

DIRECTORIO DE PROFESORES DEL CURSO: PROYECTO DE PLANTAS HIDROELECTRICAS
OCTUBRE - 1985

1. M. EN I. SERGIO TIRADO LEDESMA (COORDINADOR)
JEFE DE LA DIVISION DE CIENCIAS SOCIALES Y HUMANIDADES
FACULTAD DE INGENIERIA, UNAM.
CIUDAD UNIVERSITARIA
MEXICO, D.F.
TEL. 548 55 35 Y 550 57 16
2. ING. JACINTO VIQUEIRA LANDA
JEFE DE LA DIVISION DE INGENIERIA
MECANICA Y ELECTRICA
FACULTAD DE INGENIERIA, UNAM.
CIUDAD UNIVERSITARIA
MEXICO, D.F.
TEL. 548 99 58 Y 550 52 15 EXT. 3744
3. DR. JOSE ANGEL RAYNAL VILLASENOR
COORDINACION DE HIDRAULICA
DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO
FACULTAD DE INGENIERIA, UNAM.
CIUDAD UNIVERSITARIA,
MEXICO, D.F.
TEL. 550 52 15 EXT. 4501, 4480 Y 4496
4. M. EN I. OSCAR FUENTES MARILES
INSTITUTO DE INGENIERIA EN LA
COORDINACION DE HIDRAULICA
CIUDAD UNIVERSITARIA
MEXICO, D.F.
TEL. 550 52 15 EXT. 3612
5. M. EN C. JORGE IBARRA MAYCOTTE
COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD
OKLAHOMA No. 85-8° PISO
COL. NAPOLES
03810 MEXICO, D.F.
TEL. 687 06 99 EXT. 200 - 201 - 246 - 248
6. M. EN C. TOMAS LUGO IBARRA
SUPERVISOR DPTO. DE GEOLOGIA Y MINERIA
COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD
OKLAHOMA No. 85-8° PISO
COL. NAPOLES
03810 MEXICO, D.F.
TEL. 687 06 99 EXT. 200 - 201 - 246 - 248

DIRECTORIO DE PROFESORES DEL CURSO: PROYECTO DE PLANTAS HIDROELECTRICAS

OCTUBRE - 1985

7. M. EN I. FELIPE ARREGUIN CORTES
COORDINADOR DE HIDRAULICA
DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO
FACULTAD DE INGENIERIA, UNAM.
CIUDAD UNIVERSITARIA
MEXICO, D.F.
TEL. 550 52 15 EXT. 4480 Y 4496

8. DR. GABRIEL ECHAVEZ ALDAPE
JEFE DE LA DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO
FACULTAD DE INGENIERIA, UNAM.
CIUDAD UNIVERSITARIA
MEXICO, D.F.
TEL. 548 09 50 - 548 58 77 Y 550 52 15 EXT. 5155

9. ING. MARCO ANTONIO SOSA CHIÑAS
INSTITUTO DE INVESTIGACIONES ELECTRICAS
CUERNAVACA, MORELOS
TEL. 91-731-43811 EXT. 3339

10. DR. ALEJANDRO MENDOZA FERNANDEZ
TEL. 550 96 88

11. ING. LUIS MORALES GALVAN
TEL. 683 56 39

12. ING. FRANCISCO CUENCA VAZQUEZ
TEL. 684 74 93

13. ING. ROBERTO CARVAJAL RODRIGUEZ
JEFE DE OFICINA DE NORMAS Y CRITERIOS DE LA C.F.E.
OKLAHOMA No. 85-3er PISO - COL. NAPOLES
TEL. 536 64 04 Y 687 06 99

14. M. EN I. HUMBERTO MARENGO MOGOLLON
JEFE DE LA DISCIPLINA EN NORMALIZACION CIVIL Y
PROYECTOS ESPECIALES EN EL DEPTO. DE ING. CIVIL Y DE
PROYECTOS HIDROELECTRICOS, C.F.E.
RIO MISSISSIPPI No. 71-12º PISO
COL. CUAUHEMOC, 06600 MEXICO, D.F.
TEL. 525 52 42 - 553 71 33 EXT. 2424 Y 525 78 80 EXT. 3294

PROYECTO DE PLANTAS HIDROELECTRICAS

<u>T E M A</u>	<u>PROFESOR</u>	<u>HORARIO</u>	<u>DIA</u>
1.- EL SISTEMA ELECTRICO	ING. JACINTO VIQUEIRA LANDA	9:00 - 11:00	14 Oct.
2.- LA PLANTA HIDROELECTRICA		11:00 - 13:00	"
3.- EL POTENCIAL HIDROELECTRICO NACIONAL		15:00 - 17:00	"
4.- ESTUDIOS DE INGENIERIA PRELIMINAR		17:00 - 19:00	"
5.- ASPECTOS HIDROLOGICOS	DR. JOSE ANGEL RAYNAL VILLASENOR	9:00 - 13:00	15 Oct.
	M. EN I. OSCAR FUENTES MARILES	15:00 - 17:00	"
6.- ASPECTOS GEOLOGICO-INGENIERILES.	M. EN C. JORGE IBARRA MAYCOTTE	17:00 - 19:00	"
	M. EN C. TOMAS LUGO IBARRA	9:00 - 11:00	16 Oct.
7.- ASPECTOS DE DISEÑO	M. EN I. FELIPE ARREGUIN CORTES	11:00 - 13:00 15:00 - 17:00	"
	DR. GABRIEL ECHAVEZ ALDAPE	17:00 - 19:00	"
		9:00 - 10:00	17 Oct.
	M. EN I SERGIO TIRADO LEDESMA	10:00 - 13:00 15:00 - 16:00	"
8.- DISEÑO HIDROELECTROMECANICO	ING. MARCO ANTONIO SOSA CHIRAS	16:00 - 19:00	"
9.- EVALUACION ECONOMICA DE UN PROYECTO HIDROELECTRICO	DR. ALEJANDRO MENDOZA F. ING. LUIS MORALES GALVAN	9:00 - 12:00	18 Oct.
10.- LAS PLANTAS HIDROELECTRICAS COMO FUENTES NO CONVENCIONALES DE ENERGIA	ING. FRANCISCO CUENCA VAZQUEZ	11:00 - 13:00 15:00 - 16:00	"
11.- ANALISIS DE UN CASO REAL		16:00 - 19:00	"

DOCENTE

CURSO: "PROYECTO DE PLANTAS HIDROELECTRICAS"

FECHA: DEL 14 AL 17 DE OCTUBRE DE 1985

	DOMINIO DEL TEMA	EFICIENCIA EN EL USO DE AYUDAS AUDIOVISUALES	MANTENIMIENTO DEL INTERES. (COMUNICACION CON LOS ASISTENTES, AMENIDAD; FACILIDAD DE EXPRESION)	PUNTUALIDAD	
C O N F E R E N C I S T A					
1	ING. JACINTO VIQUEIRA LANDA				
2	DR. JOSE ANGEL RAYNAL VILLASEÑOR				
3	M. EN I. OSCAR FUENTES MARILES				
4	M. EN C. TOMAS LUGO IBARRA				
5	M. EN I. FELIPE ARREGUIN CORTES				
6	DR. GABRIEL ECHAVEZ ALDAPE				
7	M. EN I. SERGIO TIRADO LEDESMA				
8	ING. MARCO ANTONIO SOSA CHIÑAS				
9	DR. ALEJANDRO MENDOZA F.				
10	ING. LUIS MORELES GALVAN				
11	ING. FRANCISCO CUENCA VAZQUEZ				



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

PROYECTO DE PLANTAS HIDROELECTRICAS

EL SISTEMA ELECTRICO

ING. JACINTO VIQUEIRA LANDA

OCTUBRE, 1985

CURVAS TÍPICAS DIARIAS EN PORCIENTO DE LA DEMANDA MÁXIMA

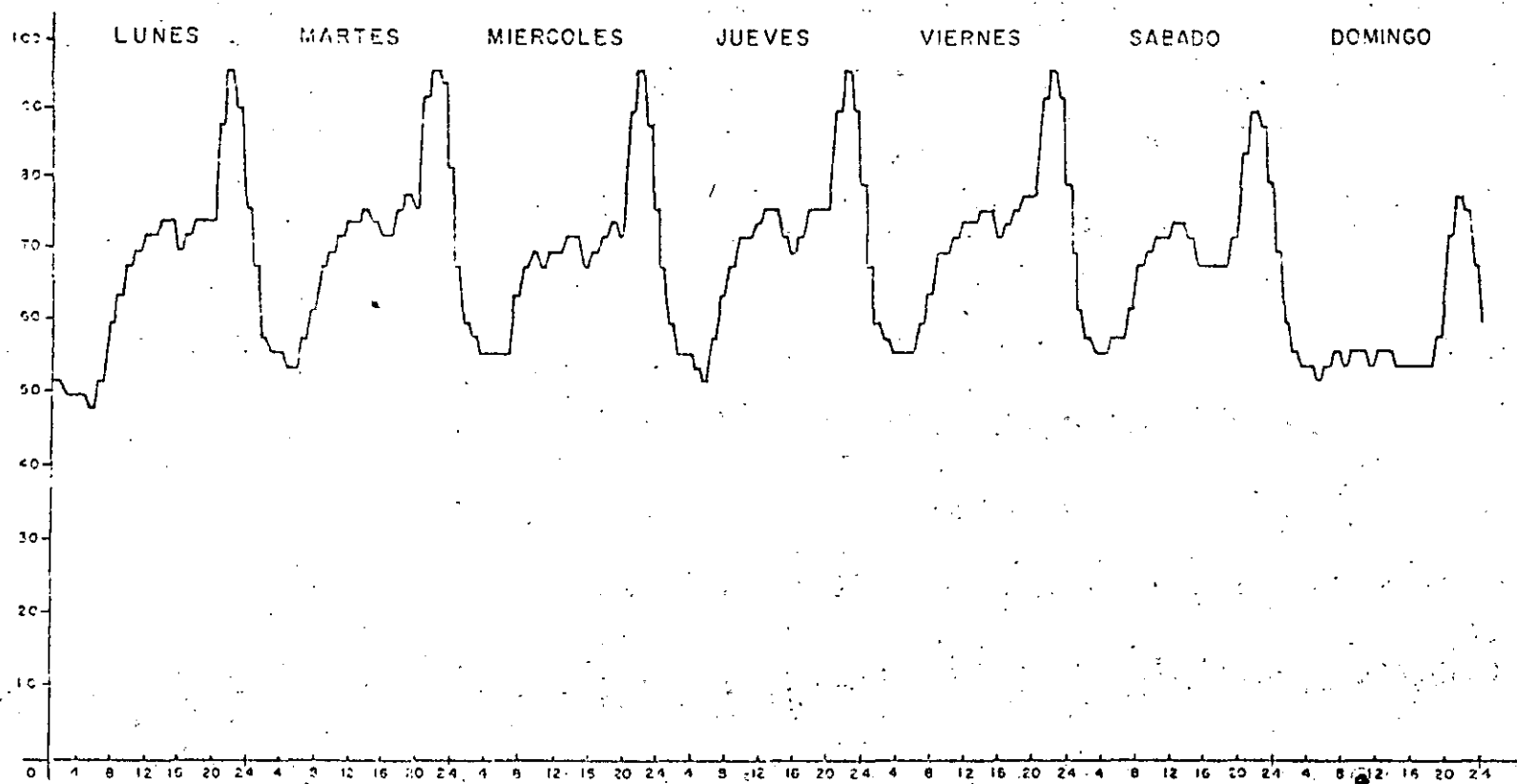


FIG. 1 CURVAS DIARIAS DE DEMANDA ELECTRICA

CURVA DE DURACION DE CARGA

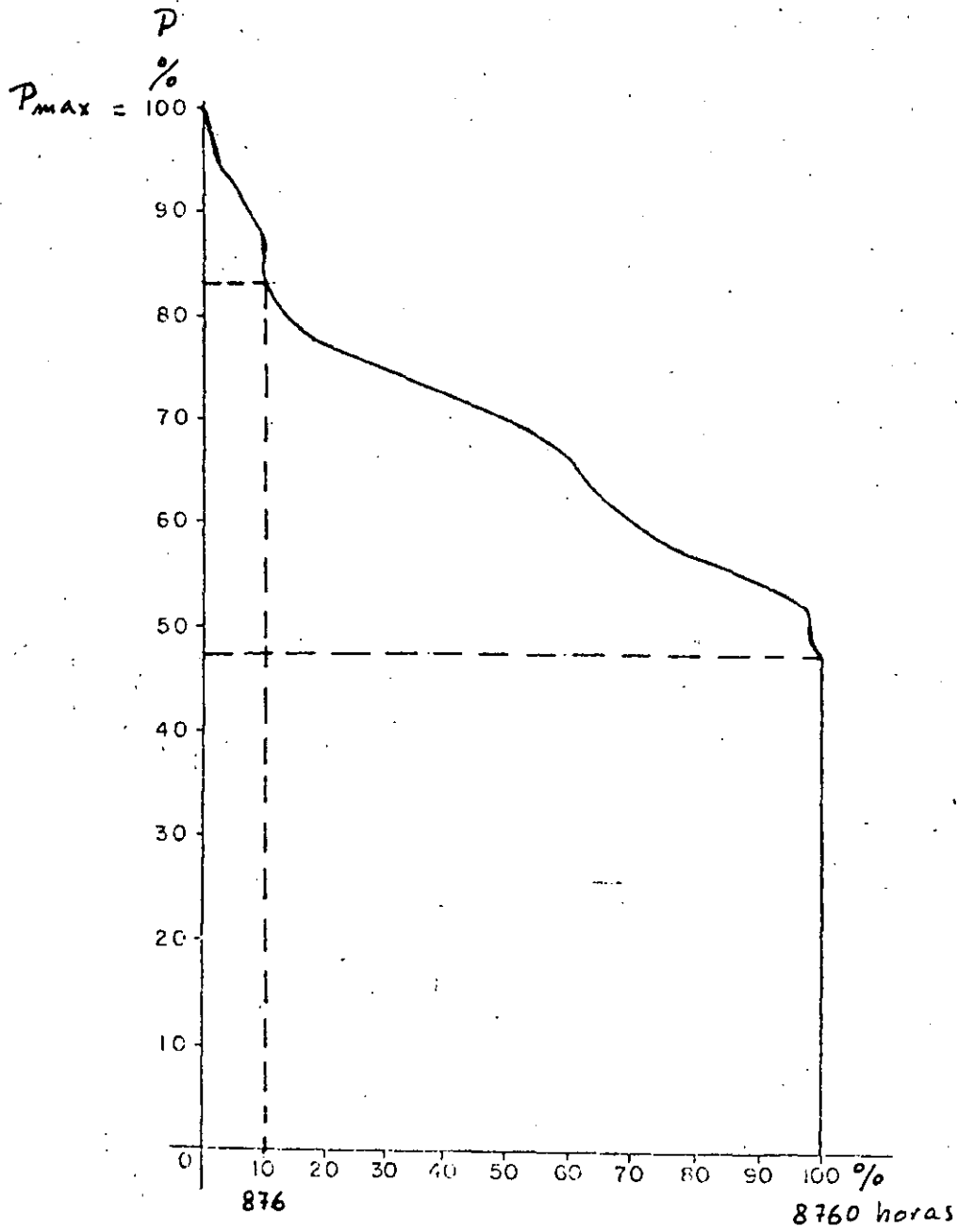


FIG. 2 CURVA DE DURACION DE CARGA

jo la curva de carga, que deberán tener características intermedias entre las dos antes mencionadas.

1.2 Combinación óptima de los distintos medios de generación

La combinación óptima de los distintos medios de generación de un sistema eléctrico constituye un problema principalmente de optimización económica: se trata 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 graficamente los costos anuales por kilowatt de capacidad de generación instalada de distintos tipos de unidades generadoras, en función de la duración de funcionamiento de cada unidad.

La ordenada en el origen de cada recta corresponde al costo fijo anual F del tipo de unidad generadora representada por esa recta, que es la suma del costo anual de inversión más los costos fijos anuales de operación -

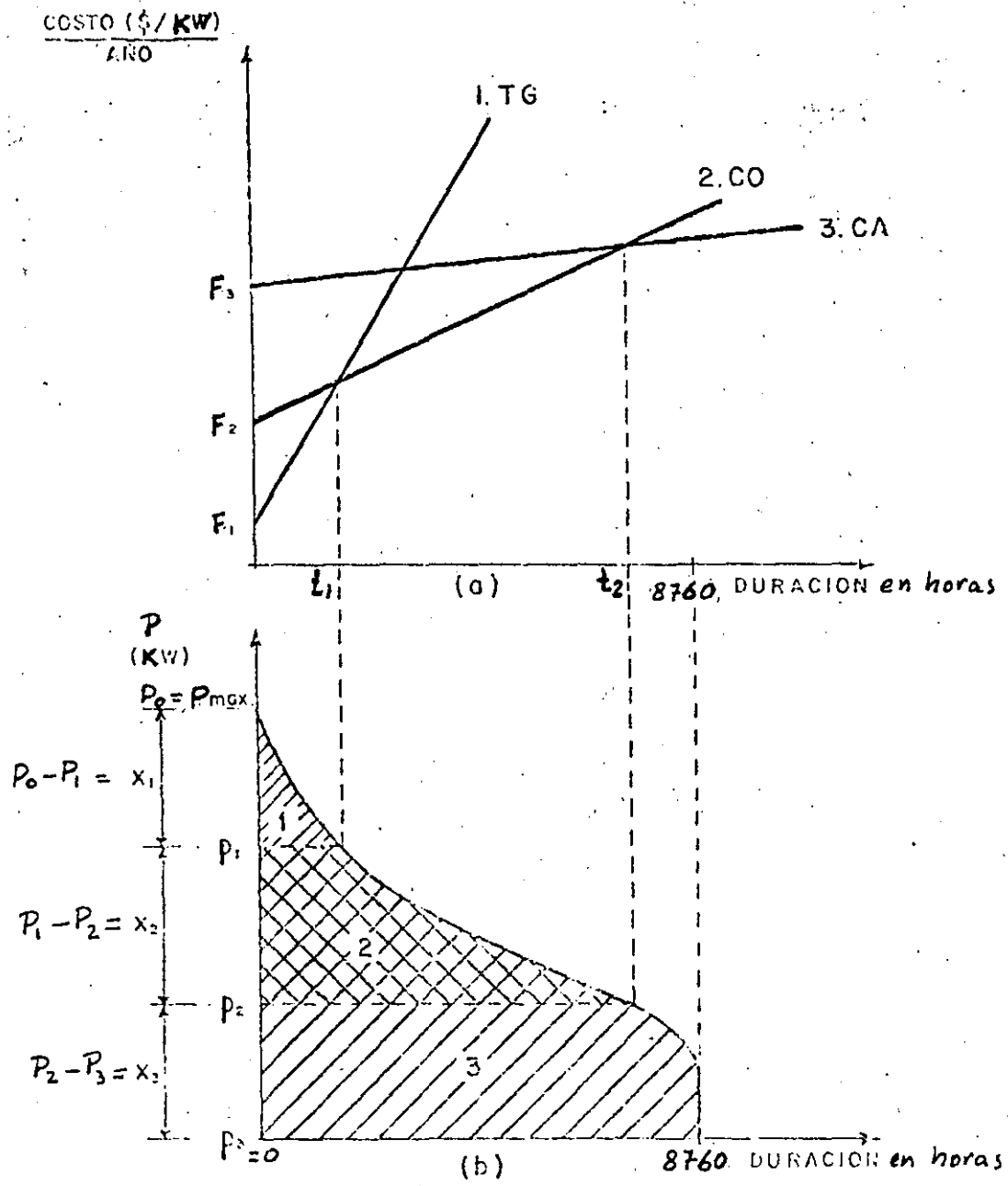


FIG. 3 ILUSTRACION DEL METODO DEL PUNTO DE EQUILIBRIO PARA LA OPTIMIZACION ECONOMICA DE LA EXPANSION DE LA GENERACION

por kilowatt instalado. El costo anual de inversión por kilowatt instalado A se obtiene multiplicando la inversión bruta por kilowatt P por el factor de anualidad:

$$A = P \left[\frac{i(1+i)^n}{(1+i)^n - 1} \right]$$

donde:

A = costo anual de inversión por KW instalado

P = inversión bruta por KW instalado

i = tasa de descuento

n = vida útil de la unidad generadora en años

La pendiente de cada recta de la Fig. 3a es función de los costos variables de operación V por kilowatt instalado del tipo de unidad generadora correspondiente, 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 y el poder calorífico del combustible.

$$V = \frac{U \times E}{C}$$

donde:

V = costo variable de operación por KW instalado

U = precio unitario del combustible

C = poder calorífico del combustible

E = consumo específico de combustible de la unidad.

Los costos variables anuales de operación dependen del número de horas que la unidad trabaje al año y están dados por la siguiente expresión

$$V_a = V (8760 \times f)$$

7

V_a = costo variable anual de operación por KW instalado

8760 = número de horas en un año (365 x 24)

f = factor de planta.

El factor de planta puede definirse como el número de horas al año que la unidad generadora está en servicio en relación al número total de horas en un año. Esta definición implica que la unidad generadora funciona siempre a plena carga. Una definición más general de factor de planta es la relación entre la energía generada por la unidad durante un año y la energía - que se habría generado si la unidad hubiese trabajado a plena carga durante las 8760 horas del año.

En el caso de una planta hidroeléctrica la pendiente de la recta que representa sus costos de producción es igual a cero, ya que, al no consumir com bustible, sus costos variables de operación son nulos.

El costo total anual T_p de suministrar una carga de un kilowatt durante t horas al año, usando una unidad generadora p , con costos anuales fijos F_p y costos anuales variables V_p está dado por la siguiente expresión:

$$T_p = F_p + V_p t$$

$$T_p = F_p + V_a p$$

Resulta evidente en la Fig. 3a que para una duración anual de funcionamiento igual o menor que t_1 horas, el menor costo de generación corresponde al tipo de unidad generadora representado por la recta 1. Para una duración anual de funcionamiento comprendida entre t_1 y t_2 , el menor costo de generación se obtiene con el tipo de unidad generadora representado por la - recta 2 y para una duración mayor de t_2 con el tipo de unidad generadora representado por la recta 3.

El tiempo de operación anual para el que se igualan los costos totales - anuales de operación de dos tipos distintos de unidades, que está represen

tado por la abscisa del punto de intersección de las dos rectas características, puede calcularse como se indica a continuación. Por ejemplo para los tipos de unidades cuyas características de costos están representadas por las rectas 1 y 2, respectivamente, se verifica, para un tiempo anual de operación igual a t_1 horas, que:

$$F_1 + V_1 t_1 = F_2 + V_2 t_1$$

y por lo tanto:

$$t_1 = \frac{F_2 - F_1}{V_1 - V_2}$$

Para aplicar el análisis del punto de equilibrio conviene representar las características y magnitud de la carga del sistema mediante una curva de duración de carga anual. 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. En las abscisas se indica la duración anual, en horas, de los distintos valores de la carga y en las ordenadas la magnitud de la carga en kilowatts. Cada punto de la curva de duración de carga indica que la magnitud de la carga será igual o mayor a la ordenada correspondiente a ese punto durante un número de horas anuales igual al valor de la abscisa del punto considerado. El área bajo la curva de duración de carga corresponde a la energía eléctrica que hay que suministrar durante el año.

Puede verse en la curva de duración de carga de la Fig. 2 que la magnitud de la carga nunca es inferior, durante el transcurso año, a cierto valor que para el caso considerado es el 47% de la carga máxima; este valor se llama carga base. Por otra parte, durante un número reducido de horas al año, del orden del 10% del total de las 8760 horas que tiene un año, se tienen -

los valores más altos de la carga, lo que constituye la carga pico, que en el caso de la Fig. 2 comprende del 83% al 100% de la carga máxima. Los valores de la carga comprendidos entre la carga base y la carga pico constituyen la carga intermedia.

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, ya que las abscisas de las graficas de las figuras 3a y 3b son iguales.

La combinación óptima de la capacidad de generación se obtiene cuando la energía representada en la Fig. 3b por el área 1, con una duración anual igual o menor a t_1 , se suministra mediante unidades generadoras cuya característica de producción corresponde a la recta 1, la energía correspondiente al área 2, con una duración anual comprendida entre t_2 y t_1 con unidades de característica 2 y la energía correspondiente al área 3, con una duración anual igual o mayor que t_3 , con las unidades de característica 3. La magnitud de la capacidad instalada de unidades tipo 1 debe ser igual a $P_0 - P_1$, en unidades del tipo 2 debe ser de $P_1 - P_2$ y en unidades del tipo 3 de $P_2 - P_3$.

Esta combinación óptima de unidades puede justificarse analíticamente de la siguiente forma:¹⁴

El costo total de suministrar la energía anual necesaria, representada por el área bajo la curva de duración de carga, que es igual a la suma de las áreas 1, 2 y 3, mediante unidades de características de operación representadas por las rectas 1, 2 y 3 está dado por la siguiente expresión:

$$C_t = F_1 (P_1 - P_2) + F_2 (P_2 - P_3) + F_3 (P_3 - 0) +$$

$$+ V_1 \int_{P_1}^{P_0} t(p) dP + V_2 \int_{P_2}^{P_1} t(p) dP + V_3 \int_{P_3}^{P_2} t(p) dP.$$

Los tres primeros términos representan los costos fijos resultantes de la capacidad de generación instalada de cada tipo de unidad y los tres últimos los costos variables resultantes de suministrar con las unidades de cada tipo una energía representada por las áreas 1, 2 y 3 correspondientes.

La expresión anterior se puede generalizar para n tipos de unidades generadoras:

$$C_t = \sum_{j=1}^n F_j (P_{j-1} - P_j) + \sum_{j=1}^n V_j \int_{P_j}^{P_{j-1}} t(P) dP$$

Diferenciando la ecuación anterior con respecto a P_j e igualando a cero, para hallar la expresión del costo mínimo para $P = P_j$, se tiene:

$$\frac{\partial C_t}{\partial P_j} = F_{j+1} - F_j + V_{j+1} t(P_j) - V_j t(P_j) = 0$$

Despejando $t(P_j)$ de la expresión anterior:

$$t(P_j) = \frac{F_{j+1} - F_j}{V_j - V_{j+1}}$$

que nos da la duración de operación anual óptima para la unidad j .

Por ejemplo, para $j = 1$

$$t(P_1) = \frac{F_2 - F_1}{V_1 - V_2}$$

que es igual a la expresión obtenida anteriormente.

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.

1.3 Cálculo del costo del kilowatt-hora generado.

Una vez que se ha calculado el costo fijo anual y el costo variable anual - por kilowatt de capacidad de generación instalada de un tipo determinado de unidad generadora, el costo del kilowatt-hora generado por ese tipo de unidad se obtiene dividiendo el costo total anual por kilowatt de capacidad de generación instalada, que es la suma del costo fijo y el costo variable, - por el número de kilowatts-hora generados anualmente por cada kilowatt de - capacidad de generación del tipo de unidad considerado, que es función del factor de planta al que opera ese tipo de unidad.

$$G = 8760 \times f \times I$$

$$C_E = \frac{T}{G} = \frac{F + V_a}{G}$$

donde

G = generación anual por KW instalado operando con un factor de planta f.

C_E = costo del KWh generado operando con un factor de planta f.

T = costo anual total por KW instalado

F = costo fijo anual por KW instalado

V_a = costo variable anual por KW instalado funcionando con un factor de - planta f.

Puede verse que el costo del kilowatt-hora puede descomponerse en dos sumandos: la parte del costo debida al costo fijo anual por kilowatt instalado, que es independiente del factor de planta al que opera la unidad y la

parte del costo debida al costo variable anual por kilowatt instalado que - si es función del factor de planta.

1.4 Características de las plantas hidroeléctricas.

Como ya se señaló, en las plantas generadoras hidroeléctricas los costos variables anuales de operación son iguales a cero, ya que no consumen combustible y, en consecuencia, los costos anuales de generación se deben únicamente a los costos fijos anuales, que están constituidos principalmente por los costos anuales de inversión, ya que los costos fijos anuales de operación de las plantas hidroeléctricas son de poca magnitud.

Los costos anuales de inversión totales son función del costo anual de inversión por kilowatt instalado y de la potencia total instalada. La potencia necesaria para aprovechar toda el agua disponible anualmente, en una instalación hidroeléctrica con capacidad de almacenamiento suficiente para regularizar el gasto del agua, se llama potencia media y está dada por la siguiente expresión:

$$P = QHn \times 10^3 \text{ Kgm/seg}$$

$$P = 9.8 QHn \text{ KW}$$

donde

P = potencia media

Q = gasto medio anual en m^3/seg

H = carga neta aprovechable en m

n = eficiencia global de la planta hidroeléctrica.

Para una estimación preliminar la eficiencia puede considerarse de 0.86.

La generación anual que puede obtenerse en esa planta hidroeléctrica con una capacidad instalada P, en un año de precipitaciones pluviales normales;

es la siguiente:

$$G = P \times 8760 \times 10^{-6} \text{ GWh/año}$$

$$G = 9.8 \text{ QHn} \times 8760 \times 10^{-6} \text{ GWh/año}$$

En este caso el factor de planta es igual a uno, 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.

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 la energía generada, proporcionando así energía 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 será:

$$G = P' \times 8760 \times f \times 10^{-6}$$

donde f es el factor de planta.

En una planta hidroeléctrica la generación anual está limitada por la cantidad de agua disponible. Si se aumenta la capacidad de generación a un valor mayor que la potencia media, la generación anual será la misma que si la potencia instalada fuera igual a la potencia media, pero esa generación podrá concentrarse en las horas en que aumenta la demanda del sistema.

Por lo tanto se verifica que

$$G = P' \times 8760 \times f \times 10^{-6} = P \times 8760 \times 10^{-6}$$

de donde se obtiene que el factor de planta f está dado por:

$$f = \frac{P}{P^*}$$

Nótese que en una planta termoeléctrica, en cambio, la generación eléctrica anual es directamente proporcional a la capacidad de generación instalada y al factor de planta al que se opera, siempre que no haya limitaciones en el suministro de combustible.

1.5 Ejemplo de aplicación del método para determinar la combinación óptima de distintos medios de generación.

En el apéndice a este trabajo se presenta un ejemplo de la aplicación del método para optimizar la composición del sistema de generación. El cálculo se hizo a moneda constante, considerando una tasa de descuento del 14%. Los precios utilizados en el ejemplo, que se expresan en dólares, corresponden a los vigentes en mayo de 1982.

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 dió 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 practicamente 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. Bermudez 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 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 presenten 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 la 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 --

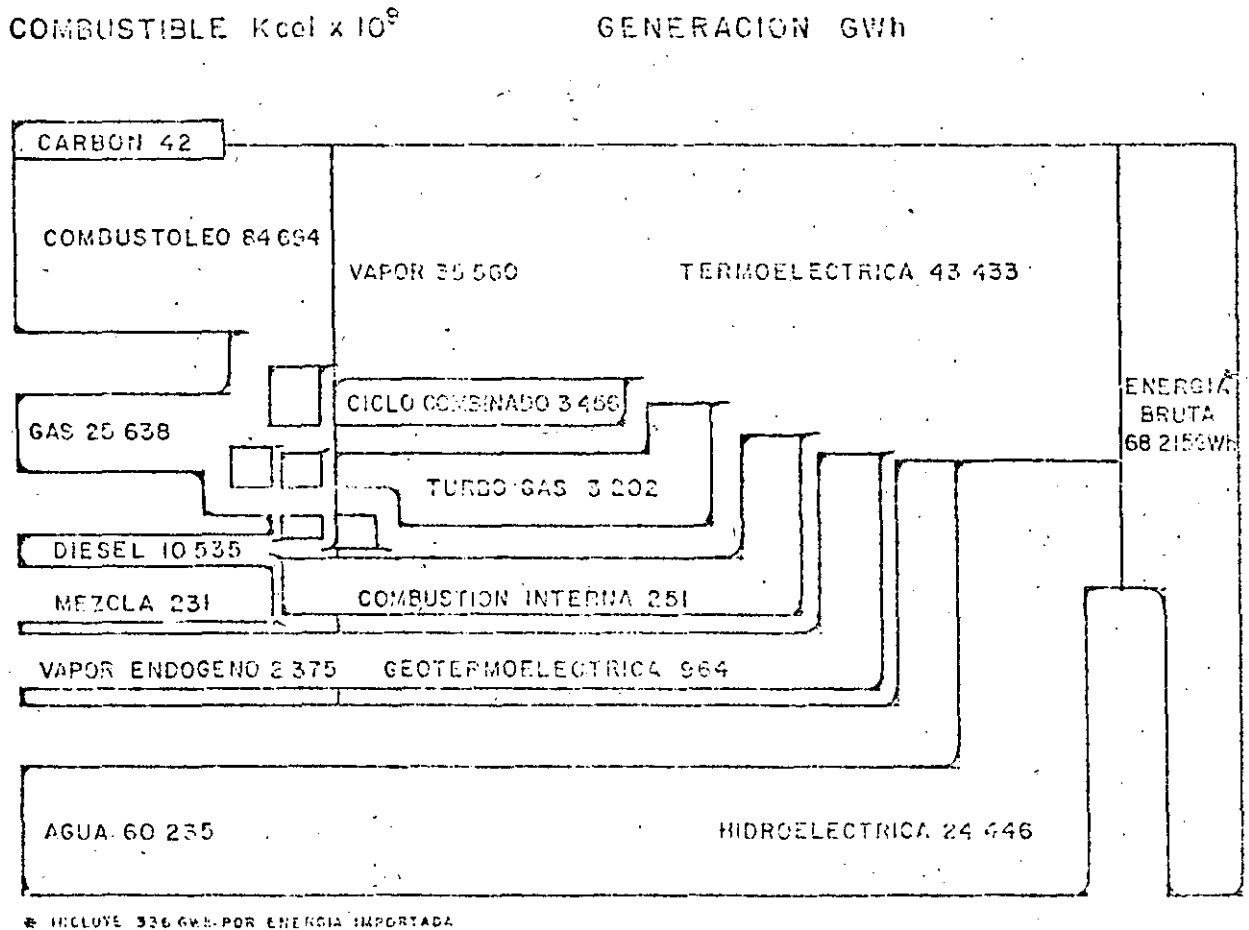


FIG. 4 ENERGETICOS PRIMARIOS UTILIZADOS EN LA GENERACION DE ENERGIA ELECTRICA EN 1961

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.

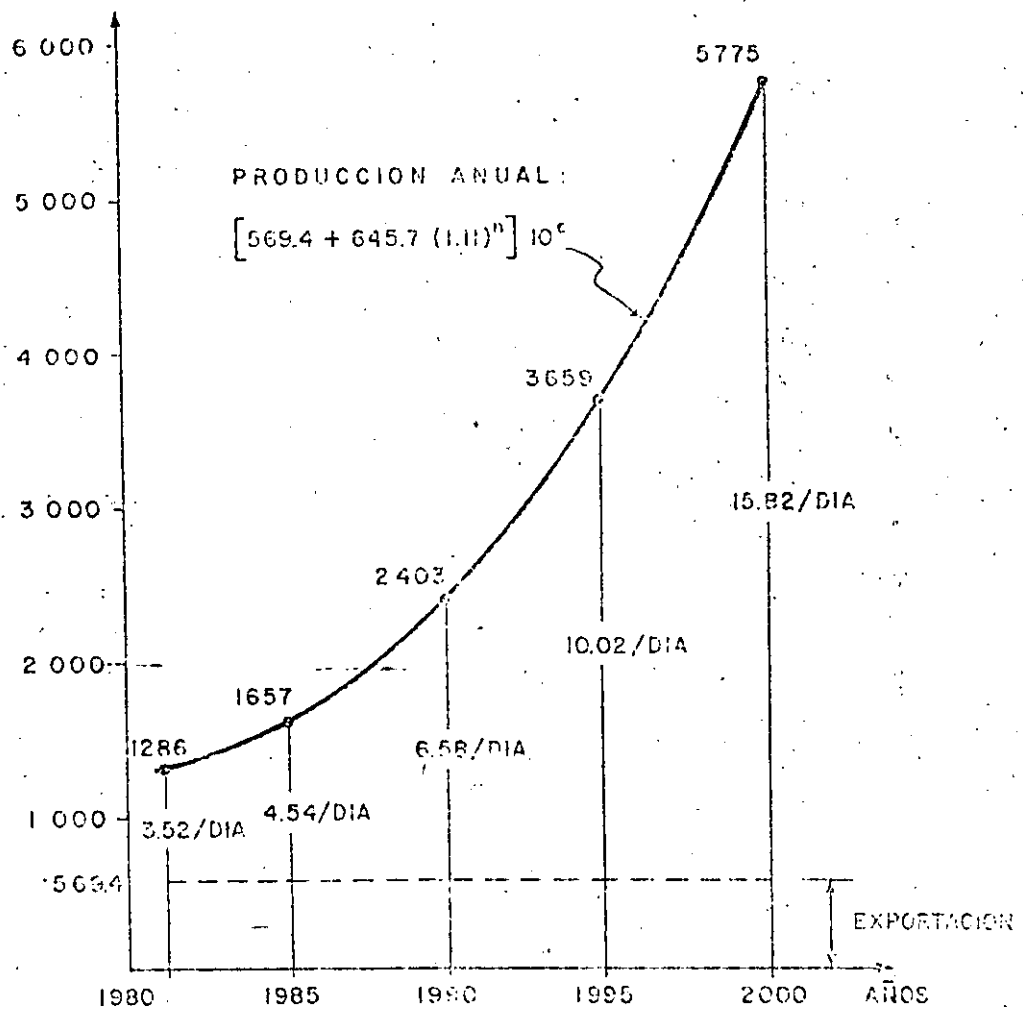
El consumo de hidrocarburos ha crecido en años recientes a una tasa anual del orden del 11%. Si esta tendencia se continúa en el futuro y la exportación de petróleo se mantiene al nivel de 1.5 millones de barriles diarios, las reservas actualmente probadas de hidrocarburos, que son de 72 000 millones 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 planear 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 renovables.

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 Alemania, para la XI Conferencia Mundial de Energía⁵. La información incluida en esta encuesta sobre los recursos --

MILLONES DE BARRILES



PRODUCCION ANUAL:

$$[569.4 + 645.7 (1.11)^n] 10^6$$

RESERVAS PROBADAS
AL 1- IX-81:
 $72\ 000 \times 10^6$ b.p.c.e.

CONSUMO ACUMULADO
AL AÑO 2003:
 $71\ 370 \times 10^6$ b.p.c.e.

NOTA DE CALCULO

Exportación anual a partir de 1981: 569.4×10^6 b.p.c.e.

Consumo interno más pérdida en 1980: 645.7×10^6 b.p.c.e.

$$72\ 000 \times 10^6 = 569.4 \times 10^6 \times n + 645.7 \times 10^6 \left[\frac{(1.11)^n - 1}{\text{Ln } 1.11} \right]$$

La ecuacion 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

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 nucleoelectrica 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 nucleoelectrico, 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 nucleoelectrica 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.

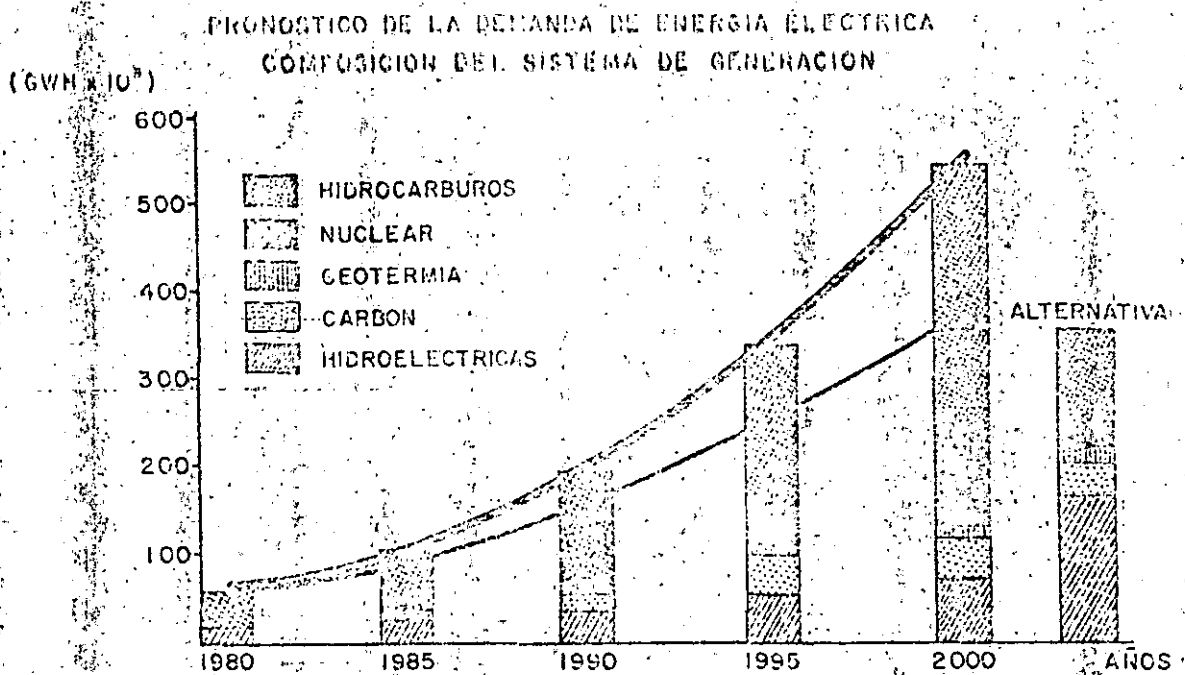
Además de las dos plantas nucleoelectricas que deberán estar en operación en 1990, se propone iniciar a partir de 1981 la selección de sitios y tecnologías para las unidades que empezarán a funcionar durante los años noventa. El objetivo planteado es que a finales de siglo se tengan instalados 20 000 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.



**FUENTES DE ENERGIA PRIMARIA
PARTICIPACION EN EL SECTOR ELECTRICO**

AÑO 2000

	ALTERNATIVA		
	GWH	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. PROGRAMAS ACTUAL DE EXPANSION DEL SISTEMA DE GENERACION 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

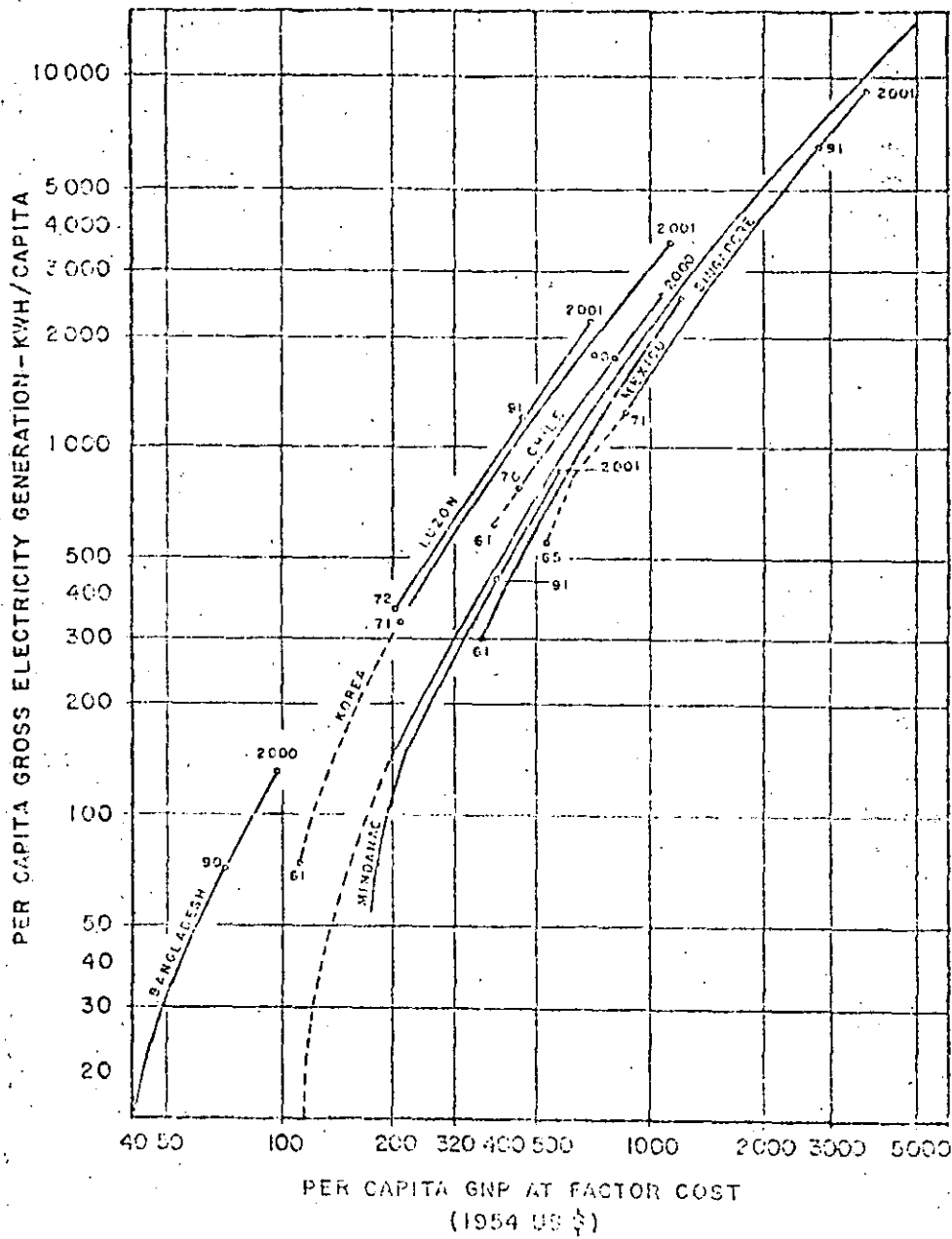


FIG.7 CURVAS DE CRECIMIENTO DEL CONSUMO DE ENERGIA ELECTRICA POR HABITANTE EN FUNCION DEL PRODUCTO NACIONAL BRUTO POR HABITANTE

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 período indicado.

El aprovechamiento de estos recursos energéticos en la industria eléctrica podría reducir aún más, o posponer, el programa nucleoléctrico.

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 nucleoléctrica es más elevado que el costo del KWh generado en una planta hidroeléctrica, carboeléctrica o geotérmoeléctrica 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 nucleoléctrica 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	0.37	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 termoeléctricas 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.

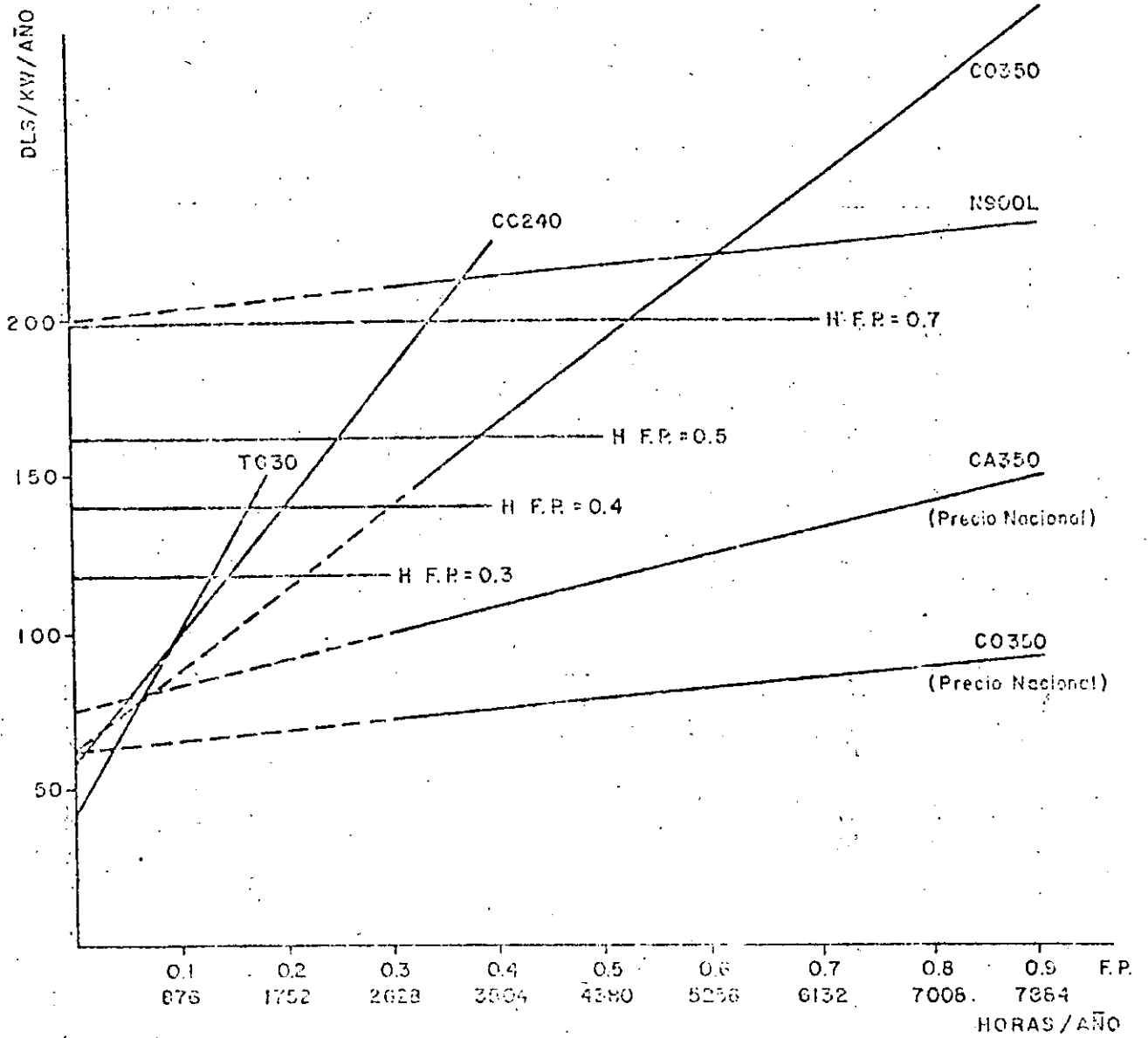
Los datos anteriores muestran que las plantas nucleo-- electricas no resultan actualmente competitivas, en las -- condiciones de México, con otros medios de generación disponibles.

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, consi-- derados 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



TG = TURBINA DE GAS H = HIDROELECTRICA
 CC = CICLO COMBINADO N = NUCLEAR
 CA = CARBON
 CO = COMBUSTOLEO

FIG. 8. COSTOS ANUALES TOTALES EN FUNCION DE LA DURACION DE OPERACION 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>	PLANTAS	PLANTAS	LINEAS
		TERMOELECTRICAS CON SUBESTACION	HIDROELECTRICAS CON SUBESTACION	DE TRANSMISION ALTA TENSION
		\$	\$	\$
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
		<u>100</u>	<u>100</u>	<u>100</u>

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 hidroeléctricas con el objetivo de desarrollar todo el potencial hidroeléctrico 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 - consecuente 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	<u>26716</u>	<u>74.4</u>	<u>140720</u>	<u>81.9</u>	60.0
T O T A L	35894	100.0	171866	100.0	

Fuente: Comisión Federal de Electricidad

DISTRIBUCION ESPACIAL DEL POTENCIAL HIDROELECTRICO IDENTIFICADO



FIG.9 DISTRIBUCION ESPACIAL DEL POTENCIAL HIDROELECTRICO IDENTIFICADO Y RELACION ENTRE EL POTENCIAL IDENTIFICADO Y EL TEORICO 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	541	19,619	171,866	100.0	100.0

POTENCIAL HIDROELECTRICO IDENTIFICADO POR ENTIDAD FEDERATIVA.

43

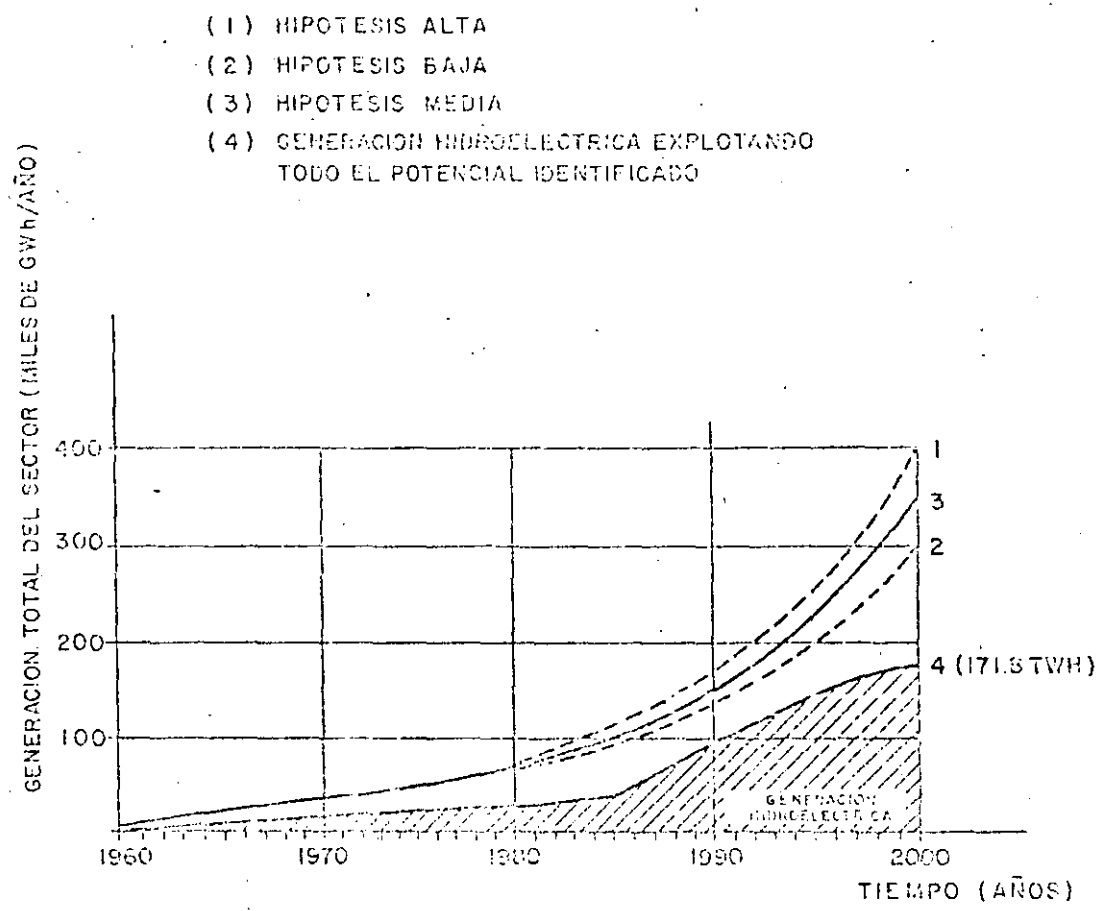


FIG. 10 CONTRIBUCION POSIBLE DE LA GENERACION HIDROELECTRICA AL SUMINISTRO FUTURO DE ENERGIA ELECTRICA

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 hidroeléc-
trico no utilizado significa un desperdicio de energía aná-
logo a, por ejemplo, la quema de gas natural en la atmósfe-
ra.

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 termoeléctri-
cas, 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 ver-
se en la tabla 3. Puesto que ya actualmente tanto la in-
geniería y el diseño como la construcción y el montaje de -
estas plantas se realizan con recursos y tecnologías nacio-
nales, 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 ge-
neradores eléctricos correspondientes.

d) Los desarrollos hidroeléctricos constituyen frecuen-
temente 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

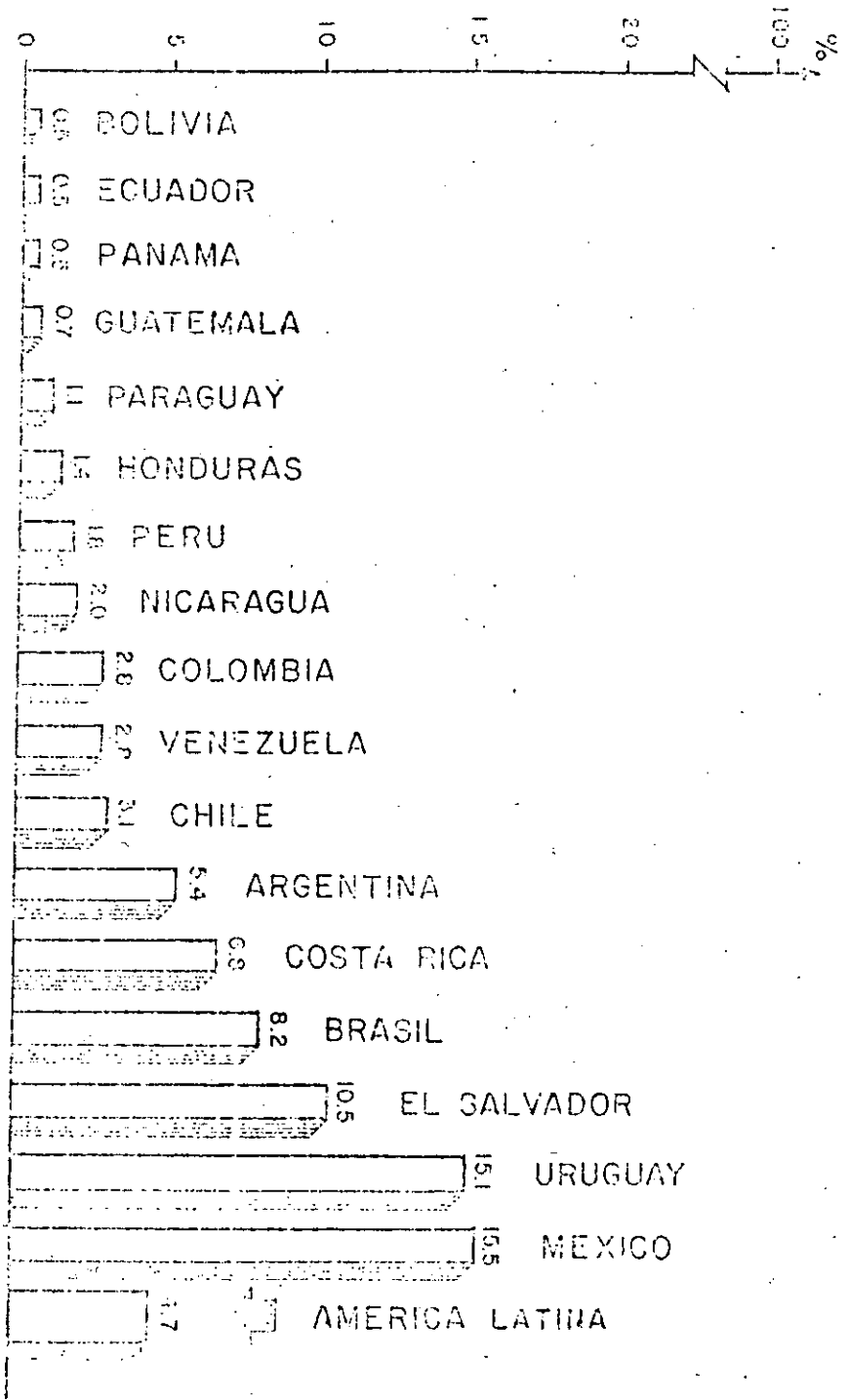


FIG. II FUENTE: B. QUINTANA "LA INTEGRACION Y EL APROVECHAMIENTO DE LOS RECURSOS HIDROELECTRICOS DE AMERICA LATINA" ACADEMIA MEXICANA DE INGENIERIA, 1979

trol 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 manode 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 inge---niería 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. Bermudez, A. "La política petrolera mexicana". Cuadernos de Joaquín Mortiz. México, 1976.
14. Banks, F. "La fijación de precios de la electricidad". Cuadernos sobre prospectiva energética, No. 66. El Colegio de México, Julio de 1985.

A N E X O

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 Util 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	131x10 ⁶ Kcal/Kg	210.51 Dls/Kg	2529	0.00406
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	189.85
C350	0.0089	0.72	6307.2	56.13
N900	0.00406	0.72	6307.2	25.61
TG30	0.0695	0.20	1752.0	121.76

4 COSTO ANUAL TOTAL (INVERSION Y OPERACION)

$$\text{CAT} = \text{A} + \text{CFO} + \text{CVA}$$

CAT = Costo anual total

A = Costo anual de inversión

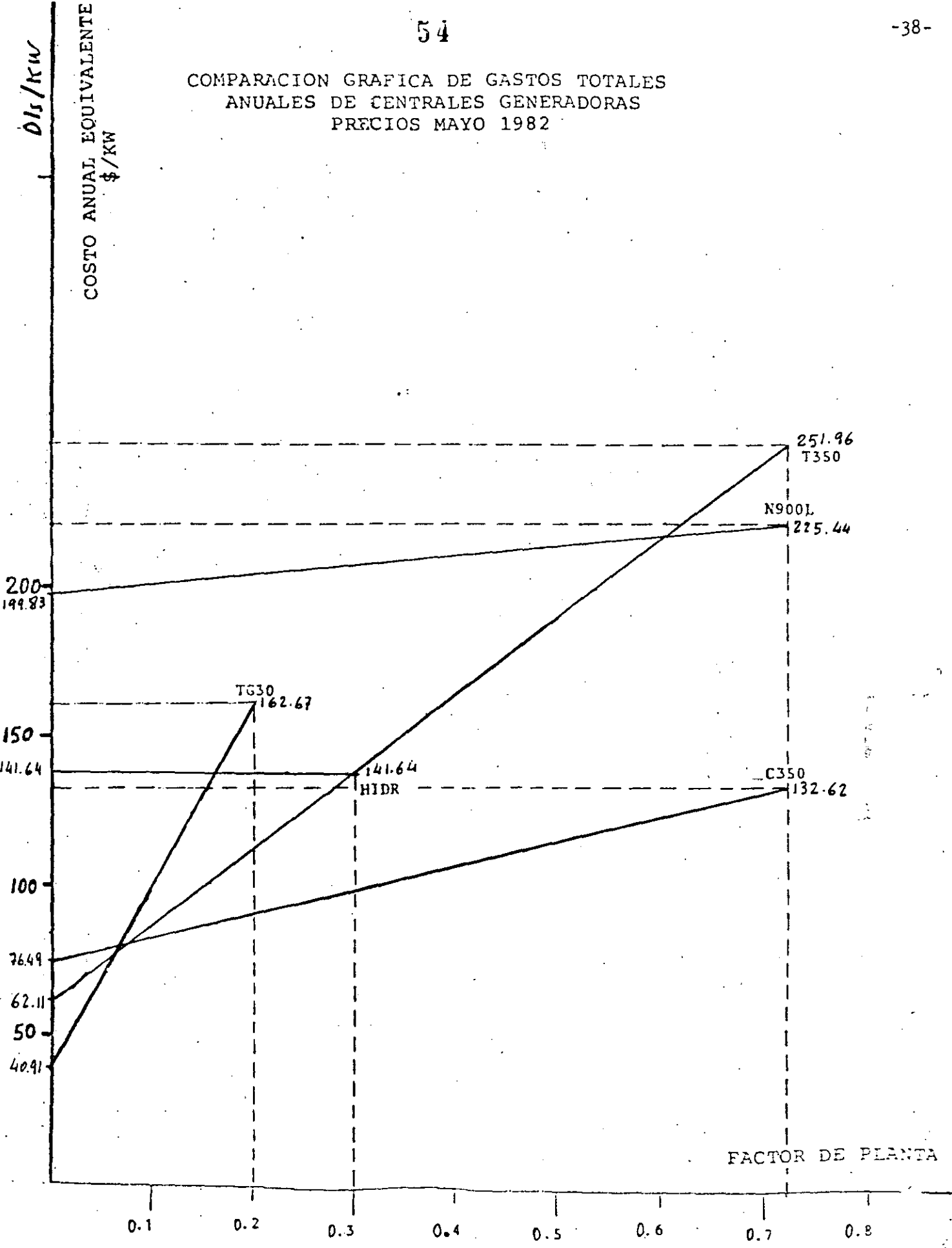
CFO = Costo fijo anual de operación

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	189.85	251.96	0.72
C350	66.13	10.36	76.49	56.13	132.62	0.72
N900	178.43	21.40	199.83	25.61	225.44	0.72
TG30	35.57	5.34	40.91	121.76	162.67	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



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.

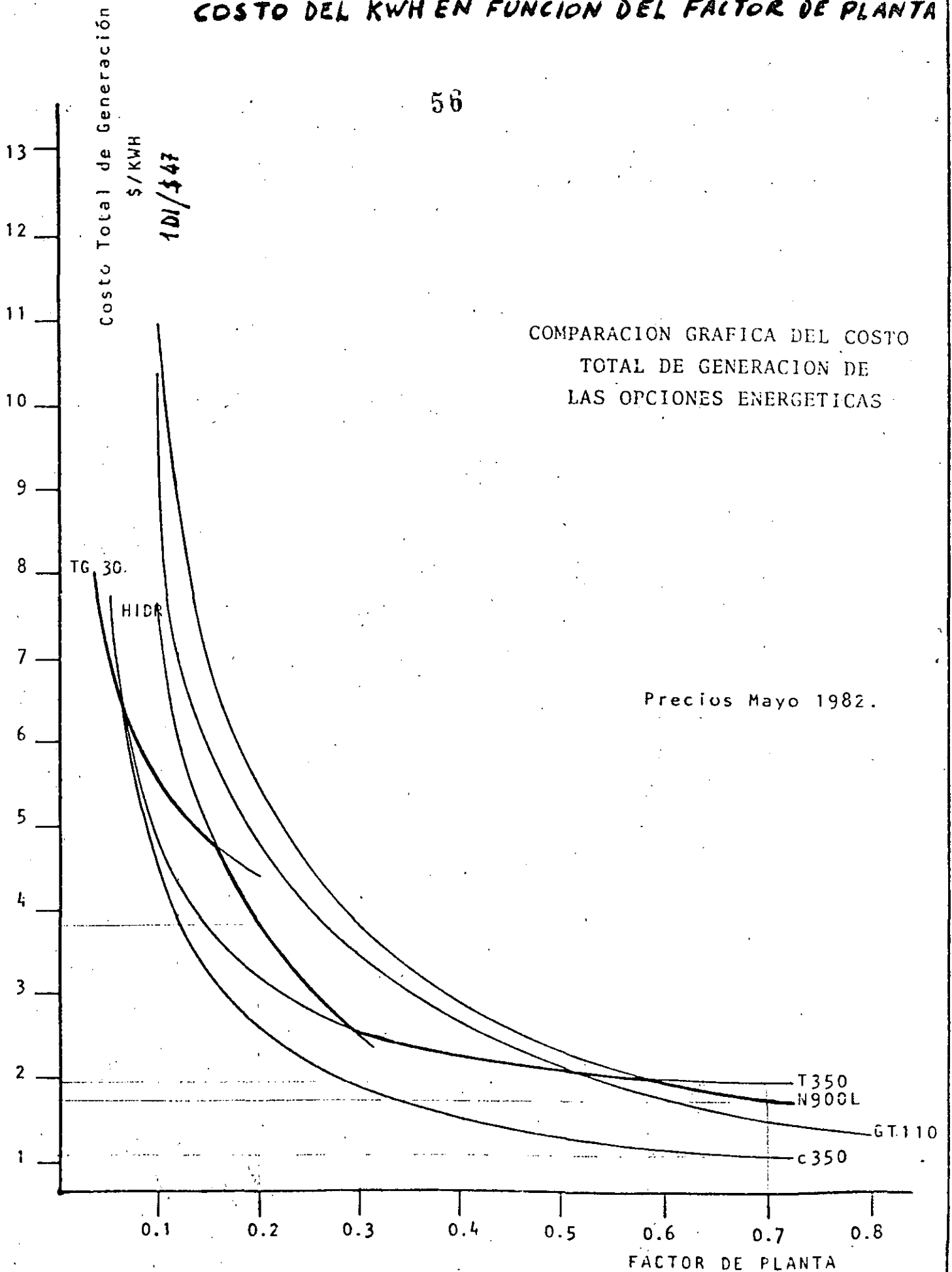
A+CFO = Costo fijo anual por KW instalado.

CVA = Costo variable anual por KW instalado, operando con un factor de planta FP.

