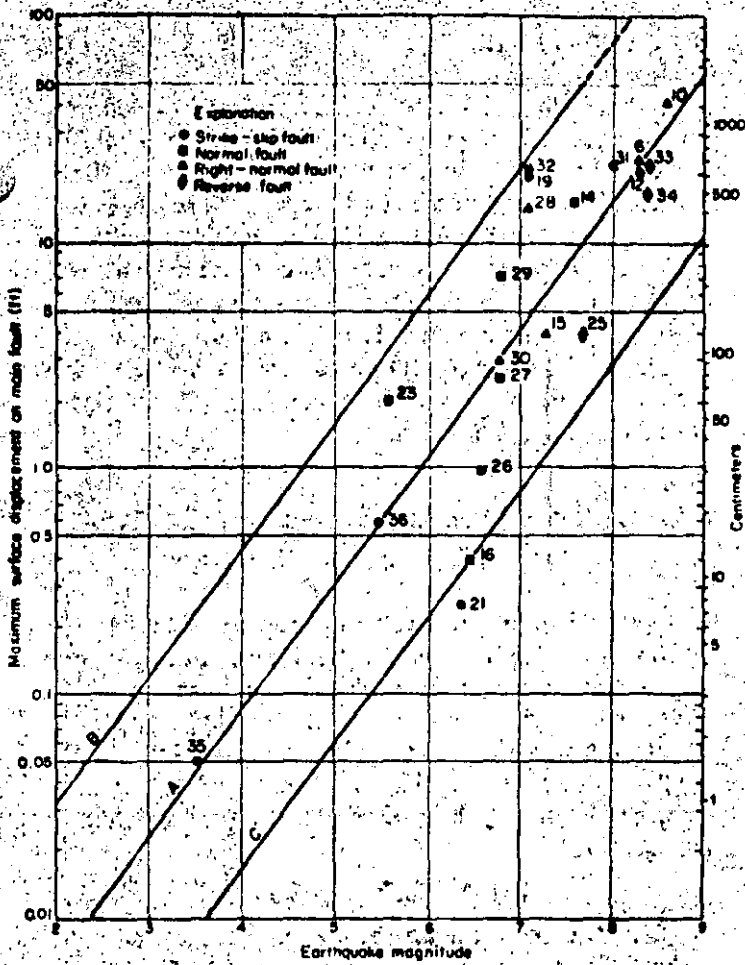


Fig. 3.14. Maximum displacement on main fault at the surface as related to earthquake magnitude (logarithmic plot).

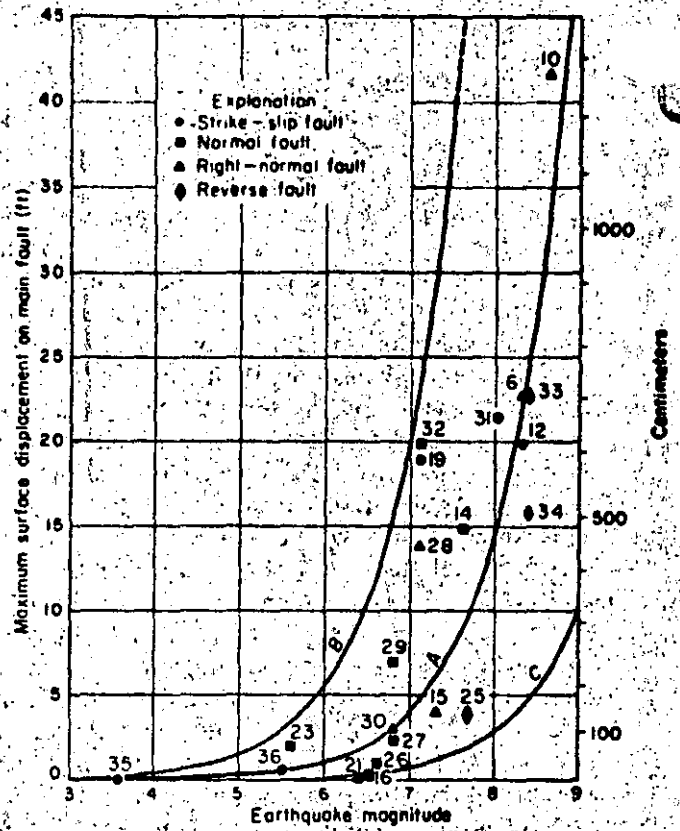


Fig. 3.15. Maximum displacement on main fault at the surf as related to earthquake magnitude (arithmetic plot).

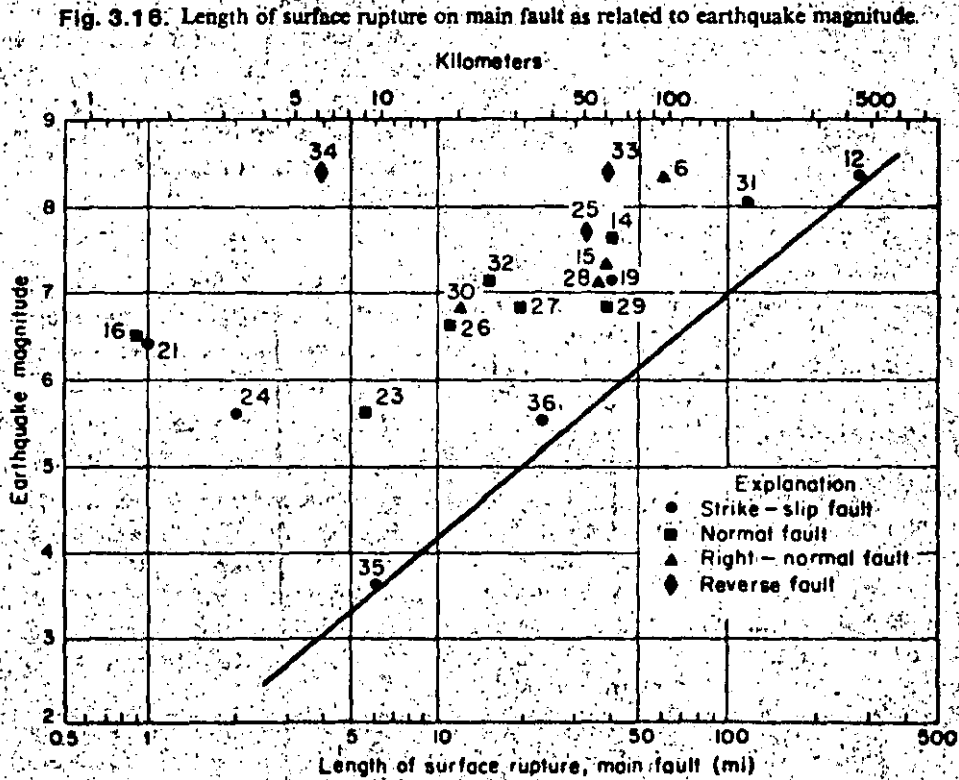


Fig. 3.16. Length of surface rupture on main fault as related to earthquake magnitude.

mate fault displacement at the ground surface that may accompany an earthquake of a given magnitude in the continental United States. Whether line *A*, *B*, or *C* is used depends upon the degree of risk that can be tolerated. For high magnitudes, line *B* indicates displacements substantially larger than any that have been recorded to date, and therefore the line is dashed for magnitudes greater than 7.5. With this exception, the lines permit realistic estimates of fault displacement.

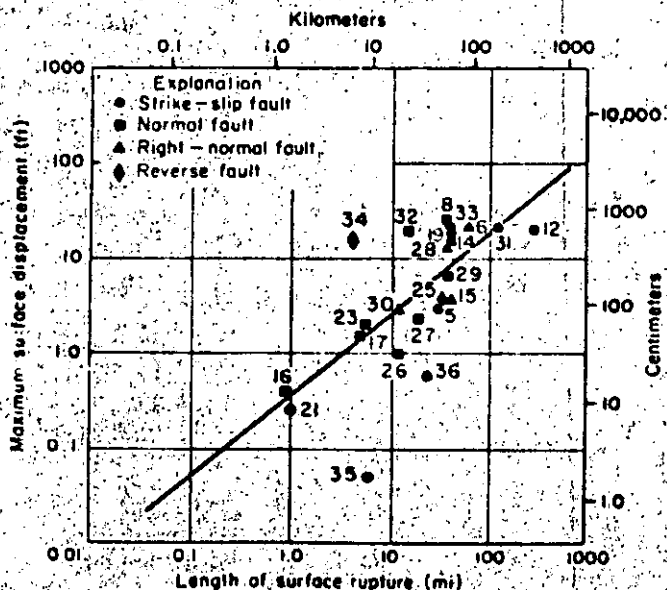
Figure 3.16 shows the relation between earthquake magnitude and the length of surface rupture on the main fault. The points show considerable scatter and a least-squares fit was not made, but a line has been drawn that bounds all of the data points on the graph. The line can be used as an aid in estimating the maximum length of faulting that may occur in an event of a given magnitude. The position of this line is strongly influenced by two small earthquakes accompanied by surface faulting (numbers 35 and 36) that occurred in 1966. Its position may have to be altered if future small earthquakes show even longer surface ruptures.

Figure 3.17 shows in a logarithmic plot the relation between the maximum surface displacement and the length of the surface rupture along the main fault in a given event. The general increase of maximum displacement with length of rupture is apparent. The line of best fit, obtained by the method of least squares, has the equation

$$\log D = 0.86 \log L - 0.46 \quad (3.4)$$

where *D* is maximum displacement in feet and *L* is length of surface rupture in miles. This graph can be used as an aid in roughly estimating the maximum displacement that may occur on a fault of known length.

Fig. 3.17. Relation of maximum surface displacement to length of surface rupture on main fault. Numbers beside symbols refer to events listed in Table 3.1.



Surface faulting in a particular earthquake generally extends over just a part of the total length of the preexisting fault. The length of faulting accompanying historic earthquakes in southern California, according to Albee and Smith (1966, p. 20), has commonly been one-half to one-fifth the total length of the fault system on which it occurred, but there is a wide range in this ratio.

Numerous studies have been made relating earthquake magnitude to the product of the length and displacement on the fault. The earliest of these was by Tocher (1958), using California and Nevada faulting; followed by Iida (1959, 1965), using Japanese and worldwide faulting; and Slemmons (1966), using California and Basin-and-Range Province faulting. Slemmons' formula is

$$M = 3.68 + 0.41 \log LD \quad (3.5)$$

in which *L* is surface fault length and *D* is average surface displacement, both in centimeters. Slemmons (1966, p. 83) found that the average displacement in 15 examples ranged from 18 to 60% of the maximum displacement, and the median was 40%. The formulas of Tocher, Iida, and Slemmons are of the same form. King and Knopoff (1968, p. 253) have introduced the square of the displacement to give

$$\log LD^2 = 1.90 M - 2.65 \quad (3.6a)$$

which can be written as

$$M = 1.4 + \frac{\log LD^2}{1.9} \quad (3.6b)$$

in which *L* and *D* are in centimeters. The King-Knopoff formula given above is based on data from 42 worldwide events. The King-Knopoff form of the equation seems to best express the relation between magnitude, fault length, and displacement. However, the coefficients in their equations are based partly on fault dimensions that have been theoretically derived (e.g., 40 ft for Montana, 1959, whereas the maximum scarp height was only 20 ft; see Section 3.3.3 above).

The existing formulas and curves relating earthquake magnitude to fault length and fault displacement can serve as general guides, but without doubt all of them will need to be changed in the future as more data become available. All the formulas have some weaknesses. Among these are (1) the mixing of data from different kinds of faults, (2) the uncertain relation between fault displacement in unconsolidated materials and displacement in rock, (3) insufficient data to evaluate postquake fault creep as a component of fault displacement, (4) inferences regarding the relation between maximum and average fault displacement, both at the surface and at depth, and (5) inferences regarding length of faulting at depth. When the formulas and curves are used, the uncertainties in them need to be seriously considered.

3.6 FUTURE FAULTING

Anticipation of future surface faulting involves questions of whether, where, how much, what kind, and when. The answers currently available are not very satisfactory, but much research is underway. These questions are closely related to earthquake prediction, and a better understanding of the processes involved should progressively increase the quality of the answers. Some approaches to these answers are outlined below.

3.6.1 Location of Future Faulting; the Active Fault

One of the best guides to the location of future faulting is the location of past faulting. Geologic evidence shows that most faults have had repeated movement on them, and some are known to have been active for millions of years. The San Andreas fault, e.g., has developed a zone of shearing that is a mile or more wide in some places because of repeated movement.

One would expect that once faults and fault zones were well established, the stresses would tend to be relieved along them rather than in the more sound rock nearby, and historic ruptures support this inference. All of the main faults listed in Table 3.1 (except possibly Sonora, 1887) followed preexisting faults for all or nearly all of their extent. Many of these faults were known prior to the rupturing, and all (except possibly Sonora) could have been identified beforehand, however, extensive investigation would have been necessary in some cases, and some would probably have been considered inactive. The White Wolf fault, which had surface displacements in 1952, had been classed as "dead" on the fault map of California (*Seism. Soc. Am.*, 1922); by 1930 it might have been classed as active, however, because Hoots (1930, p. 315) inferred that large post-Pliocene movement had occurred on it. At least one-third of the branch and secondary faulting listed in Table 3.1 also occurred on preexisting faults that could have been identified as faults by simple geologic investigations, whether the rest could have been identified is problematical. A possible instance of some new faulting occurred in 1959, inconclusive evidence suggests that part of the Hebgen Lake, Montana, faulting of 1959 may have advanced locally into previously unfaulted rock (Myers and Hamilton, 1964, p. 85).

Geologic and historic evidence suggests that most or all of the later movements along parts of some faults have been concentrated in narrow zones. For example, in most (but not all) segments of the San Andreas fault one or two narrower strands within the broad fault zone can be readily identified as being the locus of the more recent

movements. Wallace (1968, Fig. 8 and discussion) has presented evidence that 40 or more displacements have occurred in a strand less than 100 ft wide on one segment of the fault; however, he also notes that particular strands die out and the displacement is taken up by nearby *en echelon* strands. The 1906 ruptures were *en echelon* in at least two places, but unfortunately the width of the *en echelon* zone is not known (Lawson and others, 1908, p. 68; Taber, 1906, p. 307 and Fig. 2).

The 1966 Parkfield, California, faulting closely followed two strands within the fault zone that showed recent movement and had been identified prior to the earthquake; moreover, some of the 1966 ruptures were about 25 ft from ruptures formed in the 1934 earthquake (Brown and Vedder, 1967, pp. 4, 10). A similar example is provided by the 1966 Imperial faulting that occurred exactly where the 1940 ruptures had occurred (Brune and Allen, 1967, pp. 501, 502). The Borrego Mountain, California, faulting of April 9, 1968, closely followed earlier lines of faulting, but it also crossed areas that had no surface evidence of previous faulting (Allen *et al.*, 1968).

The examples given above were on strike-slip faults; repetition of breaks on two normal faults show more discordance between older and newer breaks. Most of the August 23, 1954, Rainbow Mountain, Nevada, faulting coincided with or extended the July 6, 1954, faulting, but some of the new ruptures were subparallel to the older ones (Tocher, 1956). Part of the December 1954 faulting north of Fairview Peak, Nevada, on the Gold King fault, coincided with ruptures formed about 1903, but over most of its length it did not. Study of a somewhat generalized map of the 1903 breaks shows that the 1954 faulting crisscrossed the earlier faulting but was more than 200 ft from it in many places and more than 1000 ft in some places (Stemmons *et al.*, 1959, pp. 262-263, map).

Geologic evidence shows that some faults that were dormant for a long time have been reactivated. An example of this is the Hurricane fault in southwestern Utah, which has had several episodes of movement separated by periods of quiescence. Some of the quiescent periods were long enough to permit erosion of the faulted terrane and emplacement of lava flows. Its latest rejuvenation extends into the present and some earthquakes have occurred on the fault in historic time (Gardner, 1941; Averitt, 1964). Little is known of the rate at which faults, dormant for a long period (in geologic terms), have been reactivated.

The available evidence suggests that future faulting will occur on existing faults rather than on newly formed faults and that it probably will occur on those faults that are active. An active fault can be defined as one that has moved in the recent past and may move in the near future. The "recent past" as used here includes the current ho-

would take to include at least the Holocene Epoch (about 10,000 years). The "near future" as used above includes a length of time on the order of the useful life of engineering structures or the time span considered in long-range plans for the future. The determination of whether a fault is "active," as defined above, involves geology, geophysics, geodesy, and engineering. Some criteria currently in use are (1) the occurrence of earthquakes that can be related to the fault with reasonable assurance; (2) one or more episodes of surface rupture (including tectonic creep) or acute bending in the recent past as defined above; (3) instrumental evidence of elastic or inelastic strain; and (4) structural coupling to another fault (or other tectonic feature such as a monocline) that is active. At present some active faults may not be identifiable, but the ability to identify them should improve with time.

3.6.2 Amount of Future Faulting

At present, estimates of the type and amount of future faulting that may occur are based on the historic and geologic record. The type (i.e., normal, reverse, etc.) of faulting that has occurred in the past is generally assumed to be the type that will occur in the future. The length and displacement of prehistoric faulting sometimes can be estimated from the displacement of the ground surface—the height and length of scarps and the amount of offset of streams. The general rates of older displacements often can be estimated by measuring the displacement of formations of known age. With this geologic information as background, useful estimates of future displacement can be made by using various empirical curves and formulas (such as those in Section 3.5.3) that interrelate length, displacement, and earthquake magnitude. Conversely, estimates of magnitudes of prehistoric earthquakes can be made if the length and displacement of prehistoric ruptures can be determined by geologic investigations. Research currently underway may someday permit estimates of future displacement based on measurements of strain on the fault system.

3.6.3 Likelihood of Future Faulting

The most difficult question to answer regarding active faults is if and when surface faulting will occur. Surface faulting is more commonly associated with the larger than the smaller-magnitude earthquakes, although this imbalance is probably much less than the present record indicates. The surface displacements that accompany small earthquakes are small, and the evidence is likely to be quickly obliterated, especially for strike-slip displace-

ments in areas that have few artificial structures; moreover, many earthquakes of moderate to small size in the western United States were never investigated in the field by geologists or seismologists. Furthermore, the recognition of the process of tectonic creep introduces the possibility that surface rupture on faults may accompany shallow-focus earthquakes of any magnitude.

The question of when surface faulting will occur cannot be satisfactorily answered at present on either a long-term or short-term basis. The problem is closely allied to earthquake prediction, and current research toward that goal probably will produce useful results. Various methods have been used to estimate the time between large earthquakes. By using strain rates, Reid estimated a return period of about 100 years after 1906 for the next great earthquake on the San Andreas fault in central California (see Chapter 2). By using rates of slip, Wallace (1968) has tentatively suggested a 700-year recurrence interval for another part of the San Andreas fault; he also suggested that the recurrence intervals on different parts of the fault may differ by several orders of magnitude. Another approach involves the use of the statistical relationship between the frequency of earthquakes and their magnitude. A study by Allen and others (1965) of the southern California region, using earthquake statistics for the 29-year period between 1934 and 1963, yielded a recurrence interval of 52 years for large earthquakes in that region; the historic record of large earthquakes since 1800 suggests that the calculated rate may be approximately correct. The same study, however, when applied to small areas within southern California yielded results that the authors believed were unrealistic. Recurrence curves for much of the western United States have been published by Ryall, Slemmons, and Gedney (1966). Other approaches involve measuring changes in various properties of the rock in the vicinity of the fault, but no practical method of estimating time of occurrence is yet available.

ACKNOWLEDGMENTS

A review of historic surface faulting that forms much of the basis for this chapter was sponsored by the U.S. Atomic Energy Commission, Division of Reactor Development and Technology. The writer also acknowledges with thanks the ideas and information supplied by various colleagues, particularly E. H. Pampeyan, George Plafker, D. H. Radbruch, and Julius Schlocker—the sources of other ideas and data are cited in the text. June M. Buchanan compiled some of the data and prepared many of the illustrations. Publication of this chapter was authorized by the Director, U.S. Geological Survey.

REFERENCES

- Agüellera, J. G. (1920). "The Sonora Earthquake of 1887," *Seism. Soc. Am. Bull.*, 10 (1), 31-44.
- Albee, A. L., and J. L. Smith (1966). "Earthquake Characteristics and Fault Activity in Southern California," in *Engineering Geology in Southern California*, pp. 9-34, Glendale, Los Angeles Section of Association of Engineering Geologists.
- Allen, C. R., A. Grantz, J. N. Brune, M. M. Clark, R. V. Sharp, T. G. Theodore, E. W. Wolfe, and M. Wyss (1968). "The Borrego Mountain, California, Earthquake of 9 April 1968—A Preliminary Report," *Seism. Soc. Am. Bull.*, 58 (3), 1183-1186.
- Allen, C. R., P. St. Amand, C. F. Richter, and J. M. Nordquist (1965). "Relationship Between Seismicity and Geologic Structure in the Southern California Region," *Seism. Soc. Am. Bull.*, 55 (4), 753-797.
- Ambraseys, N. N. (1960). *On the Seismic Behavior of Earth Dams, Proceedings of the Second World Conference on Earthquake Engineering*, Vol. 1, pp. 331-358, Tokyo and Kyoto, Japan.
- Ambraseys, N. N. (1963). "The Buyin-Zara (Iran) Earthquake of September 1962—A Field Report," *Seis. Soc. Am. Bull.*, 53 (4), 705-740.
- Ambraseys, N. N. (1965a). *An Earthquake Engineering Study of the Buyin-Zahra Earthquake of September 1, 1962, in Iran, Proceedings of the Third World Conference on Earthquake Engineering*, Vol. 3, pp. V7-V26, New Zealand.
- Ambraseys, N. N. (1965b). *An Earthquake Engineering Viewpoint of the Skopje Earthquake, 26th July, 1963, Proceedings of the Third World Conference on Earthquake Engineering*, Vol. 3, pp. S22-S38, New Zealand.
- American Geological Institute (1960). *Glossary of Geology and Related Sciences*, 2nd ed., Washington, D.C.
- American Iron and Steel Institute (1962). *The Agadir, Morocco, Earthquake*, New York: American Iron and Steel Institute.
- Averitt, P. (1964). "Table of Post-Cretaceous Geologic Events Along the Hurricane Fault, Near Cedar City, Iron County, Utah," *Geol. Soc. Am. Bull.*, 75 (9), 901-908.
- Bateman, P. C. (1961). "Willard D. Johnson and the Strike-Slip Component of Fault Movement in the Owens Valley, California, Earthquake of 1872," *Seism. Soc. Am. Bull.*, 51(4), 483-493.
- Bell, D. E., and V. A. Brill (1938). "Active Faulting in Lavaca County, Texas," *Am. Assoc. Petrol. Geol. Bull.*, 22(1), 104-106.
- Berg, G. V. (1964). *The Skopje, Yugoslavia, Earthquake July 26, 1963*, New York: American Iron and Steel Institute.
- Biehler, S., R. L. Kovach, and C. R. Allen (1964). "Geophysical Framework of Northern End of Gulf of California Structural Province," in T. H. van Andel and G. B. Shor, Jr. (eds.), *Marine Geology of the Gulf of California—A Symposium*, pp. 146-143, American Association of Petroleum Geologists.
- Bonilla, M. G. (1967). "Historic Surface Faulting in Continental United States and Adjacent Parts of Mexico," *U. S. Geological Survey Open-File Report*; also *U.S. Atomic Energy Commission Report TID-24124*.
- Brown, R. D., Jr., and J. G. Vedder (1967). "Surface Tectonic Fractures Along the San Andreas Fault, California," in R. D. Brown, Jr., et al., *The Parkfield-Cholame, California, Earthquakes of June-August 1966—Surface Geologic Effects, Water-Resources Aspects, and Preliminary Seismic Data*, U. S. Geological Survey Professional Paper 579, pp. 2-23.
- Brown, R. D., Jr., and R. E. Wallace (1968). "Current and Historic Fault Movement Along the San Andreas Fault Between Paicines and Camp Dix, California," in W. R. Dickinson and A. Grantz (eds.), *Proceedings of the Conference on Geologic Problems of the San Andreas Fault System, September 14-16, 1967, Stanford University*, pp. 22-41, Stanford, California: Stanford University Press.
- Brune, J. N., and C. R. Allen (1967). "A Low-Stress-Drop, Low-Magnitude Earthquake with Surface Faulting—The Imperial, California, Earthquake of March 4, 1966," *Seism. Soc. Am. Bull.*, 57(3), 501-514.
- Bryan, F. (1933). "Recent Movements on a Fault of the Balcones System, McLennan County, Texas," *Am. Assoc. Petrol. Geol. Bull.*, 17(4), 439-442.
- Buwalda, J. P., and C. F. Richter (1941). "Imperial Valley Earthquake of May 18, 1940," *Geol. Soc. Am. Bull.*, 52(12), 1944-1945.
- Buwalda, J. P., and P. St. Amand (1955). "Geological Effects of the Arvin-Tehachapi Earthquake," *Calif. Div. Mines Bull.*, 171, 41-56.
- California Department of Water Resources (1967). "Earthquake Damage to Hydraulic Structures in California," *California Department of Water Resources Bulletin 116-3*.
- Callaghan, E., and V. P. Gianella (1935). "The Earthquake of January 30, 1934, at Excelsior Mountains, Nevada," *Seism. Soc. Am. Bull.*, 25(2), 161-168.
- Chinnery, M. A. (1961). "The Deformation of the Ground Around Surface Faults," *Seism. Soc. Am. Bull.*, 51(3), 355-372.
- Cloud, W. K. (1967). "Seismoscope Results from Three Earthquakes in the Hollister, California, Area," *Seism. Soc. Am. Bull.*, 57(6), 1445-1448.
- Cloud, W. K., and V. Perez (1967). "Accelerograms—Parkfield Earthquake," *Seism. Soc. Am. Bull.*, 57(6), 1179-1192.
- Curray, J. R., and R. D. Nason (1967). "San Andreas Fault North of Point Arena, California," *Geol. Soc. Am. Bull.*, 78(3), 413-418.
- Danes, J. V. (1907). "Das Erdbeben von San Jacinto am 25 Dezember 1899," *Geog. Gesell. Wien Mitt.*, 50, 339-347.
- Dibblee, T. W., Jr. (1954). "Geology of the Imperial Valley Region, California," Chap. 2 in R. H. Jahns (ed.), *Geology of Southern California*, pp. 21-28, California Division Mines Bulletin 170.
- Dibblee, T. W., Jr. (1955). *Geology of the Southeastern Margin*

- of the San Joaquin Valley, California, pp. 23-24, California Division of Mines Bulletin 171.
- Duke, C. M. (1960). "Foundations and Earth Structures in Earthquakes, Proceedings of the Second World Conference on Earthquake Engineering, Vol. 1, pp. 435-455, Tokyo and Kyoto, Japan.
- Duke, C. M., and D. J. Leeds (1962). *Site Characteristics of Southern California Strong-Motion Earthquake Stations*, University of California at Los Angeles, Dept. Eng. Rept. No. 62-55.
- Eppley, R. A. (1965). "Stronger Earthquakes of the United States (Exclusive of California and Western Nevada)," Part I in *Earthquake History of the United States*, rev. ed. (through 1963): U.S. Coast and Geodetic Survey No. 41-1.
- Ferguson, H. G., R. J. Roberts, and S. W. Muller (1952). *Geologic Map of the Golconda Quadrangle, Nevada*, U.S. Geological Survey Geologic Quadrangle Map [GQ-15], scale 1:125,000.
- Fett, J. D., D. H. Hamilton, and F. A. Fleming (1967). "Continuing Surface Displacements Along the Casa Loma and San Jacinto Faults in San Jacinto Valley, Riverside County, California," *Engr. Geol.*, 4 (1), 22-32.
- Fisk, H. N. (1944). *Geological Investigation of the Alluvial Valley of the Lower Mississippi River*, U.S. Mississippi River Commission Report.
- Florensov, N. A., and V. P. Solonenko (eds.) (1963). "Gobi-Altayskoye Zemletryasenie," *Iz. Akad. Nauk SSSR*; also 1965, *The Gobi-Altai Earthquake*, U.S. Department of Commerce (Eng. trans.).
- Fuller, M. L. (1912). *The New Madrid Earthquake*, U. S. Geological Survey Bull. 494.
- Gardner, L. S. (1941). "The Hurricane Fault in Southwestern Utah and Northwestern Arizona," *Am. J. Sci.*, 239(4), 241-260.
- Gianella, V. P. (1957). "Earthquake and Faulting, Fort Sage Mountains, California, December 1950," *Seism. Soc. Am. Bull.*, 47(3), 173-177.
- Gianella, V. P., and E. Callaghan (1934). "The Cedar Mountain, Nevada, Earthquake of December 20, 1932," *Seism. Soc. Am. Bull.*, 24 (4), 345-384.
- Gibson, W. M., and H. A. Wollenberg (1968). "Investigations for Ground Stability in the Vicinity of the Calaveras Fault, Livermore and Amador Valleys, Alameda County, California," *Geol. Soc. Am. Bull.*, 79 (5), 627-638.
- Gilbert, G. K. (1890). *Lake Bonneville*. U.S. Geological Survey Monograph 1.
- Goodfellow, G. E. (1888). "The Sonora Earthquake," *Science*, 11, 162-166.
- Heinrich, R. R. (1941). "A Contribution to the Seismic History of Missouri," *Seism. Soc. Am. Bull.*, 31(3), 187-224.
- Heyl, A. V., Jr., and M. R. Brock (1961). "Structural Framework of the Illinois-Kentucky Mining District and Its Relation to Mineral Deposits," in *Geological Survey Research, 1961*, pp. D3-D6, U.S. Geological Survey Professional Paper 424-D.
- Higgins, C. G. (1961). "San Andreas Fault North of San Francisco, California," *Geol. Soc. Am. Bull.*, 72 (1), 51-68.
- Hill, M. L. (1954). "Tectonics of Faulting in Southern California" in R. H. Jahns (ed.), *Geology of Southern California*, pp. 5-13, California Division of Mines Bulletin 170.
- Hobbs, W. H. (1910). "The Earthquake of 1872 in the Owens Valley, California," *Beitr. Geophys.*, 10 (3), 352-385.
- Hoots, H. W. (1930). *Geology and Oil Resources Along the Southern Border of San Joaquin Valley, California*, pp. 243-338, U.S. Geological Survey Bulletin 812-D.
- Housner, G. W. (1965). *Intensity of Earthquake Ground Shaking Near the Causative Fault, Proceedings of the Third World Conference on Earthquake Engineering, New Zealand, 1965*, Vol. 3, pp. 111-94-111-115.
- Housner, G. W., and D. E. Hudson (1958). "The Port Huene [California] Earthquake of March 18, 1957," *Seism. Soc. Am. Bull.*, 48 (2), 163-168.
- Hutchins, W. A. (1914). *Report on Investigation of Wells in Imperial Valley, 1914*, pp. 212-228; California Department of Engineering, Fourth Biennial Report.
- Iida, Kumizi (1959). "Earthquake Energy and Earthquake Fault," *Nagoya Univ., J. Earth Sci.*, 7 (2), 98-107.
- Iida, K. (1965). "Earthquake Magnitude, Earthquake Fault, and Source Dimensions," *Nagoya Univ., J. Earth Sci.*, 13 (2), 115-132.
- Jones, J. C. (1915). "The Pleasant Valley, Nevada, Earthquake of October 2, 1915," *Seism. Soc. Am. Bull.*, 5 (4), 190-205.
- King, Chi-Yu, and L. Knopoff (1968). "Stress Drop in Earthquakes," *Seism. Soc. Am. Bull.*, 58 (1), 249-257.
- Knopf, Adolph, and E. Kirk (1918). *A Geological Reconnaissance of the Inyo Range and the Eastern Slope of the Southern Sierra Nevada, California, with a Section on the Stratigraphy of the Inyo Range by Edwin Kirk*, U.S. Geological Survey Professional Paper 110.
- Koch, T. W. (1933). "Analysis and Effects of Current Movement on an Active Thrust Fault in Buena Vista Hills Oil Field, Kern County, California," *Am. Assoc. Petrol. Geol. Bull.*, 17 (6), 694-712.
- Kovach, R. L., C. R. Allen, and F. Press (1962). "Geophysical Investigations in the Colorado Delta Region," *J. Geophys. Res.*, 67 (7), 2845-2871.
- Kreese, F. C. (1966). "Baldwin Hills Reservoir Failure of 1963," in *Engineering Geology in Southern California*, pp. 93-103. Glendale, Los Angeles Section of Association of Engineering Geologists.
- Kupfer, D. H., S. Muessig, G. I. Smith, and G. N. White (1955). *Arvin-Tehachapi Earthquake Damage Along the Southern Pacific Railroad Near Bealville, California*, California Division of Mines Bulletin 171, pp. 67-74.
- Lawson, A. C., et al. (1908). *The California Earthquake of April 18, 1906—Report of the State Earthquake Investigation*

- Commission, Vol. 1, Part 1, pp. 1-254, Part 2, pp. 255-451. Carnegie Institution of Washington, Publication 87.
- Lee, C. H. (1912). *An Intensive Study of the Water Resources of a Part of Owens Valley, California*; U.S. Geological Survey, Water-Supply Paper 294.
- Louderback, G. D. (1942). "Faults and Earthquakes," *Seism. Soc. Am. Bull.*, 32 (4), 305-330.
- Louderback, G. D. (1947). "Central California Earthquakes of the 1830's," *Seism. Soc. Am. Bull.*, 37 (1), 33-74.
- Martin, L. (1907). "Possible Oblique Minor Faulting in Alaska," *Econ. Geol.*, 2, 576-579.
- McEvelly, T. V. (1966). "Preliminary Seismic Data, June-July, 1966," in "Parkfield Earthquakes of June 27-29, 1966, Monterey and San Luis Obispo Counties, California—Preliminary Report," *Seism. Soc. Am. Bull.*, 56 (4), 967-971.
- McEvelly, T. V., W. H. Bakun, and K. B. Casaday (1967). "The Parkfield, California, Earthquakes of 1966," *Seism. Soc. Am. Bull.*, 57 (6), 1221-1244.
- Muller, S. W., H. G. Ferguson, and R. J. Roberts (1951). *Geology of the Mount Tobin Quadrangle, Nevada*, U.S. Geological Survey Geologic Quadrangle Map [GQ-7], scale 1:125,000.
- Myers, W. B., and W. Hamilton (1964). "Deformation Accompanying the Hebgen Lake, Montana, Earthquake of August 17, 1959," in *The Hebgen Lake, Montana, Earthquake of August 17, 1959*, pp. 55-98. U.S. Geological Survey Professional Paper 435.
- Nason, R. D. (1968). *Fault Slippage at Hayward, California*, pp. 86-87, Geological Society of America, Cordilleran Section—Seismological Society of America—Paleontological Society, Pacific Coast Section, 64th Annual Meeting, Tucson, Arizona, 1968, Program.
- Nasu, N. (1931). *Comparative Studies of Earthquake Motions Above-Ground and in a Tunnel (Part I)*, Vol. 9, pp. 454-472. Tokyo University Earthquake Research Institute Bulletin.
- Neumann, F. (1936). "The Utah Earthquake of March 12, 1934," in *United States Earthquakes, 1934*, pp. 43-48. U.S. Coast and Geodetic Survey Serial 593.
- Oldham, R. D. (1899). "Report on the Great Earthquake of 12th June, 1897," *India Geol. Survey Mem.*, 29, 1-379.
- Page, B. M. (1935). "Basin-Range Faulting of 1915 in Pleasant Valley, Nevada," *J. Geol.*, 43 (7), 690-707.
- Paterson, M. S. (1958). "Experimental Deformation and Faulting in Wombeyan Marble," *Geol. Soc. Am. Bull.*, 69 (4), 465-475.
- Plafker, G. (1965). "Tectonic Deformation Associated with the 1964 Alaska Earthquake," *Science*, 148 (3678), 1675-1687.
- Plafker, G. (1967). *Surface Faults on Montague Island Associated with the 1964 Alaska Earthquake*, pp. G1-G42. U.S. Geological Survey Professional Paper 543-G.
- Radbruch, D. H. (1967). *Approximate Location of Fault Traces and Historic Surface Ruptures Within the Hayward Fault Zone Between San Pablo and Warm Springs, California*. U.S. Geological Survey Miscellaneous Geologic Investigation Map I-522, scale 1:62,500.
- Radbruch, D. H. (1968). "New Evidence of Historic Fault Activity in Alameda, Contra Costa and Santa Clara Counties, California," in W. R. Dickinson and A. Grantz (eds.), *Proceedings of the Conference on Geologic Problems of the San Andreas Fault System, September 14-16, 1967, Stanford University*, pp. 46-54. Stanford, California: Stanford University Press.
- Reid, H. F. (1910). "The Mechanics of the Earthquake," Vol. 2 in *The California Earthquake of April 18, 1906, Report of the State Earthquake Investigation Commission*, Carnegie Institution of Washington, Publication 87.
- Richter, C. F. (1958). *Elementary Seismology*, San Francisco: W. H. Freeman.
- Rogers, T. H., and R. D. Nason (1967). "Active Faulting in the Hollister Area" in *Guidebook, Gabilan Range and Adjacent San Andreas Fault*, pp. 102-104, American Association of Petroleum Geologists, Pacific Section, and Society of Economic Paleontologists, Pacific Section, Annual Field Trip.
- Romney, C. F. (1957). "Seismic Waves from the Dixie Valley-Fairview Peak Earthquakes [Nevada]," *Seism. Soc. Am. Bull.*, 47 (4), 301-319.
- Ross, C. A. (1963). *Faulting in Southernmost Illinois*, p. 229. Geological Society of America Special Paper 73.
- Russell, W. L. (1957). "Faulting and Superficial Structure in East-Central Texas," *Gulf Coast Assoc. Geol. Soc. Trans.*, 7, 65-72.
- Ryall, A., D. B. Slemmons, and L. D. Gedney (1966). "Seismicity, Tectonism, and Surface Faulting in the Western United States During Historic Time," *Seism. Soc. Am. Bull.*, 56 (5), 1105-1135.
- Saint-Amand, P. (1963). *The Great Earthquakes of May 1960 in Chile*, pp. 337-363, Smithsonian Institution, Washington Publication 4550.
- Savage, J. C., and L. M. Hastie (1966). "Surface Deformation Associated with Dip-Slip Faulting," *J. Geophys. Res.*, 71 (20), 4897-4904.
- Seismological Society of America (1922). *Fault Map of the State of California*, scale 1:506,880.
- Sheets, M. M. (1947). "Diastrophism During Historic Time in the Gulf Coastal Plain," *Am. Assoc. Petrol. Geol. Bull.*, 31 (2), 201-226.
- Shor, G. G., Jr., and E. E. Roberts (1958). "San Miguel, Baja California Norte [Mexico], Earthquakes of February, 1956—A Field Report," *Seism. Soc. Am. Bull.*, 48 (2), 101-116.
- Slemmons, D. B. (1957). "Geological Effects of the Dixie Valley-Fairview Peak, Nevada, Earthquakes of December 16, 1954," *Seism. Soc. Am. Bull.*, 47 (4), 353-375.
- Slemmons, D. B. (1966). *Long-Term Strain Release, Earthquake History and Late Cenozoic Faulting in the Basin-and-Range Province*, pp. 82-84, *Proceedings of the*

Second United States-Japan Conference on Research Related to Earthquake Prediction.

- Stemmons, D. B. (1967). "Pliocene and Quaternary Crustal Movements of the Basin-and-Range Province, USA," *Osaka City Univ. J. Geosci.*, 10, 91-103.
- Stemmons, D. B., K. V. Steinbrugge, D. Tocher, G. B. Oakshott, and V. P. Gianella (1959). "Wonder, Nevada, Earthquake of 1903," *Seism. Soc. Am. Bull.*, 49 (3), 251-265.
- Steinbrugge, K. V. and W. K. Cloud (1962). "Epicentral Intensities and Damage in the Hebgen Lake, Montana, Earthquake of August 17, 1959," *Seism. Soc. Am. Bull.*, 52 (2), 181-234.
- Steinbrugge, K. V., and D. F. Moran (1957). "Engineering Aspects of the Dixie Valley-Fairview Peak Earthquakes," *Seism. Soc. Am. Bull.*, 47 (4), 335-348.
- Suyehiro, K. (1932). "Engineering Seismology—Notes on American Lectures," *Am. Soc. Civil Engr. Proc.*, 58 (4), 1-43.
- Taber, S. (1906). "Some Local Effects of the San Francisco Earthquake," *J. Geology*, 14 (4), 303-315.
- Takahasi, R. (1931). "Results of the Precise Levellings Executed in the Tanna Railway Tunnel and the Movement Along the Slicken-Side that Appeared in the Tunnel," *Tokyo Univ., Earthquake Res. Inst. Bull.*, 9 (4), 435-453.
- Tarr, R. S., and L. Martin (1906). "Recent Changes of Level in the Yakutat Bay Region, Alaska," *Geol. Soc. Am. Bull.*, 17 (1), 29-64.
- Tarr, R. S., and L. Martin (1912). *The Earthquakes at Yakutat Bay, Alaska, in September 1899, with a Preface by G. K. Gilbert*, U. S. Geological Survey Professional Paper 69.
- Tocher, D. (1956). "Movement on the Rainbow Mountain Fault [Nevada]," in "The Fallon-Stillwater Earthquakes of July 6, 1954, and August 23, 1954," *Seism. Soc. Am. Bull.*, 46 (1), 10-14.
- Tocher, D. (1958). "Earthquake Energy and Ground Breakage," *Seism. Soc. Am. Bull.*, 48, 147-153.
- Tocher, D. (1960a). "The Alaska Earthquake of July 10, 1958. Movement on the Fairweather Fault and Field Investigation of Southern Epicentral Region," *Seism. Soc. Am. Bull.*, 50 (2), 267-292.
- Tocher, D. (1960b). *Movement on Faults, Proceedings of the Second World Conference on Earthquake Engineering*, Vol. 1, pp. 551-564, Japan, 1960.
- Tocher, D. (1966). *Fault Creep in San Benito County, California*, p. 72, Geological Society of America, Cordilleran Section—Seismological Society of America—Paleontological Society, Pacific Coast Section, 62d Annual Meeting, Reno, Nevada, Program.
- Tocher, D. and D. J. Miller (1959). "Field Observations on Effects of Alaska Earthquake of 10 July 1958," *Science*, 129 (3346), 394-395.
- Townley, S. D., and M. W. Allen (1939). "Descriptive Catalog of Earthquakes of the Pacific Coast of the United States, 1769 to 1928," *Seism. Soc. Am. Bull.*, 29 (1), 1-297.
- Turner, H. W. (1891). "Mohawk Lake Beds [Plumas County, California]," *Philos. Soc. Wash. Bull.*, 11, 385-409.
- Turner, H. W. (1896). "Further Contributions to the Geology of the Sierra Nevada," *U.S. Geol. Survey Ann. Rept.*, 17 (1), 521-740.
- Turner, H. W. (1897). *Description of the Downieville Quadrangle, California*, U.S. Geological Survey Geological Atlas, Folio 37.
- Ulrich, F. P. (1941). "The Imperial Valley Earthquakes of 1940," *Seism. Soc. Am. Bull.*, 31 (2), 13-31.
- U.S. Army Corps of Engineers (1950). *Geological Investigation of Faulting in the Lower Mississippi Valley*, U.S. Army Corps of Engineers Waterways Experiment Station Technical Memorandum 3-311.
- Varnes, D. J. (1958). "Landslide Types and Processes," Chap. 3 in E. B. Eckel (ed.), *Landslides and Engineering Practice*, pp. 20-47, National Research Council, Highway Research Board Special Report 29, NAS-NRC Publication 544.
- Veatch, A. C. (1906). *Geology and Underground Water Resources of Northern Louisiana and Southern Arkansas*, U.S. Geological Survey Professional Paper 46.
- Vedder, J. G., and R. D. Brown, Jr. (1968). "Structural and Stratigraphic Relations Along the Nacimiento Fault in the Southern Santa Lucia Range and San Rafael Mountains, California," in W. R. Dickinson and A. Grantz (eds.), *Proceedings of the Conference on Geologic Problems of the San Andreas Fault System, September 14-16, 1967, Stanford University*, pp. 242-259, Stanford, California: Stanford University Press.
- Wallace, R. E. (1968). "Notes on Stream Channels Offset by the San Andreas Fault, Southern Coast Ranges, California," in W. R. Dickinson and A. Grantz (eds.), *Proceedings of the Conference on Geologic Problems of the San Andreas Fault System, September 14-16, 1967, Stanford University*, pp. 6-21, Stanford, California: Stanford University Press.
- Wallace, R. E., and E. F. Roth (1967). "Rates and Patterns of Progressive-Deformations," in R. D. Brown, Jr., et al., *The Parkfield-Cholame, California, Earthquakes of June-August 1966—Surface Geologic Effects, Water-Resources Aspects, and Preliminary Seismic Data*, pp. 23-40, U.S. Geological Survey Professional Paper 579.
- Weaver, P., and M. M. Sheets (1962). "Active Faults, Subsidence, and Foundation Problems in the Houston, Texas, Area," in E. H. Rainwater, and R. P. Zingula, *Geology of the Gulf Coast and Central Texas and Guidebooks of Excursions*, pp. 254-265, Geological Society of America and Associated Societies, Annual Meeting, Houston, Texas.
- Whitney, J. D. (1888). "The Owens Valley Earthquake," in W. A. Goodyear, *Inyo County*, pp. 288-309, California Mining Bureau Eighth Annual Report State Mineralogist.
- Whitten, C. A. (1955). *Measurements of Earth Movements in California*, pp. 75-80, California Division of Mines Bulletin 171.

- Whitten, C. A. (1961). "Measurement of Small Movements in the Earth's Crust," *Acad. Sci. Fennicae Ann. Ser. A, Geol. Geograph. Suomalainen Tiedakatemia*, 3 (61), 315-320.
- Whitten, C. A. (1966). "Crustal Movements from Triangulation Measurements," in *ESSA Symposium on Earthquake Prediction, Rockville, Maryland, 1966*, pp. 72-76, U.S. Environmental Science Services Administration, Washington, U.S. Government Printing Office.
- Wiggins, P. N. (1954). "Geology of Ham Gossett Oil Field, Kaufman County, Texas," *Am. Assoc. Petrol. Geol. Bull.*, 38 (2), 306-318.
- Wilt, J. W. (1958). "Measured Movement Along the Surface Trace of an Active Thrust Fault in the Buena Vista Hills, Kern County, California," *Seism. Soc. Am. Bull.*, 48 (2), 169-176.
- Witkind, I. J. (1964). "Reactivated Faults North of Hebgen Lake," in *The Hebgen Lake, Montana, Earthquake of August 17, 1959*, pp. 37-50, U.S. Geological Survey Professional Paper 435.
- Witkind, I. J., J. B. Hadley, and W. H. Nelson (1964). "Pre-Tertiary Stratigraphy and Structure of the Hebgen Lake Area," in *The Hebgen Lake, Montana, Earthquake of August 17, 1959*, pp. 199-207, U.S. Geological Survey Professional Paper 435.
- Wollard, G. P. (1958). "Areas of Tectonic Activity in the United States as Indicated by Earthquake Epicenters," *Am. Geophys. Union Trans.*, 39 (6), 1135-1150.
- Wood, H. O. (1955). "The 1857 Earthquake in California," *Seism. Soc. Am. Bull.*, 45 (1), 47-67.

EVALUATION OF THE RISK OF INDUCED SEISMICITY AT THE ITZANTUN HYDROELECTRIC SITE, CHIAPAS, MEXICO

A. URIBE-CARVAJAL and E. NYLAND
Institute of Earth and Planetary Physics, Department of Physics, University of Alberta,
Edmonton, Alta. T6G 2J1 (Canada)

(Received September 20, 1982; revised version accepted July 1, 1983)

ABSTRACT

Consolidation theory and concepts of rock failure can be used to evaluate the probable risk of induced seismicity as a result of filling of reservoirs. This evaluation indicates the safest way to fill a reservoir, and depends only on the geometry of the load, the rate of filling and the geological structures in the area. The stability function is actually a measure of the risk of having failure, with time, for a particular loading history in respect to a plane of weakness.

The estimates of the probable induced seismicity are limited as the residual stress in the area prior to the impounding is unknown. With a measure of the residual tectonic stress it will be possible to determine an optimal filling rate to reduce the probability of induced seismicity.

INTRODUCTION

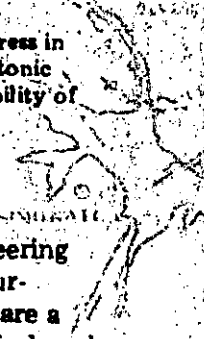
During the last twenty years, it has been observed that large engineering projects may change the characteristics of the seismic events in the surrounding region. These changes are induced by changes in stress that are a result of man's activities. Among the activities and events that cause induced seismicity are fluid injection, fluid extraction, mining, underground detonations, flooding, and reservoir impoundment (Packer et al., 1977). Here we will deal only with reservoir impoundment.

There are many examples of where the filling of reservoirs has changed the characteristics of events in an area. These changes range from the induction of large magnitude events to changes in the micro-earthquake activity. The filling of large reservoirs, however, has not always resulted in induced seismicity. Attempts to relate induced seismicity to size or depth of a reservoir have had little success. The changes in seismic activity do not follow

247
60330000 (1982). The
in the direction of
was found in a borehole
river has eroded along
approximately parallel to

MODEL STUDIES

tion of a water loaded
three-dimensional
earth to be a uniform
affected by fluid
permeability
hydraulic transmission



a simple pattern (Gough, 1978). Excellent reviews of the observed changes have been prepared by Simpson (1976), and Gupta and Rastogi (1976).

Induced seismicity is difficult to prove. An increase in seismic activity in areas that were already active is difficult to attribute entirely due to the filling of the reservoir. In other areas the pattern of seismic events changes radically, and there seems to be an obvious association with the filling of the reservoir. In some areas, there appears to be an increase of seismic activity during the initial filling, whereas in others, the increase occurs some years after filling. There appears to be a correlation between the water depth and the number of earthquakes at some reservoirs (Withers and Nyland, 1978). And there also appears to be a relation to the rate of filling (Simpson and Negmatullaev, 1981).

The amount of data on reservoir-induced seismicity is limited. Up to 1977, there had been 55 reported cases of reservoir-induced seismicity (Packer et al., 1977). Of these, Packer et al. classify 16 as clear cases, 35 as questionable and 4 as probably not reservoir-related. They reach the following conclusions regarding induced seismicity due to reservoir loading.

- (1) The initial state of stress in the ground is of prime importance.
- (2) Failure of unfractured material as a result of reservoir filling is unlikely, but failure is likely to occur along pre-existing faults in fractured material.
- (3) "Instantaneous" stresses generated by rapid reservoir filling lead to shear stress along faults without increasing the effective stress.
- (4) Instability along faults could occur at great depths as shown by the curvature of the failure envelope. The shearing resistance of the material is reduced as the confining pressures increase.

There is by no means unanimous agreement about the existence of reservoir-induced seismicity. Other authorities claim that only 3 clear cases of reservoir-induced seismicity exist. The difficulty is to provide a viable mechanism for failure caused by reservoirs and to use a convincing stress-strain relation for crustal rock. We believe that the evidence from other reservoirs indicates convincingly that failure can be caused by relatively small external influences (i.e., Raleigh et al., 1976; Pomeroy et al., 1976; Cook, 1976; Gough, 1978; Wetmiller, 1981). The fact that statistically rigorous observations do not exist for reservoirs does not deny that reservoirs can induce seismicity; it merely means that seismic evidence by itself, from reservoirs alone, is not sufficient to resolve the matter.

Adding, however, the existence of faults on which seismicity is known to occur, the fact that stimulated seismicity has been observed for other kinds of processes, and the fact that a reasonable physical mechanism for reservoir-induced seismicity can be postulated, justifies modelling studies of this problem to determine the range of risk.

Any prediction of seismicity involves assumptions about the stress-strain relations of crustal rock and the conditions under which faults will fail. The largest stress increment due to large reservoirs is of the order of 10 bar. Under increment loads of 10 bar most crustal rocks deform elastically. Of course the incremental response of a rock confined under 10^3 bar at 10 km

depth may be different in nature remains due to the assumption of elastic behavior.

The variation of elastic Young's modulus decreases with its magnitude. Hence, the assumption is reasonable albeit not exact (Simpson 1974; Kirby 1977) have been elastic.

Obviously water is present in the reservoir. The simplest extension of the presence of water is the inclusion of soils and is justified in the first approximation which can deal with the first approximation, but may not be correct, but is a first approximation.

The general conclusion is that reservoir volume is not a primary factor in seismicity. The larger the reservoir the greater is always the potential for induced seismicity. In Canada (Leblanc and others) caused seismicity at the Manicougan 3 has been observed with a considerably large reservoir.

In only a few cases have the hypocentres been determined accurately. Local studies that the hypocentres are at depths and positions from the reservoir found that the majority of earthquakes but some occurred at depths of the reservoir. Migration of seismicity from the reservoir (Simpson (1976), Sobolev and Negmatullaev (1981)) from the reservoir.

The focal mechanisms of the reservoir (others) observed that different preexisting faults in the reservoir dip-slip faulting was observed. The mechanism was strike-slip occurring along a fault. Studies show strike-slip motion (Bell and Nur (1978)) and the raising and raising of the water level and seismicity in regions of the reservoir.

The magnitudes of the

of the observed changes and Rastogi (1976). Increase in seismic activity is entirely due to the increase in seismic events changes in relation with the filling of the reservoir. Increase of seismic activity occurs some years between the water depth and others (Simpson and Nyland, 1978).

city is limited. Up to 1977, induced seismicity (Packer 1976) in clear cases, 35 as questioned reach the following reservoir loading. prime importance. reservoir filling is unlikely, in fractured material. reservoir filling lead to increase in stress. depths as shown by the distance of the material is

but the existence of evidence that only 3 clear cases is to provide a viable case a convincing stress—evidence from other events caused by relatively small reservoirs (Roy et al., 1976; Cook, 1976) that statistically rigorous evidence that reservoirs can induce seismicity by itself, from reser-

ch seismicity is known to be observed for other kinds of fault mechanism for reservoir-filling studies of this

ns about the stress—strain which faults will fail. The order of 10 bar. s deform elastically. Of under 10³ bar at 10 km

depth may be different from that of a rock at the surface, but its elastic nature remains due to the small size of the stress increment. Therefore, the assumption of elastic behaviour is plausible.

The variation of elastic behaviour can be deduced from seismic data. Young's modulus deduced from seismic data for depths from 0 to 25 km varies from $6 \cdot 10^5$ to $8 \cdot 10^5$ kg cm⁻². This variation is small compared with its magnitude. Hence, the assumption that the elastic properties are constant is reasonable albeit not entirely satisfactory. Other authorities (i.e., Turcotte, 1974; Kirby 1977) have considered the upper 25 km of the lithosphere to be elastic.

Obviously water pressure plays a crucial role in the dynamics near a reservoir. The simplest extension of elasticity theory that takes into account the presence of water is the Biot consolidation theory. It is normally applied to soils and is justified here only by the fact that it is a simple tractable extension which can deal with the presence of pore fluids in a plausible way. It may not be correct, but at these relatively low pressures it is a reasonable first approximation.

The general conclusion from the observation of induced seismicity is that reservoir volume is not always a reliable indicator of the risk of induced seismicity. The larger the volume, the greater the probable risk, but there is always the potential for surprises such as were encountered at Hydro-Quebec in Canada (Leblanc and Anglin, 1978). Manicougan 3 on the Canadian Shield caused seismicity changes while the nearby Manicougan 5, twice as deep and with a considerably larger volume, has not induced any seismicity. Manicougan 3 has a height of 108 m and its volume is $1.04 \cdot 10^{10}$ m³.

In only a few cases have the depths of these seismic events been determined accurately. Local observations and the teleseismic data all indicate that the hypocentres are shallow. Gupta et al. (1972) have determined the depths and positions from the events at Koyna from a local array, and found that the majority of the events occurred at a depth of less than 10 km, but some occurred as deep as 30 km.

Migration of seismic events has also been observed in some reservoirs. Simpson (1976), Soboleva and Mamadaliev (1976) and Simpson and Negmatullaev (1981) indicate that the events at Nurek are migrating toward the reservoir.

The focal mechanisms (Bufe et al., 1976; Gough and Gough, 1976; and others) observed that different reservoirs are consistent with the types of preexisting faults in the neighbourhood. At Kariba, Kremasta and Oroville, dip-slip faulting was observed, while at Koyna, Hsinfenkiang and Hoover, the mechanism was strike-slip faulting. At Nurek the induced seismicity is occurring along a series of thrust faults connected by short segments that show strike-slip motion (Simpson and Negmatullaev, 1981). Simpson (1976), Bell and Nur (1978) and Withers and Nyland (1976) suggest that rapid lowering and raising of the water level may be an important factor in inducing seismicity in regions of thrust faulting.

The magnitudes of the main shocks near reservoirs have been as high as

6.5 at Koyna (Gupta et al., 1972), 6.3 at Kremasta (Comninakis et al., 1968), 6.1 at Hsienfengkiang (Wang et al., 1976). It is not possible to give an upper limit for the magnitude of induced earthquakes, as the filling of reservoirs acts only as a trigger of the preexisting stress.

THE ITZANTUN SITE

The Itzantun site is in the state of Chiapas in the southern part of Mexico, 120 km NE of the city of Tuxtla Gutierrez (Fig.1). It is in a region with several rivers, the most important of which are the Tlacotalpa, the San Pedro and the Huitupan. The Tlacotalpa flows in the Itzantun gorge, and at this location the flow is $2 \cdot 10^6$ m³ of water per year. The geologic formations in the area are chiefly thick assemblages of mudstones and massive limestones.

The foundation of the Itzantun dam will be sandstone, mudstone, and limestone which appears reasonably homogeneous, at least at the surface. Many fractures in the formations near the dam have been filled with calcite but some are open and show evidence of recent movement of the order of centimetres.

The Itzantun fault crosses the reservoir just upstream from the dam and

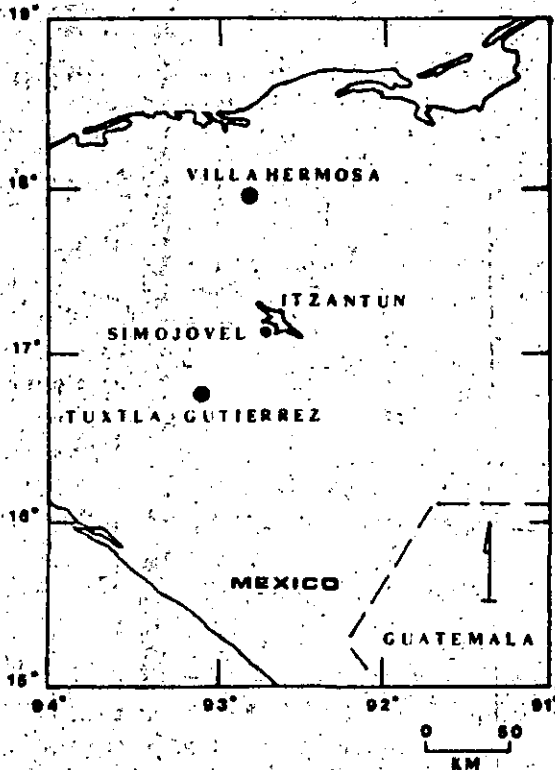


Fig.1. Location map of the study area.

is clearly the significant seismicity (Fig.2). The geologic formations in the area are chiefly thick assemblages of mudstones and massive limestones. The Tlacotalpa river has eroded along the Itzantun gorge, and at this location the flow is $2 \cdot 10^6$ m³ of water per year. The reservoir load or within limits treated as a uniform load. The major deficiency of the existing faults must be judged qualitatively.

MODEL STUDIES

As a first approximation of a water-loaded half-space, a three-dimensional analysis of the earth to be a uniform, isotropic, and homogeneous medium, affected by fluid under pressure. The permeability, a relative hydraulic transmissibility, and the reservoir load or within limits treated as a uniform load. The major deficiency of the existing faults must be judged qualitatively.



Fig.2. Major geological features of the Itzantun area with respect to the dam site.

Domninkis et al., 1968), possible to give an upper limit to the filling of reservoirs.

southern part of Mexico, it is in a region with lacotalpa, the San Pedro tun gorge, and at this geologic formations in and massive limestones, tone, mudstone, and at least at the surface. been filled with calcite cement of the order of

dam from the dam and

is clearly the significant structural feature in an analysis of the risk of induced seismicity (Fig. 2). The gorge itself was not developed along a fault zone. The irregular directional changes of the river, and the fact that no fault breccia was found in a borehole slanted to go under the gorge, indicate that the river has eroded along minor fractures and joints. Nevertheless the strike of the river is along a potential failure plane. (The known faults in the area are approximately at right angles to the strike of the river.)

MODEL STUDIES

As a first approximation it is possible to model the problem as consolidation of a water-logged half space. Our computer programs for two- and three-dimensional analysis treat the modelling problem by considering the earth to be a uniform, isotropic half-space consisting of an elastic matrix affected by fluid under pressure. This material is characterized by a single permeability, a relative fluid matrix compressibility, a coupling factor (or hydraulic transmissibility) for the bottom of the reservoir, and two elastic moduli. The reservoir load can be approximated as a "long" two-dimensional load or within limits treated as three-dimensional.

The major deficiency of this approach is that effects on the strength of faults must be judged qualitatively. Interpretive examples are given in

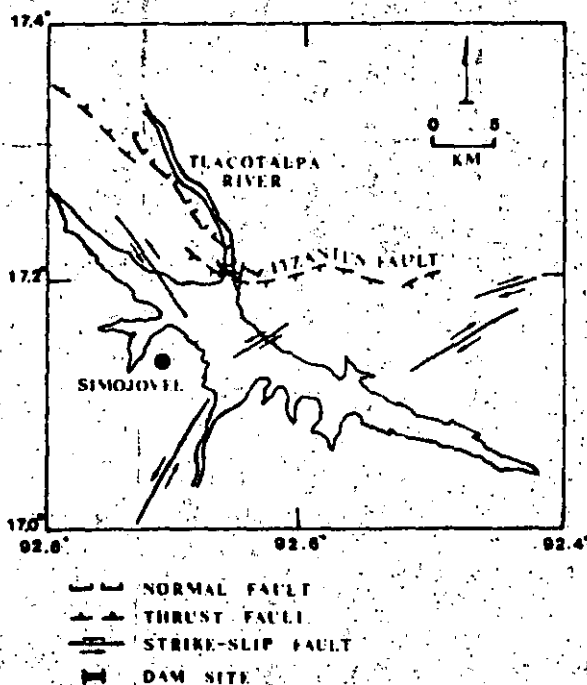


Fig. 2. Major geological features of the area of Itzantun and the location of the Itzantun fault with respect to the dam site.

Withers and Nyland (1978). They point out that the incremental stresses due to a reservoir are rarely large enough to cause failure by themselves. The potential for failure must exist and may be triggered by the reservoir.

STRESSES IN POROUS MEDIA

The definition of stresses in porous media meets with certain difficulties, but some heuristic theory has been developed to deal with these stresses. Terzaghi (1951) proposed that stresses in porous media are a "neutral stress", the stress in the fluid, and an "effective stress", the difference between the total stress prevailing in the fluid-filled media and the neutral stress. It is the effective stress that causes deformation (Scheidtger, 1974).

Biot (1941) suggested that the compaction of soils is caused by a phenomenon called "soil consolidation". This means that the settlement is caused by the gradual adaptation of the soil to a load variation. Biot made the following assumptions: (1) isotropy of the material; (2) linear stress-strain relations; (3) the strains in the media are small; (4) the water contained in the pores is incompressible but may contain air bubbles; and (5) the water flows through the porous skeleton according to Darcy's law.

With these assumptions, Biot developed the theory for the consolidation of porous media; the basic relations that describe the phenomenon are given by Biot in a series of papers published since 1941. Little has changed in this theory since then (Rice and Cleary, 1976).

In order to approach the consolidation problem outlined earlier, we have followed the technique described by Withers and Nyland in their series of papers (Withers and Nyland, 1976, 1978; Withers, 1977). In order to solve the consolidation equations, use is made of the displacement functions of McNamee and Gibson (1960). This implies the development of a procedure to allow us to determine the double Fourier and Laplace transforms of the water load. The Fourier transforms are done by using the Advanced Mathematical Library of the array processor (AP-190L), which allows the whole computation to be overlapped with data-access time. This permits us to deal with the two-dimensional transforms of the load at a given time as a vector and determine the change of the stresses up to that time.

Once the values of the transforms of the stresses at the desired location corresponding to each of the times of the known load history are determined, we have the information necessary to construct a curve for which inverse Laplace transform will give the behaviour of one of the components of stress at any time. From these components, a failure criterion and an assumption about the orientation of a plane of weakness, we calculate estimates of stability of a point in the formation. The inclusion of several segments in the loading history curve is done by applying the superposition principle. Thus after the inverse Fourier transform is performed in the AP for a given component of stress, the resulting values at some X, Y, Z , are the Laplace transform in discrete form of the change in time of one component of stress. The result is a function of time, which defines the way a point in the formation moves towards, or away from, failure.

FAILURE CRITERIA

In the Mohr's circle re shear stress across a plan m, n , are given by Jaeger cosines (say n and l) two sents one family of Mohr of the corresponding dir fore, by fixing n and l , t will lie at a point on the and will be a unique loca $(\sigma_1 + \sigma_2)/2$ and $(\sigma_2 - \sigma_1)$ as shown in Fig.3.

With the previous proc and τ for every combinat be determined for any tir (Fig.3) which suggests th exceeds

$$\tau = S_0 + \sigma_n \tan \alpha$$

where τ is the shear stren σ_n is the normal effective cohesion and is the shear sures. S_0 ranges consid hundreds of bars in an int are present and S_0 is prob coefficient of friction is b ($\alpha = 30^\circ$).

As the value of S_0 is ur the minimum distance be the changing stability of t

By fixing the angles θ ar mined. The variation with

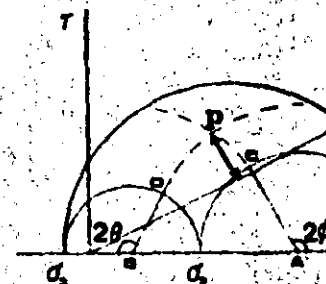


Fig.3. Definition of the STA envelope.

FAILURE CRITERIA

In the Mohr's circle representation in three dimensions, the normal and shear stress across a plane of weakness whose normal has director cosines l, m, n , are given by Jaeger and Cook (1979, p.27). Fixing two of the direction cosines (say n and l) two equations can be obtained. Each of them represents one family of Mohr's circles in two dimensions and for a fixed value of the corresponding direction cosine each represents a unique circle. Therefore, by fixing n and l , two circles can be drawn such that their intersection will lie at a point on the surface of a three-dimensions Mohr representation, and will be a unique location for these two circles whose centres are at $(\sigma_1 + \sigma_2)/2$ and $(\sigma_2 + \sigma_3)/2$ and whose radii are AC and BD , respectively, as shown in Fig.3.

With the previous procedure it is possible to determine the values of σ_n and τ for every combination of stresses. That is, the location of point P can be determined for any time. A simple failure criterion is that of Coulomb (Fig.3) which suggests that failure occurs when the shear on a failure plane exceeds

$$\tau = S_0 + \sigma_n \tan \alpha$$

where τ is the shear strength of the rock, α is the angle of shear resistance; σ_n is the normal effective stress on the plane of fracture; S_0 is the apparent cohesion and is the shear strength of the material under zero normal pressures. S_0 ranges considerably from zero in a fractured material to several hundreds of bars in an intact material (Withers, 1977). In Itzantun, fractures are present and S_0 is probably small. If α lies between 25° and 45° then the coefficient of friction is between 0.47 and 1.0 but it is usually around 0.6 ($\alpha = 30^\circ$).

As the value of S_0 is unknown, we set it to zero. Now the variation of the minimum distance between the failure envelope and the point P defines the changing stability of the system:

By fixing the angles θ and ϕ , the plane of weakness of the material is determined. The variation with time of the distance between the corresponding

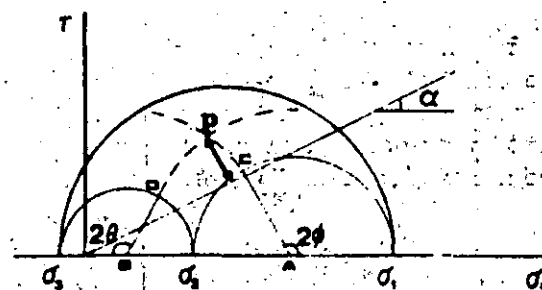


Fig.3. Definition of the STABILITY function as the distance between P and the failure envelope.

he incremental stresses due
ire by themselves. The
ed by the reservoir.

s with certain difficulties,
deal with these stresses.
edia are a "neutral stress",
e difference between the
the neutral stress. It is the
er, 1974).

oils is caused by a phen-
at the settlement is caused
ation. Biot made the fol-
(2) linear stress-strain rela-
water contained in the
s; and (5) the water flows
law.

oy for the consolidation
ne phenomenon are given
Li has changed in this

outlined earlier, we have
yland in their series of
1977). In order to solve
placement functions of
elopment of a procedure
aplace transforms of the
ing the Advanced Mathe-
which allows the whole
e. This permits us to deal
a given time as a vector
time.

at the desired location
d history are determined,
urve for which inverse
f the components of stress
erion and an assumption
iculate estimates of
of several segments in
uperposition principle
ed in the AP for a given
. Y, Z , are the Laplace
one component of stress.
way a point in the forma-

REFERENCES
Dell, J. L., 1974, The
Application of the
Elect. 51, 1, 1974, p. 1
157-161.
Ede, A. C., 1974, p. 1
Dovall, 1974, p. 1
72-74

point P on the surface of the Mohr's circles and the failure envelope will result in a "STABILITY" history for a given location of coordinates X , Y , Z . This stability history can be represented as a curve in a stability value vs time diagram and we refer to this curve as the stability function.

The stability function depends only on the loading history, the known geological structures (that will determine the angles θ and ϕ), and the geometry or the bathymetry of the lake. Stability has been defined as a function proportional to the minimum distance between the failure envelope and P .

The use of a Coulomb failure criterion implies that the rocks will behave in an elastic way and that fracture will occur in a brittle way. Although rocks behave in a more complicated way, the assumption of elastic materials is often made in geophysics; Solomon et al. (1980) and many others have suggested that the upper few tens of kilometres of the earth's crust can be treated as elastic materials. Turcotte (1974) determined that the upper bound for this pseudo-elastic behaviour is 300°C ; this temperature is well above that expected at the depths we consider here.

Assuming Mohr-Coulomb failure is consistent with the assumption that the incremental stresses cause elastic deformation, particularly near failure. The assumption of brittle failure may not be true for all faults, but it is a reasonable, tractable hypothesis.

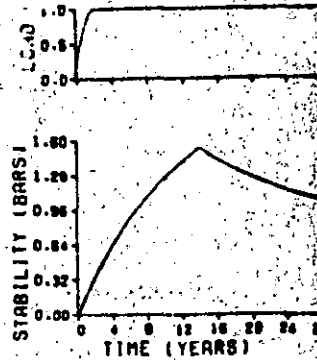
We acknowledge that the treatment of the earth as a porous half-space consisting of an elastic matrix saturated with water is a simplistic model. However, the stability functions are relative, and only serve as indicators of how the risk of inducing seismic activity is changing with respect to a reference initial value.

DISCUSSION OF RESULTS

We attempt here to evaluate the risk of induced seismicity in a qualitative way. In order to do this we have made and justified as far as possible a number of assumptions.

- (1) In the upper 25 km of the earth incremental stress changes cause an elastic response and failure occurs according to a Mohr-Coulomb failure criterion.
- (2) The in-situ stresses are such that small increments can cause failure.
- (3) The effect of water can be modelled by the Biot consolidation theory.
- (4) A uniform half-space is a reasonable approximation to reality.
- (5) The geologic estimates of fault orientation define the location and direction of expected failure. Intact rock will not fail under reservoir-induced loads.

With these assumptions the results shown in Figs. 4-7 were obtained. Figs. 4 and 5 represent the stability function for two loading histories consisting of monotone increasing loads, to a constant load. Both have been calculated for a point beneath the deepest part of the reservoir at a depth of 1 km and show the relation of the resulting stress to the rate of filling. For the curve where the complete load is reached 16 years after the beginning of



$T=2$, DEPTH=1 KM

Fig. 4. The upper graph shows exponential, where the total shows the stability function at 1 km depth.

Fig. 5. The upper graph shows exponential, where the total shows the stability function at 1 km depth.

the impoundment the load is reached 2 y

Fig. 4 also illustrates the period, the stresses begin to effect of the anomalous state that does not necessarily. This can be thought

The non-linear dependence shown in Table I. This

TABLE I

Variation of the stability function required to attain complete maximum and final value of

Duration of loading (years)

2
3
4
6
16

failure envelope will
n of coordinates X, Y,
re in a stability value vs
ity function.
ng history, the known
 θ and ϕ), and the geo-
een defined as a function
failure envelope and P.
at the rocks will behave
ittle way. Although
ption of elastic materials
and many others have
he earth's crust can be
ined that the upper bound
erature is well above that

in the assumption that
particularly near failure
or all faults, but it is a

s a porous half-space
is a simplistic model.
ly as indicators of
with respect to a refer-

seismicity in a qualitative
as far as possible a

stress changes cause an
Mohr-Coulomb failure

vents can cause failure.
not consolidation theory.
nation to reality.
efine the location and
il under reservoir-induced

1.4--7 were obtained.
o loading histories con-
load. Both have been
he reservoir at a depth
is to the rate of filling. For
ars after the beginning of

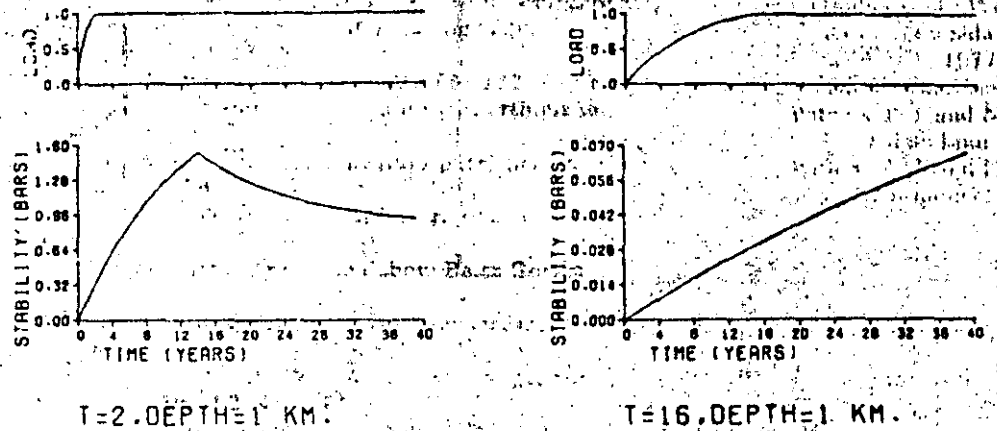


Fig. 4. The upper graph shows a loading history consisting of a continuously increasing exponential, where the total load is reached after 2 years of loading. The bottom graph shows the stability function corresponding to a point below the deepest part of the reservoir at 1 km depth.

Fig. 5. The upper graph shows a loading history consisting of a continuously increasing exponential, where the total load is reached after 16 years of loading. The bottom graph shows the stability function corresponding to a point below the deepest part of the reservoir at 1 km depth.

the impoundment, the increase in stress is much smaller than when the total load is reached after 2 years.

Fig. 4 also illustrates that when the load is kept constant for a certain time period, the stresses begin to decrease to a limiting value. This means that the effect of the anomalous stress produces changes that lead to an equilibrium state that does not necessarily have to be the initial state of stress in the area. This can be thought of as related to the existence of residual stresses.

The non-linear dependence of the risk function on the rate of filling is shown in Table I. This table shows the value of the stability function 20 years

TABLE I

Variation of the stability function for different rates of filling of the reservoir, the time required to attain complete filling for each of the loading histories considered, and the maximum and final value observed for the stability curve during each of these cases

Duration of loading (years)	Stability function in bars		
	Max. value	Time (years)	Value after 20 years
2	1.54	15	1.21
3	0.95	20	0.95
4	0.61	20	0.51
8	0.15	20	0.15
16	0.04	20	0.04

after impounding was begun and the maximum value attained during that period. This is done for a location at 1 km beneath the deepest part of the Itzantun reservoir. The loading histories used to obtain this table are as follows, where T is the time at which the lake was first completely filled, and D is the maximum depth of the reservoir. After $.25 T$ the reservoir had water up to $.45 D$. After $.5 T$ it had $.75 D$. At $.75 T$ it was $.9 D$ full. From the time T the reservoir remains filled. It is obvious that a peak in the stability function has been reached during this 20 years interval only for the first case of Table I. With a faster rate of filling the risk of reaching failure is higher; for the first case the risk increases sharply, it reaches its maximum value 2 years from the beginning of the filling of the reservoir and then it decreases to a value of about .9 bar and remains constant.

The rate of filling of the reservoir is not the only way in which artificial lakes could change the seismic activity of an area. Some changes have been observed after filling and draining the reservoir, like in the case of Oroville, CA, where an event of magnitude 5.9 occurred after this kind of loading history (Withers, 1977).

In order to see the effect of draining of a reservoir on the stability function; we applied the loading history shown in Fig.6. This example shows that the stability function for unloading tends to have a second minimum, in this case after 8 years. The effect of a fast decrease in the value of the stability function must generate sudden changes in the stresses that might trigger seismic events.

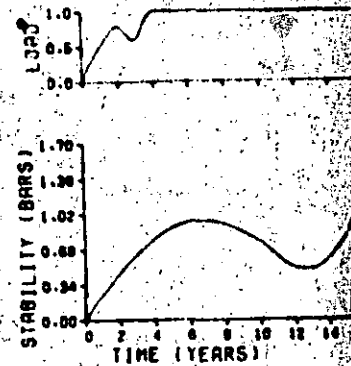
Other histories involving reduction of loads show that if lowering the water level is done rapidly, the negative slope of the stability function moves toward a horizontal position. This reduces the risk over a thrust fault but increases it for a normal fault, as the values in the latter part of the stability curve are much bigger.

Decrease in loads in the loading history result in a stability decrease that attenuates rapidly with the depth of the observation point. For a depth of 4 km the effect is not observed at all (Fig.7).

CONCLUSIONS

Why the filling of some reservoirs causes seismic events is poorly understood. We give no firm predictions for Itzantun. Studies indicate residual stresses, differences in permeability, and differences in physical properties of the formations under the reservoir may determine whether there is induced seismicity risk or not. None of these factors are known with precision at Itzantun.

The changes in stability in a water reservoir due to the presence of the water can be predicted in a qualitative way by assuming: (a) a model of a porous half-space consisting of an elastic matrix saturated with water, (b) that brittle failure can occur in the upper 10 km of the lithosphere if small stress changes are made, and (c) that the effect of water in rocks can be approximated with Biot's consolidation theory.



$T = 4$, DEPTH = 1 KM.

Fig. 6. The upper graph shows the stability function for the first interval from the second year until the load is continued until the stability function reaches its maximum value. The lower graph shows the stability function for the reservoir at 1 km depth.

Fig. 7. The upper graph shows the stability function for the reservoir at 4 km depth.

We suggest that to determine the effect of filling of the reservoir should be done at which the water level is

ACKNOWLEDGEMENTS

We are grateful to the Universidad Nacional Autónoma de México for the support given in this work. We are also grateful to J. Havskov and A. Uribe-Carvajal is supported by the National Science and Engineering Research Council of Canada (NSERC) of Canada.

REFERENCES

- Bell, M.L. and Nur, A., 1978. Application to lake Oroville. *Journal of Geophysical Research*, 83, 578-581.
- Bufe, C.G., Lester, F.W., 1974. Lake Oroville earthquakes: No. 72-74.

attained during that period. The steepest part of the Izan table are as follows. Initially filled, and D is the reservoir had water up to full. From the time T the stability function has the first case of Table I. It is higher; for the first time in value 2 years from the decreases to a value of

way in which artificial time changes have been in the case of Oroville, this kind of loading

on the stability function. This example shows that a local minimum, in this case, of the stability function might trigger

that if lowering the water level the stability function moves to a thrust fault but the latter part of the stability

stability decrease that point. For a depth of

points is poorly understood. Studies indicate residual in physical properties whether there is in the known with precision

the presence of the loading: (a) a model of a reservoir filled with water, (b) the lithosphere if smaller in rocks can be

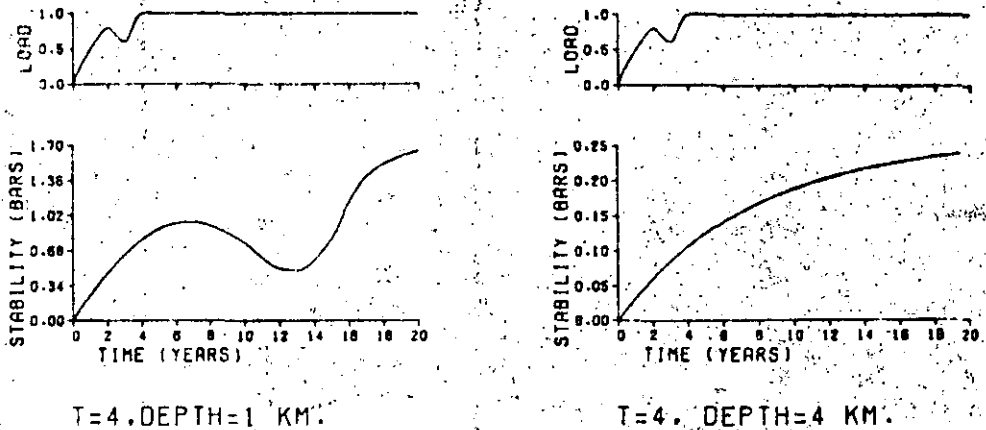


Fig. 6. The upper graph shows a loading history in which an unload takes place in the interval from the second year of loading until the third one, after which the increase in load is continued until the fourth year when the total load is attained. The bottom graph shows the stability function corresponding to a point below the deepest part of the reservoir at 1 km depth.

Fig. 7. The upper graph shows the same loading history as that of Fig. 6. The bottom graph shows the stability function corresponding to a point below the deepest part of the reservoir at 4 km depth.

We suggest that to diminish the risk of induced seismicity at Itzantun, the filling of the reservoir should be as slow as economics permits, with intervals at which the water level is held constant.

ACKNOWLEDGEMENTS

We are grateful to the Instituto de Ingenieria from the Universidad Nacional Autonoma de Mexico and to the Comision Federal de Electricidad of Mexico for the support given in the first stages of this work. We are particularly grateful to J. Havskov and S.K. Singh for many valuable discussions.

A. Uribe-Carvajal is supported at the University of Alberta by the Consejo Nacional de Ciencia y Tecnologia (CONACYT) of Mexico. This research was supported by the Natural Sciences and Engineering Research Council (NSERC) of Canada.

REFERENCES

- Bell, M.L. and Nur, A., 1978. Strength changes due reservoir pore pressure and stress and application to lake Oroville. *J. Geophys. Res.*, 83: 4469-4483.
 Biot, M.A., 1941. General theory for three dimensional consolidation. *J. Appl. Phys.*, 12: 578-581.
 Bufe, C.G., Lester, F.W., Lahr, K.M., Lahr, J.C., Seekins, L.S. and Hanks, T.C., 1976. Oroville earthquakes: Normal faulting in the Sierra Nevada foothills. *Science*, 192: 72-74.

- Comninakis, P., Drakopoulos, J., Moumoulidis, G. and Papazachos, B.C., 1968. Foreshock sequences at the Kremasta earthquake and their relation to water loading of the Kremasta artificial lake. *Ann. Geofis. (Rome)*, 21: 39-71.
- Cook, N.G.W., 1976. Seismicity associated with mining. *Eng. Geol.*, 10: 99-122.
- Gough, D.I., 1978. Induced seismicity. In: *The Assessment of Mitigation of Earthquake Risk*. UNESCO, 341 pp.
- Gough, D.I. and Gough, W.I., 1970a. Stresses and deflection in the lithosphere near lake Kariba-I. *Geophys. J.R. Astron. Soc.*, 21: 65-78.
- Gough, D.I. and Gough, W.I., 1970b. Load induced earthquakes at lake Kariba-II. *Geophys. J.R. Astron. Soc.*, 21: 79-101.
- Gough, D.I. and Gough, W.I., 1976. Incremental stresses near the Cabora Bassa Gorges. *Eng. Geol.*, 10: 211-218.
- Gupta, H.K. and Rastogi, B.K., 1976. *Dams and Earthquakes*. Elsevier, Amsterdam, 229 pp.
- Gupta, H.K., Rastogi, B.K. and Narain, 1972. Common features of the reservoir associated seismic activities. *Bull. Seismol. Soc. Am.*, 62: 481-492.
- Jaeger, J.C. and Cook, N.G.W., 1979. *Fundamentals of Rock Mechanics*. Wiley, New York, N.Y., 593 pp.
- Kirby, S.H., 1977. State of stress in the lithosphere: inferences from flow laws of olivine. *Pure Appl. Geophys.*, 115: 245-258.
- Leblanc, G. and Anglin, F., 1978. Induced seismicity at the Manic 3 reservoir, Quebec. *Bull. Seismol. Soc. Am.*, 68: 1469-1485.
- McNamee, J. and Gibson, R.E., 1960. Displacement functions and linear transforms applied to diffusion through porous media. *Q.J. Mech. Appl. Math.*, 13: 98-111.
- Nyland, E. and Withers, R.J., 1976. A fast method for computing load induced stresses in the earth. *Geophys. J.R. Astron. Soc.*, 44: 689-698.
- Packer, D.R., Lovegreen, J.R. and Born, J.L., 1977. *Reservoir Induced Seismicity, Vol 6*. Woodward-Clyde Consultants, San Francisco, Calif., 124 pp.
- Pomeroy, P.W., Simpson, D.W. and Sbar, M.L., 1976. Earthquakes Triggered by surface quarrying - Wappingers Falls, New York sequence of June, 1974. *Bull. Seismol. Soc. Am.*, 66.
- Raleigh, C.B., Healy, J.H. and Bredehoeft, J.D., 1976. An experiment in earthquake control at Rangely, Colorado. *Science*, 191: 1230-1237.
- Rice, J.R. and Cleary, M.P., 1976. Some basic stress diffusion solutions for fluid-saturated elastic porous media with compressible constituents. *Rev. Geophys. Space Phys.*, 14: 227-241.
- Rothe, J.P., 1973. Summary: geophysical report. In: *Man-made Lakes: Their Problems and Environmental Effects*. Am. Geophys. Union, *Geophys. Monogr.*, 17: 441-454.
- Scheidegger, A.E., 1974. *The Physics of Flow Through Porous Media*. University of Toronto Press, 353 pp.
- Simpson, D.W., 1976. Seismicity changes associated with reservoir loading. *Eng. Geol.*, 10: 123-150.
- Simpson, D.W. and Negmatullaev, S.K., 1981. Induced Seismicity at Nurek Reservoir Tadjikistan, USSR. *Bull. Seismol. Soc. Am.*, 71: 1561-1586.
- Soboleva, O.V. and Mamadaliev, U.A., 1976. The influence of the Nurek reservoir on local earthquake activity. *Eng. Geol.*, 10: 293-306.
- Solomon, S.C., Richardson, R.M. and Bergman, E.A., 1980. Tectonic stress: models and magnitudes. *J. Geophys. Res.*, 85: 6086-6092.
- Terzaghi, K. Van, 1951. *Theoretical Soil Mechanics*. Wiley, New York, N.Y.
- Turcote, D.L., 1974. Are transform faults thermal contraction cracks? *J. Geophys. Res.*, 79: 2573-2577.
- Wang, M., Hu, Y., Chen, Y., Yang, M., Li, T., Chin, Y. and Feng, J., 1976. Mechanism of the reservoir impounding earthquakes at Hsinfengkiang and a preliminary endeavour to discuss the case. *Eng. Geol.*, 10: 331-351.

Wetmiller, R.J., 1981. *Microseismicity in Western Canada*. Abstracts of the International Geophysical Year, 1981, 1: 1-10.

Withers, R.J., 1977. *Seismicity of the Cabora Bassa Gorges*. Thesis, The University of Toronto.

Withers, R.J. and Nyland, E., 1976. Seismicity of layered and porous media. *Geophys. J.R. Astron. Soc.*, 44: 689-698.

Withers, R.J. and Nyland, E., 1976. Seismicity of layered and porous media. *Geophys. J.R. Astron. Soc.*, 44: 689-698.

- achos, B.C., 1968. Foreshock
to water loading of the
Geol., 10: 99-122.
- of Mitigation of Earthquake
in the lithosphere near lake
akes at lake Kariba-II. Geo-
r the Cahora Bassa Gorges:
s. Elsevier, Amsterdam,
- ares of the reservoir asso-
-492.
Mechanics. Wiley, New
- ces from flow laws of olivine:
Manic 3 reservoir, Quebec.
- ns and linear transforms
pl. Math., 13: 98-111.
utin load induced stresses
- ir Induced Seismicity, Vol 6,
pp.
quakes Triggered by surface
ne, 1974. Bull. Seismol. Soc.
- periment in earthquake con-
on solutions for fluid-saturated
Geophys. Space Phys., 14:
- side Lakes: Their Problems
Phys. Monogr., 17: 441-454.
ous Media. University of
- ervoir loading. Eng. Geol.
- nicity at Nurek Reservoir
1586.
of the Nurek reservoir on
- Tectonic stress: models and
New York, N.Y.
ion cracks? J. Geophys. Res.
- Feng, J., 1976. Mechanism
ng and a preliminary endeavour
- Wetmiller, R.J., 1981. Microseismicity in the Rocky Mountain House seismic zone,
Western Canada. Abstract G.A.C./C.G.U. Meeting, Calgary.
- Withers, R.J., 1977. Seismicity and Stress Determination at Man-made Lakes. Ph.D.
Thesis, The University of Alberta, Edmonton, Alta., 241 pp.
- Withers, R.J. and Nyland, E., 1976. Theory for the rapid subsidence near reservoirs on
layered and porous media. Eng. Geol., 10: 169-185.
- Withers, R.J. and Nyland, E., 1978. Time evolution under artificial lakes and its implica-
tion for induced seismicity. Can. J. Earth Sci., 15: 1526-1534.

1. The test is to be conducted in any case...
 2. The test is to be conducted in any case...
 3. The test is to be conducted in any case...

PROCEDURE FOR USE OF TEST EQUIPMENT

1. The test is to be conducted in any case...
 2. The test is to be conducted in any case...

3. The test is to be conducted in any case...

4. The test is to be conducted in any case...

5. The test is to be conducted in any case...

6. The test is to be conducted in any case...

7. The test is to be conducted in any case...

8. The test is to be conducted in any case...

9. The test is to be conducted in any case...

10. The test is to be conducted in any case...
 11. The test is to be conducted in any case...
 12. The test is to be conducted in any case...

13. The test is to be conducted in any case...
 14. The test is to be conducted in any case...

15. The test is to be conducted in any case...

Recent experiences with the Q-system of tunnel support design

NICK BARTON, PhD Norwegian Geotechnical Institute, P.O. Box 40, Tønsen, Oslo 8, Norway

SUMMARY

The Q-system of rock mass classification and support design is based on a numerical assessment of the rock mass quality using six different parameters. The six parameters consist of the RQD, the number of joint sets, the roughness of the most unfavourable joint or discontinuity, the degree of alteration or filling of the most unfavourable joint or discontinuity, the degree of water inflow, and the 'stress' condition. Another classification system, the Geomechanics Classification (Bieniawski, 1973, 1974) is also based on six parameters. Qualitative differences between the two methods are discussed.

The 200 case records that were analysed when developing the Q-system, included more than 30 cases of permanently unsupported openings. An analysis of the rock mass characteristics involved has shown that certain characteristics are essential if an excavation is to be left permanently unsupported. If the maximum unsupported span for a given Q-value is exceeded, the safe life of the excavation may be shortened. A preliminary attempt is made to correlate stand-up time, rock mass quality Q, and span width.

The Q-system has been applied on several projects in Scandinavia and abroad since its development in 1973/1974. An example of a recent application is given in detail. The preliminary estimates of permanent support for a 19 metres span underground power house were obtained from an analysis of core logs. In a subsequent site visit the Q-system was applied *in-situ*. The final estimates of permanent support were found to compare well with the preliminary estimates. Core logs, seismic profiles and surface mapping were used as a basis for preliminary design of permanent support for the 9 metres span tailrace tunnel, again using the Q-system. This tunnel is presently under construction so comparison of predicted and actual support is not yet possible.

KEY WORDS

Rock mass, classification, tunnel, powerhouse, support, borecore, case record.

INTRODUCTION

The six parameters chosen to describe the rock mass quality Q are as follows:

RQD = rock quality designation (Deere, 1963)

J_n = joint set number

J_r = joint roughness number

J_a = joint alteration number

J_w = joint water reduction factor

SRF = stress reduction factor

These parameters are combined in pairs and are found to be crude measures of:

1. relative block size (RQD/J_n)
2. inter-block shear strength (J_r/J_a) ($\approx \tan \phi$)
3. active stress (J_w/SRF)

The overall quality Q is equal to the product of the three pairs:

$$Q = (RQD/J_n) \cdot (J_r/J_a) \cdot (J_w/SRF) \quad (1)$$

Thus, the following rock mass would be most favourable for tunnel stability: high RQD-value, small number of joint sets, appreciable joint roughness, minimal joint alteration or filling, minimal water inflow, and favourable stress levels.

Individual ratings of the six parameters have been published previously, together with detailed support tables from which estimates of appropriate permanent support can be obtained. In view of the fact that no changes have been found necessary, the support tables are not repeated in this paper, and readers should consult two earlier publications for such details (Barton, Lien and Lunde, 1974, 1975). However, the classification ratings are given here (see Appendix) so that the following examples of support prediction and classification philosophy may be more easily followed. These classification ratings are also unchanged from the original.

COMPARISON WITH THE GEOMECHANICS CLASSIFICATION SYSTEM

It is not the intention here to make a quantitative comparison between the Q-system and Bieniawski's (1974) Geomechanics Classification since this is done in the general review paper in this symposium. However, certain qualitative differences can be mentioned which serve as a useful basis for discussion.

Bienawski (1974) rates the following six parameters in his system:

1. Uniaxial compressive strength of rock material.
2. Drill core quality RQD.
3. Spacing of joints.
4. Condition of joints.
5. Groundwater conditions.
6. Orientation of joints.

130

It can be seen that stress is not used specifically as a parameter though it is apparently when selecting support measures. In the Q-system, the ratio (σ_c / σ_1) (unconfined compression strength/major principal stress) is considered a more realistic method of treating this "rock burst" factor, and in fact the onset of rock bursting and slabbing problems can be quite accurately predicted (see Appendix, Table 6b). The Q-system also accounts for *loosening* caused by shear zones and faults, and *squeezing* and *swelling* ground.

A common factor between the two systems is the use of Deere's (1963) RQD. However Bienawski also includes joint spacing and orientation, while the Q-system only considers the number of joint sets. The significance of the number of joint sets, particularly in the case of unsupported tunnels has been discussed at some length by Barton (1976).

The exclusion of orientation as a separate parameter in the Q-system has been criticised quite widely, but possibly the basic philosophy of the Q-system has not been fully appreciated by those concerned.

In all publications it has been emphasised that the parameters J_n joint roughness number, (Appendix: Table 3) and J_a joint alteration number, (Appendix: Table 4) should apply to the joint set or single discontinuity most likely to *allow failure to initiate*. The orientation of the feature relative to the excavation is implicit in these instructions. A practical example may be useful here. The Q-system was recently used for estimating the support requirements of a 19 meters span hydro power cavern and a parallel gate gallery of 3.5 meters span. A vertical narrow shear zone intersected the axis of both excavations, more or less perpendicularly. Besides other joint sets there was also a set of unfavourably orientated smooth, undulating joints dipping at about 50° from the downstream walls. The minimum value of J_n/J_a is obviously obtained from the shear zone. However, due to its favourable orientation this was ignored in the classification and the slightly higher value of J_n/J_a for the unfavourably orientated joints was considered more relevant. If the shear zone had been looser and clay bearing, then clearly it would re-establish itself as the potential source of failure, and a lower Q-value and heavier support would result.

Bienawski (1974) appears to have favoured the *mean* rating for spacing and orientation of the different joint sets according to the case record given in his paper.

The very detailed treatment of joint roughness and alteration which is perhaps the strongest feature of the Q-system is not particularly emphasised in the

Geomechanics Classification. In his original version Bienawski (1973) considered the condition of joints under three descriptive terms: *weathering* (5 ratings), *separation of joints* (5 ratings, <0.1 mm up to >5 mm) and *continuity of joints* (5 ratings, not continuous up to continuous with gouge). In his 197 publication Bienawski condensed these three terms to *condition of joints* which again has five ratings: from *very tight*, separation <0.1 mm, not continuous, up to *open* >5 mm, continuous gouge >5 mm. In his most recent publication (general review paper, this symposium) Bienawski also includes joint roughness in his fourth parameter *condition of joints*.

MAXIMUM SPANS FOR UNSUPPORTED EXCAVATIONS

A very interesting area of application for the Q-system is in the recognition of rock mass characteristics required for safe operation of permanently unsupported openings. A detailed analysis of all the available case records of unsupported excavations (Barton, 1976) revealed the following requirements. (The ratings of the various parameters should be checked against the descriptions given in the Appendix).

General requirements for permanently unsupported openings.

1. $J_n \geq 9$, $J_r \geq 1.0$, $J_a \leq 1.0$, $J_w = 1.0$, $SRF \leq 2.5$

Conditional requirements.

2. If $RQD \leq 40$, should have $J_n \leq 2$
3. If $J_n = 9$, should have $J_r \geq 1.5$ and $RQD \geq 90$
4. If $J_r = 1$, should have $J_n < 4$
5. If $SRF > 1$, should have $J_r \geq 1.5$
6. If $SPAN > 10$ m, should have $J_n < 9$
7. If $SPAN > 20$ m, should have $J_n \leq 4$ and $SRF \leq 1$

Existing natural and man-made openings indicate that very large unsupported spans can be safely built and utilized if the rock mass is of sufficiently high quality. The case records that describe unsupported man-made excavations have spans ranging from 1.2 to 100 metres. If there are only a limited number of discontinuous joints and the rock mass quality Q is up to 500 or 1000 the maximum unsupported span may only be limited by the ratio of rock stress/rock strength. Naturally, if this ratio becomes unfavourable (see Appendix, Table 6b) the quality Q will not remain at this high value, and the maximum safe span will be reduced.

All the available case records of unsupported spans are plotted in Fig. 1. The tentative curved envelope is the assumed *maximum design span for man-made* openings based on these available cases. The five square data points plotting above this curve were obtained from the huge natural openings of the Carlsbad limestone caverns in New Mexico. If the data for man-made and natural openings is combined, it is seen that the limiting envelope is approximately linear.

It can be represented by the following simple equation:

$$SPAN = 20^{0.66} \quad (2)$$

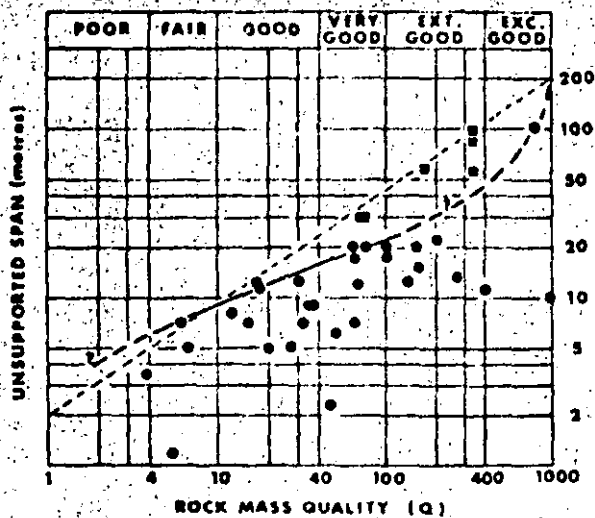


Fig. 1. Circles represent the man-made unsupported excavations reported in the literature. Squares represent some natural openings from Carlsbad, New Mexico. The curved envelope is an estimate of the maximum design span for permanently unsupported man-made openings.

For design purposes the evidence of the natural caverns is ignored. Suggested maximum design spans for different types of excavations are based on the curved envelope. Details are given by Barton (1976), and also in the last section of this paper.

STAND-UP TIMES FOR UNSUPPORTED EXCAVATIONS

The man-made openings which plot closest to the curved envelope in Fig. 1 were the following types of excavations; 7 m span major road tunnel (slow lane for lorries), 8 m span water collector tunnel for hydro scheme, 11.2 m span tailrace tunnel for hydro electric station, 12 m span waste water treatment plant, 12.5 m span head race tunnel for hydro scheme, 20 m span mine openings (two cases), 22 m span subway station, 100 m span mine opening.

In view of the type of excavations involved, and the fact that the mine openings in question have been perfectly stable for many years, it is certainly conservative to assume that the above excavations have a stand-up time in excess of 10 years. For practical purposes they can probably be regarded as permanent. Certainly the Carlsbad caverns must be considered as "permanent" unsupported openings. No appreciable rock fall has been observed in more than 50 years of public visits, and more than 1 million people pass through the caverns each year. Classification details and approximate dimensions of these caverns are given by Barton (1976).

The closeness with which an unsupported opening can be designed to the envelope of maximum design span will depend on the type of excavation, the degree of safety, and the stand-up time required. If the maximum design span is exceeded, or if some of the above conditional factors are not satisfied the stand-up time may be less than "permanent".

A group of excavations, which are probably frequently designed with spans exceeding the maximum design envelope are temporary mine openings. As a group, they can be subdivided since the required stand-up times will depend on the time it takes to finish extracting ore in the vicinity of, or in the excavation in question. The stand-up time actually available with a given span will depend both on the shape of the roof, and on the rock mass quality Q , and it will also depend on the care with which blasting is carried out, although this effect should be automatically incorporated in the estimate of Q .

It has been assumed here that the excavations that plot closest to the curved envelope in Fig. 1 (the maximum design span) have stand-up times in excess of 10 years. In view of the type of excavations involved it is obviously expected that they will stand unsupported for at least a "life-time", in other words more than 50 years. This conservative range of 10 to 50 years to represent "permanency" is used to obtain Fig. 2, which is a preliminary attempt at correlating stand-up time, Q , and unsupported span.

The envelopes have been truncated at various time intervals as a concession to the approximate minimum construction periods of the various dimensions of excavation. The equivalent unsupported span at any one time can be considered as the length from the face to the supported zone, or as the span itself, whichever is the smaller. Except for the smallest spans there will be a significant stand-up period concurrent with the advance of the successive blasting rounds.

The actual inclination of the shaded zones drawn for various spans is unknown. In other words for a given span the relationship between stand-up time and rock mass quality is unknown. However, it seems quite likely that future case records will show that stand-up time reduces more abruptly and unexpectedly in the poorer qualities of rock. The shaded zones would then tend to bend down towards the vertical as suggested in Fig. 2.

The envelopes presented in Fig. 2 have been used by Bieniawski (general review paper, this symposium) to compare the Geomechanics Classification and the Q -system. The Geomechanics Classification was based initially on Lauffer (1958), which is now acknowledged to be excessively conservative. Despite later modification based on South African case records, Bieniawski's chart of stand-up time versus unsupported span is still seen to be very conservative compared to the Q -system. In the best qualities of rock mass it is extremely conservative. This is clearly a reflection of the different tunneling practice in Scandinavia compared to South Africa. The greater confidence apparently exhibited in Scandinavian tunneling projects is clearly a function of the generally excellent rock, and the longer experience with excavations for civil engineering purposes.

The value of case records of tunnels that failed due to inadequate stand-up times cannot be overemphasised. The tunneling profession is constantly asked to assess the "factor-of-safety" of a given design. If we are honest we have to admit that our present state of knowledge is inadequate to allow us to come anywhere near the correct value. For this reason the back-analysis of a failed length of tunnel; the stand-up

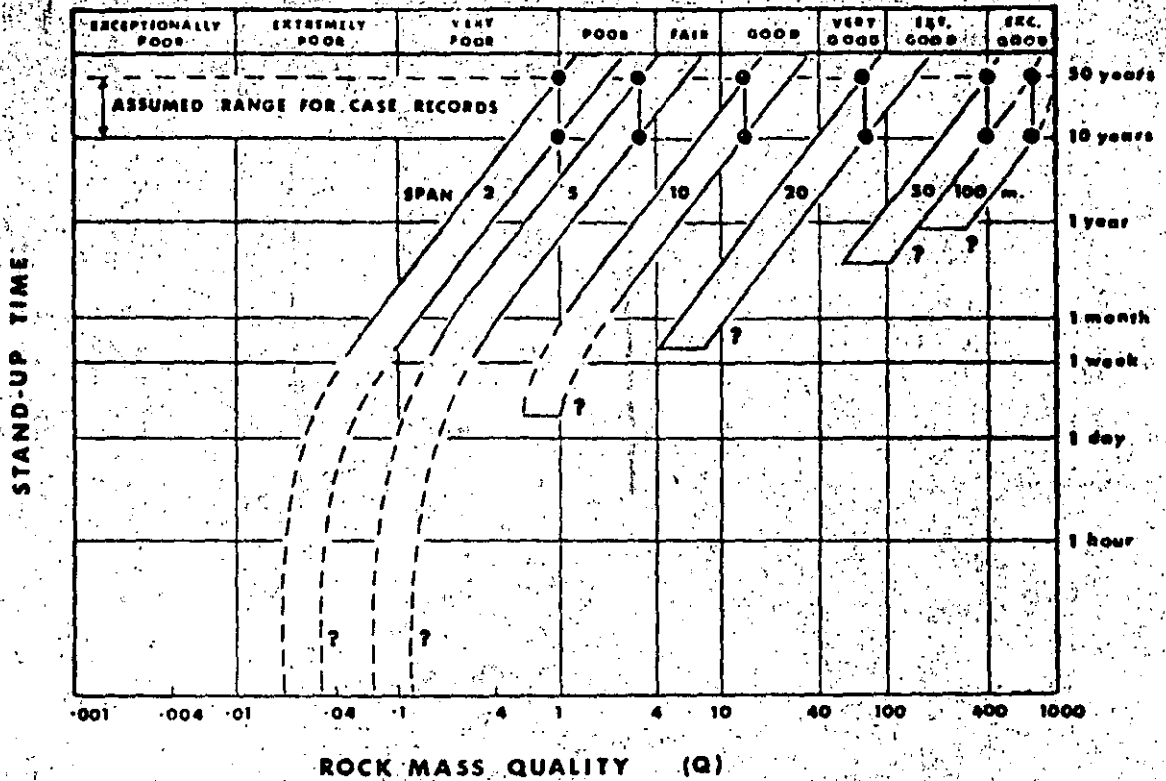


Fig. 2 The envelopes represent a preliminary attempt at predicting how much the stand-up time reduces when the span of an unsupported excavation is increased beyond the maximum design span (Fig. 1).

time, the Q-value and the span, can give us some indication of how conservative our present designs really are. We have to start on the "simple" case of unsupported openings, before attempting to assess the "factor-of-safety" of supported excavations, with all the associated complications of rock-support interaction.

When considering safety it should be remembered that the Q-system itself has a built-in safety factor since it is firmly based on an engineering tradition that results in very few failures. Moreover, the majority of tunneling case records on which it was based were under construction or already built before 1970.

EXAMPLES OF APPLICATION OF Q-SYSTEM

The practical examples to be described here concern a power house and associated excavations and tunnels, which are presently being excavated at a depth of between 100 and 150 metres, mostly in quite massive biotite gneiss. The consultants claimed to have used the Q-system in their preliminary estimates of support requirements. However, the contractors, who were

widely experienced, doubted that the Q-system could have been used correctly, since the designed support was considered by them to be excessively conservative. This situation resulted in the contractor requesting an independent assessment of the rock mass conditions, and a re-assessment of the support requirements based on the Q-system.

1. Estimating support requirements from borehole logs.

The first re-assessment was based on geological reports and core logs made available by the contractor. No photographs were available, either of the core or of the existing excavations. Only later was the site visited and the Q-system applied in situ in the existing tunnels and power house roof heading.

Five boreholes had been drilled in the neighbourhood of the power station. Four were vertical and one was inclined. The relevant core logs were studied, in particular the records of core recovered from between about 110 and 160 metres, which correspond to roughly ten metres above the roof down to the base of the excavation. "Best", "medium" and "poorest"

qualities were estimated from the relevant depths of each core. The following example shows the ratings estimated from the borehole that was most typical of the five holes. (The Appendix should be checked to obtain the appropriate verbal descriptions).

	Best	Medium	Poorest
RQD	100	90	70
J_n	3	4	9
J_r	2	2	1
J_a	1	2	4
J_w	1	1	0.66
SRF	1	1	2.5
Q	67	22	0.5

133

For the purpose of estimating the approximate overall support requirements, the average values obtained from the five lengths of borehole were used, equally weighted for each hole since there did not appear to be any hole with a particular advantage as regards location. The mean Q-values were 67, 20 and 1.2.

Geological engineering judgement was used to estimate the overall number of joint sets (J_n). The geological report contained descriptions of up to three joint sets on individual surface outcrops, though several additional joint orientations were plotted in polar diagrams. It appears that this may have been one source or error in the consultant's estimates of Q, in other words the value of J_n was overestimated. The unbroken nature of most of the core made it unlikely that there were four or five joint sets in any one location. Therefore three sets were chosen to represent the "poorest" quality, since this corresponded to what was found at the surface in strongly weathered outcrops. The extrapolation to two sets for the "medium" quality, and one set plus random for the "best" was considered realistic in view of the excellent core recovery (mostly 100%) and the high RQD (mostly 100%) at the appropriate depths. (This assumption that the jointing was markedly less persistent at depth proved to be essentially correct on the subsequent site visit).

The joint roughness number (J_r) was generally guessed to be 2 (smooth, undulating) in view of the foliated nature of the gneiss, while for the "poorest" quality it was assumed to be 1 (smooth, planar).

The joint alteration number (J_a) was assumed to be 1 (unaltered joint walls) for the "best" quality, and down to 4 (chlorite coatings) for the "poorest" quality, since occasional chlorite and limonite coated joints were recorded in the corelog.

The joint water reduction factor (J_w) was generally assumed to be 1 (dry excavations, or minor inflow) though for the "poorest" quality it was assumed to be 0.66 (medium inflow or pressure, occasional outwash of joint fillings). Many of the Lugeon pumping tests showed "zero" permeability, exceptions generally corresponding to zones where the RQD values were lower than 80 or thereabouts.

Finally, the stress reduction factor (SRF) was assumed to be 1 (medium stress, σ/σ_c between 10 and 200) for the "best" and "medium" qualities. The

assumed value of the maximum principal stress (σ_1) was 50 kg/cm², based on a depth of 150 m, a level topography and a geological history that suggested that high horizontal stresses would be absent. The assumed value of σ_c was 800 kg/cm² for the biotite gneiss. This value was actually measured, but an informed guess would probably have been in this region anyway. (According to Table 6b of the Appendix, mild rock burst problems would not be encountered unless the ratio σ_1/σ_c dropped to between 5 and 2.5). The value of SRF assumed to best represent the "poorest" zones was 2.5 (see Table 6a, description C, Appendix).

The three mean values of Q (67, 20 and 1.2) were used to obtain estimates of permanent roof and wall support for the 19 m span, 31 m high power house using the support tables given by Barton et al. (1974, 1975).

	roof arch	walls
"Best" (Q=67)	tensioned, grouted bolts, 5m long, c/c 2.0m	spot bolts
"Medium" (Q=20)	tensioned, grouted bolts, 5m long, c/c 1.7m	spot bolts
"Poorest" (Q=1.2)	tensioned, grouted bolts, 5m long, c/c 1.0m + shotcrete, mesh reinforced, 15cm thick	tensioned, grouted bolts, 7m long, c/c 1.4m + shotcrete, mesh reinforced, 12cm thick

The above estimates of support were apparently in line with those considered appropriate by the contractor.

Note: It is general practice to use alternating bolt lengths in caverns of this size (B=19 m). For example, 4 m and 6 m long bolts could be used in the roof arch on an intermeshed pattern, while 4 m and 8 m long bolts could be used in the walls. It is also general practice - though possibly of questionable value - to use long tensioned anchors when the rock mass quality is as low as the poorest value (Q=1.2). However, since these zones were likely to be relatively narrow, with quite massive rock surrounding them, there did not seem to be any necessity for anchors. Careful orientation ("stitching") of the bolts across the weakness zones was recommended.

2. Estimating support requirements from in situ classification.

The site in question was visited approximately one month after the above estimates were made. Nine locations were selected in and around the power station. The roof arch was shotcreted at this stage though some 3 to 6 metres of the walls were excavated and parts were not shotcreted. Both end walls were bare. Other unsupported locations were selected in the immediate vicinity of the power house in an attempt to predict conditions likely to be encountered when the cavern height was increased to the maximum 31 metres.

The six classification parameters were estimated at each location. In the case of the end wall of the power house three separate assessments were made, one for the localised silty-clay bearing fracture

zone (which had the worst quality of all), and the other two assessments, for the medium and better rock also found in the end wall.

The separate assessments fell into three groups. For statistical purposes these were simply averaged:

	$RQD/J_n \times J_r/J_a \times J_w/SRF = Q$		
BEST	98/4.3	1.7/1.0	1/1 39
POORER ZONES	72/7	1.9/1.0	1/1 11
WORST	40/9	2/6	1/2.5 0.6

134

In terms of expected frequency of occurrence, it was estimated that more than 90% of the excavated surface in the power house (including roof and walls) would be of "best" quality, less than 10% of "poorer" quality, and probably only 1 or 2% of "worst" quality. A careful assessment of available borecore suggested that only the existing top part of the end wall would be affected by the "worst" quality zones. The remainder yet to be excavated could well be up to the "best" quality.

The mean ratings for the majority of the rock mass (BEST, $Q=39$) can be translated into the following descriptions:

1. RQD = 98 (excellent)
2. $J_n = 4.3$ (approx. two joint sets)
3. $J_r = 1.7$ (rough-planar to smooth-undulating)
4. $J_a = 1.0$ (unaltered joints, surface staining)
5. $J_w = 1.0$ (dry excavations)
6. SRF = 1.0 (medium stress, no rock bursting)

(A very favourable quality was the non-planarity of the joints. The slight displacement resulting from excavation allows joints to shear slightly thereby increasing the favourable interlock effect. A non-planar joint dilates strongly when sheared, especially if the normal stress level is not too high.)

The three mean values of Q (39, 11, and 0.6) estimated from the Q -system classification are each about half the value estimated from the earlier classification of bore core logs ($Q=67, 20$ and 1.2). However, due to the logarithmic arrangement of the Q rating (i.e. POOR=1, FAIR=4, GOOD=10, 40 etc. see Figure 2) the two-fold discrepancy has a relatively small effect on the recommended permanent support. The support recommendations, which were again obtained from Barton et al. (1974, 1975), were as follows:

BEST	ca. 90%	$Q=39$	Roof: B 1.7m c/c + c/m Walls: sb
POORER ZONES	ca. 10%	$Q=11$	Roof: B 1.5m c/c + S(mr) 7cm Walls: B 1.6m c/c + c/m
WORST	1-2%	$Q=0.6$	Roof: B 1.0m c/c + S(mr) 15cm Walls: B 1.2m c/c + S(mr) 12cm

KEY : B = systematic bolting with given c/c spacing
sb = spot bolts
S(mr) = mesh reinforced shotcrete
c/m = chain link mesh or steel bands

The above recommendations for support, especially those for the majority of the rock mass ($Q=39$) will obviously appear grossly under-conservative in

countries where a concrete lining has been a common feature of final tunnel support. However, it should not be forgotten that the support recommendations obtained from the Q -system were based on the analysis of about 200 case records, and 79 of these were in the power house category. Underground excavations are supported with some confidence primarily by many others have been supported before them and have performed satisfactorily.

The particular support method recommended by the Q -system depends on the rock mass quality Q , the span or wall height (whichever is relevant), and the *type of excavation*. Power houses are naturally amongst the most important excavations, where safety has to be permanently assured. The support recommendations are therefore inherently conservative, and the factor of safety against collapse is likely to be quite high.

If Figure 1 is examined, it will be seen that the Q value of 39 (BEST) and the span of 19m, lie some 3 to 4m above the maximum design span for permanently unsupported openings. The recommended systematic bolting (c/c 1.7m) and the steel banding (a single layer of shotcrete might be preferred for aesthetic reasons) do indeed seem to be overdesign considering that the joint spacing was 1 to 2m and the existing joints relatively discontinuous anyway. In addition, it may be noted that the mean ratings of the six rock mass parameters for the BEST quality ($Q=39$) rock satisfy all the *additional factors* apparently needed for an excavation to be left permanently unsupported. These were listed earlier.

3. Estimating support requirements for tunnels

Estimating the support requirements for a tunnel that has yet to be excavated is obviously a difficult task, even if a large number of boreholes have been drilled. The problem is reduced somewhat if seismic measurements are available, although if the tunnel lies below the interface between the weathered and hard fresh rock, it is easy to underestimate the quality from seismic profiles. (In the present example the weathered zone extended down to a maximum depth of 40m.)

The problem of extrapolating the results of surface or near surface mapping to tunnel depth is clearly of considerable importance if cost estimates are to have any meaning. To take an example, one can consider a fault mapped at the surface. It might correctly be given the following classification:

$$RQD/J_n = 10/20, J_r/J_a = 1.0/8.0, J_w/SRF = 0.5/10$$

These ratings combine to give almost the worst possible quality $Q=0.003$ (EXCEPTIONALLY POOR), and correspondingly heavy support (cast concrete lining). The value of $J_n = 20$ represents "crushed rock, earth like" which may be a good description of the surface condition of many faults and weakness zones. However, at the tunnel depth of say 100m, the same fault might only be a relatively narrow zone of weakness, and the classification and resulting support should then also reflect the quality of the surrounding rock.

In the present example a planned 5km long tailrace tunnel trace was investigated with 15 irregularly spaced boreholes. As a first attempt at support prediction, the corelogs were examined between the

appropriate depths, which in this case ranged from about 150-160m at the upstream (powerhouse) end, down to only 10-20m close to the downstream portal. Estimates of "best", "poorer zones", and "worst" qualities were made from examination of each corelog. The nearest 10m both above and below the planned 8.2m span tunnel were considered. The classification took into account the expected looser and more weathered state of the rock mass where the depth of cover was less than 30-40m, as was the case near the portal.

The average Q values for the 15 holes were as follows

BEST Q=42
 POORER ZONES Q=12
 WORST Q=1.1

The variation from borehole to borehole was quite marked, as can be seen from the following maximum and minimum values:

BEST max. Q=100
 min. Q=19
 POORER ZONES max. Q=50
 min. Q=4.1
 WORST max. Q=19
 min. Q=0.03

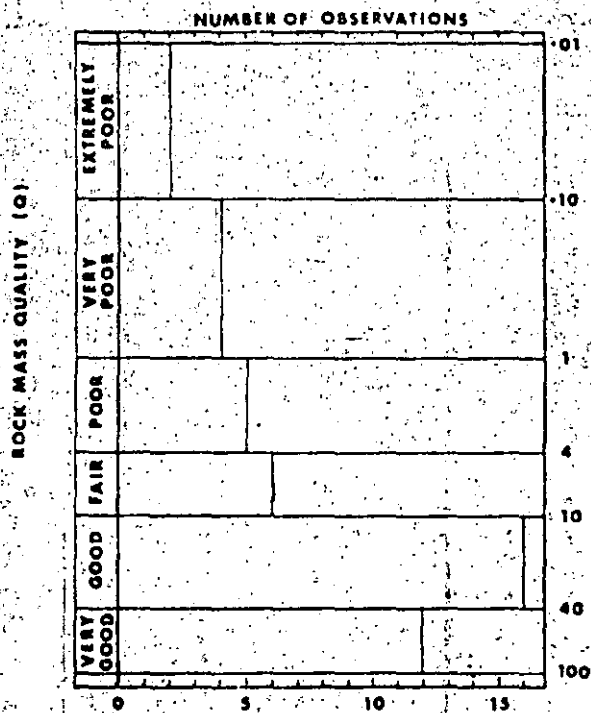


Fig. 3 The distribution of Q values from analysis of 15 corelogs for an 8m span tailrace tunnel.

In view of the scatter the results were plotted as a histogram, as shown in Figure 3. The two minimum quality WORST zones had Q values of 0.07 and 0.03, and these were assumed to represent the quality of weakness zones at tunnel depth. Between 20 and 25 weakness zones were suspected from surface mapping and/or low seismic velocities.

The various estimates of permanent support are given below, based on a tunnel span and height of 8.2m and an ESR value equal to 1.3 appropriate to the relative importance of a tailrace tunnel. (ESR represents the 'type of construction' in terms of its relative safety requirement. The use of ESR values is described fully by Barton et al. 1974, 1975, and is summarised in the last section of this paper.)

BEST Q=42 Roof : none
 Wall : none
 POORER ZONES Q=12 Roof : B 1.5m c/c
 Wall : none
 WORST Q=1.1 Roof : B 1.0m c/c + S(mr) 5cm
 Wall : B 1.0m c/c + S 3cm
 (or : S(mr) 5cm alone, depends on block size)
 FAULTS or WEAKNESS ZONES Q=0.05 Roof : S(mr) 20-25cm
 Wall : S(mr) 20-25cm
 (include invert)

KEY : B = systematic bolting with given c/c spacing
 S(mr) = mesh reinforced shotcrete
 sb = spot bolts

(Note : There was no evidence of swelling clays, therefore the Q values and recommended support are not exceptional.)

Rock mass classification in an existing unsupported tunnel clearly gives a much more reliable estimate of support than the above extrapolation of surface mapping and borehole data. Experience with the Q-system in many kilometers of tunnels shows it to be a very rapid method both of mapping essential parameters and of estimating support requirements on site. The input data is listed on a simple form for each length of tunnel considered to require different support from the adjacent length.

If the engineering geologist prefers to consult the support tables (Barton et al. 1974, 1975) in the luxury of a site office, then a short verbal description of the different zones needing support is helpful. Alternatively, the number and letter coding appropriate to each of the six parameters can be recorded. From the appendix it will be seen that a rockmass with the following characteristics is extremely favourable for tunnel stability :

1.E/2.A, 3.A/4.A, 5.A/6.K

CRITICAL Q CONCEPT IN TUNNEL MAPPING

In this last section another problem of extrapolation is considered. The problem is one of extrapolating

observations from pilot tunnels or access tunnels to the full scale excavation. Apart from the great advantage of more reliable mapping that a pilot tunnel affords, the performance of the tunnel itself can provide useful pointers to full scale behaviour. If light support is just needed to maintain a section of the pilot opening, then the Q-value can be analysed and checked with the value estimated from the tunnel mapping. The reliability of the input data can then be assessed.

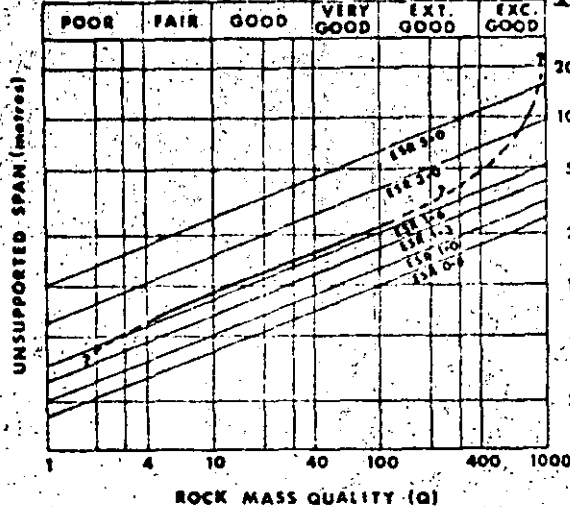


Fig. 4 Suggested design limits for the various types of excavation listed in the table opposite. ESR values greater than 1.0 apply to temporary openings, for which long term requirements concerning standing times are acceptable. Support may be required if spans in excess of the relevant design limits are excavated.

The maximum design span (curved envelope, Figure 4), has been redrawn in Figure 4, together with a set of parallel lines that represent the suggested span limits for unsupported excavations of various types. The table shows the suggested classes of excavation and their corresponding ESR values. The span width divided by ESR (SPAN/ESR) and the rock mass quality Q give a combined measure of the degree of support that is required. The actual span limits for permanently unsupported openings can be expressed as follows:

$$\text{SPAN} = 2 \cdot \text{ESR} \cdot Q^{0.4} \quad \dots \dots \dots (3)$$

The six parallel lines in Figure 4 correspond to this equation.

The vast majority of case records with spans exceeding these suggested design limits were supported in some way - for instance with various combinations of bolting, shotcrete and reinforcing mesh. Returning to the pilot tunnel technique, it will be appreciated that a section that requires support gives a spot check of the Q value. If this in situ evidence of support needs is evaluated according to Figure 4. Thus a 2m span pilot tunnel (ESR=1.6) will not require support unless Q lies in the VERY POOR

TYPE OF EXCAVATION	ESR	NO. CASES
A. Temporary mine openings	ca. 3-5 ?	(2)
B. Permanent mine openings, water tunnels for hydro power (exclude high pressure penstocks), pilot tunnels, drifts and headings for large excavations etc.	1.6	(83)
C. Storage rooms, watertreatment plants, minor road and railway tunnels, surge chambers, access tunnels, etc. (hemispherical caverns)	1.3	(25)
D. Power houses, major road and railway tunnels, civil defence chambers, portals, intersections etc.	1.0	(79)
E. Underground nuclear power stations, sports and public facilities, factories etc.	0.8	(2)

category (Q=0.1 to 1). The theoretical Q value according to equation 4 would be 0.3, based on the rearranged form of equation 3:

$$Q = \left(\frac{\text{SPAN}}{2 \cdot \text{ESR}} \right)^{2.5} \quad \dots \dots \dots (4)$$

In routine mapping of tunnels, the Q value should be determined from Figure 4 (or equation 4) at the outset, so that sections requiring support can be more rapidly distinguished from the sections that can be left permanently unsupported.

In the case of a pilot tunnel the range of Q values obtained from mapping and back analysis provides an invaluable and specific range of values for estimating support for the full scale excavation. This would be selected from the support chart and support tables given by Barton et al. (1974, 1975) using the same range of Q values, but the value of SPAN/ESR relevant to the full scale excavation. Naturally, if geological mapping suggested different conditions in parts of the full scale excavation, perhaps due to the nearness of a fault zone, then the Q values obtained from the pilot tunnel would have to be modified accordingly.

The support recommendations for the large scale excavation would generally incorporate thicker shotcrete or cast concrete arches, and of course longer bolts. However, the increase in thickness of the shotcrete or concrete only goes up in approximate proportion to the span width. The bolt spacing and theoretical support pressure remain roughly the same. This appears to be in line with present practice in large excavations, and is justified because of the efficiency of modern temporary support methods (i.e. shotcrete and bolting). It is only under extremely difficult ground conditions, where even temporary support is "too late" that a large span excavation is likely to require a higher designed support pressure than a pilot tunnel through the same ground. A careful multiple heading technique can presumably reduce the discrepancy.

CONCLUSIONS

Tunnel mapping and support prediction have been performed at a rate of up to several kilometers per day using the Q system. While it is extremely unwise to rush this important task, it does illustrate that the method is certainly not "too complicated to be generally acceptable in practice", as has been claimed recently by Pells (1975). The method is in fact embarrassingly simple, once the user becomes experienced.

The Q system is essentially a *qualitative* process, in which the positive and negative aspects of a rock mass are assessed. A store of experience (case records), which is itself based on similar experience, is searched to try to find the most appropriate support measures for the given excavations and rock mass conditions. The whole procedure is probably not dissimilar to the mental process occurring when a very experienced tunneling consultant is asked for his support recommendations. While the assessment of most of the parameters is admittedly subjective, the process of support selection is organised and reasonably consistent.

ACKNOWLEDGEMENTS

The detailed descriptions of rock conditions in some Scandinavian tunneling projects given by Cecil (1970) provided an invaluable store of data for stage by stage improvement of the classification system during its development in 1973. The interest and practical advice given by Reidar Lien and Johnny Lunde of NGI is sincerely acknowledged.

REFERENCES

- Barton, N. (1976)
Unsupported underground openings. *Rock Mechanics: Discussion Meeting*, Befo, Stockholm, February 1976.
- ✓ Barton, N., Lien, R. and Lunde, J. (1974)
Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. *Rock Mechanics*, Springer Verlag, Vol. 6, pp. 189-236.
- ✓ Barton, N., Lien, R. and Lunde, J. (1975)
Estimation of support requirements for underground excavations. *Design Methods in Rock Mechanics*, Proc. 16th. Symp. on Rock Mech., Univ. of Minnesota.
- Bieniawski, Z.T. (1973)
Engineering classification of jointed rock masses. *The Civil Engineer in South Africa*, Dec. 1973, pp. 335-343.
- Bieniawski, Z.T. (1974)
Geomechanics classification of rock masses and its application in tunneling. *Proceedings of the 11th. Int. Cong. of Int. Soc. Rock Mech.*, Denver, 1974; Vol. II.A, pp. 27-32.
- Cecil, O.S. (1970)
Correlations of rock bolt - shotcrete support and rock quality parameters in Scandinavian tunnels. *Ph.D. Thesis*, Univ. of Illinois, Urbana, pp. 1-414. (Now published as Swedish Geotechnical Institute, Proceedings No. 27, Stockholm, 1975.)
- Deere, D.U. (1963)
Technical description of rock cores for engineering purposes. *Geotechnik und Ingenieurgeologie*, Vol. 1, No. 1, pp. 16-22.
- Lauffer, H. (1958)
Gebirgsklassifizierung für den Stollenbau. *Geologie und Bauwesen*, Vol. 24, pp. 46-51.
- Palmström, A. (1975)
Characterization of degree of jointing and rock mass quality. (In Norwegian) *Internal Report*, Ing. A.B. Berdal A/S, Oslo, pp. 1-26.
- Pells, P.J.N. (1975)
Discussion (of Barton, Lien, and Lunde, 1974). *Rock Mechanics*, Springer Verlag, Vol. 7, No. 4, pp. 246-248.

Table 1. Descriptions and ratings for the parameter RQD.

1. ROCK QUALITY DESIGNATION (RQD)	
A. Very poor	0 - 25
B. Poor	25 - 50
C. Fair	50 - 75
D. Good	75 - 90
E. Excellent	90 - 100

Note: (i) Where RQD is reported or measured as ≤ 10 , (including 0) a nominal value of 10 is used to evaluate Q in equation (1).