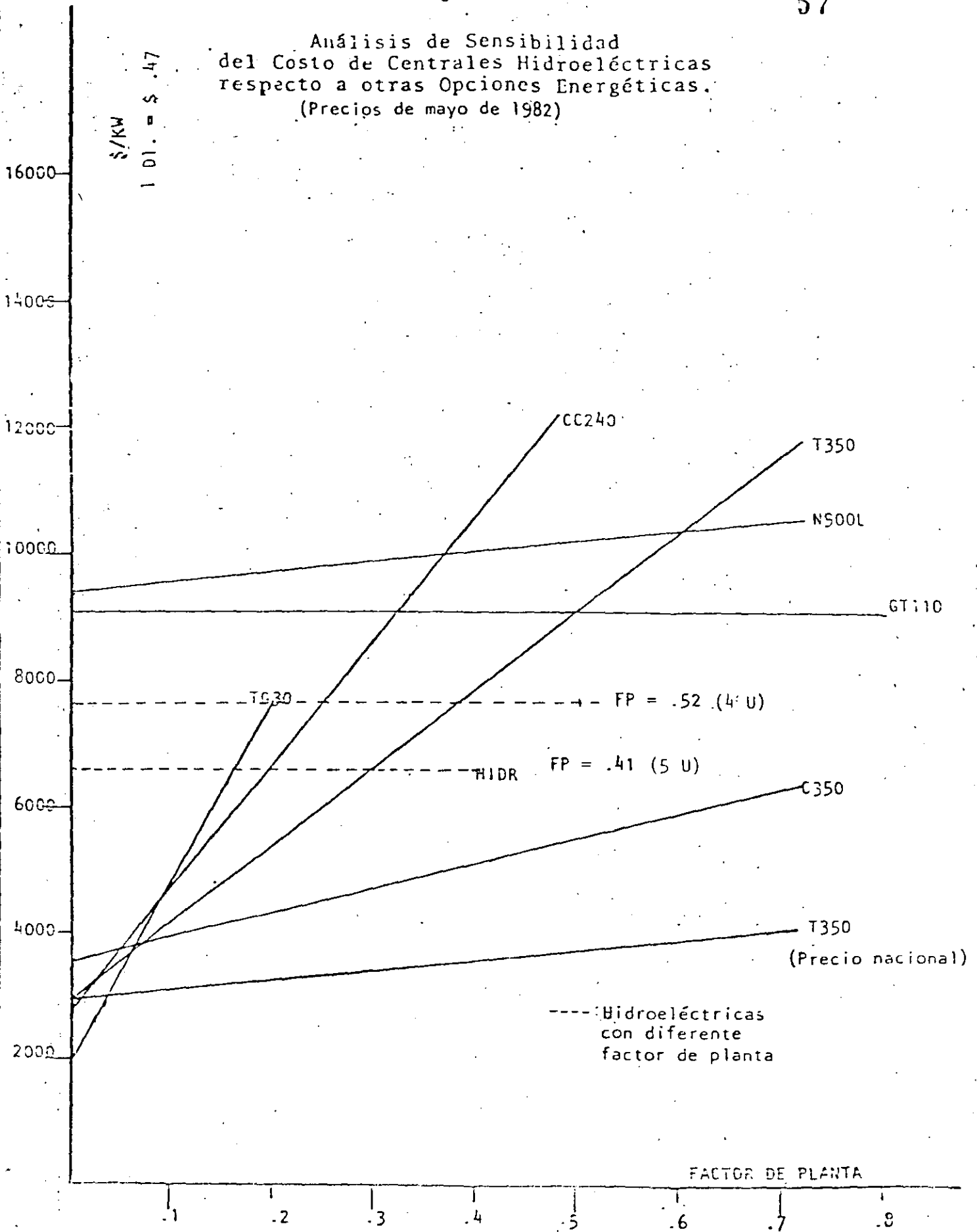
Tipo de unidad generadora	FP Factor de planta	GA Generación anual KWH	Componentes del costo del KWH		CKWH Costo total del KWH Dls/KWH
			$\frac{A+CFO}{GA}$	$\frac{CVA}{GA}$	
T350	0.72	6307.2	0.0098	0.0301	0.0399
C350	0.72	6307.2	0.0121	0.0089	0.0210
N900	0.72	6307.2	0.0317	0.0041	0.0358
TG30	0.20	1752.0	0.0234	0.0695	0.0929
H	0.30	2628.0	0.0539	-	0.0539

COSTO DEL KWH EN FUNCION DEL FACTOR DE PLANTA

56

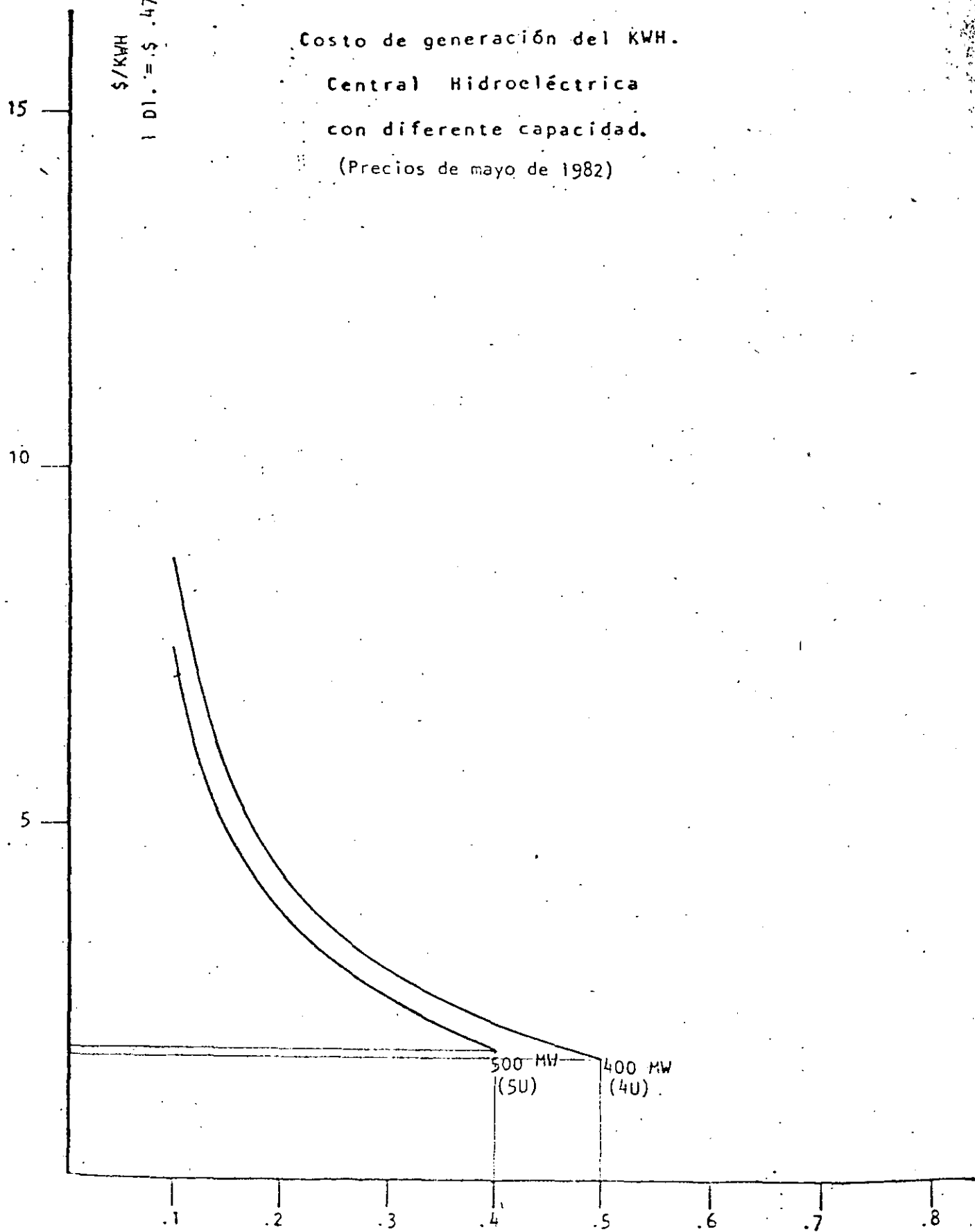


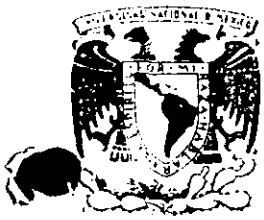
Análisis de Sensibilidad
del Costo de Centrales Hidroeléctricas
respecto a otras Opciones Energéticas.
(Precios de mayo de 1982)



Costo de generación del KWH.
Central Hidroeléctrica
con diferente capacidad.
(Precios de mayo de 1982)

\$/KWH
1 D1. = \$.47





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

PROYECTO DE PLANTAS HIDROELECTRICAS

PLANTAS HIDROELECTRICAS
- GENERALIDADES -

ING. FRANCISCO TORRES HERRERA

OCTUBRE, 1985

PLANTAS HIDROELECTRICAS.

I. INTRODUCCION.

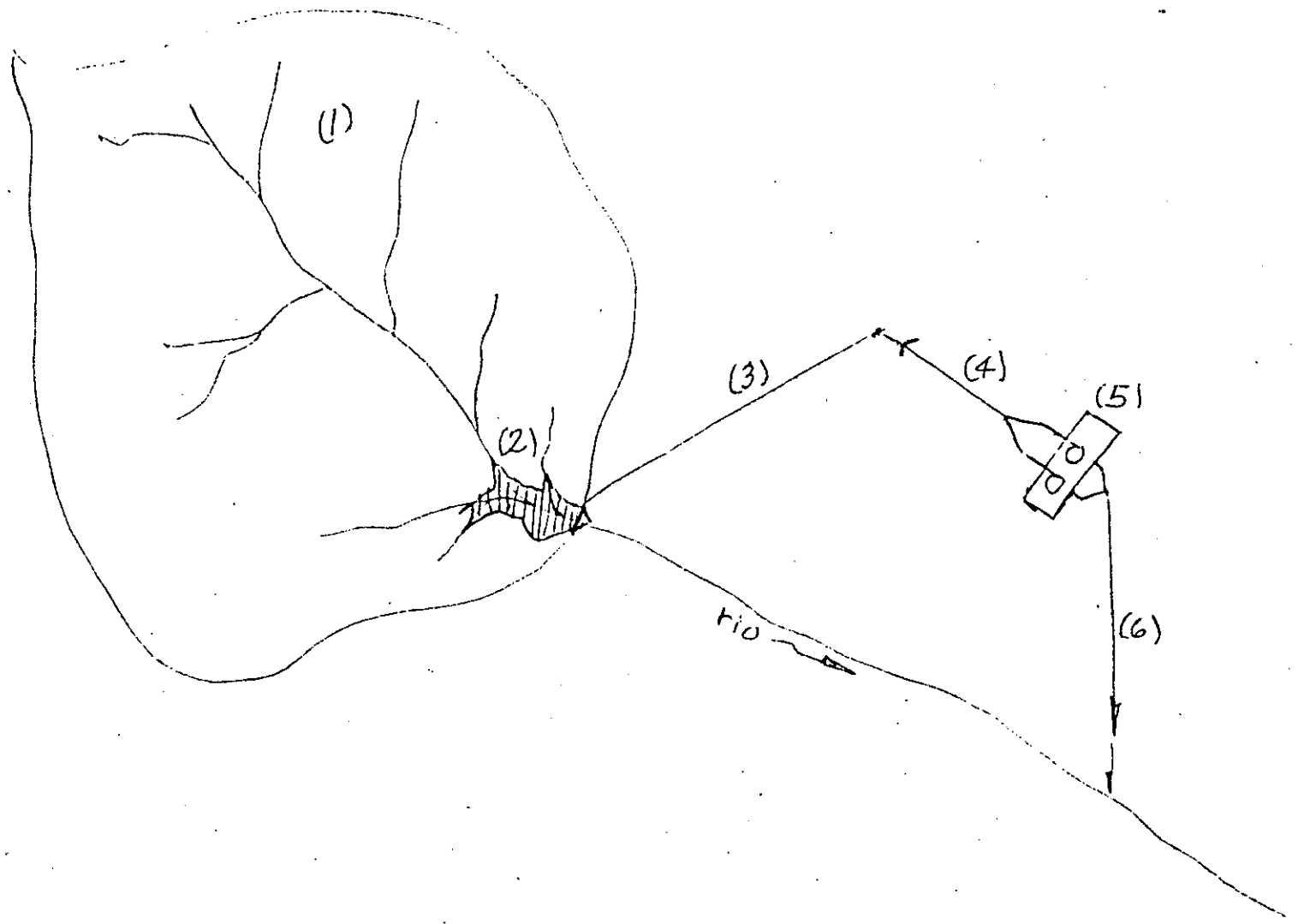
Una planta hidroeléctrica es un conjunto de estructuras, mecanismos y aparatos que se agrupan con el fin de aprovechar la energía de posición del agua y transformarla en energía mecánica, mediante la utilización de una turbina hidráulica, la que a su vez se transforma en energía eléctrica a través de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



2

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 = 5m ³ /seg
Gasto mediano.	Q = 25 m ³ /seg.
Gasto grande, mayor que	Q = 25 m ³ /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.

6

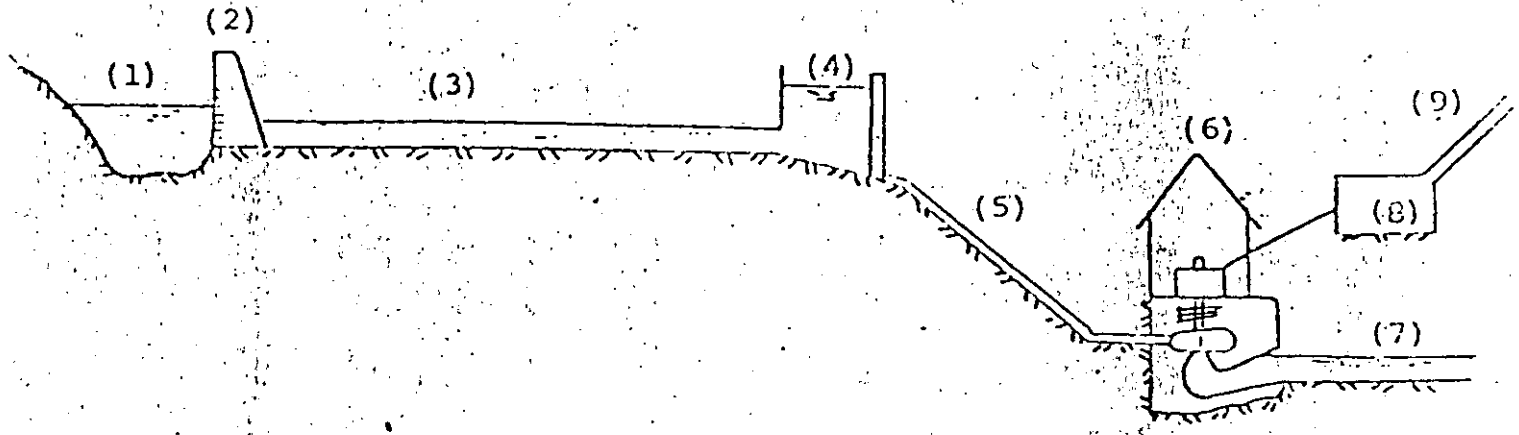


Figura II.1.- Planta con conducción a superficie libre.

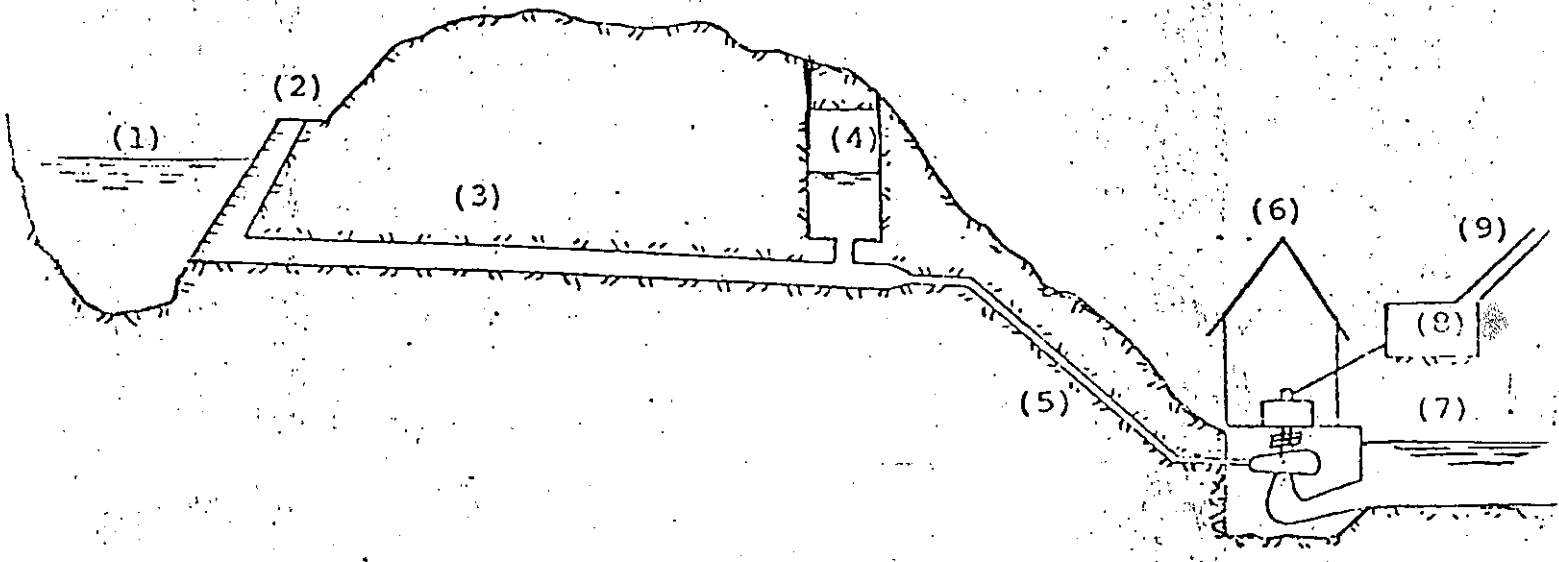


Figura II.2.- Planta con túnel a presión.

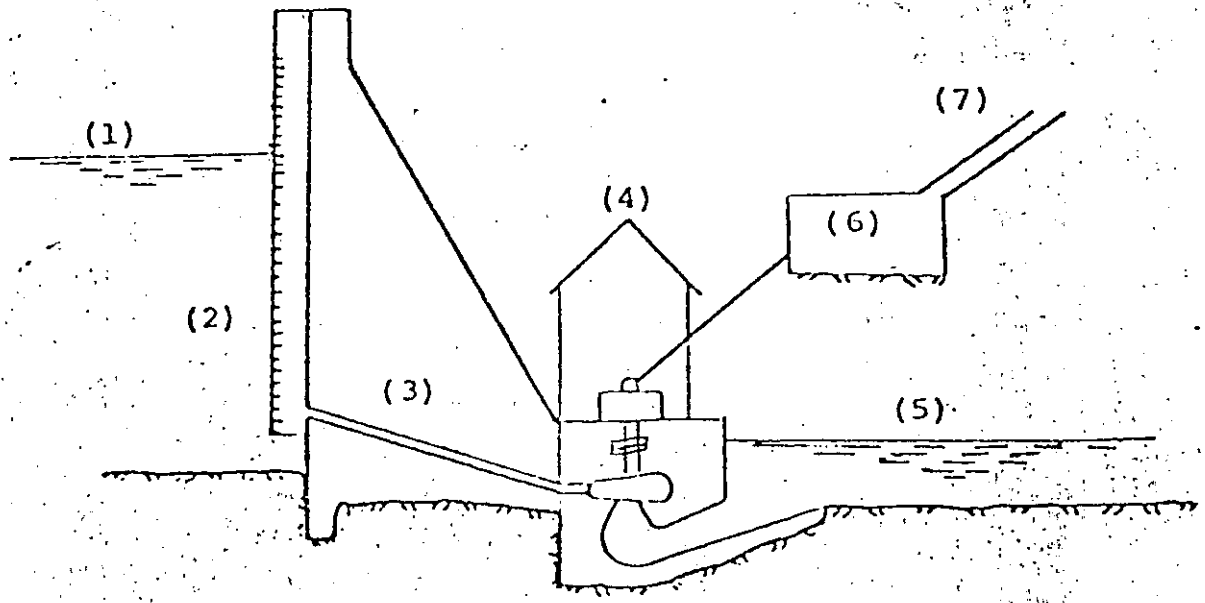


Figura II.3.- Planta a pie de presa.

INZUR
SOFIA
NEA

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

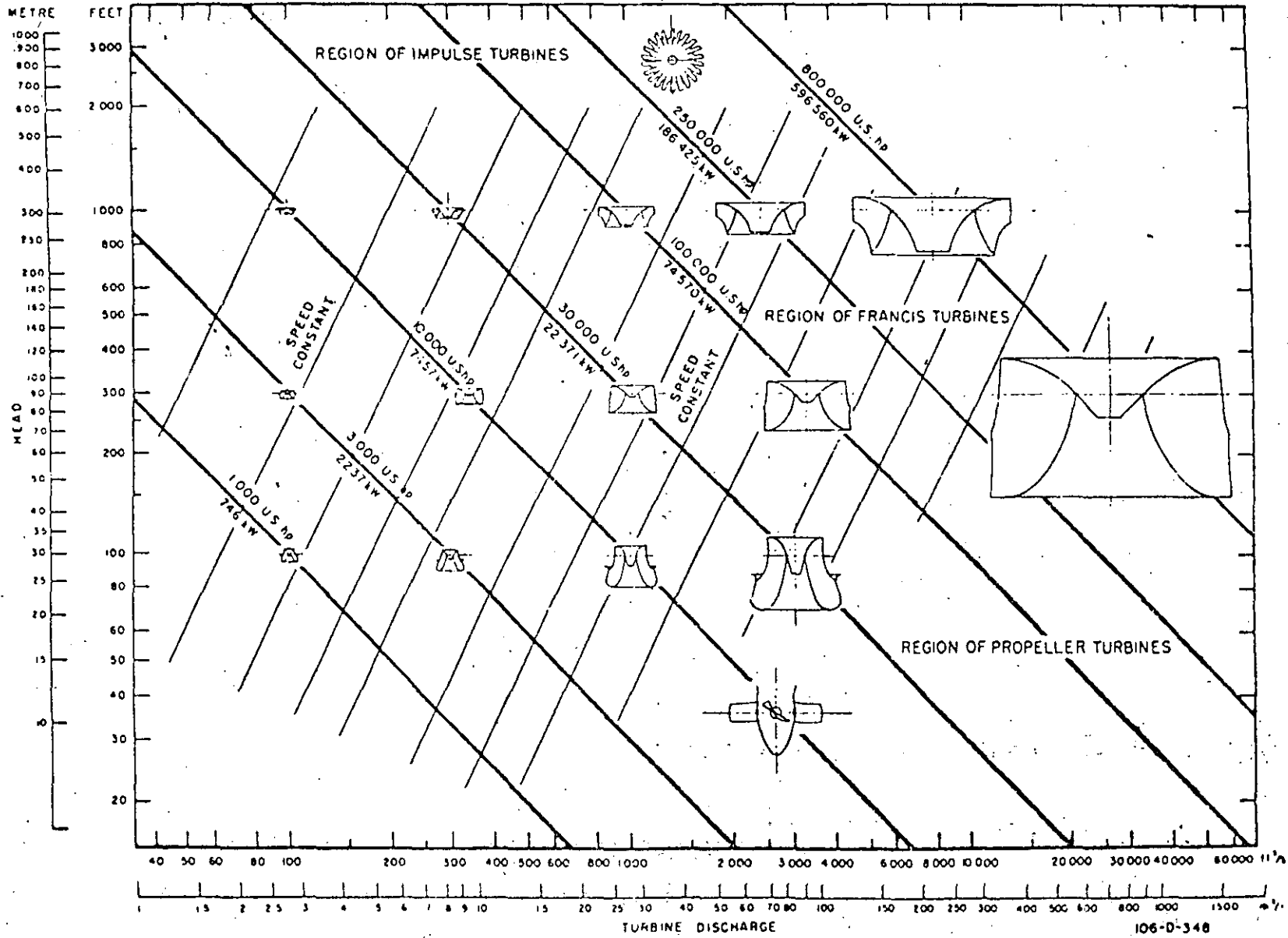


FIGURE 5.—Application diagram for types of hydraulic turbines.

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

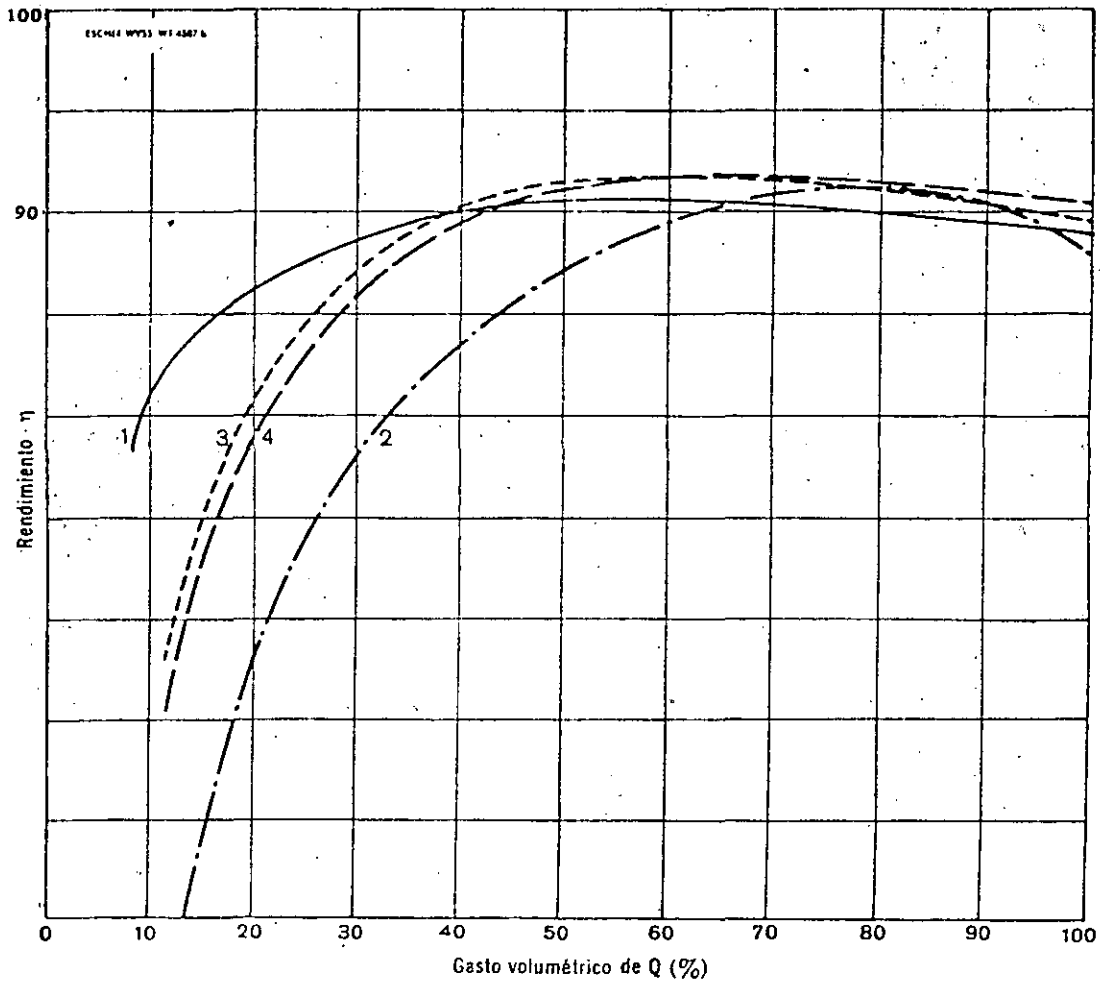
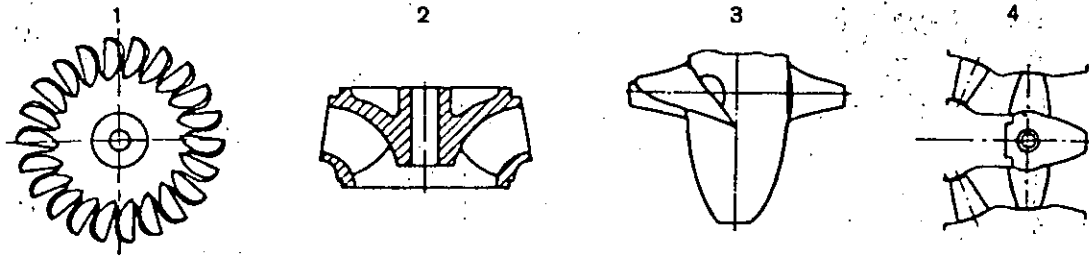
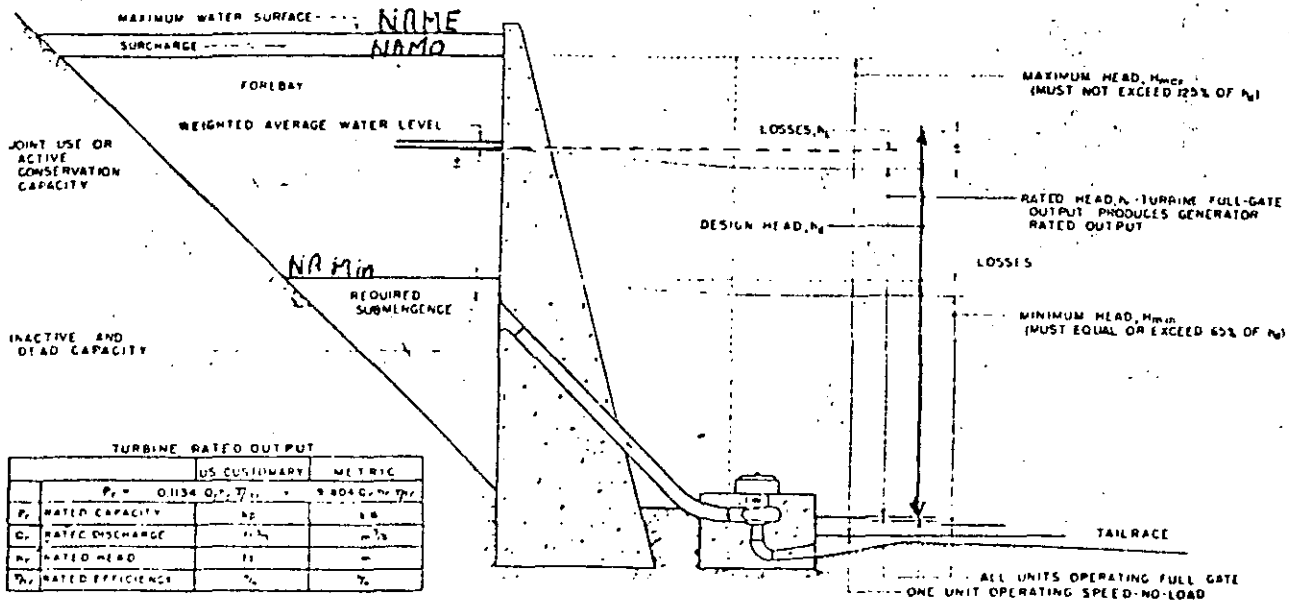


Fig.III.2 Curvas del rendimiento en función del gasto de las cuatro turbinas típicas: 1) Pelton, 2) Francis, 3) Kaplan y 4) Tubular. (Cortesía Escher Wyss.)



TURBINE RATED OUTPUT

	US. CUSTOMARY	METRIC
P_r	0.1134 G.P. 7.47	8.006 G.W. 747
P_r	WATER CAPACITY	cu ft
Q_r	RATE OF DISCHARGE	cu ft
H_r	RATED HEAD	ft
η_r	RATED EFFICIENCY	%

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

106-D-339

(U.S.B.R.)

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.

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:

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

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

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

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:

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

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

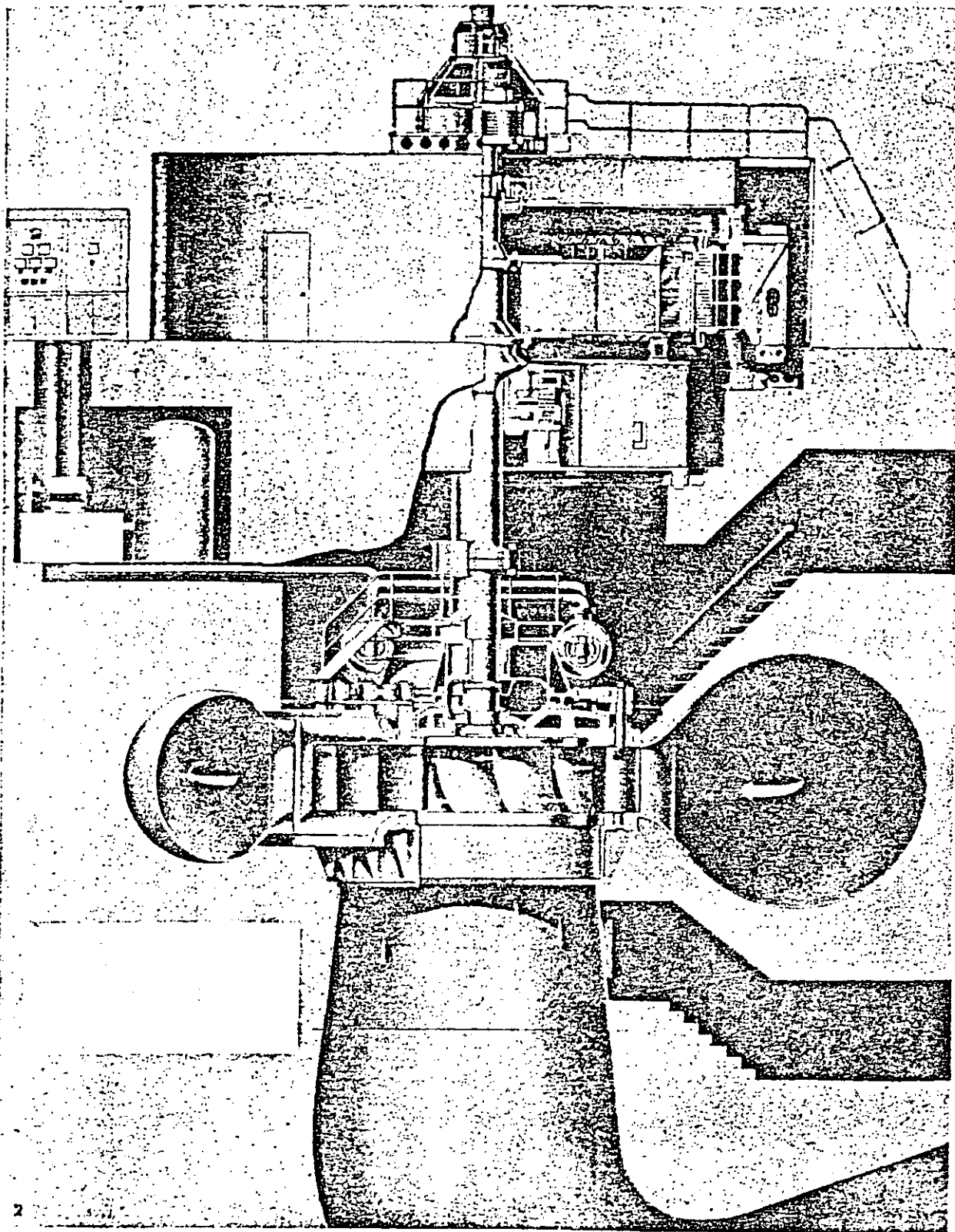
subestaciones.

- Valor económico de la potencia y generación.

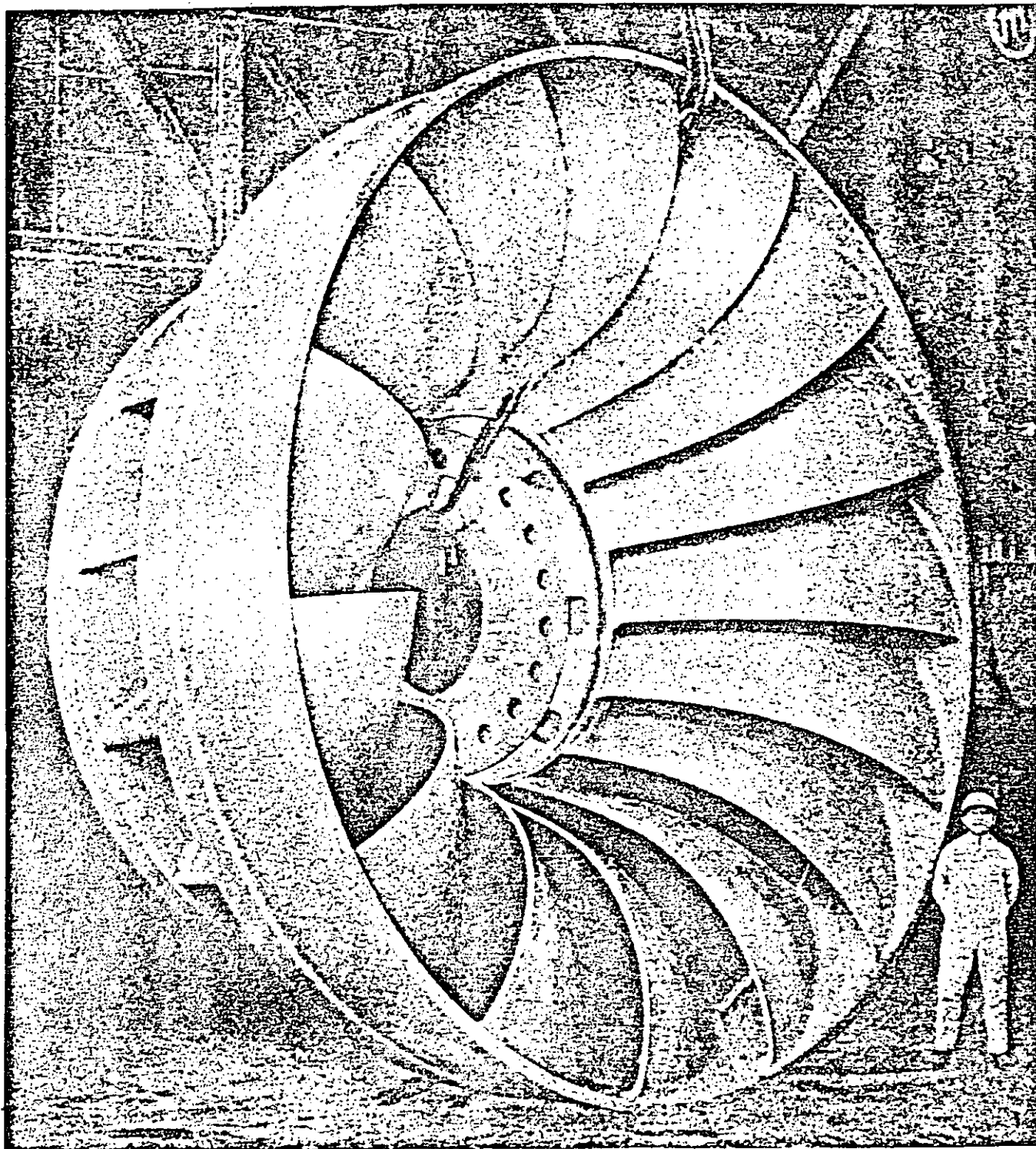
La selección del tipo, número y tamaño de las unidades turbo-generadoras que deberán instalarse, así como, las características de las estructuras que integran el desarrollo hidroeléctrico, dependen de los factores anteriormente señalados para lograr el mejor aprovechamiento del agua dentro de ciertos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

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

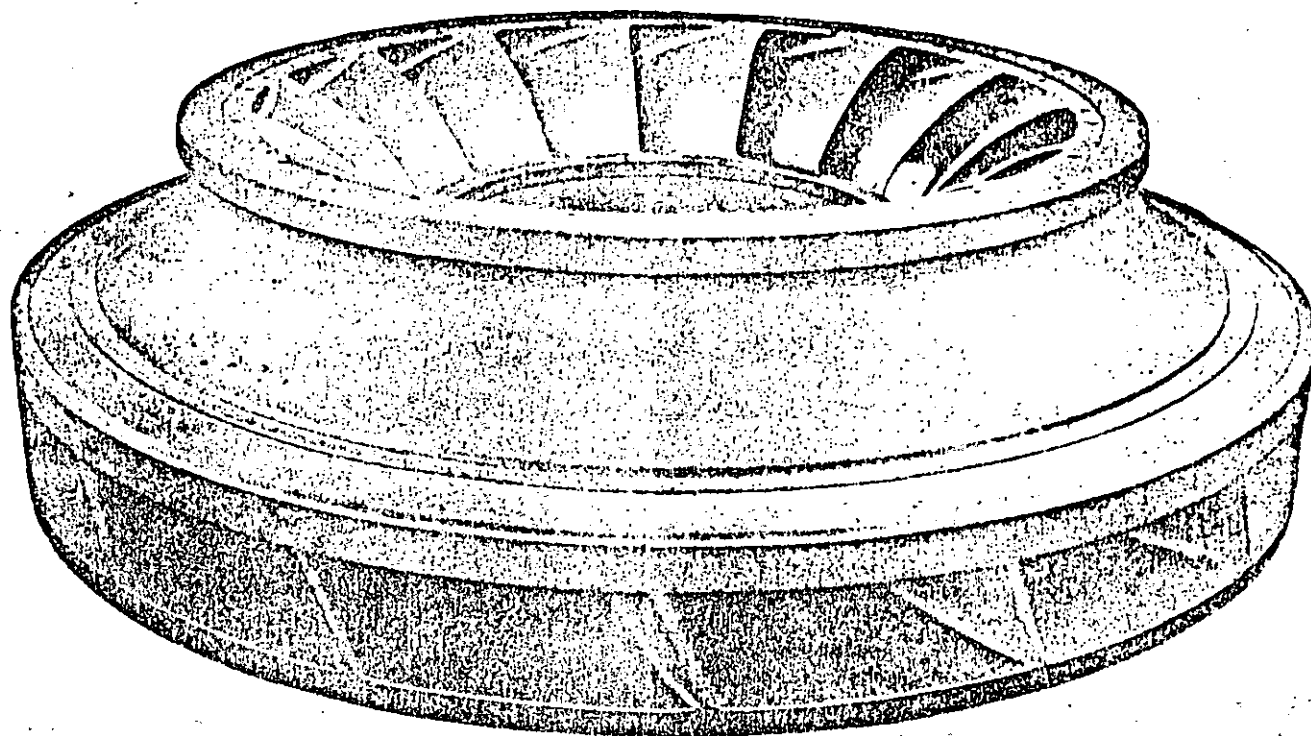
- 1.- Instalación con turbina Francis vertical.
- 2.- Rodete turbina Francis.
- 3.- Rodete turbina Francis.
- 4.- Instalación turbina Kaplan.
- 5.- Instalación turbina Kaplan.
- 6.- Instalación turbina Bulbo.
- 7.- Rodete turbina Kaplan.
- 8.- Instalación turbina Bulbo.
- 9.- Rodete bulbo y carcasa turbina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



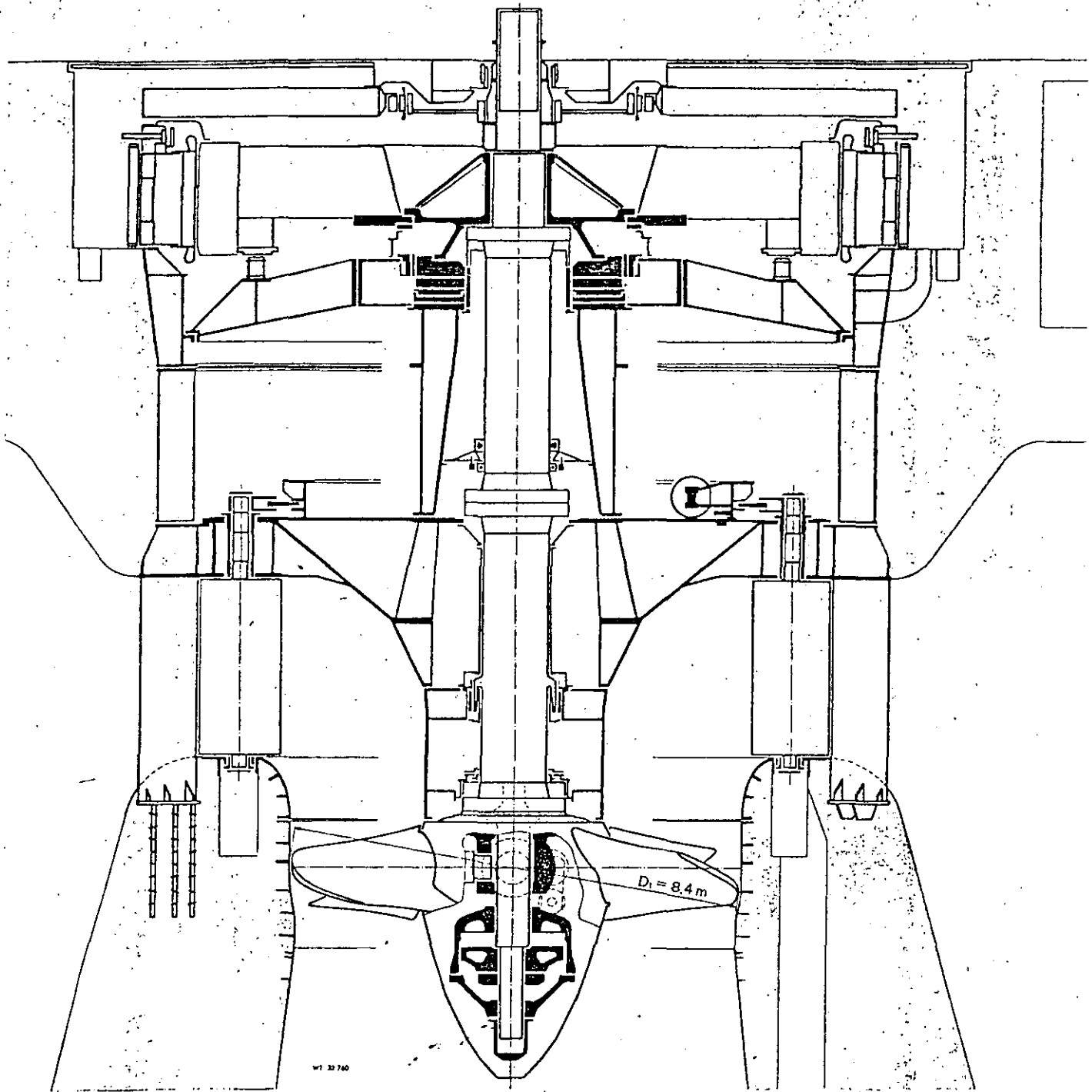
Sección de una turbina Francis, P = 62,500 HP, N = 105.5 rpm, H = 160 pies, instalada en Wolf Creek Plant (U. S. Army). (Cortesía Baldwin-Lima-Hamilton.)



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.

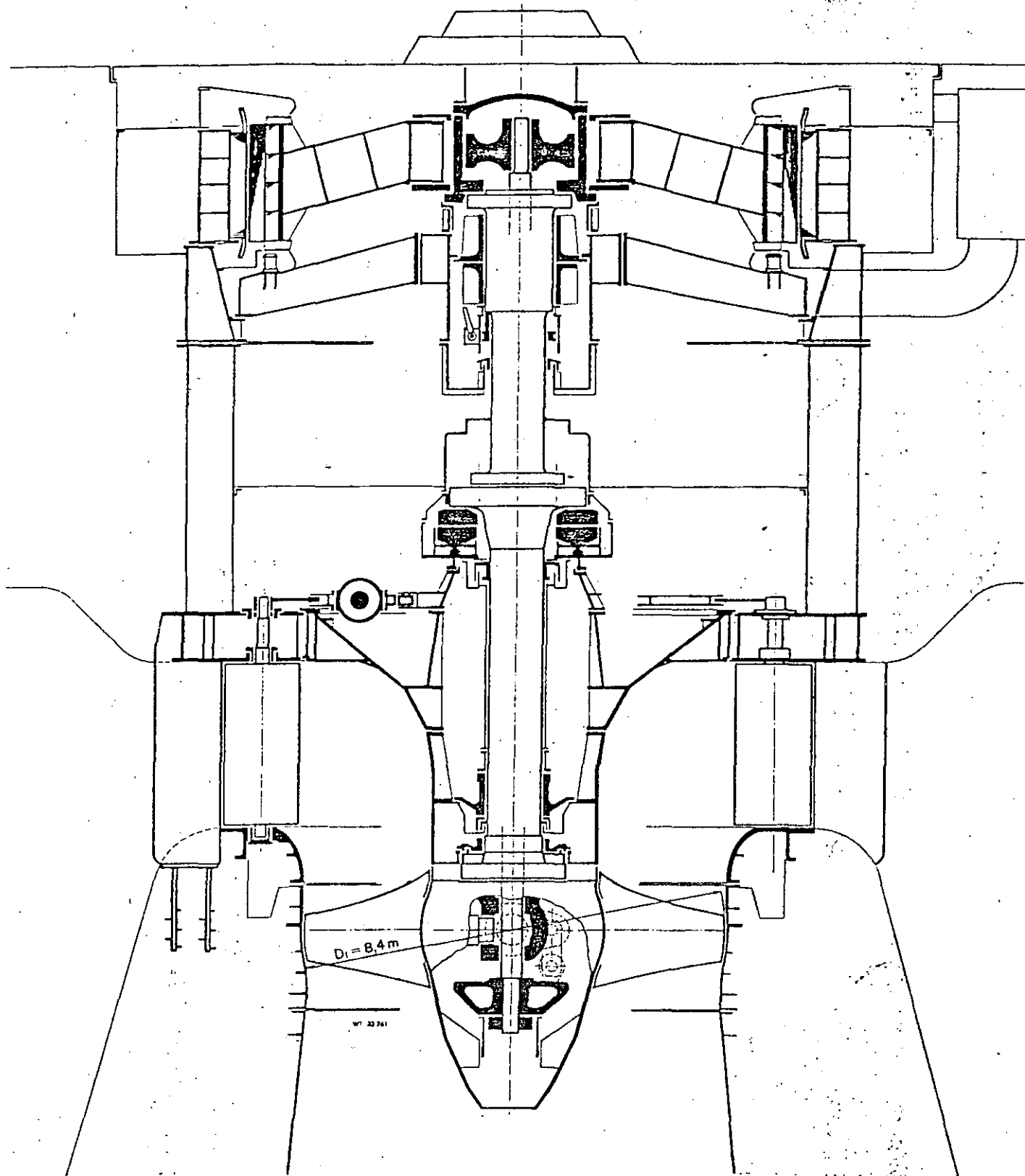


Rodete Francis para una carga de 206 m, 30,000 CV
375 rpm. (TECNOEXPORT, PRAGA.)



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 $z = 5$.

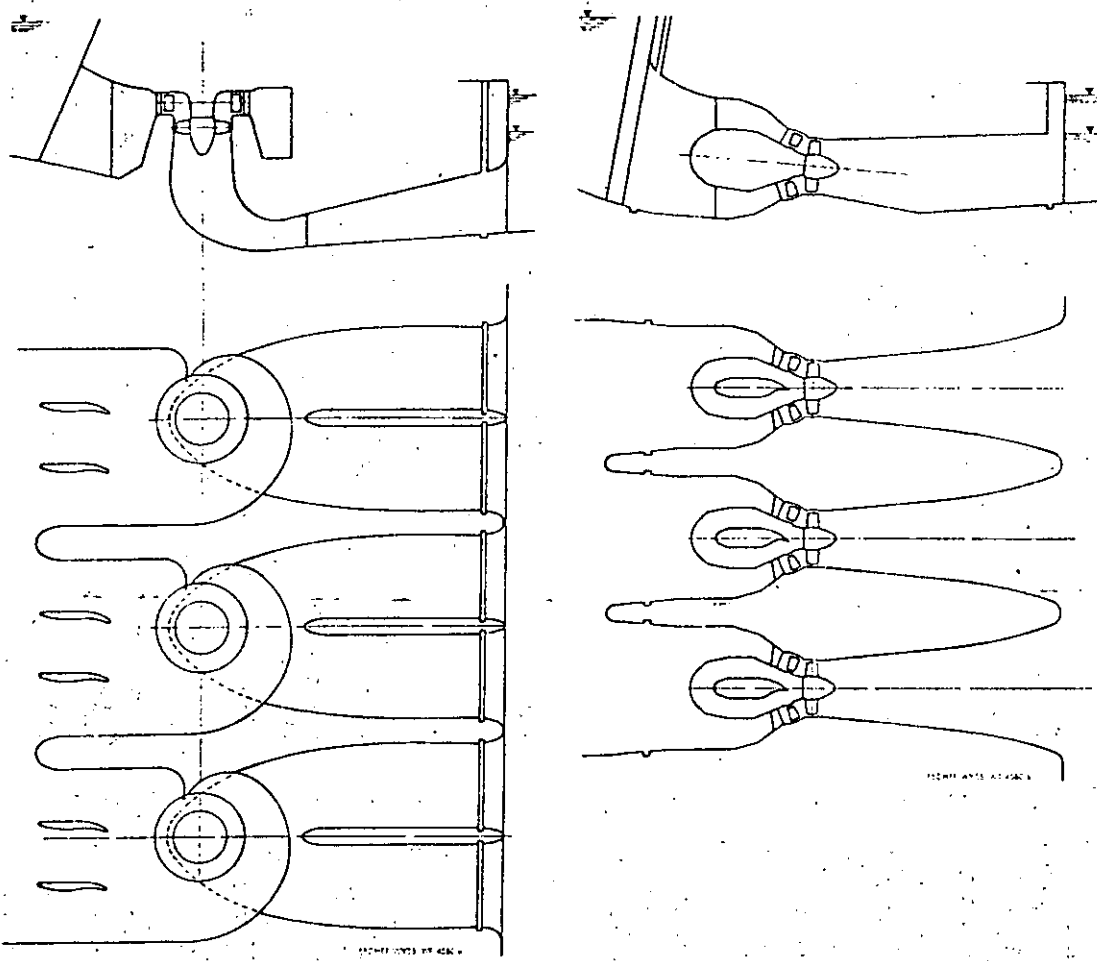
Fig. 7 Kaplan turbine «Jupia», Brazil, for Centrais Elétricas de São Paulo. Manufacture of the 12 sets of this power station by the Asgen / Escher Wyss / Riva consortium. Runners of 8.4 m dia. with runner servomotors in the hub. Output $P = 107\,000$ kW. Head $H = 23$ m. Running speed $n = 78.4$ rpm.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



$D_i = 8,4\text{m}$

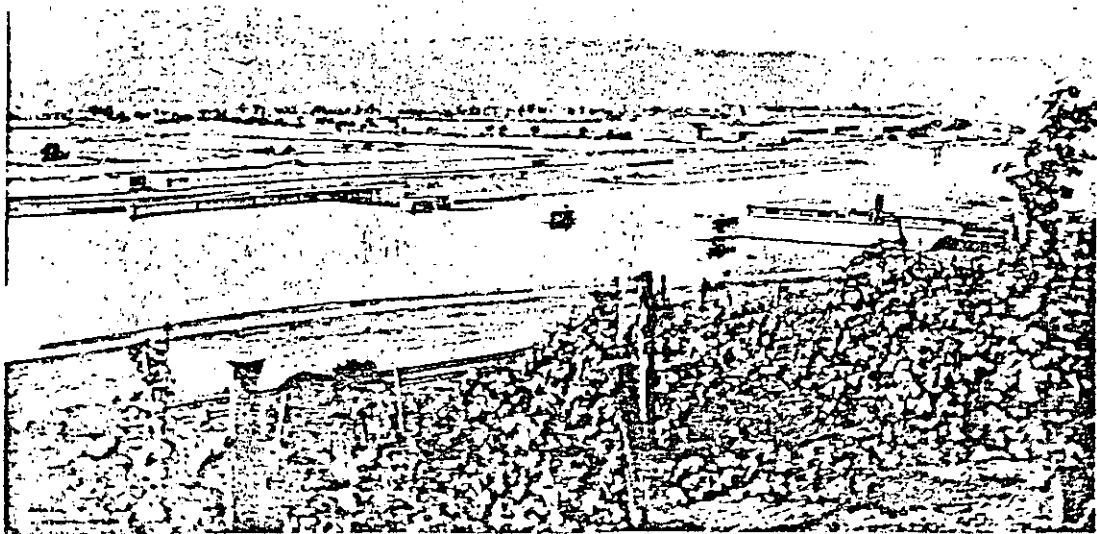
WT 23761

Escher Wyss.



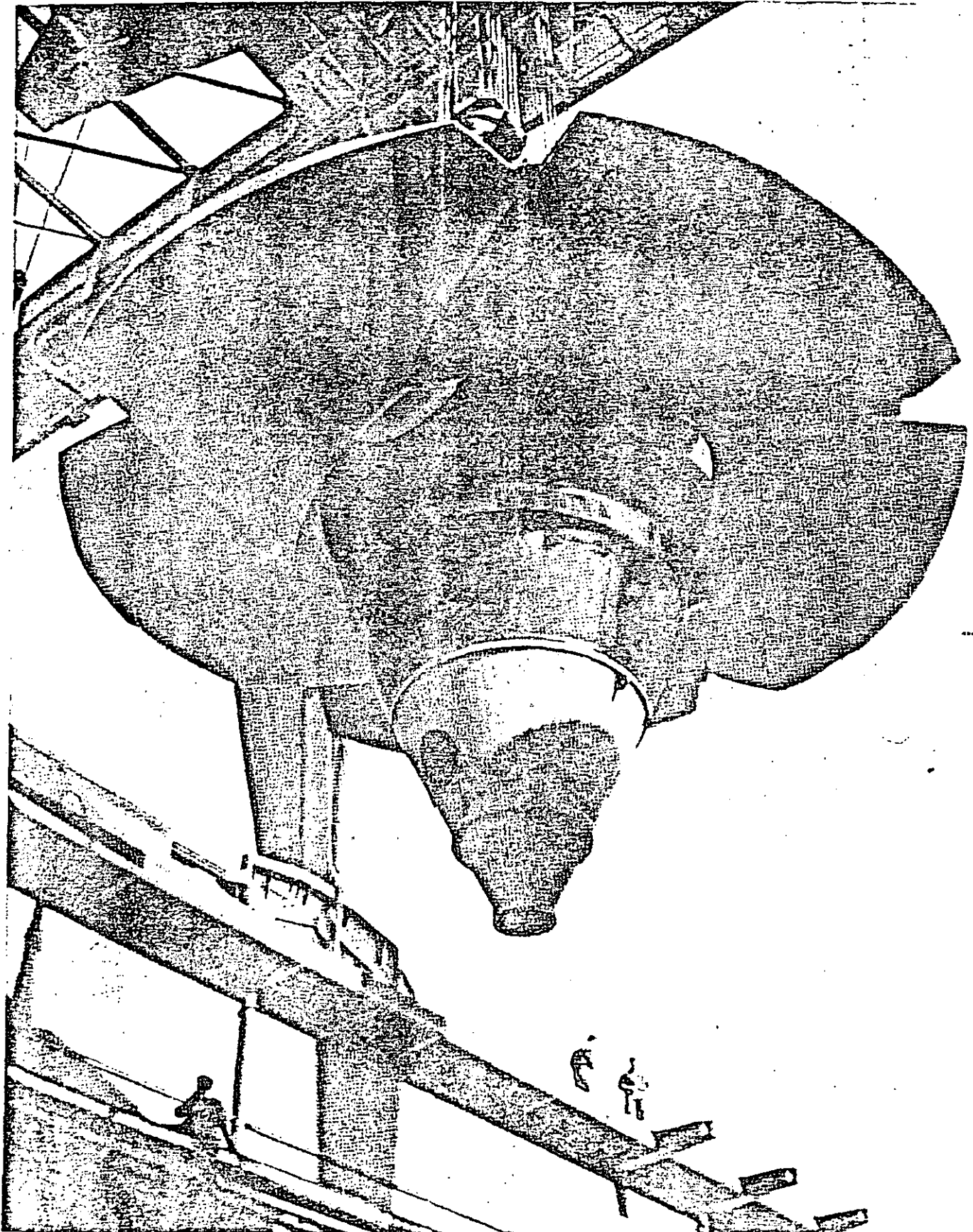
Comparison of amounts of space required by conventionally arranged Kaplan turbines (left) and tubular turbines with the same output (right): Less excavation work is required with tubular turbines, and the power house can be made much lower and shorter, in view of the smaller distances between centres.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

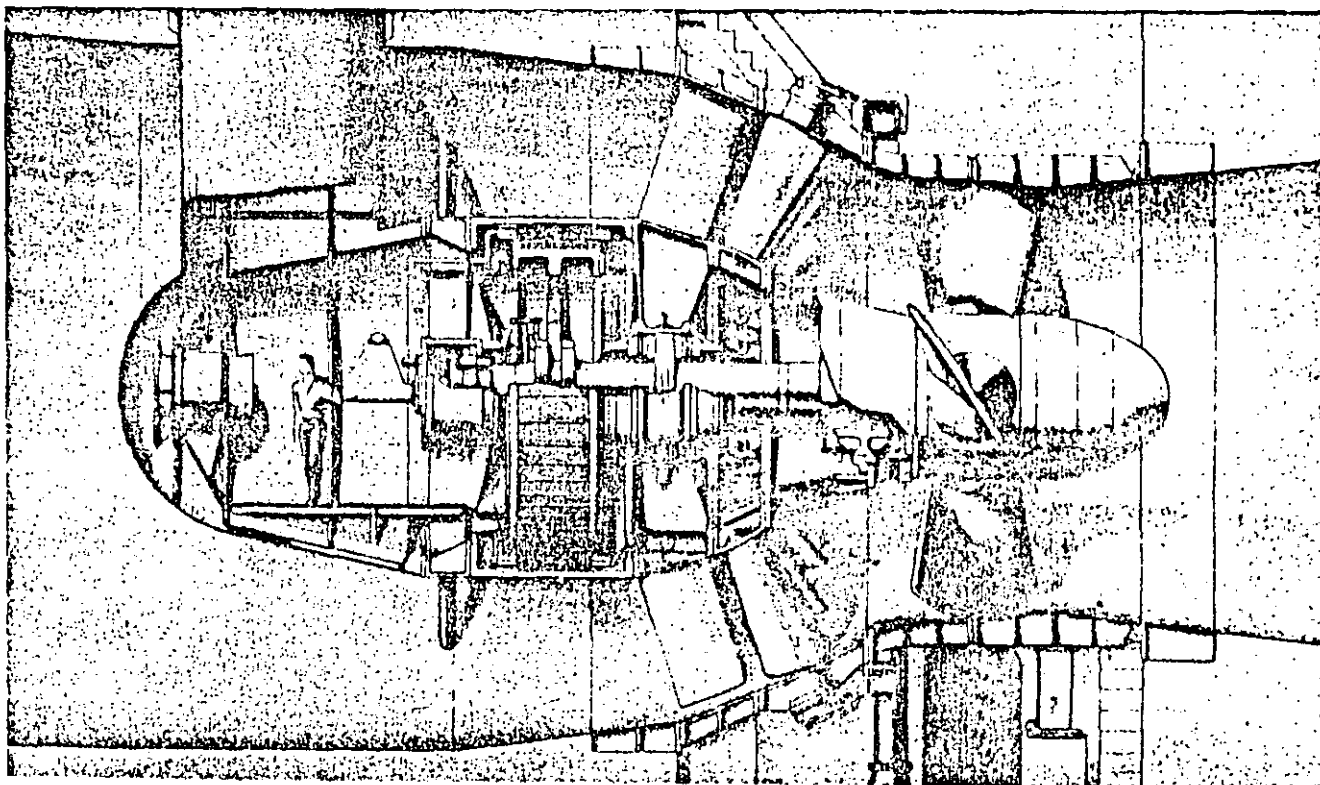
Bringing-in the five-bladed 200-ton runner of one of the Kaplan turbines supplied by Escher Wyss for Aschach Power Station (on the Danube, Austria). $P = 73,600$ kW, $Q = 478$ m³/sec, $n = 68.2$ rpm. The runner, with a diameter of 8.40 m, is the largest in Western Europe and North America. The weight 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.



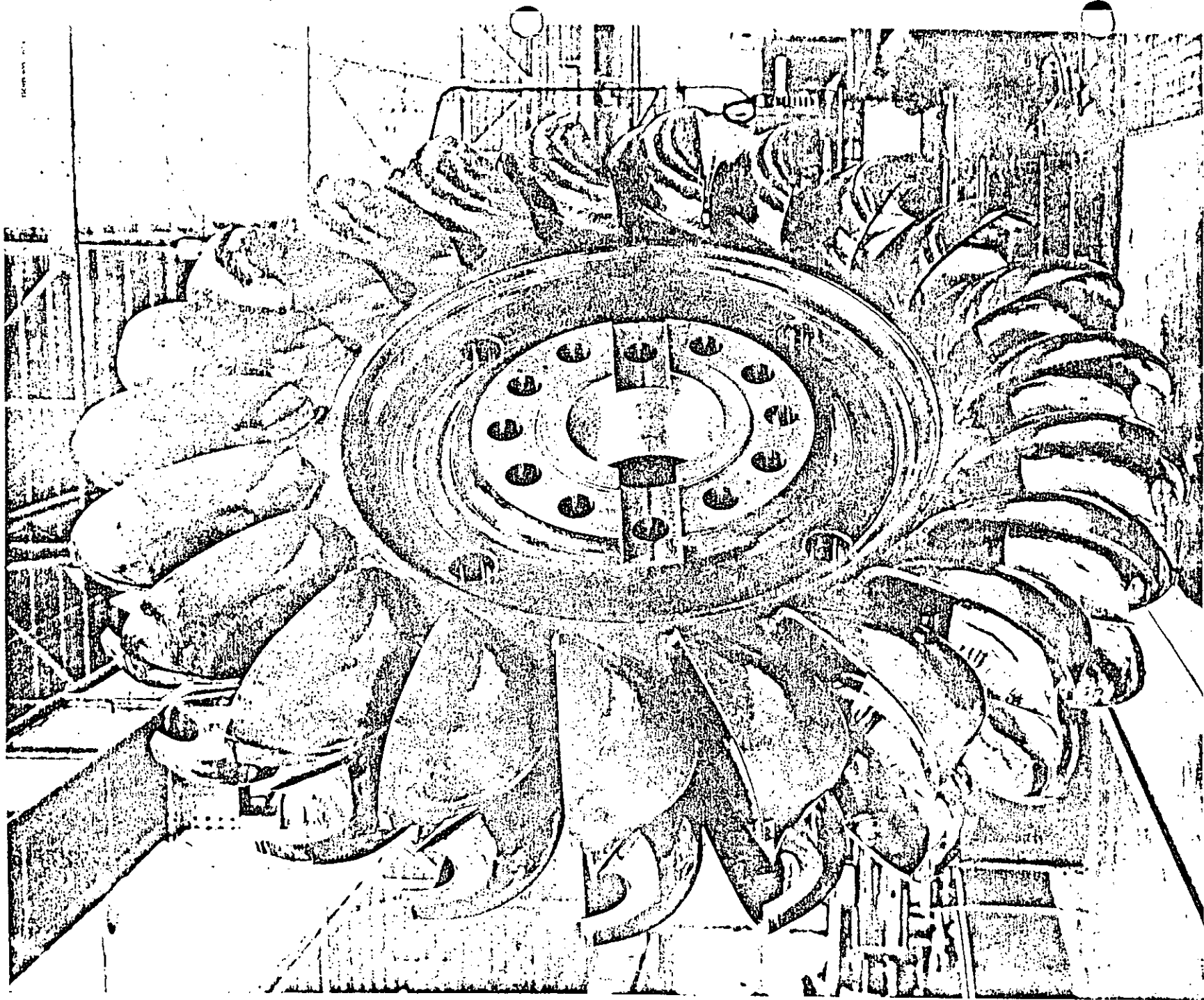
Trèves Power Station (on the River Moselle, Germany), with four tubular turbines of 4420 kW each, is a good example of the extent to which power stations of this type can be blended into the landscape by virtue of their low overall height, thus satisfying to a considerable degree the requirements for 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.

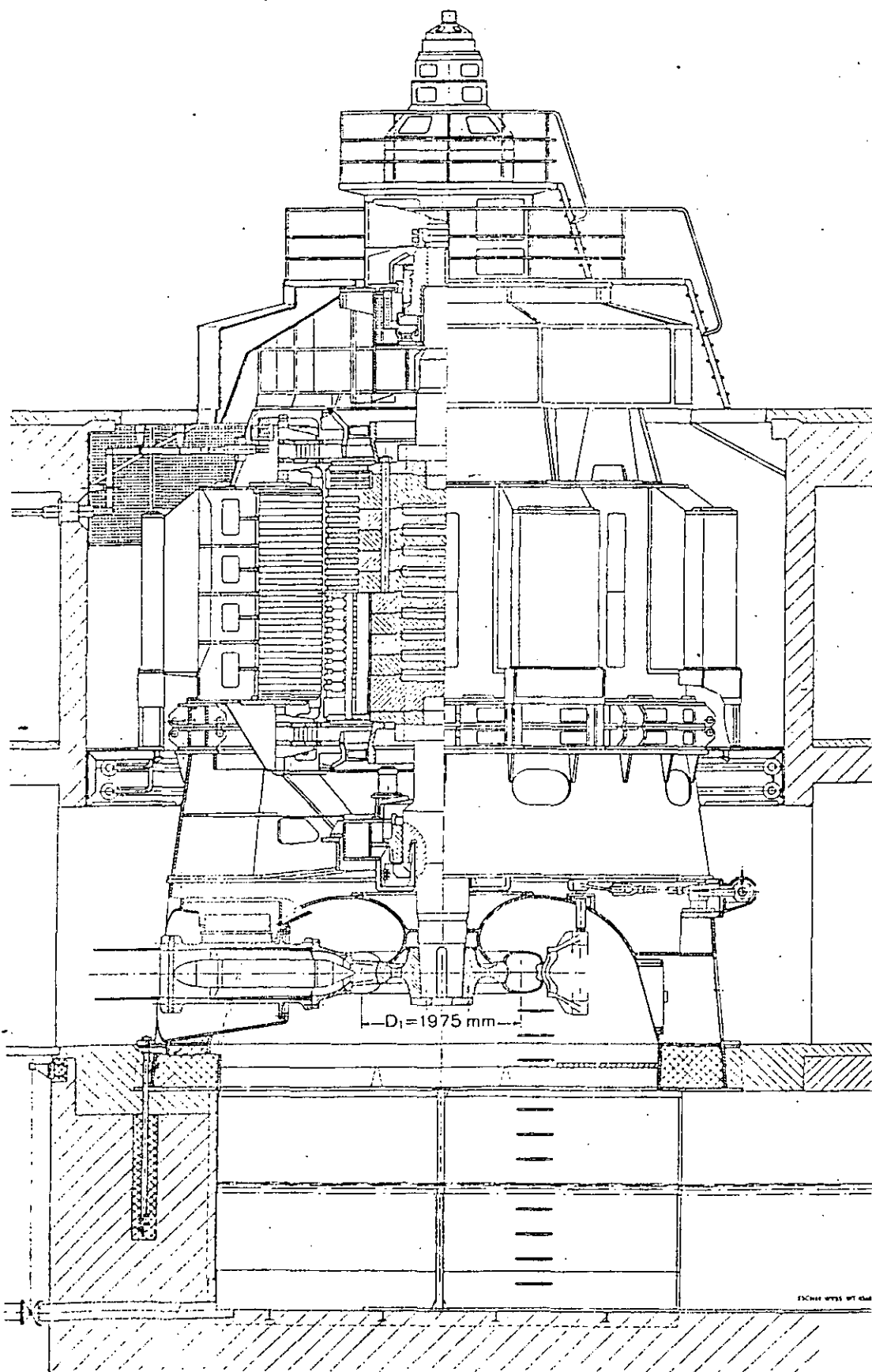




Turbina BULBO. Corte longitudinal. (Cortesia NEYPRIC)

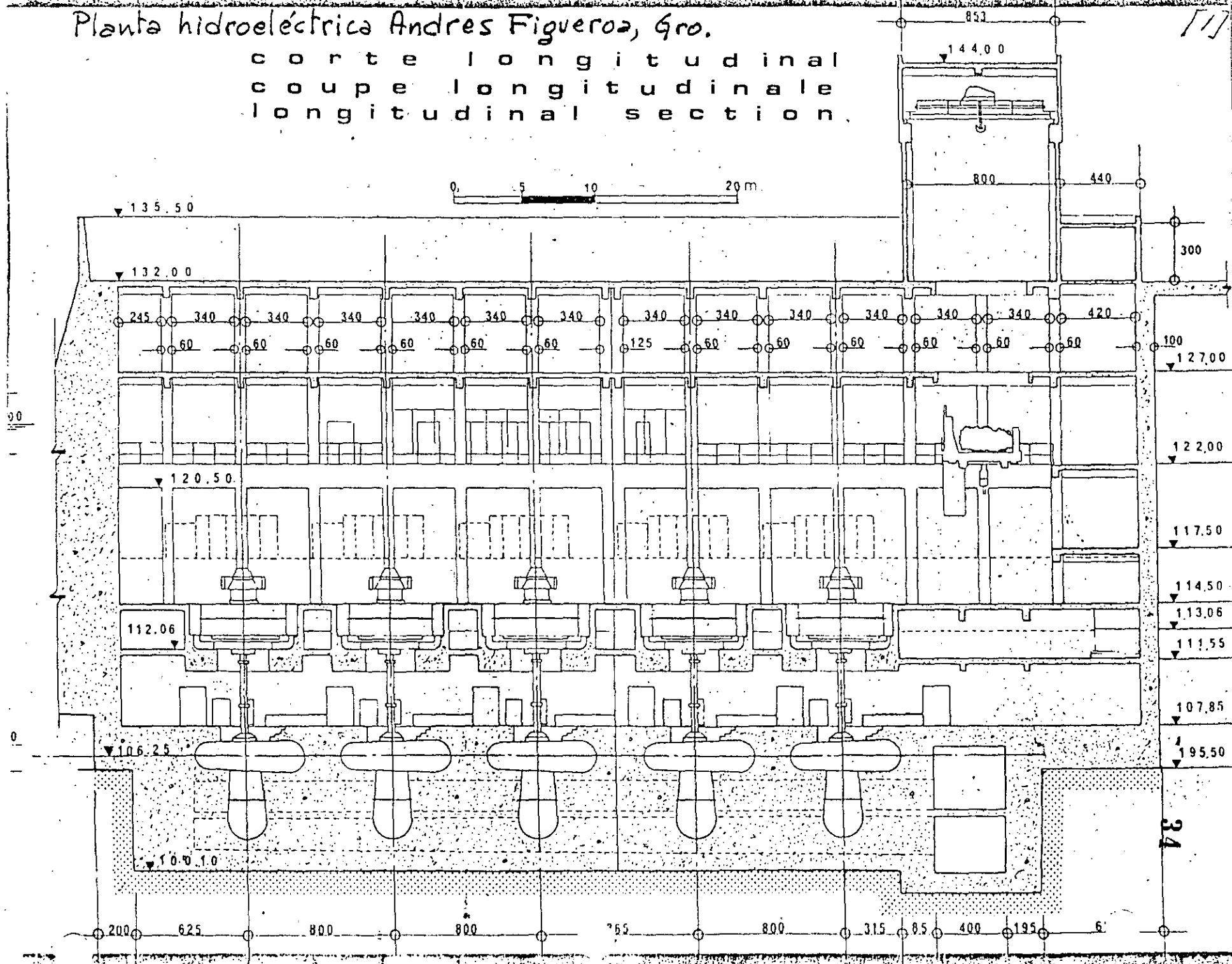


Section through one of the two vertical-shaft impulse turbines supplied by Escher Wyss for the Göschenen Power Station. $P = 41,300$ kW, $H = 649.8$ m, $n = 500$ rpm. The runner is impinged upon by jets from three nozzles which have an angular spacing of only 90° in order to reduce the distance between sets. The nozzle needles are controlled by internally situated servomotors (see Fig. 41). The turbine casing carries 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.



Planta hidroeléctrica Andres Figueroa, Gro.

cor te longitudinal
coupe longitudinale
longitudinal section



(2). Planta hidroeléctrica de Mazatepec, Pue.

Estructuras.

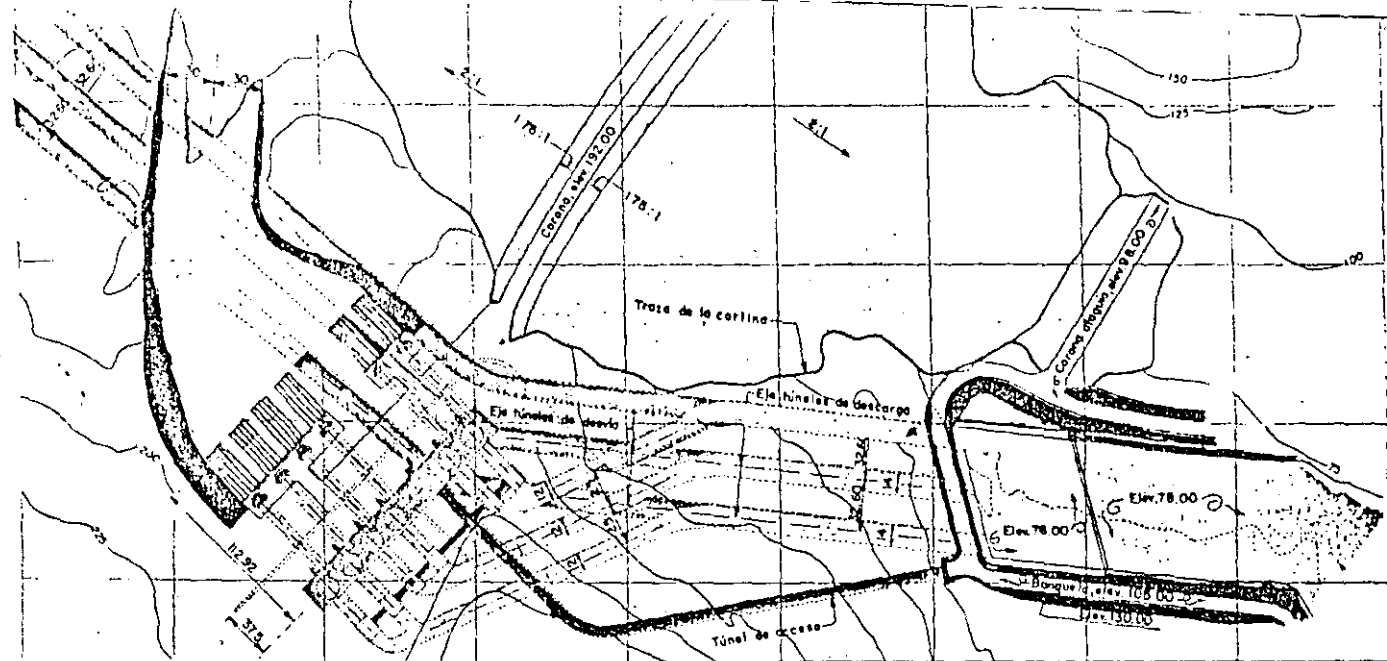
- Presa La Soledad, sobre el río Apulco, Pue.
- Obra de Toma en la presa La Soledad, Pue.
- Túnel a presión
- Pozo de oscilación.
- Tubería a presión.
- Casa de máquinas para cuatro unidades.
- Desfogue hacia el río Apulco.

Datos generales del proyecto.

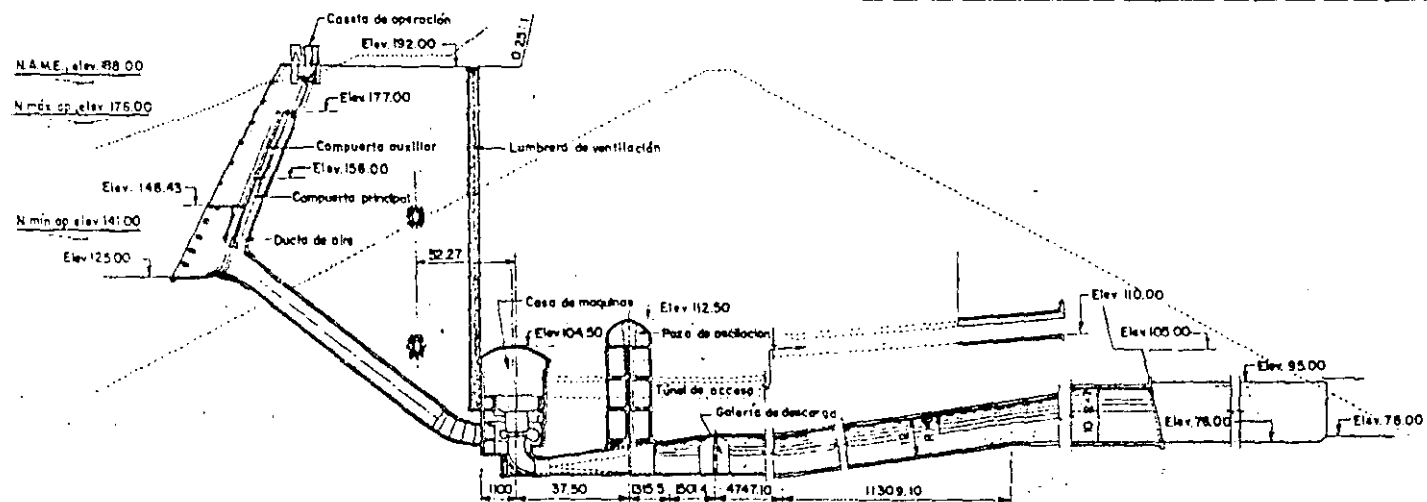
- Nivel de aguas normales en la presa La Soledad. 805.50 m.
- Nivel de agua en el desfogue 293.00 m.
- Caída bruta máxima. 512.50 m.
- Gasto aprovechado.
- Primera Etapa. Q = 39.0 m³/seg.
- Segunda Etapa. Q = 52.0 m³/seg.

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 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.
		6 9 000 KW
	Velocidad de rotación	600 r.p.m.

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

LA PLANTA HIDROELECTRICA
PRIMERA PARTE

ING. ROBERTO CARVAJAL RODRIGUEZ

OCTUBRE , 1985

INDICE

I	GENERALIDADES	1
I.1	Aprovechamientos hidráulicos	1
I.2	Aprovechamientos hidroeléctricos	3
II	PLANTAS HIDROELECTRICAS	5
III	TURBINAS	8
III.1	Introducción	8
III.2	Clasificación general	8
III.3	Principios de clasificación	18
III.3.1	Coeficiente característico	20
III.3.2	Turbina específica	21
III.3.3	Turbina unitaria	21
III.3.4	Relaciones de similitud	21
III.4	Eficiencia	22
III.5	Tubo de aspiración	23
III.6	Velocidad síncrona	26
III.7	Caída	27
III.7.1	Definiciones	27
III.7.2	Rango de variación de la caída	30
III.8	Potencia	30
III.9	Curvas características de funcionamiento	31
III.10	Velocidad de desboque	32
IV	INFORMACION GENERAL REQUERIDA	36
V	SELECCION DE LA TURBINA	37
V.1	Definiciones	37
V.2	Número de unidades	39
V.3	Procedimiento	39
V.3.1	Características y dimensiones de turbinas Francis	44
V.3.2	Características y dimensiones de turbinas Hélice y Kaplan	48
V.3.3	Características y dimensiones de turbinas Pelton	52
	RELACION DE FIGURAS	57
	BIBLIOGRAFIA	58

PLANTAS HIDROELECTRICAS

I.- GENERALIDADES

I.1.- Aprovechamientos hidráulicos

Se denomina aprovechamiento hidráulico al conjunto de estructuras, naturales y/o artificiales, que hace posible utilizar ciertas características que tiene o pueda adquirir el agua.

Entre los principales se mencionan:

- agua potable
- irrigación
- hidroeléctrico
- navegación
- usos múltiples

En general las estructuras que lo forman se ilustran en la figura I.1, éstas son:

- (1) Cuenca de captación
- (2) Almacenamiento y/o derivación (boquilla, vaso, cortina, -- obra de excedencias)
- (3) Conducción (obra de toma, canales, túneles, tuberías sifones, estructuras auxiliares y de control)
- (4) Distribución (canales, túneles, tuberías, estructuras de control)
- (5) Utilización
- (6) Eliminación de sobrantes o retorno.

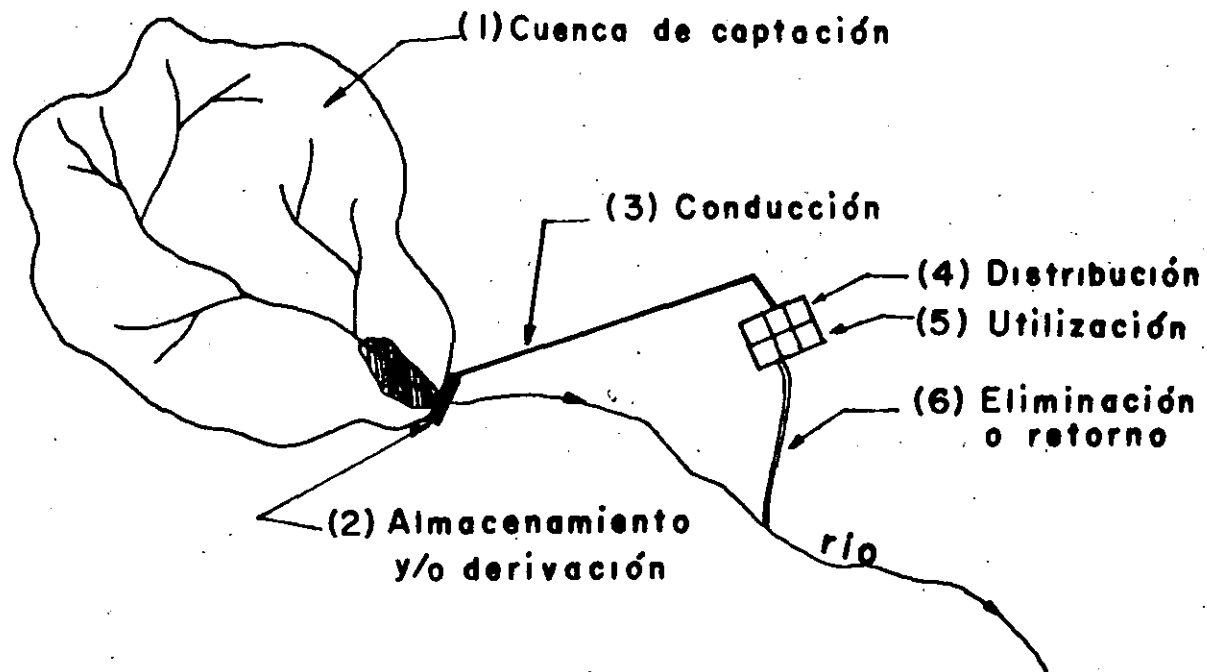


Fig. I. 1.- Estructuras que integran en general un aprovechamiento hidráulico.

I.2.- Aprovechamientos hidroeléctricos

La finalidad de un aprovechamiento hidroeléctrico es transformar la energía potencial y cinética del agua en energía eléctrica.

La figura I.2, muestra esquemáticamente las estructuras que en general lo integran, éstas son:

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

Un aprovechamiento hidroeléctrico es posible en muchas ocasiones-- desarrollar como parte de uno de usos múltiples, ya que por sus características no consume ni contamina las aguas utilizadas, esto lo hace en principio compatible con cualquier otro tipo de aprovechamiento hidráulico.

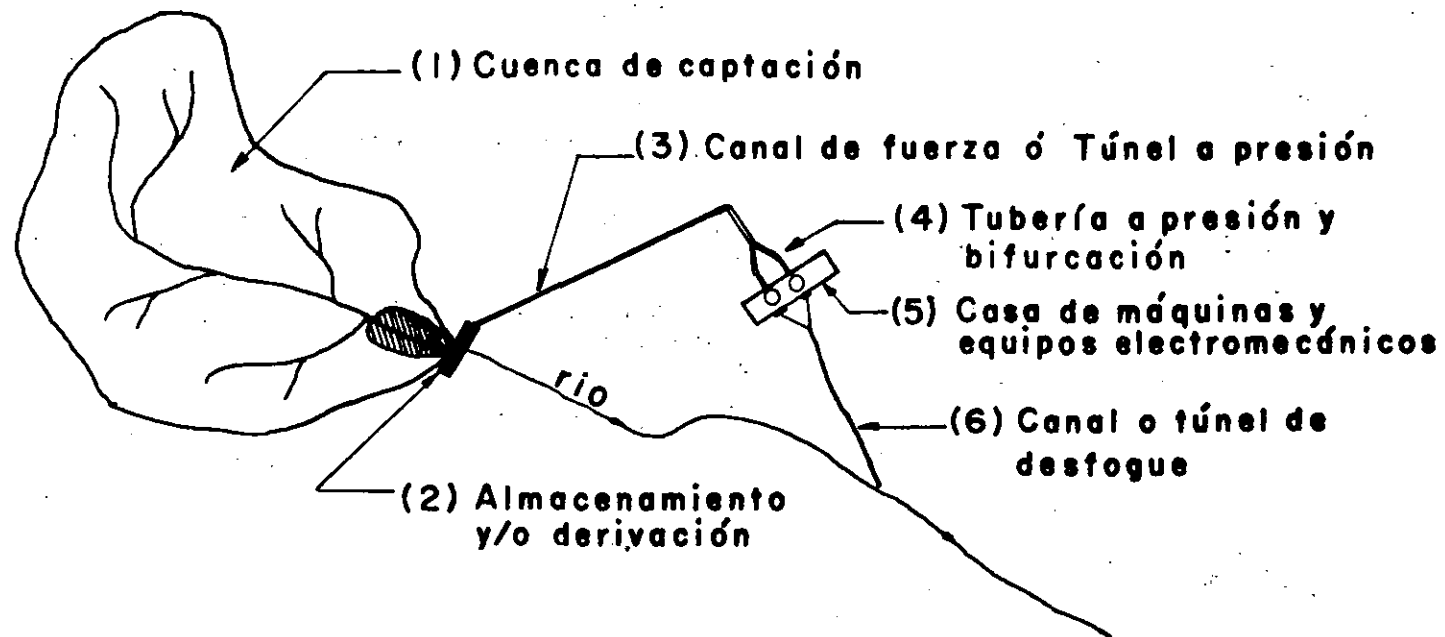


Fig. I. 2.- Estructuras que integran en general un aprovechamiento hidroeléctrico.

II.- PLANTAS HIDROELECTRICAS

Para lograr el aprovechamiento de la energía hidráulica del agua en la generación de energía eléctrica, se hace necesario integrar un sistema hidroelectromecánico, denominado generalmente Planta o Central hidroeléctrica .

Las plantas hidroeléctricas se clasifican usualmente refiriéndose a sus características más importantes, así:

- 1.- Plantas subterráneas o exteriores, según sea el tipo de casa de máquinas.
- 2.- Plantas de pico o de base, dependiendo de la función asignada para satisfacer la demanda de energía eléctrica.
- 3.- Plantas convencionales o de acumulación de energía (rebombeo), según se disponga de máquinas hidráulicas motrices (turbinas) o de motrices y generatrices (turbinas-bombas y/o turbinas y bombas).
- 4.- 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 pie de presa
- 4.1.- Plantas con conducción a superficie libre (Fig. II.1),- sus estructuras principales son:
 - (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

4.2.a.- Plantas con túnel a presión (Fig. II.2)

Sus estructuras principales son:

- (1).- Presa almacenadora
- (2).- Toma
- (3).- Túnel a presión
- (4).- Cámara de oscilación
- (5).- Tubería a presión
- (6).- Casa de máquinas
- (7).- Canal o túnel de desfogue
- (8).- Subestación elevadora
- (9).- Línea de transmisión

4.2.b.- Plantas a pie de presa (Fig. II.3)

Sus estructuras principales son:

- (1).- Presa almacenadora
- (2).- Toma
- (3).- Tubería a presión
- (4).- Casa de máquinas
- (5).- Canal de desfogue
- (6).- Subestación elevadora
- (7).- Línea de transmisión

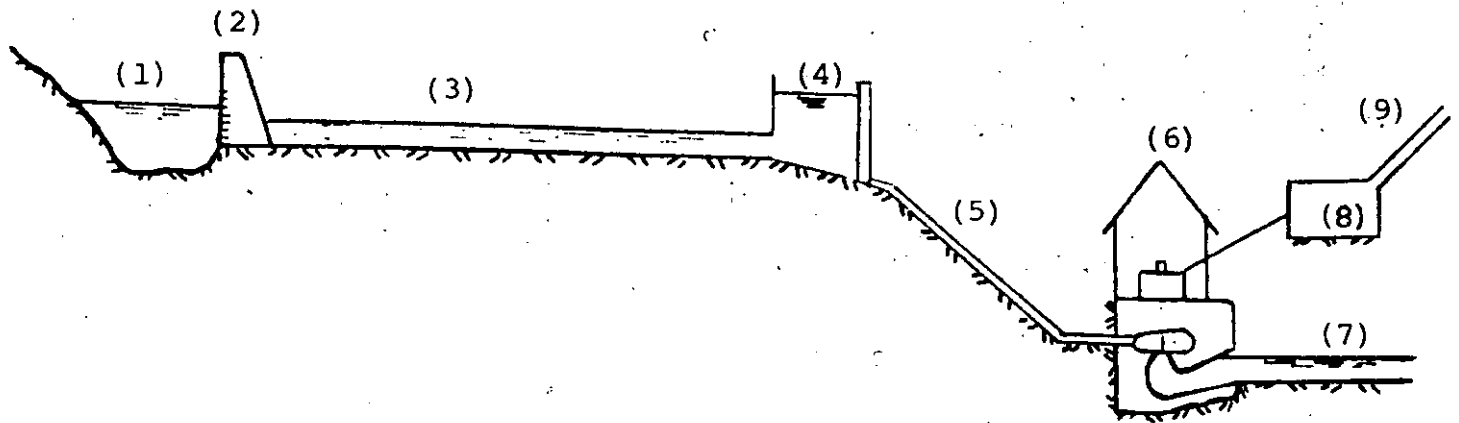


Figura II.1.- Planta con conducción a superficie libre.

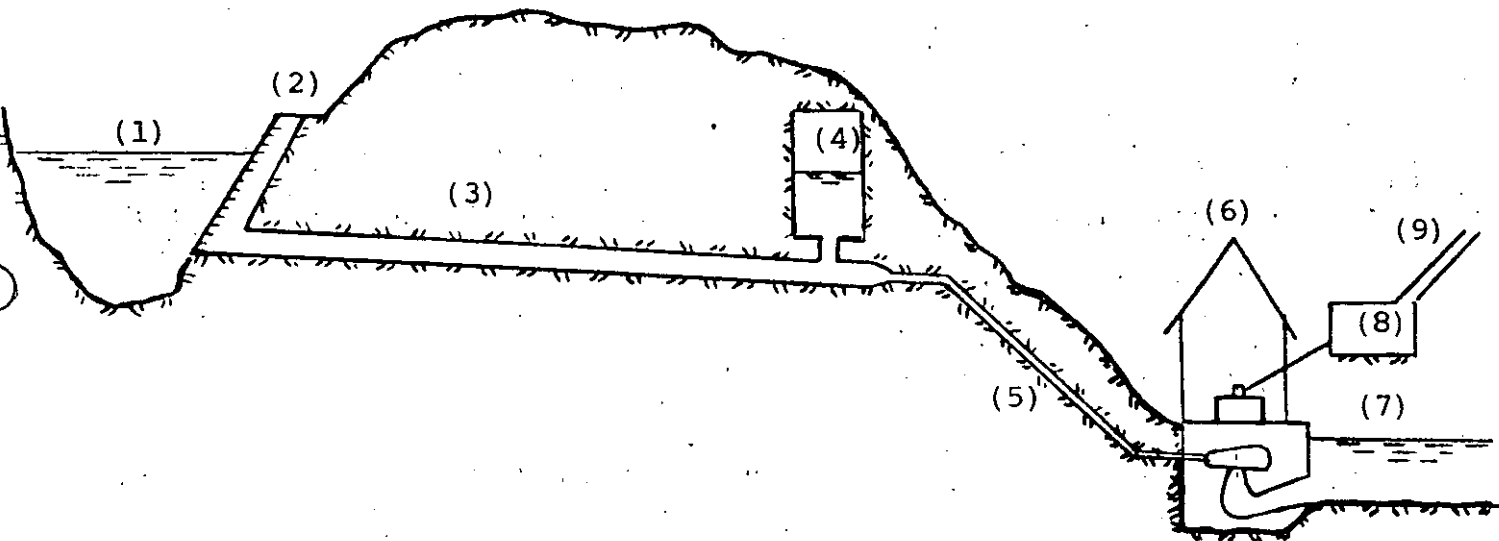


Figura II.2.- Planta con túnel a presión.

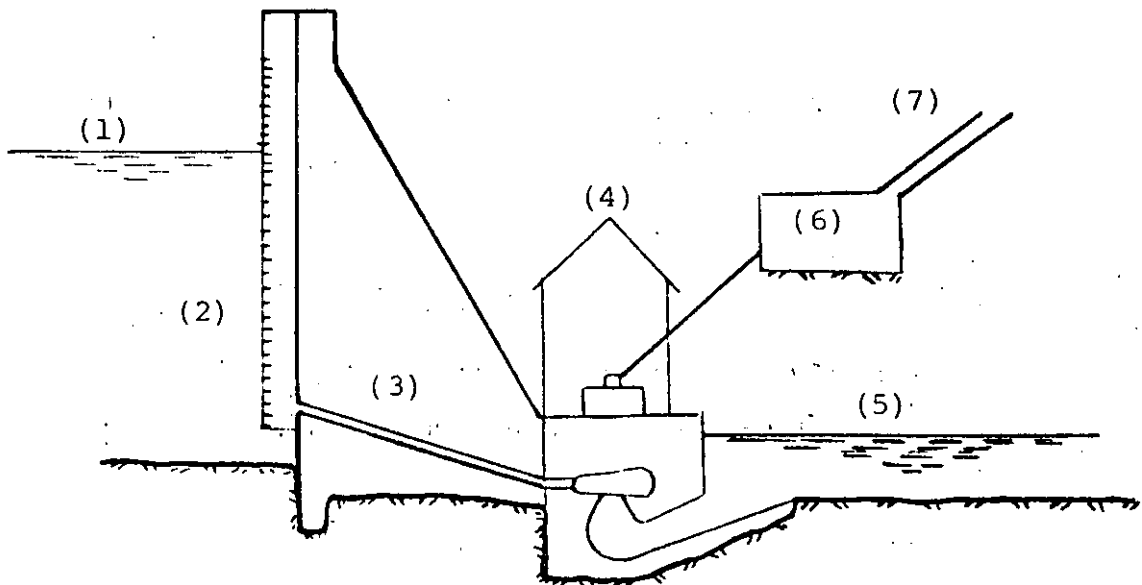
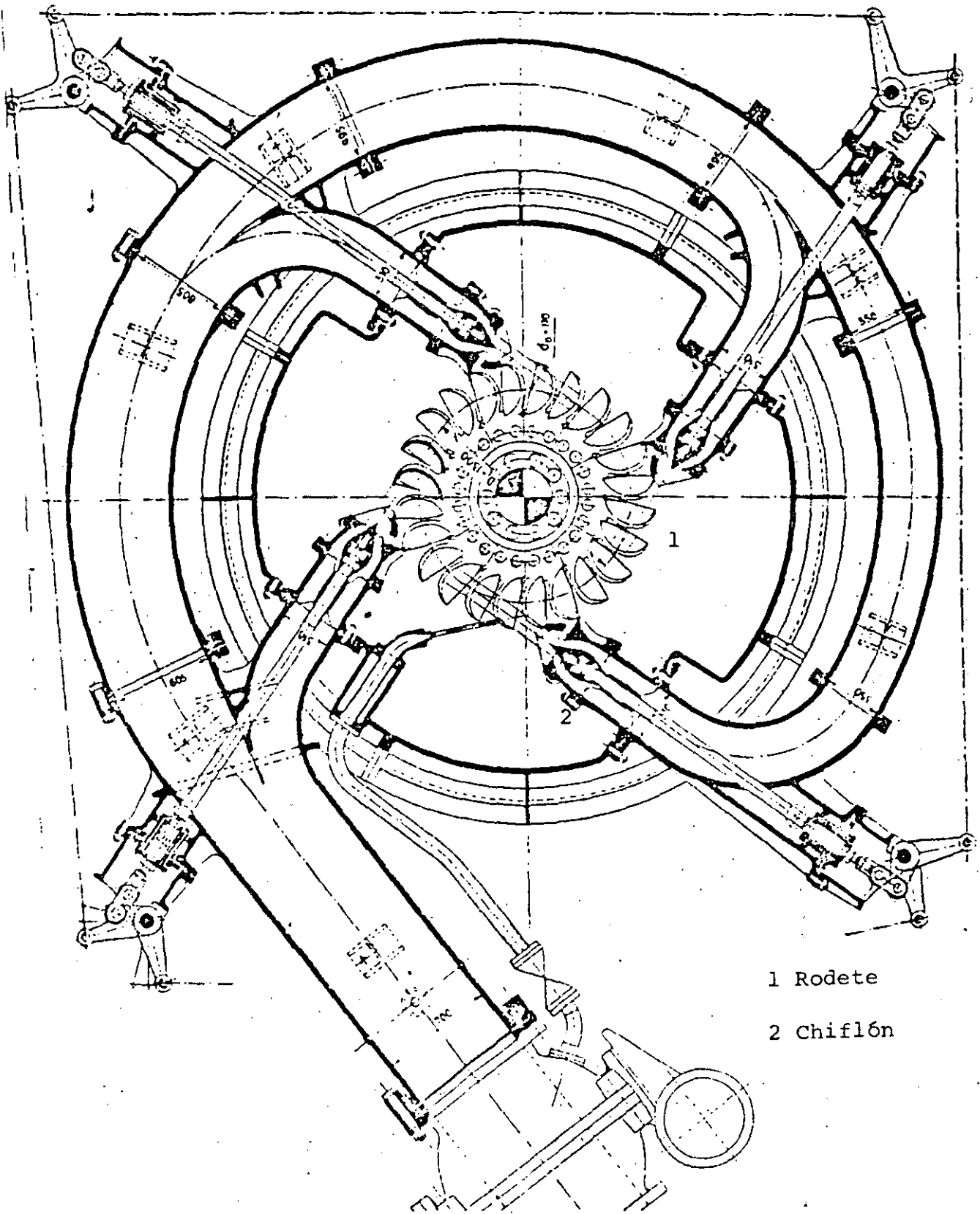


Figura II.3.- Planta a pie de presa.



- 1 Rodete
- 2 Chiflón

Figura III.2.- Turbina Pelton - Planta

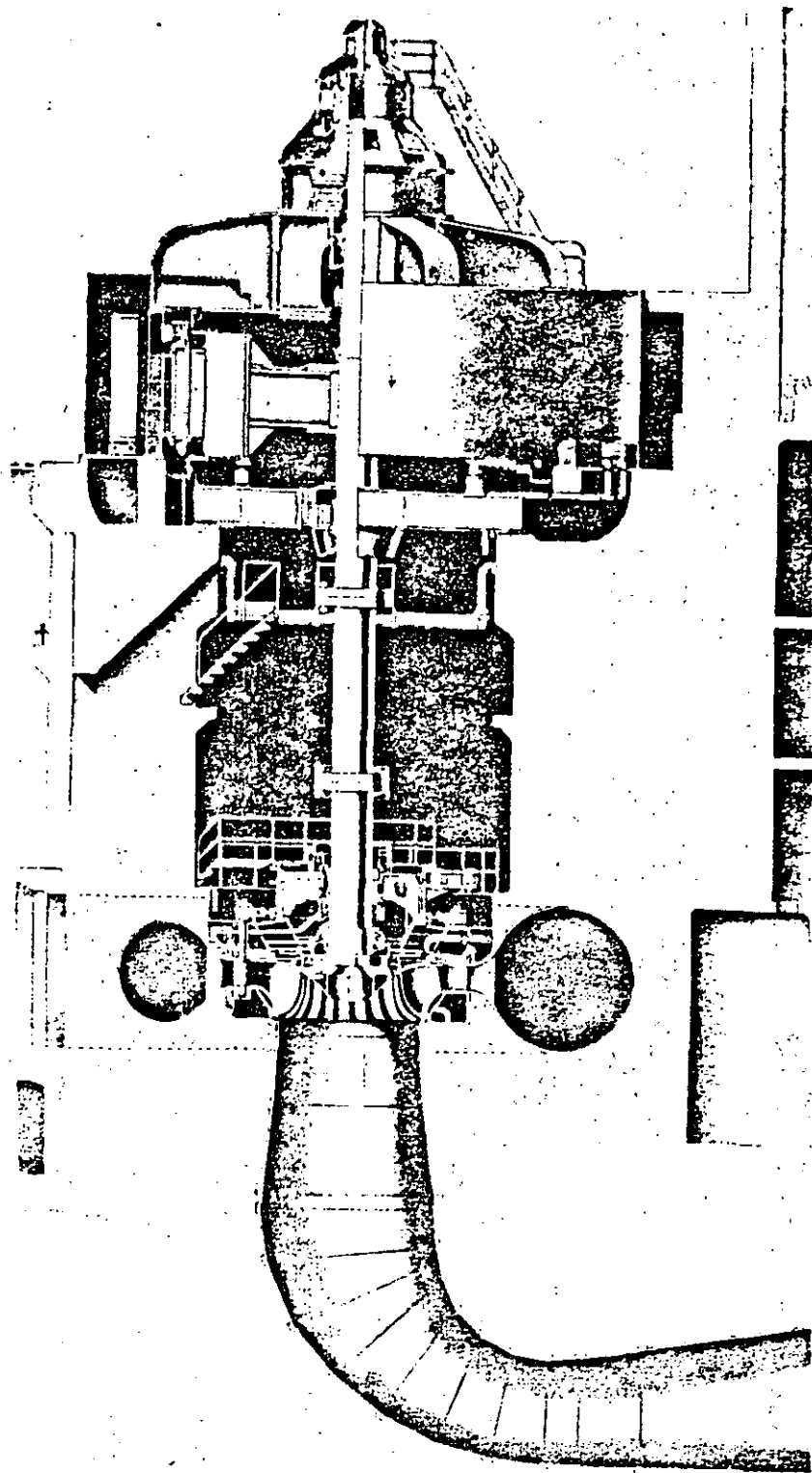


FIG. III.3.- TURBINA FRANCIS-SECCION

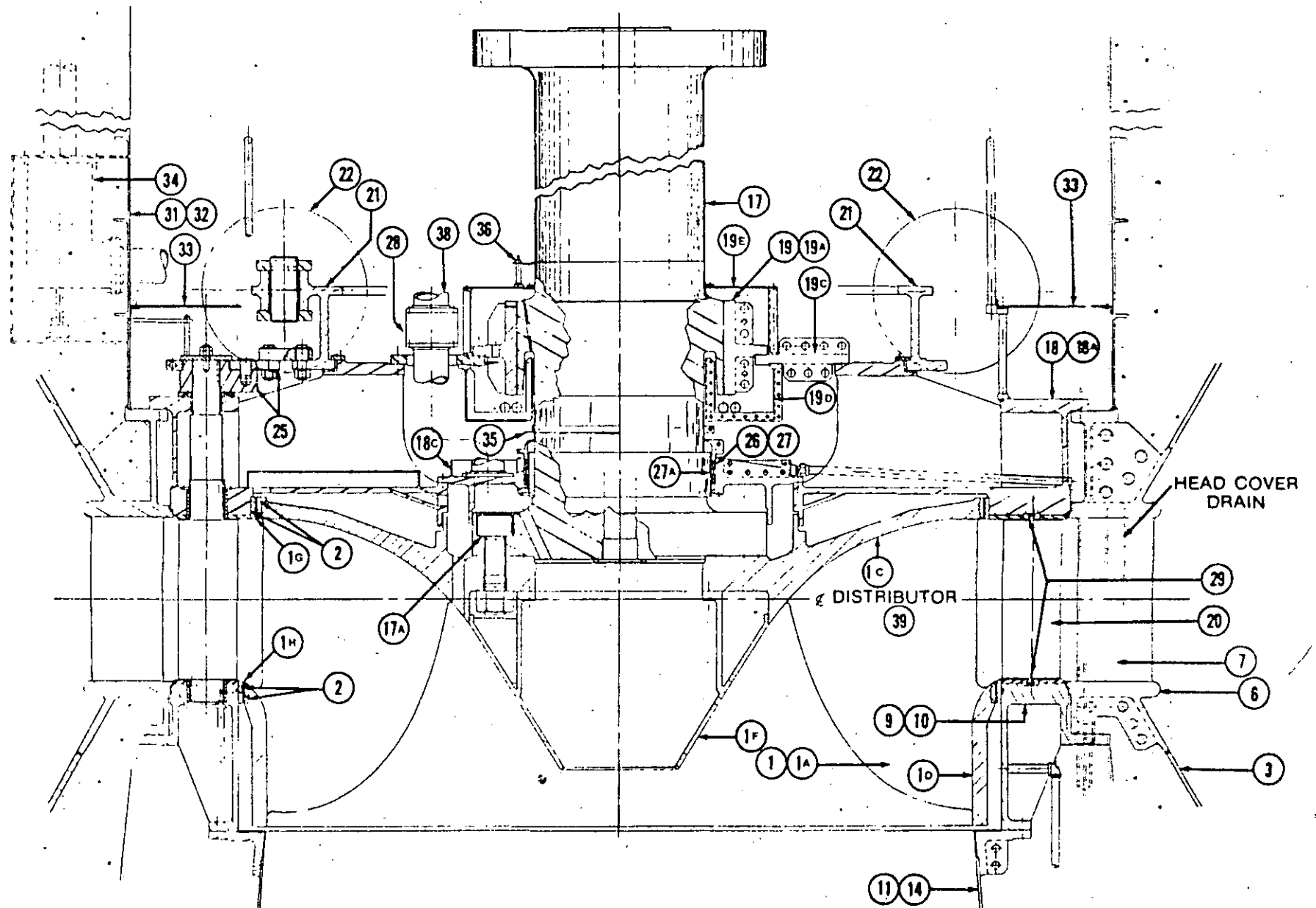


Figura III.4.- Turbina Francis - Sección

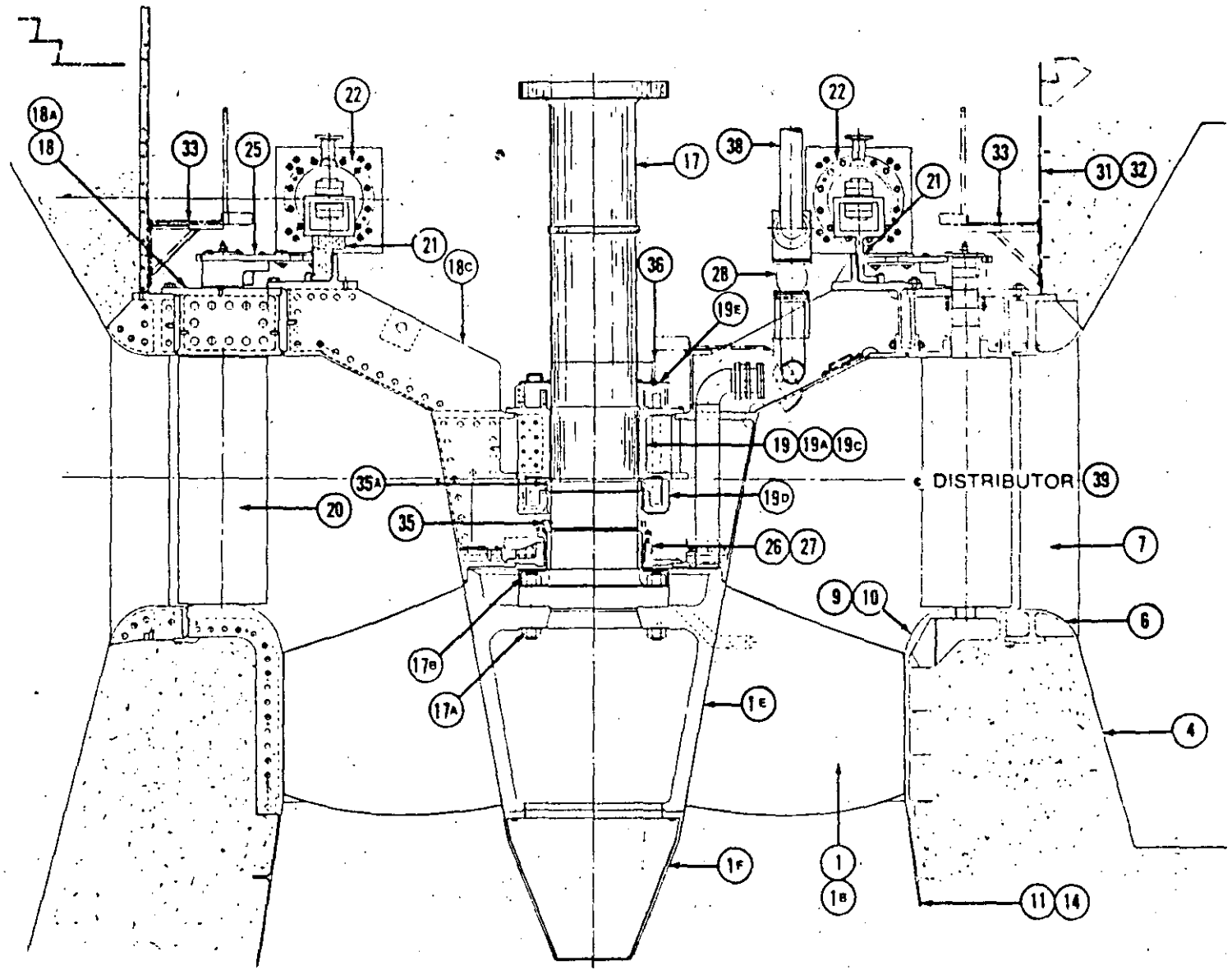


Figura III.5.- Turbina Hélice - Sección

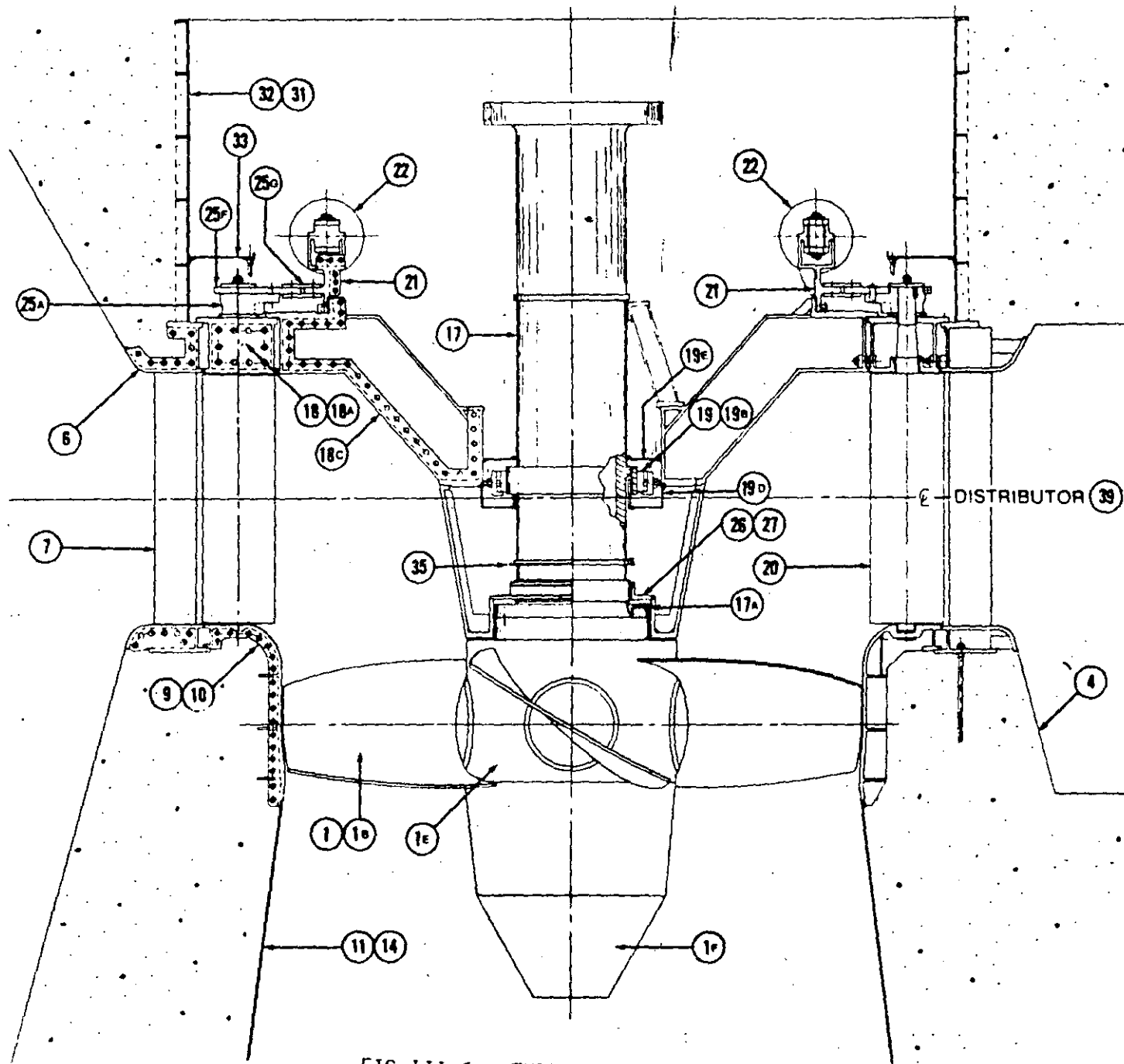


FIG. III.6.- TURBINA KAPLAN-SECCION

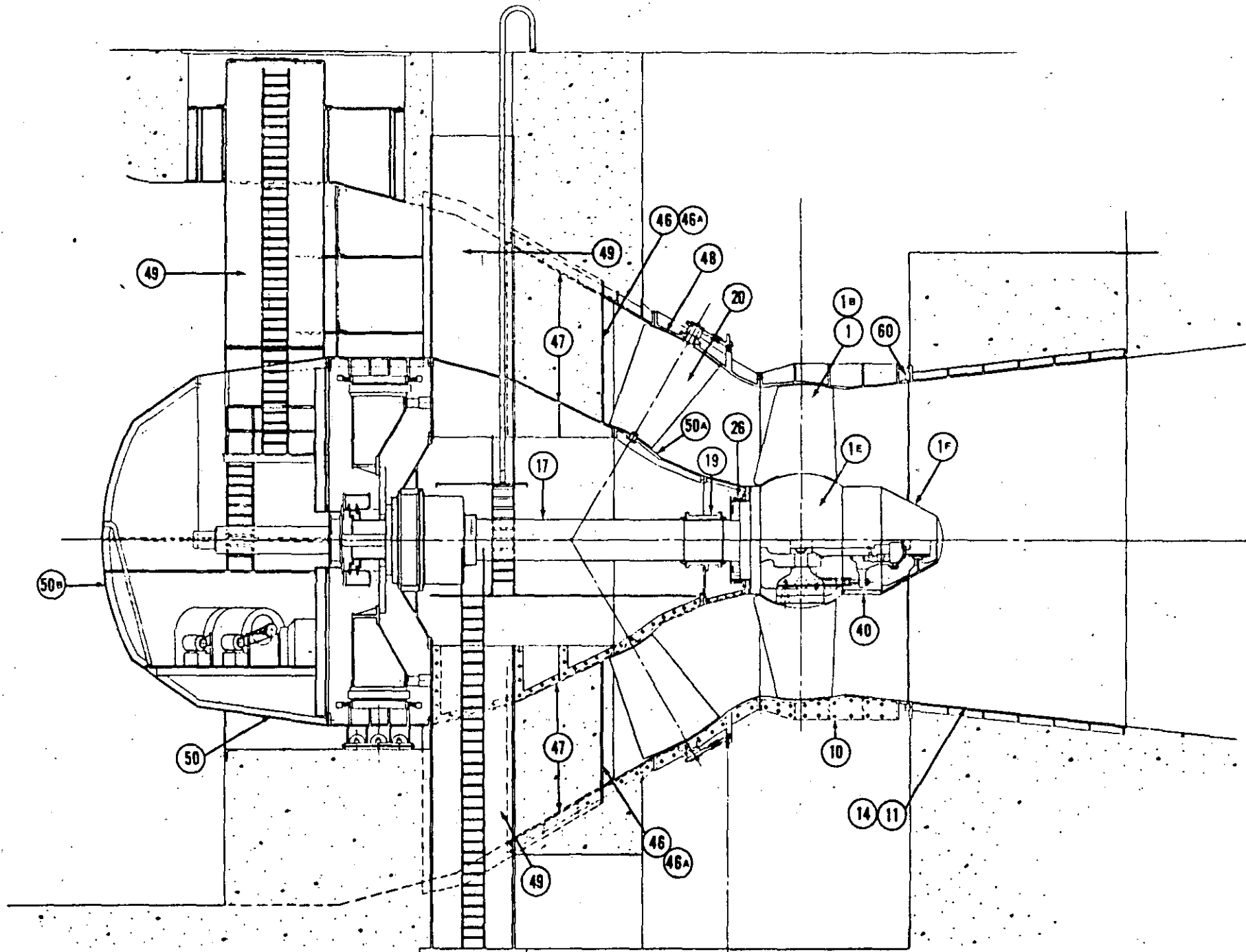


FIG. III.7.- TURBINA BULBO, GENERADOR

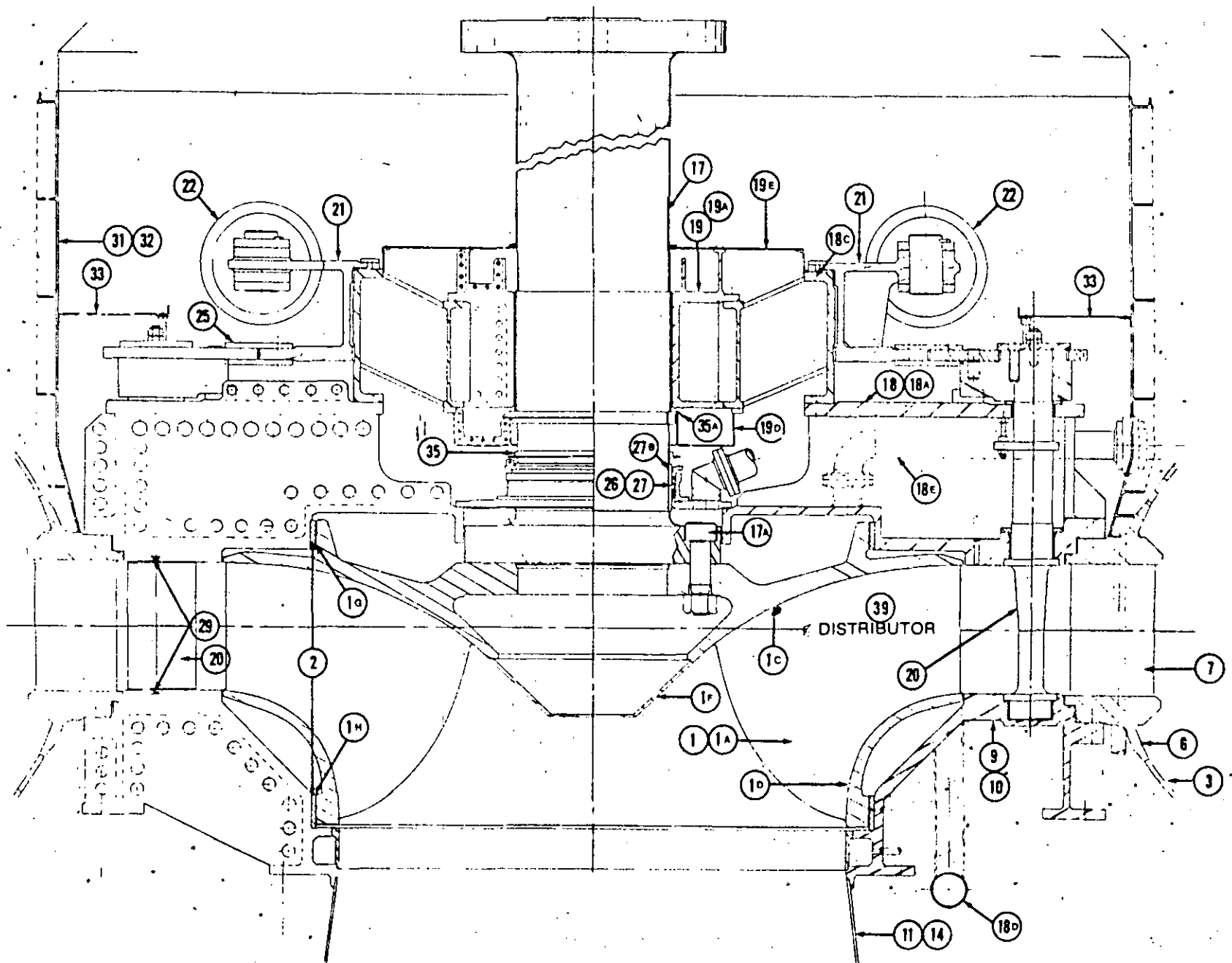


Fig. III.8.- Turbina Francis Reversible
(Bomba/Turbina)

turbina o bien como bomba. Cuando trabaja como bomba, en un sentido, -- eleva el agua de un almacenamiento inferior a uno superior almacenando -- en esta forma energía potencial que emplea cuando opera como turbina, en el otro sentido.

El proceso registra pérdidas de energía, ya que el agua que pasa -- por la turbina produce menos energía que la necesaria para bombearla.

El sistema es de bajo rendimiento, pero su empleo resulta económico cuando se interconecta a un sistema eléctrico de gran capacidad termo--- eléctrica y/o nuclear, ya que puede emplearse energía fuera del pico de demanda para bombear y producir energía de mayor valor en las horas del pico.

El sistema registra también pérdidas de agua por evaporación, fil-- tración, etc., que es necesario reponer.

III.3.- Principios de clasificación.

Uno de los problemas que debe resolverse al proyectar una planta hi droeléctrica, es elegir el tipo y tamaño de turbina adecuado y su veloci dad óptima, adaptada a las condiciones particulares de gasto y caída --- efectiva.

La clasificación general se refiere exclusivamente al tipo de turbi na sin tomar en cuenta sus características particulares que permiten una selección racional. Esta primera fase del problema se simplifica basan-- dose en un parámetro, determinado para las mejores condiciones de efi--- ciencia, denominado "Coeficiente característico", el cual tiene un valor constante para una serie de máquinas similares y caracteriza la forma -- constructiva y las proporciones medias de cada tipo.

Para que exista similitud entre dos turbinas cualesquiera, -----

deberán cumplirse las siguientes relaciones:

- a).- Similitud geométrica.- Dos turbinas de diferente tamaño son geoméricamente similares si son proporcionales sus dimensiones homólogas, e iguales a una constante única de proporcionalidad denominada escala.
- b).- Similitud dinámica.- Los paralelogramos de velocidades a la entrada y salida del rodete móvil de dos turbinas cualesquiera deben guardar respectivamente una relación constante.

Si se cumplen los principios de similitud y se considera que las eficiencias permanecen constantes, se establecen las siguientes relaciones:

- a).- Las velocidades varían proporcionalmente con la raíz cuadrada de la caída.

$$V = \kappa(2gH)^{1/2}, \text{ es decir: } v \propto H^{1/2} \text{ -----(III.1)}$$

- b).- El área de descarga del rodete varía proporcionalmente con el cuadrado de su diámetro.

$$A = \kappa_1 D^2, \text{ es decir: } A \propto D^2 \text{ -----(III.2)}$$

- c).- El gasto es proporcional al producto del diámetro al cuadrado por la raíz cuadrada de la caída.

$$Q = Av, \text{ es decir: } Q \propto D^2 H^{1/2} \text{ -----(III.3)}$$

- d).- La potencia es proporcional al producto del gasto por la caída, cuando la eficiencia de la turbina (η_1) permanece constante:

$$P = \kappa_3 QH, \text{ es decir: } P \propto D^2 H^{3/2} \text{ -----(III.4)}$$

e).- La velocidad tangencial (u) de un punto del rodete varía proporcionalmente con el producto de la velocidad de rotación (N) por su distancia al centro.

$$u = \pi DN/60, \text{ es decir: } u \propto DN \text{ -----(III.5)}$$

$$\text{por ser } (u) \text{ una velocidad: } u \propto H^{1/2}$$

f).- La velocidad de rotación de una turbina varía proporcionalmente con la relación de la raíz cuadrada de la caída al diámetro del rodete.

$$\text{Como } u \propto H^{1/2} \propto DN : N \propto H^{1/2} / D \text{ -----(III.6)}$$

III.3.1.- Coeficiente característico.

De las ecuaciones (III.4) y (III.6) se obtiene:

$$N \propto P^{-1/2} H^{5/4} \text{ -----(III.7)}$$

o bien, en forma de ecuación:

$$N = K P^{-1/2} H^{5/4} \text{ -----(III.8)}$$

$$K = N P^{1/2} H^{-5/4} \text{ -----(III.9)}$$

Esta última ecuación expresa el coeficiente característico, significa que, para todas las turbinas que sean geoméricamente semejantes y --operando en condiciones hidráulicamente similares con eficiencias iguales, su valor es constante.

Las dimensiones del coeficiente característico dependen del sistema de unidades empleado.

Coeficiente de velocidad periférica:

Otro parámetro característico es: el coeficiente de velocidad periférica:

$$K_u = \pi D N/60(2gH)^{1/2} \text{ -----(III.10)}$$

Este expresa la relación entre la velocidad tangencial en la periferia del rodete y la velocidad a la entrada de la turbina.

III.3.2.- Turbina específica.

Se denomina así a una turbina homóloga reducida hasta un tamaño tal, que bajo una caída unitaria desarrolla una potencia unitaria. A su velocidad de rotación se le designa velocidad específica (N_s).

De la ecuación (III.8):

$$N_s = K \quad \text{-----(III.11)}$$

Sustituyendo en la ecuación (III.9):

$$N_s = N P^{1/2} H^{-5/4} \quad \text{-----(III.12)}$$

Como se observa en este caso particular, la velocidad específica-- es numericamente igual al coeficiente característico y por lo tanto es-- constante para todas las turbinas geoméricamente semejantes, cualquiera que sea su tamaño, bajo cualquier caída, funcionando todas ellas a su velocidad óptima correspondiente a sus dimensiones y caída.

Cabe mencionar que las unidades de N_s no son las mismas que las del coeficiente (K).

La velocidad específica para una turbina dada será función del gasto que pasa por ella. La máquina presentará diferentes características de funcionamiento según este gasto. Se considera como velocidad específica característica de la máquina, aquella que presente las mejores condiciones de eficiencia, es decir, cuando es numericamente igual al coeficiente característico ($N_s = K$).

III.3.3.- Turbina unitaria.

Se denomina así a una turbina homóloga de tamaño unitario, que bajo una caída unitaria desarrolla una potencia determinada (P_u).

III.3.4.- Relaciones de similitud.

Las expresiones planteadas anteriormente en el inciso III.2.1 , ---

permiten establecer las relaciones de similitud siguientes:

a).- Turbina específica:

$$\text{Velocidad: } N_s = N P^{1/2} H^{-5/4} \quad \text{-----(III.12)}$$

$$\text{Gasto: } Q_s = Q H/P \quad \text{-----(III.13)}$$

$$\text{Diámetro: } D_s = D H^{3/4} / P^{1/2} \quad \text{-----(III.14)}$$

b).- Turbina unitaria:

$$\text{Velocidad: } N_u = N D/H^{1/2} \quad \text{-----(III.15)}$$

$$\text{Gasto: } Q_u = Q/D^2 H^{1/2} \quad \text{-----(III.16)}$$

$$\text{Potencia: } P_u = P/D^2 H^{3/2} \quad \text{-----(III.17)}$$

c).- Otras relaciones frecuentemente usadas son:

$$N_s = N_u P_u^{1/2} \quad \text{-----(III.18)}$$

$$P_u = \kappa_3 Q_u = \eta_1 \kappa_2 Q_u \quad \text{-----(III.19)}$$

$$N_s = N_u (\eta_1 \kappa_2 Q_u)^{1/2} \quad \text{-----(III.20)}$$

$$P = \eta_1 \kappa_4 Q_u / N_u^3 \quad \text{-----(III.21)}$$

en donde κ_2 , κ_3 y κ_4 son constantes.

La experiencia práctica establece la relación entre la velocidad específica y la caída de diseño, es decir:

$$N_s = f(H) \quad \text{-----(III.22)}$$

la ecuación matemática entre estos dos parámetros depende de consideraciones técnico-económicas y de la experiencia del fabricante.

III.4.- Eficiencia.

Por eficiencia de la turbina (η_1) debe entenderse la que se obtiene al considerarse las pérdidas totales inherentes a la carcasa, la turbina

misma y el tubo de aspiración. Los valores de eficiencia garantizados - por un fabricante se basan en esta consideración.

Suponer que las eficiencias entre el modelo y el prototipo son iguales no es completamente correcto, ya que en realidad la eficiencia es mayor a medida que aumenta el tamaño.

Las diferencias en pérdidas y ligeras variaciones geométricas para una verdadera similitud, hacen necesario ajustes entre las eficiencias de las máquinas aparentemente homólogas.

Para determinar la eficiencia real del prototipo se utilizan diferentes fórmulas experimentales deducidas para la condición de óptima eficiencia; fuera de esta condición, no se tienen resultados experimentales.

Por ejemplo, la fórmula de Moody permite ajustar las eficiencias -- entre una turbina Francis y su modelo homólogo:

$$\eta_1 = 1 - (1 - \eta_0) (D_0 / D)^{1/4} (H_0 / H)^{1/2} \quad \text{-----(III.23)}$$

en donde:

η_1, η_0 = eficiencia del prototipo y del modelo, respectivamente.

D, D_0 = diámetro de descarga del prototipo y del modelo, respectivamente.

H, H_0 = carga efectiva en el prototipo y en el modelo, -- respectivamente.

La figura III.9, muestra curvas típicas de eficiencia para diversos tipos de turbinas.

III.5.- Tubo de aspiración

El tubo de aspiración; llamado también difusor, se emplea para conducir hacia el canal o túnel de desfogue los volúmenes de agua liberados por una turbina de reacción, además, permite:

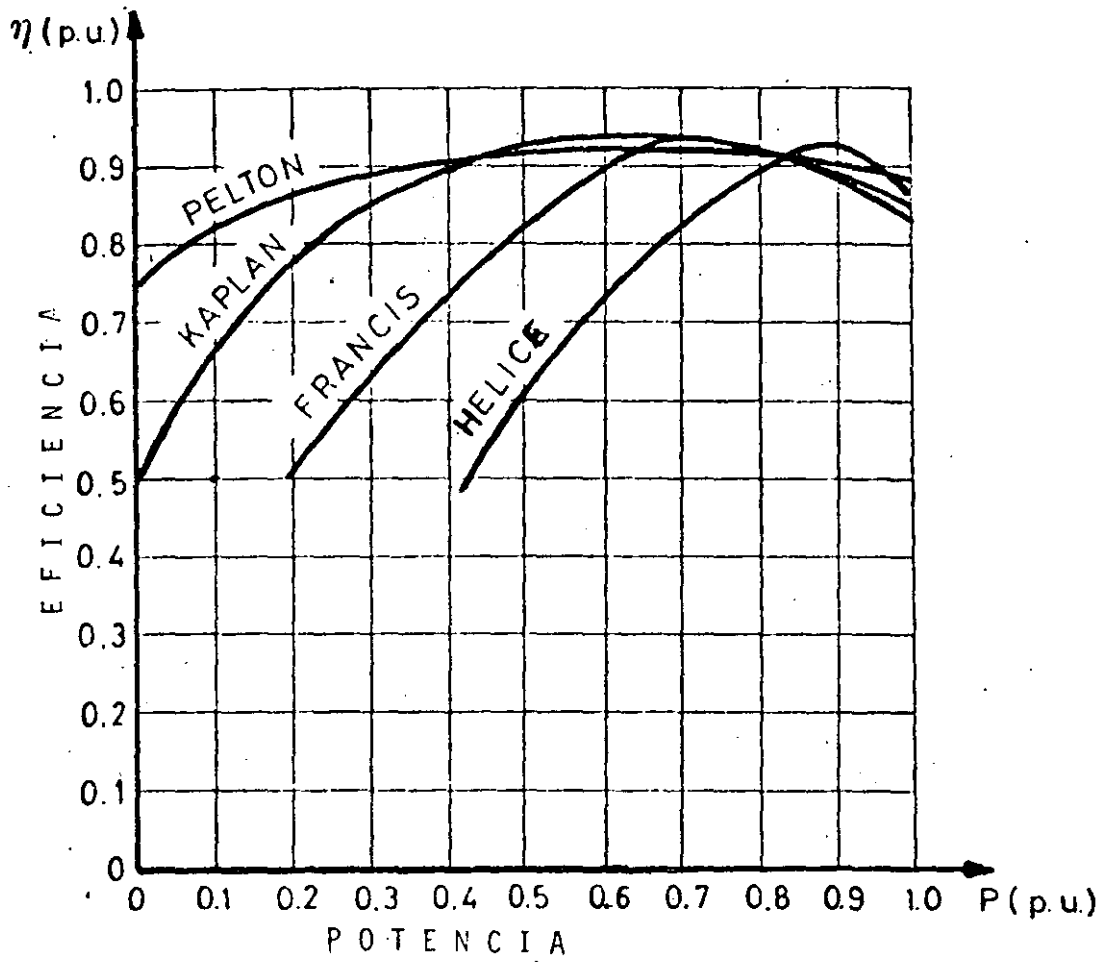


Figura III.9.- Curva típica de eficiência de diversos tipos de turbina.

- 1.- Utilizar la diferencia de elevaciones entre el diámetro mínimo de descarga del rodete de la turbina y el nivel del agua en el desfogue, llamada altura estática de aspiración (H_s).
- 2.- Recuperar, por su forma de expansión gradual (difusor), parte de la energía cinética del agua a la salida de la turbina. La caída recuperable se denomina altura dinámica de aspiración.

D. Thoma, basado en experimentos efectuados en los laboratorios hidráulicos de los fabricantes de turbinas Escher Wyys y Voith, desarrolló la expresión que determina la altura de aspiración máxima permisible por cavitación; despreciando la altura dinámica se tiene:

$$H_s = H_b - \sigma H_d \quad \text{-----(III.24)}$$

en donde:

H_s = altura máxima permisible por cavitación, en m.

H_b = $H_a - H_v$ = presión barométrica

H_a = presión atmosférica del lugar

H_v = presión de vaporización del agua correspondiente a su temperatura máxima.

H_d = caída de diseño (efectiva)

σ = coeficiente de cavitación (Thoma), adimensional.

El valor numérico del coeficiente de Thoma se determina experimentalmente en el laboratorio.

Existe una relación entre la velocidad específica y el coeficiente de Thoma:

$$\sigma = f(N_s) \quad \text{-----(III.25)}$$

su expresión matemática depende de la experiencia de cada fabricante.