(ii) RQD intervals of 5, i.e. 100, 95, 90, etc. are sufficiently accurate.

Table 2. Descriptions and ratings for the parameter J_n .

2. JOINT SET NUMBER (J_n)	
A. Massive, no or few joints	0.5-1.0
B. One joint set	2
C. One joint set plus random	3
D. Two joint sets	4
E. Two joint sets plus random	6
F. Three joint sets	9
G. Three joint sets plus random	12
H. Four or more joint sets, random, heavily jointed, "sugar-cube" etc.	15
J. Crushed rock, earthlike	20

Note: (i) For intersections use $(3.0 \times J_n)$

(ii) For portals use $(2.0 \times J_n)$

Table 3. Descriptions and ratings for the parameter J_r .

3. JOINT ROUGHNESS NUMBER (J_r)	
(a) Rock wall contact and 10 cm shear	
A. Discontinuous joints	4
B. Rough or irregular, undulating	3
C. Smooth, undulating	2
D. Slickensided, undulating	1.5
E. Rough or irregular, planar	1.5
F. Smooth, planar	1.0
G. Slickensided, planar	0.5

Note: (i) Descriptions refer to small scale features and intermediate scale features, in that order.

(c) No rock wall contact when sheared

H. Zone containing clay minerals thick enough to prevent rock wall contact	1.0
J. Sandy, gravelly or crushed zone thick enough to prevent rock wall contact	1.0

Note: (ii) Add 1.0 if the mean spacing of the relevant joint set is greater than 3 m.

(iii) $J_r = 0.5$ can be used for planar slickensided joints having lineations, provided the lineations are orientated for minimum strength.

Table 4. Descriptions and ratings for the parameter J_w .

4. JOINT ALTERATION NUMBER (J_w)		(ϕ_r)
(a) Rock wall contact		
A. Tightly healed, hard, non-softening, impermeable filling i.e. quartz or epidote	0.75	(-)
B. Unaltered joint walls; surface staining only	1.0	(25-35°)
C. Slightly altered joint walls. Non-softening mineral coatings, sandy particles, clay-free disintegrated rock etc.	2.0	(25-30°)
D. Silty, or sandy-clay coatings, small clay fraction (non-soft.)	3.0	(20-25°)
E. Softening or low friction clay mineral coatings; i.e. kaolinite or mica. Also chlorite, talc, gypsum, graphite etc., and small quantities of swelling clays.	4.0	(8-16°)
(b) Rock wall contact before 10 cm shear		
F. Sandy particles, clay-free disintegrated rock etc.	4.0	(25-30°)
G. Strongly over-consolidated non-softening clay mineral fillings (continuous, but <5 mm thickness)	6.0	(16-24°)
H. Medium or low over-consolidation, softening, clay mineral fillings (continuous but <5 mm thickness)	8.0	(12-16°)
J. Swelling-clay fillings, i.e. montmorillonite (continuous, but <5 mm thickness). Value of J_w depends on percent of swelling clay-size particles, and access to water etc.	8-12	(6-12°)
(c) No rock wall contact when sheared		
K. Zones or bands of disintegrated or crushed rock and clay (see M, G, H, J for description of clay condition)	6, 8, or 8-12	(6-24°)
N. Zones or bands of silty- or sandy-clay, small clay fraction (non-softening)	5.0	(-)
O. Thick, continuous zones or		
P. bands of clay (see G, H, J for 10, 13,		
R. description of clay condition) or	13-20	(6-24°)

Table 5. Descriptions and ratings for the parameter J_w .

5. JOINT WATER REDUCTION FACTOR (J_w)		Approx. water pres. (kg/cm ²)
A. Dry excavations or minor inflow, i.e. <5 l/min. locally	1.0	<1
B. Medium inflow or pressure, occasional outwash of joint fillings	0.66	1-2.5
C. Large inflow or high pressure in competent rock with unfilled joints	0.5	2.5-10
D. Large inflow or high pressure, considerable outwash of joint fillings	0.33	2.5-10
E. Exceptionally high inflow or water pressure at blasting, decaying with time	0.2-0.1	>10

F. Exceptionally high inflow or water pressure continuing without noticeable decay 0.1-0.05 >10

Note: (i) Factors C to F are crude estimates. Increase J_w if drainage measures are installed.

(ii) Special problems caused by ice formation are not considered.

(c) Squeezing rock plastic flow of incompetent rock under the influence of high rock pressure (SRF)

M. Mild squeezing rock pressure 5-10

O. Heavy squeezing rock pressure 10-20

(d) Swelling rock chemical swelling activity depending on presence of water

P. Mild swelling rock pressure 5-10

R. Heavy swelling rock pressure 10-15

Table 6. Description and ratings for parameter SRF

6. STRESS REDUCTION FACTOR

(a) Weakness zones intersecting excavation, which may cause loosening of rock mass when tunnel is excavated. (SRF)

A. Multiple occurrences of weakness zones containing clay or chemically disintegrated rock, very loose surrounding rock (any depth) 10

B. Single weakness zones containing clay or chemically disintegrated rock (depth of excavation ≤ 50 m) 5

C. Single weakness zones containing clay or chemically disintegrated rock (depth of excavation > 50 m) 2.5

D. Multiple shear zones in competent rock (clay-free), loose surrounding rock (any depth) 7.5

E. Single shear zones in competent rock (clay-free) (depth of excavation ≤ 50 m) 5.0

F. Single shear zones in competent rock (clay-free) (depth of excavation > 50 m) 2.5

G. Loose open joints, heavily jointed or "sugar cube" etc. (any depth) 5.0

Note: (i) Reduce these values of SRF by 25-50% if the relevant shear zones only influence but do not intersect the excavation.

(b) Competent rock, rock stress problems (SRF)

	σ_c/σ_1	σ_t/σ_1	(SRF)
H. Low stress, near surface	> 200	> 13	2.5
J. Medium stress	200-10	13-0.66	1.0
K. High stress, very tight structure (usually favourable to stability, may be unfavourable for wall stability)	10-5	0.66-0.33	0.5-2
L. Mild rock burst (massive rock)	5-2.5	0.33-0.16	5-10
M. Heavy rock burst (massive rock)	< 2.5	< 0.16	10-20

Note: (ii) For strongly anisotropic virgin stress field (if measured): when $5 \leq \sigma_2/\sigma_1 \leq 10$, reduce σ_c and σ_t to $0.8 \sigma_c$ and $0.8 \sigma_t$. When $\sigma_2/\sigma_1 > 10$, reduce σ_c and σ_t to $0.6 \sigma_c$ and $0.6 \sigma_t$, where: σ_c = unconfined compression strength, and σ_t = tensile strength (point load) and σ_1 and σ_3 are the major and minor principal stresses.

(iii) Few case records available where depth of crown below surface is less than span width. Suggest SRF increase from 2.5 to 5 for such cases (see H).

ADDITIONAL NOTES ON THE USE OF TABLES 1 TO 6:

When making estimates of the rock mass quality (Q) the following guidelines should be followed, in addition to the notes listed in Tables 1 to 6:

1. When borecore is unavailable, RQD can be estimated from the number of joints per unit volume, in which the number of joints per metre for each joint set are added. A simple relation can be used to convert this number to RQD for the case of clay-free rock masses (Palmstrom, 1975):

$$RQD = 115 - 3.3 J_v \text{ (approx.)}$$

where

$$J_v = \text{total number of joints per m}^3 \text{ (RQD = 100 for } J_v < 4.5)$$

2. The parameter J_n representing the number of joint sets will often be affected by foliation, schistosity, slaty cleavage or bedding etc. If strongly developed these parallel "joints" should obviously be counted as an complete joint set. However, if there are few "joints" visible, or only occasional breaks in bore core due to these features, then it will be more appropriate to count them as "random joints" when evaluating J_n in Table 2.

3. The parameters J_s and J_c (representing shear strength) should be relevant to the weakest significant joint set or clay-filled discontinuity in the given zone. However, if the joint set or discontinuity with the minimum value of (J_s/J_c) is favourably oriented for stability, then a second, less favourably orientated joint set or discontinuity may sometimes be of more significance, and its higher value of J_s/J_c should be used when evaluating Q from equation 1. The value of (J_s/J_c) should in fact relate to the surface most likely to allow failure to initiate.

4. When a rock mass contains clay, the factor SRF appropriate to loosening loads should be evaluated (Table 6a). In such cases the strength of the intact rock is of little interest. However, when jointing is minimal and clay is completely absent the strength of the intact rock may become the weakest link, and the stability will then depend on the ratio rock-stress/rock-strength (Table 6b). A strongly anisotropic stress field is unfavourable for stability and is roughly accounted for as in Note (ii), Table 6b.

5. The compressive and tensile strengths (σ_c and σ_t) of the intact rock should be evaluated in the saturated condition if this is appropriate to present or future in situ conditions. A very conservative estimate of strength should be made for those rocks that deteriorate when exposed to moist or saturated conditions.

THE GEOMECHANICS CLASSIFICATION IN ROCK ENGINEERING APPLICATIONS

Classification géomécanique et son application pour l'ingénieur des roches
Geomechanische Gebirgsklassifizierung und ihre Anwendung in Felsbau

PROFESSOR Z. T. BIENIAWSKI, DSc(Eng)
Professor of Mineral Engineering
The Pennsylvania State University
University Park, PA 16802, USA

140

SUMMARY:

The Geomechanics Classification of rock masses was proposed in 1973 and has since been applied to such varied rock engineering projects as tunnels, caverns, slopes and foundations in civil engineering and to haulages and chambers in mining. The classification is based on six parameters: the uniaxial compressive strength of the rock material, drill core quality RQD, spacing, orientation and condition of discontinuities and groundwater conditions. Importance ratings are allocated to each parameter and total rock mass ratings (RMR) for five rock mass classes are specified. This paper summarizes the experience gained with this classification in the past five years.

RESUME:

La Classification Géomécanique, une classification pour l'ingénieur des masses de roches fracturées, a été proposée en 1973 et a été appliquée en ingénierie civile et minière. Elle dépend de six paramètres: la résistance à la qualité des carottes de sondage obtenues (valeur RQD), espacement, orientation et état des fissures, et la venue d'eau souterraine. On définit des valeurs relatives pour chaque paramètre et des valeurs totales pour la masse rocheuse (RMR). Cette communication pourvoit un résumé de l'expérience avec cette classification pendant les derniers cinq ans.

ZUSAMMENFASSUNG:

Die Geomechanische Gebirgsklassifizierung, eine für den Ingenieur bestimmte Klassifizierung für klüftiges Gebirge wird vorgeschlagen in 1973 und in Bauingenieurwesen und Bergbau angewendet wird. Sie gründet sich auf sechs Parameter: die einachsige Gesteindruckfestigkeit, die Qualität der gewonnenen Bohrkern (RQD - Wert), den Kluffabstand, die Kluffstellung und den Zustand der Klüfte, sowie auf den Grundwasserzufluss. Jeder Parameter wird nach seiner relativen Wichtigkeit bewertet und die Gesamtbewertung des Gebirges (RMR) wird definiert. Dieser Aufsatz zusammenfasst die Erfahrung mit dieser Klassifizierung während die vergangene fünf Jahre.

1. INTRODUCTION

Engineering classifications of rock masses are acknowledged today as a necessary adjunct for assessing rock mass conditions for engineering purposes. This subject has received considerable attention following the pioneering work by Terzaghi (1946), Lauffer (1958) and Deere (1964). More recently, three classification systems have been extensively employed particularly in the field of tunneling. These were: the RSR Concept by Wickham et al. (1972), the Geomechanics Classification by Bieniawski (1973) and the Q-System by Barton et al. (1974). A number of comparative studies have been conducted aiming at assessing these classification systems from the point of view of the ease of application, the accuracy of prediction and any possible correlation. Boughton, 1975, Bieniawski, 1976, Barton, 1976 and Rutledge, 1978. In a study by the author (1976), a total of 111 case histories were analyzed involving tunnels and chambers in North America, Europe, South Africa and Australia and the following relationship was derived:

$$RMR = 9 \log_2 Q + 44 \quad (1)$$

where RMR is the rock mass rating from the Geomechanics Classification and Q is the rock mass quality from the Q-System.

Recently, Rutledge (1978) correlated three classification systems on the basis of his tunneling experience in New Zealand. He derived the following relationships:

$$RMR = 13.5 \log_2 Q + 43 \quad (2)$$

$$RSR = 0.77 RMR + 12.4 \quad (3)$$

$$RSR = 13.3 \log_2 Q + 46.5 \quad (4)$$

where RSR is the Rock Structure Rating after Wickham et al., 1972.

2. RECENT DEVELOPMENTS

Notable developments in the last few years concerning rock mass classifications fall under seven items:

2.1 Extension of Applications

Although the main applications of rock mass classifications have traditionally been in tunneling, the Geomechanics Classification is an exception having been also applied to other projects and not only to tunnels

and chambers. This included rock slopes (Steffen, 1976; K. W. John, 1978), dam foundations (Bieniawski and Orr, 1976), foundation bearing capacities (Newton, 1975), ground rippability (Wenver, 1975) as well as mining applications: caveability of ore (Laubscher, 1976) and haulage stability (Ferguson, 1977). Most recently, the Geomechanics Classification is being applied by the author to assess mine roof stability in a number of coal mines in the USA.

2.2 Use of borehole data

A trend has emerged to select engineering geological parameters on the basis of borehole data alone which would be sufficient for rock mass classification purposes without the need for tests in adits or pilot tunnels. As a result of the availability of more advanced coring techniques such as directional drilling and oriented core sampling as well as both borehole and core logging procedures, rock mass classifications can be conducted on the basis of core data alone.

2.3 Special rock conditions

The situations involving poor rock conditions such as swelling and squeezing rock can now be handled by both the Geomechanics Classification and the Q-System. In the case of the former, Olivier (1977) has presented a rock durability system for use in conjunction with the Geomechanics Classification.

2.4 Monitoring during construction

Although some classification systems tend to rely exclusively on the accumulated case study experience, it is more appropriate to back support prediction based on rock mass classifications with a monitoring program during construction. The New Austrian Tunneling Method is a success story of the benefits that can be derived by combining rock classifications with monitoring.

2.5 Elimination of two-tier support for tunnels

The traditional concepts of primary (temporary) and secondary (permanent) support for rock tunnels are losing their meaning as the modern tendency is toward a single support system, that is rock reinforcement, necessary to maintain tunnel stability for the life of the project. This raises the question as to the need for massive concrete linings which are featured on some tunneling projects.

2.6 Use of analytical procedures

The analytical techniques in the field of rock mechanics have experienced a tremendous growth and although analytical design cannot as yet replace empirical and observational designs (mainly due to the difficulty in providing reliable input data for the mathematical models), the value of the analytical techniques should not be overlooked. Progress can only be maintained if empirical approaches are backed by analytical studies.

2.7 Contractual aspects

While the project contracts in Austria, Germany and Switzerland have featured rock mass classifications as the basis of payment for many years, this matter is now receiving attention in a number of countries outside Europe.

3. THE GEOMECHANICS CLASSIFICATION

The main purpose of this paper is to demonstrate some rock engineering applications of the Geomechanics Classification in the last five years. The classification procedures are first summarized for the convenience of users.

3.1 Classification procedure

The Geomechanics Classification is presented in Table 1. In Section A five parameters are grouped into five ranges of values. Since the various parameters are not equally important for the overall classification of a rock mass, importance ratings are allocated to the different value ranges of the parameters, a higher rating indicating better rock mass conditions.

To apply the Geomechanics Classification, the rock mass is divided into a number of structural regions such that certain features are more or less uniform within each region. Although rock masses are

discontinuous in nature, they may, nevertheless, be uniform in regions when, for example, the type of rock or the joint spacings are the same throughout the region. In most cases, the boundaries of structural regions will coincide with major geological features such as faults, dykes, shear zones, etc.

After the structural regions have been identified the classification parameters for each structural region are determined from measurements in the field and entered onto the input data sheet given in the Appendix. Then, the importance ratings are assigned to each parameter according to Table 1, Section A. In this respect, the average conditions are evaluated. Furthermore, it should be noted that the importance ratings given for discontinuity spacings apply to rock masses having three sets of discontinuities. Thus when only two sets of discontinuities are present a conservative assessment is obtained.

Once the importance ratings of the classification parameters are established, the ratings for the five parameters listed in Section A of Table 1 are summed to yield the basic rock mass rating for the structural region under consideration.

The next step is to include the influence of strike and dip of discontinuities by adjusting the basic rock mass rating according to Section B of Table 1. This step is treated separately because the influence of discontinuity orientations depends upon the engineering applications, e.g. tunnel, slope or foundation. It will be noted that the "value" of the parameter "discontinuity orientation" is not given in quantitative terms but by qualitative descriptions such as "favorable". To facilitate a decision whether strike and dip orientations are favorable or not in tunneling, reference should be made to Table 2. For slopes and foundations, the reader is referred to a paper by Bieniawski and Orr, 1975. In the case of civil engineering projects an adjustment for discontinuity orientations will suffice. For mining applications, other adjustments may be called for, such as the stress at depth or a change in stress, and these were discussed by Laubscher, 1976.

After the adjustment for discontinuity orientations, the rock mass is classified according to Section C of Table 1 which groups the final (adjusted) rock mass ratings (RMR) into five rock mass classes. Note that the rock mass classes are in groups of twenty ratings each. Next, Section D of Table 1 gives the practical meaning of each rock mass class by relating it to specific engineering problems. In the case of tunnels and chambers, the output from the Geomechanics Classification is the stand-up time of an unsupported rock span for a given rock mass rating as shown in Figure 1. Longer stand-up time can be achieved by selecting rock reinforcement measures in accordance with Table 3. They depend on such factors as the depth below surface (in-situ stress), tunnel size and shape and the method of excavation.

It should be noted that Table 1 gives slightly different ranges of the classification parameters than those previously published, Bieniawski, 1976. The reason is that the ranges in Table 1 follow the latest recommendations of the International Society of Rock Mechanics (ISRM) Commission on Standardization and Classification. The interested reader is referred to an ISRM document entitled: "Suggested Methods for Quantitative Description of Discontinuities in Rock Masses", Committee on Field Tests, 1976.

Since the ranges are slightly different, the ratings of the classification parameters are accordingly slightly modified.

4. APPLICATIONS

In the past five years the Geomechanics Classification found its applications in various types of engineering projects such as tunnels, slopes, foundations and mines.

4.1 Applications to tunneling

In the field of tunneling, the classification was applied to highway, railroad and water conveyance tunnels as well as to underground caverns for hydro-electric schemes. In total, 49 case histories were compiled which served as the basis for preparing the span versus stand-up time diagram given in Figure 1.

Table 1.

GEOMECHANICS CLASSIFICATION OF JOINTED ROCK MASSES

A. CLASSIFICATION PARAMETERS AND THEIR RATINGS

Parameter	Description	RANGES OF VALUES				
		10 MPa	5-10 MPa	2-4 MPa	1-2 MPa	For this test only - uniaxial compression test is preferred
1	Strength of intact rock	10 MPa	5-10 MPa	2-4 MPa	1-2 MPa	5-25 MPa
	Rating	13	12	7	6	2, 3, 4
2	Unit core quality RQD	90% - 100%	75% - 90%	50% - 75%	25% - 50%	25%
	Rating	20	17	13	8	3
3	Spacing of discontinuities	> 2 m	1.5 - 2 m	200 - 800 mm	10 - 150 mm	50 mm
	Rating	20	15	10	5	1
4	Condition of discontinuity surface	Very rough surfaces that contribute to interlock. Unweathered wall rock	Slightly rough surfaces. Separation < 1 mm. Slightly weathered wall rock	Slightly rough surfaces. Separation < 1 mm. Highly weathered wall rock	OR - Smooth surfaces. OR - Separation < 5 mm thick. OR - Separation 1-5 mm. OR - Unweathered	For rough surfaces: OR - Rough < 5 mm thick. OR - Separation > 5 mm. OR - Corrosive
	Rating	30	25	20	10	2
5	Groundwater	Water per 10 m tunnel length	None	10 litres/min	1-25 litres/min	25 - 100 litres/min
		OR -	0	0.1-0.1	0.1-0.2	0.2-0.5
		OR -	OR -	OR -	OR -	OR -
		OR -	OR -	OR -	OR -	OR -
Rating	10	10	10	10	10	

B. RATING ADJUSTMENT FOR JOINT ORIENTATIONS

Strike and dip orientations of joints	Very unfavourable	Favourable	Fair	Unfavourable	Very unfavourable
	Tunnels	0	-2	-4	-10
Foundations	0	-2	-7	-18	-25
Shells	0	-4	-25	-45	-55

C. ROCK MASS CLASSES DETERMINED FROM TOTAL RATINGS

Rating	100-81	80-61	60-41	40-21	< 20
Class no.	I	II	III	IV	V
Description	Very good rock	Good rock	Fair rock	Poor rock	Very poor rock

D. MEANING OF ROCK MASS CLASSES

Class no.	I	II	III	IV	V
Average stand-up time	10 years for 15 m span	8 months for 8 m span	1 year for 5 m span	10 hours for 2.5 m span	20 minutes for 1 m span
Cohesion of the rock mass	> 10 MPa	3.0 - 10 MPa	2.0 - 3.0 MPa	1.0 - 2.0 MPa	< 1.0 MPa
Friction angle of the rock mass	> 35°	25° - 35°	20° - 30°	15° - 25°	10°

Table 2.

The Effect of Discontinuity Strike and Dip Orientations in Tunneling.

Strike perpendicular to tunnel axis				Strike parallel to tunnel axis		Dip 0° - 20° irrespective of strike
Drive with dip		Drive against dip		Dip 45°-90°		
Dip 45°-90°	Dip 20°-45°	Dip 45°-90°	Dip 20°-45°	Dip 45°-90°	Dip 20°-45°	
Very favourable	Favourable	Fair	Unfavourable	Very unfavourable	Fair	Unfavourable

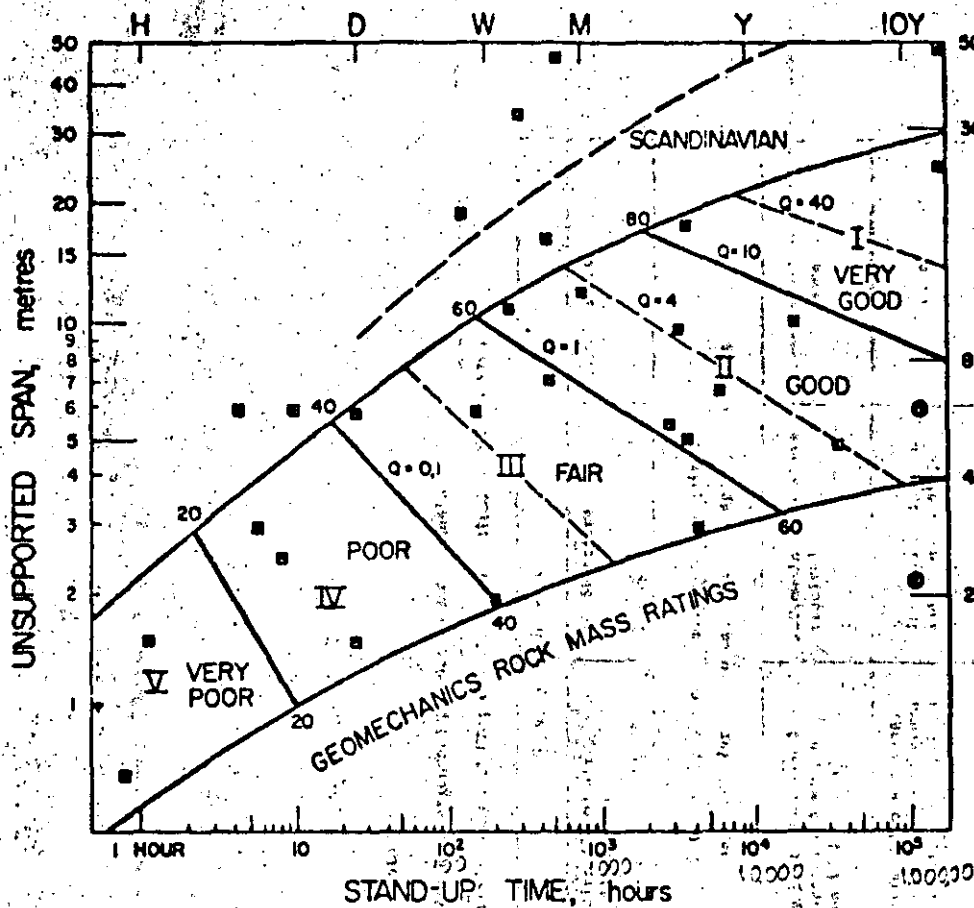


Figure 1. Geomechanics Classification of rock-masses: output for tunneling. Plotted points represent case histories studied.

One railroad tunnel (5.5m diameter and 3.8km long) involved a year long tunnel monitoring program featuring sixteen measuring stations, the data from which was interpreted in conjunction with the Geomechanics Classification as recorded during construction (Bieniawski and Maschek, 1975). The classification ratings were correlated with such data as the amount of rock movement, the rate of face advance and the support used. In addition, as this tunnel was characterized by highly variable conditions - from very poor rock to very good rock - rock support requirements were estimated, for comparison purposes, by nine different classification systems (Bieniawski, 1976).

Another project involved the longest continuous tunnel in the world, a water conveyance tunnel 82km long and 6m diameter. The Geomechanics Classification was extensively applied and a doctoral dissertation reports the findings (Olivier, 1977).

Applications to large underground caverns for hydro-electric schemes were particularly useful because a range of unsupported spans could be studied thus providing information on the influence of tunnel size on the stability of the surrounding rock mass (Bieniawski, 1978).

4.2 Applications to rock slopes

The Geomechanics Classification was applied to rock slopes by Steffen, 1976, in South Africa and K. W. John, 1978, in Germany.

It should be noted that the Geomechanics Classification provides, as an output, the cohesion and friction data for the five rock mass classes. Steffen, 1976

classified 35 slopes, of which 20 had failed, using the Geomechanics Classification and based on the average values of cohesion and friction so obtained, he calculated the factors of safety using the design charts given by Hoek and Bray, 1977. The results were plotted in the form of a histogram showing the frequency of occurrence versus the factor of safety. A definite statistical trend was found. However, caution should be exercised when applying this classification to rock slopes since more case histories need to be analysed. Research in this respect is currently conducted by K. W. John in Germany.

4.3 Applications to rock foundations

For the design of rock foundations, knowledge of the modulus of deformability of rock masses is of prime importance. The Geomechanics Classification was found a useful method for estimating in situ deformability of rock masses (Bieniawski, 1978). This is demonstrated in Figure 2 and, as will be seen, the following correlation was obtained:

$$E_m = 2 \times RMR - 100 \quad (5)$$

where E_m is the in situ modulus of deformation in GPa and RMR is the rock mass rating from the Geomechanics Classification.

The above correlation was derived on the basis of 22 case histories involving wide range of in situ tests conducted in various parts of the world. The accuracy of the modulus prediction by the Geomechanics Classification is within 20% which is quite acceptable for rock engineering purposes.

On one major project (Bieniawski, 1978), the

IN SITU MODULUS OF DEFORMATION, E_m

Figure 2. Correlation between Geomechanics Rock Mass Rating and In Situ Modulus of Deformation, E_m

IN SITU MODULUS OF DEFORMATION, E_m

Figure 3. Comparison of in situ modulus of deformation, E_m, from plate load tests and Geomechanics Rock Mass Rating

IN SITU MODULUS OF DEFORMATION, E_M

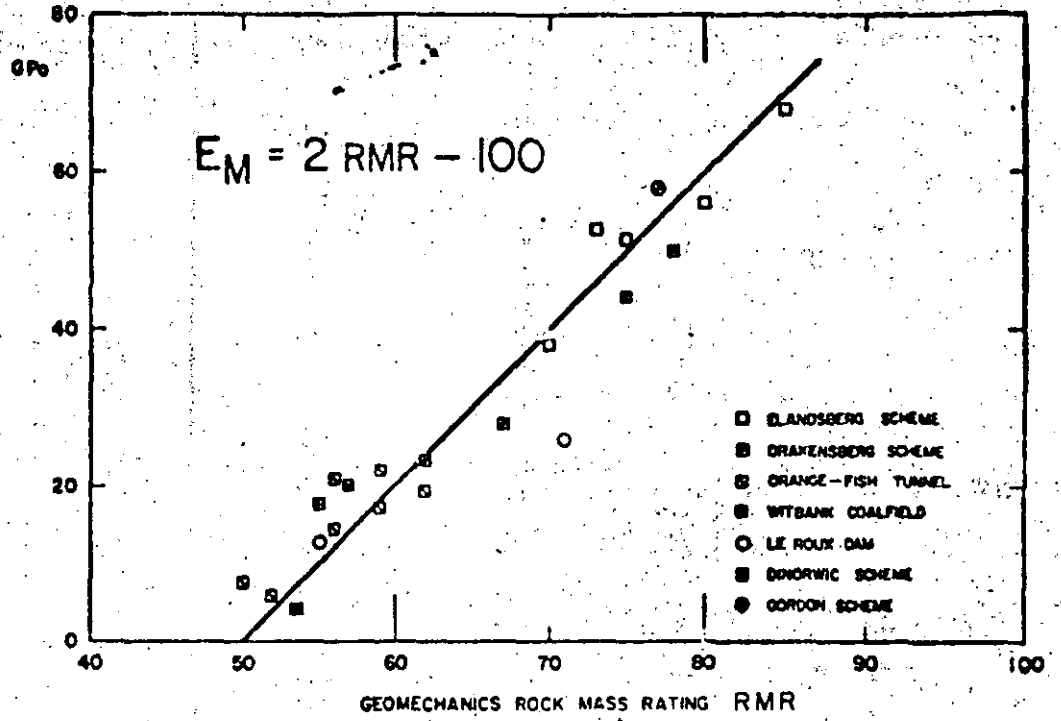


Figure 2. Correlation between the in situ modulus of deformation and the Geomechanics Classification rock mass rating (RMR) - Bieniawski, 1978.

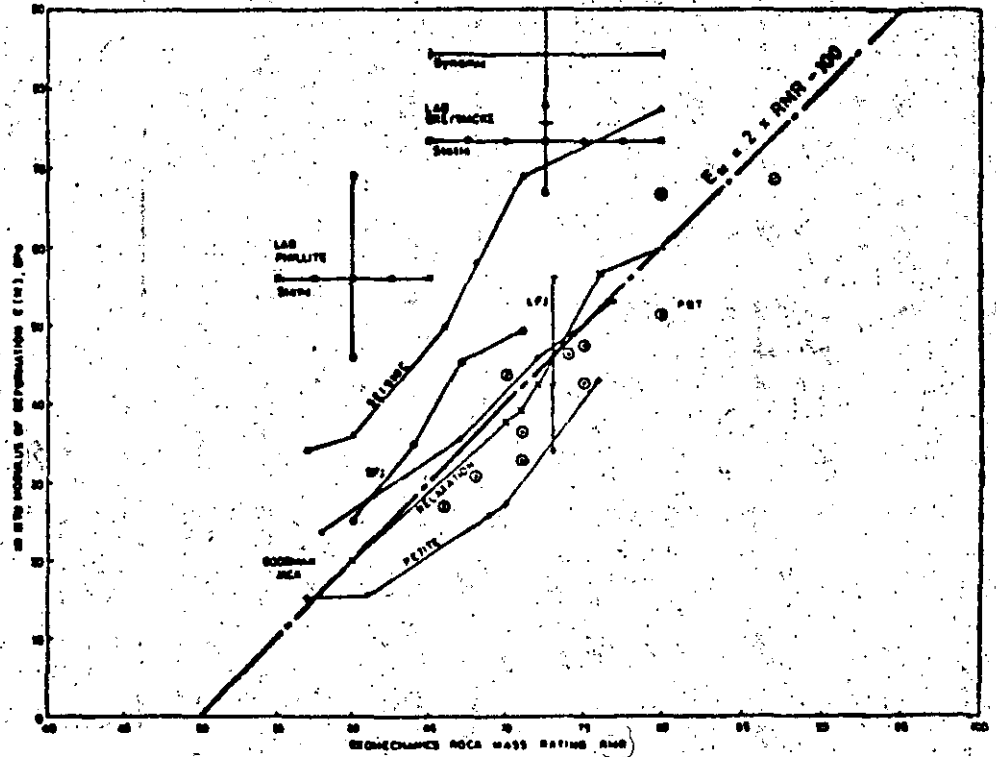


Figure 3. Comparison of in situ deformability data obtained by different test methods (Bieniawski, 1978): PBT - plate bearing tests; LFB - large flat jacks; SFJ - small flat jacks; Goodman Jack - borehole jacking tests; Relaxation - tunnel relaxation convergence measurements; Petita - 'petite sismique' shear waves technique; seismic - seismic modulus.

failed, using the on the average tained, he calcula- sign charts given here plotted in frequency of occur- definite statisti- n should be exer- on to rock slopes analyzed. Research d. by K. W. John in

ns, knowledge of masses is of prime. 'fication was found deformability of is demonstrated following correla-

(5) eformation is GPa the Geomechanics

ed on the basis of ge of in situ tests rld. The accuracy echanics Classifi- acceptable for

il, 1978), the

classification was employed as a basis of comparison of the Q -value of deformation results obtained by the different in situ test methods. These results are listed in Figure 1.

Applications in mining

Lambert, 1974 has applied the Geomechanics Classification to mining applications to assess feasibility of use while a recent dissertation by Ferguson, 1978 extended this classification to mining tunnels and haul-ways. Both were extensive studies involving over 50km of tunnels and borehole cores classified during three years. Since mining is a dynamic process, additional adjustments to the classification parameters were introduced involving field and induced stresses, changes in stress and weatherability of rock.

Recently, the Geomechanics Classification is being applied by the author, for assessing mine roof stability in a number of coal mines in the USA, Bieniawski and Stefanek, 1979.

3. CONCLUSION

The Geomechanics Classification has established itself as a useful and versatile technique for assessing rock mass conditions on engineering projects. Its application during the last five years demonstrated its reliability and ease of use. It is believed that greater effort should be made to apply this classification system in the field of mining.

REFERENCES

- BARTON, N., LIEN, R. and LUNDE, J. Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. *Rock Mechanics*, vol. 6, no. 4, 1974, pp. 189-236.
- BARTON, N. Recent experiences with the Q -System of tunnel support. *Proc. Symp. Explor. Rock Engng.* Johannesburg, A. A. Balkema, vol. 1, 1976, pp. 107-117.
- BIENIAWSKI, Z. T. Engineering classification of jointed rock masses. *Trans. S. Afr. Instn. Civ. Engrs.* vol. 15, no. 12, 1971, pp. 335-344.
- BIENIAWSKI, Z. T. Rock mass classifications in rock engineering. *Proc. Symp. Exploration for Rock Engng.* Johannesburg, A. A. Balkema, vol. 1, 1976, pp. 97-106.
- BIENIAWSKI, Z. T. Determining rock mass deformability: experience from case histories. *Int. J. Rock Mech. & Min. Sci.*, vol. 15, 1978, in press.
- BIENIAWSKI, Z. T. A critical assessment of selected in situ tests for rock mass deformability and stress measurements. *Proc. 19th US Symp. Rock Mechanics*, University of Nevada, Reno, 1978, pp. 523-535.
- BIENIAWSKI, Z. T. and MASCEK, R. K. A. Monitoring the behavior of rock tunnels during construction. *Civ. Engr. S. Afr.* vol. 17, no. 10, October 1975, pp. 255-264.
- BIENIAWSKI, Z. T. and ORR, C. M. Rapid site appraisal for dam foundations by the Geomechanics Classification, *Proc. 13th Congress on Large Dams*, ICOLD, Mexico City, 1976, pp. 483-501.
- BIENIAWSKI, Z. T. and STEFANKO, R. A design approach to room and pillar coal mining. *Proc. 20th US Symp. Rock Mechanics*, Austin, Texas, June 1979, in press.
- BYERS, D. U. Technical description of rock cores for engineering purposes. *Rock Mech. Engng. Geol.*, vol. 1, no. 1, 1964, pp. 17-22.
- FERGUSON, C. A. The design of support systems for excavations in asbestos mines. University of Rhodesia, M.Sc. thesis, Salisbury, 1977.
- HOEK, E. and BRAY, J. W. *Rock slope engineering*. Institution of Mining and Metallurgy, London, 1977, pp. 226-237.
- HOUGHTON, D. A. The assessment of rock masses and the role of rock quality indices in engineering geology with reference to tunneling in hard rock. M.Sc. Dissertation - Imperial College, London, 1975, 122 p.
- ISRM. Suggested methods for quantitative description of discontinuities in rock. *Committee on Field Tests*, 1978.
- JOHN, K. W. Personal communication, 1978.
- LAUBSCHER, D. H. Class distinction in rock masses. *Coal, Gold and Base Minerals of S. Afr.*, vol. 23, no. 6, August 1975, pp. 37-50.
- LAUFFER, H. Gebirgsklassifizierung für den Stollenbau. *Geologie und Bauwesen*, vol. 24, 1958, pp. 46-51.
- NEWTON, J. Allowable bearing pressure estimation in rock masses for preliminary foundation design purposes. Natal Provincial Administration Roads Department, Ref. 2/1804, June 1975.
- OLIVIER, H. J. Importance of rock durability in the engineering classification of Karoo rock masses for tunneling. *Explor. Rock Engng. Symposium*, Johannesburg, 1976, vol. 1, pp. 137-144.
- OLIVIER, H. T. Engineering geological aspects of the Orange-Fish Tunnel. University of the Orange Free State, Ph.D. thesis, Bloemfontein, 1976.
- RUTLEDGE, T. C. and PRESTON, R. L. New Zealand experience with engineering classifications of rock for the prediction of tunnel support. *Proc. Int. Tunnel Symposium*, Tokyo, 1978, pp. A3-1-7.
- STEFFEN, D. E. W. Research and development needs in data collection for rock engineering. *Proc. Symp. Explor. for Rock Engng.* Johannesburg, A. A. Balkema, vol. 2, pp. 93-104.
- TERZAGHI, K. *Rock defects and loads on tunnel supports*. *Rock tunneling with Steel Supports*, eds. Proctor, R. V. and White, T., Commercial Shearing Co., Youngstown, 1946, pp. 15-99.
- WEAVER, J. Geological factors significant in the assessment of rippability. *Civ. Engr. S. Afr.* vol. 17, no. 12, December 1975, pp. 313-316.
- WICKHAM, G. E., TIEDMANN, H. R. and SKINNER, E. H. Ground support prediction model (RSR concept). *Proc. 2nd Rapid Excavation & Tunneling Conference*, AIME, New York, 1974, pp. 691-707.

Table-3.

Geomechanics Classification Guide for Excavation and Support in Rock Tunnels.

SHAPE: HORSESHOE; WIDTH: 10 m; VERTICAL STRESS: BELOW 25 MPa; CONSTRUCTION: DRILLING AND BLASTING

Rock mass class	Excavation	Support		
		Rockbolts (20 mm dia., fully bonded)	Shotcrete	Steel sets
Very good rock I RMR: 81-100	Full face. 3 m advance	Generally no support required except for occasional spot bolting		
Good rock II RMR: 61-80	Full face. 1.0-1.5 m advance Complete support 20 m from face.	Locally bolts in crown 3 m long, spaced 2.5 m with occasional wire mesh.	50 mm in crown where required.	None
Fair rock III RMR: 41-60	Top heading and bench 1.5 - 3 m advance in top heading. Commence support after each blast. Complete support 10 m from face.	Systematic bolts 4 m long, spaced 1.5 m - 2 m in crown and walls with wire mesh in crown.	50 - 100 mm in crown and 30 mm in sides.	None
Poor rock IV RMR: 21-40	Top heading and bench 1.0 - 1.5 m advance in top heading. Install support concurrently with excavation-10 m from face.	Systematic bolts 4 - 5 m long, spaced 1 - 1.5 m in crown and walls with wire mesh.	100 - 150 mm in crown and 100 mm in sides.	Light to medium ribs spaced 1.5 m where required.
Very poor rock V RMR: <20	Multiple drifts. 0.5 - 1.5 m advance in top heading. Install support concurrently with excavation. Shotcrete as soon as possible after blasting.	Systematic bolts 5 - 6 m long, spaced 1 - 1.5 m in crown and walls with wire mesh. Bolt invert.	150 - 200 mm in crown, 150 mm in sides and 50 mm on face.	Medium to heavy ribs spaced 0.75 m with steel lagging and fore-piling if required. Close lagging.

APPENDIX

INPUT DATA FORM : GEOMECHANICS CLASSIFICATION OF JOINTED ROCK MASSES (REVISED)

Name of project:
 Site of survey:
 Conducted by:
 Date:

STRUCTURAL REGION	ROCK TYPE AND ORIGIN		
DRILL CORE QUALITY R Q D	WALL ROCK OF DISCONTINUITIES		
Excellent quality 80 - 100%	Unweathered		
Good quality 75 - 80%	Slightly weathered		
Fair quality 50 - 75%	Moderately weathered		
Poor quality 25 - 50%	Highly weathered		
Very poor quality < 25%	Completely weathered		
R Q D : Rock Quality Designation	Residual soil		
GROUND WATER	STRENGTH OF INTACT ROCK MATERIAL		
IN FLOW per 10 m of tunnel length or WATER PRESSURE	Designation	Uniaxial compressive strength, MPa	Point-load strength index, MPa
or	Very high	Over 250	> 10
WATER PRESSURE	High	100 - 250	4-10
or	Medium high	50 - 100	2-4
GENERAL CONDITIONS (completely dry, damp wet, dripping, or flowing under low/medium or high pressure)	Moderate	25 - 50	1-2
	Low	5 - 25	< 1
	Very low	1 - 5	< 0.5
SPACING OF DISCONTINUITIES			
	Set 1	Set 2	Set 3
Very wide	Over 2 m		
Wide	0.5 - 2 m		
Medium	200 - 800 mm		
Close	60 - 200 mm		
Very close	< 60 mm		
STRIKE AND DIP ORIENTATIONS			
Set 1	Strike (average)	from to	Dip (angle) (direction)
Set 2	Strike	from to	Dip (angle) (direction)
Set 3	Strike	from to	Dip (angle) (direction)
Set 4	Strike	from to	Dip (angle) (direction)

NOTE: Refer all directions to magnetic north.

CONDITION OF DISCONTINUITIES				
PERSISTENCE (CONTINUITY):	Set 1	Set 2	Set 3	Set 4
Very low:	< 1 m			
Low:	1 - 3 m			
Medium:	3 - 10 m			
High:	10 - 20 m			
Very high:	> 20 m			
SEPARATION (APERTURE)				
Very tight joints:	< 0.1 mm			
Tight joints:	0.1 - 0.5 mm			
Moderately open joints:	0.5 - 2.5 mm			
Open joints:	2.5 - 10 mm			
Very wide aperture:	> 10 mm			
ROUGHNESS (state also if surfaces are stepped, undulating or planar)				
Very rough surfaces:				
Rough surfaces:				
Slightly rough surfaces:				
Smooth surfaces:				
Stepped surfaces:				
FILLING (GOUGE)				
Type:				
Thickness:				
Uniaxial compressive strength, MPa:				
Seepage:				
MAJOR FAULTS OR FOLDS				
Describe major faults and folds specifying their locality, nature and orientations.				
GENERAL REMARKS AND ADDITIONAL DATA				
NOTE: (1) For definitions and methods consult ISRM documents. Qualitative description of discontinuities in rock masses. (2) The data on this form constitute the minimum required for engineering design. The geologist should, however, supply any further information which he considers relevant.				

CAPITULO 2. MECANICA BASICA DE LA FALLA DE TALUDES

La estabilidad de los taludes según la mecánica del medio continuo

Algo que frecuentemente surge en las discusiones sobre estabilidad de taludes es hasta qué altura y qué tan escarpado puede recortarse un talud. Un enfoque de este problema, adoptado por varios investigadores (11-15), es suponer que la masa rocosa se comporta como un medio elástico continuo. El éxito obtenido con la aplicación práctica de técnicas tales como el análisis fotoelástico de esfuerzos o los métodos de elementos finitos para el diseño de excavaciones subterráneas tentó a muchos investigadores a aplicar las mismas técnicas a los taludes. Desde el punto de vista de investigación, los resultados fueron sumamente interesantes; pero para la ingeniería práctica de taludes en la roca su utilidad ha sido limitada. Esto se debe a que nuestros conoci

mientos de las propiedades mecánicas de las masas rocosas son tan inadecuados que la selección de las características de los materiales para el análisis, se torna mera cuestión de tanteo. Por ejemplo, si se intentara calcular la altura límite de un talud en una caliza muy blanda con base en su resistencia intacta, se obtiene un valor que excede de 3,500 pies (16). Resulta claro que esa altura tiene escasa relación con la realidad y entonces habrá que reducir las propiedades de resistencia por un factor de por lo menos 10 a fin de llegar a una altura razonable del talud.

Es adecuado citar a Terzaghi (17) que, al discutir el problema de cimentaciones y estabilidad de taludes, afirma: "las condiciones naturales bien pueden excluir la posibilidad de obtener todos los datos requeridos para predecir el comportamiento de un material real de cimentación por medio del método analítico o cualquier otro. En esas circunstancias, si se recurre al cálculo de la estabilidad, dicho cálculo estará necesariamente basado en hipótesis que poco tendrán en común con la realidad. Semejantes cálculos dañan más de lo que benefician, ya que desvían la atención del diseñador de las lagunas inevitables, pero importantes, que hay en sus conocimientos..."

Muller (18) y sus colaboradores en Europa han hecho hincapié por muchos años en que una masa rocosa no es un medio continuo sino que su comportamiento lo dominan discontinuidades como fallas, juntas y planos de estratificación. La mayor parte de los dise-

ños prácticos de taludes en roca, se basan actualmente en este enfoque de medios discontinuos, que es el adoptado en todas las técnicas de este libro. Sin embargo, antes de abandonar la cuestión del enfoque de la mecánica de medios continuos, el autor desea poner en claro que no se opone en principio a su aplicación, sino que, de hecho, cuando se trata con desplazamientos generales o con patrones de flujos de aguas freáticas, los resultados que se obtienen con un método numérico como el de la técnica de elementos finitos, resultan sumamente útiles.

Los avances en métodos numéricos, como los elaborados por Goodman et al. (19) y Cundall (20), demuestran que la discrepancia entre el medio continuo elástico idealizado y el verdadero medio discontinuo es cada vez menor, por lo cual el autor piensa que las técnicas que actualmente constituyen interesantes métodos de investigación se convertirán en útiles herramientas de ingeniería.

Relación entre la altura máxima y el ángulo de los taludes excavados

Aun cuando se acepte que la estabilidad de una masa rocosa la rigen las discontinuidades geológicas, tiene que haber situaciones en las que la orientación e inclinación de las propias discontinuidades imposibiliten el deslizamiento simple de lajas, bloques o cuñas. La falla en estos taludes será una combinación de movimientos en las discontinuidades con falla del material rocoso intacto; entonces cabe prever que, en tales casos, en la masa rocosa

se pueden excavar taludes más altos y más escarpados que el término medio. ¿Qué evidencia práctica hay para asegurar que ésta es una hipótesis razonable?

Kley y Lutton (21) recopilaron una importante cantidad de datos sobre taludes, recientemente aumentada por Ross-Brown (22). La información se refiere a taludes en minas a cielo abierto, canteras, excavaciones para la cimentación de presas y cortes para carreteras. En la Figura 7 se han trazado las alturas y los correspondientes ángulos de taludes, tanto estables como inestables, excavados en materiales que se clasifican como roca dura. Haciendo caso omiso, por el momento, de los taludes inestables, la gráfica muestra que los taludes más altos y más escarpados que se han excavado con éxito hasta donde se sabe, según estos datos, caen a lo largo de una línea bastante clara* que se indica punteada en la figura. (Hay un punto adicional a los 42° y a una altura de 2,200 pies de una mina a cielo abierto en Austria que cae en la curva pero que se ha omitido en la figura). Esta línea punteada proporciona una guía práctica de los taludes más altos y verticales que se pueden considerar en la planeación normal de las minas a cielo abierto. En algunos casos excepcionales es posible que sean factibles taludes más altos o más escarpados, pero eso se justificaría solamente si un estudio de esta

* La curva punteada corresponde a una falla circular en un material con ángulo de fricción $\phi = 30^\circ$ y una resistencia cohesiva $c = 6400 \text{ lb/pic}^2$. Posteriormente se expondrán los métodos para analizar este tipo de falla.

bilidad muy confiable hubiera demostrado que no se corre el riesgo de inducir una falla masiva.



Una superficie de discontinuidad planar en una berma de una excavación a cielo abierto

El papel de las discontinuidades en las fallas de los taludes

La Figura 7 muestra que, aunque son muchos los taludes estables con ángulos grandes y alturas de varios cientos de pies, muchos son también los taludes con poca pendiente que fallan a alturas de tan sólo decenas de pies. Esta diferencia en la estabilidad resulta de las distintas inclinaciones de las superficies discontinuas sobre las cuales puede ocurrir un deslizamiento. Esto queda claramente ilustrado en el sencillo ejemplo que se da en la Figura 8, en la que se proporciona la altura crítica de un talud vertical que contiene un plano inclinado

débil*, lo mismo en condiciones secas que de saturación (16). Esta altura crítica disminuye, desde más de 200 pies para un talud con discontinuidades que son casi horizontales y verticales, hasta aproximadamente 70 pies para taludes que tienen discontinuidades inclinadas desde 40° hasta 70°. Es obvio que la presencia o la ausencia de tales discontinuidades tendrá un importante efecto sobre la estabilidad de los taludes rocosos, por lo que descubrir estas características geológicas es una de las partes más críticas de la investigación. Las técnicas para enfrentarse a este problema se examinan en el siguiente capítulo de este libro.

Fricción, cohesión y densidad

Las propiedades de los materiales más relevantes en la exposición que se presenta en este libro sobre la estabilidad de talu-

* La altura crítica de este talud vertical se expresa como:

$$H = \frac{2c}{\gamma \cos\psi \{ \sin\psi - \cos\psi \tan\phi + \gamma_w/\gamma \cdot \tan\psi \tan\phi \}}$$

en donde

c resistencia cohesiva de la superficie = 2000 lb/pie²

φ ángulo de fricción de la superficie = 20°

γ densidad de la roca = 160 lb/pie³

γ_w densidad del agua = 62.5 lb/pie³

γ_w/γ = 0 para taludes secos

Para ángulos de discontinuidad entre 0° - 30° y 80° - 90°, la altura crítica la da la curva punteada de la Figura 7.

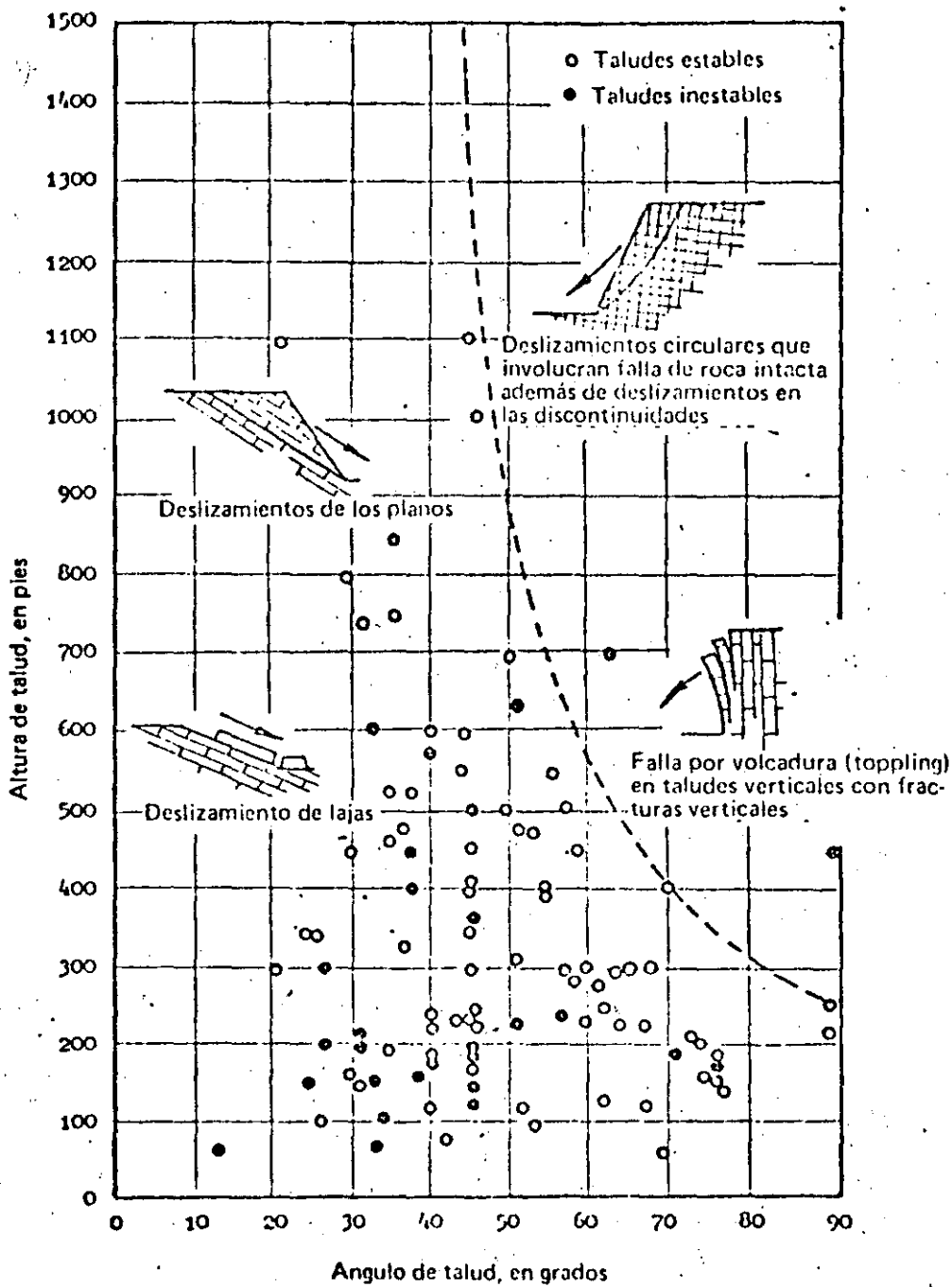


Figura 7: Relación altura vs. ángulo en taludes de roca dura; incluye los datos recopilados por Kley y Lutton (21) y por Ross-Brown (22)

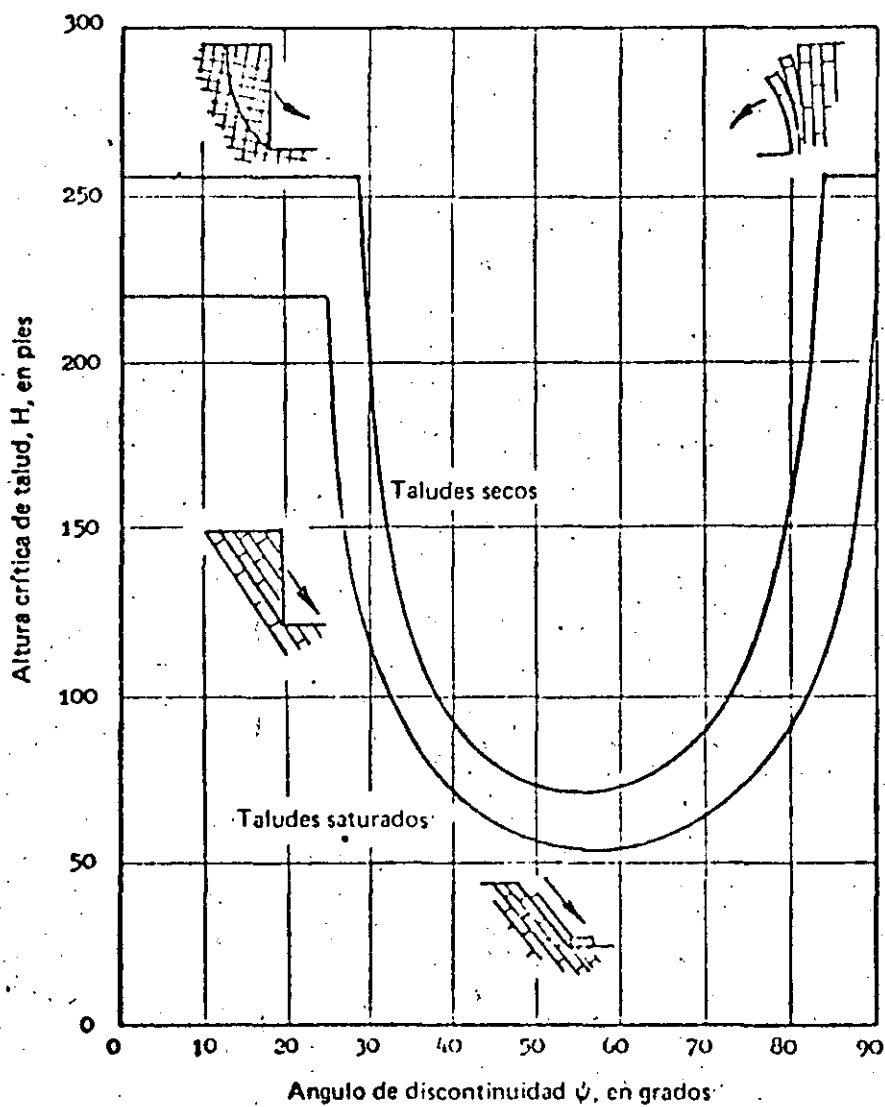
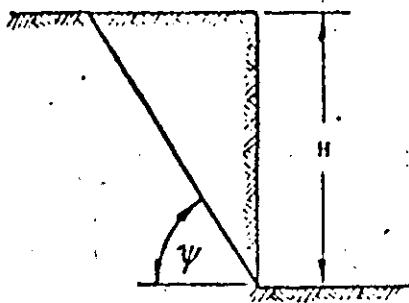


Figura 8: Altura crítica de un talud vertical que contiene una discontinuidad planar cuyo echado se expresa con el ángulo ψ

des, son el ángulo de fricción, la resistencia cohesiva y la densidad de las masas rocosas y de los suelos.

Tanto la fricción como la cohesión se definen perfectamente en términos de la gráfica de esfuerzo cortante vs. esfuerzo normal que se proporciona en la Figura 9. Esta gráfica constituye una versión simplificada de los resultados que se obtendrían si se sujetara un espécimen rocoso que contuviera una discontinuidad geológica, digamos una fractura, a un sistema de cargas tal que provocara el deslizamiento a lo largo de la discontinuidad. El esfuerzo cortante τ requerido para provocar el deslizamiento crece conforme aumenta el esfuerzo normal σ . La pendiente de la línea que relaciona el esfuerzo cortante con el esfuerzo normal, define el ángulo de fricción ϕ . Si la superficie de la discontinuidad está inicialmente cementada o si es rugosa, requerirá un valor finito del esfuerzo cortante τ para causar el deslizamiento cuando el nivel del esfuerzo normal sea cero. Este valor inicial de la resistencia al corte define la resistencia cohesiva c de la superficie.

La relación entre esfuerzos cortantes y normales para una superficie rocosa típica o para una muestra de suelo se puede expresar así:

$$\tau = c + \sigma \tan \phi \quad (1)$$

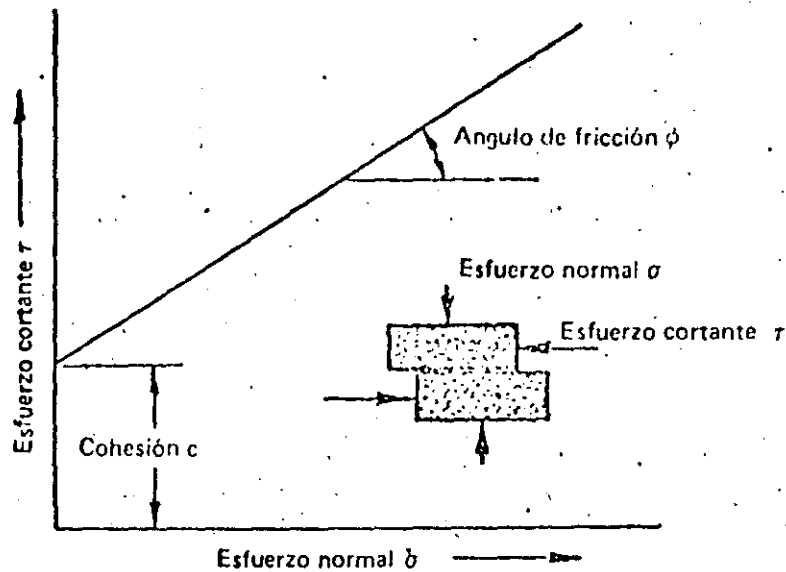


Figura 9: Relación entre el esfuerzo cortante τ requerido para provocar el deslizamiento a lo largo de una discontinuidad y el esfuerzo normal σ que actúa a través de ella

Los valores típicos para el ángulo de fricción y para la cohesión que se obtienen en las pruebas de esfuerzo cortante en una gama de rocas y suelos se proporcionan en la Tabla 1, junto con las densidades para dichos materiales. Los valores en la Tabla 1 tienen el propósito de dar al lector una idea de las magnitudes que cabe esperar, y deben utilizarse únicamente para obtener estimaciones preliminares de la estabilidad de un talud.

Muchos son los factores que hacen que la resistencia al corte de una roca o un suelo se aparte de la dependencia lineal simple con respecto al esfuerzo normal que se ilustra en la Figura 9. Estas variaciones, junto con los métodos para pruebas de esfuerzo cortante, se examinan en un capítulo posterior.

TABLA I. PROPIEDADES TÍPICAS DE ROCAS Y SUELOS									
		Densidad γ		Angulo de fricción ϕ		Cohesion c			
Tipo	Material	kg/m ³	Lb/pe ³	Material	Grados	Material	kg/m ²	Lb/pe ²	
CARENTES DE COHESION	Arena	Gruesa y seca	1440	90	Compactada, bien graduada, uniforme	40-45			
		Fina y seca	1600	100		40-45			
		Húmeda	1840	115	Uniforme, gruesa, arena fina media o arena limosa	35-40			
		Muy húmeda	1920	120		35-40			
					Arena, suelta, bien graduada	35-40			
				Arena fina seca	30-35				
	Grava	Común mezclada	1760	110	Mezclada común	35-45			
		De río	2240	140	Grava	40			
		Ripio suelto	1840	115	Arenosa compacta	40-45			
		Arenosa	1920	120	Arenosa suelta	30-35			
	Roca de desecho	Granito	1600-2000	100-125	Roca quebrada o triturada	35-45			
		Basalto y dolerita	1760-2240	100-140	Creta (greda) quebrada	35-45			
		Calizas y areniscas	1280-1920	80-120		30-35			
		Creta (greda)	1000-1280	62-80	Pizarra quebrada	30-35			
		Pizarra	1600-2000	100-125					
COHESIVAS	Arcilla	Seca	1760	110	Boleo arcilloso seco	30	Boleo arcilloso seco muy tieso	17600	3600
		Mojada, drenada	1840	115	Boleo arcilloso mojado, drenado	40	Arcilla esquistosa dura	14600	3000
		Húmeda	1920	120	Arcilla tiesa	10-20	Arcilla tiesa	9800	2000
		Marga arenosa (tierra arenosa)	1600	100	Arcilla suave	5-7	Arcilla firme	4900	1000
		Marga	1760	110	Salbanda	10-20	Arcilla suave	2400	500
		Con grava	2000	125	Calcita proveniente de la zona de esfuerzos cortantes	20-27			
				Arcilla de zona de falla en pizarra	14-22				
	Sobrecapa	Capa superior de suelo	1360	85	Suelo de la capa superior	30-35	Suelo de la capa superior	490	100
		Suelo seco	1440	90				4900	1000
		Suelo húmedo	1600	100					
	Suelo mojado	1680	105						
Masa rocosa	Granito	2614	154	Granito	30-50	Masa rocosa dura (granito, porfirita, etc)	9300	2000	
	Cuarcita	2614	164	Cuarcita	30-45		30000	6400	
	Arenisca	1950	122	Arenisca	30-45				
	Caliza	3160	180	Caliza	30-50	Masa de caliza o arenisca	4900	1000	
	Porfirita	2580	160	Porfirita	30-40		14600	3000	
	Lutita	2400	150	Lutita	27-45				
	Creta (greda)	1760	110	Creta (greda)	30-40		Lutita o masa rocosa suave	2400	500
						9800	2600		

Deslizamiento debido a la carga gravitacional

Considérese un bloque de peso W que descansa sobre una superficie plana inclinada según un ángulo ψ con respecto a la horizontal. Sólo la gravedad actúa sobre el bloque; por ende, el peso W actúa verticalmente hacia abajo, como se indica en la Figura 10. La componente de W que actúa a lo largo del plano y que tiende a provocar el deslizamiento del bloque es $W \sin \psi$. La componente de W que actúa perpendicularmente al plano y que tiende a estabilizar el bloque es $W \cos \psi$.

El esfuerzo normal σ que actúa perpendicularmente a la superficie potencial de deslizamiento es:

$$\sigma = (W \cos \psi) / A \quad (2)$$

en donde A es el área de la base del bloque.

Suponiendo que la resistencia al corte de esta superficie esté definida por la ecuación (1), al sustituir el valor del esfuerzo normal definido por la ecuación (2):

$$\tau = c + \frac{W \cos \psi}{A} \cdot \tan \phi$$

$$\text{o bien, } R = cA + W \cos \psi \cdot \tan \phi \quad (3)$$

en donde

$R = \tau A$ fuerza cortante que resiste el deslizamiento a lo largo del plano.

El bloque estará justo a punto de deslizarse o en la condición de equilibrio límite cuando la fuerza actuante que acciona hacia abajo del plano sea exactamente igual a la fuerza resistente:

$$W \sin \psi = cA + W \cos \psi \cdot \tan \phi \quad (4)$$

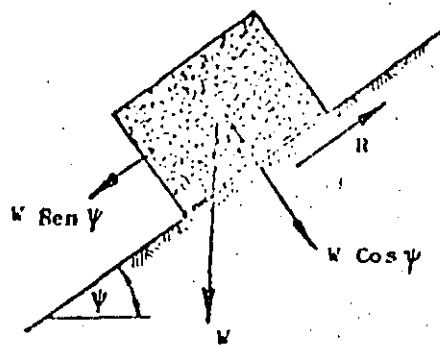
si la cohesión $c = 0$, la condición de equilibrio límite definida en la ecuación (4) se simplifica a:

$$\psi = \phi \quad (5)$$

Influencia de la presión hidrostática sobre la resistencia al corte

La influencia de la presión hidrostática sobre la resistencia al corte de dos superficies en contacto puede demostrarse mediante el experimento de la lata de cerveza.

Una lata abierta de cerveza descansa sobre un pedazo de madera, como se muestra en la Figura 11a. (Bébase la cerveza y vuelva a llenar el envase con agua si desea mantener el costo de este experimento en un mínimo absoluto). Las fuerzas que actúan en este caso son precisamente las mismas que lo hacen sobre el bloque de roca de la Figura 10, pero, en aras de la sencillez, la cohesión entre la base del envase de cerveza y la superficie de la madera se supone igual a cero. De acuerdo con la ecuación (5) la lata con agua se deslizará hacia abajo cuando $\psi_1 = \phi$.

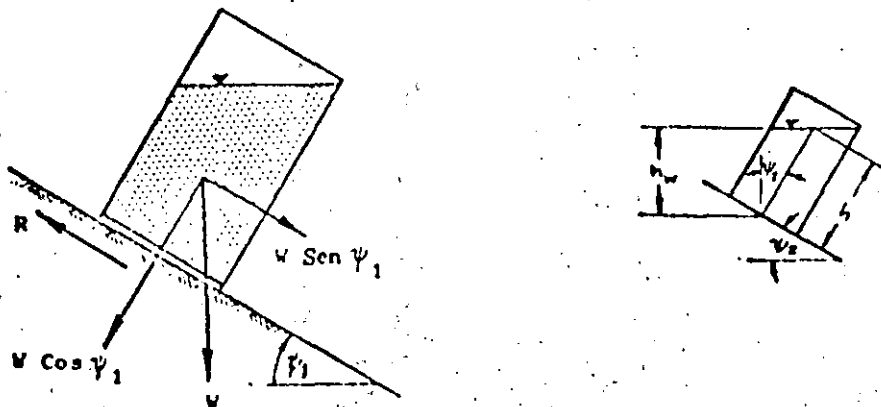


Ahora se punza la base de la lata de manera que el agua pueda pasar al espacio libre entre la base y la tabla de madera, dando lugar a la creación de una presión de agua U_0 de una fuerza de levantamiento o supresión $U = uA$, donde A es el área de la base de la lata.

La fuerza normal $W \cos \psi_2$ queda ahora reducida por la fuerza de levantamiento o supresión U , y la resistencia al deslizamiento es

$$R = (W \cos \psi_2 - U) \tan \phi \quad (6)$$

Si se define el peso por unidad de volumen de la lata más el agua correspondiente como γ_t mientras que el peso por volumen unitario del agua es γ_w , entonces $W = \gamma_t \cdot h \cdot A$ y $U = \gamma_w \cdot h_w \cdot A$, donde h y h_w son las alturas definidas en el dibujo del margen izquierdo. En el dibujo se ve que $h_w = h \cos \psi_2$ y por ende



$$U = \frac{\gamma_w}{\gamma_t} \cdot W \cos \psi_2 \quad (7)$$

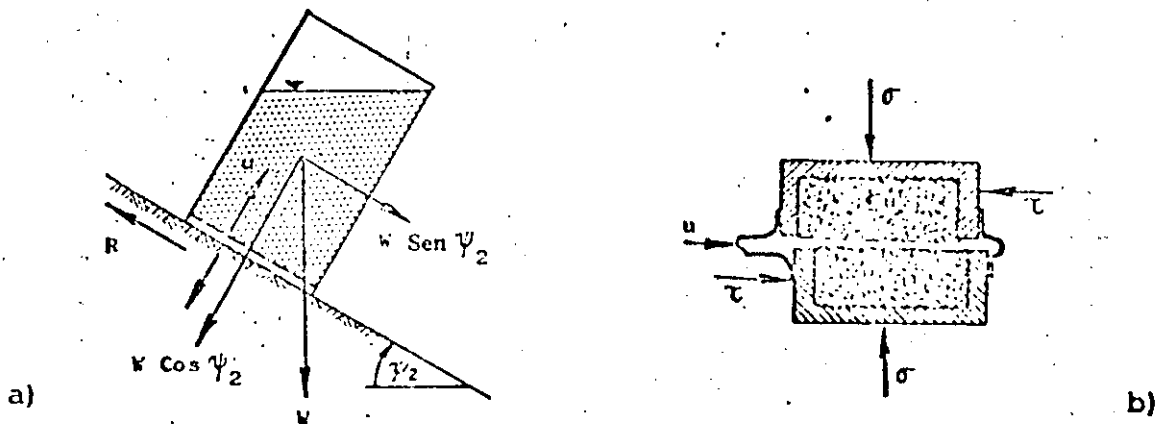
Al sustituir en (6)

$$R = W \cdot \cos \psi_2 (1 - \gamma_w / \gamma_t) \tan \phi \quad (8)$$

la condición de equilibrio límite, definida en la ecuación (4) se convierte en

$$\tan \psi_2 = (1 - \gamma_w / \gamma_t) \tan \phi \quad (9)$$

Si se supone que el ángulo de fricción de la superficie de contacto lata/madera es 30° , el envase sin perforar se deslizará cuando el plano esté inclinado a $\psi_1 = 30^\circ$ (de la ecuación (5)).



Por otro lado, el envase punzado se deslizará a una inclinación mucho menor pues la fuerza elevadora de la subpresión U ha reducido la fuerza normal, y por tanto disminuido la resistencia de la fricción al deslizamiento. El peso total de la lata más el agua es tan sólo ligeramente mayor que el peso del agua. Suponiendo $\gamma_w / \gamma_t = 0.9$ y $\phi = 30^\circ$, la ecuación (9) indica que el en-

perforado se deslizará cuando el plano esté inclinado según

$$\psi_2 = 3^\circ 18'.$$

La ley del esfuerzo efectivo

El efecto de la presión del agua sobre la base de la lata de cerveza es el mismo que el logrado por la influencia de la presión del agua que actúa sobre las superficies de una probeta de esfuerzo cortante, como se ilustra en el dibujo d) de la página anterior. El esfuerzo normal σ que actúa en toda la superficie de falla se reduce al esfuerzo efectivo ($\sigma - u$) debido a la presión del agua u . La relación entre la resistencia al corte y la resistencia normal, definida por la ecuación (1) se torna ahora en

$$\sigma = c + (\sigma - u) \tan \phi \quad (10)$$

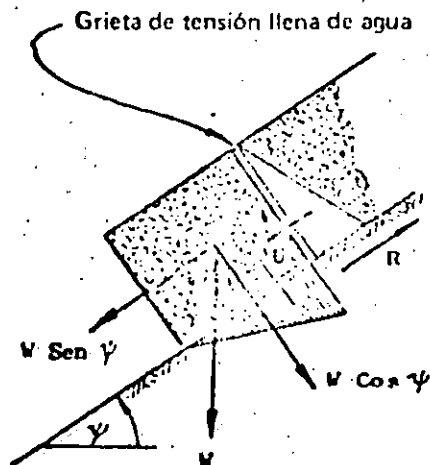
En la mayor parte de las rocas duras y en muchos suelos arenosos y gravas, las propiedades de fricción y cohesión (ϕ y c) de los materiales no se alteran de manera significativa con el agua y, en consecuencia, la reducción de su resistencia al corte se debe, casi por entero, a la reducción del esfuerzo normal en las superficies de falla. Por consiguiente, es la presión hidrostática, no el grado de humedad, la que determina las características de la resistencia en las rocas duras, las arenas y las gravas. Para la estabilidad de taludes en estos materiales, la presencia de un pequeño volumen de agua a gran presión, atrapado en

la masa rocosa, es más importante que un gran volumen que fluye de un acuífero con drenaje libre.

En el caso de las rocas suaves, como limolitas o lutitas, y también de las arcillas, tanto la cohesión como la fricción pueden modificarse notablemente con los cambios en el grado de humedad; por ello es necesario asegurarse cuando se hacen las pruebas, de que el grado de humedad del material durante éstas es similar al que existe en el sitio de la obra. Nótese que la ley del esfuerzo efectivo, definida en la ecuación (10), es aún aplicable a estos materiales pero que c y ϕ cambian.

El efecto de la presión hidrostática en una grieta de tensión

Considérese el caso del bloque que descansa sobre un plano inclinado; supóngase que el bloque está partido por una grieta de



tensión llena de agua. La presión del agua en la grieta crece linealmente con la profundidad y una fuerza total V (debida a la presión hidrostática que actúa sobre la cara posterior del bloque), actúa hacia abajo del plano inclinado. Suponiendo que la presión hidrostática se transmita a través de la intersección de la grieta de tensión y la base del bloque, la distribución de la presión hidrostática que se ilustra en el dibujo anterior ocurre a lo largo de la base del bloque. Esta distribución de la presión hidrostática da por resultado una fuerza por subpresión U que reduce la fuerza normal que actúa en esa superficie.

La condición de equilibrio límite para este caso, el de un bloque sobre el que actúan las fuerzas hidrostáticas V y U , además de su propio peso W , queda definida por

$$W \operatorname{sen} \psi + V = cA + (W \cos \psi - U) \tan \phi \quad (11)$$

en esta igualdad puede verse que la fuerza actuante que tiende a inducir el deslizamiento por el plano inclinado se incrementa, mientras que la fuerza de fricción que se opone al deslizamiento disminuye y, por ende, tanto V como U constituyen decrementos en la estabilidad. Aunque las presiones hidrostáticas son relativamente pequeñas, actúan en áreas enormes y por ello las fuerzas hidrostáticas pueden ser muy grandes. En muchos ejemplos prácticos que se consideran en capítulos posteriores se verá que la presencia de agua en los taludes da lugar a fuerzas de sub-

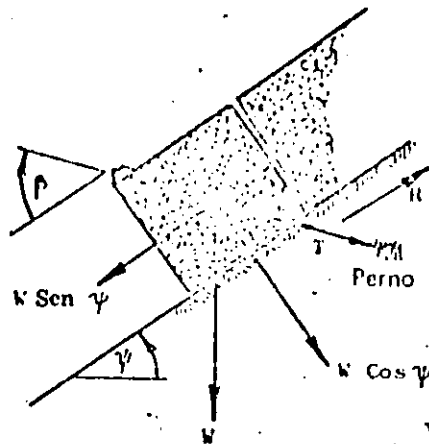
presión e hidrostáticas en las grietas de tensión, y que es crítica para el control de la estabilidad.

Refuerzos para prevenir los deslizamientos

Uno de los medios más efectivos para estabilizar los bloques o lajas de roca con tendencia a deslizarse a lo largo de las superficies inclinadas de discontinuidad, es instalar pernos de anclaje o cables tensores. Considérese el bloque que descansa en el plano inclinado sobre el que actúan una fuerza de subpresión U y la fuerza V debida a la presión hidrostática en la grieta de tensión. Un perno de anclaje, tensado hasta una carga T , se instala según un ángulo β con respecto al plano, como se muestra. La componente del perno de anclaje tensado T , que actúa paralelamente al plano es $T \cos \beta$, mientras que la componente que actúa a través de la superficie sobre la cual descansa el bloque es $T \sin \beta$. La condición de equilibrio límite para este caso se define por

$$W \sin \psi + V - T \cos \beta = cA + (W \cos \psi - U + T \sin \beta) \tan \phi \quad (12)$$

Esta ecuación indica que la tensión del perno reduce la fuerza actuante que va hacia abajo en el plano e incrementa la fuerza normal y por ende la resistencia friccionante entre la base del bloque y el plano.



La tensión mínima del ancla requerida para estabilizar el bloque, se obtiene por diferenciación de la ecuación (12) con respecto al ángulo β ; esta diferenciación muestra que la óptima inclinación del ancla la da

$$\beta = \phi \quad (13)$$

El factor de seguridad de un talud

Todas las ecuaciones que definen la estabilidad de un bloque sobre un plano inclinado se han presentado para la condición de equilibrio límite, esto es, la condición en la cual las fuerzas que tienden a inducir el deslizamiento quedan exactamente equilibradas con las que se oponen a él. Para comparar la estabilidad de los taludes en condiciones que no sean las del equilibrio límite se requiere un índice, y el más comúnmente utilizado es el Factor de Seguridad. Este factor se puede definir como la relación entre la fuerza total disponible para resistir el deslizamiento y la fuerza total que tiende a inducirlo. Considérese el ca-

so del bloque sobre el que actúan fuerzas hidrostáticas y que está estabilizado por un perno de anclaje de tensión (ecuación 12); el factor de seguridad queda expresado por

$$F = \frac{cA + W \cos \psi - U + T \operatorname{sen} \beta) \tan \phi}{W \operatorname{sen} \psi + V - T \operatorname{cos} \beta} \quad (14)$$

Nótese que la condición de equilibrio límite está representada por un factor de seguridad F igual a 1. Es obvio que los taludes estables deben tener un factor de seguridad que exceda la unidad, de ahí que sea vital para el ingeniero encargado de los taludes saber el valor que debe tener el factor de seguridad de su diseño.

Esta es una de las cuestiones que suscitan más controversias en la ingeniería de rocas, y muchos son los ingenieros eminentes que sostienen que, dada la incertidumbre que se asocia a los datos considerados para calcular el factor de seguridad, el valor obtenido es tan poco de fiar que carece en realidad de importancia dentro del diseño.

Algunos autores han sugerido que un enfoque basado en las probabilidades tiene más sentido porque la seguridad de un talud puede valorarse en términos de la variación de cada uno de los factores que controlan la estabilidad (23, 24, 25). Aunque es cierto que este enfoque tiene muchos aspectos atractivos, posee dos inconvenientes que han inhibido su desarrollo como herramienta de diseño. El primero es la dificultad para obtener los

datos adecuados que permitan un análisis estadístico que englobe todos los parámetros involucrados. El segundo inconveniente está ligado a la falta de comprensión total, por parte del ingeniero medio, de los conceptos estadísticos y de la jerga matemática que con tanta liberalidad se usa en las discusiones sobre el tema. ¿Cómo hacer para relacionar el grado de adecuación de un diseño con una probabilidad de falla de 1 en 100 000? De hecho, para algunos clientes, la admisión por parte del ingeniero consultor de que hay una posibilidad de falla, no importa cuán pequeña sea, es por completo inaceptable.

El autor no considera estos dos inconvenientes tan serios como para que con el transcurso del tiempo no sean reparados, y cree probable que el factor de seguridad será reemplazado por algún índice de diseño obtenido con métodos de cálculo de probabilidades. Sin embargo, en ausencia de métodos estadísticos aceptables, el ingeniero diseñador actual tiene todavía que encarar el problema de cómo comparar diseños alternativos para taludes o de, cómo valorar la estabilidad de un talud ya hecho.

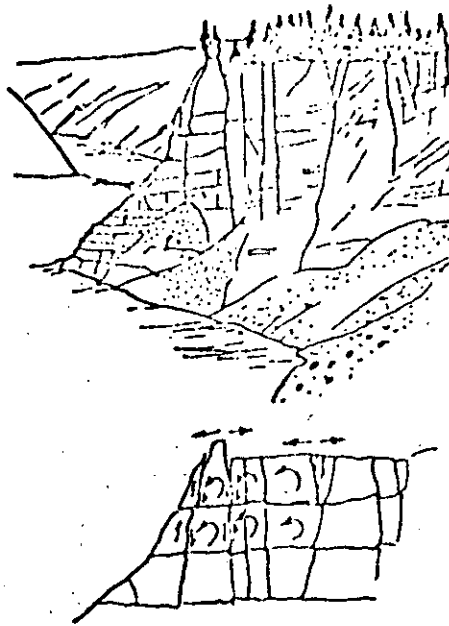
La solución más satisfactoria a este problema es llevar a cabo un análisis de sensibilidad de la influencia que cada variable tiene sobre la estabilidad del talud y utilizar los resultados como base de las decisiones de ingeniería. Son varias las maneras como puede realizarse el análisis y un ejemplo sencillo es el que se da en la Figura 2, página 8, que muestra la variación del

factor de seguridad de un talud que experimenta cambios en su ángulo y en las condiciones de las aguas freáticas. En capítulos posteriores se ilustrarán otros tipos de análisis de sensibilidad en los cuales se presentan estudios detallados de problemas prácticos.

El mérito de tal análisis de sensibilidad es que no hace hincapié en el valor absoluto del factor de seguridad o de cualquier otro índice numérico para medir la estabilidad de un talud. Comúnmente los valores relativos del índice, para un cierto rango de condiciones diferentes, se pueden determinar con razonable precisión, y, junto con el buen sentido común ingenieril, proporcionan por lo general una base adecuada para obtener un diseño práctico de los taludes.

Falla en los taludes debida a volcadura o "toppling"

Uno de los límites del factor de seguridad, calculado a partir de la ecuación (14), consiste en que se basa únicamente en el deslizamiento del bloque y no deja margen alguno para la falla por rotación o por volcadura. Las condiciones más sencillas que propician una volcadura se pueden deducir si se regresa al modelo de un bloque que descansa sobre un plano inclinado. En este caso, la forma del bloque es tan importante como su peso. La forma viene definida por la altura h y por el ancho b , como se ilustra en la Figura 10a.



*Mecanismo sugerido para la falla por volcadura de la cara norte del deslizamiento en Vajont.
Según Hofmann (26) y Muller (27)

A la volcadura la determina la posición del vector peso con relación a la base del bloque. Si el vector peso, que normalmente pasa por el centro de gravedad del bloque, llegara a caer fuera de la base, causaría una volcadura.

En la Figura 10b se han graficado las condiciones necesarias para la volcadura y el deslizamiento. El criterio para el caso del deslizamiento se basa únicamente en la fricción (ecuación 5), el ángulo de fricción ϕ se supone igual a 35° . En la figura se verá que el peligro de volcadura crece al aumentar el ángulo de discontinuidad. Los taludes muy escarpados y fracturados verticalmente muestran claras señales de falla por volcadura (26, 27, 28).



Condición de volcadura potencial

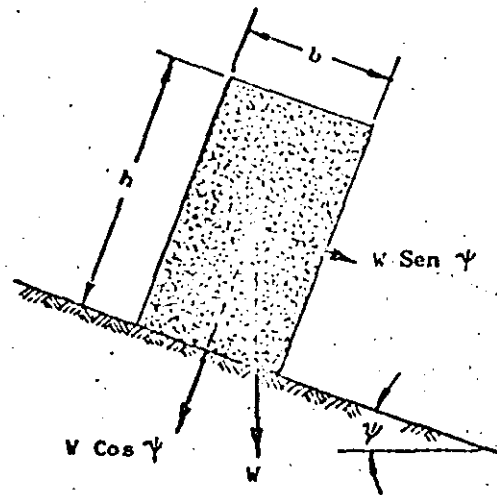


Figura 10a: Configuración geométrica de un bloque en un plano inclinado

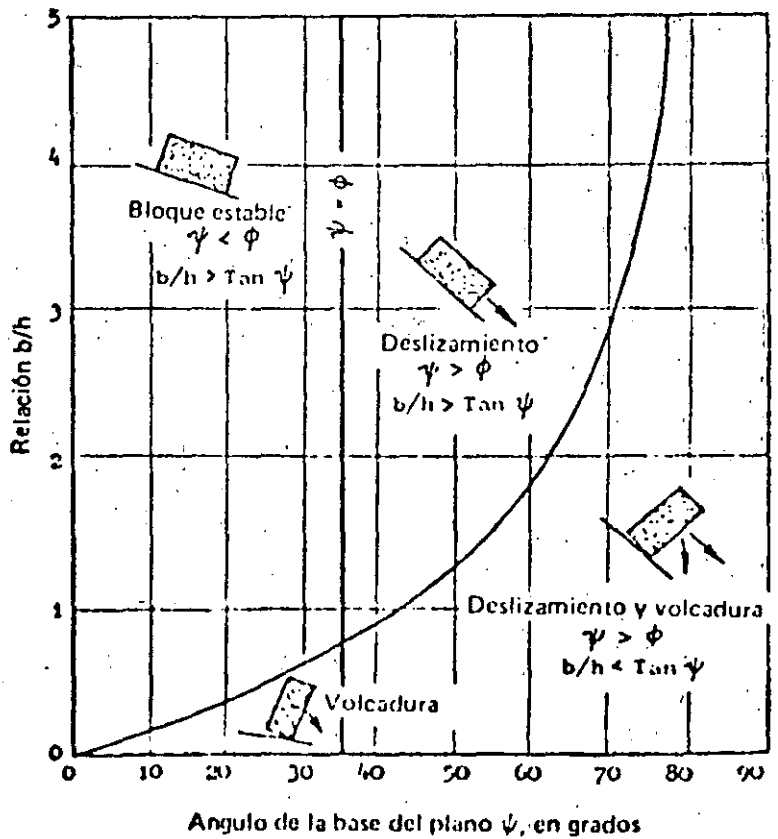
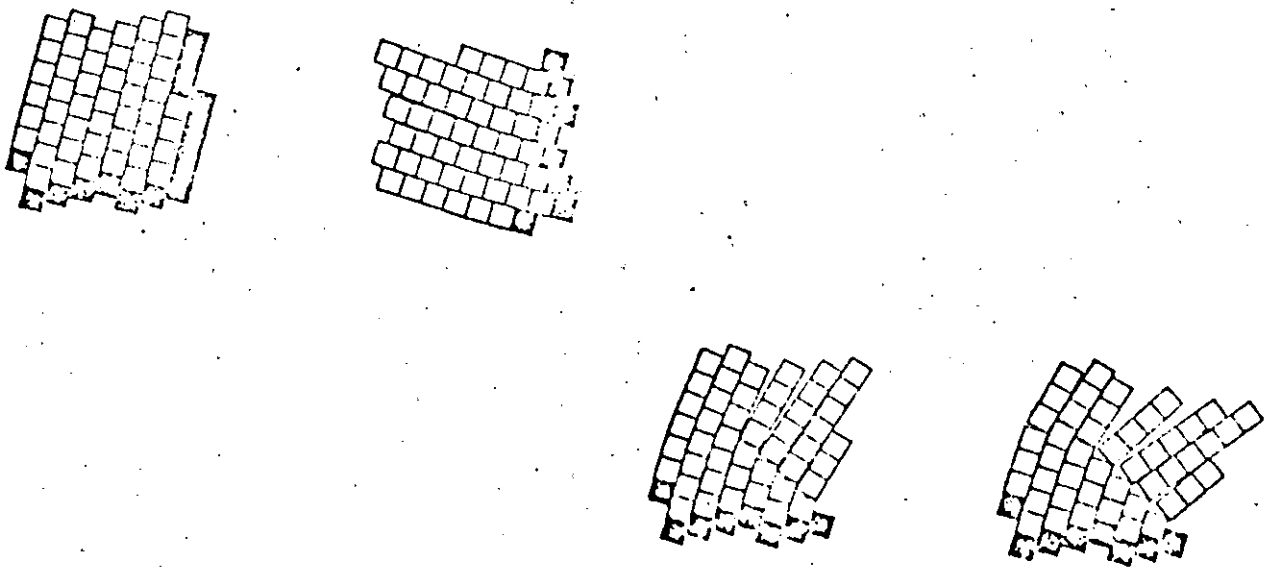


Figura 10b: Condiciones necesarias para el deslizamiento y la volcadura de un bloque, en un plano inclinado

En un talud labrado en una roca formada por un gran número de bloques de forma irregular, rara vez ocurrirán volcaduras simples, como la que se ilustra en la Figura 10. La falla involucrará un movimiento complejo, deslizamiento a la vez que volcadura de bloques, que al entrar en contacto con otros de su alrededor, perderán parte de su movimiento. No existen en la actualidad técnicas analíticas satisfactorias para resolver una situación tan compleja, aunque Cundall (20) ya inició prometedoramente su desarrollo.

En la Figura 11 se ilustra una técnica cualitativa muy útil para estudiar la posibilidad de una falla por volcadura o toppling en un talud rocoso con discontinuidades sumamente escarpadas. En este método se emplea el principio de fricción en la base, propuesto por Goodman (29). Consiste en la simulación de las cargas gravitacionales por medio de las fuerzas de fricción ejercidas



Estos dibujos hechos mediante una computadora ilustran una falla por volcadura. Cundall (20)
(Los bloques que aparecen en negro son fijos)

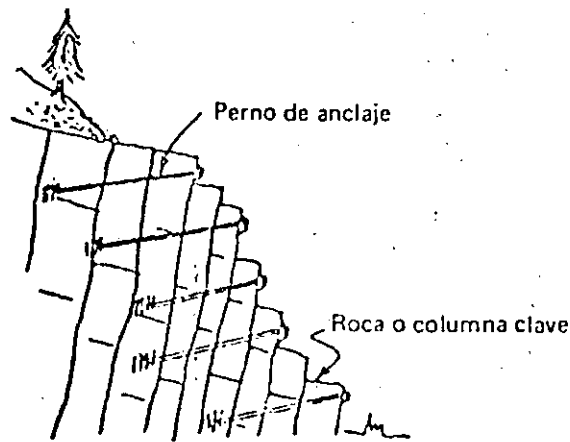
sobre la base de un modelo cuando el papel sobre el cual descansa se jala. El modelo puede construirse con cualquier material; son ideales para modelos sencillos las figuras geométricas de plástico con las que juegan los niños. El ejemplo que se ilustra en la Figura 11 fue hecho con una hoja de corcho como la que se usa en las juntas de un motor de automóvil. Se traza sobre el corcho la configuración del talud que se considera y luego se cortan las discontinuidades con una navaja de dibujante. La base ideal para colocar el modelo es un tablero de dibujo con una regla de dibujo que tenga movimiento paralelo, para que sobre ella descansa el filo inferior del modelo. La carga de fricción que se ejerce sobre la base del modelo a medida que se le empuja sobre el tablero, proporciona una simulación notablemente parecida a un sistema de cargas por gravedad (30).

Aunque los resultados obtenidos con un modelo así son cualitativos, de hecho proporcionan al ingeniero o al geólogo una manera de comprender los posibles modos de falla que tienden a ocurrir en un talud en particular, capacitándole para tomar una decisión racional sobre la manera en que puede manejar el problema.

Refuerzos para evitar las volcaduras

Las condiciones para una volcadura, definidas en la Figura 10, indican que el peligro de este tipo de falla es mayor cuando se encuentran en un talud columnas altas y delgadas de roca. El prin-

El principal objeto de los refuerzos, pernos de anclaje o cables de tensión, es amarrar estas columnas agrupándolas para que formen bloques gruesos. Es especialmente importante identificar el bloque clave que evita el desplazamiento de la cara frontal del talud y luego proceder a asegurarlo anclándolo fuertemente, ya que si este bloque no logra detener a los demás, se iniciará un proceso progresivo de falla en el talud.



Refuerzos en la roca para prevenir la falla por volcadura o "toppling"

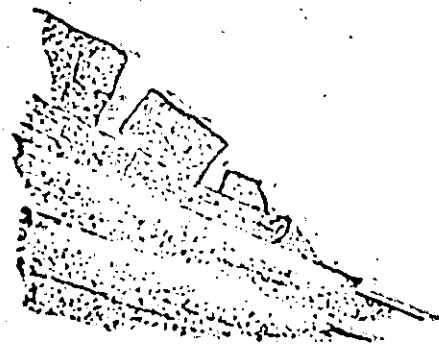
No es probable que los intentos de estabilizar un talud mediante drenaje tengan éxito cuando el mecanismo dominante de falla es el de volcadura, pues la estructura de la masa rocosa está alterada en mucha mayor medida que en el caso de falla por deslizamiento y en consecuencia el talud se drena por sí mismo.

El ángulo de reposo de los tiraderos de desperdicio

Otra cuestión que frecuentemente surge en las discusiones sobre el diseño de taludes en minas a cielo abierto es si es posible o no escoger el ángulo de talud tomando como base el ángulo de reposo de los tiraderos de roca de desperdicio. La respuesta es un no de lo más enfático porque la configuración geométrica de la masa rocosa es totalmente diferente del patrón de acomodamiento y de empaqué de la roca de desperdicio. Aunque bien puede suceder que la masa rocosa esté sumamente fracturada, las fracturas siguen generalmente pautas sistemáticas, y la falla, cuando ocurre, usualmente sigue un factor geológico continuo, como una fractura o un plano de estratificación. Esto no sucede en el caso de una pila de roca de desperdicio, pues no existe ahí ningún patrón de discontinuidad regular y, además, cuando hay falla, involucra una trayectoria compleja de movimiento para cada uno de los bloques de desperdicio. También, son significativamente distintas las condiciones de las aguas freáticas en el talud de roca y en una pila de desperdicios en virtud de las diferencias que hay en las características de drenaje de los dos sistemas.



Tiradero de roca de desperdicio



Masa rocosa estratificada

La Tabla I indica que el ángulo efectivo de fricción para la roca de desperdicio generalmente queda entre 33 y 45° , mientras que el ángulo de reposo de los tiraderos frecuentemente se aproxima a 38° . Pueden ocurrir, y de hecho ocurren, fallas en los tiraderos por varias causas, en su mayor parte ligadas a desplazamientos sobre la superficie en la que se han colocado o a la ruptura de las partículas que lo constituyen. Estos factores habrán de examinarse con más detalle en un capítulo posterior.

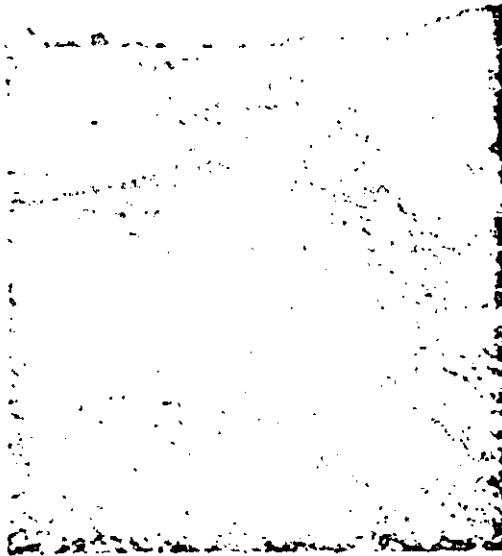
Un corolario interesante de la diferencia entre el comportamiento de un tiradero de roca de desperdicio y una masa rocosa es la idea que se propone en ocasiones, de estabilizar un deslizamiento rompiendo el plano sobre el cual ocurre mediante voladuras cuidadosamente situadas. Zaruba y Mencl (28) concluyen que esta técnica no es de fiar y que el riesgo que se corre de inducir un deslizamiento de importancia, rebasa la ventaja del ligero incremento en la estabilidad que se puede lograr si las voladuras se llevan a cabo con éxito. El autor está totalmente de acuerdo con esa conclusión y sólo recomendaría este método de estabilización en condiciones excepcionales y, en ese caso, bajo el control de un especialista en voladuras.

Falla en los taludes inducida por intemperismo

En ocasiones los ingenieros están tan preocupados por la mecánica de las fallas que olvidan que la roca no tiene las mismas caracte-

rísticas predecibles de comportamiento que los materiales para construcción elaborados por el hombre, como son el acero y el concreto. El intemperismo, cuyo resultado es el deterioro progresivo de las propiedades de la roca, es un factor al que los ingenieros no dan algunas veces suficiente importancia.

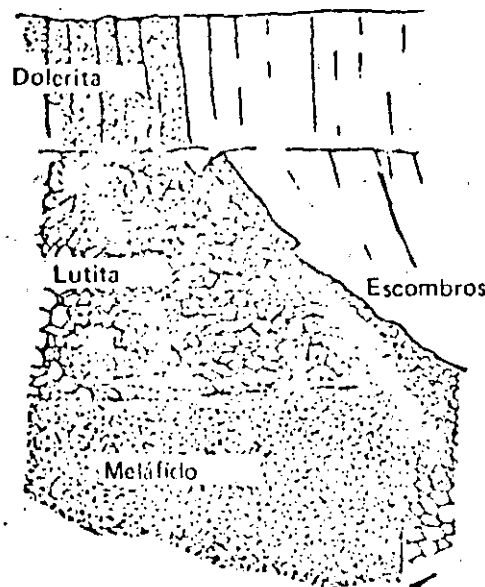
Es obvio que el examen exhaustivo del intemperismo excede los alcances de este libro, por lo que se aconseja al lector interesado consultar la extensa literatura que hay sobre el tema, revisada recientemente por Saunders y Fookes (31). Un ejemplo, empero, servirá para poner en guardia al lector sobre el tipo de problema que puede surgir en los taludes de roca como resultado del intemperismo.



Talud en material de superficie intemperizada

Actualmente se está reabriendo la explotación de la mina de diamantes de Beer en Kimberley, Sudáfrica, que suspendió sus opera-

ciones en 1908. Como se indica en el dibujo siguiente, la capa de dolerita verticalmente fracturada de la superficie descansa sobre un grueso espesor de lutita. La lutita, una roca sana que



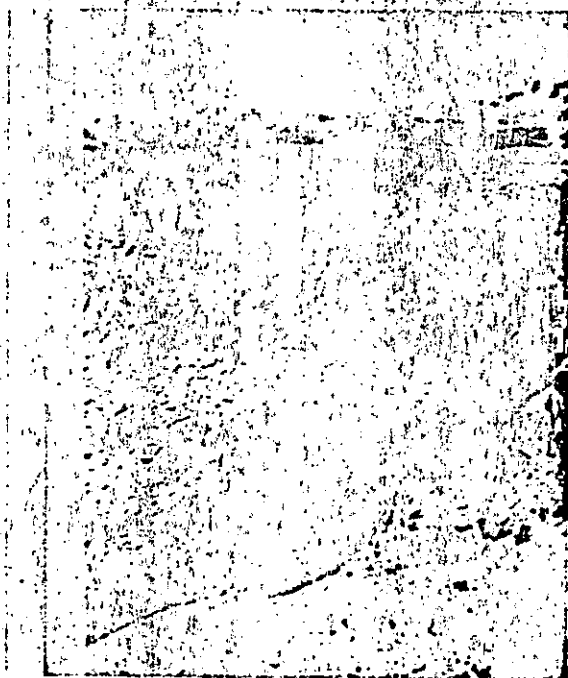
Formación en chimenea de kimberlita

Corte transversal aproximado de la mina de diamantes de Beer

va de medianamente dura a muy dura en su estado no intemperizado, se degrada a suelo residual con el intemperismo y entonces tiene una fuerza cohesiva de cero y un ángulo de fricción aproximado a 32° . En la fotografía siguiente se aprecia cómo la falla progresiva de los taludes en lutita, originalmente escarpados, indujo la falla en las doleritas superiores.

En el caso de la mina de Beer, el intemperismo requirió decenas de años para producir las condiciones ilustradas. Hay otras muchas situaciones en las que el intemperismo puede modificar en unos cuan

tos meses los estratos de limolitas, lodolitas y lutitas suaves dando lugar a serios problemas en los taludes, a menos que en el diseño se haya previsto su existencia.



Taludes superiores de la mina de diamantes de Beer en Kimberley, Sudáfrica. La falla de la dolerita fraturada verticalmente fue inducida progresivamente por el intemperismo de las lutitas en el estrato inferior

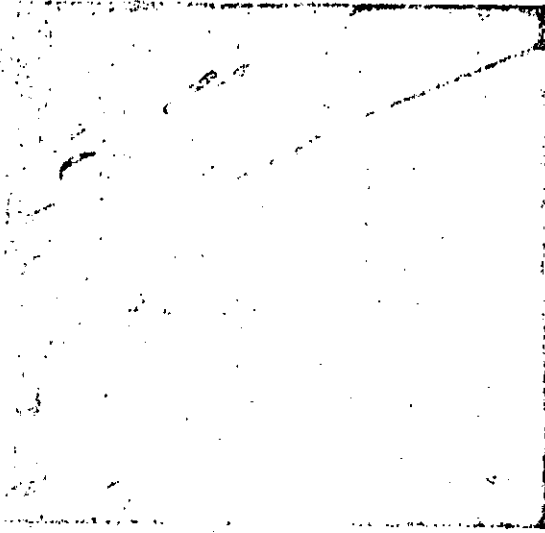


Figura 11a: Se corta el modelo dibujado en una hoja de corcho con una navaja de dibujante. El modelo en este caso es el del deslizamiento llamado Franck, en Alberta, Canadá, que ocurrió en 1903, y que tanto Coates (32) como Terzaghi (33) examinaron.

Figura 11b: El modelo descansa sobre el tablero de dibujo. El desplazamiento paralelo hacia arriba del modelo, cuyo filo inferior se apoya en la regla, que es la que se mueve, resulta en que la base del modelo queda sujeta a fuerzas de fricción que simulan cargas por gravedad.

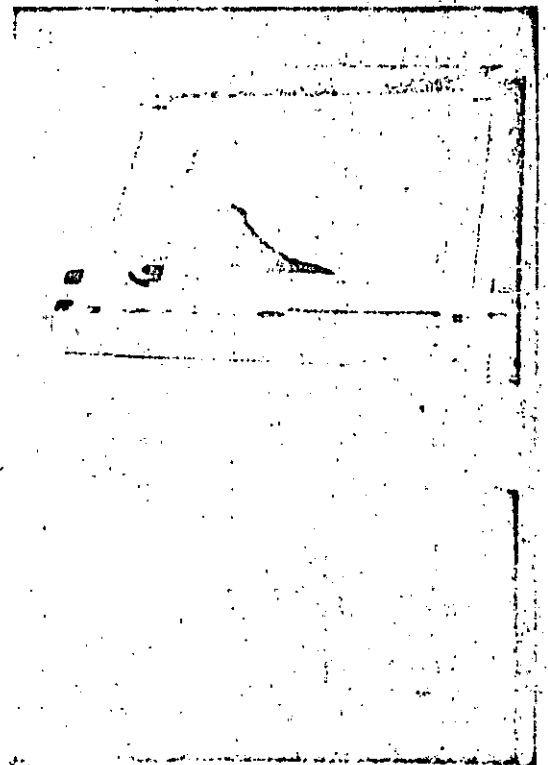


Figura 11c: El deslizamiento Frank en la actualidad. Se desplazaron 30 millones de toneladas de roca y es posible que las operaciones de minería de una veta de carbón en la base de la montaña hayan sido parcialmente responsables de la falla.

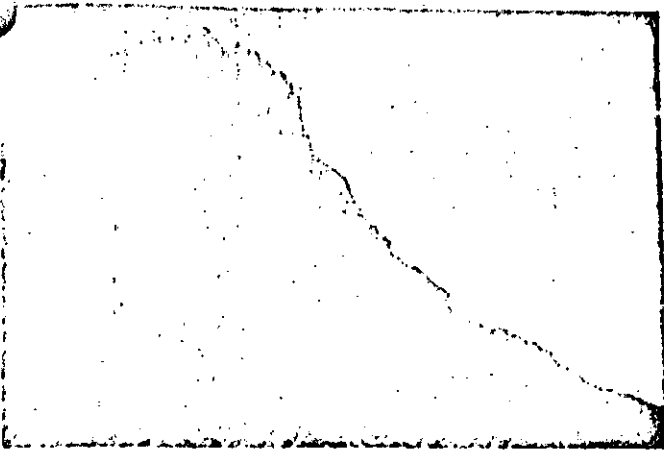


Figura 11d: Perfil original de la montaña Tortuga en la que ocurrió el deslizamiento Frank

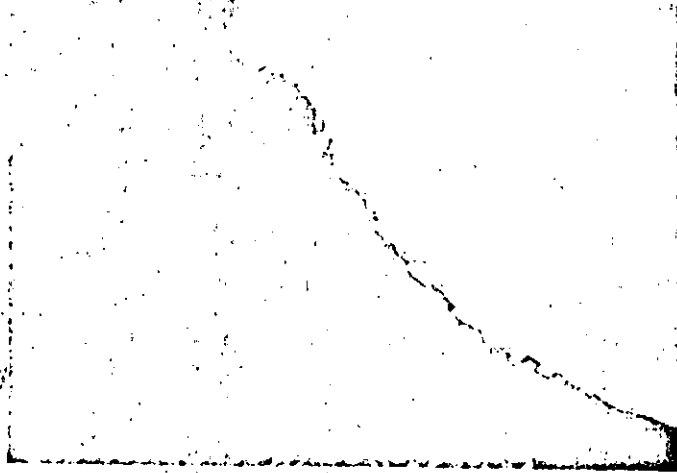


Figura 11e: Flexión de los estratos en la parte superior de la montaña e iniciación del deslizamiento de los bloques

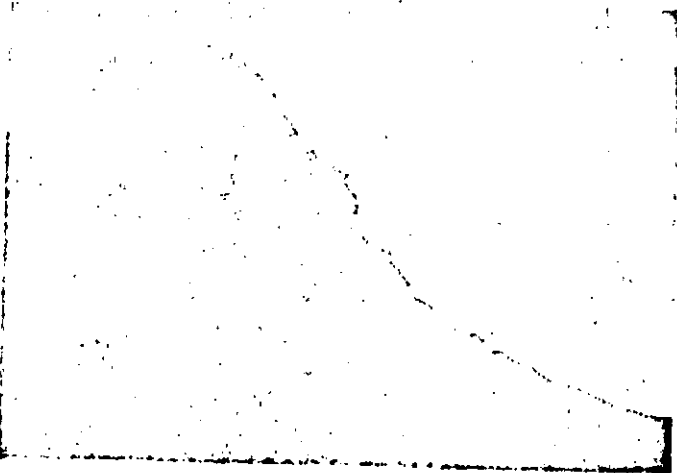


Figura 11f: Volcadura y rodamiento de los bloques rocosos

Figura 11g: Talud estable después del deslizamiento

Selección de referencias sobre el comportamiento de los taludes.

11. BLAKE, W. Stresses and displacements surrounding an open pit in a gravity loaded rock. *U.S. Bureau of Mines Report of Investigations* 7002, Ago, 1967, 20p
12. BLAKE, W. Finite element model is excellent pit tool. *Mining Engineering, A.I.M.E.*, Vol. 21, No. 8, 1969, pp: 79-80
13. YU, Y.S., GYENGE, M. y COATES, D.F. Comparison of stress and displacement in a gravity loaded slope by photoelasticity and finite element analysis. *Canadian Dept. Energy, Mines and Resources Report MR 68-24 19*, 1968
14. WANG, F.D. y SUN, M.C. Slope stability analysis by finite element stress analysis and limiting equilibrium method. *U.S. Bureau of Mines Report of Investigations* 7341, Ene, 1970, 16 p
15. STACEY, T.R. The stresses surrounding open-pit mine slopes. *Planning open pit mines*, Johannesburg Symposium 1970. Publicado por A.A. Balkema, Amsterdam, 1971. pp.199-207
16. HOEK, E. The influence of structure upon the stability of rock slopes. *Proc. 1st Symposium on Stability in Open Pit Mining, Vancouver 1970*. A.I.M.E., Nueva York 1971, p 49-63
17. TERZAGHI, K. Stability of steep slopes on hard unweathered rock. *Geotechnique*. Vol. 12, 1962, pp.251-270
18. MULLER, L. The European approach to slope stability problems in open-pit mines. *Proc. 3rd. Symposium on Rock Mechanics. Colorado School of Mines Quarterly*. Vol. 54, No. 3, 1959, pp.116-133
19. GOODMAN, R.E., TAYLOR, R.L. y BREKKE, T.L. A model for the mechanics of jointed rock. *J. Soil Mech. Foundation Div.* Vol. 94, No. SM6, 1968, p.637
20. CUNDALL, P.A. A computer model for simulating progressive large-scale movements in blocky rock systems. *Proc. Symposium on Rock Fracture*. Nancy, France. Oct, 1971, Sección 2-8
21. KLEY, R.J. y LUTTON, R.J. Engineering properties of nuclear craters: a study of selected rock excavations as related to large nuclear craters. *Report U.S. Army Engineers*, No. PNE 5010 1967, 159p
22. ROSS-BROWN, D.R. Slope design in opencast mines. Tesis doctoral, Universidad de Londres, en preparación
23. MCMAHON, B.K. A statistical method for the design of rock slopes. *Proc. 1st Australia-New Zealand Conference of Geomechanics, Melbourne, Ago 1971*

24. SIRUK, T. Optimisation of slopes designed in rock. *Proc. 2nd Congress Intl. Society of Rock Mechanics*, Belgrado, 1970, Vol. 2, Sección 7-2
25. IANJEJAN, A. Some aspects of safety factors in soil mechanics considered as a problem of probability. *Proc. 6th Intl. Conference on Soil Mech. and Foundation Engineering*, Montreal 1965, Vol. 2, pp.500-502
26. HOFMANN, H. The deformation process of regularly jointed discontinuum during the excavation of a cut (en alemán). *Proc. 2nd Congress Intl. Society of Rock Mechanics*, Belgrado 1970, Vol. 2, Sección 7-1
27. MÜLLER, L. The rock slide in the Vaiont Valley. *Rock Mechanics and Engineering Geology*, Vol. 11/3-4, 1964
28. ZARUBA, O. y MENCL, V. *Landslides and their control*. Academia Press, Praga, 1969, 205 p. (se puede conseguir en Elsevier, Londres, Nueva York y Amsterdam)
29. GOODMAN, R.E. Geological investigations to evaluate stability. *Proc. 2nd Symposium on Stability for Open Pit Mining*, Vancouver, Nov 1971, Publicación AIME Nueva York, en imprenta
30. ASHBY, J.P.. Sliding and toppling modes of failure in models and jointed rock slopes. Tesis de maestría, Imperial College, 1971, 40 p
31. SAUNDERS, M.K. y FOOKES, P.G. A review of the relationship of rock weathering and climate and its significance to foundation engineering. *Engineering Geology*, Vol. 4, 1970, pp.289-325
32. COATES, D.F.. *Rock Mechanics Principles*. Canadian Department of Energy, Mines and Resources, Monografía, 874, 1965, 300 p
33. TERZAGHI, K.. *Mechanism of Landslides in Application of Geology to Engineering Practice (Berkey Volume)*, Geological Society of America, 1950, p 83-123

CAPITULO 7. FALLA PLANA

Introducción

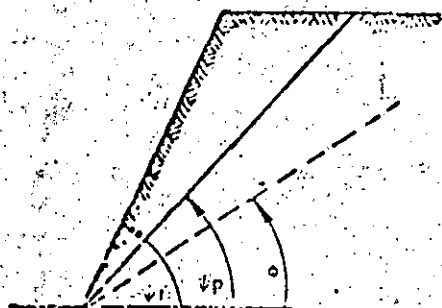
La falla plana es un fenómeno relativamente raro en los taludes de roca pues pocas son las veces en que ocurren al mismo tiempo las condiciones geométricas que se requieren para producirla. La falla de cuña, analizada en el Capítulo 8, es más frecuente, y muchos ingenieros especializados en taludes de roca tratan la falla de planos, como un género de falla de cuña. Aunque ese es probablemente el enfoque preciso para el diseñador experimentado que cuenta con una amplia gama de herramientas para hacer su trabajo, no sería correcto pasar por alto el caso bidimensional en esta exposición general sobre fallas de talud. Sobre todo porque puede aprenderse mucho al considerar la mecánica de este modo simple de falla, particularmente para demostrar la sensibilidad del talud a los cambios en la resistencia al corte y a las condiciones de las aguas subterráneas, los cuales

son menos obvios cuando se trata de la mecánica más compleja de una falla tridimensional de taludes.

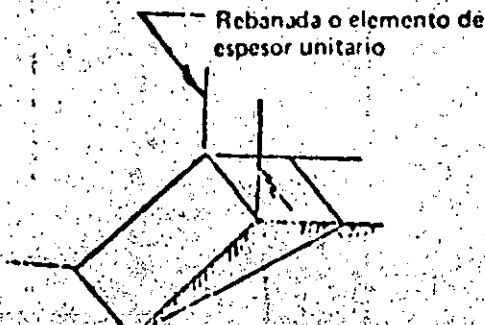
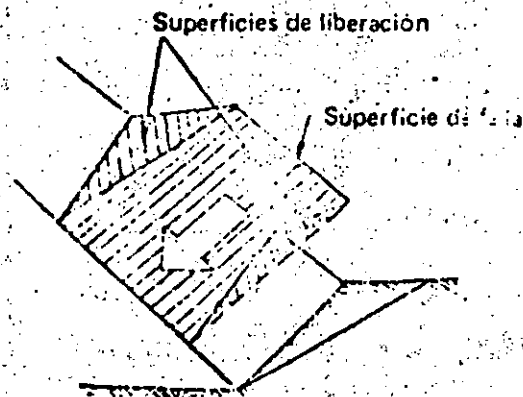
Condiciones geométricas para la falla plana

Para que ocurra un deslizamiento sobre un *solo plano*, es preciso que se satisfagan las siguientes condiciones geométricas:

- El plano sobre el cual ocurre el deslizamiento debe tener por fuerza un echado paralelo o casi paralelo (dentro de aproximadamente $\pm 20^\circ$) a la cara del talud.
- El plano de falla tiene por fuerza que aflorar en la cara del talud. Eso significa que su buzamiento deber ser *menor* que el buzamiento de la cara del talud, esto es, $\psi_f > \psi_p$.
- El echado del plano de falla debe ser *mayor* que el ángulo de



Para que haya deslizamiento
 $\psi_f > \psi_p > \phi$



fricción en dicho plano, esto es, $\psi_p > \phi$.

- d. También por fuerza deben existir en la masa rocosa superficies de liberación que no opongan resistencia al deslizamiento. Estas superficies de liberación definen los límites laterales del deslizamiento. Otra alternativa es que la falla ocurra en un plano de falla que pase por la "nariz" convexa de un talud.

Lo usual en el análisis de problemas bidimensionales es considerar una rebanada o elemento de espesor unitario, sacada en ángulos rectos con respecto a la cara del talud. Esto significa que se pueden representar de una parte y en un corte vertical, el área de la superficie visible; y, por la otra, el volumen del bloque que se desliza, con el área de la figura que lo delimita.

Análisis de la falla plana

La configuración geométrica del talud considerado en este análisis se define en la Figura 63. Nótese que son dos los casos por examinar:

- Un talud que tiene una grieta de tensión en la superficie superior
- Un talud con una grieta de tensión en la cara.

La transición de un caso al otro ocurre cuando la grieta de tensión coincide con la cresta del talud, esto es, cuando

$$z/H = (1 - \cot \psi_f \cdot \tan \psi_p)$$

(31)
(35)

En este análisis se supone lo siguiente:

- a. Tanto la superficie de deslizamiento, como la grieta de tensión tienen un echado paralelo al de la cara del talud.
- b. La grieta de tensión es vertical y está llena de agua hasta una profundidad z_w .
- c. El agua entra a la superficie de deslizamiento por la base de la grieta de tensión y escurre a lo largo de esta superficie hasta escapar a la presión atmosférica por el plano de falla donde aflora en la cara del talud. La distribución de presiones inducidas por el agua en la grieta de tensión y en la superficie de deslizamiento se ilustra en la Figura 63.
- d. Las fuerzas W (el peso del bloque que se desliza), U (la fuerza de subpresión debida a la presión del agua sobre la superficie de deslizamiento) y V (la fuerza debida a la presión hidrostática en la grieta por tensión) actúan a través del centroide de la masa que se desliza. En otras palabras, se supone que no se inducen momentos que produzcan rotación del bloque, por tanto la falla es únicamente por deslizamiento. Aunque esta hipótesis quizá no sea estrictamente cierta para la mayoría de los taludes reales, los errores que pudieran cometerse al hacer caso omiso de los momentos son lo suficientemente pequeños como para despreciarlos. Sin embargo, en taludes escarpados con discontinuidades cuyo buzamiento es muy pronunciado conviene tener en mente la posibilidad

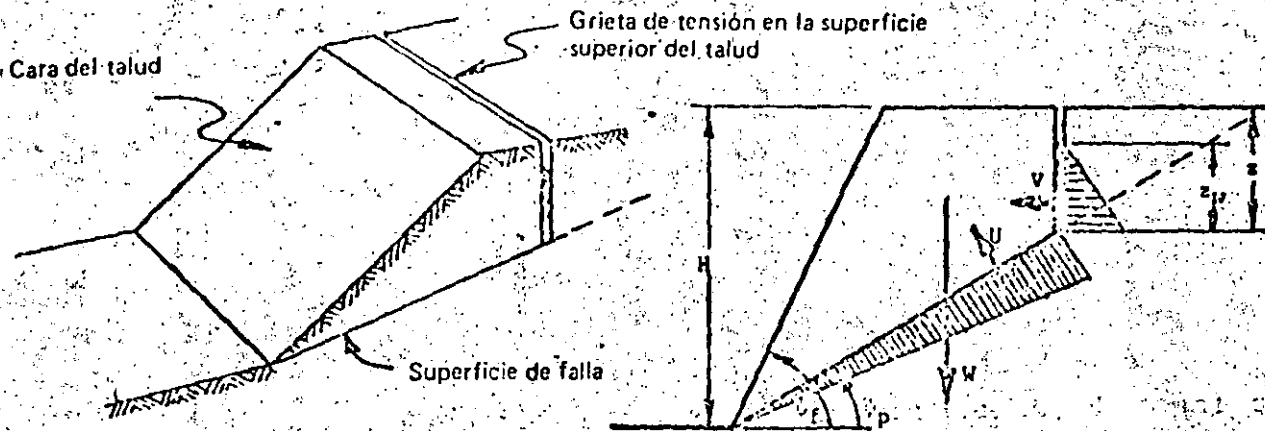


Figura 63a: Configuración geométrica de un talud con grieta de tensión en la superficie superior.

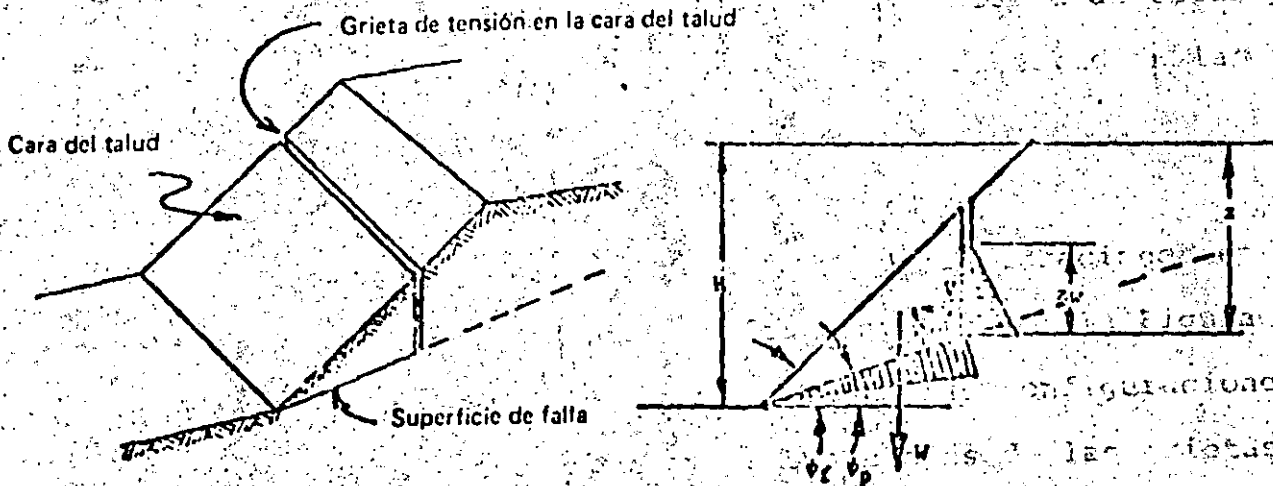


Figura 63b: Configuración geométrica de un talud con grieta de tensión en la cara

de una falla por volteo (toppling).

- e. La resistencia al corte de la superficie de deslizamiento se define por la cohesión c y un ángulo de fricción ϕ , que están ligados por la ecuación $t = c + \sigma \text{Tan}\phi$, como se explicó en páginas anteriores.
- f. Se considera una rebanada de espesor unitario y se supone que hay superficies de liberación, de manera que no hay resistencia al deslizamiento en los límites laterales de la falla.

El factor de seguridad para este talud se calcula de la misma manera que para el bloque en un plano inclinado, como se vió de las páginas 37 a 40. En este caso, el factor de seguridad, dado por la fuerza que se opone al deslizamiento dividida entre la fuerza que tiende a inducirlo es

$$F = \frac{cA + (W \cdot \text{Cos}\psi_p - U - V \cdot \text{Sen}\psi_p) \text{Tan}\phi}{W \cdot \text{Sen}\psi_p + V \cdot \text{Cos}\psi_p} \quad (32)$$

donde, con base en la Figura 63.

$$A = (H - z) \cdot \text{Cosec}\psi_p \quad (33)$$

$$U = \frac{1}{2} \gamma_w \cdot z_w (H - z) \cdot \text{Cosec}\psi_p \quad (34)$$

$$V = \frac{1}{2} \gamma_w \cdot z_w^2 \quad (35)$$

Para la grieta de tensión en la superficie superior del talud (Figura 63a),

$$W = \frac{1}{2} \gamma H^2 [(1 - (z/H)^2) \text{Cot} \psi_p - \text{Cot} \psi_f] \quad (36)$$

y para la grieta de tensión en la cara del talud (Figura 63b),

$$W = \frac{1}{2} \gamma H^2 [(1 - z/H)^2 \text{Cot} \psi_p (\text{Cot} \psi_p \cdot \text{Tan} \psi_f - 1)] \quad (37)$$

Cuando se conocen las configuraciones geométricas del talud y la profundidad del agua en la grieta de tensión, calcular el factor de seguridad es cuestión en verdad sencilla. Sin embargo, en ocasiones es necesario comparar varias configuraciones geométricas del talud, diferentes alturas o profundidades del agua y, también, la influencia de diversas resistencias al corte. En casos así, solucionar las ecuaciones 32 a 37 puede ser tedioso; con el fin de simplificar los cálculos, la ecuación 32 puede reordenarse según la siguiente forma adimensional,

$$F = \frac{(2c/\gamma H) \cdot P + [Q \cdot \text{Cot} \psi_p - R(P + S)] \text{Tan} \phi}{Q + R \cdot S \cdot \text{Cot} \psi_p} \quad (38)$$

donde

$$P = (1 - z/H) \cdot \text{Cosec} \psi_p \quad (39)$$

Cuando la grieta de tensión está en la superficie superior del talud,

$$Q = [(1 - (z/H)^2) \text{Cot} \psi_p - \text{Cot} \psi_f] \text{Sen} \psi_p \quad (40)$$

Cuando la grieta de tensión está en la cara del talud,

$$Q = [(1 - z/H)^2 \text{Cos} \psi_p (\text{Cot} \psi_p \cdot \text{Tan} \psi_f - 1)] \quad (41)$$

$$R = \frac{\gamma_w}{\gamma} \cdot \frac{z_w}{z} \cdot \frac{z}{H} \quad (42)$$

$$S = \frac{z_w}{z} \cdot \frac{z}{H} \cdot \text{Sen} \psi_p \quad (43)$$

Las relaciones P, Q, R y S son todas adimensionales, lo cual significa que dependen de la configuración geométrica pero no del tamaño del talud. En consecuencia, en los casos en que la cohesión $c = 0$, el factor de seguridad es independiente del tamaño del talud. Este importante principio de los agrupamientos adimensionales ilustrados en estas ecuaciones es una herramienta útil en la ingeniería de rocas y posteriormente se hará uso extensivo de él cuando se estudien las fallas de cuña y circulares.