Los resultados obtenidos en el modelo se acostumbra interpretarlos en termino de las características de la turbina unitaria, así:

$$\psi = f(Q_u, N_u, \phi) \quad \text{-----(III.32)}$$

$$\eta = f(Q_u, N_u, \phi) \quad \text{-----(III.33)}$$

Los valores así determinados, se presentan gráficamente en un sistema de ejes cartesianos, constituyendo curvas características de funcionamiento de una turbina denominadas Diagramas de colinas de eficiencia --- (Fig. III.11, III.12 y III.13).

Se acostumbra complementar los diagramas con los valores constantes de la velocidad específica, así como, con las curvas que representan el coeficiente permisible de cavitación de Thoma.

Los diagramas de colinas de eficiencia se trazan en función de N_u y Q_u o de N_u y P_u y permiten determinar las características del prototipo bajo cualquier condición de operación.

III.10.- Velocidad de desboque.

También llamada velocidad de fuga, es la velocidad que adquiere la turbina, operando con el distribuidor totalmente abierto, cuando el generador se desconecta del sistema eléctrico y el gobernador no funciona.

La máxima velocidad de fuga ($N_{f\text{máx}}$) se presenta a carga máxima ($H_{\text{máx}}$), se determina con la siguiente expresión:

$$N_{f\text{máx}} = N_f (H_{\text{máx}}/H_d)^{1/2}$$

Esta velocidad no debe exceder un valor límite, depende del diseño de la turbina así como del generador y varía de un fabricante a otro.

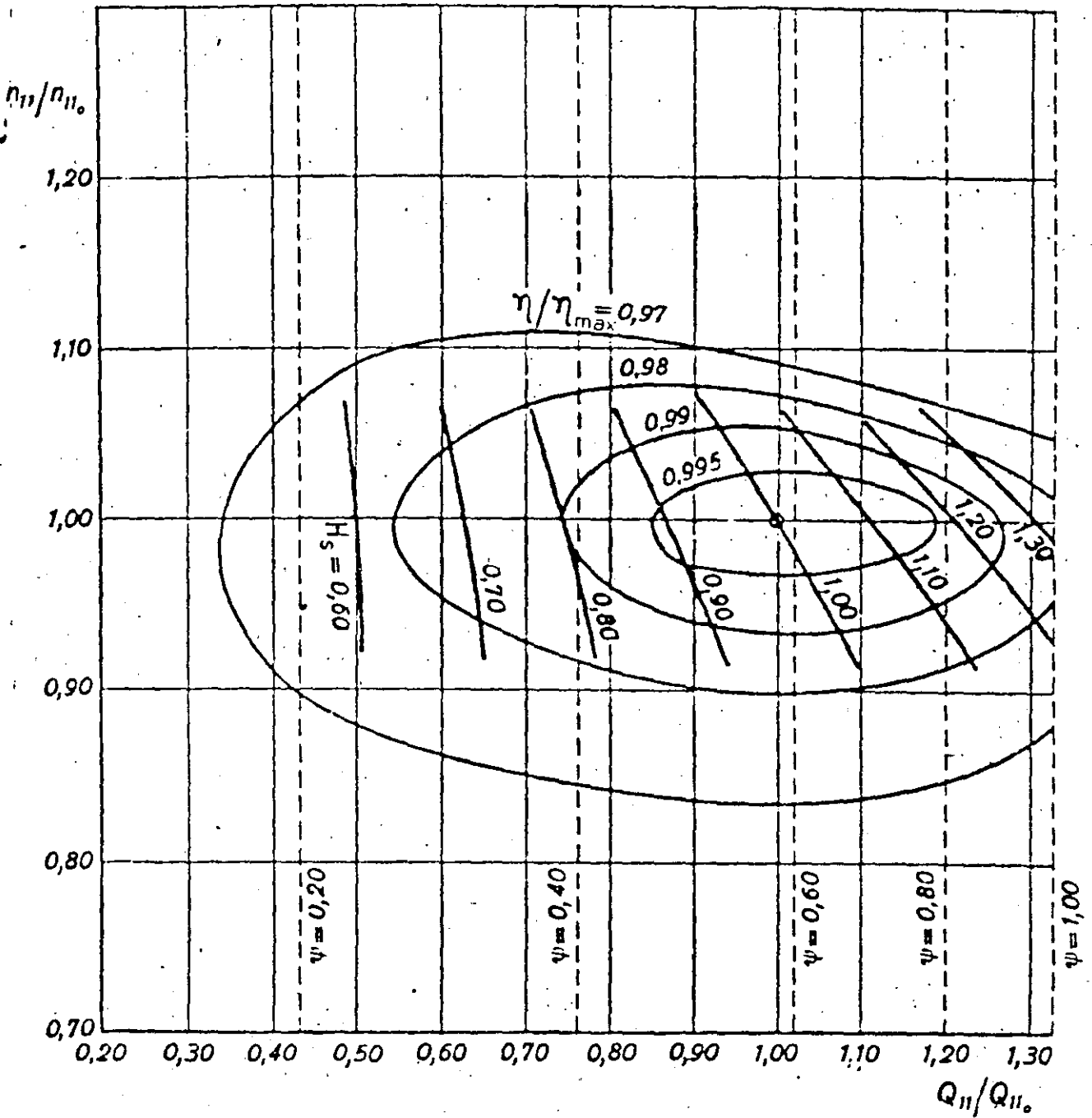


Figura III.11.- DIAGRAMA DE COLINAS DE EFICIENCIA DE UNA TURBINA PELTON.

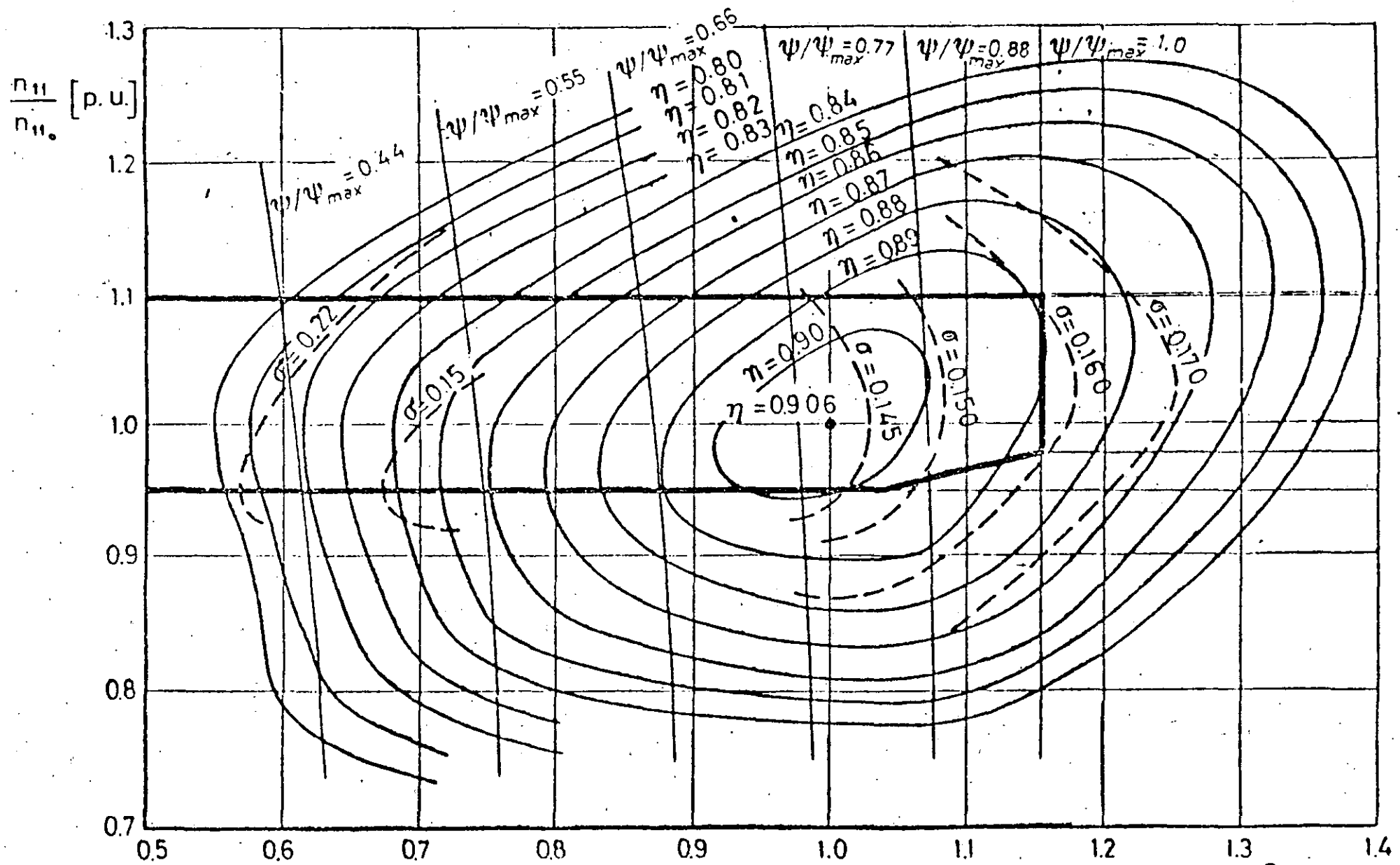


Figura III.12.- DIAGRAMA DE COLINAS DE EFICIENCIA DE UNA TURBINA TIPO FRANCIS.

$\frac{Q_{11}}{Q_{11_0}}$ [p.u.]

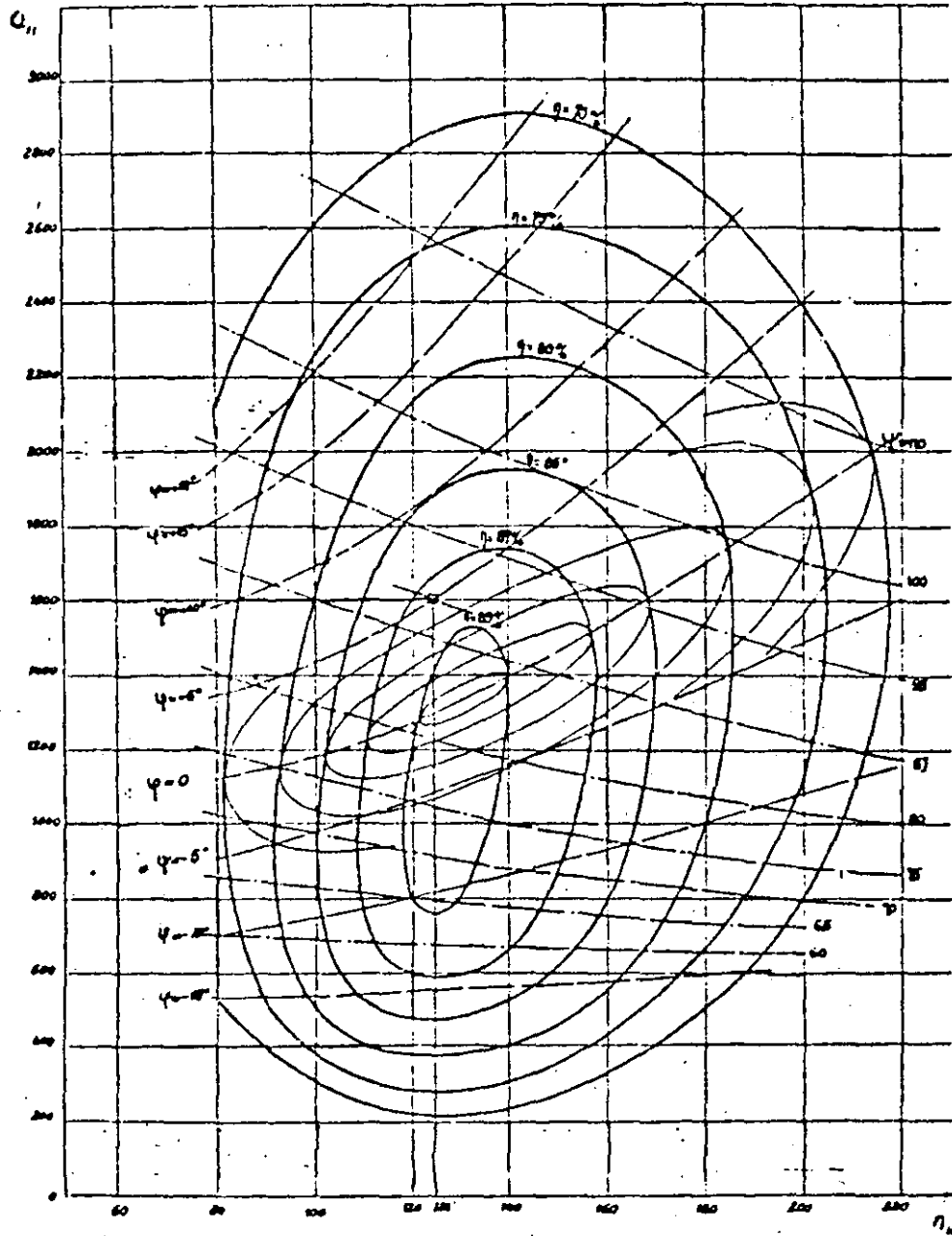


Figura III.13.- DIAGRAMA DE COLINAS DE EFICIENCIA DE UNA TURBINA TIPO KAPLAN.

IV.- INFORMACION GENERAL REQUERIDA

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

1.- Principales características del sitio

- Localización geográfica; ubicación e influencia mutua -- con otras obras en operación, construcción o en etapa de planeación.
- Hidrológicas, topográficas y geológicas.
- 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 la navegación.
- Elevaciones-gastos en la zona de desfoque 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.

V.- SELECCION DE LA TURBINA

Considerando por ejemplo un desarrollo con presa de almacenamiento, el análisis de la información hidrológica conjuntamente con las características topográficas (curva-elevaciones-área-capacidades del vaso) permiten determinar, dentro de límites económicos, la altura y tipo de la cortina y las características de la obra de excedencias más adecuadas -- para lograr el mejor aprovechamiento del agua, es decir, definida la altura de la cortina y la capacidad útil, implícitamente se definen los niveles máximo y mínimo de operación y el gasto medio aprovechable (Q_m).

Los estudios de funcionamiento del vaso permiten estimar la potencia media y generación media anual disponible en un sitio en particular. El porcentaje de la potencia disponible que puede ser económicamente desarrollado depende de las limitaciones impuestas por las turbinas y las estructuras auxiliares.

V.1.- Definiciones.

Desde el punto de vista de la planta hidroeléctrica deben definirse los conceptos siguientes:

Potencia firme.- Es aquella que la planta puede suministrar en forma continua durante un período de tiempo determinado.

Potencia garantizada.- Es la potencia máxima que la planta puede suministrar cuando las turbinas operan bajo la caída mínima.

Potencia instalada ó 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, se expresa en KW o 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, aproximadamente, 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 planta es:

$$P = n P_g = n \eta_2 P_t \quad \text{-----}(V.1)$$

$$P = n \eta_1 \eta_2 \kappa_2 Q H_n \quad \text{-----}(V.2)$$

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

κ_2 = constante (depende del sistema de unidades)

H_n = caída neta = $\eta_3 H_g$

η_3 = eficiencia de la conducción.

H_g = caída bruta

V.2.- 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 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 y su costo es aproximadamente el mínimo.

La tendencia actual es emplear un número reducido de unidades de gran capacidad, ya que éstas tienen mejores eficiencias y se logran considerables economías de escala.

V.3.- Procedimiento

El procedimiento que a continuación se expone permite determinar las características de las turbinas, válidas para estudios preliminares en etapa de factibilidad; se basa en las tendencias actuales de un gran número de fabricantes, determinadas estadísticamente por F. de Siervo, F. de Leva y A. Lugaresi.

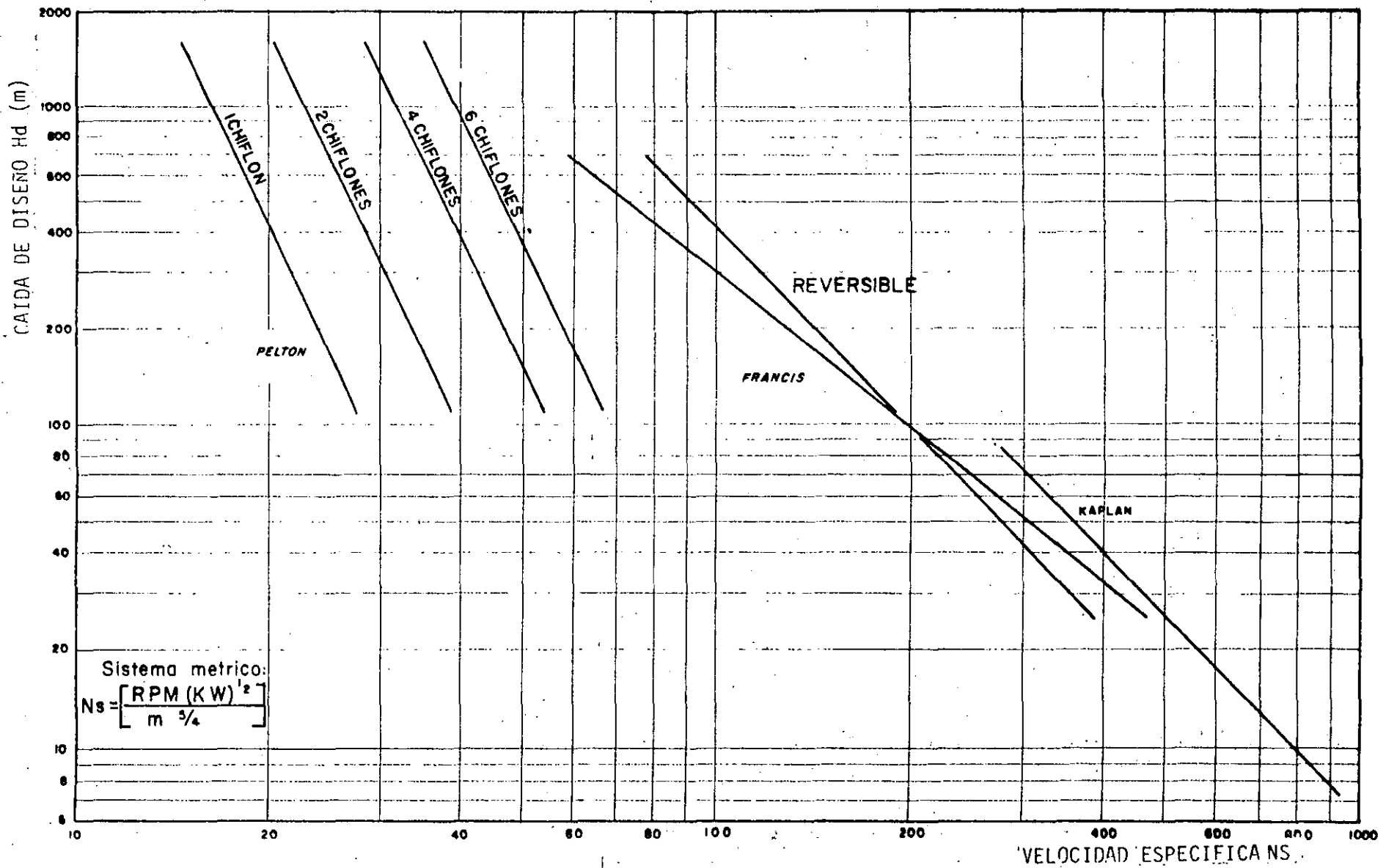
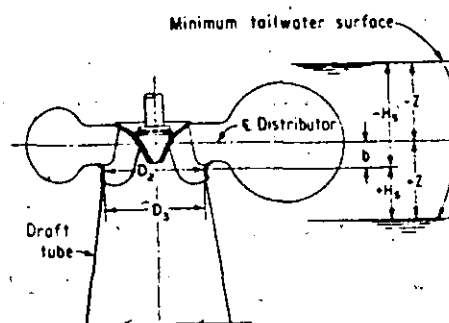


FIG. V.2.- CURVA CAIDA-VELOCIDAD ESPECIFICA, PARA DIFERENTES TIPOS DE TURBINAS

PRESION ATMOSFERICA		
ALTITUD metros	H_a mm of H_g	H_a M of H_2O
0	760.00	10.351
500	715.99	9.751
1 000	674.07	9.180
1 500	634.16	8.637
2 000	596.18	8.120
2 500	560.07	7.628
3 000	525.75	7.160
3 500	493.15	6.716
4 000	462.21	6.295

PROPIEDADES DEL AGUA			
TEMP °F	Hv FEET	TEMP °C	Hv metros
40	0.28	5	0.089
50	0.41	10	0.125
60	0.59	15	0.174
70	0.84	20	0.239
80	0.17	25	0.324



H_a = Presión atmosférica, m.

H_v = Presión de vaporización del agua, correspondiente a la temperatura máxima del agua esperada, m.

H_b = Presión barométrica, $H_b = H_a - H_v$

Figura V.3.- Presión atmosférica y presión de vaporización del agua.

(Fuente: U.S.B.R.)

V.3.1.- Características y dimensiones de turbinas Francis.

Las características y dimensiones de una turbina tipo Francis se de terminan estadísticamente en función de la velocidad específica (N_s) cuya expresión es:

$$N_s = 3470 H_d^{-0.625}$$

a).- Altura de aspiración (H_s):

$$H_s = H_b - \sigma H_d, \text{ en m.}$$

donde:

$$\sigma = 7.54 \times 10^{-5} N_s^{1.41} = \text{coeficiente de cavitación.}$$

$$H_b = H_a - H_v = \text{presión barométrica, en m.}$$

La presión atmosférica (H_a) y la presión de vaporización del agua (H_v), se determinan en metros de columna de agua en la figura V.3.

b).- Velocidad de fuga (N_f):

$$N_f = (1.52 + 1.52 \times 10^{-3} N_s) N, \text{ en rpm.}$$

$$N_{f\text{máx}} = N_f, \text{ si } H_{\text{máx}}/H_d \leq 1.10$$

$$N_{f\text{máx}} = N_f (H_{\text{máx}}/H_d)^{1/2}, \text{ si } H_{\text{máx}}/H_d > 1.10$$

c).- Dimensiones del rodete en metros:

Las dimensiones se indican en la figura V.4

Diámetro de descarga (D_3):

$$D_3 = 84.5 K_u H_d^{1/2} / N, \text{ en m.}$$

donde:

K_u = coeficiente de velocidad periférica

$$K_u = 0.31 + 2.5 \times 10^{-3} N_s$$

$$D_1/D_3 = 0.4 + (94.5/N_s)$$

$$D_2/D_3 = 1/(0.96 + 38 \times 10^{-5} N_s)$$

$$H_1/D_3 = 0.094 + 0.00025 N_s$$

$$\text{Si, } 50 < N_s < 110: H_2/D_3 = -0.05 + (42/N_s)$$

$$\text{Si, } 110 < N_s < 350: H_2/D_3 = 1/(3.16 - 0.0013 N_s)$$

d).- Dimensiones de la carcaza, en metros:

Las dimensiones de la carcaza dependen esencialmente de la velocidad a la entrada de la misma (v), cuyo valor estadístico es:

$$v = 84.5 N_S^{-0.44}, \text{ m/seg.}$$

Las dimensiones generales se indican en la figura V.4 y son respectivamente:

$$A/D_3 = 1.2 - (19.56/N_S)$$

$$B/D_3 = 1.1 + (54.8/N_S)$$

$$C/D_3 = 1.32 + (49.25/N_S)$$

$$D/D_3 = 1.50 + (48.8/N_S)$$

$$E/D_3 = 0.98 + (63.60/N_S)$$

$$F/D_3 = 1.00 + (131.4/N_S)$$

$$G/D_3 = 0.89 + (96.5/N_S)$$

$$H/D_3 = 0.79 + (81.75/N_S)$$

$$I/D_3 = 0.1 + 0.00065 N_S$$

$$L/D_3 = 0.88 + 0.00049 N_S$$

$$M/D_3 = 0.60 + 0.000015 N_S$$

e).- Dimensiones del tubo difusor, en metros:

Las dimensiones del tubo difusor dependen del diámetro de descarga del rodete (D_3) y de la velocidad absoluta a la entrada del tubo difusor, la cual corresponde a la velocidad de descarga del rodete (v_1); el valor estadístico de esta velocidad es:

$$v_1 = 8.74 + (248/N_S), \text{ en m/seg.}$$

Las dimensiones generales se indican en la figura V.4 y corresponden a:

$$N/D_3 = 1.54 + (203.5/N_S)$$

$$O/D_3 = 0.83 + (140.7/N_S)$$

$$P/D_3 = 1.37 - 0.00056 N_s$$

$$Q/D_3 = 0.58 + (22.6/N_s)$$

$$R/D_3 = 1.6 - (0.0013/N_s)$$

$$S/D_3 = N_s/(-9.28 + 0.25 N_s)$$

$$T/D_3 = 1.50 + 0.00019 N_s$$

$$U/D_3 = 0.51 - 0.0007 N_s$$

$$V/D_3 = 1.10 + (53.7/N_s)$$

$$Z/D_3 = 2.63 + (33.8/N_s)$$

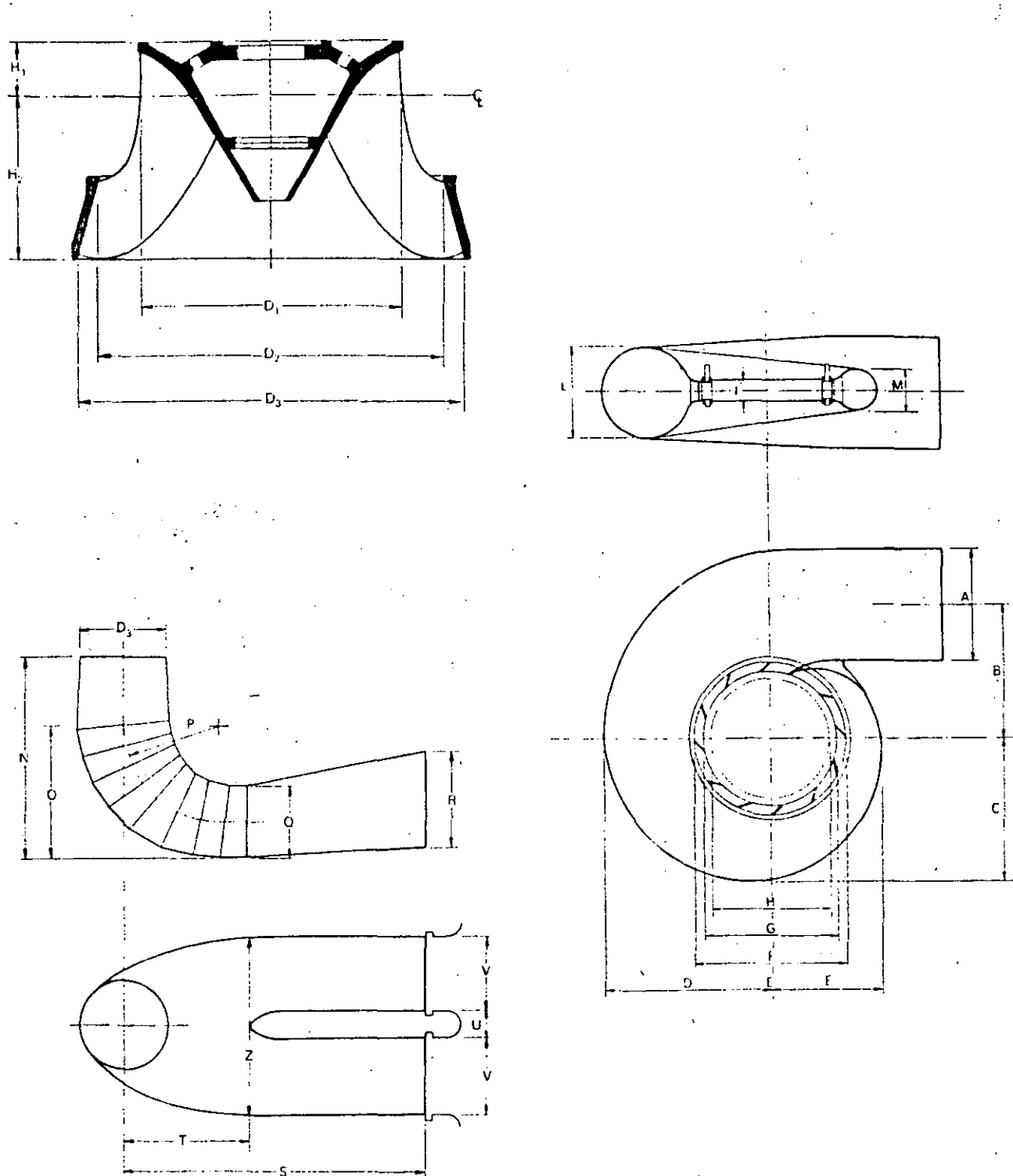


FIG. V.4.- DIMENSIONES DE TURBINAS FRANCIS

V.3.2.- Características y dimensiones de turbinas Hélice y Kaplan.

Las características y dimensiones de las turbinas Hélice y Kaplan, se determinan estadísticamente en función de la velocidad específica (N_s), cuya expresión es:

$$N_s = 2419 H_d^{-0.489}$$

a).- Altura de aspiración (H_s):

$$H_s = H_b - \sigma H_d, \text{ en m.}$$

$$\sigma = 6.40 \times 10^{-5} N_s^{1.46}$$

donde:

$$H_b = H_a - H_v = \text{presión barométrica, en m.}$$

La presión atmosférica (H_a) y la presión de vaporización del agua (H_v), se determina en metros de columna de agua en la figura V.3.

b).- Velocidad de fuga (N_f):

$$N_f = (2.44 + 2.04 \times 10^{-4} N_s) N; N_{fm\acute{a}x} = N_f, \text{ si } H_{m\acute{a}x}/H_d^{1/2} \leq 1.1$$

$$N_{fm\acute{a}x} = N_f (H_{m\acute{a}x}/H_d)^{1/2}, \text{ si } H_{m\acute{a}x}/H_d > 1.10$$

c).- Dimensiones del rodete, en metros:

Las dimensiones se indican en la figura V.5.

Diámetro exterior del rodete ($D_{m\acute{a}x}$):

$$D_{m\acute{a}x} = 84.5 K_u H_d^{1/2} / N$$

donde:

K_u = coeficiente de velocidad periférica.

$$K_u = 0.79 + 1.61 \times 10^{-3} N_s$$

$$D_m/D_{m\acute{a}x} = 0.25 + (94.64/N_s)$$

$$H_m/D_{m\acute{a}x} = 6.94 N_s^{-0.403}$$

$$H_1/D_{m\acute{a}x} = 0.38 + 5.17 \times 10^{-5} N_s$$

d).- Dimensiones de la carcaza, en metros:

En este tipo de turbinas la carcaza puede adoptarse de acero o concreto. Para velocidades específicas que varíen entre 400 y 600, aproximadamente, ambos tipos de carcaza pueden emplearse, dependiendo su -----

elección de las características particulares de la planta.

Los valores antes mencionados de velocidad específica, corresponden aproximadamente a caídas de 35 y 15 metros.

Una carcasa de acero generalmente se adopta para caídas menores de 15 m y capacidades nominales de 70 MW; mientras que la carcasa de concreto se emplea para caídas hasta de 40 m con capacidades entre 50 y 100 MW.

La velocidad a la entrada de la carcasa es:

$$\text{Acero: } v_2 = 3.17 + (759.21/N_S) , \text{ m/seg.}$$

$$\text{Concreto: } v_3 = 2.44 - 1.19 \times 10^{-3} N_S , \text{ m/seg}$$

esto indica que la velocidad para carcasas de acero es del orden de 2.5 veces la correspondiente a carcasas de concreto. Para una misma velocidad específica, la velocidad a la entrada de una turbina Francis es aproximadamente 20% mayor que la correspondiente en una turbina Kaplan.

Carcasa de acero:

Carcasa de concreto

$$A_1/D_{\text{máx}} = 0.40 N_S^{0.20}$$

$$B_1/D_{\text{máx}} = 1.26 + 3.79 \times 10^{-4} N_S$$

$$C_1/D_{\text{máx}} = 1.46 + 3.24 \times 10^{-4} N_S$$

$$D_1/D_{\text{máx}} = 1.59 + 5.74 \times 10^{-4} N_S$$

$$E_1/D_{\text{máx}} = 1.21 + 2.71 \times 10^{-4} N_S$$

$$F_1/D_{\text{máx}} = 1.45 + (72.17/N_S)$$

$$G_1/D_{\text{máx}} = 1.29 + (41.63/N_S)$$

$$H_1/D_{\text{máx}} = 1.13 + (31.86/N_S)$$

$$I_1/D_{\text{máx}} = 0.45 - (31.80/N_S)$$

$$L_1/D_{\text{máx}} = 0.74 + 8.7 \times 10^{-4} N_S$$

$$M_1/D_{\text{máx}} = 1/(2.06 - 1.2 \times 10^{-3} N_S)$$

$$B_2/D_{\text{máx}} = 1/(0.76 + 8.92 \times 10^{-5} N_S)$$

$$C_2/D_{\text{máx}} = 1/(0.55 + 1.48 \times 10^{-5} N_S)$$

$$D_2/D_{\text{máx}} = 1.58 - 9.05 \times 10^{-5} N_S$$

$$E_2/D_{\text{máx}} = 1.48 - 2.11 \times 10^{-5} N_S$$

$$F_2/D_{\text{máx}} = 1.62 - 3.18 \times 10^{-5} N_S$$

$$G_2/D_{\text{máx}} = 1.36 + (7.79/N_S)$$

$$H_2/D_{\text{máx}} = 1.19 + (4.69/N_S)$$

$$I_2/D_{\text{máx}} = 0.44 - (21.47/N_S)$$

$$L_2/D_{\text{máx}} = 1.44 + (105.29/N_S)$$

$$M_2/D_{\text{máx}} = 1.03 + (136.28/N_S)$$

Para una velocidad específica dada, la carcasa de concreto tiene -- un ancho transversal menor que la carcasa de acero, del orden de un 24%-- en promedio.

e).- Dimensiones del tubo difusor, en metros:

Las dimensiones del tubo difusor dependen del diámetro de descarga-- del rodete de la turbina ($D_{m\acute{a}x}$) y de la velocidad de entrada al tubo --- (v_4); el valor estadístico de esta velocidad es:

$$v_4 = 8.42 + (250.25/N_S), \text{ en m/seg.}$$

Las dimensiones generales del tubo difusor se muestran en la figura V.5 y son, respectivamente:

$$H_t/D_{m\acute{a}x} = 0.24 + 7.82 \times 10^{-5} N_S$$

$$N/D_{m\acute{a}x} = 2.00 - 2.14 \times 10^{-6} N_S$$

$$O/D_{m\acute{a}x} = 1.40 - 1.67 \times 10^{-5} N_S$$

$$P/D_{m\acute{a}x} = 1.26 - (16.35/N_S)$$

$$Q/D_{m\acute{a}x} = 0.66 - (18.40/N_S)$$

$$R/D_{m\acute{a}x} = 1.25 - 7.98 \times 10^{-5} N_S$$

$$S/D_{m\acute{a}x} = 4.26 + (201.51/N_S)$$

$$T/D_{m\acute{a}x} = 1.20 + 5.12 \times 10^{-4} N_S$$

$$Z/D_{m\acute{a}x} = 2.58 + (102.66/N_S)$$

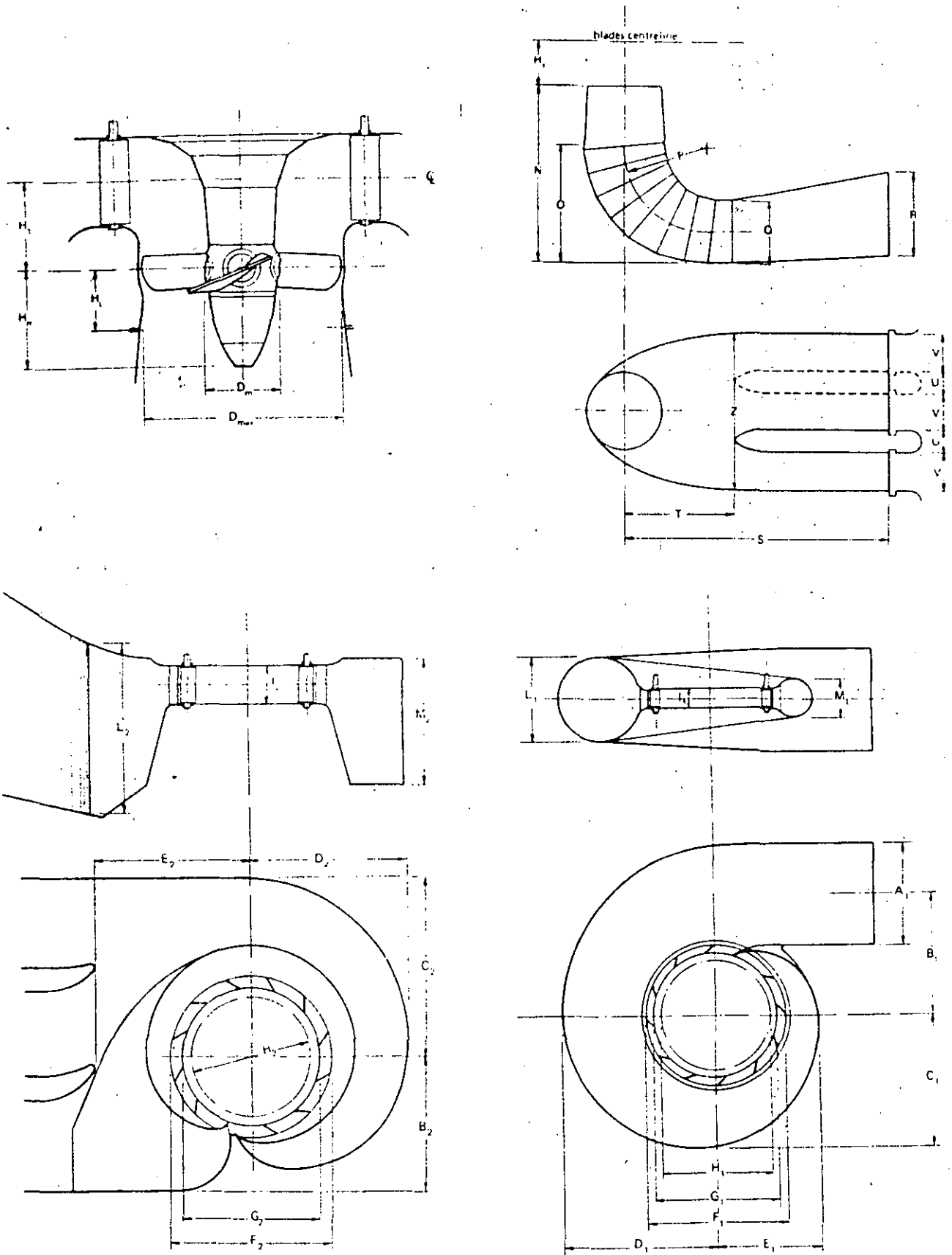


FIG. V.5.- DIMENSIONES DE TURBINAS HELICE Y KAPLAN

V.3.3.- Características y dimensiones de turbinas Pelton.

Las características y dimensiones de una turbina Pelton, se determinan en función de la velocidad específica correspondiente a un chiflón o inyector (N_{sj}), es decir:

$$N_{sj} = N(P_d/i)^{1/2} H_d^{-3/4}$$

$$N_{sj} = N_s/i^{1/2}$$

donde:

N_{sj} = velocidad específica de un chiflón

N_s = velocidad específica de la turbina

i = número de chiflones.

P_d = potencia de diseño de la turbina, en Kw.

$$P_d = 9.81 \eta_1 H_d Q$$

H_d = carga de diseño (neta), en m.

La expresión estadística obtenida por F. de Siervo y A. Lugaresi es:

$$N_{sj} = 85.49 H_d^{-0.243}$$

La tendencia actual indica que por razones de economía se eligen -- máquinas con la mayor velocidad específica posible para una caída dada, -- es decir, se prefieren máquinas con seis chiflones para minimizar los -- costos de los equipos electro-mecánicos y las obras civiles. Sin embar-- go, la selección del número de chiflones, debe tomar en cuenta la veloci-- dad periférica máxima permisible del rotor del generador, así como, el -- tamaño máximo posible de la rueda.

a).- Elevación de la línea de centros de la rueda:

La elevación de la turbina sobre el nivel del agua en el desfogue, -- está determinada por la necesidad de evitar cualquier interferencia en-- tre la rueda y la superficie del agua en la zona de descarga de la rueda,

tanto en condiciones de flujo establecido como durante los fenómenos --- transitorios. Así en este caso, H_s , corresponde a la distancia entre la línea de centros de la rueda y el máximo nivel del agua en la descarga; H_s no es una altura de aspiración, ya que la descarga se efectúa a presión atmosférica.

La expresión estadística es:

$$H_s = 1.87 + 2.24 Q/N_s$$

donde:

Q = gasto de la turbina, en m/seg.

N_s = velocidad específica de la turbina.

b).- Velocidad de fuga (N_f):

$$N_f = 1.76 \text{ a } 1.84 (N_{sj})N, \text{ en rpm.}$$

$$N_f = 1.80 (N_{sj})N; \text{ (promedio)}$$

c).- Dimensiones de la rueda, en metros.

Las dimensiones se indican en la figura V.6.

Diámetro de la rueda (D_2):

$$D_2 = 84.5 K_u H_d^{1/2} / N$$

donde:

K_u = coeficiente de velocidad periférica

$$K_u = \pi D_2 N / 60 (2gH_n)^{1/2}$$

estadísticamente:

$$K_u = 0.5445 - 0.0039 N_{sj}$$

Diámetro del chiflón (D_j):

$$D_j = D_2 N_{sj} / (250.74 - 1.796 N_{sj})$$

Otro coeficiente característico de las turbinas Pelton, es la relación del diámetro del chiflón al diámetro medio de la rueda, (D_j/D_2).

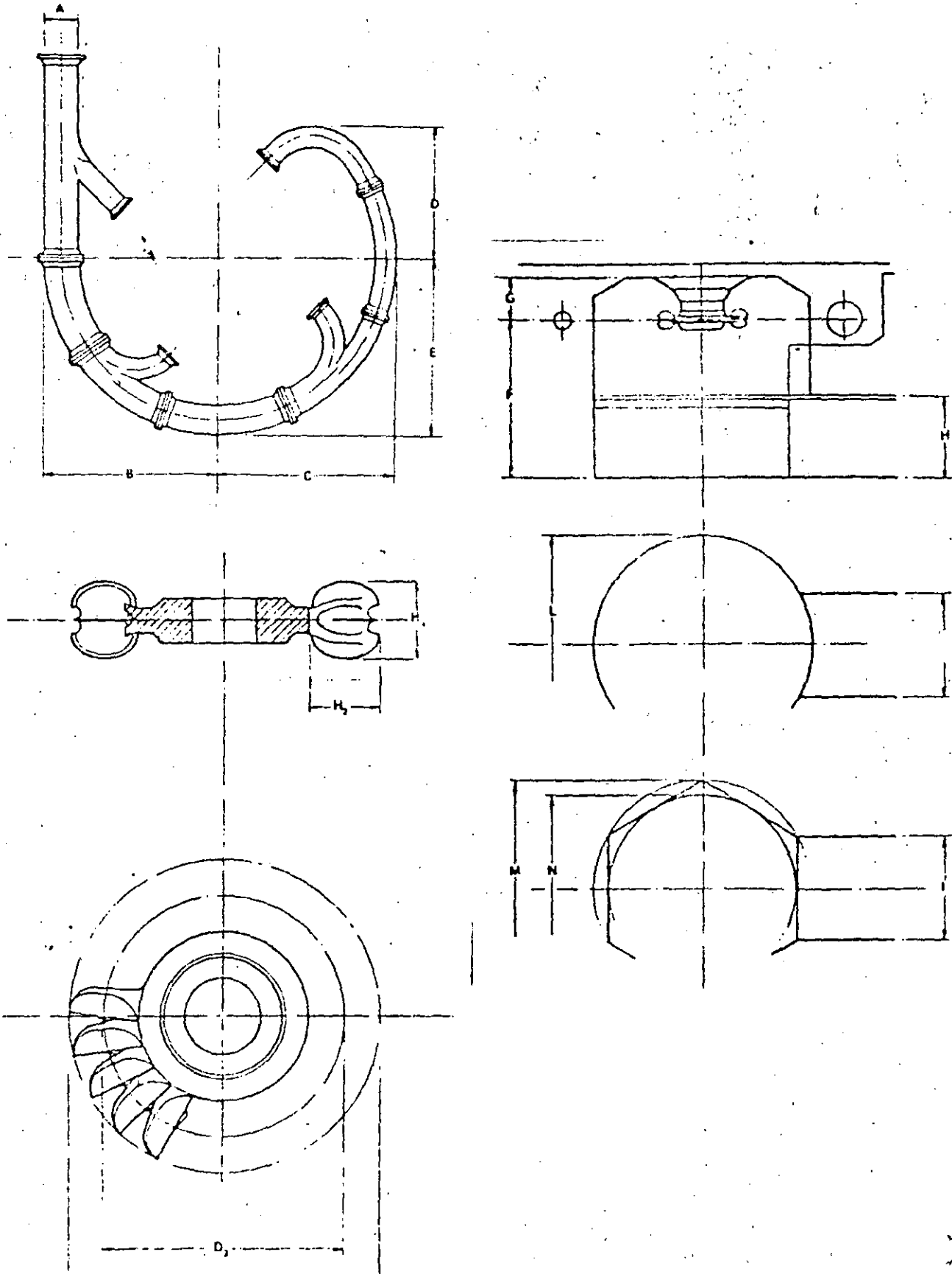


FIG. V.6.- DIMENSIONES DE TURBINAS PELTON

RELACION DE FIGURAS

- I.1 .- Estructuras que integran en general un aprovechamiento hidráulico
- I.2 .- Estructuras que integran en general un aprovechamiento hidroeléctrico
- II.1 .- Planta con conducción a superficie libre
- II.2 .- Planta con túnel a presión
- II.3 .- Planta a pie de presa
- III.1 .- Turbina Pelton - Sección
- III.2 .- Turbina Pelton - Planta
- III.3 .- Turbina Francis - Sección
- III.4 .- Turbina Francis - Sección
- III.5 .- Turbina Hélice - Sección
- III.6 .- Turbina Kaplan - Sección
- III.7 .- Turbina Bulbo - Sección
- III.8 .- Turbina Francis Reversible
- III.9 .- Curva típica de eficiencia de diversos tipos de turbina
- III.10.- Caídas de operación para turbinas de reacción
- III.11.- Diagrama de colinas de eficiencia de una turbina Pelton
- III.12.- Diagrama de colinas de eficiencia de una turbina Francis
- III.13.- Diagrama de colinas de eficiencia de una turbina Kaplan
- V.1 .- Tipo de turbina en función de la caída y del gasto.- Selección del tipo
- V.2 .- Curva caída - velocidad específica, para diferentes tipos de turbinas
- V.3 .- Presión atmosférica y presión de vaporización del agua
- V.4 .- Dimensiones de turbinas Francis
- V.5 .- Dimensiones de turbinas Hélice y Kaplan
- V.6 .- Dimensiones de turbinas Pelton.

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 and Son, Ltd., Londres
- " Modern trends in selecting and designing Kaplan turbines ".
por, F. de Siervo y F. de Leva, Water Power, diciembre 1977 y enero 1978



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

PROYECTO DE PLANTAS HIDROELECTRICAS

TEMA 3
POTENCIAL HIDROELECTRICO NACIONAL

ING. ROBERTO CARVAJAL RODRIGUEZ

OCTUBRE, 1985

PREFACIO

El 14 de agosto de 1937 fue 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 generación, transmisión y distribución de energía eléctrica, sin propósito de lucro y en beneficio de los intereses generales.

Tuvieron que transcurrir 23 años, desde la creación de la Comisión 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 Estados Unidos Mexicanos; se publicó en el Diario Oficial del 29 de diciembre del mismo año y a partir de ese momento la nacionalización de la industria eléctrica quedó consumada jurídica y financieramente.

La adición expresa: "Corresponde exclusivamente a la nación generar, conducir, transformar, distribuir y abastecer energía eléctrica 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 requieran 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 Inversiones 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"; éstos serán objeto de estudio en este curso.

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 Agustín Cárdenas Baro, 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

mismos que 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

que 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 antecedentes 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 antecedentes 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, teniéndose 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)

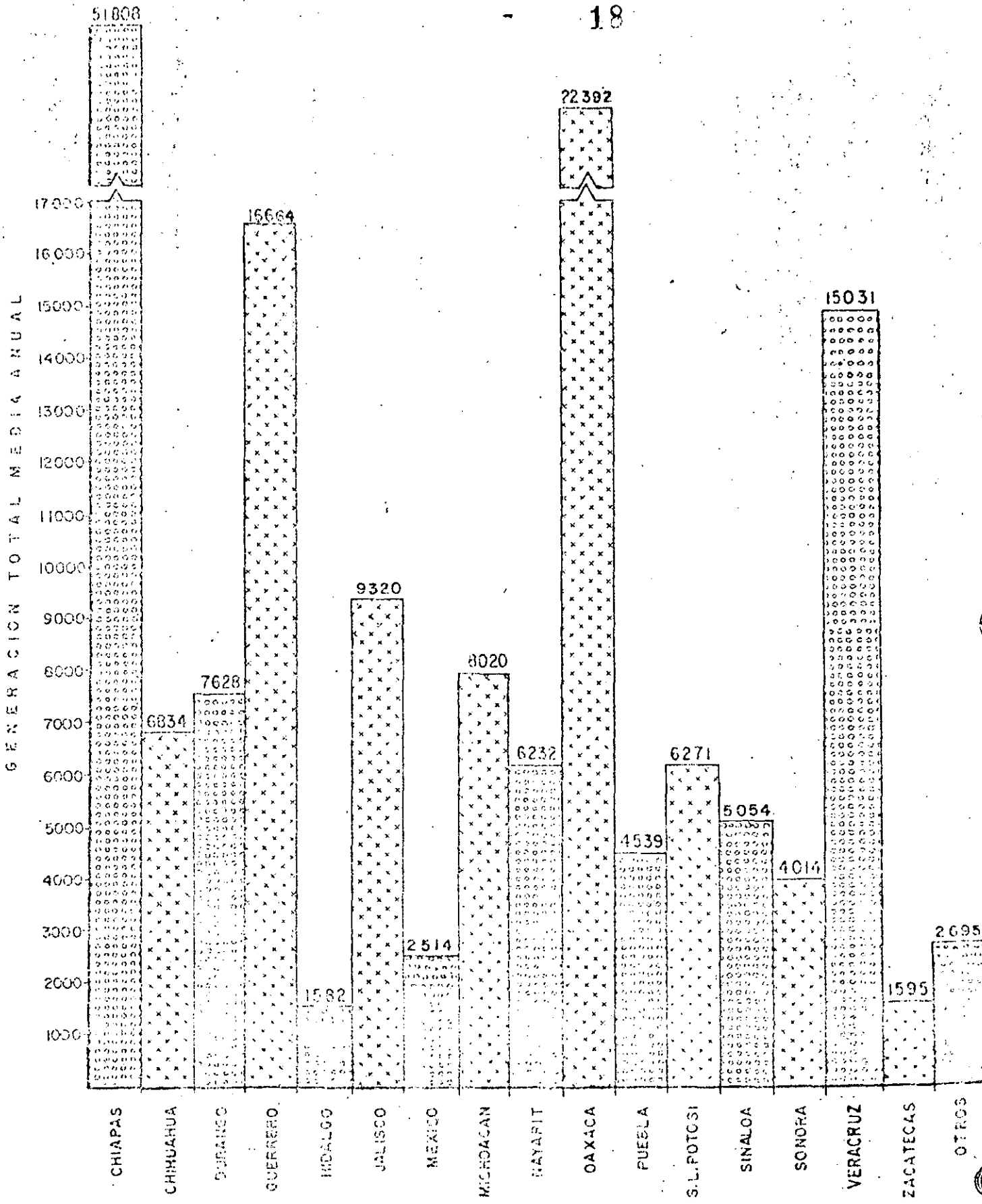
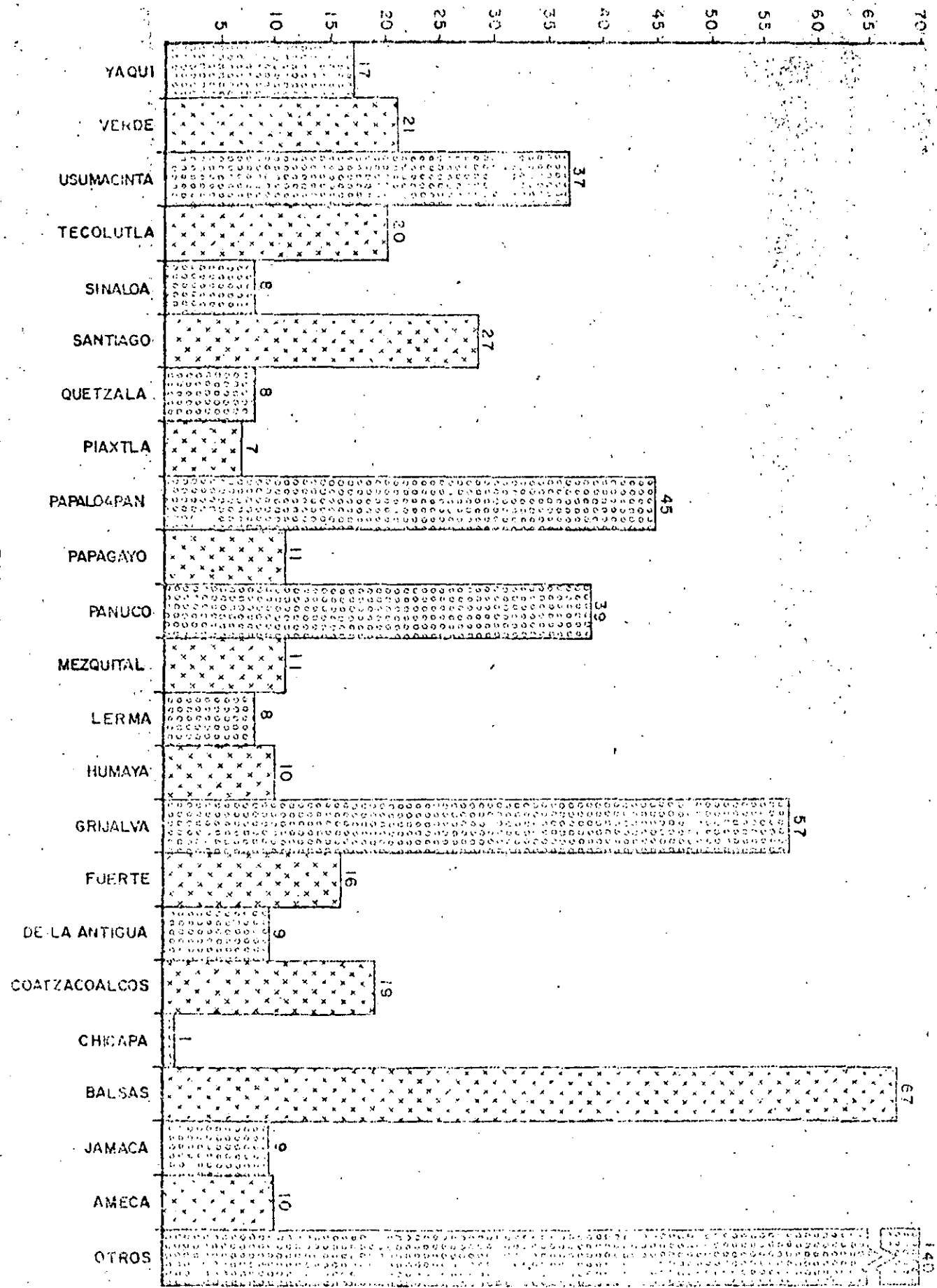


FIG. 7

NUMERO DE PROYECTOS



FIG

GENERACION TOTAL MEDIA ANUAL

2000 4000 6000 8000 10000 12000 14000 16000 18000 20000 22000 24000 26000

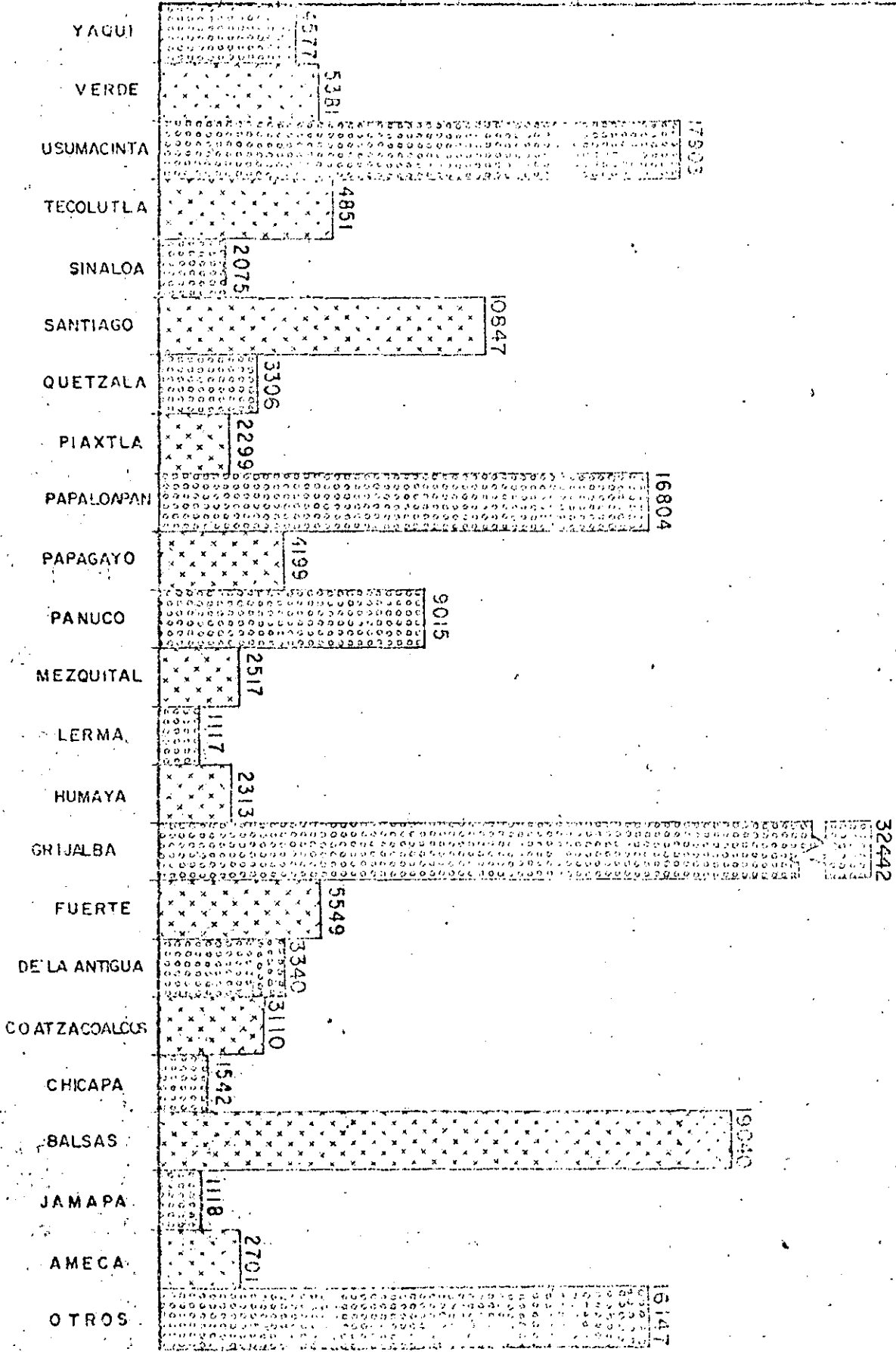
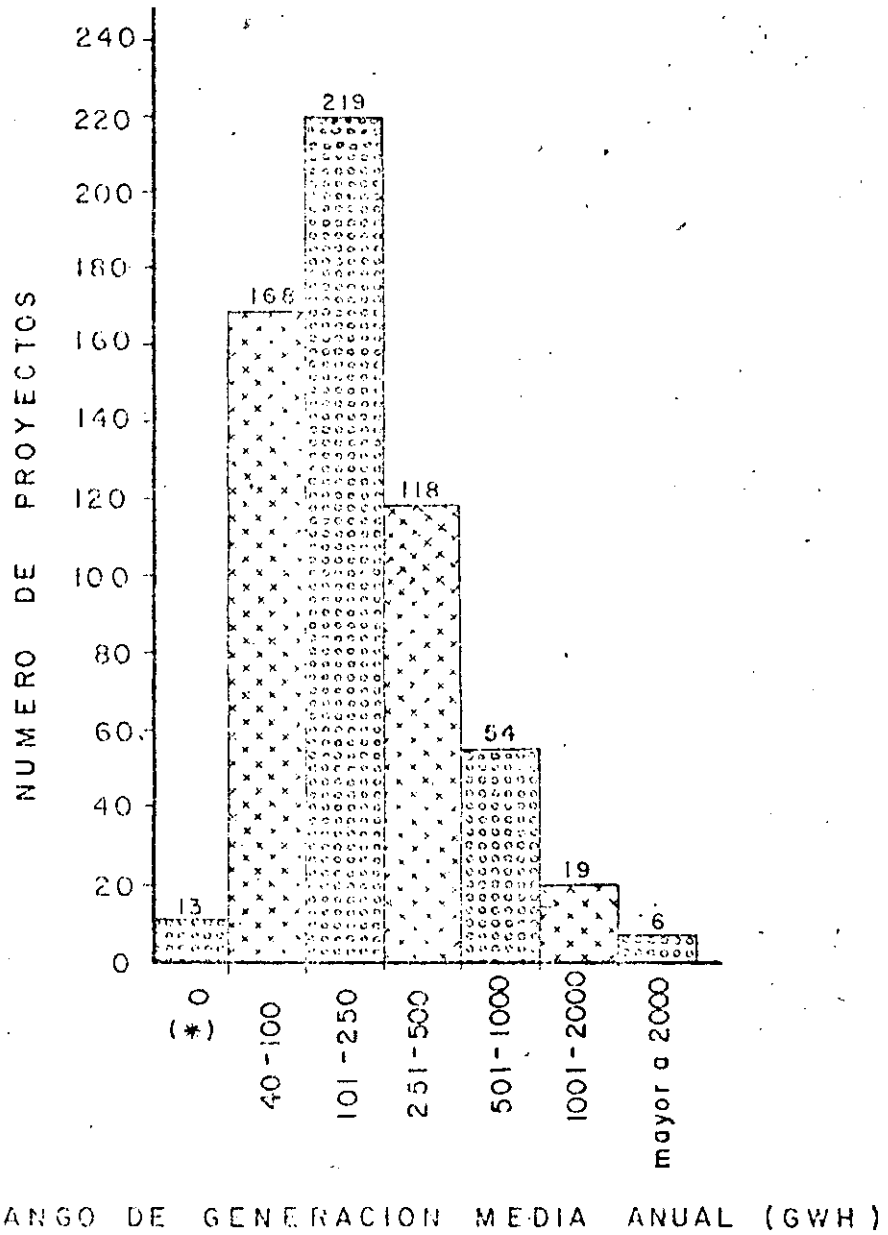


FIG. 9



REBOMBEO Y AMPLIACIONES A PLANTAS EN OPERACION Y PLANTAS SUSPENDIDAS

FIG. 10

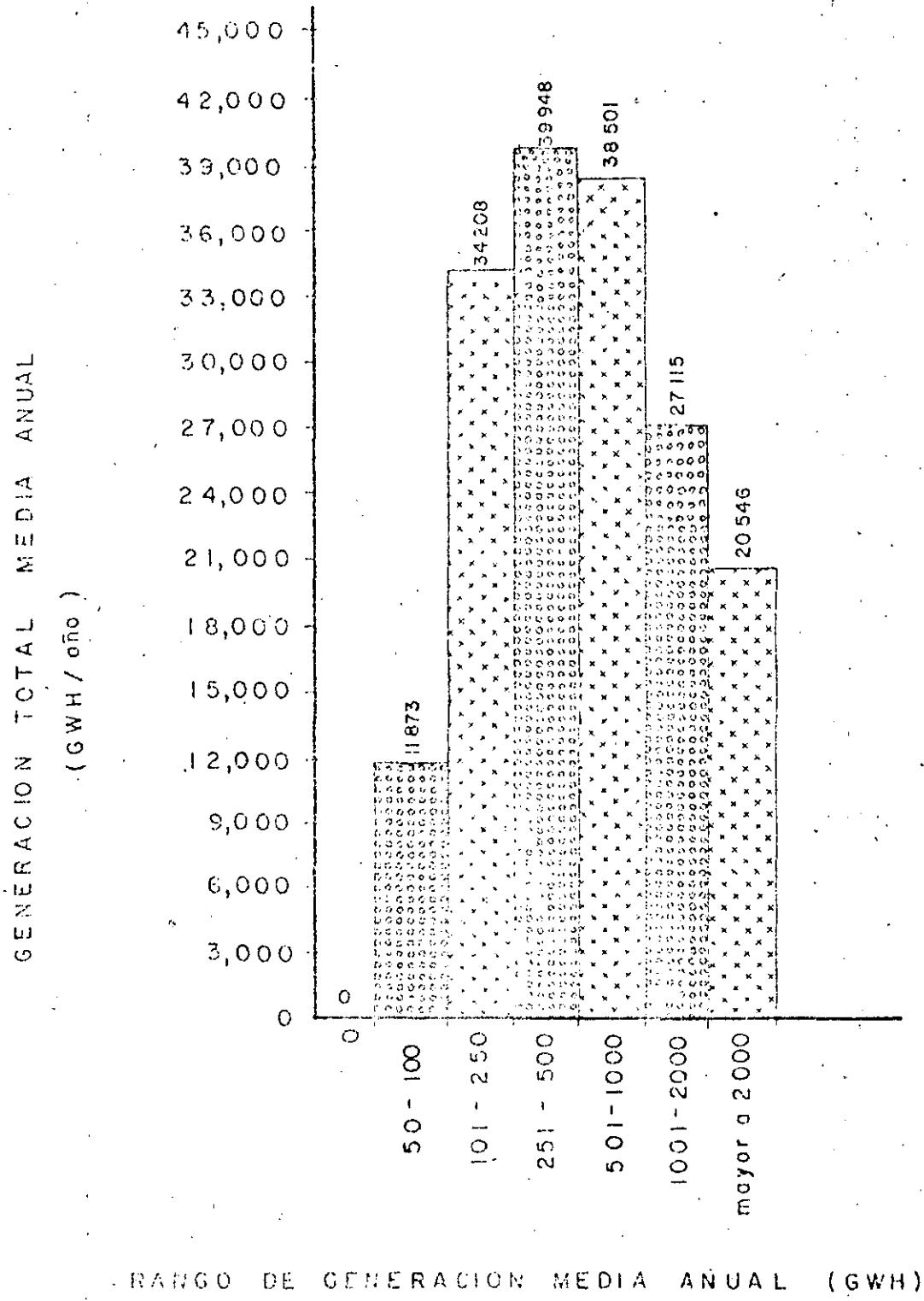


FIG. II



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

PROYECTO DE PLANTAS HIDROELECTRICAS

TEMA 4
ESTUDIOS DE INGENIERIA PRELIMINAR

ING. ROBERTO CARVAJAL RODRIGUEZ

OCTUBRE, 1985

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 RÁSGOS 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. PROPOSICION Y DESCRIPCION DE ESQUEMAS DE APROVECHAMIENTO

SE FORMULARAN 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 SE RÁ NECESARIO CONSIDERAR EL FUNCIONAMIENTO DE CADA PROYECTO DENTRO DEL SISTEMA INTEGRAL FORMADO POR TODOS LOS APROVECHAMIENTOS SITUADOS EN LA REGIÓN CONSIDERADA.

3. EVALUACION DEL CONJUNTO

SE CALCULARAN 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 VISION-, 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.

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.

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:

- 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 HIDROELECTRICO 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 MENOR RIES-

-SEGURIDAD

GO.

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 HIDROELECTROMECAANICOS, 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 ELECTROMECAÁNICO: (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 SOBREVOLUCIDAD.-

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

FOR OTRO LADO, DISMINUIR LA SOBREVELOCIDAD 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 SOBREVELOCIDAD 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.

- SUMINISTRO DE ENERGÍA ELÉCTRICA PARA CONSTRUCCIÓN.

SE CONSIDERARÁ LA ENERGÍA ELÉCTRICA QUE REQUIERE EL PROYECTO P 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:

$$\frac{\text{RELACIÓN COSTO TÉRMICA EQUIVALENTE}}{\text{COSTO PLANTA HIDROELÉCTRICA}}$$

$$\text{COSTO TÉRMICA EQUIVALENTE} - \text{COSTO HIDROELÉCTRICA}$$

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 HIDRO---ELÉCTRICO 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, (HIDROLOGÍCOS, 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 INTERCONECCIÓN 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 CONTENGA 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 DESFOGUE)	(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 SUSPENSION (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 ROTACION 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

0 5.1
GENERACION DE REGISTROS SISTETICOS

ING. OSCAR A. FUENTES MARILES

OCTUBRE, 1985

5.3a GENERACION DE REGISTROS SINTETICOS

En el estudio tradicional de los aprovechamientos hidráulicos, los registros históricos permiten el análisis de su funcionamiento durante los n años consignados, para luego de modificar algunas de sus partes efectuar nuevamente el análisis con los mismos datos disponibles. Este procedimiento se repite hasta encontrar el más adecuado funcionamiento del aprovechamiento hidráulico, y en el mejor de los casos, sólo indica lo que habría pasado en él si hubiera existido.