Con el fin de facilitar la aplicación de estas ecuaciones en los problemas prácticos, se presentan en forma gráfica en la Figura 64 los valores de las relaciones P, Q y S para varias configuraciones geométricas de taludes. Nótese que ambas posiciones de las grietas de tensión se incluyen en las gráficas para la relación Q y por tanto se

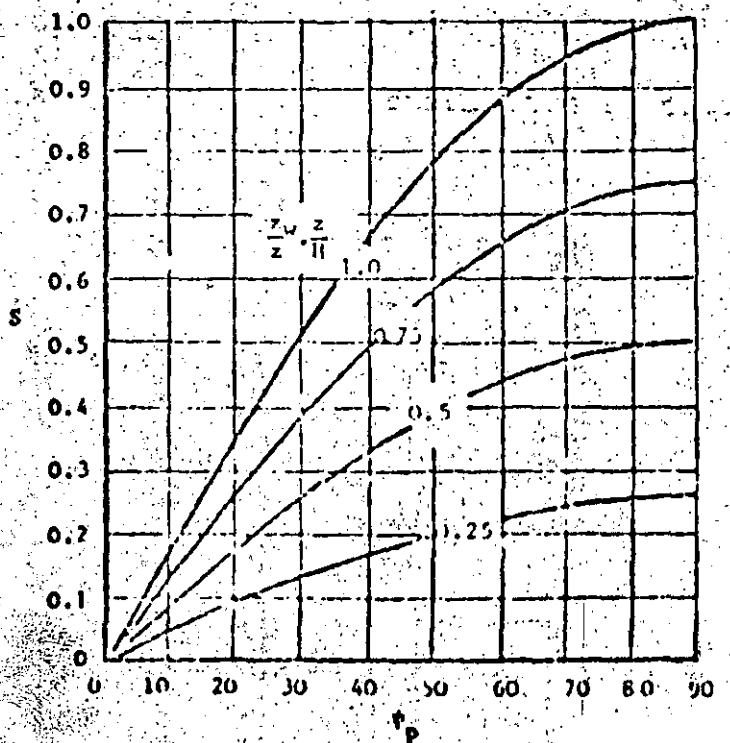
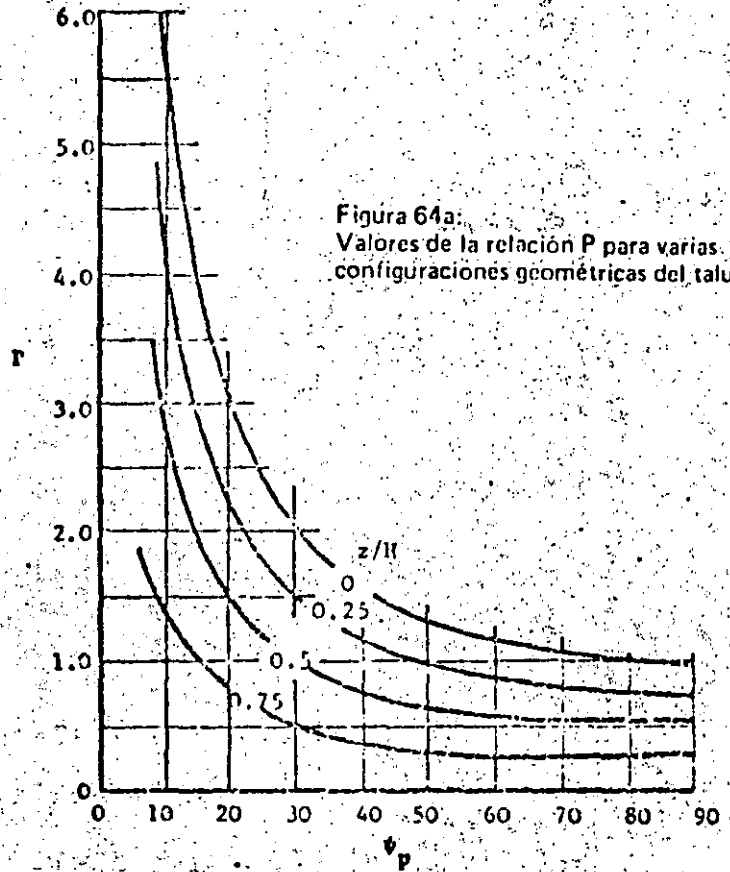
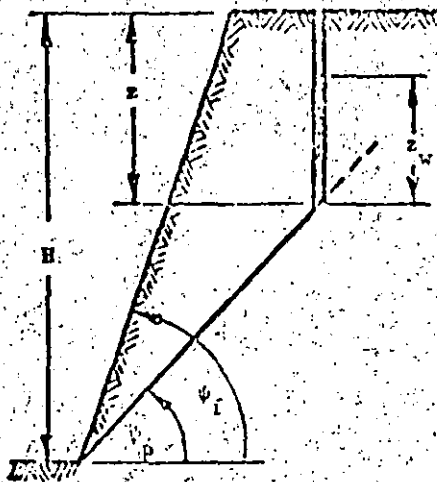
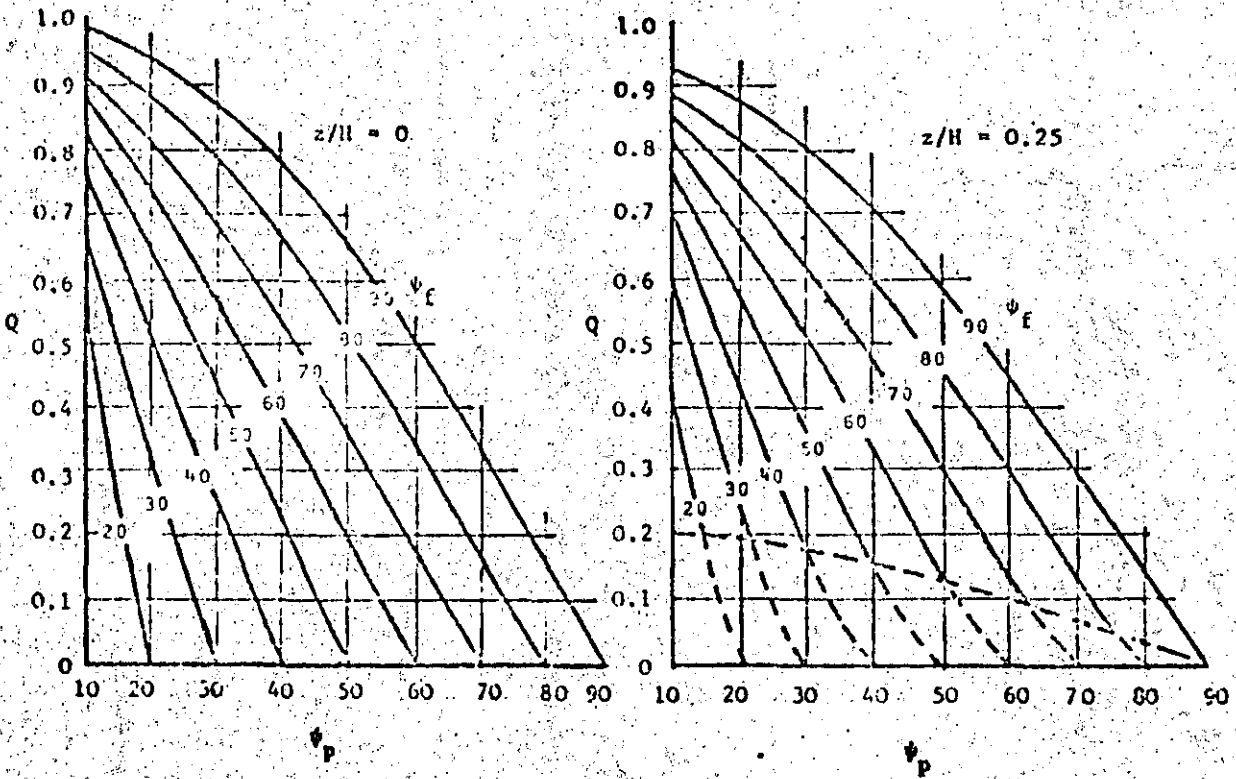


Figura 64b: Valores de la relación S para varias configuraciones geométricas



Nota:
Las líneas punteadas se refieren a la grieta de tensión en la cara del talud

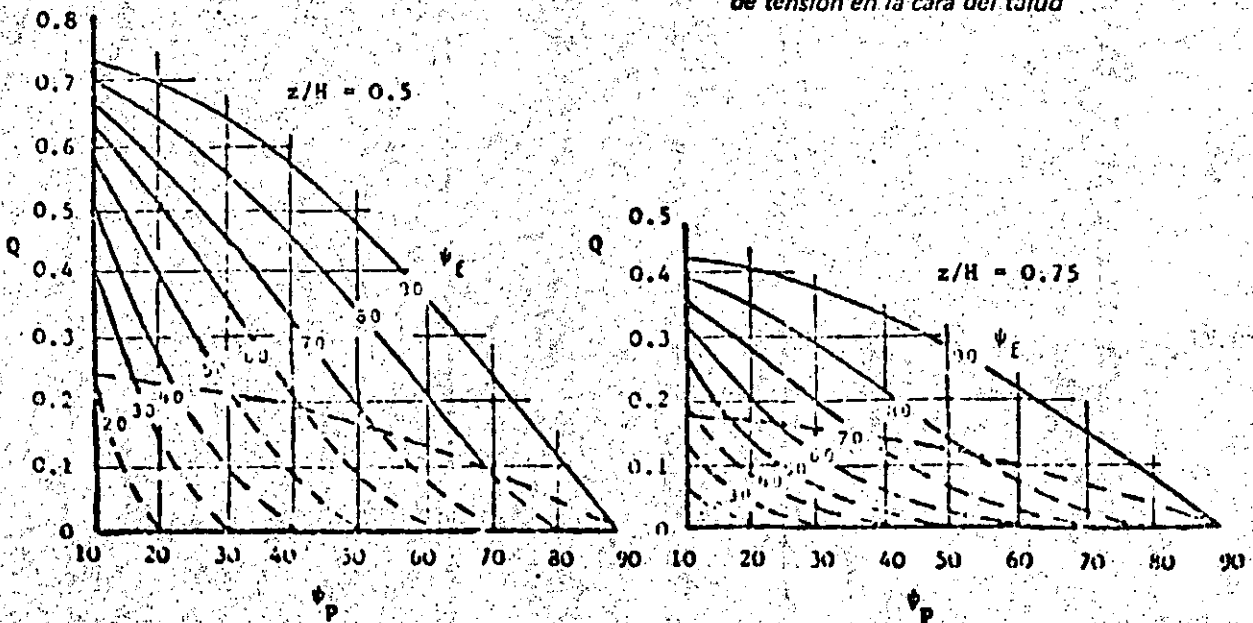


Figura 64c: Valores de la relación Q para varias configuraciones geométricas del talud

pueden determinar los valores de Q para cualquier configuración de talud sin tener que verificar primero la posición de la grieta. Algo que conviene mantener en mente cuando se utilizan estas gráficas es que la profundidad de la grieta de tensión siempre se mide desde la parte superior del talud, como se ilustra en la Figura 63b.

Considérese un ejemplo: un talud tiene 100 pies de altura, un ángulo de cara $\psi_f = 60^\circ$ y un plano de estratificación que lo cruza de un lado a otro según un echado de $\psi_p = 30^\circ$. Hay una grieta de tensión a 29 pies detrás de la cresta y, gracias a un corte transversal dibujado con precisión, se descubre que ésta tiene una profundidad de 50 pies; la densidad de la roca $\gamma = 160 \text{ lb/pie}^3$ y la del agua

$\gamma_w = 62.5 \text{ lb/pie}^3$. Con una resistencia cohesiva del plano de estratificación de $c = 1000 \text{ lb/pie}^2$ y el ángulo de fricción $\phi = 30^\circ$, hállese el valor de la influencia de la profundidad del agua z_w sobre el factor de seguridad del talud.

A partir de la Figura 64, para $z/H = 0.5$, se ve que los valores de P y Q son:

$$P = 1.0 \quad \text{y} \quad Q = 0.36$$

Los valores de R (de la ecuación 42) y de S (de la Figura 64b), para una gama de valores de z_w/z , son:

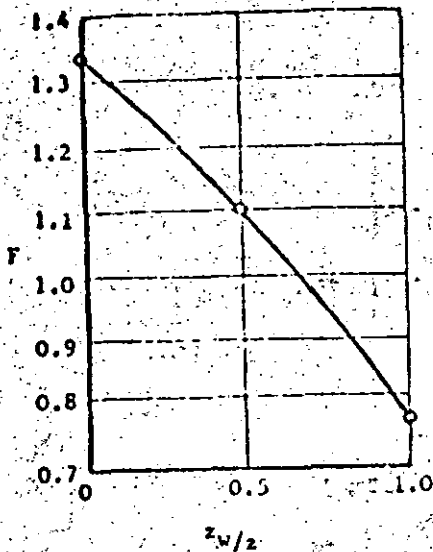
z_w/z_i	1.0	0.5	0
R	0.195	0.098	0
S	0.26	0.13	0

El valor de $2c/\gamma H = 0.125$.

En consecuencia, el factor de seguridad para diferentes profundidades de agua en la grieta de tensión de la ecuación 38, varía como se indica a continuación:

z_w/z	1.0	0.5	0
F	0.77	1.10	1.34

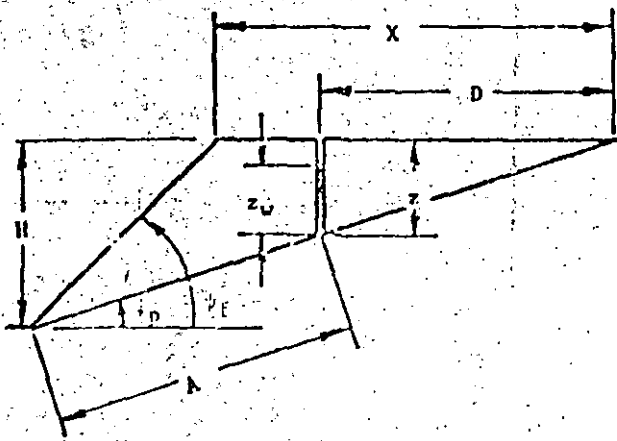
Estos valores se trazan en la gráfica de la siguiente página, y se ve que la sensibilidad del talud al agua en la grieta de tensión es evidente. Estos sencillos análisis que constituyen útiles auxiliares al tomar decisiones se pueden llevar a cabo en unos cuantos minutos, variando un parámetro a la vez. En el ejemplo considerado es obvio que deben tomarse medidas para evitar que el agua entre por la parte superior de la grieta; en otros casos puede descubrirse que el agua en la grieta de tensión no influye significativamente sobre la estabilidad, y que son otros los factores importantes.



Análisis gráfico de la estabilidad

Como alternativa al método analítico anterior, habrá lectores que prefieran el método gráfico siguiente:

- A partir de un corte transversal del talud, dibujado con precisión, trácense a escala las longitudes H , X , D , A , z y z_w , como se ve en la Figura 65a.
- Calcúlense las fuerzas W , V y U a partir de estas dimensiones por medio de las ecuaciones dadas en la Figura 65a. Calcúlese también la magnitud de la fuerza cohesiva $A.c.$
- Constrúyase el diagrama de fuerzas que se ilustra en la Figura 65b, como sigue:



Peso de la cuña que se desliza:

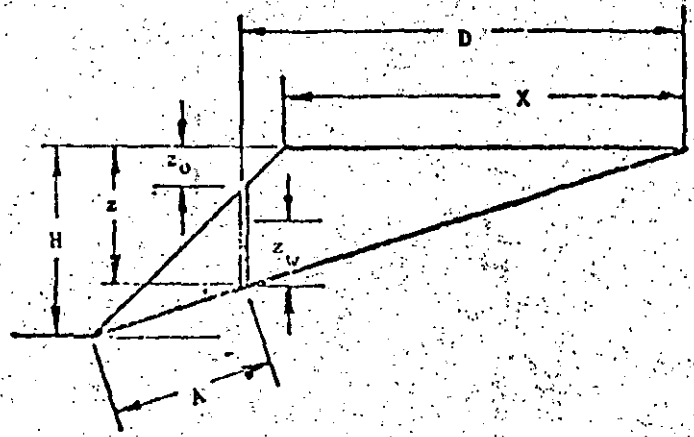
$$W = \gamma (HX - Dz)$$

Fuerza horizontal hidrostática :

$$V = \gamma_w z_w^2$$

Fuerza vertical hidrostática (de subpresión)

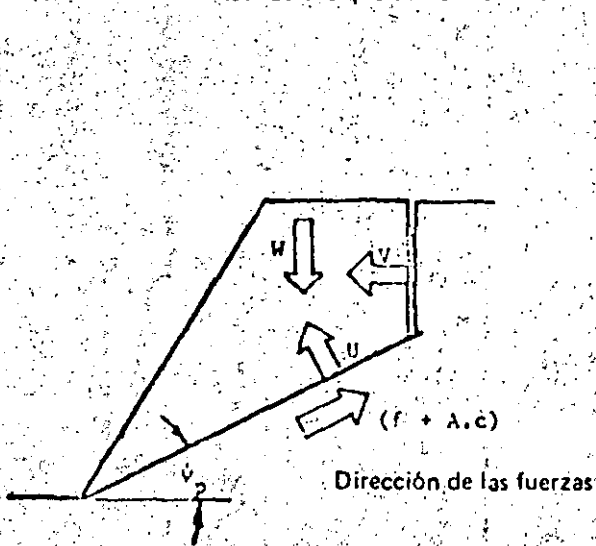
$$U = \gamma_w z_w \cdot A$$



Peso de la cuña que se desliza:

$$W = \gamma (HX - Dz + z_0(D - X))$$

Figura 65a: Configuración geométrica del talud y ecuaciones para calcular las fuerzas que actúan sobre él



Dirección de las fuerzas

Factor de seguridad $F = \frac{f + A \cdot c}{S}$

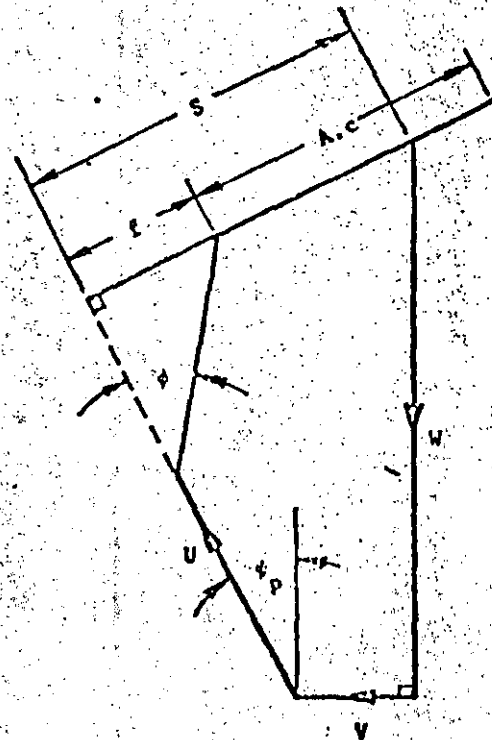


Figura 65b: Diagrama de fuerzas para hacer el análisis bidimensional de la estabilidad del talud

- i) Trácese una línea vertical para representar el peso W de la cuña que se desliza. Debe escogerse la escala de manera que se ajuste al tamaño del restirador o mesa de trabajo.
- ii) Formando ángulo recto con la recta que representa a W , trácese una línea que represente la fuerza V debida a la presión hidrostática en la grieta por tensión.
- iii) Mídase el ángulo ψ_p como se muestra en la Figura 65b y trácese una línea que represente la fuerza de subpresión U debida a la presión hidrostática sobre la superficie de deslizamiento.
- iv) Proyéctese la línea que representa a U (se muestra punteada en la Figura 65b) y, a partir del extremo superior de la línea que representa a W , trácese una perpendicular a la proyección de la línea U .
- v) A partir del extremo superior de la línea U , trácese una línea conforme un ángulo ϕ para intersectar la línea que desde W va a la proyección de la línea U .
- vi) La longitud f en la Figura 65b representa la fuerza de fricción que se opone al deslizamiento a lo largo del plano de falla.
- vii) La fuerza cohesiva resistente $A.c$ puede trazarse paralelamente a f . Aunque este paso no es esencial, la representación gráfica de la magnitud de $A.c$ en los diagramas de fuerzas determina si

hubo error al pasar este valor de una a otra escala de las varias que pudieron utilizarse en el análisis, ya que proporcion a una verificación visual de A.c.

viii) La longitud de la línea S en el diagrama de fuerzas representa la fuerza total que tiende a inducir el deslizamiento sobre el plano.

ix) Al factor de seguridad F del talud lo da la relación entre las longitudes $(f + A.c)$ a S.

Un ejemplo de la aplicación de esta técnica gráfica se dará posteriormente en este mismo capítulo.

Influencia de las aguas subterráneas en la estabilidad

Hasta aquí el análisis ha supuesto que sólo el agua en la grieta de tensión y a lo largo de la superficie de la falla influye en la estabilidad del talud. Eso equivale a admitir que el resto de la masa rocosa es impermeable, hipótesis que ciertamente no siempre se justifica. Por lo tanto, es preciso considerar otras formas de distribución de la presión hidrostática.

El estado actual de los conocimientos en ingeniería de rocas no permite definir con precisión los patrones de flujo de las aguas subterráneas en una masa rocosa. En consecuencia, lo único que puede hacer el diseñador de taludes es considerar un buen número de casos realis-

tas extremos en un intento de abarcar la gama completa de probables factores de seguridad y valorar, hasta donde sea posible, la sensibilidad del talud a las variaciones de las aguas subterráneas.

a. Taludes secos

El caso más sencillo es el de un talud totalmente drenado. En términos prácticos, esto significa que no hay presión hidrostática ni en la grieta de tensión ni en la superficie de deslizamiento. Nótese que bien puede haber humedad en el talud pero, mientras no se genere presión alguna, en nada influirá sobre la estabilidad.

Dadas esas condiciones, las fuerzas V y U son ambas iguales a cero y entonces la ecuación (32) se reduce a:

$$F = \frac{c.A}{W.\text{Sen}\psi_p} + \text{Cot}\psi_p.\text{Tan}\phi \quad (44)$$

En forma alternativa, la ecuación (38) se reduce a:

$$F = \frac{2c}{\gamma H} \cdot \frac{P}{Q} + \text{Cot}\psi_p.\text{Tan}\phi \quad (45)$$

b. Agua únicamente en la grieta de tensión

Tras un prolongado periodo de estiaje, una lluvia abundante puede provocar un rápido aumento de la presión hidrostática dentro de la grieta

de tensión, a menos que se haya previsto un drenaje superficial adecuado. Si el resto de la masa rocosa es relativamente impermeable, será esta la única presión hidrostática que se genere durante e inmediatamente después de las lluvias abundantes. En otras palabras, la fuerza de subpresión $U = 0$.

También puede reducirse a cero, o casi a cero, la fuerza de subpresión U si la superficie de falla es impermeable debido a los rellenos de arcilla. En un caso u otro, el factor de seguridad del talud viene dado por

$$F = \frac{c.A + (W.\text{Cos}\psi_p - V.\text{Sen}\psi_p)\text{Tan}\phi}{W.\text{Sen}\psi_p + V.\text{Cos}\psi_p} \quad (46)$$

o, en forma alternativa:

$$F = \frac{2c/\gamma H.P. + (Q.\text{Cot}\psi_p - RS)\text{Tan}\phi}{Q + RS.\text{Cot}\psi_p} \quad (47)$$

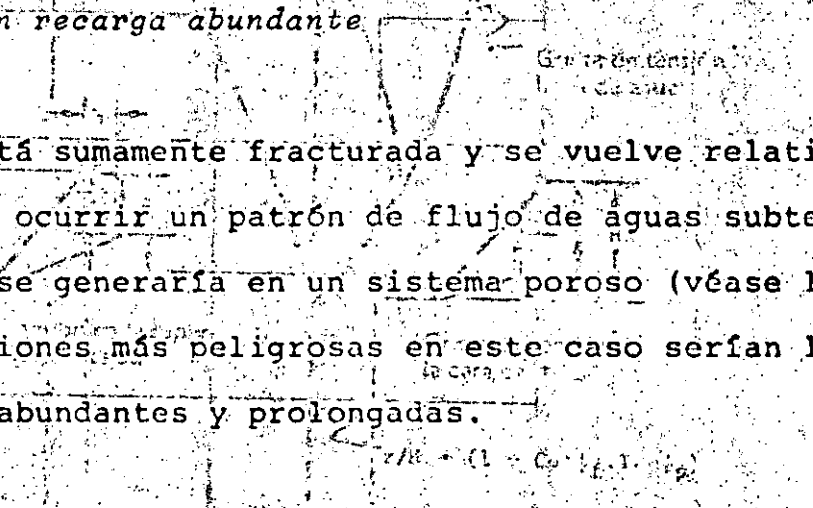
c. Agua en la grieta de tensión y en la superficie de deslizamiento.

Esas fueron las condiciones supuestas para obtener la solución general presentada en páginas anteriores. Se aseveró entonces que la distribución de la presión en toda la superficie de deslizamiento disminuye linealmente desde la base de la grieta de tensión hasta la intersección de la superficie de la falla y la cara del talud. Esta distribución de la presión es probablemente mucho más sencilla que

la que ocurre realmente en un talud; pero como se desconoce la verdadera distribución es razonable trabajar con esta o cualquier otra que se pueda establecer.

Es posible que la distribución de las presiones hidrostáticas sea más peligrosa si la cara del talud se congela en el invierno, y en lugar de la supuesta condición de presión igual a cero hay presión hidrostática debido a la carga hidráulica total en el talud. Semerjantes condiciones extremas pueden ocurrir de vez en cuando y por eso el diseñador debe tenerlas en cuenta. Sin embargo, para propósitos de diseño normal, una distribución así daría por resultado un talud excesivamente conservador, por lo que se usa la distribución triangular de presiones, como base normal de diseño.

d. Talud saturado con recarga abundante



Si la masa rocosa está sumamente fracturada y se vuelve relativamente permeable, podría ocurrir un patrón de flujo de aguas subterráneas similar al que se generaría en un sistema poroso (véase la Figura 56). Las condiciones más peligrosas en este caso serían las producidas por lluvias abundantes y prolongadas.

Se han construido redes de flujo para taludes saturados con recarga superficial abundante (132) y la distribución de presiones hidrostáticas obtenidas se ha utilizado para calcular los factores de seguridad de una amplia variedad de taludes. Sería tedioso exponer todo ese proceso, pero los resultados se pueden resumir. Se ha descubier-

to que el factor de seguridad para un talud permeable, saturado por lluvias abundantes y sujeto a recarga superficial por lluvias continuas, puede aproximarse a un valor real mediante la ecuación 32 (o la 38), asumiendo que la grieta de tensión está llena de agua, esto es, $z_w = z$.

En virtud de la incertidumbre asociada a la distribución que realmente puede haber en los taludes de roca sujetos a esas condiciones, no tiene caso refinar más este análisis.

Profundidad crítica de la grieta de tensión

En el análisis presentado, la hipótesis fue que la posición de la grieta de tensión se conoce porque su traza es visible en la superficie o en la cara del talud, y que su profundidad se puede establecer mediante la construcción de un corte transversal preciso. Cuando se ignora la posición de la grieta de tensión a causa, por ejemplo, de que hay desechos de roca en la parte superior del talud, es necesario considerar su ubicación probable.

La influencia de la profundidad de la grieta de tensión y de la profundidad o altura del agua sobre el factor de seguridad de un talud típico, se ilustra en la Figura 66 (el ejemplo considerado aparece en las páginas 236 y 237).

Cuando el talud es seco o casi seco, el factor de seguridad alcanza un valor mínimo, que en el ejemplo considerado corresponde a una pro

fundidad de la grieta por tensión, de 0,42 H. Esta profundidad crítica de la grieta de tensión en un talud seco puede hallarse mediante la diferenciación parcial de la ecuación 44 con respecto a z/H ; al igualar dicha diferencia parcial con cero:

$$z_c/H = 1 - \sqrt{\text{Cot}\psi_f \cdot \text{Tan}\psi_p} \quad (48)$$

y si se toma en cuenta la configuración geométrica del talud, la posición de la grieta en un talud seco puede hallarse, como se muestra en la Figura 67, de la siguiente manera:

$$b_c/H = \sqrt{\text{Cot}\psi_f \cdot \text{Cot}\psi_p - \text{Cot}\psi_f} \quad (49)$$

En la Figura 67 se trazaron las profundidades críticas de la grieta de tensión y sus ubicaciones para una gama de taludes secos.

La Figura 66 muestra que, una vez que el nivel del agua z_w excede la cuarta parte de la profundidad de la grieta por tensión, el factor de seguridad de las grietas de tensión en su parte superior se reduce a un valor mínimo cuando la grieta se llena totalmente. En este caso, el factor mínimo de seguridad queda dado por una grieta de tensión llena de agua que coincide con la cresta del talud, es decir, cuando $b = 0$.

Es de máxima importancia para este análisis estudiar la secuencia de la formación de la grieta de tensión y de la captación del agua. Las observaciones en el campo sugieren que las grietas por tensión usualmente se presentan atrás de la cresta del talud, Figura 66, y es preciso concluir que son el resultado del movimiento de un talud seco o

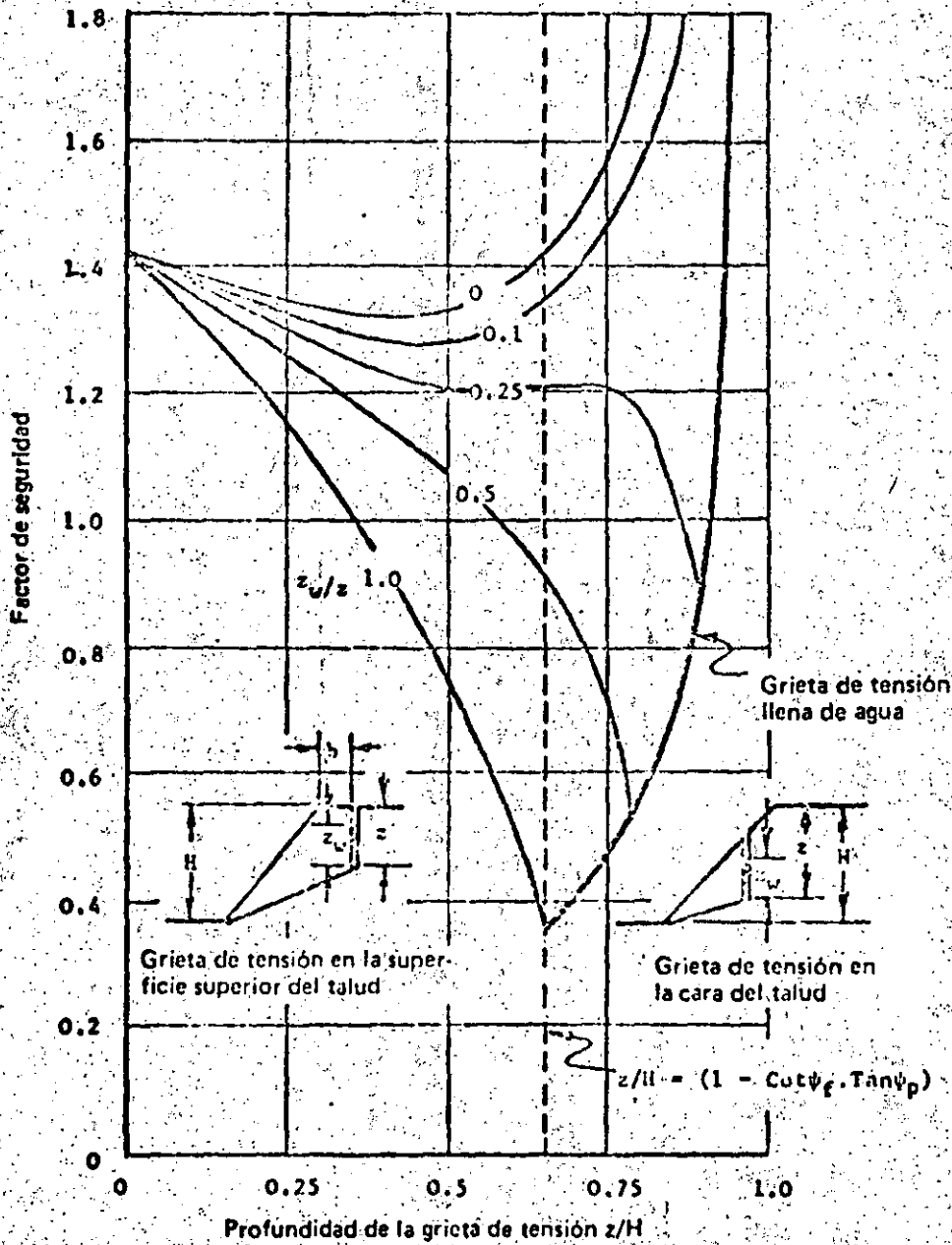


Figura 66: Influencia de la profundidad de la grieta de tensión y de la altura del agua en la grieta sobre el factor de seguridad de un talud. (La configuración geométrica y las propiedades de los materiales son como las del ejemplo de la página 240)

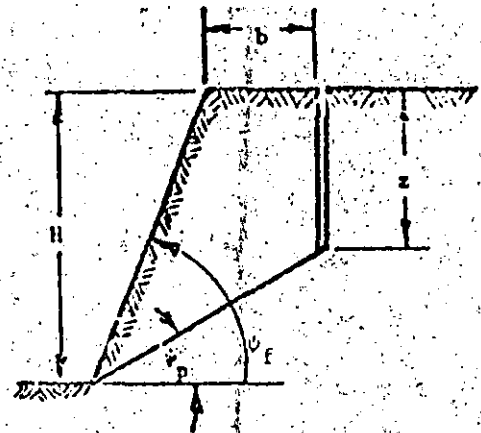
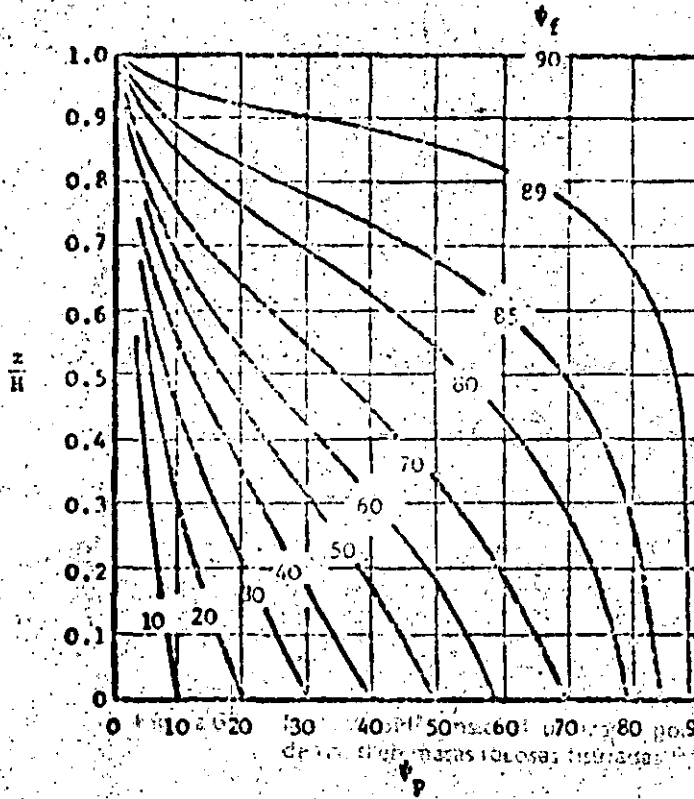


Figura 67a: Profundidad crítica de una grieta de tensión en un talud seco

La hipótesis que es preciso establecer es si se da la falla en la superficie de falla.

Relación b/H

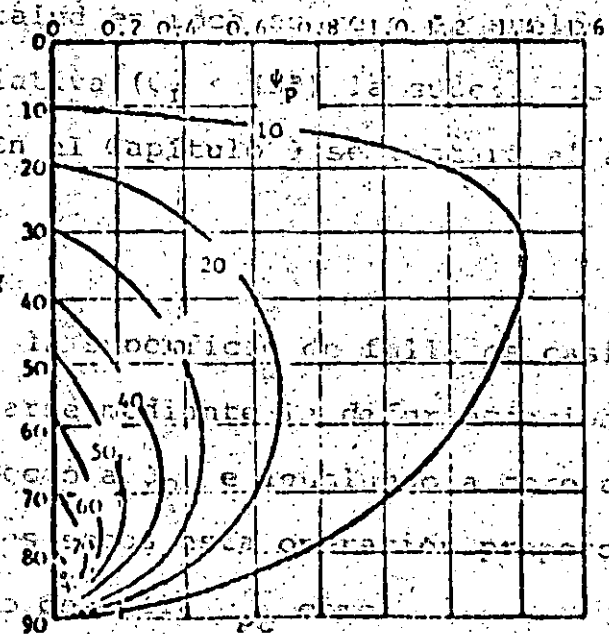


Figura 67b: Ubicación crítica de una grieta de tensión en un talud seco

En un talud de tipo pendiente relativa ($\phi < \phi_p$) la falla se da en la superficie de falla circular. En el capítulo 7 se describen los métodos para determinar la profundidad crítica del plano de falla.

casi seco. Si la grieta de tensión se llena totalmente por lluvias abundantes, la influencia de la presión hidrostática obedecerá los principios establecidos al inicio de este capítulo. La profundidad y la ubicación de la grieta de tensión son, sin embargo, independientes de las condiciones de las aguas subterráneas y las definen las ecuaciones 48 y 49.

Si la grieta de tensión se forma *durante* una lluvia abundante o si está localizada en un elemento geológico preexistente, como una fractura vertical, las ecuaciones 48 y 49 no son aplicables. En estas circunstancias, cuando la posición de la grieta y su profundidad son desconocidas, el único procedimiento razonable es suponer que la grieta coincide con la cresta del talud y que está llena de agua.

La grieta de tensión como indicador de la inestabilidad

No es posible examinar taludes excavados en la roca sin notar la frecuente aparición de grietas de tensión en sus superficies superiores. Algunas se han visto por decenas de años y, en muchos casos, no parecen haber tenido influencia adversa alguna sobre la estabilidad del talud. Es por lo tanto interesante estudiar cómo se formaron y si pueden dar o no algún indicio de la inestabilidad del talud.

En una minuciosa serie de estudios sobre modelos de la falla de taludes en rocas fisuradas, Barton (133) descubrió que son pequeños movimientos cortantes en la masa rocosa los que generan la grieta de tensión. Aunque cada movimiento fue pequeño en sí mismo, tuvo el

efecto acumulativo de provocar un desplazamiento importante de la superficie del talud - suficiente para ocasionar la separación de fracturas verticales atrás de la cresta y para formar grietas de tensión -. Es importante saber que los movimientos cortantes causan la grieta de tensión porque obliga a suponer que cuando la grieta se hace visible en la superficie de un talud ya se ha iniciado una falla por cortante en la masa rocosa.

Es imposible cuantificar la gravedad de esta falla porque es sólo el inicio de un proceso gradual sumamente complejo sobre el cual poco se sabe a ciencia cierta. Es bastante probable que, en algunos casos, la mejoría del drenaje, resultado de aberturas en la estructura de la roca, y el entrelazamiento de los bloques de la masa rocosa pudieran incrementar la estabilidad. En otros casos, al comienzo de la falla podría seguir una rápida disminución en la estabilidad, con la subsecuente falla del talud.

En resumen, los autores recomiendan que se tome como una indicación de inestabilidad potencial la presencia de una grieta de tensión y que, en el caso de un talud importante, dicha circunstancia alerte sobre la necesidad de investigar cuidadosamente la estabilidad.

Inclinación crítica del plano de falla

Cuando hay una discontinuidad de lado a lado, como en el caso de un plano de estratificación, y su inclinación llena las condiciones para que haya falla de plano definidas en la página 231, la estabilidad del talud dependerá de ese elemento geológico. Si no existe un elemen

to así y llegara a ocurrir la falla de una superficie siguiendo elementos geológicos secundarios y, en algunos sitios, a través de material intacto ¿cómo podría determinarse la inclinación de su trayectoria?

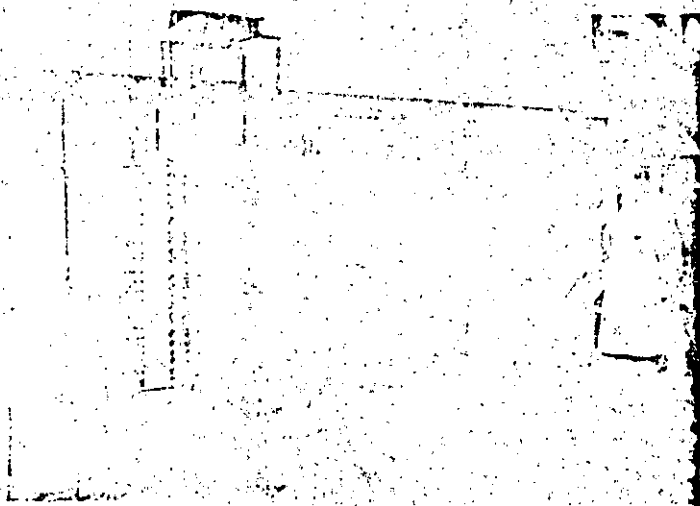


Figura 68: Modelo bidimensional utilizado por Barton (133) para estudiar una falla de talud en masas rocosas fisuradas

La primera hipótesis que es preciso establecer se refiere a la forma de la superficie de falla. En un talud en roca suave o en suelo con una cara de poca pendiente relativa ($\psi_f < 45^\circ$), la superficie de falla tendrá una forma circular. En el Capítulo 9 se tratará el análisis de tales superficies.

En los taludes de roca escarpados, la superficie de falla es casi planar y su inclinación puede hallarse mediante la diferenciación parcial de la ecuación 32 con respecto a ψ_p , e igualando a cero el diferencial resultante. Para taludes secos esta operación proporciona la inclinación crítica del plano de falla ψ_{pc} como:

$$\psi_{pc} = \frac{1}{2}(\psi_f + \phi)$$

(50)

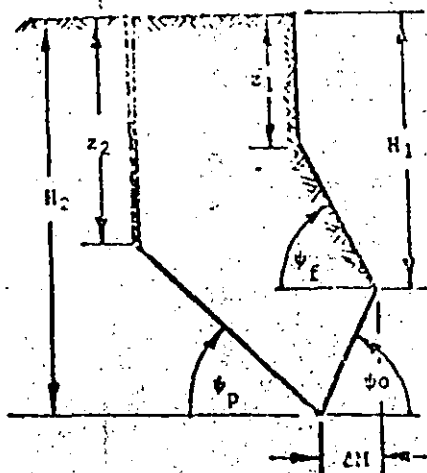
La presencia de agua en la grieta de tensión reducirá la inclinación del plano de falla hasta en un 10% y, debido a la incertidumbre asociada a esas superficies de falla, no se considera justificado incluir la complicación adicional que supone la influencia de las aguas subterráneas. En consecuencia, puede usarse la ecuación 50 para estimar la inclinación crítica del plano de falla en taludes escarpados que no tienen superficies de discontinuidad que lo atraviesen completamente. Más adelante en este capítulo se proporcionará un ejemplo de la aplicación de esta ecuación en el caso de una falla en un cantil de caliche.

Influencia de la socavación en la base de un talud

Nada tiene de extraño que haya socavación en la base de un talud. Puede tener varias causas, una intencional como serían los trabajos de minería, otras naturales, como el intemperismo que erosiona los estratos inferiores subyacentes, o, en el caso de los acantilados que dan al mar, el embate de las olas. En muchas situaciones prácticas, su influencia sobre la estabilidad de los taludes es importante, razón por la cual se presenta un breve análisis.

A fin de obtener la solución que pueda generalizarse más, se establece la hipótesis de que la configuración geométrica del talud es como se ilustra en el dibujo de la siguiente página. Se supone que una falla previa dejó una cara inclinada según ψ_f y una grieta de tensión

vertical de profundidad z_1 . Como resultado de una socavación de ΔM , inclinada según un ángulo ψ_0 , aparece una nueva falla en un plano inclinado ψ_p que incluye la formación de una nueva grieta de tensión a la profundidad z_2 .



Configuración geométrica de un talud socavado

El factor de seguridad de este talud está dado por la ecuación 32, pero es necesario modificar la expresión para el término peso, como sigue:

$$W = \frac{1}{2} \gamma [(H_2^2 - z_2^2) \cot \psi_p - (H_1^2 - z_1^2) \cot \psi_f + (H_1 + H_2) \Delta M] \quad (51)$$

nótese que, para $\psi_0 > 0$,

$$\Delta M = (H_2 - H_1) \cot \psi_0 \quad (52)$$

La profundidad crítica de la grieta de tensión para un talud seco so-
cavado la da,

$$z_2 = \frac{c \cdot \text{Cos} \phi}{\gamma \text{Cos} \psi_p \cdot \text{Sen}(\psi_p - \phi)} \quad (53)$$

La inclinación crítica del plano de falla es:

$$\psi_p = \frac{1}{2} \left[\phi + \text{Arctan} \frac{H_2^2 - z_2^2}{(H_1^2 - z_1^2) \text{Cot} \psi_f - (H_1 + H_2) \Delta M} \right] \quad (54)$$

La aplicación de este análisis en un problema real se presenta al fi-
nal de este capítulo.

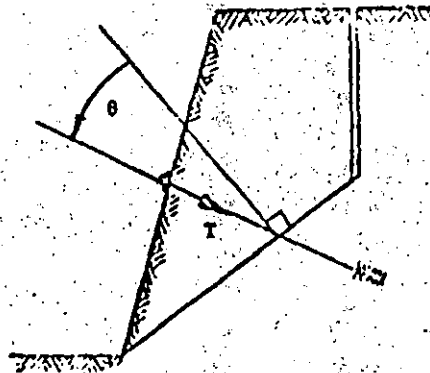
Refuerzo de un talud

Cuando se ha establecido que un talud es inestable, se debe considerar
si es posible estabilizarlo mediante drenaje o aplicación de car-
gas externas. Las cargas pueden aplicarse instalando pernos de ancla-
je o cables en la masa rocosa más allá de la superficie de falla o
construyendo una berma con roca de desecho para apoyar la base del
talud.

El factor de seguridad de un talud con carga externa de magnitud T,
inclinado según un ángulo θ con respecto al plano de la falla, como
se ve el dibujo siguiente, queda expresado por una fórmula,

$$F = \frac{cA + (W \cdot \text{Cos} \psi_p - U - V \cdot \text{Sen} \psi_p + T \cdot \text{Cos} \theta) \text{Tan} \phi}{W \cdot \text{Sen} \psi_p + V \cdot \text{Cos} \psi_p - T \cdot \text{Sen} \theta} \quad (55)$$

Esta ecuación indica la influencia que tienen los refuerzos sobre el factor de seguridad. La decisión de si resultarán prácticos o económicamente factibles depende de otras consideraciones que se ilustran mejor mediante los ejemplos prácticos que se examinan en el Capítulo 1.



Refuerzo de un talud

Retroanálisis de los taludes fallados

Después del examen de la resistencia al corte realizado en el Capítulo 5, al lector le quedarán escasas dudas sobre las dificultades que hay para determinar los valores de resistencia al corte, particularmente de la resistencia cohesiva a partir de pruebas en pequeña escala hechas en el laboratorio. Como resultado de esas dificultades, muchos ingenieros especializados en taludes prefieren fundamentar sus diseños en valores determinados mediante retroanálisis a escala real, de fallas que han ocurrido en el campo. A continuación se describe el

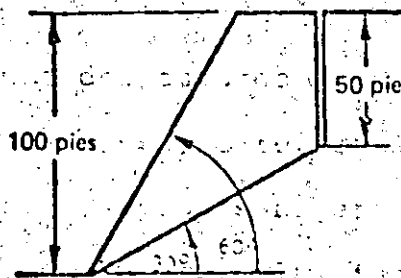
método utilizado para llevar a cabo los retroanálisis en taludes que presentaron fallas bidimensionales.

Cuando ha ocurrido una falla, es porque el factor de seguridad bajó hasta el valor de la unidad. Si $F = 1$, y si se reordenan las ecuaciones 32 y 38, se obtienen las siguientes relaciones entre la cohesión c y el ángulo de fricción ϕ que intervinieron en la falla.

$$c = \frac{W \cdot \text{Sen}(\psi_p - \phi) + V \cdot \text{Cos}(\psi_p - \phi) + U \cdot \text{Sen} \phi}{A \cdot \text{Cos} \phi} \quad (56)$$

en forma alternativa:

$$c = \frac{YH}{2P} [Q(1 - \text{Cot} \psi_p \cdot \text{Tan} \phi) + RS(\text{Cot} \psi_p + \text{Tan} \phi) + RP \cdot \text{Tan} \phi] \quad (57)$$



Geometría del talud para ejemplificar el retroanálisis.

Para demostrar la aplicación de estas ecuaciones, considérese el ejemplo hipotético ilustrado en el dibujo de arriba. Se determinan los valores de la cohesión c y del ángulo de fricción ϕ que intervinieron

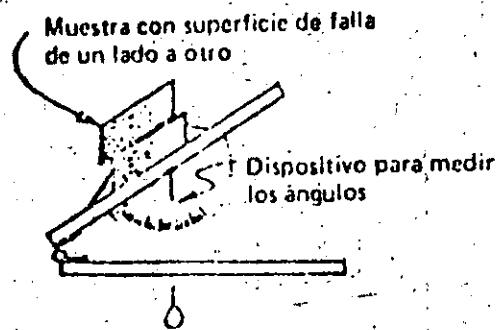
en la falla usando la ecuación 57 y la Figura 64, para las siguientes condiciones:

- A) Talud seco sin grieta de tensión ($R = S = z/H = 0$)
- B) Talud seco con grieta de tensión ($R = S = 0$)
- C) Talud con agua solamente en la grieta por tensión ($R.P = 0$)
- D) Talud con grieta de tensión llena de agua y con presión hidrostática en la superficie que se desliza ($z_w = z$)

Los resultados de este análisis se trazan en la Figura 69, que muestra el rango de los ángulos de fricción y de las resistencias cohesivas que satisfacen las condiciones de equilibrio límite para la configuración geométrica de talud estudiada.

En un problema real, el examen del talud fallado revelará si hubo una grieta de tensión o no y la simple averiguación de las precipitaciones antes de la falla capacitarán al ingeniero para decidir cuáles de las circunstancias examinadas pueden representar la condición del talud en el momento de la falla. Unas cuantas pruebas sencillas de cortante* indicarán el ángulo de fricción de la superficie de discontinuidad sobre la cual ocurrió el deslizamiento y, considerando todos estos hechos, puede establecerse cuál fue la cohesión que intervino en el momento de la falla.

* Cuando existe una superficie de falla claramente definida, se puede obtener una estimación razonable de su ángulo de fricción mediante una sencilla prueba de ladeado del plano; en ella se mide la inclinación requerida para que se provoque el deslizamiento de la mitad del espécimen sobre la otra mitad, como se ilustra en el dibujo siguiente (30).



Prueba sencilla para estimar el ángulo de fricción de la superficie que se desliza

En el ejemplo considerado para obtener los valores de la Figura 69 se ha supuesto una falla plana bidimensional. Obviamente se puede utilizar el mismo enfoque para analizar la resistencia al corte que interviene en las fallas de cuña y circular (examinadas en los capítulos 8 y 9 respectivamente). Muchos son los retroanálisis de este tipo que se han llevado a cabo, y sobre un buen número de ellos se han publicado escritos que son una fuente invaluable de información sobre datos reales de resistencia al corte; los autores recomiendan a todo ingeniero especializado en taludes que procure recoger tal información cada vez que la encuentre en la literatura técnica. En general, una buena recopilación de los datos mencionados es un instrumento para verificar si son razonables o no los valores que el ingeniero se propone utilizar en sus diseños, pero es particularmente importante en casos de crisis, cuando no es posible llevar a cabo prueba alguna y es preciso estimar simplemente los valores de resistencia al corte.

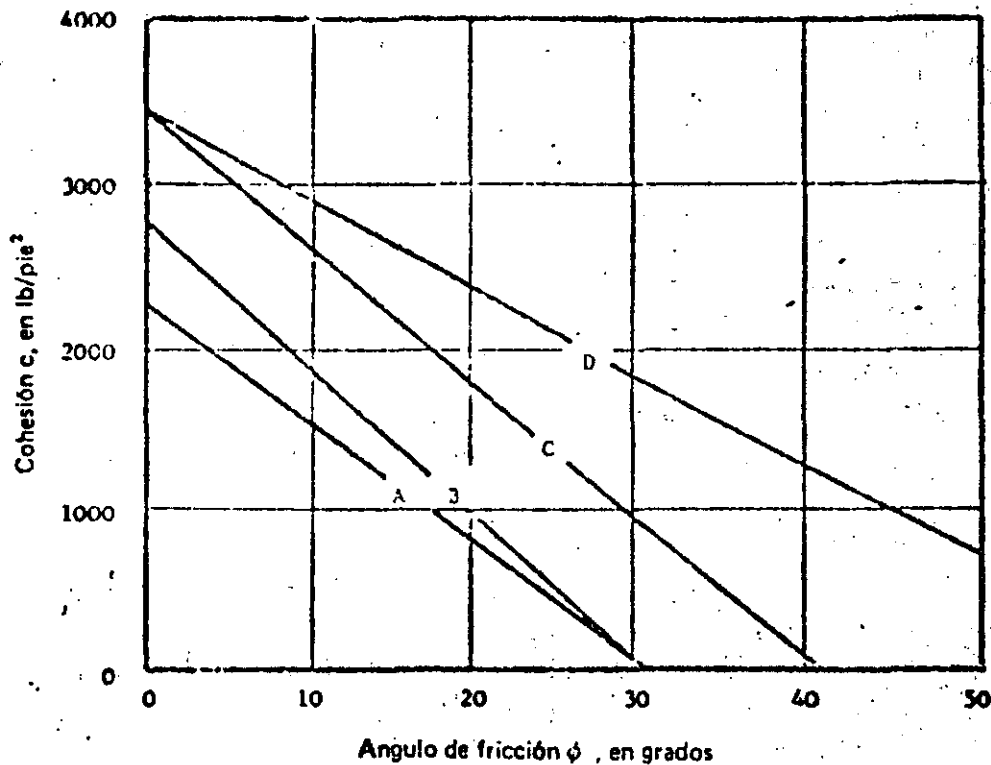
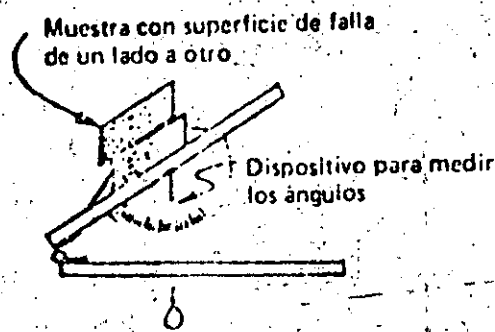


Figura 69: Ángulo de fricción y cohesión relativa que intervienen en la falla según diversas condiciones consideradas en el ejemplo hipotético examinado en la página 260

Durante varios años, uno de los autores (E.H.) ha reunido datos de resistencia al corte, tomados de retroanálisis; en la Figura 70 se presenta una selección. Los puntos numerados en la gráfica se identifican en la Tabla III, que incluye las fuentes de información. También se hizo una clasificación burda desde un punto de vista ingenieril de las varias áreas de la gráfica (en la parte superior derecha). Aunque para los autores este ordenamiento ha sido útil, aceptan que una clasificación es algo sobre lo cual dos ingenieros cualesquiera pueden estar en desacuerdo y, en consecuencia, cabe en lo posible que



Prueba sencilla para estimar el ángulo de fricción de la superficie que se desliza

En el ejemplo considerado para obtener los valores de la Figura 69 se ha supuesto una falla plana bidimensional. Obviamente se puede utilizar el mismo enfoque para analizar la resistencia al corte que interviene en las fallas de cuña y circular (examinadas en los capítulos 8 y 9 respectivamente). Muchos son los retroanálisis de este tipo que se han llevado a cabo, y sobre un buen número de ellos se han publicado escritos que son una fuente invaluable de información sobre datos reales de resistencia al corte; los autores recomiendan a todo ingeniero especializado en taludes que procure recoger tal información cada vez que la encuentre en la literatura técnica. En general, una buena recopilación de los datos mencionados es un instrumento para verificar si son razonables o no los valores que el ingeniero se propone utilizar en sus diseños, pero es particularmente importante en casos de crisis, cuando no es posible llevar a cabo prueba alguna y es preciso estimar simplemente los valores de resistencia al corte.

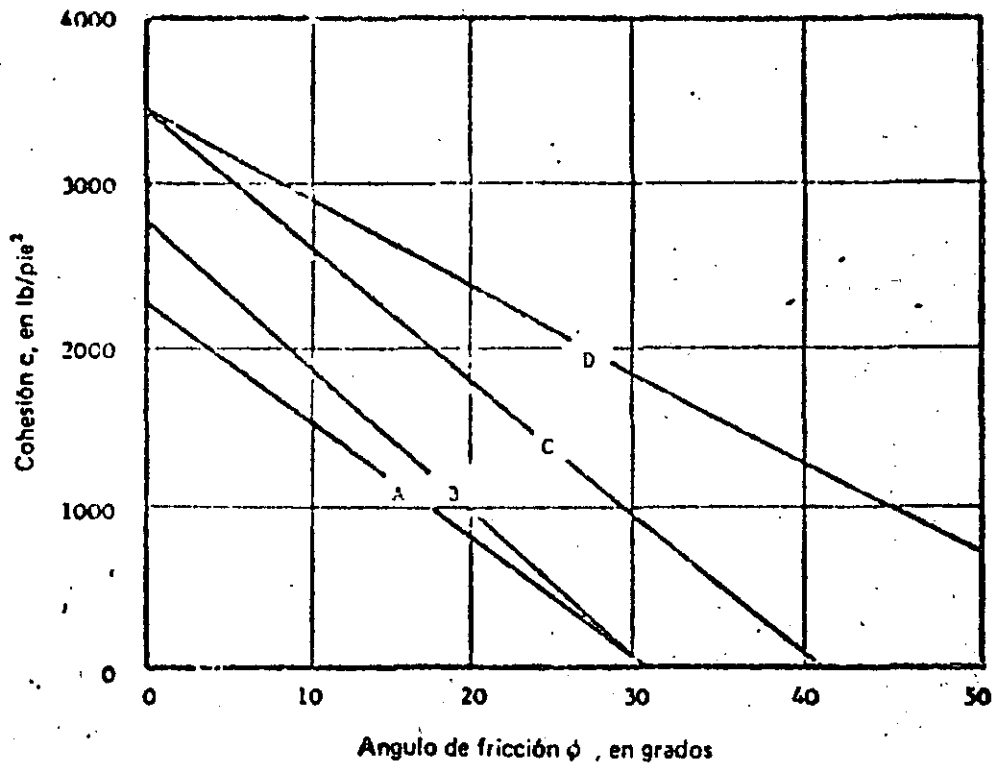


Figura 69: Ángulo de fricción y cohesión relativa que intervienen en la falla según diversas condiciones consideradas en el ejemplo hipotético examinado en la página 260

Durante varios años, uno de los autores (E.H.) ha reunido datos de resistencia al corte, tomados de retroanálisis; en la Figura 70 se presenta una selección. Los puntos numerados en la gráfica se identifican en la Tabla III, que incluye las fuentes de información. También se hizo una clasificación burda desde un punto de vista ingenieril de las varias áreas de la gráfica (en la parte superior derecha). Aunque para los autores este ordenamiento ha sido útil, aceptan que una clasificación es algo sobre lo cual dos ingenieros cualesquiera pueden estar en desacuerdo y, en consecuencia, cabe en lo posible que

TABLA III. FUENTES DE LOS DATOS SOBRE RESISTENCIA AL CORTE GRAFICADOS EN LA FIGURA 70

Punto	Material	Ubicación	Analizado por	Referencia
1	Pizarras y cuarcitas alteradas	Lago Knob, Canadá	Coates, Gynge y Stubbins	134
2	Suelo		Whitman y Bailey	135
3	Porfirita fisurada	Río Tinto, España	Hoek	80
4	Pared superior del cuerpo mineral	Grangesborg, Suecia	Hoek*	136
5	Altura y ángulo máximos de taludes excavados - Ver la Figura 7			20
6	Planos de estratificación en caliza	Somerset, Inglaterra	Roberts y Hoek	138
7	Arcilla londinense	Inglaterra	Skempton y Hutchinson	139
8	Aluvión de grava	Pima, Arizona	Hamel	140
9	Riolita afallada	Ruth, Nevada	Hamel	141
10	Series sedimentarias	Pittsburgh, Pennsylvania	Hamel	142
11	Granito caolinizado (arcilla china)	Cornwall, Inglaterra	Ley	143
12	Pizarra arcillosa	Presa de Fort, Peck Montana	Middlebrooks	144
13	Pizarra arcillosa	Presa Gardiner, Canada	Fleming et al.	145
14	Creta	Chalk Cliffs, Inglaterra	Hutchinson	146
15	Bentonita/arcilla	Presa Oahe, Dakota del Sur	Fleming et al.	145
16	Arcilla	Presa Garrison, Dakota del Norte	Fleming et al.	145

* Este punto representa la resistencia al corte que interviene en la falla de la pared colante de un cuerpo mineral, inducida por excavar el yacimiento, en Grangesborg, Suecia. Los valores fueron obtenidos por Hoek como resultado de un retroanálisis de los datos publicados por Hall y Holt (17). Nótese que esta magnitud de cohesión no debe usarse para propósitos de diseño de talud a menos que investigaciones geológicas minuciosas hubieran demostrado que no hay en la masa rocosa discontinuidades estructurales desfavorables.

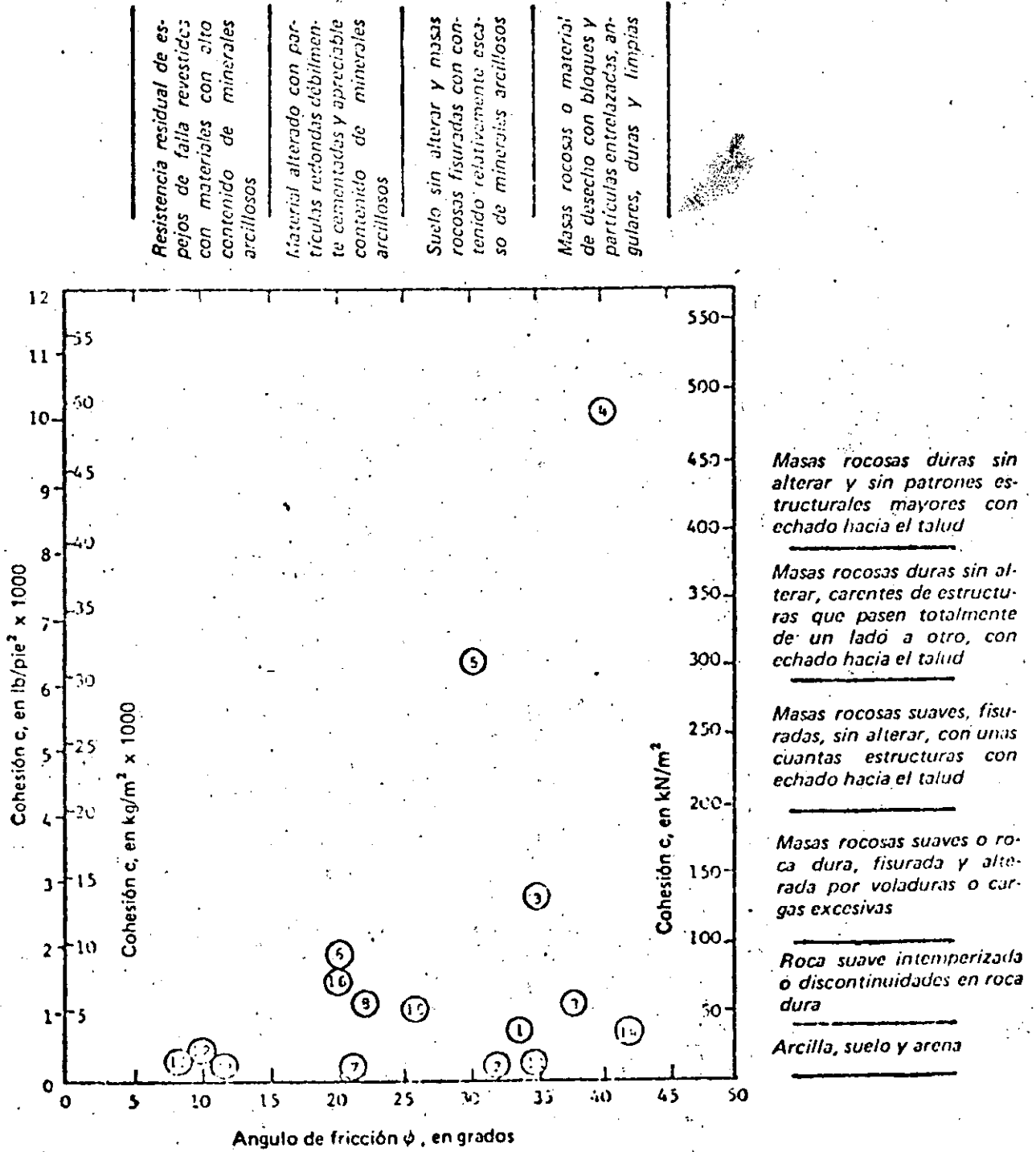


Figura 70: Relación entre el ángulo de fricción y la cohesión movilizados en el momento de la falla, para las fallas de talud de la lista de la Tabla III

el lector prefiera añadir sus propias notas a su colección personal de datos de resistencia al corte.

Ejemplo práctico 1

Estabilidad de los taludes en porfirita en una mina española a cielo abierto

Con el fin de ayudar a los ingenieros encargados de planear el diseño de una parte de la mina a cielo abierto Atalaya, propiedad de Río Tinto Española, en el sur de España, se llevó a cabo un análisis de la estabilidad de los taludes en porfirita que forman el lado norte del tajo (el lado izquierdo de la excavación en la fotografía que se reproduce en la Figura 43).

En la época de este estudio (1969), el tajo Atalaya tenía 260 m de profundidad y los taludes excavados en porfirita, inclinados conforme a un ángulo general de aproximadamente 45° (como se ve en la Figura 70), parecían estables. El plan propuesto exigía llevar la fosa

más allá de los 300 metros de profundidad y requería que, de ser posible, no se tocaran los taludes. El problema, por lo tanto, consistía en decidir si estos permanecerían estables al alcanzar la nueva profundidad.

Como no había habido falla alguna en los taludes, decidir sobre su factor de seguridad planteaba un problema difícil. Los mapas geológicos y las pruebas de cortante de las discontinuidades en la porfirita (Figuras 40 y 41) proporcionaron una guía útil de los posibles modos de falla y de la gama de resistencias al corte que era posible esperar, pero este rango era excesivamente amplio como para determinar el factor de seguridad con un grado de confianza razonable.

Por consiguiente se decidió recurrir a una técnica semejante a la que emplearon Salamon y Munro (147) para analizar las fallas de pilares carboníferos en Africa del Sur. Este método implica la recolección de datos sobre alturas y ángulos de los taludes estables e inestables en la porfirita a fin de fijar un patrón de comportamiento basado en taludes a escala natural. Los datos sobre taludes inestables provinieron de otras minas a cielo abierto de la zona de Río Tinto que hubieran tenido fallas en porfiritas similares a las del tajo Atalaya. En la Figura 71 se graficaron los datos de altura de talud versus el ángulo de talud.

Con el fin de establecer la relación teórica entre la altura y el ángulo de talud, se formularon las siguientes hipótesis:

- a. Dado que los mapas geológicos no revelaron la existencia de estructuras dominantes que al pasar totalmente de un lado a otro controlarían la estabilidad de los taludes (antes bien, habían revelado la presencia de un cierto número de sistemas de fracturas que se intersectaban), se planteó la hipótesis de que, si una falla llegara a ocurrir lo haría según una superficie planar compuesta inclinada a $\psi_p = \frac{1}{2} (\psi_f + \phi)$, como lo define la ecuación 50.
- b. Con base en los datos de resistencia al corte, Figura 41, el ángulo de fricción escogido fue $\phi = 35^\circ$.
- c. Dada la presencia de trabajos subterráneos, se supuso que los taludes en la porfirita tenían drenaje completo y, también, que las grietas de tensión se presentarían conforme a las condiciones críticas definidas por la ecuación 48 (página 250).

Se supuso que habría grietas de tensión en todos los taludes, incluidos aquellos con factores de seguridad superiores a la unidad; la configuración geométrica típica de la falla se ilustra en la Figura 70.

El factor de seguridad para un talud seco quedó definido por la ecuación 45; para los propósitos de este análisis puede reordenarse en la siguiente forma:

$$H = \frac{2c.P}{\gamma Q (F - \cot \psi_p \cdot \tan \phi)} \quad (58)$$

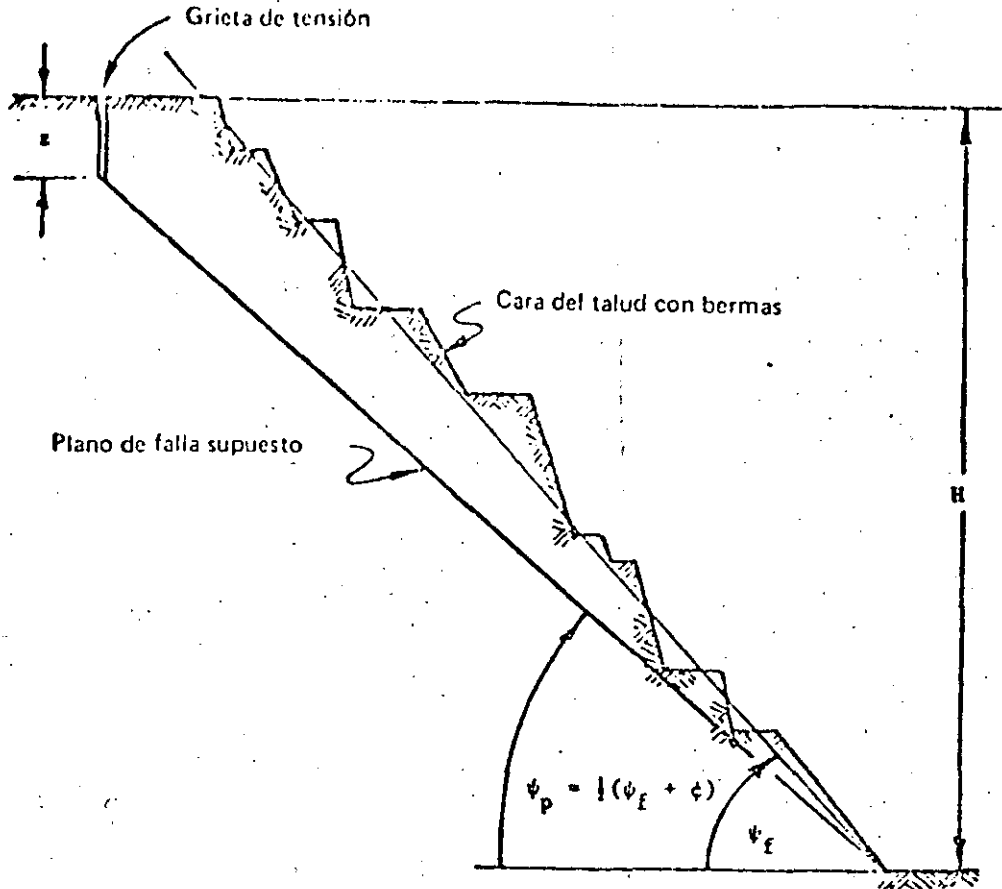


Figura 70: Corte de un talud típico en porfirita en la mina a cielo abierto Atalaya, en Río Tinto, España

Al resolver las ecuaciones 50, 48, 39 y 40 para una cierta gama de ángulos se obtiene,

ψ_f	ψ_p	z/H	P	Q	H
85	60.0	0.610	0.450	0.238	$0.90c/F - 0.404$
80	57.5	0.474	0.624	0.268	$1.25c/F - 0.446$
70	52.5	0.311	0.868	0.261	$1.74c/F - 0.537$
60	47.5	0.206	1.077	0.221	$2.15c/F - 0.641$
50	42.5	0.123	1.300	0.159	$2.60c/F - 0.764$
40	37.5	0.044	1.572	0.007	$3.14c/F - 0.913$

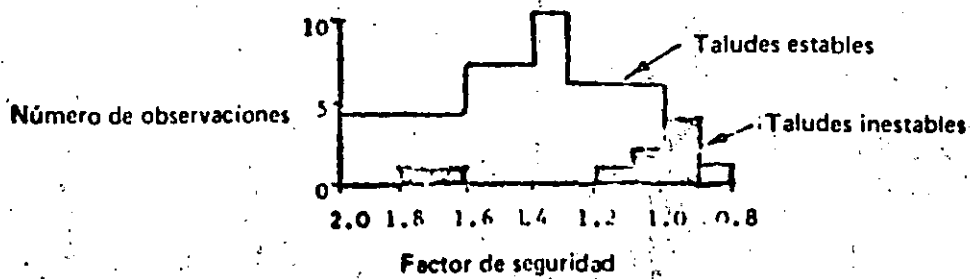
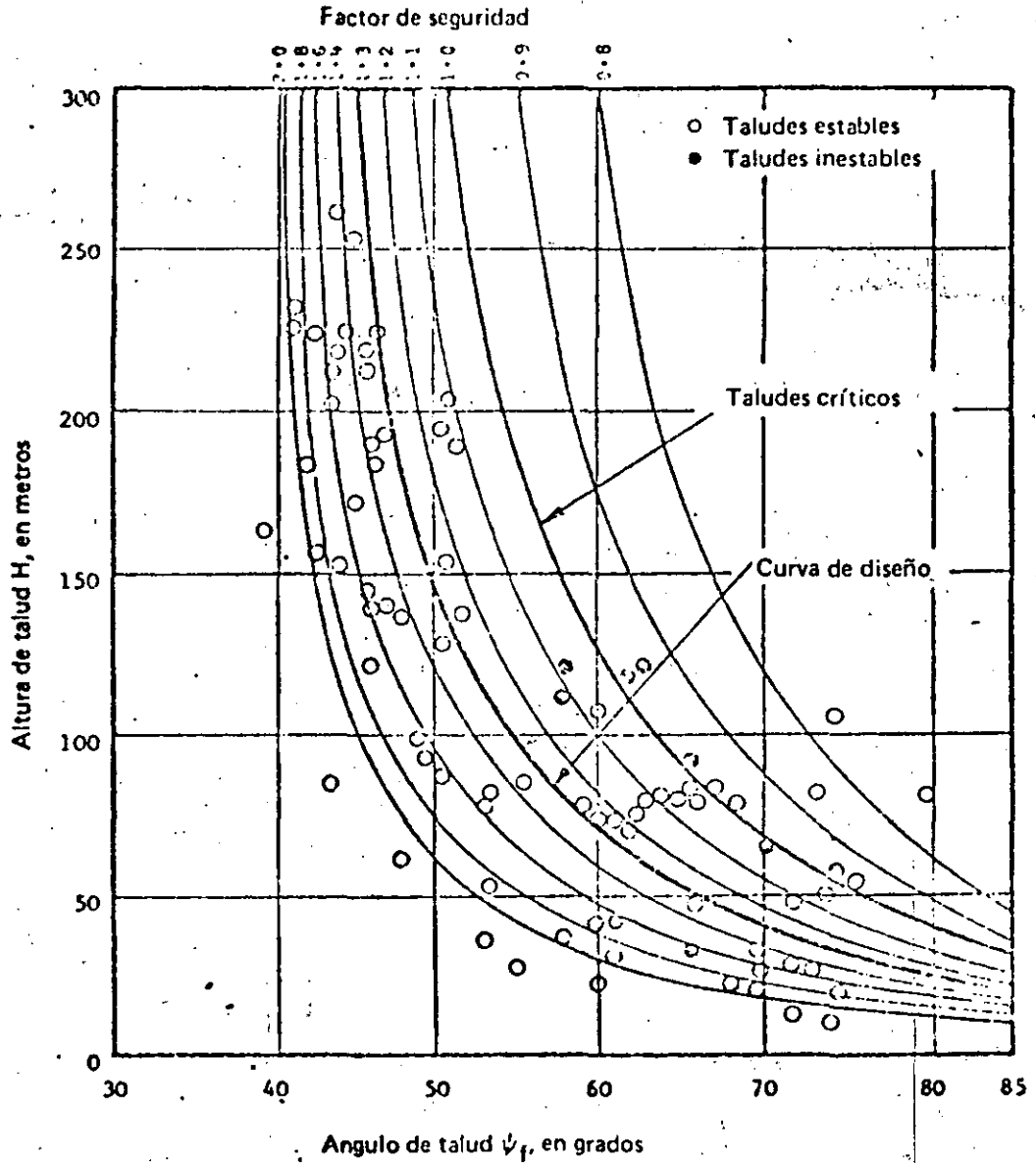


Figura 71: Relación entre alturas y ángulos de talud para los taludes en porfirita del área de Río Tinto, España

El problema de encontrar un valor para la cohesión c en la curva de flujo para una curva Hertz ($H = 1$), que pasa a través de los puntos de tangencia de los taludes interiores. Los dos taludes son de 30° y 40° y $H = 40$ m y 35 m, respectivamente, y como en el caso anterior de curvas que soban se identifican a $c = 14000$ kg/m² en las curvas de flujo para las discontinuidades que pasan por los puntos de tangencia de los taludes interiores, por consiguiente, se pertenecen a la misma familia de curvas que corresponden los otros taludes.

Las curvas de flujo se traza en el mejor ajuste con la curva Hertz para el caso de un talud que se muestran en la Figura 70. La cohesión por la resistencia cohesiva $c = 14000$ kg/m² que se obtiene es un valor para cohesión ingenieros habituados a trabajar con unidades de c en kg/m².

Respecto de este valor c en las relaciones para la curva de flujo de la familia de la figura 69 para diferentes factores de seguridad.

Las curvas que se muestran en la Figura 71. Si se cuenta el número de puntos que son entre los incrementos del F de 0.5 de seguridad. El valor de c en el sistema reproducido en la parte inferior de la Figura 71. Este resultado confirma que las curvas de flujo de la familia de la figura 69 reproducidas en la parte superior de la familia de curvas de flujo que las taludes exteriores. Este valor de c es el mismo que el que se encuentra en la familia de curvas de flujo que las taludes interiores.

El problema de este problema, publicado por Haef (1911) en el libro "Lehrbuch der Bodenmechanik" de 1911. Este problema el uso de la curva de flujo de Hertz. Estas curvas fueron finalmente publicadas en el libro "Lehrbuch der Bodenmechanik", editado por Haef (1911). Este problema el uso de la curva de flujo de Hertz. Este problema el uso de la curva de flujo de Hertz. Este problema el uso de la curva de flujo de Hertz.

A partir de la consideración general de la duración previsible del talud y de las posibles consecuencias de fallas durante las operaciones de explotación minera, se llegó a la conclusión de que un factor de seguridad de 1.3 sería aceptable para los taludes en porfirita de la mina a cielo abierto de Atalaya y, por ende, la curva de diseño presentada a los ingenieros encargados de la planeación fue como la que se muestra con línea gruesa en la Figura 71. Esta curva indica que, para las alturas que exceden de los 250 m, el factor de seguridad varía demasiado poco como para hacer un cambio en el ángulo de talud. Se llegó, por consiguiente, a la conclusión de que profundizar el tajo como se proponía, no disminuiría la estabilidad global de los taludes en la porfirita, siempre que, por supuesto, no se encontraran modificaciones importantes en las propiedades de la masa rocosa o en las condiciones de drenaje a medida que la excavación avanzara.

Antes de pasar a otro caso, es importante señalar que este análisis se refiere a la estabilidad del talud en general y no a las posibles fallas de las *bermas*; en un tajo grande, como la mina a cielo abierto de Atalaya, sería totalmente antieconómico analizar la estabilidad de cada una de las *bermas* y, por otro lado, las fallas pequeñas en ellas no son particularmente importantes en grandes excavaciones si no afectan caminos de arrastre. Por otro lado, una falla de *cuña* como la ilustrada en la Figura 70, en la que están involucradas aproximadamente 20000 toneladas/metro de cara de talud (según la ecuación 36, suponiendo $\gamma = 2.95$ toneladas/m³), obviamente representa un problema muy serio que hay que evitar. Con base en el análisis pre-

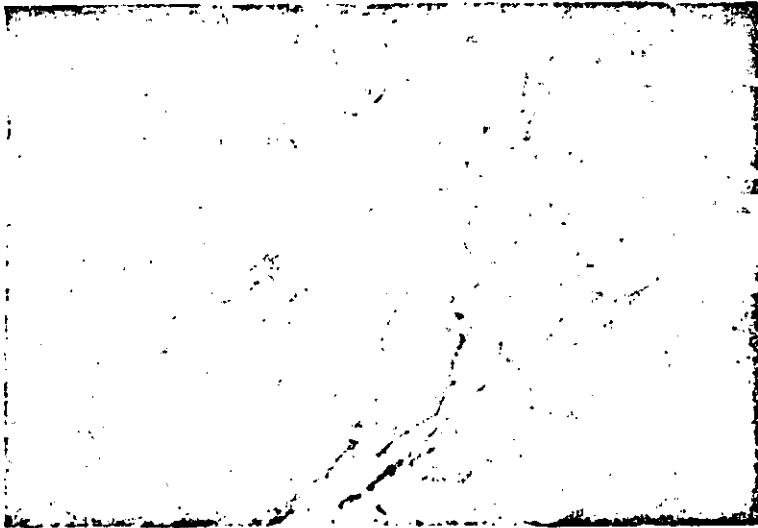


Figura 72: Generalmente las pequeñas fallas en las bermas de las minas a cielo abierto no son importantes, a menos que destruyan los caminos de arrastre

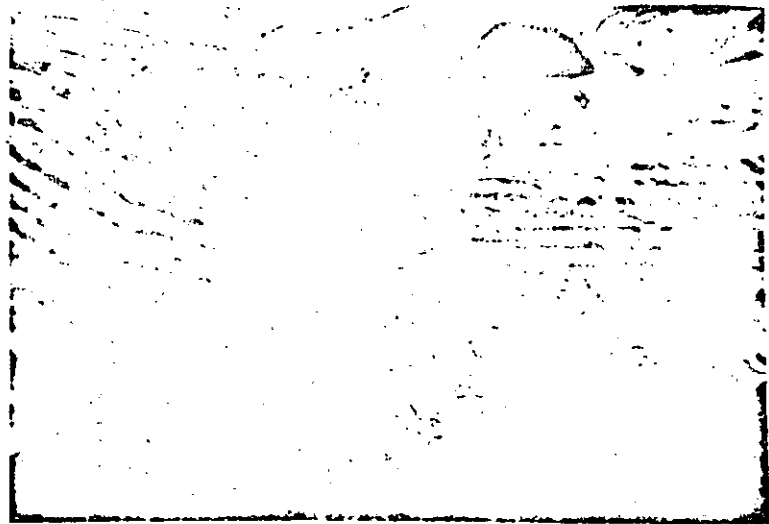


Figura 73: Al diseñador de excavaciones a cielo abierto le preocupa sobre todo minimizar el riesgo de falla global de los taludes en roca (Fotografía de

sentado en este ejemplo, los autores confían en que no habrá fallas importantes en los taludes.

Ejemplo práctico 2

Investigación de la estabilidad de la cara de una cantera de caliza

La Figura 74 muestra una cantera de caliza en una ladera de los cerros Mendip en Inglaterra, propiedad de la Amalgamated Roadstone Corporation*. Esta fotografía fue tomada en 1968 después de haber ocurrido una falla de talud en un periodo de lluvias excepcionalmente abundantes.

En 1970 ampliaron las instalaciones y esto incluyó el emplazamiento de una nueva planta sobre el piso de la cantera. En vista del enorme movimiento horizontal de materiales provocado por la falla de 1968 (como se ve en la Figura 74), se consideró necesario investigar la estabilidad del resto del talud. Este ejemplo proporciona un resumen de los aspectos más importantes de ese estudio, cuyos detalles fueron publicados por Roberts y Hoek (138).

La falla de 1968 aconteció después de una lluvia constante que por una semana o más empapó y luego saturó la zona. La siguió otra precipitación excepcionalmente violenta que inundó el piso superior de la cantera y llenó una grieta de tensión que había en la cresta del

* En la actualidad se llama Amey Roadstone Corporation.



Figura 74: Fotografía aérea de la cantera de calizas Batts Combe, en Somerset, Inglaterra, perteneciente a Amalgamated Roadstone Co., donde se aprecian los detalles de la falla de talud de 1968 (Roberts y Hoek 138)

talud. La configuración geométrica de esta falla se ilustra en la Figura 75. Como se ve en la Figura 74, la falla es básicamente bidimensional y la superficie deslizante es un plano de estratificación con rumbo paralelo a la cresta y echado de 20° hacia el interior de la excavación. En el momento de la falla había una grieta vertical de tensión 41 pies atrás de la cresta del talud.

A fin de obtener los datos de resistencia al corte para estudiar la estabilidad del talud debajo del cual iba a instalarse la nueva planta, se analizó la falla de 1968 con el método descrito en la Figura 65.

Si se supone una densidad de la roca de 0.08 ton/pie^3 (160 lb/pie^3) y una densidad del agua de 0.031 ton/pie^3 (62.4 lb/pie^3):

Peso de la masa que se desliza $W = \frac{1}{2} \gamma (XH - Dz) = 404.8 \text{ ton/pie}$

Componente horizontal de la presión hidrostática $V = \frac{1}{2} \gamma_w \cdot z_w^2 = 65.5 \text{ ton/pie}$

Componente vertical de la presión hidrostática $U = \frac{1}{2} \gamma_w \cdot z_w \cdot A = 110.8 \text{ ton/pie}$

A partir del diagrama de fuerzas, Figura 76a, se puede determinar la resistencia al corte, Figura 76b, que existió en la falla de 1968.

A partir del examen de la superficie en la cual tuvo lugar la falla en 1968, se llegó a la conclusión de que el ángulo de fricción fue probablemente $20^\circ \pm 5^\circ$. Esta gama de ángulos de fricción y las resistencias cohesivas asociadas con ellos, que pueden verse en la Figura

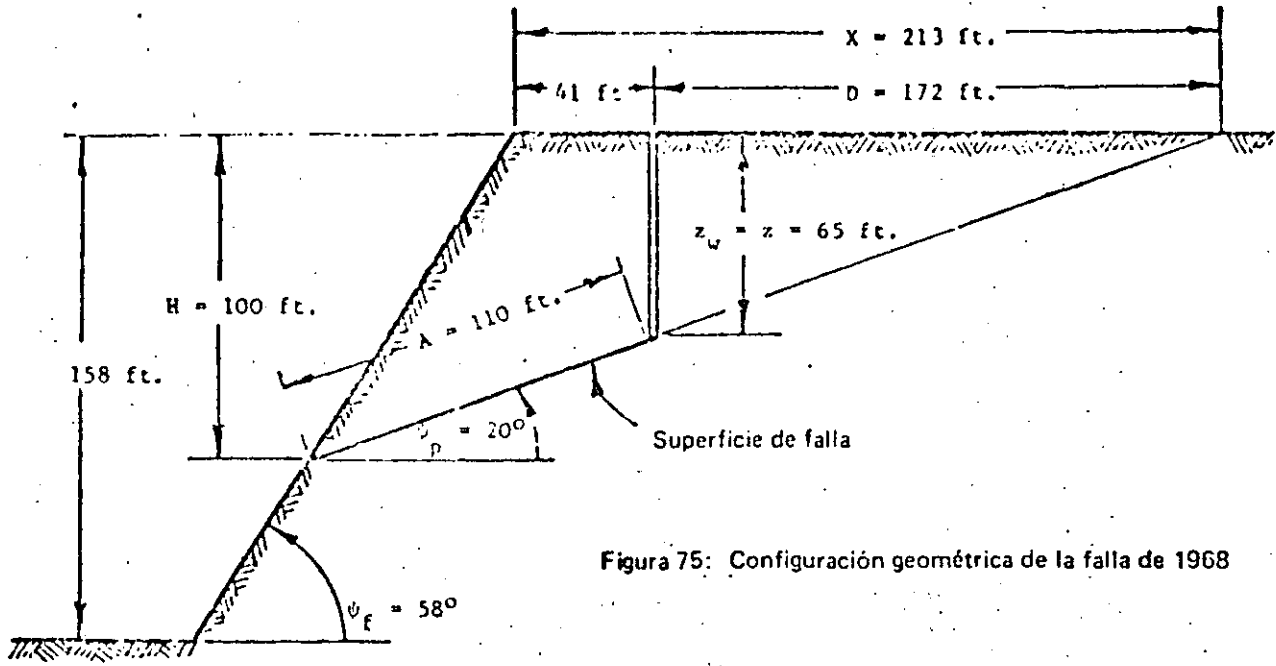
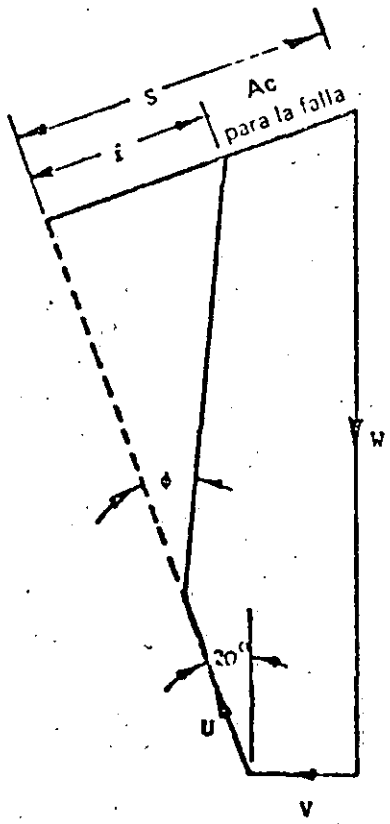
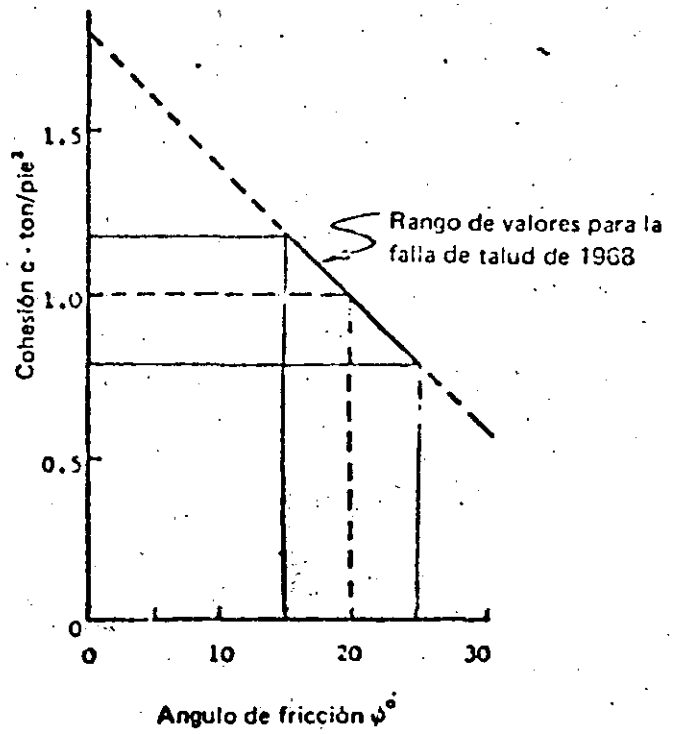


Figura 75: Configuración geométrica de la falla de 1968



a) Diagrama de fuerzas



b) Resistencia al corte movilizada

Figura 76: Determinación de la resistencia al corte que se movilizó en la falla de 1968

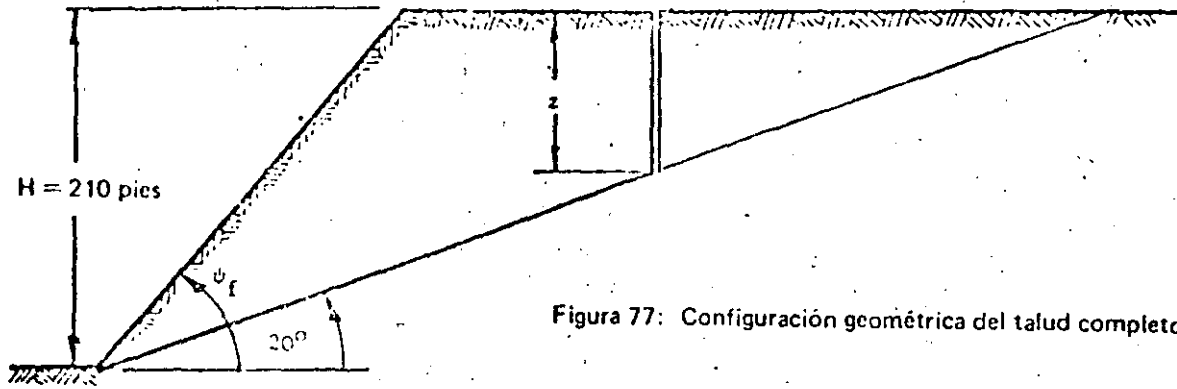


Figura 77: Configuración geométrica del talud completo

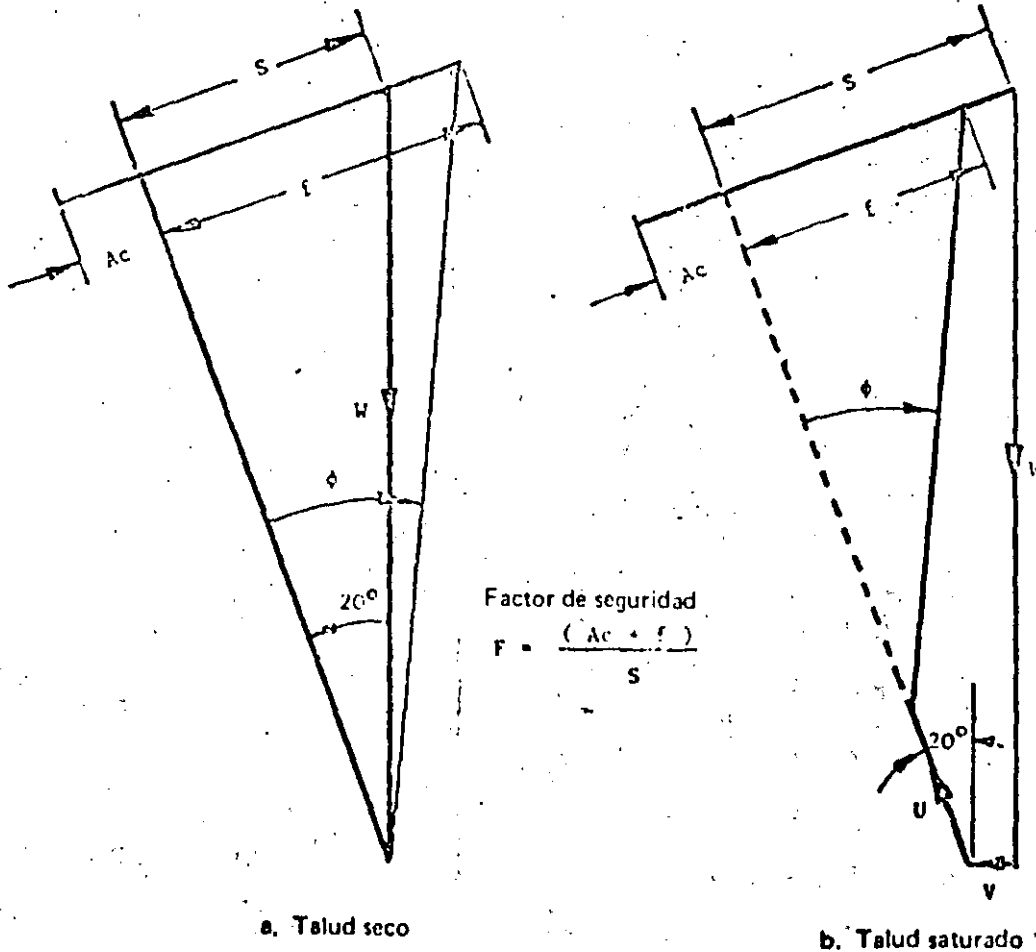


Figura 78: Diagramas de fuerzas para el diseño de los taludes de cantera

76b, se utilizan para determinar globalmente la estabilidad de los taludes en este ejemplo ilustrativo*.

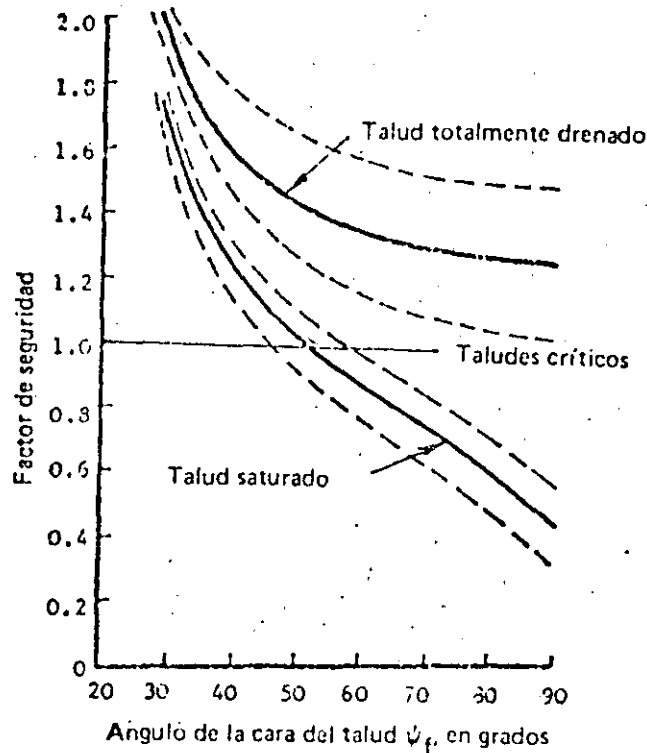


Figura 79: Factor de seguridad para taludes secos y saturados con diferentes ángulos para la cara del talud.

Una vez establecida la gama de las resistencias al corte que intervinieron en la falla de 1968, sus valores se utilizaron para verificar la estabilidad de los taludes de 210 pies de altura, bajo los cuales se quería instalar la nueva planta. La configuración geométrica del

* En el estudio original se supuso una distribución más severa de la presión hidrostática y el resultado fue una resistencia cohesiva mayor que la que se halla en este análisis. Sin embargo, la conclusión es similar en ambos casos porque la distribución de la presión de agua considerada para el diseño del talud es la misma.

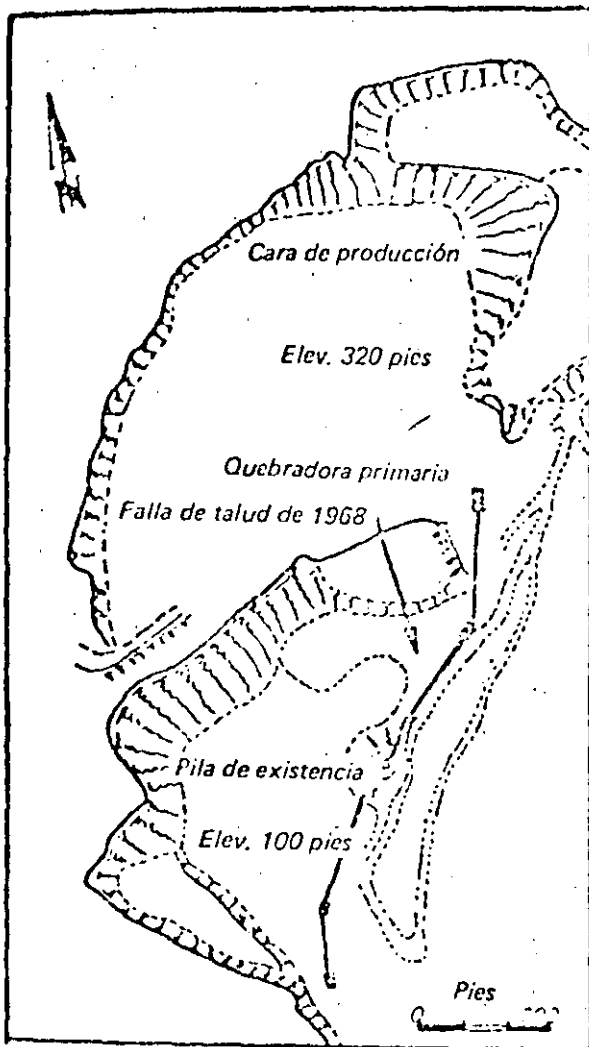
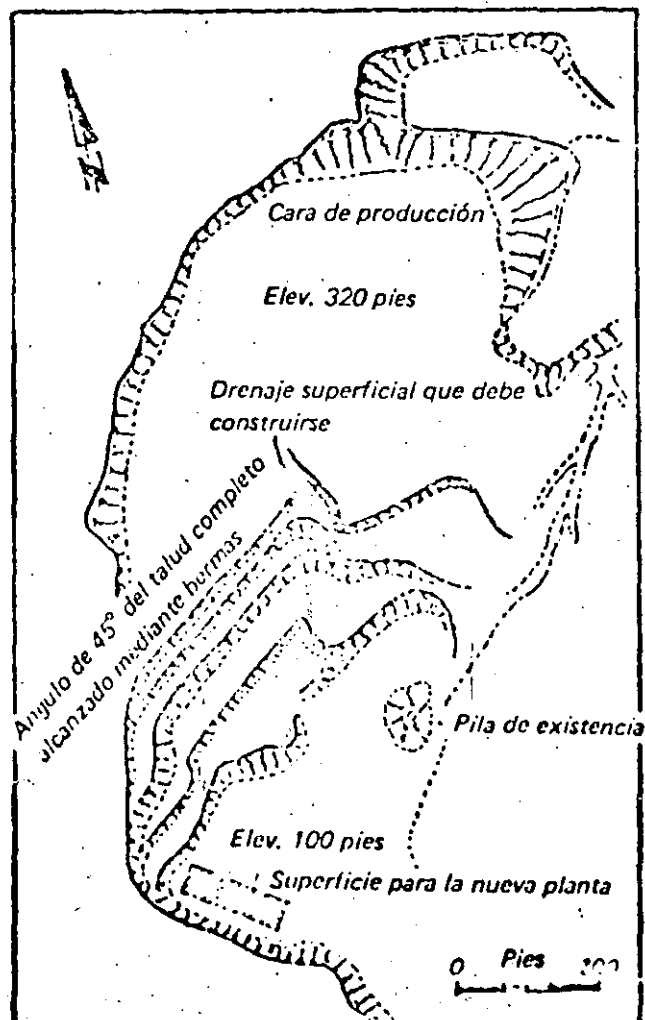


Figura 80a:
Plano de la cantera Batts Combe en 1970; muestra la ubicación de la falla de talud de 1968, que destruyó parte del sistema transportador (véase la Figura 74).

Figura 80b:
Plan propuesto para bermas en los taludes inferiores de la cantera Batts Combe. Los taludes deben reducirse a 45° por medio de bermas con precorte de las caras finales. Se recomienda el drenaje de la superficie en el nivel superior de la cantera y la realización de agujeros horizontales de drenaje en las caras de las bermas si los piezómetros indican altos niveles de las aguas subterráneas.



talud analizado que se ilustra en la Figura 77, muestra que, para reunir las circunstancias más adversas, se debía suponer que el plano de estratificación sobre el que ocurrió el deslizamiento de 1968 afloraba en la base del talud.

En la Figura 78 se ilustran diagramas típicos de fuerzas para taludes seco y saturado, suponiendo un ángulo de cara de talud de $\psi_f = 50^\circ$ y un ángulo de fricción de $\phi = 25^\circ$. Se construyó una serie de diagramas de fuerzas como el anterior y se determinaron los factores de seguridad graficados en la Figura 79. En ésta las líneas continuas corresponden a un ángulo de fricción $\phi = 20^\circ$, considerado como el valor más probable, y las líneas punteadas definen la influencia de una variación de 5° a ambos lados de ese ángulo.

Resulta claro, si se estudia la Figura 79, que los taludes de 58° son inestables bajo condiciones de lluvias muy abundantes, como las que saturaron totalmente los taludes en 1968. El drenaje del talud, especialmente para el control de las aguas superficiales que pudieran entrar por la parte superior de una grieta de tensión, es sumamente benéfico; pero, como no se puede garantizar que sea totalmente efectivo, se recomendó que por medio de bermas se llevara el talud a un ángulo global de 45° .

Ejemplo práctico 3

Selección de las medidas para estabilizar los taludes críticos

Cuando se descubre que un talud, por encima del cual pasa una carretera importante o un camino de arrastre en una mina a cielo abierto o en una obra de ingeniería civil, es potencialmente inestable, se requiere decidir de inmediato cuáles son las medidas más efectivas y económicas para resolver la situación. El siguiente ejemplo ilustra uno de los métodos que se pueden emplear para tomar una decisión así; aunque es hipotético, se basa en varios problemas reales a los cuales se han enfrentado los autores.

La primera etapa en el análisis consiste, obviamente, en verificar si realmente el talud es inestable y si requiere medidas correctivas. En ocasiones, cuando ya ocurrieron fallas de extensión limitada en alguna parte del talud, es claro que hay peligro potencial como fue el caso en el problema de estabilidad de la cantera que se examinó en el ejemplo práctico 2. En otros casos, las fallas en taludes adyacentes sirven de advertencia o puede suceder que el ingeniero responsable, después de asistir a una conferencia sobre estabilidad de taludes, se sienta alarmado con respecto a la seguridad de los que tiene a su cargo. Sea cual sea la causa de la duda, lo esencial es investigar la estabilidad global del talud en cuestión y luego aplicar las medidas que se consideren necesarias si este es el caso.

Considérese el siguiente problema:

Un talud de 60 m de altura tiene un ángulo global de 50° (construido por tres bermas de 20 m cada una cuyas caras tienen un ángulo de 70°); se encuentra en granito razonablemente sano pero son

varios los conjuntos de fracturas visibles con buzamientos sumamente inclinados; existen también juntas por capas o laminares, similares a las descritas por Terzaghi (17). En la región hay fuertes precipitaciones pluviales y baja sismicidad. Se ha sugerido una aceleración de 0.08 g como el máximo posible al cual pudiera estar sujeto. Un pequeño deslizamiento en un talud cercano provocó que la atención se centrara en éste y hay gran preocupación de que pudiera ocurrir un deslizamiento de grandes proporciones porque provocaría daños muy serios en una importante estructura de ingeniería civil que hay en su base. Al ingeniero especializado en taludes se le pide que valore la estabilidad a corto y largo plazos y que, de ser necesario, recomiende las medidas apropiadas para remediar la inestabilidad. No se sabe que haya barrenos de exploración en el área considerada, ni estudios geológicos o de ingeniería del talud mismo.

Si el ingeniero especializado encara un problema como éste y no cuenta con informes geológicos y de ingeniería de los cuales partir, su primera tarea consiste en obtener una muestra representativa de datos de la estructura geológica para establecer cuál es el modo de falla más factible. Por lo general, la premura no permite un programa de barrenación, incluso si hay en el área el equipo necesario y sus operadores. Por consiguiente, la recolección de datos tiene que basarse en los levantamientos superficiales descritos en el Capítulo 4, página 100. En algunas circunstancias, para hacer los mapas se puede recurrir a las técnicas fotogramétricas, explicadas en las páginas 107 a 110.

Así pues, se supone que el trazado estructural de mapas se lleva a cabo y que se han identificado claramente los siguientes elementos:

Elemento	Echado°	Dirección (°) del echado
Cara global del talud	50	200
Bermas individuales	70	200
Juntas laminares	35	190
Sistema de fracturas J1	80	233
Sistema de fracturas J2	80	40
Sistema de fracturas J3	70	325

En la Figura 81 aparece un estereodiagrama de estos datos y se incluye un círculo de fricción de 30° . Nótese que, aunque los tres conjuntos de fracturas proporcionan un cierto número de superficies de liberación muy escarpadas que permitirían que se separaran bloques de la masa rocosa, ninguna de sus líneas de intersección, dibujadas en la Figura 81, caen dentro de la zona designada como potencialmente inestable. Por otro lado, el círculo mayor, correspondiente a las juntas laminares, pasa a través de la zona de inestabilidad potencial y, puesto que la dirección de su echado se acerca a la dirección de la cara del talud, se puede concluir que el modo más probable de falla es aquel que involucra un deslizamiento planar sobre la superficie de la junta laminar en la dirección que se indica en la propia Figura 81.

La verificación de la estabilidad que se llevó a cabo mediante la Figura 81 sugiere que tanto el talud como las bermas son potencialmente inestables y que resulta necesario llevar a cabo corroboraciones más

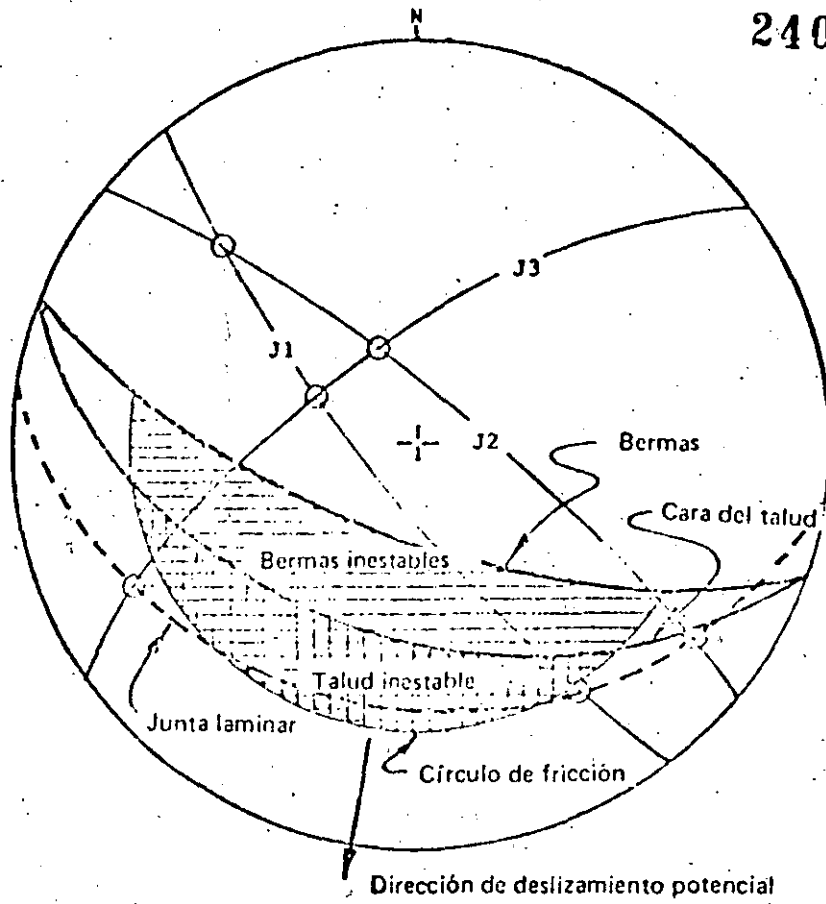


Figura 81: Estereodiagrama de los datos geométricos y geológicos para el ejemplo número 3

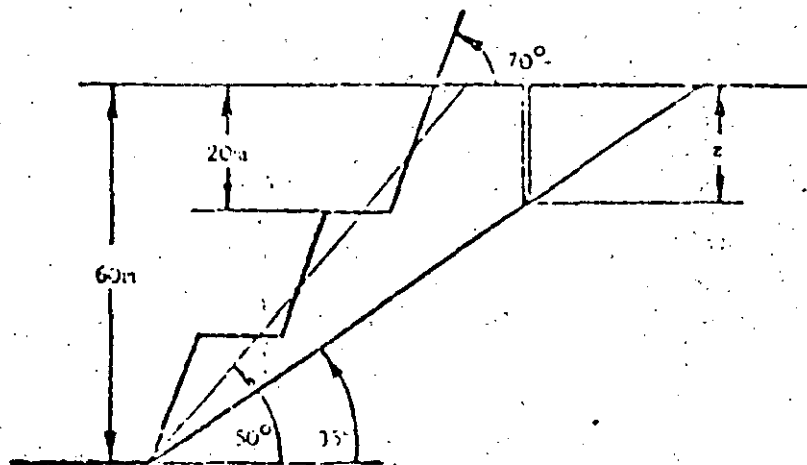


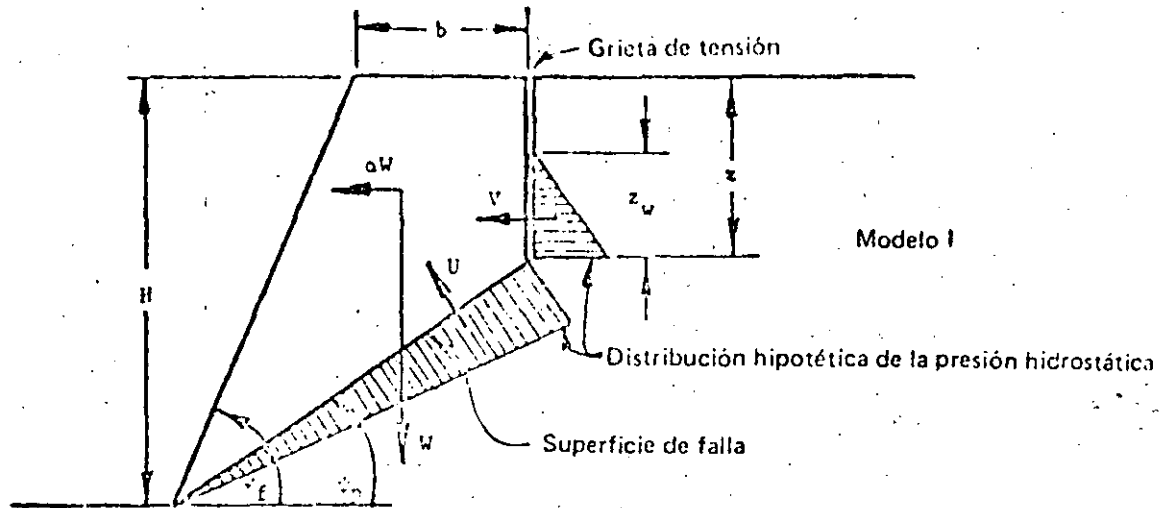
Figura 82: Configuración geométrica supuesta para el análisis bidimensional del talud definido en el ejemplo de la página 284

precisas en ambos elementos.

Debido a que el echado de los tres sistemas de fracturas se acerca mucho a la vertical, debe considerarse como muy grande la posibilidad de que exista una grieta de tensión en la superficie de la parte superior del talud. Un modo probable de falla es el que se ilustra como Modelo I en la Figura 83. Este modelo teórico supone que al estar el talud seco se forma una grieta de tensión en posición más crítica, y que se llena de agua hasta una profundidad z_w durante un periodo de lluvias excepcionalmente abundantes. Luego, un temblor provoca en el talud una aceleración de 0.08 g. El factor de seguridad lo da la ecuación 59 de la Figura 83, obtenida de la ecuación 32, que incluye las consideraciones requeridas para la carga sísmica.

Para obtener la ecuación 59 se ha supuesto que la aceleración inducida por un temblor puede reemplazarse con una fuerza estática equivalente de aw . Esta es, casi seguramente, una simplificación burda de la carga que realmente puede tener el talud durante un sismo (149-151), y es probable que sobreestime la carga, lo cual favorece la seguridad. En vista de la poca calidad de los otros datos, no existe justificación alguna para llevar a cabo un análisis más minucioso de la carga debida al temblor.

Como no hay barrenos en el sitio hipotético, se desconocen totalmente las condiciones en que fluyen las aguas subterráneas; para dar margen a la posibilidad de que haya un volumen sustancial, se propone un modelo teórico alternativo. Se le ilustra como Modelo II en la Figura 83 y



$$F = \frac{cA + (W(\text{Cos} \psi_p - \alpha \text{Sen} \psi_p) - U - V \text{Sen} \psi_p) \text{Tan} \phi}{W(\text{Sen} \psi_p + \alpha \text{Cos} \psi_p) + V \text{Cos} \psi_p} \quad (59)$$

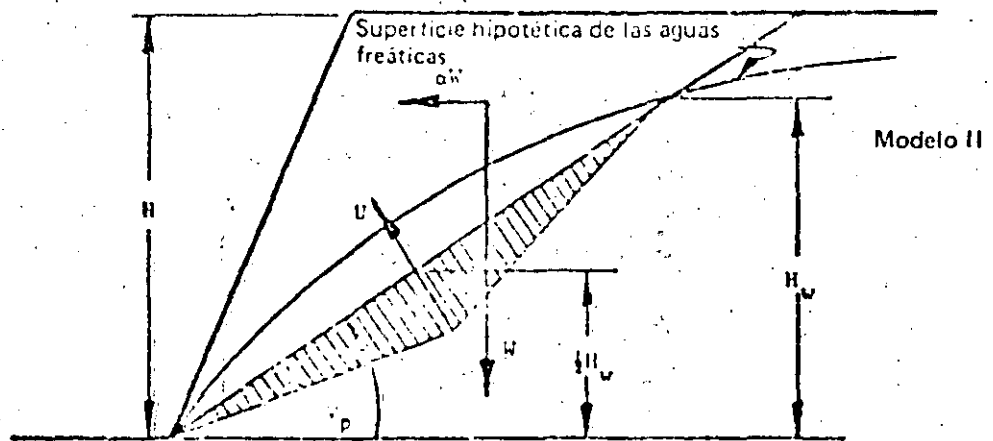
donde $z = H(1 - \sqrt{\text{Cot} \psi_f \cdot \text{Tan} \psi_p})$ (48)

$A = (H - z) \text{Cosec} \psi_p$ (33)

$W = \frac{1}{2} \gamma H^2 ((1 - (z/H)^2) \text{Cot} \psi_p - \text{Cot} \psi_f)$ (36)

$U = \frac{1}{2} \gamma_w \cdot z_w \cdot A$ (34)

$V = \frac{1}{2} \gamma_w \cdot z_w^2$ (35)



$$F = \frac{cA + (W(\text{Cos} \psi_p - \alpha \text{Sen} \psi_p) - U) \text{Tan} \phi}{W(\text{Sen} \psi_p + \alpha \text{Cos} \psi_p)} \quad (60)$$

donde $U = \frac{1}{2} \gamma_w \cdot H_w^2 \cdot \text{Cosec} \psi_p$ (61)

Figura 83: Modelos teóricos para el ejemplo número 3

también incluye el efecto de las cargas por temblor.

Una vez decidido el modo más probable de falla, y después de hacer uno o más modelos teóricos para representarlo, el ingeniero especializado en taludes puede sustituir una gama de valores posibles en las ecuaciones de factor de seguridad para determinar la sensibilidad del talud a las diferentes condiciones a las cuales es probable que se sujete.

Resumiendo los datos disponibles del problema:

Altura del talud	H	= 60m
Angulo general del talud	ψ_f	= 50°
Angulo de cara de la berma	ψ_{f_1}	= 70°
Altura de la berma	H	= 20m
Angulo del plano de falla	ψ_p	= 35°
Densidad de la roca	γ	= 2.6 ton/m ³
Densidad del agua	γ_w	= 1.0 ton/m ³
Aceleración sísmica	α	= 0.08g

Al sustituir estos valores en las ecuaciones 59 y 60:

Talud completo, Modelo I

$$F = \frac{80.2c + (1850 - 40.1z_w - 0.287z_w^2) \tan \phi}{1529 + 0.410z_w^2} \quad (62)$$

Talud completo Modelo II (Nótese que $z = 0$)

$$F = \frac{104.6c + (2132 - 0.436H_w^2)\text{Tan } \phi}{1762} \quad (63)$$

Berma considerada Modelo I

$$F = \frac{17.6c + (287.1 - 8.8z_w - 0.287z_w^2)\text{Tan } \phi}{237.3 + 0.410z_w^2} \quad (64)$$

Berma considerada Modelo II

$$F = \frac{34.9c + (428.0 - 0.436 H_w^2)\text{Tan } \phi}{353.7} \quad (65)$$

Uno de los estudios más útiles que puede llevarse a cabo con ayuda de las ecuaciones 62 a 65, es hallar las resistencias al corte que se tendrían que vencer para que ocurrieran las fallas de cada berma y el talud completo. La Figura 84 proporciona los resultados de un estudio así y las líneas numeradas representan las siguientes condiciones:

- 1) Talud completo, Modelo I, seco, $z_w = 0$
- 2) Talud completo, Modelo I, saturado, $z_w = z = 14\text{m}$
- 3) Talud completo, Modelo II, seco, $H_w = 0$
- 4) Talud completo, Modelo II, saturado, $H_w = H = 60\text{m}$
- 5) Berma, Modelo I, seca, $z_w = 0$
- 6) Berma, Modelo I, saturada, $z_w = z = 9.9\text{m}$
- 7) Berma, Modelo II, seca, $H = 0$
- 8) Berma, Modelo II, saturada, $H_w = H = 20\text{m}$

Quizá al lector le parezca que considerar todas estas posibilidades es innecesario, pero la verdad es que sólo por coincidencia y dada la configuración geométrica de este talud en particular, los valores de resistencia al corte resultantes caen dentro de un intervalo en el que están razonablemente cerca el uno del otro. En otros casos, bien puede ser que una de las condiciones sea mucho más crítica que las otras y entonces se requerirá un ingeniero muy experimentado para localizarlas sin hacer los cálculos de la Figura 84. De cualquier manera, esta tarea toma apenas una hora si se cuenta con una máquina calculadora, lo que es una inversión de tiempo muy razonable cuando vidas y propiedades están en peligro.

La figura elíptica de la Figura 84 rodea al rango de resistencias al corte que los autores consideran razonable para un granito parcialmente intemperizado. Estos valores se fundamentan en la gráfica de la Figura 70, página 265 y en la experiencia adquirida al trabajar con granitos. Nótese que se ha escogido un intervalo elevado de ángulos de fricción porque la experiencia sugiere que incluso granitos caolinizados en grado sumo (punto 11 de la Figura 70) muestran valores altos de fricción a causa de la forma angular de los granos minerales.

De la Figura 84 resulta claro que cuando la lluvia abundante y la carga sísmica son simultáneas pueden provocar que la resistencia al corte requerida para mantener la estabilidad suba a un nivel peligroso. Considerando la rapidez con la que el granito se intemperiza, particularmente en el trópico, y la consiguiente reducción en la resistencia cohesiva, estos resultados sugieren que el talud es inseguro y que de

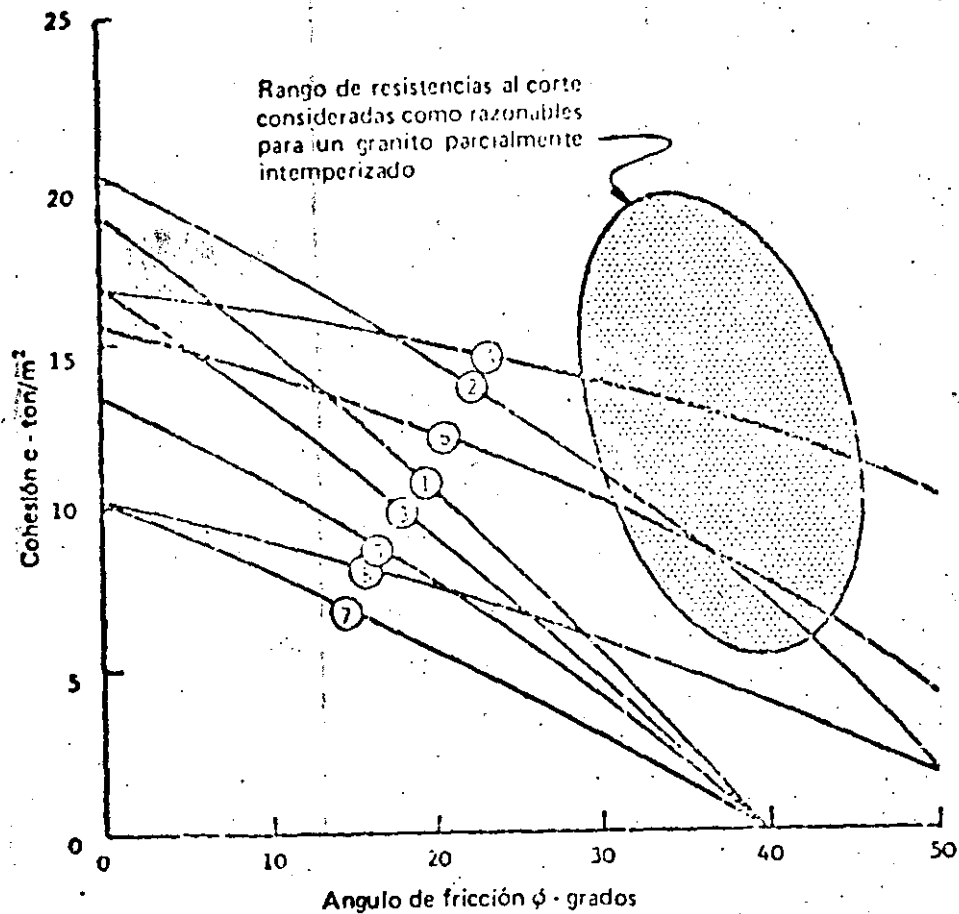


Figura 84: Resistencia al corte provocada por la falla del talud del ejemplo práctico número 3

ben darse los pasos necesarios para incrementar su estabilidad.

Hay cuatro métodos básicos que pueden tomarse en cuenta para mejorar la estabilidad del talud:

- a. Reducir la altura del talud
- b. Reducir la inclinación de la cara del talud
- c. Drenar el talud
- d. Reforzar el talud con pernos o cables anclados

Con el fin de comparar la efectividad de estos métodos, supóngase que las superficies de las juntas laminares tienen una resistencia cohesiva de 10 ton/m² y un ángulo de fricción de 35°. El aumento en el factor de seguridad, si se consideran la reducción de la altura, el ángulo del talud y el nivel de las aguas freáticas, puede hallarse si se alteran estas variables, una cada vez, en las ecuaciones 59 y 60. La consecuencia del reforzamiento del talud se obtiene al modificar estas ecuaciones como se indica a continuación:

Modelo I

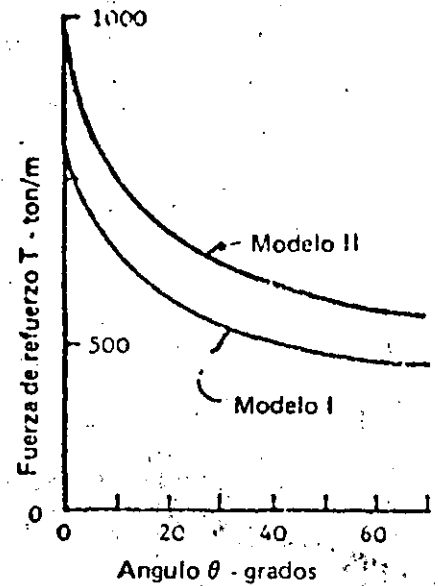
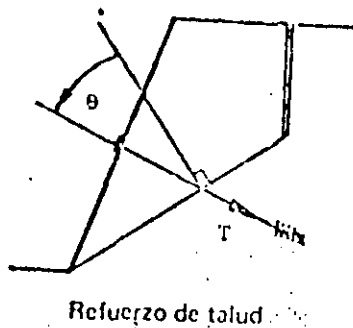
$$F = \frac{cA + [W(\cos\psi_p - \alpha\text{Sen}\psi_p) - U - V \text{Sen}\psi_p + T \cos\theta]\text{Tan}\phi}{W(\text{Sen}\psi_p + \alpha\text{Cos}\psi_p) + V \text{Cos}\psi_p - T \text{Sen}\theta} \quad (66)$$

Modelo II

$$F = \frac{cA + [W(\cos\psi_p - \alpha\text{Sen}\psi_p) - U + T \cos\theta]\text{Tan}\phi}{W(\text{Sen}\psi_p + \alpha\text{Cos}\psi_p) - T \text{Sen}\theta} \quad (67)$$

donde T es la fuerza total de refuerzo aplicada por los pernos o los cables anclados y θ es la inclinación de esta fuerza con respecto a la normal a la superficie de falla, como se ilustra en el dibujo de la siguiente página.

En la Figura 85 aparecen los resultados de comparar los diferentes métodos considerados para incrementar la estabilidad del talud completo. En cada uno de los casos, el cambio se expresa como un porcentaje del



Fuerza de refuerzo total que se requiere para un factor de seguridad de 1.5

intervalo total de la variable ($H = 60 \text{ m}$, $\psi_f = 50^\circ$, $z_w/z = 1$, $H_w = 60 \text{ m}$), excepto para el caso de la carga de refuerzo, que se expresa como un porcentaje del peso de la cuña de roca que se va a retener. Para calcular el efecto del refuerzo, se ha planteado la hipótesis de que los cables o las anclas se instalen horizontalmente, es to es, $\theta = 55^\circ$. La influencia de la inclinación θ sobre la carga de refuerzo requerida para producir un factor de seguridad de 1.5 se muestra en la gráfica de arriba.

La Figura 85 muestra que la reducción de la altura del talud (líneas 1 y 2) comienza a ser benéfica sólo cuando excede del 40 por ciento. En muchas situaciones prácticas una reducción de esta magnitud puede ser totalmente imposible, especialmente cuando el talud se ha cortado en la ladera de una montaña. De cualquier manera, si se llega a reducir la altura del talud en un 40%, significa que se habrá sacado más del 60% de la masa que forma la cuña inestable y entonces valdrá la

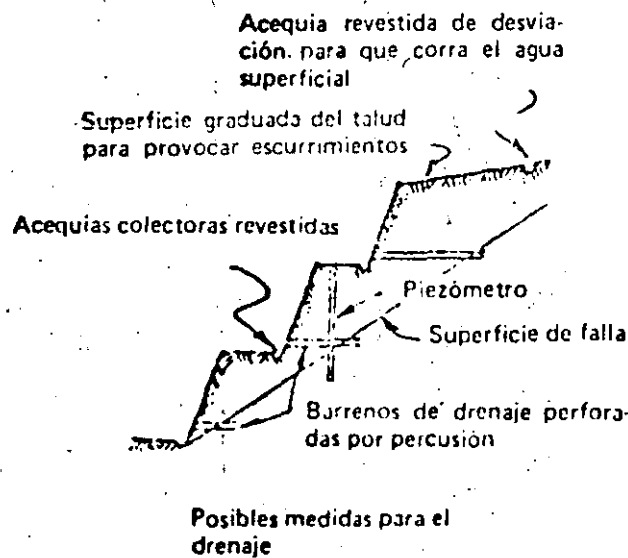
pena quitar el resto y, por consiguiente, lo que resta del problema. Obviamente una solución así sería muy cara, aunque cabe admitir que tiene el mérito de resolver permanentemente el problema.

Reducir el ángulo de la cara del talud puede ser muy efectivo, como lo muestra la línea 3, pero también peligroso en extremo, como lo indica la línea 4. Esta amplia variación en la respuesta a lo que normalmente se considera como un método estándar para mejorar la estabilidad de un talud, pone de manifiesto un problema muy interesante que merece un examen más minucioso.

Las ecuaciones 48 y 36 (Figura 83) contienen el término $\text{Cot}\psi_f$ y por eso tanto z como W disminuyen a medida que el ángulo de la cara del talud ψ_f se reduce. La reducción de la profundidad de la grieta de tensión disminuye las fuerzas hidrostáticas (U y V) y el resultado final es un incremento notable del factor de seguridad debido a un decremento en la inclinación de la cara del talud. Nótese que, si la grieta de tensión ocurre *antes* de tender el talud, la profundidad z de la grieta de tensión permanece sin alteración a 14 m, mientras que las componentes hidrostáticas U y V se sostienen en sus valores máximos. Dadas esas condiciones, el factor de seguridad crecerá aun si se reduce la inclinación de la cara del talud, pero no hasta el mismo punto que indica la línea 3 en la Figura 85.

En el caso del modelo II de la Figura 83, sólo el término peso se altera por la reducción del ángulo del talud y, puesto que el término fuerza $U \text{ Tan}\phi$ es mayor que la fuerza cohesiva cA , el factor de segu-

ridad de hecho *se reduce* a medida que la cara del talud pierde su in
clinación. Conforme el ángulo de la cara del talud se aproxima al
 ángulo del plano de falla, la delgada capa de material que descansa
 sobre ese plano saldrá flotando por causa del exceso de fuerza U. Aun
 que son muchos los argumentos de índole práctica que se pueden ofre-
 cer para demostrar que este comportamiento extremo es sumamente impro-
 bable, el ejemplo ilustra de todos modos el peligro de que sobrevenga
 una alteración indiscriminada de la configuración geométrica del ta-
 lud sin que se hayan previsto sus consecuencias. La conclusión prác-
 tica es que, si el Modelo II de la Figura 83 es representativo de las
 condiciones que existen en el talud real, reducir la pendiente parcial-
 mente no servirá para ningún propósito útil. Si se decidiera que es
 el único medio para incrementar la estabilidad, la cuña de roca que
 descansa sobre el plano de falla tendrá que *sacarse totalmente*.



Probablemente el remedio más económico que puede usarse es drenar el talud, como se ve en la Figura 85. Desafortunadamente jamás se puede lograr el drenaje completo, que aumentaría el factor de seguridad casi al valor requerido, y por tanto, en este talud en particular habrá que añadir otras medidas, como los pernos de anclaje, para alcanzar un nivel aceptable de seguridad. Sea como fuere, el hecho concreto es que nada se pierde si se suministra algo de drenaje y los autores recomiendan la cuidadosa consideración del control del agua superficial así como la perforación de pozos horizontales de drenaje que intersecten la superficie potencial de falla.

El refuerzo del talud por medio de pernos o cables de anclaje puede muy bien crear una ilusión de seguridad; pero, a menos que el trabajo se realice apropiadamente y a conciencia, el resultado será apenas un poco más que una simple fantasía. A fin de lograr un factor de seguridad de 1.5, suponiendo que los pernos o los cables se anclen siguiendo un plano horizontal, la fuerza total que se requiere suma unas 500 toneladas por metro de longitud del talud. En otras palabras, el refuerzo total para una cara de 100 metros significa la instalación de 500 cables, cada uno con capacidad de 100 toneladas. Aun cuando, junto con esto, drenar el talud sólo consiga éxito parcial, lograría reducir el número de cables a más o menos la mitad. Evidentemente reforzar un talud de las dimensiones del que nos ocupa sería muy costoso.

Al considerar los hechos expuestos, los autores ofrecen al ingeniero responsable del talud hipotético de este ejemplo, las siguientes sugerencias:

- a. Debe asegurarse de que se instalen lo más pronto posible piezómetros de tubo en los barrenos verticales que se perforen desde la superficie superior del talud o desde una de las bermas. La importancia de las aguas subterráneas quedó demostrada claramente en los cálculos que se han presentado y es esencial que obtenga información más detallada sobre sus posibles patrones de flujo.
- b. Si cuenta con equipo de perforación de diamante de calidad razonable, debe ordenar el muestreo de los barrenos verticales en los que van a instalarse los piezómetros. Es necesaria la presencia de un geólogo durante este programa de barrenación para registrar la muestra de sondeo inmediatamente después de extraerla del barril de muestreo. Debe poner especial cuidado en establecer la posición exacta de la junta o juntas laminares de manera que se pueda dibujar un corte transversal preciso del talud. Si no cuenta con equipo de diamante para perforar, puede hacerlo por percusión.
- c. Tan pronto como queden instalados los piezómetros en su posición y se haya demostrado que hay aguas subterráneas en el talud, deben perforarse por percusión los pozos horizontales de drenaje a partir de las caras de las bermas hasta intersectar las grietas laminares; pueden perforarse con un espaciamiento inicial de alrededor de diez metros. Su efectividad se verifica mediante los piezómetros y la distancia se aumenta o disminuye conforme a los cambios registrados en el nivel del agua.