El estudio de los aprovechamientos hidráulicos puede ser enfocado de otra forma, al obtener un buen número de sus respuestas a una variedad de posibles condiciones, las que ayudan a tomar mejores decisiones respecto al aprovechamiento. Para esto se requiere de registros históricos largos que puedan

ser divididos en varios segmentos a partir de los cuales se estimen respuestas. Cuando no se cuenta con registros históricos largos se pueden obtener respuestas del aprovechamiento empleando registros simulados o sintéticos.

Para obtener registros sintéticos no se requieren mas datos que los considerados en el registro histórico, y para ser útiles deben mostrar una "semejanza" en términos de ciertas propiedades que caracterizan a este último, como es su estructura estadística definida por una serie de parámetros característicos de las mediciones pasadas y es predecible que no sean distintos en el futuro.

Muestra sintética

De la población de todas las mediciones posibles se puede obtener un gran número de muestras aleatorias utilizando los métodos de Monte Carlo, para lo cual se han propuesto diferentes modelos; cada una de las muestras obtenidas se llamará sintética.

Aunque los datos sintéticos no mejoran la información contenida en el registro histórico y reflejan los errores posibles en este último, permiten incrementar el alcance y la sensibilidad de evaluaciones de diseño cuando se usan de acuerdo con un análisis estadístico.

1. REGISTRO HISTORICO

Una secuencia de observaciones realizadas en el pasado ordenadas respecto al tiempo es un registro histórico, debido a esto, puede ser tratada como una serie cronológica.

En general, se considera al registro histórico compuesto de cinco partes diferentes, a saber:

- a) Media
- b) Tendencia
- c) Componente cíclica
- d) Componente autorregresiva
- e) Componente probabilística o ruido

La media es el promedio de los valores del registro, los que pueden propender a aumentar o disminuir progresivamente en el tiempo, esto es, pueden tener tendencia. La componente cíclica se refiere a las oscilaciones en torno a la media y a la tendencia.

La componente autorregresiva se refiere al grado de asociación entre las observaciones separadas un cierto número de unidades en el tiempo, mientras que la probabilística expresa a todas aquellas variaciones del registro histórico no atribuibles a alguna ley determinista (fig 1).

Estas partes se manifiestan de forma diferente de un registro histórico con datos mensuales a otro con datos diarios, ya que en estos últimos, la componente cíclica es más complicada y por lo que se refiere a la autorregresiva los datos pueden estar influenciados por varios de los anteriores, por ejemplo, el dato del día 8 puede depender de aquellos correspondientes a los días 4, 5, 6 y 7, mientras que en los mensuales casi siempre el dato de un mes solo depende de aquel del mes anterior. Es posible generalizar lo anterior para los datos anuales, semanales o de cualquier período, es decir, las partes del registro histórico tendrán características distintas según el intervalo de tiempo entre observaciones y la variabilidad del fenómeno.

Estas consideraciones serán de gran importancia cuando se trate su generación.

Muestra histórica

El registro histórico será considerado también, como una muestra aleatoria, una parte de la población constituida por todas las observaciones posibles. Del análisis de la información contenida en la muestra se podrán inferir ciertas propiedades que caracterizan a la población, entre las que están la distribución de sus valores y sus parámetros estadísticos.

Funciones de distribución de probabilidad

Una de las características que se quieren deducir de la muestra histórica es la descripción de la población lo que frecuentemente se hace en términos de la distribución de sus valores.

El comportamiento de una variable aleatoria es descrito por una función que asocia a ella la probabilidad de que sea menor o igual a un cierto valor.

En muchos problemas de hidrología se trata la función de densidad de probabilidad y es representada por $f(x)$.

Existen problemas en el que no solo interesa

$f(x)$ sino la probabilidad de que el valor de la variable aleatoria sea menor o igual de x . La función que asigna esta probabilidad a cada x del conjunto de valores de la variable aleatoria se denomina función de distribución de probabilidad y es indicada por $F(x)$.

En este trabajo son empleadas las funciones de distribución de probabilidad:

- a) Normal
- b) Lognormal
- c) Gamma

Función de densidad normal.

Una de las funciones utilizadas para determinar la densidad de probabilidad de una variable sea x está definida por la ecuación:

$$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2} \left(\frac{x-u}{\sigma}\right)^2} \quad (1)$$

La cual es conocida como función de densidad de probabilidad normal

Esta función posee algunas propiedades útiles para los fines de este trabajo entre las cuales están:

- a) Es sencilla la determinación de sus parámetros μ , σ .
- b) La suma de n variables aleatorias con distribución normal independientes con media* $\bar{x}_1, \bar{x}_2, \dots, \bar{x}_n$ y desviación estandar $\sigma_1, \sigma_2, \dots, \sigma_n$ da como resultado una variable aleatoria t con distribución normal con media $\bar{x} = \bar{x}_1 + \bar{x}_2 + \dots + \bar{x}_n$ y variancia $\sigma_t^2 = \sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \dots + \sigma_n^2$.
- c) Facilidad en su aplicación, el cambio de variable $z = \frac{x-\mu}{\sigma}$ hace que la ec.(.1) se escriba:

$$g(z) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2} z^2} \quad (2)$$

o sea de media cero y desviación estándar 1

Aunque su empleo en hidrología pueda estar restringido por el hecho de ser simétrica con respecto al parámetro μ y a

* Ver inciso 1.2

que está definida para valores desde menos infinito, lo que puede conducir a valores negativos de la variable aleatoria que no se justifican físicamente (esto puede suceder cuando $F(x)$ es conocida y se quiere determinar x); frecuentemente sirve al compararla con otras funciones de densidad y porque la mayor cantidad de los errores (medición, ajuste, etc.) tienen distribución normal.

Función de densidad lognormal

Cuando los logaritmos $\ln(x-a_L)$ de una variable x tienen densidad normal, entonces la densidad de x se dice que sigue una función de densidad lognormal que se define por:

$$f(x) = \frac{1}{\sigma_L \sqrt{2\pi}} \frac{1}{x-a_L} e^{-\frac{1}{2} \left(\frac{\ln(x-a_L) - u_L}{\sigma_L} \right)^2} \quad (3)$$

para $x > a_L$ o cero en caso contrario.

Unas de sus características más importantes son que tiene un límite inferior y que generalmente es asimétrica.

La distribución lognormal no posee las propiedades aditivas de la normal, es decir, la suma de variables con distribución lognormal no da una con distribución lognormal.

Cuando se emplean los logaritmos de las variables aleatorias la distribución lognormal es tratada como una normal, lo cual puede ser conveniente para utilizar las propiedades que esta última posee.

La distribución lognormal es un buen ajuste a un gran número de distribuciones en hidrología ya que por el hecho de ser asimétrica, y estar definida para valores positivos, la hace más versátil que la normal.

Función de densidad Gamma

Sea x una variable aleatoria continua, la cual tiene una función de densidad de probabilidad:

$$f(x) = \frac{1}{\beta^\alpha \Gamma(\alpha)} (x-\delta)^{\alpha-1} e^{-(x-\delta)/\beta} \quad \text{para } x > \delta \quad (4)$$

$$f(x) = 0 \quad \text{para } x < \delta$$

$$\Gamma(\alpha) = \int_0^\infty x^{\alpha-1} e^{-x} dx$$

Para su empleo es conveniente hacer el cambio de variable:

$$z = \frac{x - \delta}{\beta} \quad (5)$$

entonces la ec. (4) queda

$$g(z) = \frac{1}{\Gamma(\alpha)} z^{\alpha-1} e^{-z} \quad \text{para } z > 0 \quad (6)$$

o sea con sólo un parámetro, α

Su acumulada es llamada función gamma de un parámetro y posee la propiedad de que la suma de n variables independientes con distribución gamma con parámetros $\alpha_1, \alpha_2, \dots, \alpha_n$ es una variable con distribución gamma con parámetro $\alpha = \alpha_1 + \alpha_2 + \dots + \alpha_n$.

El uso de la distribución gamma en hidrología es tan común como el de la lognormal, desafortunadamente no es fácil calcular la probabilidad con la distribución gamma lo que la hace menos atractiva que la lognormal.

Parámetros estadísticos .

Se agruparán bajo este nombre algunas de las medidas correspondientes para describir un conjunto de datos o su distribución, como también otras para medir la relación entre dos conjuntos, los principales son los siguientes:

- a) Media
- b) Variancia
- c) Desviación estándar
- d) Coeficiente de variación
- e) Coeficiente de asimetría
- f) Covariancia y autocovariancia de orden k .
- g) Coeficiente de correlación cruzada y autocorrelación de orden k .

Para su evaluación, considerense las muestras históricas.

$$X = \{x_1, x_2, \dots, x_n\}$$

$$Y = \{y_1, y_2, \dots, y_n\}$$

- a) La media (\bar{x}) permite conocer el valor sobre el cual se agrupan los datos de un conjunto de observaciones, es una medida de tendencia central y está definida por:*

$$\bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^n x_i}{n}$$

(7)

- b) La variancia (S^2) es una medida de la dispersión de los valores de los datos del conjunto en relación a la media, y se define por la expresión

* Las expresiones son válidas para valores discretos

$$S^2 = \frac{\sum_{i=1}^n x_i^2 - n\bar{X}^2}{n-1} \quad (8)$$

- c) La desviación estandar (S) es definida como la raíz cuadrada de la variancia
- d) El coeficiente de variación permite comparar la dispersión relativa de mas de una clase de datos y se calcula de la forma siguiente

$$v = \frac{S}{\bar{X}} \quad (9)$$

- e) El coeficiente de asimetría permite evaluar con respecto a la media el grado de simetría de la distribución de los valores de un conjunto, y esta dado por

$$g = \frac{\frac{1}{n} \left(\sum_{i=1}^n x_i^3 - 3\bar{X} \sum_{i=1}^n x_i^2 + 2n\bar{X}^3 \right)}{S^3} \quad (10)$$

El cual es negativo para distribuciones que tienen los valores mas altos a la derecha y es positivo si estos se encuentran a la izquierda. El numerador en la ec.(10) es el tercer momento respecto a la media.

- f) La covariancia cruzada de orden k entre los conjuntos

de datos X y Y está dada por:

$$C_{XY}(k) = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^{n-k} x_i y_{i+k} - \frac{1}{n(n-k)} \left(\sum_{i=1}^{n-k} x_i \right) \left(\sum_{i=1+k}^n y_i \right) \quad (11)$$

Si el conjunto de datos X es igual al conjunto de datos Y la ec. (11) queda:

$$C_{XX}(k) = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^{n-k} x_i x_{i+k} - \frac{1}{n(n-k)} \left(\sum_{i=1}^{n-k} x_i \right) \left(\sum_{i=1+k}^n x_i \right) \quad (12)$$

La ec (12) es utilizada para obtener la llamada covariancia. Se observa que para el caso particular de $k = 0$ se tiene la expresión (.8) que define a la variancia.

En algunos problemas se empleará la ec.(11) para $k = 0$ y si los conjuntos X y Y tienen media cero esta ecuación queda:

$$C_{XY}(0) = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i y_i \quad (13)$$

Las expresiones de la covariancia y autocovariancia establecen la medida de dependencia entre los valores correspondientes a dos conjuntos.

- g) El coeficiente de correlación cruzada de orden k entre los conjuntos X y Y está dado por:

$$r_{xy}(k) = \frac{C_{xy}(k)}{\left[\sum_{i=1}^{n-k} x_i^2 - \frac{1}{n-k} \left(\sum_{i=1}^{n-k} x_i \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}} \left[\sum_{i=1+k}^n y_i^2 - \frac{1}{n-k} \left(\sum_{i=1+k}^n y_i \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}}} \quad (2.14)$$

Esta ecuación determina para cada valor de k que tanto dependen entre sí los valores de los conjuntos X y Y .

Si $x_i = y_i$ para $i=1, 2, \dots, n$ la ecuación (2.14) permite establecer el coeficiente de autocorrelación de orden k el cual determina la medida de dependencia entre un dato x_i y los anteriores a él.

Parámetros estadísticos de las funciones de distribución de probabilidad

Se definen en este inciso algunos de los parámetros estadísticos de las funciones de distribución de probabilidad mencionadas con anterioridad.

a) Distribución normal

La media y la variancia de la distribución normal están dadas precisamente por sus parámetros μ y σ^2 (en ese orden). Lo cual es un caso particular, que no sucede con otras distribuciones.

b) Distribución lognormal

La media, la variancia y el coeficiente de asimetría de la distribución lognormal están dados para:

$$\bar{X} = e^{\frac{1}{2}\sigma_L^2 + \mu_L} + a_L \quad (15)$$

$$S^2 = \bar{X}^2 (e^{\sigma_L^2} - 1) \quad (16)$$

$$g = \frac{e^{3\mu_L + \frac{9}{2}\sigma_L^2}}{S^3} \quad (17)$$

Una manera de estimar los parámetros de la distribución lognormal de un conjunto de datos con esta distribución, es a partir de sus relaciones con los parámetros estadísticos.

Esto es:

sea

$$v' = \left[+\sqrt{\left(\frac{q}{2}\right)^2 + 1} + \frac{q}{2} \right]^{\frac{1}{3}} - \left[-\sqrt{\left(\frac{q}{2}\right)^2 + 1} + \frac{q}{2} \right]^{\frac{1}{3}}$$

entonces

$$a_L = \bar{X} \left(1 - \frac{v'}{v}\right) \quad (18)$$

$$u_L = \frac{1}{2} \ln \left[\frac{(\bar{X} - a_L)^4}{(\bar{X} - a_L)^2 + S^2} \right] \quad (19)$$

$$\sigma_L^2 = \ln \left[\frac{(\bar{X} - a_L)^2 + S^2}{(\bar{X} - a_L)^2} \right] \quad (20)$$

Sean X y Y dos conjuntos de datos con distribución log normal y coeficiente de correlación cruzada de orden cero ($r_{xy}(0)$), los logaritmos de los datos de los conjuntos X y Y tendrán una distribución normal y coeficiente de correlación cruzada de orden cero $r_{xy_L}(0)$ dada por

$$r_{xy_L}(0) = \frac{\ln(r_{xy}(0)) \left(e^{\frac{\sigma_{x_L}^2}{2}} - 1 \right) \left(e^{\frac{\sigma_{y_L}^2}{2}} - 1 \right) + 1}{\sigma_{x_L} \sigma_{y_L}} \quad (21)$$

donde

$\sigma_{x_L}^2$ es el parámetro σ_L^2 de la muestra histórica X

$\sigma_{y_L}^2$ es el parámetro σ_L^2 de la muestra histórica Y

c) Distribución gamma

Los parámetros estadísticos de la distribución gamma de tres parámetros están dados por las expresiones:

$$\bar{X} = \alpha\beta + \delta \quad (22)$$

$$S^2 = \alpha\beta^2 \quad (23)$$

$$g = 2/\sqrt{\alpha} \quad (24)$$

Tipos de muestras históricas

Supongase, con relación a la fig 2, que en los sitios a y b se han registrado los gastos medios mensuales que aportan las subcuencas A y B respectivamente, llamense X_a a los medidos en a y X_b a los medidos en b .

Si deben tratarse los dos registros simultáneamente, por la proximidad de las subcuencas, los escurrimientos no serían,

en general, estadísticamente independientes, de tal suerte que unos se verían afectados por los otros; las muestras históricas con estas características se llamarán dependientes.

Si por otro lado, sólo interesase el análisis de un solo registro, por ejemplo el de a este puede ser considerado sin importar su posible relación con el b , a su registro le llamaremos muestra histórica independiente.

La generación simultánea de muestras simuladas en a y b debe tomar en cuenta la relación que guardan entre sí sus registros históricos por lo que su estudio es distinto a el de los independientes.

En general, se referirá a las muestras históricas dependientes e independientes como tipos de muestras históricas, las que podrán ser para distintos intervalos de tiempo entre sus observaciones.

El intervalo de tiempo entre datos de la muestra sintética

Las partes de una serie cronológica se manifiestan de una forma en los datos mensuales y en los diarios de otra, por ello, el intervalo de tiempo entre las observaciones es una característica importante de los registros históricos a considerar en la generación de muestras sintéticas.

Muestras sintéticas anuales

Cuando el intervalo de tiempo entre los datos de una muestra por generar es tal que interesa principalmente conservar los coeficientes de autocorrelación (hasta un orden K) aparte de la media y la variancia, se dice que se trata de un problema de generación de muestras sintéticas anuales.

Muestras sintéticas mensuales

Por muestras sintéticas mensuales se entenderán aquellas muestras sintéticas para una duración entre los datos de ella tal que es importante cumplir con los coeficientes de correlación cruzada (orden 0) entre los datos correspondientes a una temporada y otra, por ejemplo si se consideran datos mensuales, los correspondientes a febrero, marzo, abril, etc., deben de conservar su coeficiente de correlación cruzada con enero, febrero, marzo, respectivamente a fin de respetar la dependencia que muestran entre sí los datos de estos meses en el registro histórico. Lo mismo se podría decir si se consideraran cuatro temporadas al año, entre ellas interesaría que se cumpla dicho coeficiente.

Muestras sintéticas diarias

Se llamarán muestras sintéticas diarias a aquellas donde el intervalo de tiempo entre sus mediciones implica considerar un mayor orden en los coeficientes de autocorrelación entre los datos y la componente cíclica también es importante, como sucedería en datos semanales o de otro plazo corto. Aquí como en los anteriores es trascendente el tipo de fenómeno estudiado, o sea si son precipitaciones o gastos, etc.

Tipos de muestras sintéticas

Se ha señalado el "parecido" que muestran ciertos registros históricos de volúmenes medios mensuales de cuencas vecinas, esto debe tomarse en cuenta si se desea hacer la generación simultánea de muestras sintéticas y el proceso a seguir es distinto a aquel donde se tiene un solo registro por generar, para esto es conveniente clasificar a las muestras sintéticas en dos grandes grupos, como independientes y dependientes, los cuales pueden ser a su vez para muestras anuales, mensuales, diarias, etc...

Muestras sintéticas independientes

Cuando sólo interesa la generación de muestras sintéticas en un solo sitio o de una sola variable para cualquier duración se entenderá que se trata de la obtención de muestras sintéticas independientes y si bien en ellas se respetan coeficientes de autocorrelación y de correlación cruzada de cualquier orden, su generación no dependerá de su interrelación con otro registro ajeno al analizado.

Muestras sintéticas dependientes

Se llamarán muestras sintéticas dependientes aquellas donde existe entre los datos de ellas una relación, por ejemplo, la generación simultánea de registros de precipitación y de evaporación en un punto no puede hacerse por separado para cada una de ellas, ya que las muestras sintéticas de estas variables presentan interrelación en sus valores, se dirá entonces, que las muestras sintéticas de precipitación y las de evaporación son dependientes.

Existen varios métodos para obtener muestras sintéticas de pendientes para cualquier intervalo de tiempo entre sus da tos (anuales, mensuales o diarios).

2. MODELOS DE GENERACION DE MUESTRAS SINTETICAS INDEPENDIENTES

Para la generación de datos sintéticos los procesos de simulación que incluyen un elemento aleatorio - modelos de Monte Carlo - son fundamentales.

Una de las aplicaciones mas sencillas de los modelos de Monte Carlo es la técnica propuesta en 1927 por Sudler que consiste en obtener distintas permutaciones de los valores anuales de un registro histórico; para esto se integra un conjunto de tarjetas en cada una de las cuales se anota un valor de la secuencia histórica de datos anuales, y mediante la selección de las tarjetas del conjunto se pueden formar distintas ordenaciones de los valores registrados. El procedimiento tiene la ventaja de proporcionar muchas maneras de

presentación de los valores grandes y pequeños de la secuen
cia original pero adolece de varios defectos entre los que
están:

- . No se respeta la relación de un dato y los antecesores,
es decir, es ignorado el coeficiente de autocorrelación
del registro histórico
- . El rango de valores del registro histórico no es supera
do
- . Si la selección es sin reemplazo, la probabilidad de que
se repita un valor consignado en una tarjeta que se ha
extraído es cero.

En 1954, Barnes empleó una tabla de números aleatorios para
generar muestras sintéticas a partir de un registro históri-
co de gastos anuales, de forma que tuvieran la media y la des
viación estándar del registro histórico suponiendo para este
una distribución normal. Aunque este método es mejor al de
Sudler, tampoco considera el coeficiente de autocorrelación,
el cual es una limitación importante.

De manera distinta a los métodos anteriores, como otros tra
dicionales, donde se ha considerado el proceso de generación
de muestras sintéticas exclusivamente determinista o puramen
te probabilista, lo cual no refleja la realidad del problema

han surgido otros modelos que toman en consideración conjuntamente estos dos factores.

Un grupo de investigadores en 1962 agregaron al modelo de generación de Barnes el coeficiente de autocorrelación entre datos sucesivos y el coeficiente de asimetría como tercer parámetro para caracterizar la distribución de los datos históricos. El modelo se hizo aplicable a valores anuales y mensuales y ha sido conocido como "Hidrología Sintética".

A continuación se describen algunos modelos para generar muestras sintéticas independientes.

Generación de muestras sintéticas anuales

Se describe un modelo para la generación de muestras sintéticas que represente las características importantes de los registros históricos anuales.

Modelo de Thomas-Fiering

En un estudio pionero sobre el análisis de sistemas de apro

probabilidad similar a la estimada para los errores del ajuste de la regresión lineal.

El modelo tiene el inconveniente de no tomar en cuenta la componente cíclica.

Este modelo es un caso particular del modelo "Análisis de Componentes" que sí considera la componente cíclica.

Para el caso, en el cual $m = 1$, el modelo (ec. 2) queda:

$$X_t = b_0 + b_1 X_{t-1} + e_t \quad (3)$$

Se supone que la influencia del pasado, está reflejada por completo por el valor previo X_{t-1} .

En este modelo llamado de orden uno o markoviano los coeficiente b_0 y b_1 pueden ser especificados para datos X_t y la ec. (4.3) puede escribirse:

$$X_t = \bar{X} + \lambda (X_{t-1} - \bar{X}) + e_t \quad (4)$$

donde

λ es el coeficiente de autocorrelación de orden 1. de los datos X_t .

Si se considera que los datos X_t tienen una distribución normal puede demostrarse que la componente aleatoria (e_t) tiene una distribución normal con media cero y desviación estándar S' , dada por:

$$S' = S(1-\lambda^2)^{\frac{1}{2}} \quad (5)$$

donde S es la desviación estándar de los datos X_t

El modelo planteado por la expresión (4) permite en términos de la media, desviación estándar, y el coeficiente de autocorrelación de orden uno del registro histórico obtener muestras sintéticas anuales.

La confiabilidad del modelo dependerá en gran medida de la distribución de probabilidad que observen los datos, para su empleo se proponen tres distribuciones de probabilidad. No se indicará por el momento algún criterio para escoger alguna de ellas, en un informe posterior esto será tratado.

Modelo Thomas-Fiering para la distribución normal

Para la generación de muestras sintéticas con distribución normal se utilizan las ecuaciones (4) y (5), para esto se requiere emplear números aleatorios normales d_i con media cero y desviación estándar 1, de esta manera la ecuación que

tome en cuenta a todas ellas para la obtención de datos sin
téticos.

Datos anuales como una suma de los mensuales

Cuando se tienen datos sintéticos mensuales puede obtenerse el anual efectuando la suma de los datos correspondientes a los doce meses del año, de esta forma pueden ser utilizados algunos de los modelos de generación de muestras sintéticas mensuales

para formar secuencias sintéticas anuales.

Generación de muestras sintéticas mensuales

Para estudios que requieren datos mensuales son necesarios modelos de generación más complicados dado que interesa conservar en las muestras sintéticas aparte de la media y la variancia la correlación cruzada entre los valores de meses consecutivos.

Modelo de Thomas-Fiering

El modelo definido por la ec. (.5) puede ser modificado para datos mensuales con la inclusión de una pequeña complejidad conceptual, ahora serán utilizados dos subíndices i, j . El primer subíndice representará el año y el segundo el mes de que se trata.

Los coeficientes de regresión también pueden ser estimados en términos de los parámetros estadísticos, en este caso de los correspondientes a cada uno de los meses. Se proponen tres modelos de generación de muestras sintéticas mensuales.

Modelo Thomas Fiering para la distribución normal

El modelo para la generación de muestras sintéticas mensuales con distribución normal es el siguiente:

$$x_{i,j} = \bar{x}_j + \frac{r_{j-1} S_j}{S_{j-1}} (x_{i,j-1} - \bar{x}_{j-1}) + d_{i,j} S_j (1 - r_{j-1}^2)^{\frac{1}{2}} \quad (13)$$

donde

$x_{i,j}$ es el dato sintético correspondiente al año i en el mes j .

- \bar{X}_j es la media de los datos históricos del mes j
- S_j es la desviación estándar de los datos históricos del mes j
- r_j es el coeficiente de correlación cruzada de orden cero entre los datos históricos correspondientes al mes j con el mes $j+1$
- $d_{i,j}$ es un número aleatorio normal con media cero y desviación estándar uno.

Al final se presenta un ejemplo de aplicación.

Modelo Thomas-Fiering para la distribución lognormal

Para la generación de muestras sintéticas mensuales con esta distribución se utilizan las transformaciones indicadas en el inciso 2.1.3 que hacen posible manejar a las variables lognormales como normales y emplear el modelo:

$$h_{i,j} = \bar{h}_j + \frac{\sigma_{L_j}}{\sigma_{L_{j-1}}} \left(h_{i,j-1} - \bar{h}_{j-1} \right) + d_{i,j} \sigma_{L_j} \left(1 - r_j^2 \right)^{1/2} \quad (15)$$

Las muestras sintéticas están dadas por:

$$X_{i,j} = \exp(h_{i,j}) + a_{L_j}$$

donde

$x_{L,j}$ es el dato sintético correspondiente al año L en el mes j

$h_{L,j}$ es el logaritmo del dato sintético $x_{L,j} - a_{L,j}$

$\bar{\mu}_j = \mu_{L,j}, \sigma_{L,j}, a_{L,j}$ son parámetros de la distribución lognormal estimados de la distribución de los datos históricos en el mes j .

$r_{L,j}$ es el coeficiente de correlación cruzada de orden cero de los logaritmos de los datos históricos correspondientes al mes j con los del mes $j+1$

$d_{L,j}$ es un número aleatorio normal con medio cero y desviación estándar uno.

Los parámetros μ_L , σ_L y a_L pueden ser estimados mediante un ajuste por momentos

o mediante un ajuste por mínimos cuadrados. El parámetro $r_{L,j}$ puede ser determinado empleando la expresión (21)

Al final se presenta un ejemplo de aplicación.

Modelo Thomas Fiering para la distribución Gamma

Para generar datos sintéticos mensuales con distribución Gamma se propone el modelo:

$$x_{i,j} = \bar{X}_j + \frac{\lambda_{j-1} S_j}{S_{j-1}} (x_{i,j-1} - \bar{X}_j) + \delta_{i,j} S_j (1 - \lambda_{j-1}^2) \quad (16)$$

donde todas las variables tienen el significado dado en el modelo de la distribución normal , excepto $\delta_{i,j}$ que es un número aleatorio con distribución aproximada mente gamma de media cero, desviación estándar uno y el coeficiente de asimetría de los datos históricos correspondientes al mes j , y puede ser calculado mediante

$$\delta_{i,j} = \frac{2}{p_j} \left(1 + \frac{p_j d_k}{6} - \frac{p_j^3}{36} \right) - \frac{2}{p_j} \quad (.17)$$

para

$$p_j = \frac{g_j - \lambda_{j-2}^3 g_{j-1}}{\left[1 - \lambda_{j-1}^2 \right]^{1.5}} \quad (.18)$$

donde

d_k es un número aleatorio normal de media cero y desviación estándar uno

g_j es el coeficiente de asimetría de los datos históricos

p_j una variable auxiliar

Un ejemplo de aplicación es tratado al final.

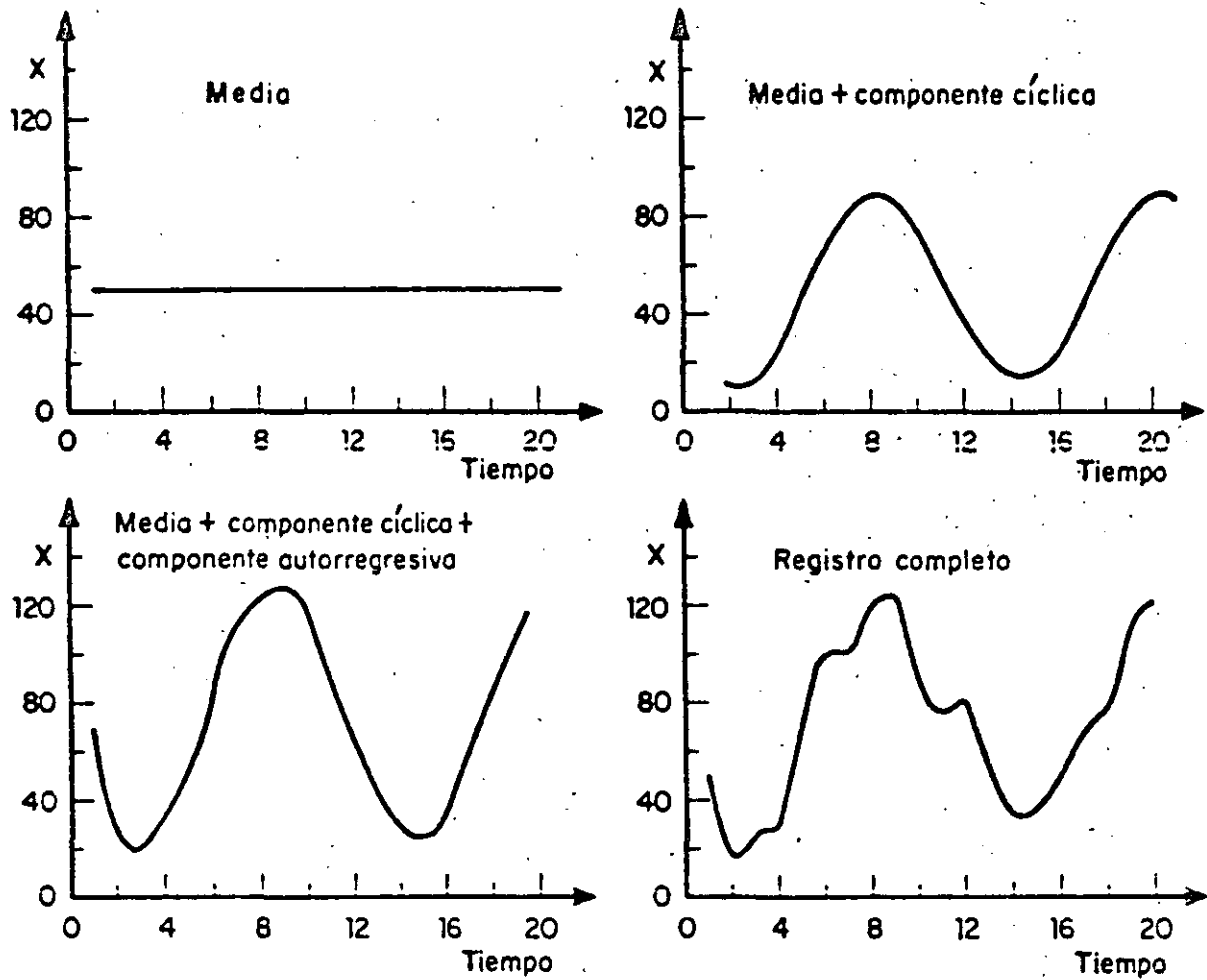


Fig 1. Partes de un registro histórico

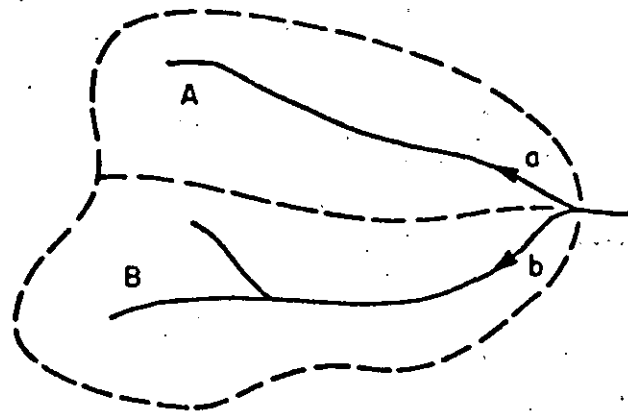


Fig 2. Cuencas vecinas donde existe dependencia entre los datos históricos en a y b

OBTENER MUESTRAS SINTÉTICAS ANUALES CON DISTRIBUCION LOGNORMAL DE LOS VOLUMENES ESCAPADOS EN LA ESTACION BOQUERON (CHIS.) EMPLEANDO EL MODELO DE THOMAS-FIERING .

- SE DISPONE DE 16 VALORES REGISTRADOS, DE LOS CUALES SE HAN CALCULADO LOS PARAMETROS ESTADÍSTICOS SIGUIENTES:

MEDIA 554.3332
 DESVIACION ESTANDAR .. 200.171
 C. AUTOCORRELACION ... 0.3436
 C. ASIMETRIA 0.9052

- SE CALCULAN LOS PARAMETROS σ_L , μ_L , σ_L Y r_L (PARA LOS LOGARITMOS) EN TERMINOS DE LOS PARAMETROS ESTADÍSTICOS OBTENIDOS A PARTIR DE LOS DATOS HISTÓRICOS (INCISO 2.1.3).

PARAMETRO (σ_L).....-123.1644218
 MEDIA (μ_L)..... 6.484500118
 DESVIACION ESTANDAR (σ_L).. 0.287262261
 C. AUTOCORRELACION (r_L)... 0.352983851

MODELO THOMAS-FIERING

GENERACION DE MUESTRAS SINTÉTICAS ANUALES

t	h_t	$h_t - \mu_L$	$r_L(h_t - \mu_L)$	$\mu_L + r_L(h_t - \mu_L)$	d_t	$d_t \sigma_L \sqrt{1 - r_L^2}$	h_{t+1}	x_{t+1}
1	6.48	0.00	0.00	6.48	-1.510	-0.41	6.08	308.28
2	6.08	-0.41	-0.14	6.34	-0.770	-0.21	6.13	338.25
3	6.13	-0.35	-0.12	6.36	1.570	0.42	6.78	754.42
4	6.78	0.30	0.11	6.59	-1.040	-0.28	6.31	422.64
5	6.31	-0.17	-0.06	6.42	0.640	0.17	6.60	606.29
6	6.60	0.11	0.04	6.52	-0.170	-0.05	6.48	522.39
7	6.48	-0.01	-0.00	6.48	-0.060	-0.02	6.47	514.75
8	6.47	-0.02	-0.01	6.48	-0.280	-0.08	6.40	475.32
9	6.40	-0.08	-0.03	6.46	-0.540	-0.15	6.31	422.15
10	6.31	-0.17	-0.06	6.42	-1.820	-0.49	5.93	249.47
11	5.93	-0.55	-0.19	6.29	-0.170	-0.05	6.24	386.85
12	6.24	-0.24	-0.08	6.40	0.450	0.12	6.52	550.90
13	6.52	0.04	0.01	6.50	2.380	0.64	7.14	1129.48
14	7.14	0.65	0.23	6.71	1.450	0.39	7.10	1089.00
15	7.10	0.62	0.22	6.70	1.450	0.39	7.09	1075.44
16	7.09	0.61	0.21	6.70	0.140	0.04	6.74	714.82
17	6.74	0.25	0.09	6.57	-0.200	-0.05	6.52	550.82
18	6.52	0.04	0.01	6.50	-1.180	-0.32	6.18	354.5
19	6.18	-0.30	-0.11	6.38	-1.190	-0.32	6.08	328.78
20	6.08	-0.40	-0.15	6.33	0.810	0.22	6.55	572.02

OBTENER MUESTRAS SINTETICAS ANUALES CON DISTRIBUCION GAMMA DE LOS VOLUMENES ESCOPIDOS EN LA ESTACION ESCOBERON (CHIS.) EMPLEANDO EL MODELO DE THOMAS-FIERING .

- SE DISPONE DE 16 VALORES REGISTRADOS, DE LOS CUALES SE HAN CALCULADO LOS PARAMETROS ESTADISTICOS SIGUIENTES:

MEDIA 554.3338
 DESVIACION ESTANDAR .. 200.171
 C. AUTOCORRELACION ... 0.3436
 C. ASINETRIA 0.9052

- SE CALCULAN LOS NUMEROS ALEATORIOS CON DISTRIBUCION GAMMA EN FUNCION DE LOS NUMEROS ALEATORIOS NORMALES.

PARA ESTO SE DEFINE LA VARIABLE AUXILIAR (g_f) COMO:

$$g_f = \frac{1-r^3}{(1-r^2)^{1.5}} g$$

VARIABLE AUXILIAR (g_f).... 1.048580830

ENTONCES SE CALCULAN LOS NUMEROS ALEATORIOS CON DISTRIBUCION GAMMA UTILIZANDO LA ECUACION:

$$f_t = \frac{2}{g_f} \left(1 + \frac{g_f d_t}{6} - \frac{g_f^3}{36} \right) - \frac{2}{g_f}$$

MODELO THOMAS-FIERING

GENERACION DE MUESTRAS SINTETICAS ANUALES

t	x_t	$x_t - \bar{x}$	$r(x_{t-1} - \bar{x})$	$\bar{x} + r(x_{t-1} - \bar{x})$	d_t	f_t	$f_t S(1-r^2)^{1/2}$	x_{t+1}
1	554.33	0.00	0.00	554.33	-1.51	-1.24	-232.61	321.72
2	321.72	-232.61	-79.92	474.41	-0.77	-0.65	-149.89	324.52
3	324.52	-229.81	-78.96	475.37	1.57	1.76	331.43	606.80
4	606.80	252.47	86.75	641.08	-1.04	-0.98	-183.31	457.77
5	457.77	-96.56	-33.18	521.16	0.64	0.58	94.76	615.92
6	615.92	61.58	21.16	575.49	-0.17	-0.32	-60.98	514.51
7	514.51	-99.82	-13.68	540.65	-0.06	-0.23	-42.35	498.30
8	498.30	-56.03	-19.25	535.08	-0.28	-0.42	-78.87	456.21
9	456.21	-98.13	-33.72	520.62	-0.54	-0.63	-118.28	402.34
10	402.34	-151.99	-52.33	502.11	-1.82	-1.38	-259.45	242.66
11	242.66	-311.68	-107.09	447.24	-0.17	-0.32	-60.98	389.26
12	389.26	-158.08	-57.75	496.58	0.45	0.29	54.27	558.85
13	558.85	3.48	-1.20	553.14	2.00	2.47	484.20	1017.34
14	1017.34	463.00	158.09	713.42	1.45	1.58	297.12	1016.54
15	1016.54	462.21	156.75	711.09	0.14	-0.83	-6.50	704.59

EJEMPLO 4

OBTENER VOLUMENES MENSUALES SINTETICOS CON DISTRIBUCION NORMAL EMPLEANDO EL MODELO THOMAS-FIERING PARA LA ESTACION ANGOSTURA (CHIS.)

- SE DISPONE DE 11 AÑOS DE REGISTRO, DE LOS CUALES SE HAN CALCULADO ESTOS PARAMETROS ESTADISTICOS PARA CADA UNO DE LOS MESES.

	MEDIA.	DESVIACION ESTANDAR	CORRELACION CRUZADA *	ASIMETRIA
ENERO	356.33	48.71	0.9684	-0.36
FEBRERO	253.45	30.60	0.9411	-0.47
MARZO	224.08	24.16	0.8045	-0.53
ABRIL	196.57	26.54	0.8558	0.52
MAYO	231.64	34.61	0.5739	0.04
JUNIO	667.35	213.89	0.3879	0.43
JULIO	1211.54	482.06	0.0081	0.08
AGOSTO	1653.01	783.10	0.7263	0.78
SEPTIEMBRE	2368.27	957.28	0.4506	0.72
OCTUBRE	2211.84	649.06	0.8034	-0.32
NOVIEMBRE	861.26	206.15	0.9509	-0.45
DICIEMBRE	514.33	93.16	0.9702	-0.14

- SE PRESENTAN A CONTINUACION DOS TABLAS DE CALCULO.

LA PRIMERA (TABLA I) FACILITA UTILIZAR EL MODELO Y EN ELLA SE RESUME EL CALCULO DE ALGUNOS FACTORES CONSTANTES PARA CADA MES.

LA TABLA II INDICA UNA MANERA DE REALIZAR LOS CALCULOS PARA LA APLICACION DEL MODELO DE GENERACION DE NUESTRAS SINTETICAS.

* DEL MES I CON EL MES I+1

MODELO THOMAS-FIERING

TABLA I
CALCULO DE LOS FACTORES A_j Y B_j PARA CADA MES

j	r_{j-1}	S_j	S_j/S_{j-1}	$A_j = r_{j-1} S_j / S_{j-1}$	$(1-r_{j-1}^2)^{1/2}$	$B_j = S_j (1-r_{j-1}^2)^{1/2}$
1	0.9702	48.71	0.5229	0.5073	0.2423	11.80
2	0.9684	30.60	0.6282	0.6084	0.2494	7.63
3	0.9411	24.16	0.7895	0.7430	0.3081	8.17
4	0.8945	26.54	1.0985	0.8938	0.5940	15.76
5	0.8558	34.61	1.3041	0.4640	0.9346	32.35
6	0.5739	213.89	6.1800	3.5467	0.8189	175.16
7	0.3979	452.05	2.1603	6.8380	0.9217	425.88
8	0.6081	783.10	1.6948	0.9137	1.0000	783.07
9	0.7853	957.23	1.2324	0.9612	0.6178	591.45
10	0.4506	649.06	0.5788	0.3055	0.8927	579.43
11	0.8034	206.15	0.3176	0.2552	0.5954	122.75
12	0.9509	93.16	0.4519	0.4297	0.3095	28.83

TABLA II
MUESTRAS SINTETICAS MENSUALES CON DISTRIBUCION NORMAL

i	j	\bar{x}_j	A_j	B_j	$x_{i,j} - \bar{x}_j$	$A_j(x_{i,j} - \bar{x}_j)$	$d_{i,j}$	$d_{i,j} B_j$	$x_{i,j}$
1	1	356.33	0.51	11.80	-129.39	-65.64	-1.51	28.09	356.33
1	2	253.45	0.61	7.63	0.00	0.00	-0.77	-5.68	247.57
1	3	214.33	0.74	8.17	-5.83	-4.37	1.57	12.83	232.74
1	4	195.57	0.88	15.76	8.46	7.48	-1.04	-16.39	187.85
1	5	231.34	0.46	32.35	-8.92	-4.14	0.64	20.70	245.20
1	6	257.85	0.55	175.16	16.56	58.74	-0.17	-29.78	355.32
1	7	1211.34	0.84	425.88	28.97	24.27	-0.06	-35.95	1209.39
1	8	1432.51	0.01	783.07	-1.28	-0.02	-0.28	-219.26	1432.76
1	9	2368.37	0.96	591.45	-219.28	-210.77	-0.54	-319.38	1939.12
1	10	2211.34	0.31	579.43	-530.15	-161.97	-1.82	-1054.57	995.33
1	11	951.26	0.26	122.75	-1216.54	-316.42	-0.17	-20.87	529.67
1	12	514.36	0.43	28.83	-331.29	-142.86	0.45	12.97	384.99
2	1	356.33	0.51	11.80	84.04	42.63	2.38	-12.51	313.78
2	2	253.45	0.61	7.63	-37.55	-22.84	1.45	11.07	241.98
2	3	214.33	0.74	8.17	-11.77	-8.75	0.14	1.14	215.47
2	4	195.57	0.88	15.76	-7.61	-6.72	-0.20	-3.15	189.76
2	5	231.34	0.46	32.35	-9.87	-4.58	-1.13	-38.17	189.69
2	6	257.85	0.55	175.16	-42.75	-151.62	-1.19	-208.44	337.39
2	7	1211.34	0.84	425.88	-350.06	-301.73	0.31	344.96	1334.74
2	8	1432.51	0.01	783.07	43.25	0.59	-0.54	-422.86	1229.74
2	9	2368.37	0.96	591.45	-422.27	-405.68	0.20	118.26	2368.53
2	10	2211.34	0.31	579.43	-237.53	-67.66	0.43	249.16	2373.13
2	11	951.26	0.26	122.75	151.29	41.16	1.75	214.91	1117.23
2	12	514.36	0.43	28.83	255.97	109.99	-0.90	-25.95	539.41

EJEMPLO 2

OBTENER VOLUMENES MENSUALES SINTETICOS CON DISTRIBUCION GAMMA EMPLEANDO EL MODELO THOMAS-FIERING PARA LA ESTACION ANOSTURA (CHIC.)

- SE DISPONE DE 11 AÑOS DE REGISTRO, DE LOS CUALES SE HAN CALCULADO ESTOS PARAMETROS ESTADISTICOS PARA CADA UNO DE LOS MESES.

	MEDIA	DESVIACION ESTANDAR	CORRELACION CRUZADA *	ASIMETRIA
ENERO	356.33	48.71	0.9684	-0.36
FEBRERO	253.45	30.60	0.9411	-0.47
MARZO	224.08	24.16	0.8045	-0.53
ABRIL	196.57	26.54	0.3558	0.52
MAYO	231.64	34.61	0.5739	0.04
JUNIO	667.35	213.89	0.3873	0.48
JULIO	1211.54	462.06	0.0081	0.88
AGOSTO	1652.01	783.10	0.7863	0.78
SEPTIEMBRE	2368.27	957.28	0.4506	0.72
OCTUBRE	2211.84	649.06	0.8834	-0.32
NOVIEMBRE	861.26	206.15	0.9509	-0.45
DICIEMBRE	514.38	93.16	0.9702	-0.14

- EN FUNCION DE LOS NUMEROS ALEATORIOS NORMALES $(N(0,1))$ SE PUEDEN CALCULAR NUMEROS ALEATORIOS GAMMA CON MEDIA CERO, DESVIACION ESTANDAR UNO Y COEFICIENTE DE ASIMETRIA DETERMINADO UTILIZANDO LAS EXPRESIONES 4.17 Y 4.18 Y EMPLEAR EL MISMO MODELO QUE PARA LA DISTRIBUCION NORMAL.

- SE PRESENTAN A CONTINUACION DOS TABLAS DE CALCULO.

LA PRIMERA (TABLA I) FACILITA UTILIZAR EL MODELO Y EN ELLA SE RESUME EL CALCULO DE ALGUNOS FACTORES CONSTANTES PARA CADA MES.

LA TABLA II INDICA UNA MANERA DE REALIZAR LOS CALCULOS PARA LA APLICACION DEL MODELO DE GENERACION DE MUESTRAS SINTETICAS.

* DEL MES I CON EL MES I+1

ANGOSTURA, CHIC.

MODELO THOMAS-FIERING

TABLA I
CALCULO DE LOS FACTORES A_j Y B_j PARA CADA MES

j	r_{j-1}	S_j	S_j/S_{j-1}	$A_j=r_{j-1}S_j/S_{j-1}$	$(1-r_{j-1}^2)^{1/2}$	$B_j=S_j(1-r_{j-1}^2)^{1/2}$
1	0.9702	48.71	0.5229	0.5073	0.2423	11.80
2	0.9681	30.60	0.5282	0.5084	0.2494	7.63
3	0.9411	24.16	0.7895	0.7430	0.3391	8.17
4	0.8045	26.54	1.0985	0.8838	0.5940	15.76
5	0.3553	34.61	1.3041	0.4640	0.9346	32.35
6	0.5739	213.89	6.1880	3.5467	0.8189	175.16
7	0.3879	462.06	2.1693	0.8380	0.9217	425.88
8	0.6881	783.10	1.6948	0.0137	1.0500	783.07
9	0.7863	957.28	1.2224	0.9612	0.6178	591.45
10	0.4506	649.06	0.6780	0.3055	0.8927	579.43
11	0.8034	206.15	0.3176	0.2552	0.5954	122.75
12	0.9589	93.16	0.4519	0.4297	0.3095	28.83

TABLA II
MUESTRAS SINTETICAS MENSUALES CON DISTRIBUCION GAMMA

i	j	\bar{x}_j	A_j	B_j	$x_{i,j-1}-\bar{x}_j$	$A_j(x_{i,j-1}-\bar{x}_j)$	$f_{i,j}$	$f_{i,j}B_j$	$x_{i,j}$
1	1	356.33	0.51	11.80	-200.30	-101.61	-21.95	199.99	356.33
1	2	253.45	0.61	7.63	0.00	0.00	-2.90	-32.13	251.55
1	3	224.08	0.74	8.17	-22.12	-16.44	0.71	5.80	218.44
1	4	193.57	0.88	15.76	-10.64	-9.40	-0.44	-5.87	193.60
1	5	231.84	0.46	32.35	-15.27	-7.55	0.46	14.97	239.69
1	6	687.35	3.55	175.16	7.42	26.33	-0.32	-56.43	637.23
1	7	1211.94	0.84	425.88	-30.10	-25.32	-0.23	-96.34	1239.78
1	8	1532.01	0.01	783.07	-121.76	-1.67	-6.42	-329.97	1430.24
1	9	2056.27	0.96	591.45	-331.64	-318.77	-0.48	-285.69	1738.88
1	10	2211.84	0.31	579.43	-684.47	-184.88	-2.67	-1547.40	479.75
1	11	861.26	0.26	122.75	-1732.08	-441.97	-0.68	-46.13	373.17
1	12	514.38	0.43	28.83	-488.09	-209.74	0.33	9.44	314.03
2	1	356.33	0.51	11.80	31.03	15.74	16.94	-121.55	454.72
2	2	253.45	0.61	7.63	93.89	59.85	0.41	3.10	313.41
2	3	224.08	0.74	8.17	62.96	46.78	-0.03	-0.22	270.24
2	4	193.57	0.88	15.76	46.56	41.15	-0.27	-4.31	239.41
2	5	231.84	0.46	32.35	36.84	17.09	-1.43	-45.38	239.35
2	6	687.35	3.55	175.16	-29.29	-103.88	-1.13	-199.20	355.67
2	7	1211.94	0.84	425.88	-302.08	-253.14	0.64	273.94	1232.96
2	8	1532.01	0.01	783.07	30.80	0.23	-0.64	-504.37	1167.92
2	9	2056.27	0.96	591.45	-504.09	-484.53	0.03	20.65	1903.88
2	10	2211.84	0.31	579.43	-464.47	-141.91	0.25	146.36	2215.23
2	11	861.26	0.26	122.75	4.46	1.14	0.90	116.05	972.46
2	12	514.38	0.43	28.83	111.20	47.78	-0.58	-16.75	345.41

5.3b APLICACION DE TECNICAS DE OPTIMIZACION: PROGRAMACION DINAMICA

Para establecer la manera adecuada de operar a una presa hidroeléctrica en términos de los niveles del agua en el vaso, se plantea un procedimiento de programación dinámica con futuro desconocido. Con este método se pretende encontrar los niveles en el embalse en distintas épocas del año para obtener el máximo beneficio neto.

1 *Planteamiento del problema*

En este enfoque se considera que existen en el vaso varios niveles característicos del agua que corresponden a los estados y que, las etapas están asociadas a períodos de semanas o meses.

Los estados de una etapa se relacionan con los de la siguiente a través de la ecuación de continuidad (expresada en volúmenes)

$$V_k = V_l + I(p_i) - G - Q \quad (1)$$

donde

V_k es el volumen almacenado en el nivel k al final de la etapa n , V_l el volumen almacenado en el nivel l al inicio de la etapa n , $I(p_i)$ el volumen que entra a la presa con probabilidad p_i durante la etapa n , G el volumen que pasa por las turbinas durante la etapa n y Q el volumen que descarga el vertedor durante la etapa n .

En la ec (1) se conocen V_l , V_k e $I(p_i)$, este último según la probabilidad p_i que se considere; por lo que el problema consiste en encontrar G y Q , de tal modo que sea máxima la diferencia de los beneficios esperados por generación de energía menos los costos por los daños causados por descarga.

Esto se realiza para cada etapa n , y estados l y k en estudio como se describe posteriormente.

1.1 Beneficios por generación de energía

La ganancia por concepto de producción de energía se plantea de la siguiente forma

$$E = \frac{\eta 9.81}{3600} G \{ \theta h_k + (1-\theta) h_l - h_{DES} \} \quad (2)$$

donde

η es la eficiencia de la turbina; G el volumen que pasa por las turbinas, en 10^6 m^3 ; h_k el nivel k asociado al volumen V_k , en m; h_l el nivel l asociado al volumen V_l , en m; h_{DES} el nivel al que se encuentra la turbina, en m; θ un factor de peso, $0 \leq \theta \leq 1$; y E la energía, en Mwh.

El pago de la energía es diferente según sea la cantidad producida como se muestra en la fig 5.

Para una energía generada menor a EGAR1 se considera que no se ha cumplido con el compromiso de producir esta cantidad, por lo que una generación de energía menor a EGAR1 se paga a un precio bajo. Por otra parte, puede ocurrir que se genere más energía de la requerida y, por tanto, tener un superávit de energía; la energía mayor a EL1 se paga con otro precio. Todo esto va encaminado a asegurar un rango aceptable de generación de energía que corresponde a la región entre EGAR1 y EL1 donde se da el mejor precio a la energía.

1.2 Daños causados por descargas de la presa

En este caso, el volumen total descargado que ocasiona daño aguas abajo de la presa se ha relacionado con los costos pro

vocados por los daños como se muestra en la fig 1

El costo de daño se encuentra como

$$C_D = \begin{cases} 0 & \text{Si } v_T \leq v_D \\ R(v_T - v_D)^x & \text{Si } v_T > v_D \end{cases} \quad (3)$$

Siendo

$$v_T = G + Q \quad (4)$$

R y x son dos constantes que se encuentran al ajustar la curva. A la diferencia de los beneficios por generación menos el costo de daños se le denominará beneficio neto.

1.3 Restricciones

Para algunas de las variables del problema, existe un valor máximo que no pueden exceder, como son

- a) El volumen máximo que puede pasar por las turbinas $G_{\text{máx}}$, o sea G debe ser menor o igual a $G_{\text{máx}}$.
- b) El volumen máximo que puede pasar por el vertedor de exce-
dencias $Q_{\text{máx}}$, o sea Q debe ser menor o igual a $Q_{\text{máx}}$.
- c) Los niveles máximo y mínimo de operación de la presa. Se fijan de antemano al uso del procedimiento. En la selección de los niveles característicos se contempla esta condición.

2 Procedimiento de optimización

En este procedimiento el avance es hacia atrás en el tiempo. La estructura básica del mismo se muestra en la fig 2; en ella N representa el número de estados, $e_{\ell,n}$ el estado ℓ en la etapa n , $e_{k,n+1}$ el estado k en la etapa $n+1$, π_k la probabilidad de pasar desde el estado $e_{\ell,n}$ al $e_{k,n+1}$, C_k la contribución a la función objetivo por pasar de $e_{\ell,n}$ a $e_{k,n+1}$, $x_{k,n}$ la decisión analizada, $f_{n+1}^*(k)$ el valor de la suma esperada máxima del estado k en la etapa $n+1$ y $f_n(e_{\ell,n}, x_{k,n})$ la suma esperada del estado ℓ en la etapa n pretendiendo pasar al estado k de la etapa $n+1$.

El objetivo es maximizar la suma esperada de las contribuciones desde los estados individuales, esto es, encontrar a que estado de la etapa $n+1$ se debe pasar desde el estado $e_{\ell,n}$ para tener el máximo beneficio neto esperado. Para encontrar dicho estado de la etapa $n+1$ primero se propone calcular la suma esperada por pasar de $e_{\ell,n}$ a cada uno de los estados de la etapa $n+1$, para luego escoger de todos los posibles, el que dá la suma esperada más grande. Así la suma esperada de $e_{\ell,n}$ a $e_{k,n+1}$ es

$$f_n(e_{\ell,n}, x_{k,n}) = \sum_{i=1}^N \pi_i (C_i + f_{n+1}^*(i)) \text{ para } k = 1, 2, \dots, N$$

Luego se escoge el mayor de los siguientes valores

$$\{f_n(e_{\ell,n}, x_{1,n}), f_n(e_{\ell,n}, x_{2,n}), \dots, f_n(e_{\ell,n}, x_{N,n})\}$$

a el cual corresponderá a $f_n^*(\ell)$.

En este procedimiento, π_k es la suma de probabilidades p_i de los volúmenes de ingreso I para los cuales fué posible ir de $e_{\ell,n}$ a $e_{k,n+1}$. Los valores de π_j ($j \neq k$), resultan ser aquellas probabilidades de I para el cual se propuso pasar por las turbinas el máximo volumen y no se pudo llegar al nivel k , sino a otro j . Esto porque para ciertos volúmenes de ingreso no es posible pasar al nivel k desde el ℓ ; como en aquellos casos en que $I - (V_k - V_\ell)$ excede a $G_{\text{máx}}$ y por tanto no se puede descargar dicho volumen por el vertedor.

En este planteamiento se ha fijado un nivel de probabilidad mínimo aceptado para pasar de $e_{\ell,n}$ a $e_{k,n+1}$ con la intención de que se pueda asegurar al menos con esa probabilidad, de que se llega de $e_{\ell,n}$ a $e_{k,n+1}$. Sea esta π_a por lo que para ser una opción factible se tiene que cumplir.

$$\pi_k \geq \pi_a$$

El cálculo se inicia con valores nulos de $f_{n+1}^*(j)$, $j = 1, 2, \dots, N$ y se aplica hacia atrás en el tiempo, por varios años (generalmente 2 ó 3) hasta tener que la estrategia de operación de un año con respecto a la del año anterior sea la misma.

Considere el ejemplo siguiente, se tienen los volúmenes de

entrada 10, 20, 30 y 40 unidades u con probabilidades 0.2, 0.4, 0.3, 0.1 respectivamente, en un vaso con 4 niveles que corresponden a los volúmenes 0, 10, 20 y 30 u . Además $G_{\text{máx}} = 20$ u . Se pretende pasar del nivel 1 al 1. En la fig 3 se incluye la estructura básica de programación dinámica para este caso particular y valores de volúmenes y probabilidades consideradas.

Mediante la ec 2 se obtienen las energías generadas E_1 , E_2 y E_3 , con estas, de la fig 5 se encuentran B_1 , B_2 y B_3 respectivamente. Posteriormente con $Q_{T_1} = G_1 + 0$, $Q_{T_2} = G_2 + 0$, $Q_{T_3} = G_3 + 0$ y $Q_{T_4} = G_4 + 0$ a partir de la fig 5.1 se obtienen en el siguiente orden C_{D_1} , C_{D_2} , C_{D_3} y C_{D_4} . Finalmente $C_1 = B_1 - C_{D_1} - C_{D_2}$, $C_2 = B_2 - C_{D_3}$ y $C_3 = B_3 - C_{D_4}$. Así

$$f_n(1,1) = 0.6 [C_1 + f_{n+1}^*(1)] + 0.3 [C_2 + f_{n+1}^*(2)] + 0.1 [C_3 + f_{n+1}^*(3)]$$

Si la probabilidad π_a es 0.6, se dice que si es factible $f_n(1,1)$, pues $\pi_1 > 0.6$, de otro modo se hace $f_n(1,1) = -M$, siendo M un número grande.

Para saber a que nivel de la etapa $n+1$ se debe ir desde el nivel 1 de la etapa n , habrá que obtener $f_n(1,2)$ mediante un proceso igual al anterior o sea, pretender ir del nivel 1 al 2, así

$$f_n(1,2) = 0.9 [C'_2 + f_{n+1}^*(2)] + 0.1 [C'_3 + f_{n+1}^*(3)]$$

y luego al querer pasar desde el nivel 1 al 3 y al 4, se deter
minan

$$f_n(1,3) = 0.8 [C''_3 + f_{n+1}^*(3)] + 0.2 [C''_2 + f_{n+1}^*(2)]$$

$$f_n(1,4) = 0.4 [C'''_4 + f_{n+1}^*(4)] + 0.4 [C'''_3 + f_{n+1}^*(3)] +$$

$$0.2 [C'''_2 + f_{n+1}^*(2)]$$

Nótese que $f_n(1,4)$ se debe descartar pues $0.4 \leq \pi_a$. De modo que el valor mayor entre $f_n(1,1)$, $f_n(1,2)$, $f_n(1,3)$ dirá cual es $f_{n+1}^*(1)$ y cual es el nivel al que se debe ir desde el nivel 1 en la etapa en estudio.

El método continua al considerar como se hizo para el nivel 1 de la etapa n , a los niveles 2, 3 y 4; luego se va a la etapa anterior puesto que el cálculo se hace retrocediendo en el tiempo.

Los resultados del método dirán "estando en el nivel i en la etapa n conviene pasar al nivel j de la etapa $n+1$ ", lo cual constituye la estrategia buscada, pero aparte, entre otros resultados de interés, dará información sobre el volumen máximo descargado y su probabilidad, los volúmenes esperados que pasan por las turbinas y el vertedor en cada etapa n , si

se sigue la estrategia encontrada.

Adicionalmente dentro de la estrategia se puede definir una secuencia de decisiones que proporciona el valor mayor de beneficios netos entre todos los máximos, a ella se le llamará "trayectoria óptima".

Lo anterior permite mostrar la versatilidad de la estrategia encontrada, ya que señala a que nivel se debe pasar en cualquier período para tener los máximos beneficios y también dice como llegar a la trayectoria óptima desde cualquier nivel; esto último es importante, pues la decisión de ir inmediatamente a la trayectoria óptima no siempre es la más conveniente.

3 Aplicación del método

El procedimiento descrito se ha aplicado a la presa "El Infiernillo".

Se dispone de 28 años de registro de volúmenes mensuales de ingreso a la presa, y se ha considerado como etapas a períodos de un mes o de una semana. Los volúmenes de cada etapa se han ajustado a una distribución de probabilidad lognormal los volúmenes de entrada y sus probabilidades, aparecen en la tabla 1

Por otra parte se han definido los valores que intervienen

en la fig 5 como otros que se han comentado y que se requieren para utilizar el procedimiento los cuales se presentan en las tablas 2 y 3.

Para utilizar el método se hizo un programa de cómputo en lenguaje BASIC que no requiere demasiada memoria y que por lo mismo es posible utilizarlo en una computadora de escritorio.

TABLA 1. Volúmenes de entrada al vaso y su probabilidad

Probabilidad	E	F	M	A	M	J	J	A1	A2	A3	A4
0.1	159.26	128.23	101.06	81.49	108.61	203.39	735.40	155.99	107.22	107.22	217.52
0.1	340.37	271.89	217.17	174.11	231.74	478.97	1605.35	348.55	446.62	446.62	487.65
0.1	381.72	301.50	246.35	196.09	259.82	620.87	1853.89	418.71	535.20	535.20	587.96
0.1	417.52	326.86	271.89	215.20	284.12	761.70	2075.02	483.53	613.09	613.09	680.93
0.1	452.34	351.31	296.95	233.86	307.76	914.84	2294.92	549.99	689.81	689.81	776.52
0.1	488.79	376.71	323.41	253.45	332.50	1092.64	2529.94	623.05	771.09	771.09	831.88
0.1	529.68	404.97	353.34	275.50	360.26	1313.89	2799.05	709.13	863.32	863.32	1006.30
0.1	579.76	439.29	390.32	302.60	394.24	1617.54	3136.12	820.35	977.74	977.74	1167.54
0.1	651.70	488.05	444.05	341.70	443.70	2121.44	3634.28	991.34	1144.78	1144.78	1416.25
0.09	826.64	604.06	577.71	437.63	561.71	3768.49	4916.81	1468.24	1564.33	1564.33	2114.99

Probabilidad	S1	S2	S3	S4	O1	O2	O3	O4	N	D
0.1	217.52	274.20	184.20	184.20	114.66	114.66	89.38	0.00	229.02	193.68
0.1	487.65	618.40	423.47	423.47	272.18	212.18	212.39	183.89	507.23	412.02
0.1	587.96	751.78	530.33	530.33	357.84	357.84	280.16	234.25	600.33	458.30
0.1	680.93	876.36	632.99	623.99	444.03	444.03	348.57	278.57	685.12	498.05
0.1	776.52	1005.25	741.68	741.68	538.82	538.82	424.01	322.26	771.05	536.46
0.1	881.88	1148.14	864.79	864.79	650.04	650.04	512.75	368.58	864.52	576.46
0.1	1006.30	1317.89	1014.21	1014.21	789.91	624.66	421.19	973.46	973.46	621.05
0.1	1167.54	1539.27	1213.75	1213.75	984.12	984.12	780.47	486.50	1112.57	675.31
0.1	1416.25	1883.57	1533.51	1533.51	1311.22	1311.22	1043.84	581.95	1323.25	752.64
0.09	2114.99	2867.12	2505.28	2505.28	2414.29	2414.29	1938.84	822.20	1893.19	937.69

Tabla 2 Datos para el cálculo de los beneficios netos

EGAR 1	70 000	Mwh/mes
EL	350 000	Mwh/mes
P_0	12	\$/kwh
P_1	4.2	\$/kwh
B_1	0	
B_0	0	
θ	0.5	
R	34.767	10^9 \$
X	1.61	
V_D	6 200	10^6 m ³

Tabla 3 Elevaciones con sus correspondientes volúmenes usados en el método

Nivel	Elevación (m)	Volumen (10^6 m ³)
8	169.98	6 370.00
7	166.43	5 262.17
6	162.52	4 154.35
5	158.13	3 046.52
4	153.43	2 135.00
3	151.59	1 661.74
2	146.55	830.87
1	140	0

3.1 Análisis de los resultados

En la fig 4 se muestran los resultados de la aplicación del método

Existe una estrategia óptima para la cual se tiene un valor máximo del beneficio. Aparecen otras estrategias que tienen una secuencia continua de principio a fin del año en las cuales también se incluye el valor esperado de beneficio por seguir las, nótese que conducen al final del año a la óptima, lo cual quiere decir que si por algún motivo se está fuera de la óptima se puede continuar (en lo posible) por ellas, ya que llevarán a la óptima con las mayores ganancias netas. Se tienen también otras decisiones, que al igual que las anteriores, señalan como operar para obtener el máximo beneficio neto si por alguna razón se llegó a ese nivel.

Adicionalmente se anotan algunos otros resultados de interés.

Conviene resaltar el hecho de que aparte de dar una trayectoria óptima se dice como llegar a ésta, lo cual hace al procedimiento práctico y útil para optimizar el funcionamiento de la presa.

Se han realizado varias simulaciones del funcionamiento del vaso a partir de un registro histórico de volúmenes de ingreso tomando en cuenta las políticas de operación óptima encontradas para diferentes valores de la probabilidad τ_a . También se ha definido, aplicando al registro histórico un procedimiento de programación dinámica con futuro determinado, el beneficio acumulado máximo si la presa se hubiese operado conociendo los volúmenes de entrada al vaso (forma ideal).

Los beneficios acumulados al final de los 28 años con las diferentes políticas se resumen a continuación:

	Beneficios \$ x 10 ⁶	Por ciento res- pecto al ídeal
Operación ideal	1290.5	100
Operación óptima $\tau_a = 0$	857.6	66
Operación óptima $\tau_a = 0.80$	954.7	74

Los resultados de la simulación muestran que son adecuadas las políticas de operación encontradas por el método aquí descrito, al observar sus resultados se aprecia como tratan de acercarse a la ideal. Se cree que a medida de que se incluyan más elementos que permitan conocer un poco más de los volúmenes de entrada al vaso se pueden obtener beneficios acumulados más cercanos al ideal, por lo que se estima conveniente incluir el efecto de la correlación entre los volúmenes de entrada de un período con el siguiente.