- d. Durante la ejecución de este programa de control de aguas subterráneas debe llevarse a cabo un examen cuidadoso de la superficie superior del talud para determinar si existen grietas de tensión abiertas y, también, si recientemente ha habido desplazamientos, que se descubren por grietas en el concreto, en el mortero, o bien por las variaciones de testigos verticales, como los postes de teléfonos. Si la superficie superior estuviera cubierta por una sobrecapa de suelo, puede ser muy difícil descubrir las grietas y hacerse necesario reunir la información interrogando a los residentes en las inmediaciones.
- e. Según lo que se descubra en el examen de la superficie superior del talud, podrán decidirse las medidas para el drenaje superficial. Si se encontraran grietas por tensión abiertas, deben rellenarse con grava y rematarse con una sobrecapa de material impermeable, como arcilla. Grietas así son evidencia de peligro, y por consiguiente deben considerarse seriamente otras medidas aparte del drenaje para remediar la situación.
- f. El levantamiento de mapas geológicos detallados para confirmar la estructura del talud, junto con la evidencia sobre las aguas subterráneas y las grietas de tensión, proporcionan informes suficientes para estudiar el caso antes de decidir los mejores medios para la estabilización permanente junto con las medidas de drenaje ya establecidas.

Ejemplo práctico 4

Falla de un cantil de caliza creta inducida por socavación

Hutchinson (146) ha descrito los detalles de una falla en un cantil de caliza creta en la Bahía de Joss, Isla de Thanet, Inglaterra, que, inducida por la socavación del mar, ilustra el análisis expuesto en la página 256. La Figura 86 es una fotografía de esa falla y en la Figura 87 se muestra un corte de arriba hacia abajo, basado en un artículo de Hutchinson. Aparte de una delgada sobrecapa de material suelto y de algunas bandas de pedernal, la creta es razonablemente uniforme. La estratificación queda dentro de los límites de un grado hacia arriba o hacia abajo con respecto a la horizontal y existen dos sistemas principales de fracturas casi verticales. La cara del cantil es casi paralela a uno de ellos.

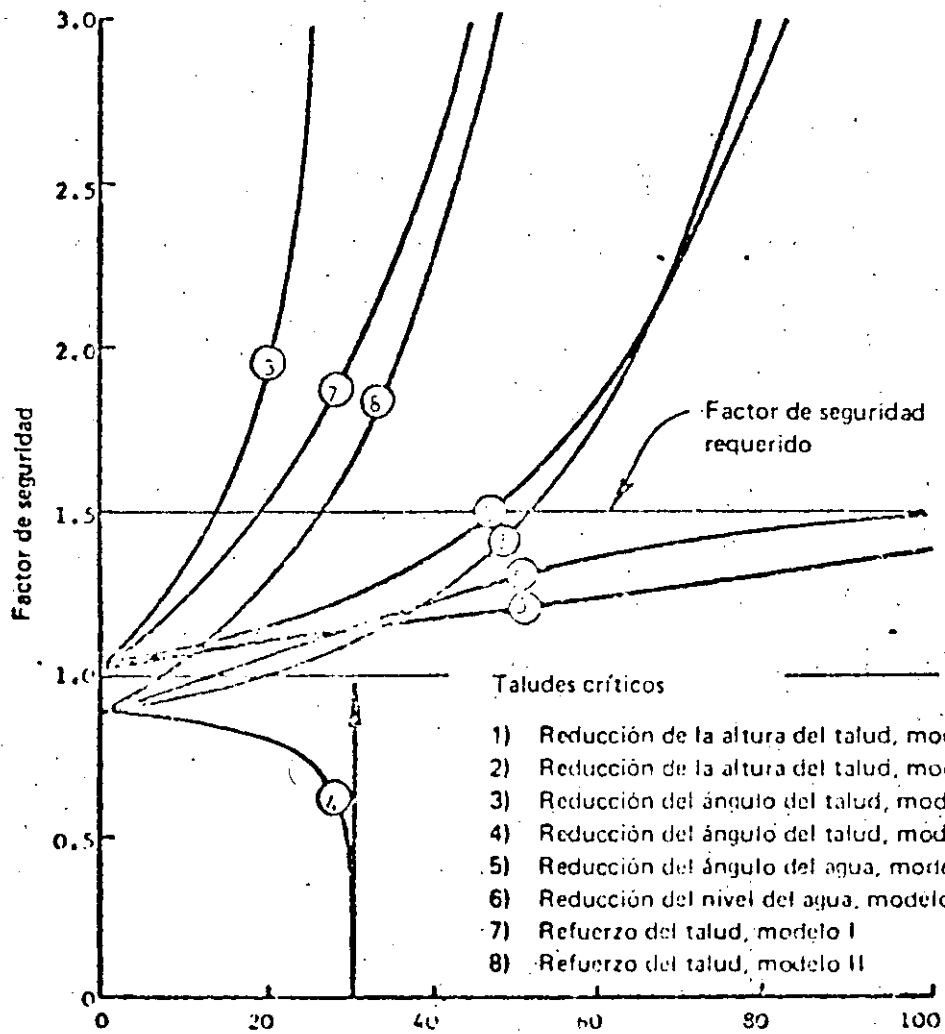
La medición de niveles de agua en pozos cercanos a la costa y la ausencia de agua de filtración en la cara del cantil hicieron que Hutchinson llegara a la conclusión de que la masa de creta en la cual ocurrió la falla podía considerarse totalmente drenada. Como no parece que la falla haya estado asociada con un periodo de lluvias excepcionalmente abundantes, caso examinado en el ejemplo número 2, la posibilidad de una grieta por tensión llena de agua se considera remota y por eso no se incluye en este análisis. Se deja al lector interesado que verifique la influencia de las varias distribuciones de presión hidrostática sobre el comportamiento de este talud.

Las pruebas de laboratorio en muestras obtenidas del frente del cantil arrojaron una densidad de 1.9 ton/m^3 y un ángulo de fricción de unos 42° para la resistencia pico y 30° para la resistencia residual. La resistencia cohesiva osciló entre 13.3 ton/m^2 para la resistencia máxima y cero para la resistencia residual. Como es posible determinar que el movimiento anterior a la falla fue relativamente escaso, lo que contrasta con un deslizamiento en el cual la resistencia al corte en el plano de la falla se reduce a su valor residual merced a los desplazamientos previos, existe una cierta justificación para considerar la resistencia pico de la creta como pertinente a este análisis, cuyo propósito es determinar la resistencia al corte movilizada en la falla y compararla con los valores obtenidos en el laboratorio.

Reuniendo los datos disponibles:

H	- altura del talud ($H_1 = H_2$)	15.4 m
z_1	- profundidad original de la grieta de tensión	6.8 m
z_2	- nueva profundidad de la grieta de tensión	7.8 m
ΔM	- profundidad de la socavación	0.5 m
ψ_0	- inclinación de la socavación	0°
ψ_f	- ángulo de la cara del talud	80°
ψ_p	- ángulo del plano de la falla	67°

El ángulo efectivo de fricción de la masa de creta puede determinarse con sólo reordenar la ecuación 54:



Reducción expresada en porcentajes, de la altura y el ángulo del talud y del nivel del agua, y porcentaje del peso de la cuña aplicado como fuerza de refuerzo

Figura 85: Comparación de distintos métodos para incrementar la estabilidad del talud del ejemplo 3

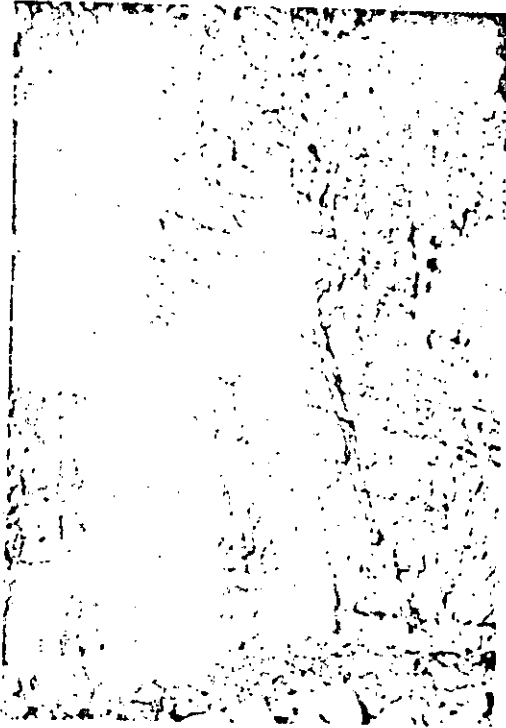
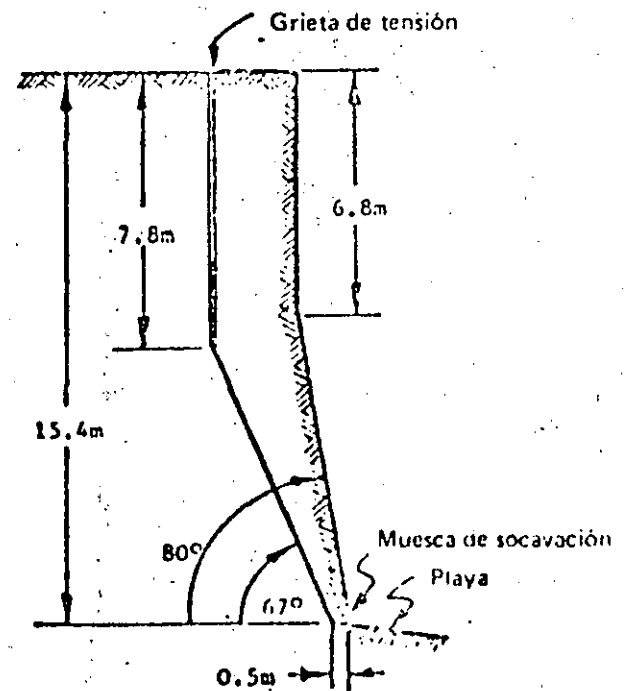


Figura 86:
Falla de cantil de caliza creta en la Bahía de Joss, Isla de Thanet, Inglaterra (Fotografía reproducida con permiso del Dr. J.N. Hutchinson, Colegio Imperial, Londres)

Figura 87:
Corte transversal de la falla del cantil de creta de la Bahía de Joss



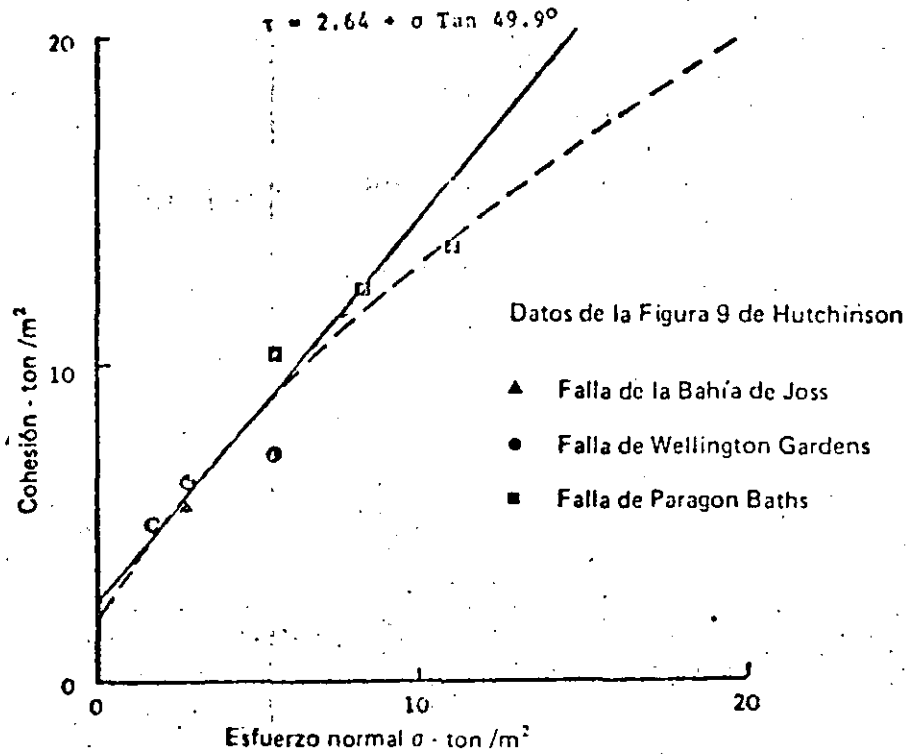


Figura 88: Relación entre el esfuerzo cortante y el esfuerzo normal para las fallas de cantil de caliza creta analizadas por Hutchinson (146)

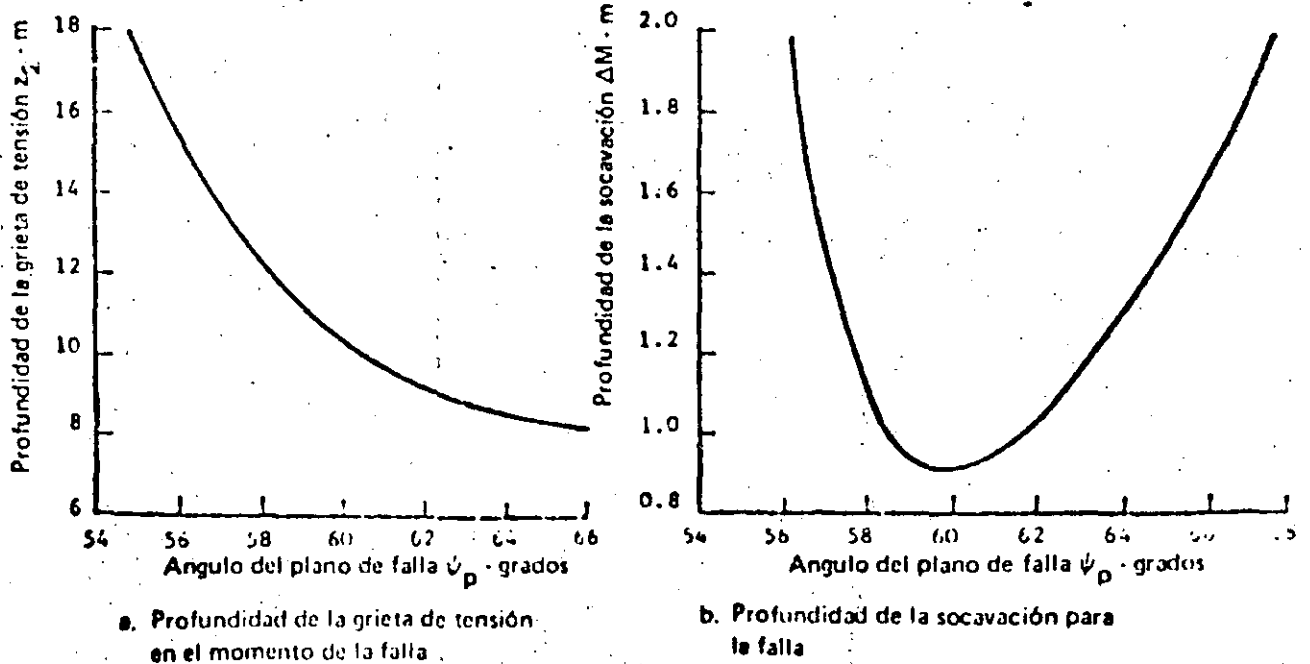


Figura 89: Profundidades de la grieta de tensión y de la socavación necesarias para que haya falla según diferentes inclinaciones del plano de falla

$$\phi = 2\psi_p - \text{Arctan} \frac{H_2^2 - z_2^2}{(H_1^2 - z_1^2) \text{Cot} \psi_f - (H_1 + H_2) \Delta M} \quad (68)$$

Al sustituir valores se obtiene $\phi = 49.9^\circ$

Este valor es significativamente más elevado que el ángulo de fricción de 42° medido en los especímenes de laboratorio, pero la influencia de la aspereza en la superficie real de la falla es preciso tomarla en cuenta cuando se trata de comparar resultados. La fotografía reproducida en la Figura 86 muestra que la superficie es sumamente áspera y por ello no es sorprendente que este análisis indique un ángulo de aspereza i de casi 8° (véase la página 150).

La cohesión movilizada en el momento de la falla puede estimarse al reordenar la ecuación 53:

$$c = \frac{\gamma z_2 \text{Cos} \psi_p \cdot \text{Sen} (\psi_p - \phi)}{\text{Cos} \phi} \quad (69)$$

Al sustituir $z_2 = 7.8 \text{ m}$, $\psi_p = 67^\circ$ y $\phi = 49.9^\circ$ nos da $c = 2.64 \text{ ton/m}^2$. Como era de esperar, este valor es considerablemente más bajo que el valor de $c = 13.3 \text{ ton/m}^2$ que se determinó en el laboratorio mediante pruebas de cortante realizadas en caliza creta intacta.

El artículo de Hutchinson (Figura 9) contiene más datos sobre la resistencia al corte que intervino en las fallas en cantiles de caliza creta tanto en Wellington Gardens como en Paragon Baths; se reprodu-

cen en la Figura 88. La curva punteada trazada con base en la relación que se señala en la Figura 32, sugiere un comportamiento fuertemente dilatador a esfuerzos normales bajos; la línea definida por $\tau = 2.64 + \sigma \tan 49.9^\circ$ es una buena tangente de esa curva punteada. La evidencia presentada en la Figura 88 indica que son razonables los valores de la cohesión y del ángulo de fricción determinado a partir de la configuración geométrica de la falla que se ilustra en la Figura 87.

Antes de abandonar este ejemplo, resulta instructivo considerar qué habrá de sucederle al cantil de la Bahía de Joss, ya que el mar continuará socavando su base. Los datos para el siguiente paso en el proceso son:

H	altura del talud ($H_1 = H_2$)	15.4 m
z_1	profundidad original de la grieta de tensión	7.8 m
ψ_f	ángulo de la cara del talud	67°
c	resistencia cohesiva de la masa de creta	2.65 ton/m
ϕ	ángulo de fricción de la masa de creta	49.9°

Las incógnitas en este análisis son:

z_2	nueva profundidad de la grieta por tensión
ψ_p	ángulo del plano de falla
ΔM	profundidad de la socavación

Puesto que hay tres incógnitas y sólo dos ecuaciones (53 y 54) la

solución a este problema se obtiene de la siguiente manera:

a. A partir de la ecuación 53, se calcula la profundidad de la grieta por tensión z_2 para una gama de posibles ángulos de plano de falla (ψ_p). Los resultados se trazan en la Figura 89. Como z_2 debe quedar entre z_1 y H , la Figura 89a nos muestra que el ángulo del plano de falla ψ_p tiene que quedar entre 67° y 56° .

b. La reordenación de la ecuación 54 nos proporciona:

$$\Delta M = \frac{(H^2 - z_1^2) \cot \psi_F}{2H} - \frac{H^2 - z_2^2}{2H \tan (2\psi_p - \phi)} \quad (70)$$

Su resolución para una gama de valores correspondientes de ψ_p y z_2 nos proporciona la profundidad de la socavación que se muestra en la Figura 89b.

De esta figura resulta claro que ocurrirá otra falla en el cantil cuando la socavación alcance una profundidad de aproximadamente 0.9 m; el ángulo del plano de falla correspondiente será de $\psi_p = 60^\circ$ y la profundidad de la grieta por tensión $z_2 = 10.2$ m. Esta nueva configuración geométrica de falla se ilustra en la Figura 90.

Las consecuencias de la falla perjudicarían a los propietarios de inmuebles en la parte superior del talud; por ende, es preciso estabilizar la cara del cantil.

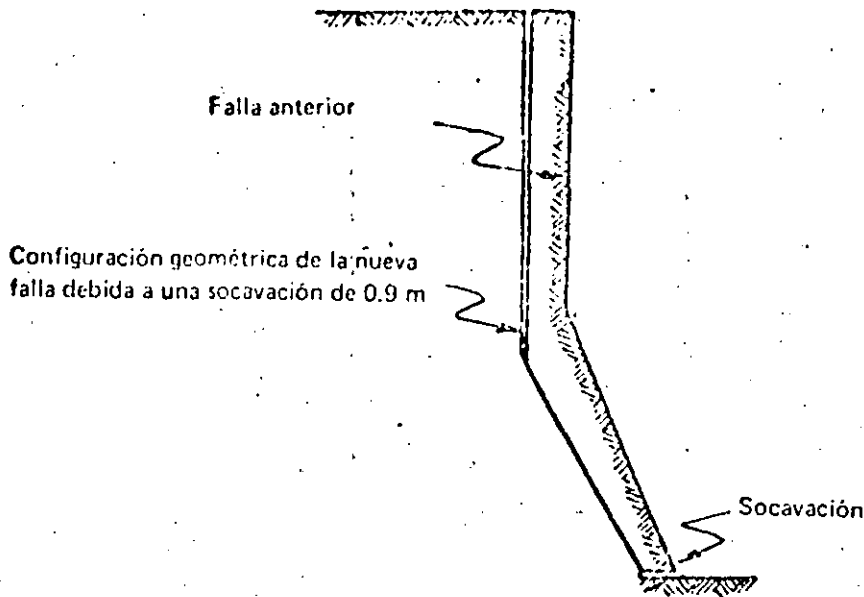
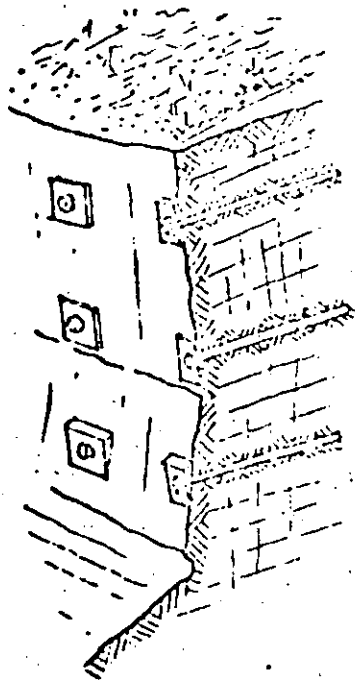


Figura 90: Configuración geométrica prevista para la nueva falla en el cantil provocada por la socavación

En el análisis presentado en las páginas anteriores se ha supuesto que la masa de caliza creta está seca. La presencia de aguas subterráneas en el cantil, y particularmente en la grieta de tensión, reduciría la estabilidad; por consiguiente, es necesario que el talud quede totalmente drenado. Es importante prestar atención a las aguas superficiales, asegurarse de que no se formen charcos cerca de la cresta y, si es factible, conviene perforar pozos horizontales en la cara para permitir el libre escurrimiento del agua que hubiera logrado infiltrarse en la masa rocosa y que, obviamente, intervendría en fallas posteriores.

Puesto que la socavación influye tanto en la estabilidad de este talud, es tentador sugerir que se la evite mediante la construcción de un muro de concreto a lo largo de la base del cantil. En algunos casos esa sería una solución práctica, pero en otros puede ser imposible proporcionar una cimentación segura para una pared así.



Refuerzo sugerido para la cara del cantil. Se colocan anclas de 5 m de longitud con un espaciamiento de 5 m x 5 m

De ser impracticable la protección de la base ilustrada en la Figura 90, la única alternativa es estabilizar la cara del cantil por medio de refuerzos anclados. Como la masa del material que participe en cualquier falla posterior será relativamente pequeña, -digamos 50 toneladas por metro de talud- no es necesario que la fuerza estabilizadora sea muy grande.

A causa de la naturaleza dilatadora del proceso de falla, el refuerzo

más efectivo se lograría por medio de pernos o cables de anclaje inyectados con lechada de cemento y tensionados levemente para tener la seguridad que todas las terminales queden acopladas. Al iniciarse una falla se tensan los cables de refuerzo y el movimiento se detiene. La capacidad de carga debe aproximarse al 25% de la masa de material que podría fallar; para el talud de nuestro ejemplo, un patrón de anclaje de 20 toneladas de capacidad (con cables de 5m de longitud instalados en una malla con espaciamentos de 5 m) suministrará un refuerzo adecuado. Si la masa de caliza creta está sumamente agrietada, y hay peligro de que se desmorone el material entre las planchuelas de los pernos, conviene cambiar el espaciamiento a otro más cerrado (con cables de menor capacidad) o sujetar entre las planchuelas tela de alambre resistente a la corrosión, para reforzar la pared.

Selección de referencias sobre fallas planas.

132. HAN, C. The technique for obtaining equipotential lines of groundwater flow in slopes using electrically conducting paper. Tesis de maestría, *Universidad de Londres, (Imperial College)* 1972
133. BARTON, N.R. A model study of the behaviour of steep excavated slopes. Tesis doctoral, *Universidad de Londres (Imperial College)* 1971
134. COATES, D.F., GYENCE, M. y STUBBINS, J.B. Slope stability studies at Knob Lake. *Proc. Rock Mechanics Symposium, Toronto* 1965. p. 35-46
135. WHITMAN, R.V. y BAILEY, M.A. Use of computers for slope stability analysis. *J. Soil Mech. and Foundation Div. ASCE*, Vol. 93, 1967. p. 475-498
136. HOEK, E. Hanging wall failure induced by caving. *Imperial College Rock Mechanics Progress*, Informe No. 10 1973
137. HALL, B. y HULT, J. Slättstabilitet i berg vid gruvbrytning. *Svenska GruvFöreningen Gruvforskningen serie B*. No. 72. 1964. 40p
138. ROBERTS, D. y HOEK, E. A study of the stability of a disused limestone quarry face in the Mendip hills, England. *Geotechnical Practice for Stability in Open Pit Mining*, Ed. Branner, C.D. and Milligan, W. American Inst. Min. Engrs. Nueva York, 1972. p. 239-256
139. SKEMPTON, A.W. y HITCHINSON, J.N. Stability of natural slopes and embankment foundations. State of the art report. *Proc. 7th Intl. Conf. Soil Mech.*, México, 1969. Vol. 1. p. 291-340
140. HASEL, J.V. The Pima mine slide, Pima County, Arizona. *Geological Society of America Abstracts with Programs*. Vol. 2. No 5. 1970. p. 335
141. HASEL, J.V. Kimberley pit slope failure. *Proc. 4th Panamerican Conf. Soil Mech. Found. Engrg.* Puerto Rico. 1971. Vol 2. p. 117-127
142. HASEL, J.V. The slide at Brilliant cut. *Proc. 13th Symposium on Rock Mech.*, *Universidad de Illinois*. 1971
143. LEY, G.M.M. The properties of hydrothermally altered granite and their application to slope stability in opencast mining. Tesis de maestría, *Universidad de Londres, (Imperial College)*. 1972
144. MIDDLEBROOK, T.A. Fort Peck slide. *Proc. American Soc. Civil Engineers*, Vol 107, Informe 2144. 1962. p. 723
145. FLEMING, R.W., SPENCER, G.S. y BANKS, D.C. Empirical study of the behaviour of clay shale slopes. *US Army Nuclear Centering Group Technical Report No. 15*. 1970

146. HUTCHINSON, J.N. Field and Laboratory studies of a fall in upper chalk cliffs at Jess Bay, Isle of Thanet. *Proc. Roscoe Memorial Symposium, Cambridge, 1970*
147. SALAMON, M.D.C. y MUNRO, A.H. A study of the strength of coal pillars. *J. S. African Inst. Min. Metall.* Vol 68. 1967. p 55-67
148. BROADBENT, C.D. y ARMSTRONG, C.W. Design and application of microseismic devices. *Proc. 5th Canadian Symposium on Rock Mech.* 1968
149. SEED, H.B. Slope stability during earthquakes. *J. Soil Mech. Found. Div. ASCE.* Vol 93. No SM 4. 1967. p 299-323
150. IDRIS, I.M. y SEED, H.B. The response of earth banks during earthquakes. *Report Soil Mech. and Bituminous Mats.* Universidad de California, Berkeley. Abril 1966
151. FINN, W.D.L. Static and dynamic stresses in slopes. *Proc. 1st Congress, Intl. Soc. Rock Mechanics, Lisboa 1966.* Vol 2. p 167



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

PROYECTO DE PLANTAS HIDROELECTRICAS

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

ING. FRANCISCO CUENCA VÁZQUEZ

OCTUBRE, 1984

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS.

- de Anda, Luis F. DESARROLLO HISTORICO DE LA INDUSTRIA ELECTRYICA EN LA REPUBLICA MEXICANA
Revista de Ingenieria de la UNAM (Jul. 1958), México.
- Argyropoulos, Prasileto A. WATER HAMMER HYDRODYNAMICS IN PLASTIC PIPES DISTRIBUTION SYSTEMS.
Seventeenth Congress of the International Association for Hydraulic Research. (15 a 19 Ag. 1977)
- Breslin, W. R. SMALL MICHELL (BANKI) TURBINE: A CONSTRUCTION MANUAL.
Volunteers in Technical Assistance - VITA - (1978) U.S.A
- Bureau of Reclamation (U.S. Department of the Interior)
DESIGN OF GRAVITY DAMS
Bureau of Reclamation, U.S.A.
- Bureau of Reclamation (U.S. Department of the Interior)
DESIGN OF SMALL DAMS
Bureau of Reclamation, U.S.A.
- Chaudhry, M. Hanif APPLIED HYDRAULIC TRANSIENTS
Ed. Van Nostrand Reinhold Company (1979), U.S.A.
- Chow, Ven Te OPEN CHANNEL HYDRAULICS
Ed. Mc Graw Hill (1959), U.S.A.
- Comisión Federal de Electricidad (CFE)
MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES. T II y III.
CFE (1969), México.
- Cuervo Vázquez, Francisco INGENIERIA BASICA DEL DISEÑO DE UNA PLANTA DE MICRO GENERACION HIDROELECTRICA. EN-NACIENDA DE DOLORES, MICN. - Reporte interno no publicado -
Instituto de Investigaciones Eléctricas (1980), México.
- Fernández Gómez, S. ; Ramos Mauricio, R
APUNTES DE ESTIMACION Y CONTROL DE COSTOS - Maestría de Ing. Económica y de Costos -
Universidad Lssalle (1979), México.
- Ferrán Riquelme, Flavio DISEÑO DE PEQUEÑAS CENTRALES HIDROELECTRICAS PARA MICROGENERACION. - Ponencia -
VI Congreso Nacional de Hidráulica.
Asociación Mexicana de Hidráulica (Nov. 1980), México
- Gómez Navarro, J.L. ; Ardul, J.J.
SALTOS DE AGUA Y PRESAS DE EMBALSE Tomo I
Publicaciones de la Escuela Especial de Ing. de Caminos, Canales y Fuentes. 3ª Ed (1964), España
- González Wiltonnel, Javier ESTADO ACTUAL DE LA EVALUACION DEL POTENCIAL HIDROELECTRICO NACIONAL.
Revista de Ingenieria de la UNAM, 1980 No 3, México
- Halmerl L.A. THE CROSS-FLOW TURBINE
Revista Water Power (Ea. 1960), U.S.A
- Henderson, F.M. OPEN CHANNEL FLOW
Ed. McMillan (1966), U.S.A
- Hernández Huéramo, D. APUNTES PARA EL DISEÑO DE CORTINAS DE GRAVEDAD
Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, México

L'Herminier, R.

MECANICA DEL SUELO Y DIMENSIONAMIENTO DE FIRMES.

Ed. Blume (1968). España.

Mateix, Claudio

MECANICA DE FLUIDOS Y MAQUINAS HIDRAULICAS.

Ed. HARLA. (1970) , México.

Mockmore, G.A. ; Merryfield, Fred.

THE BANKI WATER TURBINE.

Oregon State College , Boletín No. 25 (Feb 1949) , U.S.A.

Mosonyi, Emil

WATER POWER DEVELOPMENT T. I

2ª Ed. Akadémiai Kiadó (1963) , Hungría.

Muñoz, Néctor

LAS CAVIOTAS. TECNOLOGIA AUTOCTONA EN COLOMBIA.

Revista Horizontes USA No 35

Embajada de los Estados Unidos.

Nosaki, Tsugo

GUIA PARA LA ELABORACION DE PROYECTOS DE PEQUEÑAS -
CENTRALES HIDROELECTRICAS DESTINADAS A LA ELECTRI-
FICACION RURAL DEL PERU. (1968) Perú.

Organización Latinoamericana de Energía (OLADE)

EL DESARROLLO DE LAS PEQUEÑAS CENTRALES HIDROELECTRICAS EN LATINOAMERICA Y EL CARIBE.

IX Junta de Expertos, OLADE (1979)

de Paredes, José L.

MAQUINAS HIDRAULICAS

4ª Ed. (1966) , México.

Reglamento de Construcciones del Distrito Federal. Normas Técnicas Complementarias. DISEÑO Y CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERIA.

DDF, UNAM (1977) , México.

Secretaría de Recursos Hidráulicos (SRH).

INSTRUCTIVO PARA AFORO DE CORRIENTES.

5ª Ed. SRH (1964) , México.

Sotelo Avila, Gilberto

HIDRAULICA GENERAL , Vol. I

Ed. LIMUSA (1979) , México.

Sotelo Avila, Gilberto

HIDRAULICA II. Apuntes.

UNAM , México.

Tirado Ledezma, Sergio

ANALISIS CRITICO SOBRE EL DISEÑO DE EQUIPO AUXILIAR DE PLANTAS HIDROELECTRICAS -Tesis de Maestría - UNAM (1980) , México.

Valverde, B. [et al.]

ANTEPROYECTO DE COMUNIDADES PILOTO PARA LA IMPLANTACION DE SISTEMAS ENERGETICOS INTEGRADOS EN EL MEDIO RURAL. EX-HACIENDA DE DOLORES, MICH. -Reporte- Instituto de Investigaciones Electricas (1978) , México.

Varlet, Henri

PRESAS DE EMBALSE. T. II

Ed. Interciencia (1972) , España

Zoppetti Urdex Gaudencia

CENTRALES HIDROELECTRICAS .

Ed. Gustavo Gili (1974) , España.

Santana S., Julio Sergio.

Proyecto Hidráulico de una pequeña Central Hidroeléctrica para Microgeneración -Tesis Profesional- UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLAS DE HIDALGO. (1981)



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

PROYECTO DE PLANTAS HIDROELECTRICAS

OBRA DE TOMA

ING. FRANCISCO CUENCA VÁZQUEZ

OCTUBRE, 1984

OBRA DE TOMA

DEFINICION.

La obra de toma es la estructura que tiene por objeto captar las aguas del cauce para su posterior aprovechamiento en la generación de energía eléctrica.

La estructura tiene también los propósitos de regular el gasto hidráulico, proteger al canal contra la entrada de basura y materiales flotantes, y reducir la cantidad de azolves en el canal.

Existen dos tipos de obra de toma: las tomas con galería de presión y las tomas de conducción a superficie libre. Las segundas se distinguen por las siguientes características (1):

1. El umbral o entrada, con un desnivel respecto al lecho del río para permitir la acumulación de azolves en el pequeño embalse, para que después sean desalojados por medio de una compuerta lateral de limpieza situada en la cortina.
2. Reja de claros amplios, de manera que, sin dificultar el paso del agua, impida el paso de materiales flotantes gruesos.
3. Compuerta de entrada para controlar el acceso del agua al canal de fuerza.

CRITERIOS DE DISEÑO.

1. La ubicación de la obra de toma en el cauce será tal que el material de arrastre que penetre al canal sea mínimo, o bien, se crearán en el sitio las condiciones adecuadas para derivar el caudal con un arrastre mínimo de sedimentos.
2. Las dimensiones de la obra de toma serán tales que la velocidad de entrada sea suficiente para que pase el gasto de diseño del canal.
3. Las dimensiones de la reja de entrada serán aquellas que al cumplir su función de retener los materiales gruesos no produzcan grandes pérdidas de energía.
4. El ángulo de derivación con respecto al cauce será tal que los efectos de contracción y los vórtices en la entrada de la toma se reduzcan al mínimo cuando los gastos derivados, en relación con el gasto en el cauce, sean relativamente pequeños.
5. Las dimensiones de la obra de toma y su desnivel respecto a la cresta vertical de la cortina serán tales que en su entrada no se produzca régimen supercrítico.

SOLUCION TÍPICA DEL PROYECTO.

El primer peso en la solución del proyecto es la ubicación de la obra de toma. La elección de tal sitio es de vital importancia para la protección del canal. Los mejores sitios son aquellos que están en la margen cóncava de un tramo curvo del río, y es mejor aún localizar la obra de toma en la salida de una curva, en la orilla correspondiente a la ribera cóncava del tramo curvo (1).



Fig. 41. El sitio de la derivación.

Una vez que se ha ubicado la derivación es necesario definir el ángulo de derivación; es decir, el ángulo medio que forma la corriente en la toma con la dirección del flujo en el cauce principal, simbolizado como ψ en la Fig. 41. Dicho ángulo es función de

1

(1) En el presente trabajo no se describen los tomas con galería de presión, ya que la solución empleada aquí pertenece a las tomas de conducción a superficie libre.

(1) La razón de que esta ubicación sea la óptima, es que los sedimentos por efecto del flujo espinal inducido por la curva tenderán a acumularse en la margen convexa de la misma.

la relación entre el gasto derivado y el gasto original; mientras menor sea ésta, menor será el ángulo de derivación. Sin embargo, como dicha relación es variable con el tiempo, se recomienda tomar como ángulo de derivación aquel que se obtiene para las mínimas relaciones Q_c/Q_0 (1), A. Bahkilit-ah propone los siguientes valores:

Q_c/Q_0	ψ
entre 0.20 y 0.30	50° a 30°
cercano a 1.00	45° a 60°

El criterio que más comúnmente se sigue es el de tomar un ángulo de derivación de $\psi = 30^\circ$ en todas las obras de toma.

Las dimensiones de la entrada se determinan a partir de las velocidades recomendables en ella. Tales velocidades no serán tan grandes que las partículas sólidas gruesas pasen hasta el canal, ni serán tan pequeñas que las partículas gruesas se sedimenten en la entrada, antes del conducto de limpieza, de tal manera que se reduzca con el tiempo la geometría de la entrada, con lo que se producen fenómenos hidrodinámicos impredecibles. Por otra parte, nunca deberá presentarse régimen supercrítico en la obra de toma.

La Comisión Federal de Electricidad recomienda tomar una velocidad de entrada de $v_e = 0.75 \text{ m/s}$ ($0.5 < v_e < 1.0 \text{ m/s}$). La velocidad del agua disminuirá después de haber penetrado en la obra de toma lo suficiente como para que se depositen allí las partículas gruesas de arena, cuyo diámetro medio es d . Según CFE, la velocidad de sedimentación de las partículas es:

$$v = 2\sqrt{d} \quad (\text{en cm/seg.}) \quad \dots (4.1)$$

donde d = diámetro o tamaño de las partículas en mm.

y B es un coeficiente tal que

$$\text{para } d > 1 \text{ mm.} \quad B = 36$$

$$\text{para } 0.1 < d < 1.0 \text{ mm.} \quad B = 44$$

$$\text{para } d < 0.1 \text{ mm.} \quad B = 51$$

Con el propósito de ayudar a la sedimentación se recomienda dar, a partir de la entrada, una pendiente tal a la plantilla de la toma, que las partículas sólidas tiendan a depositarse hacia el conducto de limpieza (ver fig. 4.2); esta pendiente, según Gómez Navarro es del orden de 1:20.

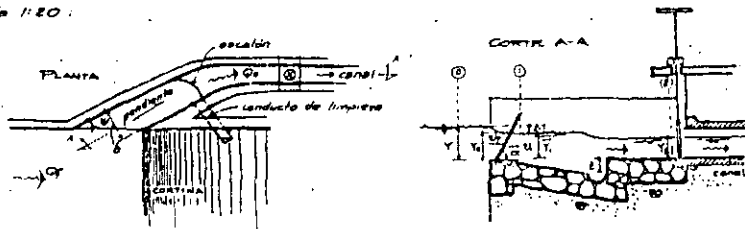


Fig. 4.2 Esquema de la obra de toma. (Planta y corte.)

Para la obtención de la geometría de la entrada de la obra de toma, debe tenerse especial cuidado en la determinación de las pérdidas en ella, que básicamente son dos: las pérdidas debidas a la rejilla de entrada, h_r , y las pérdidas por contracción en la entrada, h_c .

La pérdida por contracción vale: $h_c = K_c \frac{v^2}{2g}$... (4.2)







donde el coeficiente K_c , según Henderson vale $K_c = 0.73$

La pérdida causada por la rejilla de entrada, según Mozony:

(1) Generalmente la mínima relación de gastos se tiene en época de avenidas.

tiene un valor de $h_r = \varphi \left(\frac{v}{c}\right)^{1/2} \frac{v^2}{2g} \text{Sen } \alpha$... (4.3)

donde φ es un coeficiente que depende de la sección transversal de los elementos de la reja y tiene los siguientes valores:

tipo de sección						
φ	2.42	1.83	1.67	1.03	0.92	0.76

α es el ángulo de inclinación de la reja.

S es el espacio o distancia ocupada por un elemento de la reja y e' es la distancia o claro libre entre los elementos de la reja; ambas distancias medidas en el sentido perpendicular al sentido de la corriente, tal como se muestra en la siguiente figura.

Entonces, en concordancia con la última fórmula de la p. 028 de esta tesis, por la aplicación de la ecuación de la energía entre las secciones ① y ② de la figura 4.3 se tiene que:

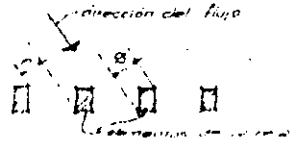


FIG 4.3. Las pérdidas en la reja dimensiones representativas.

$Y = Y_1 + \frac{v_1^2}{2g} + h_c + h_r$, es decir:

$$\Delta Y = \frac{v_1^2}{2g} + K_c \frac{v_1^2}{2g} + \varphi \left(\frac{v}{c}\right)^{1/2} \frac{v_1^2}{2g} \text{Sen } \alpha \quad \dots (4.4)$$



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

PROYECTO DE PLANTAS HIDROELECTRICAS

TANQUE DESARENADOR Y ESTRUCTURA DE PUESTA A PRESION

ING. FRANCISCO CUENCA VÁZQUEZ

OCTUBRE, 1984

TANQUE DESARENADOR Y ESTRUCTURA DE PUESTA A PRESIÓN

Adiferencia de los capítulos que preceden a éste, se tratan aquí separadamente dos elementos; ello obedece a una de las principales disimilitudes entre las pequeñas⁽¹⁾ y las grandes centrales hidroeléctricas. En las grandes, cada uno de estos elementos, el tanque desarenador y la estructura de puesta a presión, se concibe y diseña para funcionar de forma separada; en las pequeñas, casi siempre, se unen las funciones de los dos elementos en una sola estructura.⁽²⁾

Además, en las grandes centrales hidroeléctricas la estructura de puesta a presión tiene el propósito secundario de funcionar como tanque de almacenamiento para regulación; en tanto que en las pequeñas centrales, con tal de economizar, se debe prescindir de esa función, ya que el volumen necesario para la regulación mínima — mínima — resulta, para las proporciones de la centralita, extremadamente grande, y por lo tanto costoso. Así pues, en las pequeñas centrales resulta convenientemente sacrificar un poco el funcionamiento, en este sentido, con el fin de obtener unos costos aceptables.

DEFINICIONES.

Tanque desarenador.

Se denomina así al elemento del aprovechamiento que se dispone en el mismo sitio a lo largo del canal, y cuya función es precipitar a su fondo las partículas sólidas suspendidas en el agua, para impedir su entrada a la tubería, es decir, evitar así las dudas que pudieran causar a la turbina. Básicamente consiste en un depósito donde, al disminuir la velocidad del agua las partículas caen por gravedad.

Estructura de Puesta a presión.

Es aquella que sirve de unión entre el canal y la tubería de presión y que tiene como objetivos: impedir la entrada de aire a la tubería, eliminar el exceso de agua, asegurar un nivel más o menos constante en el agua y distribuir uniformemente el agua transportada por el canal hasta la tubería de presión.

Entonces, la estructura completa que aquí se trata tendrá la doble función de sedimentar los sólidos y servir de toma adecuada para la tubería de presión. En este entendimiento se dan a continuación los criterios de diseño para tal estructura.

CRITERIOS DE DISEÑO.

- 1.- La estructura se ha de localizar en la intersección de los ejes del canal y la tubería de presión.
- 2.- La longitud del tanque será la necesaria para que, al producirse el descenso de las partículas sólidas, no penetren en la tubería.
- 3.- El área de la sección transversal del tanque será aquella con la que se obtenga una velocidad tal que las partículas — de tamaño mayor o igual al que puede ocasionar daños en las turbinas — inicien su descenso.
- 4.- El ancho y la profundidad del tanque han de ser tales que, de acuerdo a un tiempo razonable de lavado, se tenga un volumen adicional suficiente para almacenar sedimentos.
- 5.- El tanque tendrá una compuerta y un conducto de lavado para efectuar desahques periódicos.
- 6.- Se dará a la estructura una geometría tal que se eviten al máximo las pérdidas de energía y las zonas muertas o de remolinos, cuya existencia signi-

1

(1) Específicamente, se hace referencia aquí a las pequeñas centrales realizadas con tecnologías no convencionales, cuyas diferencias con las grandes centrales son más marcadas que las de las pequeñas centrales convencionales.

(2) El criterio propuesto aquí está avalado por diversas experiencias en PCH construidas en Latinoamérica.

fica la acumulación de sedimentos allí.

- 7.- Para poder efectuar reparaciones en la tubería o en la turbina, se dispondrá de una compuerta en el origen de la tubería.
- 8.- Se debe asegurar que la materia flotante que logre pasar a la tubería sea de un tamaño tal que no perjudique seriamente el funcionamiento de la turbina; para lograrlo, se debe disponer de una rejilla de dimensiones adecuadas.
- 9.- Deberá dotarse a la estructura de un vertedor lateral capaz de desviar el máximo caudal transportado por el canal, de modo que se prevenga el flujo causado por algún cierre en la válvula de la turbina o a la entrada de la tubería.
- 10.- De ser posible, por las condiciones topográficas, deberá procurarse que la tubería se ensamble a la estructura con su eje en la dirección del flujo, con objeto de evitar zonas de remolinos.
- 11.- Con el propósito de inhibir la entrada de aire en la tubería, ésta ha de disponerse a una profundidad adecuada.
- 12.- Se dispondrá de apoyos suficientes para alojar los mecanismos de operación de las compuertas.
- 13.- Las dimensiones y materiales de los muros deberán ser los adecuados para resistir los empujes del terreno y del agua que actúan sobre ellos.

2

SOLUCIONES CONSTRUCTIVAS.

El tanque sedimentador o desarenador se localiza habitualmente junto a la obra de toma; por esta razón es habitual que se construya de concreto armado, ya que este material es el que se emplea tradicionalmente en las obras de toma. Por otra parte la estructura de puesto a presión se dispone como otro tanque al final del canal; desde luego ésta se construye también de concreto armado. Esta es la solución más comúnmente usada en las centrales hidroeléctricas convencionales.

Las soluciones constructivas en PCH no convencionales incluyen, además de la integración del tanque sedimentador y la EPP⁽¹⁾ en una sola estructura, el uso de materiales tales como concreto pobre, mampostería, suelo-cemento y aún ferro-cemento en aquellas casos en los que se puede estandarizar su construcción.

(1) EPP: Estructura de Puesto a Presión. En lo sucesivo EPP se usará como Estructura de Puesto a Presión.

CONCEPTOS TEORICOS GENERALES.

Profundidad crítica para la tubería.

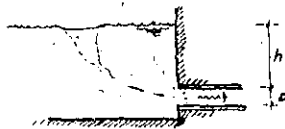


Fig. 6.1 Profundidad crítica de una tubería

La profundidad crítica de la tubería es aquella a partir de la cual el aire, producto del vórtice que se forma desde la superficie del agua hasta la entrada de la tubería, deja de penetrar en la tubería.

Basados en diversas experiencias, varios autores² han propuesto las siguientes

Según Winkel
$$h_{cr} = \frac{1}{2} \frac{V^2}{2g} \quad \dots (6.1)$$

donde $V = \frac{Q}{A}$ y Q es el gasto de operación de la turbina de acuerdo al criterio económico, Tindal³ propone

que
$$h_{cr} = 0.5 \left(\frac{V^2}{2g} \right) \quad \dots (6.2)$$

con $V = \frac{Q}{0.67A}$; $A = \frac{\pi D^2}{4}$

según Gómez Navarro

$$h_{cr} = 5 \frac{v^2}{g} \quad (6.3)$$

donde $v = \frac{Q}{A}$; $A = \frac{\pi D^2}{4}$

3

El criterio propuesto por Winkler de profundidades reducidas, por lo que es más conveniente utilizar cualquiera de los otros dos criterios o alguna solución intermedia.

En el diseño del tanque, la distancia entre la superficie del agua y la parte superior de la tubería deberá ser mayor o igual que la profundidad crítica de la tubería.

La sedimentación de partículas sólidas.

Las condiciones principales que determinan la sedimentación de sólidos en el seno de un líquido son la velocidad del flujo y la viscosidad del líquido que se trate. Así, las velocidades pequeñas resultan positivas en la sedimentación de partículas pequeñas. Según Du Buat las velocidades de sedimentación de materiales sólidos de diversos tamaños son:

MATERIAL	VELOCIDAD DE SEDIMENTACION
Arcilla Plástica	0.081 m/s
Arena Fina.	0.16 m/s
Arena Gruesa.	0.216 m/s

Según v , la velocidad de sedimentación de las partículas está dada por la fórmula de Camp:

$$v = a \sqrt{d} \quad (6.4)$$

donde v = velocidad máxima de sedimentación en cm/s.

d = diámetro de las partículas sedimentables en mm.

a = Coeficiente de Camp:

$$a = 36 \text{ para } d > 1 \text{ mm}$$

$$a = 44 \text{ para } 0.1406 \text{ mm}$$

$$a = 51 \text{ para } d < 0.1 \text{ mm}$$

Entonces, según esta fórmula:

MATERIAL	TAMARO MEDIO	VEL. DE SED. (cm/s)	VEL. DE SED. (m/s)
Arcilla plástica	0.001	427	0.04 m/s
Arena fina	0.15	17.04	0.17
Arena Gruesa	0.80	39.95	0.39

El máximo tamaño de partículas permitido en las máquinas está en función de la velocidad del agua en la turbina; a su vez, la velocidad del agua depende del caudal, de la carga total y del tipo de turbina utilizado. Mientras mayor sea la velocidad del agua, el tamaño de partículas que se permite cruzar la turbina será menor.

Una vez que las partículas han iniciado su descenso necesitarán una longitud L_0 para llegar a una profundidad predeterminada h_0 . Diversos métodos se han propuesto para determinar la longitud de caída; la aplicación del método más simple se puede ver en el capítulo Obra de Toma.

Sin embargo, para partículas más finas es mejor emplear el método de la teoría del efecto retardador de la turbulencia aceptado por CFE y que establece

$$L_0 = \frac{v \cdot h_0^2}{w \cdot y_0^2 - 0.132 v} \quad (6.5)$$

donde v es la velocidad del agua en m/s, que deberá ser menor o igual que la velocidad de sedimentación de las partículas.

4) es la velocidad vertical de caída de las partículas en agua, que depende del tamaño - diámetro - de las partículas y de la viscosidad del agua. Los valores de este factor se pueden consultar en la gráfica 4.1

Y_c es la profundidad prestablecida a donde se desea lleguen las partículas sólidas.

Aparte de cumplir con los requerimientos expuestos el tanque deberá tener un volumen adicional para almacenar sedimentos o escombros. En la ausencia de datos acerca de la concentración de los sólidos en el agua se puede adoptar la recomendada por Gómez Navarro

$$V_{sed} = 40 Q_c \quad \dots (6.6)$$

donde Q_c es el gasto de diseño del canal.

El volumen así encontrado permitirá que se tenga un periodo más o menos aceptable de limpieza para el tanque.

Geometría de la Estructura.

Con base en las anteriores consideraciones, una geometría simplificada para el conjunto tanque desarenador y EPP se muestra en la figura 6.2. El arreglo geométrico que se muestra consta de los siguientes elementos.

1- VERTEDOR LATERAL.

Es la estructura que cumple con las siguientes funciones: separar el agua que no se usará para la generación de energía; desalojar el caudal resultante de cerrar la compuerta de la tubería o la válvula situada en el extremo de la tubería; mantener un nivel más o menos constante en el tanque.

2- REGISTRO DE TOMA PARA LA TUBERÍA Y REJILLA.

Son aquellos elementos que tienen como función la adecuada toma y con

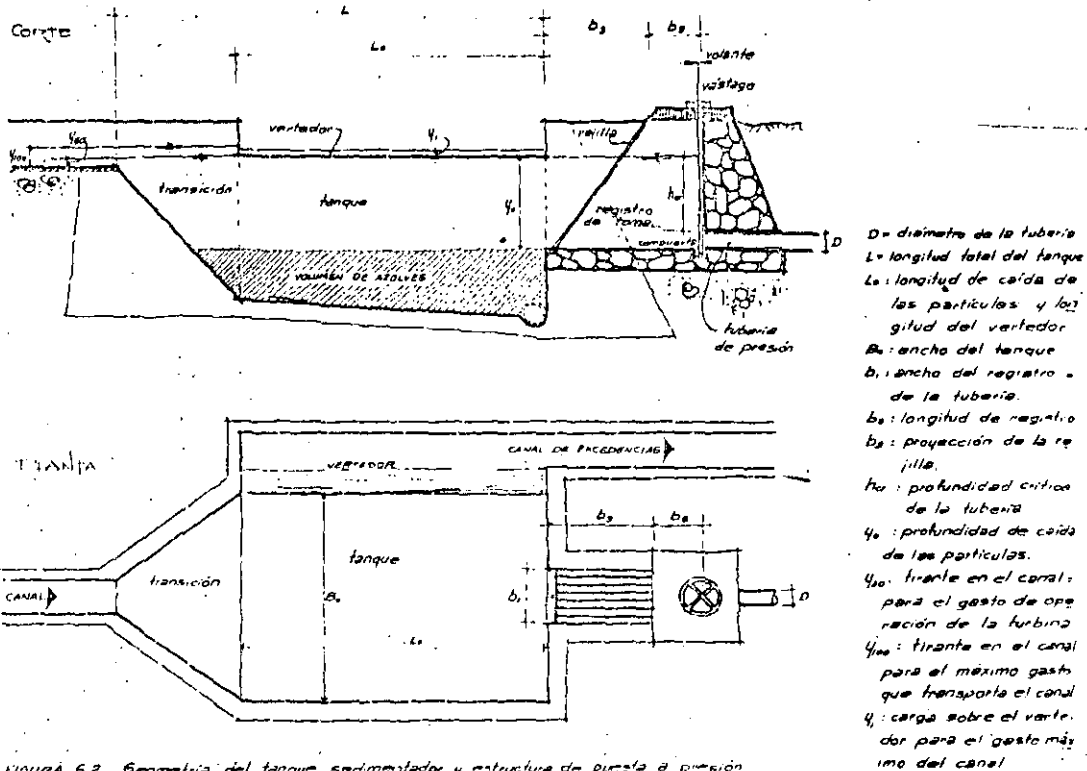


FIGURA 6.2 Geometría del tanque sedimentador y estructura de puesta a presión

del agua para la tubería.

3-TANQUE

5

Es aquel elemento de la estructura que tiene como función proporcionar a la tubería un agua libre de partículas sólidas.

En la figura 6.2 se pueden ver las dimensiones características de cada uno de los elementos mencionados. En seguida se exponen algunos métodos para la determinación de dichas dimensiones.

Dimensiones de la Estructura.

Algunas de las dimensiones de la fig. 6.2 deberán conocerse, o bien suponerse, antes del diseño del depósito; tal es el caso del diámetro de la tubería D_1 , y de las tirantes en el canal y_{a0} y y_{b0} .

Las dimensiones b_1 y b_2 , correspondientes al registro de entrada de la tubería, son constructivas y dependen casi exclusivamente del diámetro de la tubería.

La profundidad de caída de las partículas será $y_0 = h_1 + D_1$, y la longitud de caída de las mismas depende de la profundidad mencionada y de la velocidad del agua en el tanque, y ésta a su vez depende de y_0 y del ancho del tanque, B_1 , para un caudal dado. Puesto que y_0 está determinada y la velocidad en el tanque puede variar con B_1 , siempre que sea menor que la velocidad de sedimentación, la longitud de caída de las partículas L_0 depende de B_1 , y entonces existen una infinidad de parejas (B_1, L_0) que solucionan el problema. Se supone que hay un par de valores (B_0, L_0) para los cuales el costo de la obra resulta ser el mínimo. La solución al problema puede obtenerse por dos caminos: se plantea una función que permita evaluar el costo y se minimiza por algún procedimiento analítico de cálculo diferencial; o bien, se obtiene el mínimo por medio de tanteos, evaluando la misma función con valores supuestos inicialmente. En los siguientes párrafos se intenta desarrollar este último procedimiento.

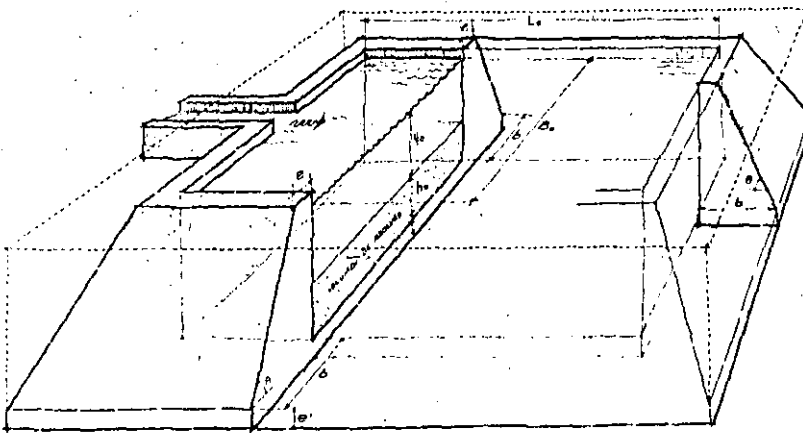


Fig. 6.3 Dimensiones del tanque.

sin profunde, entonces, dar al tanque unas dimensiones tales que su costo resulte el menor, para ello se define el costo de la manera siguiente

$$C = k_1 V_1 + k_2 V_2 \quad \dots (6.7)$$

donde C : costo total de la obra

V_1 : volumen de excavación (m^3); K_1 : costo vol. de excavación ($\$/m^3$)
 V_2 : volumen de muro (m^3); K_2 : costo vol. de muro ($\$/m^3$)

En este estudio se hace depender el costo únicamente de estos volúmenes, ya que resultan ser los más significativos.

Como lo que se busca aquí es minimizar C y no obtenerlo, resulta más conveniente usar la fórmula (6.7) dividida por K_1 :

$$F = \frac{C}{K_1} = V_1 + \frac{K_2}{K_1} V_2 \quad \dots (6.8)$$

De este modo se usan los costos relativos $\frac{C}{K_1}$, $\frac{K_2}{K_1}$ en vez de usar los costos absolutos C , K_1 y K_2 . Los costos relativos tienen la ventaja de variar menos que los absolutos.

Para determinar los volúmenes V_1 y V_2 se obtiene en seguida la relación entre B_0 y L_0 ; para ello se hace uso de la fórmula (6.5) y se recuerda que:

$$D = \frac{Q_0 E}{B_0 Y_0} \quad \dots (6.9)$$

entonces (6.5) queda:

$$L_0 = \frac{Q_0 Y_0^2}{\omega B_0 Y_0^2 - 0.132 Q_0} \quad \dots (6.10)$$

y de aquí, al despejar B_0 :

$$B_0 = \frac{Q_0}{\omega} \left(\frac{1}{L_0} + \frac{0.132}{Y_0^2} \right) \quad \dots (6.11)$$

El volumen de excavación V_1 se muestra en la fig. 6.3 en línea punteada y tiene un valor de:

$$V_1 = (L_0 + 2b)(B_0 + 2b)(Y_0 + h_0 + e) \quad \dots (6.12)$$

y si se denominan: $Y_0 + h_0 = \alpha$; $\alpha + e = \beta$; $L_0 + 2b = N$; $B_0 + 2b = M$; $N \cdot M = \delta$

$$V_1 = N \cdot M \cdot \beta = \delta \cdot \beta \quad \dots (6.13)$$

El volumen de obra del muro es:

$$V_2 = (Y_0 + h_0) \left[\frac{1}{2} (b + e) (2B_0 + 2L_0) + 4 \left(\frac{1}{2} b^2 + e^2 \right) \right] + (L_0 + 2b)(B_0 + 2b)e$$

y con $\delta = \alpha^2 + e^2$; $b + e = \beta$; $B_0 + L_0 = R$; $R = \beta$:

$$V_2 = \alpha [\beta + 4E] + e \cdot \delta \quad \dots (6.14)$$

y se debe tomar en cuenta además:

$$h_0 = \frac{Vol}{L_0 B_0} \quad \dots (6.15)$$

donde Vol es el volumen de almacenamiento de estoves.

$$b = \frac{Q_0}{\omega} + e \quad \dots (6.16)$$

Entonces un procedimiento para evaluar la función dada por la ecuación:

(6.8) puede ser:

1. Deberán conocerse previamente los valores de:

$$C, e, Y_0, Vol, \omega, Q_0, K_2/K_1$$

2. Se supondrá un valor para L_0 .

3. Se encontrará B_0 con (6.11)

4. Obtener los valores h_0 con la fórmula (6.15)

$$\alpha = Y_0 + h_0; \quad \beta = \alpha + e; \quad M = B_0 + 2b$$

$$b = \frac{Q_0}{\omega} + e; \quad N = L_0 + 2b; \quad \delta = N \cdot M$$

5. Calcular el volumen de excavación V_1 con (6.13): $V_1 = \delta \beta$

6. Valor: $E = \frac{b^2}{2} + e^2$; $R = L_0 + B_0$
 $P = b + e$; $Q = P \cdot R$

7. Calcular el volumen de obra de muro V_2 con (6.14):

$$V_2 = \alpha (\beta + 4E) + e \cdot \delta$$

8. Obtener la función con (6.8): $F = V_1 + \frac{K_2}{K_1} V_2$

Para obtener F_{min} se procede como sigue: (véase la fig. 6.4):

Se considera que $\frac{\Delta F}{\Delta L_0} = \frac{dF}{dL_0}$. Se supone entonces inicialmente un valor para L_0 , y se calcula la función F con el procedimiento descrito antes y en dos puntos de su vecindad, uno a su izquierda y otro a su derecha, es decir en los puntos $L_0 - \frac{1}{2} \Delta L_0$ y $L_0 + \frac{1}{2} \Delta L_0$, se calcula también F ; con estos valores se obtiene ΔF , y por consiguiente $\frac{\Delta F}{\Delta L_0}$. Con base en el resultado se elige un nuevo pun

to $L_{0,i}$, y se repite todo el procedimiento hasta obtener $\frac{\Delta F_i}{\Delta L_i}$. Se realiza entonces una extrapolación o interpolación, según el caso, con los valores encontrados para la

calizar el punto donde $\frac{\Delta F}{\Delta L_0} = 0$; desde luego, tal punto no será exactamente donde $\frac{dF}{dL_0} = 0$ y es necesario llevar a cabo nuevas operaciones para afinar los cálculos.

El procedimiento descrito se puede llevar a efecto por medio de una tabla que permita mecanizar a las operaciones.

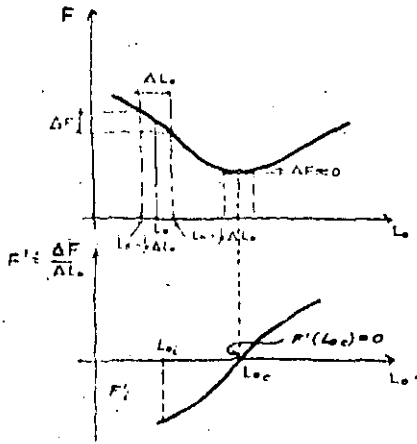


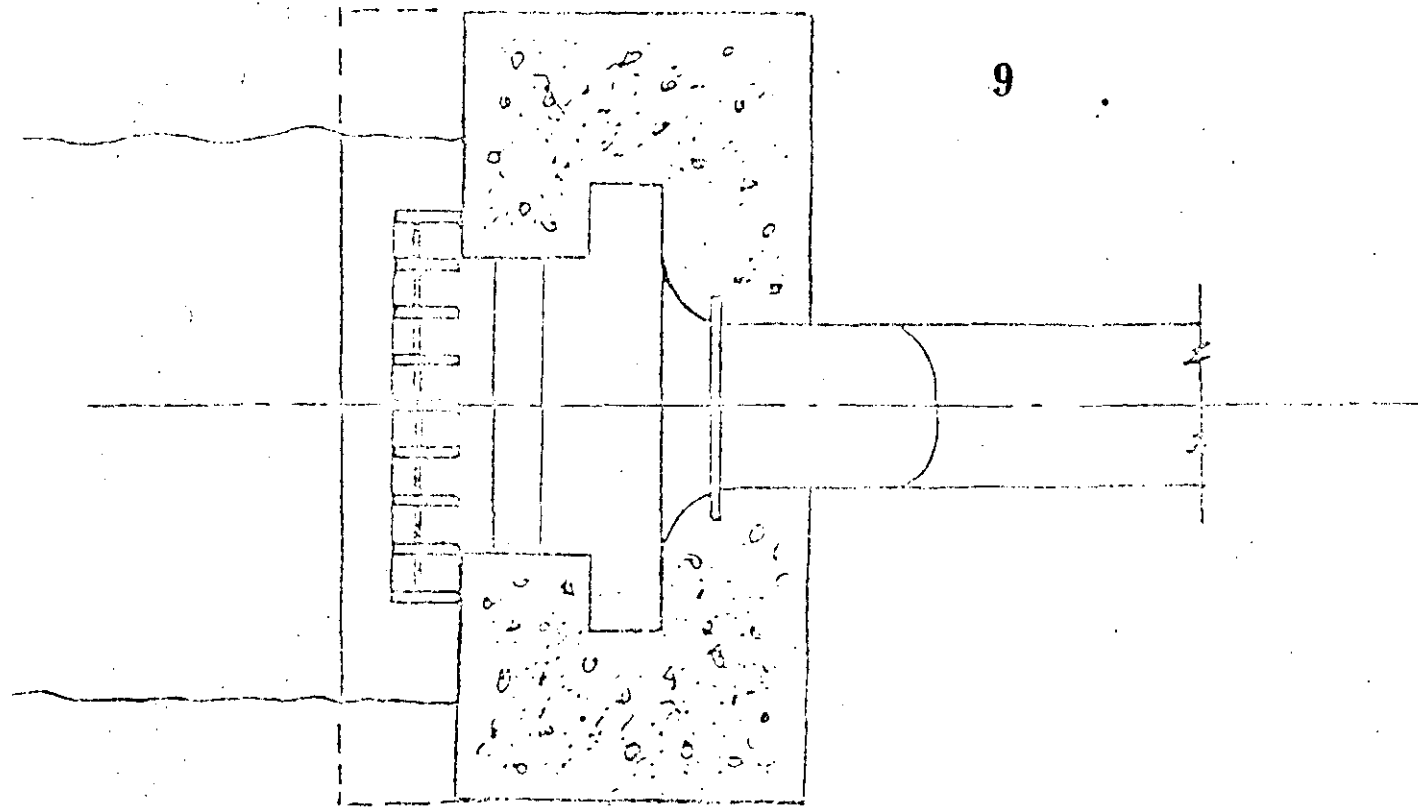
FIG 6.4 Obtención de las dimensiones económicas.

Si se construye la taza sobre un canal de regadío existente, en su diseño y construcción se tomarán en cuenta los siguientes factores:

- Necesidad de asegurar que el agua no utilizada para generación retorne al canal para su utilización en el riego aguas abajo.
- Considerando que el canal de regadío sea de tierra, será necesario asegurar que el desarenado se realice en la taza.
- Necesidad de compatibilizar requerimientos técnicos mínimos con la economía en materiales (principalmente cemento y acero).
- En la elección del emplazamiento de la taza, además de un adecuado aprovechamiento del salto, economía de tubería y pérdida de carga, se consideraran los niveles de riesgo en cuanto a aluviones, contando solo con una apreciación geomorfológica e información histórica suministrada por los pobladores del lugar, así como apreciaciones sobre la estabilidad y comportamiento del suelo, por medio de la observación visual y excavaciones, sin realizar estudios geológicos y de mecánica de suelos, debido a su elevado costo con respecto a la magnitud de la obra.
- Las dificultades y costo de acarreo de materiales, principalmente los agregados del concreto y el limitado espacio disponible para la preparación de la mezcla en forma no mecanizada.

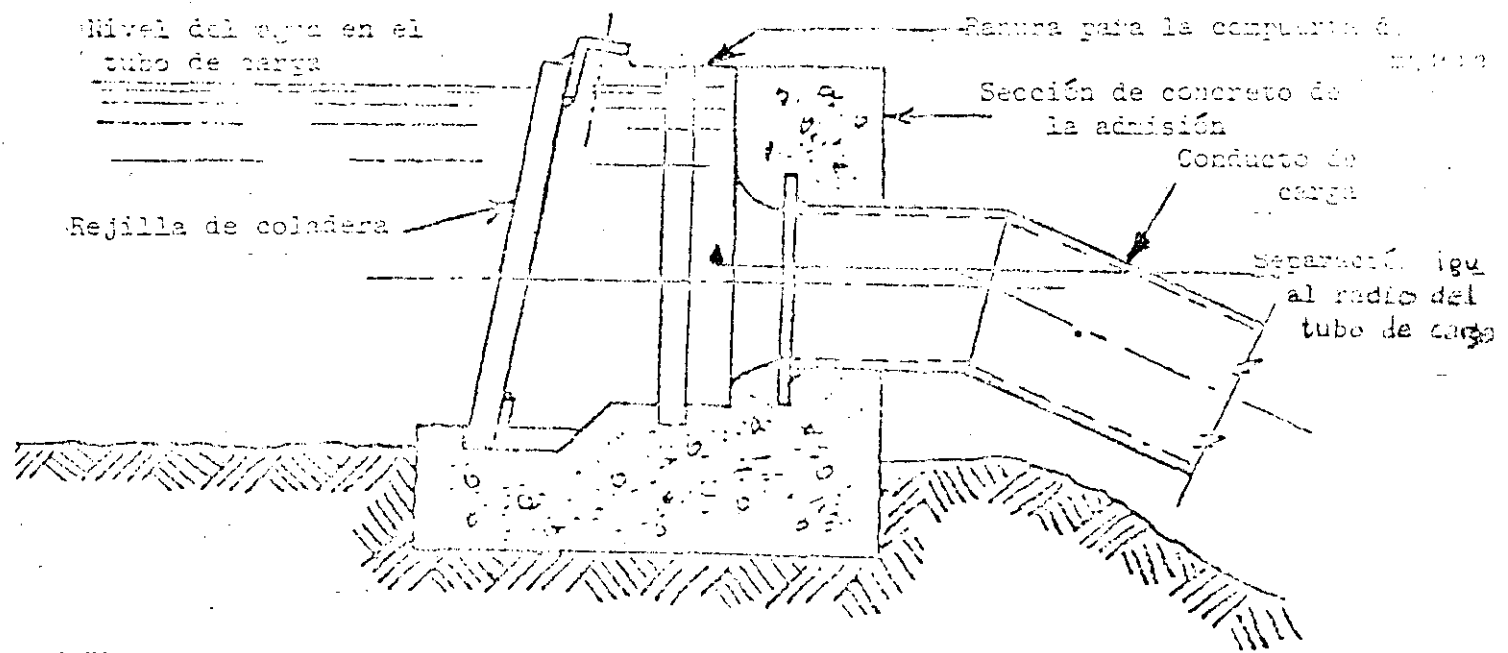
No está demás mencionar el error frecuente de no dar importancia a estos costos, cuando corresponden a la contribución en trabajo que hacen las comunidades campesinas para ejecutar proyectos de electrificación, ya que factores como este muchas veces influyen decisivamente en su voluntad y capacidad de cooperación.

- Desde la etapa de diseño debe considerarse la modalidad y nivel de mecanización en la construcción, considerando principalmente, el régimen de producción de mezcla y su acarreo.



PLANTA

admisión al tubo de carga de una pequeña turbina hidráulica.



Elevación seccional: admisión al tubo de carga de una pequeña turbina hidráulica.



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

PROYECTO DE PLANTAS HIDROELECTRICAS

C A N A L

ING. FRANCISCO CUENCA VÁZQUEZ

OCTUBRE, 1984

CANAL

DEFINICION.

El canal es la estructura que conduce el agua desde la obra de toma hasta el tanque desarenador. El flujo del agua en el canal se caracteriza por la exposición de una superficie libre a la presión atmosférica, lo cual no implica que el canal deba estar descubierta; p.ej. un tubo que conduce agua parcialmente lleno, es en efecto un canal.

1

CRITERIOS DE DISEÑO.

- 1.- La geometría del canal será aquella que permita el paso del caudal de diseño del canal, que no necesariamente será el caudal de diseño de la turbina.⁽¹⁾
- 2.- La pendiente del canal se deberá seleccionar de tal forma que la velocidad resultante no produzca sedimentación ni desgaste del conducto.
- 3.- El radio de las curvas del canal será tal que el incremento en las pérdidas de fricción debidas al flujo espiral producido por la curva sea mínimo.
- 4.- Los espesores de material de construcción del canal se diseñarán de tal forma que sean capaces de resistir los esfuerzos a los que estarán sujetos.
- 5.- El material de que se construye el canal deberá reunir las características de resistencia que le permitan soportar las acciones mencionadas antes.

SOLUCIONES CONSTRUCTIVAS.

- 1.- CANAL DE TIERRA. Los canales de tierra son aquellos que se excavan directamente en el terreno, o son producto de rellenos de suelo a los que, como acabado, se les da una cierta compactación; generalmente la geometría de su sección transversal es un trapecio. A pesar de su relativa economía no se recomienda su uso en las grandes plantas hidroeléctricas, debido al daño que pudieran causar los sedimentos, producto de la erosión de las paredes del canal, o las turbinas. Sin embargo pueden usarse en PCH cuando las características físicas del suelo lo permitan, siempre que se disponga al final del canal de un tanque de sedimentación.
- 2.- CANAL REVESTIDO. Los canales revestidos son aquellos a cuyas paredes y plantilla se les ha dado algún recubrimiento por medio de losas de concreto, madera, tabique, mampostería natural, suelo cemento, etc.; estos canales son más apropiados para hidroeléctricas que los de tierra, pues son más resistentes a la erosión. Generalmente la geometría de su sección transversal es trapecial o rectangular, aunque en algunas son más comunes las secciones en herradura y las circulares.
- 3.- CANALES PREFABRICADOS. Por regla general, los canales prefabricados son tubos de sección circular que funcionan parcialmente llenos; generalmente se consiguen de mortero de arena-cemento, de asbesto-cemento, de concreto, etc. y se utilizan en el drenaje urbano de aguas negras o blancas. Para pequeñas caudales una solución de este tipo puede resultar más económica que un canal revestido.

CONCEPTOS TEORICOS GENERALES.

Los parámetros que en las Pequeñas Centrales Hidroeléctricas rigen el diseño de los canales, son en orden jerárquico: la velocidad del flujo, la pendiente del canal y la forma de la sección transversal del canal.

La velocidad en el canal está sujeta a las siguientes limitaciones:

Para evitar la sedimentación de partículas sólidas en el canal, la velocidad debe ser mayor que un límite llamado velocidad mínima Chow ha propuesto un valor de 0.75 m/s (2.5 f/s).

Con el propósito de evitar al máximo las erosiones se han propuesto =

diversos valores para la velocidad máxima permitida, de acuerdo al material del canal. En el caso de canales de tierra con este criterio se determina casi siempre la velocidad máxima absoluta; en el caso de canales revestidos, las velocidades que se permiten por concepto de desgaste del canal son elevadas, como se muestra en la tabla 5.1, casi siempre mayores que la velocidad crítica, por lo que casi siempre los valores máximos permitidos estarán por debajo de estos valores, pues la tendencia es que los canales trabajen en régimen subcrítico.

2

TIPO Y RESISTENCIA DEL REVESTIMIENTO		VELOCIDAD MÁXIMA POR DESGASTE m/s
Ladrillo o tabique, con resistencia a la compresión, húmedo, de 16 a 30 kg/cm ²		1.4
Roca sedimentaria blanda		2.4
Clinker, con resistencia a la compresión de 120 kg/cm ²		5.8
Revestimiento de madera		6.0
CONCRETO, con resistencia, en cubos, a los 28 días, de:	210 kg/cm ²	7.4
	170	6.6
	130	5.8
	110	4.4
	90	3.6

TABLA 5.1 Velocidades máximas permitidas por desgaste (Mosonyi).

Se recomienda que este tipo de canales trabajen en régimen subcrítico por las siguientes razones:

- Si el canal se construye para funcionar en flujo supercrítico, y se tiene en cuenta que generalmente no se cuenta con obra de mano calificada en este tipo de proyectos, en cualquier momento los cambios o diferencias entre las especificaciones de diseño y la realidad constructiva - tales como los cambios en la pendiente ⁽¹⁾, o las irregularidades en los acabados - pueden provocar un eventual cambio de régimen, de supercrítico a subcrítico, con la producción de un salto hidráulico, lo que redundará en un funcionamiento irregular, no previsto, con las pérdidas de energía que puede implicar ésto.
 - Las pérdidas de energía aumentan con el cuadrado de la velocidad y el régimen supercrítico implica elevadas velocidades.
 - No se obtiene prácticamente ninguna economía por el uso de áreas de sección transversal de flujo menores, como las que daría el flujo supercrítico, ya que, por una parte, las longitudes de canal, en este tipo de obras, tienden a ser pequeñas, y por otra, ya que los gastos manómetros en las PCH que se requieren ⁽²⁾ serán relativamente pequeños, las dimensiones de su sección transversal serán casi tan pequeñas en régimen subcrítico como en régimen supercrítico, por razones constructivas y de seguridad.
 - Los derrames en un canal descubierta que trabaja en régimen supercrítico son más difíciles de predecir y por lo tanto de controlar.
- Como conclusión de lo anterior, la velocidad máxima permitida deberá ser inferior a la velocidad crítica, en la mayor parte del canal.
- La pendiente tiene como principales limitaciones las siguientes:
- Debe ser compatible con la velocidad, cuyas limitaciones se han expuesto en los párrafos anteriores.
 - Debe determinarse hidráulicamente, tomando en cuenta la topografía del ter-

(1) Estos cambios pueden deberse a un mal alineamiento topográfico o a hundimientos del terreno.

(2) Recuérdese que las PCH lo serán si su potencia no excede cierto valor del factor QH , entonces por grandes Q , el H será menor, y en el caso de aproximamiento de Q ya corre por sus límites, basta con subirlelevar un poco el canal, y entonces no existe canal, o bien es muy corto.

meno, y la ubicación de la obra de toma y la estructura de puesta a presión.

El área de la sección transversal, se fijará a partir de las siguientes condiciones:

Debe ser compatible con la pendiente y la velocidad que se hayan elegido para el canal.

Debe estar dentro de las dimensiones constructivas posibles.

En el caso de canales prefabricados, debe ser congruente con las dimensiones comerciales de éstos.

En flujo uniforme, los tres conceptos: velocidad, pendiente y geometría de la sección transversal se correlacionan mediante la conocida ecuación de Manning-Strickler:

$$V = \frac{1}{n} S^{1/2} R_h^{2/3} \quad \dots (5.1)$$

donde: S - pendiente hidráulica (igual a la del canal en flujo uniforme)

V - velocidad media en el canal.

R_h - radio hidráulico = $\frac{A}{P_h} = \frac{\text{ÁREA DE LA SECCIÓN}}{\text{PERÍMETRO MOJADO}}$

n - coeficiente de Manning, depende del material del canal.

Esta ecuación se usa con la ecuación de continuidad y debe tenerse cuidado que el valor de la velocidad se encuentre en el rango permisible especificado antes, es decir $V_{\min} = 0.75 \text{ m/s} \leq V \leq V_c$ donde V_c es la velocidad crítica para el canal, y su valor se puede determinar resolviendo la igualdad:

$$\frac{Q_c^2}{g} = \frac{A_c^3}{B_c} \quad \dots (5.2)$$

donde Q_c - es el gasto de diseño del canal.

g - es la aceleración de la gravedad = 9.81 m/s^2

A_c - es el área de la sección, correspondiente a flujo crítico.

B_c - es el ancho del espejo de agua en la sección correspondiente a flujo crítico.

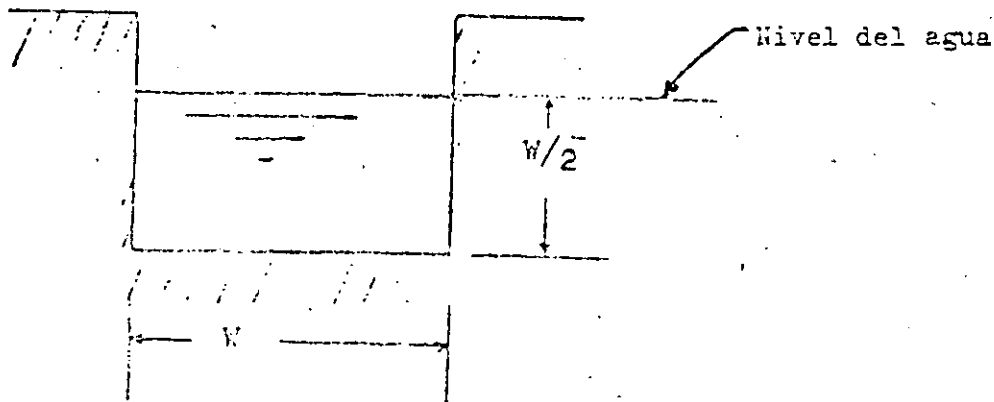
la "Energía neta" es una función de la "Carga neta". La "Carga neta" es la "Carga total" menos las "Pérdidas de carga". La Figura 10, muestra una pequeña instalación típica de energía hidráulica. Las pérdidas de carga son las pérdidas en el canal abierto más las pérdidas por fricción originadas por el flujo a través del conducto.

A. Pérdidas de carga en el canal abierto

El canal de alimentación y el canal de descarga de la Figura 11, son ductos abiertos para transportar el agua a velocidades bajas. Las paredes de los canales (hechas de madera, mampostería, concreto o roca, se deben construir perpendicularmente. Diséñelas de manera que la altura del nivel del agua sea la mitad de la anchura. Las paredes de tierra se deben construir en un ángulo de 45° . Diséñelas de forma que la altura del nivel del agua sea un medio de la anchura del canal en el fondo. Al nivel del agua, la anchura será dos veces mayor que la del fondo.

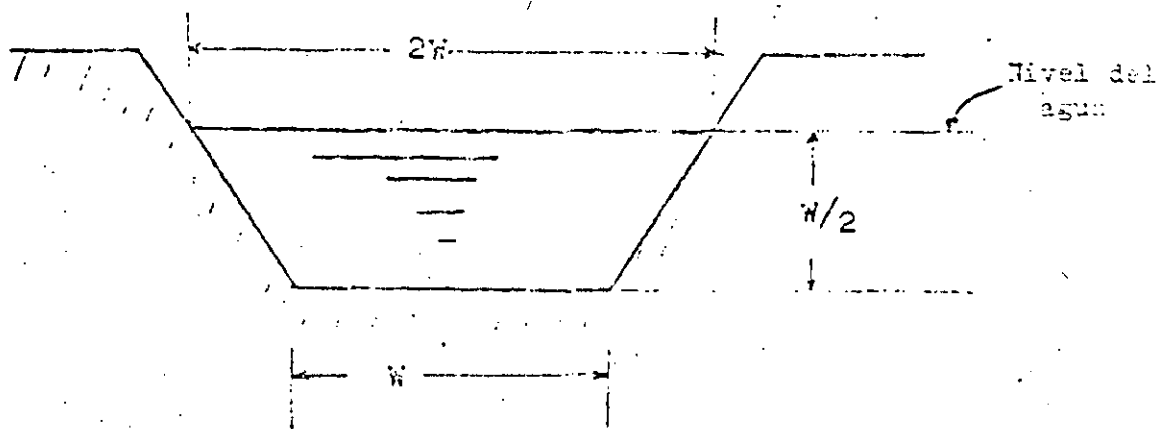
Para madera, concreto, mampostería y roca

$$\text{Radio hidráulico} = 0,25 W$$



Para canales de tierra

$$\text{Radio hidráulico} = 0,31 W$$



La pérdida de carga en los canales abiertos, se indica en el monograma de la Figura 12. El efecto de la fricción del material de construcción, se conoce como "n". En el Cuadro II, se indican varios valores de "n" y la velocidad máxima del agua, bajo la cual no sufrirá erosión las paredes de un canal.

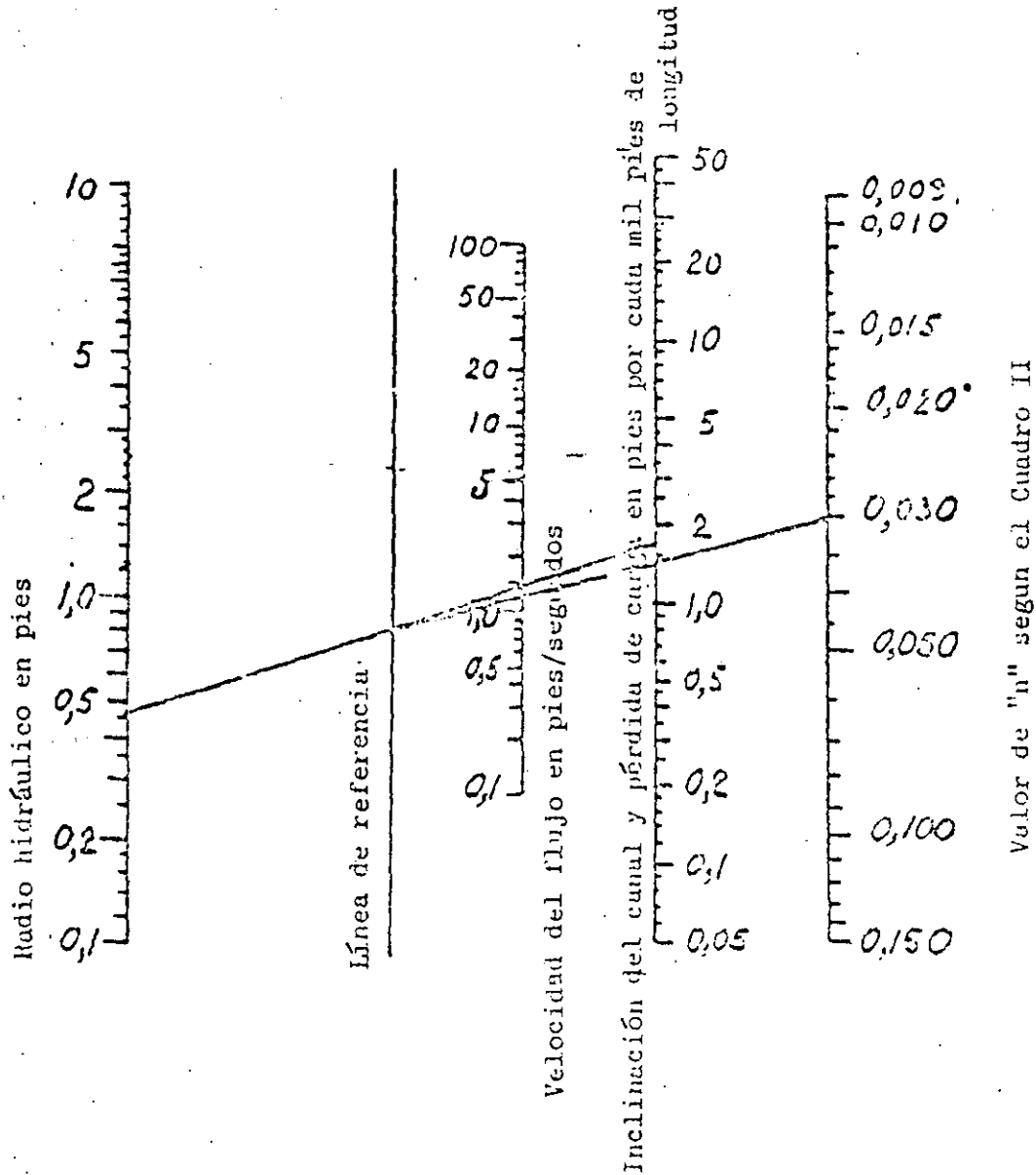


Figura 12. Caída (o inclinación) del canal en pies por cada 1000 pies de longitud del mismo. (La caída total es igual a la pérdida de carga en pies a través del canal.)

TABLE -II 6

Material of Channel Wall	Maximum Allowable Water Velocity (feet/second)	Value of "n"
Fine grained sand	0.6	0.030
Course sand	1.2	0.030
Small stones	2.4	0.030
Coarse stones	4.0	0.030
Rock	25.0 (Smooth)	0.033 (Jagged) 0.04
Concrete with sandy water	10.0	0.016
Concrete with clean water	20.0	0.016
Sandy loam, 40% clay	1.8	0.030
Loamy soil, 65% clay	3.0	0.030
Clay loam, 85% clay	4.8	0.030
Soil loam, 95% clay	6.2	0.030
100% clay	7.3	0.030
Wood		0.015
Earth bottom with rubble sides		0.033

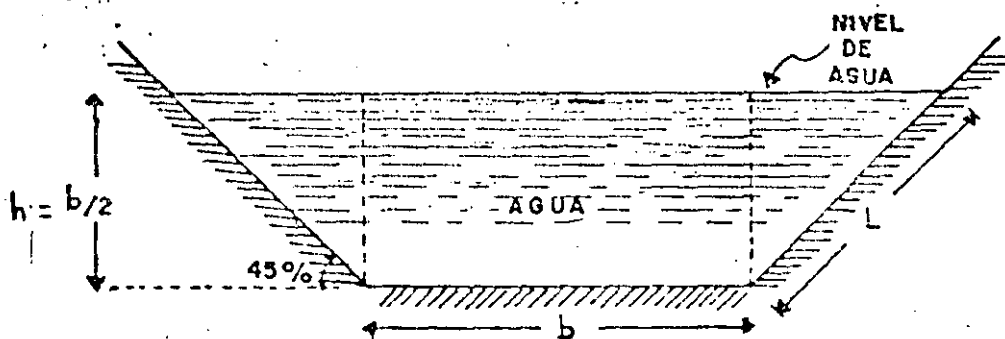
The hydraulic radius is equal to a quarter of the channel width, except for earth-walled channels where it is 0.31 times the width at the bottom.

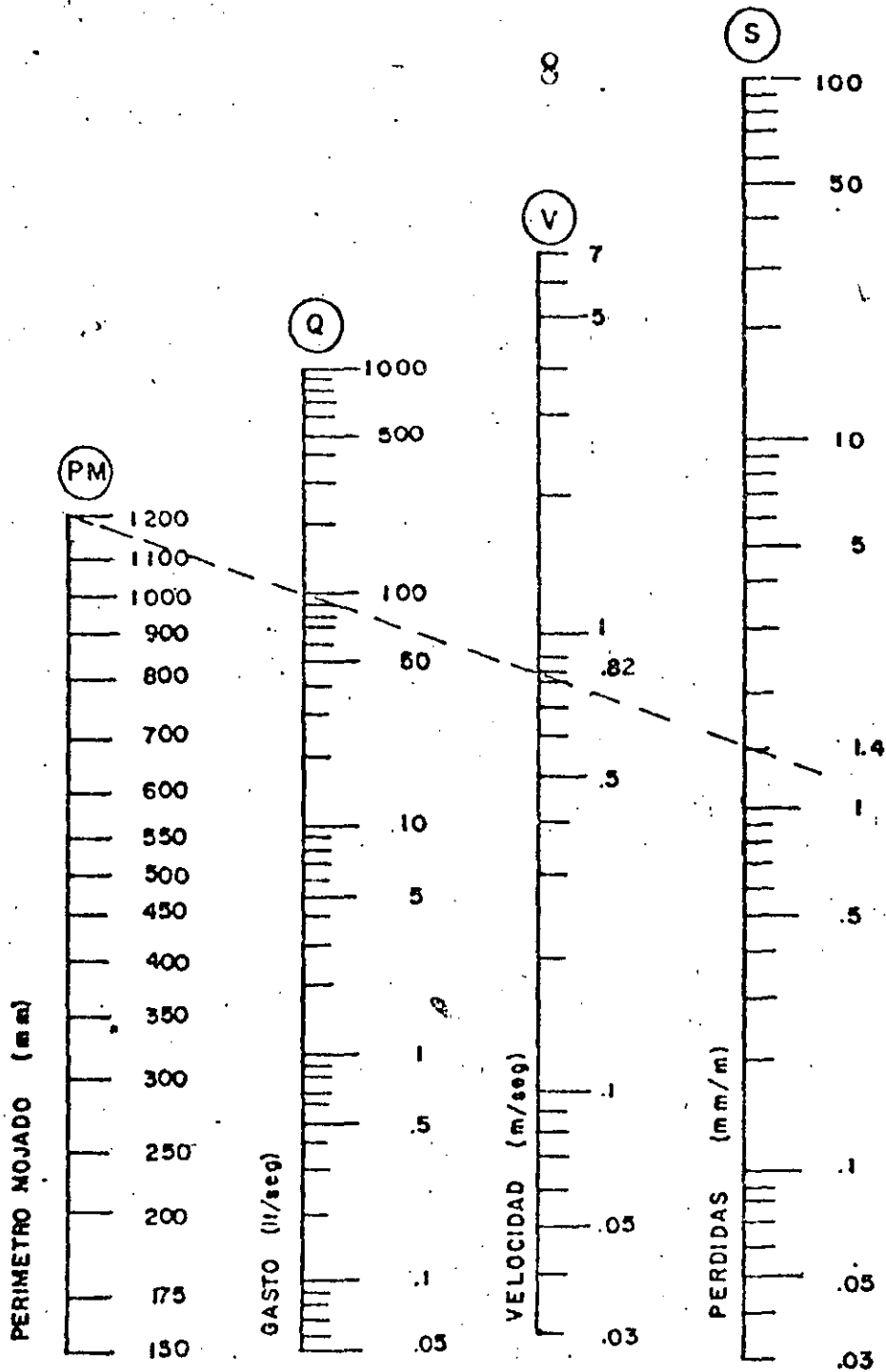
To use the nomograph, a straight line is drawn from the value of "n" through the flow velocity to the reference line. The point on the reference line is connected to the hydraulic radius and this line is extended to the head-loss scale which also determines the required slope of the channel.

n = Coeficiente de rugosidad que depende de la naturaleza de las paredes y tiene seis categorías, según cuadro siguiente.

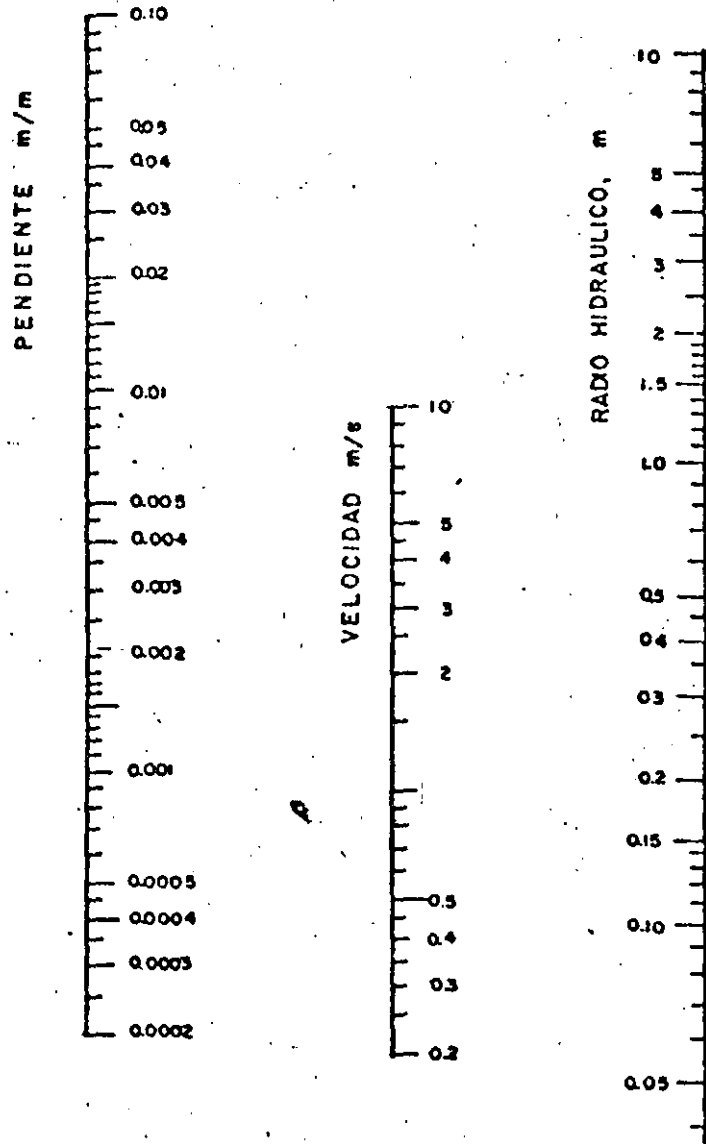
Categoría	Descripción	n
1a.	Canales y tubos extraordinariamente lisos	0.06
2a.	Conductos comunes; alcantarillas	0.16
3a.	Mampostería de piedra bruta	0.46
4a.	Paredes mixtas (parte revestida y parte sin revestir).	0.85
5a.	Canales en tierra.	1.30
6a.	Canales presentando gran resistencia al flujo.	1.75

TABULADOR	
COMPOSICION DE PARED DE CANAL	VEL. MAX. DEL AGUA (mts/seg) ANTES DE EROSION
ARENA FINA GRANULADA	.16
ARENA GRUESA	.36
PEQUENAS PIEDRAS	.72
PIEDRAS MEDIANAS	1.22
ROCAS	7.6
TIERRA	
BARRO ARENOSO 40%	.54
SEDIMENTO BARROSO 65% ARCILLA	.91
BARRO ARCILLOSO 85% ARCILLA	1.46
BARRO DE SEDIMENTO 95%	1.88
100% ARCILLA	2.2
FONDO DE TIERRA CON PAREDES DE CASCAJO	
CONCRETO CON AGUA ARENOSA	3.04
CONCRETO CON AGUA LIMPIA	6.08
MADERA	7.6
METAL	NO HAY LIMITE





NOMOGRAMA PARA EL CALCULO DE PERDIDAS EN CANALES DE CEMENTO Y ASBESTO



NOMOGRAMA PARA EL CALCULO DE PENDIENTES EN CANALES DE CONCRETO O ASBESTO



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

PROYECTO DE PLANTAS HIDROELECTRICAS

LAS PLANTAS HIDROELECTRICAS COMO FUENTES NO CONVENCIONALES DE ENERGIA

PEQUEÑAS CENTRALES HIDROELECTRICAS

MINICENTRALES

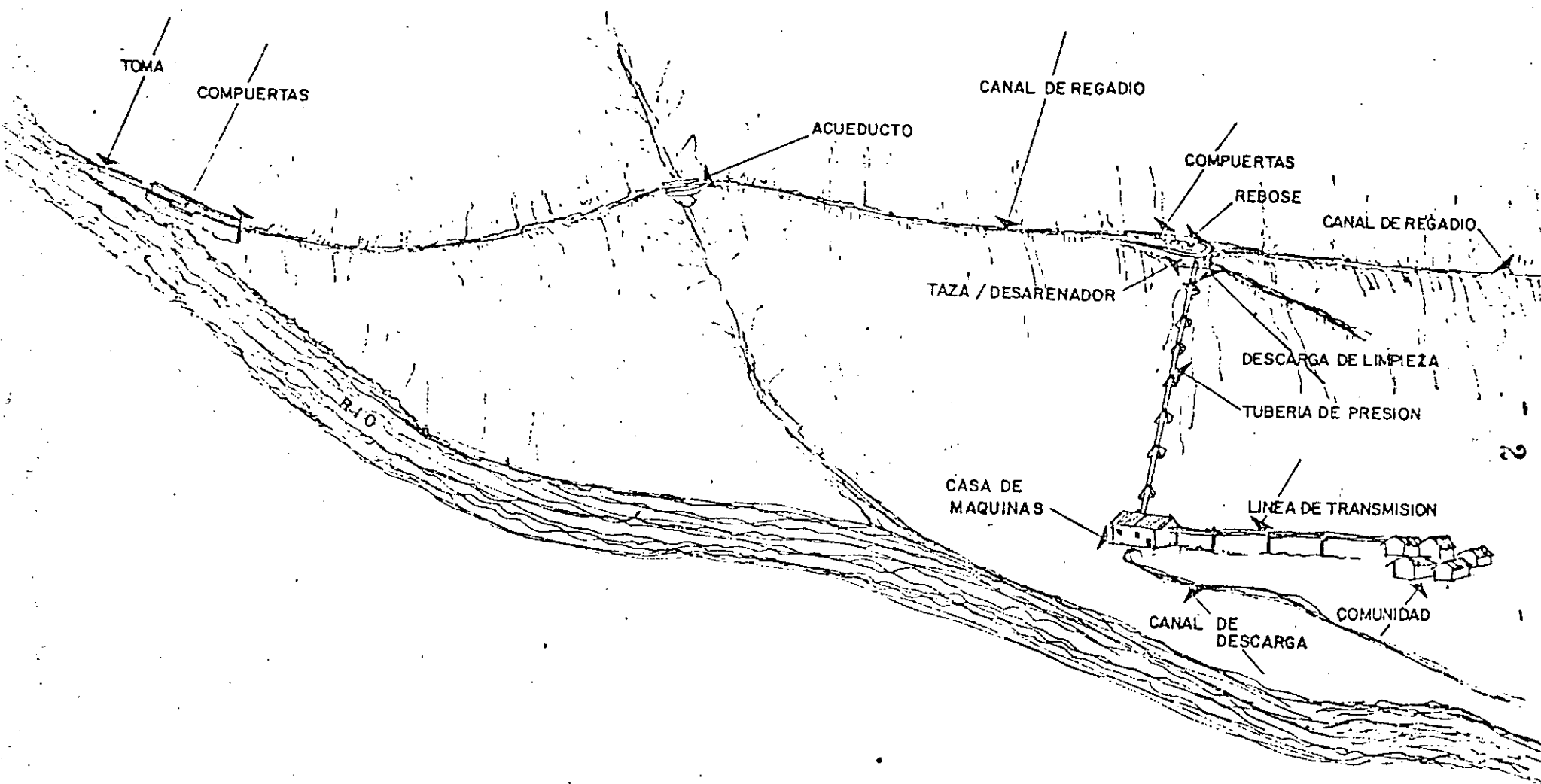
MICROCENTRALES

ING. FRANCISCO CUENCA VÁZQUEZ

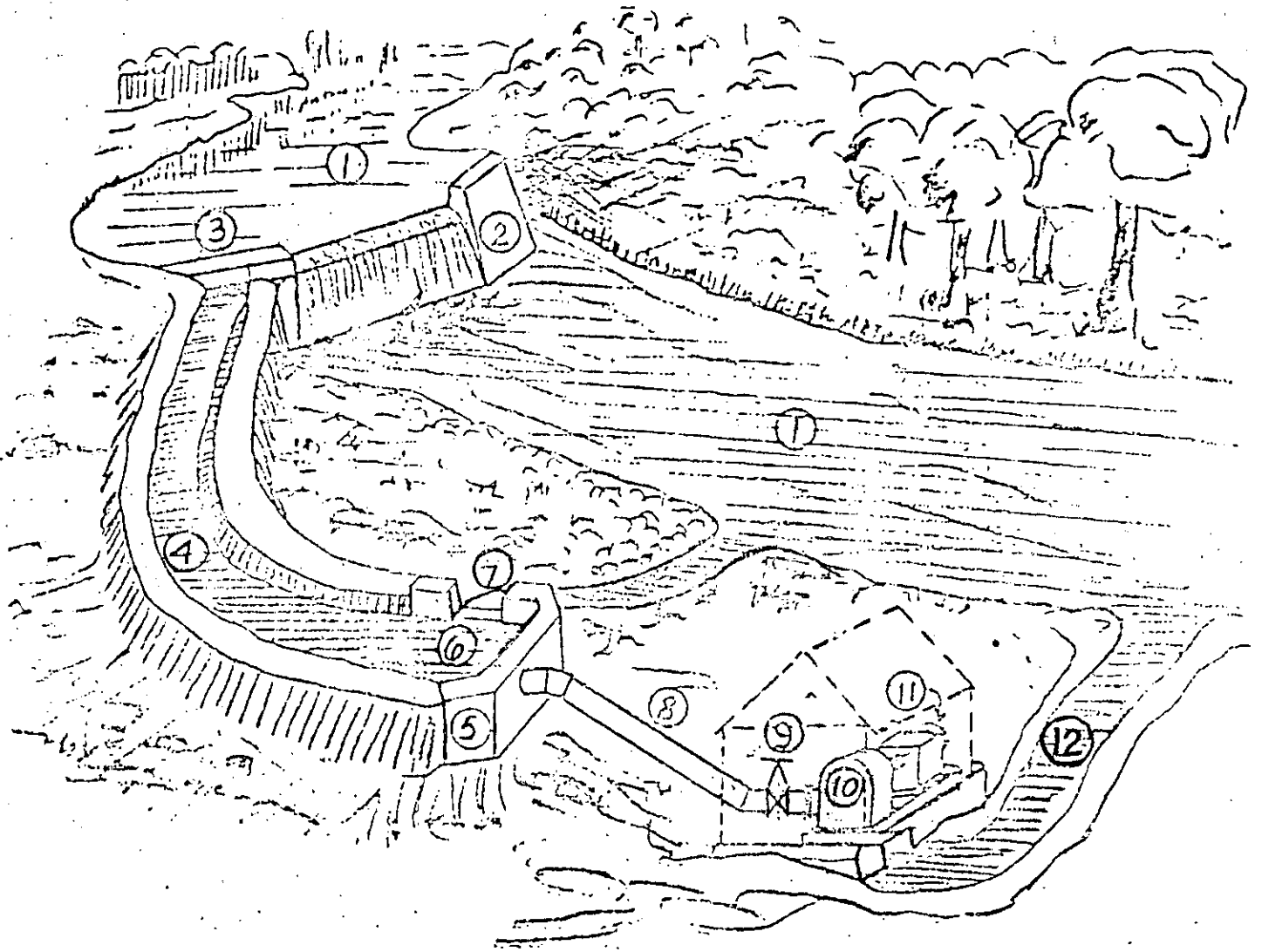
OCTUBRE, 1984

C O N T E N I D O

1. Introducción
2. Cortina
3. Obra de toma
4. Canal
5. Tanque desarenador y estructura de puesta a presión
6. Tubería de presión
7. Turbina y casa de máquinas
8. Bibliografía



ESQUEMA DE UNA PEQUEÑA CENTRAL HIDROELECTRICA CON ESTRUCTURA DE PUESTA A PRESION SOBRE CANAL DE RIEGO.



Instalación típica para una planta de energía hidráulica de descarga baja.

- | | |
|------------------------------------|--------------------------------------|
| 1. Río | 7. Derrame del canal de admisión |
| 2. Dique con rebosadero | 8. Ducto |
| 3. Entrada al canal de admisión | 9. Válvula de admisión de la turbina |
| 4. Canal de admisión | 10. Turbina hidráulica |
| 5. Admisión al ducto de la turbina | 11. Generador eléctrico |
| 6. Rejilla cilíndrica | 12. Canal de descarga |

LAS PLANTAS HIDROELECTRICAS COMO FUENTES NO CONVENCIONALES DE ENERGIA.

INTRODUCCION.

El uso de fuentes no convencionales de energía se ha planteado como una alternativa que permita el aprovechamiento de recursos naturales aún inexplorados, habiéndose incluido a las PEQUEÑAS CENTRALES HIDROELECTRICAS como parte integrante de ese grupo, constituyendo la principal opción que se presenta a nuestro país para el desarrollo energético rural que impulse las actividades económicas y sociales de comunidades aisladas, permitiendo su integración a los grupos productivos.

Varios factores apoyan la tesis anterior, como son: la existencia de recursos hidráulicos junto con las condiciones topográficas adecuadas, una larga tradición en el tema (que se remonta al año de 1889, en que se instaló la primera central en nuestro país, con una capacidad de 22 kw.), infraestructura educacional básica, etc.

La implantación de programas, tanto de investigación como de construcción de Pequeñas Centrales Hidroeléctricas, es en la actualidad una inquietud mundial que afecta no solo a los países no desarrollados, sino también a los industrializados que, agotados sus grandes aprovechamientos hidroeléctricos, están ahora contemplando los pequeños como una manera de incrementar su capacidad de generación

El desarrollo tecnológico de las PCH debe ser de tal magnitud que logre, en los próximos veinte años, un resultado efectivo en la problemática energética, dado que se prevé que a fines del presente siglo se encuentren agotados o en proceso de agotarse, las reservas mundiales de petróleo

* PCH.- Pequeñas centrales hidroeléctricas.

Si además tomamos en cuenta que en nuestro país aproximadamente el 40% de la población se localiza en el medio rural y que a causa de la fuerte migración -- hacia las zonas urbanas este porcentaje tiende a disminuir, se hace necesario crear polos de desarrollo -- rural que garanticen mejores condiciones de vida que -- frenen las corrientes migratorias.

Con esta filosofía se empieza a gestar en América Latina el desarrollo de las pequeñas centrales hidroeléctricas, aproximadamente desde 1967, no a la manera de los países con recursos económicos abundantes, sino -- realizando una constante búsqueda de soluciones tecnológicas acordes con las posibilidades de sus usuarios. El éxito alcanzado a la fecha ha demostrado la validez de esta nueva concepción para pequeñas centrales, -- que atienden no sólo a su capacidad energética sino -- también a su metodología tecnológica y constructiva.

En los países desarrollados la única diferencia entre una pequeña y una gran central es la potencia instalada, o la cantidad de energía generada; en tanto que -- en los países no desarrollados, con el proyecto y construcción de un número suficiente de PCH se exhiben nuevas diferencias que deben ser tomadas en cuenta dentro de una clasificación especial.

Así se puede definir en términos generales instalaciones donde se utiliza la energía hidráulica para generar reducidas cantidades de energía eléctrica -- con potencias instaladas de hasta 5,000 KW-- por medio de -- uno o más grupos turbina- generador; de manera particular y en atención a lo dicho antes, se les clasifica --

como PCH de tecnología convencional y no convencional. Las de tecnología no convencional, cuyo desarrollo ha sido enfocado básicamente a zonas rurales aisladas, son aquellas -- que se apartan del estándar creado por las grandes centrales, y en las que se tiende a emplear materiales, mano de obra y procedimientos constructivos adecuados a la región -- y que muchas veces no se han usado antes en este tipo de instalaciones. Dentro de esta clasificación se consideran frecuentemente la utilización y mejora de tomas y canales de riego existentes, la cámara de carga ó estructura de -- puesta a presión instalada a línea sobre el canal, e incluye el desarenador, tuberías de presión en materiales no metálicos, equipo electromecánico diseñado y construido con tecnologías apropiadas a las condiciones específicas del país, tableros modulares simples con un mínimo de instrumentación, etc. Como contraste, en las PCH de tecnología convencional se consideran obras civiles de calidad en la toma, canal y cámara de carga; desarenado en la toma, tuberías de acero, equipo electromecánico diseñado y construido según normas de países desarrollados, tableros ampliamente instrumentados, etc..

Desde luego, a primera vista la clasificación anterior podría parecer un poco vaga, ya que no se puede hablar de -- una PCH totalmente no convencional; no obstante, se hace -- necesaria debido al gran número de proyectos que incluyen, cuando menos en parte, este tipo de soluciones, y que se -- construyen ya en muchos países de Latinoamérica .

Probablemente el uso de tecnologías no convencionales represente uno de los caminos más viables para que los países -- no desarrollados, como el nuestro, puedan aprovechar de -- una manera más eficiente y económica sus recursos hidroenergéticos, ya que son menos costosas que las empleadas --

convencionalmente para las grandes centrales y el funcionamiento de las pequeñas centrales construidas con tecnologías no convencionales resulta satisfactorio y en muchas ocasiones hasta comparable con el de las grandes.

Este nuevo esquema de las PCH permite ofrecerlas, a un buen nivel de competencia frente a otras fuentes de energía, como una alternativa factible para la dotación energética en --- aquellas zonas alejadas de las líneas de transmisión. En un futuro no muy lejano, sus servicios resultarán más atractivos, dados el panorama energético mundial y la problemática social de nuestra región.

Es imprescindible entonces que en México sean planteadas -- las pautas directrices para una investigación integral que permita desarrollar la tecnología para el diseño de las pequeñas centrales y la fabricación de sus equipos. Estratégicamente conviene iniciar el desarrollo de la investigación-- para aplicaciones de baja potencia en un rango aproximado de 5 a 50KW-microcentrales, a fin de asegurar un proceso de adquisición de experiencia y conocimientos minimizando riesgos financieros y técnicos. Según el avance y la experiencia alcanzada, se podrán orientar los trabajos a las potencias mayores, 50 a 500 KW-minicentrales-, y luego pasar al rango de 500 a 5,000 KW-pequeñas centrales-.

Si bien es cierto que las pequeñas centrales se han construido en México desde hace mucho, estas se han llevado a cabo -- en forma individual, como un apoyo a las necesidades de -- particulares, lo que no ha permitido, por una parte desarrollar una tecnología propia en este renglón; y por otra parte sentar bases para su uso en la solución del problema -- energético de las comunidades rurales aisladas. Este problema se hace patente si se considera que de las 78,668 locali

dades rurales que existen en nuestro país, 39 713 no serán -- electrificadas a corto plazo, ya que están fuera de las áreas factibles de ser electrificadas por medio de interconexión a una red eléctrica de distribución, se crea de este modo un -- grupo de comunidades marginadas cuya tendencia es la migra--- ción a los medio urbanos, agravando los problemas ya existen-- tes en las ciudades y propiciando la desintegración rural. -- Por lo que, como se dijo antes, se hace necesario contemplar la posibilidad del uso de aquellas fuentes energéticas que -- puedan beneficiar básicamente al medio rural; entre las que-- destacan las PCH por sus reducidos costos de operación y mante-- nimiento.

El punto de partida para cualquier proyecto es la definición de los estudios técnicos indispensables y la profundidad de -- los mismos, de tal forma que no incidan considerablemente en -- el costo total del proyecto.

El proyectista tiene la responsabilidad de fijar el tipo y -- la calidad de esos estudios, que varían según las condicio-- nes particulares de cada proyecto. A este respecto, resulta -- útil por una parte tener una noción clara de los estudios que serán necesarios invariablemente; y por otra, el preguntarse ¿Cuál es la magnitud del daño que se ocasionaría como causa de suponer o adoptar algún criterio en ausencia de ciertos-- estudios?

Antes de la ejecución de estudios más formales debe tenerse -- una primera aproximación de las características y recurso -- hidráulico de varias comunidades, para poder seleccionar --- aquellas que presentan mayores posibilidades energéticas y -- de desarrollo socioeconómico. La información necesaria para -- establecer esas características se obtiene indirectamente por medio de cartas topográficas, geológicas, edafológicas, de climas; información de otras dependencias, censos, etc. Este

es el primer filtro que deben pasar las comunidades que pretenden generar energía por medio de PCH. Una vez que se ha tomado una decisión al respecto, se pasa a desarrollar estudios más complejos para todas las comunidades que hayan resultado con probabilidad de generar energía eléctrica.

Para un buen desarrollo del proyecto es determinante conocer la potencialidad socioeconómica de la población; el número de personas por servir realmente, los posibles usos de la energía, y en general, los beneficios y todo tipo de alteraciones que puedan resultar de instalar la PCH en una población determinada. La obtención de estos datos se puede lograr mediante encuestas directas entre la población.

1.- ESTUDIOS HIDROLOGICOS.

El objetivo de éstos es la determinación de los distintos caudales para el diseño de cada una de las estructuras; principalmente el caudal de operación de la turbina y de la adopción de algún criterio para desalojar la máxima avenida que se pueda presentar en el sitio.

Para determinar las variables anteriores es recomendable realizar cuando menos un aforo, en época de estiaje, y de preferencia dos, uno en temporada de estiaje y otro en avenidas. Debe captarse también toda la información hidrométrica e hidrográfica que sea posible, en cartas topográficas (DETENAL), y en dependencias tales como Comisión Federal de Electricidad (CFE) y la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos (SARH), para tener alguna idea de la magnitud de la avenida máxima.

Como base en la experiencia de campo, para corrientes pequeñas se puede recomendar que los aforos se hagan con cualquier de los siguientes métodos:

- 1.- Método del Flotador.
- 2.- Método del Vertedor.

Con respecto a la avenida máxima es conveniente preguntara los habitantes de la población los máximos niveles alcanzados por el agua en el arroyo en ---

temporada de lluvias; también se debe investigar la existencia de estaciones hidrométricas cercanas, así como los datos hidrológicos que constan al reverso de las cartas topográficas del DETENAL. En la mayoría de los casos es difícil que se tengan datos suficientes como para aplicar algún método racional para la determinación de la avenida máxima, ya que los métodos más simples requieren datos pluviográficos o la intensidad máxima de lluvia y dichos registros no se tienen en la mayor parte del territorio nacional. En tal caso se debe suponer, con base en los pocos datos que se tengan, algún valor para la máxima avenida, verificando siempre lo que está aguas arriba y aguas abajo de la obra para determinar los posibles daños en caso de presentarse una avenida mayor, y proponer soluciones a dichos daños.

2.- ESTUDIOS TOPOGRAFICOS.

Tienen como objetivos determinar la ubicación de las estructuras y valuar la carga bruta sobre la turbina. Por otra parte, una primera observación topográfica debe permitir al proyectista conocer si es factible emplear un almacenamiento o no, ya que en terrenos montañosos el volumen que se puede retener con cortinas de gran altura será generalmente pequeño; un almacenamiento pudiera ser factible en terrenos relativamente planos, pero con desniveles que permitan la construcción de una cortina. El estudio puede realizarse fácilmente con cinta, brújula y nivel de mano; con estos instrumentos se tiene suficiente aproximación.

3.- ESTUDIOS GEOLOGICOS.

Más que nada tienen como propósito la determinación de bancos de material para la construcción misma de la obra. También es importante verificar que los posibles sitios para la ubicación de la cortina puedan brindar una cimentación más o menos impermeable a poca profundidad. Para determinar estos parámetros bastará por regla general con una inspección visual por parte del ingeniero.

ANALISIS DE ALTERNATIVAS.

Después de haber realizado los estudios técnicos necesarios, se procede -

al análisis de distintas alternativas para la solución del proyecto. En ellas deben considerarse los usos que tiene actualmente el agua y también deben determinarse la factibilidad de hacer uso de un almacenamiento o no. Con esto en mente se procede a proponer diversas ubicaciones para cada una de las estructuras y se comparan entre sí, hasta encontrar aquellas alternativas que resulten más económicas.

Si se trata de un conjunto de proyectos, las alternativas más económicas de cada uno deben compararse, teniendo en mente la potencialidad económica de las comunidades servidas; de este modo se eligen aquellas comunidades-servidas que desde los puntos de vista de la economía y los beneficios resulten más positivos.

Puede ser que los estudios descritos no sean suficientes para tomar alguna decisión en cuanto al curso del proyecto; se deben entonces proponer estudios más profundos teniendo cuidado de que su costo no sea excesivo con relación al costo total que pudiera tener el proyecto.

PERDIDAS DE ENERGIA EN LA TUBERIA.

Una vez calculado el diámetro aproximado de la tubería con base en el gasto de operación de la turbina, se procede a calcular las pérdidas.

De acuerdo a la ecuación de la energía, la carga neta será:

$$H_n = H - \sum h$$

en que h son las pérdidas de energía.

$$\sum h = h_f + h_e + h_v$$

h_f: Pérdidas por fricción.

h_e: Pérdidas por entrada.

h_v: Pérdidas por válvula.

Si v es la velocidad del agua en la tubería:

$$H_n = H - (f \frac{L}{D} + k_e + k_v) \frac{v^2}{2g}$$

k_e = 0.5 para entrada con arista viva

$k_v=0.1$ para valvula de compuerta 100% abierta

en donde f , k_e y k_v son coeficientes experimentales, L es la longitud de la tubería y D su diámetro.

$$\text{Para tubos lisos } F = 0.01113 + \frac{0.917}{(Re)^{0.41}}$$

en que $Re = \frac{v D}{\nu}$ es el número de Reynolds
 y $\nu = 1.04 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{seg}$ es la viscosidad cinemática del agua a 15°C

Considerando que la totalidad de la carga se transforme en energía de velocidad por medio de una boquilla, será necesario conocer tal velocidad a la salida, por lo que, de acuerdo a la ecuación de la energía:

$$H_n = \frac{V_1^2}{2g} + h_b$$

en que V_1 es la velocidad de salida de la boquilla y h_b es la pérdida local de energía en la boquilla.

$$h_b = K_b \frac{V_1^2}{2g}$$

$$\text{Por tanto } H_n = (1 + K_b) \frac{V_1^2}{2g}$$

$$\text{Despejando } V_1 \text{ y si llamamos } C_v = \frac{1}{\sqrt{1 + K_b}}$$

$$V_1 = C_v \sqrt{2g H_n}$$

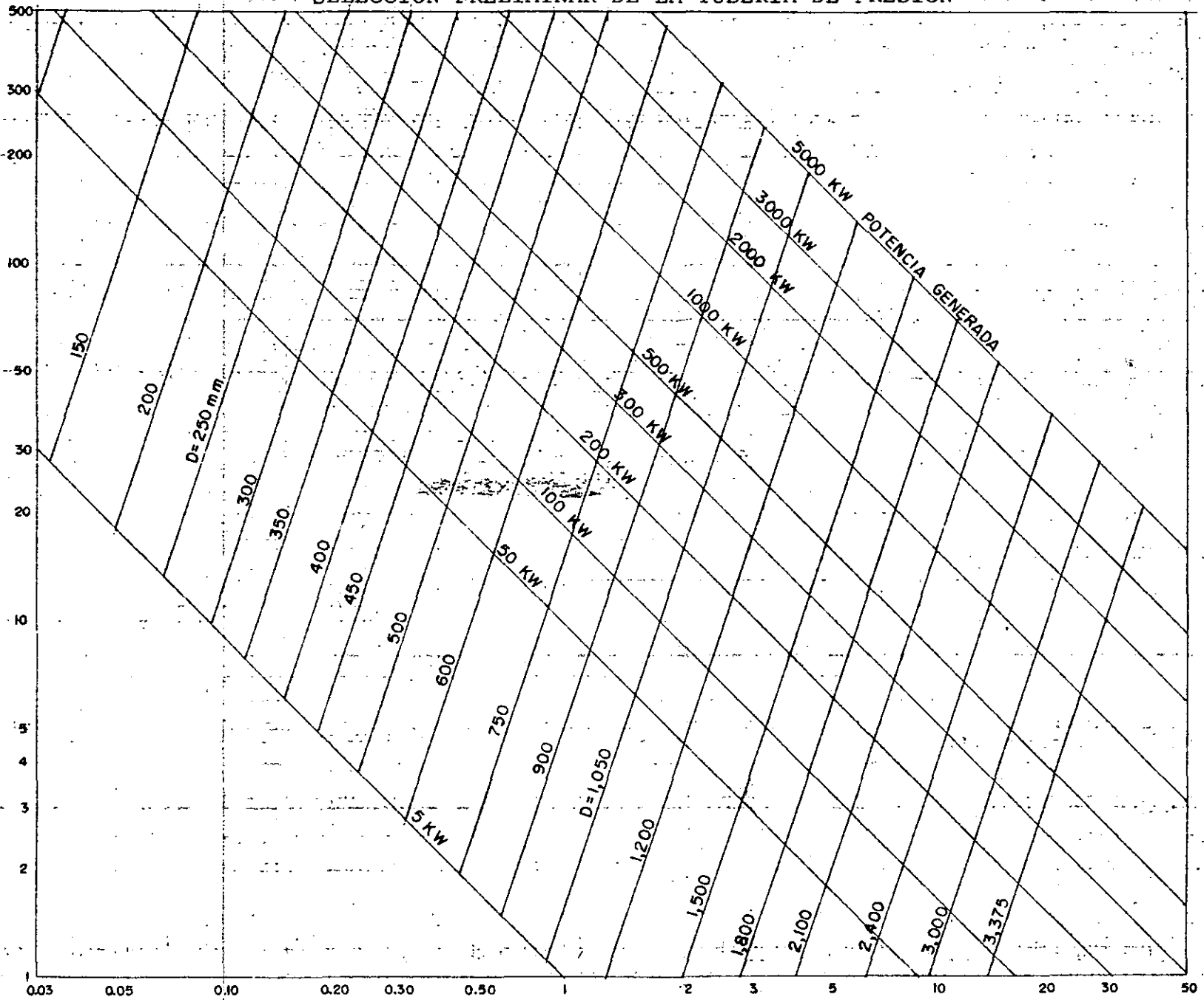
$C_v = 0.98$ para turbinas Michell-Banki.

Para turbinas Michell-Banki, la velocidad absoluta a la salida de la turbina vale:

$$V_4 = \frac{V_1}{4}$$

SELECCION PRELIMINAR DE LA TUBERIA DE PRESION

SALTO
Hn
(m)

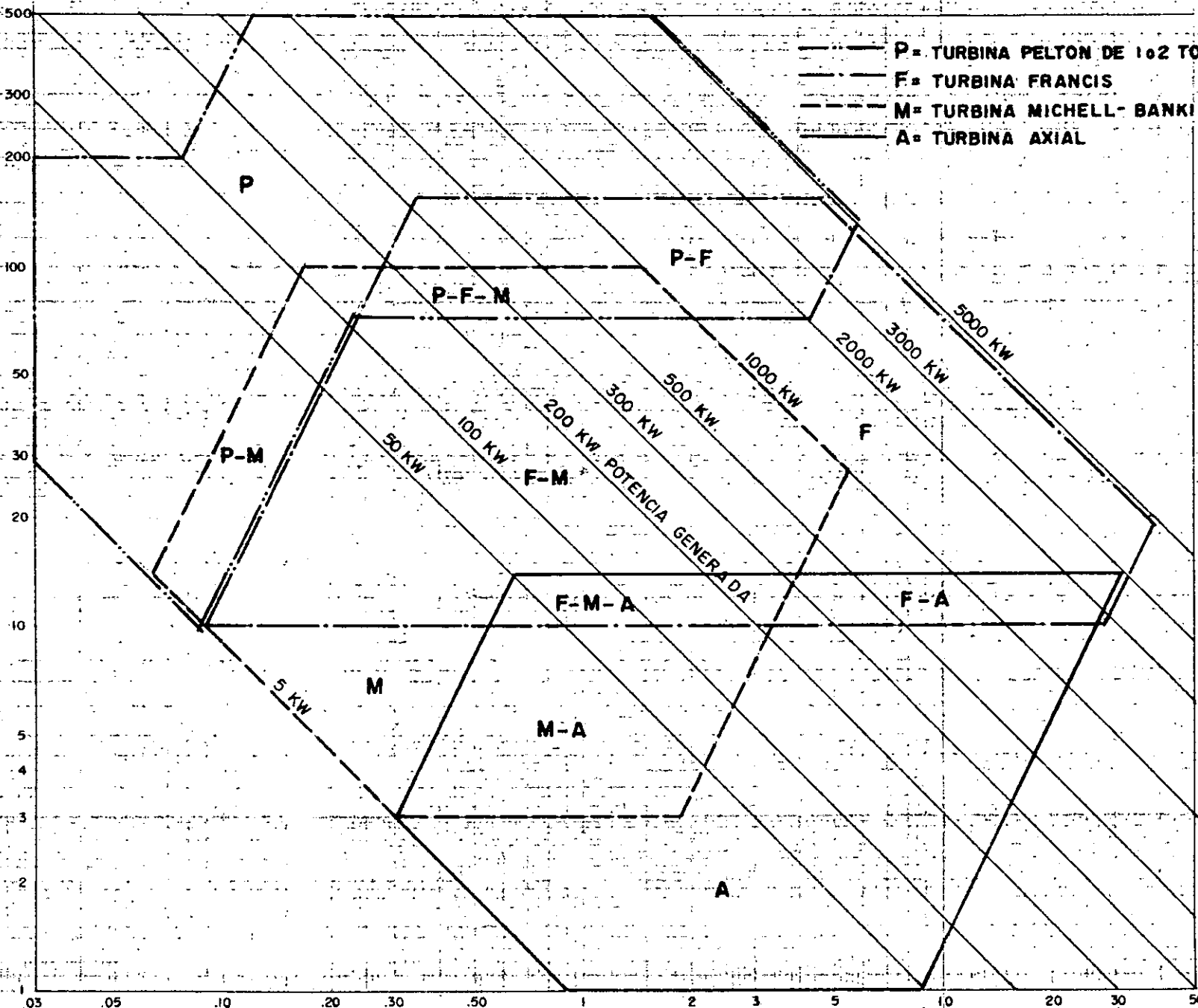


GASTO
 Q
(m^3/seg)

SELECCION PRELIMINAR DE LA TURBINA

SALTO
Hn
(m)

- P = TURBINA PELTON DE 102 TOBERAS
- F = TURBINA FRANCIS
- - - M = TURBINA MICHELL-BANKI
- A = TURBINA AXIAL



QSTO
(m³/seg)



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

PROYECTO DE PLANTAS HIDROELECTRICAS

C O R T I N A

ING. FRANCISCO CUENCA VÁZQUEZ

OCTUBRE, 1984

CORTINA

1

DEFINICIÓN.

Se denomina cortina a la estructura que actúa como barrera interrumpiendo de la circulación del agua en el curso de una corriente para hacer posible su desviación o aprisionamiento.

La definición anterior se refiere únicamente al caso de cortinas para presa de derivación, que es el caso más común en las PCH⁽¹⁾; de igual manera los distintos de diseño que a continuación se exponen, aluden a este tipo de cortina.

(1) Pequeñas Centrales Hidroeléctricas.

CRITERIOS DE DISEÑO.

- 1: La virtud de que la función de la cortina es desviar el agua hacia el canal, su elevación se elige en función de los requerimientos hidráulicos generados por la estructura de presa - presión, el canal y la obra de toma, tales como pendiente hidráulica y pérdidas locales de energía. Así mismo, la ubicación de la cortina responde generalmente a la requerida por la obra de toma.
- 2: La cortina deberá contar en parte o en toda la longitud de su corona, con una sección vertedera que se diseñará de tal manera que el peso de la avenida máxima provenga produzca frentes mínimos sobre la elevación de la cresta.
- 3: El proyecto de la estructura deberá tener las características geométricas adecuadas para garantizar que la energía cinética y la forma del movimiento del agua desarrollado por el vertedor sean tales que no se produzcan socavaciones en el lecho del río.
- 4: La forma geométrica de la sección transversal de la cortina se sujetará a dos condiciones: su estabilidad y la eficiencia hidráulica del vertedor. Para responder a la primera condición se deben tener en cuenta las diversas soluciones a que está sujeta la estructura en servicio, tales como empuje hidrostático, subpresiones y empuje de sedimentos; en el caso de la segunda condición debe tomarse en cuenta que el coeficiente de descarga depende de la forma que se dé a la sección transversal del vertedor, que en este caso condiciona la geometría de la cortina.
- 5: Tanto los métodos de diseño como los de construcción que se seleccionen, deben garantizar las hipótesis de seguridad y servicio de las que se ha partido en los criterios de diseño anteriores.

(1) Sacos con sustrato cemento.

SOLUCIONES CONSTRUCTIVAS.

Tradicionalmente se resuelve el problema de la derivación por medio de cortinas de gravedad a base de concreto o mampostería, o por medio de cortinas de tierra.

Sin desdiseñar las soluciones anteriores en los casos que así lo ameritan, en los países no industrializados se han adoptado otras menos costosas y de construcción más sencilla y rápida. Las más elementales son las barreras de piedra se llaman con arcilla y los tabla-estacados; esta última se muestra en la figura 3.1, como un ejemplo de una derivación sencilla, que no requiere de un trabajo muy elaborado y que gracias a su reducido costo permite sea reconstruida sin una gran inversión cuando se destruye por causa de las avenidas. También se han propuesto cortinas construidas con troncos de madera o con gaviones⁽¹⁾.

Antes de pensar en soluciones más convencionales, deberán analizarse las soluciones mencionadas antes, que no son tan comunes pero no por ello dejan de ser alternativas aceptables, que sobre todo en el renglón de la economía suelen resultar más positivas que las otras. Deberá prestarse especial atención a la existencia de las instalaciones y al tipo de corriente de la localidad.

A continuación se efectúa un desarrollo técnico general para la obtención de los pa-

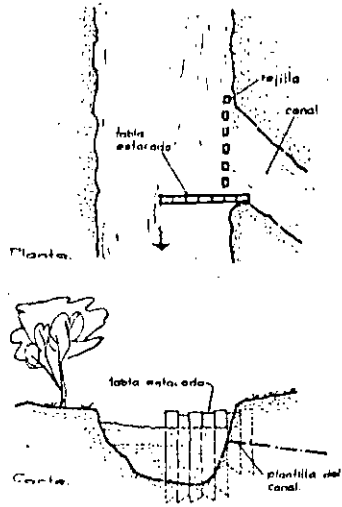


Fig. 3.1 Tabla estriada para derivación.

ámetros que determinan la geometría de las cortinas de gravedad ⁽¹⁾.

PARAMETROS GEOMETRICOS PARA CORTINAS DE SECCION VERTEDORA HASTA DE 8m. DE ALTURA.

El diseño de estas cortinas puede diseñarse en tres partes básicamente: el perfil de vertedor, el cuerpo de la cortina y la losa de protección. Aunque los fundamentos para dimensionar cada uno de estos componentes, son los mismos que en las grandes presas, en las pequeñas se deberá tender a la simplificación tanto del diseño como del proceso constructivo, ⁽²⁾ dentro, claro está, de las condiciones de seguridad y funcionamiento requeridas por el proyecto. Por esta razón, con la idea de obtener algunos resultados generales de aplicación sencilla, se desarrollan aquí algunas expresiones algebraicas o partes de los criterios de diseño preestablecidos.

La nomenclatura que se empleará aquí es la siguiente: (ver en la figura 3.2 dicha nomenclatura):

- H = altura de la cortina desde el nivel del terreno;
- h = huante sobre el vertedor; p = profundidad del dentellón; B.L. = borde libre;
- C = salto de la cresta vertedora; B = ancho del cuerpo de la cortina;
- q₁, q₂ = tirantes conjugados del salto hidráulico, menor y mayor respectivamente;
- l = longitud de la losa de protección;
- e = espesor de la losa de protección.

A continuación se analizará cada uno de los elementos geométricos mostrados en la figura.

La altura, H, de la cortina se define de acuerdo con lo explicado

y desarrollado en el capítulo correspondiente a la ingeniería preliminar de estos tipos y teniendo en cuenta las curvas de nivel del terreno (ver p. 024-029).

PERFIL DE LA CRESTA VERTEDORA.-

El criterio que generalmente se sigue para el diseño de este perfil es que la geometría del mismo corresponda a la lámina inferior de un chorro de agua descargando libremente por un vertedor de pared delgada. Se han desarrollado diversos métodos para determinar de manera precisa dicha geometría ⁽¹⁾; sin embargo, por las limitaciones constructivas mencionadas, no conviene hacer uso de estos métodos para este tipo de proyectos y se propone entonces el siguiente criterio:

Se ajustará la cresta vertedora a un perfil circular de radio r = h, y se tiene:

$$h = \left(\frac{Q_{máx}}{C L} \right)^{2/3}$$

donde Q_{máx} = caudal máximo asexonado
 C = coeficiente de descarga.
 L = longitud del vertedor. ⁽²⁾

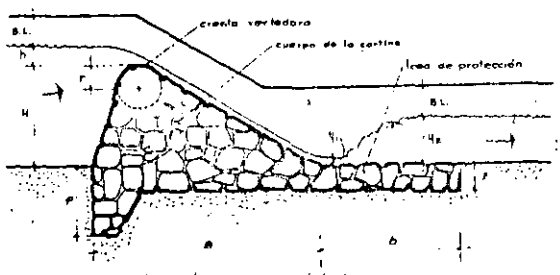


Fig. 3.2 La cortina nomenclatura

- (1) Se analiza este caso en el que es la solución que se adopta para el proyecto de que se ocupa este documento.
- (2) Dado que no se cuenta con mano de obra calificada en las comunidades, por regla general.

- (1) Para mayor información pueden consultarse las referencias CFE [B] p. 1042 y Bureau of Reclamation [4] p. 270 y ss.
- (2) Longitud transversal a la corriente, en la figura 3.2 sería perpendicular al plano del papel.

Para el vertedor propuesto $C_d = 2.03^{(1)}$, entonces $h = 0.62 \left(\frac{Q_{máx}}{L} \right)^{2/3} \dots (3.1)$

Se puede decir que el coeficiente de descarga obtenido es bastante bueno ya que los perfiles tipo Creager dan coeficientes del orden de $C_d = 2.15$, lo cual es una diferencia con el anterior del 5%, que para caudales pequeños es prácticamente despreciable.

CUERPO DE LA CORTINA.-

Las consideraciones para el diseño del cuerpo de la cortina son estructurales y en todo similares a las que se hacen para las grandes presas de gravedad; sin embargo las fuerzas que se toman en cuenta en uno y otro caso difieren. Es conveniente que las cortinas de altura reducida se proyecten con las siguientes fuerzas ⁽²⁾:

- 1.- Peso propio de la cortina.
- 2.- Empuje hidrostático
- 3.- Subpresión
- 4.- Empuje de sedimentos

La base del cuerpo de la cortina (B, en la fig 3.2) se define con las fuerzas mencionadas atendiendo al requerimiento de que no debe haber tensiones en ninguna sección de la cortina, y de que los esfuerzos en ésta sean menores siempre que los permisibles.

Para que no se produzcan tensiones en ninguna sección horizontal de la cortina, la resultante de las fuerzas activas sobre la sección considerada deberá pasar por el tercio central de ella ⁽³⁾, es decir, $|e| \leq \frac{B}{3}$ donde e es la distancia desde el centro de la sección hasta la resultante,

(1) Según Rehbeck (Sotelo [28] p.27) para el caso presente: $C_d = \frac{3}{4} \sqrt{1 + 2g} \sqrt{H}$, y $\sqrt{H} = 0.312 + 0.09 \frac{H}{L} + \sqrt{0.3 - 0.01(5-H)^2}$ con los valores de $\frac{H}{L} = 1$ y $\frac{H}{L} = 0$ a 0.2 se observa que $2.03 < C_d < 2.07$.

(2) No se toman en cuenta las siguientes fuerzas: efecto sísmico horizontal y vertical del peso propio, efecto sísmico inducido por la masa de agua, oleaje, empuje del viento...

(3) Una justificación de este criterio la da Varlet

PRESAS PEQUEÑAS

En la mayoría de los casos, se necesita una presa para encauzar el agua hacia la entrada del canal o para obtener una carga más alta que la que proporciona naturalmente la corriente. No se necesita la presa, si hay suficiente agua para cubrir la entrada de un tubo o un canal en la parte correspondiente al frente de la corriente, donde se debería colocar aquella.

La presa se puede construir de tierra, madera, concreto o piedra. Para construir cualquier clase de dique, se debe eliminar de la orilla de la corriente donde se desea construir la presa, todo el fango, la materia vegetal y el material suelto. Usualmente, esto no es difícil, ya que la mayoría de las corrientes pequeñas cortarán sus orillas cerca del lecho de roca, el barro duro y cualquier otra formación estable.

A. Presas de tierra

Puede ser conveniente construir una presa de tierra en los lugares donde el concreto es caro y la madera escasa. Debe disponer de un rebosadero separado de tamaño suficiente para desalojar el exceso de agua, porque nunca se debe permitir que ésta fluya sobre la cresta de una presa de tierra. Si sucede esto, la erosión la destruirá. El rebosadero se debe cubrir con tablas o concreto para evitar las filtraciones y la erosión. El agua quieta se sostiene satisfactoriamente por medio de la tierra, pero no el agua en movimiento. Esta desgastará la tierra. Las Figuras 15 y 16 muestran un rebosadero y una presa de tierra. La cresta de la presa puede ser sólo suficientemente ancha para permitir la construcción de un camino para peatones, o bastante amplia para dar cabida a una carretera, con un puente instalado a través del rebosadero.

Paradas laterales de concreto para el rebosadero

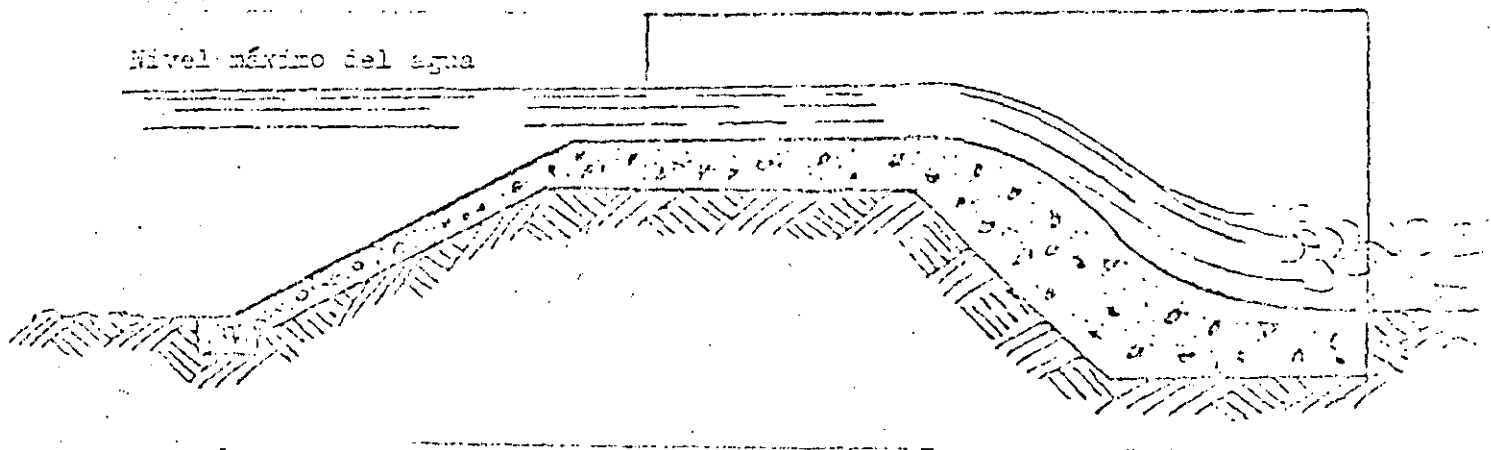


Figura 15. Rebosadero de concreto para una presa con relleno de tierra.

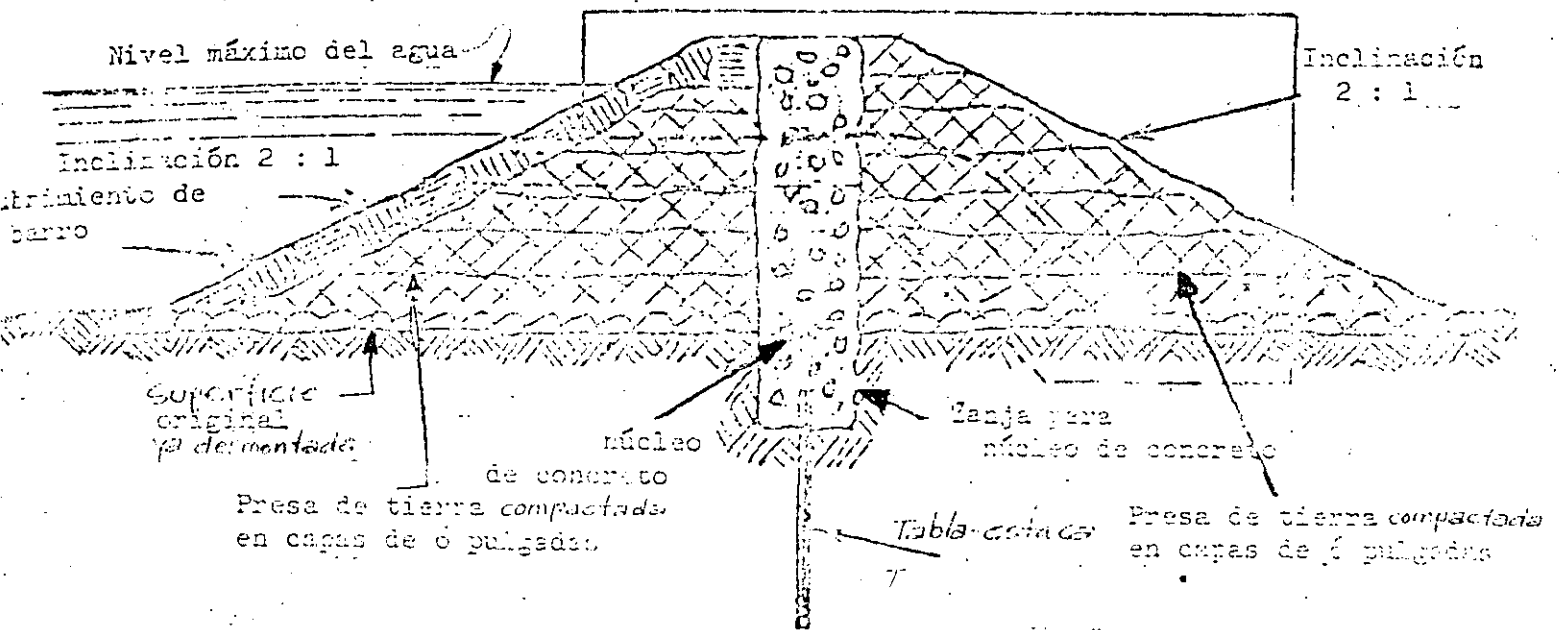


Figura 16. Presa con relleno de tierra.

La mayor dificultad en la construcción de una presa de tierra, ocurre en los lugares en que ésta descansa sobre roca sólida. Es difícil impedir que el agua se filtre entre la presa y la tierra y, finalmente, produzca excavaciones bajo ella. Una forma de impedir la filtración, es la construcción mediante explosiones de una serie de zanjas en la roca y limpieza de los fragmentos, obteniendo una profundidad aproximada de un pie en cada una de ellas, y una anchura de dos pies, a todo lo largo de la presa y bajo ésta. Cada zanja se debe llenar con tres o cuatro pulgadas de barro húmedo apisonado. Después, se pueden agregar otras capas de este material y repetirse el proceso de apisonamiento cada vez, hasta que el barro sobresalga varias pulgadas sobre el lecho de roca. La mitad de la presa correspondiente a aguas arriba, como se muestra en la Figura 16, debe consistir de barro o de suelo con barro pesado, que se comprime perfectamente y es impermeable al agua. El lado correspondiente a aguas abajo, debe consistir de suelo más ligero y más poroso, que posee buenas condiciones de drenaje, y por lo tanto, la presa resulta más estable que si se construyera enteramente de barro.

B. Presas de encofrado

La presa de encofrado es muy económica en los países madereros, ya que sólo requiere unos tres troncos, planchas de madera cortada y piedras. Se colocan troncos de árbol de cuatro a seis pulgadas de diámetro, con una separación de dos a tres pies y clavados a otros que se instalan en ángulos rectos con los primeros. Los espacios entre éstos se llenan con piedras. El lado de aguas arriba (frente) de la presa, y algunas veces el lado de aguas abajo, se cubren con planchas (véase la Figura 17). El frente se sella con barro para impedir fugas. Las planchas en el lado de aguas abajo, se usan como derramadero para guiar el agua que escurre de la presa y regresarla a la orilla de la corriente. La propia presa sirve como rebosadero en este caso. El agua que procede del derramadero cae rápidamente, y es necesario recubrir con piedras la parte inferior de la orilla para impedir la erosión. En la Figura 18, se ilustra una sección de una presa de encofrado sin tablonas del lado de aguas abajo. El derramadero consiste de una serie de pascos para reducir gradualmente la velocidad del agua.

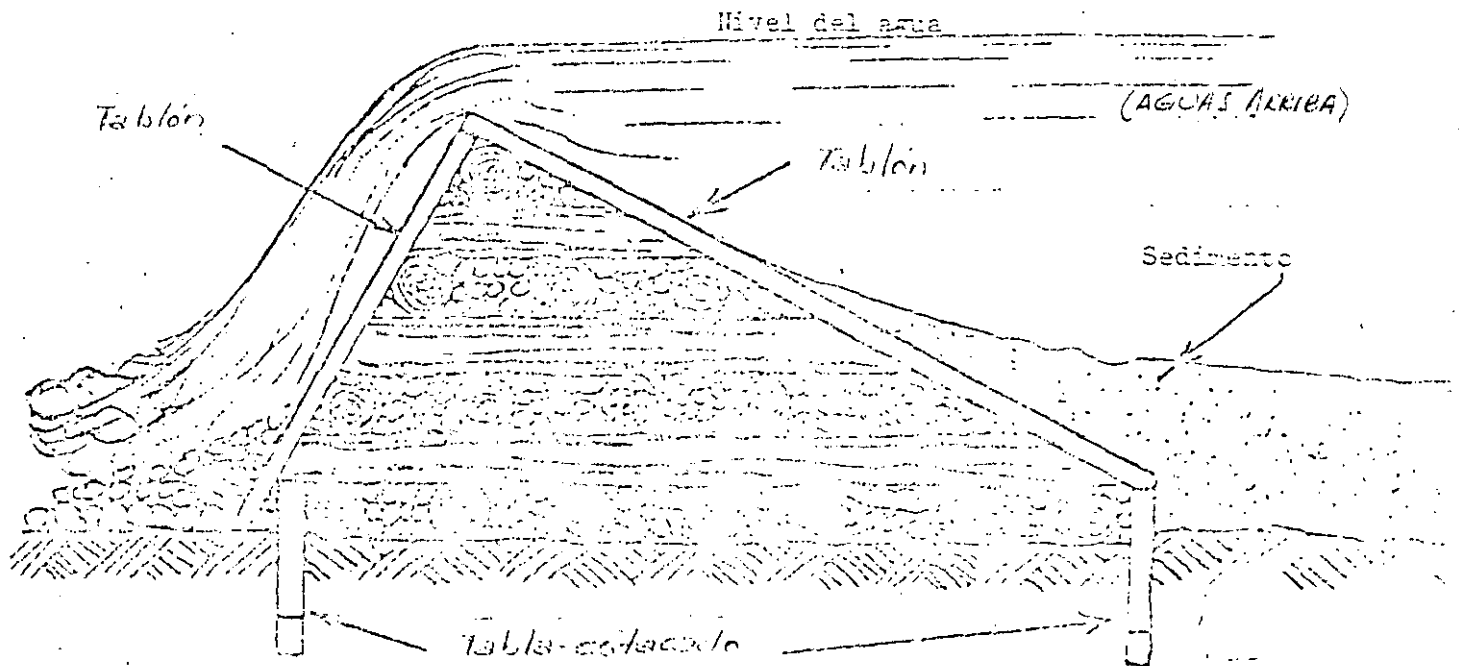


Figura 17. Presa de encofrado con tablonas aguas abajo.

C. Presas de concreto y mampostería

Las presas de concreto y mampostería, de más de 12 pies de altura, no se deben construir sin la asesoría de un ingeniero competente, con experiencia en este campo especial. Las presas de menor altura, requieren el conocimiento de las condiciones del suelo y la capacidad portadora, así como de la propia estructura. La Figura 21 muestra una presa de piedra que también sirve como reboseadero. Puede tener una altura hasta de 10 pies. Está construida de piedras duras. Las capas se deben unir mediante *mortero*. La presa se debe construir sobre una zapata sólida y permanente para impedir fugas y desplazamientos. Su base debe tener la misma dimensión que su altura para darle estabilidad.

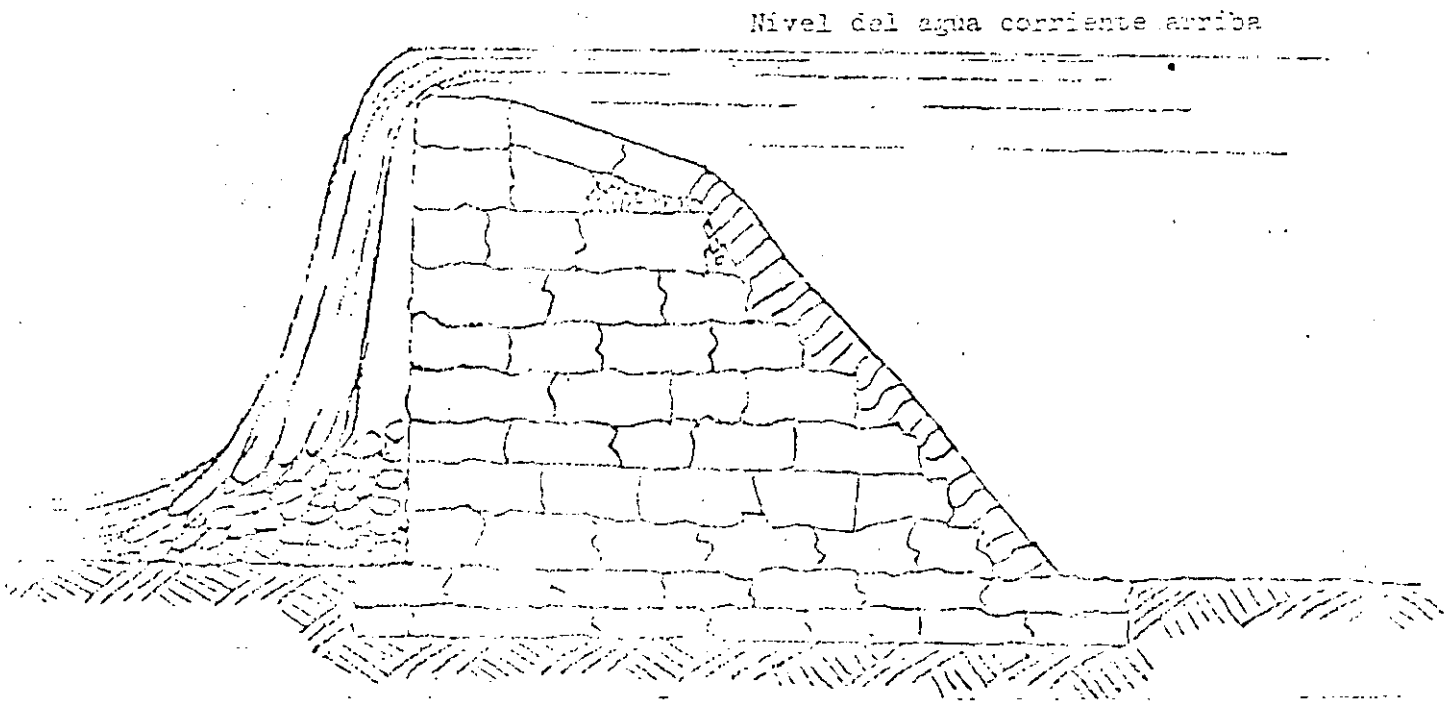


Figura 21. Presa de piedra.

Las presas pequeñas de concreto (Figura 22), deben tener una base con un espesor de 50% más que la parte superior. El derramadero se diseña de manera que dirija el flujo ligeramente hacia arriba para disipar la energía del agua y proteger la orilla del lado de aguas abajo contra la erosión.

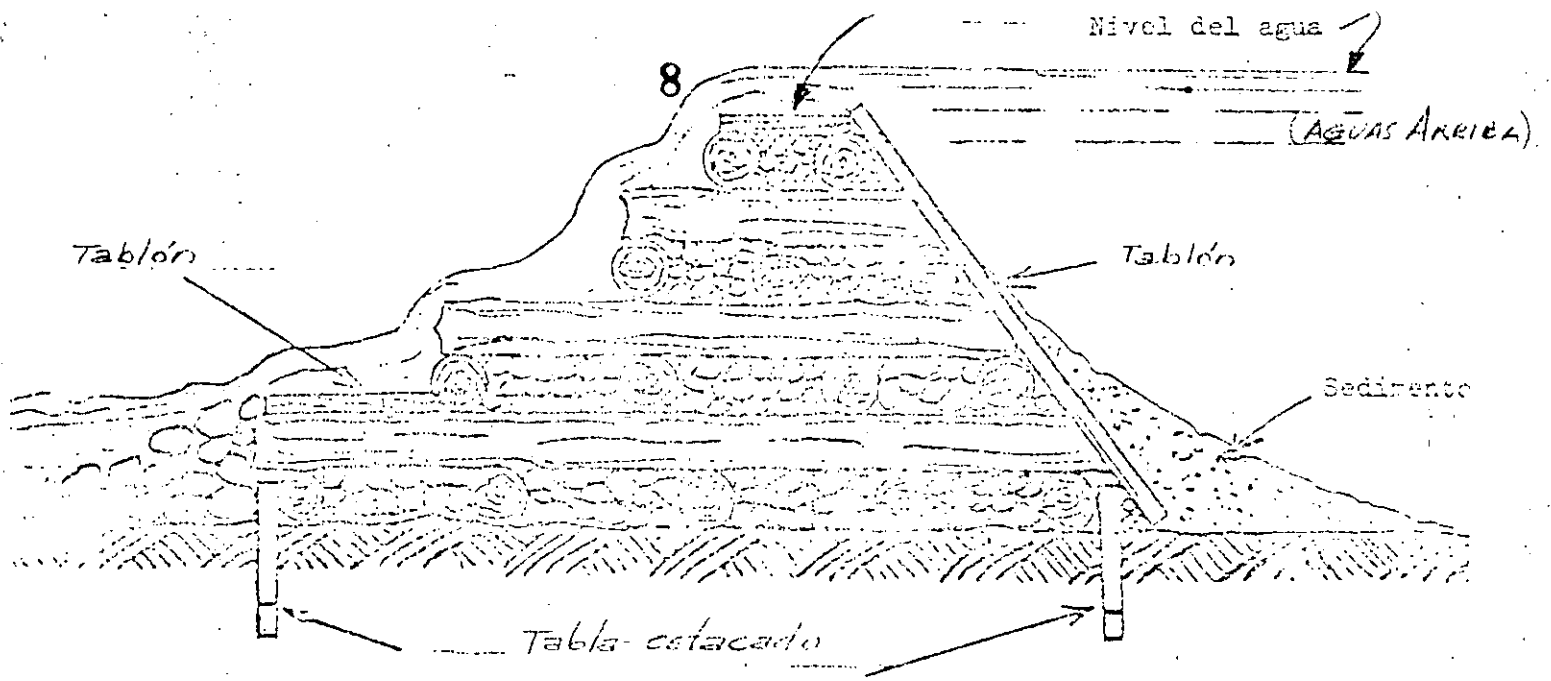


Figura 18. Presa de encofrado sin tablas: aguas abajo.

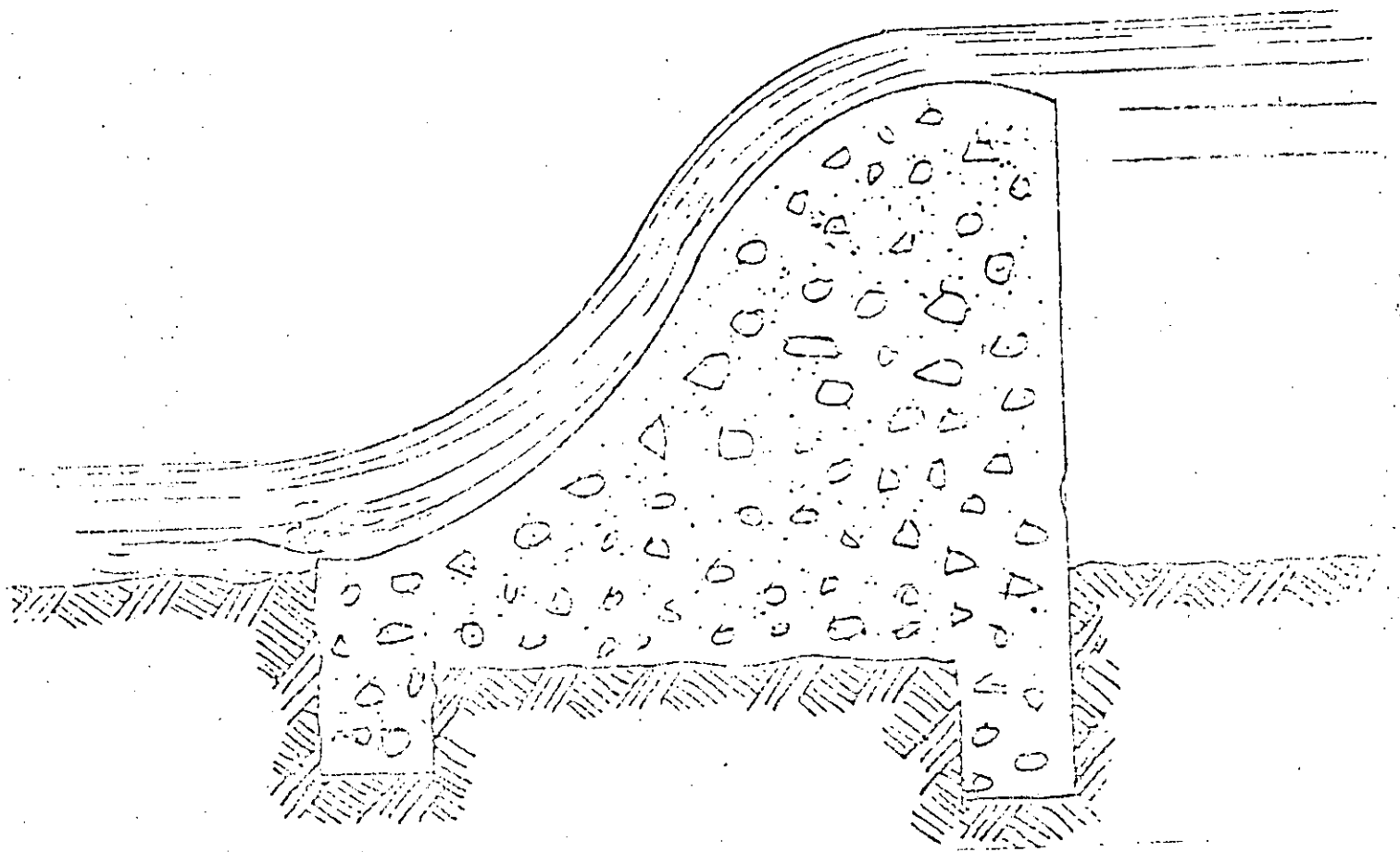


Figura 22. Presa pequeña de concreto.

Las presas de encofrado, así como las de otros tipos, deben encajarse bien en los terraplenes y empaquetarse con material impermeable, tal como barro o tierra gruesa y piedras para anclarlas e impedir las fugas. En el talón, así como en la línea de base de las presas de encofrado, se introducen hileras longitudinales de *tablas-estacas* en la orilla de la corriente. Estas son *tabla-estacas* que impiden la filtración del agua bajo la presa, y también le sirven de anclaje. Si la presa descansa sobre roca, no se pueden introducir las *tabla-estacas* y, además, no es necesario hacerlo; pero, en los casos en que la presa no descansa sobre roca, pueden hacerla más estable e impermeable. Estas *tabla-estacas* se deben introducir lo más profundo posible y, después, clavarse a la madera de la presa de encofrado. Los extremos inferiores de las *tabla-estacas* se agudizan como se muestra en la Figura 19, y se deben colocar una después de la otra, como se ve en el dibujo. Entonces, se impulsa cada *tablon* sucesivamente por esa misma acción, aproximándose cada vez más al *tablon* precedente, lo que resulta en una pared sólida. Se puede utilizar cualquier madera en bruto. El castaño y el roble se consideran como los mejores materiales. La madera debe estar libre de savia, y su tamaño debe ser, aproximadamente, de dos pulgadas por seis pulgadas. Para introducir las *tabla-estacas* y también el pilotado de la hoja de la Figura 16, puede necesitarse una fuerza considerable. En la Figura 20, se muestra un pilotador sencillo, que servirá para ese propósito.

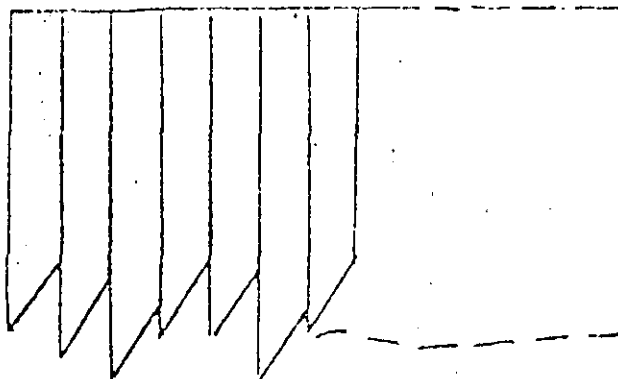


Figura 19. *Tabla-estaca*

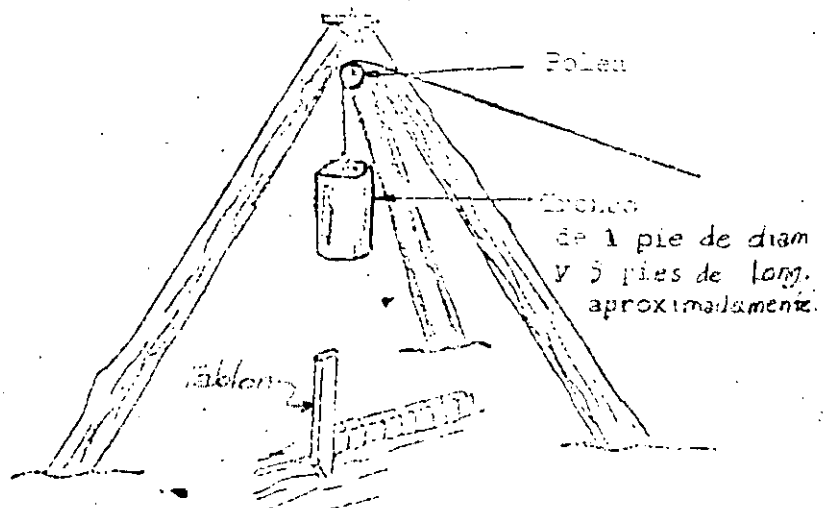


Figura 20. Pilotador.

The stability of gabion weirs

By D. Stephenson
Professor of Hydraulic Engineering*

Gabions may be advantageously used for hydraulic structures such as weirs, small dams, linings and groynes. The stability of such structures against sliding and overturning is assessed theoretically and verified experimentally. Design equations and charts are presented for gabions resting on sloping and horizontal surfaces, or stacked on a slope.

THE WORD GABION originates from the Latin "cavea" or cave, and now refers to a stone-filled wire basket. The original gabions used in Egypt were made of rushes. The modern gabion is advantageously used for earth retaining structures and especially for hydraulic engineering works such as revetments, channel linings, weirs, groynes and energy dissipation systems.

Their advantage lies in the fact that they are permeable (therefore relieving water pressures) yet are as stable as units larger than the individual stone size. They have a further advantage over concrete in that they are flexible, and slight movement does not detract from their appearance or stability. They replace to some extent the now dying art of dry stone packing. Gabion walls are relatively attractive as they have a natural appearance.

The disadvantage of gabions lies in the limited life of the wire basket. This could be overcome, however, by re-surfacing with a new layer of gabions or mesh at a later date, or using corrosion-resistant wire.

Although overflow-throughflow rocktip dams were advocated by Izbash (1970), Olivier (1967) and others for cofferdams and permanent dams in remote locations, they require fairly flat downstream slopes to ensure stability during throughflow. The use of stacked gabions enables steeper slopes to be constructed with considerable savings in the volume of rockfill.

The finished gabion structure, although not as expensive as concrete (about half the cost per cubic metre) is considerably more expensive than stone pitching or riprap (about three times the price of dumped riprap). The stability is practically the same as that of mass concrete, but is considerably better than that of tipped stone. Up to five times the gabion volume would be

required for tipped stone fill, and even more in fast flowing water.

When used to retain water, rockfill dams require an impermeable core or upstream membrane. There are cases, however, where a free-draining weir is useful. A gabion or rockfill weir can be used to dam up water temporarily to assist in energy dissipation in the form of a pool, or for flood routing. After the flood has subsided the water will flow through the rockfill, thereby allowing the water level to drop. This in turn avoids stagnant water or a silt trap.

The stability of gabion structures retaining dry fill is relatively simple to assess. However, when flow of water over or through a gabion occurs, the stability of the gabion becomes more difficult to estimate.

Stability of gabion slopes

There are cases where gabions can be placed on a sloped downstream face of a throughflow structure such as is shown in Fig. 1. The gabions will reduce erosion caused by washing away or piping of the underlying granular material, i.e. they act as a filter. Note however that the gabion and intermediate filter layers should be designed to resist particles of one layer washing into the next, using filter criteria or a suitable filter cloth.

The principal advantage of gabions is that they retain the permeability of tipped rockfill or similar material but have a higher stability because of their higher weight compared with individual rocks.

The stability of the gabions laid parallel to a slope is not as great as when stacked in a horizontal position (Fig. 2) but the arrangement is more economical as greater coverage is obtained per unit area of gabion.

The equations developed below are also applicable to a gabion layer of finite thickness on a horizontal plane if the

* University of the Witwatersrand, 1 Jan Smuts Avenue, Johannesburg 2001, South Africa.

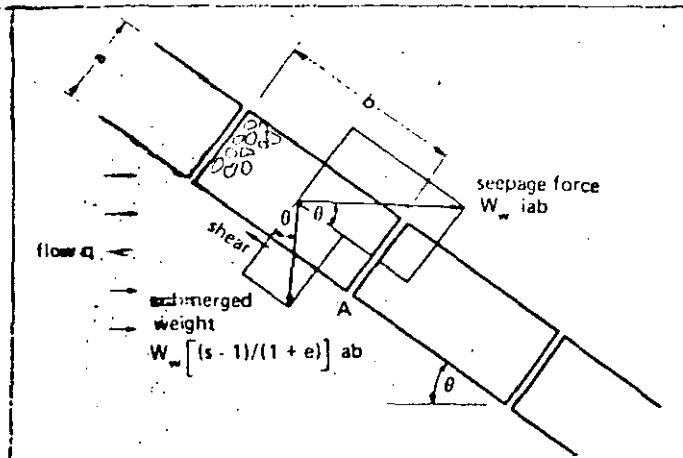


Fig. 1. Gabion slope showing the forces acting on the gabions. The flow, q, is from left to right.

Notations	
w_w	= specific weight of water
s	= relative density of stone
e	= void ratio
v	= velocity
a	= height of gabion
b	= length of gabion
θ	= angle of slope of gabion structure
ϕ	= angle of friction
y	= vertical projection of gabion slope
i	= $(\Delta y)/a \sin \theta$
ν	= Kinematic viscosity
h	= depth of gabion below water surface
k	= mesh spacing
f	= wire stress
t	= wire diameter
q	= flow/unit width
g	= gravitational acceleration
y_0	= total head
x	= horizontal length of flow path
V	= rock transmissivity
V_w	= water velocity through voids
Y_1	= y/y_0 = dimensionless depth ratio at entrance to rock fill
j	= distance between opposite angles of mesh
d	= stone diameter

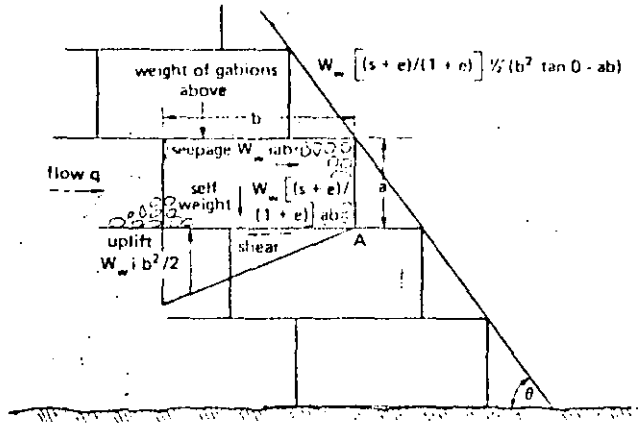


Fig. 2. Forces acting on a structure in the form of stacked gabions. The flow, q, is from left to right.

slope is taken as zero, that is, as for a weir. (The theory for stacked gabions applies to an infinitely high slope and is therefore not applicable to 90° slopes where the height is finite.) There are, however, qualifications as indicated subsequently.

Sliding stability. To produce an analytical solution for the stability of gabions on a slope, it is necessary to make a number of simplifying assumptions. It will be assumed that:

- the flow is horizontal;
- the voids are full of water;
- the water pressure on the exposed downstream face is zero;
- the head difference across the gabion is expended in drag on the stone; and,
- there is no force between gabions on the slope.

Now consider the internal forces per unit width acting on the gabions shown in Fig. 1. There are two body forces, namely the submerged weight acting vertically downwards, and the seepage force acting horizontally.

Note that $w_w ab (S-1)/(1+e)$ is the submerged weight of a gabion, where S is the relative density of the stone, e is the void ratio and w_w is the specific weight of water.

For equilibrium of a gabion the components of the forces (1) and (2) in Fig. 1 tending to cause sliding down the slope should be less than the components perpendicular to the slope multiplied by the friction coefficient $\tan \phi$:

$$w_w ab \sin \theta (S-1)/(1+e) + w_w i ab \cos \theta \leq \tan \phi [w_w ab \sin \theta (S-1)/(1+e) - w_w i ab \sin \theta] \dots (1)$$

Rearranging:

$$i(1+e)/(S-1) \leq (\tan \phi - \tan \theta)/(1 + \tan \phi \tan \theta) \dots (2)$$

Values of $i(1+e)/(S-1)$ versus θ are plotted in Fig. 3 for $\phi = 35^\circ$. Whereas this value of friction ϕ may be fairly low for rockfill, the fact that the rock is contained by wire mesh reduces the friction angle to about this value.

Overturning. The seepage force also tends to overturn the gabion about the toe (A). For equilibrium:

$$w_w i ab (a/2 + b (\tan \theta)/2) \cos \theta \leq w_w ab [b/2 - (a/2) \tan \theta] \cos \theta (S-1)/(1+e) \dots (3)$$

Rearranging:

$$i(1+e)/(S-1) \leq (b/a - \tan \theta)/(1 + b \tan \theta/a) \dots (4)$$

Values of $i(1+e)/(S-1)$ from this equation were likewise plotted on Fig. 3 for various values of b/a .

Assessment of results. It will be observed from Fig. 3

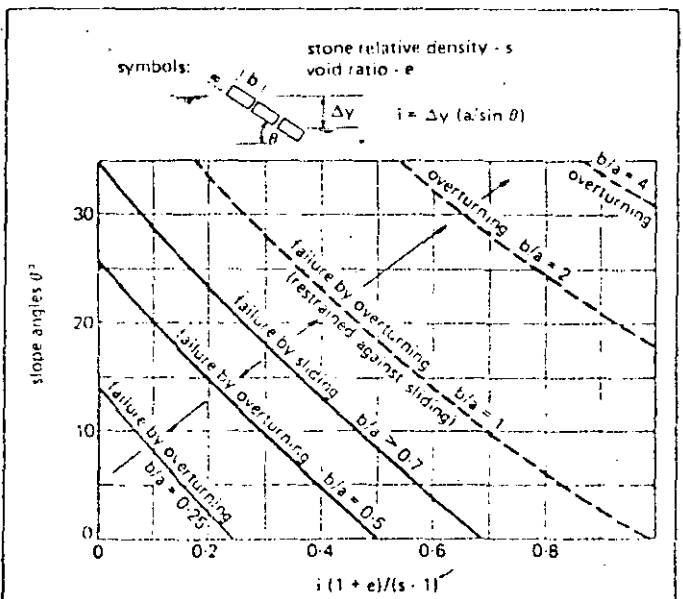


Fig. 3. Stability of gabions on a slope showing how the failure by overturning is related to the ratio of length b, to the width a.

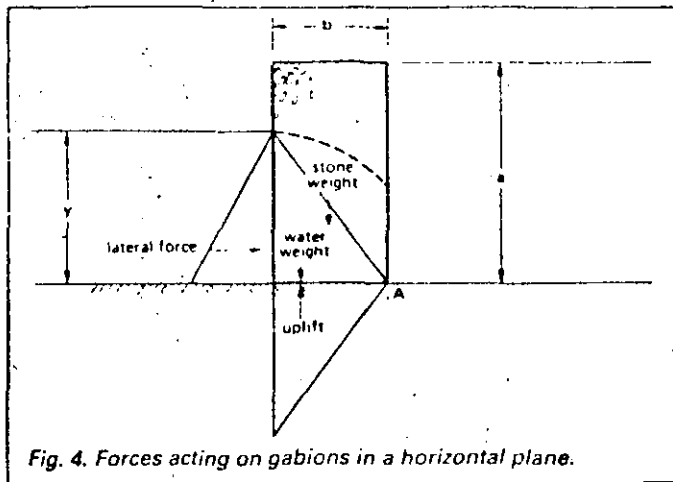


Fig. 4. Forces acting on gabions in a horizontal plane.

that for b/a greater than 0.7 the limiting criterion is sliding, and the slope is independent of b/a . For smaller values, overturning is the limiting criterion.

Laboratory tests indicated that for b/a greater than 0.7 the value of $i(1+e)/(S-1)$ at failure lay between the sliding and overturning condition. The reason for this was that complete failure by sliding was not possible because one gabion butted on the next one down the slope. It was assumed for the analysis that there was no inter-gabion force. It would be safe to adopt the sliding criterion as limiting however, and this condition is likely to be the limiting one for long slopes where there would have to be considerable movement down the slope to transmit restraining thrust up the slope.

For small slope angles approaching the horizontal, the theory becomes inaccurate as there is flow upwards as well as horizontally and it is difficult to assess i . It becomes necessary to analyze the structure using basic principles as follows, for a gabion on a horizontal plane.

Stability of gabions on horizontal planes

Consider the stability of a single gabion on a horizontal plane, under simplified conditions such as Fig. 4. Here it is assumed that the water depth downstream of the gabion is zero, and that uplift and the internal water surface are as depicted.

Sliding. Consider the external and body forces acting on the gabion (Fig. 4). For the gabion to be safe against sliding, we must have

$$w_w y^2/2 \leq [w_w ab S/(1+e) + w_w yb c/(1+e) - w_w yb/2] \tan \phi \dots (5)$$

Simplifying:

$$y/b \leq \tan \phi [2S a/y - 1]/(1+e) \dots (6)$$

(Note that for simplicity we use y here and in the following section in place of y_0 elsewhere in this paper.)

Overturning. For the gabion to be safe against overturning about the toe A, we must have:

$$w_w (y^2/2) (y/3) - w_w ab S(b/2)/(1+e) + w_w (yb/2) (2b/3) - w_w c/(1+e) (y b/2) (2b/3) \leq 0 \dots (7)$$

(1) (2) (3) (4)

(The numbers in brackets below the equation refer to Fig. 4.)

Simplifying: $y/b \leq \sqrt{[(3S a/y - 2)/(1+e)]} \dots (8)$

Eqs. 6 and 8 were found by experiment to predict the limiting equilibrium of gabions even for relatively high tailwater depths (up to 50 per cent of the upstream depth). Eqs. 6 and 8 will thus be of use for analysing gabion structures with various downstream water depths. For relatively deep downstream water however, the situation should be analysed anew.

Stability of stacked gabions

A logical and efficient arrangement of gabions to resist water (or soil pressures) is to stack them on top of each other in a batter (Fig. 2). The weight of the gabions above any one in question improves the stability against sliding and overturning and in fact the steeper the angle, the greater the stability of the individual gabions, as will be seen from the analysis which follows. Note however that the stability of the wall-like structure as a whole reduces as the slope steepens so the overall stability of the structure should be checked as well as for individual blocks making up the wall. The previous theory for single gabions on a horizontal base could be used to check the overall stability.

Sliding of individual blocks. From Fig. 2 it will be observed that the lateral water force is resisted by the friction caused by its own weight and the weight of the gabions above, less uplift, so for equilibrium:

$$w_w i ab \leq \{w_w ab(S+c)/(1+e) + w_w(S+e)/(1+e)[b^2(\tan \theta)/2 - a^2/2 \tan \theta] (b/a \tan \theta)\} - w_w i b^2/2 \tan \phi \dots (9)$$

Re-arranging:

$$i(1+e)/(S+e) \leq \tan \theta [1 + (b/a) \tan \theta] / [2 + (b/a) \tan \theta] \dots (10)$$

The relationship between $i(1+e)/(S+e)$ and θ is plotted in Fig. 5 for various values of b/a , and $\phi = 35^\circ$. Note that the friction coefficient on the base should also be at least $\tan 35^\circ$ for this relationship to hold.

Overturning stability of individual blocks. Consider the overturning moments about the toe A of a gabion (Fig. 2). For limiting equilibrium;

$$w_w ab i(a/2) - w_w ab [(S+e)/(1+e)](b/2) - w_w [(S+e)/(1+e)] \tan \theta b^3/3 - b^2 a/4 + w_w i (b^2/2) (2b/3) \leq 0 \dots (11)$$

Rearranging:

$$i(1+e)/(S+e) \leq [(1/2)(b/a) + (2/3) \tan \theta (b^2/a^2)] / [1 + (2/3)(b^2/a^2)] \dots (12)$$

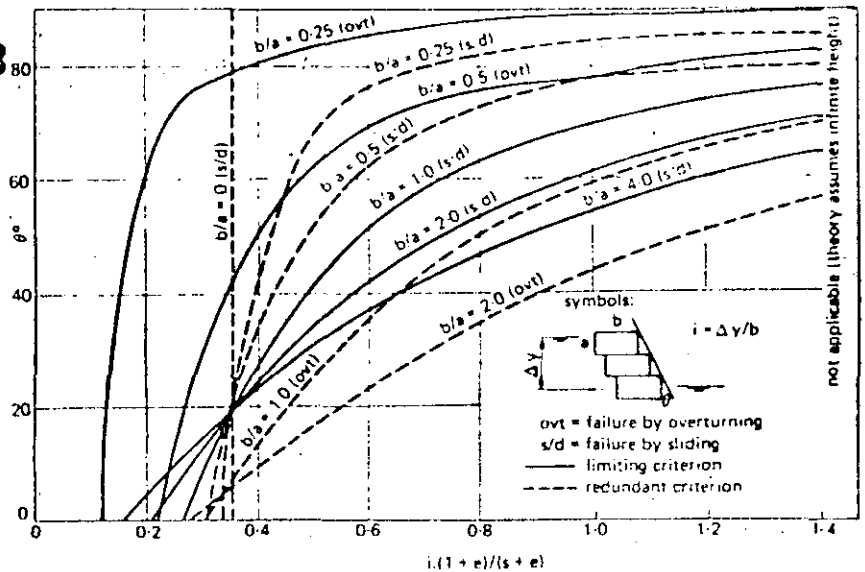
This relationship is also plotted in Fig. 5 for various b/a values. It will be observed that for b/a less than about 0.7, the individual blocks will fail by overturning, and for larger b/a they fail by sliding.

Manufacture and erection

Wire gabions are usually obtained ready for erection on site, but folded flat for transport. All that remains is to place the basket in position, open it out, pack it with stones of suitable size, tie down the lid and tie each gabion to the next one.

Wire gabions are manufactured in standard sizes ranging from 100 mm to 300 mm thick (termed Reno-mattresses) and 0.5 and 1 m thick (gabions). Lengths and

Fig. 5. Stability of stacked gabions showing how resistance to overturning is related to the ratio of length b , to the breadth, a .



widths range from 1 m to 4 m. The wire mesh spacing varies from 50×70 mm to 100×120 mm and the mesh wire diameter varies from 2 to 3.4 mm. The steel wire may be galvanized or p.v.c. coated (larger sizes could be made and thicker steel used). Thicker wire is used around the edges (termed selvedging). Lacing for lids and tying units together should be at least as strong and durable as the basket. If the units are adequately tied together the stability of the structure is improved. There are various methods of fixing the mesh to the selvedging. In cases where the mesh is merely hooked over the selvedge and not woven in it is liable to work loose. Woven mesh is preferable to welded mesh unless the welded mesh is galvanized after welding. Large gabions (over 1 m thick) with steel bars forming the mesh are obtainable in welded form.

To fit odd shapes it may be necessary to cut gabions and care should be taken to ensure the cut and re-bound unit is as strong as the uncut units.

Durability

The durability and life of the gabions will depend on the quality of the materials and workmanship in erecting them.

The wire will be subject to corrosion and flexing and impact from stones. Galvanized wire should be used in

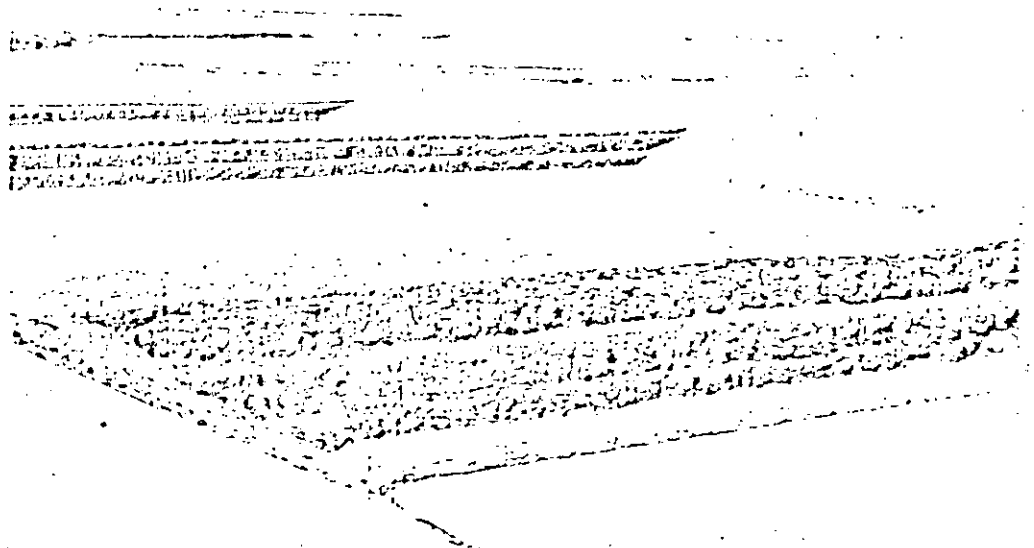
the manufacture of the baskets to minimize rusting. High quality galvanizing (before fabrication of the baskets) is required to avoid peeling under the flexing and the wearing action of the stone. Plastic coated wire has been used with limited success but is subject to wear.

The chemical composition of the water is also of importance. A marine atmosphere is highly conducive to corrosion, and the velocity and turbulence of the water also contribute to wear.

The stones used in packing the gabions should be carefully selected. A slightly rounded, durable, evenly graded stone is desirable. The minimum stone size should be greater than the maximum mesh size. The largest stone size should be less than 2/3 of the minimum dimension of the gabion. If the gabion is to act as a filter, it should be evenly graded over a range with the void size such that it will not let the fines of the retained material pass through; on the other hand the smalls should not be too dense or the gabion will not act as a filter.

The practice of packing better stone around the periphery and filling the centre with poor stone is to be avoided, as the smaller and poorly shaped stones may work their way to the surface and then be washed out. Once stone is lost, the remaining stones become loose and rub against themselves and the wire, causing wear. The stones should therefore be tightly packed in the gabion.

A series of gabion drop weirs in a channel.



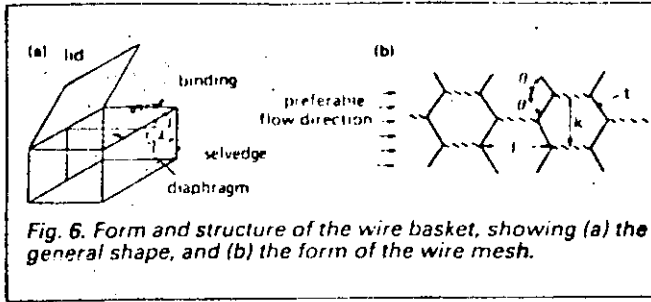


Fig. 6. Form and structure of the wire basket, showing (a) the general shape, and (b) the form of the wire mesh.

although it is not normally necessary to fairface the stone. Mastic grouting of the stones has been used with success for certain applications.

Wire strength

The wire diameter for the gabion basket may be estimated from the hydraulic and rockfill loads imposed on the basket.

It is reasonable to assume active conditions for the rockfill in the gabion, i.e. horizontal rockfill pressure = $K w_w h S/(1+e)$ where $K = (1 - \sin\phi)/(1 + \sin\phi)$ and h is depth below the surface.

Then the total outward force on a unit width of basket in Fig. 6 if it is stacked in an arrangement like that in Fig. 2 with the diaphragms and sides neglected (i.e. a wide gabion), is:

$$[(1 - \sin\phi)/(1 + \sin\phi)] S/(1 + e) w_w a^2/2 + w_w i ab \dots (13)$$

Equate this to the force per unit width of wire (top and bottom) $2 \times 2 \cos 45^\circ (f/k) (\pi/4) t^2$ where f is the wire stress, t the wire diameter and k is the mesh spacing in the direction perpendicular to the flow. Thus the wire diameter is given by the equation:

$$t = \sqrt{\{[(w_w a k)/(\pi f \cos 45^\circ)] [(a/2)\{(1 - \sin\phi)/(1 + \sin\phi)\} S/(1 + e) + i b]\}} \dots (14)$$

Flow through rockfill

Data presented elsewhere (Stephenson 1978) enable one to evaluate the depth upstream of a through-flow gabion for any flow, or vice-versa. The essential equations are repeated below for convenience.

The depth at the emergent face is assumed to be critical depth,

$$y_c = 3\sqrt{(q^2/g) [(1+e)/e]^2} \dots (15)$$

where q is the flow per unit width, g is gravitational acceleration and e the void ratio (ratio of voids to solid rock by volume).

Fig. 7 depicts flow profiles through rockfill such as in Fig. 8, in dimensionless form. Depth is expressed as a function of y_0 , the total head, and horizontal length of flow path, x , is expressed in terms of the parameter

$$x/y_0 (U\sqrt{d/y_0})^{1.86}, \dots (16)$$

where U is the rock transmissivity (0.5 to 0.8 increasing with smoothness) and d is the nominal stone size. Note that the head loss is assumed to obey the equation:

$$i = (v_v/ U \sqrt{d/g})^{1.86} \dots (17)$$

where v_v is the water velocity through the voids, i.e.,

$$v_v = (q/y)(1 + e)/e \dots (18)$$

$Y_1 = y_1/y_0$ is the dimensionless depth ratio at the entrance

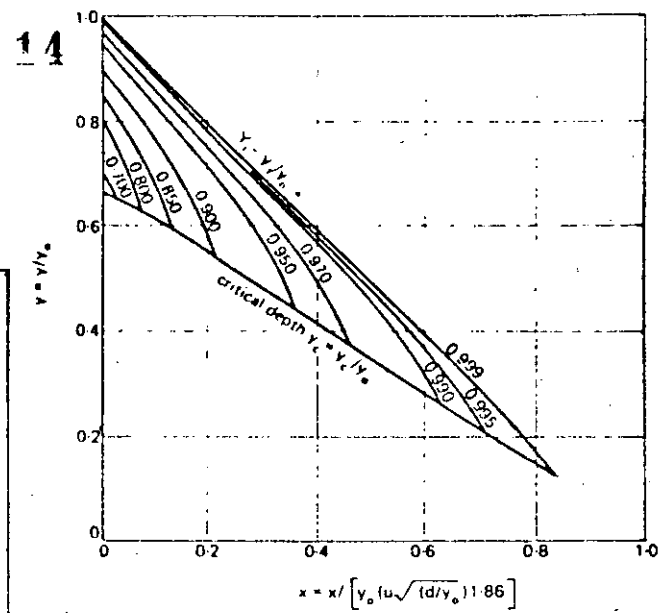


Fig. 7. Water profiles through rockfill.

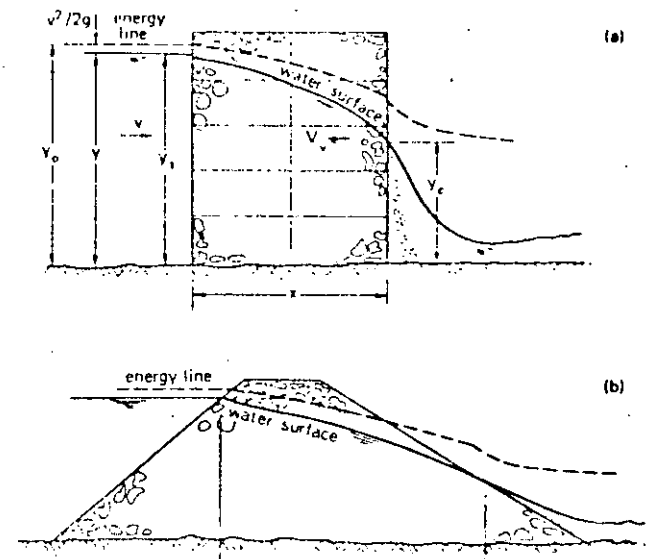


Fig. 8. Comparison of flow through a gabion weir (a), and a rock tip structure (b).

to the rockfill and $Y_1 = y_0 - v_{c1}^2/2g$.

Conclusions

Gabions offer an economical form of construction for weirs, dams and energy dissipation works. The stability and strength is considerably greater than of loose rockfill. With the aid of design charts, the stability of gabion weirs, and the through-flow can be rapidly assessed. □

References

IZBASI, S. V. AND KHAILORE, KH. YU., "Hydraulics of River Channel Closure", Published by Butterworths, London, England, 1970.
 OLIVIER, H., "Through and overflow rockfill dams", *Proceedings*, Institution of Civil Engineers, London, England, March 1967.
 STEPHENSON, D., Hydraulics of gabions and rockfill, *Proceedings*, XVI Congress on Hydraulics, Turin, Italy, 1978.



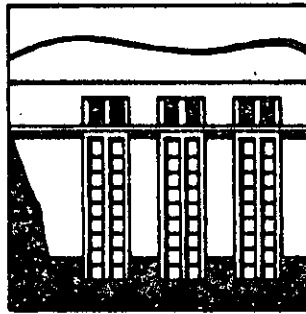
**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

PROYECTO DE PLANTAS HIDROELECTRICAS

DISEÑO HIDROELECTROMECHANICO

ING. RODOLFO SOSA CORDERO

OCTUBRE, 1984



Simulación total de centrales hidroeléctricas



Rodolfo Sosa Cordero
Marco Antonio Sosa Chiñas
Rogelio Navarro Pérez



Reproducción - Vol. 8, Núm. 1,
Enero/febrero de 1984



 **BOLETIN IIE**
INSTITUTO DE INVESTIGACIONES ELECTRICAS

Simulación total de centrales hidroeléctricas

Rodolfo Sosa Cordero*
 Marco Antonio Sosa Chiñas*
 Rogelio Navarro Pérez*

1. Introducción

Quando se diseña una central hidroeléctrica, la meta es lograr, al más bajo costo, un sistema funcional que, al mismo tiempo, satisfaga todas las restricciones de ingeniería, ambientales y políticas.

Específicamente, entre las restricciones de ingeniería, el cambio intencional o accidental de una condición de operación estable a otra o los fenómenos transitorios imponen al diseño de la central las más severas limitaciones y determinan, en muchos casos, la costeabilidad de un proyecto.

Una central hidroeléctrica es un sistema formado fundamentalmente por tres subsistemas:

a) Sistema hidráulico. Sus componentes principales son aducción, turbinas, válvulas, pozos de oscilación, desfuegos, etcétera.

b) Sistema eléctrico. Integrado por generador, línea de transmisión, sistema de distribución, etcétera.

c) Sistema de control. Consta de gobernadores o reguladores de velocidad, control de excitación del generador, interruptores para casos de emergencia, ajuste de potencia y de frecuencia de referencia, organismos de cierre de válvulas y compuertas, etcétera.

Todos éstos son interdependientes desde el punto de vista operativo; por ejemplo, el cambio en las condiciones del flujo de potencia del generador estará asociado con una variación en las condiciones de equilibrio del gobernador, que a su vez alterará el flujo y carga en la turbina.

Existen muchos programas que simulan, en forma parcial o simplificada, algunas de las condiciones transitorias que se presentan en centrales hidroeléctricas. Por ejemplo, ha sido práctica usual simular el golpe de ariete y el comportamiento del pozo de oscilación, sustituyendo las turbinas por válvulas y estimando la sobrevelocidad de la turbina mediante cálculos externos. Estos procedimientos producen una seria distorsión del

fenómeno real y —aunque podría tener cierta validez para turbinas de impulso (Pelton)— en el caso de las turbinas Francis, se incurrió en errores considerables que imponen al que diseña la necesidad de adoptar factores de seguridad muy amplios. Es decir, alejado del diseño óptimo deseable.

Asimismo, es práctica común aislar el sistema eléctrico del hidromecánico para analizar el comportamiento transitorio y dinámico del sistema eléctrico interconectado. Con este segundo tipo de "aislamiento" de subsistemas, muchas veces se desprecian factores tan importantes como el efecto de las oscilaciones en el pozo sobre la regulación de frecuencia y la estabilidad eléctrica del sistema.

Con el fin de poseer una herramienta de análisis que permitiese simular el comportamiento operativo global de la central, el Instituto de Investigaciones Eléctricas (IIE), bajo los auspicios de la Gerencia de Plantas Hidroeléctricas, de la Comisión Federal de Electricidad (CFE), desarrolló un sistema de simulación de fenómenos transitorios, que considera, mediante la simulación simultánea de los subsistemas mencionados, su interdependencia.

Un sistema de simulación de este tipo, además de servir como herramienta de análisis, puede ahorrar muchas horas de trabajo durante la puesta en marcha de la central al predeterminar los ajustes óptimos para gobernadores, control de excitación, etcétera.

En este artículo, se describen, en forma somera, algunos de los modelos matemáticos del sistema de simulación de centrales hidroeléctricas desarrollados por el Departamento de Hidromecánica, del IIE.

2. Modelos matemáticos

En el programa PTRANSPH-2, con el fin de optimar tanto el consumo de tiempo del procesador como la confiabilidad de los resultados, se emplean dos criterios para la solución del transitorio hidráulico:

- a) Columna elástica.
- b) Columna rígida.

El empleo del criterio depende de la severidad del transitorio.

* Investigadores del Departamento de Hidromecánica, de la División de Estudios de Ingeniería, del IIE.

3

Cuando la perturbación que ocasiona el transitorio es lenta o de muy pequeña amplitud, es factible el empleo del modelo con columna rígida, lo que ocasiona por consiguiente un ahorro en tiempo del procesador. Sin embargo, cuando la perturbación es brusca se recurre al modelo con columna elástica. El programa PTRANSPH-2 decide, en un momento dado, cuál de los dos modelos es el apropiado con base en un parámetro que depende de la máxima aceleración del líquido observada.

2.1 Columna elástica.

Cuando se emplea este criterio, el proceso del programa se basa en el método de las características para la solución del transitorio hidráulico. Se recorre todo el sistema interconectado de tuberías, resolviendo el transitorio en el interior de cada una de ellas. Posteriormente, se revisan las condiciones de contorno y, dependiendo del tipo de cada una, se solucionan las ecuaciones correspondientes.

2.1.1 Segmentos de tubería

Las ecuaciones que describen el comportamiento dinámico de líquidos en conductos cerrados son la ecuación de cantidad de movimiento:

$$g \frac{\delta H}{\delta x} + v \frac{\delta v}{\delta x} + \frac{\delta v}{\delta t} + f \frac{|v| |v|}{2D} = 0 \quad [2.1]$$

y de la continuidad:

$$v \frac{\delta H}{\delta x} + \frac{\delta H}{\delta t} + \frac{a^2}{g} \frac{\delta v}{\delta x} = 0 \quad [2.2]$$

Esta pareja de ecuaciones forman un sistema de ecuaciones diferenciales parciales hiperbólicas en términos de dos variables dependientes, H y V, y dos independientes, x y t. El método de las características transforma estas ecuaciones en un par de sistemas de dos ecuaciones diferenciales ordinarias:

$$C^+ \begin{cases} g \frac{dH}{dt} + \frac{dv}{dt} + f \frac{|v| |v|}{2D} = 0 \\ \frac{dx}{dt} = +a \end{cases} \quad [2.3a]$$

$$[2.3b]$$

$$C^- \begin{cases} -g \frac{dH}{dt} + \frac{dv}{dt} + f \frac{|v| |v|}{2D} = 0 \\ \frac{dx}{dt} = -a \end{cases} \quad [2.3c]$$

$$[2.3d]$$

Las ecuaciones [2.3a] y [2.3c] son ecuaciones diferenciales ordinarias que resuelven, en forma alternativa, el transitorio hidráulico en conductos cerrados, dependiendo de cuál de las ecuaciones [2.3b] y [2.3d], respectivamente, estén en vigor. Es decir, la ecuación [2.3b] representa una familia de líneas con

pendiente positiva en el plano x-t y sobre éstas, la ecuación [2.3a] es válida. Análogamente, [2.3d] agrupa una familia de líneas con pendiente negativa, sobre las que [2.3c] tiene validez. Ambas familias se conocen como líneas características.

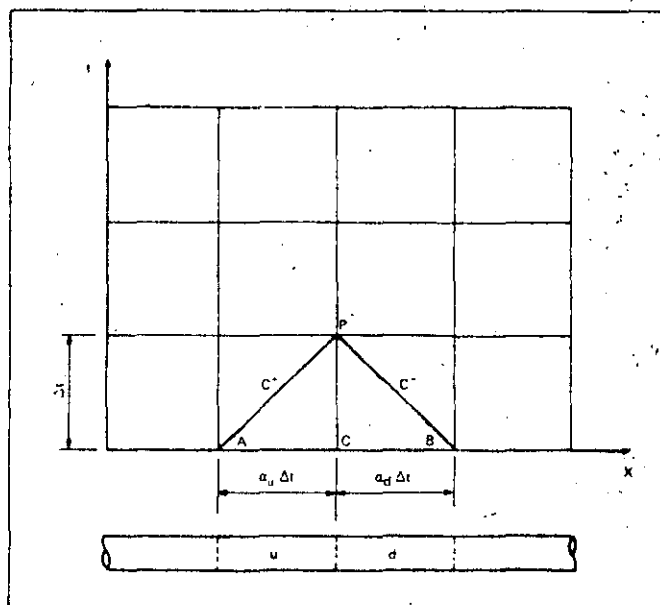
La solución numérica de las ecuaciones [2.3a] y [2.3c] se facilita empleando el método de las diferencias finitas del que se obtiene:

$$C^+ : H_p = C_p - B_u Q_p \quad [2.4a]$$

$$C^- : H_p = C_M + B_d Q_p \quad [2.4b]$$

FIGURA 1

Método de las características



donde B_u y B_d son las constantes de golpe de ariete, B = a/(gA), para los segmentos aguas arriba y abajo, respectivamente, y

$$C_p = H_A + \left(B_u - f_u \frac{a_u \Delta t}{2gD_u A_u} |Q_A| \right) Q_A \quad [2.5a]$$

$$C = H_B - \left(B_d - f_d \frac{a_d \Delta t}{2gD_d A_d} |Q_B| \right) Q_B \quad [2.5b]$$

Las ecuaciones [2.4a] y [2.4b] forman un sistema de dos ecuaciones algebraicas, cuyas incógnitas son la carga y el caudal en la sección analizada para un nuevo tiempo H_p y Q_p, respectivamente. Razón por la que es posible resolver el transitorio en el interior de los segmentos de tubería y tratar los extremos, dependiendo de la condición de contorno correspondiente.

El programa PTRANSPH-2 divide cada segmento de tubería en N tramos, tantos como se requiera para cumplir la condición de Courant que, despreciando el término de aceleración convectiva es:

$$\frac{\Delta x}{a} = \frac{L}{aN} = \Delta t \quad [2.6]$$

En general, no es posible satisfacer esta condición en todos los segmentos simultáneamente. Sin embargo, pueden realizarse pequeños ajustes en la celeridad con el fin de tener una división entera $N = L/(a\Delta t)$. En el caso de que el ajuste requerido sea excesivo, se opta por la interpolación de características en el tiempo anterior.

El programa PTRANSPH-2 se desarrolló en PASCAL y el empleo de las variables dinámicas elimina las restricciones debidas a la reservación de memoria. Por parte del programa, no se imponen límites al número de segmentos de tubería que pueda manejar ni al número de tramos en que se tenga que subdividir cada segmento.

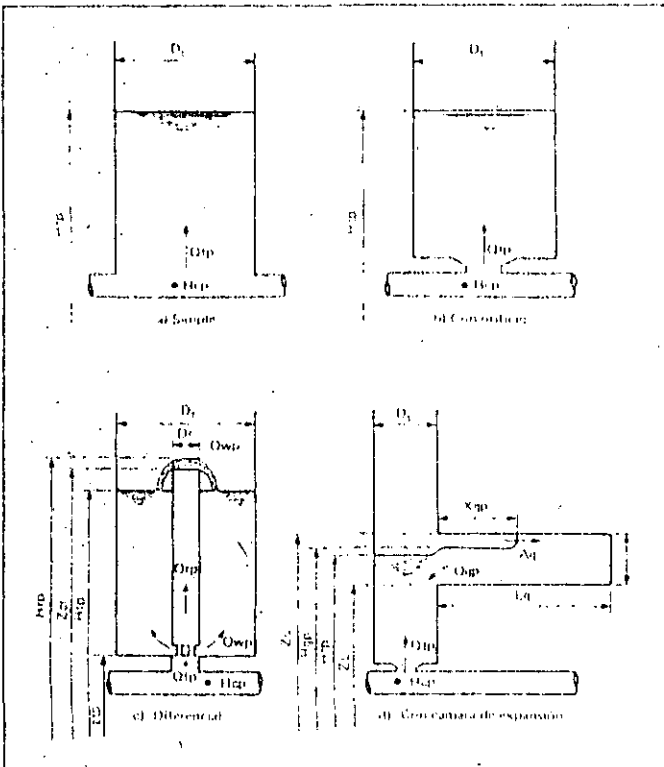
2.1.2. Pozo de oscilación

El pozo de oscilación es una condición de contorno para dos o más segmentos de tubería. El programa PTRANSPH-2 maneja los tipos de pozo más comúnmente empleados en centrales hidroeléctricas, los que se describen a continuación.

Normalmente, el movimiento del agua en el tanque es muy lento, por lo que se deprecian la inercia, la fricción con las paredes y la elasticidad del agua. Esto implica que el nivel del líquido es igual a la carga en el fondo del tanque.

FIGURA 2

Diferentes tipos de pozo de oscilación



Una condición que deberá verificarse en todos los tipos de pozo, es la continuidad en el nodo que une el pozo con las tuberías que entran o salen de él. La suma de los caudales que entran al nodo puede escribirse en términos de la carga en él H_{cp} , que es común a los extremos de los segmentos conectados allí. Esto se logra empleando las ecuaciones de compatibilidad para segmentos aguas arriba [2.4b]. En forma análoga, la suma de caudales que salen del nodo queda en función de la carga H_{cp} , empleando las ecuaciones tipo [2.4b]. La diferencia del caudal que entra al nodo del que sale es precisamente el caudal que entra al pozo, o sea:

$$Q_{tp} = \sum C_{pi} + \sum C_{po} - \left(\sum \frac{1}{B_i} + \sum \frac{1}{B_o} \right) H_{cp} \quad [2.7]$$

En donde los subíndices "i" y "o" se refieren a los segmentos que se encuentran aguas arriba y aguas abajo, respectivamente.

Una vez resuelto el sistema formado por [2.7] y la o las ecuaciones particulares de cada tipo de pozo, se procede a actualizar el caudal de las tuberías que entran y salen del nodo. El nuevo valor del caudal se calcula en cada tubería, empleando la ecuación de compatibilidad respectiva [2.4a] o [2.4b].

Además, puede insertarse un conector que una al nodo el pozo. Para este segmento, se considera la inercia del agua, así como la fricción con las paredes, pero no se toman en cuenta las características elásticas del agua.

a) Pozo simple

Es un tanque unido a la tubería sin restricciones al flujo que entra o sale. La ecuación de continuidad en el tanque, integrada con segundo orden, es:

$$H_{tp} = H_t + \frac{\Delta t}{2A_t} (Q_{tp} + Q_t) \quad [2.8]$$

donde el subíndice "t" se refiere a los valores conocidos del tiempo anterior, y "tp" a los correspondientes en el nuevo tiempo.

Dado que no hay restricción al flujo hacia el pozo, la carga en el fondo de éste, H_{tp} , es la misma que la común de las tuberías, H_{cp} . Esta ecuación junto con la [2.7] forman un sistema de dos ecuaciones con dos incógnitas: Q_{tp} y H_{tp} .

b) Pozo con orificio

El orificio funciona como un dissipador de energía. Normalmente es asimétrico, lo que ocasiona diferente pérdida de carga en un sentido y en otro (para el mismo valor absoluto de caudal).

En general, para este tipo de pozo, la carga en el fondo, H_{tp} , y la del nodo que lo une con las demás tuberías, H_{cp} , no son iguales, ya que la ecuación de orificio establece:

$$Q_{tp} = C_o A_o \sqrt{2g | H_{cp} - H_{tp} |} \quad [2.9]$$

en donde el coeficiente de descarga, C_{d0} , es función de la dirección del flujo, incluyendo el signo. Además, se cuenta con las ecuaciones [2.7] y [2.8], formando un sistema con tres ecuaciones e incógnitas, H_{cp} , H_{tp} y Q_{tp} .

c) Pozo diferencial

Este tipo de pozo combina las características de uno simple y uno con orificio.

En el elevador o cuerpo central se toman en cuenta la inercia y la fricción, pero se desprecian los efectos elásticos. Se considera el caso en que el elevador derrame un cierto caudal, Q_{wp} , hacia el tanque principal.

Al integrar la ecuación de continuidad en el tanque, con segundo orden, se obtiene:

$$H_{tp} = H_t + \frac{\Delta t}{2gA_t} (Q_{mp} + Q_m + Q_{wp} + Q_w) \quad [2.10]$$

donde A_t es el área efectiva del tanque. Asimismo, al integrar la del elevador:

$$H_{rp} = H_r + \frac{\Delta t}{2gA_r} (Q_{rp} + Q_r - Q_{wp} - Q_w) \quad [2.11]$$

Además, de la ecuación de continuidad en la clave (entrada al pozo), se tiene:

$$Q_{tp} = Q_{mp} + Q_{rp} \quad [2.12]$$

El o los puertos que se encuentran en la base del elevador pueden tener propiedades asimétricas y al aplicar la ecuación de orificio resulta:

$$Q_{mp} = C_e A_c \sqrt{2g |H_{cp} - H_{tp}|} \quad [2.13]$$

donde A_c es el área total de los puertos y C_e , el coeficiente de descarga equivalente, y es análogo a C_{d0} .

Asimismo, de la ecuación de cantidad de movimiento aplicada al elevador se obtiene:

$$H_{cp} - H_{rp} = C_{r1} Q_{rp} - C_{r2} Q_r \quad [2.14]$$

donde:

$$C_{r1} = \frac{2(H_t - Z_b)}{gA_t \Delta t}$$

$$C_{r2} = H_c - H_r + \frac{H_r - Z_b}{gA_r} \left(\frac{2}{\Delta t} - \frac{f_r |Q_r|}{A_r D_r} \right) Q_r$$

5

El caudal que derrama el elevador sobre el tanque se calcula cuando el nivel en el elevador es mayor al de la cresta, Z_{cr} . Empleando la ecuación de vertedor:

$$Q_{wp} = \frac{2\sqrt{2g}}{3} L_w C_w (H_{rp} - Z_{cr})^{1.5} \quad [2.15]$$

en donde L_w es el perímetro del vertor y C_w , el coeficiente de descarga.

El sistema de ecuaciones formado por [2.10] a [2.15] junto con [2.7], deberá resolverse simultáneamente para H_{cp} , Q_{tp} , H_{tp} , Q_{mp} , Q_{wp} , H_{rp} y Q_{rp} .

d) Pozo con cámara de expansión

Este tipo de pozo cuenta con una o dos cámaras de expansión o galerías horizontales. El diámetro del tanque puede reducirse a un mínimo determinado por estudios de estabilidad, ya que estas galerías limitan las oscilaciones máximas o mínimas o ambas, dependiendo de su localización.

Cuando el nivel en el tanque se encuentra fuera de los límites de la galería, el análisis se simplifica al de un pozo con orificio o simple, según tenga o no un orificio en la base.

En el caso en que dicho nivel se localice dentro de la zona de acción de la galería, su influencia sobre el tanque se obtiene de una manera similar a [2.10], es decir:

$$H_{tp} = H_t + \frac{\Delta t}{2A_t} (Q_{tp} + Q_t + Q_{gp} + Q_g) \quad [2.16]$$

La solución para cada intervalo de tiempo se logra al resolver un sistema de ecuaciones formado por:

- Compatibilidad en la clave: ecuación [2.7].
- Carga en la base: ecuación [2.9] o $H_{cp} = H_{tp}$, dependiendo si existe o no orificio, respectivamente.
- Continuidad en el tanque: ecuación [2.16].
- Relaciones de caudal y nivel en la galería. El caudal que proporciona la galería se determina según la etapa en que se encuentre. Estas están agrupadas en dos fases generales, vaciado y llenado, que se describe posteriormente.

Durante la fase de vaciado de la galería se observan diferentes etapas, y las relaciones entre caudal y nivel dependen de la velocidad de la oscilación en el tanque. El parámetro que indica la rapidez de la oscilación es:

$$R_g = \frac{A_t |dH_t/dt|}{A_g \sqrt{2T_g}}$$

En el análisis se identifican dos regiones principales:

$$R_g \leq 0.2 - \text{oscilación lenta}$$

$$R_g > 0.2 - \text{oscilación rápida}$$

La primera etapa de la fase de vaciado es la propagación de la onda desde el tanque hacia el extremo. La velocidad de propagación, a_g , se supone constante (por facilidad de computación y de acuerdo con investigaciones experimentales) con un valor de $a_g = 0.48 \sqrt{2gt}$. En esta etapa, el caudal se calcula:

$$\text{Oscilación lenta: } Q_{gp} = a_g B_g (H_{gp} - Z_L) \quad [2.17a]$$

$$\text{Oscilación rápida: } Q_{gp} = a_g B_g (Z_u - H_{gp}) \quad [2.17b]$$

además como la onda se propaga y el nivel baja, la condición de continuidad establece:

$$Q_{gp} + Q_g = \frac{2T_g}{\Delta t} [(H_g - H_{gp}) x_{gp} + a_g (Z_u - H_{gp}) \Delta t] \quad [2.18]$$

donde la nueva posición de la onda es $x_{gp} = x_g + a_g \Delta t$.

Si el nivel baja hasta alcanzar el tirante crítico cuando la onda no ha llegado al extremo de la galería, empieza la etapa de vaciado crítico. El nivel en ella se mantiene constante hasta que la onda alcance el extremo, es decir:

$$Q_{gp} = \frac{2}{3} a_g B_g T_g \quad [2.19]$$

y

$$H_{gp} = Z_L + \frac{2}{3} T_g \quad [2.20]$$

Después de esta etapa, el nivel en la galería es prácticamente uniforme y se inicia la etapa de vaciado a desnivel. La ecuación de continuidad queda:

$$H_{gp} = H_g - \frac{\Delta t}{2A_g} (Q_{gp} + Q_g) \quad [2.21]$$

Además, se cuenta con otra relación que depende de la rapidez de la oscilación. Para una lenta, la galería se comporta como un vertedor ahogado:

$$Q_{gp} = \sqrt{g} B_g (H_{gp} - Z_L)^{1.5} \quad [2.22a]$$

en tanto que para una rápida su comportamiento es similar a un recipiente horizontal vaciándose por un extremo, es decir:

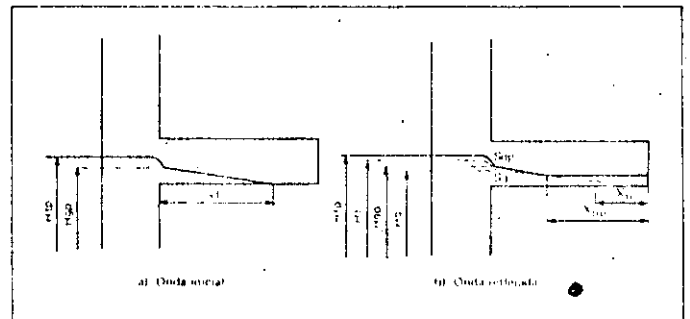
$$Q_{gp} = \sqrt{g} B_g \left\{ \frac{1}{\sqrt{H_{gp} - Z_L}} + \frac{\sqrt{g}(t - t_d)}{2L_g} \right\} \quad [2.22b]$$

donde t_d es el tiempo en que se inicia esta etapa.

La última etapa del vaciado puede ocurrir de dos modos. ... los niveles en el tanque y en galería llegan a ser coincidentes, el pozo se comporta como si tuviese un área $A_t + A_g$ y ambos niveles se mantienen coincidentes. El otro caso se presenta cuando el nivel en el tanque baja aún más del nivel inferior de la galería y ésta no se ha vaciado completamente, en cuyo caso la galería se comporta, como un recipiente derramándose, según [2.2b] y la ecuación de continuidad [2.21].

FIGURA 3

Llenado de la galería



Asimismo, la fase de llenado también se inicia con una onda propagándose hacia el extremo cerrado, aunque en este caso la velocidad de propagación no es, necesariamente, la misma en la fase del vaciado. En forma experimental, se ha observado que en esta etapa, el caudal es el crítico para el tirante correspondiente y que éste se mantiene ligeramente abajo del nivel en el tanque. Esta diferencia en niveles se debe básicamente a la energía cinética. Con base en estas consideraciones,

$$H_{gp} = \frac{2}{3} (H_{tp} - Z_L) + Z_L \quad [2.23]$$

y

$$Q_{gp} = -\sqrt{g} B_g (H_{gp} - Z_L)^{1.5} \quad [2.24]$$

y la posición de la onda es:

$$x_{tp} = \frac{2V_g}{B_g H_{gp}}$$

donde el signo negativo en [2.24] indica que el flujo se dirige hacia la galería y V_g es el volumen acumulado en ella.

Cuando la onda alcanza el extremo cerrado, se observa una onda que se refleja con un nivel horizontal. Las relaciones [2.23] y [2.24] siguen siendo válidas; sin embargo, el perfil del líquido en la galería muestra una región inclinada desde la entrada hasta la posición de la onda reflejada, cuya pendiente aumenta según la relación:

$$S_{gp} = S_g + \frac{H_{gp} - H_g}{L_g - x_b}$$

y entonces la nueva posición de la onda es:

$$x_{bp} = \sqrt{\frac{Q_{gp} + Q_g}{B_g S_{gp}} \Delta t - \frac{(H_{gp} - H_g)(L_g - x_b)}{S_{gp}} + x_b^2}$$

Cuando la onda llega a la boca de la galería, empieza una etapa de llenado a desnivel. El caudal deja de ser el crítico y el desnivel se debe básicamente a la diferencia en energías cinéticas. De la ecuación de balance de energía se obtiene:

$$Q_{gp} = -B_g (H_{gp} - Z_L) \sqrt{2g(H_{tp} - H_{gp})} \quad [2.25]$$

y la ecuación de continuidad aplicable es [2.21].

Esta etapa se presenta hasta que ambos niveles, H_{tp} y H_{gp} , coinciden. Por facilidad de cómputo, esta condición se considera verdadera cuando existe una pequeña diferencia. Cuando esta condición se presenta, el comportamiento que muestra el pozo es similar al de uno con área $A_t + A_g$ y los niveles continúan coincidentes.

2.1.3 Embalses

Son depósitos con una capacidad muy grande, cuyo nivel permanece constante durante la simulación. En el análisis se consideran los efectos de cambio de energía cinética, así como las pérdidas locales ocasionadas por la entrada del agua al conducto.

Para el embalse aguas arriba, la ecuación de compatibilidad es:

$$H_{tp} = C_M + B Q_{tp} \quad [2.26]$$

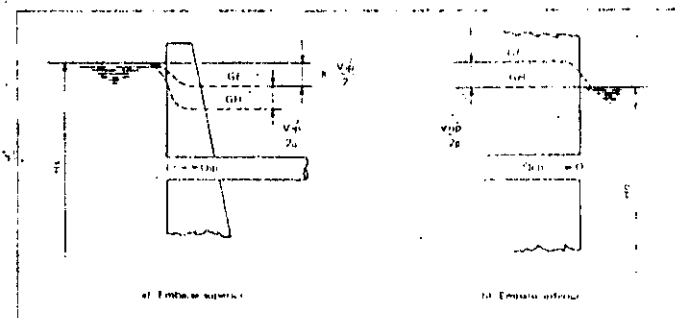
además, cuando el agua fluye hacia la tubería:

$$H_{tp} = H_s - (1 + K_s) \frac{Q_{tp}^2}{2gA_1^2} \quad [2.27a]$$

en tanto que en el caso de flujo invertido se supone que la energía se disipa en el embalse, por lo que:

FIGURA 4

Embalses



$$H_{tp} = H_s \quad [2.27b]$$

La solución se obtiene al resolver la ecuación [2.26] simultáneamente con la [2.27a] o la [2.27b], según la dirección del agua.

Para un embalse agua abajo, el método es similar al anterior. En este caso la condición de compatibilidad indica que:

$$H_{op} = C_D - B Q_{op} \quad [2.28]$$

y la ecuación de balance de energía para flujo hacia el embalse:

$$H_{op} = H_D \quad [2.29a]$$

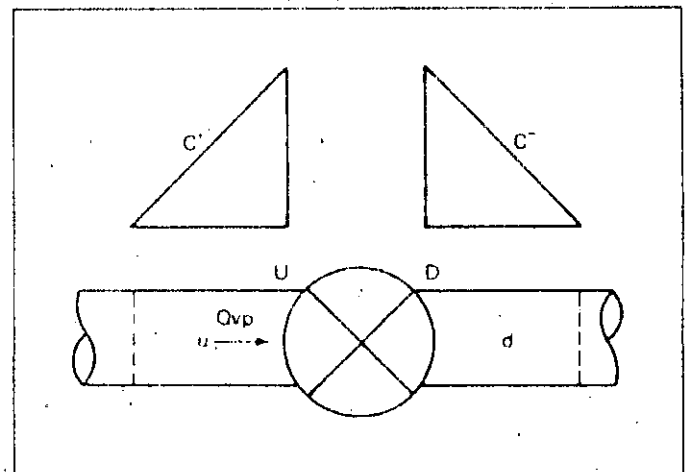
en tanto que para flujo hacia la tubería:

$$H_{op} = H_D - (1 + K_D) \frac{Q_{op}^2}{2gA_s^2} \quad [2.29b]$$

2.1.4 Válvulas

FIGURA 5

Válvula



Cuando se localiza una válvula en una tubería, existe una caída de presión que depende de la abertura, ya que:

$$H_{up} - H_{dp} = K_v Q_{vp} | Q_{vp} | \quad [2.30]$$

donde:

$$K_v = \frac{2g}{(A_v C_{Dv})^2}$$

con el coeficiente de descarga, C_{DV} , como función de la abertura.

Por otra parte, las ecuaciones de compatibilidad indican que:

$$H_{up} = C_p - B_u Q_{vp} \quad [2.30]$$

para el segmento aguas arriba, y

$$H_{dp} = C_M + B_d Q_{vp} \quad [2.31]$$

para el localizado aguas abajo

En el programa PTRANSPH-2, se simula un servomotor que acciona la válvula. Las características de la válvula, es decir, la relación de K_V con la abertura se incluyen en forma tabular

2.2 Columna rígida

Emplear este método agiliza la solución de la simulación porque:

a) No es necesario subdividir los segmentos de tubería. Aún más, es posible agrupar diferentes tuberías dispuestas en serie, en una sola equivalente. Esto ahorra cálculos intermedios.

b) Es posible aumentar el intervalo de tiempo. La condición de Courant [2.6] deja de ser una restricción, con lo que el máximo intervalo de tiempo para cálculos queda limitado por el intervalo de tiempo para los registros gráficos.

El método de solución se basa en el balance de cargas en las diferentes mallas que forman el sistema. Forman las mallas una serie de ramas cuya trayectoria principia y termina en embalse o pozo de oscilación. A su vez, cada rama se compone de aquellos elementos comprendidos entre dos de los siguientes nodos limitantes: embalse, pozo y ramificación. A cada malla se le asigna un caudal característico y éste es el de la rama que está incluida sólo en dicha malla; por ejemplo, donde se localice una turbina o un conector a pozo, etcétera.

El proceso que se sigue es iterativo con correcciones a los caudales. Cada malla genera una ecuación de balance de cargas, en términos de su caudal característico y de los de las demás mallas. Esta ecuación se emplea para corregir el valor del caudal característico de la malla en cuestión. Esta se efectúa en todas las mallas y el ciclo se repite hasta que todas queden dentro de un margen de error tolerable.

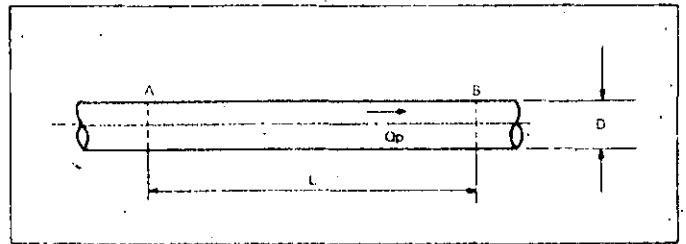
2.2.1 Segmentos de tubería

Para el nuevo tiempo, la diferencia en las cargas de los extremos de un segmento, se calcula aplicando la ecuación de cantidad de movimiento; escrita en términos de la carga piezométrica queda como:

$$H_A - H_B = f \frac{L}{D} \frac{V|V|}{2g} = \frac{L}{g} \frac{dV}{dT} \quad [2.32]$$

FIGURA 6

Segmento de tuberías



y al integrarla con segundo orden para cargas y caudales y con primer orden para el término de resistencia, se obtiene:

$$H_{Ap} - H_{Bp} = C_1 Q_p + C_2 \quad [2.33]$$

donde:

$$C_1 = \frac{2L}{gA \Delta t}$$

y

$$C_2 = H_B - H_A + \left(\frac{fL}{gDA^2} |Q| - C_1 \right) Q$$

Cuando existan tuberías en serie es posible trabajar con una sola tubería equivalente que tenga las propiedades:

$$L_e = \sum L_i$$

$$A_e = \frac{L_e}{\sum L_i / A_i}$$

$$D_e = 2 \sqrt{\frac{A_e}{\pi}}$$

$$f_e = \frac{D_e A_e^2}{L_e} \sum \frac{L_i}{D_i A_i^2}$$

donde el subíndice "i" refiere a todos los segmentos involucrados.

2.2.2 Pozo de oscilación

En este modelo matemático, un pozo de oscilación es un limitador de ramas y mallas. En la ecuación de la malla a la que pertenece, deberán incluirse las relaciones que representen el comportamiento del pozo; éstas son, dependiendo del tipo de pozo, las descritas en la sección 2.1.2, a excepción de [2.7] que no se aplica en este caso.

Normalmente, el caudal hacia el pozo es el característico de la malla, por lo que la ecuación de la malla se expresa en términos de Q_{tp} y las correcciones se aplican a este caudal.

2.2.3 Embalses

El cálculo de balance de carga de una malla se inicia generalmente en un embalse. Siguiendo el mismo criterio que con el modelo de columna elástica, es decir, incluyendo las pérdidas por entrada cuando el flujo es hacia la tubería y considerando el efecto de disipación cuando el flujo sale al embalse, se emplea la pareja de ecuaciones [2.27a] y [2.27b] o [2.29a] y [2.29b], según se trate de embalse superior o inferior.

2.2.4 Válvulas

Una válvula ocasiona una caída de presión en la rama a la que pertenece. Este efecto se incluye en el balance de cargas de dicha rama con la ecuación [2.30].

3. Turbogenerador

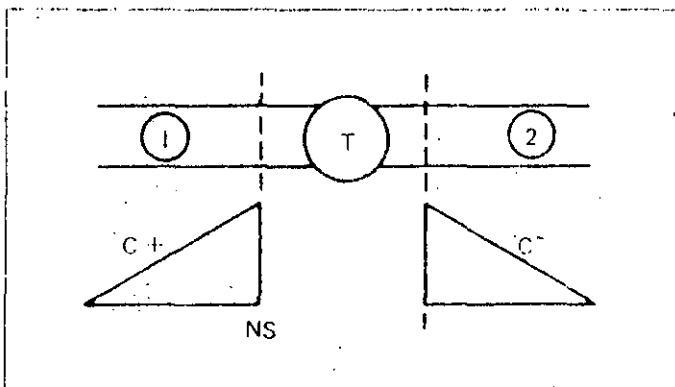
En el turbogenerador hidráulico se verifica el acoplamiento entre los sistemas hidráulico, eléctrico y control.

A continuación, se consideran las condiciones de compatibilidad entre estos sistemas:

3.1 Compatibilidad hidráulica

FIGURA 7

Turbina hidráulica



Las ecuaciones de compatibilidad o ecuaciones características de golpe de ariete constituyen el acoplamiento entre la condición de contorno turbina hidráulica y la aducción, aguas arriba, y el tubo de aspiración aguas abajo (véase la Fig. 7). Es decir:

$$H_{p1,NS} = C_{p1} - B_1 Q_{p1,NS} \quad [3.1]$$

$$H_{p2,1} = C_{m2} - B_2 Q_{p2,1} \quad [3.2]$$

y la ecuación de continuidad:

$$Q_t = Q_{p1,NS} = Q_{p2,1} \quad [3.3]$$

La ecuación para la carga neta de la turbina, que relaciona la carga en el extremo de la tubería de presión con la carga en el inicio del tubo de aspiración y el caudal, se escribe como:

$$H_e = H_{p1,NS} - H_{p2,1} + C_e Q_t^2 \quad [3.4]$$

donde C_e es una constante que depende del valor de las secciones transversales a la entrada y la salida y las pérdidas de energía en la espiral y el tubo de aspiración.

Al combinar las ecuaciones [3.1] a [3.4] se obtiene la ecuación de acoplamiento hidráulico:

$$H_e = C_{p1} - C_{m2} - (B_1 + B_2) Q_t + C_e Q_t^2 \quad [3.5]$$

Para resolver esta ecuación es necesario conocer la relación entre la carga neta y el caudal de la turbina en un modelo transitorio. El flujo que pasa por una turbina de reacción depende de los parámetros:

- a) Velocidad de rotación.
- b) Carga neta.
- c) Abertura del distribuidor o persiana de álabes directrices.

En el caso de turbinas con álabes móviles en el rodete como, Deriaz y Kaplan, el flujo además depende del ángulo del álabes del rodete.

La relación entre estos parámetros se obtiene en el laboratorio de pruebas de turbinas modelo como una relación entre el caudal unitario Q_{11} vs. el coeficiente periférico de velocidad Ku_1 y la abertura del anillo distribuidor.

Estas curvas se conocen como características de la turbina y se obtienen en el laboratorio, empleando una turbina a escala reducida en forma estática, es decir, bajo condiciones de flujo estable. Sin embargo, la experiencia ha demostrado que es válido emplearlas en la simulación de condiciones transitorias.

3.2 Compatibilidad mecánica

La compatibilidad mecánica del turbogenerador está representada por la ecuación de Newton para la aceleración angular:

$$J \frac{dw}{dt} + T_{as} = T_m - T_e \quad [3.6]$$

donde,

- w es la velocidad de rotación.
- T_{as} es el par asínrono de amortiguación del generador.
- T_m es el par motor instantáneo de la turbina.
- T_e es el par eléctrico instantáneo en el generador.
- J es el momento polar de inercia de las masas rotatorias.

El par asíncrono de amortiguamiento de un generador de polos salientes puede representarse mediante la relación:

$$T_{as} = K_{r1} (W_s - W_r)$$

donde W_s es la velocidad angular síncrona de la máquina y W_r es la velocidad angular del rotor en radianes eléctricos.

Antes de integrar la ecuación de conservación de cantidad de movimiento angular, se considerará el valor de los términos T_m o par motor de la turbina, y T_e o par eléctrico en el generador

El par motor de la turbina está en relación con la carga neta, la velocidad de rotación y la abertura del distribuidor. Esta característica mecánica de la turbina se obtiene transformando los datos de eficiencia obtenidos en la prueba de modelo de la turbina, para obtener el par unitario M_{11} vs. Ku_1 para varias aberturas del distribuidor.

Para simular transitorios, es necesario conocer las características de la turbina desde $Ku_1 = 0$ hasta valores más allá del valor correspondiente a Ku_1 para la velocidad de desboque de la máquina. Esto se debe a que, durante el transitorio, las condiciones en la turbina pasan por una región más allá de la velocidad de desboque "estática" de la máquina.

3.3 Características de turbina

Con el fin de hacer más manejables los datos de las características de la turbina, la forma tradicional de presentación de los fabricantes de Q_{11} y M_{11} vs. Ku_1 se modifica al sistema por unidad [p.u.], de esta forma se obtienen dos características de la forma:

$$\frac{v}{\sqrt{h}} = \varphi_1 \left(\frac{\alpha}{\sqrt{h}} \right); \text{ y } \frac{t_m}{h} = \varphi_2 \left(\frac{\alpha}{\sqrt{h}} \right)$$

donde,

- v = Q/Q_{ref} (caudal unitario)
- h = $H_e/H_{e,ref}$ (carga neta unitaria)
- W = N/N_{ref} (velocidad unitaria)
- t_m = T_m/T_{ref} (par unitario)
- N_{ref} es la velocidad nominal en rpm.
- T_{ref} es el par de referencia definido por la expresión:

$$T_{ref} = \frac{102.0 \text{ KVA}_b}{N_{ref}/30}$$

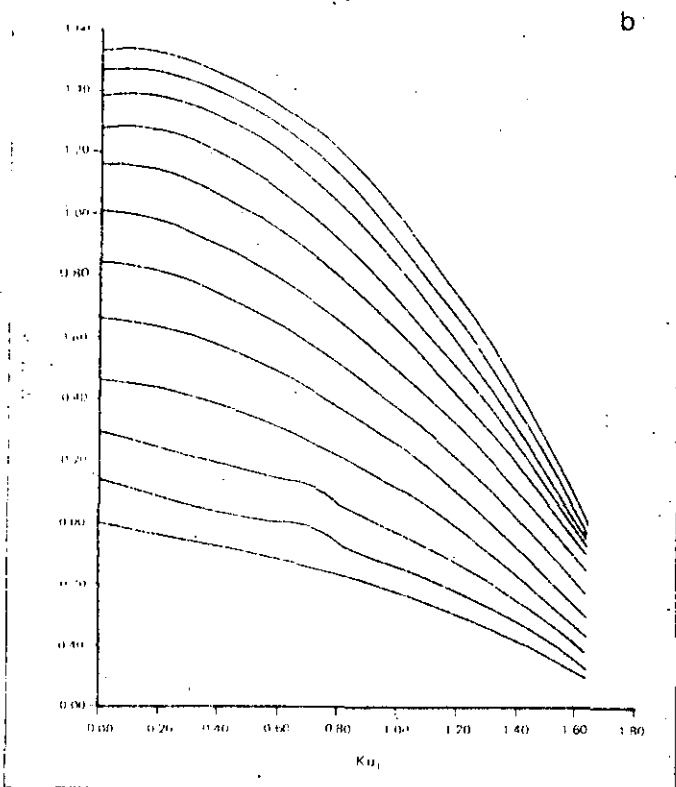
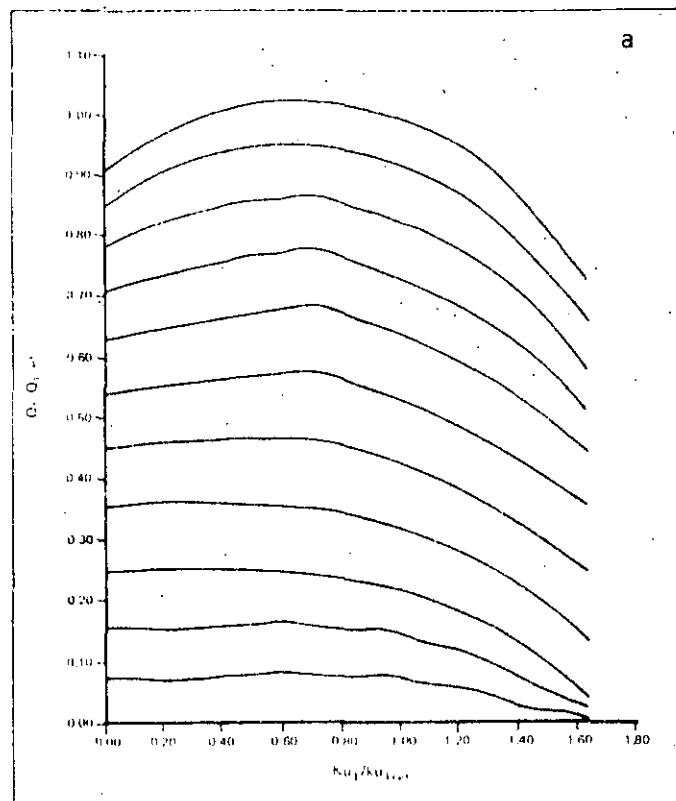
KVA_b son los KVA de base del generador

Estas características se muestran en la figura 8.

Normalmente, durante la obtención de las características en el modelo, se toma como medida de la abertura del distribuidor, el ángulo que forma su álabe con el círculo de paso a la sa-

FIGURA 8

Características turbina Francis



lida o bien, una relación entre el área de puerto de diseño y el área de puerto. Sin embargo, para el cálculo transitorio debe transformarse a una relación de carrera del servomotor de gobernador. En la figura 9 se muestra esta transformación.

Las características se almacenan en forma de tabla en la memoria de la computadora, y son típicos 140 datos por cada valor de la posición del servomotor y de once a doce posiciones del servomotor.

Durante el transitorio, se verifica una doble interpolación de estas tablas a fin de obtener relaciones lineales para el caudal y par motor de la turbina en términos del coeficiente periférico de velocidad en la forma:

$$Q_t = Q_{ref} (A_0 \sqrt{h} + A_1 \alpha) \quad [3.7a]$$

y

$$t_m = B_0 h + B_1 \alpha \sqrt{h} \quad [3.7b]$$

donde h es la carga neta p.u., A_0 y A_1 son los coeficientes de recta de interpolación característica hidráulica, y B_0 y B_1 son los correspondientes para la característica mecánica.

De esta forma, en la ecuación [3.7b] se tiene una relación para el par motor con la velocidad de rotación y la carga neta.

3.4 Generador síncrono.

Para representar el generador síncrono de polos salientes que se emplean en las centrales hidroeléctricas, se utiliza un modelo semejante al denominado tipo III del IEEE que tiene las siguientes simplificaciones:

a) Se omite el devanado de amortiguación, aunque sólo se desprecia su efecto en las corrientes que circulan en estos devanados pero no su efecto amortiguador en el par que sí es importante. Por este motivo, se agrega un par de amortiguación por separado a la ecuación de oscilación (ecuación [3.6]) que es proporcional a la rapidez de cambio del ángulo de potencia δ , quedando por calcular el factor de amortiguación K_d .

b) Se desprecia el producto de los enlaces instantáneos de flujo con la rapidez de cambio del ángulo de potencia. Sin embargo, sí se considera la variación instantánea de los enlazamientos de flujo.

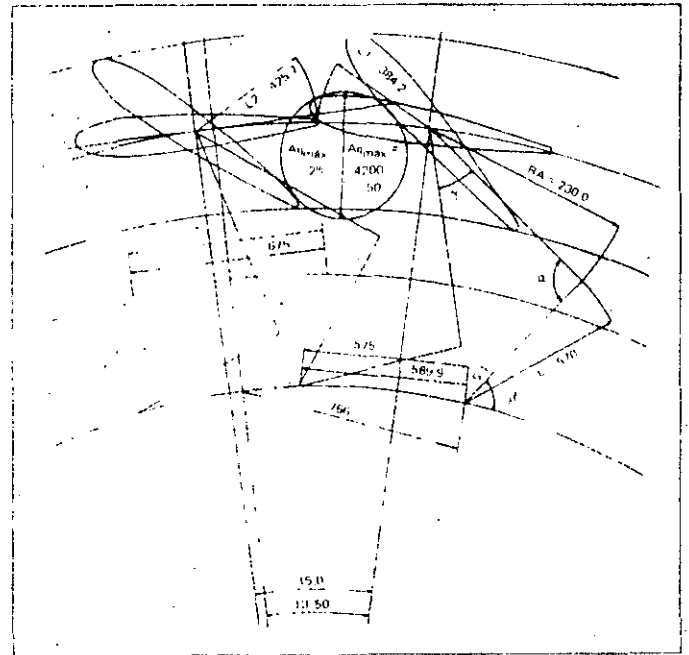
En estos términos, empleando el sistema por unidad y las reactancias y constantes de tiempo referidas a los ejes de cuadratura y directo, las ecuaciones que describen el comportamiento dinámico del generador síncrono (véase por ejemplo Olive) son:

a) Eje en cuadratura:

$$V_q = -X_d I_d + E_q \quad [3.8a]$$

FIGURA 9

Transformación a carrera del servomotor



$$E'_q = (X_d - X'_d) I_d + E_q \quad [3.8b]$$

$$E_{qd} = E'_q + (X_q - X'_d) I_d \quad [3.8c]$$

$$\frac{dE'_q}{dt} = \frac{1}{T'_{do}} (V_t - E'_q) \quad [3.8d]$$

b) Eje directo:

$$V_d = X_q I_q + E_d \quad [3.8e]$$

Esto debido a que en la máquina de polos salientes las reactancias X_d y la reactancia transitoria X'_d son iguales y, por consiguiente, la rapidez de cambio de $E'_d = 0$.

La potencia eléctrica, P_e , está dada por la relación:

$$P_e = V_d I_d + V_q I_q \quad [3.9]$$

Los valores de V_d , V_q , I_d , I_q están en función de la posición angular del rotor medida respecto a una referencia fija que gira a velocidad constante $W_s = 2\pi f_e$. Este ángulo se conoce como ángulo de potencia y está dado por:

$$\delta = \theta_e - W_s t \quad [3.10]$$

derivando:

$$\frac{d\delta}{dt} = W_e - W_s \quad [3.11]$$

la segunda derivada:

$$\frac{d^2 \delta}{dt^2} = \frac{d W_e}{dt} \quad [3.12]$$

El ángulo θ_e es igual al ángulo mecánico de la posición del rotor por el número de pares de polos, p_p , por lo que

$$W_e = \frac{p_p}{2} W_m \quad [3.13]$$

Al sustituir estas expresiones en la ecuación [3.6] y dividir entre el par de referencia, se obtiene:

$$\frac{H}{\pi t_e} \frac{d^2 \delta}{dt^2} + K_d \frac{d\delta}{dt} = t_m - t_e \quad [3.14]$$

donde H es la constante de inercia:

$$H = \frac{GD (W_m)^2}{8g(102) KVA_b} = \frac{GD (W_m)^2}{8gT_{ref}} \quad [3.15]$$

con

$GD = 4 g J$, donde J es el momento polar de inercia del turbogenerador.

W_m es la velocidad angular en rad/s.

La expresión empleada para calcular el coeficiente de amortiguamiento K_d , es (véase Olive):

$$K_d = \frac{V_{\infty d}^2 T_{do}'' (X'_d - X''_d)}{(X'_d + X_e)^2} + \frac{V_{\infty q}^2 T_{qo}'' (X_q - X'_q)}{(X'_q + X_e)^2} \quad [3.16]$$

donde $V_{\infty d}$ y $V_{\infty q}$ son las componentes del voltaje de referencia del sistema (bus infinito) en los ejes "d" y "q", respectivamente.

La ecuación [3.14] se integra mediante la regla trapezoidal al sustituir $x_1 = d\delta/dt$, la expresión final para la ecuación de conservación de cantidad de movimiento angular o ecuación de compatibilidad electromecánica es:

$$x_1 = \gamma + A_m (t_m - t_e) \quad [3.17]$$

En esta última ecuación γ es un término que contiene valores de las variables en el intervalo de tiempo anterior, t_e es el par eléctrico dado por P_e/α y A_m está dada por la expresión:

$$A_m = \frac{\Delta t}{2M + K_d \Delta t} \quad [3.18]$$

donde

$$M = H/(\pi f_e)$$

Las ecuaciones de compatibilidad hidráulica y compatibilidad electromecánica (implica la solución de las ecuaciones eléctricas del generador) se resuelven en forma simultánea mediante el método de Newton-Raphson, teniendo como variables desconocidas la carga neta h y la velocidad angular α .

Cuando el turbogenerador pierde su referencia fija, por ejemplo al abrir el interruptor que lo liga a la red, no existe amortiguación y la ecuación a resolver es:

$$2H \frac{d\alpha}{dt} = t_m - t_e \quad [3.19]$$

En este caso, el par eléctrico t_e , se hace variar desde su valor original antes de abrir el interruptor a cero en 0.15 segundos.

3.5 Control

3.5.1 Regulador de velocidad

Durante el proceso de interpolación en las características de la turbina, debe conocerse el valor de la posición de la carrera servomotor Y_y . Este es el resultado de modelar el regulador de velocidad o gobernador, cuya función es controlar la frecuencia de generación de la turbina dependiendo del valor de la potencia programada por el operador de la central y también llevar a la máquina a la velocidad síncrona para la maniobra de sincronización.

En la figura 10 se muestra el diagrama de bloques de un gobernador PID (proporcional, integral y derivativo) que normalmente se emplea en las centrales modernas y es el que se simula.

El gobernador está constituido por cuatro componentes:

- Sensores de velocidad y de potencia.
- Canal de compensación en trayectoria directa PID.
- Servo-lazo auxiliar con transductor electrohidráulico.
- Válvula de distribución y servomotor principales.

El modelo de simulación del gobernador comprende siete ecuaciones diferenciales no lineales teniendo el sistema como entradas el valor de la velocidad instantánea de la unidad, la frecuencia o velocidad de referencia 65F, la potencia programada en el 65P y su salida en el valor de la posición del servomotor Y_y .

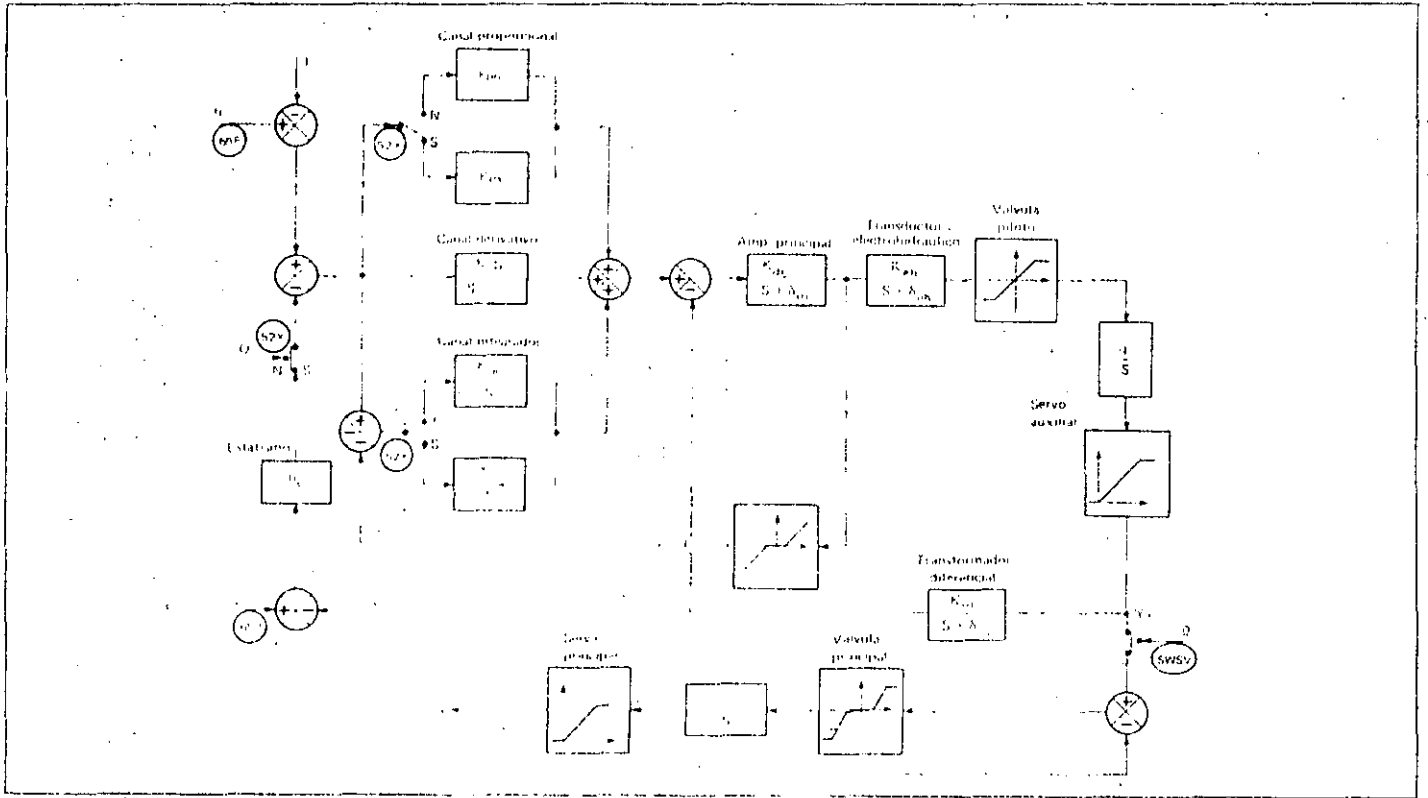
Las ganancias de los compensadores proporcional e integral se cambian, dependiendo si la máquina está o no sincronizada.

Se incluyeron en la representación del modelo del regulador las no linealidades más importantes, que son:

- Saturación de válvula piloto auxiliar.
- Zona muerta, dos zonas de relación lineal y saturación en la válvula piloto y servo principal.

FIGURA 10

Gobernador PID



c) Limitador de apertura.

d) Retroalimentación no lineal a amplificador integrador con zona muerta.

Además, no mostrados en el diagrama de bloques se tienen simulados varios interruptores lógicos de disparo de unidad, sobrevolocidad, sincronización, etcétera.

Las entradas normalmente controladas por el operador pueden ajustarse desde el programa, esto es ajuste de frecuencia de referencia en el 65F y ajuste de potencia programada en el 65P.

También es posible, durante la simulación, alterar las ganancias de los compensadores PID y del amplificador principal, así como los tiempos de cierre y apertura de los dos servomotores.

Estas siete ecuaciones diferenciales simultáneas se resuelven por el método de Runge-Kutta de cuarto orden en forma simultánea con las ecuaciones descritas para el turbogenerador, afectando el valor de la carrera del servomotor en las expresiones [3.7a] y [3.7b].

3.5.2 Regulador automático de voltaje

Dado que este programa simula el comportamiento de plantas hidroeléctricas, se modela sólo el modelo 1S del IEEE [5.3-2].

cuyo diagrama aparece en la figura 11, ya que es representativo de la mayor parte de los sistemas modernos empleados en este tipo de plantas.

Este modelo de sistema de excitación es del tipo de generador principal autoexcitado, donde la rectificación la llevan a cabo rectificadores de silicio controlados (SCR's) en lugar de diodos; tiene un regulador de voltaje estático que se encarga de generar una señal de control con la que se disparan los rectificadores rápidamente, es decir, sin retraso de tiempo.

Como este tipo de sistema tiene respuesta casi instantánea de su excitador se dan valores de uno a su ganancia y de cero a su constante de tiempo para obtener el modelo a partir del número uno del IEEE.

Las ecuaciones obtenidas a partir de las funciones de transferencia de la figura 11 son:

Para el amplificador magnético:

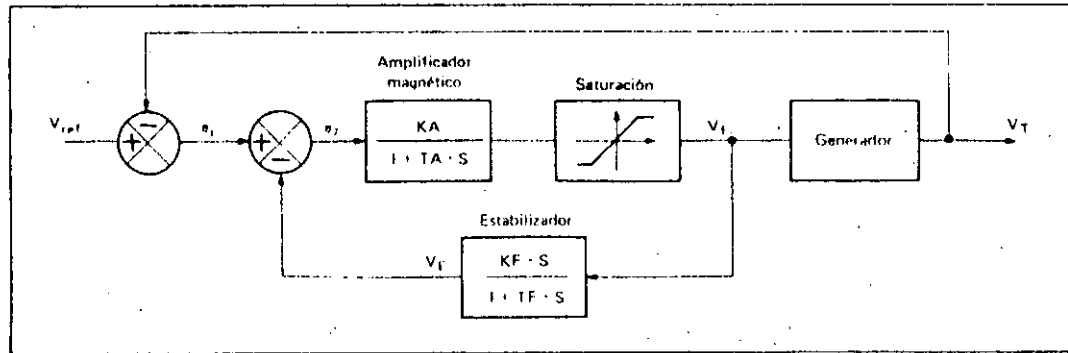
$$\dot{V}_f = \frac{KA}{TA} e_2 - \frac{1}{TA} V_f \quad [3.20]$$

y para el estabilizador:

$$\dot{V}_e = \frac{KF}{TF} \dot{V}_f - \frac{V_e}{TF} \quad [3.21]$$

FIGURA 11.

Regulador automático de voltaje, modelo 1S del IEEE



La ecuación [3.20] se desarrolla mediante regla trapezoidal y se lleva a la forma:

$$V_F = \frac{2TA - dt}{2TA + dt} V_{F0} + \frac{dt}{2TA + dt} KA (e_{20} + e_2) \quad [3.22]$$

donde $e_2 = V_{ref} - V_{ter} - V_e$

Para expresar la ecuación [3.21] en forma similar a la anterior, se requiere de un cambio de variables de la manera:

$$X = V_e - \beta_0 V_F \quad [3.23a]$$

y su primera derivada:

$$\dot{X} = \dot{V}_e - \beta_0 \dot{V}_F \quad [3.23b]$$

Si ahora se sustituye V_e y \dot{V}_e , despejadas de estas ecuaciones en la [3.21] y haciendo $\beta_0 = KF/TF$, se obtiene:

$$X = \frac{2TF - dt}{2TF + dt} X_0 - \frac{dt}{2TF + dt} \frac{KF}{TF} (V_{F0} + V_F) \quad [3.24]$$

Si se sustituye la ecuación [3.24] en la [3.23a], se tendrá la expresión para resolver V_e . Esta expresión, junto con la [3.22] forman un sistema de ecuaciones simultáneas, no lineales, que se resuelve con el método de correcciones diferenciales de Newton, para lo que se arreglan de la manera:

$$F_1 = V_F - \frac{2TA - dt}{2TA + dt} V_{F0} - \frac{dt}{2TA + dt} KA (e_{20} + e_2) = 0 \quad [3.25]$$

$$F_2 = V_e - \frac{2TF - dt}{2TF + dt} X_0 + \frac{dt}{2TF + dt} \frac{KF}{TF} (V_{F0} + V_F) - \frac{KF}{TF} V_F = 0 \quad [3.26]$$

El planteamiento de estas ecuaciones, para resolverla este método, es:

$$\begin{bmatrix} \frac{\delta F_1}{\delta V_F} & \frac{\delta F_1}{\delta V_e} \\ \frac{\delta F_2}{\delta V_F} & \frac{\delta F_2}{\delta V_e} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Delta V_F \\ \Delta V_e \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -F_1 \\ -F_2 \end{bmatrix} \quad [3.27]$$

Se resuelve el sistema para las correcciones diferenciales ΔV_f y ΔV_e y en caso de que éstas no caigan dentro de la tolerancia permitida, se suman a las variables V_f y V_e , respectivamente, para resolver de nuevo el sistema con las variables actualizadas. Este ciclo iterativo se repite hasta que las correcciones sean despreciables y se continúa con los demás sistemas para proseguir con éste al siguiente paso de integración.

Al salir del ciclo iterativo, el valor de X se calcula con la ecuación [3.23a].

4. Sistema eléctrico de potencia

4.1 Descripción general

En la sección del programa correspondiente al sistema eléctrico de potencia, se genera la estructura de datos de la red mediante listas ligadas con apuntadores; se resuelven las ecuaciones de flujos de potencia de la misma; se modelan los generadores que no se encuentran en la planta bajo estudio, y se resuelven las ecuaciones de los reguladores automáticos de voltaje de los que sí forman parte de ella. Puede simularse cualquier sistema eléctrico; es decir, no se tienen limitaciones en

cuanto a número de nodos o de líneas, ya que se trabaja con memoria dinámica.

La red está formada por líneas semejantes que se conectan entre pares de nodos, el de salida y el de llegada, y éstos pueden tomar diferentes estructuras de acuerdo con el tipo de que se trate. Los distintos nodos que pueden considerarse en el estudio son:

- a) Nodo *slack* o de referencia.
- b) Nodo *slack* infinito.
- c) Nodo de generación (modelo 1 IEEE).
- d) Nodo de generación (modelo 3 IEEE).
- e) Nodo de generación (modelo 1 IEEE) y carga.
- f) Nodo de voltaje controlado.
- g) Nodo de voltaje controlado y carga.
- h) Nodo de carga.

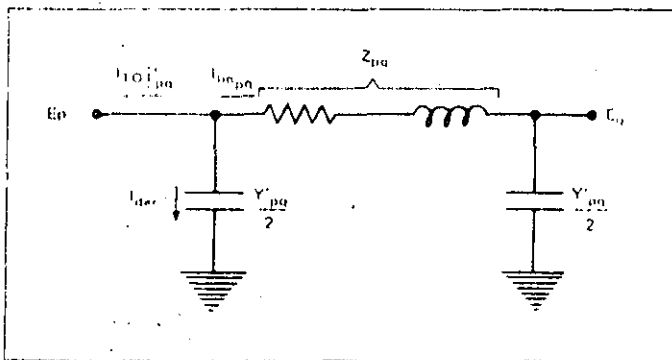
Los nodos de carga incluyen varias representaciones, es decir, es posible simular cargas como impedancia constante, corriente constante, potencia constante o como un comportamiento combinado de las anteriores.

Los nodos de enlace se incluyen para facilitar la representación de los transformadores, mismos que pueden ser modelados con su *tap* fuera de la posición nominal.

Las líneas se representan con su circuito "π" equivalente (véase la Fig. 12), donde los datos proporcionados son la impedancia de la línea y su admitancia en derivación $Y'_{pq}/2$.

FIGURA 12

Circuito π equivalente de una línea de transmisión



Los transformadores se modelan como reactancias en serie con sus admitancias en derivación en los extremos y conectados entre un par de nodos.

Se cuenta con dos modelos de generadores, los modelos 1 y 3, estandarizados por el IEEE; esto permite modelar, en detalle, aquellos generadores que se encuentren en la planta bajo estudio y, en forma sencilla, los de poco interés.

Las ecuaciones de los generadores modelados en forma sencilla se resuelven en este sistema; sin embargo, aquellas de los generadores tratados con detalle, se solucionan en el módulo

hidráulico. Esto es debido a que las ecuaciones de compatibilidad hidráulica requieren que la ecuación de oscilación de cada generador de la planta se resuelva dentro de su mismo ciclo iterativo, en tanto que los generadores que se encuentran fuera de ella no están sujetos a restricción alguna.

La interacción de este sistema con el hidráulico consiste en obtener el valor del voltaje atrás de la reactancia del generador y su ángulo respectivo y proporcionar, a su vez, el valor de la potencia que generan por cada uno de ellos a dicho sistema.

En lo que se refiere a los reguladores automáticos de voltaje, éstos se representan de acuerdo con el modelo 1, de los estandarizados por el IEEE. Su interacción con el resto del programa consiste en calcular el voltaje interno del generador a partir del de referencia y del voltaje en el nodo (en terminales), calculado por la propia red.

4.2 Modelo matemático

4.2.1 Red eléctrica

Para calcular la potencia generada en cada nodo, es necesario medir los flujos de carga que circulan por cada una de las líneas que llegan o salen de él.

La relación empleada para calcular la potencia que fluye del nodo p al q es:

$$S_{pq} = E_p \dot{I}_{tot_{pq}} \quad [4.1]$$

y de la figura 12, se observa claramente que:

$$I_{tot_{pq}} = I_{lin_{pq}} + I_{der_p} \quad [4.2]$$

$$I_{lin_{pq}} = (E_p - E_q) Y_{pq} \quad [4.3]$$

$$I_{der_p} = E_p (Y_{pq}/2) \quad [4.4]$$

donde todas las variables que aparecen en las ecuaciones anteriores son números complejos.

Sustituyendo [4.3] y [4.4] en [4.2] y la [4.2] resultante en [4.1], se obtiene:

$$SPR = E_p [(E_p - E_r) Y_{pp} + E_p (Y'_{pq}/2)] \quad [4.5]$$

Si se calcula el flujo de potencia en ambos sentidos en la línea, podrán calcularse además las pérdidas en cada una de ellas.

Nótese que en la ecuación [4.5], la potencia es función sólo

de los voltajes y de cantidades constantes, por lo que para poder calcularla, se requiere saber primero los voltajes nodales.

En el caso del nodo *slack* o compensador, no se calcula el voltaje; ya que como lleva la referencia del sistema se mantiene fijo en magnitud y ángulo durante toda la simulación.