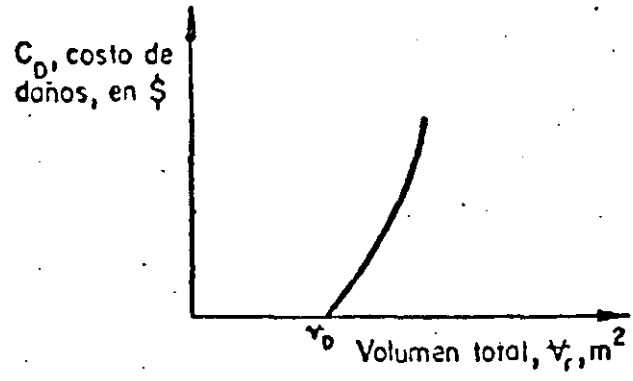


Fig . 1 Relación entre el costo de daños contra volumen total descargado

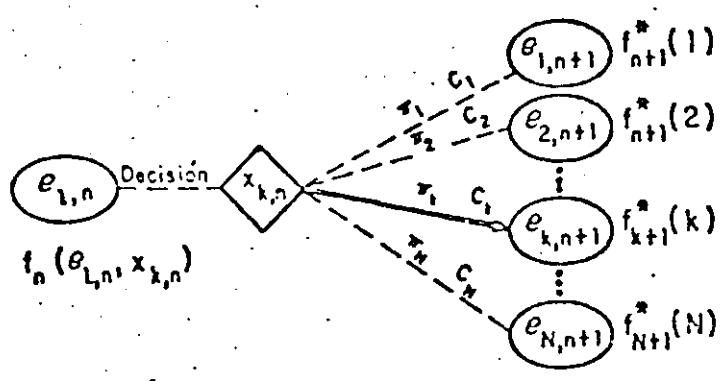


Fig 2 Estructura básica utilizada para la programación dinámica

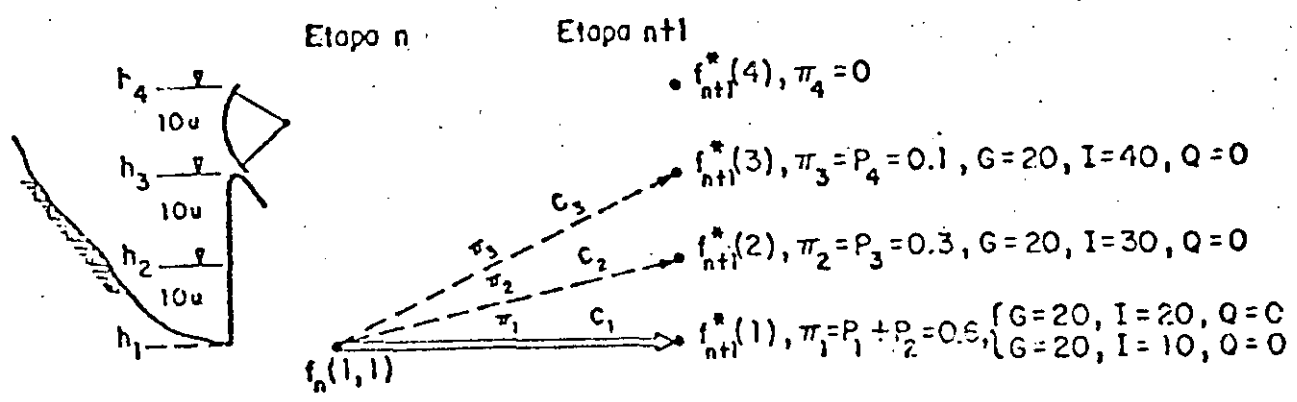


Fig 3 Ejemplificación de la estructura básica de programación dinámica

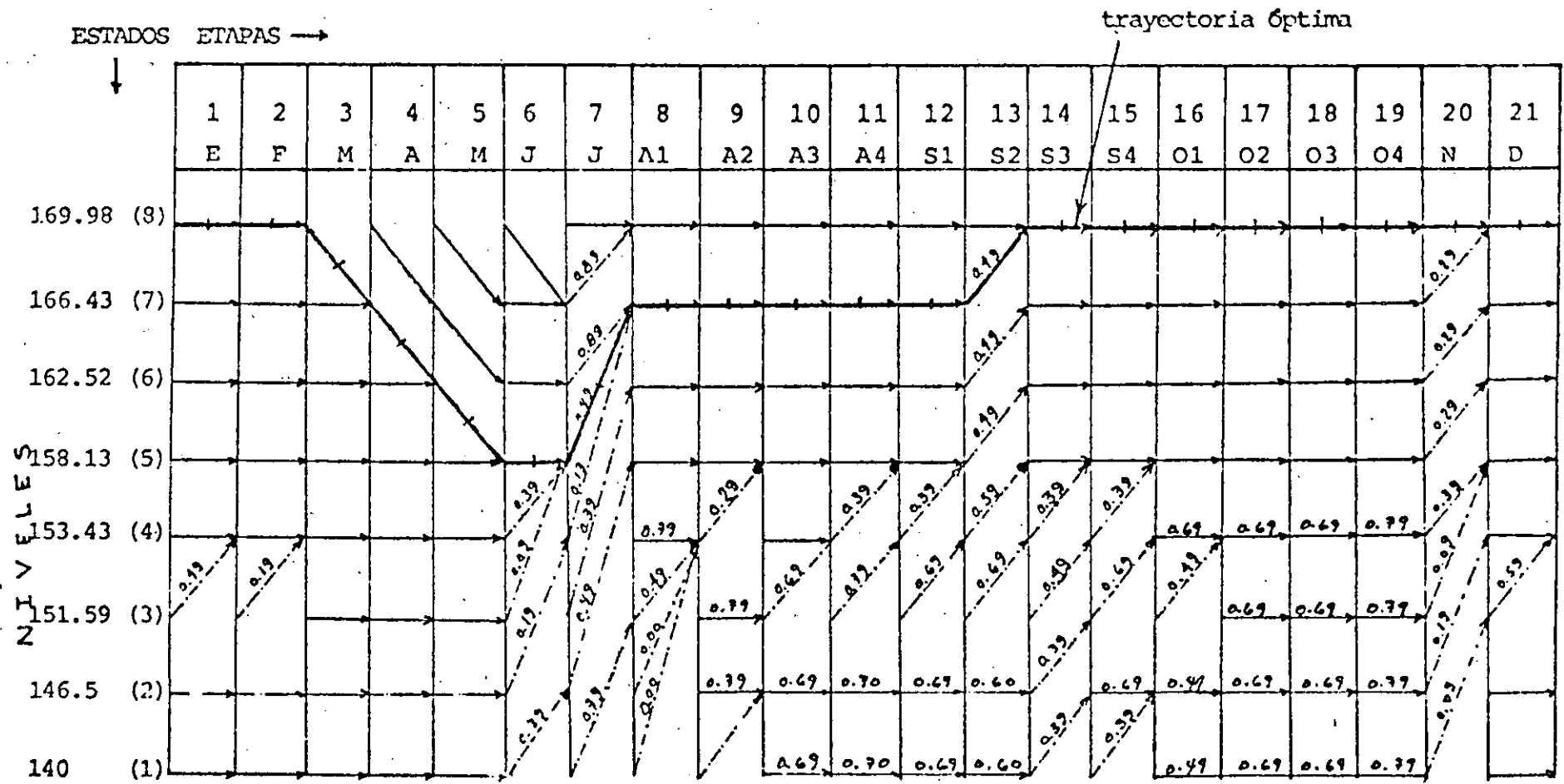


Fig 4a Política de operación (probabilidad mínima aceptable igual a 0). Las flechas indican a que nivel se debe pasar al fin de la etapa. Sobre ellas se anota la probabilidad de pasar al nivel (cuando no se escribe un número la probabilidad es 0.99).

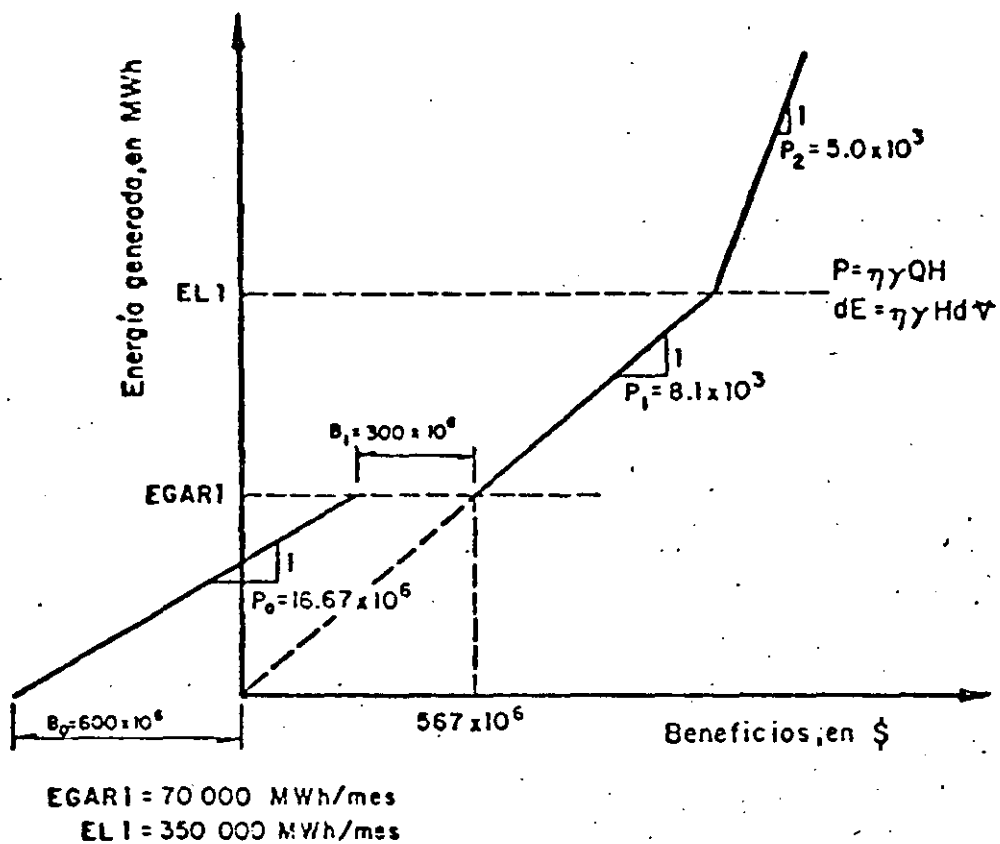


Fig 5 Cálculo de los beneficios por generación

5.3 SIMULACION DEL FUNCIONAMIENTO DE UN VASO

El proceso mediante el cuál se trata de representar el comportamiento del vaso de almacenamiento de una presa a partir de la información de ingresos, egresos y cambio de almacenamiento en él. Con dicha información se trata de conocer (sin estar en el sitio y esperar mucho tiempo) cuales serían los niveles de agua en la presa, sus descargas por la obra de excedencias, etc. Este proceso se llama simulación del funcionamiento de un vaso.

La simulación del funcionamiento de un vaso tiene varias aplicaciones entre las cuales se citan:

- a) Cambio de las características físicas de las obras del proyecto de la presa.

- b) Determinación del volumen de agua del almacenamiento que es utilizable, por ejemplo para satisfacer la demanda (capacidad útil).
- c) Establecer políticas de extracciones para cumplir con parte o toda la demanda.

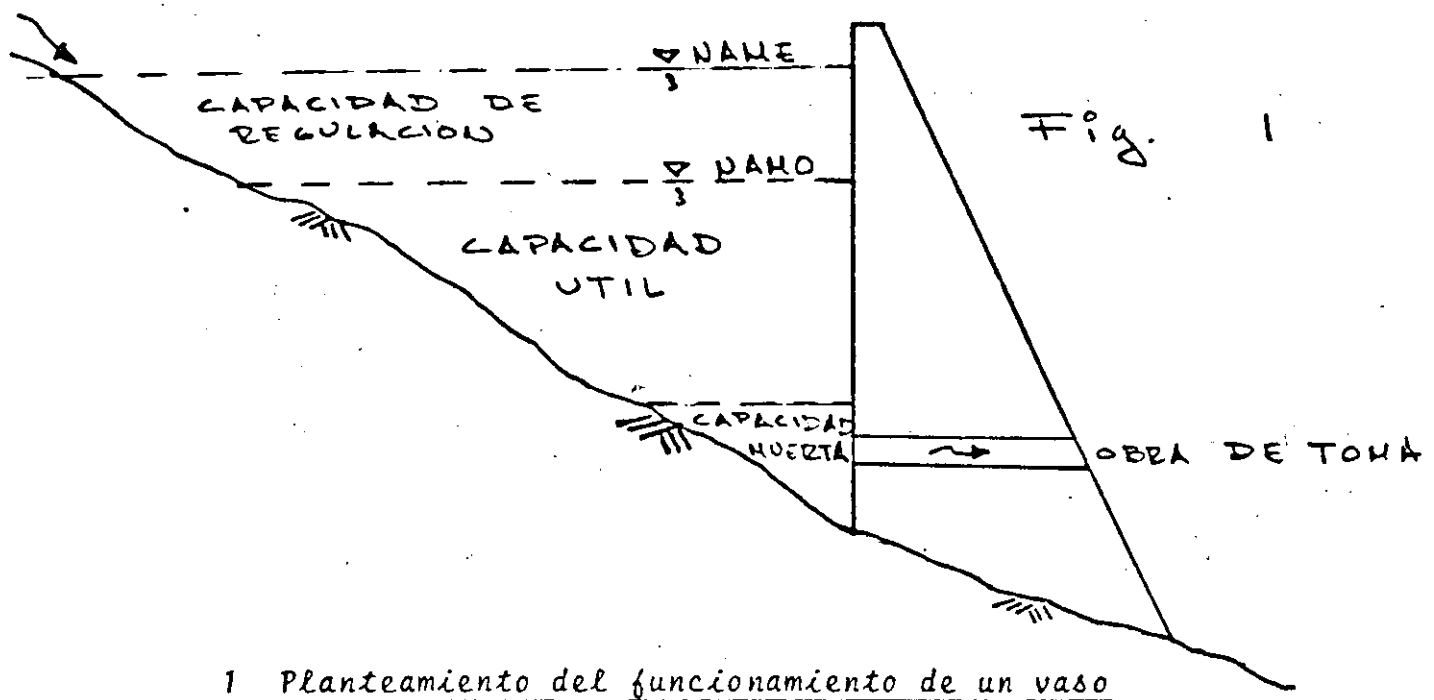
En un almacenamiento de un vaso (fig 1), se consideran varios niveles característicos, a saber:

- . Nivel de aguas mínimas, NAMIN, asociado a la elevación mínima abajo de la cuál no puede ser extraída el agua por la obra de toma (funcionando esta como un vertedor).
- . Nivel de aguas máximas ordinarias, NAMO, es el nivel máximo a la cual la superficie del vaso subirá durante las condiciones comunes de funcionamiento u operación.
- . Nivel de aguas máximas extraordinarias, NAME, es la elevación máxima que alcanzará el agua durante el tránsito de la avenida de diseño de la presa por el vaso.

Los niveles anteriores, permiten definir a su vez a los siguientes volúmenes de un vaso:

- . Capacidad muerta, volumen de agua que no puede ser extraído de la presa; es el agua del vaso debajo del NAMIN.

- Capacidad útil, es el volumen de agua comprendida entre el NAMIN y el NAMO.
- Capacidad de regulación, es el volumen de agua que es utilizado para reducir el gasto de pico del hidrograma de ingreso al vaso cuando la superficie del vaso corresponde al NAMO; se refiere al almacenamiento comprendido entre el NAMO y el NAME.



1 Planteamiento del funcionamiento de un vaso

Para entender en que consiste la simulación de un funcionamiento de vaso se discutirá un procedimiento

Para simular el funcionamiento de un vaso se utiliza la ecuación de continuidad que para un intervalo de tiempo

Δt se expresa:

$$V_{i+1} - V_i = \frac{I_{i+1} + I_i}{2} \Delta t - \frac{Q_{i+1} + Q_i}{2} \Delta t$$

si se supone que $I_i = I_{i-1}$ y $Q_i = Q_{i-1}$, es decir son constantes durante el intervalo de tiempo, la ec. anterior queda:

$$V_{i+1} - V_i = I \Delta t - Q \Delta t$$

haciendo

$$X_i = I \Delta t$$

$$S_i + P_i = Q \Delta t$$

la ecuación de continuidad queda

$$V_{i+1} = V_i + X_i - S_i - P_i \quad 1$$

Esta es la ecuación fundamental para hacer el funcionamiento del vaso, en ella generalmente se considera que el intervalo de tiempo Δt es de un mes, sin embargo en vasos muy grandes, se pueden utilizar intervalos mayores inclusive hasta de un año.

2. METODO DE SOLUCION

La simulación del funcionamiento del vaso se realiza a partir de la ecuación de continuidad

$$V_{i+1} = V_i + X_i - S_i - P_i \quad (1)$$

sujeta a

$$VM^{(k)} \leq V_{i+1} \leq VU^{(k)}$$

donde

V_{i+1}, V_i volúmenes almacenados al final y al principio del mes i respectivamente, en $m^3 (10^6)$

$VM^{(k)}$ volumen correspondiente al NAMINO en el mes k del año, en $m^3 (10^6)$

$VU^{(k)}$ volumen correspondiente al NAMO en el mes k del año, en $m^3 (10^6)$

considerando

$$X_i = ICP_i + IT_i \quad (2)$$

$$S_i = VDEM_i \quad (3)$$

$$P_i = 1\,000 (EVAP_i - hp_i) \bar{A}_i \quad (4)$$

para

ICP_i volumen de escurrimiento generado por cuenca propia que entra al vaso en el mes i , en $m^3(10^6)$

IT_i volumen de entrada por transferencias desde otras cuencas en el mes i , en $m^3(10^6)$

$VDEM_i$ volumen extraído para satisfacer la demanda en el mes i , en $m^3(10^6)$

hp_i lámina de precipitación sobre el vaso en el mes i , en mm

$EVAP_i$ lámina de evaporación en el vaso en el mes i , en mm

\bar{A}_i promedio de las áreas de superficie libre del vaso, en km^2

El área promedio se calcula como $\frac{A_{i+1} + A_i}{2}$ siendo A_{i+1} y A_i el área de la superficie libre al final y al inicio del mes i , respectivamente.

Adicionalmente se considera que el volumen de demanda puede modificarse en los siguientes casos

- a) Para evitar que el volumen almacenado en la presa sea inferior a $VM^{(k)}$, se reduce la extracción de agua del vaso disminuyendo $VDEM_i$.
- b) Cuando haya derrame se aumenta $VDEM_i$ al máximo posible con objeto de turbinar un mayor volumen de agua.
- c) Cuando $VDEM_i$ excede al volumen turbinable máximo en el mes en estudio, se hace que $VDEM_i$ sea igual a dicho volumen.

Para calcular el volumen máximo de agua que puede ser usado en la generación hidroeléctrica en cada mes se considera lo siguiente:

La potencia se calcula con la siguiente expresión

$$P = K_1 Q H \quad (5)$$

donde

- P potencia producida, en MW
 Q gasto que pasa por las turbinas, en m³/s
 H carga bruta, en m
 K₁ coeficiente que contiene a la eficiencia de la máquina, al peso específico del agua y un coeficiente de conversión de unidades. Su valor se considera constante (0.00981).

Por otra parte, se sabe que el gasto Q es directamente proporcional a la raíz cuadrada de la carga bruta

$$Q = K_2 (H)^{1/2} \quad (6)$$

y de modo que al sustituir la ec 6 en la 5 se tiene

$$P = K_1 K_2 H^{3/2} = K_3 H^{3/2} \quad (7)$$

Además, del diseño para la planta hidroeléctrica, se conoce la potencia instalada en el sistema (P_{INS}), la carga bruta de diseño (H_{BDIS}) para la cual se escogió la máquina hidráulica y el gasto de diseño (Q_{DIS}) que se debe pasar por las turbinas. Utilizando estos valores en las ecs 5 y 7, se tiene que

$$K_1 = \frac{P_{INS}}{Q_{DIS} H_{BDIS}} \quad (8)$$

$$K_3 = \frac{P_{INS}}{H_{BDIS}^{3/2}} \quad (9)$$

La carga hidráulica bruta se encuentra a partir de

$$H = \frac{h_i + h_{i+1}}{2} - \text{DES}F^{(k)}$$

donde

h_i, h_{i+1} elevación del espejo del agua al inicio y final del mes i

$\text{DES}F^{(k)}$ elevación media del desfogue en el mes k del año

A partir de lo anterior el volumen de agua máximo que pasa por las turbinas ($V_{\text{máx}}$) resulta ser igual a

$$V_{\text{máx}} = Q_{\text{DIS}} \Delta t \quad \text{si} \quad H \geq H_{\text{BDIS}} \quad (11)$$

$$V_{\text{máx}} = \frac{\text{POTMAX}}{K_1 H} \Delta t \quad \text{si} \quad H < H_{\text{BDIS}} \quad (12)$$

siendo

$$\text{POTMAX} = P_{\text{INS}} \quad \text{si} \quad H \geq H_{\text{BDIS}} \quad (13)$$

$$\text{POTMAX} = K_3 H^{3/2} \quad \text{si} \quad H < H_{\text{BDIS}} \quad (14)$$

De esta forma, se requiere que en cada mes se calcule $V_{\text{máx}}$ y en aquellos casos en que V_{DEM_i} sea mayor a $V_{\text{máx}}$, se debe disminuir V_{DEM_i} de modo que sea igual a $V_{\text{máx}}$. Cuando haya descarga por el vertedor se tratará de que V_{DEM_i} sea igual a $V_{\text{máx}}$, lo que casi siempre se podrá hacer al aumentar a V_{DEM_i} y disminuir con ello el volumen de derrame.

3. Cálculos adicionales

Dado que se han calculado el volumen máximo de agua que pasa por las turbinas y la potencia máxima, se pueden encontrar a partir de ellos algunos parámetros de importancia en la simulación del funcionamiento del vaso, que a continuación se describen.

a) Potencia media

Para calcular la potencia hidráulica media \bar{P} en el mes en estudio se propone encontrar P_1 a partir de la ec. 5 como

$$P_1 = K_1 \frac{VDEM_i}{\Delta t} H \quad (15)$$

de modo que la potencia media \bar{P} será la más pequeña entre P_1 y P_{INS} , es decir, se tiene que

$$\bar{P} = \text{mín} (P_1, P_{INS}) \quad (16)$$

b) Generación mensual

La energía generada mensualmente se obtiene al multiplicar la potencia media por el número de horas en el mes (720), ésto es

$$G = 720 \bar{P} \quad (17)$$

c) Consumo específico

Se define como el cociente entre el volumen que pasa por las turbinas y la generación mensual, o sea

$$CE = \frac{VDEM_i}{G} \quad (18)$$

d) Factor de planta

Es el cociente entre la potencia media y la potencia instalada en la planta, es decir

$$FP = \frac{\bar{P}}{P_{INS}} \quad (19)$$

e) Número de horas a potencia máxima

El número de horas en el mes con generación a potencia máxima se calcula como

$$NH = 730 \bar{P}/POTMAX$$

f) Cuadro resumen

Con los resultados de la simulación del vaso se calculan los promedios en cada mes del año de las elevaciones del vaso, volúmenes generados, volúmenes de evaporación neta, cargas brutas, potencias medias, potencias máximas, energías generadas, consumos específicos, factores de planta y números de horas a potencia máxima.

g) Histogramas

Tanto para las elevaciones del agua como para las cargas brutas encontradas en la simulación del funcionamiento del vaso se obtiene su histograma y sus parámetros estadísticos.

Para llevar a cabo la simulación del funcionamiento de un vaso . . .
para un intervalo de
tiempo Δt de un mes.

Se requiere de los siguientes datos:

- a) Volúmenes de entrada generados por cuenca propia y por transferencia desde otras cuencas, para todos los meses por simular.
- b) Volúmenes de demanda y láminas de evaporación netas representativas de los meses del año.
- c) Curvas elevaciones-volúmenes almacenados y elevaciones-áreas de superficie libre.
- d) Elevaciones a considerar en los meses del año correspondientes al NAMO, NAMINO y desfogue.
- e) Elevación inicial en el vaso.
- f) Potencia instalada, gasto de diseño de la obra de toma y carga bruta de diseño.

Se puede calcular adicionalmente: potencia media generada, factor de planta, generación mensual, número de horas del mes generadas a potencia máxima y consumo específico.

Simular el funcionamiento del vaso de una presa cuyo nivel inicial es 176.4m.
Se dispone de la siguiente información:

a) Características de la generación

Potencia instalada : 1 000 MW
Gasto de diseño : 1 137.91 m³/s
Carga bruta : 104.0 m

b) En la tabla I.1 se indican los volúmenes de demanda, láminas de evaporación neta, elevaciones del NAMO, NAMINO y desfogue para cada mes del año

c) Puntos de las curvas elevaciones-volúmenes y elevaciones-áreas (tabla I.2).
En la fig I.2 se muestran las curvas elevaciones-volúmenes y elevaciones-áreas

d) Volúmenes de entrada

En la tabla I.3 se indican los volúmenes de ingreso al vaso durante un periodo de 26 años.

TABLA I.1 Datos para hacer la simulación del funcionamiento de un vaso

Mes	Volúmenes de demanda, en m ³ (10 ⁶)	Láminas de evaporación neta, en mm	Elevaciones del NAMO, en msnm	Elevaciones del NAMINO, en msnm	Elevaciones del desfogue, en msnm
E	1 200	58.4	176.4	150	59
F	1 200	124.0	176.4	150	59
M	1 150	197.3	176.4	150	59
A	1 100	214.3	176.4	150	59
M	1 100	211.3	176.4	150	59
J	1 300	46.0	169.0	150	59
J	1 500	- 2.7	169.0	150	59
A	1 933	- 5.6	169.0	150	59
S	2 600	8.6	169.0	150	59
O	1 400	60.6	176.4	150	59
N	1 200	120.9	176.4	150	59
D	1 200	110.9	176.4	150	59

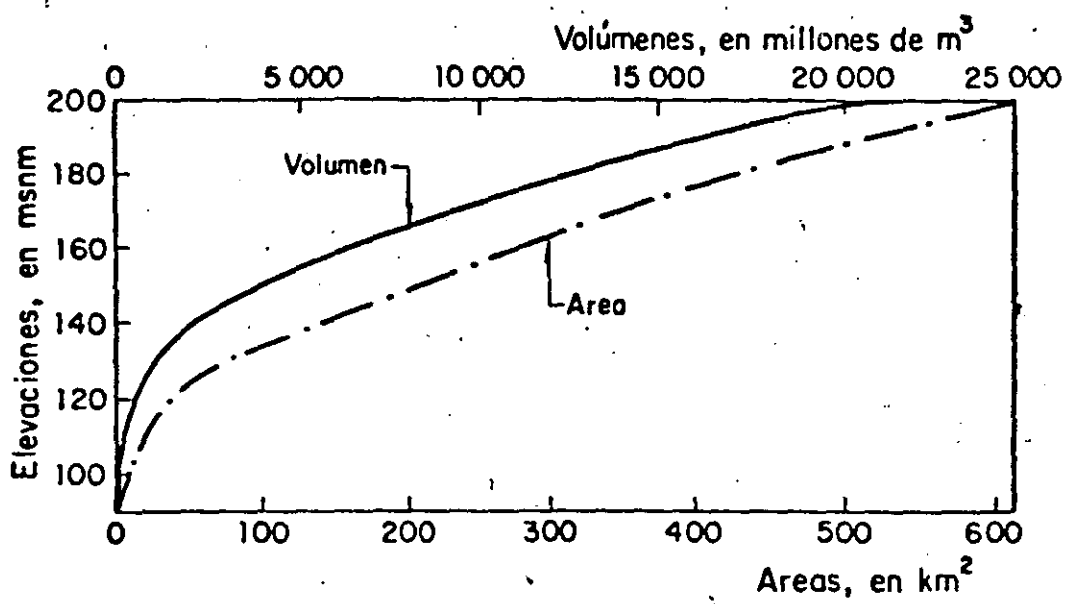


FIG. I.2 Curvas elevaciones-volúmenes y elevaciones - áreas

TABLA I.2 Puntos de las curvas elevaciones-volúmenes y elevaciones-áreas

ELEVACIONES EN EL VASO EN MSNM	ÁREAS INUNDADAS POR EL VASO EN KM.2	ALMACENAMIENTO TOTAL EN EL VASO EN MILL.M3
99.66	8.70	92.67
104.66	12.90	146.67
109.66	18.91	226.19
114.66	24.91	335.74
122.66	42.55	538.71
129.66	77.04	1037.17
132.66	90.27	1246.30
134.66	103.50	1488.51
139.66	139.08	2094.96
144.66	174.65	2879.28
149.66	208.93	3838.23
154.66	243.21	4948.58
159.66	275.84	6266.20
164.66	308.46	7726.95
167.66	327.23	8521.56
169.66	346.00	9363.10
174.66	386.67	11124.77
179.66	427.34	13229.79
189.66	519.99	17966.44
199.66	612.64	23129.59

TABLA I.3 Volúmenes de ingreso al vaso

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN
1	365.00	295.00	273.00	248.00	334.00	339.00
2	598.00	433.00	447.00	406.00	547.00	1357.00
3	354.00	205.00	190.00	172.00	232.00	574.00
4	439.00	374.00	365.00	332.00	447.00	1110.00
5	505.00	410.00	374.00	332.00	330.00	510.00
6	537.00	435.00	430.00	332.00	420.00	1352.00
7	622.00	529.00	559.00	535.00	293.00	741.00
8	599.00	553.00	303.00	332.00	371.00	1074.00
9	557.00	570.00	430.00	501.00	593.00	1948.00
10	432.00	454.00	472.00	303.00	433.00	613.00
11	500.00	365.00	314.00	250.00	259.00	1232.00
12	469.00	336.00	319.00	233.00	340.00	763.00
13	405.00	299.00	284.00	228.00	335.00	643.00
14	570.00	379.00	321.00	250.00	304.00	704.00
15	364.00	348.00	335.00	178.00	313.00	655.00
16	354.00	297.00	353.00	223.00	337.00	1314.00
17	437.00	400.00	331.00	341.00	339.00	1371.00
18	547.00	549.00	533.00	243.00	641.00	1342.00
19	545.00	442.00	306.00	227.00	291.00	553.00
20	434.00	430.00	306.00	220.00	235.00	1352.00
21	529.00	401.00	290.00	335.00	303.00	395.00
22	499.00	376.00	431.00	304.00	316.00	2237.00
23	412.00	392.00	180.00	297.00	351.00	360.00
24	470.00	424.00	399.00	252.00	354.00	2055.00
25	533.00	411.00	350.00	228.00	234.00	1674.00
26	477.00	422.00	144.00	199.00	173.00	595.00
AÑO	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
1	1743.00	1622.00	3174.00	2036.00	592.00	447.00
2	2854.00	2656.00	5199.00	3335.00	269.00	765.00
3	1211.00	1126.00	2205.00	1414.00	411.00	324.00
4	2333.00	2171.00	4250.00	2726.00	792.00	625.00
5	2755.00	3029.00	7430.00	4854.00	1955.00	719.00
6	2294.00	1494.00	2292.00	1048.00	459.00	534.00
7	1051.00	1307.00	2454.00	1031.00	463.00	397.00
8	3240.00	2715.00	5505.00	3035.00	2777.00	1034.00
9	2934.00	3322.00	2315.00	4079.00	944.00	601.00
10	2247.00	2696.00	3200.00	1737.00	1074.00	627.00
11	3632.00	2752.00	3598.00	1332.00	1152.00	647.00
12	1544.00	2046.00	5232.00	2126.00	751.00	551.00
13	2583.00	4069.00	2299.00	3227.00	974.00	605.00
14	3907.00	2357.00	5337.00	2264.00	703.00	562.00
15	1356.00	4277.00	3445.00	2334.00	724.00	512.00
16	2440.00	3003.00	2774.00	1899.00	737.00	523.00
17	2024.00	2304.00	7223.00	4320.00	1132.00	675.00
18	2351.00	2775.00	3577.00	2550.00	324.00	707.00
19	1724.00	5241.00	7014.00	2293.00	747.00	597.00
20	3205.00	5075.00	4306.00	2676.00	906.00	592.00
21	3034.00	3301.00	5077.00	4339.00	376.00	672.00
22	3015.00	2423.00	3410.00	1420.00	725.00	603.00
23	3440.00	4279.00	4033.00	3700.00	1355.00	773.00
24	3301.00	1372.00	3145.00	1736.00	336.00	621.00
25	2636.00	3487.00	5345.00	1352.00	434.00	520.00
26	3212.00	2430.00	2202.00	4320.00	1411.00	701.00

TABLA I.4 Impresión de datos

DATOS UTILIZADOS EN LA SIMULACION DEL FUNCIONAMIENTO DEL VASO

EJEMPLO NO. 1

ELEVACION INICIAL EN EL VASO	176.40	MSNM
VOLUMEN ALMACENADO INICIAL	11902.96	MILL.M3
POTENCIA INSTALADA	1000.00	MEGAWATTS
GASTO DE DISEÑO	1137.91	M375
CARGA BRUTA DE DISEÑO	104.00	METROS
MAXIMO VOLUMEN MENSUAL TURBINABLE	2920.43	MILL.M3
VALOR DE K EN LA ECUACION P=KQH	0.00045	

ELEVACIONES Y CAPACIDADES PARA DIFERENTES VALORES DEL NAMO Y NAMIÑO, DEMANDA PROPUESTA, EVAPORACION NETA ELEVACION MEDIA DE DESFOQUE Y ENTRADA MEDIA

MES	ELEVACION AL NAMO EN MSNM	CAPACIDAD AL NAMO MILL.M3	ELEVACION AL NAMIÑO EN MSNM.	CAPACIDAD AL NAMIÑO MILL.M3	DEMANDA PROPUESTA MILL.M3	LAM. EVAP. NETA EN MM	ELEV. MEDIA DEFOQUE EN MSNM	ENTRA. MEDIA PROP. MILL.M3
ENE	176.40	11902.96	150.00	3915.09	1200.00	50.40	59.00	498.12
FEB	176.40	11902.96	150.00	3915.09	1200.00	124.00	59.00	410.73
MAR	176.40	11902.96	150.00	3915.09	1150.00	197.30	59.00	349.94
ABR	176.40	11902.96	150.00	3915.09	1100.00	214.00	59.00	297.73
MAY	176.40	11902.96	150.00	3915.09	1100.00	211.30	59.00	377.50
JUN	169.00	9140.93	150.00	3915.09	1300.00	46.00	59.00	1091.58
JUL	169.00	9140.93	150.00	3915.09	1500.00	2.70	59.00	2514.42
AGO	169.00	9140.93	150.00	3915.09	1933.00	55.60	59.00	2836.73
SEP	169.00	9140.93	150.00	3915.09	2600.00	8.60	59.00	4261.62
OCT	176.40	11902.96	150.00	3915.09	1400.00	60.60	59.00	2631.15
NOV	176.40	11902.96	150.00	3915.09	1200.00	170.90	59.00	942.62
DIC	176.40	11902.96	150.00	3915.09	1200.00	110.90	59.00	620.35
ANUAL MEDIA					14893.00 1406.92			14892.65 1406.89

TABLA I.5 Impresión de resultados

RESULTADOS DE LA SIMULACION DEL FUNCIONAMIENTO DEL VASO

EJEMPLO NO. 1

MES	AÑO	ENTRADA MENSUAL EN MILL.M3	DEMANDA GENERAC. MILL.M3	DERRAME VERTEDOR MILL.M3	VOL. EVA NETA EN MILL.M3	ALMACENA FIN MES MILL.M3	ELEVACS FIN MES EN MSNM	CARGA BRUTA METROS	POTENCIA MENSUAL MEGAWATT	POTENCIA MAXIMA MEGAWATT	GENERAC. MENSUAL EN GWH	CONSUMO ESPECIF. M3/KWH	FACTOR DE PLANTA	NO. HRS. A POTENCIA MAXIMA
ENE	1	365.00	1200.00	0.00	22.20	11045.06	174.25	116.33	448.84	1000.00	327.65	3.642	0.449	307.45
FEB	1	295.00	1200.00	0.00	46.23	10023.83	171.65	113.95	439.69	1000.00	320.97	3.739	0.440	320.97
MAR	1	273.00	1150.00	0.00	69.39	9147.44	169.02	111.34	411.69	1000.00	300.53	3.827	0.417	300.53
ABR	1	248.00	1100.00	0.00	70.67	8224.57	166.23	109.62	324.19	1000.00	280.46	3.927	0.394	280.46
MAY	1	374.00	1100.00	0.00	65.63	7322.94	163.52	105.37	374.46	1000.00	273.35	4.024	0.374	273.35
JUN	1	829.00	1300.00	0.00	13.60	6908.34	161.86	103.69	433.41	925.49	316.39	4.102	0.433	317.82
JUL	1	1743.00	1500.00	0.00	-0.72	7152.13	162.69	103.28	429.10	939.56	363.62	4.125	0.428	367.45
AGO	1	1622.00	1933.00	0.00	-1.64	6842.77	161.63	103.16	641.19	987.25	468.07	4.130	0.441	473.78
SEP	1	3174.00	2600.00	0.00	2.54	7414.23	163.59	103.61	666.12	994.40	452.32	4.112	0.366	435.33
OCT	1	2036.00	1400.00	0.00	19.70	8031.53	165.72	105.60	475.39	1000.00	347.03	4.034	0.475	347.03
NOV	1	552.00	1200.00	0.00	32.27	7384.27	163.49	105.56	407.28	1000.00	297.32	4.026	0.407	297.32
DIC	1	467.00	1200.00	0.00	32.42	6620.85	160.87	103.18	398.13	968.25	290.64	4.129	0.398	294.09
ANUAL		11970.00	16803.00	0.00	377.11						4218.35			
ENE	2	598.00	1200.00	0.00	16.15	6002.70	158.64	100.74	388.78	953.63	283.81	4.228	0.389	297.61
FEB	2	433.00	1200.00	0.00	32.21	5253.42	155.76	98.20	378.91	917.54	276.60	4.338	0.379	301.46
MAR	2	447.00	1150.00	0.00	47.30	4503.12	152.60	95.18	351.95	875.52	256.92	4.476	0.352	293.45
ABR	2	406.00	946.91	0.00	47.18	3915.09	150.00	92.30	291.03	836.10	205.15	4.616	0.281	245.26
MAY	2	547.00	502.89	0.00	44.11	3915.09	150.00	91.00	147.15	818.49	107.42	4.682	0.147	131.24
JUN	2	1357.00	1300.00	0.00	9.27	3262.82	150.21	91.11	380.82	819.21	278.00	4.674	0.391	339.04
JUL	2	2854.00	1500.00	0.00	-0.63	5317.45	154.00	94.11	453.89	860.77	331.34	4.527	0.454	364.93
AGO	2	2656.00	1933.00	0.00	-1.44	6041.21	158.80	98.40	611.59	920.33	446.44	4.330	0.612	405.11
SEP	2	5192.00	2600.00	0.00	2.58	8638.33	167.21	104.15	870.71	1000.00	635.62	4.091	0.871	635.62
OCT	2	3335.00	1400.00	0.00	21.23	10532.05	172.21	111.21	500.60	1000.00	365.44	3.331	0.501	365.44
NOV	2	962.00	1200.00	0.00	44.65	10272.40	172.15	113.53	439.05	1000.00	319.78	3.753	0.438	319.78
DIC	2	765.00	1200.00	0.00	40.04	9801.37	170.86	112.50	434.10	1000.00	316.89	3.787	0.434	316.89
ANUAL		19616.00	16132.80	0.00	302.68						3823.41			
ENE	3	254.00	1200.00	0.00	20.15	8835.22	168.09	110.47	424.26	1000.00	311.17	3.854	0.424	311.17
FEB	3	205.00	1200.00	0.00	39.95	7800.26	164.69	107.49	414.75	1000.00	302.77	3.963	0.415	302.77
MAR	3	120.00	1150.00	0.00	50.95	6731.32	161.42	104.16	385.14	1000.00	281.15	4.090	0.395	281.15
ABR	3	172.00	1100.00	0.00	52.07	5794.24	157.84	100.63	355.92	951.82	259.83	4.234	0.356	272.98
MAY	3	252.00	1100.00	0.00	53.23	4872.27	154.24	97.04	343.22	901.30	250.55	4.390	0.343	272.99
JUN	3	576.00	1300.00	0.00	10.54	4138.42	150.92	93.61	391.30	853.92	285.65	4.551	0.391	334.49
JUL	3	1211.00	1434.91	0.00	-0.53	3915.09	150.00	91.49	422.13	825.16	303.16	4.654	0.427	373.45
AGO	3	1126.00	1127.18	0.00	-1.18	3915.09	150.00	91.00	329.81	818.49	240.76	4.682	0.330	294.16
SEP	3	2205.00	2203.31	0.00	1.69	3915.09	150.00	91.00	644.69	818.49	470.62	4.682	0.445	474.99
OCT	3	1414.00	1400.00	0.00	12.39	3912.71	150.01	91.00	409.66	818.54	299.05	4.682	0.410	365.33
NOV	3	411.00	387.07	0.00	25.54	3915.09	150.00	91.00	113.26	818.54	82.68	4.682	0.113	101.01
DIC	3	324.00	302.16	0.00	21.84	3915.09	150.00	91.00	68.41	818.49	64.54	4.682	0.088	78.85
ANUAL		8320.00	13904.62	0.00	301.65						3156.93			

TABLA I.5 Impresión de resultados (continuación)

MES	AÑO	ENTRADA MENSUAL EN MILL. M3	DEMANDA GENERAC MILL. M3	DERRAME VERTEDOR MILL. M3	VOL. FVA META EN MILL. M3	ALMACENA FIN MES MILL. M3	ELEVAC FIN MES EN MGNM	CARGA BRUTA METROS	POTENCIA MENSUAL MEGAWATT	POTENCIA MAXIMA MEGAWATT	GENERAC MENSUAL EN GWH	CONSUMO ESPECIF M3/KWH	FACTOR DE PLANTA	NO. HRS. A POTENCIA MAXIMA
FNE	24	470.00	1200.00	0.00	21.91	10303.17	172.23	114.75	440.84	1000.00	321.81	3.722	0.441	321.81
FEB	24	464.00	1200.00	0.00	44.42	9522.75	170.10	112.16	432.77	1000.00	315.92	3.798	0.433	315.92
MAR	24	399.00	1150.00	0.00	67.17	8704.59	167.70	109.90	406.39	1000.00	296.65	3.877	0.406	296.65
ABR	24	252.00	1100.00	0.00	63.71	7787.89	164.85	107.28	379.43	1000.00	276.99	3.971	0.379	276.99
MAY	24	354.00	1100.00	0.00	63.56	6978.32	162.10	104.47	369.52	1000.00	269.75	4.078	0.370	269.75
JUN	24	2055.00	1300.00	0.00	13.80	7719.52	164.63	104.37	436.25	1000.00	313.46	4.032	0.436	313.46
JUL	24	3821.00	2400.46	0.00	-0.88	9140.93	169.00	107.82	632.18	1000.00	407.49	3.951	0.432	407.49
AGO	24	1972.00	1973.27	0.00	-1.97	9140.23	169.00	110.00	420.13	1000.00	502.67	3.373	0.429	502.67
SEP	24	3165.00	2920.43	171.64	2.94	9140.93	169.00	110.00	428.18	1000.00	502.67	3.367	0.429	502.67
OCT	24	1786.00	1400.00	0.00	21.29	9505.64	170.05	110.52	497.53	1000.00	363.20	3.355	0.423	363.20
NOV	24	936.00	1200.00	0.00	41.80	9122.84	169.17	110.61	426.72	1000.00	311.56	3.852	0.427	311.56
DIC	24	621.00	1200.00	0.00	37.21	8533.63	167.34	109.26	421.57	1000.00	307.75	3.899	0.422	307.75
ANUAL		16295.00	16214.85	171.64	379.96						4408.92			
FNE	25	533.00	1200.00	0.00	18.72	7897.91	165.20	107.27	413.90	1000.00	302.15	3.972	0.414	302.15
FEB	25	411.00	1200.00	0.00	37.59	7071.32	162.42	104.81	404.39	1000.00	295.21	4.065	0.404	295.21
MAR	25	350.00	1150.00	0.00	56.07	6215.25	159.46	101.24	376.94	970.43	275.17	4.179	0.377	275.17
ABR	25	298.00	1100.00	0.00	56.52	5356.73	156.16	98.81	349.40	926.09	255.12	4.312	0.349	255.12
MAY	25	234.00	1100.00	0.00	50.89	4432.84	152.54	95.25	327.24	877.86	246.19	4.463	0.327	246.19
JUN	25	1674.00	1300.00	0.00	10.77	4253.07	154.15	94.35	394.37	864.04	297.89	4.516	0.394	297.89
JUL	25	2676.00	1500.00	0.00	-0.69	5979.75	158.56	97.35	469.54	905.67	347.76	4.376	0.470	347.76
AGO	25	3487.00	1933.00	0.00	-1.60	7535.36	164.00	102.28	635.71	975.30	474.07	4.165	0.435	474.07
SEP	25	5365.00	2920.43	766.22	2.77	9140.93	162.00	107.50	635.71	1000.00	464.07	6.444	0.436	464.07
OCT	25	1352.00	1400.00	0.00	21.40	9071.53	168.79	109.90	494.71	1000.00	361.14	3.877	0.425	361.14
NOV	25	634.00	1200.00	0.00	40.22	8465.31	166.98	108.89	420.14	1000.00	306.70	3.913	0.420	306.70
DIC	25	520.00	1200.00	0.00	35.21	7750.11	164.73	106.86	412.31	1000.00	300.98	3.987	0.412	300.98
ANUAL		17534.00	17273.43	766.22	327.88						3901.44			
FNE	26	477.00	1200.00	0.00	17.56	7009.54	162.20	104.47	403.09	1000.00	294.25	4.078	0.403	294.25
FEB	26	422.00	1200.00	0.00	35.12	6196.42	159.39	101.80	392.78	963.41	286.73	4.185	0.397	286.73
MAR	26	144.00	1150.00	0.00	51.45	5139.96	155.32	98.35	363.60	912.68	265.49	4.332	0.364	265.49
ABR	26	199.00	1100.00	0.00	50.04	4187.22	151.21	94.26	333.40	862.88	243.38	4.520	0.333	243.38
MAY	26	178.00	1100.00	0.00	45.51	3215.09	150.00	91.60	319.38	826.64	237.15	4.651	0.319	237.15
JUN	26	594.00	1300.00	0.00	9.16	3915.09	150.00	91.00	171.42	818.49	125.13	4.682	0.311	125.13
JUL	26	3219.00	1500.00	0.00	-0.40	5634.70	157.23	94.61	456.33	867.72	322.12	4.503	0.454	322.12
AGO	26	2430.00	1933.00	0.00	-1.49	4133.19	159.15	99.19	416.48	931.39	450.03	4.295	0.414	450.03
SEP	26	2209.00	2600.00	0.00	2.30	5739.89	157.63	99.39	830.90	934.25	606.56	4.186	0.431	606.56
OCT	26	4820.00	1400.00	0.00	18.29	9141.59	169.00	104.32	462.59	1000.00	342.80	4.084	0.470	342.80
NOV	26	1411.00	1200.00	0.00	41.46	9311.13	169.51	110.25	425.41	1000.00	310.55	3.864	0.425	310.55
DIC	26	701.00	1200.00	0.00	37.58	8774.55	167.21	109.71	423.31	1000.00	309.01	3.883	0.423	309.01
ANUAL		16805.00	15474.16	0.00	306.40						3654.21			

* NO SE RIO COMPLETA LA DEMANDA

TABLA I.5 Impresión de resultados (continuación)

EJEMPLO NO. 1
CUADRO RESUMEN.
PROMEDIOS EN CADA MES

MES	ELEVACIONES EN EL VASO EN MSNM	VOLS. GENERAC. REALES EN MILL. M ³	VOLUMENES EVAPS. NETAS MILL. M ³	CARGAS BRITAS METROS	POTENCIAS MEDIAS MEGAWATTS	POTENCIAS MAXIMAS MEGAWATTS	GENERAC. MENSUALES EN GWH	CONSUMO ESPECIF. M ³ /KWH	FACTORES DE PLANTA	NO. HRS. A POTENCIAS MAXIMA
ENE	164.25	1148.66	18.41	106.00	395.14	973.13	203.45	4.026	0.305	294.26
FEB	161.71	1139.30	37.09	103.99	303.42	953.27	279.20	4.116	0.322	202.81
MAR	152.04	1051.32	55.39	101.37	345.27	938.45	252.56	4.222	0.346	276.53
ABR	156.45	940.04	56.11	98.74	302.25	909.42	230.74	4.334	0.302	238.93
MAY	154.70	704.35	51.26	96.59	249.03	859.42	191.79	4.422	0.249	198.35
JUN	154.50	1116.41	10.88	95.20	346.28	874.79	252.79	4.474	0.346	285.20
JUL	158.21	1574.86	0.48	97.35	495.78	874.52	361.92	4.393	0.496	401.44
AGO	161.45	1281.53	1.56	100.83	644.60	939.15	470.70	4.247	0.645	422.51
SEP	165.02	2753.00	2.59	104.27	610.21	973.46	591.97	4.787	0.811	600.87
OCT	169.48	1445.36	20.16	107.79	502.57	984.40	366.89	3.966	0.503	372.04
NOV	167.70	1156.20	40.74	109.09	409.44	984.32	293.89	3.922	0.409	300.91
DIC	166.03	1133.74	36.23	107.66	399.80	981.98	289.76	3.967	0.397	222.11
MEDIAS	161.47	1352.07	27.29	102.48	440.20	941.61	321.34	4.241	0.440	337.31
DERRAMES DE TODO EL PERIODO			11721.72	MILL. M ³						
GENERACION MEDIA ANUAL			3856.14	GWH						

o

TABLA I.6 Histograma de elevaciones y parámetros estadísticos

EJEMPLO NO. 1

HISTOGRAMA DE ELEVACIONES

INTERVALO	FRECUENCIAS	FRECUENCIAS RELATIVAS	FRECUENCIAS RELATIVAS ACUMULADAS
150.01 - 151.00	59	0.189	0.189
151.01 - 152.00	4	0.013	0.202
152.01 - 153.00	11	0.035	0.237
153.01 - 154.00	5	0.016	0.253
154.01 - 155.00	3	0.009	0.279
155.01 - 156.00	5	0.016	0.295
156.01 - 157.00	13	0.042	0.337
157.01 - 158.00	4	0.013	0.349
158.01 - 159.00	9	0.029	0.378
159.01 - 160.00	15	0.048	0.426
160.01 - 161.00	3	0.009	0.452
161.01 - 162.00	11	0.035	0.487
162.01 - 163.00	14	0.045	0.532
163.01 - 164.00	11	0.035	0.567
164.01 - 165.00	14	0.045	0.612
165.01 - 166.00	15	0.048	0.660
166.01 - 167.00	8	0.026	0.686
167.01 - 168.00	16	0.051	0.737
168.01 - 169.00	7	0.022	0.760
169.01 - 170.00	33	0.106	0.865
170.01 - 171.00	7	0.022	0.888
171.01 - 172.00	6	0.019	0.907
172.01 - 173.00	7	0.022	0.929
173.01 - 174.00	4	0.013	0.942
174.01 - 175.00	5	0.016	0.958
175.01 - 176.00	6	0.019	0.978
176.01 - 177.00	7	0.022	1.000

MEDIA	161.5929
DESVIACION ESTANDAR	7.9453
COEF. DE VARIACION	0.0492
COEF. DE ASIMETRIA	-0.0069
COEF. DE CURTOSIS	1.7960

TABLA I.7 Histograma de cargas brutas y parámetros estadísticos

EJEMPLO NO. 1

HISTOGRAMA DE CARGAS BRUTAS

INTERVALO	FRECUENCIAS	FRECUENCIAS RELATIVAS	FRECUENCIAS RELATIVAS ACUMULADAS
91.01 - 92.00	50	0.160	0.160
92.01 - 93.00	10	0.032	0.192
93.01 - 94.00	9	0.029	0.221
94.01 - 95.00	7	0.022	0.243
95.01 - 96.00	14	0.045	0.288
96.01 - 97.00	3	0.010	0.298
97.01 - 98.00	6	0.019	0.317
98.01 - 99.00	14	0.045	0.362
99.01 - 100.00	11	0.035	0.397
100.01 - 101.00	7	0.022	0.420
101.01 - 102.00	9	0.029	0.449
102.01 - 103.00	10	0.032	0.481
103.01 - 104.00	10	0.032	0.513
104.01 - 105.00	19	0.061	0.574
105.01 - 106.00	17	0.054	0.628
106.01 - 107.00	10	0.032	0.660
107.01 - 108.00	16	0.051	0.712
108.01 - 109.00	11	0.035	0.747
109.01 - 110.00	15	0.048	0.795
110.01 - 111.00	15	0.048	0.843
111.01 - 112.00	13	0.042	0.885
112.01 - 113.00	7	0.022	0.907
113.01 - 114.00	10	0.032	0.939
114.01 - 115.00	4	0.013	0.952
115.01 - 116.00	4	0.013	0.965
116.01 - 117.00	7	0.022	0.987
117.01 - 118.00	4	0.013	1.000

MEDIA	102.5641
DESVIACION ESTANDAR	7.7845
COEF. DE VARIACION	0.0758
COEF. DE ASIMETRIA	-0.0077
COEF. DE CURTOSIS	1.7995

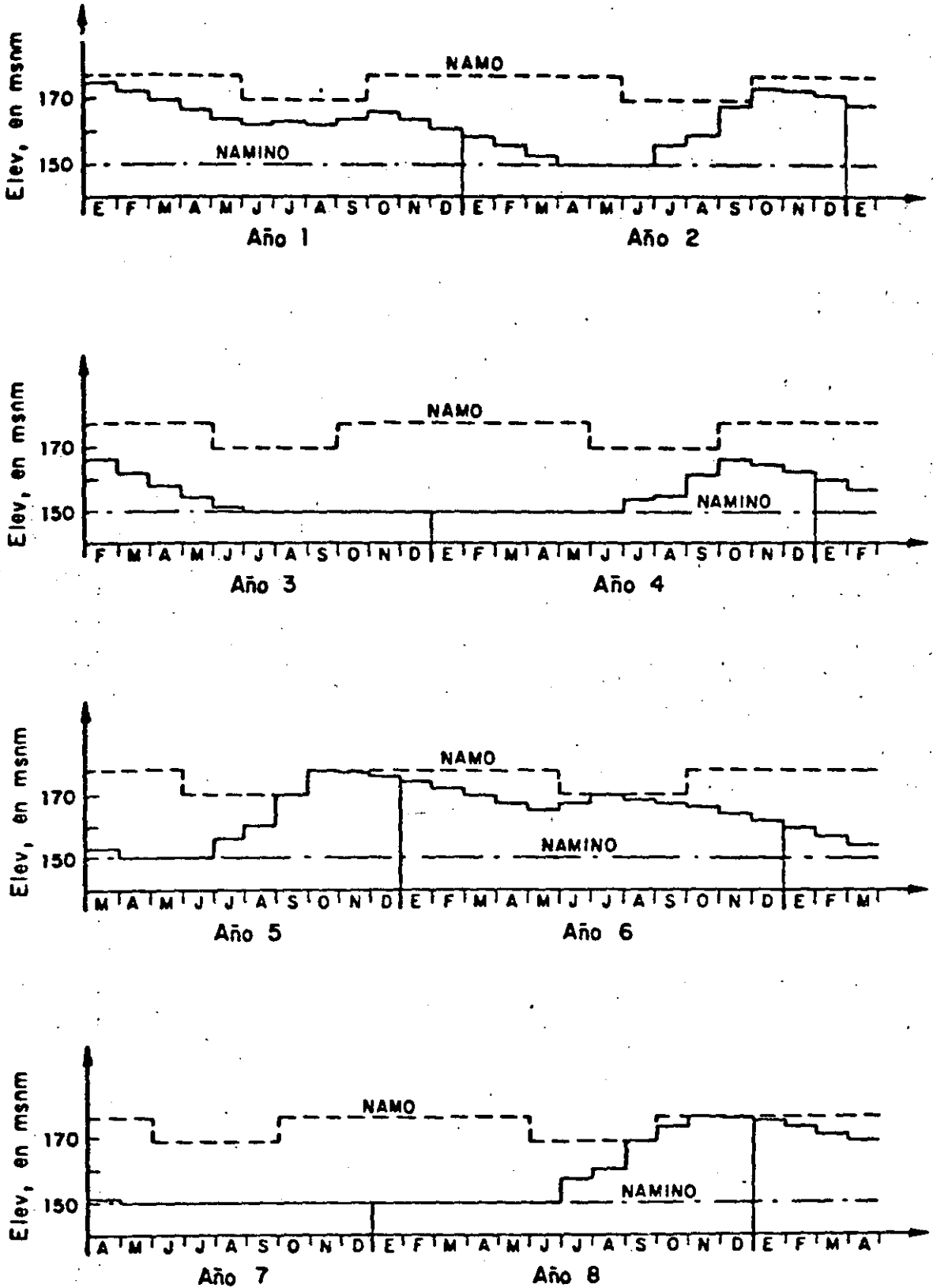


FIG.I.3 Variación de las elevaciones de la superficie libre en la presa durante la simulación

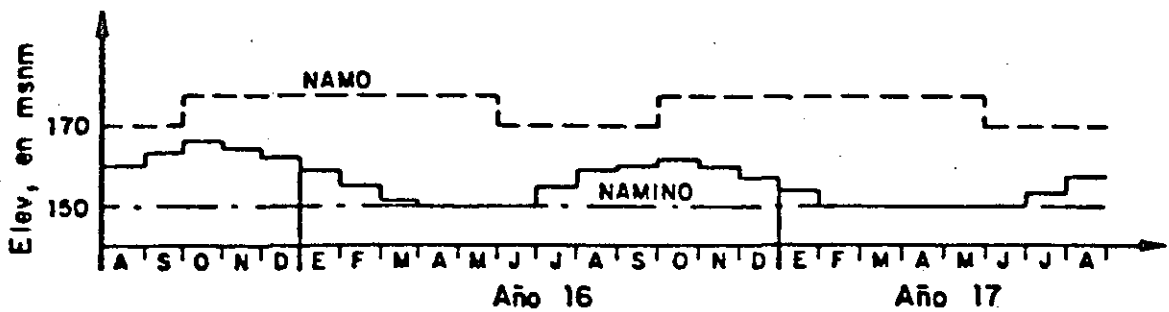
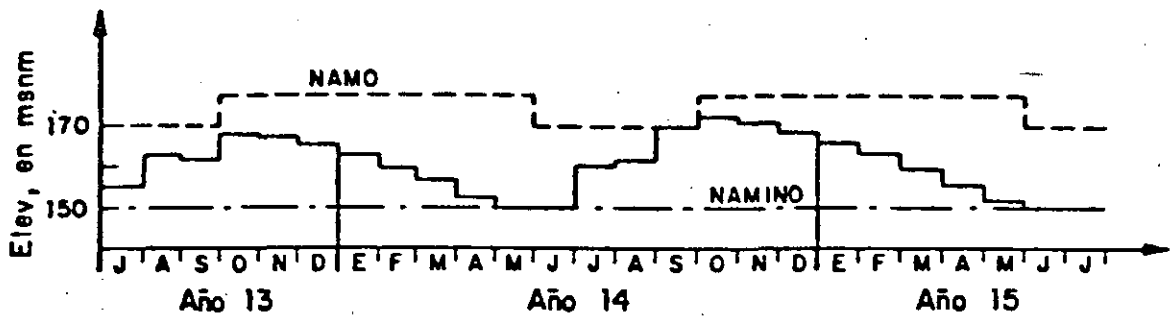
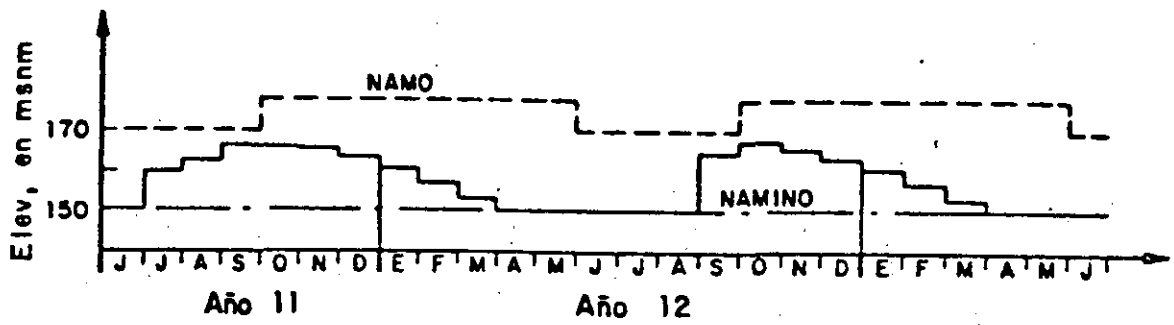
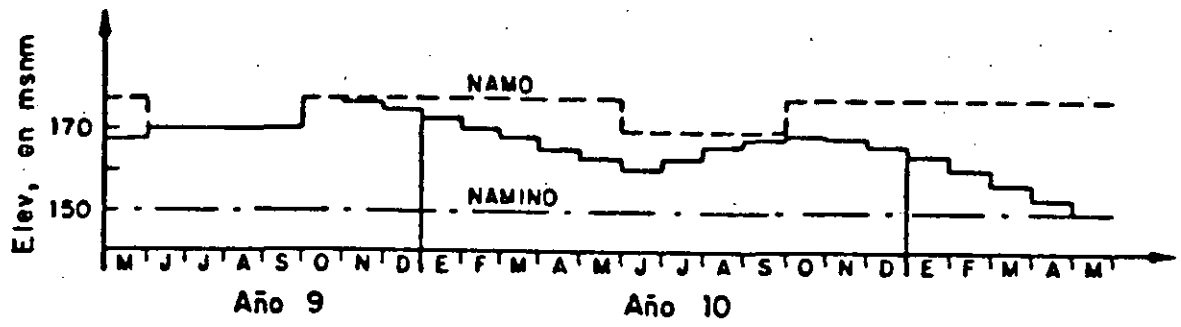


FIG.I.3 Variación de las elevaciones de la superficie libre en la presa durante la simulación (continuación)



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

PROYECTO DE PLANTAS HIDROELECTRICAS

TEMA 5
ASPECTOS HIDROLOGICOS

DR. JOSE ANGEL RAYNAL

OCTUBRE, 1985

5. ASPECTOS HIDROLOGICOS

5.1 El Ciclo Hidrológico

a) Descripción del Ciclo Hidrológico

El ciclo hidrológico es un concepto muy útil, aunque académico, para entender el proceso continuo a través del cual el agua es transportada desde los océanos hacia la atmósfera y de ahí a los continentes y después otra vez a los océanos. Ver figura 5.1.

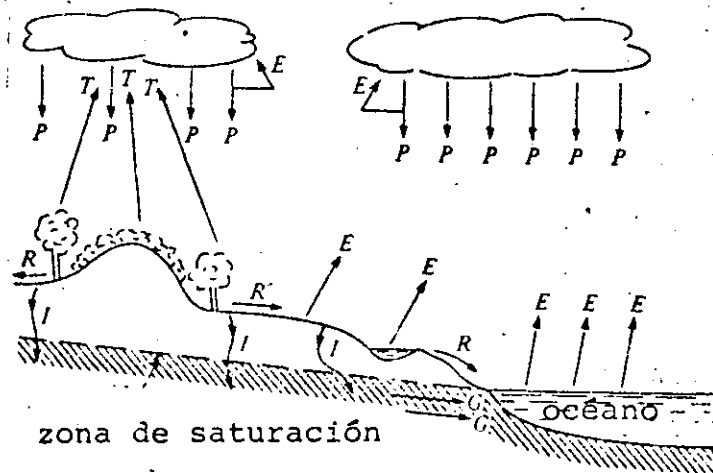


Figura 5.1 El ciclo hidrológico. Simbología: T, transpiración; E, evaporación; P, precipitación; R, escurrimiento superficial; G, gasto base; I, infiltración.

El ciclo hidrológico es cerrado, esto es no existe pérdida ni ganancia sólo transferencias espaciales y de estado, las cuales constituyen las fases del ciclo.

El ciclo hidrológico puede ser descrito como la evaporación inicial del agua de los océanos hacia la atmósfera. El vapor de agua es entonces transportado por masas de aire en movimiento y bajo condiciones apropiadas se condensa para formar nubes. Si las condiciones son favorables,

las nubes producirán precipitación observable al nivel del terreno que puede distribuirse, en la mayor parte, como agua retenida en la parte no profunda del suelo que puede regresar a la atmósfera a través de evaporación y transpiración de las plantas. Otra parte del agua llega a través de su circulación sobre el terreno a los cauces de los ríos y arroyos y otra más penetra profundamente en el suelo y se convierte en parte del agua subterránea. A través de la fuerza de gravedad, estas dos partes del agua regresan finalmente a los océanos otra vez.

Debe comprenderse que el ciclo hidrológico es una simplificación con fines didácticos de un proceso que es extremadamente complejo y del cual, aún hoy en día, se desconoce como representarlo adecuadamente en su mayor parte.

b) Entidades de Captación de información hidrometeorológica

En nuestro país existen numerosas agencias gubernamentales federales, estatales y descentralizadas que sistemáticamente realizan procesos de captura de datos hidrometeorológicos. Una lista parcial de ellas que contiene a las principales colectoras de datos se muestra a continuación:

- a.-) Dirección General del Servicio Meteorológico Nacional. Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos (SARH).
- b.-) Subdirección de Hidrología de la Dirección General de Estudios. (SARH).
- c.-) Comisión Federal de Electricidad.
- d.-) Comisión de Estudios del Río Papaloapan. (SARH).
- e.-) Comisión de Aguas del Valle de México. (SARH).
- f.-) Comisión de Estudios del Río Pánuco. (SARH).
- g.-) Comisión Internacional de Límites y Aguas entre Méxi

co y los Estados Unidos. Secretaría de Relaciones Exteriores.

- h.-) Compañía de Luz y Fuerza del Centro.
- i.-) Gobiernos de los Estados y Municipios.
- j.-) Particulares

c) Requerimientos de análisis hidrológicos en las etapas del proyecto de plantas hidroeléctricas

En virtud de que la extensión y la profundidad de los análisis hidrológicos a realizar, como parte de una de las etapas del proyecto de plantas hidroeléctricas, varían enormemente, es necesario especificar qué tipo de análisis requiere cada una de las etapas del proyecto.

Con el fin de establecer un marco de referencia, en lo que respecta a los análisis hidrológicos, se considerarán, de aquí en adelante, las siguientes tres etapas de un proyecto:

- 1-) Estudios de gran visión
- 2-) Estudios de factibilidad
- 3-) Estudios de diseño

Como es obvio, la complejidad, profundidad y el costo de estos análisis se incrementan al ir de los estudios de gran visión a los de diseño. Para los estudios de gran visión tan sólo se requerirá de estimar el gasto anual promedio, la carga de potencia promedio y un estimado de los gastos disponibles durante los periodos de estiaje.

Una vez que el proyecto ha logrado pasar esta etapa, se tienen que llevar a cabo los estudios de factibilidad, los cuales, desde el punto de vista de la Hidrología, consisten en la determinación de las curvas gasto-duración para a través de ellas describir la variabilidad temporal del gasto.

Finalmente, al llegar a la etapa de diseño, los análisis incluirán estudios de operación diaria o mensual, según se requiera, con los cuales pueda realizarse una simulación de las operaciones de las turbinas bajo diferentes condiciones de operación.

En cualquiera de las tres etapas del proyecto, la meta es producir la mejor estimación de los gastos disponibles, para la generación de energía eléctrica, bajo las restricciones existentes de tiempo y costo. Además, el resultado de la evaluación hidrológica debe centrarse en la predicción de cuales serán los gastos durante la vida del proyecto y la precisión de esta predicción depende del registro de gastos y de los recursos disponibles económicos y de tiempo para realizar los estudios hidrológicos.

5.2 Dimensionamiento Hidrológico de Vasos, Turbinas y Vertedores

a) Análisis de escurrimientos

El hidrograma de salida de una cuenca es una gráfica irregular en su forma que muestra fluctuaciones en su magnitud y forma. A excepción de cuando la salida esté regulada por un embalse, cada incremento en el hidrograma está causado por un periodo de lluvia.

El análisis lógico y cualitativo de los datos observados indican la presencia de cuatro componentes en los hidrogramas: escurrimiento superficial, interflujo, gasto base y precipitación en el cauce.

El agua que llega al cauce viajando sobre la superficie del suelo es lo que se llama escurrimiento superficial. Por lo tanto, el escurrimiento superficial incluye longitudes cortas fluyendo sobre el terreno hasta encontrar al cauce más cercano. El escurrimiento superficial sólo

puede producirse cuando la lluvia ha excedido la capacidad de infiltración del terreno.

Lo que se conoce como interflujo, consiste de aquella porción del agua que se infiltra en el suelo y se mueve lateralmente hasta que su curso intercepta a un cauce o hasta que vuelve a la superficie en un punto pendiente abajo del punto donde se infiltró.

A medida que el suelo en la zona de aireación permita el paso del agua por gravedad hacia abajo, una porción de la lluvia alcanza el manto freático. El gasto base sigue una ruta más complicada hasta los cauces que cualquiera de las otras componentes. Su movimiento está restringido por las bajas velocidades de percolación frecuentemente experimentadas.

La cuarta componente del escurrimiento la forma la precipitación que cae directamente sobre éste y sobre la superficie de los lagos. Esta componente casi siempre no se trata aislada sino que se integra a la del escurrimiento superficial.

Las técnicas requeridas para separar las componentes del escurrimiento pueden encontrarse en cualquier texto de Hidrología.

Otro aspecto importante en el análisis de escurrimiento lo constituye la síntesis de los hidrogramas. Esto básicamente se logra a través de la caracterización que las técnicas del hidrograma unitario, pueden proporcionar de las cuencas en estudio. Esto es, conocida el o los patrones de lluvia efectiva ocurridos o pronosticados, en una cuenca en particular, el hidrograma de escurrimiento directo puede ser pronosticado una vez que se haya definido un hidrograma unitario promedio.

El hidrograma de salida de una cuenca pequeña es la suma de los hidrogramas elementales de todas las subcuencas

de aquella, modificados por el efecto del tránsito a través de la cuenca y del almacenamiento de los canales. Dado que las características fisiográficas de la cuenca son constantes, uno puede razonablemente esperar que los hidrogramas serán similares para eventos de lluvia similares. Esta es la esencia del hidrograma unitario.