Para calcular los voltajes en los nodos a partir de variables nodales sólo se considera un sistema de n buses o nodos al que se le aplica la relación

$$I_{bus} = Y_{bus} \cdot E_{bus} \quad [4.6]$$

o en forma expandida

$$\begin{bmatrix} I_1 \\ I_2 \\ I_3 \\ \vdots \\ I_k \\ \vdots \\ I_n \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} Y_{11} & Y_{12} & Y_{13} & \cdots & Y_{1k} & \cdots & Y_{1n} \\ Y_{21} & Y_{22} & Y_{23} & \cdots & Y_{2k} & \cdots & Y_{2n} \\ Y_{31} & Y_{32} & Y_{33} & \cdots & Y_{3k} & \cdots & Y_{3n} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \ddots & \vdots \\ Y_{k1} & Y_{k2} & Y_{k3} & \cdots & Y_{kk} & \cdots & Y_{kn} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \ddots & \vdots \\ Y_{n1} & Y_{n2} & Y_{n3} & \cdots & Y_{nk} & \cdots & Y_{nn} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} E_1 \\ E_2 \\ E_3 \\ \vdots \\ E_k \\ \vdots \\ E_n \end{bmatrix} \quad [4.7]$$

desarrollando para el k -ésimo bus,

$$I_k = Y_{k1} E_1 + Y_{k2} E_2 + Y_{k3} E_3 + \cdots + Y_{kk} E_k + \cdots + Y_{kn} E_n$$

que puede expresarse como:

$$I_k = Y_{kk} E_k + \sum_{\substack{j=1 \\ j \neq k}}^n Y_{kj} E_j \quad [4.8]$$

por otro lado, la ecuación de la potencia del bus k , es:

$$S_k = E_k^* I_k$$

$$S_k = E_k^* (Y_{kk} E_k + \sum_{\substack{j=1 \\ j \neq k}}^n Y_{kj} E_j) \quad [4.9]$$

Despejando E de la ecuación [4.9], se obtiene:

$$E_k = (1/Y_{kk}) (S_k/E_k^* - \sum_{\substack{j=1 \\ j \neq k}}^n Y_{kj} E_j) \quad [4.10]$$

que se planteará para cada uno de los buses con excepción del bus *slack*, debido a que se considera ya resuelto.

El hecho de que las ecuaciones sean no lineales, significa que el conjunto de $n-1$ ecuaciones tiene que resolverse con un método iterativo; en este caso se optó por el método de Gauss-Seidel debido principalmente a la simplicidad de su planteamiento.

Para disminuir considerablemente el tiempo de ejecución por iteración, se calculan a la entrada de cada ciclo las constantes que no dependen de los voltajes, sustituyendo:

$$KL_p = S_p/Y_{pp}; L_p = 1/Y_{pp} \text{ y } Y_{L_{pq}} = Y_{pq}/Y_{pp}$$

en la ecuación [4.10], se obtiene:

$$E_p = KL_p/E_p^* - \sum_{\substack{q=1 \\ q \neq p}}^n Y_{L_{pq}} E_q \quad [4.11]$$

que es la forma en que finalmente se programó el sistema de ecuaciones simultáneas, no lineales, para resolverlo mediante el método Gauss-Seidel.

Con el propósito de disminuir el número de interacciones por paso, se introdujo un factor de aceleración de convergencia [5.3-3], que es multiplicado por la variación de cada uno de los voltajes nodales para sumarla a los correspondientes de la iteración anterior.

Es una gran ventaja desarrollar estos programas digitales en lenguaje PASCAL, porque puede trabajarse con memoria dinámica, empleando apuntadores; por lo que no es necesario apartar memoria para almacenar una matriz Y_{bus} con pocos elementos diferentes de cero, ni trabajar con técnicas de esparsidad. Esto ahorra memoria, por un lado, y tiempo de CPU por otro, logrando los mismos resultados.

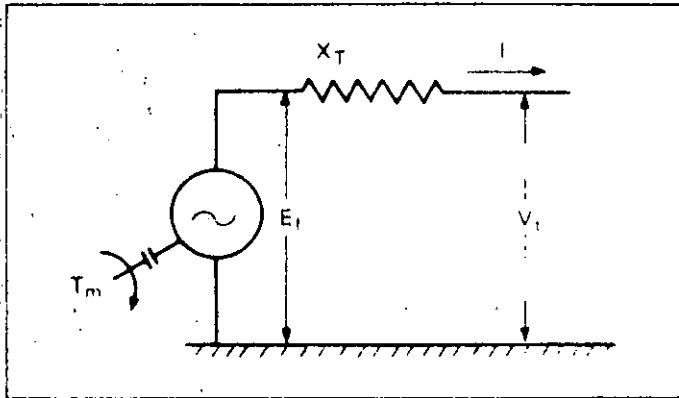
4.2.2 Generador síncrono

En lo que respecta al modelado de los generadores, en esta sección sólo se tratará lo referente al modelo 1 del IEEE ya que el generador representado en detalle, se describió con anterioridad.

Los generadores que no se encuentran en la planta, se representan con un voltaje atrás de su reactancia transitoria y un par mecánico aplicado a la flecha (véase la Fig. 13). La magnitud del voltaje se considera constante durante toda la simulación, indicando con ello que no se cuenta con regulador automático de voltaje; en tanto que su ángulo se calcula a partir de la ecuación de oscilación. Dado que tampoco se cuenta con controles de velocidad (gobernadores) para estas máquinas, el par mecánico se considera constante, de tal forma que al existir desbalance carga-generación en la red, todas las unidades generadoras oscilarán alrededor de su par mecánico establecido, con excepción del generador que representa al bus *slack*.

FIGURA 13

Representación esquematizada del generador 1 del IEEE



La ecuación que modela este tipo de generadores es sólo la ecuación de oscilación

$$\frac{d^2\delta}{dt} = \frac{180\pi}{H} (T_m - T_e)$$

donde δ es el ángulo del voltaje interno, H es la constante de inercia de la unidad y T_m y T_e los pares mecánico y eléctrico, respectivamente.

El par mecánico se fija con anterioridad, manteniéndolo constante y el par eléctrico se obtiene de la red cuando se resuelven los flujos de potencia.

El voltaje interno y la reactancia transitoria se consideran en la red para el cálculo de las potencias, creando nuevos nodos con los voltajes internos unidos a los de las terminales por la misma reactancia. Esto equivaldría a aumentar el tamaño de la matriz Ybus por la inclusión de los nuevos nodos.

5. Referencias

5.1 Parte hidráulica

1. Streeter, Victor y Benjamin Wylie: *Fluid Transients*, New York: McGraw-Hill, 1978.
2. Chaudhry, M. H., *Applied Hydraulic Transients*, New York: Van Nostrand Reinhold, 1979.
3. Jaeger, Charles, *Fluid Transients*, Blackie, 1977.

4. Yow, W., *Modeling of Boundary Conditions*, (curso en Universidad de Colorado), 1979.
5. Wylie, E. B., *Two Phase Flow during Liquid Transient in Pipelines*, (curso en Universidad de Colorado), 1979.
6. Némethy, A., *Water Hammer Calculation and the Security of Hydraulic Installations*, *Escher-Wyss News*, ene. 1978.
7. Jackson, Martin, "Combined Surge Tank and Water-hammer Analysis by Digital Computer", *Water Power*, abr. 1972.
8. Singamsetti, Singh, "Design Considerations for a Differential Surge Tank", *Water Power*, nov. y dic., 1979.
9. Rao, C. R., "Analysis of a Surge Tank with Lower Expansion Gallery", *Water Power*, 1970.
10. Ellis, Al-Khairulla, "Oscillations in a Surge Tank With Upper and Lower Expansion Galleries", *Water Power*, nov. 1974.
11. Sosa, R., "Simulación de fenómenos dinámicos en plantas hidroeléctricas", *Revista Ingeniería UNAM*, n. 3, 1980.

5.2 Gobernador de velocidad

1. Mitsubishi Electric, *Instructions for Type TEA-5 Governor*, Japón: 1978.
2. Mitsubishi Electric, *Type TEA-5 Governor Cards*, Japón: 1978.
3. Mitsubishi Heavy, *Actuator of TEA-5 Governor*, Japón: 1978.
4. Mitsubishi Heavy, *Tomura P/S PID Governor Tests*, Japón: 1978.
5. Mitsubishi Heavy, *Shop Tests for Chicoasen P/S Governor*, Japón: 1978.
6. Mitsubishi Heavy, *Speed Characteristics of Main Distributing Valve*, Japón: 1978.

5.3 Generador síncrono, excitador y red eléctrica

1. Crary, *Power System Stability*, v. I-II, London: John Wiley & Sons, 1962.
2. Anderson, Fouad, *Power System Control and Stability*, Iowa: Iowa State University Press, 1977.
3. Stegg, El-Abiad, *Computer Methods in Power System Analysis*, New York: McGraw-Hill, 1968.
4. Olive, D. W., "New Techniques for the Calculation of Dynamic Stability", *IEEE Trans. Power App. Sys.*, jul. 1966.
5. Dommel, H.W., Sato, "Fast Transient Stability Solutions", *IEEE Trans. Power App. Sys.*, jul. 1972.
6. Young, C.C., "Equipment and System Modeling for Large Scale Stability Studies", *IEEE Trans. Power App. Sys.*, ene. 1972.
7. Ellis, Hardy, Blythe & Skooglund, "Dynamic Stability of Peace River Transmission System", *IEEE Trans. Power App. Sys.*, jun. 1966.
8. Nagy, I., "Block Diagrams and Torque Loop Analysis of Synchronous Machines", *IEEE Trans. Power App. Sys.*, jul. 1977.
9. Demello, Concordia, "Synchronous Machine Stability as Affected by Excitation Control", *IEEE Trans. Power App. Sys.*, abr. 1966.
10. IEEE Committee Report, "Computer Representation of Excitation Systems", *IEEE Trans. Power App. Sys.*, jun. 1968.



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

PROYECTO DE PLANTAS HIDROELECTRICAS

TUBERIA DE PRESION

ING. FRANCISCO CUENCA VAZQUEZ

OCTUBRE, 1984

TUBERIA DE PRESION

DEFINICION.

La tubería de presión es aquel elemento del aprovechamiento que conduce el líquido hasta la turbina y que hace posible la transformación de la energía potencial de posición del agua en la estructura de puesta a presión, en energía de velocidad en la boquilla.

1

CRITERIOS DE DISEÑO.

- 1- Deberá tener un diámetro interior suficiente para conducir el gasto de diseño y adecuado para la obtención de la máxima energía dentro de los límites económicos. Tal diámetro se calculará considerando las pérdidas de energía, tanto las debidas a la fricción como las causadas por alteraciones locales, y el desnivel que existe entre la estructura de puesta a presión y la cara de máquinas.
- 2- El espesor de la tubería deberá ser suficiente para soportar los esfuerzos producidos por la carga de presión estática, por las fuerzas dinámicas debidas a cambios de dirección o a cambios de sección, y aquellos producidos por el golpe de ariete.
- 3- Se dispondrá al principio de la tubería de una compuerta y al final de la misma, de una válvula de compuerta, con el objeto de regular el gasto o suspender el servicio en caso de reparaciones.

SOLUCIONES CONSTRUCTIVAS.

La solución más común en las grandes centrales hidroeléctricas, debido a la magnitud de las presiones que allí se tienen, es la tubería de acero. En las PCH, sin embargo, existe la posibilidad de usar otros materiales no convencionales, ya sea que el caudal es reducido o el desnivel es pequeño. En el primer caso es posible emplear conductos de materiales resistentes aunque sus diámetros comerciales sean pequeños, tales como las tuberías de polietileno o de PVC; en el segundo, se pueden usar aquellos tubos que se fabrican con diámetros mayores, como los de asbesto-cemento o también de PVC. El polietileno y el PVC tienen la ventaja de admitir deflexiones considerables, lo que significa un ahorro importante en el uso de piezas especiales; el asbesto-cemento, debido a su rigidez, sí requiere el uso de piezas especiales, y además requiere apoyos o anclajes, debido a su falta de flexibilidad. Sin embargo, el uso de cualquiera de estos materiales representa un ahorro considerable respecto a la solución convencional de tubería de acero.

CONCEPTOS TEORICOS GENERALES.

Planteamiento del problema:

Con relación a la figura 2.2 (p. 021), se observa que la carga bruta aprovechable está dada por la diferencia de niveles entre los puntos A y B, es decir, entre el nivel del agua en el tanque y la turbina. La carga neta será entonces igual a la carga bruta menos las pérdidas de energía ocurridas entre los puntos B y A; estas pérdidas son proporcionales al cuadrado de la velocidad del líquido en la tubería:

$$H_n = H - K \frac{V^2}{2g} \quad \dots (7.1)$$

donde H - carga bruta o desnivel topográfico

H_n - carga neta, aprovechable por la turbina

V - velocidad del líquido en la tubería

K - coeficiente de pérdidas de energía, que depende de las características físicas de la tubería.

Se sabe además que $V = \frac{Q}{A} = \frac{4Q}{\pi D^2}$, entonces, para un gasto Q dado:

$$H_e = H - K \frac{1}{D^5} \quad (1.2)$$

Como se puede ver, la máxima carga neta H_e resulta cuando $D \rightarrow \infty$ y desde luego $H_{e\max} = H$; desde el punto de vista del funcionamiento esto sería lo "óptimo", sin embargo es inaplicable; el aumentar el diámetro a valores que hicieran despreciables las pérdidas implicaría un costo que no justifica la ganancia de energía. De aquí se desprende el concepto de diámetro económico, que es aquel para el cual la suma de la inversión hecha en la tubería y el costo de la energía perdida en la tubería resulta mínima. A continuación se obtiene una fórmula para encontrar el diámetro económico en tuberías de polietileno.
Diámetro económico en tuberías de polietileno.

El procedimiento que se sigue aquí es semejante al sugerido por Zappetti, para tuberías de acero.

El problema consiste en encontrar la expresión que relacione el costo del material más la energía perdida, con las características geométricas de la tubería. Una vez encontrada dicha función se procede a encontrar los valores que la hagan mínima por medio de algún procedimiento de cálculo diferencial.

Para lo anterior es necesario conocer la relación que existe comercialmente entre los diámetros de la tubería y sus correspondientes espesores de pared. Con este objeto se utilizan aquí los datos proporcionados por EXTRU-PAK S.A., fabricantes de dichas tuberías.

DIÁMETROS, D (mm)	18	19	25	32	38	50	75	100	150	200	250
ESPESORES, e (mm)	3.0	2.4	3.0	3.8	4.4	5.5	8.1	10.4	15.3	19.9	24.9

Si se aplica el método de mínimos cuadrados⁽²⁾ para todos los valores e a partir de la tubería con $D=19$ mm, se obtiene la siguiente relación:

$$e = \frac{D}{10.35} + 0.689 \quad (\text{con } e, D \text{ en mm}) \quad (2.3)$$

$$\text{o bien} \quad e = \frac{D}{10.35} + \frac{1}{14.81} \quad (\text{con } e, D \text{ en m}) \quad (2.4)$$

La función que se desea minimizar es:

$$C = B + K_e E \quad (2.5)$$

donde C = costo anual efectivo por el uso de tubería

B = costo anual de la invertida en tubería

K_e = costo del KW-hora en $\$/KW-hr$

E = energía perdida en la tubería durante un año en KW-hora

Se trata entonces de obtener las funciones B , E y por consiguiente C , en función del diámetro de la tubería D y de allí con $\frac{dC}{dD} = 0$ se obtendrá el diámetro económico. El costo anual de la invertida en tubería está dado por:

$$B = (t + \delta) K_r W \quad (2.6)$$

donde W : peso de la tubería en Kg ; K_r : costo del Kg de tubería: $\$/Kg$

t : tasa de interés anual; δ : depreciación anual de la tubería.

$$\text{el peso de tubería es: } W = \pi D e \gamma_p L \quad (2.7)$$

donde D : diámetro de la tubería (m); e : espesor de la tubería (m)

γ_p : peso volumétrico del polietileno; L : longitud de la tubería (m)

γ_p debe darse en Kg/m^3

si se sustituyen (2.4) y (2.7) en (2.6) se obtiene:

$$B = \pi \gamma_p L K_r (t + \delta) \left[\frac{D^2}{10.35} + \frac{D}{14.81} \right] \quad (2.8)$$

La energía perdida en un año en la tubería depende de la rugosidad del tubo, sus dimensiones y el número de horas que se usó el sistema durante el año. Esto es dado por

$$E = 2.81 \eta^2 K_e Q N \quad (\text{en KW-hora}) \quad (2.9)$$

- (1) Se analizan aquí estas tuberías ya que por ellas se optó para el proyecto
- (2) El método de los mínimos cuadrados para ajustar un conjunto de puntos a una recta, conocida como "regresión lineal", está dado por las siguientes fórmulas.

$$e = mD + b \quad \text{donde:}$$

$$m = \frac{\sum D e - \frac{\sum D \sum e}{n}}{\sum D^2 - \frac{(\sum D)^2}{n}}$$

$$b = \bar{e} - m \bar{D} \quad \text{donde:}$$

$$\bar{e} = \frac{\sum e}{n}$$

$$\bar{D} = \frac{\sum D}{n}$$

para la elección de este método se tomó en cuenta la gráfica de los puntos e contra D , que prácticamente da una línea recta.

donde η es la eficiencia del sistema; N son las horas de servicio al año
 h_{p-4} son las pérdidas de energía entre B y A (fig. 2.2)

Las pérdidas de energía son las correspondientes a la fricción y las pérdidas locales
 $h_{p-4} = h_f + h_L$; si se considera que todas las longitudes habituales de tubería $h_L = 0.10 h_f$, se tiene que:

$$h_{p-4} = 1.10 h_f \quad \dots (7.10)$$

Ahora bien, h_f está dado por la fórmula de Darcy

$$h_f = f \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g} \quad \dots (7.11)$$

donde f es un coeficiente que depende de la rugosidad y geometría del tubo y de las características del flujo; para tuberías lisas se puede usar la fórmula recomendada por CFE

$$f = 0.01113 + \frac{0.917}{Re^{0.41}} \quad \dots (7.12)$$

además $Re = \frac{VD}{\nu}$ y $\nu = 1.024 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ (11) $\dots (7.13)$

entonces si se sustituyen (7.10), (7.11), (7.12) y (7.13) en (7.9) se obtiene:

$$E = 0.892 \eta N \frac{Q^{2.41}}{D^{2.41}} [0.01113 + 2.2264 \times 10^{-3} (Q)^{0.41}] \quad \dots (7.14)$$

si se sustituyen (7.8) y (7.14) en (7.5) se obtiene:

$$C = \pi \gamma_p L k_1 (t + \delta) \left[\frac{D^2}{10.35} + \frac{D}{14.51} \right] + 0.892 \eta N \frac{Q^{2.41}}{D^{2.41}} [0.01113 + 2.2264 \times 10^{-3} (Q)^{0.41}] \quad \dots (7.15)$$

para obtener C_{min} se debe cumplir que $\frac{dC}{dD} = 0$. Una vez que se encontró la derivada de (7.15) y se iguala a 0.0 se llega a:

$$A_1 D^7 + A_2 D^6 - A_3 D^{0.41} - A_4 = 0 \quad \dots (7.16)$$

donde:

$$A_1 = \frac{K_1}{5.175}; \quad A_2 = \frac{K_2}{17.97}; \quad K_1 = \pi \gamma_p k_1 (t + \delta)$$

$$A_3 = \frac{K_3}{14.51}; \quad A_4 = \frac{K_4}{14.51 Q^{0.41}}; \quad K_2 = 0.892 K_1 \eta N Q^2$$

Para obtener las raíces de la ecuación (7.16) se puede emplear el método iterativo de Newton-Raphson, según el cual si $F(D) = 0$:

$$D_{m+1} = D_m - \frac{F(D_m)}{F'(D_m)} \quad \dots (7.17)$$

donde D_{m+1} , D_m son los valores del diámetro correspondientes a las iteraciones $m+1$ y m respectivamente.

$F(D_m)$ es la función calculada para D_m

$F'(D_m)$ es la derivada de la función calculada para D_m

Si se aplica (7.17) a (7.16) se llega a:

$$D_{m+1} = D_m - \frac{A_1 D_m^7 + A_2 D_m^6 - A_3 D_m^{0.41} - A_4}{7A_1 D_m^6 + 6A_2 D_m^5 - 0.41 A_3 D_m^{-0.59}} \quad \dots (7.18)$$

La fórmula iterativa (7.18) permite obtener el diámetro económico de la tubería. Esta fórmula puede ser resuelta con una calculadora simple o bien mediante un programa para calculadora programable

Sobrepresión debida a golpe de ariete.

Aparte de las presiones habituales, la tubería deberá ser capaz de soportar las presiones adicionales debidas a golpe de ariete. Según Chaudhry la sobre presión debida a un movimiento súbito de la válvula de control está dada por:

$$\Delta H = \frac{g}{g} \Delta V \quad \dots (7.19)$$

donde $\Delta H = H - H_0$; $\Delta V = V - V_0$

H_0, V_0 son la carga y velocidad en las condiciones iniciales de flujo permanente

V es la velocidad para el flujo permanente final.

H es la presión máxima en la tubería

g es la aceleración de la gravedad: $g = 9.81 \text{ m/s}^2$

(1) La viscosidad cinemática del agua es función de la temperatura, según CFE [8] p. 789 de acuerdo a la siguiente ley:

$$\nu = \frac{\nu_0}{1 + \alpha T + \beta T^2}$$

donde

ν_0 = viscos. cinem. a 0°C

$\alpha = 0.0167 \text{ cm}^2/\text{s}$

T = temperatura en °C

y los coeficientes:

$\alpha = 28.89 \times 10^{-3}$

$\beta = 55.40 \times 10^{-6}$

α es la velocidad de onda y según Chaudhry [6] p. 35 está dada por:

$$\alpha = \sqrt{\frac{K}{\rho[1+(K/E)\psi]}} \quad \dots (7.20)$$

donde ρ es la densidad del líquido ρ en kg/m^3

E es el módulo de elasticidad de las paredes del tubo (en pascales)

K es el módulo volumétrico de elasticidad del agua (en pascales - kg/cm^2)

ψ es un parámetro que depende de las características geométricas

y físicas del tubo, para tuberías de pared gruesa - $\frac{D}{t} < 25$ - el

valor de ψ es:
$$\psi = 2(1+\nu) \frac{R_o^2 + R_i^2}{R_o^2 - R_i^2} - \frac{R_o^2 R_i^2}{R_o^2 - R_i^2} \quad \dots (7.21)$$

la fórmula (7.21) es válida para una tubería con sus dos extremos empotrados

ν es la relación de Poisson del material y

R_o y R_i son los radios externo e interno del tubo.

Según Chaudhry, las expresiones anteriores se pueden emplear para los cálculos del golpe de ariete en tuberías de plástico, siempre y cuando se den los valores correctos para el módulo de elasticidad y la relación de Poisson del material.

1.0 LAS TUBERÍAS NO METÁLICAS Y SU APLICACIÓN EN PEQUEÑAS CENTRALES HIDROELECTRICAS

1.1 Tuberías de asbesto-cemento

Las tuberías de asbesto-cemento son fabricadas con fibras de asbesto y cemento Portland según Normas Técnicas Peruanas ITINTEC 207.010.

Estas tuberías se comercializan en longitudes de 4 metros, con diámetros nominales hasta de 24 pulgadas y soportan presiones hasta de 150 metros de agua. Utilizan como sistema de acople una unión de asbesto-cemento y dos anillos de caucho natural que actúan como sello o empaque.

Se recomienda instalar bajo tierra las tuberías de asbesto-cemento, con la finalidad de garantizar un largo período de operación. Como referencia se indica que en el Perú se ha instalado una Pequeña Central Hidroeléctrica con tuberías de 10 y 12 pulgadas.

Las principales ventajas que presentan las tuberías de asbesto cemento son las siguientes :

5

- Fácil adaptación al perfil del salto al permitir sus uniones desviaciones angulares de hasta 5°, sin presentar fuga de agua.
- No requieren juntas de expansión porque sus uniones están diseñadas bajo ese principio.
- Bajas pérdidas de presión en la tubería porque la superficie interior del tubo es lisa.
- Existencia de accesorios comerciales de acero diseñados para acoplarse a estas tuberías (válvulas, codos, bifurcaciones, etc.).
- Su costo de instalación en Pequeñas Centrales Hidroeléctricas, es cuatro veces más barato que instalar una tubería de acero.
- Facilidad de transporte en zonas rurales sin vías de comunicación.

1.2 Tuberías de PVC

Estas tuberías se comercializan en longitudes de 6 metros, con diámetros nominales hasta de 12 pulgadas y soporta presiones hasta de 150 metros de agua. Utilizan el sistema espiga campana para acoplarse entre ellos con pegamentos especiales que garantizan la hermeticidad de la unión.

Para acoplar estas tuberías a los accesorios de acero es necesario colocar bridas roscadas en los extremos del tubo.

Las tuberías de PVC poseen una baja resistencia a impactos y se fragilizan cuando están expuestas por largo tiempo a la acción de los rayos solares, recomendándose su instalación bajo tierra para garantizar su operación por un largo período.

Las principales ventajas que poseen las tuberías de PVC al ser instaladas en Pequeñas Centrales Hidroeléctricas son :

- Fácil adaptación al perfil del salto al permitirse en cada tubo deflexiones equivalentes a 5° .
- Su reducido peso disminuye el costo de los anclajes, y facilita su transporte e instalación.
- Pueden ser instaladas en un corto período de tiempo.
- La superficie interior del tubo es lisa, siendo las pérdidas de presión comparativamente bajas.
- Su costo de instalación es dos veces menor que el de las tuberías de acero del mismo diámetro.

1.3 Tuberías de Polietileno

Estas tuberías se comercializan en longitudes solicitadas por el cliente, con diámetros hasta de 12 pulgadas y soportan presiones de 150 metros de agua. Para unir las es necesario utilizar coples fabricados de acero provistos de una brida y una zona dentada.

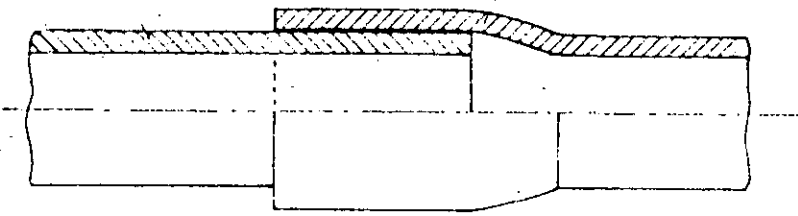
Cuando se instalan estas tuberías en Pequeñas Centrales Hidroeléctricas, se recomienda utilizar en lo posible tuberías de largas longitudes con la finalidad de reducir el número de uniones (las cuales crean una pérdida de presión considerable al actuar como estranguladores de flujo).

Las principales ventajas que presentan las tuberías de polietileno al instalarse en Pequeñas Centrales Hidroeléctricas son :

- Por su alta flexibilidad es la tubería no metálica que mejor se adapta al perfil del salto, reduciendo enormemente los costos de instalación y montaje.
- Evita en muchos casos el replanteo topográfico del perfil del salto.

Espigo

Campana

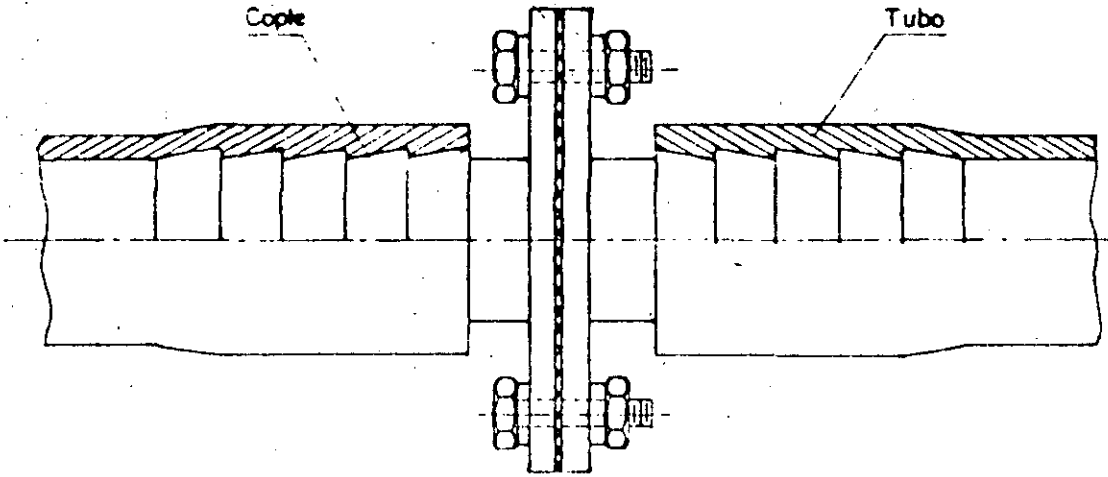


Detalle de la unión tubería
P V C

Brida

Cople

Tubo

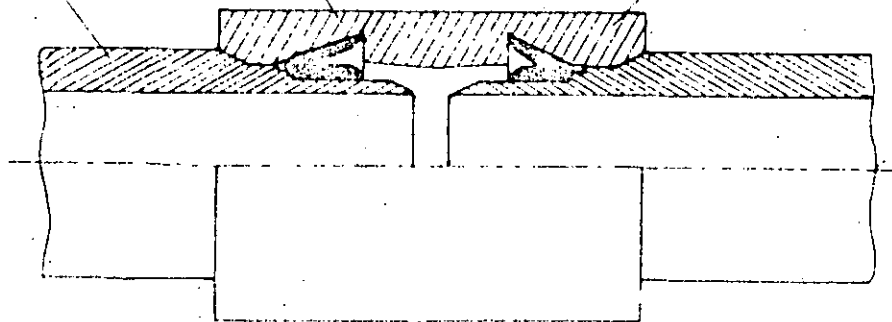


Detalle de la unión tubería
polietileno

unión

anillo de caucho

Tubo



DETALLE DE LA UNIÓN TUBERÍA
DE ASBESTO-CEMENTO

- No requiere en su instalación de muchos anclajes.
- Las longitudes de tubos están en función de la facilidad de transporte, pudiéndose fabricar en el caso de diámetros de tuberías grandes hasta con longitudes de 50 metros.

1.4 Selección de las tuberías no metálicas para instalarlas en una Pequeña Central Hidroeléctrica.

Quando se proyecta una Central Hidroeléctrica, la selección de la tubería se realiza teniendo en cuenta el diámetro económico resultante de una análisis de costos, en el cual se considera el costo anual de la energía no generada en la central por efecto de la pérdida de presión en la tubería y el costo capitalizado del tubo, considerando la inversión inicial requerida para su instalación, el número de años de vida útil y la tasa de amortización.

La pérdida de presión en las tuberías lisas está expresada por :

$$h_w = f \frac{L_e}{D_h} \frac{v^2}{2g} \quad (\text{fórmula de Darcy-Weisbach}).$$

en donde :

- f es el factor de fricción del tubo (fórmula de V. Misse) expresado por :

$$f = 0.0098 + 0.0057 \sqrt{\frac{K}{d_i}} + \sqrt{\frac{2.83}{Re}}$$

- L_e es la longitud equivalente de la tubería en la cual se considera la longitud real de la tubería más un porcentaje que equivale a los accesorios expresado en metros.
- D_h es el diámetro interior del tubo expresado en metros.
- d_i es el diámetro interior del tubo expresado en centímetros.

- g es la aceleración de la gravedad equivalente a (9.8 m/seg^2)
- V es la velocidad media del agua en la tubería en m/seg
- Re es el número de Reynold
- K es el coeficiente de aspereza de la tubería, siendo en el caso de las tuberías no metálicas mencionadas de un valor de 0.8

La sobrepresión máxima permitida en la tubería es un factor importante cuando se selecciona una tubería de presión no metálica. Siendo su fórmula de cálculo la siguiente :

Sobrepresión (h) que no debe exceder el 40% del salto :
(Manual del Ingeniero Mecánico, MARKS).

$$h = \frac{a \cdot V}{g} \quad ; \text{ para } K < 1 \text{ y } N < 1$$

$$h = \frac{a \cdot V}{g (N + K (N-1))} \quad ; \text{ para } K < 1 \text{ y } N > 1$$

$$h = \frac{a \cdot V}{g (2N - 1)} \quad ; \text{ para } K > 1 \text{ y } N > 1$$

donde :

$$K = \frac{a \cdot V}{2 g H} \quad N = \frac{a \cdot T_s}{2 L}$$

- H es el salto en metros
- L la longitud de la tubería en metros
- V la velocidad del agua en la tubería en m/seg
- T_s el tiempo de cierre del sistema de control de agua.
- a es la velocidad de la onda de presión expresada por :

$$a = \frac{C}{\sqrt{1 + \frac{E}{E'} \frac{d_i}{e}}}$$

Siendo :

- C la velocidad de propagación del sonido en el agua $1,420 \text{ m/seg}$ a 15° C .
- E' el módulo de elasticidad en tensión del material de la tubería en Kor/m^2 .

para tubería de asbesto cemento	$E' = 30 \times 10^8 \text{ Kgr/m}^2$
para tubería de PVC	$E' = 2.25 \times 10^8 \text{ Kgr/m}^2$
para tubería de polietileno	$E' = 1.2 \times 10^8 \text{ Kgr/m}^2$
para tubería de acero	$E' = 210 \times 10^8 \text{ Kgr/m}^2$

- E' es el módulo de elasticidad del agua en compresión $2 \times 10^6 \text{ Kgr/m}^2$
- d_i diámetro interior de la tubería en cm.
- e espesor de la pared de la tubería en cm.

Finalmente cuando en la instalación de una Pequeña Central Hidroeléctrica se presenta un salto mayor al que soporta una tubería no metálica, cabe la posibilidad de realizar una instalación mixta instalando la tubería no metálica en la zona superior donde existe menos presión y la tubería de acero en la zona baja de mayor presión. Asimismo, como la tubería de asbesto-cemento se comercializa con diámetros hasta de 24 pulgadas y su costo es del 25% comparado con la tubería de acero, cabe la posibilidad de instalar en una misma central hidroeléctrica hasta 2 tuberías en paralelo unidas en la parte inferior, esto cuando se requiere un caudal grande en la turbina.

Representative Resistance Coefficients (K) for Valves and Fittings

("K" is based on use of schedule pipe as listed on page 2-10)

PIPE FRICTION DATA FOR CLEAN COMMERCIAL STEEL PIPE WITH FLOW IN ZONE OF COMPLETE TURBULENCE

Nominal Size	1/2"	3/4"	1"	1 1/4"	1 1/2"	2"	2 1/2, 3"	4"	5"	6"	8-10"	12-16"	18-24"
Friction Factor (f_r)	.027	.025	.023	.022	.021	.019	.018	.017	.016	.015	.014	.013	.012

FORMULAS FOR CALCULATING "K" FACTORS* FOR VALVES AND FITTINGS WITH REDUCED PORT
(Ref: Pages 2-11 and 3-4)

• Formula 1

$$K_2 = \frac{0.8 \left(\sin \frac{\theta}{2} \right) (1 - \beta^2)}{\beta^4} + \frac{K_1}{\beta^4}$$

• Formula 2

$$K_2 = \frac{0.5 (1 - \beta^2) \sqrt{\sin \frac{\theta}{2}}}{\beta^4} + \frac{K_1}{\beta^4}$$

• Formula 3

$$K_2 = \frac{2.6 \left(\sin \frac{\theta}{2} \right) (1 - \beta^2)^2}{\beta^4} + \frac{K_1}{\beta^4}$$

• Formula 4

$$K_2 = \frac{(1 - \beta^2)^2}{\beta^4} + \frac{K_1}{\beta^4}$$

• Formula 5

$$K_2 = \frac{K_1}{\beta^4} + \text{Formula 1} + \text{Formula 3}$$

$$K_2 = \frac{K_1 + \sin \frac{\theta}{2} [0.8 (1 - \beta^2) + 2.6 (1 - \beta^2)^2]}{\beta^4}$$

• Formula 6

$$K_2 = \frac{K_1}{\beta^4} + \text{Formula 2} + \text{Formula 4}$$

$$K_2 = \frac{K_1 + 0.5 \sqrt{\sin \frac{\theta}{2}} (1 - \beta^2) + (1 - \beta^2)^2}{\beta^4}$$

• Formula 7

$$K_2 = \frac{K_1}{\beta^4} + \beta (\text{Formula 2} + \text{Formula 4}) \text{ when } \theta = 180^\circ$$

$$K_2 = \frac{K_1 + \beta [0.5 (1 - \beta^2) + (1 - \beta^2)^2]}{\beta^4}$$

$$\beta = \frac{d_1}{d_2}$$

$$\beta^2 = \left(\frac{d_1}{d_2} \right)^2 = \frac{a_1}{a_2}$$

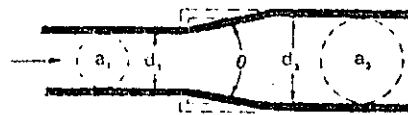
Subscript 1 defines dimensions and coefficients with reference to the smaller diameter.
Subscript 2 refers to the larger diameter.

SUDDEN AND GRADUAL CONTRACTION



If: $\theta \approx 45^\circ$ $K_2 = \text{Formula 1}$
 $45^\circ < \theta \approx 180^\circ$... $K_2 = \text{Formula 2}$

SUDDEN AND GRADUAL ENLARGEMENT



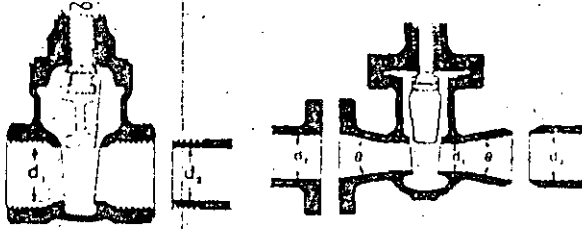
If: $\theta \approx 45^\circ$ $K_2 = \text{Formula 3}$
 $45^\circ < \theta \approx 180^\circ$... $K_2 = \text{Formula 4}$

"K" FACTOR TABLE—SHEET 2 of 4
 Representative Resistance Coefficients (K) for Valves and Fittings
 (For formulas and friction data, see page A-26)

("K" is based on use of schedule pipe as listed on page 2-10)

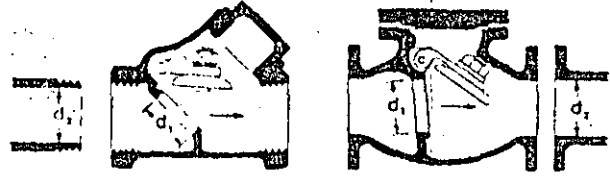
GATE VALVES

Wedge Disc, Double Disc, or Plug Type



If: $\beta = 1, \theta = 0 \dots K_1 = 8 f_r$
 $\beta < 1$ and $\theta = 45^\circ \dots K_2 = \text{Formula 5}$
 $\beta < 1$ and $45^\circ < \theta = 180^\circ \dots K_2 = \text{Formula 6}$

SWING CHECK VALVES



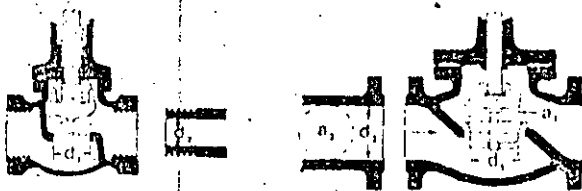
$K = 100 f_r$

$K = 50 f_r$

Minimum pipe velocity (fps) for full disc lift
 $= 35 \sqrt{V}$

Minimum pipe velocity (fps) for full disc lift
 $= 48 \sqrt{V}$

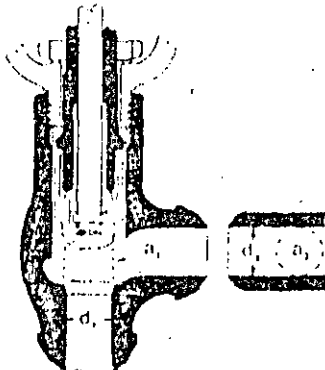
GLOBE AND ANGLE VALVES



If: $\beta = 1 \dots K_1 = 340 f_r$



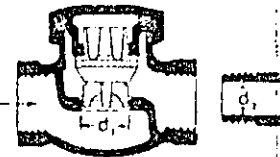
If: $\beta = 1 \dots K_1 = 55 f_r$



If: $\beta = 1 \dots K_1 = 150 f_r$ If: $\beta = 1 \dots K_1 = 55 f_r$

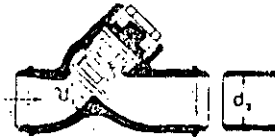
All globe and angle valves, whether reduced seat or throttled.
 If: $\beta < 1 \dots K_2 = \text{Formula 7}$

LIFT CHECK VALVES



If: $\beta = 1 \dots K_1 = 600 f_r$
 $\beta < 1 \dots K_2 = \text{Formula 7}$

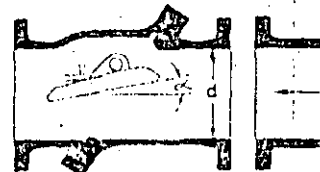
Minimum pipe velocity (fps) for full disc lift
 $= 40 \beta^2 \sqrt{V}$



If: $\beta = 1 \dots K_1 = 55 f_r$
 $\beta < 1 \dots K_2 = \text{Formula 7}$

Minimum pipe velocity (fps) for full disc lift
 $= 140 \beta^2 \sqrt{V}$

TILTING DISC CHECK VALVES



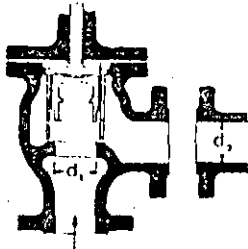
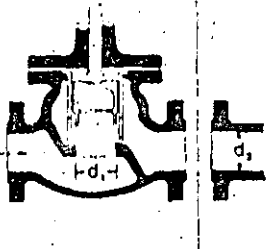
	$\alpha = 5^\circ$	$\alpha = 15^\circ$
Sizes 2 to 8" ... $K =$	40 f_r	120 f_r
Sizes 10 to 14" ... $K =$	30 f_r	90 f_r
Sizes 16 to 48" ... $K =$	20 f_r	60 f_r
Minimum pipe velocity (fps) for full disc lift =	80 \sqrt{V}	30 \sqrt{V}

Representative Resistance Coefficients (K) for Valves and Fittings

(for formulas and friction data, see page A-26)

("K" is based on use of scheduled pipe as listed on page 2-10)

STOP-CHECK VALVES
(Globe and Angle Types)



If:
 $\beta = 1 \dots K_1 = 400 f_r$
 $\beta < 1 \dots K_2 = \text{Formula 7}$

If:
 $\beta = 1 \dots K_1 = 200 f_r$
 $\beta < 1 \dots K_2 = \text{Formula 7}$

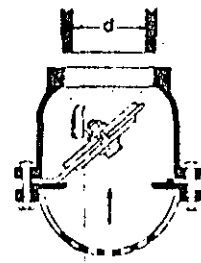
Minimum pipe velocity
for full disc lift
 $= 55 \beta^2 \sqrt{V}$

Minimum pipe velocity
for full disc lift
 $= 75 \beta^2 \sqrt{V}$

FOOT VALVES WITH STRAINER

Poppet Disc

Hinged Disc

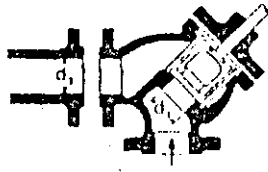
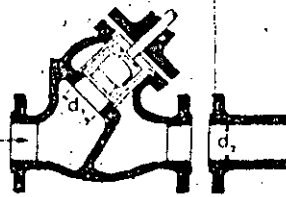


$K = 420 f_r$

$K = 75 f_r$

Minimum pipe velocity
(fps) for full disc lift
 $= 15 \sqrt{V}$

Minimum pipe velocity
(fps) for full disc lift
 $= 35 \sqrt{V}$



If:
 $\beta = 1 \dots K_1 = 300 f_r$
 $\beta < 1 \dots K_2 = \text{Formula 7}$

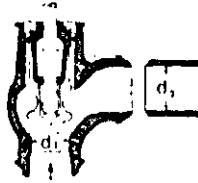
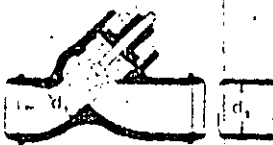
If:
 $\beta = 1 \dots K_1 = 350 f_r$
 $\beta < 1 \dots K_2 = \text{Formula 7}$

Minimum pipe velocity (fps) for full disc lift
 $= 60 \beta^2 \sqrt{V}$

BALL VALVES



If: $\beta = 1, \theta = 0 \dots K_1 = 3 f_r$
 $\beta < 1$ and $\theta \approx 45^\circ \dots K_2 = \text{Formula 5}$
 $\beta < 1$ and $45^\circ < \theta \approx 180^\circ \dots K_2 = \text{Formula 6}$

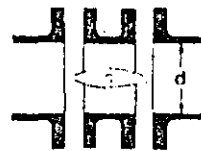


If:
 $\beta = 1 \dots K_1 = 55 f_r$
 $\beta < 1 \dots K_2 = \text{Formula 7}$

If:
 $\beta = 1 \dots K_1 = 55 f_r$
 $\beta < 1 \dots K_2 = \text{Formula 7}$

Minimum pipe velocity (fps) for full disc lift
 $= 140 \beta^2 \sqrt{V}$

BUTTERFLY VALVES



Sizes 2 to 8" ... $K = 45 f_r$
 Sizes 10 to 14" ... $K = 35 f_r$
 Sizes 16 to 24" ... $K = 25 f_r$

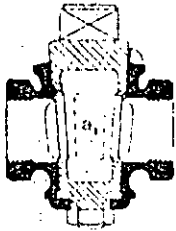
Representative Resistance Coefficients (K) for Valves and Fittings

(for formulas and friction data, see page A-26)

("K" is based on use of schedule pipe as listed on page 2-10)

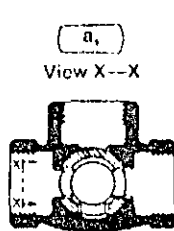
PLUG VALVES AND COCKS

Straight-Way

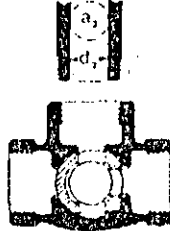


If: $\beta = 1$,
 $K_1 = 18 f_T$

3-Way



If: $\beta = 1$,
 $K_1 = 30 f_T$



If: $\beta = 1$,
 $K_1 = 90 f_T$

If: $\beta < 1$... $K_2 = \text{Formula 6}$

STANDARD ELBOWS

90°



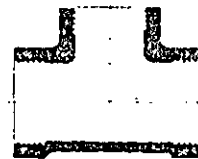
$K = 30 f_T$

45°



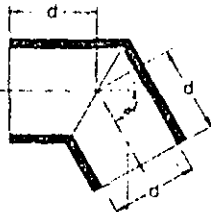
$K = 16 f_T$

STANDARD TEES



Flow thru run... $K = 20 f_T$
Flow thru branch... $K = 60 f_T$

MITRE BENDS



α	K
0°	2 f_T
15°	4 f_T
30°	8 f_T
45°	15 f_T
60°	25 f_T
75°	40 f_T
90°	60 f_T

90° PIPE BENDS AND FLANGED OR BUTT-WELDING 90° ELBOWS



r/d	K	r/d	K
1	20 f_T	8	24 f_T
1.5	14 f_T	10	30 f_T
2	12 f_T	12	34 f_T
3	12 f_T	14	38 f_T
4	14 f_T	16	42 f_T
6	17 f_T	20	50 f_T

The resistance coefficient, K_B , for pipe bends other than 90° may be determined as follows:

$$K_B = (n - 1) \left(0.35 \pi f_T \frac{r}{d} + 0.5 K \right) + K$$

n = number of 90° bends

K = resistance coefficient for one 90° bend (per table)

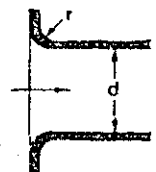
PIPE ENTRANCE

Inward Projecting



$K = 0.78$

Flush



For K, see table

r/d	K
0.00*	0.5
0.02	0.28
0.04	0.24
0.06	0.15
0.10	0.09
0.15 & up	0.04

*Sharp-edged

CLOSE PATTERN RETURN BENDS



$K = 50 f_T$

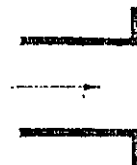
PIPE EXIT

Projecting



$K = 1.0$

Sharp-Edged



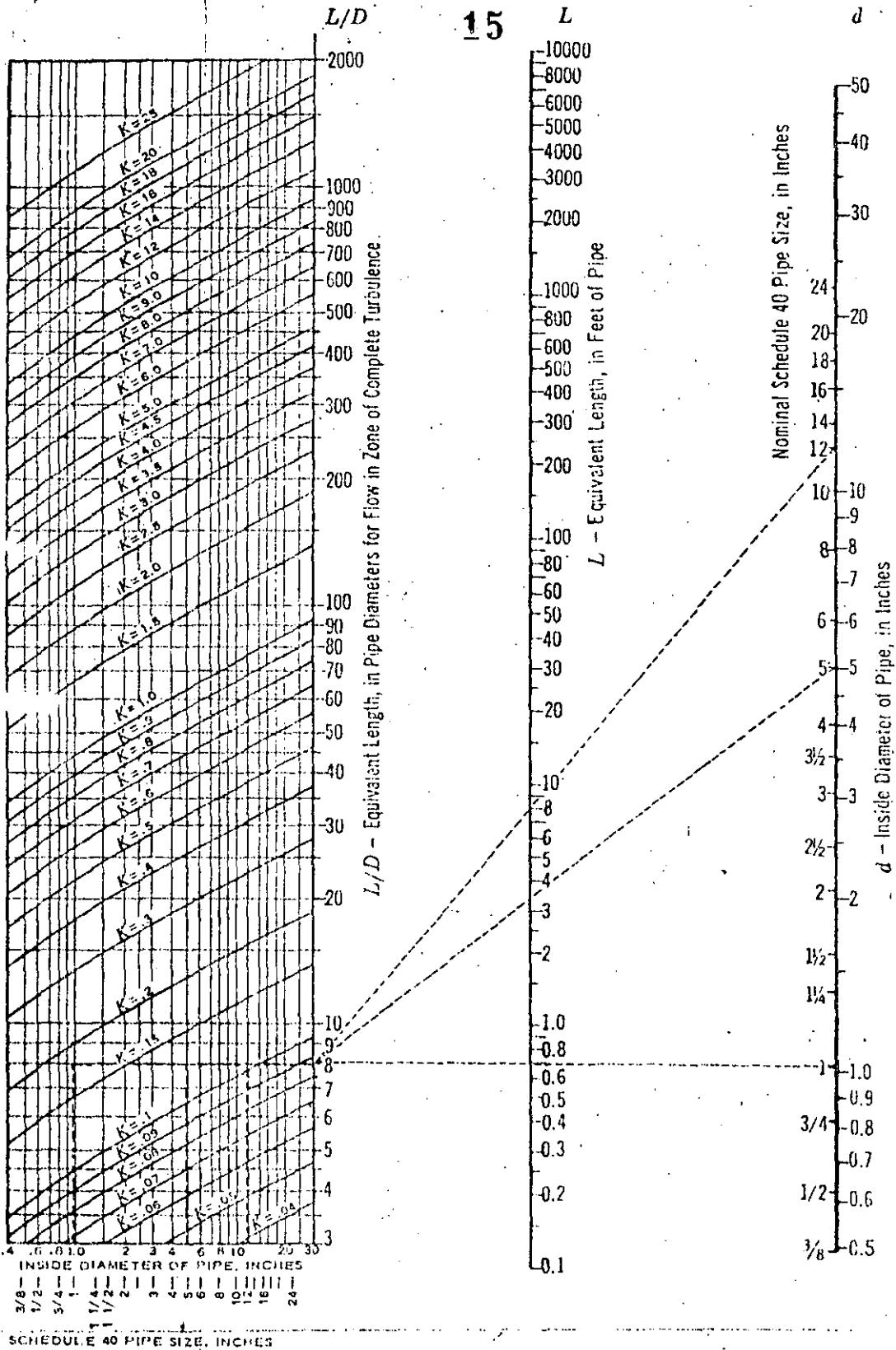
$K = 1.0$

Rounded



$K = 1.0$

Equivalent Lengths L and L/D and Resistance Coefficient K



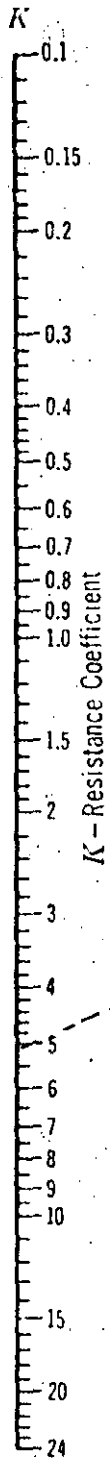
Problem: Find the equivalent length in pipe diameters and feet of Schedule 40 clean commercial steel pipe, and the resistance factor K for 1, 5, and 12-inch fully-opened gate valves with flow in zone of complete turbulence

Solution

Valve Size	1"	5"	12"	Refer to
Equivalent length, pipe diameters	8	8	8	Page A-27
Equivalent length, feet of Sched. 40 pipe	0.7	3.4	7.9	Dotted lines on chart.
Resist. factor K , based on Sched. 40 pipe	0.18	0.13	0.10	

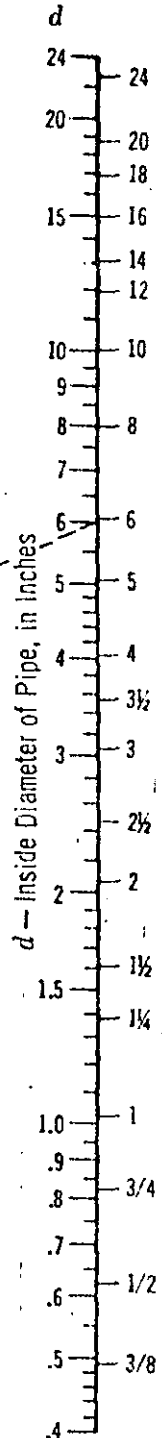
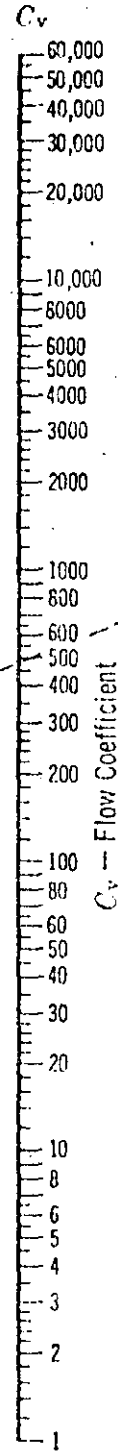
Equivalents of Resistance Coefficient K And Flow Coefficient C_v

16



$$K = \frac{891 d^4}{C_v^2}$$

$$C_v = \frac{29.9 d^2}{\sqrt{K}}$$



Problem: Find the flow coefficient C_v for a 6-inch Class 125 cast iron globe valve with full area seat.

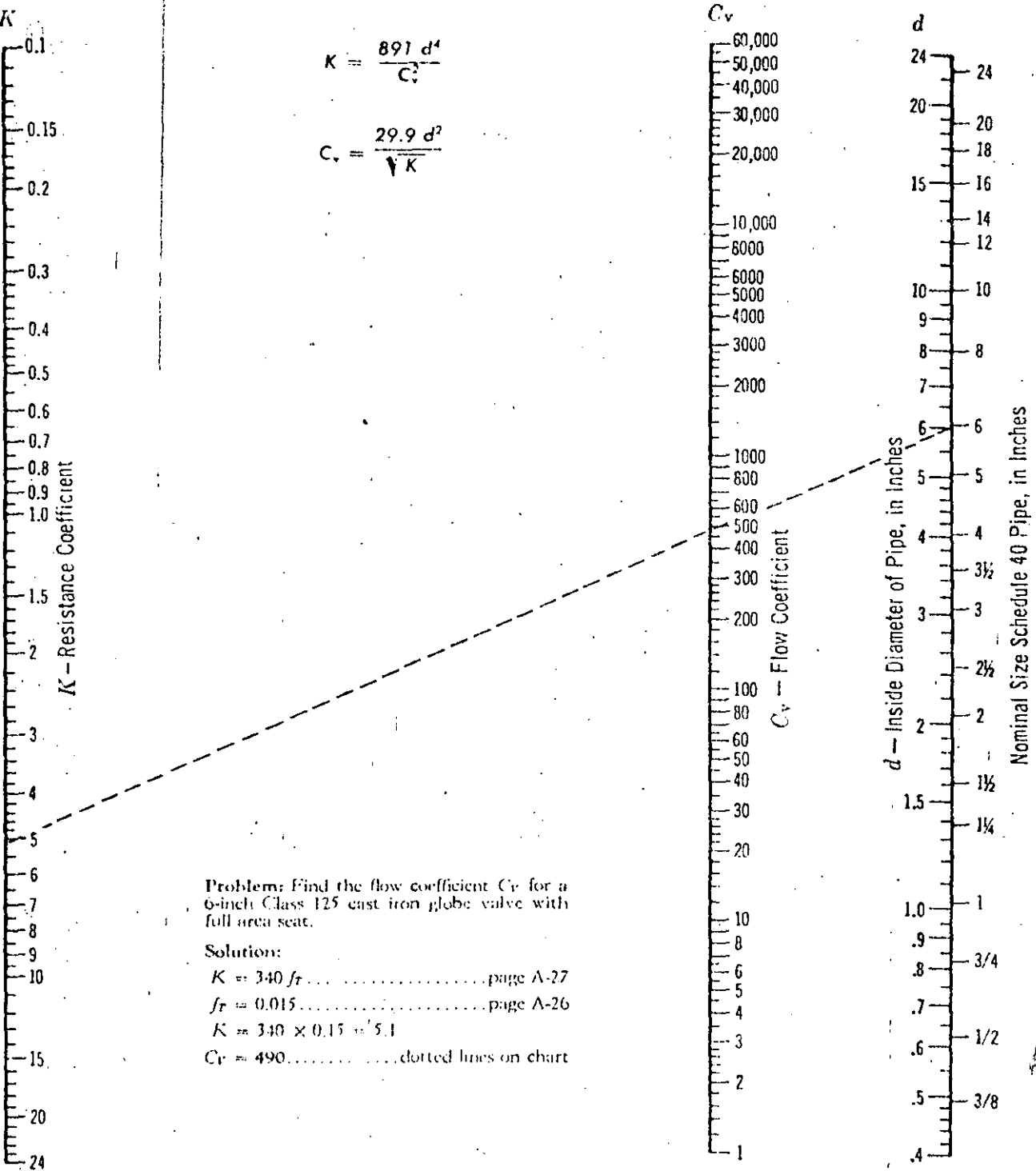
Solution:

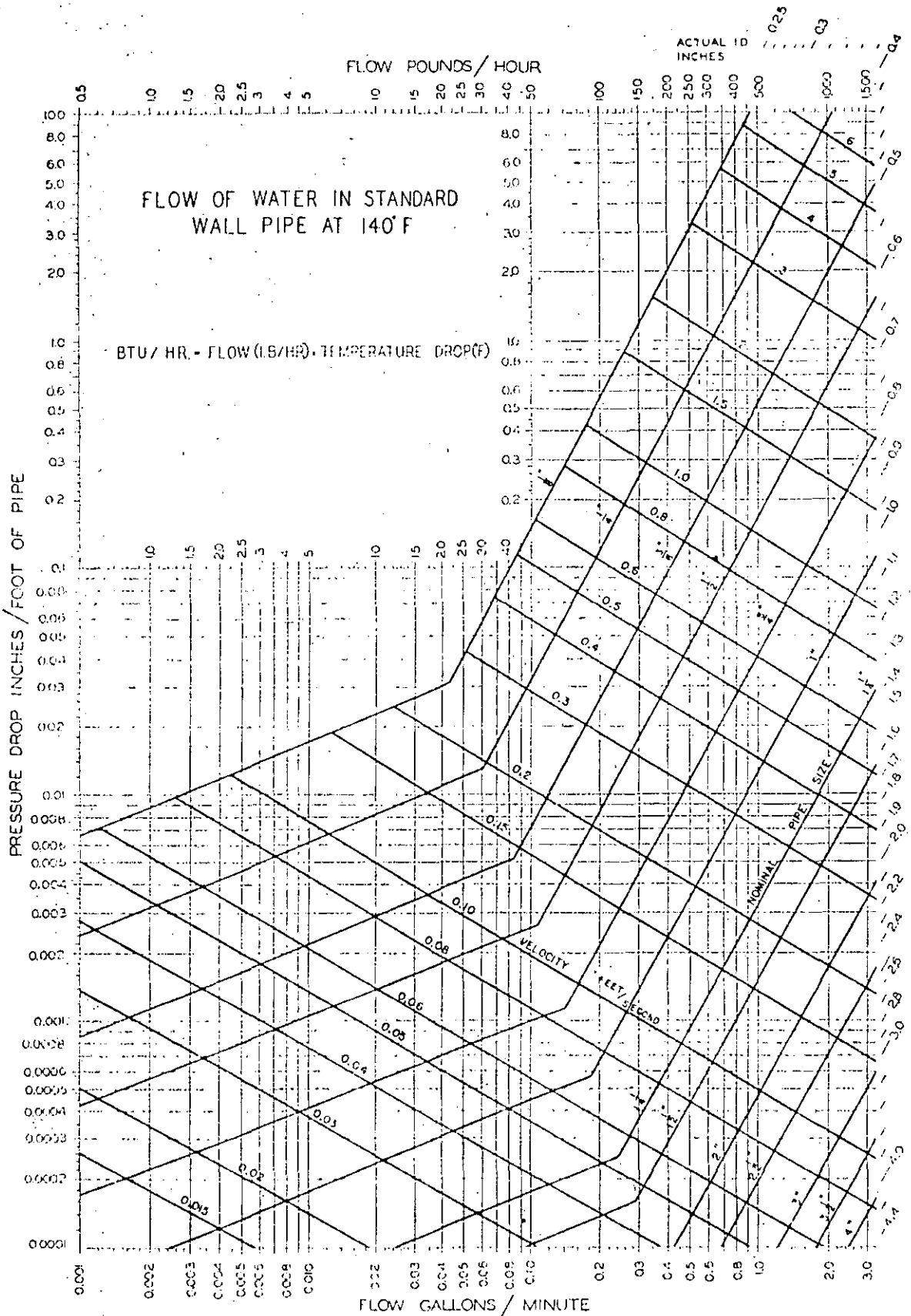
$K = 340 f_r$ page A-27

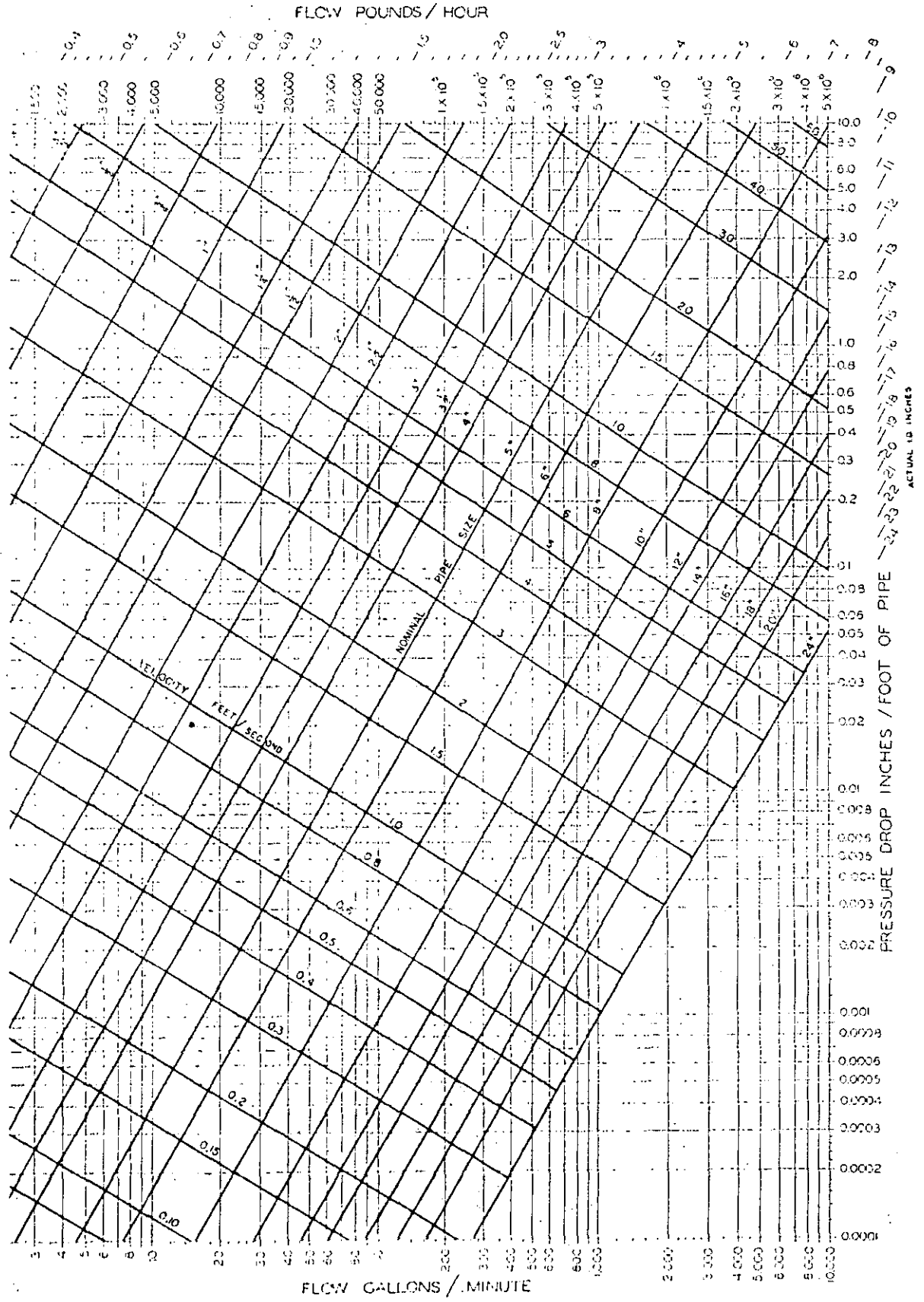
$f_r = 0.015$ page A-26

$K = 340 \times 0.015 = 5.1$

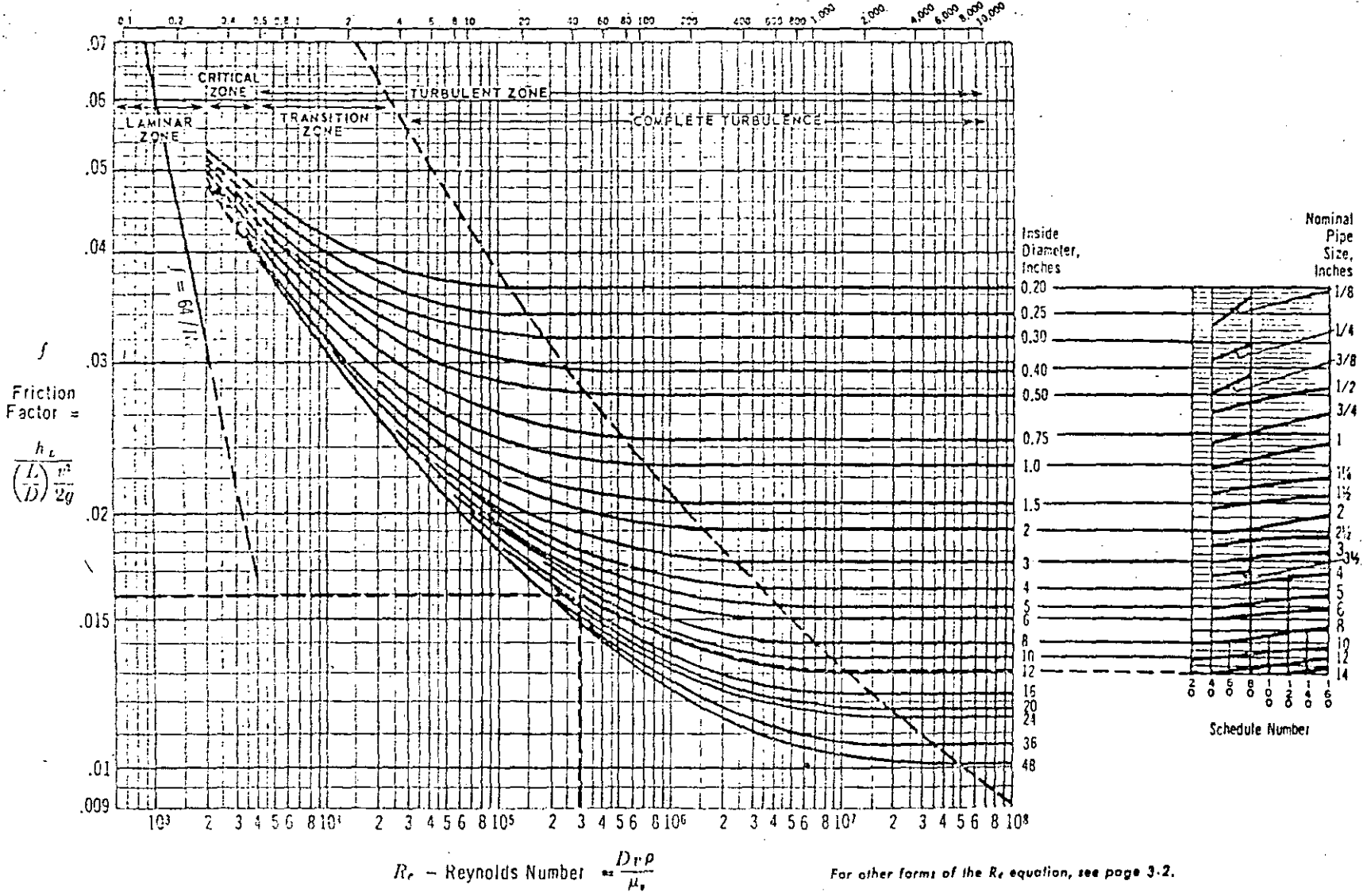
$C_v = 490$ dotted lines on chart







VALUES OF f FOR WATER AT 60° F (VELOCITY IN FT./SEC. X DIAMETER IN INCHES)



Friction Factors for Clean Commercial Steel Pipe¹⁸



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

PROYECTO DE PLANTAS HIDROELECTRICAS

TURBINA Y CASA DE MAQUINA

ING. FRANCISCO CUENCA VÁZQUEZ

OCTUBRE, 1984

TURBINA Y 1 CASA DE MAQUINAS

DEFINICION.

La casa de máquinas es aquella parte del sistema que se diseña para albergar el equipo electro-mecánico y accesorios, cuya función es efectuar el cambio de la energía hidráulica en energía eléctrica.

El equipo y accesorios que debe contener la casa de máquinas constan de: turbinas, generadores, tubería de alimentación, válvulas, base de apoyo para turбина y generador, transmisión turбина-generador, tablero de control, banco de trabajo, estante para herramientas y reparaciones.

CRITERIOS DE DISEÑO.

- 1.- La casa en sí deberá ser una estructura cubierta y cerrada, con la protección necesaria y el espacio suficiente para alojar el equipo necesario.
- 2.- Deberá ubicarse a una elevación tal que se aproveche el máximo de carga para generar energía, sin que exista peligro de inundación.
- 3.- Según la potencia que se instale, deberá tener el espacio y forma adecuados para que puedan trabajar cómodamente los operadores necesarios.
- 4.- Se deberá proveer a las turbinas y a los generadores de los apoyos adecuados para operar satisfactoriamente dentro de los márgenes de seguridad.
- 5.- Se dispondrá de un canal de descarga para descargar rápidamente el agua turbinada hasta el cauce.
- 6.- La turбина hidráulica deberá seleccionarse de acuerdo a la carga y al caudal que entrega la tubería.
- 7.- El diseño de la turбина será tal que para el caudal y la carga dados se obtenga la máxima eficiencia.
- 8.- Se deberá contar con un mecanismo regulador de velocidad capaz de controlar los cambios en la carga o la demanda de energía en la turбина; su función concreta será cerrar o abrir automáticamente la o las válvulas que dan acceso al agua en la turбина, cuando la velocidad de rotación de la turбина se salga de ciertos límites⁽¹⁾, a menos que para generar energía se pueda usar - según - las condiciones de la turбина - un alternador asíncrono⁽²⁾.

(1) Se menciona aquí, como parte de la casa de máquinas; sin embargo su diseño es totalmente mecánico o electrónico, por lo que no se trata en esta tesis.

(2) Esto solamente es aplicable a PCH.

(3) Debe notarse aquí que - se está hablando de mini y microturbinas, pues es conocida que el rango de cargas en las turbinas - pelton va hasta los 800 m.

SELECCION DE LA TURBINA.

Para seleccionar el tipo de turбина se puede tomar como base la recomendación dada por Bergallin

TIPO DE TURBINA	CARGA. (m)	CAUDAL (lps)	POTENCIA. (KW)
PELTON	15 a 905 ⁽³⁾	85 a 18000	1 a 870
MICHELL-BANKI	1 a 200	14 a 7000	1 a 750.
BOMBA CENTRIFUGA USADA COMO TURBINA	Disponibles para cualquier condición que se desee.		

Según Haimert, las turbinas Michell-Banki cubren un rango de cargas entre 1 y 100 m. y pueden tener caudales de hasta 3 m³/s.

También existen turbinas Francis y Kaplan que pueden funcionar adecua-

damente para saltos⁽¹⁾ de poca altura. Según Zappetti **2** para saltos menores de 50m son recomendables las turbinas Kaplan, sobre todo si existen variaciones notables en el caudal o en la carga, aun cuando para valores bajos de la relación Q/H es posible la utilización también de las turbinas Francis. Sin embargo, debe tomarse en cuenta que en nuestro país, como en muchos otros de Latinoamérica, no existe ninguna empresa que fabrique turbinas y por lo tanto el importación incrementa notablemente los costos por este concepto. A este respecto resulta importante destacar las posibilidades de la turbina Mitchell-Banki, que por su sencillez puede construirse fácilmente en un pequeño taller, y las eficiencias de estas turbinas son del orden del 80%.

(1) "Salto" es equivalente a carga.

(2) No se tienen a la mano datos acerca de su eficiencia al usarse como turbinas y en caso de contemplar su uso en PCH es recomendable realizar pruebas de laboratorio.

Por otra parte, también existe la posibilidad del uso de bombas centrífugas como turbinas, que resulta atractiva y económica, puesto que se encuentran fácilmente en el mercado y su costo es reducido, pues se fabrican en serie⁽²⁾. Así pues el renglón determinante para la elección de la turbina en nuestra región es el económico y siempre será preferible usar una turbina "casera" que una Francis o una Kaplan, mientras éstas no se fabriquen en nuestro país, aun cuando se sacrifique un poco la eficiencia; además la turbina pelton se recomienda sólo para grandes saltos.

2. TURBINAS HIDRAULICAS

Usualmente, los fabricantes de turbinas hidráulicas para plantas pequeñas pueden cotizar una unidad completa de tipo de paquete, incluyendo el generador, el gobernador y el mecanismo de control eléctrico. Las turbinas hidráulicas para los proyectos pequeños de energía, se pueden comprar (véase el Cuadro III) o construirse en el campo, si se dispone de un pequeño taller de máquinas y soldadura.

Se puede usar una bomba centrífuga como turbina, cuando sea técnicamente posible. Su costo es, aproximadamente, un tercio del de una turbina hidráulica. Pero puede ser antieconómico emplear una bomba centrífuga, porque es menos eficiente que una turbina y tendrá otras desventajas.

Una unidad de energía hidráulica puede producir, indistintamente, electricidad de corriente directa (C.D.) o corriente alterna (C.A.).

Dos factores que se deben tomar en consideración al decidir la instalación de una unidad de energía de C.A. o C.D., son (1) el costo de la regulación del flujo del agua hacia la turbina para C.A., y (2) el costo de los motores de conversión para emplear electricidad de C.D.

Regulación del flujo

La demanda de energía variará de vez en cuando durante el día. Sin un flujo constante de agua hacia la turbina, la salida de energía, algunas veces, será mayor que la demanda de ésta. Por lo tanto, se debe almacenar cualquier excedente de ella, o se debe regular el flujo del agua hacia la turbina de acuerdo con la demanda de energía.

En la producción de C.A., se debe regular el flujo del agua, porque no se puede almacenar este tipo de corriente. Para regular el flujo, es necesario contar con gobernadores y dispositivos complejos del tipo de válvulas de cierre. Este equipo es costoso; en una planta pequeña de energía hidráulica, el equipo de regulación costaría más que una turbina y un generador combinados. Además, el equipo para cualquier turbina que

ESPECIFICACIONES PARA TURBINAS HIDRAULICAS

3

RUEDA DE TURBINA	LIMITE DE CARGA (METROS)	DIAMETRO de la RUEDA del ROTOR (METROS)	R. P. M. OPTIMAS	EFICIENCIA %	POSIBILIDAD DE VARIACION		TECNOLOGIA DE LA CONSTRUCCION	MATERIALES	RANGO DE CARGA	RANGO DE GASTO	H. P.
					Q GASTO	H CARGA					
MICHEL (BANKI)	5 - 200	.3 - 1	$\frac{156.16 \sqrt{H}}{D \cdot N}$	60-85 %	"	BUENA	MEDIANA	Metal soldado	9144 m 198.12 m	14.16 l/s 7.0 m³/s	1 a 100
TURBINA PELTON	30-1200	.3 - 6	$\frac{138.77 \sqrt{H}}{D}$	80-94 %	"	LIGERA	MEDIANA/ALTA	Acero fundición de bronce	15.24 m 304.8m	2.8 l/s -283.2 l/s	1 a 500
FRANCIS	15 a 500	.3 - 6	Depende del diseño	80-93%	MALA	MALA	ALTA	Fundición	15 a 100m.	90 l/s 4000l/s	15 a 700
KAPLAN	4 - 35	.6 - 9	50 - 220	80-92 %	"	BUENA	ALTA	Maquinado	1 a 18	150 l/s 7000l/s	30 a 600
HELICE	2.5 - 60	.6 - 9	50-220	80-92%	"	MALA	ALTA	Acero	1 a 15	150 l/s 7000l/s	30 a 600
TUBULAR	6.5 - 89	.6-1.95	20- 240	75-93 %	BUENO	MALA	ALTA	Acero	2 a 10.	1000l/s 23,000l/s	36 a 2720

H= CARGA EN METROS

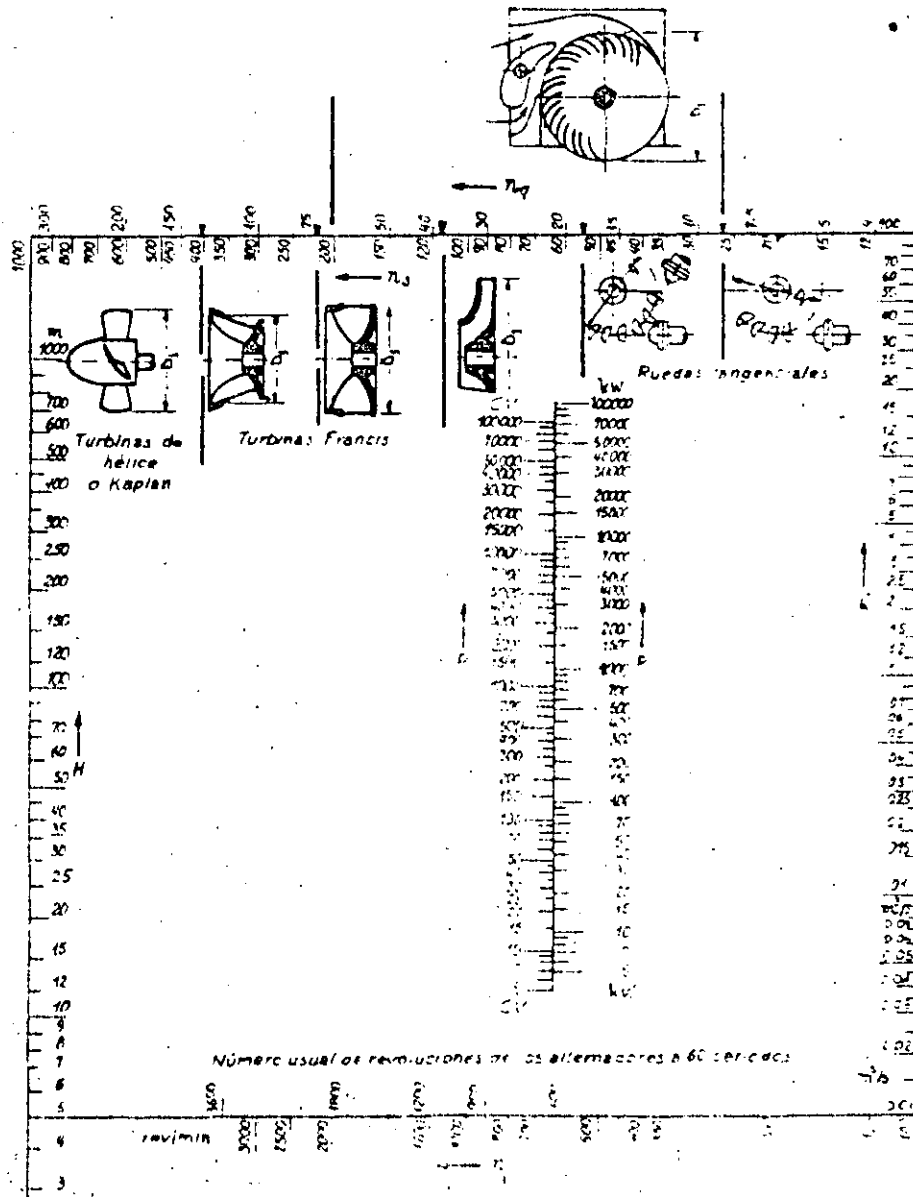
D= DIAMETRO DE LA RUEDA EN METROS

SELECCION DEL TIPO DE TURBINA SEGUN CONDICIONES DE FUNCIONAMIENTO

Para eficiencia hidráulica de referencia $\eta_h = 0.80$

TIPO DE TURBINA	n_s	n_q	$H_{max. adm.}$
Pelton de una tobera	10 a 29	3 a 9	1800 a 400
Pelton de dos o más toberas	29 a 59	9 a 18	400 a 350
Michell Banki	29 a 220	9 a 68	400 a 80
Francis lenta	59 a 124	18 a 38	350 a 150
Francis normal	124 a 220	38 a 68	150 a 80
Francis rápida	220 a 440	68 a 135	80 a 20
Hélice y Kaplan	342 a 980	105 a 300	35 a 5

Turbinas Michell-Banki



se use para C.A., debe estar construido por fabricantes experimentados en turbinas hidráulicas, y atendido por ingenieros consultores competentes.

5

Sin embargo, el flujo de agua para una turbina productora de C.D., no necesita regularse. El exceso de energía se puede almacenar en un acumulador. Los generadores de corriente directa y los acumuladores son de costo bajo porque se producen en grandes cantidades.

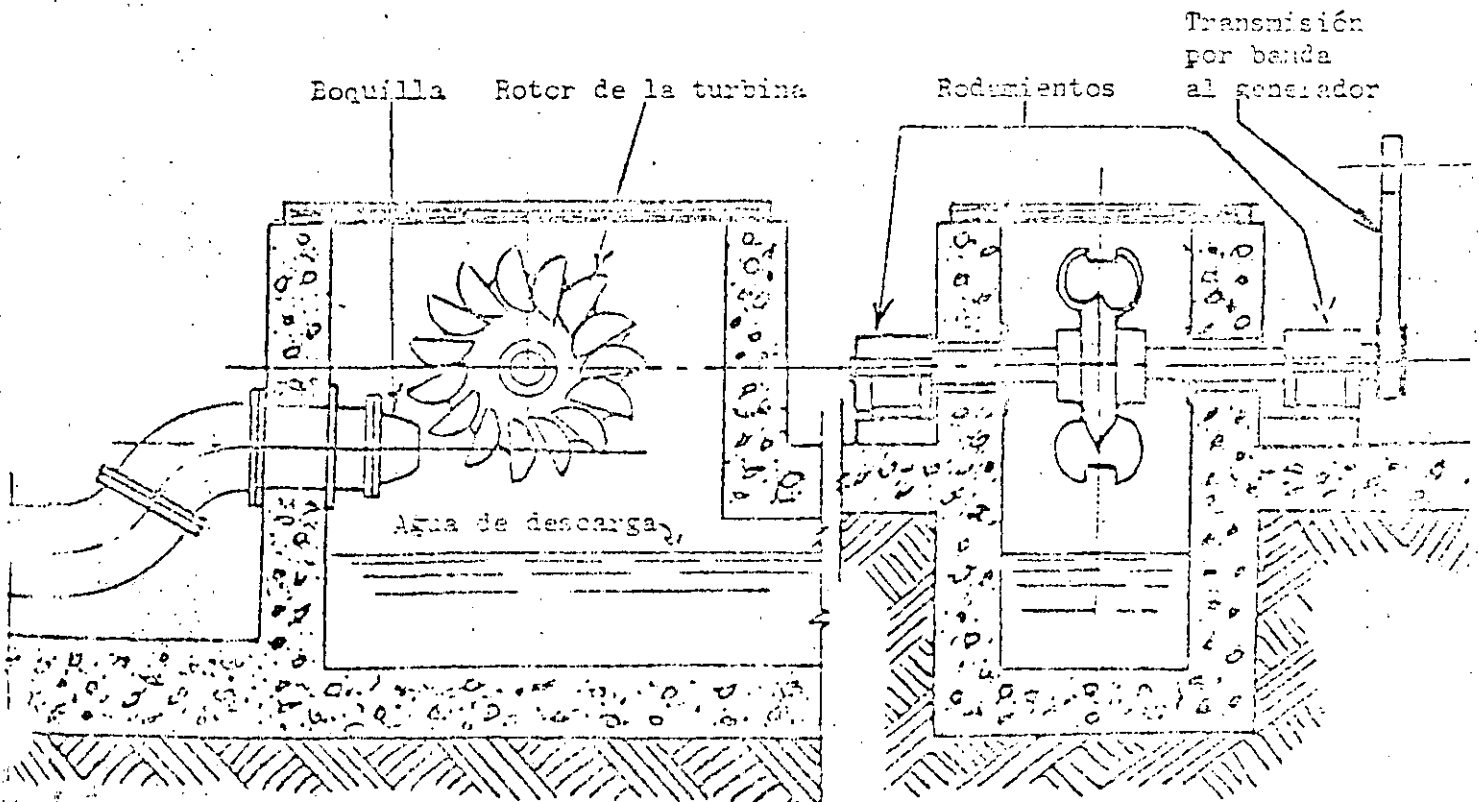
En resumen: para producir C.A., se debe regular el flujo del agua hacia la turbina; esto requiere equipo costoso y complejo. En la producción de C.D., no es necesaria la regulación, pero deben emplearse acumuladores.

Motores de conversión para C.D.

La energía de C.D., es tan buena para producir luz eléctrica y calor, como la de C.A. Pero para los aparatos eléctricos, desde la maquinaria para granjas, hasta los utensilios domésticos, el uso de energía de C.D., puede comprender algunos gastos. Cuando dichos aparatos tienen motores de C.A., se les deben instalar motores de C.D. El costo de éste se debe comparar contra el costo de la regulación de flujo necesario para la producción de C.A.

Turbinas de impulso

Las turbinas de impulso se emplean para cargas altas y velocidades bajas de flujo. Son las turbinas más económicas, porque la carga alta les proporciona alta velocidad y su tamaño y peso por caballo de fuerza son pequeños. Los costos de construcción del ducto de alimentación y la casa de fuerza, también son bajos. En las Figuras se muestra una versión muy simplificada.



Turbina pequeña de impulso en un alojamiento de concreto.

6

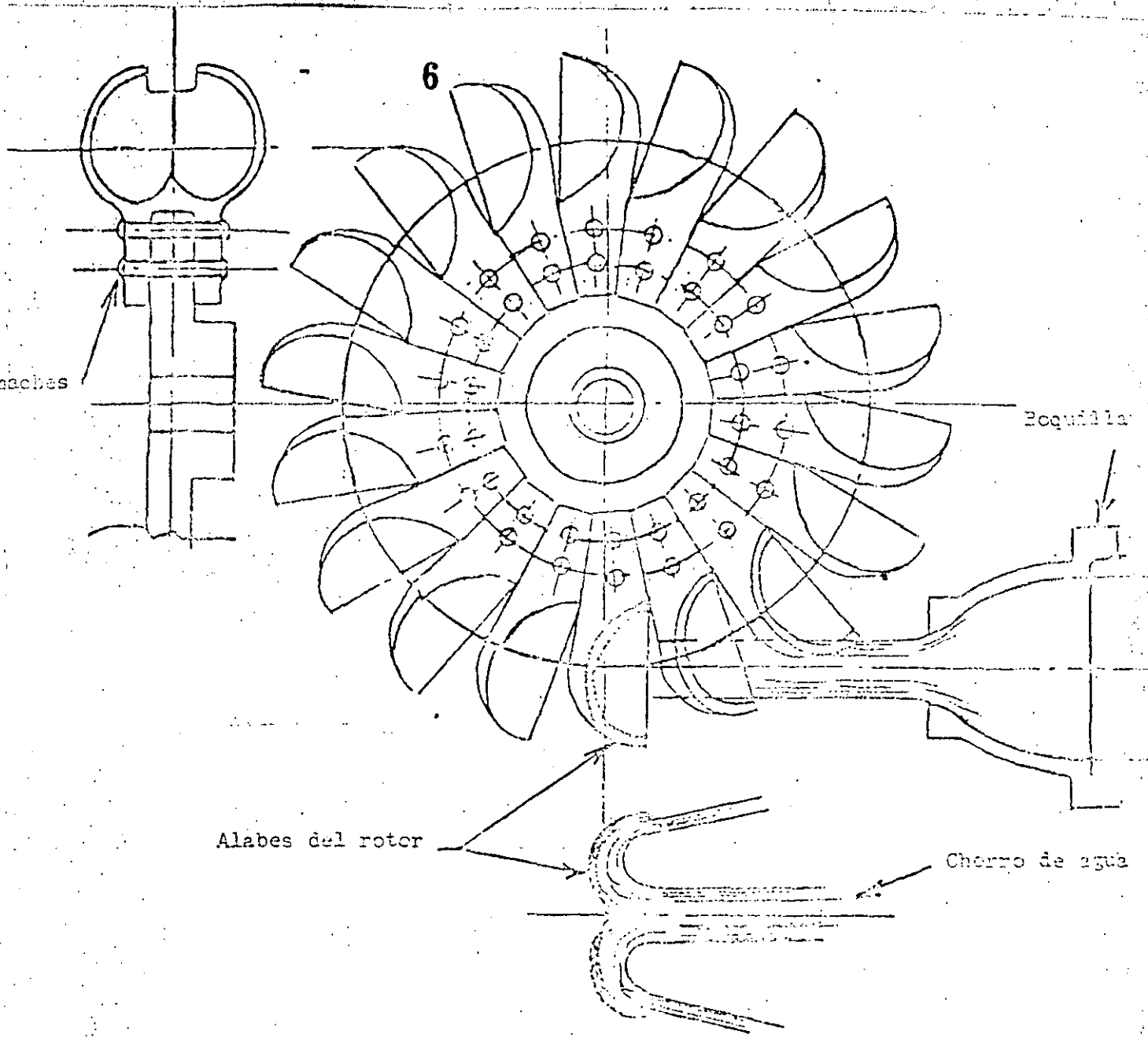
Remaches

Equilibrador

Alabes del rotor

Chorro de agua

Rotor de una turbina pequeña de impulso



COMPOSICION DE LAS ALEACIONES USADAS CORRIENTEMENTE
EN TURBINAS HIDRAULICAS

MATERIAL	C %	Mn %	Si %	Cr %	Ni %
Acero al 13% Cr	0.10	0.5	0.4	12.5	0.9
Acero al 18% Cr, 8% Ni	0.07	0.5	1.0	18.0	9.0
Acero al 2% Ni	0.24	0.7	0.3	0.2	0.2
Acero al 1.5% Mn	0.24	1.6	0.3	0.2	0.4
Bronce al aluminio	Al 10.0	Fe 8.0	Mn 5.0	Ni 2.0	Cu remain der.

PROPIEDADES MECANICAS DE LAS ALEACIONES USADAS
EN TURBINAS HIDRAULICAS

MATERIAL	Esfuerzo de Fluencia.	Esfuerzo de ten - sion.	Mínima Elonga - ción L=5 d	Mínima resis - tencia de im - pacto.	Dureza Bri - nell	Lími - te de fati - ga.
	Kg/mm ²	Kg/mm ²	%	Kg/cm ²	Kg/mm ²	Kg/mm ²
Acero al 13% Cr	45	65-75	15	4	190-30	30
Acero al 18% Cr, 8% Ni	15	40-50	30	18	130-170	13
Acero al 2% Ni	35	55-65	18	6	155-195	22
Acero al 1.5% Mn	34	50-60	22	6	140-180	18
Bronce al aluminio	30	60-70	7	1	190-230	15

Es una turbina de acción de flujo tangencial formada por una o más toberas y un rodete provisto de un número de cucharas en su periferia. La tobera tiene la función de convertir la presión estática de la central en presión de velocidad o dinámica, orientando el chorro de agua hacia las cucharas, impulsándolas y generando potencia en el eje de la turbina.

El rango de aplicación de las turbinas Pelton está delimitado a velocidades específicas bajas. Cabe decir, aprovecha grandes saltos y caudales reducidos, pudiéndose obtener eficiencias de turbina del orden de 85%.

Número específico de revoluciones expresado en caudal (Nq)

$$Nq = N \frac{Q^{1/2}}{H^{3/4}}$$

en donde :

- N es el número de revoluciones óptimas de la turbina en RPM; para el caso de la turbina Pelton se expresa por :

$$N = \frac{41.45 \sqrt{H}}{Dp}$$

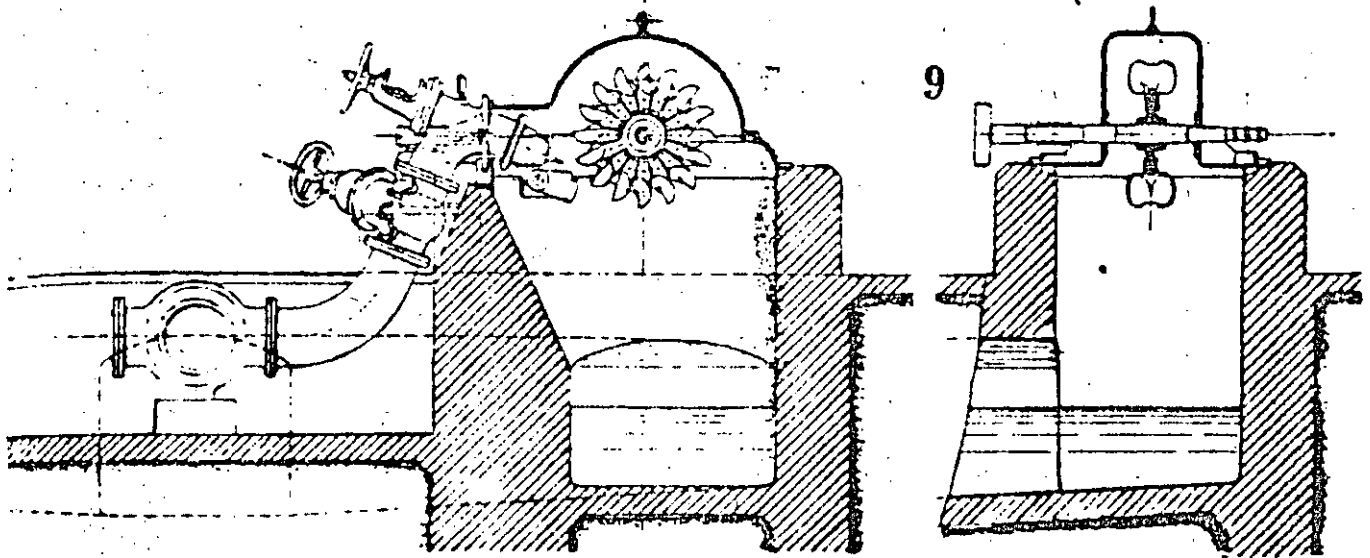
- Dp es el diámetro Pelton del rodete, en metros
- Q caudal máximo de la turbina, en m³/seg
- H salto efectivo de la central, en metros

Luego:

$$Nq = \frac{41.45 Q^{1/2}}{Dp H^{1/4}}$$

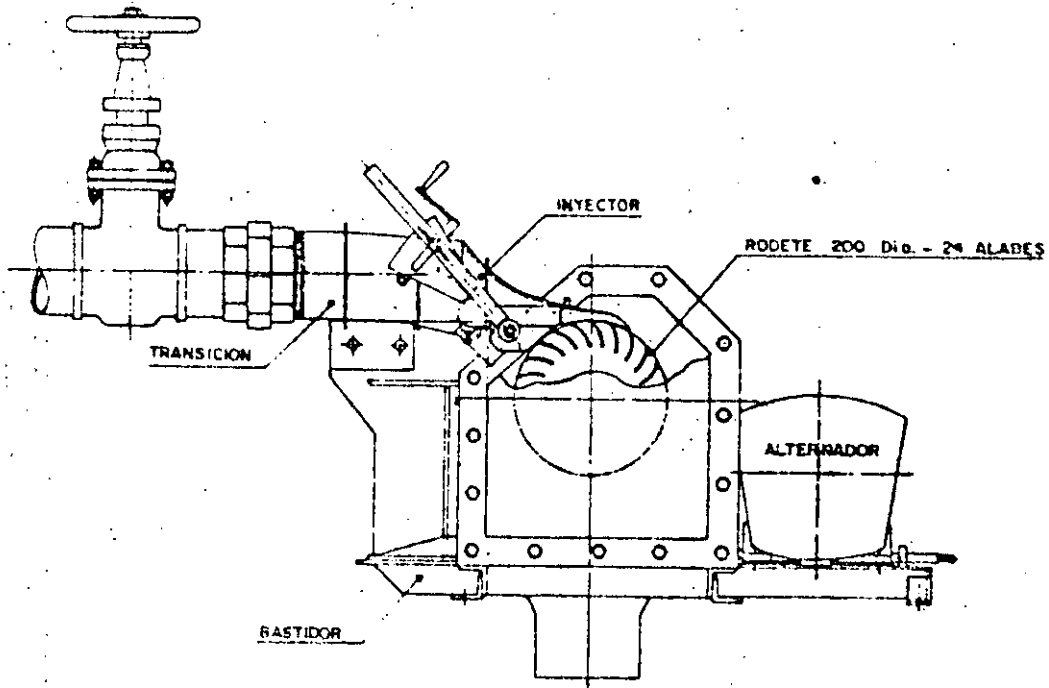
Esta última fórmula nos indica que cuando diseñamos una turbina y determinamos sus dimensiones, ésta puede operar en saltos inferiores al de diseño, generando a plena carga distintas potencias según el caudal resultante al despejar Q de la fórmula anterior.

Asimismo, se ha determinado que el número y orientación de las cucharas de una turbina Pelton guardan una relación con respecto al diámetro Pelton y diámetro máximo del chorro.



Rueda tangencial o Pelton de pequeñas dimensiones, con una sola boquilla y regulación por punzón o aguja,

TURBINA PELTON DE UNA TOBERA



TURBINA MICHELL BANKI DE LABORATORIO
 Instalado en Obrajillo - Costa

Es una turbina de acción de flujo transversal, entrada radial y admisión parcial, formada por un inyector que convierte la presión estática de la central en presión de velocidad o dinámica y orienta el flujo de agua con un ángulo determinado hacia los álabes del rodete proporcionando un primer impulso al rodete, y luego de atravesar el interior dar un segundo impulso al rodete generando de esta manera potencia en el eje de la turbina.

El rango de aplicación de las turbinas Michell-Banki está comprendido entre las turbinas Felton de doble inyector y las turbinas Francis lentas, trabajando principalmente con pequeños saltos y grandes caudales. Con esta turbina se pueden obtener eficiencias del orden de 80% presentando la ventaja de operar con buena eficiencia a cargas parciales.

La turbina Michell-Banki es de todas las turbinas la que mejor se adapta para trabajar en pequeñas centrales hidroeléctricas, principalmente por su bajo costo de fabricación, llegando en su límite inferior de aplicación a costar un 50% del costo de la turbina Felton y en su límite superior un 40% del costo de una turbina Francis.

Los principales límites de aplicación de esta turbina radican en que (por su diseño mecánico) no puede trabajar con saltos superiores de los 100 metros y se recomienda su aplicación con saltos inferiores a 50 metros.

El número de revoluciones (rpm) de la turbina Michell-Banki se determina por:

$$n = \frac{39.8 \sqrt{H}}{D_e}$$

en donde:

- n , es el número de revoluciones de la turbina en RPM.
- H , es el salto efectivo de la central en metros
- D_e , es el diámetro exterior del rodete en metros.

Consiguiéndose expresar el número específico de revoluciones en caudal:

11

$$Nq = \frac{39.8 Q^{1/2}}{D_e H^{1/4}}$$

Al igual que la turbina Pelton, esta fórmula nos indica que si diseñamos una turbina con un salto determinado y establecemos sus dimensiones, la misma turbina puede operar a plena carga con saltos inferiores, generando distintas potencias que están en función del caudal que se obtenga de despejar Q de la fórmula anterior.

Cabe señalar que la geometría del perfil de la turbina Michell-Banki depend únicamente del diámetro exterior del rodete, lo cual nos indica que para un diámetro de rodete dado, automáticamente se puede determinar el perfil geométrico del inyector y rodete, quedando como único elemento sujeto a cálculo el ancho del inyector y rodete correspondiente.

La turbina Michell (o Banki) es de construcción sencilla y quizás sea el único tipo de turbina hidráulica que se puede construir localmente. Todo lo que se necesita es un equipo de soldadura y un pequeño taller mecánico como los que se usan, frecuentemente, para reparar maquinaria agrícola y piezas automotrices.

Las dos partes principales de la turbina Michell, son el rotor y la boquilla. Ambas se pueden construir soldando lámina de acero, y requieren algún proceso de maquinado.

Las Figuras 25 y 26 muestran la disposición de una turbina de este tipo para el uso de una carga baja, sin control. Esta instalación impulsa un generador de corriente directa mediante una transmisión por banda. Como el interesado puede realizar la construcción por sí mismo, se ofrecen fórmulas y detalles de diseño para un rotor de 12" de diámetro exterior. Este tamaño es el más pequeño que se puede fabricar y soldar fácilmente. Tiene una amplia variedad de aplicaciones para todos los proyectos pequeños de energía, con carga y flujo adecuados para la turbina Michell. Las cargas diferentes producen distintas velocidades de rotación. La relación adecuada de transmisión por medio de banda, produce la velocidad correcta del generador. Diversas cantidades de agua determinan la anchura de la boquilla (B_1 , Figura 25) y la anchura del rotor (B_2 , Figura 26). Estas dimensiones pueden variar desde 2 pulgadas hasta 14 pulgadas. Ninguna otra turbina se puede adaptar a una velocidad tan grande de flujo.

El agua pasa dos veces a través del rotor en un chorro estrecho antes de salir por el canal de descarga. El rotor consiste de dos placas laterales, cada una de 1/4" de espesor con cubos unidos en la flecha por medio de soldadura, y con 20 a 24 paletas. Cada una tiene un espesor de 0,237", y se cortan de tubo estándar de 1". El tubo de acero de este tipo se puede obtener virtualmente en cualquier parte. Un tubo de longitud adecuada produce cuatro paletas. Cada una es un segmento circular con un ángulo central de 72 grados. En la Figura 27, se muestra el diseño de un rotor con las dimensiones correspondientes a un diámetro de 1 pie, y la Figura 28 proporciona el diseño y dimensiones de la boquilla. Las medidas se pueden alterar proporcionalmente para otros tamaños de rotor. La corriente de la boquilla descarga a través de una abertura de 1 1/4", la forma de ésta se puede adaptar a las condiciones del tubo de descarga.

Para calcular las dimensiones principales de la turbina:

$$(B_1) = \text{Anchura de la boquilla (pulgadas)} = \frac{210 \times \text{Flujo (pies cúbicos por segundo)}}{\text{Diámetro exterior del rotor (pulgada)} \times \text{Carga (pies)}}$$

$$(B_2) = \text{Anchura del rotor entre los discos} = (B_1) + 1,0"$$

$$\text{Velocidad de rotación (revoluciones por minuto)} = \frac{36,2 \times \text{Carga (pies)}}{\text{Diámetro exterior del rotor (pulgadas)}}$$

La eficiencia de la turbina Michell es de 80%, o mayor y, por lo tanto, es adecuada para instalaciones pequeñas de energía. La regulación y el control del gobernador del flujo, se pueden efectuar utilizando un regulador de boquilla de cuerpo central (un mecanismo de cierre en la forma de una compuerta, montado en la boquilla). Este es costoso, por los precios del gobernador. Sin embargo, se necesita para operar un generador de corriente alterna.

La aplicación que se muestra en las Figuras es un ejemplo típico. Para cargas altas, la turbina Michell se conecta a un tubo de descarga con una válvula de admisión para la turbina. Esto requiere un arreglo de tipo diferente al que se muestra aquí. Como se dijo antes, la turbina Michell es única, porque sus anchuras B_1 y B_2 se pueden alterar para adaptarse a las cualidades de velocidad de flujo y carga de la planta de energía. Esto, además de la sencillez y el costo bajo, la hace la más adecuada de todas las turbinas hidráulicas para los proyectos de plantas pequeñas de energía.

Las Turbinas de reacción tipo Francis y tipo Kaplan

La turbina Francis es una turbina de reacción del tipo radial, en la cual el agua ingresa a ella por la periferia del rodete orientada por una serie de álabes directrices encargada de regular el ingreso de agua, para luego salir por el interior del rodete y descargar a través de un tubo difusor.

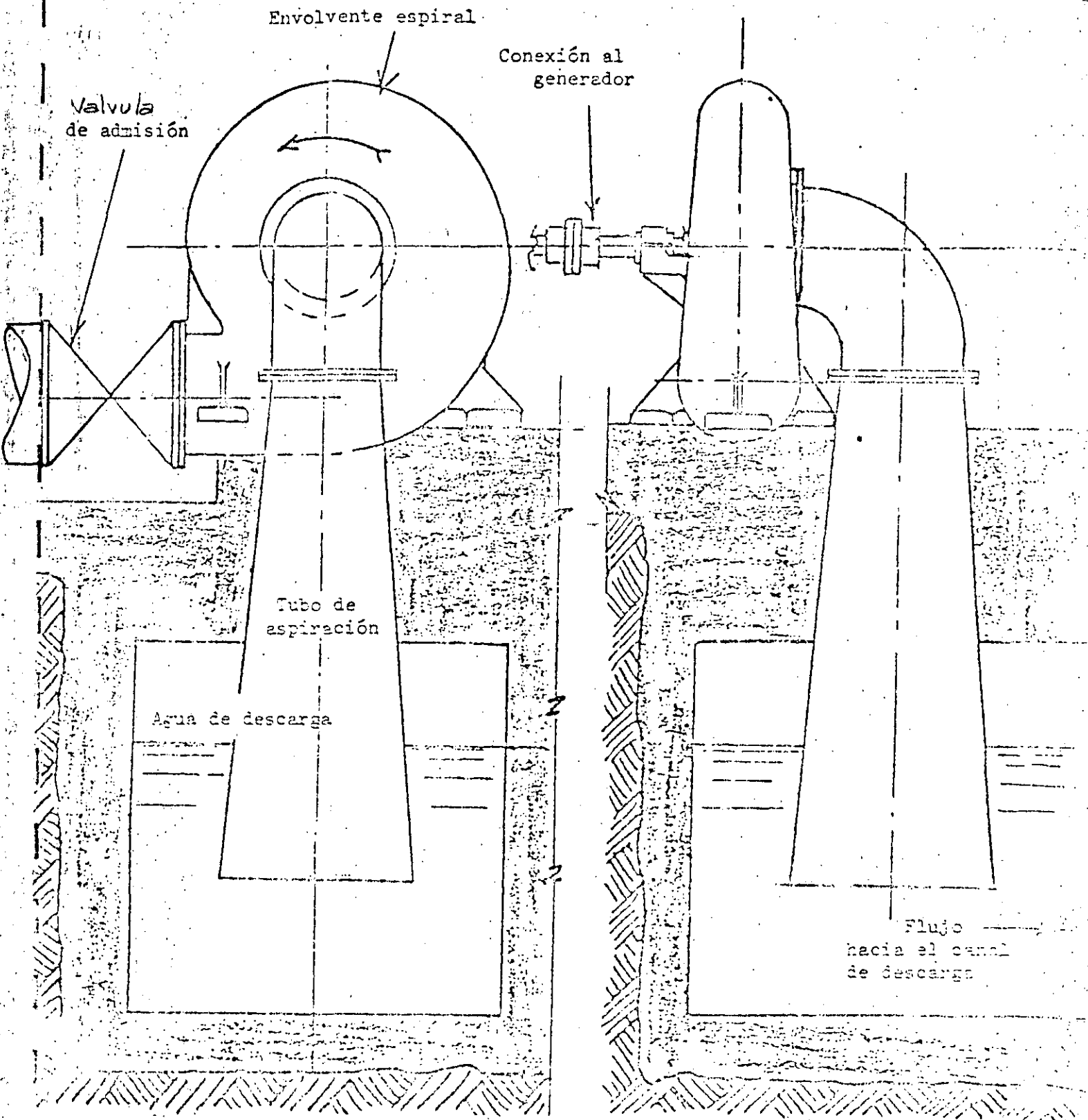
La turbina Kaplan es una turbina de reacción de flujo axial estando su sistema de regulación de velocidad incorporado en el rodete, permitiendo el giro de los álabes a fin de mantener a ésta constante.

Estas turbinas pueden obtener eficiencias del orden de 85% pero cuando trabaja a cargas parciales esta eficiencia baja comparativamente respecto a las turbinas de acción.

Bombas centrífugas y bombas del tipo de impulsor

El uso de bombas centrífugas o del tipo del impulsor como turbinas, se debe analizar antes que todas las demás alternativas, siempre que se pueda utilizar electricidad de corriente directa (veáanse las Figuras 1 y 2). Las bombas centrífugas y las del tipo de impulsor tienen un costo relativamente bajo, y se pueden obtener en muchos tamaños. Los fabricantes pueden cotizar la unidad apropiada cuando se les indica la carga y el flujo deseado.

Estas bombas también se pueden producir para corriente alterna, pero a un costo mayor. En este caso, se emplea una válvula del tipo de mariposa como admisión para la turbina; y esa válvula se puede regular mediante un pequeño gobernador para turbina hidráulica.



Vista frontal

Vista lateral

Bomba centrífuga que, al invertir la rotación, puede funcionar como una turbina hidráulica.

Generador

Piso para el generador

Río arriba

Transmisión por banda

Pared de madera

FLUJO

Rodamiento

Impulsor

Carga sobre la turbina

Agua de descarga

Canal de descarga

Ejemplo de aplicación:

Flujo = 2,45 pies cúbicos por seg.

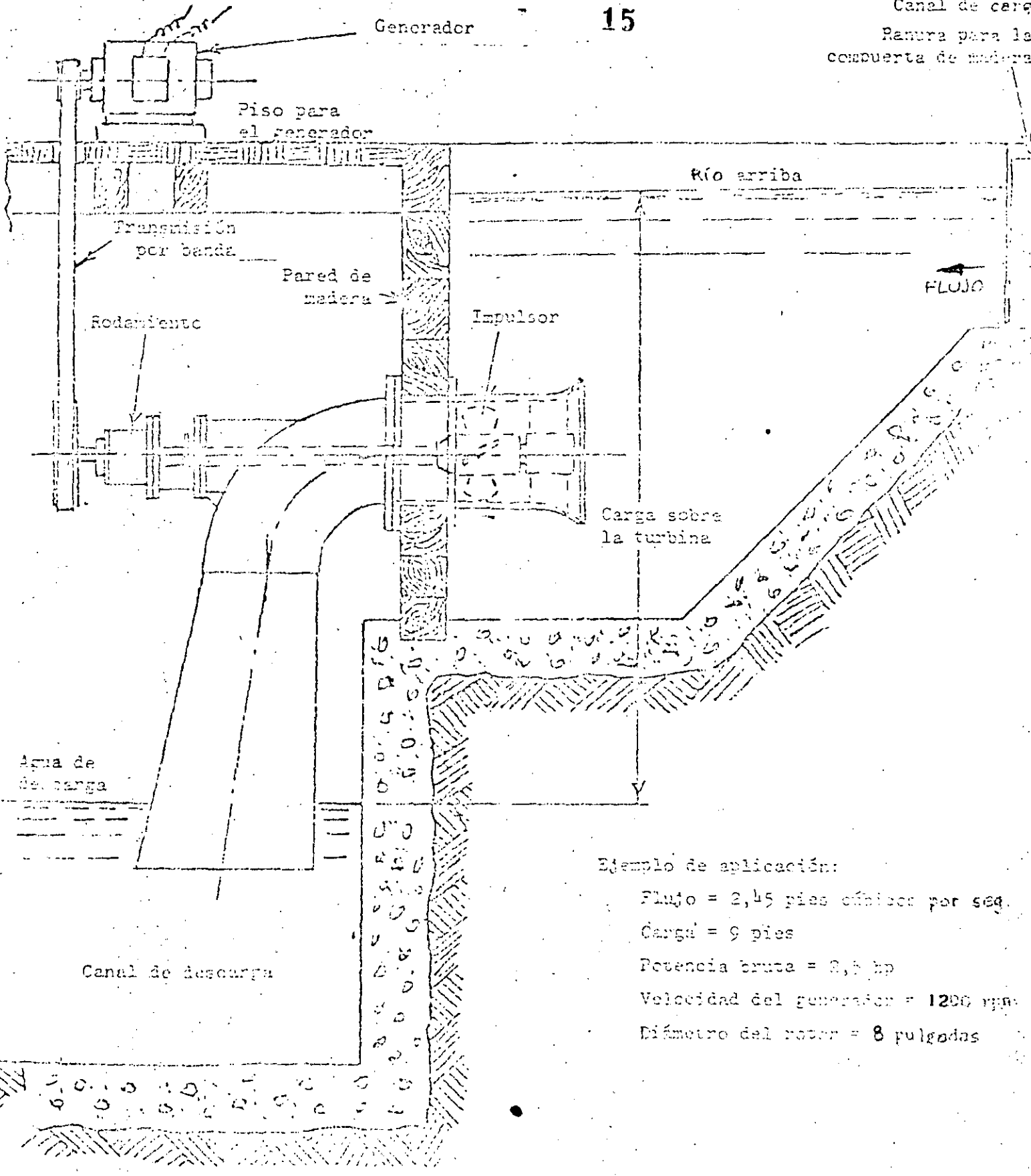
Carga = 9 pies

Potencia bruta = 3,5 hp

Velocidad del generador = 1200 rpm

Diámetro del rotor = 8 pulgadas

Bomba de impulsor sencillo que, al invertir la rotación, puede funcionar como turbina de impulso.



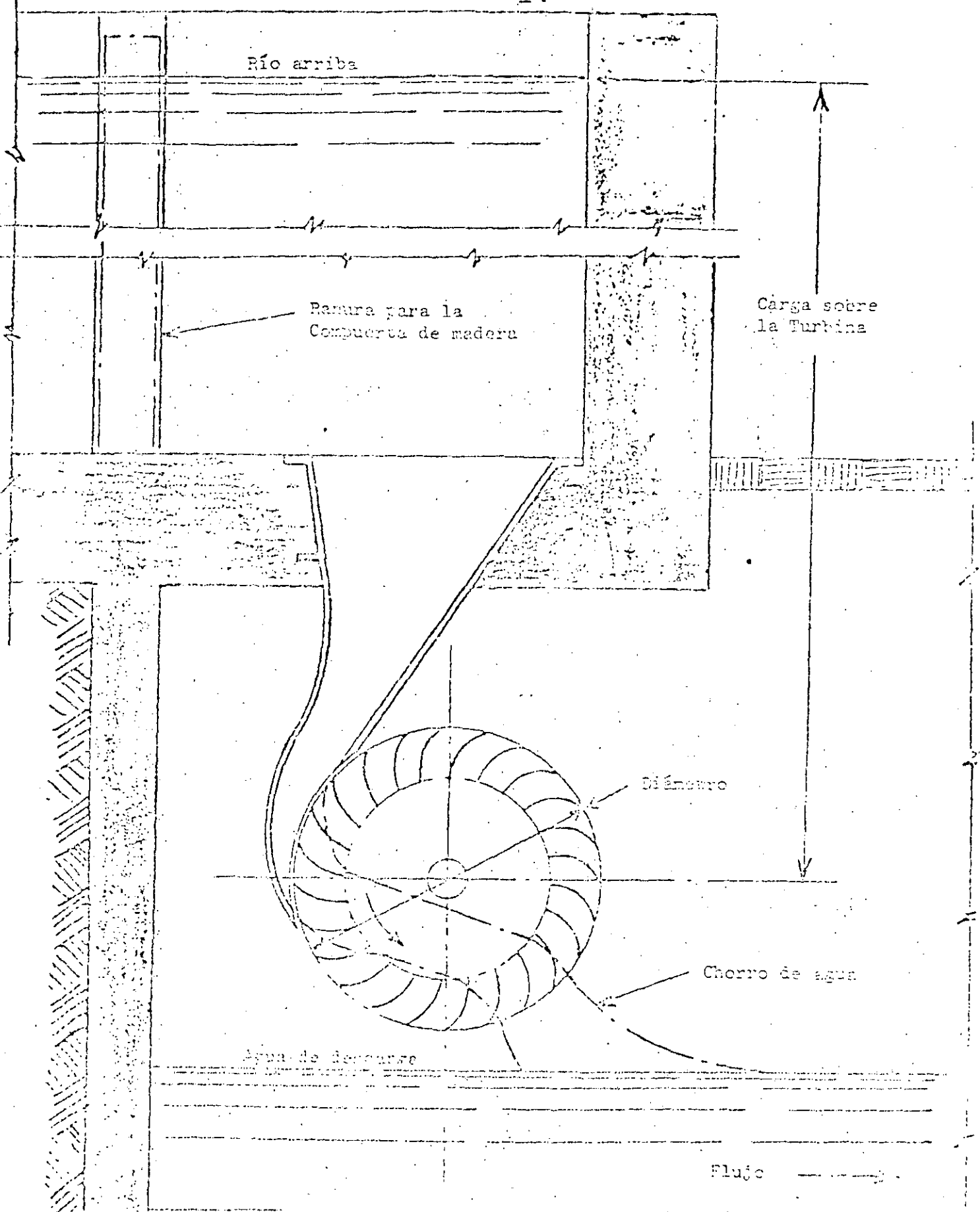
Regulador de velocidad eléctrico-electrónico

Este regulador está formado por un dispositivo electrónico, encargado de captar la variación de velocidad de la turbina hidráulica en base a la variación de frecuencia de generación que ocurre al presentarse una variación de carga, y un motor eléctrico que acciona un mecanismo produciendo la apertura o cierre de la válvula reguladora de flujo de la turbina al girar en un sentido u otro.

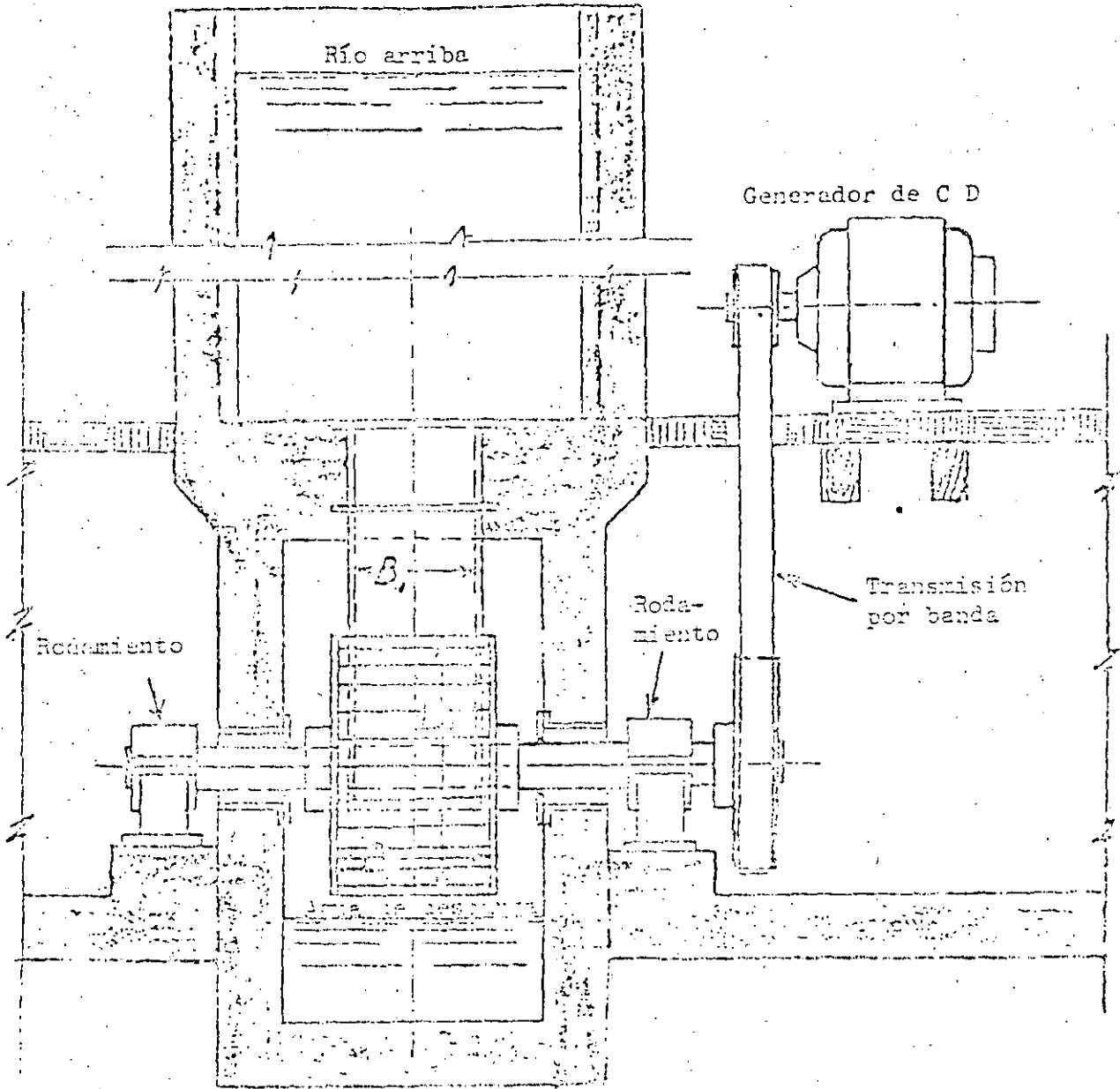
La principal ventaja de este regulador radica en su bajo costo, estimándose que el dispositivo electrónico cuesta aproximadamente 250 dólares, pudiéndolo considerar constante para cualquier tipo de turbina y potencia de generación, quedando como variable el costo del motor eléctrico y el sistema mecánico.

Regulador de velocidad óleo-mecánico

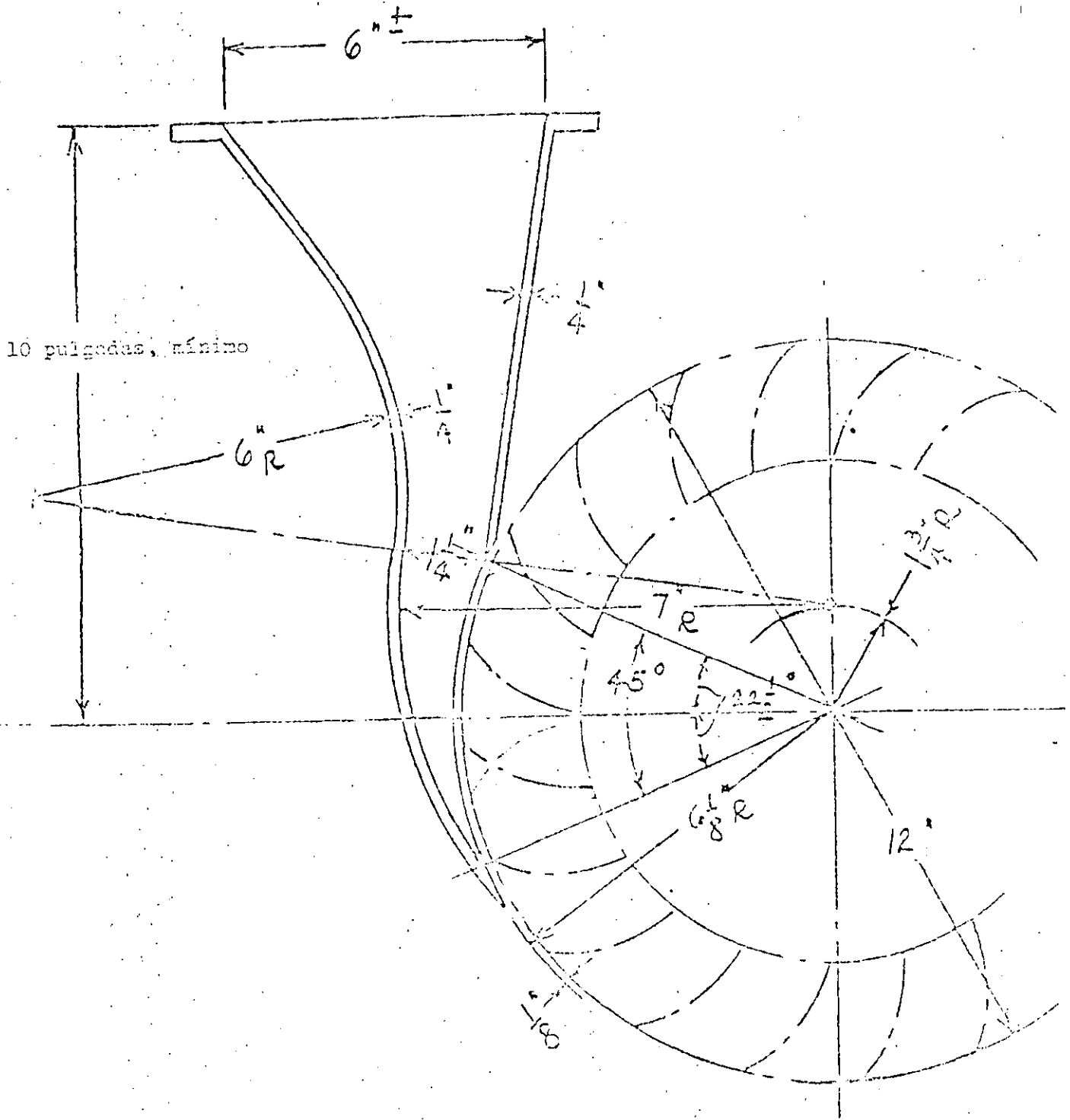
Este regulador está formado por un órgano sensible a la variación de velocidad que generalmente es un péndulo centrífugo, un órgano de distribución y fuerza provisto de una válvula distribuidora de aceite a presión y un servomotor, un sistema de compensación y retroceso cuyo objeto es dar estabilidad a la velocidad del grupo; una bomba de engranajes o paletas deslizantes y dispositivos de maniobras para accionar la válvula reguladora de caudal de la turbina.



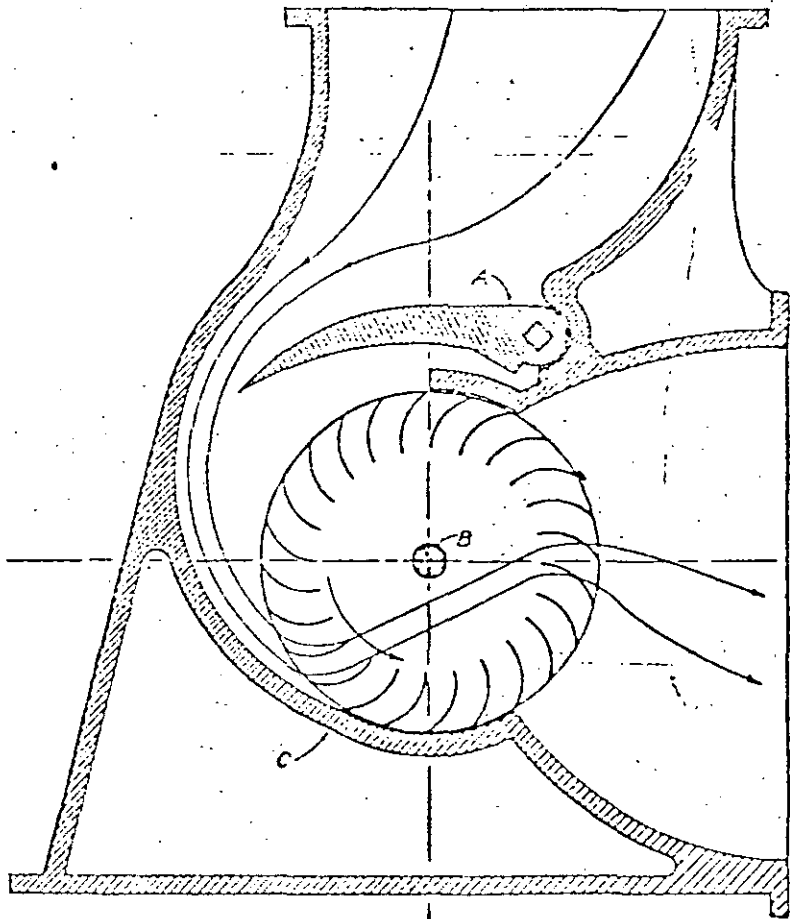
Arreglo de una turbina Michell (Banki) para utilizar una carga baja, sin control (A)



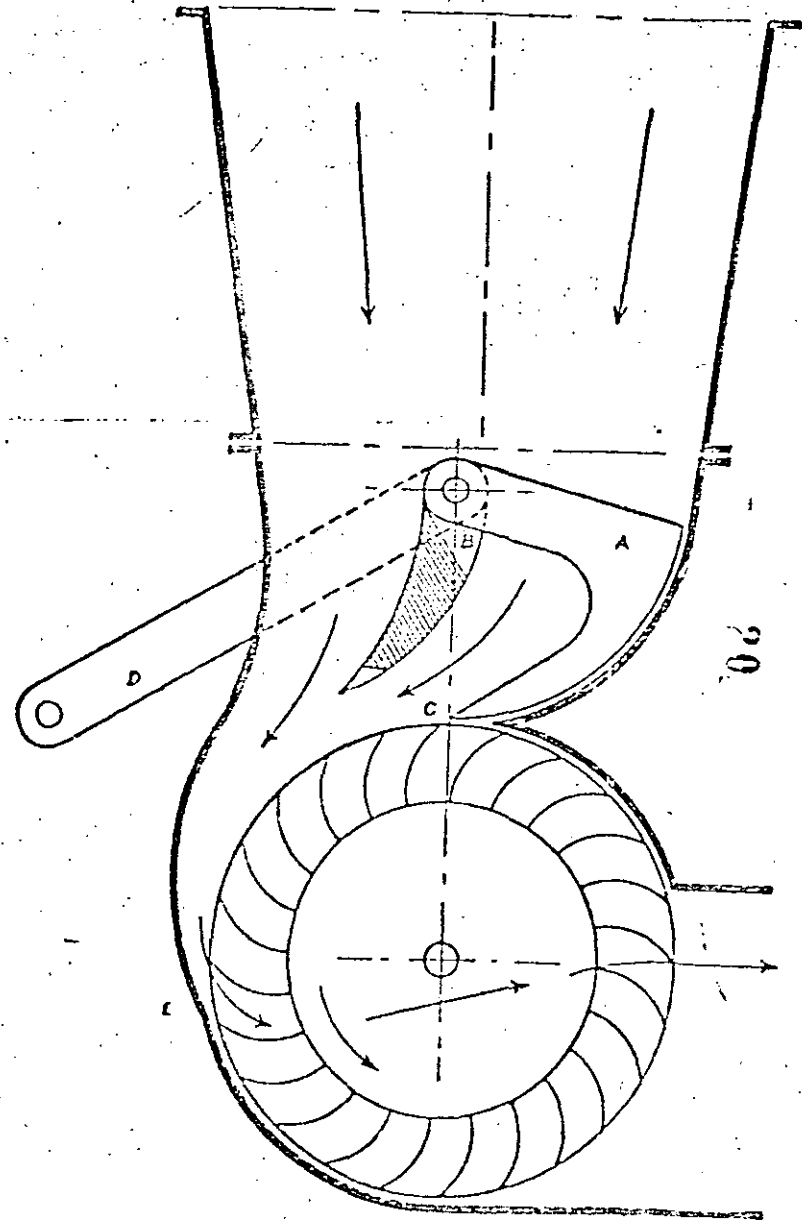
Arreglo de una turbina Michell (Banki) para el uso de una carga baja, sin control (B).