Se le llama unitario ya que es el hidrograma producido por una lluvia de intensidad unitaria y duración también unitaria y además el volumen considerado bajo él se ajusta regularmente a un centímetro (o un milímetro). Dentro de los varios hidrogramas unitarios propuestos, a continuación se describe uno de ellos: el hidrograma unitario instantáneo.

En el hidrograma unitario instantáneo la duración tiende a cero y por definición la secuencia de gastos representa la salida de una aplicación instantánea de una lluvia en exceso unitaria sobre la cuenca. La convolución discreta que relaciona al escurrimiento directo, a las ordenadas del hidrograma unitario instantáneo y a la intensidad de lluvia efectiva, tiene la siguiente forma:

$$q(n) = \sum_{i=1}^n \delta(n-i+1) r(i) \quad (5.1)$$

donde

$q(n)$ excurrimiento directo en el tiempo n

$\delta(\cdot)$ ordenada del hidrograma unitario instantáneo en el tiempo (\cdot) .

$r(\cdot)$ intensidad de lluvia promedio en el intervalo $(i-1, i)$

Antes de utilizar la ecuación para fines de pronóstico, es necesario identificar las ordenadas del hidrograma unitario instantáneo. La práctica común de verificar este proceso es a través de un esquema de mínimos cuadrados:

$$U = (P^T P)^{-1} P^T Q \quad (5.2)$$

donde:

U = vector de las ordenadas del hidrograma unitario instantáneo

P = matrix de intensidades de lluvia promedio

Q = vector de gastos de escurrimiento directo.

Sin embargo, este método puede producir hidrogramas unitarios instantáneos irreales, con fluctuaciones importantes en su rama descendente y ordenadas negativas. Recientemente, se han propuesto diversos esquemas que se apoyan en técnicas de optimización y que sí garantizan formas reales del hidrograma unitario instantáneo y ausencia de oscilaciones y ordenadas negativas. Adicionalmente, el método conocido como mínimos cuadrados suavizados, produce resultados satisfactorios y es una opción intermedia entre los métodos descritos previamente.

b) Evaporación

Hay dos procesos físicos que gobiernan a la evaporación; el primero tiene que ver con el suministro de energía para proporcionar el calor latente de vaporización para transformar al agua del estado líquido al estado gaseoso; el segundo se refiere al mecanismo por el cual se remueve la capa saturada en la interfase aire-agua. A menos que los dos se presente, la evaporación podrá continuar. El principal suministro de energía proviene de la absorción de la radiación solar en la superficie. El mecanismo necesario para poner en contacto al aire seco con la superficie evaporante, lo proporciona la turbulencia o la convección del viento.

El agua sólo está disponible libremente para ser evapora

da, cuando se presenta como una superficie libre, como en los lagos, o como agua superficial, como en las hojas de los árboles.

Cuando la técnica del balance energético o aerodinámico se usa para medir la evaporación, se requiere hacer sondeos que den información de los gradientes verticales de la temperatura y/o de la humedad. En la formulación de Penman, se han combinado los dos métodos anteriores y se han eliminado las mediciones en más de una sola altura, pero al mismo tiempo se han conservado las bases físicas de esos métodos. Dicha formulación es para cuerpos libres de agua poco profundos como sigue:

$$E_0 = \frac{\Delta}{\Delta + \delta} \left\{ R_a (1 - 0.05) \left(0.25 + 0.5 \frac{n}{N} \right) - \sigma T^4 \left(0.1 + 0.9 \frac{n}{N} \right) (0.34 - 0.044 e) \right\} + \left(1 - \frac{\Delta}{\Delta + \delta} \right) \left\{ 0.26 \left(1.0 + \frac{U}{160} \right) (e_s[T] - e) \right\} \quad (5.3)$$

donde:

- E_0 = evaporación de una superficie de aguasomera (mm/día)
 Δ = pendiente de la curva de presiones de saturación del vapor (mb/°c)
 R_a = radiación incidente en el borde de la atmósfera (mm/día)
 n = número de horas de Sol actual (hrs)
 N = número máximo posible de horas de Sol (hrs)
 σT^4 = radiación de retroceso emitida por una superficie a temperatura T (mm/día)
 T = promedio de las temperaturas máximas y mínimas diarias (°c)
 U = recorrido del viento por día (Km/día)
 e = presión del vapor de media mañana (mb)
 $e_s(T)$ = presión de saturación del vapor a temperatura T (mb)
 δ = constante psicrométrica

Ahora bien, cuando se desea estimar la evaporación de un lago o de un embalse, la formulación anterior tiene que ser adicionada con un término que considere el efecto de la gran capacidad de almacenamiento de energía que tiene el agua. Sólo en el caso de hacer estimaciones anuales dicho término podrá ser despreciado. Por lo tanto, cuando se requiera calcular la evaporación de lagos y embalses en periodos de tiempo menores, se requieren conocer los cambios en la temperatura del agua para poder calcular el término adicional siguiente:

$$Q = \frac{C_W \rho_W \bar{V} (T_1 - T_2)}{\lambda A t} \quad (5.4)$$

donde:

Q = componente adicional de energía (mm/día)

C_W = calor específico del agua (10^3 cal/Kg)

ρ_W = densidad del agua (10^3 Kg/m³)

\bar{V} = volumen promedio del agua desde el inicio hasta el final del periodo (m³)

T_1, T_2 = temperaturas promedio del agua al inicio y al final del periodo (°c)

λ = calor latente de vaporización del agua (585×10^3 cal/Kg)

A = área superficial promedio (m²)

t = longitud del periodo (días)

Al incluir el término adicional en la fórmula de Penman para superficies libres de agua de poca profundidad, se tiene que:

$$E = E_0 + \frac{\Delta}{\Delta + \delta} Q \quad (5.5)$$

donde ahora E es la evaporación que se produce en un lago o en una presa y está expresada en mm/día.

Una de las principales desventajas de la fórmula de

Penman es su cálculo complicado, aunque es cierto que con el auxilio de las calculadoras o computadoras actuales, esta complicación es mínima. Debe tenerse cuidado con las unidades que se manejan en esta formulación y asegurarse que todos los datos tienen sus unidades compatibles a como fueron definidos de lo contrario se llegarán a resultados sin ningún sentido.

c) Diagrama de Rippl

La curva masa o diagrama de Rippl, es una gráfica en la cual se han dibujado las entradas netas acumuladas a un almacenamiento contra el tiempo. La pendiente de la curva masa en cualquier tiempo es una medida del gasto de entrada en ese tiempo. Las curvas de demandas que representen un ritmo uniforme de demanda se grafican como líneas rectas. Al dibujar las líneas de demanda tangentes a los puntos altos del diagrama del Rippl se tiene que representan ritmos de extracción del almacenamiento.

Ahora bien, suponiendo que el almacenamiento esté lleno cuando una de esas líneas intersecte a la curva masa, la máxima desviación en sentido vertical entre la línea de demanda y la curva masa, determina la capacidad del almacenamiento necesario para satisfacer tal demanda. La distancia vertical entre tangentes sucesivas, representa el agua que será vertida. Si las demandas no son uniformes, la línea de demanda se convierte en curva, pero el análisis se hace igual. En este último caso, se requiere que la curva de demanda tenga compatibilidad cronológica con la curva masa. Ver figura 5.2

Las curvas masas también pueden ser usadas para determinar el rendimiento de un almacenamiento dado. En este caso las tangentes se dibujan en los puntos altos de la curva de tal forma que su máxima desviación entre la línea de demanda y la curva masa no exceda la capacidad especi-

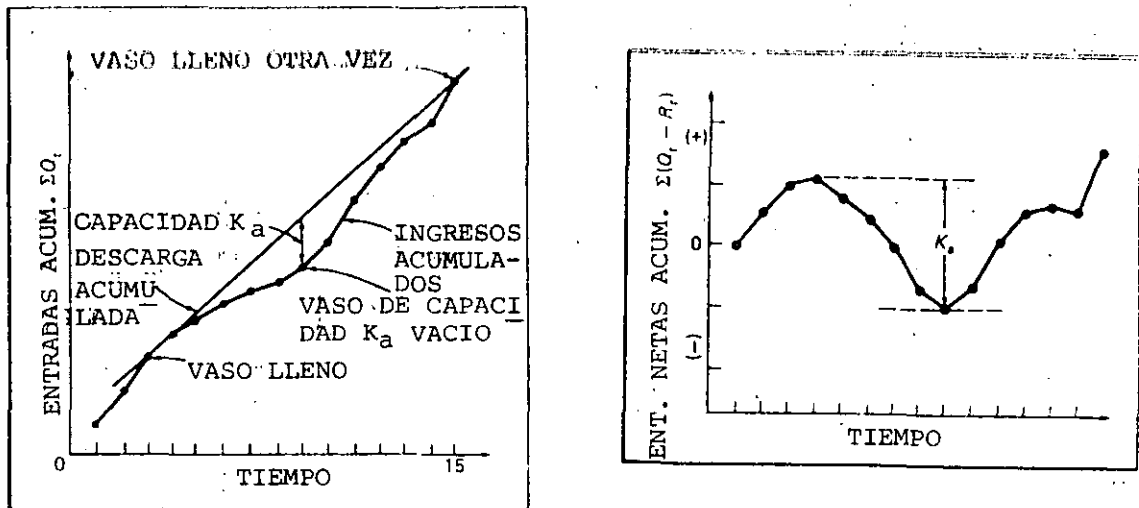


Figura 5.2

ficada del almacenamiento. Las pendientes de las líneas resultantes indican los rendimientos que pueden ser alcanzados en cada año para una determinada capacidad de almacenamiento. La pendiente de cada línea de demanda es el rendimiento en el periodo considerado. La línea de demanda debe intersectar a la curva masa cuando es extendida hacia adelante en el tiempo; si no lo hace, el almacenamiento no se volverá a llenar.

Para tomar la decisión final acerca del dimensionamiento del vaso, se requiere hacer estudios de simulación, en los cuales se cuantifiquen los efectos de la infiltración, evaporación, etc.

d) Análisis de Curvas Gasto-duración

Un método para describir la disponibilidad temporal del gasto en un punto de un río es lo que se conoce como la técnica de la curva gasto-duración. La curva se constru-

ye al dibujar el gasto contra el por ciento del tiempo que este gasto en particular va a ser excedido y a esta cantidad se le conoce como por ciento de excedencia. Ver figura 5.3.

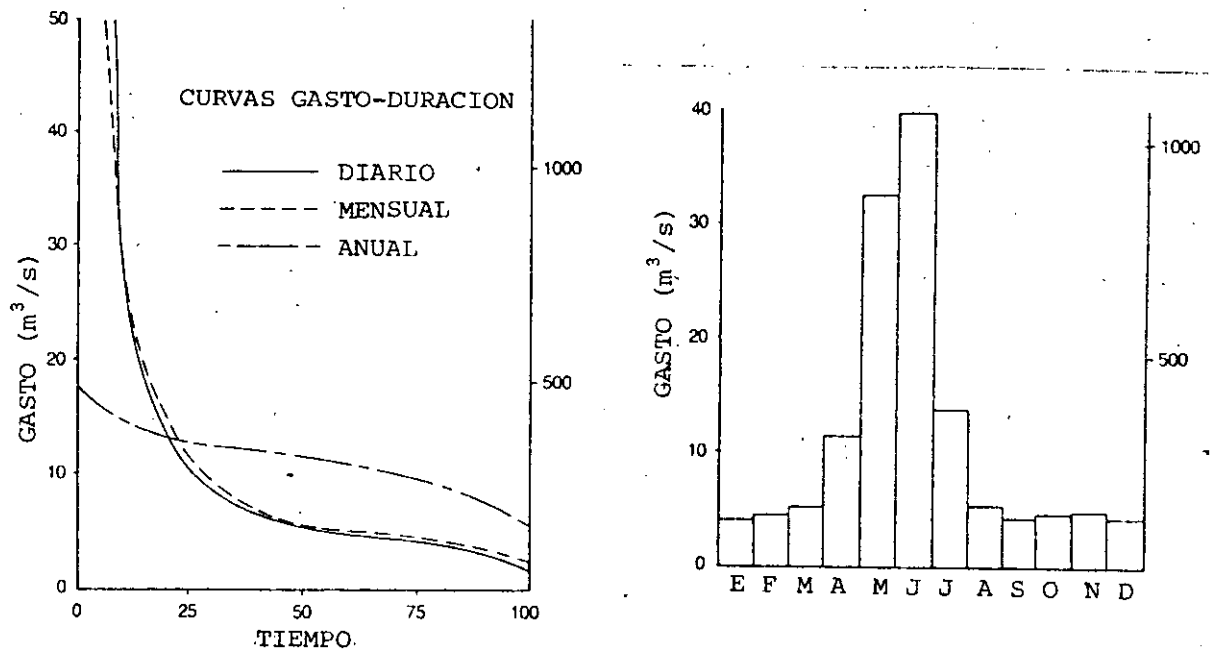


Figura 5.3

La curva gasto-duración es particularmente útil para aquellos desarrollos hidroeléctricos que tienen poca capacidad de almacenamiento, como lo son las pequeñas centrales hidroeléctricas.

Hay dos métodos básicos para construir esta curva en puntos aforados: el gasto ordenado y el intervalo de clase. En el primer caso, la serie de tiempos del gasto es ordenado de acuerdo a su magnitud. Se pueden usar gastos medios anuales, mensuales o diarios. Después, a los valores ordenados, se les asignan números de orden siendo para el más grande 1. Los números de orden se dividen entre el total del registro y se multiplican por 100, esto representa el por ciento de los intervalos de tiempo que un gasto medio ha sido igualado o excedido durante el periodo ana-

lizado. El gasto es graficado contra el porcentaje de excedencia respectivo. Cuando se refiere uno a este tipo de curvas se usan Q_{50} , Q_{20} , Q_{10} , los cuales representan a los gastos en el porcentaje de excedencia indicado en el subíndice.

La técnica del intervalo de clase es ligeramente diferente, en ella cada uno de los valores de la serie de tiempo es categorizada dentro de intervalos de clase. Estas clases de gastos varían desde los más grandes hasta los más pequeños. A continuación se hace un conteo de cuantos gastos caen dentro del intervalo y también se cuentan los que son mayores. El número de los que son mayores que un cierto intervalo se divide entre el total de los gastos que se tengan en el registro y se multiplican por 100 para obtener el porcentaje de excedencia, como se hizo previamente. Este porcentaje se grafica contra el límite superior del intervalo para obtener la curva gasto-duración.

Se ha sugerido usar el Q_{50} como año índice para estimar la energía primaria y cualquier cosa que esté arriba de él será energía secundaria. La experiencia ha demostrado que los valores de Q_{20} o Q_{30} son buenos estimadores para iniciar el dimensionamiento del gasto que tendrá el equipo.

Hay, como en todo, algunas limitaciones en la construcción y uso de las curvas gasto-duración y éstas son:

- 1-) Al indicar la disponibilidad temporal del gasto, la relación serial entre los gastos se ha perdido.
- 2-) La curva solo refleja la regulación que está presente en los datos.
- 3-) Si se va a usar la curva para un sitio que tenga almacenamiento considerable, para que pueda reflejar propiamente la condición de escasez, el registro de gastos debe modificarse para que refleje tal almace-

namiento.

Finalmente, los datos de gasto usados deben reflejar las condiciones como se espera que sucedan en el lugar de interés durante la vida económica del sitio donde se usen tales curvas.

e) Determinación de las avenidas de diseño

La avenida de diseño es aquel hidrograma adoptado para el diseño de una estructura, después que las consideraciones económicas e hidrológicas han sido tomadas en cuenta. En la mayoría de los casos, no es económicamente practicable el seleccionar el gasto máximo probable y a veces, ni siquiera el máximo del registro. La decisión siempre se apoya en el juicio ingenieril fundamentado en los hechos pertinentes.

Cuando el área aguas abajo de la estructura está densamente poblada o tiene un alto grado de desarrollo industrial y la falla de tal estructura producirá pérdidas de vidas y grandes daños materiales, un diseño basado en la avenida máxima probable, podría justificarse. En las áreas agrícolas, donde una falla de la estructura solo dañaría cultivos, sería razonable elegir una avenida menor que la máxima probable.

La selección de la avenida de diseño requiere de hacer un análisis hidroeconómico del problema. A medida que el tamaño de la avenida crece, los costos de capital de la estructura crecen también. Por el contrario la probabilidad de falla disminuye. Tomando estos dos conceptos sobre una base anual y sumándolos, resulta el costo total anual de la estructura. A partir de esta información, es posible encontrar la estructura más económica de las opciones planteadas.

Las estructuras de tamaño mayor justificarán un estudio

económico, pero para las pequeñas, tal estudio no es factible.

En general, los registros de gastos están disponibles en sitios donde se ha seleccionado construir una estructura importante, pero por lo general para pequeñas estructuras no existe tal información y en este caso, es necesario calcular tales datos de gastos a través de modelos hidrológicos.

Hay tres clases de estimadores de avenidas que son requeridos en las investigaciones generales de control de avenidas en las fases de planeación y diseño:

- a-) Análisis estadísticos de registros de gastos. Estos incluyen el análisis de gastos máximos (preferentemente hechos en forma regional) y la obtención de relaciones entre dichos gastos y las características hidrológicas de las cuencas. Las determinaciones provenientes de este análisis de frecuencias, pueden usarse en el análisis de los beneficios anuales promedio que se espera del control parcial de las avenidas de ocurrencia común.
- b-) Avenida estándar de proyecto. Esta representa el hidrograma que puede ser esperado como resultado de la combinación más severa de las condiciones hidrometeorológicas que son consideradas como características de la región geográfica que está bajo estudio.
- c-) Avenida Máxima Probable. Esta representa la avenida producida por la combinación más severa de las condiciones críticas hidrometeorológicas que pueden esperarse como posibles en una región bajo estudio. Esta avenida, está por lo general confinada a la determinación del gasto de diseño del vertedor de una gran presa, pero en algunos casos poco usuales, pudiera adoptarse para el diseño de obras de protección locales

donde se recomienda un alto grado de protección y éste es económicamente factible.

La avenida estándar de proyecto debe reflejar las potencialidades generalizadas de inundación en una región en contraste con el análisis de gastos máximos en un sitio específico, el cual puede resultar engañoso debido a lo inadecuado del registro y a secuencias anormales de gastos registrados durante su periodo de operación. La avenida estándar de proyecto representa el gasto máximo que debe considerarse en el diseño del proyecto. En general, la avenida estándar de proyecto flutúa entre el 40 al 60 por ciento de la avenida máxima probable.

En términos generales, la avenida estándar de proyecto puede definirse como el hidrograma que representa el escurrimiento producido por la tormenta estándar de proyecto. La avenida estándar de proyecto para una área en particular, debe representar la relación altura-área-duración de lluvia que produzca la avenida más severa, tomando en cuenta el patrón de isoyetas que se considera razonablemente característico de la región.

Para cuencas menores de 2600 Km², los criterios son los siguientes para determinar la tormenta estándar de diseño:

- a-) Se requiere encontrar estimadores generalizados de la precipitación máxima probable para 24 hrs. y determinada área.
- b-) Reducción de los valores anteriores en los porcentajes que sean aplicables (40-60%). Se requiere cuidar la forma de las isoyetas al verificar la reducción.
- c-) Tabulación y conversión de las alturas de lluvia promedio de las más grandes tormentas observadas en la región.
- d-) Obtención de curvas altura-duración con base en los

datos acopiados en el inciso anterior.

- e-) Cálculo de las curvas altura-duración-área para la tormenta estándar de proyecto a través de las curvas generalizadas anteriores.
- f-) Distribución temporal de la lluvia de la tormenta estándar de proyecto.
- g-) Obtención de la distribución temporal de la lluvia de la tormenta estándar de proyecto máxima en 6 horas
- h-) Patrón de Isoyetas para la tormenta estándar de proyecto.

A partir de la tormenta estándar de proyecto, la avenida estándar de proyecto puede obtenerse al seguir los siguientes pasos:

- 1.-) Del inciso b-) anterior se localiza el valor para la cuenca en estudio.
- 2.-) De la información contenida en el inciso e-), se obtienen las relaciones de índices de lluvia para 24, 48, 72 y 96 horas. El área debe ser la total de la cuenca en estudio. Se requiere multiplicar estas relaciones por la lluvia índice de la tormenta estándar de proyecto para obtener las alturas de lluvia promedio dentro de un área de isoyetas igual a la de la cuenca y así determinar por sustracción, los valores incrementales a cada 24 horas.
- 3.-) Arréglense los valores anteriores para producir escurrimiento crítico.
- 4.-) Prepárese un mapa de isoyetas, convirtiendo los valores de las isoyetas a alturas de lluvia de la lluvia de 96 hrs. de la tormenta estándar de proyecto.
- 5.-) Sobrepongase el mapa anterior sobre un plano de la cuenca y determínese la lluvia promedio de la tormenta total.

- 6.-) Subdivídase los valores totales de la lluvia de la tormenta estándar de diseño obrenidos en 5-), en intervalos de 6 hrs.
- 7.-) Si el tiempo de retraso de la cuenca (tiempo entre el centroide de la lluvia unitaria y el pico del hidrograma unitario) es menor de 16 hrs., subdivídanse los intervalos de 6 hrs., anteriores en intervalos aún menores.
- 8.-) Sepárese la infiltración de los datos de lluvia total de la tormenta estándar de proyecto para obtener la lluvia efectiva y através de su convolución con los hidrogramas unitarios, encuéntrese la avenida estándar de proyecto.

Los principios básicos precedentes, discutidos para cuencas relativamente pequeñas, son en esencia aplicables para cuencas grandes, sin embargo la generalización indiscriminada de tales criterios se vuelve cada vez más difícil de aplicar a medida que el área se incrementa. Una causa de esta dificultad, está asociada con el hecho que en cuencas pequeñas los estimadores de la avenida estándar de proyecto están asociados con las lluvias de 6 a 12 hrs., de situaciones severas de chubascos, por el contrario, en cuencas grandes las avenidas de tipo de la estándar de proyecto son el resultado, en general, de eventos de lluvia relativamente distintos. A pesar de que la intensidad y cantidad de lluvia son factores importantes en la producción de una avenida en una gran cuenca, la ubicación de los incrementos sucesivos de lluvia en la cuenca y la sincronización de intensos chubascos de lluvia con la aparición del escurrimiento, son de igual o mayor importancia que la cantidad de lluvia total.

La selección de una avenida estándar de proyecto no puede predecirse a través del análisis estadístico de la lluvia

solamente, sino que debe estar basado en una revisión de los datos hidrometeorológicos de varias tormentas importantes registradas tanto en la cuenca como en cuencas vecinas con características hidrológicas similares a la cuenca en estudio.

Como ya se dijo, no siempre se tomará la avenida estándar de proyecto como la avenida de diseño del proyecto, ya que hay casos en que ésta sólo sirve como indicador del grado parcial de protección propuesto para el proyecto. Para proyectos cuyo periodo de retorno sea menor de 25 años en la avenida de diseño, no es necesario calcular la avenida estándar de proyecto.

Finalmente, detrás de lo expuesto en este subtema hay una gran cantidad de análisis especializados que no pueden llevarse a cabo por ingenieros inexpertos, requiriendo tales análisis de los conocimientos y experiencia de un hidrólogo y de un meteorólogo profesionales. Esto garantizará que ningún efecto de consideración ha sido menospreciado o en el peor de los casos ignorado.

Bibliografía

Chow, V.T., "Hand book of Applied Hydrology", McGraw-Hill Book Co. 1964.

Fritz, J.J., "Small and Mini Hydropower Systems", McGraw-Hill Book Co. 1984.

Linsley, R.K. and Franzini, J.B., "Water Resources Engineering", 3rd., edition McGraw-Hill Book Co. 1979.

Stewart, J.P. And Roberts, J.M., "Evapotranspiration", Chapter 9 of the Course Notes of the Course on Estimation of Hydrological Variables, Wallingford, England. 1984.

Viessman, W. and Welty, C., "Water Management: Technology and Institutions", Harper and Row Publishers. 1985.



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

PROYECTO DE PLANTAS HIDROELECTRICAS

TEMA 6

-varios-

BIBLIOGRAFIA

GEOMECHANICS AND STABILITY OF UNDERGROUND POWER
PLANTS IN FRACTURED ROCK MASSES

SURFACE FAULTING AND RELATED EFFECTS

EVALUATION OF THE RISK OF INDUCED SEISMICITY
AT THE ITZANTUN HYDROELECTRIC SITE, CHIAPAS, MEXICO.

CLASIFICACION GEOMECANICA DE MACIZOS ROCOSOS

MECANICA BASICA DE LA FALLA DE TALUDES

OCTUBRE, 1985

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

Prof. M.C. T. LUGO-IBARRA
Prof. M.C. J.I. MAYCOTTE

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

More than 1000 Lugeon permeability tests were performed in the river bed area and in the abutments of the dam axis.

3. STUDIES IN ROCK MECHANICS

The identification of index properties as they affect rock behavior is very important in the investigation of geologic conditions, ground behavior, and construction procedures within a given geologic environment (Terzaghi, 1946).

In many cases, some properties of relevance for underground excavations can be determined from small samples; or estimated by combining some results of laboratory tests with information about important features of the rock mass obtained from exploratory work (Cording and Mahar, 1978).

In this project the index properties were the results of the unconfined compressive tests performed on more than 25 samples. To obtain Young's modulus and Poisson's ratio, the elastic properties were measured using electrical strain gauges. The specific gravity was obtained directly from laboratory specimens with values of 2.5-2.6, and permeability coefficient with the permeability borehole tests performed in boreholes; the results range from 3 to 40 Lugeons units with an average of 3 Lugeons, which is about 10^{-5} cm/s.

3.1 Unconfined compressive strength

The unconfined compressive strength of the sample, when compared with the maximum *in situ* stress, provides an indication of the expected stress-slabbng conditions like rock bursts, popping rock, and new fractures due to high stresses (Cording and Mahar, 1978).

In 22 samples from Aguamilpa the unconfined compressive strength reported high values with more than 100 MPa (1,019 kg/cm²). Fig. 2 shows the plot of stress vs. strain in three samples. Hence, the values used in the analyses were for each sample: M-4(CD-6) = 133.77 MPa (1,364 kg/cm²), M-7(CD-12) = 160.77 MPa (1,670 kg/cm²) and M-18(CD-1) = 101.13 MPa (1,031 kg/cm²). Therefore, the average to be used in the right bank is 118 MPa (1,204 kg/cm²).

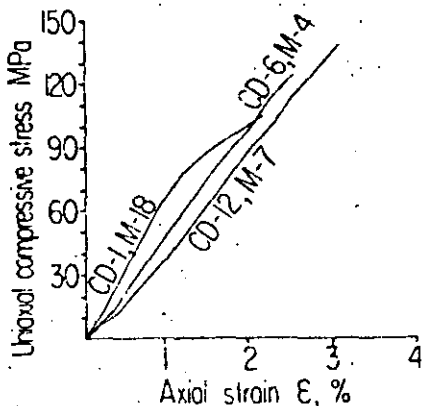


Fig. 2 Stress-strain curve in terms of per cent deformation for three rock samples

Several investigators have used the ratio of the unconfined compressive strength to maximum free field stress, σ_c/σ_1 , as an indicator of conditions where stress slabbing develop around an opening (Cording and Mahar, 1978; Cording *et al.*, 1971; Hock, 1985; Barton *et al.*, 1974; Bieniawski, 1976).

About this free build-up stress, it can be concluded that ratios of σ_c/σ_1 will vary from 48 to 158, so stress slabbing conditions are not anticipated around excavation. Even if there is no rock bursting, light support will be required in the caverns, therefore the design of curves of small radius will have to be avoided.

3.2 Geophysical surveys

They were performed in two stages. The first was focused to the general features of the site while the objective of the second were the details of the project. It was during the last stage that the borehole logging program was carried out just in the left bank, where the spillway channel is to be located. So V_p and V_s waves and resistivities were measured during both periods of study (Sánchez-Villaseñor, 1982).

Besides, with a couple of cross adits surveys, geophysicists made a grid of lines 50 m apart and drew cross sections parallel and normal to the river flow which covered the site for all civil works of the project (Sánchez-Villaseñor, 1983).

The bases for geophysical rock mass classification were the following:

Low velocity	0-2000 m/s
Medium velocity	2000-3500 m/s
High velocity	3500-5000 m/s
Low resistivity	0- 200 ohm/m
Medium resistivity	200- 500 ohm/m
High resistivity	500-2000 ohm/s

Accordingly, rock masses were classified in seven different categories (Table II). It was

TABLE II. GEOPHYSICAL ROCK QUALITY CATEGORIES

Rock type	Geophysical properties	Rock description
A	High velocity High resistivity	Compact rock slightly weathered and fractured
B	High velocity Medium resistivity	Compact rock, low permeability slightly weathered and fractured
C	High velocity Low resistivity	Permeable compact rock fractured with clay filling
D	Medium velocity High resistivity	Slightly weathered and fractured rock
E	Medium velocity Med-low resistivity	Permeable rock, fractured and argillaceous weathering
F	Low velocity Any resistivity	Decompressed rock or soil, permeable and weathered
A,Z	Anomalous zone	Shear or fault zones, or intrusive bodies with erratic values

concluded that at depths of more than 20 m, the rock mass reported as of good quality with velocities of 4,000 m/s and resistivities between 200-500 ohm-m (Lugo and Maycotte, 1985; Maycotte, 1985; Maycotte, *et al.*, 1983).

3.3 Index properties

The index properties like modulus of elasticity, unconfined compressive strength shear resistance and permeability permit to understand rock behavior.

Table III summarizes the values and the averages that can be used in conservative analyses.

The rock samples subjected to the standard unconfined strength test showed high values of strength (≈ 100 MPa) and acceptable elastic properties ($E = 35$ GPa and $\nu = 0.18$). Then, it can be concluded that the rock is strong enough to sustain high levels of stress, experiencing minimum deformation (Figs. 3 to 5).

Petrographic studies showed the presence of some microjointing in the samples. But due to the fact that strength did not decrease abruptly (Lugo-Ibarra, 1983), it was concluded that the joints were either tightly closed or sealed with calcite giving good strength values for intact rock.

TABLE III. AGUAMILPA DAM-SITE INDEX PROPERTIES

BANK	MODULUS OF ELASTICITY		SEISMIC VELOCITIES (m/s)		UNCONFINED COMPRESSIVE STRENGTH	SHEAR RESISTANCE CALCULATED BARTON, 1974	POISSON RATIO		COMMENTS
	FIELD DYNAMIC	LABORATORY STATIC	V_p	V_s			STA	DYN	
RIGHT									
Adit 2C	13 GPa (133 ton/cm ²)		4,080	2,013			0.30		Riodacitic ignimbrite
Adit 4C	16.4 GPa (168 ton/cm ²)	37.9 GPa (386 ton/cm ²)	4,512	2,386	118 MPa (1274 kg/cm ²)	33 MPa (329 kg/cm ²)	0.16	0.24	$K=2 \times 10^{-7}$ m/s
Adit 6C	16.7 GPa (171 ton/cm ²)		3,989	2,244			0.19	0.16	$\rho=2.54$ ton/m ³ $\phi=40-60^\circ$
Borehole CD-12					77 MPa (782 kg/cm ²)				Diabasic dyke
LEFT									
Adit 1C	14.7 GPa (150 ton/cm ²)		2,638	1,488			0.25		Riodacitic ignimbrite
Adit 3C	18.9 GPa (193 ton/cm ²)	53.6 GPa (547 ton/cm ²)	3,900	2,062	109 MPa (1116 kg/cm ²)	15 MPa (146 kg/cm ²)	0.17	0.22	$K=9 \times 10^{-7}$ m/s $\rho=2.54$ ton/m ³
Adit 5C	18.7 GPa (191 ton/cm ²)		3,281	1,913			0.21		$\phi=40-60^\circ$
Borehole CD-9					75 MPa (765 kg/cm ²)				Diabasic dyke
Borehole CD-17					119 MPa (1220 kg/cm ²)				

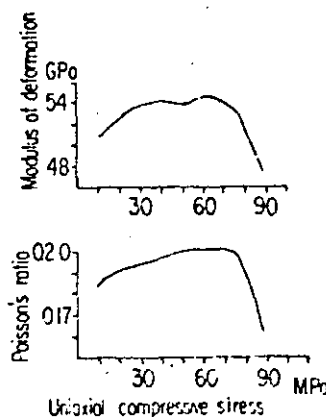


Fig. 3 Curve variation of modulus of deformation and Poisson's ratio at different stress levels of sample M-18 (CD-1)

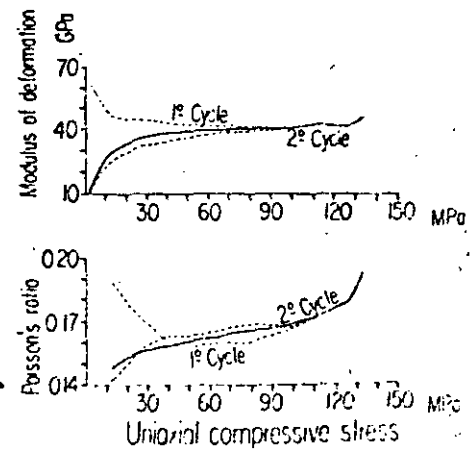


Fig. 4 Curve variation of stress vs. modulus of deformation and Poisson's ratio of sample M-4 (CD-6)

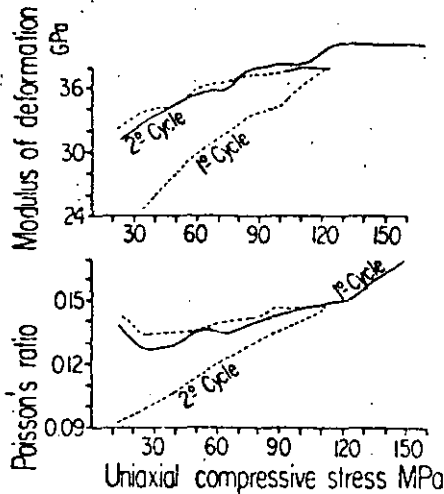


Fig. 5 Curve variation of stress vs. modulus of deformation and Poisson's ratio of sample M-7 (CD-12)

3.4 Rock mass classifications

Hoek and Brown (1980) have discussed the question of interpreting geologic data for underground excavation design and suggested that the rock mass classification systems developed by Bieniaswki (1973, 1974, 1976, 1977, 1978, 1979, 1980) and by Barton, Lien and Lunde (1974, 1975); Barton (1976); Barton, Loset, Lien and Lunde (1980) are the most logical vehicles for this interpretation (Hoek, 1985). Apart from them, the rock mass quality approaches developed by the CFE geophysicists already mentioned in section 3.2 (Sánchez-Villa señor, 1982, 1983; Cabrera-Cano, 1982).

Bieniaswki's Rock Mass Rating is as follows

TABLE IV. GEOMECHANIC CLASSIFICATION OF THE ROCK MASS IN THE UNDERGROUND POWER HOUSE, AGUAMILPA HYDROELECTRICAL PROJECT, COLORINES SITE, MEXICO

Underground Hydroelectric Plant	BARTON, 1980			BIENIASWSKI, 1979			Class	Stand-up Time (months)	Q(RMR)	RMR(Q)	Observations
	"Q" Index	S* (m)	Rock Quality	RMR (Uncorrected)	Adjustment	RMR (Corrected)					
Penstocks 8 m diam.	17.5	6.3	Good	74	-5	69	Good	6	16	69.7	
Power house 23 m unsupported span	25	7.3	Good	84	-12	72	Good	<1	22	72.9	
Transformers gallery 12 m unsupported span	25	7.3	Good	84	-12	72	Good	1.5	22	72.9	Wedges in downstream and right walls
Surge chamber 14 m unsupported span	25	7.3	Good	84	-12	72	Good	1	22	72.9	
Tailrace tunnel 9.50 m diam.	25	7.3	Good	84	-5	79	Good	6	48	72.9	
Tailrace tunnel 15 m diam.	21	6.7	Good	67	-5	62	Good	1	7.4	71	

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF}$$

$$RMR = R_c + RQD + J_c + J_s + W - F$$

*S = Unsupported span

$$RMR = R_c + RQD + J_c + J_s + W - F$$

Barton, et al. (1974, 1980) Tunnelling Quality Index (Q) is calculated as follows:

$$Q = RQD/J_n \times J_r/J_a \times J_w/SRF$$

At the Aguamilpa site there are four joint sets; therefore, using the geomechanic classifications proposed by Bieniaswki (1979) and Barton, et al. (1980), the evaluation of the rock mass characteristics would be adequate for the preliminary design of the openings.

According to Bieniaswki's Rock Mass Rating (RMR), the rock mass was classified as good with numerical ratings of 67-84 and no corrections for stability conditions.

With Barton's Index (Q), which is the most adequate for the design of support for underground excavations and tunnels, rock mass was classified as good, having index values of 17-25. As these two methods correlate very well, the conclusion was that the rock masses outcropping at the site are strong. The results of these classifications are shown in Table IV. Note that for the index ratings obtained, the maximum unsupported span is about 7 m and, on the other hand, the minimum stand-up time calculated for a given span is about one month.

Other engineering classifications were applied (Figs. 6 to 8) like those proposed by Deere and Miller (1966), Franklin, et al. (1971), Türk and Dearman (1983) and ISRM (1978, 1981). Figures show that all intact rock samples are of very high, high and medium strength, and from very slight to slightly deformable rocks. So, the reduction factor applied in order to understand the whole rock mass behavior is in the ranges of good strength and deformability, in spite of the joint sets. This was proved by the dynamic field investigations of the geophysical surveys.

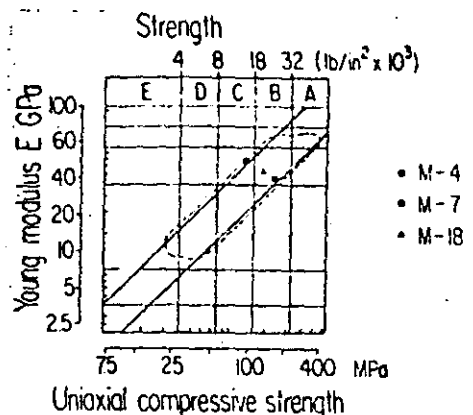


Fig. 6 Engineering rock classification based on the uniaxial compressive strength and Young's modulus (After Deere and Miller, 1966)

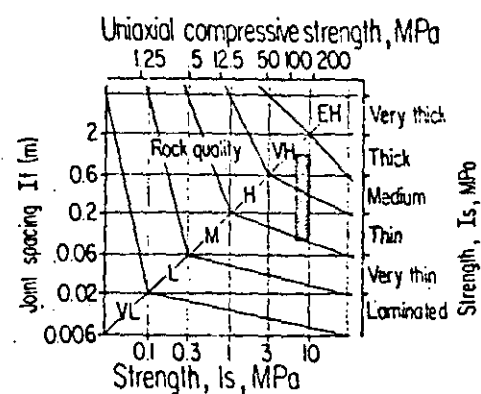


Fig. 7 Engineering rock classification based on the uniaxial strength and joint spacing (After Franklin, et al., 1971)

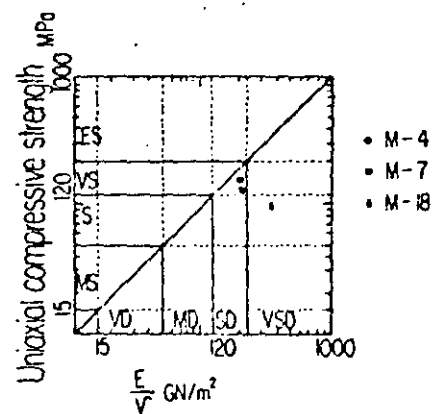


Fig. 8 Proposed method of classifying rocks on a plot of rock strength vs. (E/v) . After Türk and Boerman (1983)

4. STABILITY APPROACHES

Knowing the geological conditions of a site it is possible to find economical construction solutions to the problems which arise during the design and construction of underground excavations. This knowledge includes: 1) the existing types of rock and their mechanical properties, 2) the jointing of the rock mass, 3) the weakness zones of the bedrock, 4) the stress conditions and 5) the water conditions in the rock masses (Selmer-Olsen and Broch, 1977).

After studying these different aspects, the rock mass at the Aguamilpa site was described as semicontinuous because of the existence of closed or sealed fractures. This knowledge permitted to take some measures during the design stage regarding the stability of the underground openings, which minimized problems and expenses (Nieto and Hendron, 1982).

The kinematic analysis was used to evaluate the stability of the caverns, while the stability program UNWEDGE served to estimate the factor of safety of the wedges in the roof and walls of the openings. The results of these studies were combined with the geometry of the civil structures, joint sets and geomechanic classifications of the rock masses to prepare the geomechanical models for the underground excavations.

4.1 Kinetic analyses

The models presented herein show clearly that stability problems are expected in the downstream and right walls of the caverns and that the sliding mechanism of failure is prone to take place. The dipping planes and intersections of the joints suggest that blocks and wedges of rocks will slide wherever they daylight into the excavations (Figs. 9 and 10).

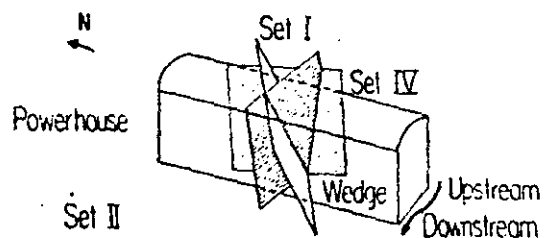


Fig. 9 Isometric view of underground powerhouse showing master joints and wedge defined by sets I, II, IV, in the right abutment

4.2 Three-dimensional geomechanical models

Some stereographic projections and a computer program were used to analyze rock wedges in three dimensions, so that volume, size, tonnage and sliding directions could be known (Goodman, 1980, 1976).

Fig. 10 shows the kinematic analysis of the stability conditions, which includes joint sets and the friction cone. Vectors A, B, C and D represent the intersections of sets. Because all intersections dip towards the east and the vectors that define the structural planes dip

towards the same orientation, it will be necessary to take some preventive measures to guarantee the stability of the caverns.

The stereographic analysis and the geomechanical models show that in underground excavations (Fig. 10) the sliding mechanisms of failure through the line of intersection will predominate over the structural planes. Because the angles formed by the lines of intersection of fractures are larger than the angles of internal friction (40°), it is anticipated that the stability conditions in the walls and roofs of the caverns will be fairly poor. Besides, these wedges will daylight through the vertical downstream and the right walls of the excavations (Table V).

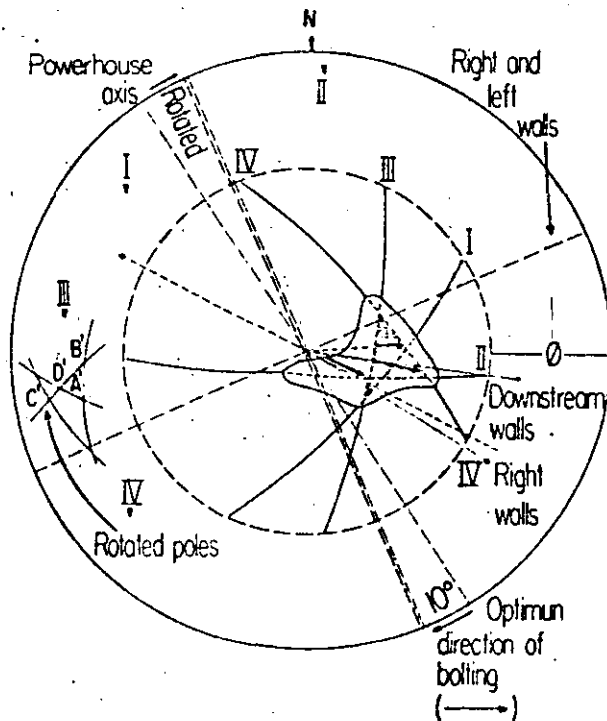


Fig. 10 Lower hemisphere projection showing kinematics of rock wedges in underground excavations. Vectors A, B and C show the direction of sliding

TABLE V. WEDGE DESCRIPTION

Vector	Intersection of joint sets	Direction	Dip
A	I & IV	N 86° E	52° NE
B	II & IV	S 79° E	45° SE
C	II & III	S 69° E	65° SE
D	I & II	S 73° E	60° SE

The 3-D analysis criterion was used with the underground wedge computer program (Hoek, 1985) to calculate the rock wedge factors of safety.

The joint set intersections studied were I-II-III, I-II-IV, II-III-IV and I-III-IV for cavern trends of $N34^\circ W$ and $N24^\circ W$ under drain conditions. It was concluded that all wedges in the haul fail by sliding with factors of safety lower than 0.5, whereas some of the wedges in the wall are stable.

TABLE VI. STABILITY ANALYSES FOR UNDERGROUND ROCK WEDGES WITH SPAN EXCAVATION OF 22 m FOR TWO TRENDS OF AXIS CAVERNS (W in ton)

Wedges	Haul		Downstream wall		Right wall	
	$N34^\circ W$	$N24^\circ W$	$N34^\circ W$	$N24^\circ W$	$N34^\circ W$	$N24^\circ W$
I-II-III	W 5630	7420	10.47	8.3	2142	1430
	FS 0.5	0.25	1.76	2.65	0.64	0.68
I-II-IV	W 9360	6114	209	460	1185	560
	FS 0.4	0.4	0.67	0.59	0.53	0.59
II-III-IV	W 10150	6600	27.4	160	3.45	41.3
	FS 0.25	0.26	1.02	0.6	2.43	0.87
I-III-IV	W 3670	4740	66	12.6	3.46	35
	FS 0.34	0.33	1.24	2.5	0.53	0.59

Fig. 11 shows rotations up to 10° towards the north-south axis of the plant. This rotation diminishes the volume of the possible wedges, decreasing at the same time the risk of failure in the caverns while avoiding the creation of slabs and increasing the factor of safety.

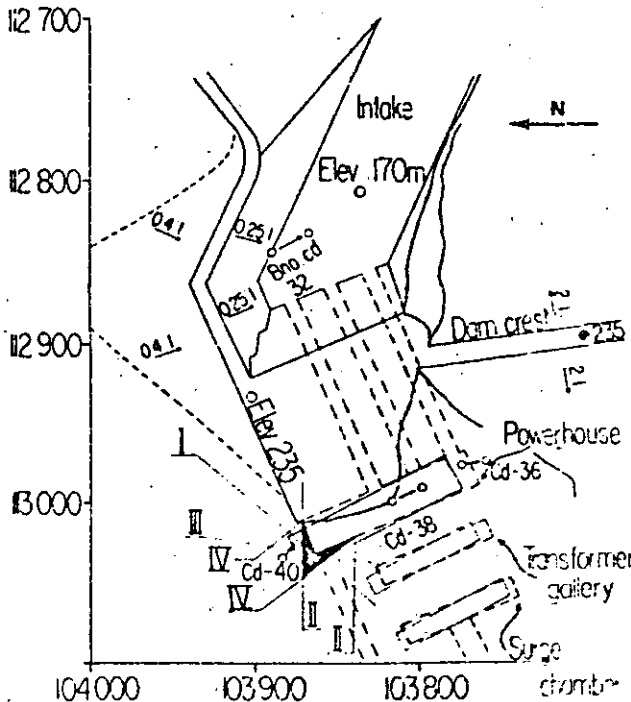


Fig. 11 View of the plant showing the wedges defined by the intersection of sets II and IV; the most critical in the downstream and right walls

4.3 Two-dimensional geomechanical models

The longitudinal section of the powerhouse (Fig. 12) shows the structural conditions of the walls.

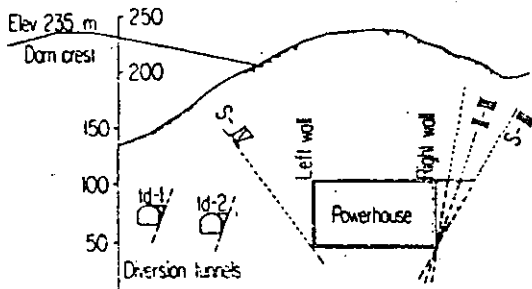


Fig. 12 This section shows the wedges of the right wall of caverns and diversion tunnels

Planes and intersections of fractures dipping towards the excavation will cause stability problems in the right walls of the caverns. In the same way, the northern walls of the diversion tunnels are prone to present local instabilities.

The failure mechanism of these potential wedges will be sliding; therefore, the support needed to hold them is smaller than the needed in case of gravity falls. According to Fig. 13, the downstream walls of caverns may present conditions of instability because the wedges would daylight out towards the caverns.

The vertical section of the plant (Fig. 13) shows the formation of maximum wedges in the downstream walls of the caverns and the intersection of systems I, II and IV, which is considered to be the most critical.

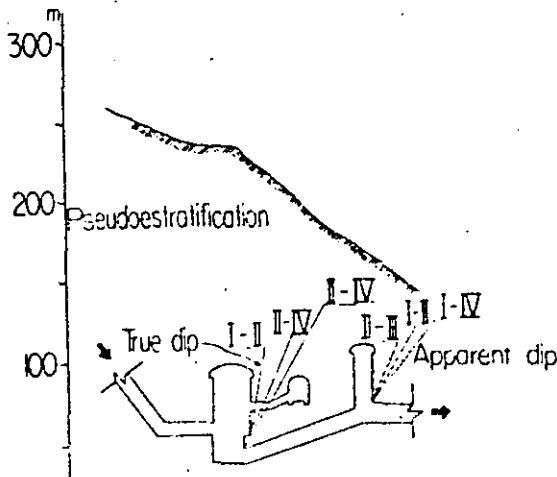


Fig. 13 Cross section through the axis of the hydroelectrical plant showing the wedges defined by the intersection of joints in the downstream wall. The size of the wedge is hypothetical

Downstream walls

Fig 14 is a longitudinal section which shows the maximum wedge that daylights in the downstream wall of caverns.

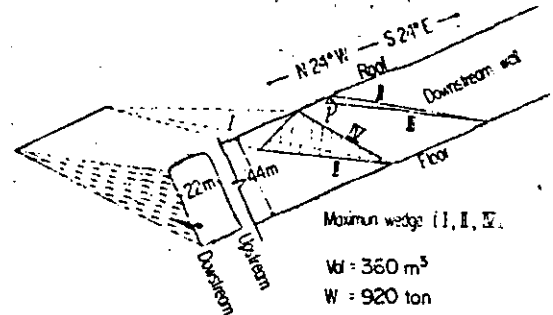


Fig. 14 Longitudinal and cross sections of the powerhouse showing the maximum wedge in the downstream wall

The cross section shows the wedges formed by the joint intersections. Failure of these wedges will be by sliding on the joint planes and their geometry, volume and dimensions will be a function of the joint continuity and spacing.

The estimated continuity for the geomechanical models was taken as 20 m which is an average of the geological adit surveys made in the abutment. The spacing used in the analysis was 2 m, but it may go up to 10m for the clay fill joint system.

According to the 3-D analysis, the maximum wedge volume for the excavated wall will be about 360 m³, with 920 ton. However, with the average joint spacing above mentioned, the most probable rock wedges will be just 10 per cent of the maximum computed.

Haul

Fig. 15 shows in plan view the wedge trends of any haul. Again, rock wedges will be formed by joint intersections. The cross section of the cavern shows the likelihood of sliding of the wedges from these roofs, while their dimension and volume will be a function of the continuity and spacing of the joint sets.

The maximum rock wedge calculated was 2 590 m³, 6 600 ton. Taking into account the continuity and spacing of the joint sets, only 10 per cent could be taken as the real dimensions of unstable rock wedges.

It is important to mention that the exact location, spacing and continuity of joints in the underground plant area are not known; therefore, rock wedges are hypothetical, based on the correlated data of the right abutment from borehole, adit and surface exploration.

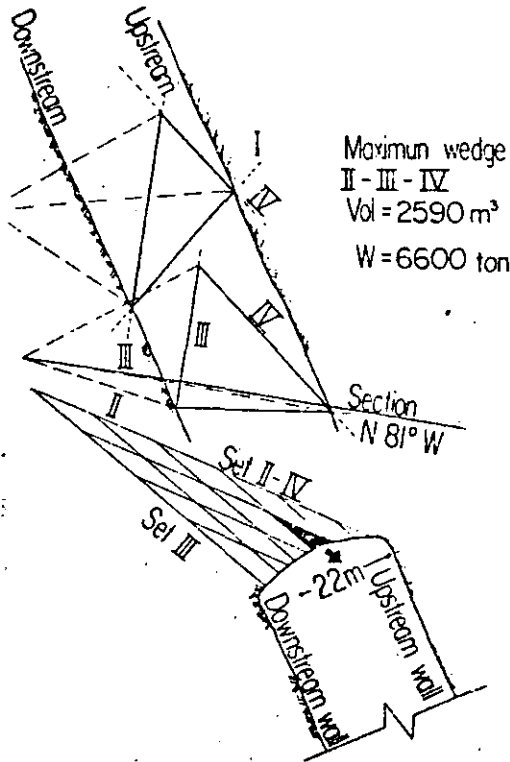


Fig. 15 Plan view of the roof of the cavern and cross section of the powerhouse; this shows the maximum wedge defined by the intersection of fractures. Its dimensions depend on the continuity and spacing of the fractures

4.4 Failure mechanisms

The prediction of the geotechnical properties of a rock mass for the design of open cuts and underground caverns requires an understanding of the potential modes of failure during excavation and, later, plant operation. These failure mechanisms will be influenced by pore pressure and permeability under saturated conditions.

With the aid of stereographic projection techniques and the stability program UNWEDGE, it was possible to determine the failure mechanism of the wedges and blocks formed by the intersection of joint sets; this mode of failure corresponds to sliding on a plane or through the line of intersection. Most of the prisms so formed will slide towards the E (NE-SE) at angles of 60-70 degrees.

4.5 Support conditions

The support pressure required in a cavern can be estimated using the gravity load model proposed by Cording, et al. (1971):

$$P_i = nB\gamma, \text{ and } P_i = mH\gamma$$

crown $P_i = 0.1(25m)(2.55 \text{ ton/m}^3) = 6.375 \text{ ton/m}^2$
 walls $P_i = 0.05(40m)(2.55 \text{ ton/m}^3) = 5.1 \text{ ton/m}^2$

Cording and Mahar (1978) suggested the following steps for evaluating support requirements

- 1) Evaluate the geology and determine significant index properties.
- 2) Outline the expected ground behavior, plotting the geologic data in plan and cross section views.
- 3) Select support systems and construction procedures that permit headings to be safely and economically excavated.

Based on the kinematic analysis of the sliding rock wedges (Fig. 10), it is possible to recommend anchoring with its optimum direction and inclination: for holding rock prisms in the right walls of caverns, a systematic anchoring would be advisable, directed N 60° W and 30° of inclination from the horizontal. In the case of the downstream walls, the optimum is a direction N 74° W and an inclination of 30° NW from the horizontal.

For roofs of caverns, radial anchoring is best with NW 64° SE direction lines, 4 m spacing, 9 m length and 1½" diameter (Figs. 16 and 17).

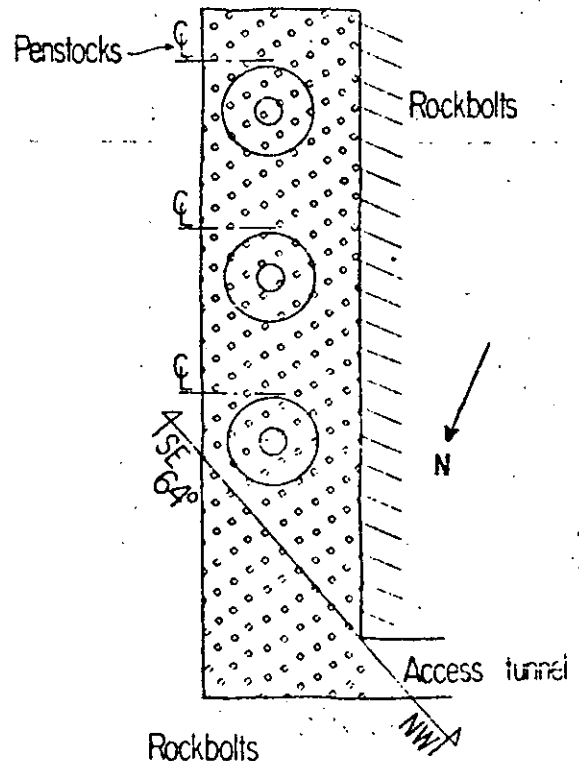


Fig. 16 Plan view of the powerhouse that shows the direction of the recommended support in the haul, right and downstream walls

To support wedges, the best direction of anchoring will follow the direction of the intersection between systems I-II (70°), minus the

15

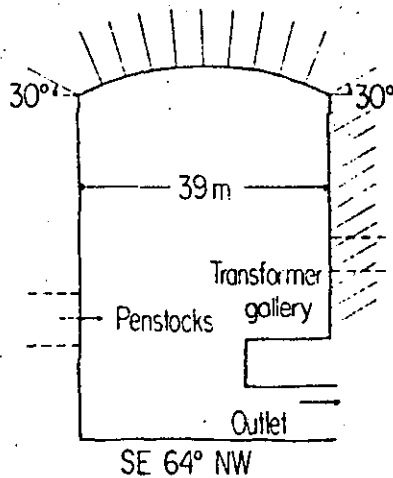


Fig. 17 Cross section SE 64° NW of the powerhouse showing recommended bolting

considered angle of friction (40°), whenever sliding takes place over the line of intersection of both planes.

If the sliding is on a plane, the optimum direction of anchoring is the orientation of a line normal to the plane, minus the angle of friction.

In the upstream and left walls of caverns, local anchoring is anticipated (Figs. 12 and 13).

5. DISCUSSION

5.1 Main issues

In underground excavations there will be stability problems in the downstream and right walls, and fallings from the hauls of the caverns.

The dimension and volume of the rock wedges will be controlled by the geometries stated and by the continuity and spacing of the joint sets. Besides, the failure mechanism will be primarily of the sliding type.

By rotating the orientation of the caverns along the longitudinal axis towards the N-S axis, the volume of the rock wedges may diminish as much as 30 per cent, and 20 per cent the length of the rock bolts.

With the original N34°W orientation of the cavern large rock wedges would form, but with the second proposed orientation N24°W, smaller size rock wedges will daylight on the walls and hauls of the caverns.

For openings situated at shallow or intermediate depths, the basic rule is to orientate the length axis along the bisection line of the maximum intersection angle between the two dominant joint sets. If the direction of the major principal stresses can be stated, then the orientation has to be considered. From the rock pressure point of view, the most stable orientation will be obtained when the length axis of the underground opening makes an angle

of $15-30^\circ$ with the horizontal projection of the major principal stress.

Because the whole state of stresses is not yet fully known in the site, the main factors to orientate the length axis of caverns are the hydraulic regime of the tailrace and the underground stability studies. Moreover, it is highly recommended to take some other factors into account to improve the stability of the excavation.

Norwegian geologists followed a general procedure in 125 underground large chambers, which was presented by Selmer-Olsen and Eroch (1977) and can be divided into the following stages.

- 1) A location is selected which, from a stability point of view, offers the optimal engineering geological conditions of the area.
- 2) The length axis of the opening is oriented so as to minimize stability problems and overbreak.
- 3) The openings, including both halls and tunnels, are shaped taking into account the mechanical properties, the jointing of the rock mass, and the local stress conditions.
- 4) The different parts of the complex are dimensioned so as to give an optimal economic solution.

5.3 Shaping the opening

As the rock mass in the site is a semicontinuous material, it has a fair ability to withstand high tensile stresses.

A basic design concept consists not only in finding a favourable orientation, but also in achieving the distribution of compressive stress along the whole periphery of the opening. At Aguamilpa the rotation of 10° of the axis of the hydroelectric plant towards the N-S axis would reduce the volume of the rock prisms up to 30 per cent, and increase the factor of safety and, at the same time, the whole stability of the opening. Even if the analysis of the boundary element for this damsite will be dealt with in a next paper, the first results and plots indicate that stress concentration occurs at the sides of the haul, i.e., where a bench for the crane is intended. Therefore, it may be better to shape the haul and walls without the bench, anchoring the crane tracks.

5.4 Dimensioning the opening

Caverns have been dimensioned according to the state-of-the-art applied to the hydraulic engineering of Mexican underground chambers. From a geotechnical point of view the small rotation suggested for Aguamilpa to increase the overall stability of the opening does not involve the alteration of the original dimensions of the project.

6. COMMENTS

6.1 Instrumentation and monitoring

In the Aguamilpa chambers, it will be desirable to keep movements small at each stage of excavation. Monitoring will be directed towards determining that the excavation and the support sequences are performing their intended function and not allowing excessive movements to develop. Instrumentation primarily from extensometers installed at the ground surface underground chambers area is highly recommended, using the exploratory borcholes programmed for the pre-design stage.

The program for measuring in monitoring cavern performance must contemplate that

- 1) Extensometers must be installed with sufficient time to record significant rock movements.
- 2) Units must be easy to read and interpret by field personnel.
- 3) Measurements and observations must be closely coordinated with observations of geological features, support conditions, and rock fracturing.
- 4) Results must represent either a stable or a potentially unstable condition.
- 5) Conclusions based on the observations must be capable of being put into practice to maintain or restore a stable condition in the cavern.

The observations practiced in the access road in the right bank show that there has been slope failures through the discontinuities of the rock mass. Therefore, it can be anticipated that if no remedial measures are applied to support the underground openings, some stability problems will arise.

Cording and Mahar (1978) mentioned that tunnels and chambers at shallow depth like those of Aguamilpa correspond to loosening grounds with elasto-plastic behavior. In these cases support should be placed as soon as possible to minimize rock loads as a function of the geometry and strength of the discontinuities, allowed displacements and size and geometry of the opening.

6.2 State of stresses

In Aguamilpa, the condition of the excavated cavern walls may be strongly affected by the state of stresses, particularly if the tangential stresses concentrated around the opening approach the intact compressive strength of the rock. Blast damage in the cavern walls may also become more pronounced under such conditions.

It is highly advisable to know the complete *in-situ* state of stresses at Aguamilpa; therefore, some measurements of the state of stresses must be done before commencing construction.

6.3 Future explorations

Before beginning to construct the dam and to minimize construction problems, a second

exploration program was planned, mainly directed to characterize rock mass quality in underground chambers, foundations of concrete structures and to locate the major rock defects detected in the first stage. It also contemplates the enlargement of the six exploration adits, the performing of *in-situ* flat-jack and shear tests and the mapping of the major structures crossing the underground chamber. Besides, 16 drillholes are also planned to locate major rock defects and to do some permeability tests. The boreholes will serve in the construction stage as part of the monitoring which will include inclinometers, extensometers, stressmeters and piezometers. In addition, a geophysical survey program was proposed with seismic refraction and resistivity studies to define the rock quality along the principal axes of the civil structures.

It has to be remembered that exhaustive geologic explorations may not always add to the knowledge of the site. This may be the case at Aguamilpa where the ground conditions are relatively uniform and experience exists.

CONCLUSIONS

- 1) By rotating the axis of the caverns 10° towards the N-S, the volume of the wedge may be diminished up to 30 per cent. All wedges in the hauls are not stable and some of the wedges in the walls are stable. The wedge dimensions will depend on the continuity and spacing of the joints encountered.
- 2) The friction angle of the discontinuity planes will have a very important role in the overall stability of the underground excavations, since the typical mode of failure will be the sliding of rock wedges along the structural planes.
- 3) Instabilities are anticipated in the downstream and right walls of underground excavations. It is advisable to implement rock bolt patterns in the downstream and right walls and in the hauls with these orientations: right walls N60°W, 30° up to the NW; downstream walls N74°W, 30° up to the NW; and hauls NW64°SE from 30° to 90° (radially).
- 4) The bolting on the left and upstream walls of the underground excavations may be necessary only in local areas.
- 5) Besides the underground stability problems other types were detected in the open pit excavations, mainly in the intake channel of the underground power plant, where the slope bench should be 0.4:1 instead of 0.25:1 above the 235 level, keeping the 6 m burden and 20 m height of the benches.
- 6) It would be advisable to measure the *in-situ* state of stresses because the preliminary results in modelling excavations with the Boundary Element Method show that the ratio between horizontal and vertical stresses (K) is very sensitive to the stress distribution around the excavations.

7. REFERENCES

- Alcalá, A.; Lugo, T.; Maycotte, J.; Navarro, J.; and Ortega, J. (1983), "Aspectos geológico-ingenieriles del P.H. Aguamilpa, Alternativa Colorines, Diseño materiales graduados. elev. 230", *Geology Department, Com. Fed. Elec. Tepic, México*, unpublished, 85 pp.
- Barton, N.; Loset, F.; Lien, R.; and Lunde, J. (1980), "Application of Q-system in design decisions concerning dimensions and appropriate support for underground installations", *Norwegian Geotechnical Institute, Oslo, Norway*, 1980, pp 553-562.
- Barton, N. (1976), "Recent experiences with the Q-system of tunnel support design", *Proc. Symp. on Exploration for Rock Engng.*, Johannesburg. A.A. Balkema, Vol. 1, pp 107-117.
- Barton, N.; Lien, R.; and Lunde, J. (1975), "Estimation of support requirements for underground excavations", in *Design Methods in Rock Mechanics, Proc. 6th Symp. on Rock Mech.*, Minneapolis, pp 163-177.
- Barton, N.; Lien, R.; and Lunde, J. (1974), "Engineering Classification of Rock Masses for the Design of Tunnel Support", *Rock Mechanics*, New York, Vol. 6, pp 189-236.
- Bieniawski, Z. T. (1980), "Rock Classifications: State of the Art and Prospects for Standardization", *Transportation Research Record* 783, 1980, pp 2-9.
- Bieniawski, Z. T. (1979), "The Geomechanic Classification in Rock Engineering Applications", *Proc. 4th Inter. Cong. on Rock Mech.*, ISRM, Montreux, Switzerland. Vol. 2, pp 41-48.
- Bieniawski, Z. T. (1978), "Determining Rock Mass Deformability: Experience from Case Histories", *Int. Journal Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, Pergamon Press, Great Britain, Vol. 15, pp 237-247.
- Bieniawski, Z. T. (1977), "Design investigations for rock caverns in South Africa", *Proc. 1st Int. Symp. on Storage in Excavated Rock Caverns*, Stockholm, Vol. 3, pp 107-112.
- Bieniawski, Z. T. (1976), "Rock mass classifications in rock engineering", *Proc. Symp. Exploration for Rock Engng.*, Edited by Z.T. Bieniawski, A.A. Balkema, Rotterdam (Johannesburg), 1976, Vol. 1, pp 97-106.
- Bieniawski, Z. T. (1974), "Geomechanic Classification of Rock Masses and its Application in Tunnelling", in *Advances in Rock Mechanics*, Vol. 2, A. A. Balkema, Denver, pp 27-32.
- Bieniawski, Z. T. (1973), "Engineering Classification of Jointed Rock Masses", *The Civil Engineer in South Africa*, *Ann. S. Afr. Inst. Civil Engng.*, pp 335-341.
- Cabrera-Cano, J. J. (1982), "Resultados obtenidos en la interpretación de los registros geofísicos de los pozos del P.H. Aguamilpa, Nay.", *Geology Department, Com. Fed. Elec., Piedras Negras, Coah., México*, unpublished, 15 pp.
- Cording, E. J.; Hendron, A. J.; and Deere, D. U. (1971), "Rock Engineering for Underground Caverns", *Underground Rock Chambers Symposium*, ASCE, Phoenix, Arizona, pp 567-600.
- Cording, E. J.; and Mahar, J. W. (1978), "Index Properties and Observations for Design of Chambers in Rock", *Engineering Geology Bull.*, Vol. 12, pp 113-142.
- Deere, D. U. (1981), "Site inspection of Colorines Dam area, P.H. Aguamilpa, Santiago River", *Report to Com. Fed. Elec.*, México, unpublished, 5 pp.
- Deere, D. U.; and Miller, R. P. (1966), "Engineering Classification and index properties for intact rock", *Tech. Report No. AFNL-TR-65-116, Air Force Weapons Lab.*, New Mexico.
- Fernández-Bollo, M. (1981), "Informe sobre una visita al sitio Colorines, la calidad geotécnica del mismo y el programa de investigaciones, P.H. Aguamilpa, Río Santiago, Nayarit", *Report to Com. Fed. Elec. México*, unpublished, 11 pp.
- Franklin, J. A.; Broch, E.; and Walton, G. (1971), "Logging the mechanical character of rock", *Trans. Inst. Min. Met.*, Vol. 80, section A, London.
- Goodman, R. (1980), "Introduction to Rock Mechanics", *John Wiley and Sons*, New York, 478 pp.
- Goodman, R. (1976), "Methods of Geological Engineering", *West Publishing Co.*, St. Paul, 427 pp.
- Hoek, E. (1985), "Prediction of Hazards in Underground Excavations", *Proc. Symp. on Automation for Mineral Resource Development*, Inter.Fed. of Automatic Control, Brisbane, Australia, pp 1-12.
- Hoek, E.; and Brown, T. (1980), "Underground Excavations in Rocks", *Institution of Mining and Metallurgy*, London.
- ISRM (1981), "Basic geotechnical description of rock masses", *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, Pergamon Press Ltd., Great Britain, Vol. 18, pp 85-110.
- ISRM (1976), "Suggested methods for the quantitative description of discontinuities in rock masses", *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, Pergamon Press Ltd., Great Britain, Vol. 15, pp 319-368.
- Lugo Ibarra, T. (1983), "Deformation parameters and strength properties of some core samples from hydroproject Aguamilpa, Colorines site, Nayarit", *Report to Com. Fed. Elec.*, *Geology Department*, Canada, unpublished.