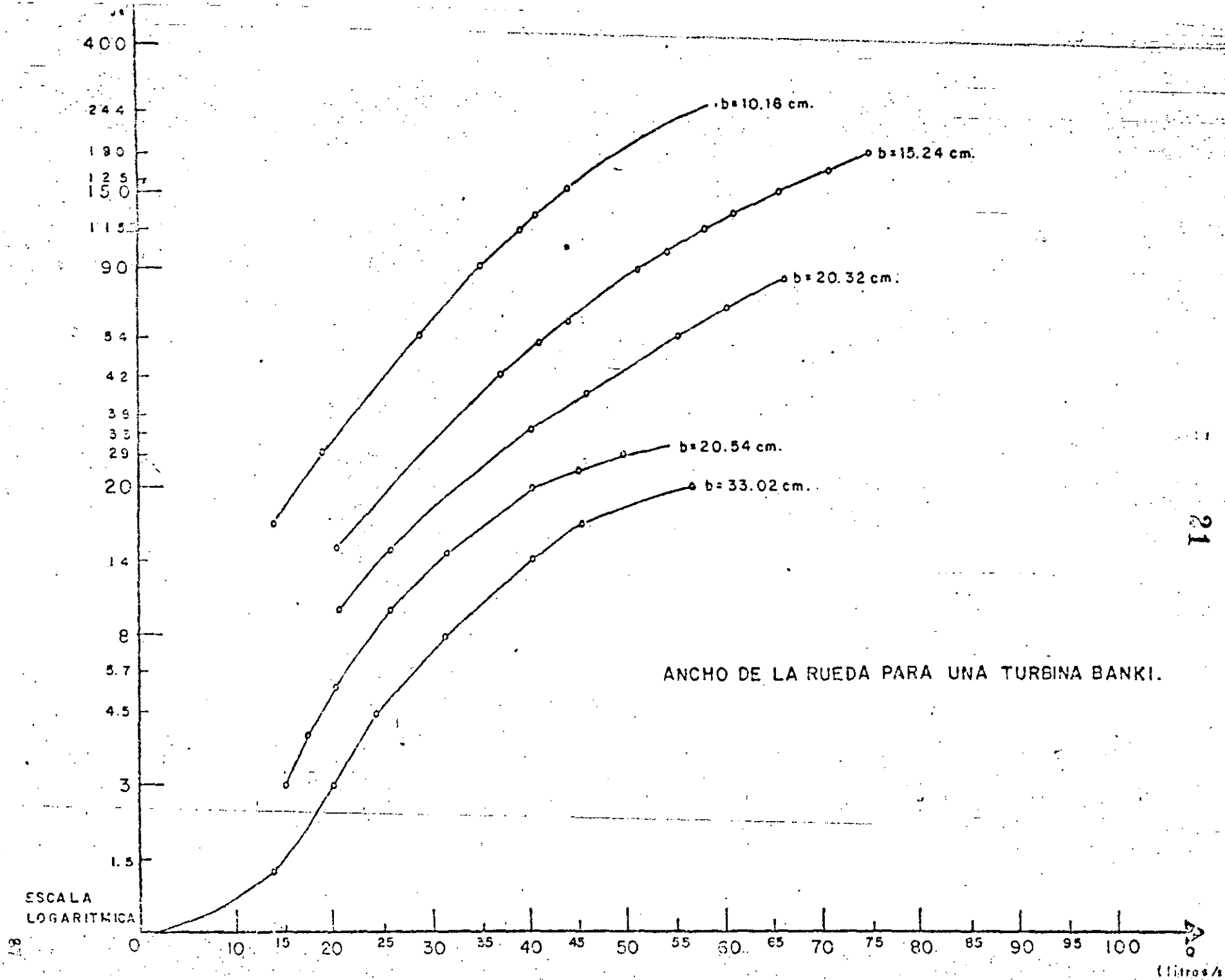
Detalle de la boquilla para un rotor Michell
de 12 pulgadas de diámetro

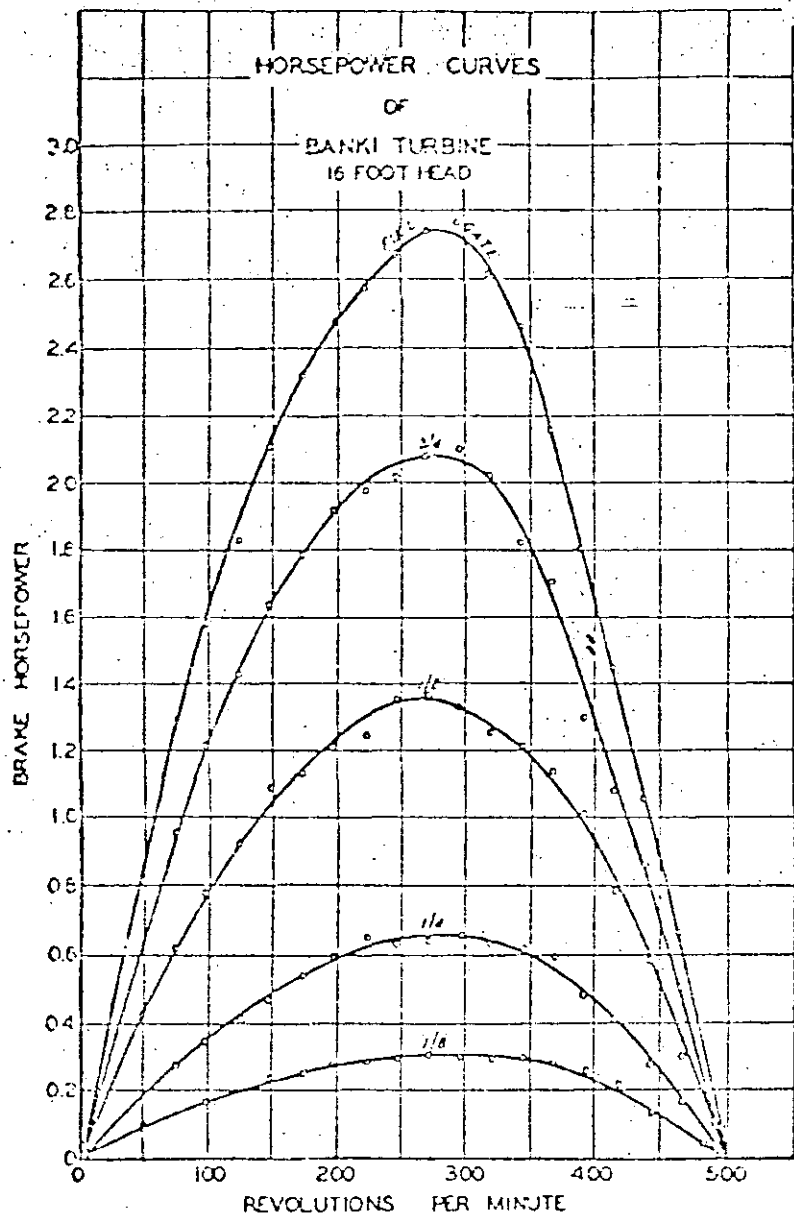


German design of Banki turbine and nozzle.

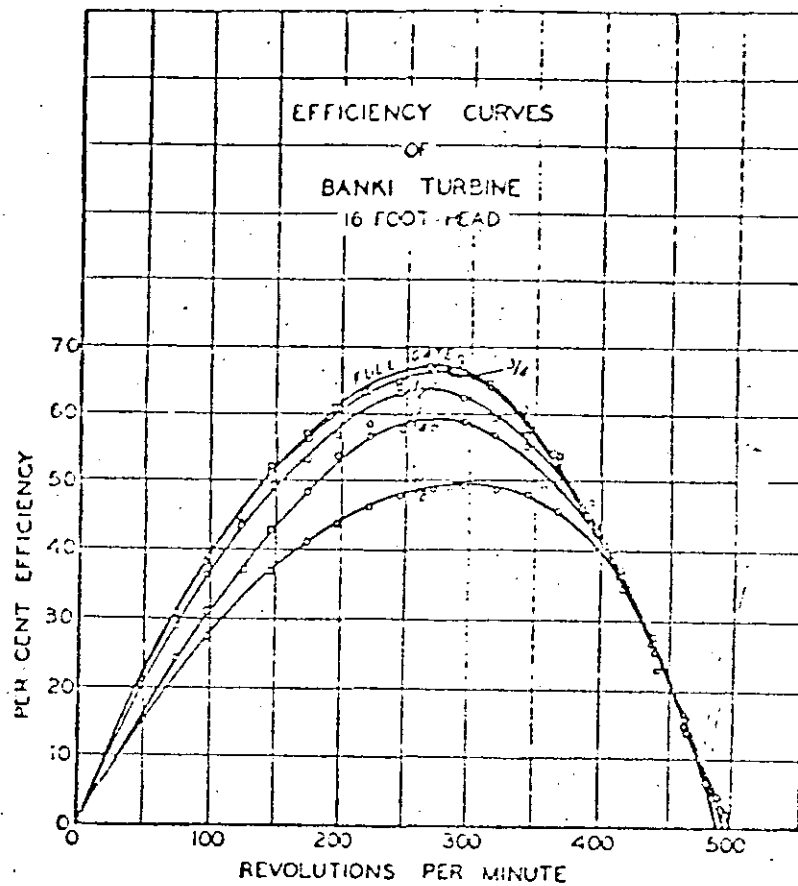


Alternate German design of Banki turbine and nozzle.

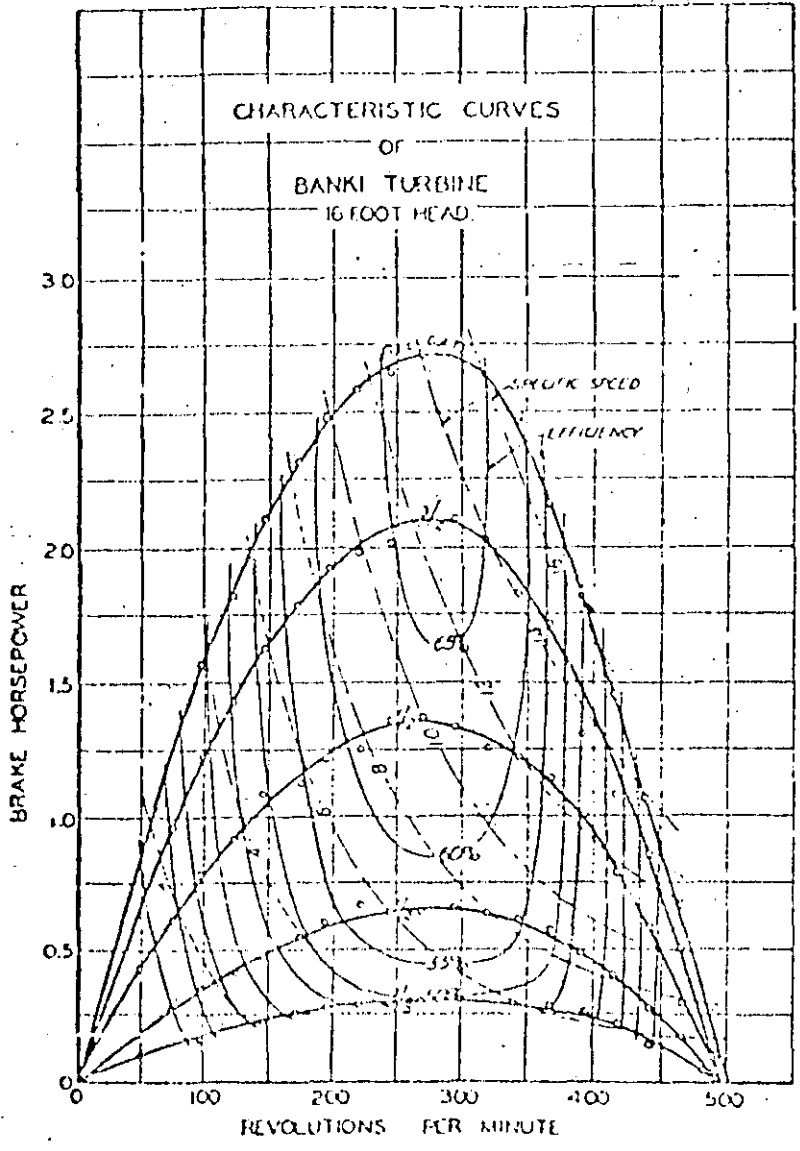




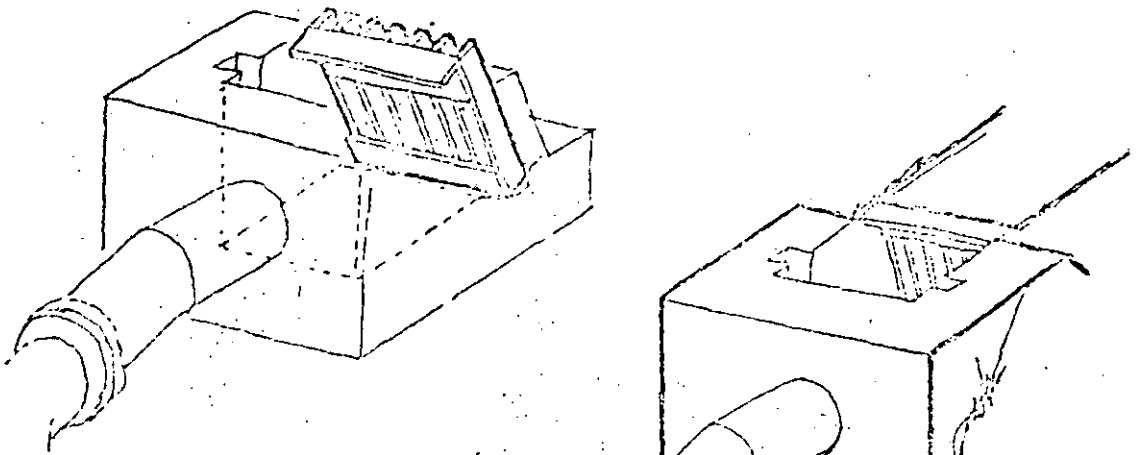
Power curves for Banki turbine under 16-ft head.



Efficiency curves for Banki turbine under 16-ft head.

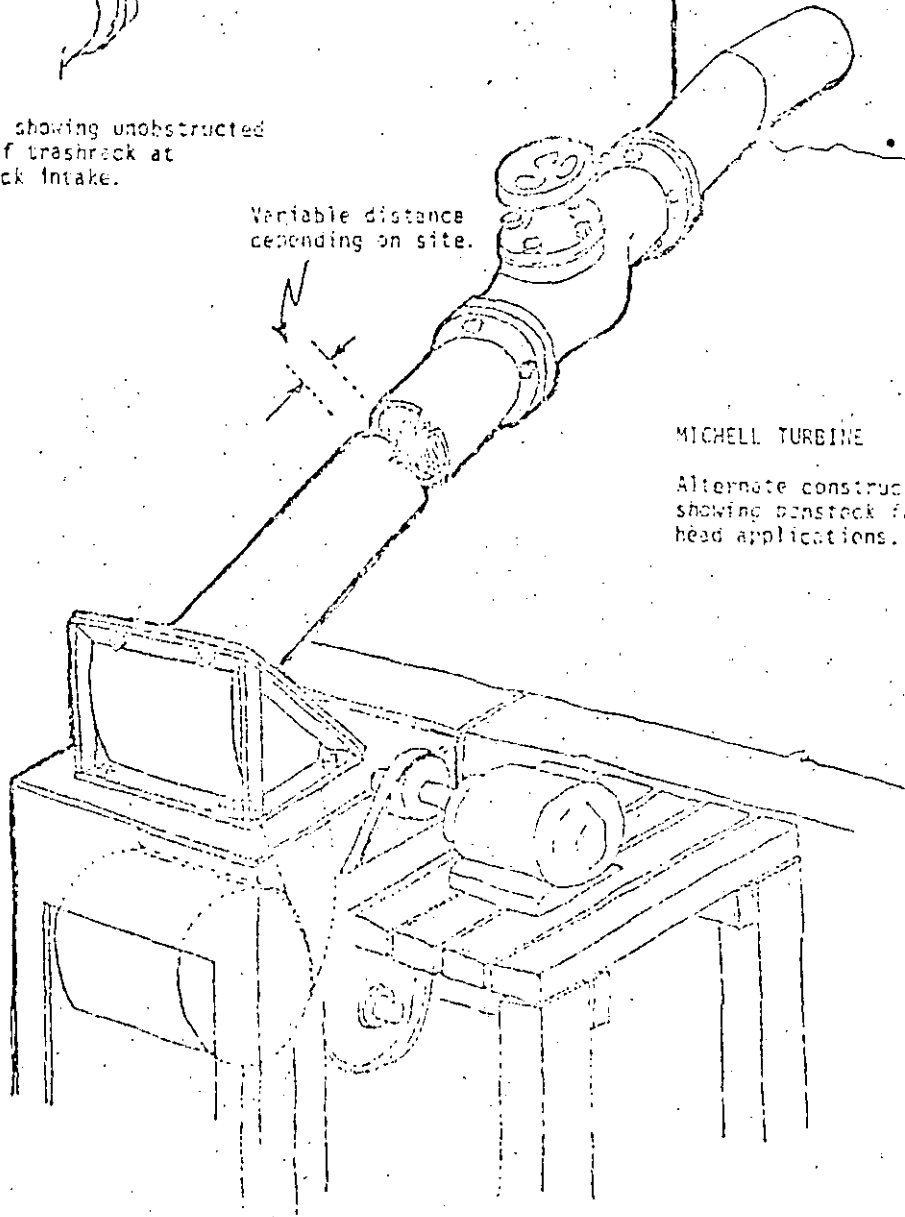


Characteristic curves for Banki turbine under 16-ft head.



Detail showing unobstructed view of trashrack at penstock intake.

Variable distance depending on site.

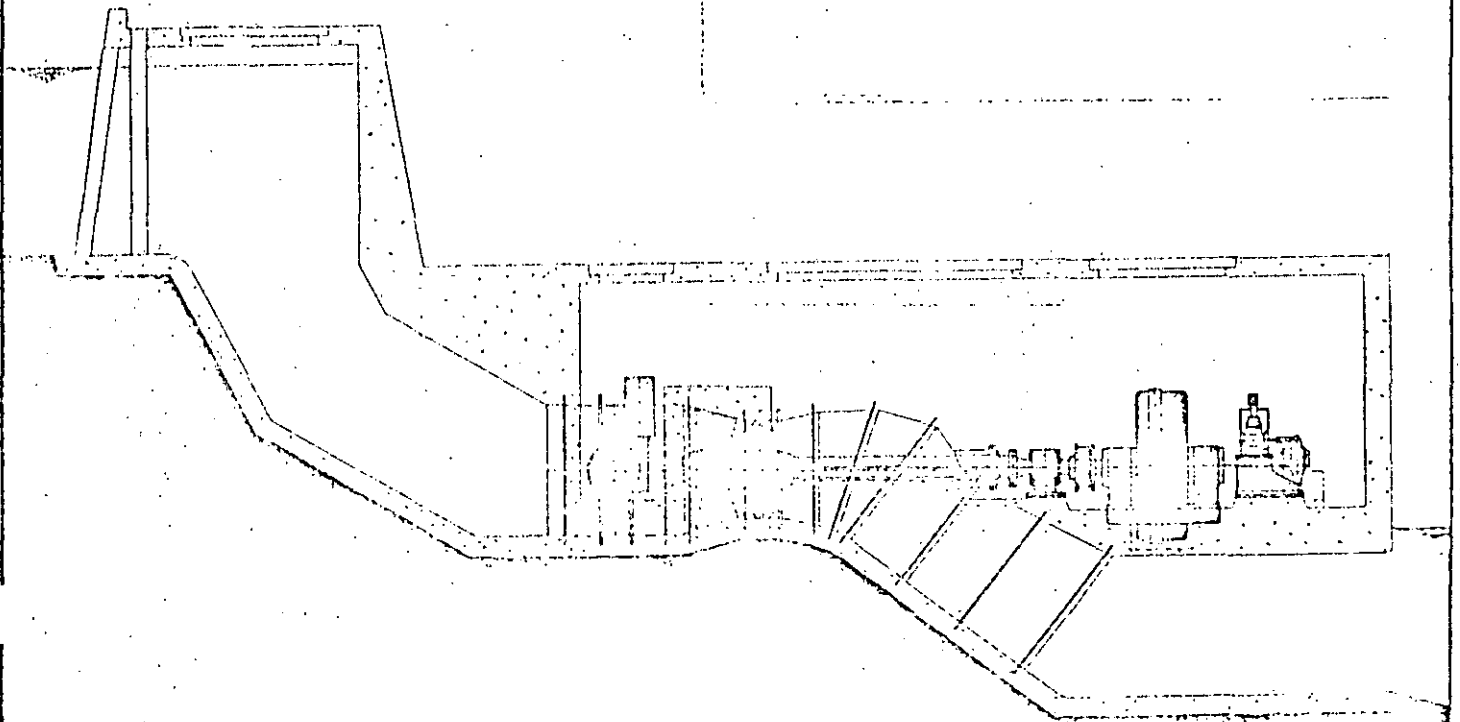


MICHELL TURBINE

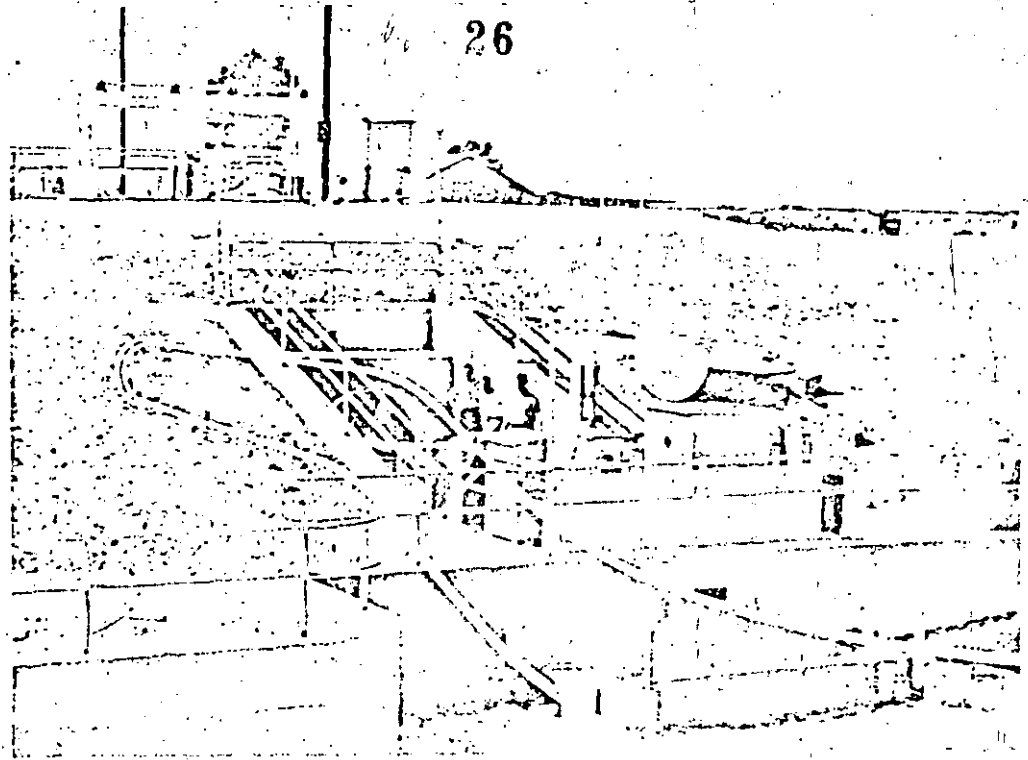
Alternate construction showing penstock for high head applications.

standardized hydroelectric generating units

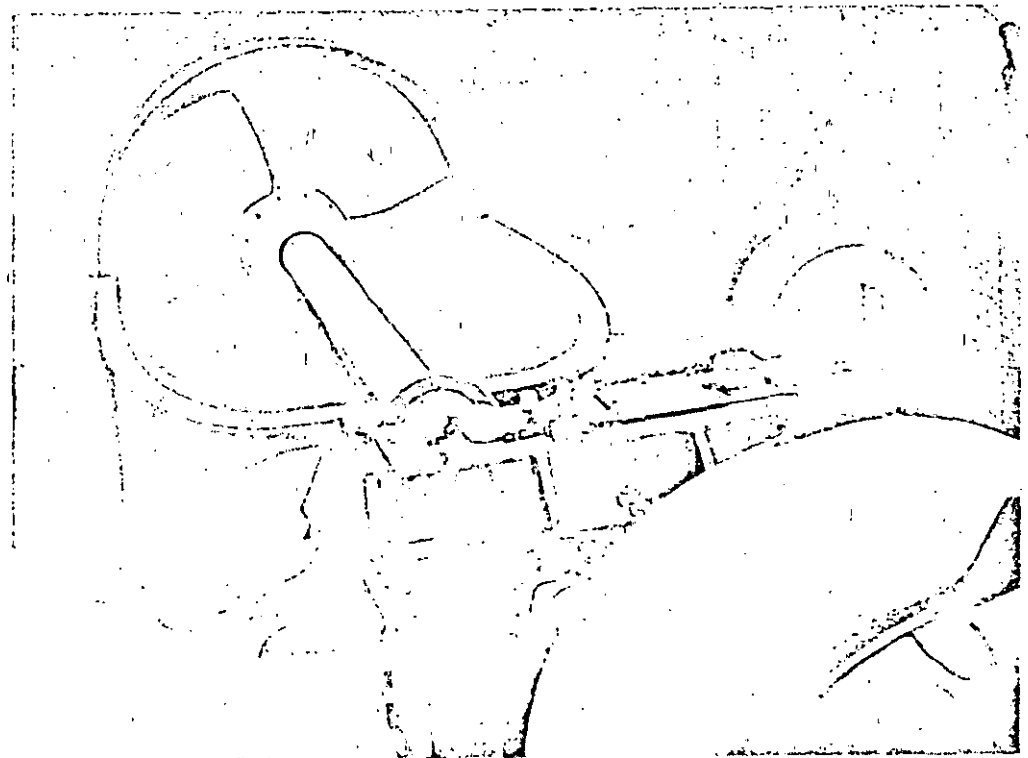
- Low-head
- Modern
- Pre-designed
- Heads up to 15m (50')
- Capacities to 5000 KW



26



Downstream view of outdoor powerhouse.



TUBE turbine with speed increaser and generator.

Tube turbine units

... an economical answer to today's power need

27

With the concern for additional energy sources, there is real need to utilize what is still one of the nation's most abundant forms of energy — hydro-power. The Federal Power Commission estimates the U.S. has 113,000 MW of undeveloped hydro potential, the majority of it in comparatively small rivers and streams.

PACKAGE UNITS

Ten standardized packaged designs are now available from Allis-Chalmers to permit taking advantage of the many existing small dams where the hydraulic energy of the water is presently not recovered. Many of these dams are located near power consuming areas which is an added economic advantage.

COST SAVINGS

In the past each turbine-generator unit was custom designed to meet the hydraulic conditions at an individual site. The pre-designed TUBE turbines will appreciably reduce equipment costs by eliminating the usual high costs of custom engineering and reducing manufacturing costs by taking advantage of standardized manufacturing techniques.

These pre-designed TUBE turbine units are extremely adaptable to various sites and can make previously uneconomical sites attractive. TUBE turbines are pro-

peller-type units which provide the highest possible operating speed and maximum capacity for a given size. The powerhouse structure can therefore be substantially reduced in area and height. The need for deep foundations is minimized thus reducing excavation and other civil construction costs. The building can more readily be blended into the dam and its surroundings. It may also be located underground or within the dam. The standard TUBE turbine concept permits maximum flexibility in arrangement and operating characteristics. Unit spacing, for example, is only two-thirds of a conventional vertical turbine for the same net head and turbine output.

MODERNIZATION

Upgrading and/or enlarging older low-head power plants with new modern TUBE turbine standard units is one very economical means to add significantly to our energy supply. Allis-Chalmers standard TUBE turbine units are designed to be utilized in existing waterways and power houses with a minimum of new civil construction. The ten units ranging in size from 50 to 5000 KW are extremely adaptable for retrofitting low-head power plants. Since TUBE turbines are more compact than conventional vertical units, a larger capacity turbine can be installed in the same size power house.

TUBE is an Allis-Chalmers trademark

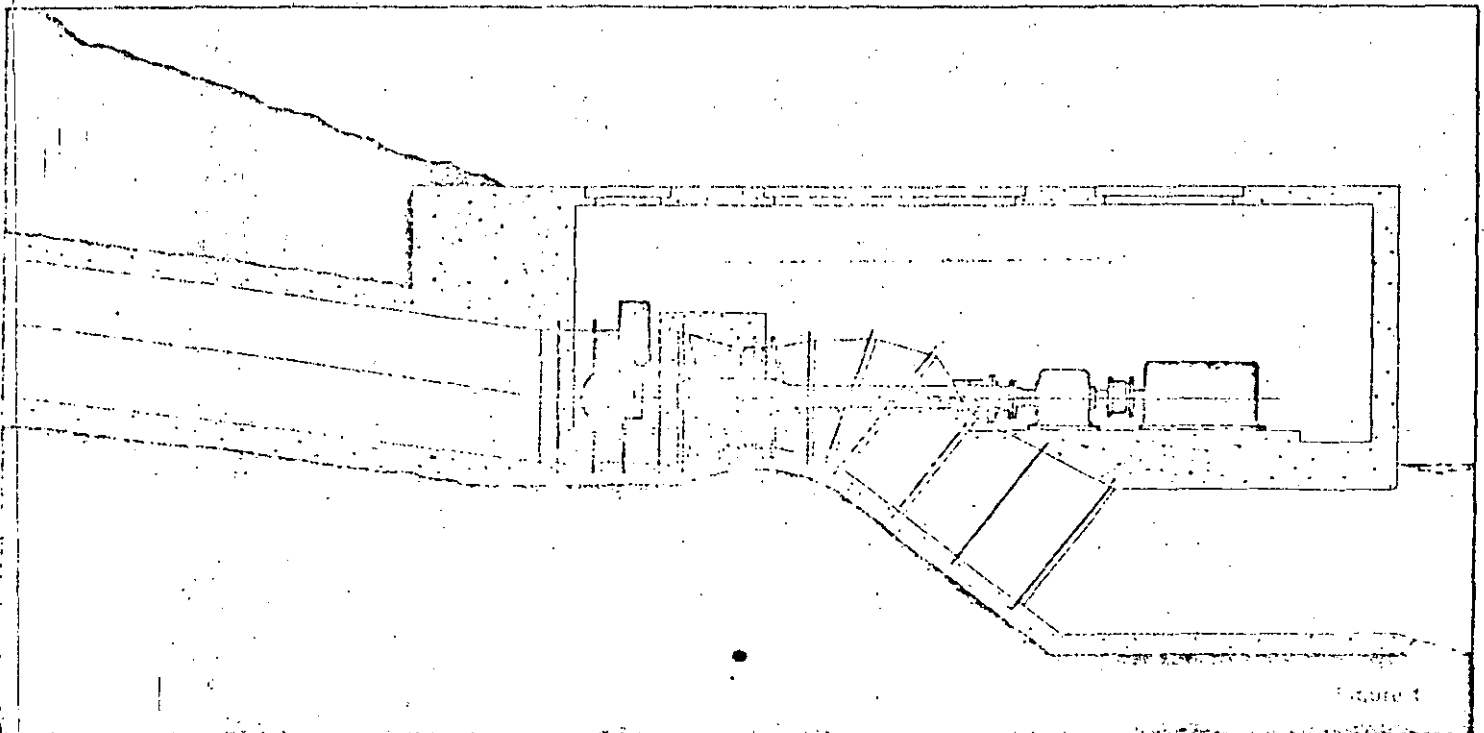


Figure 1

tube units

SIZING
CHART

28

STANDARD TUBE UNITS
OPERATING RANGES
750 mm to 3000 mm
GENERATOR OUTPUT IN KILOWATTS
TEN UNIT SIZES -- MILLIMETRES (INCHES)

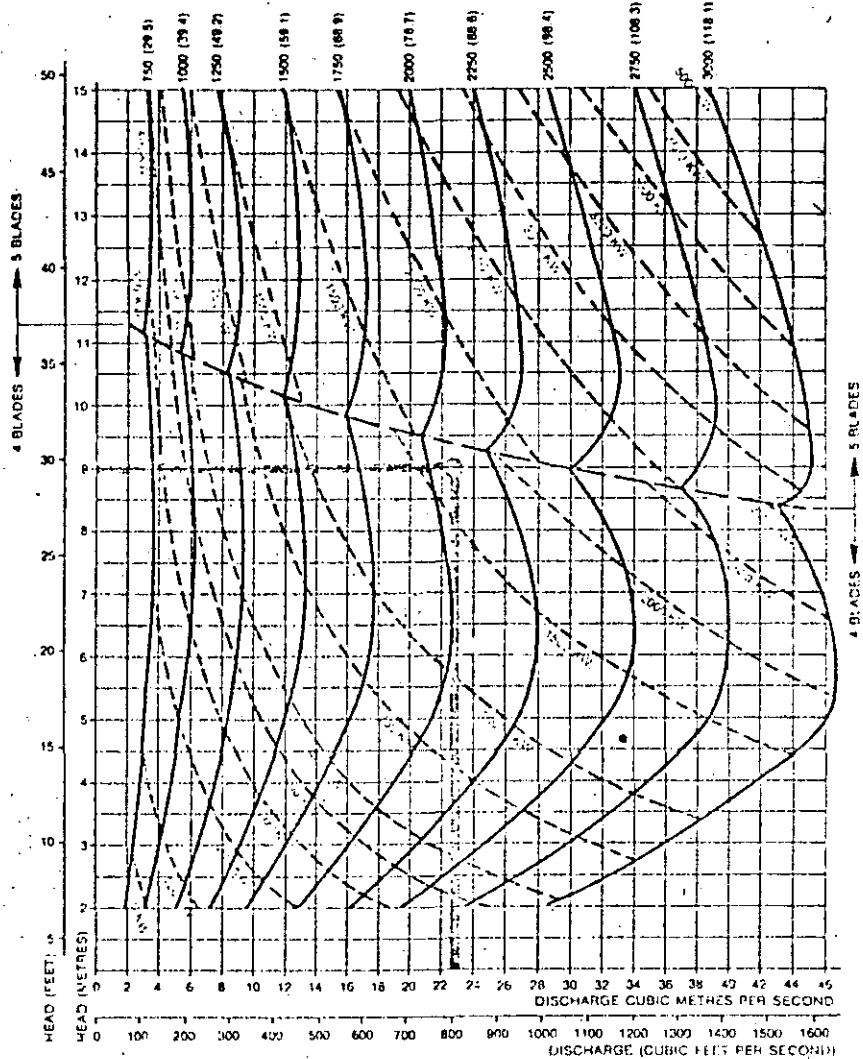


Figure 2

EXAMPLE (colored line) shows how operating range curves are used.

Sea level site has 9-m head and a discharge of 46 m³/s. (Turbine shaft is located not more than 1.0 m above full load tailwater elevation. This height must be reduced by differences in vapor pressure due to altitude of turbine above sea level.)

1. Since 46 m³/s is beyond the sizing curve capacity at a 9-m head, at least two units are required; two at 23 m³/s were selected.
2. Intersection of 9 m and 23 m³/s is between 2000 and 2250-mm sizes and above 1500 KW.
3. A 2000-mm unit provides slightly less output and has a lower cost. Output at maximum blade angle is

$$\frac{21.0 \text{ m}^3/\text{s}}{20.5 \text{ m}^3/\text{s}} \times 1500 \text{ KW} = 1535 \text{ KW}$$

4. A 2250-mm unit provides a higher output at maximum blade angle and discharges the required amount of water at better efficiency. Output at maximum blade angle is

$$\frac{25.0 \text{ m}^3/\text{s}}{26.0 \text{ m}^3/\text{s}} \times 2000 \text{ KW} = 1920 \text{ KW}$$

Rated output is

$$\frac{23.0 \text{ m}^3/\text{s}}{26.0 \text{ m}^3/\text{s}} =$$

88% of full load and is therefore near best efficiency. A larger turbine will be required if the unit is located more than 1.1 m above tailwater elevation.

Tube units

DIMENSIONS,
ARRANGEMENTS

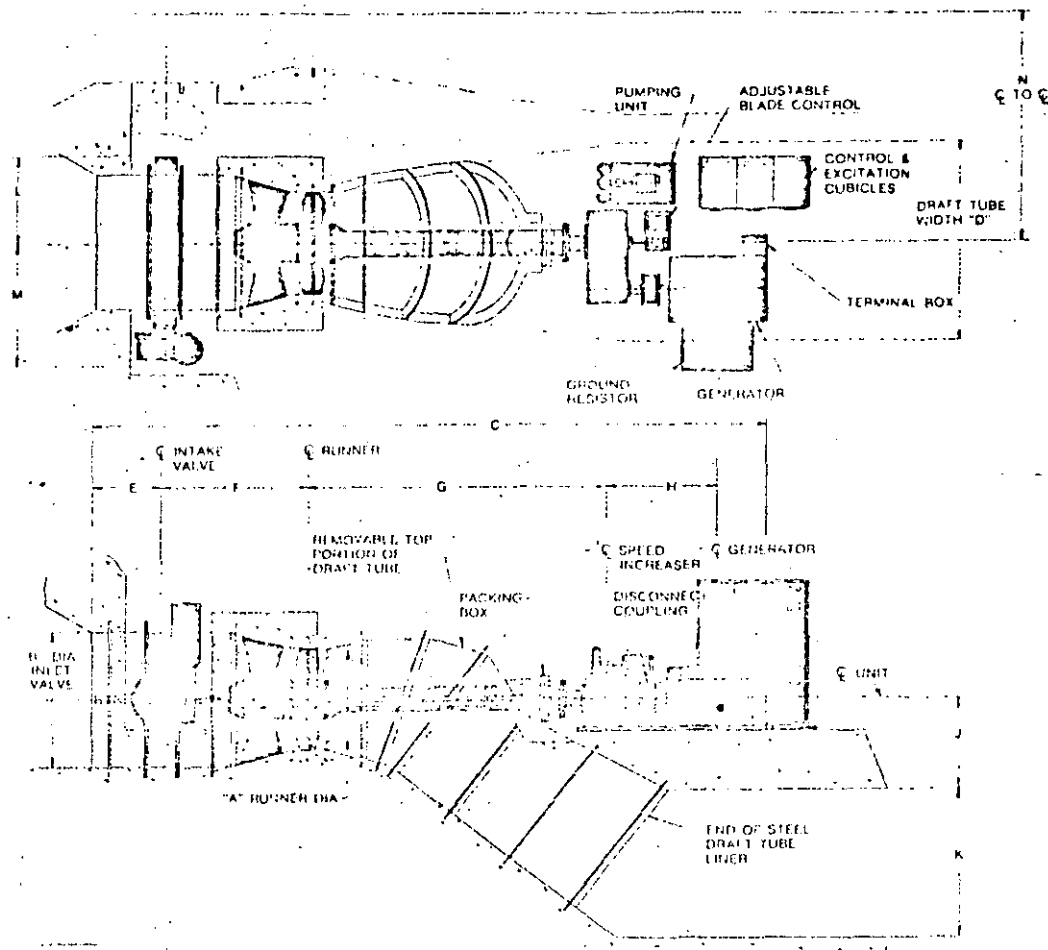


Figure 3

BASIC DIMENSIONS

A = Runner Diameter in millimeters (inches) = 1.00

All Other Dimensions Are In Proportion From Runner Diameter

A	750 (29.5)	1000 (39.4)	1250 (49.2)	1500 (59.6)	1750 (68.9)	2000 (78.7)	2250 (88.6)	2500 (98.4)	2750 (108.3)	3000 (118.1)
B	1.43	1.37	1.34	1.32	1.31	1.30	1.29	1.28	1.27	1.22
C	8.6	7.9	7.3	7.2	6.9	6.7	6.6	6.6	6.5	6.5
D	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
E	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
F	1.8	1.6	1.5	1.5	1.5	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4
G	3.8	3.6	3.5	3.5	3.4	3.4	3.3	3.3	3.3	3.3
H	1.5	1.3	1.1	1.1	1.0	0.9	0.9	0.9	0.8	0.8
J	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
K	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
L	0.9	0.9	0.9	0.9	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.7
M	1.3	1.3	1.3	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
N	3.0	2.7	2.6	2.5	2.4	2.4	2.3	2.3	2.3	2.2

NOTE: Dimensions are approximate and may vary for specific applications.

30 INTAKE VALVE — BUTTERFLY
The valve body is of fabricated steel with replaceable 360° stainless steel seat and self-lubricated trunnion bearings.

The fabricated steel disc has stainless steel trunnions and a readily replaceable 360° rubber seal.

The valve is equipped with an hydraulic operator with stored energy operator for emergency closure upon loss of power. The operator is sized to close the valve against full turbine runaway speed discharge.

TURBINE — TUBE

The vaned intake is of fabricated steel with radial vanes which support the upstream bearing located within a watertight housing. The turbine throat ring is a fabricated steel extension of the vaned intake and both are provided with necessary anchorage for embedment. Lubricating oil supply and drain pipes for the guide bearing are part of the vanes which are shaped for optimum hydraulic performance.

The draft tube is of the high energy recovery, elbow type, fabricated from plate steel. Stiffening ribs are provided to minimize distortion and vibration. The top portion is removable (bolted) for access and/or removal of the runner and shaft. The shaft packing box is mounted on the draft tube elbow.

The runner may be of either the fixed blade or adjustable blade type with a fabricated steel hub and steel blades. The adjustable blade operating mechanism consists of steel levers attached to the blade trunnions. The levers are connected by steel links to the crosshead which interlocks all blades at the same angle. It is positioned by the blade operating rod which extends through the turbine shaft to a hydraulic blade positioner located on the outboard side of either the speed increaser or generator. The runner hub linkage and blade trunnions are supported on bronze bushings which are lubricated by oil from within the hub.

The turbine shaft is of tubular design for optimal, torsional and lateral stiffness. The shaft is fabricated from seamless mechanical tubing with steel flanges.

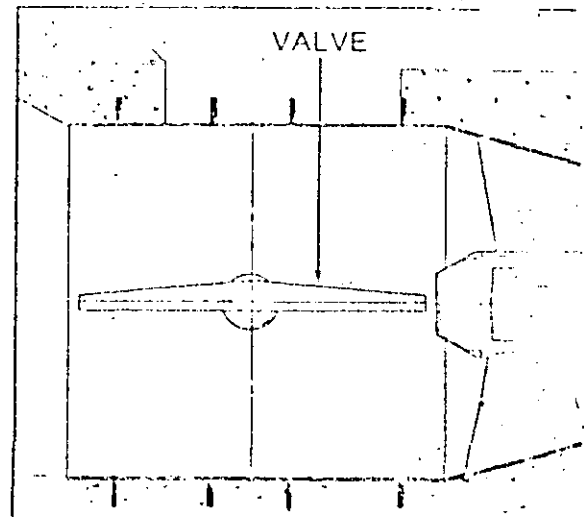
A shaft extension is provided from the runner hub into the upstream bearing and another extension is used in conjunction with the outboard combination guide and thrust bearing.

The upstream turbine bearing as well as the main guide and thrust bearing are of the self-aligning spherical roller type. These bearings carry all mechanical and hydraulic loads imposed by the turbine. They can compensate for misalignment of up to 1.5°, have a minimum B-10 life of 100,000 hours and are oil bath lubricated.

When required by the generator design, an air clutch is provided to disconnect the generator in the event of excessive turbine overspeeds. The air clutch is normally continuously engaged during startup and normal operation. However, loss of the electrical load and/or overspeed indicated by an independent speed switch initiates release of the air pressure and disengagement of the clutch. When the air clutch is not required, a flanged coupling connects the generator to either the turbine or a speed increaser.

BLADE POSITIONER

Angular positioning of the adjustable runner blades is achieved by a hydraulic operator located outboard of either the speed increaser or generator, in line with



the main turbine shaft. The hydraulic operator is controlled by either a speed frequency governor, load controller, or a headwater level sensing control. The latter automatically adjusts the runner blade angle to provide appropriate turbine discharges and power outputs to properly maintain the headwater level within a pre-established, adjustable, control range. Any of these control devices may be provided with remote indication and/or remote override controls.

GENERATOR — GENERAL

The generator may be either of the synchronous or induction type depending upon relative economics and system requirements. For low head applications, a speed increaser may be incorporated in order to take advantage of a higher speed, lower cost generator. In such cases, the outboard combination guide and thrust bearing is replaced by the speed increaser which itself has the necessary shaft support bearings and thrust capability. When required the air clutch is installed on the high speed side of the

speed increaser. Either synchronous or induction generators are self-contained with their own bearings, lubrication system and necessary auxiliaries. The synchronous generator includes a static exciter with its power transformer and voltage regulator.

GENERATOR — SYNCHRONOUS

The stator yoke is of welded, box-type construction, fabricated from steel plates and steel members. The stator core laminations are die-punched from thin, especially rolled precoated, electrical sheet steel. The stator windings are of the double layer lap type with Class B insulation.

The rotor spider is of fabricated steel construction. To facilitate pull-in starting with the turbine, a connected damper is provided consisting of several round copper bars in each pole head.

Generator cooling air is taken in by shaft fans from the generator room, from each side of the stator. Rated generator capacity is based on cooling air into the generator not exceeding 40° C.

STATIC EXCITER — VOLTAGE REGULATOR

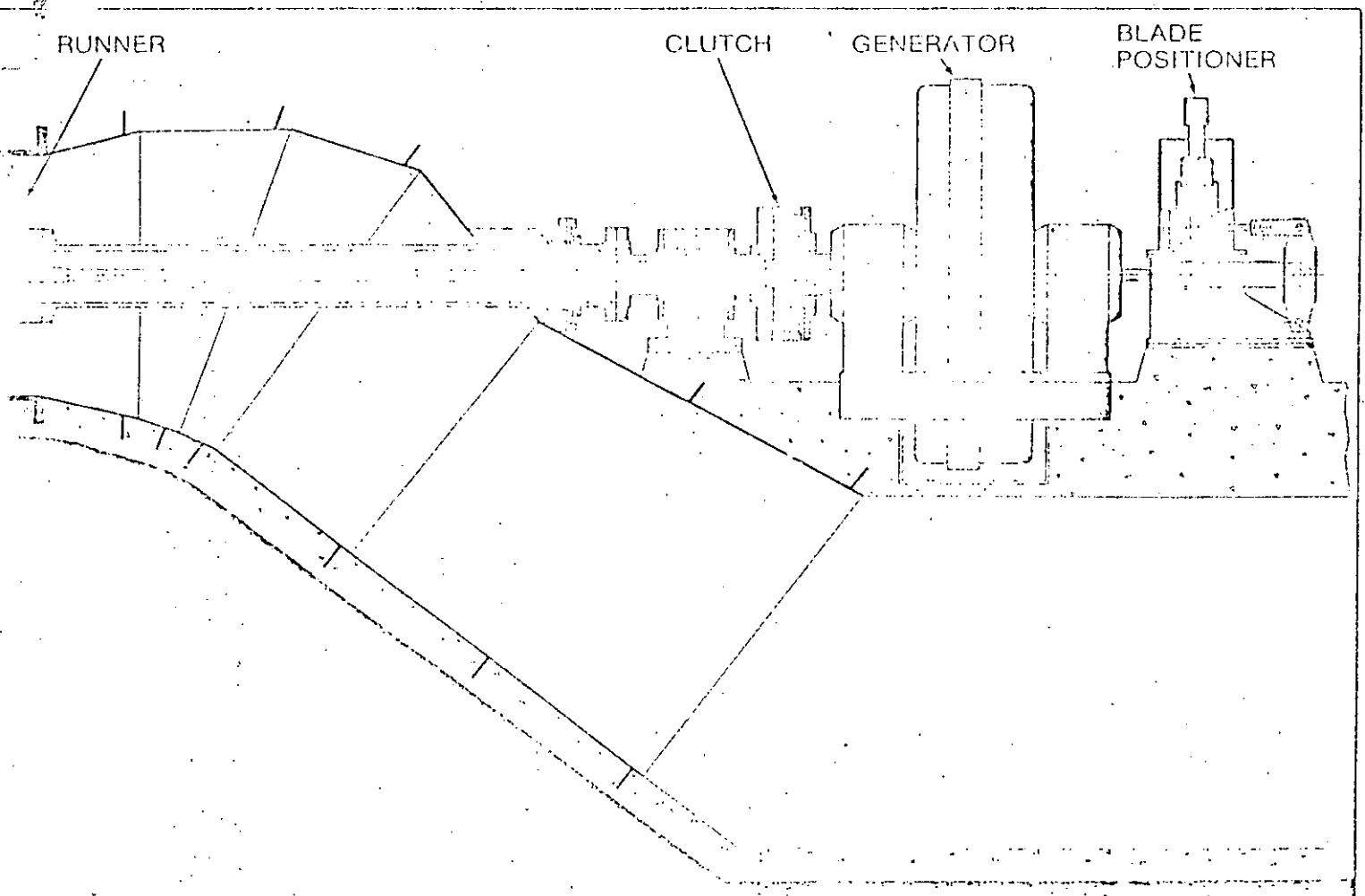
The exciter-regulator provides generator excitation and accurate voltage regulation for varying conditions of load, power factor, generator frequency and load unbalance. Excitation power is normally obtained from generator output voltage.

Exciter-regulators are the static thyristor type and utilize self-excitation of the generator's own output. Accurate control of generator voltage is achieved through the use of a closed-loop regulating system.

GENERATOR — INDUCTION

Induction generators are similar to induction motors, but are driven at a speed slightly higher than the inherent synchronous speed. They obtain their excitation from the power system.

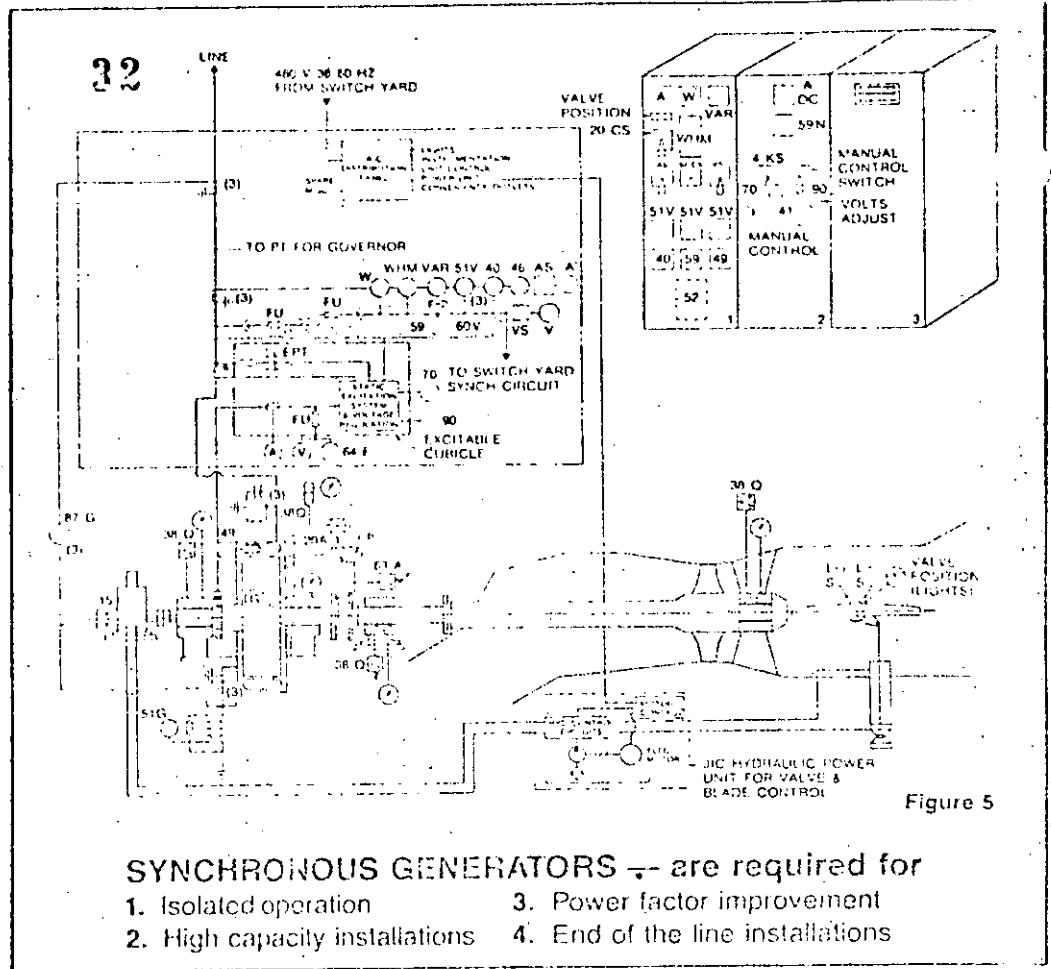
The stator yoke, core and coils and ventilation requirements are essentially the same as for synchronous generators. The rotor consists of a cage winding similar to that used for an induction motor.



ALLIS-CHALMERS
STANDARD

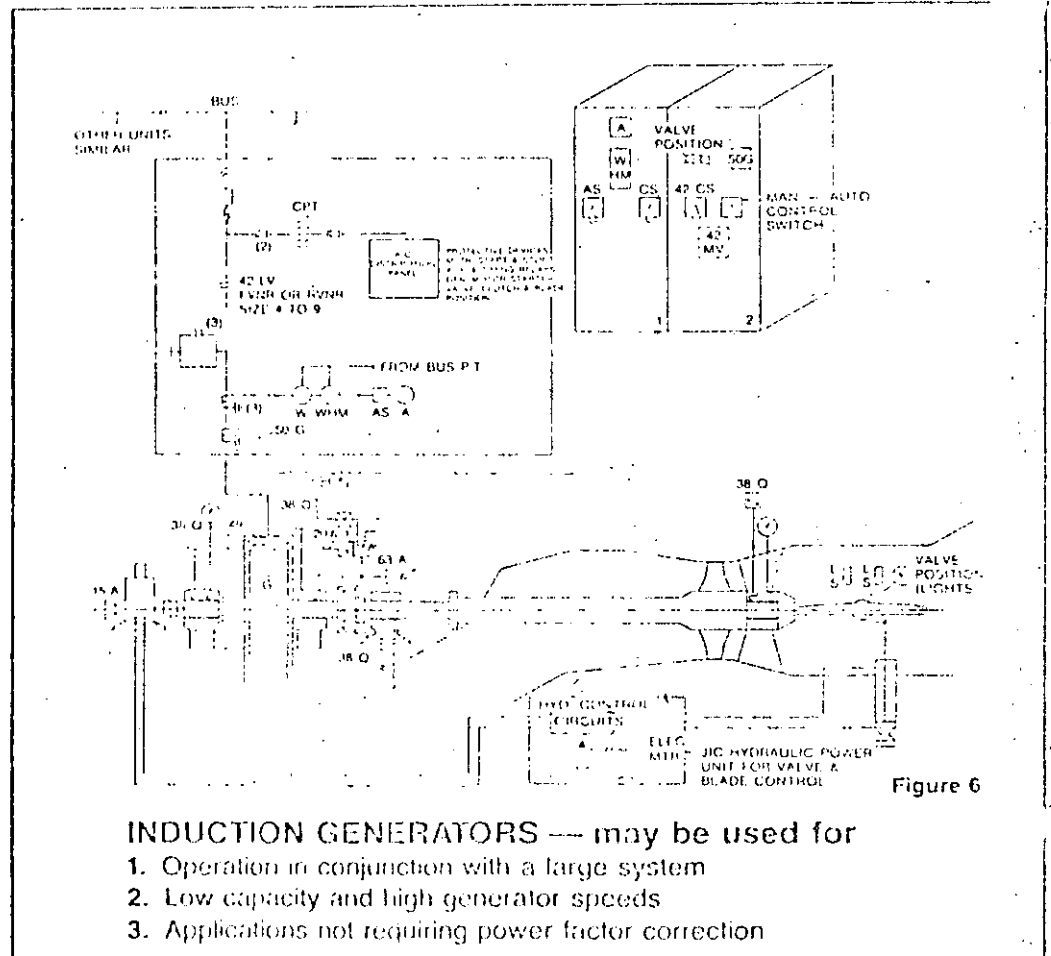
tube
units

CONTROL
SYSTEM



SYNCHRONOUS GENERATORS — are required for

1. Isolated operation
2. High capacity installations
3. Power factor improvement
4. End of the line installations



INDUCTION GENERATORS — may be used for

1. Operation in conjunction with a large system
2. Low capacity and high generator speeds
3. Applications not requiring power factor correction

th
er
qu
ne
re
a
ct
m
or
ra
de
re

ALLIS-CHALMERS
STANDARD

tube
units

PERFORMANCE
CURVE

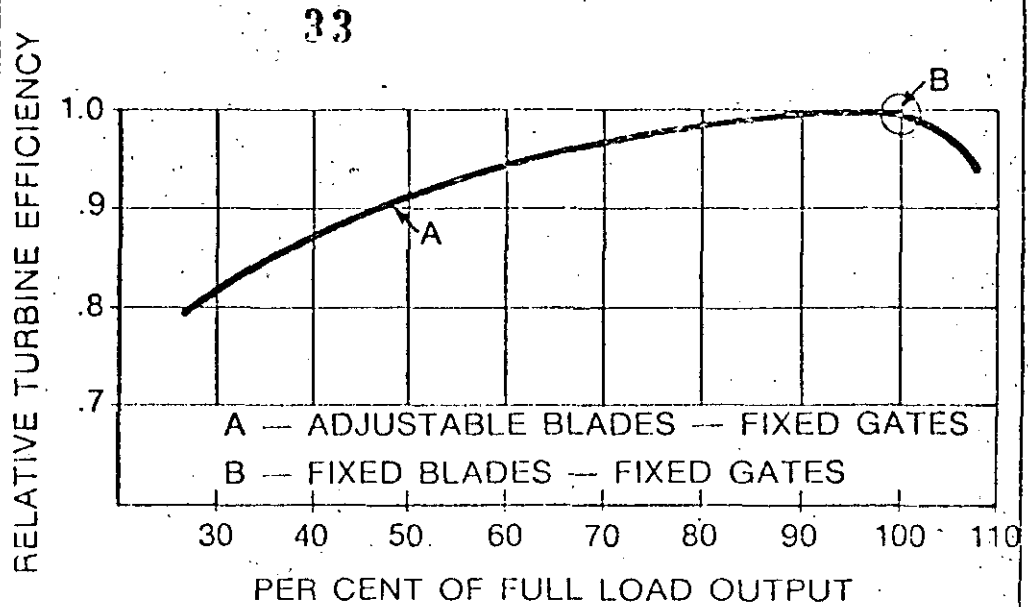


Figure 7

Standardized TUBE units are available with either fixed blade or adjustable blade propeller runners.

Fixed blade propeller runners provide a single operating point for a given head. The generator output and turbine discharge are established by the runner blade and intake vane angles. These are determined at time of manufacture to obtain the required output under specified head and speed conditions. Output varies with changes in head.

Adjustable blade runners provide a controllable generator output and turbine discharge at added cost. The turbine provides a wide range of good efficiencies at various blade angles and can be "opened up" under reduced heads and high flows to more nearly maintain rated output. Blades are hydraulically operated and may be controlled by speed, frequency, load or water level requirements.

Information required for the application and selection of hydraulic turbines

Our complete facilities are at the service of water power users. We provide recommendations, layouts and proposals for both new developments and the re-constructing of existing plants. However, proper selection and application requires detailed, specific information. To prepare a complete proposal promptly, it is important that the following data, where applicable and available, be sent with each inquiry.

1. Name, firm or corporation, with address.
2. Location and name of the plant.
3. Approximate elevation of the plant above sea level.
4. Total quantity of water in cubic feet or cubic meters per second; with comments regarding the variations in daily and seasonal flow, as well as storage capacity. Flow duration curves and drainage area.
5. Quality of the water. Does it contain sand, chemicals or other impurities?
6. Gross head (vertical distance from the headwater level to the tailwater level) with any known variations preferably correlated with flow.
7. If already determined, net or effective head on which all guarantees are to be based, with any known variations.
(If it has not been determined, we are prepared to estimate the net effective head based on the penstock or flume dimensions.)
8. Amount of power desired or required.
9. Discharge or load at which maximum efficiency is desired.
10. Number and size of the units contemplated or required now and for future installation. If new units are to be sized for an existing plant, give space limitations and details of existing foundations and superstructure.
11. Distance from normal tailwater level to powerhouse floor, with variations and relation to flow.
12. Proposed length, diameter and material of the supply pipe (penstock) if required. If already designed or installed, give complete information.
13. If a surge tank is installed or contemplated on the pipeline, the distance along the penstock from the surge tank to the powerhouse and all available surge tank data.
14. Will the plant operate separately or in parallel with a power system? If in parallel, give approximate installed capacity of the system and its frequency.
15. Method of intended operation—manual, semi-automatic, fully automatic or remote control.
16. Supplementary information with drawings or sketches, to assist in proper interpretation of the data.

Since many dimensions may be changed before the plant is actually constructed, the purchaser must be responsible for the net effective head, the elevations of the head and tailwater levels, and the quantity of water, as well as the exactness of all field information on which the final design of the turbines is based.





**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

PROYECTO DE PLANTAS HIDROELECTRICAS

TEMA N°3 - POTENCIAL HIDROELECTRICO NACIONAL

ING. ROBERTO CARVAJAL RODRIGUEZ

OCTUBRE, 1984

P R E F A C I O.

Hace cuarenta y siete años, el 14 de agosto de 1937, fué promulgada la Ley que creó la Comisión Federal de Electricidad en -- nuestro país, los objetivos de este organismo descentralizado -- serían los de organizar y dirigir un sistema nacional de genera-- ción, transmisión y distribución de energía eléctrica, sin pro-- pósito de lucro y en beneficio de los intereses generales.

Tuvieron que transcurrir 23 años, desde la creación de la Comi-- sión Federal de Electricidad, para que el 27 de septiembre de -- 1960 se nacionalizara la industria eléctrica.

El 23 de diciembre de 1960, se decretó la adición al párrafo -- sexto del Artículo 27 de la Constitución Política de los Esta-- dos Unidos Mexicanos; se publicó en el Diario Oficial del 29 de diciembre del mismo año y a partir de ese momento la nacionali-- zación de la industria eléctrica quedó consumada jurídica y fi-- nancieramente.

La adición expresa: "Corresponde exclusivamente a la nación gene-- rar, conducir, transformar, distribuir y abastecer energía eléc-- trica que tenga por objeto la prestación de servicio público. En esta materia no se otorgarán concesiones a los particulares y -- la nación aprovechará los bienes y recursos naturales que se re-- quieran para dichos fines".

Para tal finalidad la Comisión Federal de Electricidad lleva a-- cabo los estudios de planeación necesarios a corto, mediano y -- largo plazo; en consecuencia formula el "Programa de Obras e In-- versiones del Sector Eléctrico".

Refiriéndonos en particular a las plantas hidroeléctricas, la --

Comisión Federal de Electricidad, a través de la Gerencia de Proyectos Hidroeléctricos, realiza: los estudios básicos de gabinete y campo; la ingeniería conceptual, la de diseño y construcción de las obras.

El desarrollo de los recursos hidroeléctricos del país requiere del estudio y análisis sistemático de la información, dando lugar a integrar el inventario denominado "Potencial Hidroeléctrico Nacional", así como, el documento "Proceso para el Desarrollo de Proyectos Hidroeléctricos"; estos serán objeto de estudio en los Temas 3 y 4 del curso, respectivamente.

Se agradece a las autoridades de la Comisión Federal de Electricidad, especialmente a los ingenieros Fernando Hiriart Balderrama, Director General, Joaquín Carrión Hernández, Subdirector de Construcción, y Gregorio Merino Oramas, Gerente de Proyectos Hidroeléctricos, las facilidades otorgadas y la autorización para reproducir documentos técnicos indispensables para alcanzar los objetivos del curso "Proyectos de Plantas Hidroeléctricas".

Ing. Roberto Carvajal Rodríguez.

POTENCIAL HIDROELECTRICO
DE LA
REPUBLICA MEXICANA

1983

PRESENTACION DEL TRABAJO

La metodología de estudio para el desarrollo de los proyectos hidroeléctricos que implanta el Departamento de Anteproyectos de Plantas Hidroeléctricas, implica que cada proyecto sea estudiado en diferentes etapas o niveles¹.

El proceso completo consiste en que cada proyecto pase por los niveles de:

Identificación
Gran Visión
Prefactibilidad
Factibilidad

Los primeros tres niveles son responsabilidad del propio Departamento. Los proyectos que ya se consideran factibles desde los puntos de vista técnico, económico y social, pasan a niveles más detallados de estudio y a la construcción y operación; estos niveles son:

Diseño y licitación
Construcción
Puesta en servicio
Operación

Los últimos dos niveles son responsabilidad de otras áreas de la Comisión Federal de Electricidad. El principal objetivo del Departamento de Anteproyectos para Plantas Hidroeléctricas es el de presentar proyectos cuya factibilidad sea probada, contestando con ello a las preguntas básicas:

¿Es técnicamente factible la construcción de un aprovechamiento hidráulico? ¿Cómo debe ser construido el aprovechamiento, dimensionando sus partes integrantes en forma óptima? ¿Cuál es la operación hidráulica más conveniente? ¿Cuál es su costo y flujo de inversiones? y ¿Cuáles son las principales características físicas y socioeconómicas de las propiedades, poblaciones y habitantes que se asientan en el área del vaso?

¹ Proceso de desarrollo de proyectos hidroeléctricos. Departamento de Anteproyectos de Plantas Hidroeléctricas, CFE, 1980.

Para lograr esto, se trabaja conjuntamente con los Departamentos de Geología e Hidrometría de la propia Subgerencia de Ingeniería Preliminar, Civil y Geotecnia.

Con ellos se establecen programas de trabajo de actividades de Geología, Hidrometeorología, Geofísica y Topografía. También se trabaja conjuntamente con el Departamento de Ingeniería Experimental para actividades relacionadas con materiales, mecánica de suelos y mecánica de rocas.

Los estudios de Factibilidad son entregados a la Subgerencia de Diseño para proseguir con el proceso descrito. Todas estas dependencias son parte de la Gerencia de Proyectos Hidroeléctricos.

Actualmente existen proyectos que cuentan con estudios, que pueden ser clasificados dentro de algún nivel en el proceso de planeación descrito. El trabajo que aquí se presenta corresponde al primer nivel o sea el de Identificación.

Al respecto existen cuatro estudios antecédentes hechos a nivel nacional. El último fue elaborado por el mismo Departamento de Anteproyectos durante el periodo 1977-1978, habiéndose presentado el informe "Evaluación del Potencial Hidroeléctrico Nacional". En todos los estudios antecédentes se citó que la cartografía era la principal restricción que se tenía para hacer una evaluación del potencial que resultara real y confiable, ya que se contaba con varias escalas de trabajo en cartografía, las que variaban desde 1:500,000 hasta 1:5,000 en zonas levantadas con aerofotogrametría.

Cabe señalar que se encontraron errores hasta de 700 metros en elevación, variable vital para la estimación del potencial hidroeléctrico.

Al contarse con la cartografía de DETENAL escala 1:50,000 con una muy alta confiabilidad topográfica (lo que se ha verificado muchas veces) se empezó a revisar la evaluación del potencial, actividad que no se ha podido terminar porque aún no ha finalizado la edición de las cartas en el área del país donde es mayor el potencial. Durante el proceso, DETENAL optó por editar toda la cartografía del país a escala 1:250,000, la que conforma la "Carta de México", disponible a partir de Noviembre de 1982.

Esto es importante ya que a partir de esa fecha se cuenta por primera vez con una cartografía de buena calidad, homogénea y confiable de todo el país.

Esto aceleró la decisión de revisar el potencial hidroeléctrico nacional, con el fin de producir un documento que además de presentar las principales características técnicas de cada uno de los proyectos que conforman el potencial, permita ver en forma objetiva, en una cartografía homogénea, su ubicación y sus características básicas explícitas. También será mucho más fácil identificar en esas cartas proyectos de otras dependencias federales, con lo que se podría tener una cartera de proyectos que considere otros usos del agua y así revisar sus congruencias.

Es cierto que la escala 1:250,000 está muy lejos de ser la ideal para el estudio del potencial, máxime que en la mayoría de los casos la diferencia entre curvas de nivel está graficada a cada 100 m, teniendo una aproximación general en elevaciones de ± 50 m, sin embargo, este será el documento que iniciará la revisión del proceso de estudio descrito, de tal suerte que, a medida que se avanza en el proceso, se trabaja con escalas topográficas más adecuadas, llegándose a nivel de factibilidad a trabajar con escalas 1:1,000 o 1:500.

La cuantificación de los volúmenes medios anuales de escurrimientos de los proyectos que cuentan con estación hidrométrica, se calcularon considerando la información correspondiente; en aquellos donde no existe una estación destinada a medir los escurrimientos en la boquilla o cerca de ella, se calculó su volumen de escurrimiento anual por relación de áreas con estaciones hidrométricas existentes en la cuenca. En esto también habrá que trabajar con mucho mayor detalle a medida que los proyectos se estudien en niveles subsecuentes.

En este estudio se han considerado proyectos cuya generación media anual es mayor o igual a 40 millones de kWh; cifra que es un tanto arbitraria pero que resulta adecuada ya que permite delimitar el número de proyectos a nivel nacional; de no hacerlo así, el número de proyectos aumentaría demasiado y sería mucho más complicado cumplir con el proceso descrito.

Con el fin de no sobrevaluar la generación media anual de los proyectos que se encuentran a nivel de identificación y gran visión, en los que se conoce sólo el volumen medio anual de agua escurrido y el desnivel total entre NAMO y desfogue, se consideró una eficiencia hidrológica media del 80 por ciento en cada proyecto. Esto es, la disponibilidad real de agua fue calculada como el 80 por ciento del volumen medio anual escurrido, cifra que se puede considerar conservadora ya que la experiencia muestra que en una simple derivadora con una capacidad de toma del orden del doble del gasto medio escurrido, el porcentaje de aprovechamiento varía del 70 al 85 por ciento. Adicionalmente se consideró una reducción del 6 por ciento para tomar en cuenta la relación entre la carga de diseño y el desnivel total que existe entre el nivel de aguas máximo ordinario (NAMO) y el nivel de desfogue.¹

¹ Metodología para evaluación de recursos hidroenergéticos (OLADE)

De acuerdo con lo anterior, y considerando las eficiencias mecánicas, eléctrica e hidráulica (estimadas en 92, 98 y 92 por ciento respectivamente), la expresión para el cálculo de la potencia media

$$PM = 9.81 \times Q_{\text{aprov}} \times H_{\text{dis}} \times \eta_t$$

queda transformada de la siguiente manera

$$PM = 9.81 \times (0.8 Q_{\text{med}}) (0.94 H_{\text{TOT}}) \times (0.92 \times 0.98 \times 0.92)$$

o sea

$$PM = 6.1191 \times Q_{\text{med}} \times H_{\text{TOT}}$$

y en términos de volumen medio anual

$$PM = 6.1191 \times \frac{VMA}{31.536} \times H_{\text{TOT}}$$

lo que nos da finalmente la expresión usada en el programa de computadora

$$PM = 0.1940 \times VMA \times H_{\text{TOT}}$$

En las expresiones anteriores la nomenclatura usada es la siguiente

PM	potencia media expresada en kW
Q_{aprov}	gasto medio aprovechable con el proyecto en m^3/s
H	carga de diseño en m
η_t	eficiencia total del aprovechamiento, compuesta por la eficiencia mecánica, la eléctrica y la hidráulica
Q_{med}	gasto medio anual escurrido en el sitio del aprovechamiento, en m^3/s
H_{TOT}	desnivel entre la cota de embalse (NAMO) y la cota de desfogue, expresado en m
VMA	volumen medio anual escurrido hasta el sitio del aprovechamiento en $m^3 \times 10^6$

El cálculo de la generación media anual de un proyecto es igual:

$$\bar{G} = PM \times 8.760 \text{ [MWh]}$$

por lo que

$$\bar{G} = 0.0017 \times H_{\text{TOT}} \times VMA \text{ [GWh]}$$

Para fines de trabajo se dividió el país en cinco regiones, las que se pueden ver en la Figura 1. Estas regiones son: Pacífico Norte, Pacífico Sur, Golfo Norte, Golfo Sur y Sureste. Los proyectos se encuentran agrupados regionalmente y para cada una de estas regiones se supuso un factor de planta representativo, atendiendo a los lineamientos que se han visto con la Gerencia de Estudios. El factor de planta se supuso para calcular una potencia instalada de cada proyecto y tener una idea de la cantidad de MW que se podrían instalar en cada central y a nivel regional. Cabe destacar que el factor de planta de una hidroeléctrica no sólo es función de sus características físicas, sino que es necesario estudiar la participación de ese proyecto en las curvas de carga del sistema variando en el tiempo, por lo que el factor supuesto debe considerarse como una primera aproximación. Los factores de planta supuestos fueron: Región Pacífico Norte: 0.25, Región Pacífico Sur: 0.30, Región Sureste: 0.50, Región Golfo Sur: 0.40 y Región Golfo Norte: 0.25.

Tanto en las cartas como en los listados donde se presentan las características, se consignaron los proyectos en operación, en construcción y en estudio, cuya generación media anual es de más de 40 millones de kWh.

Los proyectos de baja carga ubicados en planicies, fueron identificados a otra escala de mayor detalle. En estos casos se marcó en la cartografía 1:250,000 únicamente la boquilla, ya que la topografía de esta escala no permite el trazo del vaso de almacenamiento respectivo.

En los proyectos en operación se consideró la generación media anual que han registrado en su periodo de operación normal, de acuerdo con la información proporcionada por el CENACE, en tanto que para el resto de los datos se consideraron los de diseño. Por esta razón no concuerda la generación asentada con la que resultaría de calcular con los valores de gasto y carga hidráulica.

También se identificaron proyectos de rebombeo, los que se ubicaron preferentemente en las áreas aledañas a las ciudades de México, Monterrey y Tijuana. En ellos se consignó la carga hidráulica disponible. La potencia instalada será posteriormente definida con estudios detallados, y la generación media anual es negativa; para fines de cálculo y agregación se consideró nula.

En el caso de proyectos de ampliación o sobreequipo de centrales ya construidas se consignaron Chicoasén (900 MW), Infiernillo (360 MW) y Villita (150 MW). Por el grado de regulación hidrológica de estos proyectos, el incremento de generación imputable al sobreequipo es prácticamente nulo, excepto en la última mencionada.

Existen los casos especiales de centrales que producirían más de 40 GWh anuales (Boquilla, Martínez de Meza y Agustín Ramos Millán) por estar construidas pero fuera de operación. Estas también fueron consignadas.

En los listados de computadora, de las páginas siguientes, se pueden observar las variables para cada proyecto localizado en el álbum: número progresivo del proyecto, nombre del proyecto, cuenca hidrológica, río, estado de la República, carga hidráulica, volumen medio anual escurrido, potencia media calculada, factor de planta supuesto, potencia instalada calculada, generación media anual calculada, nivel de estudio correspondiente al proceso y hoja del álbum en la que está ubicado. Toda esta información, además de las coordenadas geográficas de cada proyecto y las cotas de embalse y desfogue, se encuentran almacenadas en discos magnéticos, fácilmente accesibles a través de la computadora.

Ya sistematizada la información, se produjeron distintas clasificaciones de los proyectos, que obedecen a distintos intereses; así se clasificaron por generación (de mayor a menor), lo que permite darse cuenta rápidamente de cuáles son los proyectos que tienen mayor generación media anual en el país. Se clasificó también por regiones para cuestiones de trabajo, por estados, por hoja del álbum, por cuenca hidrológica y por nivel de estudio.

Para poder ubicar un proyecto en particular en cualquier listado, se remite a la hoja del álbum específica. En las páginas 6 y 7 del álbum se encuentra el plano índice de referencia para todo el país.

En los listados mencionados se observa que el número de proyectos identificados a nivel nacional es de 597, de los cuales 40 están en operación y 7 en construcción; todos ellos, como ya se mencionó, con una generación media anual de más de 40 millones de kWh. La generación total asciende a 172,193 GWh.

La generación media anual correspondiente a los proyectos en operación es de 24,774 GWh, la correspondiente a los que están en proceso de construcción asciende a 6,209 GWh, la de las plantas en operación suspendida es de 406 GWh, por lo que la generación media anual estimada para proyectos en estudio es de 140,804 GWh.

En lo que respecta al nivel de estudio, la situación es la siguiente:

- a) **Identificación.** Existen 451 proyectos a nivel de identificación; este documento integra resultados de este primer nivel de estudios.
- b) **Gran Visión.** Hay estudios a este nivel en varias cuencas hidrológicas del país, que comprenden

un total de 59 proyectos. Dichos estudios se revisarán y durante 1983 y 1984 se complementarán para todas las cuencas del país que tengan potencial importante. Esto implica trabajar con todas las cartas escala 1:50,000 y fotogrametrías disponibles.

- c) **Prefactibilidad.** En este nivel se encuentran 21 proyectos, de los cuales 17 están en proceso y 4 tienen dichos estudios terminados; estos últimos son:

Proyecto	Cuenca	Río
Acala	Grijalva	Grijalva
Cora	Santiago	Santiago
Chinil	Grijalva	Tacotalpa
Chiltepec	Balsas	Balsas

- d) **Factibilidad.** Se cuenta con 7 proyectos con este nivel de estudios, que son los siguientes:

Proyecto	Cuenca	Río
Temascaltepec	Balsas	Temascaltepec
Tecate	Tijuana	Acueducto R. Colorado-Tijuana
Copainala	Grijalva	Grijalva
Huites	Fuerte	Fuerte
Eq. La Angostura	Yaqui	Bavispe
San Juan Tetelcingo	Balsas	Balsas
Zimapán	Pánuco	Moctezuma
El Gallo	Balsas	Cutzamala
Aguamilpa	Santiago	Santiago

De los cinco primeros se ha terminado su estudio de factibilidad y el resto se encuentra en proceso.

- e) **Diseño.** En esta etapa se encuentran 3 proyectos, Tepoa, sobre el río Balsas, Amp. Chicoasén sobre el Grijalva y Agua Prieta en la cuenca del Santiago; este último aprovecha las aguas residuales de la Ciudad de Guadalajara.

En una clasificación aparte se han puesto cuatro proyectos de equipamiento en presas que la SARH tiene actualmente en construcción o en nivel de factibilidad. Estos proyectos generarían en conjunto 337 GWh anuales.

En la Figura 2, se presenta en forma gráfica el número de proyectos que se encuentran en cada nivel y en la 3, la generación media anual de todos los proyectos de cada uno de los niveles.

En lo que se refiere a la distribución geográfica de los proyectos, en la región Pacífico Norte se localizan 181 proyectos del total de los identificados, con una generación media anual total de 41,909 GWh;

10

en la Pacífico Sur se han identificado 133 proyectos con una generación media de 36,001 GWh anuales; la región Golfo Norte cuenta con 120 proyectos para una generación media anual de 23,217 GWh; en la región Golfo Sur se localizan 63 proyectos con una generación media anual de 19,802 GWh; finalmente, en la región Sureste se han identificado 100 proyectos con una generación media anual que asciende a 51,264 GWh. Estos datos comprenden proyectos que se encuentran desde el nivel de identificación, hasta el de operación. En las Figuras 4 y 5 se muestran, en forma gráfica, el número de proyectos y la generación media anual, respectivamente, de cada una de las regiones en que se ha dividido el país. En las Figuras 6 y 7 se muestra esta misma información, pero por entidad federativa; y en las Figuras 8 y 9, por cuenca hidrológica.

A fin de mostrar en forma objetiva la distribución de los proyectos en cuanto a su importancia, medida esta a través de la generación media anual, se elaboraron las Figuras 10 y 11 en las que se presenta el número de proyectos y la generación media anual respectivamente, que se tiene para distintos rangos de generación.

Finalmente se presentan los listados con las principales características de los proyectos, ordenados, como ya se mencionó, por generación (de mayor a menor), por nivel de estudios, por región, por estado, por cuenca hidrológica, por hoja del álbum en que se encuentran localizados y por orden alfabético.

En la evaluación del potencial hidroeléctrico editada en 1978 por el Departamento, se había identificado un total de 524 proyectos cuya generación ascendió a 171,118 GWh, cada proyecto con generación igual a o mayor que 40 GWh anuales. De estos 524 proyectos, 39 estaban en operación con una generación media anual de 19,203 GWh, de tal suerte que en estudio y construcción se identificaron 485 proyectos con una generación anual total de 151,915 GWh.

En este trabajo, que fue terminado en febrero de 1983, se identificaron en total 597 proyectos con una generación resultante de 172,193 GWh, integrada por proyectos que individualmente generan 40 GWh anuales o más. De los 597 proyectos, 40 están en operación con una generación anual de 24,774 GWh. La diferencia con respecto a 1978 la constituyó la entrada en operación de Chicoasén, Chiapas, con una generación media anual de 5,580 GWh anuales más la derivación del río Bombaná con 60 GWh.

De lo anterior se infiere que en este trabajo se identificaron 554 proyectos en estudio y construcción (69 más que en 1978) con una generación resultante de 146,013 GWh (generación ligeramente menor que la de los 502 identificados en 1978).

Esto obedece a cambios en esquemas de aprovechamiento de varios proyectos y a una cuantificación

más real de los escurrimientos medios anuales respectivos, así como de la carga efectiva aprovechable.

Por último, se cree conveniente destacar que la presentación de este trabajo sólo implica mostrar objetiva y ordenadamente el potencial hidroeléctrico nacional en su etapa de identificación, y que de ninguna manera se establece la conveniencia de construir los 554 proyectos actualmente en estudio. Para determinar qué proyectos deben formar parte del programa de obras e inversiones del Sector Eléctrico (POISE) se sugiere se siga implantando el proceso de estudio señalado. Este es un subsistema de planeación que debe alimentar continuamente el proceso de planeación de CFE que culmina con la definición del POISE.

De esta manera se puede garantizar que los proyectos hidroeléctricos compitan permanentemente con otras fuentes de energía eléctrica en el proceso de formación, selección y decisión de las obras e inversiones del sector.

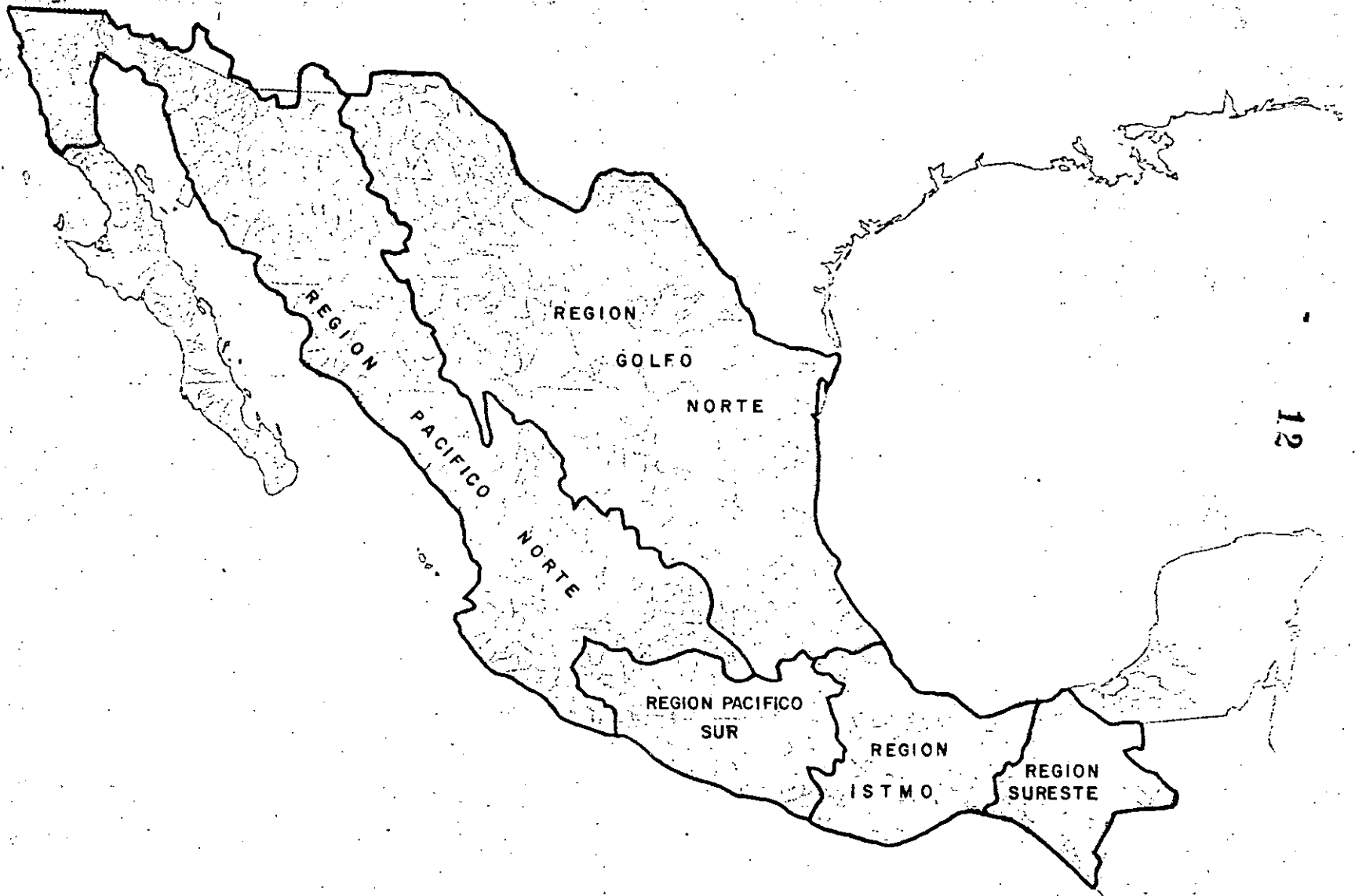


FIGURA No.1

NUMERO DE PROYECTOS

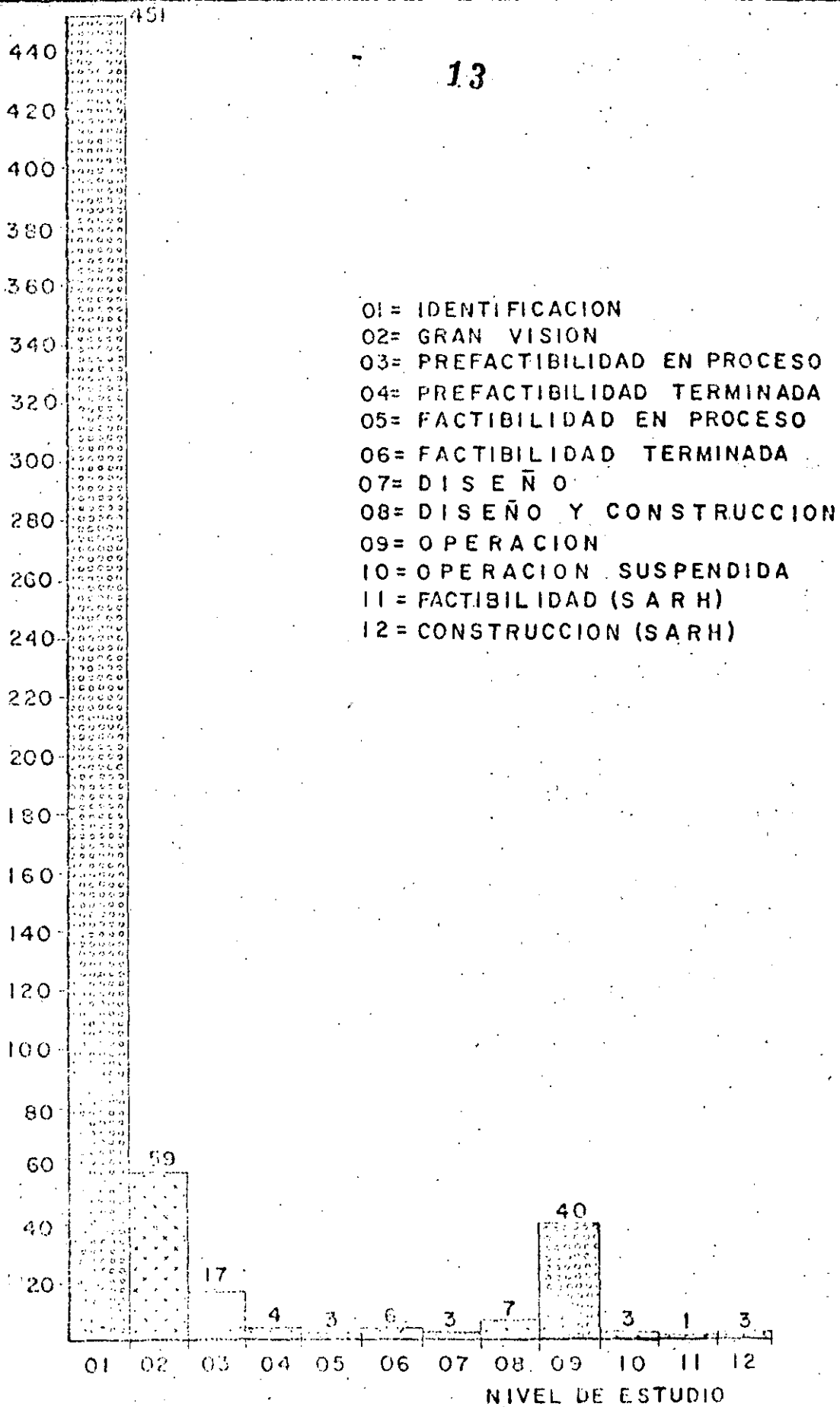


FIG. 2

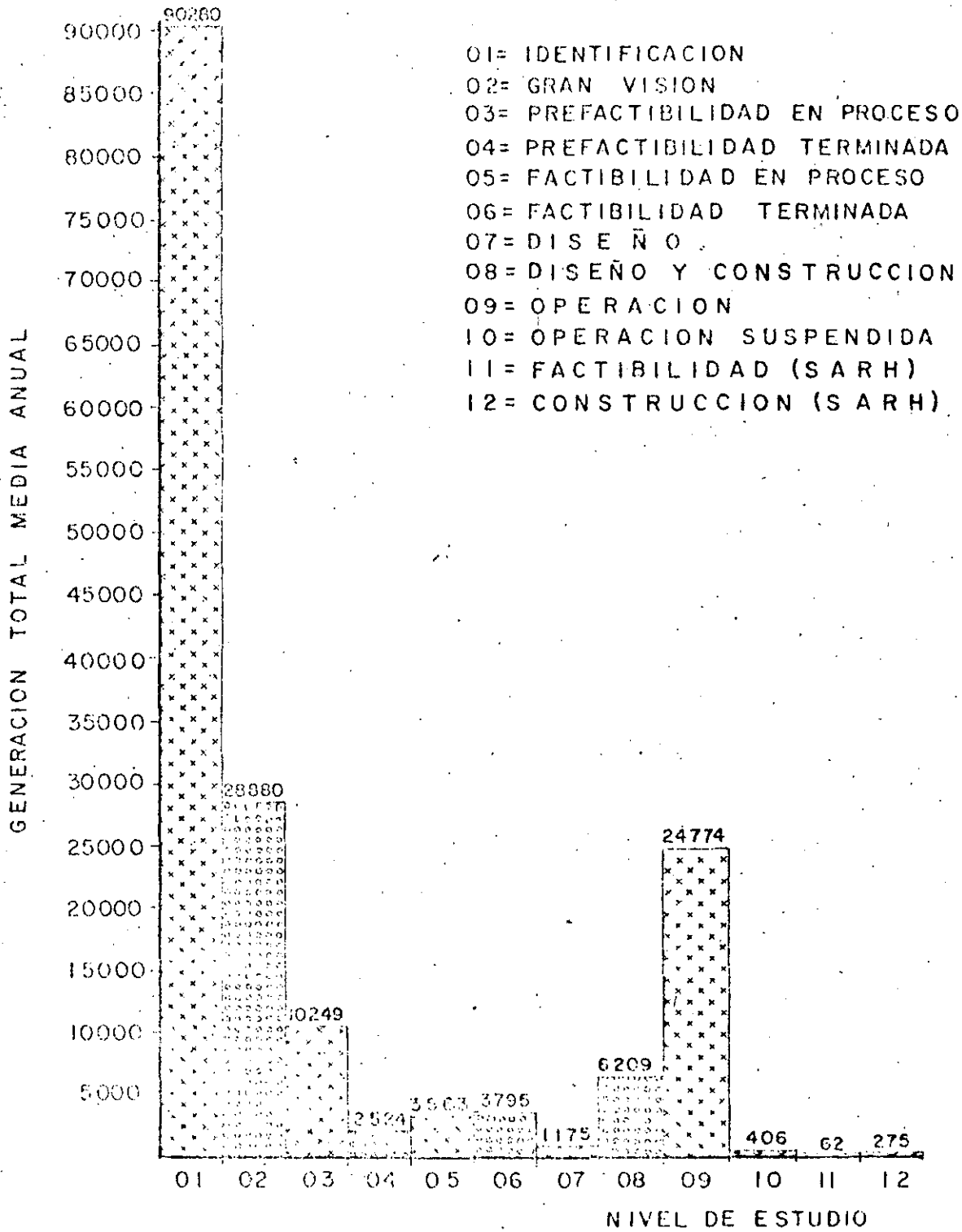


FIG. 3

PN= PACIFICO NORTE

PS= PACIFICO SUR

GN= GOLFO NORTE

GS= GOLFO SUR

SE= SURESTE

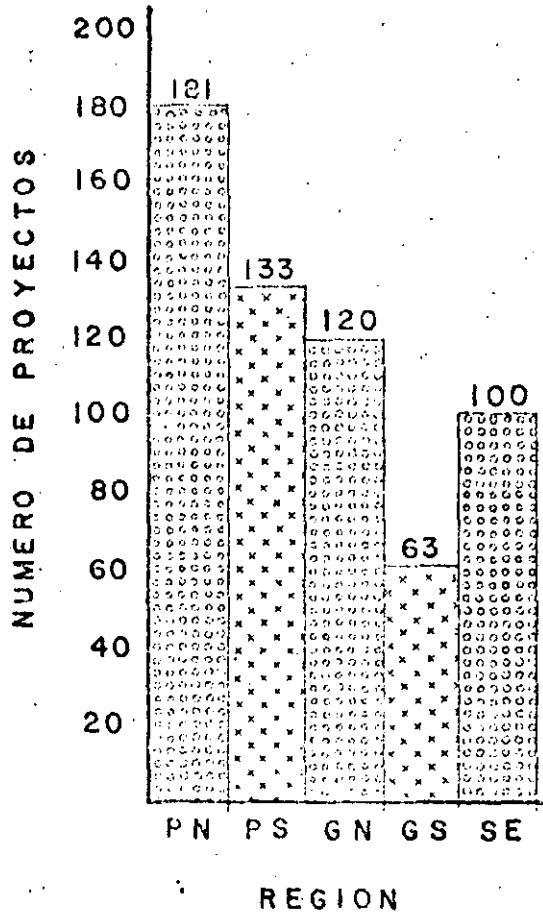


FIG. 4

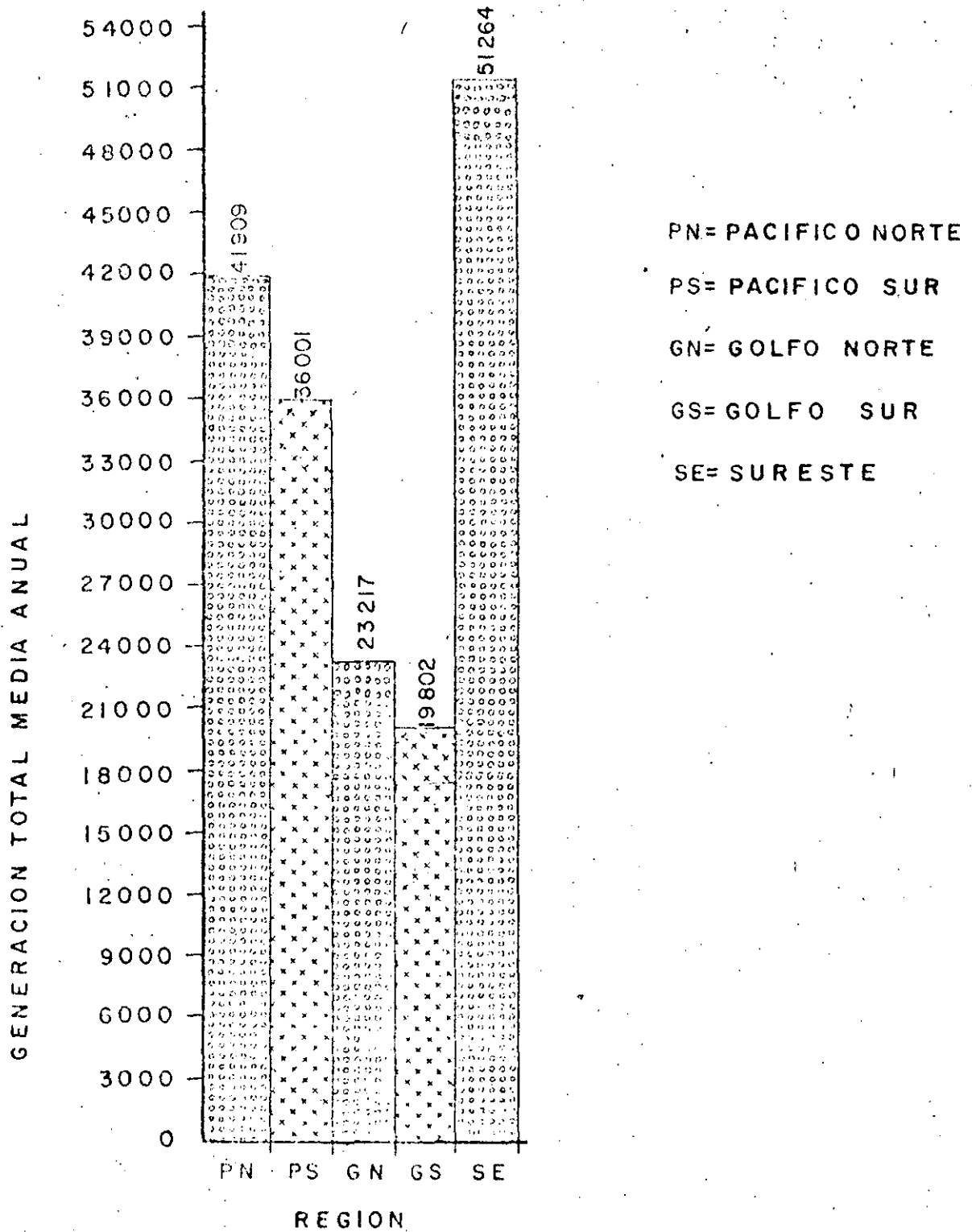


FIG. 5

NUMERO DE PROYECTOS

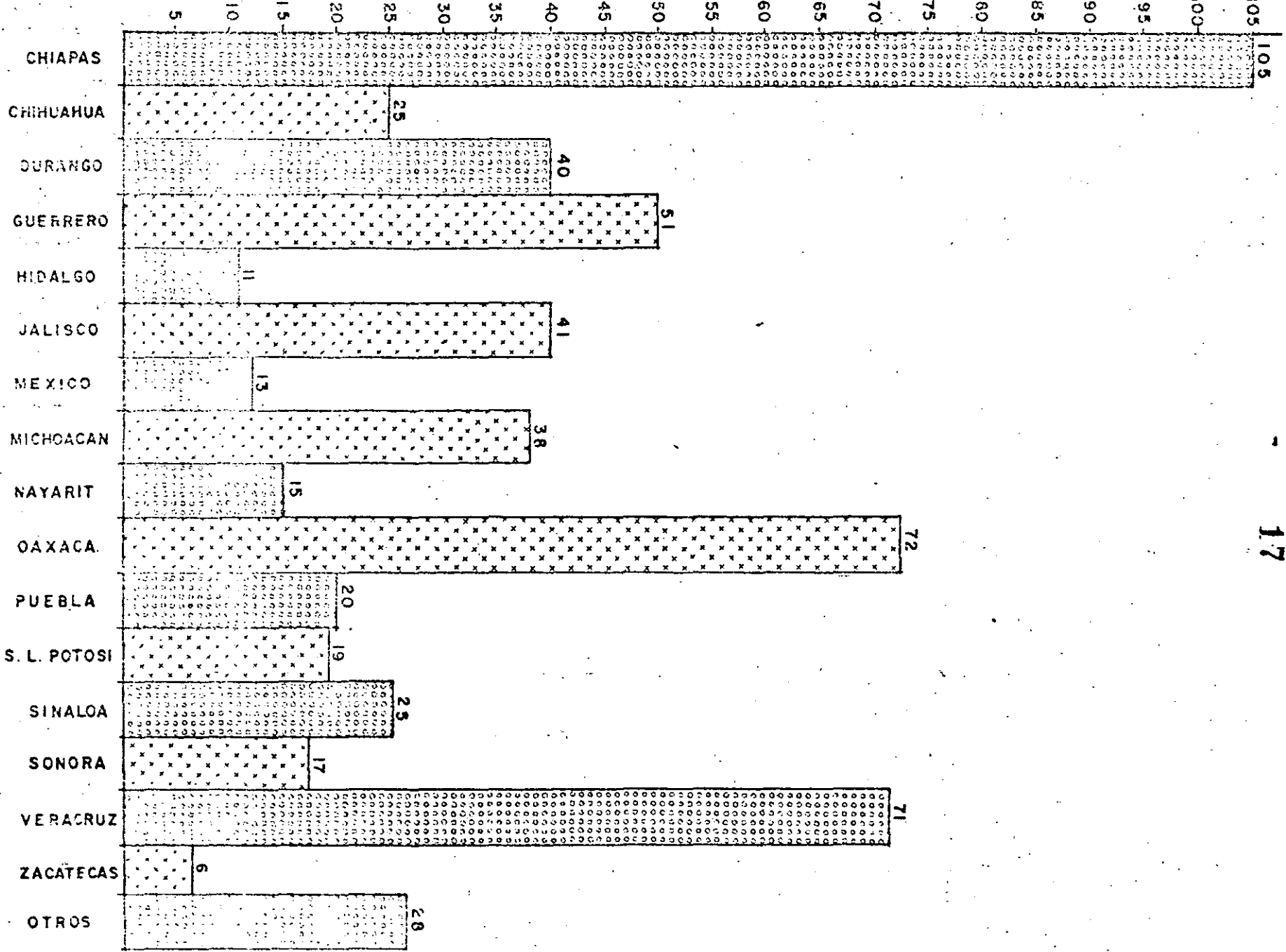


FIG. 6

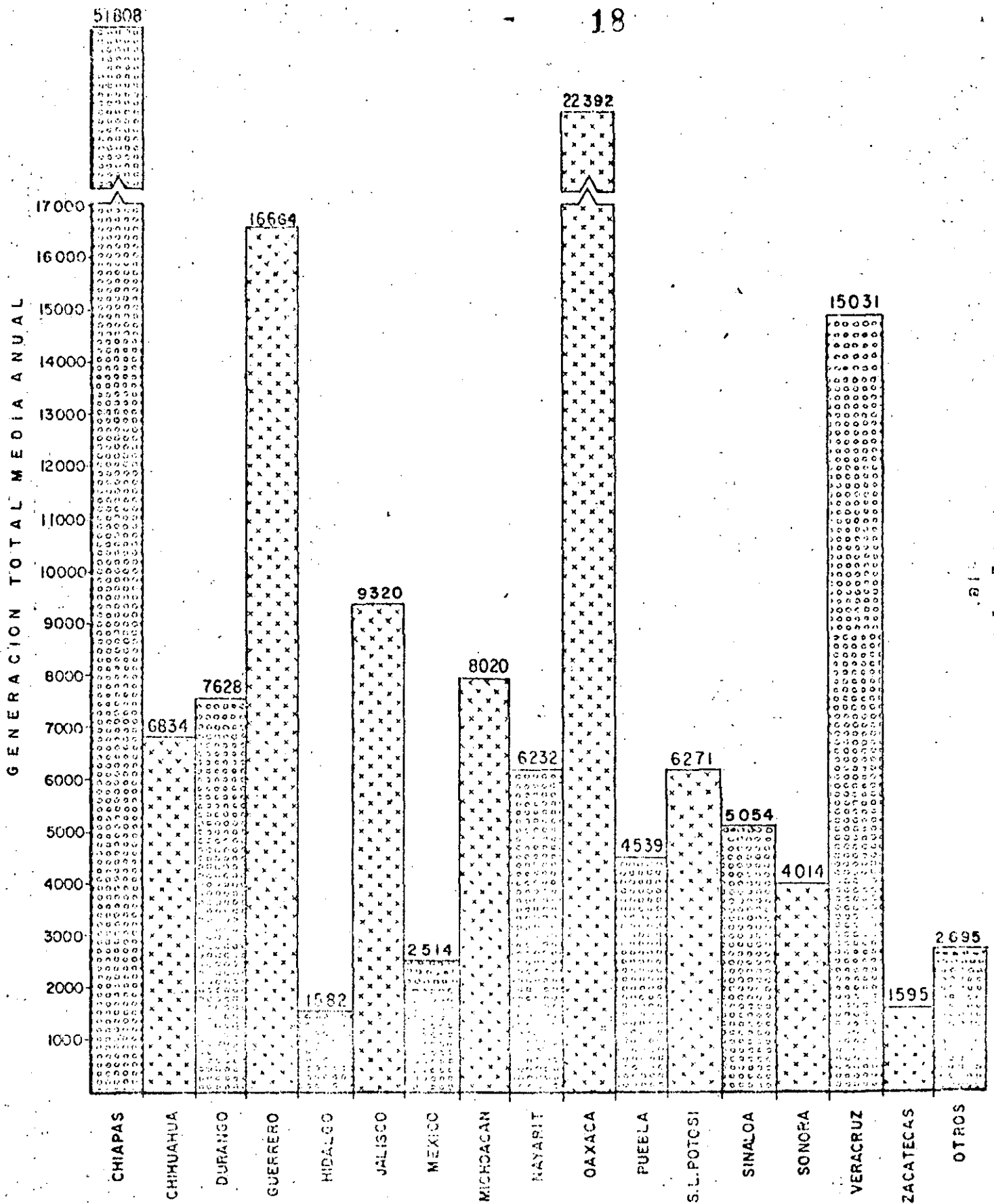


FIG. 7

NUMERO DE PROYECTOS

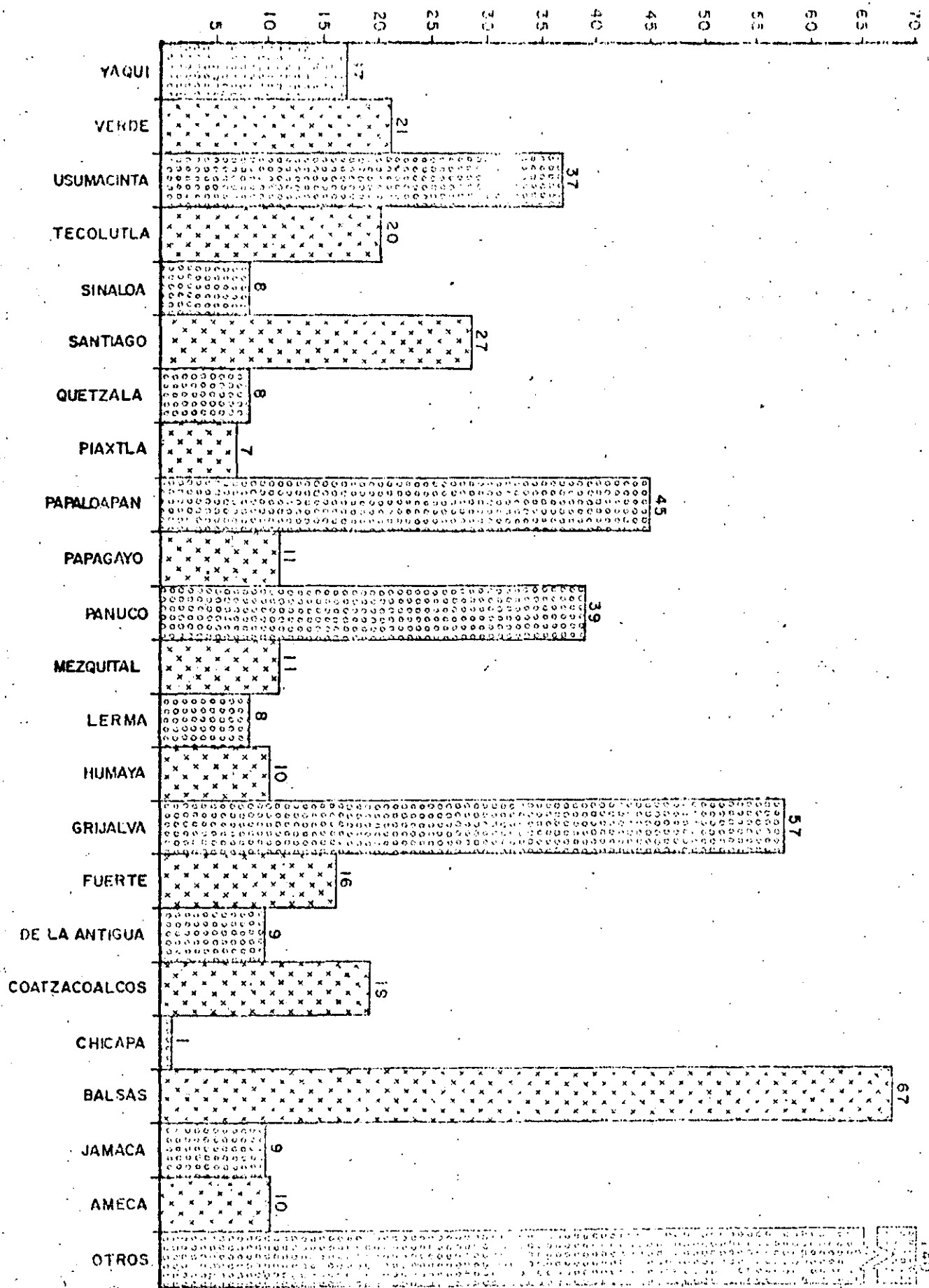


FIG. 8

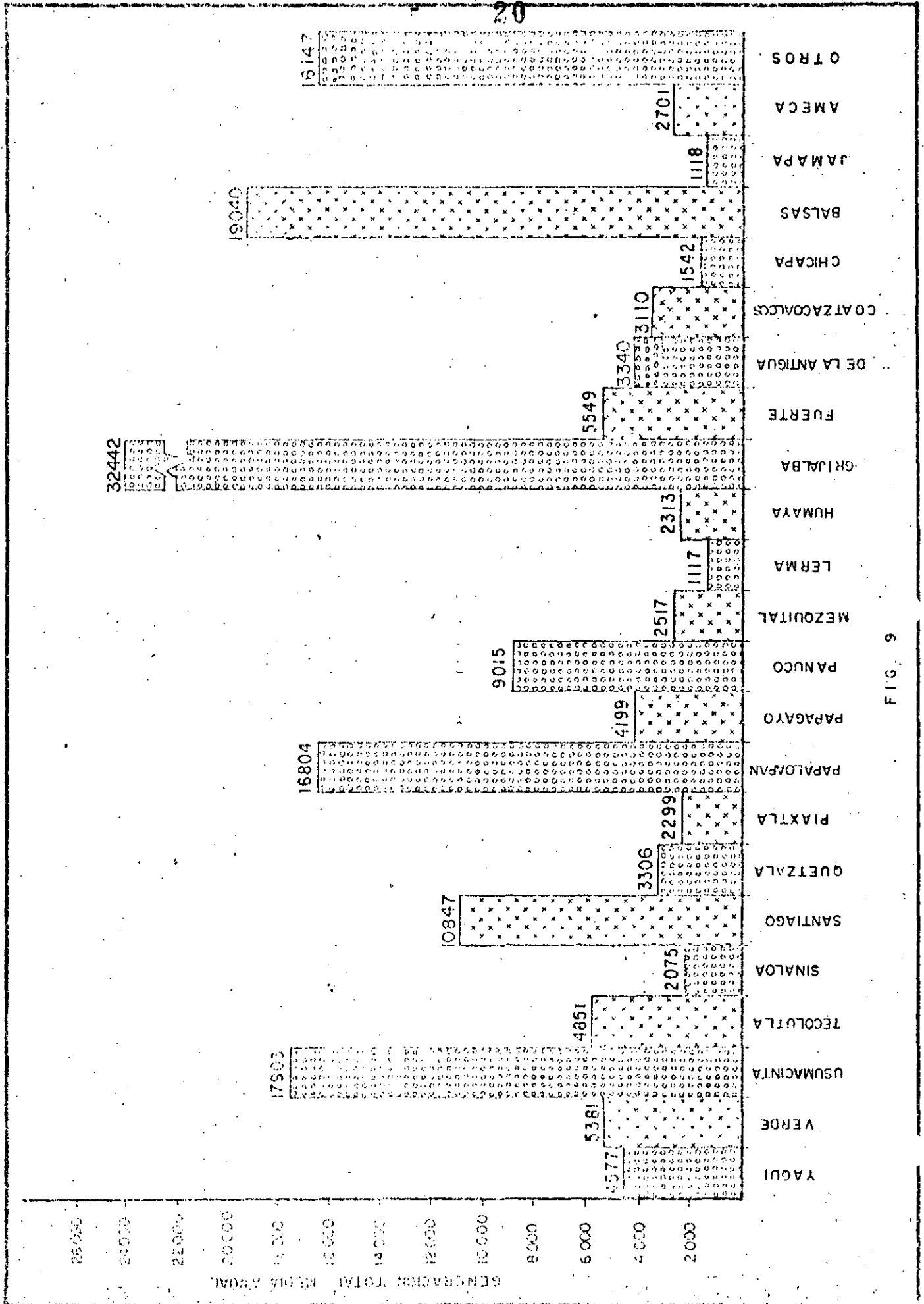
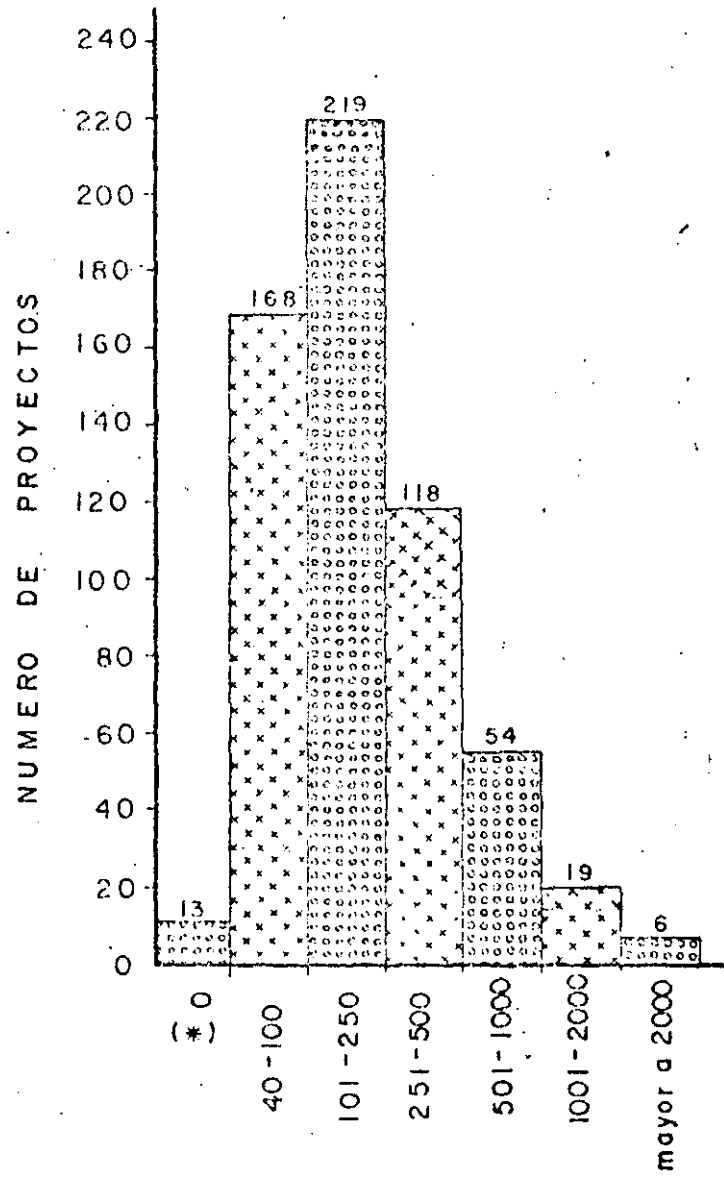


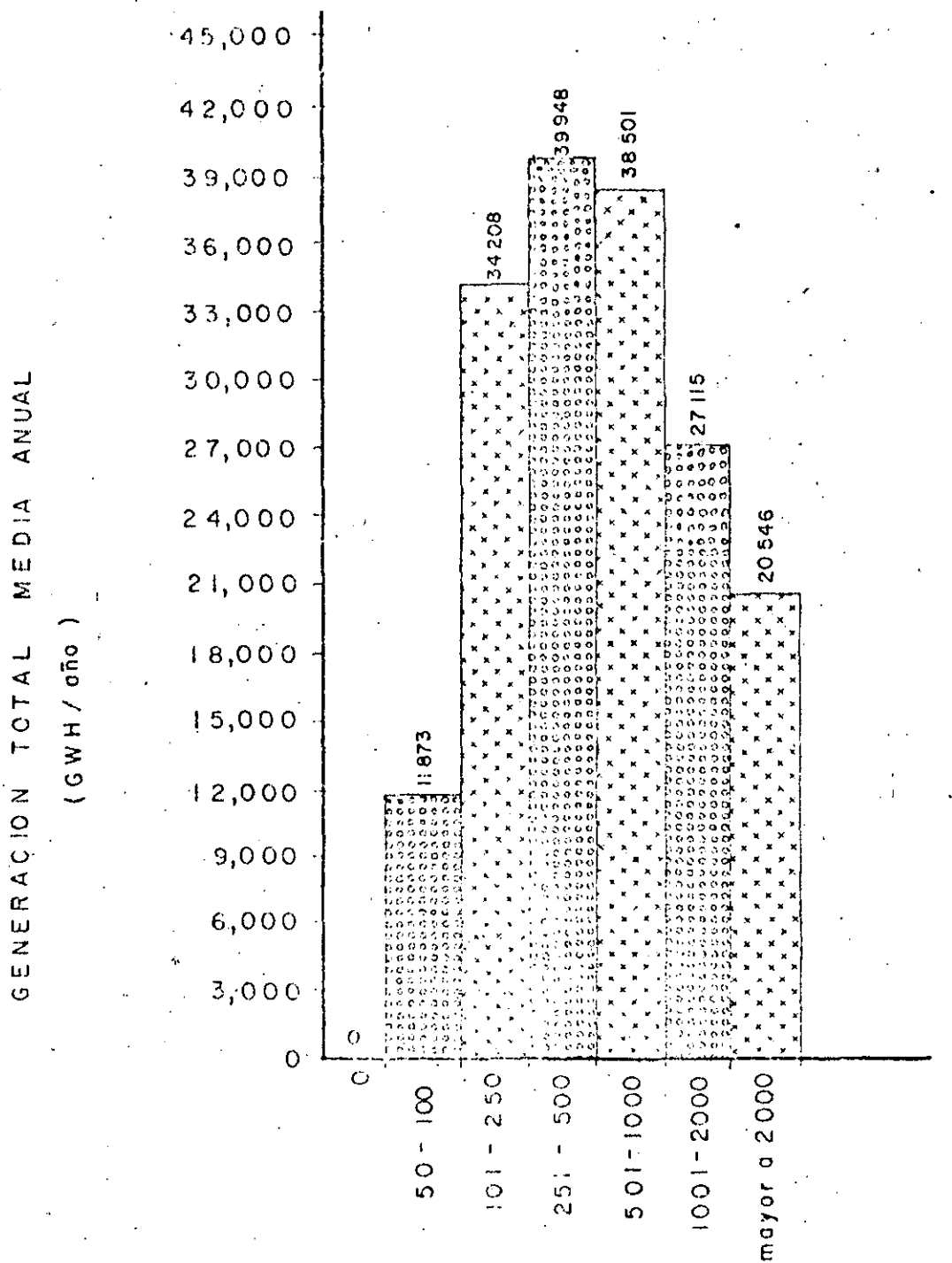
FIG. 9



RANGO DE GENERACION MEDIA ANUAL (GWH)

REBOMBEO Y AMPLIACIONES A PLANTAS EN OPERACION Y PLANTAS SUSPENDIDAS

FIG. 10



RANGO DE GENERACION MEDIA ANUAL (GWH)

FIG. II



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

PROYECTO DE PLANTAS HIDROELECTRICAS

T E M A 4

ESTUDIOS DE INGENIERIA PRELIMINAR

ING. ROBERTO CARVAJAL RODRIGUEZ

OCTUBRE, 1984

P R E F A C I O.

Hace cuarenta y siete años, el 14 de agosto de 1937, fué promulgada la Ley que creó la Comisión Federal de Electricidad en -- nuestro país, los objetivos de este organismo descentralizado -- serían los de organizar y dirigir un sistema nacional de genera-- ción, transmisión y distribución de energía eléctrica, sin pro-- pósito de lucro y en beneficio de los intereses generales.

Tuvieron que transcurrir 23 años, desde la creación de la Comi-- sión Federal de Electricidad, para que el 27 de septiembre de -- 1960 se nacionalizara la industria eléctrica.

El 23 de diciembre de 1960, se decretó la adición al párrafo -- sexto del Artículo 27 de la Constitución Política de los Esta-- dos Unidos Mexicanos; se publicó en el Diario Oficial del 29 de diciembre del mismo año y a partir de ese momento la nacionali-- zación de la industria eléctrica quedó consumada jurídica y fi-- nancieramente.

La adición expresa: "Corresponde exclusivamente a la nación gene-- rar, conducir, transformar, distribuir y abastecer energía eléc-- trica que tenga por objeto la prestación de servicio público. En esta materia no se otorgarán concesiones a los particulares y -- la nación aprovechará los bienes y recursos naturales que se re-- quieran para dichos fines".

Para tal finalidad la Comisión Federal de Electricidad lleva a-- cabo los estudios de planeación necesarios a corto, mediano y -- largo plazo; en consecuencia formula el "Programa de Obras e In-- versiones del Sector Eléctrico".

Refiriéndonos en particular a las plantas hidroeléctricas, la --

Comisión Federal de Electricidad, a través de la Gerencia de -
Proyectos Hidroeléctricos, realiza: los estudios básicos de ga-
binete y campo; la ingeniería conceptual, la de diseño y cons-
trucción de las obras.

El desarrollo de los recursos hidroeléctricos del país requie-
re del estudio y análisis sistemático de la información, dando
lugar a integrar el inventario denominado "Potencial Hidroeléc-
trico Nacional", así como, el documento "Proceso para el Desa-
rrollo de Proyectos Hidroeléctricos"; estos serán objeto de es-
tudio en los Temas 3 y 4 del curso, respectivamente.

Se agradece a las autoridades de la Comisión Federal de Elec-
tricidad, especialmente a los ingenieros Fernando Hiriart Bal-
derrama, Director General, Joaquín Carrión Hernández, Subdirec-
tor de Construcción, y Gregorio Merino Oramas, Gerente de Pro-
yectos Hidroeléctricos, las facilidades otorgadas y la autori-
zación para reproducir documentos técnicos indispensables para
alcanzar los objetivos del curso "Proyectos de Plantas Hidroe-
léctricas".

Ing. Roberto Carvajal Rodríguez.

PROCESO PARA EL DESARROLLO

DE

PROYECTOS HIDROELECTRICOS

C O N T E N I D O	PAGINA
I) INTRODUCCION	1
II) FASES DEL PROCESO	3
III) CONTENIDO DE CADA FASE:	
IDENTIFICACION	5
GRAN VISION	6
PREFACTIBILIDAD	9
FACTIBILIDAD	15

A P E N D I C E

INDICE DEL INFORME DE FACTIBILIDAD	35
CUADRO DE CARACTERISTICAS DEL PROYECTO	39
PLANOS DEL INFORME DE FACTIBILIDAD	42

I) INTRODUCCION.

LOS ÚLTIMOS ACONTECIMIENTOS QUE EN MATERIA DE ENERGÉTICOS SE HAN SUSCITADO A NIVEL MUNDIAL, HAN PROPI - CIADO UN CAMBIO SUSTANCIAL EN LOS PLANTEAMIENTOS DE LA POLI - TICA QUE HASTA HACE POCO TIEMPO SE HABÍA SEGUIDO AL RESPEC - TO.

EL CONSTANTE INCREMENTO EN LOS COSTOS DE - LOS COMBUSTIBLES FÓSILES; EL ALTO COSTO DE LA TECNOLOGÍA NU - CLEAR; LA AÚN REMOTA POSIBILIDAD DE EXPLOTAR COMERCIALMENTE LAS FUENTES NO CONVENCIONALES DE ENERGÍA (SOLAR, -- EÓLICA, DE LAS MAREAS); LA INCIPIENTE EXPLOTACION DE LA --- ENERGÍA GEOTÉRMICA Y EL NIVEL ECONÓMICO Y SOCIAL QUE NUES - TRO PAIS VIVE, OBLIGAN A PENSAR EN LA NECESIDAD DE FUNDAMEN - TAR UN PLAN DE DESARROLLO ENERGÉTICO QUE TIENDA HACIA LA DI - VERSIFICACIÓN DE LAS FUENTES ENERGÉTICAS Y QUE REDUZCA, EN - LO POSIBLE, LA DEPENDENCIA DE LOS RECURSOS NO RENOVABLES Y - DE LA TECNOLOGÍA DE LOS PAISES DESARROLLADOS.

PARTE DEL PLAN DE DESARROLLO DEL SECTOR -- ELÉCTRICO, EN MÉXICO, QUEDA CONFORMADO POR LA EXPLOTACIÓN - DEL POTENCIAL HIDROELÉCTRICO. DADAS LAS NUEVAS POSIBILIDA - DES DE ACCESO A ZONAS ANTES AISLADAS Y EL CONSTANTE AUMEN - TO EN EL CONOCIMIENTO TÉCNICO SOBRE EL DISEÑO Y CONSTRUCCION DE LOS APROVECHAMIENTOS HIDROELÉCTRICOS, RESULTA OBLIGADO - INCLUIR EN EL CONTEXTO ENERGÉTICO A LA HIDROELECTRICIDAD CO - MO UNA PARTE FUNDAMENTAL EN LA PLANIFICACIÓN DEL PRIMERO.

PARA EFECTUAR LA EXPLOTACIÓN DE LOS RECURSOS HIDROENERGÉTICOS, RACIONALMENTE, SE HA IMPLANTADO EN LA COMISIÓN FEDERAL DE ELECTRICIDAD, UN "PROCESO PARA EL DESARROLLO DE PROYECTOS HIDROELÉCTRICOS", DEL CUAL, SE PRESENTAN EN ESTE DOCUMENTO LOS LINEAMIENTOS GENERALES QUE SE SIGUEN A NIVEL DE PLANEACION PARA EL ESTUDIO DE LOS APROVECHAMIENTOS HIDROELÉCTRICOS.

II) FASES DEL PROCESO

EL PROCESO PARA EL DESARROLLO DE PROYECTOS HIDROELÉCTRICOS - CONTEMPLA LA EVOLUCIÓN DE LOS ESTUDIOS DE LA ETAPA DE PLANEACIÓN DENTRO DE LOS SIGUIENTES NIVELES:

- I) IDENTIFICACION
- II) GRAN VISION
- III) PREFACTIBILIDAD
- IV) FACTIBILIDAD

ESTE PROCESO QUEDA COMPLEMENTADO CON LAS FASES CORRESPONDIENTES A LAS ETAPAS DE DISEÑO, CONSTRUCCIÓN Y OPERACIÓN SIGUIENTES:

- V) LICITACION Y DISEÑO
- VI) CONSTRUCCION
- VII) PUESTA EN SERVICIO
- VIII) OPERACION

CABE ACLARAR QUE ENTRE EL NIVEL DE FACTIBILIDAD Y EL DE LICITACION Y DISEÑO CABRÍA UNO INTERMEDIO QUE CORRESPONDERÍA A LA PROGRAMACIÓN DE LA OBRA EN EL TIEMPO, TOMANDO EN CUENTA LAS OTRAS FUENTES ALTERNATIVAS DE ENERGÍA Y LA LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO.

EN ESTE DOCUMENTO, SE PRESENTA EL CONTENIDO DE LOS ESTUDIOS, EN SUS DIFERENTES NIVELES, QUE INTEGRAN LA ETAPA DE PLANEACIÓN, CUYOS OBJETIVOS SON:

FASE O NIVEL	OBJETIVO	COBERTURA
IDENTIFICACION	DEFINIR EXHAUSTIVAMENTE LOS SITIOS DE APROVECHAMIENTO	REGIONAL

FASE O NIVEL	OBJETIVOS	COBERTURA
GRAN VISION	JERARQUIZAR LOS PROYECTOS PARA ORIENTAR LOS ESTUDIOS BÁSICOS	REGIONAL
PREFACTIBILIDAD	SELECCIONAR EL MEJOR ESQUEMA DE APROVECHAMIENTO	REGIONAL PROYECTO
FACTIBILIDAD	DEMOSTRAR LA FACTIBILIDAD TÉCNICA, ECONÓMICA Y SOCIAL DE CADA PROYECTO .	PROYECTO

LAS FASES ASÍ PLANTEADAS, REQUIEREN DE UN ELEMENTO QUE IMPRIMA DINAMISMO AL PROCESO, POR LO QUE RESULTA NECESARIO, PARA PONERSE EN PRÁCTICA, UN FLUJO CONSTANTE DE LA INFORMACIÓN ENTRE-LOS DISTINTOS NIVELES DE ESTUDIO.

III) CONTENIDO DE CADA FASE

CADA UNO DE LOS NIVELES ANTES MENCIONADOS, REQUIERE DE DISTINTA PROFUNDIDAD EN LOS ESTUDIOS QUE LOS COMPONEN, PARA CUMPLIR CON SU COMETIDO; A CONTINUACIÓN SE ENUNCIAN LOS LINEAMIENTOS GENERALES DE CADA NIVEL, ASÍ COMO ALGUNOS COMENTARIOS RELACIONADOS CON LOS MISMOS.

IDENTIFICACION.

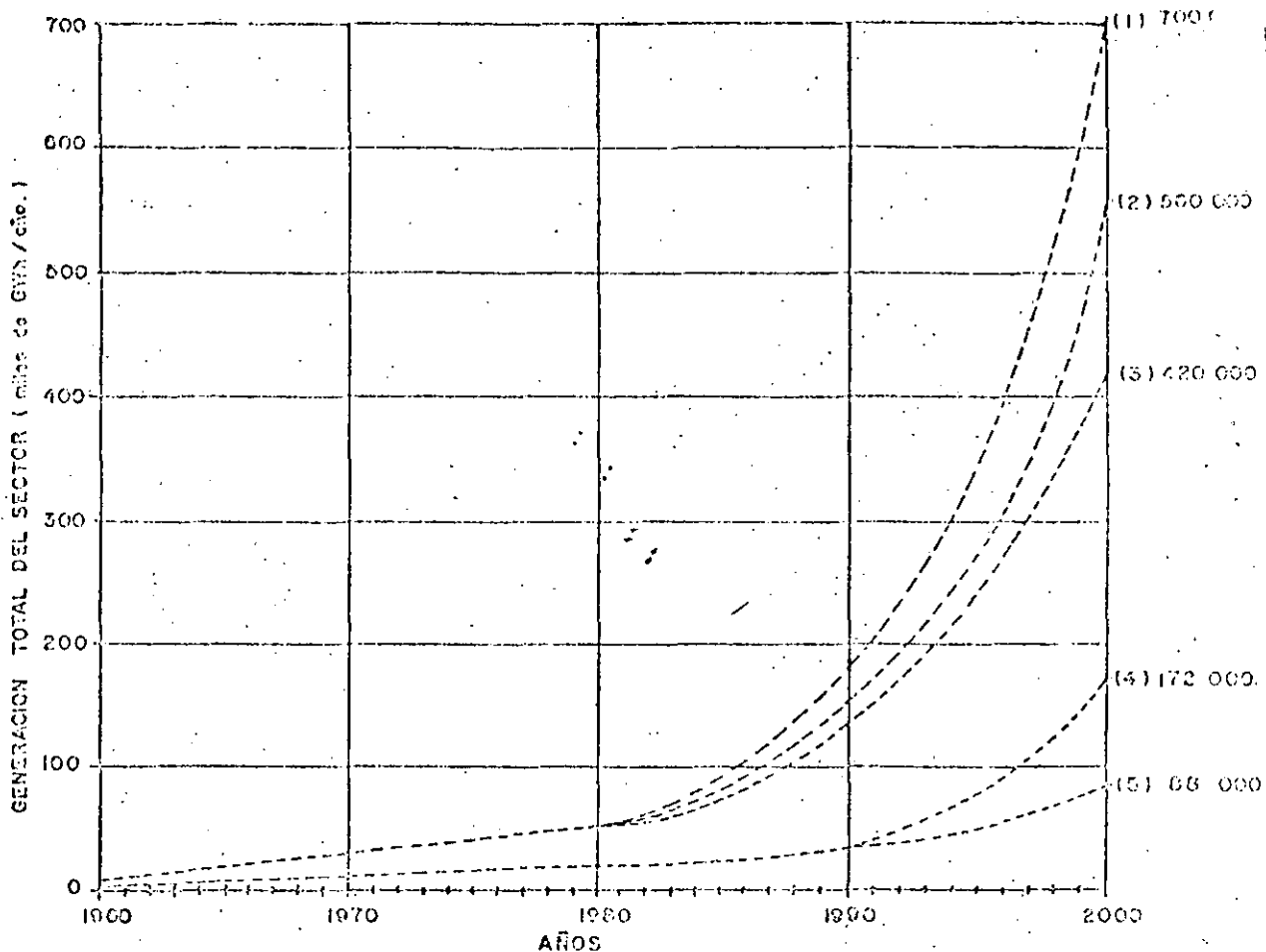
A NIVEL DE IDENTIFICACION, LA COMISIÓN FEDERAL DE ELECTRICIDAD HA EFECTUADO ESTUDIOS SISTEMÁTICAMENTE. LOS RESULTADOS OBTENIDOS EN LA ÚLTIMA REVISIÓN DEL INVENTARIO DE PROYECTOS HIDROELÉCTRICOS, SE ENCUENTRAN CONTENIDOS EN EL " ESTADO ACTUAL DE LA EVALUACIÓN DEL POTENCIAL HIDROELÉCTRICO NACIONAL" PUBLICADO EN OCTUBRE DE 1978.

ESTE ESTUDIO MUESTRA QUE EL POTENCIAL IDENTIFICADO HASTA LA FECHA INCLUYE 541 PROYECTOS (EN OPERACIÓN, CONSTRUCCIÓN Y ESTUDIO) Y REPRESENTA UNA POTENCIA MEDIA DE 19.616 MW, PARA UNA GENERACIÓN MEDIA ANUAL DE 171,866 GWH.

ACTUALMENTE SE ENCUENTRAN EN OPERACIÓN 100 PLANTAS HIDROELÉCTRICAS QUE REPORTAN UNA POTENCIA INSTALADA DE 6550* MW, Y UNA GENERACIÓN DE 24,446* GWH-AÑO.

SEGÚN ESTUDIOS RECIENTES, LA DEMANDA DE ENERGÍA ELÉCTRICA A NIVEL NACIONAL VARIARÁ EN UN RANGO DE 420 A 700 MILES DE MILLONES DE KWII-AÑO EN EL AÑO 2000 (VER FIG. 1). LA PARTICIPACIÓN DE LA ENERGÍA HIDROELÉCTRICA PARA ESE AÑO, SE HA ESTIMADO EN 88000 GWH-AÑO. (LO CUAL QUEDA SUJETO A LOS CAMBIOS EN LA POLÍTICA ENERGÉTICA). ESTO IMPLICA CONS

* INFORME DE OPERACIÓN 1981 C.F.E



- (1) HIPOTESIS ALTA.
- (2) HIPOTESIS MEDIA.
- (3) HIPOTESIS BAJA.
- (4) POTENCIAL HIDROELECTRICO IDENTIFICADO
- (5) PROBABLE PARTICIPACION DE LA HIDROELECTRICIDAD.

FIGURA 1.— PROBABLE EVOLUCION DE LA DEMANDA DE ENERGIA ELECTRICA A NIVEL NACIONAL

TRUIR Y OPERAR UNAS 30 PLANTAS HIDROELÉCTRICAS ADICIONALES EN EL PERÍODO 1980-2000.

LO ANTERIOR JUSTIFICA LA IMPORTANCIA DE EFECTUAR LOS ESTUDIOS DENTRO DE UN PROCESO ADECUADO.

GRAN VISIÓN:

PARA PASAR POR UN PRIMER TAMIZ LA GRAN CANTIDAD DE PROYECTOS IDENTIFICADOS EN LA ETAPA ANTERIOR, EN ESTA FASE DE ESTUDIO SE ANALIZAN PROBABLES ALTERNATIVAS DE APROVECHAMIENTO DE UNO O VARIOS RÍOS Y DE UNO O VARIOS SITIOS A NIVEL REGIONAL, LOGRANDO DE ESTA MANERA UNA PRIMERA SELECCIÓN DE PROYECTOS SUSCEPTIBLES DE DESARROLLAR.

UN ESTUDIO DE GRAN VISIÓN, POR EJEMPLO, QUEDA CONSTITUIDO POR EL ANÁLISIS GENERAL DE UNA CUENCA HIDROLÓGICA, DESDE EL PUNTO DE VISTA DE SU POTENCIALIDAD HIDROELÉCTRICA. A PARTIR DE ESTE ANÁLISIS, SE PROPONEN ESQUEMAS PRELIMINARES DE APROVECHAMIENTO, SE CUANTIFICAN APROXIMADAMENTE COSTOS Y BENEFICIOS Y SE HIERARQUIZAN TENTATIVAMENTE LOS APROVECHAMIENTOS. LAS ALTERNATIVAS QUE PRESENTEN MEJORES CONDICIONES SE SELECCIONAN PARA SER ESTUDIADAS EN LA SIGUIENTE ETAPA.

LO ANTERIOR IMPLICA TRABAJO DE CAMPO Y DE GABINETE, CUYO OBJETIVO PRIMORDIAL ES EL DAR A CONOCER LAS CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LA ZONA DE ESTUDIO (HIDROLOGÍA, GEOLOGÍA Y ASPECTOS SOCIOECONÓMICOS, PRINCIPALMENTE) QUE PUEDAN INFLUIR EN LA TOMA DE DECISIONES SOBRE LA PRELACIÓN DE ESTUDIO DE LOS APROVECHAMIENTOS A NIVEL REGIONAL.

DE ACUERDO CON LO MENCIONADO, LOS ESTUDIOS DE GRAN VISIÓN COMPRENDEN LAS SIGUIENTES ACTIVIDADES:

1. CONOCIMIENTO GENERAL DE LA ZONA EN ESTUDIO Y SUS ANTECEDENTES
2. PROPOSICION Y DESCRIPCION DE ESQUEMAS DE APROVECHAMIENTO.
3. EVALUACION DEL CONJUNTO
4. SELECCION Y JERARQUIZACION DE PROSPECTOS
5. ELABORACION DE UN PROGRAMA DE ESTUDIOS
6. ELABORACION DEL INFORME

A GRANDES RASGOS EL DESARROLLO DE CADA ACTIVIDAD SERÍA EL SIGUIENTE:

1. CONOCIMIENTO GENERAL DE LA ZONA EN ESTUDIO

A) DISPONIBILIDAD DE INFORMACIÓN BÁSICA

SE ANALIZARÁ LA INFORMACIÓN BÁSICA DISPONIBLE EN CUANTO A: HIDROMETRÍA, CLIMATOLOGÍA, TOPOGRAFÍA, GEOLOGÍA, ETC., CON EL FIN DE LOCALIZAR ZONAS DE ESCASA INFORMACIÓN Y DE ESTA MANERA ESTAR EN POSIBILIDAD DE PRESENTAR UN PROGRAMA DE REASIGNACIÓN DE LOS RECURSOS REQUERIDOS CON FINES DE ESTUDIOS A NIVEL REGIONAL.

B) ASPECTOS FÍSICOS

A PARTIR DE LA INFORMACIÓN DISPONIBLE Y DE VISITAS DE

CAMPO SE DEFINIRÁN LAS CARACTERÍSTICAS PRINCIPALES DE LA ZONA EN ESTUDIO: DELIMITACIÓN DE CUENCAS O SUBCUENCAS, CLASIFICACIÓN DE LAS MISMAS DE ACUERDO A SU CLIMA, VEGETACIÓN, ORIGEN-ETC.

c) ASPECTOS SOCIOECONÓMICOS

SE DEFINIRÁN LOS PRINCIPALES ASPECTOS SOCIALES Y ECONÓMICOS QUE DISTINGUEN A LA REGIÓN EN ESTUDIO : NIVEL DE EDUCACIÓN, MEDIOS DE PRODUCCIÓN, INFRAESTRUCTURA, ETC.

d) USO DEL AGUA EN LA REGIÓN

SE INVESTIGARÁ EL PLAN DE USO DEL AGUA CON EL FIN DE DETECTAR PROBABLES CONFLICTOS.

2. PROPOSICIÓN Y DESCRIPCIÓN DE ESQUEMAS DE APROVECHAMIENTO

SE FORMULARÁN ESQUEMAS REGIONALES DE APROVECHAMIENTO DE ACUERDO CON LA INFORMACIÓN HIDROLÓGICA, TOPOGRÁFICA Y GEOLÓGICA DISPONIBLE, IDENTIFICANDO DIVERSAS ALTERNATIVAS DE SOLUCIÓN. SE EFECTUARÁ UN DIMENSIONAMIENTO APROXIMADO DE LAS OBRAS QUE INTEGRAN CADA PROYECTO, ESTIMANDO LA POTENCIA Y GENERACIÓN MEDIAS OBTENIBLES EN CADA CASO. PARA LO ANTERIOR SERÁ NECESARIO CONSIDERAR EL FUNCIONAMIENTO DE CADA PROYECTO DENTRO DEL SISTEMA INTEGRAL FORMADO POR TODOS LOS APROVECHAMIENTOS SITUADOS EN LA REGIÓN CONSIDERADA.

3. EVALUACIÓN DEL CONJUNTO

SE CALCULARÁN COSTOS Y BENEFICIOS DE CADA PROYECTO Y/O DE CADA ESQUEMA DE APROVECHAMIENTO CON EL FIN DE TENER ELEMENTOS DE JUICIO PARA PODER SELECCIONAR LAS MEJORES ALTERNATIVAS DE INVERSIÓN.

4. SELECCION Y JERARQUIZACION DE PROSPECTOS

DE ACUERDO CON EL PUNTO TRES, TENIENDO EN CONSIDERACIÓN LOS PROBABLES PROBLEMAS DE TIPO SOCIOECONÓMICO Y LA NECESIDAD DE SATISFACER LA DEMANDA DE ENERGÍA HIDROELÉCTRICA, SE SELECCIONARÁN Y JERARQUIZARÁN LOS DISTINTOS PROSPECTOS.

5. PROGRAMA DE ESTUDIOS

SE ELABORARÁ UN PROGRAMA DE ESTUDIOS PARA LAS ETAPAS SUBSIGUIENTES ATENDIENDO A LA DISPONIBILIDAD DE INFORMACIÓN BÁSICA Y DE ACUERDO A LA SELECCIÓN Y JERARQUIZACIÓN EFECTUADA EN EL PUNTO CUATRO.

6. ELABORACION DEL INFORME

SE ELABORARÁ UN INFORME EN EL QUE SE INDIQUEN LOS TRABAJOS EFECTUADOS ASÍ COMO LAS CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES QUE SE DERIVEN DE ELLOS.

PREFACTIBILIDAD:

EN ESTA ETAPA SE ANALIZAN DISTINTAS VARIANTES DE UN PROYECTO O CONJUNTO DE PROYECTOS SELECCIONADO EN LOS ESTUDIOS DE GRAN VISIÓN, PARA DEFINIR SOBRE QUÉ ASPECTOS ES NECESARIO CANALIZAR LOS ESTUDIOS DE CAMPO Y GABINETE A NIVEL DE FACTIBILIDAD. CON LO ANTERIOR SE CONSIGUE UNA ADECUADA ASIGNACIÓN DE LOS RECURSOS NECESARIOS, QUE EN LOS ESTUDIOS DE FACTIBILIDAD IMPLICAN EROGACIONES IMPORTANTES.

PARA CUMPLIR CON EL OBJETIVO EXPUESTO, ES POSIBLE INTEGRAR LOS ESTUDIOS DE PREFACTIBILIDAD CON LOS SIGUIENTES SEIS PUNTOS:

- 1.- ANALISIS Y COMPLEMENTACION DE LA INFORMACION BASICA.
- 2.- PLANTEAMIENTO DE ALTERNATIVAS DE APROVECHAMIENTO EN CADA SITIO
- 3.- DIMENSIONAMIENTO DE LAS OBRAS Y SELECCION PRELIMINAR DEL EQUIPO.
- 4.- EVALUACION ECONOMICA.
- 5.- SELECCION DEL MEJOR ESQUEMA.
- 6.- PROGRAMA DE ESTUDIOS DE CAMPO Y DE GABINETE A DESARROLLAR EN LA ETAPA DE FACTIBILIDAD

LOS PUNTOS PROPUESTOS INCLUYEN, EN TÉRMINOS GENERALES, LOS ASPECTOS QUE SE INDICAN A CONTINUACIÓN:

- 1.- ANALISIS Y COMPLEMENTACION DE LA INFORMACION BASICA.

RECOPILAR Y ANALIZAR TODA LA INFORMACIÓN BÁSICA - CONCERNIENTE AL PROYECTO CON EL OBJETO DE COMPLEMENTARLA. PRINCIPALMENTE SE INCLUIRÁN LOS SIGUIENTES RENGLONES:

A) TOPOGRAFIA. LA NECESARIA PARA PODER DIMENSIONAR ADECUADAMENTE OBRAS (ESCALAS 1:2000 A 1:500) Y LA REQUERIDA PARA: LOCALIZAR CAMINOS DE CONSTRUCCIÓN ; EFECTUAR UN ANÁLISIS DE LAS AFECTACIONES EN EL EMBALSE; LOCALIZAR BANCOS DE MATERIAL; APOYO PARA ESTUDIAR LOS RASGOS GEOLÓGICOS MÁS IMPORTANTES EN LA ZONA DEL PROYECTO; ETC. (ESCALA 1:5000 A 1:20 000).

B) HIDROLOGIA . CON LA INFORMACIÓN DISPONIBLE SERÁ NECESARIO RATIFICAR O RECTIFICAR LA ESTIMACIÓN DEL VOLUMEN DE AGUA DISPONIBLE EN EL SITIO Y PROPONER, SI ES NECESARIO, LA RELOCALIZACIÓN DE ESTACIONES DE MEDICIÓN EN LA ZONA DEL PROYECTO.

SE RECOPIRARÁ TODA LA INFORMACIÓN REQUERIDA PARA COMPLEMENTAR EL ESTUDIO HIDROLÓGICO DEL PROYECTO.

c) GEOLOGÍA. LA INFORMACIÓN REQUERIDA DEBE PERMITIR CONOCER EL AMBIENTE GEOLÓGICO GENERAL, IDENTIFICAR LAS ESTRUCTURAS GEOLÓGICAS SIGNIFICATIVAS, LOCALIZAR FALLAS Y FRACTURAS, CONOCER LA GEOMORFOLOGÍA, LOS PROCESOS EROSIVOS ACTUANTES EN EL SITIO, EL TIPO DE DRENAJE SUPERFICIAL Y SUBTERRÁNEO Y EL ESPESOR DE SUELO.

LAS TÉCNICAS DE EXPLORACIÓN ADECUADAS PARA ESTA FASE PUEDEN SER LOS SENSORES REMOTOS A PARTIR DE LOS CUALES, APLICANDO LA FOTOGEOLOGÍA SE LOGRA OBTENER UN CONOCIMIENTO ACEPTABLE DEL SITIO. CON LA INFORMACIÓN HASTA AQUÍ DISPONIBLE, PUEDE TENERSE UN PANORAMA DEL TIPO DE EXPLORACIÓN Y LAS ZONAS EN QUE SE DEBE LLEVAR A CABO ÉSTA, EN LA ETAPA DE FACTIBILIDAD.

SE EFECTUARÁ UN PRIMER INTENTO DE EVALUACIÓN DEL RIESGO DE LOS BIENES QUE SE AFECTARÍAN CON LA CONSTRUCCIÓN DEL PROYECTO (RESULTA CONVENIENTE QUE ESTE TRABAJO SE REALICE EN FORMA INDIRECTA) Y LOCALIZAR, POSIBLES ZONAS PARA REUBICAR POBLADOS Y RESTITUIR TIERRAS.

d) INFRAESTRUCTURA DEL PROYECTO. ESTUDIAR Y CUANTIFICAR COSTOS DE: POSIBLES ACCESOS AL PROYECTO, PROBABLE LOCALIZACIÓN DE CAMPAMENTOS, ALTERNATIVAS DE SUMINISTRO DE ENERGÍA ELÉCTRICA PARA CONSTRUCCIÓN, ETC.

e) IMPACTO AMBIENTAL. ES CONVENIENTE QUE DESDE ESTA FASE DEL ESTUDIO DE UN PROYECTO COMIENCEN LOS ESTUDIOS DE LOS EFECTOS QUE SOBRE EL MEDIO AMBIENTE PROVOCARÍA LA CONSTRUCCIÓN DEL APROVECHAMIENTO, TENIENDO EN CUENTA EL IMPACTO ECOLÓGICO Y EL IMPACTO SOCIOECONÓMICO Y CULTURAL. ESTE ESTUDIO TENDERÁ A IDENTIFICAR PROBABLES PROBLEMAS PARA ESTABLECER CUÁLES SON LOS PRINCIPALES ASPECTOS POR ESTUDIAR EN LA ÉTAPA DE FACTIBILIDAD, EN LA QUE SE PLANTEARÁ LA ESTRATEGIA A SEGUIR.

2.- PLANTEAMIENTO DE ALTERNATIVAS DE APROVECHAMIENTO EN EL SITIO.

EN ESTE PUNTO DEBERÁN ESTUDIARSE LAS DISTINTAS VARIANTES DE APROVECHAMIENTO EN EL SITIO SELECCIONADO. FUNDAMENTALMENTE SE PLANTEARÁN ALTERNATIVAS EN CUANTO A TIPO DE:

- A) CORTINA
- B) OBRA DE TOMA
- C) OBRA DE CONTROL Y EXCEDENCIAS
- D) OBRA DE DESVÍO
- E) CASA DE MÁQUINAS

EN LA PROPOSICIÓN DE SOLUCIONES ES NECESARIO TENER PRESENTE, PRINCIPALMENTE LOS SIGUIENTES ASPECTOS:

- A) TOPOGRÁFICOS
- B) GEOLÓGICOS
- C) DISPONIBILIDAD DE MATERIALES PARA CONSTRUCCIÓN
- D) USO DEL AGUA A NIVEL REGIONAL
- E) EXPERIENCIA EN SITIOS SIMILARES

PARA CADA UNA DE LAS SOLUCIONES PROPUESTAS SE CALCULARÁ LA CAPACIDAD INSTALADA Y LA GENERACION PRODUCTIBLE (PRIMARIA Y SECUNDARIA).

3.- DIMENSIONAMIENTO DE LAS OBRAS Y SELECCION PRELIMINAR DEL EQUIPO.

UNA VEZ PLANTEADAS LAS DISTINTAS ALTERNATIVAS SERÁ NECESARIO DIMENSIONAR LAS OBRAS Y SELECCIONAR PRELIMINARMENTE EL EQUIPO QUE CONFORMEN CADA OPCIÓN DE APROVECHAMIENTO (TENIENDO EN CUENTA LAS RESTRICCIONES Y NECESIDADES QUE IMPONE EL SISTEMA INTERCONECTADO).

AQUÍ CABE HACER NOTAR QUE DE NINGUNA MANERA SE PRETENDERÁ EFECTUAR DISEÑOS DE DETALLE, PUÉS ESA ACTIVIDAD NO CORRESPONDE A LA ETAPA DE PLANEACIÓN. EL DIMENSIONAMIENTO DE LAS OBRAS, DE ACUERDO CON LO INDICADO ARRIBA, SE HARÁ DE TAL MANERA QUE PERMITA CONOCER ORDEN DE MAGNITUDES SUFICIENTE COMO PARA QUE APLICANDO CRITERIOS TÉCNICOS Y ECONÓMICOS, SE ESTABLEZCAN LAS VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE CADA ALTERNATIVA, CONSIGUIÉNDOSE A FIN DE CUENTAS LA SELECCIÓN DE LA MEJOR OPCIÓN DE INVERSIÓN.

EL DIMENSIONAMIENTO DE LAS OBRAS Y LA SELECCIÓN PRELIMINAR DEL EQUIPO DEPENDEN FUNDAMENTALMENTE DEL ESTUDIO HIDROLÓGICO, POR LO QUE SE REQUIERE DE ANTEMANO SU CONCLUSIÓN.

4.- EVALUACION ECONOMICA

YA CONOCIDAS LAS DIMENSIONES DE LAS OBRAS Y SELECCIONADO EL EQUIPO, SE CALCULARÁN LOS COSTOS RELATIVOS A CADA ALTERNATIVA. CON ESTOS COSTOS Y CON LOS BENEFICIOS QUE RESULTAN DE LA GENERACIÓN PRODUCTIBLE EN CADA OPCIÓN, SE EFECTUARÁ UNA EVALUACIÓN ECONÓMICA.

EL PROCEDIMIENTO DE EVALUACIÓN, POR EJEMPLO, PUEDE REALIZARSE MEDIANTE LA COMPARACIÓN DE CADA ALTERNATIVA CON SU "PLANTA TÉRMICA EQUIVALENTE", YA QUE ADEMÁS DE SER UNA COMPARACIÓN ANTE UNA FUENTE ALTERNATIVA DE ENERGÍA ELÉCTRICA, PERMITE OBTENER PARÁMETROS QUE AYUDAN A COMPARAR APROVECHAMIENTOS HIDROELÉCTRICOS ENTRE SÍ, O CONJUNTOS DE APROVECHAMIENTOS ENTRE SÍ.

5.- SELECCION DEL MEJOR ESQUEMA.

TENIENDO EN CONSIDERACIÓN LOS RESULTADOS DE LA EVALUACIÓN ECONÓMICA, LA NECESIDAD DE SATISFACER LA DEMANDA DE ENERGÍA HIDROELÉCTRICA, LOS ASPECTOS DE ÍNDOLE SOCIAL Y LOS DE ORDEN

TÉCNICO, SERÁ POSIBLE SELECCIONAR EL MEJOR ESQUEMA DE APROVECHAMIENTO, EL CUAL PASARÁ A FORMAR PARTE DE LA CARTERA DE PROYECTOS POR ESTUDIARSE EN LA ETAPA DE FACTIBILIDAD.

6.- PROGRAMA DE ESTUDIOS DE CAMPO Y GABINETE A DESARROLLAR EN LA ETAPA DE FACTIBILIDAD:

COMO CONCLUSIÓN AL ESTUDIO DE PREFACTIBILIDAD SE PROPONDRÁ UN PROGRAMA DE ESTUDIOS DE CAMPO Y GABINETE QUE TIENDA A MOSTRAR LA FACTIBILIDAD TÉCNICA, ECONÓMICA Y SOCIAL DEL APROVECHAMIENTO.

FACTIBILIDAD:

COMO SE INDICÓ ANTERIORMENTE, EL OBJETIVO DE ESTA FASE DEL ESTUDIO ES MOSTRAR LA FACTIBILIDAD TÉCNICA, ECONÓMICA Y SOCIAL DE UN PROYECTO HIDROELÉCTRICO, Y/O DE UN SISTEMA REGIONAL DE APROVECHAMIENTO. PARA LOGRAR ESE OBJETIVO ES NECESARIO CONTAR CON RESULTADOS MÁS PRECISOS QUE LOS OBTENIDOS EN LAS ETAPAS ANTERIORES. EL ESTUDIO DE FACTIBILIDAD DE UN PROYECTO HIDROELÉCTRICO PUEDE QUEDAR CONSTITUÍDO POR LOS SIGUIENTES PUNTOS:

- 1.- RECOPIACION DE ANTECEDENTES
- 2.- HIDROLOGIA
- 3.- GEOTECNIA
- 4.- CORTINA
- 5.- OBRAS HIDRAULICAS
- 6.- OBRAS Y EQUIPO PARA GENERACION
- 7.- OBRAS CONEXAS
- 8.- AFECTACIONES Y REACOMODO
- 9.- EVALUACION ECONOMICA

A CONTINUACIÓN SE ESPECIFICAN LOS PRINCIPALES ASPECTOS QUE DEBEN CUBRIR ESTOS PUNTOS.

1.- RECOPIACION DE ANTECEDENTES:

SE RECOPIARÁN TODOS LOS ESTUDIOS ANTERIORES QUE SOBRE EL PROYECTO SE HAYAN REALIZADO. UNA VEZ OBTENIDA ESA INFORMACIÓN DEBERÁ ANALIZARSE CUIDADOSAMENTE, A FIN DE APROVECHAR LO MEJOR POSIBLE EL TRABAJO YA EXISTENTE.

ESTOS ESTUDIOS DEBERÁN SER CLASIFICADOS DE ACUERDO CON EL NIVEL DE ESTUDIOS A QUE PERTENECEN (IDENTIFICACIÓN, GRAN VISIÓN O PREFACTIBILIDAD).

2.- HIDROLOGIA

COMO EN ESTA DISCIPLINA SE FUNDAMENTA LA PRODUCTIVIDAD DEL PROYECTO Y SU DIMENSIONAMIENTO Y CON ESTO LOS BENEFICIOS Y COSTOS DEL MISMO, ES NECESARIO EFECTUAR UNA MINUCIOSA REVISIÓN DE LOS ESTUDIOS HIDROLÓGICOS REALIZADOS ANTERIORMENTE Y ASIMISMO, EFECTUAR UNA VISITA DE CAMPO A FIN DE COMPROBAR EL CORRECTO FUNCIONAMIENTO DE LAS ESTACIONES DE MEDICIÓN (HIDROMÉTRICAS Y CLIMATOLÓGICAS).

EL ESTUDIO HIDROLÓGICO A ESTE NIVEL DEBERÁ COMPRENDER POR LO MENOS, LOS SIGUIENTES ASPECTOS:

- A) ANALISIS DE ESCURRIMIENTOS.
- B) DETERMINACIÓN DE AVENIDAS DE DISEÑO PARA LA OBRA DE DESVÍO PARA DISTINTOS PERIODOS DE RETORNO
- C) ESTUDIO DE LA AVENIDA PARA EL DISEÑO DE LA OBRA DE EXCEDENCIAS
- D) OBTENCIÓN DE LOS NIVELES DE OPERACIÓN DEL EMBALSE Y DE LA ENERGÍA PRODUCTIBLE (PRIMARIA Y SECUNDARIA)
- E) ESTUDIO DEL BORDO LIBRE
- F) ESTUDIO DE AZOLVES

EN EL ESTUDIO HIDROLÓGICO DEBERÁ PRESENTARSE LA LOCALIZACIÓN, LOS PERÍODOS DE REGISTRO Y LOS REGISTROS DE LAS ESTACIONES DE MEDICIÓN QUE SE UTILIZARON EN LA ELABORACIÓN DEL MISMO.

3.- GEOTECNIA

EN ESTE PUNTO SE REALIZARAN LOS ESTUDIOS RELATIVOS A:

- A) GEOLOGÍA
- B) GEOFÍSICA
- C) MECÁNICA DE ROCAS Y MECÁNICA DE SUELOS
- D) SISMICIDAD
- E) DISPONIBILIDAD DE MATERIALES PARA LA CONSTRUCCIÓN

CADA UNO DE LOS CUALES COMPRENDERÁ:

A) GEOLOGÍA

EL ESTUDIO SE ENFOCARÁ A DETERMINAR PRINCIPALMENTE:

- LA LITOLOGÍA Y ESTRATIGRAFÍA DE LOS MACIZOS ROCOSOS QUE CONFORME LA ZONA DEL PROYECTO (A NIVEL REGIONAL Y LOCAL).
- LA LOCALIZACIÓN DE LOS ACCIDENTES GEOLÓGICOS EN LA ZONA DEL PROYECTO Y LA INFLUENCIA DE ESTOS EN LAS OBRAS.
- LA GEOMORFOLOGÍA DE LA ZONA DE INTERÉS PARA EL PROYECTO.
- CONDICIONES DE PERMEABILIDAD EN EL EMBALSE Y EN LA ZONA DE LA BOQUILLA.
- ESTADO DE FRACTURAMIENTO DE LOS MACIZOS ROCOSOS QUE INFLUYEN EN LAS DISTINTAS ESTRUCTURAS DEL PROYECTO.

EN GENERAL SE CONTEMPLARÁ TODO LO CONCERNIENTE A GEOLOGÍA REGIONAL, GEOLOGÍA EN LA BOQUILLA Y GEOLOGÍA DE DETALLE PARA CADA UNA DE LAS OBRAS QUE CONFORMAN EL PROYECTO. ES NECESARIO QUE SE ELABOREN PLANOS DE:

- GEOLOGÍA REGIONAL (PLANTA Y PERFILES)
- GEOLOGÍA DE LA BOQUILLA (PLANTA Y PERFILES)
- PLANOS DONDE SE ENCUENTRE SOBREPUESTA CADA OBRA CON LA GEOLOGÍA CORRESPONDIENTE. (EN PLANTA Y PERFIL).
- PLANO DE LOCALIZACIÓN DE EXPLORACIONES Y PRUEBAS

EN EL INFORME SE INCLUIRÁN TODOS LOS RESULTADOS DE PRUEBAS REALIZADAS Y SU INTERPRETACIÓN, ASÍ COMO LOS PROCEDIMIENTOS UTILIZADOS EN LAS MISMAS.

B) GEOFÍSICA:

LA UTILIZACIÓN DE LOS MÉTODOS GEOFÍSICOS DE EXPLORACIÓN PUEDE REDUNDAR EN UNA ECONOMÍA, AL REDUCIR LA MAGNITUD DE LAS EXPLORACIONES DIRECTAS.

LA INFORMACIÓN OBTENIDA EMPLEANDO ESTOS MÉTODOS, DEBE COMPLEMENTARSE Y COMPROBARSE CON LA DEDUCIDA A PARTIR DE MÉTODOS DE EXPLORACIÓN DIRECTA, POR LO QUE ES CONVENIENTE CONTAR CON UN PROGRAMA DE EXPLORACIÓN GEOFÍSICA, EN EL QUE GENERALMENTE SE USAN LOS MÉTODOS DE PROSPECCIÓN SISMICOS Y ELECTRICOS, DEPENDIENDO DE LAS CARACTERÍSTICAS Y PROBLEMAS ESPECÍFICOS QUE INTERESEN A CADA PROYECTO.

EN TÉRMINOS GENERALES LOS ESTUDIOS DE GEOFÍSICA ESTARÁN ENCAMINADOS A:

- ORIENTAR Y ENCAUZAR EL DESARROLLO DEL PROGRAMA DE EXPLORACIÓN DIRECTA.
- AUXILIO EN LA CUANTIFICACIÓN DE BANCOS DE MATERIALES.
- REVISIÓN DE LAS CONDICIONES DE ALTERACIÓN Y PERMEABILIDAD EN ZONAS DUDOSAS
- DETERMINACIÓN DE LAS CARACTERÍSTICAS DE LOS MACIZOS ROCOSOS.

c) MECÁNICA DE ROCAS Y MECÁNICA DE SUELOS

DEPENDIENDO DE LAS CARACTERÍSTICAS DE CADA OBRA QUE INTEGREN EL PROYECTO COMPLETO, SE REQUERIRÁ DE TRABAJOS DE MECÁNICA DE ROCAS Y/O MECÁNICA DE SUELOS A FIN DE ESTUDIAR EL COMPORTAMIENTO DE TERRENO NATURAL CONSIDERADO COMO PARTE INTEGRAL DE LA OBRA. A GRANDES RASGOS ESTOS ESTUDIOS ESTARÁN ENCAMINADOS HACIA:

- ESTUDIO SOBRE LA ESTABILIDAD DE TALUDES EN LA ZONA DEL EMBALSE Y DE LA BOQUILLA
- DETERMINACIÓN DE LAS CARACTERÍSTICAS DE DEFORMACIÓN DE LOS MACIZOS ROCOSOS.
- DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA AL CORTE (PRINCIPALMENTE EN DISCONTINUIDADES).
- ESTIMACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE LOS MACIZOS ROCOSOS ANTE EXCAVACIONES SUBTERRÁNEAS O EXTERIORES.
- DETERMINACIÓN CUANDO SE REQUIERA, DEL TRATAMIENTO EN CIMENTACIONES Y EN EXCAVACIONES.
- ELABORACIÓN DE LOS CRITERIOS GENERALES DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN EN EXCAVACIONES Y CIMENTACIONES.
- ELABORACIÓN DEL DISEÑO PRELIMINAR DEL TRATAMIENTO DE IMPERMEABILIZACIÓN Y DRENAJE EN LA ZONA DE LA CORTINA Y DIQUES (SI EXISTEN)
- ESTIMACIÓN DEL COSTO RESULTANTE DE LOS TRATAMIENTOS PROPUESTOS.

SERÁ NECESARIO ORDENAR Y PRESENTAR ESTA INFORMACIÓN EN UN INFORME QUE CONTENGA ADICIONALMENTE LA LOCALIZACIÓN Y RESULTADOS DE LAS PRUEBAS REALIZADAS EN EL CAMPO ASÍ COMO LOS DE LAS EFECTUADAS EN LABORATORIO.

D) SISMICIDAD:

A NIVEL DE FACTIBILIDAD ES NECESARIO EFECTUAR UN ESTUDIO SÍSMICO PARA DETERMINAR EL ORIGEN Y MAGNITUD DE LAS POSIBLES SOLICITACIONES DE DISEÑO DEBIDAS A SISMOS A NIVEL REGIONAL Y LOCAL.

PARA EFECTUAR ESTE ESTUDIO SERÁ CONVENIENTE CONTAR CON LA INSTRUMENTACIÓN SÍSMICA CORRESPONDIENTE, QUE EN CASO DE NO EXISTIR Y SI LA UBICACIÓN DEL PROYECTO LO REQUIERE, SE IMPLEMENTARÁ.

ESTE ESTUDIO CONTEMPLARÁ:

- LA DETERMINACIÓN DEL ORIGEN DE LA SISMICIDAD EN LA ZONA DEL PROYECTO A NIVEL REGIONAL Y LOCAL.
- ESTIMACIÓN DE LA MAGNITUD DE LAS SOLICITACIONES DE DISEÑO.
- RECOMENDACIONES PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DEL PROYECTO.
- RECOMENDACIONES SOBRE LA OPERACIÓN Y/O LLENADO DEL EMBALSE CUANDO SE REQUIERAN.
- UBICACIÓN Y RESULTADOS OBTENIDOS DE LAS ESTACIONES DE MEDICIÓN EXISTENTES Y/O INSTALADAS.

E) DISPONIBILIDAD DE MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN:

EN ESTE NIVEL DE ESTUDIO DEBERÁ COMPLEMENTARSE EL ESTUDIO DE LOS PROBABLES BANCOS DE MATERIALES QUE SE REQUIERAN EN LA EJECUCIÓN DE LA OBRA PARA CUMPLIR CON ESTE OBJETIVO DEBERÁ REALIZARSE UN ESTUDIO QUE CUBRA BÁSICAMENTE LOS SIGUIENTES PUNTOS:

- LOCALIZACIÓN DE BANCOS DE MATERIALES PARA: AGREGADOS PARA FABRICACIÓN DE CONCRETO, Y CONSTRUCCIÓN DE LA CORTINA Y/O ATAGUÍAS (MATERIAL IMPERMEABLE, PERMEABLE Y PARA ENROCAMIENTO).
- EXPLORACIÓN PARA DETERMINAR EL VOLUMEN DE MATERIAL DE LOS BANCOS CON EL FIN DE ASEGURAR LA CANTIDAD QUE REQUIERA EL PROYECTO
- DETERMINACIÓN DE LAS CARACTERÍSTICAS FÍSICAS Y MECÁNICAS Y MATERIALES.

EL INFORME QUE SE PRESENTE DEBERÁ CONTENER LAS PRUEBAS EFECTUADAS "INSITU" Y/O EN LABORATORIO. ASÍ MISMO CONTENDRÁ:

LA UBICACIÓN EL NOMBRE, EL EMPLEO, LAS REGLAS, LA DISTANCIA A LA OBRA, EL ESPESOR DE DESPALME Y EL APROVECHABLE, EL COEFICIENTE DE ABUNDAMIENTO, EL VOLUMEN APROVECHABLE, EL PROBABLE TRATAMIENTO, Y LAS RECOMENDACIONES DE EXPLOTACIÓN PARA CADA BANCO IDENTIFICADO.

4. CORTINA

ESTE ES UNO DE LOS ASPECTOS MAS IMPORTANTES DE UN APROVECHAMIENTO HIDROELECTRICO, EL CUAL REQUIERE, EN ESTA ETAPA DE FACTIBILIDAD TÉCNICA DEL RESULTADO DE LOS ESTUDIOS DE HIDROLOGÍA, GEOTÉCNIA Y DE TOPOGRAFÍA.

EL OBJETIVO DE ESTA PARTE DEL ESTUDIO ES DETERMINAR EL MEJOR TIPO DE CORTINA PARA UN EMPLAZAMIENTO DETERMINADO, LO QUE REQUIERE LA CONSIDERACIÓN CUIDADOSA DE LAS CARACTERÍSTICAS DE CADA TIPO EN RELACIÓN CON LOS ACCIDENTES FÍSICOS DEL LUGAR Y LA ADAPTACIÓN A LOS FINES DESTINADOS A LA PRESA. USUALMENTE EL FACTOR MÁS IMPORTANTE PARA DETERMINAR LA SELECCIÓN FINAL DEL TIPO DE CORTINA ES DE CARÁCTER ECONÓMICO.

A CONTINUACIÓN SE MENCIONAN LOS PRINCIPALES FACTORES QUE GOBIERNAN ESTA DECISIÓN.

- A) LA TOPOGRAFÍA LOCAL, QUE EN GRAN PARTE DICTA LA PRIMERA ELECCIÓN DEL TIPO DE CORTINA.
- B) LAS CONDICIONES GEOTÉCNICAS DE LA CIMENTACIÓN EN LAS CUALES SE DEBE ATENDER A LAS PROPIEDADES MECÁNICAS, DE DEFORMACIÓN E HIDRÁULICAS DE LOS MACIZOS ROCOSOS, Y SU RELACIÓN CON LA SOLICITACIÓN DE CARGAS QUE LE SERAN IMPUESTAS, ASÍ COMO LA INCLINACIÓN DE LOS ESTRATOS QUE LO CONFORMAN, SU RELACIÓN CON LOS ESTRATOS SUBYACENTES; FALLAS; FISURAS, RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE; ASENTAMIENTO O CONSOLIDACIÓN, CARACTERÍSTICA DE PERMEABILIDAD Y EFECTOS DE LA FILTRACIÓN Y FUERZAS DE SUBPRESIÓN.
- C) LA DISPONIBILIDAD DE MATERIALES, DE LOS CUALES DEBEN CONOCERSE SUS PROPIEDADES FÍSICAS Y MECÁNICAS ASÍ COMO LAS DISTANCIAS DE ACARREO Y LOS ACCESOS A LA BOQUILLA.

- D) DEBE CONOCERSE EL GASTO QUE SE MANEJARÁ POR LA OBRA DE EXCEDENCIAS PARA DEFINIR LA MAGNITUD - DE ESTA YA QUE CON FRECUENCIA SU TAMAÑO, TIPO Y RESTRICCIONES NATURALES EN SU LOCALIZACIÓN, - SERÁN EL FACTOR DECISIVO EN LA ELECCIÓN DEL - TIPO DE CORTINA.

LOS DATOS DE TIPO HIDROLÓGICO, ASÍ MISMO SON - NECESARIOS PARA DETERMINAR EL N.A.M.E. Y EL - CÁLCULO DEL BORDO LIBRE DE LA CORTINA, LO QUE A SU VEZ DEFINE LA ALTURA TOTAL DE LA MISMA.

- E) LA SISMOLOGÍA REGIONAL ES UN ASPECTO IMPORTANTE A CONSIDERAR EN LA SELECCIÓN, DEL TIPO DE ESTRUCTURA QUE MEJOR SE ADAPTE A LAS CONDICIONES LOCALES Y QUE OFREZCA UN GRADO CONFIABLE DE SEGURIDAD. PARA ESTO DEBE TOMARSE EN CUENTA EL EFECTO DEL INCREMENTO DE CARGAS Y ESFUERZOS QUE SE PRESENTAN DURANTE LA ACCIÓN DE UN SISMO.

EN EL INFORME DE ESTA PARTE DEL ESTUDIO SE DEBERÁ PRESENTAR EL DISEÑO PRELIMINAR Y EL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE LA CORTINA SELECCIONADA; ASÍ MISMO SE MOSTRARÁ:

- LA SECCIÓN MÁXIMA DE LA CORTINA
- LA GEOLOGÍA EN LA SECCIÓN TRANSVERSAL
- EL TRATAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN
- LOS TRABAJOS DE IMPERMEABILIZACIÓN Y DRENAJE QUE REQUIERA LA OBRA.

5.- OBRAS HIDRAULICAS

EN GENERAL, LAS OBRAS HIDRAULICAS QUE CONTIENEN UN PROYECTO HIDROELÉCTRICO SON:

- A) OBRA DE DESVÍO
- B) OBRA DE CONTROL Y EXCEDENCIAS
- C) DESCARGAS AUXILIARES

EL DISEÑO DE ESTAS OBRAS A NIVEL DE FACTIBILIDAD, DEBE REALIZARSE CON EL MAYOR DETALLE POSIBLE, AUNQUE SIN LLEGAR AL DISEÑO DEFINITIVO. PARA CUMPLIR ESTE OBJETIVO, ES CONVENIENTE REALIZAR EL DISEÑO PRELIMINAR, CONSTRUIR EL MODELO RESPECTIVO, EN EL CASO QUE LO REQUIERA, Y CON LOS RESULTADOS DE LABORATORIO, AFINAR EL DISEÑO.

LA ELABORACIÓN DEL DISEÑO DE LAS OBRAS HIDRAULICAS REQUERIDAS, DEBERÁ HACERSE TOMANDO EN CUENTA LOS SIGUIENTES ASPECTOS:

- HIDRAULICO Se VERIFICARÁ QUE EL FUNCIONAMIENTO HIDRAULICO DE LA OBRA SEA EFICIENTE.
- GEOTECNICO A PARTIR DE LA INFORMACIÓN GEOLÓGICA Y DE ACUERDO AL DISEÑO, SE LLEVARÁN A CABO LAS PRUEBAS DE MECÁNICA DE ROCAS Y SUELOS QUE PONGAN DE MANIFIESTO LA COMPETENCIA DE LA ZONA EN LA QUE SE CONSTRUIRÁ LA OBRA.
- HIDROLOGICO EL DISEÑO DE LA OBRA SE HARÁ TOMANDO EN CUENTA LAS CONDICIONES HIDROLOGICAS, QUE IMPLIQUEN EL MEJOR RIES-

-SEGURIDAD

60.

EL DISEÑO DE LAS OBRAS SE HARÁ POSIBLE SELECCIONANDO, DE ENTRE LOS DISEÑOS - FACTIBLES TÉCNICAMENTE Y RAZONABLEMENTE SEGUROS, EL QUE REPORTE UN COSTO MENOR.

LA INFORMACIÓN REQUERIDA PARA LLEVAR A CABO ESTA TAREA ES:

TOPOGRAFÍA DE LA ZONA EN QUE SE HAN LOCALIZADO LAS OBRAS.

CONDICIONES GEOTÉCNICAS DE LA ZONA

ESTUDIO HIDROLÓGICO PARA CADA UNA DE LAS OBRAS

- AVENIDAS DE DISEÑO PARA LA OBRA DE DESVÍO, CALCULADAS CON DIVERSOS PERIODOS DE RETORNO.
- AVENIDA PARA EL DISEÑO DE LA OBRA DE EXCEDENCIAS.
- AVENIDA DE DISEÑO O GASTOS POR DERIVAR POR LAS DESCARGAS AUXILIARES.

EL INFORME QUE CONTENDRÁ EL DISEÑO DE LAS OBRAS HIDRÁULICAS REQUERIDAS, DEBERÁ COMPRENDER LO SIGUIENTE:

A) OBRA DE DESVÍO

- LOCALIZACIÓN DE LA OBRA (PLANTA Y PERFIL)
- GEOMETRÍA DE LA CONDUCCIÓN (SECC. TRANSVERSAL, PENDIENTE, LONGITUD, ETC.)
- ESTUDIO DEL FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO (CURVA ELEVACIONES-GASTO)
- TRÁNSITO DE LAS AVENIDAS DE DISEÑO
- LOCALIZACIÓN Y DISEÑO DE LAS ATAGUÍAS (PLANTA Y PERFIL)

- ESTUDIO ECONÓMICO DE LA OBRA (DIÁMETRO ECONÓMICO).
- LOCALIZACIÓN Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONTROL (COMPUERTAS, VÁLVULAS, ETC.).
- DISEÑO DEL TAPÓN DE CIERRE (EN CASO QUE LO REQUIERA).
- VERIFICACIÓN DE VELOCIDAD MÁXIMA PERMISIBLE.
- CUANTIFICACIÓN DE LOS VOLÚMENES DE OBRA Y ESTIMACIÓN DE LOS COSTOS RESPECTIVOS.
- CRITERIOS DE DISEÑO.

B) OBRA DE CONTROL Y EXCEDENCIAS

- LOCALIZACIÓN DE LA OBRA (PLANTA Y PERFIL)
- ESTUDIO PARA LA ELECCIÓN DEL TIPO DE VERTEDOR (CONTROLADO, LIBRE, DE EJE RECTO, CANAL LATERAL, ETC.).
- GEOMETRÍA DE LA ESTRUCTURA VERTEDORA (PLANO DE DETALLE DEL PERFIL DE LA CRESTA Y PLANTA Y PERFIL DE LA MISMA).
- DIMENSIONES DEL EQUIPO DE CONTROL (COMPUERTAS) CUANDO SE REQUIERA.
- POLÍTICA DE OPERACIÓN DE LA OBRA, CUANDO SE REQUIERA.
- CURVA DE FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO DE LA OBRA (CURVA ELEVACIONES - GASTO).
- TRÁNSITO DE LA AVENIDA DE DISEÑO POR LA OBRA.
- LOCALIZACIÓN Y GEOMETRÍA DE LA OBRA DE SALIDA (PLANTA Y PERFIL).
- LOCALIZACIÓN Y GEOMETRÍA DE LA ESTRUCTURA DE DESCARGA (PLANTA Y PERFIL).
- PERFIL HIDRÁULICO PARA EL GASTO MÁXIMO.
- DISEÑO EN DETALLE DE LAS TRANSICIONES, CUANDO SE REQUIERAN.
- VERIFICACIÓN DE LA CARGA MÁXIMA SOBRE LA CRESTA, DE LA VELOCIDAD MÁXIMA PERMISIBLE Y DE LA ALTURA MÁXIMA DE COMPUERTAS.

- ESTUDIO ECONÓMICO DE LA OBRA
- CUANTIFICACIÓN DE VOLÚMENES DE OBRA Y ESTIMACIÓN DE LOS COSTOS RESPECTIVOS
- CRITERIOS DE DISEÑO

c) DESCARGAS AUXILIARES

LA NECESIDAD DE ESTE TIPO DE ESTRUCTURAS, SE PRESENTA EN LOS APROVECHAMIENTOS DE USOS MÚLTIPLES, CUANDO EL PROYECTO FORME PARTE DE UN SISTEMA DE PRESAS Y LOS PROYECTOS - UBICADOS AGUAS ABAJO REQUIERAN UN GASTO DETERMINADO PARA SU FUNCIONAMIENTO, O BIEN, AL DETECTARSE PROBLEMAS POTENCIALES DURANTE EL LLENADO DEL EMBALSE. EL REPORTE DEL DISEÑO DE ESTAS OBRAS, DEBERÁ CONTENER:

- JUSTIFICACIÓN DE LA OBRA
- LOCALIZACIÓN (PLANTA Y PERFIL)
- CRITERIOS DE DISEÑO
- DISEÑO GEOMÉTRICO
- ESTUDIO DEL FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO (CURVA ELEVACIONES - GASTO)
- TRANSITO DE LA (O LAS) AVENIDA (S) DE DISEÑO
- DIMENSIONES Y LOCALIZACIÓN DEL EQUIPO PARA CONTROL DE LA OBRA
- ESTUDIO ECONÓMICO
- CUANTIFICACIÓN DE VOLÚMENES DE OBRA Y ESTIMACIÓN DE LOS COSTOS RESPECTIVOS

6.- OBRAS Y EQUIPO PARA GENERACION.

AQUÍ SE INCLUIRÁ EL ESTUDIO DE LA OBRA CIVIL Y DEL EQUIPO ELECTROMECAÁNICO QUE REQUIERA LA PLANTA HIDROELECTRICA:

- OBRA DE TOMA
- CASA DE MÁQUINAS
- CONDUCCIONES
- POZO (S) DE OSCILACIÓN
- GALERÍAS DE TRANSFORMADORES, ETC.

- TURBINAS
- GENERADORES
- TRANSFORMADORES
- SUBESTACIÓN
- LÍNEA DE TRANSMISIÓN
- EQUIPOS AUXILIARES
- VÁLVULAS, COMPUERTAS, TUBERÍAS, GRÚAS

PARA LA SELECCIÓN DEL TIPO DE OBRA DE TOMA DE CASA DE MÁQUINAS, DEBERÁN TENERSE EN CUENTA LOS ASPECTOS TOPOGRÁFICOS, GEOTÉCNICOS, DE FUNCIONAMIENTO DEL SISTEMA Y PRINCIPALMENTE, LOS ECONÓMICOS.

DEBERÁ EFECTUARSE UN ANÁLISIS TÉCNICO-ECONÓMICO QUE JUSTIFIQUE TAL SELECCIÓN.

DENTRO DE LA ETAPA DE FACTIBILIDAD DE PROYECTOS ES NECESARIO REALIZAR LOS ESTUDIOS HIDROELECTROMECAÁNICOS, A SABER:

- ANÁLISIS DE ESTABILIDAD (REGULACIÓN DE FRECUENCIA)
- ANÁLISIS DINÁMICO (FRECUENCIAS DEL SISTEMA)
- SOBREPRESIÓN MÁXIMA Y VELOCIDAD MÁXIMA.
- PRESELECCIÓN DEL EQUIPO (CARACTERÍSTICAS GENERALES)
- COSTO DEL EQUIPO Y LÍNEA DE TRANSMISIÓN.

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD.-

ES NECESARIO QUE LOS ELEMENTOS DEL SISTEMA HIDRÁULICO (POZO DE OSCILACIÓN (SI HAY), TUBERÍA A PRESIÓN Y TÚNEL DE DESFOGUE) SEAN COMPATIBLES CON EL SISTEMA ELECTROMECÁNICO: (TURBINA, GOBERNADOR, GENERADOR Y LÍNEA DE TRANSMISIÓN) POR LO QUE COMPETE A REGULACIÓN DE LA FRECUENCIA EN LA CENTRAL, PARA PODER GARANTIZAR LA ESTABILIDAD DE LA PLANTA --- DENTRO DE LAS DIFERENTES MANIOBRAS DE OPERACIÓN DE LA MISMA.

ANÁLISIS DINÁMICO.

DENTRO DEL APROVECHAMIENTO PUEDEN IDENTIFICARSE DOS TIPOS DE SISTEMAS:

SISTEMA ACTIVO (VÓRTICE DE TURBINA A CARGAS PARCIALES)
SISTEMA PASIVO (TUBERÍA A PRESIÓN Y GENERADOR)

SE DEBERÁ POR LO TANTO EN EL ANÁLISIS, CALCULAR LAS FRECUENCIAS DE AMBOS SISTEMAS Y EVITAR SU COINCIDENCIA PUES DE LO CONTRARIO SE TENDRÁN PROBLEMAS DE RESONANCIA QUE SE TRADUCEN EN FUERTES OSCILACIONES DE CARGAS HIDRÁULICAS, VARIACIONES DE POTENCIA Y VOLTAJE EN EL GENERADOR

SOBREPRESIÓN Y SOBREVELOCIDAD.-

SE DEBERÁ DETERMINAR EL TIEMPO ÓPTIMO DE CIERRE DE DISTRIBUTIDOR PARA LIMITAR LA MÁXIMA SOBREPRESIÓN EN LA TUBERÍA Y POR ENDE LOS ESPESORES DEL ENCAMISADO DE ACERO (COSTO) Y

POR OTRO LADO, DISMINUIR LA SOBREVOLUCIDAD DEL GRUPO TURBOGENERADOR AL OCURRIR UN RECHAZO TOTAL DE CARGA, DEBE RECORDARSE QUE A MAYOR TIEMPO DE CIERRE LOS EFECTOS DE SOBREPRESIÓN SE REDUCEN, PERO SE INDUCE UNA MAYOR SOBREVOLUCIDAD DEL GRUPO.

PRESELECCIÓN DEL EQUIPO.

CON BASE EN ESTUDIOS DE PLANTAS CON CONDICIONES DE CARGA Y GASTO SIMILARES EN OPERACIÓN, MÁS LA RECOMENDACIÓN DE FABRICANTES, SE DETERMINAN LAS SIGUIENTES CARACTERÍSTICAS PRINCIPALES.

TURBINA:

- TIPO
- VELOCIDAD SÍNCRONA
- SUMERGENCIA CON RELACIÓN AL NIVEL DE DESFOGUE
- DIÁMETRO PRINCIPAL

POSTERIORMENTE Y CON LA AYUDA DE ESTUDIOS ESTADÍSTICOS, SE CONFORMA EL RESTO DE LA GEOMETRÍA PRINCIPAL DEL EQUIPO (DIÁMETRO DE ENTRADA, " CARCAZA " DIMENSIONES DEL TUBO DE DESFOGUE ETC.).

GOBERNADOR

- TIPO
- RANGO DE GANANCIAS DEL CONTROLADOR
- ESTATISMOS PERMANENTE Y TRANSITORIO
- TIEMPOS MUERTOS

GENERADOR

- TIPO
- TIPO DE EXCITACIÓN
- GANANCIAS DEL REGULADOR DE VOLTAJE
- GANANCIAS EN EL ESTABILIZADOR
- CONSTANTE DE INERCIA

TRANSFORMADOR Y SUBESTACIÓN

- TIPO
- ARREGLO Y DIMENSIONAMIENTO
- MEDICIÓN Y PROTECCIÓN
- NIVELES DE AISLAMIENTO
- CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS DEL EQUIPO DE POTENCIA

LÍNEAS DE TRANSMISIÓN

- TIPO Y NÚMERO
- VOLTAJE DE TRANSMISIÓN
- CALIBRE DE CONDUCTORES
- PÉRDIDAS EN LA TRANSMISIÓN, ETC.

DE ACUERDO CON LAS CARACTERÍSTICAS DEL EQUIPO ELECTRO MECÁNICO Y LAS OBRAS CIVILES REQUERIDAS, SE CALCULARÁN - LOS COSTOS CORRESPONDIENTES.

EL INFORME CORRESPONDIENTE CONTENDRÁ LAS CARACTERÍSTICAS DE LA PLANTA Y PARA EL ARREGLO SELECCIONADO SU PLANTA Y PERFIL, ASIMISMO SE PRESENTARÁ UN CROQUIS DE LA INTERCONEXIÓN CON EL SISTEMA ELECTRICO NACIONAL Y EL DIAGRAMA UNIFILAR DE LA SUBESTACIÓN.

7. OBRAS CONEXAS

SE REFIERE A LAS OBRAS QUE SIRVEN DE INFRAESTRUCTURA PARA LA OPERACIÓN Y/O CONSTRUCCIÓN DEL PROYECTO.

-ACCESO:

ES NECESARIO INCLUIR EN EL ESTUDIO DE FACTIBILIDAD LAS PROBABLES VÍAS DE ACCESO AL PROYECTO CON EL FIN DE CONSTRUIRLO Y/O OPERARLO; SE CUANTIFICARÁN LOS COSTOS ASOCIADOS AL MEJORAMIENTO Y CONSTRUCCIÓN DE LOS CAMINOS QUE SE REQUIERAN.

SI LA DISTANCIA A LA ESTACIÓN DE FERROCARRIL O AL PUERTO MÁS PROXIMO ES ACEPTABLE Y SE ESTIMA QUE ES CONVENIENTE EL SUMINISTRO DE EQUIPO Y/O MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN POR ALGUNO DE ESTOS MEDIOS DE TRANSPORTE, DEBERÁN TOMARSE EN CONSIDERACIÓN LOS COSTOS DE COMUNICAR ESTAS TERMINALES CON EL SITIO DEL PROYECTO.

-CAMINOS INTERNOS Y CAMPAMENTOS:

DENTRO DE LOS ESTUDIOS DE FACTIBILIDAD SE DEBEN ESTIMAR LOS COSTOS CORRESPONDIENTES A CAMINOS DE CONSTRUCCIÓN (INTERNOS) Y CAMPAMENTOS, PREVIENDO DESDE UN PRINCIPIO SU PROBABLE TRAZO Y LOCALIZACIÓN RESPECTIVAMENTE. PARA EFECTUAR ESTOS ESTUDIOS SERÁ INDISPENSABLE PLANTEAR SOLUCIONES EN CUANTO A LA ORGANIZACIÓN DE LA CONSTRUCCIÓN DEL APROVECHAMIENTO, TOMANDO EN CUENTA LAS RESTRICCIONES QUE PUEDE IMPONER EL NIVEL DEL EMBALSE DURANTE EL LLENADO DEL MISMO EN LA ETAPA PREVIA A SU OPERACIÓN.

SE CONSIDERARÁ LA ENERGÍA ELÉCTRICA QUE REQUIERE EL PROYECTO PARA SU CONSTRUCCIÓN, ESTIMANDO EL PROBABLE SUMINISTRO PROVENIENTE DE POBLACIONES O LÍNEAS DE TRANSMISIÓN CERCANAS. SE CALCULARÁN LOS COSTOS CORRESPONDIENTES A ESTE RENGLÓN.

8.- AFECTACIONES Y ZONAS PROBABLES DE REACOMODO:

SE EFECTUARÁ UN ANÁLISIS CUYO OBJETIVO SERÁ EL DE CONOCER EL MONTO DE LOS BIENES AFECTADOS POR EL EMBALSE Y LAS PROBABLES ZONAS DE REACOMODO DE POBLACIONES. DEBIDO A QUE SE PUEDEN CREAR CONFLICTOS COMO LA ESPECULACIÓN EN LA TENENCIA DE BIENES Y DE LA TIERRA, RESULTA CONVENIENTE QUE ÉSTE ESTUDIO SE EFECTÚE, EN LO POSIBLE, POR MEDIOS INDIRECTOS.

9.- EVALUACION ECONOMICA:

CON EL FIN DE TENER ELEMENTOS DE JUICIO PARA PROBAR LA BONDAD ECONOMICA DE UN PROYECTO Y PODER COMPARARLO CONTRA OTROS PROYECTOS HIDROELÉCTRICOS Y OTRAS FUENTES ALTERNATIVAS DE ENERGÍA SE EFECTUARÁ UNA EVALUACIÓN ECONOMICA.

LA EVALUACIÓN ECONOMICA CONTENDRÁ LOS COSTOS CORRESPONDIENTES A LOS SIGUIENTES RENGLONES:

- A) ESTUDIOS DE LICITACIÓN Y DISEÑO
- B) INDEMNIZACIONES
- C) INFRAESTRUCTURA DEL PROYECTO
- D) OBRA CIVIL
- E) EQUIPO ELECTROMECAÁNICO
- F) PUESTA EN SERVICIO

SE FORMULARÁ UN PROGRAMA PRELIMINAR DE CONSTRUCCIÓN DE OBRA Y SE DISTRIBUIRÁN LOS COSTOS EN EL TIEMPO.

UNA VEZ CONOCIDA ESTA DISTRIBUCIÓN SE PROCEDERÁ A EFECTUAR SU ACTUALIZACIÓN.

CON LOS COSTOS ACTUALIZADOS SE PUEDEN OBTENER ÍNDICES ECONÓMICOS COMO:

COSTO POR KW. INSTALADO
COSTO POR KWH PRODUCIDO

TAMBIÉN SE PUEDE EFECTUAR LA EVALUACIÓN OBTENIENDO LOS BENEFICIOS A PARTIR DE ASIGNAR UN "BENEFICIO POR KWH PRODUCIDO" CON LO CUAL SE PUEDEN TENER LOS SIGUIENTES INDICADORES ECONÓMICOS:

BENEFICIOS ACTUALIZADOS
RELACIÓN BENEFICIO COSTO
VALOR ACTUAL NETO
TASA INTERNA DE RENDIMIENTO O RETORNO

OTRO PROCEDIMIENTO ES CALCULAR EL COSTO DE LA "PLANTA TÉRMICA EQUIVALENTE", CON LO QUE SE PUEDE OBTENER:

RELACIÓN COSTO TÉRMICA EQUIVALENTE
COSTO PLANTA HIDROELÉCTRICA
COSTO TÉRMICA EQUIVALENTE-COSTO HIDROELÉCTRICA

DADO QUE A ESTE NIVEL DE ESTUDIO DE UN PROYECTO HIDROELÉCTRICO NO SE PUEDE TENER UNA GRAN PRECISIÓN EN LOS CÁLCULOS, ES RECOMENDABLE EFECTUAR UN ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD CONOCIENDO ASÍ LA BONDAD ECONÓMICA DEL PROYECTO DENTRO DE UNA BANDA DE CONFIANZA PREFIJADA. EN SU CASO, LA EVALUACIÓN DEBERÁ CONTEMPLAR LA INFLUENCIA DEL PROYECTO SOBRE OTROS PROYECTOS LOCALIZADOS EN LA REGIÓN.

A P E N D I C E

LISTA DE COMPROBACION Y CONTROL DEL CONTENIDO DEL DOCUMENTO QUE SE PRESENTE DE UN PROYECTO A NIVEL DE FACTIBILIDAD:

INDEPENDIEMENTE DE LOS INFORMES MENCIONADOS ANTERIORMENTE, LOS CUALES REPORTAN LA SITUACIÓN DETALLADA DE CADA UNO DE LOS ASPECTOS QUE INTEGRAN EL PROYECTO HIDROELÉCTRICO ESTUDIADO, ES NECESARIO PRESENTAR UN DOCUMENTO QUE EXPONGA LAS CONSIDERACIONES GENERALES MÁS IMPORTANTES DE LOS ESTUDIOS REALIZADOS, ELLO CON EL FIN DE DISPONER EN FORMA BREVE Y CONCISA DE LAS ESPECIFICACIONES DE TODAS LAS OBRAS QUE INTEGRAN EL PROYECTO.

EN DICHO DOCUMENTO DEBERÁN CONSIGNARSE EN FORMA SUCINTA, LA DEFINICIÓN DE LAS OBRAS Y SUS CARACTERÍSTICAS DE OPERACIÓN, LAS RAZONES PRINCIPALES DE SU LOCALIZACIÓN Y DISEÑO Y UN RESUMEN DE LOS ESTUDIOS COMPLEMENTARIOS, (HIDROLÓGICOS, DE GENERACIÓN, GEOTÉCNICOS Y TOPOGRÁFICOS)

ASÍ MISMO, EN EL CONTENIDO DE ESTE INFORME DEBERÁN EXPONERSE LOS ANTECEDENTES DEL PROYECTO Y LA IMAGEN DEL MISMO EN EL PANORAMA NACIONAL DE LA ENERGÍA.

CONCRETAMENTE, EL CONTENIDO DE ESTE INFORME GENERAL DEL PROYECTO A NIVEL DE FACTIBILIDAD, DEBERÁ CONTEMPLAR LAS MATERIAS QUE SE MENCIONAN EN LA SIGUIENTE LISTA DE COMPROBACION Y CONTROL.

S I N T E S I S

1. ANTECEDENTES
 - 1.1. REGIONALES (CUENCA)
 - 1.2. LOCALES (PROYECTO)
2. TOPOGRAFIA
3. HIDROLOGIA
 - 3.1. CARACTERÍSTICAS FISIográfICAS DE LA CUENCA
 - 3.2. CLIMATOLOGÍA E HIDROMETRÍA
 - 3.2.1. PRECIPITACIÓN Y EVAPORACIÓN
 - 3.2.2. ESCURRIMIENTO
 - 3.2.3. TEMPERATURA Y VIENTOS
 - 3.3. AVENIDAS DE DISEÑO
 - 3.3.1. OBRA DE DESVÍO
 - 3.3.2. OBRA DE EXCEDENCIAS
 - 3.4. AZOLVES
 - 3.5. BORDO LIBRE
 - 3.6. ESTUDIO DE LLENADO DEL EMBALSE
4. ESTUDIO DE GENERACION
 - 4.1. CONSIDERACIONES GENERALES Y ALTERNATIVAS
 - 4.2. GENERACIÓN FIRME Y SECUNDARIA
 - 4.3. POLÍGONO DE FRECUENCIAS DE LAS ELEVACIONES EN EL VASO
5. GEOTECNIA
 - 5.1. GEOLOGÍA
 - 5.1.1. GEOLOGÍA REGIONAL

- 5.1.2. GEOLOGÍA DE DETALLE
 - 5.2. GEOFÍSICA
 - 5.3. TRATAMIENTOS EN EXCAVACIONES SUBTERRÁNEAS Y EN EXCAVACIONES A CIELO ABIERTO
 - 5.4. SISMICIDAD REGIONAL Y LOCAL
6. OBRAS HIDRAULICAS
- 6.1. OBRA DE DESVÍO
 - 6.1.1. CIERRE DEL CAUCE (ALTURA Y MATERIAL DE ATAGUÍAS Y PREATAGUÍAS Y COMPORTAMIENTO HIDRÁULICO DEL DESVÍO)
 - 6.1.2. SELECCIÓN DEL TIPO DE DESVÍO
 - 6.1.3. TRÁNSITO DE LA AVENIDA Y DETERMINACIÓN DE LA SOLUCIÓN ÓPTIMA
 - 6.1.4. COMPORTAMIENTO HIDRÁULICO
 - 6.1.5. CIERRE DEL DESVÍO
 - 6.2. OBRA DE CONTROL Y EXCEDENCIAS
 - 6.2.1. SELECCIÓN DEL TIPO DE ESTRUCTURA DE CONTROL, DE DESCARGA Y TERMINAL
 - 6.2.2. TRÁNSITO DE LA AVENIDA DE DISEÑO
 - 6.2.3. COMPORTAMIENTO HIDRÁULICO
 - 6.3. DESCARGAS AUXILIARES
 - 6.3.1. JUSTIFICACIÓN
 - 6.3.2. PARÁMETROS DE DISEÑO
 - 6.3.3. COMPORTAMIENTO HIDRÁULICO
7. CORTINA
- 7.1. ALTURA Y TIPO DE CORTINA
 - 7.2. BANCOS DE MATERIALES
 - 7.3. DISEÑO Y ANÁLISIS DE ESTABILIDAD
 - 7.4. TRATAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN

8. OBRAS Y EQUIPO PARA GENERACION

8.1 CONDICIONES DE FUNCIONAMIENTO

8.1.1 FACTOR DE PLANTA

8.1.2 NÚMERO Y TIPO DE LAS UNIDADES

8.1.3 NÚMERO DE CONDUCTOS

8.2 PREESPECIFICACIÓN Y DIMENSIONAMIENTO DEL EQUIPO PRINCIPAL

8.3 POZOS DE OSCILACIÓN (SI EXISTEN)

8.3.1 DIMENSIONAMIENTO Y LOCALIZACIÓN

8.3.2 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

8.4 DESFOGUE Y RESTITUCIÓN AL CAUCE

8.5 ANÁLISIS HIDROMECÁNICO

8.5.1 ANÁLISIS DINÁMICO

8.5.2 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

8.6 SUBESTACIÓN ELEVADORA INTERCONEXIÓN Y REGULACIÓN DE FRECUENCIA

9. OBRAS CONEXAS

9.1 CAMINOS DE ACCESO

9.2 SUMINISTRO DE ENERGÍA ELÉCTRICA PARA LA CONSTRUCCIÓN

9.3 CAMINOS INTERNOS PARA LA CONSTRUCCIÓN Y/O OPERACIÓN

9.4 CAMPAMENTOS

9.5 PLANEACIÓN DE LA CONSTRUCCIÓN

10. INDEMNIZACIONES Y ESTUDIOS DE RELOCALIZACION

11. CATALOGO DE COSTOS

12. EVALUACION ECONOMICA

13. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

COMO COMPLEMENTO DEL TEXTO PRESENTADO, DEBERÁN ANEXARSE LOS PLANOS Y UN CUADRO QUE CONTERGA LAS CARACTERÍSTICAS GENERALES DEL PROYECTO COMO SE INDICA A CONTINUACIÓN.

PROYECTO HIDROELECTRICO:

ALTERNATIVA:

CARACTERISTICAS GENERALES

TIPO DE CORTINA	
ELEVACIÓN DE LA CORONA	
LONGITUD DE LA CORONA	(M)
ANCHO DE LA CORONA	(M)
BORDO LIBRE	
NAME (NIVEL DE AGUAS MÁXIMAS EXTRAORDINARIAS)	(M)
NAMO (NIVEL DE AGUAS MÁXIMO DE OPERACIÓN)	(M)
NIVEL DE DISEÑO	(M)
NOT (NIVEL DE LA PLANTILLA EN LA ESTRUCTURA COLECTORA DE LA OBRA DE TOMA)	(M)
NAMINO (NIVEL DE AGUAS MÍNIMO DE OPERACIÓN)	(M)
NDEF: (NIVEL DE DESFOQUE)	(M)
AREA DE LA CUENCA	(HM ²)
AREA AL NIVEL DE LA CORONA	(HM ²)
AREA AL NAME	(HM ²)
AREA AL NAMO	(HM ²)
AREA AL NIVEL DE DISEÑO	(HM ²)
AREA AL NOT	(HM ²)
AREA AL NAMINO	(HM ²)
CAPACIDAD AL NIVEL DE LA CORONA	(HM ³)
CAPACIDAD AL NAME	(HM ³)
CAPACIDAD AL NAMO	(HM ³)
CAPACIDAD AL NIVEL DE DISEÑO	(HM ³)
CAPACIDAD PARA AZOLVES (CAPACIDAD AL NOT)	(HM ³)
CAPACIDAD MUERTA (CAPACIDAD AL NAMINO)	(HM ³)
CARGA BRUTA MÁXIMA	(M)
CARGA BRUTA DE DISEÑO	(M)
CARGA BRUTA MÍNIMA	(M)
CAPACIDAD UTIL	(HM ³)

29	CAPACIDAD PARA CONTROL DE AVENIDAS	(HM ³)
30	GASTO MEDIO	(M ³ /S)
31	ESCURRIMIENTO MEDIO ANUAL	(HM ³)
32	ESCURRIMIENTO MEDIO ANUAL DE SOLIDOS EN SUSPENSIÓN (ARRASTRE DE LAVADO)	(HM ³)
33	ESCURRIMIENTO MEDIO ANUAL DE SOLIDOS EN EL FONDO DEL CAUCE (ARRASTRE DE FONDO)	(HM ³)

OBRA DE TOMA

34	FACTOR DE PLANTA	
35	GASTO MEDIO APROVECHABLE	(M ³ /S)
36	GASTO DE DISEÑO DE LA OBRA DE TOMA (TOTAL)	(M ³ /S)
37	NUMERO DE UNIDADES	
38	GASTO DE DISEÑO DE CADA UNIDAD	(M ³ /S)
39	TIPO DE LAS UNIDADES	
40	EFICIENCIA MAXIMA DE LAS TURBINAS (A NIVEL DE DISEÑO)	(%)
41	EFICIENCIA DEL GENERADOR	(%)
42	VELOCIDAD DE ROTACIÓN DE LOS TURBOGENERADORES	(RPM)
43	FRECUENCIA DE LA CORRIENTE	(HZ)
44	SUMERGENCIA MÍNIMA (REFERIDA A LA LINEA DE CENTROS DEL DISTRIBUIDOR)	(M)
45	ELEVACION DE LA LINEA DE CENTROS DEL DISTRIBUIDOR	
46	POTENCIA DE DISEÑO DE CADA TURBINA	(MW)
47	POTENCIA MÁXIMA DE LA TURBINA (AL NAMO)	(MW)
48	POTENCIA MÁXIMA GARANTIZABLE (AL NAMINO)	(MW)
49	POTENCIA DE DISEÑO DEL GENERADOR	(MW)
		(MVA)

50	FACTOR DE POTENCIA DEL GENERADOR	(P.U.)
51	POTENCIA INSTALADA	(MW)
52	GENERACION MEDIA ANUAL	(GWH)
53	GENERACION ANUAL FIRME	(GWH)
54	GENERACION ANUAL SECUNDARIA	(GWH)
55	GENERACION MENSUAL GARANTIZADA	(GWH)

OBRA DE DESVIO

56	PERIODO DE RETORNO DE LA AVENIDA DE DISEÑO DEL DESVIO	(AÑOS)
57	GASTO MAXIMO DE LA AVENIDA	(M ³ /S)
58	GASTO MAXIMO DE LA OBRA DE DESVIO	(M ³ /S)

OBRA DE CONTROL Y DE EXCEDENCIAS

59	GASTO PICO DE LA AVENIDA DE DISEÑO	(M ³ /S)
60	GASTO DE DISEÑO DE LA OBRA DE EXCEDENCIAS	(M ³ /S)
61	ELEVACION DE LA CRESTA DEL VERTEDOR	
62	CAPACIDAD A LA ELEVACION DE LA CRESTA DEL VERTEDOR	(HM ³)
63	LONGITUD EFECTIVA DE LA CRESTA DEL VERTEDOR	(M)
64	NUMERO DE COMPUERTAS DE CONTROL	
65	TIPO DE COMPUERTAS	
66	ANCHO DE LAS PILAS	(M)
67	TIPO DEL VERTEDOR	
68	LONGITUD TOTAL DE LA ESTRUCTURA	
69	CARGA MAXIMA SOBRE LA CRESTA VERTEDORA	(M)
70	NIVEL MAXIMO EN LA DESCARGA, PARA EL GASTO MAXIMO DE LA OBRA DE EXCEDENCIAS	

LISTA DE PLANOS QUE DEBE CONTENER EL ESTUDIO DE FACTIBILIDAD DE UN PROYECTO HIDROELECTRICO:

PLANO 1	LOCALIZACIÓN
PLANO 2	ALTERNATIVAS
PLANO 3	HIDROLOGÍA
PLANO 4	GENERACIÓN
PLANO 5	GEOLOGÍA REGIONAL
PLANO 6	GEOLOGÍA DE DETALLE
PLANO 7	PLANTA GENERAL DE LA OBRA
PLANO 8	OBRA DE DESVÍO
PLANO 9	OBRA DE CONTROL Y EXCEDENCIAS
PLANO 10	OBRA PARA GENERACIÓN
PLANO 11	ESTUDIO HIDROMECÁNICO
PLANO 12	DIAGRAMA DE INTERCONEXIÓN
PLANO 13	DIAGRAMA UNIFILAR
PLANO 14	CORTINA
PLANO 15	TRATAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN
PLANO 16	BANCOS DE MATERIALES
PLANO 17	INFRAESTRUCTURA DEL PROYECTO
PLANO 18	PROGRAMA DE CONSTRUCCIÓN
PLANO 19	AFECTACIONES Y ZONAS DE REACOMODO



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

PROYECTO DE PLANTAS HIDROELECTRICAS

T E M A 9

EVALUACION ECONOMICA DE PROYECTOS HIDROELECTRICOS

ING. ROBERTO CARVAJAL RODRÍGUEZ

OCTUBRE, 1984

EVALUACION ECONOMICA DE PROYECTOS HIDROELECTRICOS.

	Pag.
I Introducción	1
II Principios de Ingeniería Económica.	4
II.1 Equivalencia de clase.	4
II.2 Equivalencia de tiempo.	5
II.3 Capitalización.	6
II.4 Flujos de efectivo discretos y continuos.	7
II.5 Factores de pago único.	8
II.6 Factores de series uniformes	9
II.7 Factores de series no uniformes	15
II.8 Vida económica	17
II.9 Período de Análisis	17
III Costos y Beneficios en Proyectos Hidroeléctri cos.	19
III.1 Costos en proyectos hidroeléctricos.	22
III.2 Beneficios en proyectos hidroeléctricos.	27

ING. ROBERTO CARVAJAL RODRIGUEZ.

EVALUACION ECONOMICA DE PROYECTOS HIDROELECTRICOS.

I.- INTRODUCCION

La evaluación económica de proyectos de inversión requiere el conocimiento de principios y técnicas que se utilizan para analizar y comparar sistemas alternativos desde el punto de vista económico.

El término ingeniería económica se usa en el mismo sentido, con referencia a los proyectos de inversión que caen bajo la responsabilidad del ingeniero.

La evaluación económica consiste en el análisis de los flujos de efectivo asociados a dos o más proyectos alternativos, con objeto de juzgar el valor económico de los mismos.

El flujo de costos y el de beneficios, considerados en conjunto y expresados en unidades monetarias (dinero), reciben el nombre de flujo de efectivo. Este se considera como negativo para los costos y positivo para los beneficios.

Los recursos que componen el proyecto, resultan de la acumulación de los insumos de integración durante el período de construcción; a éstos recursos corresponde la inversión resultante de la acumulación del flujo de costos durante ese período, los cuales se denominan, en consecuencia, costos de inversión. Los costos en que incurre el proyecto, durante su vida útil, con objeto de realizar el proceso de producción, se denominan costos de operación y mantenimiento.

En resumen, el flujo de efectivo de un proyecto comprende:

3

- a) los costos de inversión.
- b) los costos de operación y mantenimiento
- c) los beneficios o ingresos por venta de los productos.

Con la finalidad de integrar el flujo de costos en proyectos para generación de energía eléctrica, es conveniente en la práctica separar los costos de la manera siguiente:

- 1) Costos de inversión por concepto de:
 - a) - Obra Civil, y
 - b) - Obra electromecánica

- 2) Costos de operación y mantenimiento, en:
 - a) - Costos fijos, aquellos que no están directamente relacionados con la energía eléctrica generada; en este renglón se consideran los costos relativos al pago de la mano de obra, tales como, salarios, prestaciones y seguro social.

 - b) - Costos variables, aquellos que guardan una relación directa con la generación de energía eléctrica, excluyendo el combustible; en este renglón se consideran principalmente materiales, impuestos y gastos generales.

 - c) - Costos por combustible, corresponden a los valores imputados a los recursos energéticos necesarios para la generación de energía eléctrica según el tipo de tecnología empleada; los combustibles más empleados son: combustóleo, gas natural, diesel, carbón y uranio.

Para las centrales hidroeléctricas y geotermoeléctricas se considera que el energético, agua y vapor geotérmico, tiene un costo nulo (no así los costos de extracción y conducción del vapor geotérmico).

El flujo de efectivo correspondiente a los beneficios durante la vida útil del proyecto, es función de la generación de energía eléctrica que el proyecto entrega al sistema eléctrico al cual se interconecta y del valor que a esta energía se le asigne en dicho sistema.

II.- PRINCIPIOS DE INGENIERIA ECONOMICA.

Los principios de ingeniería económica guían la estructura --
ción de alternativas de proyectos de inversión con la finali-
dad de hacerlas comparables y determinar cual deberá seleccio-
narse.

El proceso de evaluación requiere predecir las consecuencias
esperadas como resultado de la elección de una alternativa, -
estimación de la magnitud de cada consecuencia, y su conver-
sión en unidades conmensurables. El propósito de este capítu-
lo es revisar los problemas conceptuales y principios básicos
involucrados en el proceso.

II.1 Equivalencia de clase.

El mayor obstáculo para expresar las consecuencias de cursos-
alternativos de acción en unidades conmensurables son las di-
ferencias en clase y las diferencias en tiempo. Las dos dife-
rencias pueden ser mejor explicadas mediante un ejemplo de --
comparación entre dos alternativas de proyecto para riego; -
uno para el cultivo de maíz, alternativa A, otro para el cul-
tivo de algodón, alternativa B. La construcción del primer -
proyecto deberá producir X toneladas de maíz, y la del segun-
do Y pacas de algodón. Si los dos proyectos pueden ser cons-
truidos con igual inversión en tiempos iguales, la selección-
dependerá de cual de las dos producciones es más valiosa, ya-
que el costo es el mismo.

Como estas dos producciones estan expresadas en distintas unidades (toneladas de maíz y pacas de algodón), los proyectos no pueden ser comparados. Solo cuando se usan unidades comunes es posible la comparación. El primer paso en análisis económicos deberá ser encontrar un valor unitario común; generalmente se adopta unidades monetarias, aunque puede ser cualquier otra unidad.

II.2 Equivalencia de tiempo

Consideremos ahora que los dos proyectos para riego antes mencionados pueden ser construidos con igual inversión pero en tiempos diferentes, por ejemplo, el proyecto A en dos años y el proyecto B en cinco años. ¿ Se puede inferir entonces que los dos proyectos tienen el mismo costo ?. La respuesta depende de si se concede o no, algún valor al tiempo. En este ejemplo, en el proyecto B se tiene que esperar cinco años para concluirlo y comprometer recursos desde el inicio, mientras que en el A, sólo se tiene que esperar dos años. Si no se le da ningún valor al tiempo, entonces el proyecto A y el B cuestan lo mismo.

Sin embargo, es evidente que la mayoría de las personas preferirían el proyecto A, pues el tiempo que se tiene comprometidos los recursos antes de iniciar su período productivo es menor y la espera para su conclusión más corta. Por ello es conveniente darle un valor al tiempo, y esto normalmente se hace mediante una tasa de descuento que opera de la siguiente

te manera.

Si se tiene que optar entre tener una unidad de un bien ahora o Z unidades dentro de un año, entonces para que haya indiferencia entre las opciones, Z debe ser mayor que uno, en un factor $(1 + i)^m$, cuando $m = 1$ año, se tiene:

$$Z = 1 \times (1 + i)$$

A esta i se le denomina tasa de descuento y expresa el valor que se da al tiempo; su significado es: un peso de hoy equivale a $(1+i)$ pesos dentro de un lapso de tiempo considerado como unidad, generalmente un año; este concepto también es válido en sentido inverso.

Equivalencia implica indiferencia para el usuario del dinero: éste se mostrará indiferente ante las opciones "recibir un peso hoy" y "recibir $(1+i)$ pesos dentro de un año".

La tasa de descuento es función del costo del dinero, de las preferencias económicas y sociales en el tiempo y de la incertidumbre o riesgo.

Se denomina tasa real de descuento, cuando el flujo de efectivo de un proyecto se expresa en moneda constante, es decir, en moneda de un año en particular.

II.3 Capitalización

Hemos visto que un peso de hoy equivale a $(1+i)$ pesos dentro de un año y por lo tanto los i pesos de utilidad generados se incorporan al capital inicial. El proceso de incorporación -

de las utilidades al capital se denomina capitalización. Cuando dicha incorporación tiene lugar cada año, se dice que el período de capitalización es un año, o también que la capitalización es anual o que las utilidades son capitalizables anualmente. La capitalización puede ser semestral, mensual, etc., según el tiempo considerado.

II.4 Flujos de efectivo discretos y continuos

El flujo de efectivo puede describirse como un flujo discreto o continuo.

Un flujo de efectivo discreto está formado por una sucesión de ingresos y/o egresos, cada uno de los cuales tiene una magnitud definida y se realiza en un instante determinado.

Un flujo de efectivo continuo consiste en una corriente de ingresos y/o egresos que fluye sin interrupción, ya sea en forma constante o variable y que se expresa en pesos por unidad de tiempo (\$/año, \$/mes, etc.).

En la realidad, todos los ingresos o egresos se realizan en forma discreta; por consiguiente el flujo continuo es sólo un modelo o idealización conveniente para representar una serie de ingresos o egresos frecuentes y de magnitud relativamente pequeña.

Muchos gastos que se realizan en forma diaria, semanal o mensual pueden representarse con bastante fidelidad mediante el modelo de flujo de efectivo continuo. Por otra parte, los costos o los ingresos aislados o relativamente poco frecuen

tes y de magnitud considerable, pueden describirse mejor en forma discreta o individual.

En adelante, sólo se considerarán flujos de efectivo discretos.

II.5 Factores de pago único

Por un razonamiento igual al antes expuesto, se deduce que un peso en el tiempo $t = 0$ equivale a $(1 + i)^m$ pesos en el tiempo $t = m$.

Considerando que el capital inicial es P , en vez de 1, la fórmula de equivalencia general será:

$$F = P (1 + i)^m \quad (1)$$

siendo:

P = capital presente

F = capital futuro equivalente a P

m = número de años o, en general, número de períodos de capitalización transcurridos entre el "presente" y el "futuro".

i = Tasa de descuento anual o, en general, por período de capitalización.

Debe entenderse que el "presente" es un tiempo cualquiera y que el "futuro" es un tiempo posterior cualquiera.

Al factor $(1 + i)^m$, se le conoce como factor de valor futuro - pago único y su notación es $(F/P, i\%, m)$. Al inverso de este factor, se le conoce como factor de valor presente-pago único y su notación es $(P/F, i\%, m)$.

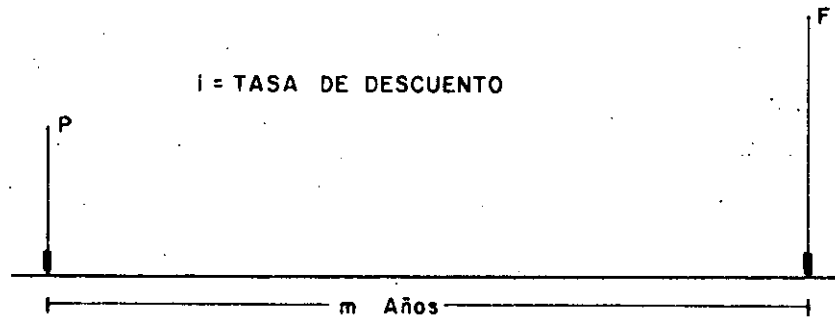


FIG. II. 1

$$\frac{F}{P} = (1 + i)^m = (F/P, i\%, m) \quad (2)$$

$$\frac{P}{F} = 1/(1 + i)^m = (P/F, i\%, m) \quad (3)$$

II.6 Factores de series uniformes

Todos los problemas referentes a Ingeniería Económica pueden ser resueltos mediante la aplicación de los dos factores de pago único. Sin embargo, pueden desarrollarse factores adicionales con la finalidad de evitar laboriosos cálculos.

Factores de series uniformes

Si consideramos uno de los proyectos para riego señalados en

II.1, por ejemplo la alternativa A, y si éste fuera a producir maíz con igual valor (ingresos) durante 50 años, se tendría que calcular cincuenta factores de valor presente-pago único para poder determinar el valor presente equivalente de este flujo de efectivo anual uniforme. Esto se consigue con mucho menor esfuerzo y más rápidamente si se cuenta con factores de series anuales uniformes.

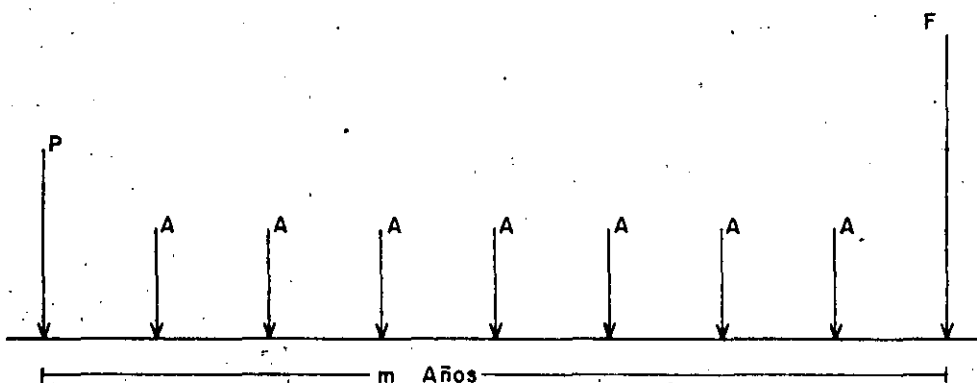


FIG. II. 1

Los factores de series anuales uniformes y su correspondiente notación, son:

- a) Factor de valor futuro - serie uniforme
($F/A, i\%, m$).
- b) Factor de fondo acumulativo, ($A/F, i\%, m$).
- c) Factor de valor presente-serie uniforme,
($P/A, i\%, m$).
- d) Factor de recuperación de capital, ($A/P, i\%, m$).

La notación empleada permite recordar fácilmente su significado; por ejemplo, ($P/F, i\%, m$) significa el factor por el

cual hay que multiplicar una cantidad futura F para convertirla en una cantidad presente P equivalente, cuando la tasa de descuento es $i\%$ por unidad de tiempo considerada y entre el "presente" y el "futuro" transcurren m unidades de tiempo.

a) Factor de valor futuro-serie uniforme $(A/F, i\%, m)$.

Considérese un flujo de efectivo formado por una serie uniforme de m ingresos (o egresos) periódicos de A pesos cada uno (fig. II.3) ¿Cuál es el ingreso (o egreso) F , al final del último período, equivalente a dicha serie?.

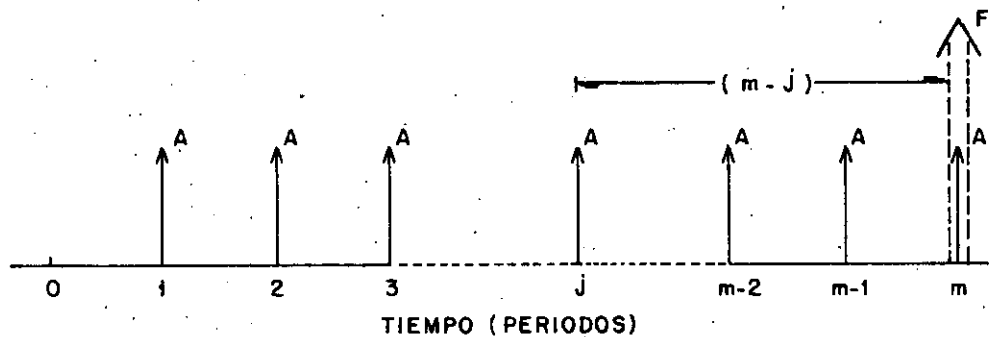


FIG. II.3

Si se designa por F_j el equivalente futuro (al final del m -ésimo período) de cada ingreso A al final del período " j ":

$$F_j = A (1 + i)^{m-j} \quad (4)$$

Por consiguiente:

$$F = \sum_{j=1}^m F_j = \sum_{j=1}^m A (1 + i)^{m-j} \quad (5)$$

$$F = A \{ 1 + (1 + i) + (1 + i)^2 + \dots + (1 + i)^{m-1} \}$$

El segundo miembro de esta ecuación es una serie geométrica-
cuya suma es:

$$F = \frac{A \{ (1 + i)^m - 1 \}}{(1 + i) - 1} \quad (6)$$

por tanto:

$$F = \frac{(1 + i)^m - 1}{i} A \quad (7)$$

F se denomina equivalente futuro de una serie constante.

Cuando los períodos considerados son de un año, F se denomi-
na equivalente futuro de una serie de anualidades iguales.

Así:

$$F/A = \frac{(1 + i)^m - 1}{i} = (F/A, i\%, m) \quad (8)$$

La relación F/A, se denomina factor de valor futuro-serie
uniforme.

b) Factor de fondo acumulativo (A/F, i%, m).

Al recíproco del factor de valor futuro-serie uniforme se de-
nomina factor de fondo acumulativo (A/F, i%, m), porque re-
presenta la cantidad que habría que ingresar (o erogar) pe-
riódicamente para constituir un fondo acumulado unitario al-
final del período m, con una tasa de descuento i.

Cuando los períodos que se consideran son de un año, A se de-
nomina anualidad equivalente a una cantidad futura.

Por tanto:

$$A/F = \frac{i}{(1+i)^m - 1} = (A/F, i\%, m) \quad (9)$$

La relación A/F se denomina factor de fondo acumulativo.

c) Factor de valor presente-serie uniforme $(P/A, i\%, m)$.

Considérese el mismo flujo de efectivo periódico (fig.II.4).

¿Cual será el ingreso (o egreso) presente P equivalente a dicho flujo?.

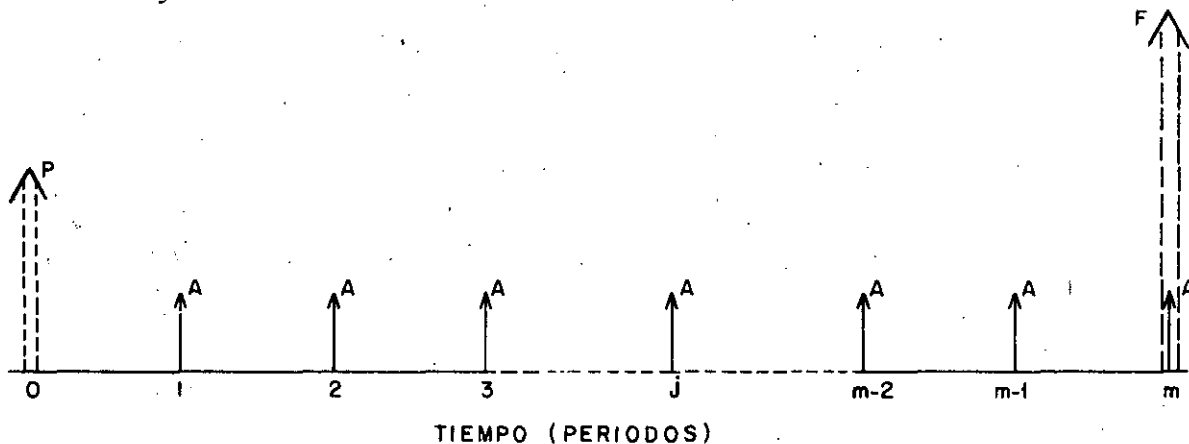


FIG. II. 4

De acuerdo con la ecuación (7), la cantidad futura equivalente a la serie A es:

$$F = \left\{ \frac{(1+i)^m - 1}{i} \right\} A$$

y de acuerdo con la ecuación (1) la cantidad futura equivalente a la cantidad presente P es:

$$F = (1+i)^m P$$

Por tanto:

$$F = (1 + i)^m P = \left\{ \frac{(1 + i)^m - 1}{i} \right\} A$$

$$P = \left\{ \frac{(1 + i)^m - 1}{i (1+i)^m} \right\} A \quad (10)$$

P es el equivalente presente de una serie uniforme A.

La relación P/A se denomina factor de valor presente-serie uniforme.

$$P/A = \left\{ \frac{(1 + i)^m - 1}{i (1+i)^m} \right\} = (P/A, i\%, m) \quad (11)$$

d) Factor de recuperación de capital (A/P, i%, m).

El recíproco del factor de valor presente-serie uniforme se denomina factor de recuperación de capital.

$$A/P = \left\{ \frac{i (1 + i)^m}{(1+i)^m - 1} \right\} = (A/P, i\%, m) \quad (12)$$

Este factor representa la cantidad que se tendría que ingresar (o erogar) periódicamente para recuperar una cantidad unitaria presente al inicio del período m, con una tasa de descuento i.

Así:

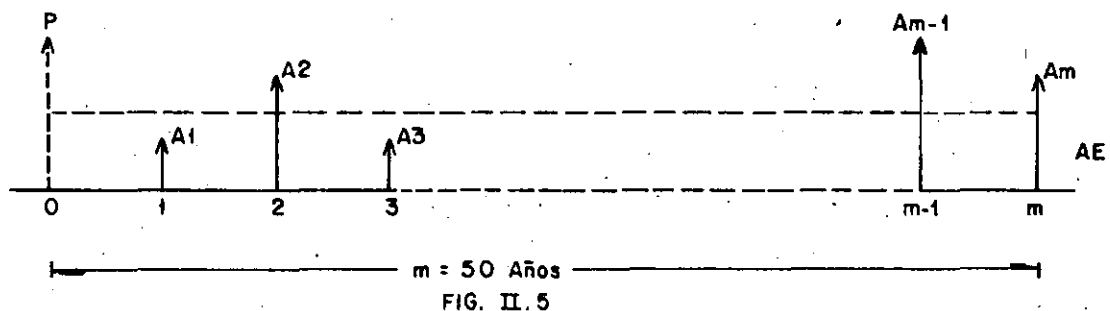
$$A = \left\{ \frac{i (1 + i)^m}{(1+i)^m - 1} \right\} P \quad (13)$$

Cuando se consideran períodos anuales, A se denomina anualidad equivalente a una cantidad presente.

La tabla II.1, resume los factores de equivalencia para flujos de efectivo, anteriormente vistos.

II.7 Factores de series no uniformes

Si consideramos uno de los proyectos para riego señalados en II.1, por ejemplo la alternativa A, y si éste fuera a producir maíz con diferente valor durante 50 años, se tendría que calcular cincuenta factores de valor presente pago único para poder determinar el valor presente equivalente (P) de este flujo de efectivo anual uniforme.



Empleando la ecuación (13) es ahora posible determinar la anualidad (AE) equivalente a la cantidad presente (P).

Esta técnica de nivelación se emplea para convertir una serie de cantidad promedio uniforme equivalente tomando en cuenta los efectos de la tasa de descuento. Esta técnica también se aplica a cantidades no monetarias.

Para calcular un valor nivelado o equivalente, cada cantidad se descuenta a una fecha de referencia, usando los factores

de valor presente de pago único. La suma de los valores presentes de todas las cantidades, dividida entre la suma de todos los factores de valor presente, da por resultado el valor uniforme equivalente; cuando se consideran período anuales éste se denomina valor nivelado o anualidad equivalente.

$$AE = \frac{\sum_{t=1}^m At / (1+i)^m}{(1+i)^m - 1} \cdot i(1+i)^m \quad (14)$$

o bien

$$AE = \frac{\sum_{t=1}^m At / (P/F, i\%, m)}{(P/A, i\%, m)} \quad (15)$$

donde:

At = valor futuro correspondiente al año t del período m .

AE = valor nivelado o anualidad equivalente en el período m .

El valor presente de todos los pagos anuales iguales o valores nivelados para cada año, es igual al valor presente total de las cantidades no uniformes originales, para una tasa de descuento anual dada.

II.8 Vida económica

La vida económica de un proyecto termina cuando los beneficios incrementales derivados de su utilización son menores que los costos operativos incrementales. La vida económica de los elementos que integran un proyecto, tales como, equipos, revestimientos de concreto, etc., es usualmente menor que la correspondiente al proyecto en conjunto. Usualmente el concepto vida útil, se emplea como sinónimo de vida económica.

II.9 Período de análisis

El período de análisis es la magnitud de tiempo en el cual las consecuencias de un proyecto se analizan en un estudio en particular. El período de análisis para comparación de alternativas de proyectos tiene como límite superior la vida económica del proyecto.

Un mantenimiento frecuente y reemplazos periódicos de partes dañadas aumenta la vida de los proyectos hidroeléctricos o de riego, se considera generalmente un período de análisis de 50 años.

T A B L A II. 1.- FACTORES DE EQUIVALENCIA PARA FLUJOS DE EFECTIVO

F A C T O R		$m \rightarrow \infty$
1.- Factor de valor futuro-pago único	$(F/P, i\%, m) = F/P = (1 + i)^m$	∞
2.- Factor de valor presente-pago único	$(P/F, i\%, m) = P/F = 1/(1 + i)^m$	0
3.- Factor de valor futuro-serie uniforme	$(F/A, i\%, m) = F/A = \frac{(1 + i)^m - 1}{i}$	∞
4.- Factor de fondo acumulativo	$(A/F, i\%, m) = A/F = \frac{i}{(1+i)^m - 1}$	0
5.- Factor de valor presente serie uniforme	$(P/A, i\%, m) = P/A = \frac{(1 + i)^m - 1}{i (1+i)^m}$	$1/i$
6.- Factor de recuperación de capital	$(A/P, i\%, m) = A/P = \frac{i (1 + i)^m}{(1+i)^m - 1}$	i

III.- COSTOS Y BENEFICIOS EN PROYECTOS HIDROELECTRICOS

En general si se considera cualquier proyecto de inversión, el flujo de efectivo se inicia a partir del estudio de factibilidad técnica y económica, y termina cuando deja de ser conveniente la operación del proyecto.

En este lapso de tiempo se generan costos e ingresos asociados con las diversas etapas del proyecto, denominadas: estudios, construcción y operación.

Las etapas de estudios y construcción forman lo que se conoce como período de construcción. La etapa de operación, se conoce como período de operación ó vida económica del proyecto (vida útil).

Los costos originados durante el período de construcción se denominan costos de inversión; mientras que durante la vida económica del proyecto, los costos generados son llamados - costos operativos.

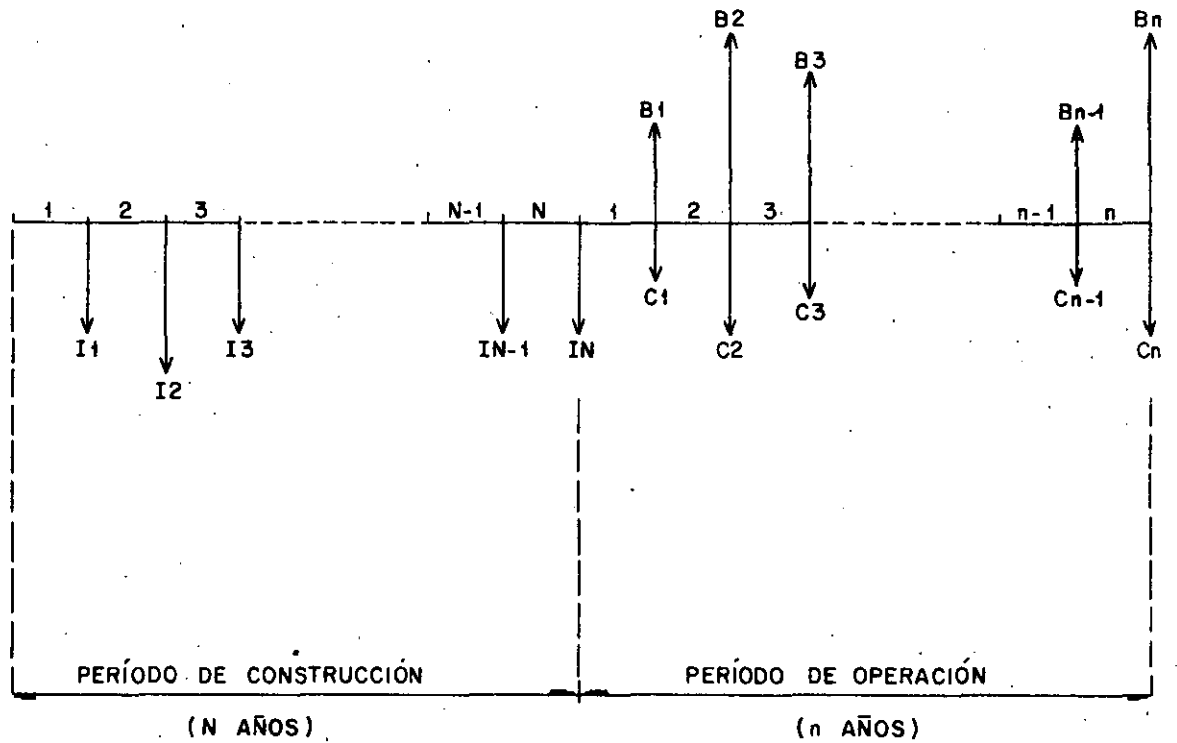
Una inversión es un costo incurrido para la adquisición o instalación de un bien duradero, mientras que un costo operativo es un costo asociado con los bienes que se consumen directamente o los servicios que se utilizan con objeto de realizar el proceso de producción.

En el período de construcción se llegan a realizar principalmente inversiones, aunque también ocurren costos de operación. De igual manera, en el período de operación, ocurren principalmente costos de operación aunque también se realizan inversiones (de terminación de obra, reemplazo, etc.).

Al iniciarse la operación se empieza la producción y consecuentemente se generan beneficios.

Es claro que no existe una frontera precisa entre la terminación del período de construcción y el inicio del período de operación de una central para generación de energía eléctrica, por lo que para el análisis económico se ha adoptado en la práctica considerar que el inicio del período de operación coincide con el término del período de construcción y que el momento en que esto ocurre es cuando entra en servicio la primera unidad de una central, una vez que se ha realizado satisfactoriamente sus pruebas de operación inicial y ha concluido el período de puesta en servicio.

Para efectos del análisis económico se considera que el flujo de efectivo (costos y beneficios) se realiza en forma discreta, una vez por año y al final del mismo. En la figura III.1 se muestra el diagrama de flujo de efectivo.



- I_t = costo de inversión correspondiente al año t del período de construcción N.
- C_t = costo de operación y mantenimiento correspondiente al año t del período de operación n.
- B_t = beneficio correspondiente al año t del período de operación n.

Figura III.1.- Diagrama de flujo de efectivo

III.1.- Costos en Proyectos Hidroeléctricos

III.1.1 Costos de inversión

Como se mencionó en el Capítulo I, es conveniente en la --- práctica separar los costos de inversión en dos grandes rubros ó tipos de proceso: Obra Civil y Obra Electromecánica.

La obra civil involucra todos los conceptos de obra necesarios para la construcción de las diversas estructuras civiles que integran un proyecto hidroeléctrico, tales como caminos, campamentos, cortina, diques, vertedores, casa de máquinas, etc.

La obra electromecánica se refiere a la fabricación, transporte, montaje y pruebas de los equipos electromecánicos, -- tales, como turbinas, generadores, compuertas, válvulas, -- etc.

En ambos procesos deben incluirse los costos de ingeniería, diseño, supervisión y administración de la obra durante la construcción.

El aprovechamiento de los recursos hidráulicos ya sea en -- riego, generación de energía eléctrica, o usos múltiples requiere del planteamiento de posibilidades, que dan lugar a diferentes esquemas de aprovechamiento integrados por diversas estructuras civiles y equipos.

El costo de las estructuras civiles es función en general -- de la magnitud de las mismas, de las condiciones topográficas

cas y geológicas del sitio donde se construirán, de las cargas que soportarán, de los materiales que se emplearán, así como, del procedimiento constructivo seleccionado.

El análisis de precios unitarios de conceptos de obra civil, formulados de acuerdo con las especificaciones de diseño, permite formular los presupuestos correspondientes.

El costo de los equipos es función de sus características particulares, del número que se pretenda adquirir, de la mano de obra, materiales y maquinaria empleada para su instalación (montaje). En base a esto, es posible formular el presupuesto correspondiente de la obra electromecánica.

Desde el punto de vista económico, en la actualidad es conveniente determinar los recursos que demanda un proyecto para su realización, así como establecer los requerimientos de importaciones.

Con esta finalidad los costos de inversión se dividen en los siguientes: mano de obra, materiales, maquinaria y equipo nacional e importado.

La programación de las obras civil y electromecánica, así como las erogaciones por concepto de afectaciones, da por resultado el flujo de inversiones.

III.4.2 Costos de operación y mantenimiento

Como se mencionó en el capítulo I, los costos de operación y mantenimiento se acostumbra manejarlos en:

- a).- Costos fijos, y
- b).- Costos variables

La Comisión Federal de Electricidad considera para la formulación de proyectos de inversión en el Sector Eléctrico los siguientes costos fijos y variables para hidroeléctricas. (estadísticas).

- b).- Costos fijos:

$$CF = 58.90 \cdot 10^6 \text{ (NU)} \quad (16)$$

donde:

CF= costos fijos anuales a precios medios de 1984 correspondiente a cada año t del período de operación n , en \$/año (serie uniforme).

NU= número de unidades turbogeneradoras.

Los costos fijos anuales pueden también expresarse en términos de su valor presente referido al inicio del período de operación n , empleando el factor de valor presente de series uniformes.

$$VPCF = CF \frac{(1+i)^n - 1}{i(1+i)^n} \quad (17)$$

donde:

VPCF = valor presente de los costos fijos anuales, referido al inicio del período de operación, en pesos medios de 1984.

b).- Costos variables:

$$cuv = 1\ 763.87 \left[\frac{PI}{NU} \right]^{-2.1912} \quad (18)$$

donde:

cuv = costos unitarios variables, en pesos medios de 1984 por kilowatt- hora neto generado -- (\$/Kwh)

PI = potencia instalada, en MW

NU = número de unidades turbogeneradoras.

Los costos variables anuales, en \$/año, se obtienen al multiplicar los costos unitarios variables por la generación neta (G_t), en Kwh/año, correspondiente a cada uno de los t años del período de operación n .

$$CV_t = cuv \cdot G_t \quad (19)$$

Cuando la generación neta no es uniforme, se puede determinar la generación neta equivalente mediante la ecuación (14), esto es:

$$GAE = \frac{\sum_{t=1}^n G_t / (1+i)^t}{\frac{(1+i)^n - 1}{i(1+i)^n}} \quad (20)$$

donde:

G_t = generación neta correspondiente al año t - del período de operación n , en Kwh/año (serie no uniforme).

GAE = generación anual equivalente en el período de operación n, en Kwh/año.

i = tasa de descuento anual.

El numerador de la ecuación (20) representa el valor presente de la generación neta, referido al inicio del período de operación n, expresado en Kwh, esto es:

$$VPG = \sum_{t=1}^n \left[\frac{G_t}{(1+i)^n} \right] \quad (21)$$

Por tanto:

$$CV = cuv \cdot GAL \quad (22)$$

donde:

CV = costos variables anuales equivalentes, en \$/año. (serie uniforme).

o bien, en términos de valor presente

$$VPCV = CV \left[\frac{(1+i)^n - 1}{i(1+i)^n} \right] \quad (23)$$

donde:

VPCV = valor presente de los costos variables anuales referida al inicio del período de operación n, en pesos medios de 1984.

El costo por operación y mantenimiento corresponde a la suma de los costos fijos y variables durante el período de operación. Este se puede expresar en anualidades iguales durante el período de operación, o bien en valor presente-

referido al inicio del período de operación, como sigue:

$$\text{COM} = \text{CF} + \text{CV} \quad , \quad \text{en } \$/\text{año} \quad (24)$$

$$\text{VPOM} = \text{VPCF} + \text{VPCV} \quad , \quad \text{en } \$ \quad (25)$$

III.2 Beneficios en proyectos hidroeléctricos

Para satisfacer la demanda de energía eléctrica en un momento dado, se puede hacer uso de diversos medios de producción; plantas térmicas de vapor, turbinas de gas, e hidroeléctricas. Pero mientras una planta térmica es capaz de asegurar el suministro de energía y de potencia para un diagrama de demanda de cualquier forma, una planta hidroeléctrica queda limitada a una potencia instalada y a la disponibilidad de un gasto de agua y carga, en cada instante. Este gasto puede ser el gasto natural de un río, o el gasto modificado por un vaso de almacenamiento con regulación diaria, semanal, estacional o anual.

La apreciación del servicio que puede dar una planta hidroeléctrica es en consecuencia sumamente compleja.

Si un sistema eléctrico está alimentado por plantas de diversos tipos, se tendrá que buscar la forma de operación conveniente de cada una para utilizar de la mejor manera posible sus características propias y en consecuencia minimizar el costo de generación del sistema.

El sistema de explotación más racional consiste, según se aprecia en la figura III.2, en colocar en la base (1) del diagrama de demanda las plantas hidráulicas al hilo del agua; más arriba, en (3), las plantas hidráulicas que disponen de una energía regularizada diaria importante, de tal manera que la superficie en (3) corresponda a la cantidad de agua total disponible en el transcurso del día. La diferencia de ordenadas de (3) es igual, como máximo, la potencia instalada en estas plantas. El espacio (2), entre (1) y (3) del diagrama, será llenado por la energía térmica de base suministrada por las plantas de vapor.

La parte superior (4) quedará reservada a las plantas hidráulicas de pico y a las turbinas de gas.

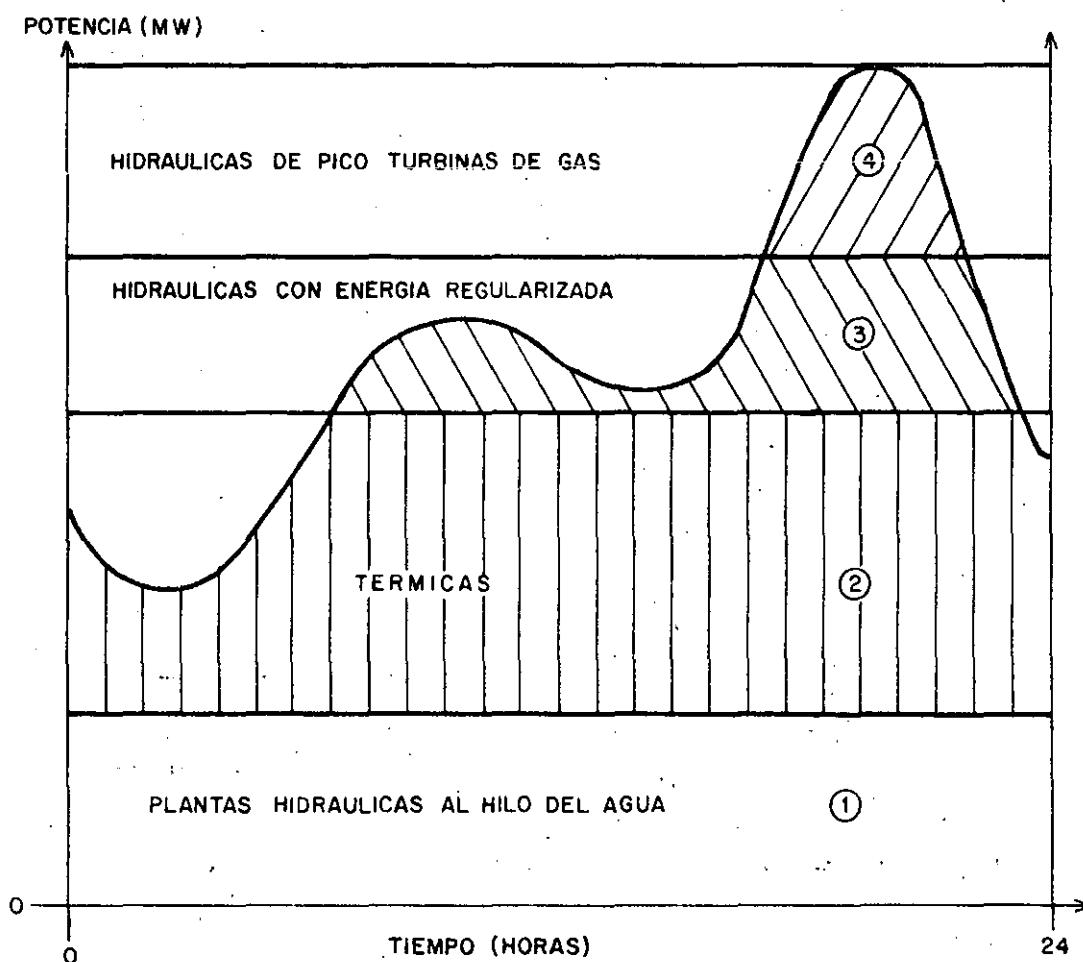


FIG. III. 2. - DIAGRAMA DE DEMANDA DIARIA

Los beneficios económicos correspondientes a un proyecto hidroeléctrico deben estimarse en el contexto del sistema eléctrico al cual se interconectará. Estos corresponden al valor de la generación que el proyecto entrega al sistema. El valor que el sistema asigna a la generación es función de su posición relativa en la curva de demanda.

En general, los beneficios atribuibles a un proyecto de generación de energía eléctrica solo es posible cuantificarlos cuando se analiza éste asociado al sistema eléctrico al que se interconectará, éste último constituido por diversos medios de producción, transformación y transmisión.

Por lo tanto, un sistema eléctrico constituye en sistema complejo, cuyo análisis fué contemplado en el punto uno del temario general de este curso.

El "valor" del beneficio correspondiente a proyectos hidroeléctricos puede también medirse por el costo de la energía térmica sustituida. Cada Kwh generado por la planta hidroeléctrica tendrá un valor mayor en cuanto pueda colocarse en la demanda con mayor flexibilidad, reemplazando Kwh de otro origen pero con igual calidad.

Los costos de energía térmica sustituida por la energía hidroeléctrica, dependen de los parámetros técnico-económicos adoptados: tasa de descuento, costo del combustible, tipo y tamaño de las unidades térmicas, etc., etc., estos costos vinculados a las condiciones en que la energía hi-

droeléctrica puede ser colocada en la curva de demanda, donde esa energía tiene un costo de generación alternativo, - permite cuantificar el "valor" del beneficio de proyectos hidroeléctricos.

Para comparar, en primera aproximación, proyectos alternativos para generación de energía eléctrica, la Comisión Federal de Electricidad emplea indicadores económicos determinados para distintas tecnologías y en base a los parámetros que intervienen en cada caso (vida útil, tipo, número y tamaño de unidades, precio de combustibles, etc.)'

Los indicadores económicos, denominados "Costos unitarios de generación" ó "Costos nivelados del kilowatt-hora, se expresan en \$/kWh; éstas se muestran en el cuadro III.1 -- para una tasa real de descuento del 10% anual. Los parámetros básicos se indican en los cuadros III.2 a III.5, para combustibles a precios internacionales y un tipo de cambio controlado de 172.74 pesos/dólar, valor medio estimado para 1984.

Estos indicadores económicos en general se obtienen al dividir el costo total anual equivalente (suma de los costos anuales equivalentes por concepto de inversión , operación y mantenimiento) entre la generación neta anual equivalente, calculados para una tasa anual de descuento dada.

COSTO UNITARIO DE GENERACION DE LAS DISTINTAS TECNOLOGIAS^{1/}
(Tasa Real de Descuento 10%)

CENTRAL (Núm. de unidades y tamaño en MW)	C O S T O							
	INVERSION		COMBUSTIBLE		OPERACION Y MANTENIMIENTO		T O T A L	
	\$/Kwh	Indice	\$/Kwh	Indice	\$/Kwh	Indice	\$/Kwh	Indice
Termoeléctrica Convencional								
2 x 350	2.08	100	6.39	100	0.15	100	8.62	100
2 x 160	2.52	121	6.64	104	0.26	173	9.42	109
2 x 84	2.96	142	6.86	107	0.39	260	10.21	118
2 x 37.5	3.47	167	7.15	112	0.67	447	11.29	131
Turbogas (Gas) (1 x 30)	5.44	262	11.51	180	1.31	873	18.26	212
Turbogas (Diesel) (1 x 30)	5.59	269	14.87	233	1.31	873	21.77	253
Ciclo Combinado (Gas) (1x250)	2.34	113	7.48	117	0.17	113	9.99	116
Ciclo Combinado (Diesel) (1x250)	2.38	114	9.48	148	0.17	113	12.03	140
D i e s e l (1 x 30)	3.97	191	6.38	100	0.68	453	11.03	128
Carboeléctrica (2 x 350)	3.21	154	2.95	46	0.28	187	6.44	75
Nucleoeléctrica (2 x 1000)	5.53	266	1.05	16	0.81	540	7.39	86
Geotermoeléctrica ^{3/}								
Cerro Prieto (2 x 110)	3.96	190	-	-	1.52	1013	5.48	64
Los Azufres (1 x 55)	5.88	283	-	-	1.85	1233	7.73	90
Unidad Móvil (1 x 5)	4.69	225	-	-	0.94	627	5.63	65
Hidroeléctrica								
Chicoasén (5 x 300)	6.45	310	-	-	0.06	40	6.51	76
Caracol (3 x 198)	11.63	559	-	-	0.15	100	11.78	137
Peñitas (4 x 105)	6.46	311	-	-	0.19	127	6.65	77
Comedero (2 x 55)	5.05	243	-	-	0.66	440	5.71	66
Bacurato (2 x 46)	5.44	262	-	-	0.84	560	6.28	73
Amistad (2 x 33)	3.84	185	-	-	1.59	1060	5.43	63

1/ Costo del KWh neto generado

2/ A partir del costo unitario directo más indirecto

3/ No se considera el costo del vapor como combustible en centrales geotermoeléctricas ya que los costos del campo geotérmico están incluidos en los costos de inversión y de operación y mantenimiento.

PARAMETROS BASICOS PARA EL CALCULO DEL COSTO DE GENERACION

CENTRAL	CAPACIDAD (MW)	VIDA ECONOMICA (años)	FACTOR DE PLANTA	EFICIENCIA (%)
Termoeléctrica				
Convencional	2 x 350	30	0.700	33.53
	2 x 160	30	0.700	32.26
	2 x 84	30	0.700	31.25
	2 x 37.5	30	0.700	29.98
Turbogas	1 x 30	15	0.125	24.51 ^{1/}
Ciclo Combinado	1 x 250	25	0.550	38.51 ^{1/}
Diesel	1 x 30	20	0.700	37.83
Carboeléctrica	2 x 350	30	0.700	31.34
Nucleoeléctrica	2 x 1000	30	0.700	34.50
Geotermoeléctrica				
Cerro Prieto	2 x 110	20	0.800	-
Los Azufres	1 x 55	20	0.800	-
Unidad Móvil	1 x 5	20	0.800	-
Hidroeléctrica				
Chicoasén	5 x 300	50	0.419	-
Caracol	3 x 198	50	0.252	-
Peñitas	4 x 105	50	0.520	-
Comedero	2 x 55	50	0.312	-
Bacurato	2 x 46	50	0.331	-
Amistad	2 x 33	50	0.268	-

^{1/} Con gas como combustible.

Fuente: Gerencia de Estudios, C.F.E.

CUADRO: III.2

PARAMETROS BASICOS PARA EL CALCULO DEL COSTO DE GENERACION
PROGRAMA DE INVERSION POR TECNOLOGIA
(%)

CENTRAL (Núm. de unidades y tamaño en MW)	AÑO								
	-9	-8	-7	-6	-5	-4	-3	-2	-1
Termoeléctrica Convencional									
(2 x 350)					11.7	23.0	28.5	24.5	12.3
(2 x 160)					10.4	21.4	28.0	25.9	14.3
(2 x 84)					9.1	20.2	28.9	25.2	16.6
(2 x 37.5)						15.7	33.6	37.6	13.1
Turbogas (1 x 30)							20.0	40.0	40.0
Ciclo Combinado (1 x 250)					10.5	21.2	24.2	24.0	20.1
Diesel (1 x 30)							20.0	40.0	40.0
Carboeléctrica (2 x 350)				9.8	17.3	21.9	22.4	18.4	10.2
Nucleoeléctrica (2 x 1000)		3.0	10.0	21.0	24.0	20.0	13.0	7.0	2.0
Geotermoeléctrica									
Cerro Prieto (2 x 110)				5.2	7.8	19.1	23.3	27.0	17.6
Los Azufres (1 x 55)	1.6	1.6	3.2	3.2	6.3	15.8	28.6	20.3	19.4
Unidad Móvil (1 x 5)							40.4	59.6	
Hidroeléctrica									
Chicoasén (5 x 300)		6.4	10.7	17.5	13.8	19.9	23.3	6.5	1.9
Caracol (3 x 198)	7.4	10.4	14.1	19.2	15.5	20.6	5.8	5.2	1.8
Peñitas (4 x 105)		5.5	13.4	18.4	15.2	17.5	21.0	5.2	3.9
Comedero (2 x 55)					8.5	22.3	32.7	28.1	8.4
Bacurato (2 x 46)					8.5	22.3	32.7	28.1	8.4
Amistad (2 x 33)					8.5	22.3	32.7	28.1	8.4

34

COSTOS UNITARIOS DE INVERSION DE LOS DISTINTOS MEDIOS DE GENERACION
(Pesos/KW, en moneda de 1984)

CENTRAL (Número y tamaño de unidades en MW)	DIRECTO (\$/KW)	DIRECTO MAS INDIRECTO ^{1/} (\$/KW)	INDICE	COSTO TOTAL ACTUALIZADO ^{2/} AL INICIO DE OPERACION ^{2/} Tasa 10%	
				(\$/KW)	(Indice)
Termoeléctrica					
Convencional					
(2 x 350)	81 858	92 500	100	123 608	100
(2 x 160)	99 630	112 582	122	149 081	121
(2 x 84)	117 119	132 344	143	173 966	141
(2 x 37.5)	143 397	162 039	175	206 778	167
Turbogas (1 x 30)	36 725	41 499	45	49 392	40
Ciclo Combinado (1 x 250)	77 319	87 370	94	114 726	93
Diesel (1 x 30)	160 711	181 603	196	216 144	175
Carboeléctrica (2 x 350)	117 692	132 992	144	186 973	151
Nucleoeléctrica (2 x 1000)	186 756	211 034	228	335 607	272
Geotermoeléctrica^{3/}					
Cerro Prieto (2 x 110)	164 123	185 459	200	246 252	199
Los Azufres (1 x 55)	237 658	268 554	290	366 200	296
Unidad Móvil (1 x 5)	237 600	268 488	290	307 258	249
Hidroeléctrica					
Chicoasén (5 x 300)	143 872	162 575	176	256 657	208
Caracol (3 x 198)	143 081	161 682	175	278 546	225
Peñitas (4 x 105)	177 610	200 699	217	319 172	258
Comedero (2 x 55)	99 525	112 463	122	149 688	121
Bacurato (2 x 46)	113 705	128 487	139	171 016	138
Amistad (2 x 33)	64 985	73 433	79	97 739	79

^{1/} Comprende Ingeniería y Administración

^{2/} Incluye intereses durante la construcción

^{3/} Incluye perforación e instalaciones superficiales en el campo geotérmico.

CARACTERISTICAS Y PRECIOS EXTERNOS DE REFERENCIA DE LOS COMBUSTIBLES^{1/}

COMBUSTIBLES	UNIDADES	PRECIO POR UNIDAD ^{2/}	PODER CALORIFICO Kcal/UNIDAD	PRECIO POR MILLAR DE Kcal ^{2/}
Combustóleo	lt	23.40	10 019	2.33
Gas Natural	m ³	27.78	8 899	3.12
D i e s e l	lt	36.62	9 243	3.96
Mezcla ^{3/}	lt	26.04	9 864	2.64
C a r b ó n	kg	6.84	6 945	0.98
Uranio (U ₃ O ₈)	gr	6.47	138 998	0.05

^{1/} Precios medios estimados para 1984

^{2/} Pesos de 1984

^{3/} 80% combustóleo y 20% diésel

Fuente: Gerencia de Estudios, C.F.E.

CUADRO III.5

26