- Lugo-Ibarra, T.; and Maycotte, J.I. (1985), "Geomecánica y estabilidad de las cavernas de la planta hidroeléctrica subterránea del P.H. Aguamilpa", *Geology Department, Com. Fed. Elec., México*, unpublished, 16 pp.
- Lugo-Ibarra, T.; and Maycotte, J.I. (1984a), "Ingeniería geológica del depósito de talud, P.H. Aguamilpa", *Geology Department, Com. Fed. Elec., México*, unpublished, 5 pp.
- Lugo-Ibarra, T.; and Maycotte, J.I. (1984b), "Método probabilístico para el diseño de taludes en roca del P.H. Aguamilpa, Alternativa Colorines", *Geology Department, Com. Fed. Elec., México*, unpublished, 6 pp.
- Lugo-Ibarra, T.; and Maycotte, J.I. (1984c), "Características geológicas del túnel 2 de desvío de margen izquierda del P.H. Aguamilpa, Sitio Colorines", *Geology Department, Com. Fed. Elec., México*, unpublished, 6 pp.
- Lugo-Ibarra, T.; and Maycotte, J.I. (1984d), "Ingeniería geológica del P.H. Aguamilpa, Sitio Colorines, Elev. 235", *Resume, Geology Department, Com. Fed. Elec., México*, unpublished, 5 pp.
- Maycotte, J.I. (1983), "Estudio geotécnico de la alternativa Colorines del P.H. Aguamilpa, Nay.", *Geology Department, Com. Fed. Elec., Zapopan, Jal., México*, unpublished, 26 pp.
- Maycotte, J.I. et al. (1983), "Factibilidad geotécnica de los proyectos de la alternativa Colorines del P.H. Aguamilpa, Nay.", *Geology Department, Com. Fed. Elec., Zapopan, Jal., México*, unpublished, 126 pp.
- Merritt, A. (1972), "Geologic Predictions for Underground Excavations", *Proc. Rapid Excavation and Tunneling Conference, Vol. 1*, pp 115-132.
- Nieto, A.S. (1981), "Informe de la visita al P.H. Aguamilpa, Río Santiago", *Report to Com. Fed. Elec., Champaign, Ill.*, unpublished, 5 pp.
- Nieto, A.S.; and Hendron Jr., A. (1982), "Preliminary conclusions of the June 1982 visit to the P.H. Aguamilpa, Colorines Site, Santiago River, Nayarit State", *Report to Com. Fed. Elec., Champaign, Ill.*, unpublished, 11 pp.
- Sánchez-Villaseñor, A., et al. (1983), "Informe geofísico final del P.H. Aguamilpa alternativa Colorines, Nay.", *Geology Department, Com. Fed. Elec., México*, unpublished, 34 pp.
- Sánchez-Villaseñor, A. (1982), "Integración de calidad de roca de la alternativa Colorines del P.H. Aguamilpa, Nay.", *Geology Department, Com. Fed. Elec., México*, unpublished, 20 pp.
- Selmer Olsen, R.; and Broch, E. (1977), "General Design Procedure for Underground Opening in Norway", *Proc. Inter. Cong. Rock Mech.*, pp 11-18.
- Türk, N.; and Dearman, W.R. (1963), "Practical Classification of Rocks for Engineering Purposes", *Bull. Inter. Assoc. Engineering Geology*, No. 28, pp. 162-167.
- Williamson, D. (1980), "Uniform rock classification for geotechnical engineering purposes", *Transportation Research Record*, 783, pp. 9-14.
- Witke, W.; and Soria, J. (1983), "Exploration, Design and Excavation of the Powerhouse Cavern Estangento Sallente in Spain", *Proc. 5th Inter. Cong. Rock Mech.*, ISRM, Melbourne, Australia, D167-D178.

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,

20 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, joint, 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 (Dozalla, 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-

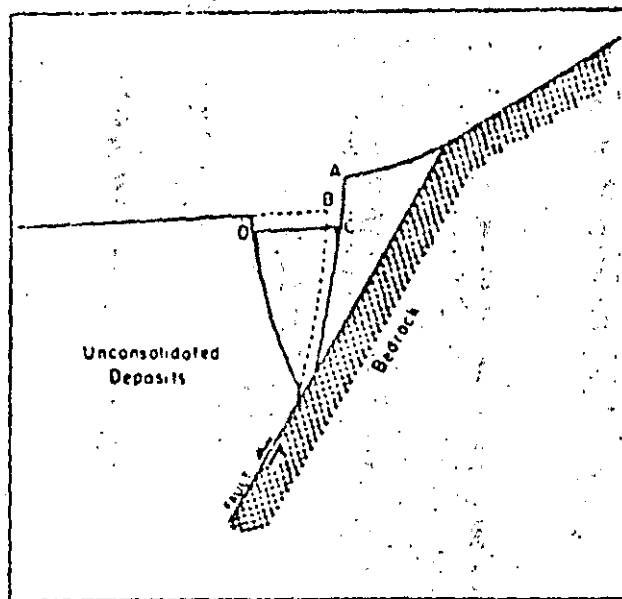


Fig. 3.1. Cross section of a gravity graben associated with a normal fault. The relative movement of the fault is shown by arrows.

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

22

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; R(?)		38(?)									Louderback, 1947
3. San Andreas, California; 1838; R(?)		35(?)									Louderback, 1947
4. San Andreas, California; 1857; R		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(?), 1V	Displacement unknown	1.5V at 1.4		0.8± mi	1.8 mi		Given length includes a 21-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 1		0.5 mi	8 mi		Displacements given for secondary faults at 8 mi are scarp heights; net displacements were 1; 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, 1876, 1897; Granella, 1937; 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; R(?)		2									Danci, 1907; Allen <i>et al.</i> , 1965
10. Yakutat Bay, Alaska; 1899; N(?) and L(?)	8.5-8.6	Unknown	29-42N (?)	See remarks	See remarks		See remarks	See remarks		Maximum uplift 47 ft. Inferred principal faults underwater. 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

92

Fault (name or location), date, and type of displacement* (See notes at end of table)	Magnitude (Richters) 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.	Slemmons <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 2 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(?)	1V at 2.5	500 ft		2.5 mi	Northern 5 mi of fault is an <i>echelon</i> to principal segment, partly overlaps it, and is 2 1/2 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.	Giannelis and Callaghan, 1934
16. Excelsior Mountains, Nevada; 1934; N	6.5	0.9	0.4N; slight Ls	None	None					Callaghan and Giannelis, 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. Buzaldu, 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 3 1/2 ft at depth. See text.	Fisk, 1942, U. S. Army Corps of Engineers, 1950

23

21

23

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.	Richter, 1958; Allen <i>et al.</i> , 1965
22. N. of Bakersfield, California; 1949; N(?)	No quake	2								May be related to subsidence.	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	?V at 1.6	3N at 2; 1.5Rs at 2.5; 1.7Rs at 0.6; 1.5N at 1.1; 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

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. Helgen-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 ± ; 1N at 8	500 ft	3 mi	8.5 mi		Myers and Hamilton, 1964; Wilkins, 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. 17 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 10 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 multiple data available.

25

22

95



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.

nery, 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 tumbled.

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 19. 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 trace; maximum horizontal distance between the lines (on the ridge crest) is 5 feet. Photo by G. K. Gilbert, U.S. Geological Survey.

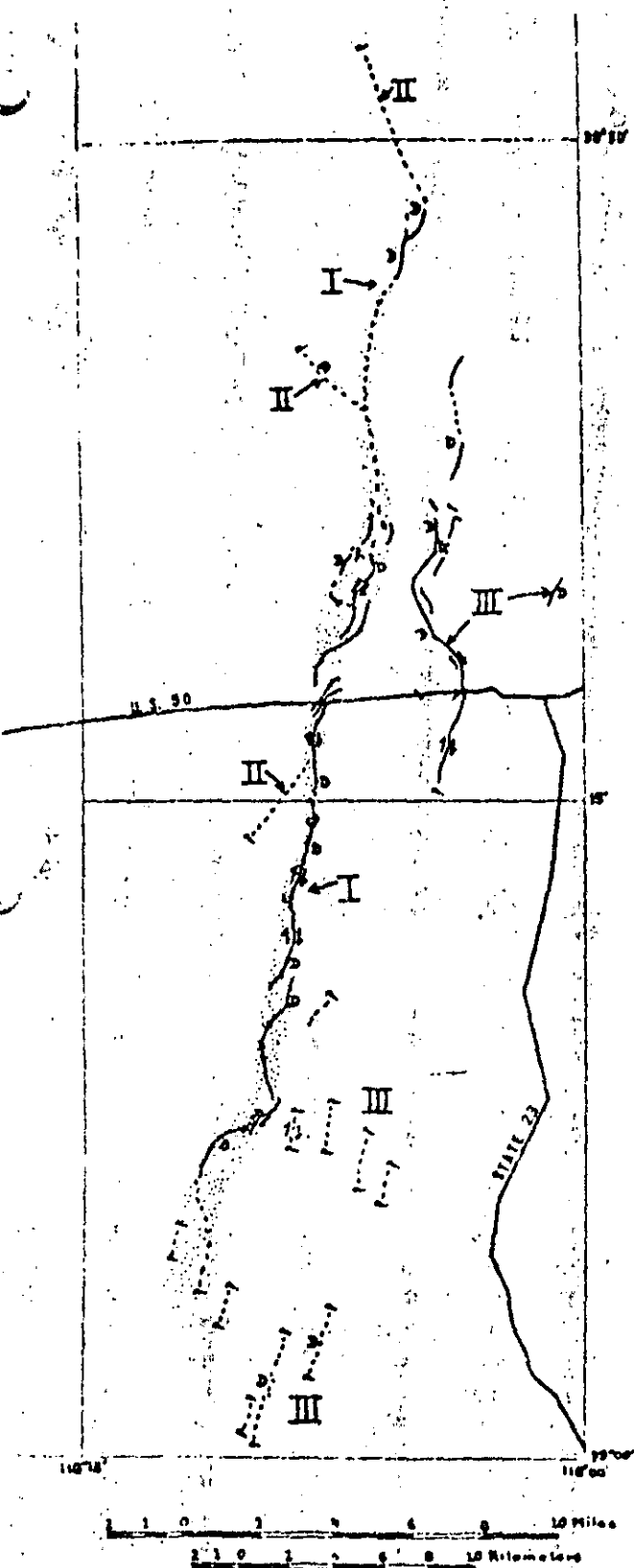


Fig. 3.4. Map of part of the Fairview Peak, Nevada, 1954, showing main fault zone (I), branch fault (II), and secondary faults (III). The dashed lines indicate faults seen from a distance or interpreted from aerial photographs; the query (?) indicates that the end of break was not determined; D indicates the downthrown side; the single-barbed arrow indicates the relative horizontal displacement. Modified after Slemmons, 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.

23

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.

27

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,

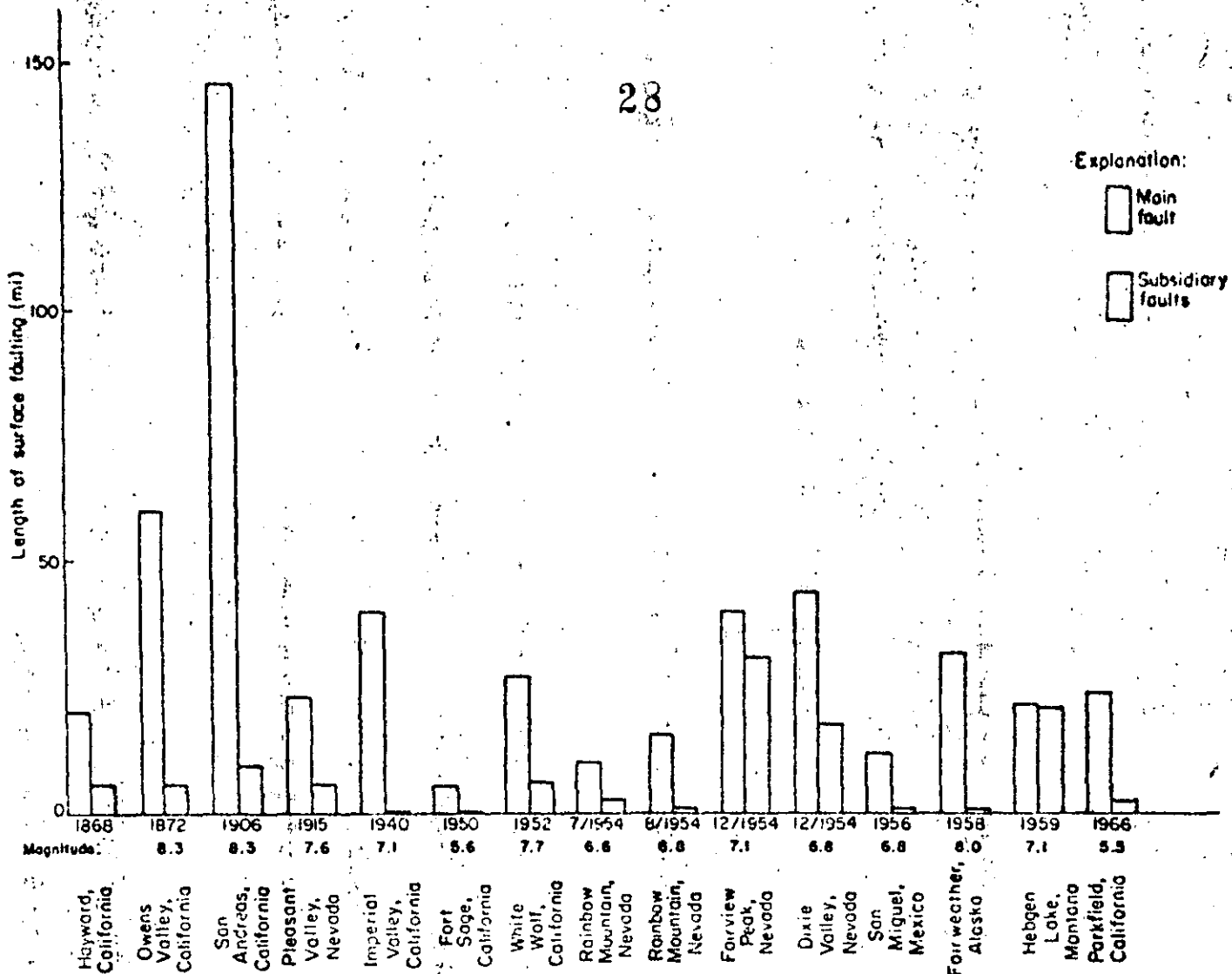


Fig. 3.5. Bar graph showing cumulative lengths of main fault and subsidiary faults for 15 events in North America. Lengths for San Andreas 1906 and Fairweather 1958 exclude parts covered by water or ice.

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 fault in 1868 (Lawson *et al.*, 1908, pp. 435 and 4 Radbruch, 1967) but is not shown on the figure because the magnitude is unknown.

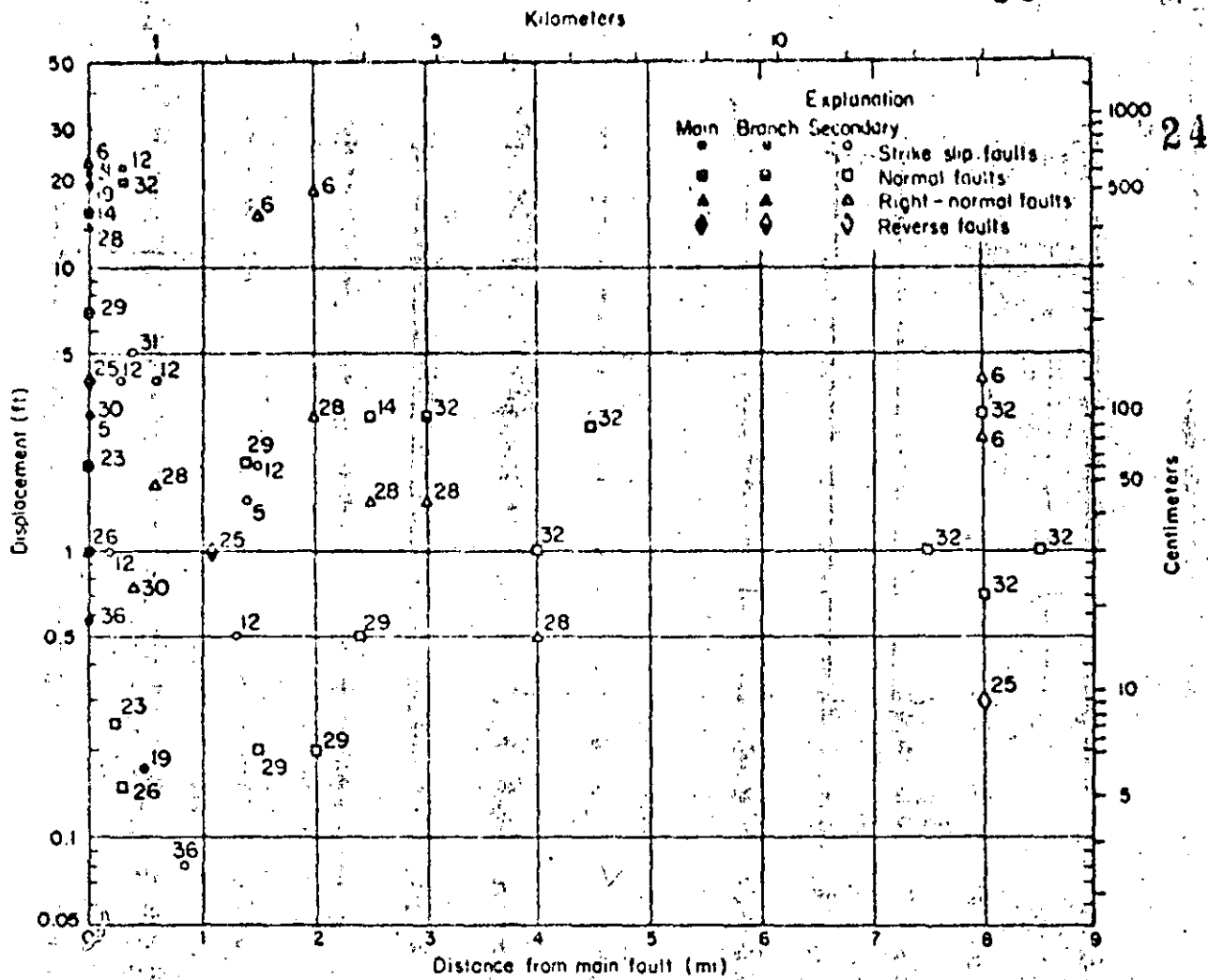
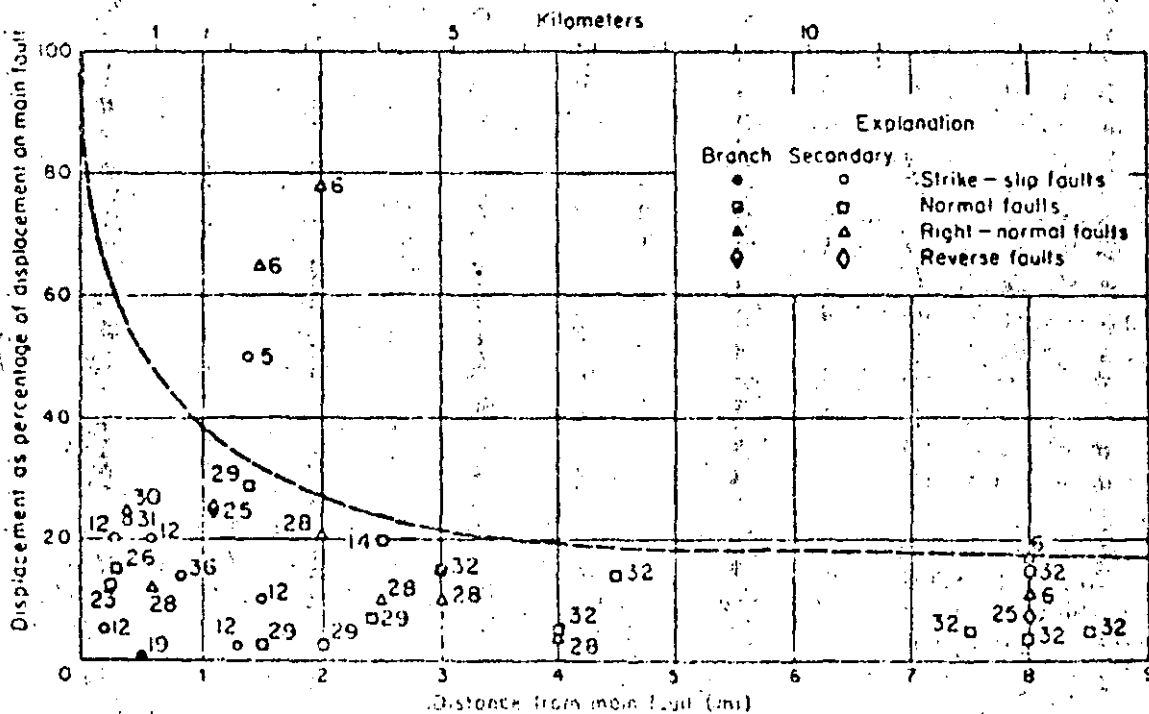


Fig. 3.6. Fault displacement as related to the distance from the main fault. The numbers beside the symbols refer to events listed in Table 3.1.

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.



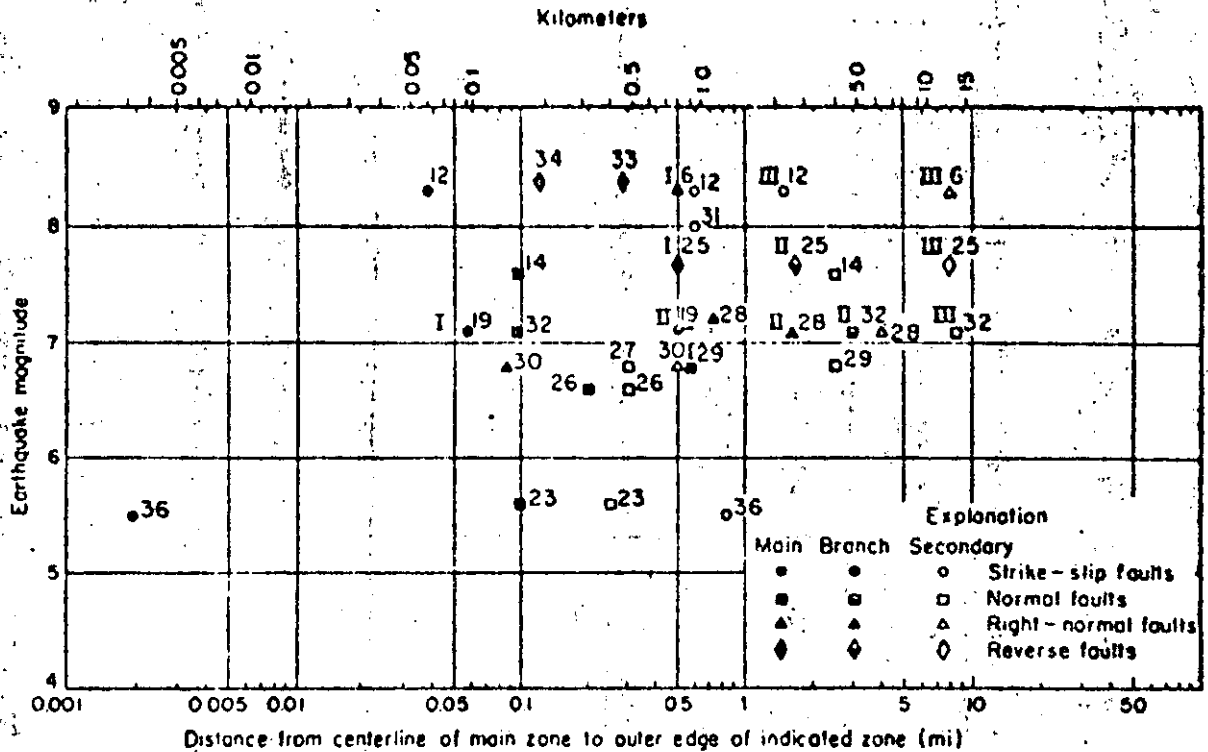


Fig. 3.8. Distances to outer edges of zones of faulting as related to the magnitude of associated earthquakes. The numbers beside the symbols refer to events listed in Table 3.1.

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. Amand (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 (Suyehiro, 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 apparently been exaggerated in soft deposits. Much of the Owens Valley, California, faulting of 1872 was near

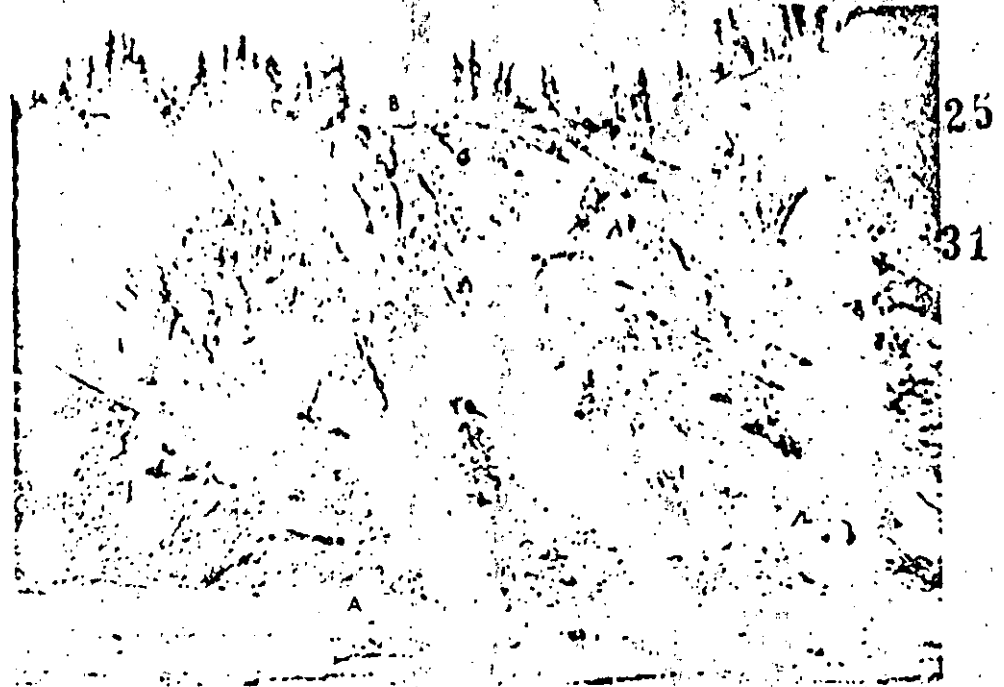


Fig. 3.9. Patton Bay, Alaska, faulting of 1964 produced a scarp 81 ft high at *A* but no comparable scarp at *B*. The cliff is about 500 ft high, and points *A* and *B* are about 700 ft apart; note the helicopter in foreground.

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, pp. 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 (Stemmons, 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 relative to sea level was more than 47 ft; in places substantial 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.

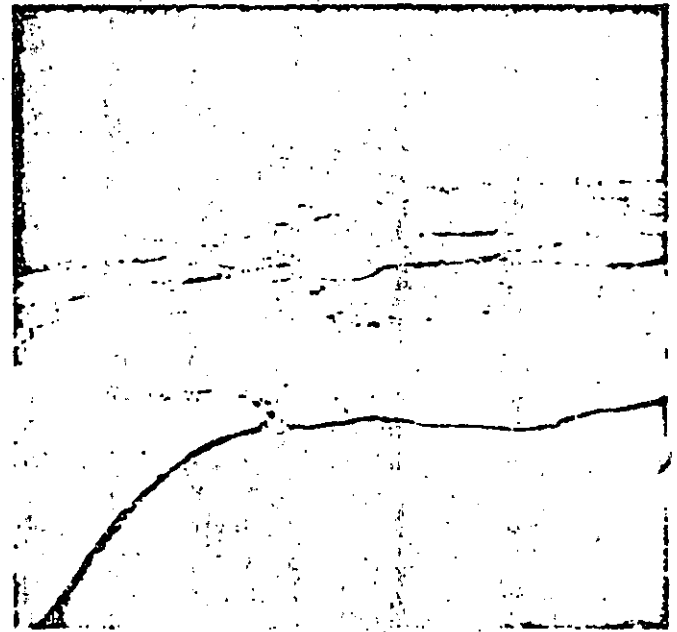


Fig 3.11. Emergence of shoreline as a result of tilting of the Hebgen Lake basin in the 1959 Montana earthquake. Photo by J. R. Stacy, U.S. Geological Survey.

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 downwarps 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 uplift and depression that produced Reelfoot Lake and the 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. 313-319; 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 was 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 233 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

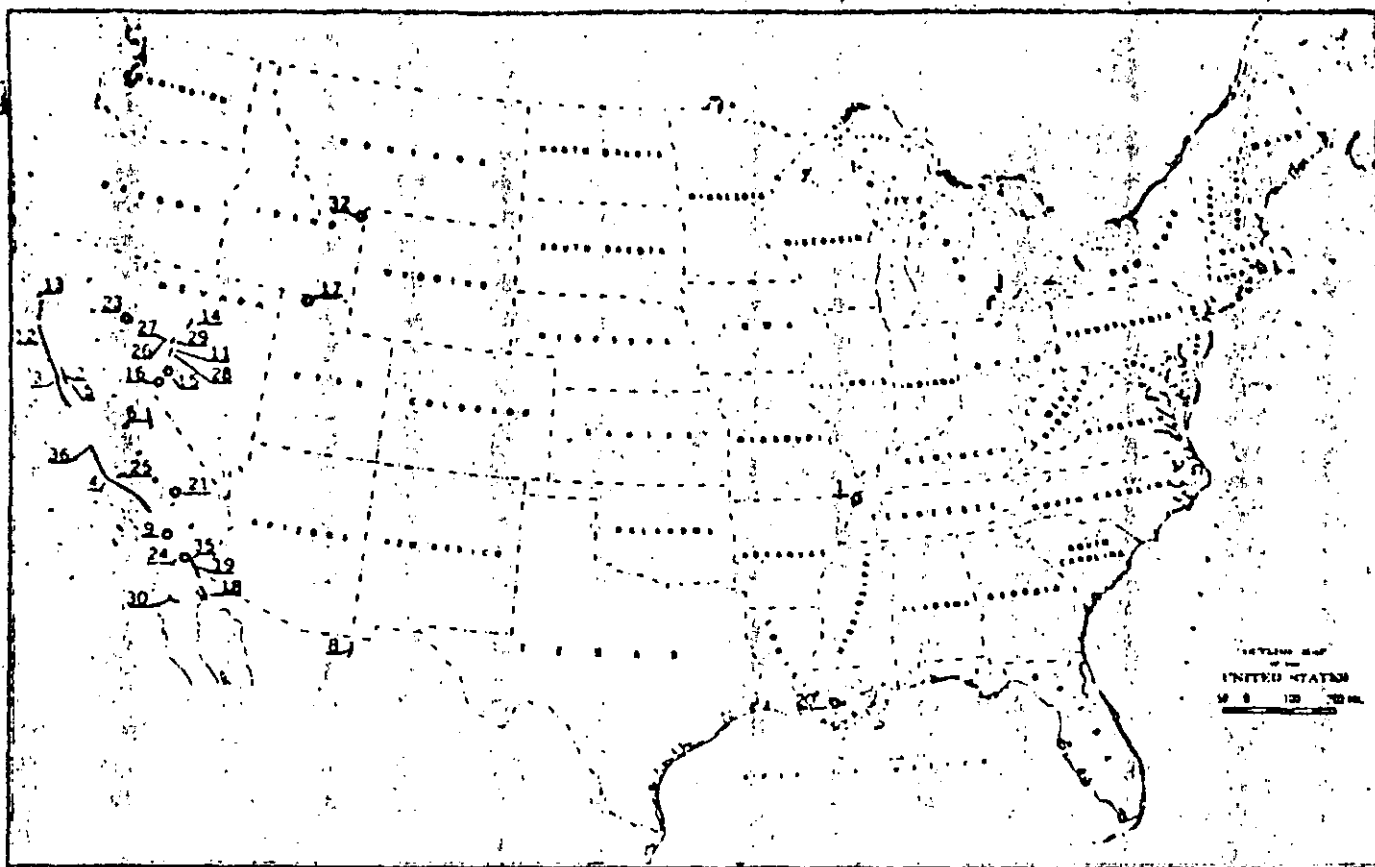


Fig. 3.12. Map of conterminous United States and part of Mexico showing location of historic surface faulting. Numbers identify faults (see Table 3.1).

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 Bröck, 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 8500 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 on the San Andreas fault system in California and include episodes at Dos Palmas (near Salton) in 1868 (Townley and Allen, 1939, p. 50); near Chittenden, in

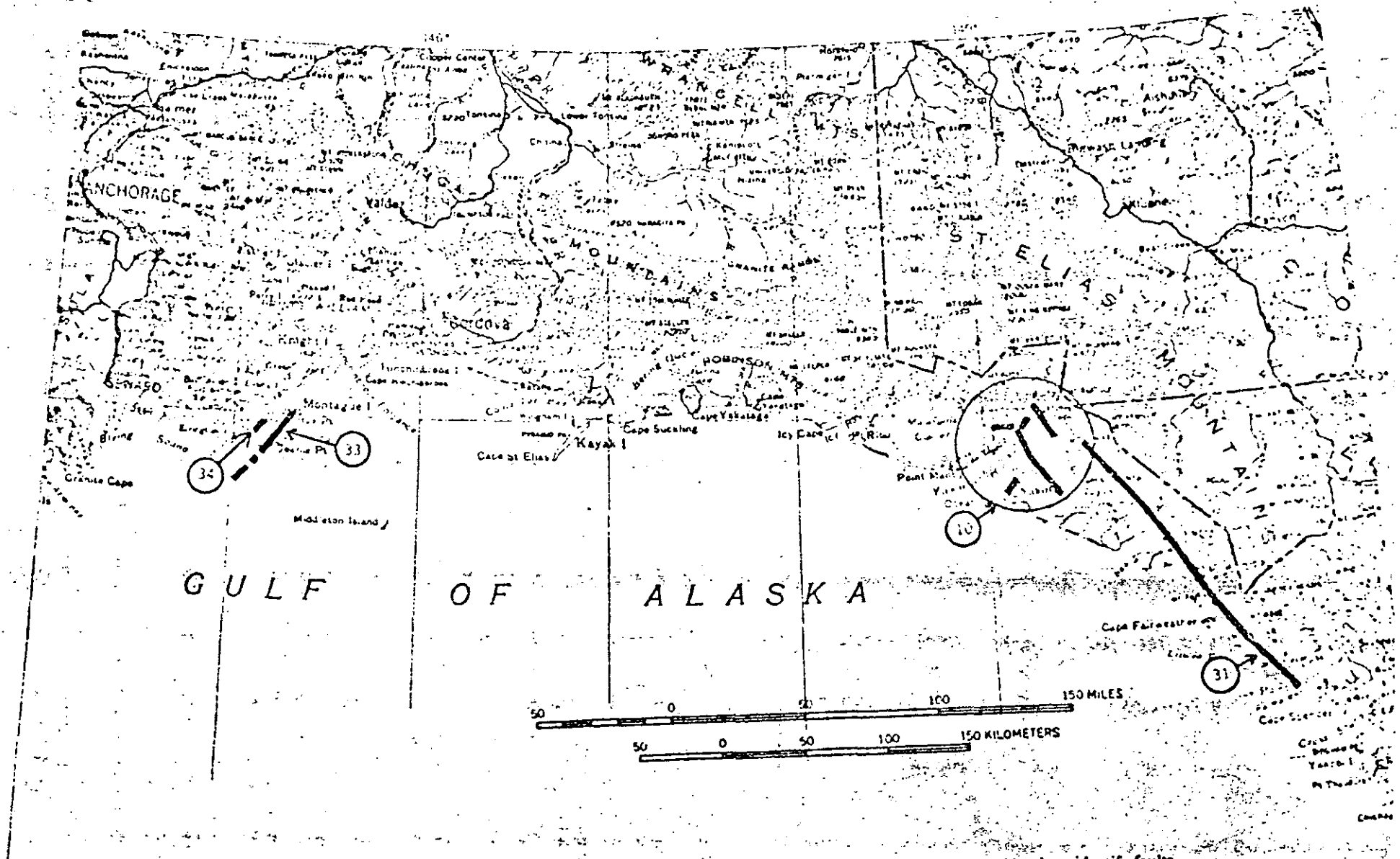


Fig. 3.13. Map of part of Alaska showing the location and approximate extent of historic surface faulting. Numbers identify faults (see Table 3.1).

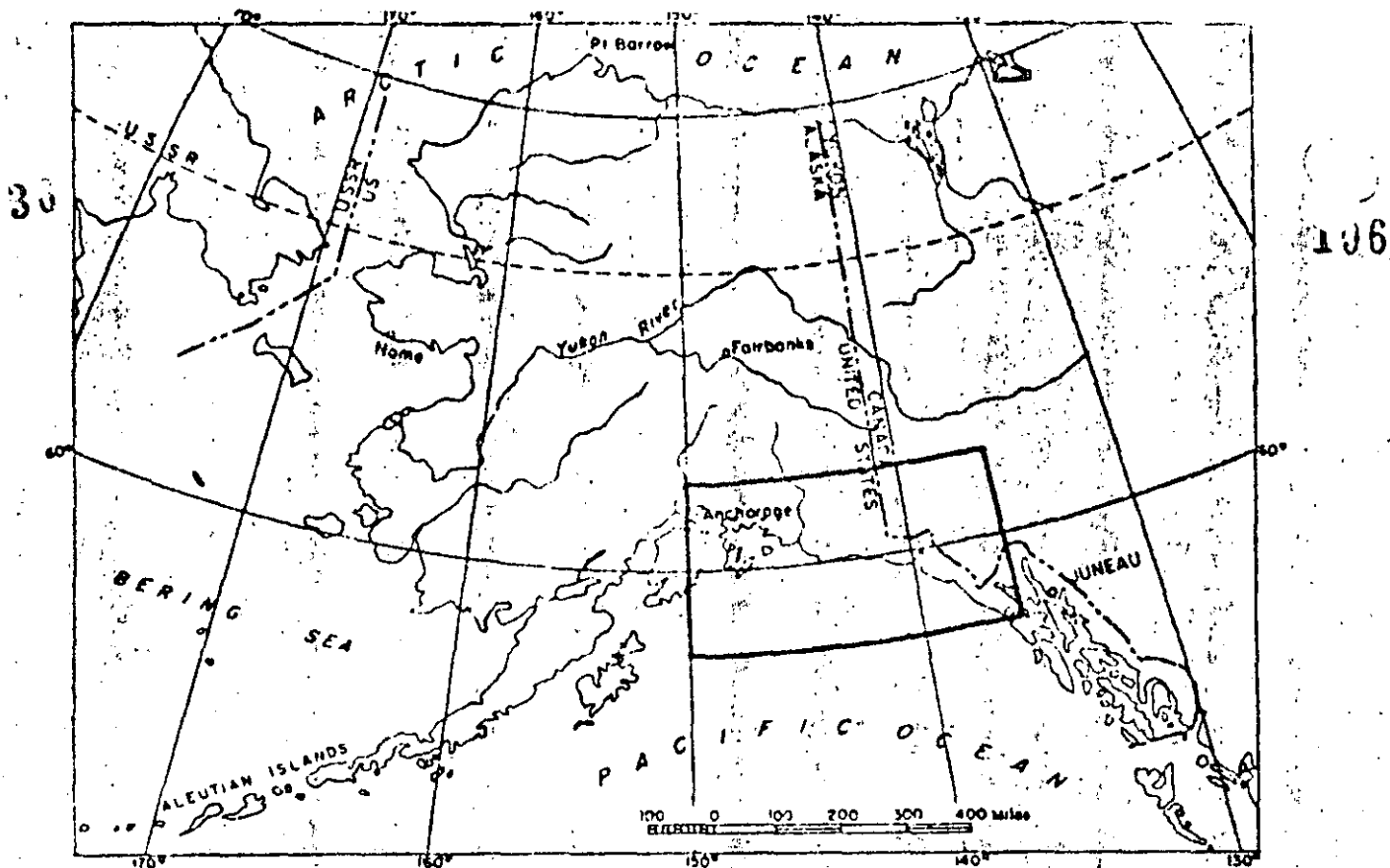


Fig. 3.13A. Index map for Fig. 3.13.

1890 (Lawson and others, 1908, p. 449); near Parkfield, in 1901, 1922, and 1934 (McEvilly, 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 (Giannela, 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 at 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 (McEvilly, 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; Giannela and Callaghan, 1934, p. 367; Louderback, 1942, pp. 316-7; Stenbrugge and Cloud, 1962, p. 231; and Ambr., 1963, p. 735); note, however, the qualifications regarding

the Hebgen Lake, Montana, earthquake given by Stein (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, 1968), 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 Nonseismic 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-

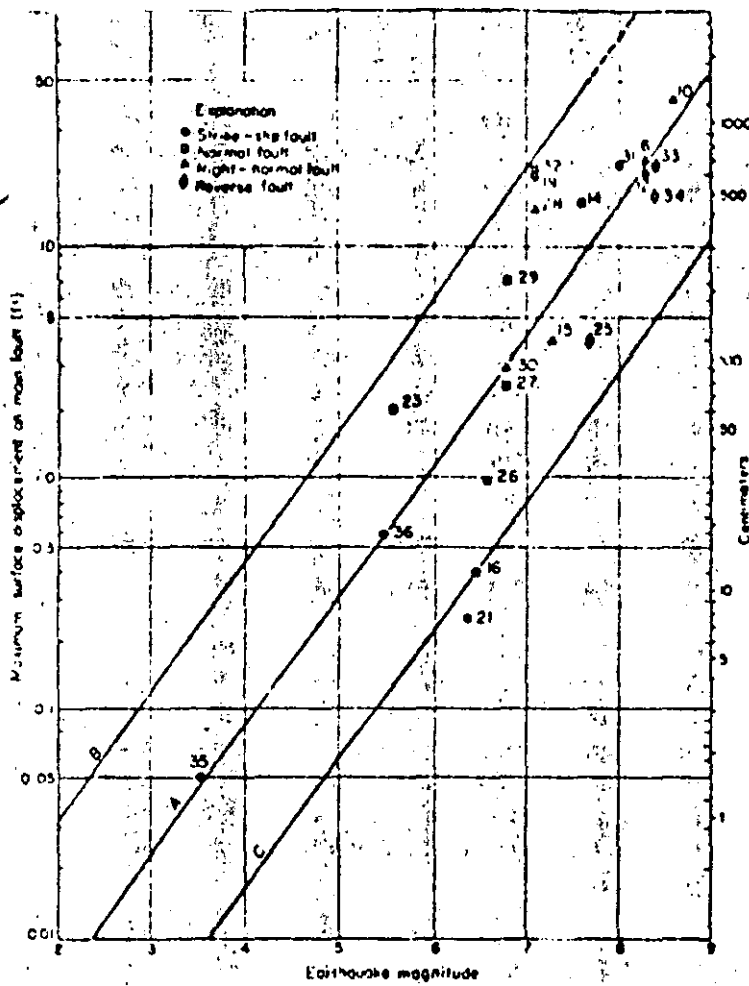


Fig. 3.14. Maximum displacement on main fault at the surface as related to earthquake magnitude (logarithmic plot).

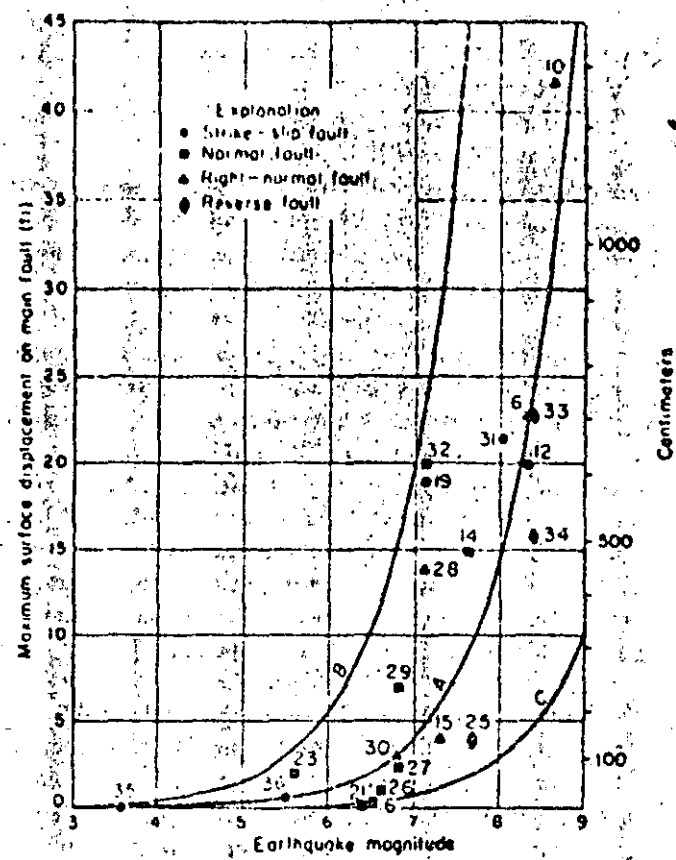
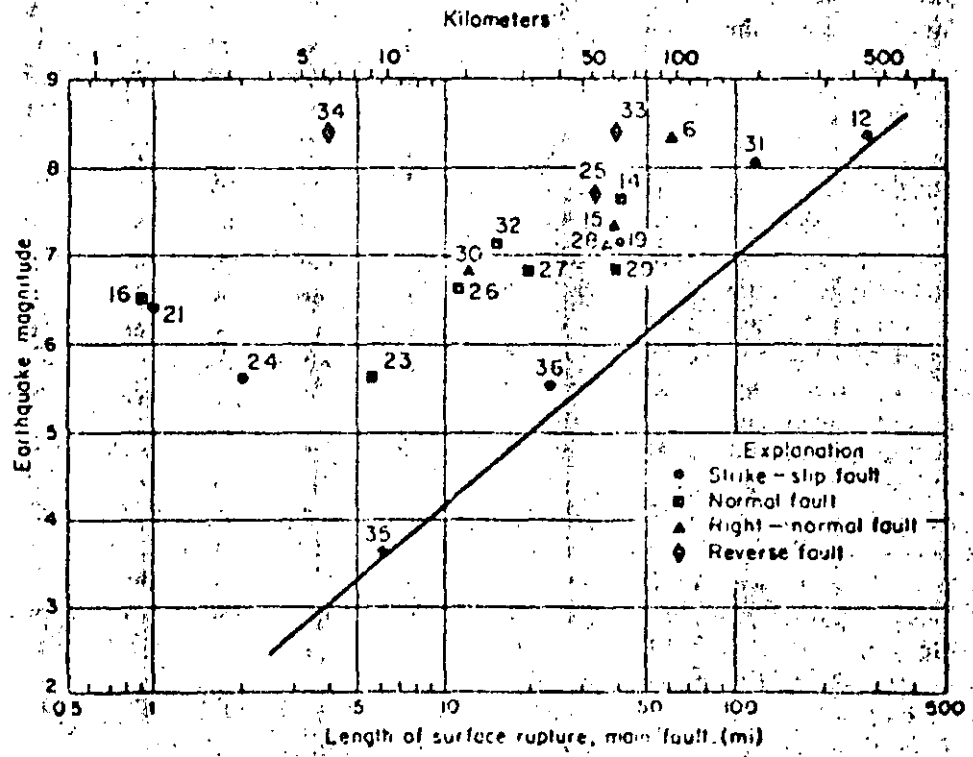


Fig. 3.15. Maximum displacement on main fault at the surface as related to earthquake magnitude (arithmetic plot).

Fig. 3.16. Length of surface rupture on main fault as related to earthquake magnitude



mate fault displacement at the ground surface that may occur in any 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.

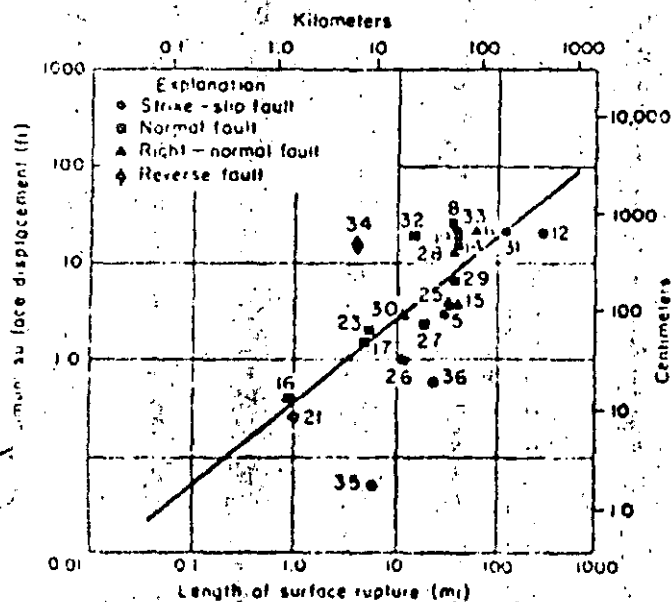
Figure 3.16 shows the relation between earthquake magnitude and the length of surface rupture on the main fault. The points show considerable scatter and a least-squares fit was not made, but a line has been drawn that bounds all of the data points on the graph. The line can be used as an aid in estimating 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 Stiemmons (1966), using California and Basin-and-Range Province faulting. Stiemmons' 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. Stiemmons (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 Stiemmons 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

40 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 strand 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 old 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 history and extends back an indefinite time that many geologi-

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 balance 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. Jane 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

- Aguilera, J. G. (1920). "The Sonora Earthquake of 1887," *Detum. 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. 116-143, 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. Cianella (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 Mit.*, 50, 339-347.
- Dibblee, T. W., Jr. (1954). "Geology of the Imperial Valley Region, California," Chap. 2 in R. H. Jahn, (ed.), *Geology of Southern California*, pp. 21-28, California Division of 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.
- ke, 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.
- rensov, 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, 1922," *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 Donnerville*. 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.
- , 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. (1934). "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.
- Hoors, 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. III 94-III 115.
- Housner, G. W., and D. E. Hudson (1958) "The Port Hueneque [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-Echachapi Earthquake Damage Along the Southern Pacific Railroad Near Bealville, California*, California Division of Mines Bulletin 171, pp. 67-78.
- 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.
- 4 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 (3672), 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 Locations 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. Stemmmons, 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.
- Stemmmons, 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.
- Stemmmons, D. B. (1966). *Long-Term Strain Release, Earthquake History and Late Cenozoic Faulting in the Basin-and-Range Province*, pp. 82-83, *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. Steinbruege, D. Tocher, G. B. Oakshott, and V. P. Gianella (1959). "Wonder, Nevada, Earthquake of 1903," *Seism. Soc. Am. Bull.*, 49 (3), 251-265.
- Steinbruege, 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.*, 145 (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 Parkhead-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. 258-309, 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," *Acta. Sci. Fennicae Ann. Ser. A, Geol. Geograph. Suomalainen Tiedakatemia*, 3 (61), 313-320.
- 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

Uribe-Carvajal, A. and Nyland, E., 1983. Evaluation of the risk of induced seismicity at the Itzantun hydroelectric site, Chiapas, Mexico. *Eng. Geol.*, 19: 247-259.

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 stability function is applied to the area of the Itzantun reservoir, which will be in southern Mexico. Drawdowns can increase the risk of triggering earthquakes in this area, which is prone to thrust faulting. It is possible to estimate the stresses after a period during which the water level is maintained and a decrease in stresses with the depth of the observation point.

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

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. Its nature remains due to the assumption of elastic behavior.

The variation of elastic Young's modulus deduced varies from $6 \cdot 10^9$ to $8 \cdot 10^9$ dynes/cm² at its magnitude. Hence, this is reasonable albeit not exact (Simpson 1974; Kirby 1977) have been elastic.

Obviously water pressure in the reservoir. The simplest extension of the presence of water is the case of soils and is justified here as a first approximation which can deal with the problem, but it may not be correct, but it is a first approximation.

The general conclusion is that reservoir volume is not a factor in seismicity. The larger the reservoir the larger is the potential for seismicity. In Canada (Leblanc and others) caused seismicity change with a considerably large reservoir (Manicougan 3 ha, 1976).

In only a few cases have the hypocentres been determined accurately. Local studies that the hypocentres are at great depths and positions from the reservoir. It was found that the majority of earthquakes occurred at depths of 10 km but some occurred as deep as 20 km.

Migration of seismicity from the reservoir. Simpson (1976), Sobolev (1976), Negmatullaev (1981) and others.

The focal mechanisms of earthquakes (others) observed that different preexisting faults in the reservoir. Dip-slip faulting was observed. The mechanism was strike-slip occurring along a series of faults. They show strike-slip motion (Bell and Nur (1978) and others) and raising of the water level. Seismicity in regions of the reservoir. The magnitudes of the

of the observed changes and Rustogi (1976). The increase in seismic activity is entirely due to the increase in seismic events changes in correlation with the filling of the reservoir. The decrease of seismic activity occurs some years between the water depth and reservoir levels (Simpson and

activity is limited. Up to 1977, the induced seismicity (Packer and others) in clear cases, 35 as questioned, they reach the following reservoir loading. Of prime importance, reservoir filling is unlikely, especially in fractured material. Reservoir filling lead to seismicity. Shown by the depth 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). A statistically rigorous study that reservoirs can induce seismicity by itself, from reser-

ervoir seismicity is known to be observed for other kinds of fault mechanism for reservoir-filling studies of this

as about the stress—strain which faults will fail. The order of 10 bar. They deform elastically. Of order under 10^3 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

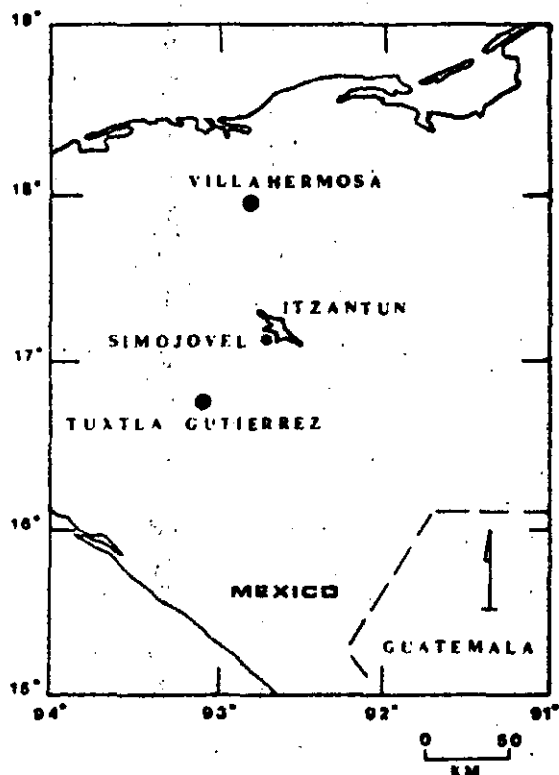


Fig.1. Location map of the study area.

is clearly the sign of seismicity (Fig.2). The go irregular directional chan was found in a borehole s river has eroded along ml the river is along a potent approximately at right an

MODEL STUDIES

As a first approximatic tion of a water-logged hal three-dimensional analysi earth to be a uniform, isc affected by fluid under p permeability, a relative fl hydraulic transmissibility moduli. The reservoir loa load or within limits trea

The major deficiency t faults must be judged qu

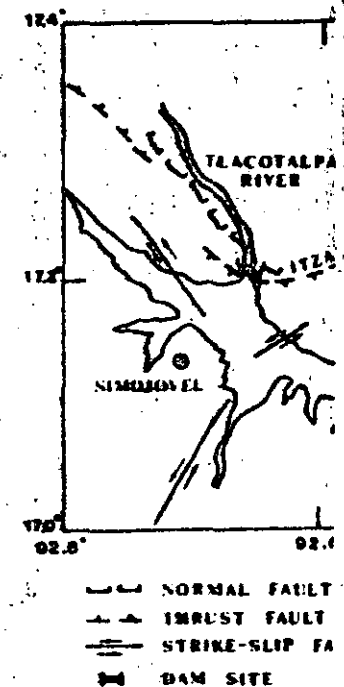


Fig.2. Major geological featu fault with respect to the dam

ominakis et al., 1968),
 sible to give an upper,
 e filling of reservoirs

outhern part of Mexico,
 is in a region with
 acotalpa, the San Pedro
 un gorge, and at this
 geologic formations in
 nd massive limestones.
 one, mudstone, and
 t least at the surface.
 been filled with calcite
 ement of the order of
 am 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

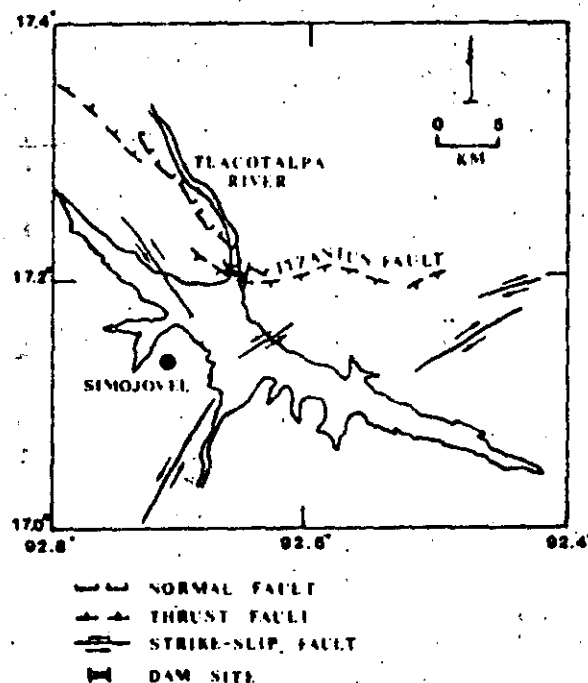


Fig.2. Major geological features of the area of Itzantun and the location of the Itzantun fault with respect to the dam site.

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 plane m, n , are given by Jaeger cosines (say n and l) two sents one family of Mohr of the corresponding dire 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 th (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 th shear sures. S_0 ranges c dera 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 and α mined. The variation with

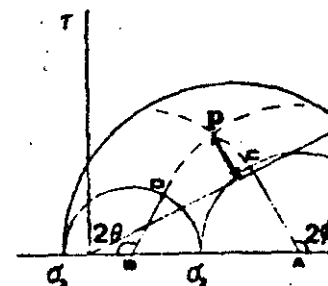


Fig. 3. Definition of the STA envelope.

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 ratios are AC and BD , respectively, as shown in Fig. 3.

With the previous procedure it is possible to determine the values of σ 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

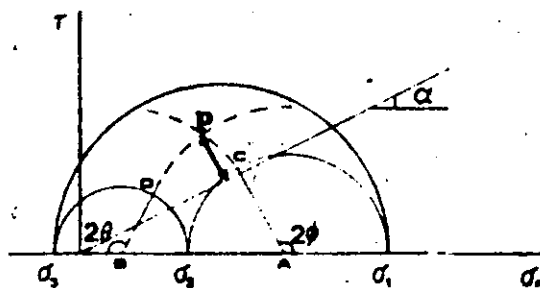


Fig. 3. Definition of the STABILITY function as the distance between P and the failure envelope.

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.

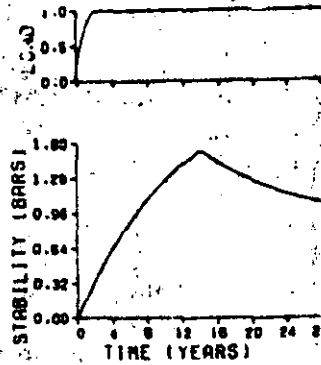
We acknowledge that the treatment of the earth as a porous half-space consisting of an elastic matrix saturated with water is a simplistic model. However, the stability functions are relative, and only serve as indicators of how the risk of inducing seismic activity is changing with respect to a reference 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 show exponential, where the total shows the stability function voir at 1 km depth.

Fig.5. The upper graph show exponential, where the total shows the stability function voir at 1 km depth.

the impoundment the load is reached : 2 y
 Fig.4 also illu es t
 period, the stresses begi
 effect of the anomalous
 state that does not nece
 area. This can be though
 The non-linear depen
 shown in Table I. This t

TABLE I

Variation of the stability fu
 required to attain complete
 maximum and final value of

Duration of loading (years)
2
3
4
8
16

failure envelope will
of coordinates $X, Y,$
in a stability value vs
y function.
g history, the known
(and ϕ), and the geo-
en defined as a function
failure envelope and $P.$
t the rocks will behave
ttle way. Although
tion of elastic materials
nd many others have
e earth's crust can be
ned that the upper bound
erature is well above that

the assumption that
particularly near failure.
r all faults, but it is a

s a porous half-space
s a simplistic model.
ly s indicators of
w) pport to a refer-

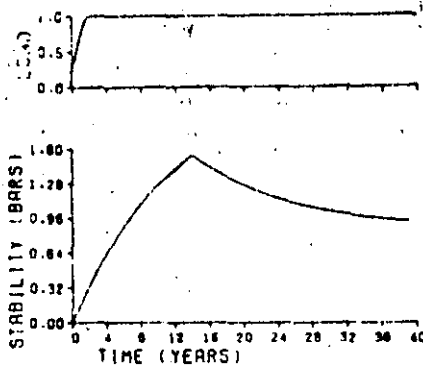
ismicity in a qualitative
as far as possible a

stress changes cause an
hr-Coulomb failure

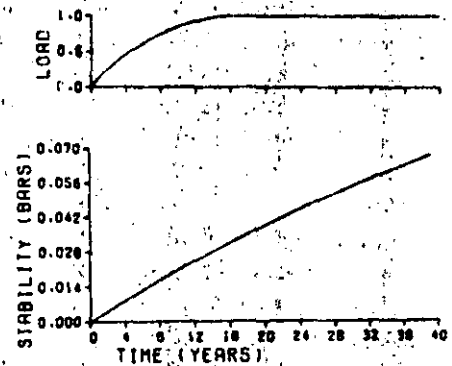
ents can cause failure.
ot consolidation theory.
ation to reality.

ine the location and
under reservoir-induced

4-7 were obtained.
loading histories con-
oad. Both have been
e reservoir at a depth
to the rate of filling. For
rs after the beginning of



T=2, DEPTH=1 KM.



T=16, DEPTH=1 KM.

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		Value after 20 years
	Attained	Time (years)	
2	1.54	15	1.21
3	0.95	20	0.95
4	0.51	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.

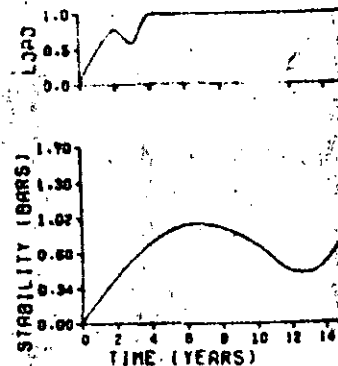
Other histories involving reduction of loads show that if lowering the water level is done rapidly, the negative slope of the stability function moves toward a horizontal position. This reduces the risk over a thrust fault but increases it for a normal fault, as the values in the latter part of the stability 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.



$T=4, \text{DEPTH}=1 \text{ KM.}$

Fig. 6. The upper graph shows the loading history for the first 20 years interval from the second year the load is continued until the fourth year. The lower graph shows the stability function for the reservoir at 1 km depth.

Fig. 7. The upper graph shows the loading history for the first 20 years interval from the second year the load is continued until the fourth year. The lower graph shows the stability function for the reservoir at 4 km depth.

We suggest that to diminish the risk of seismic events during the filling of the reservoir should be done at which the water level is lowered.

ACKNOWLEDGEMENTS

We are grateful to the Autonoma de Mexico and the National Science Foundation for the support given in this work. We are also grateful to J. Havskov and A. Uribe-Carvajal for their support.

A. Uribe-Carvajal is supported by the Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT) and was supported by the Natural Sciences and Engineering Research Council (NSERC) of Canada.

REFERENCES

- Bell, M.L. and Nur, A., 1978. The effect of water on the application to lake Oroville.
- Biot, M.A., 1941. General theory of linearized elasticity. *Journal of Applied Physics*, 12, 578-581.
- Bufe, C.G., Lester, F.W., 1974. Lake Oroville earthquakes: No. 72-74.

attained during that per-
 deepest part of the Izan-
 is table are as follows,
 letely filled, and D is the
 ervoir had water up to
 ull. From the time T the
 he stability function has
 e first case of Table I.
 e is higher; for the first
 m value 2 years from the
 ecreases to a value of

way in which artificial
 me changes have been
 in the case of Oroville,
 this kind of loading

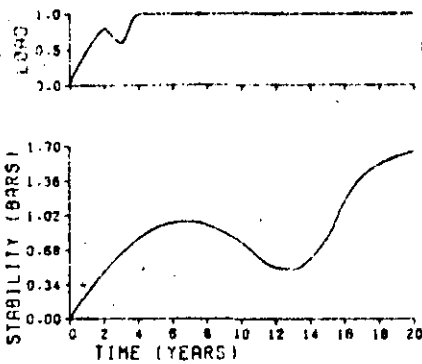
on the stability func-
 This example shows that
 cond minimum, in this
 value of the stability
 is the ight trigger

that if lowering the water
 ty function moves to-
 r a thrust fault but
 ter part of the stability

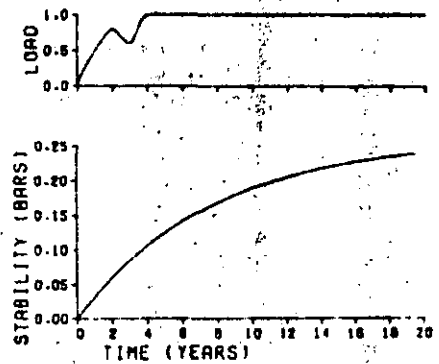
stability decrease that
 point. For a depth of

ents is poorly under-
 ues indicate residual
 in physical properties
 whether there is in-
 e known with precision

the presence of the
 ing: (a) a model of a
 rated with water, (b)
 ne lithosphere if small
 ter in rocks can be



$T=4$. DEPTH=1 KM.



$T=4$. DEPTH=4 KM.

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 Cook, N.G.W., 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., 1970. Summary: geophysical report. In: *Man-made Lakes: Their Problems and Environmental Effects*. Am. Geophys. Union, *Geophys. Monogr.*, 17: 441-454.
- Scheidtger, 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 Hainfengkiang and a preliminary endeavour to discuss the case. *Eng. Geol.*, 10: 331-351.

Wetmiller, R.J., 1981. *Micro Western Canada. Abstract*

Withers, R.J., 1977. *Seismic Theses. The University of*

Withers, R.J. and Nyland, E. *layered and porous media*

Withers, R.J. and Nyland, E. *tion for induced seismicity*

scenos, B.C., 1968. Foreshock
 o water loading of the
 . Geol., 10: 99-122.
 of Mitigation of Earthquake
 in the lithosphere near lake
 lakes at lake Kariba-II. Geo-
 r the Cahora Bassa Gorges.
 s. Elsevier, Amsterdam.
 ures of the reservoir asso-
 -492.
 c Mechanics. Wiley, New
 ces from flow laws of olivine.
 Manic 3 reservoir, Quebec.
 ns and linear transforms
 pl. Math., 13: 98-111.
 ating load induced stresses
 ir Seismicity, Vol 6.
 pp.
 quakes Triggered by surface
 ne, 1974. Bull. Seismol. Soc.
 xperiment in earthquake con-
 n solutions for fluid-saturated
 . Geophys. Space Phys., 14:
 ade Lakes: Their Problems
 ysis. Monogr., 17: 441-454.
 us Media. University of
 ervoir loading. Eng. Geol.,
 nicity at Nurek Reservoir
 586.
 of the Nurek reservoir on
 Tectonic stress: models and
 New York, N.Y.
 on cracks? J. Geophys. Res.,
 peng, J., 1976. Mechanism
 g and a preliminary endeavour

Wetmiller, R.J., 1981. Microseismicity in the Rocky Mountain House seismogenic 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 implication for induced seismicity. Can. J. Earth Sci., 15: 1526-1534.

CLASIFICACION GEOMECANICA DE MACIZOS ROCOSOS

Introducción

A pesar de que una excavación subterránea es una estructura extremadamente compleja, las únicas herramientas teóricas de las que un diseñador puede valerse son un número de modelos burdamente simplificados de algunos de los procesos que interactúan en el control de la estabilidad de la excavación. Generalmente, estos modelos sólo pueden emplearse para analizar la influencia de un proceso particular por vez, como sería, por ejemplo, la influencia de las discontinuidades estructurales o el estado de esfuerzos sobre la excavación en roca. Teóricamente, son muy pocas las ocasiones en que se puede determinar la interacción de estos procesos y el diseñador se ve ante la necesidad de llegar a un número de decisiones de

diseño en las que juegan un papel importante su juicio como ingeniero y su experiencia práctica.

Si uno es tan afortunado de tener dentro de su equipo un ingeniero que ya haya diseñado y supervisado la construcción de excavaciones subterráneas en rocas similares a las consideradas, se podrán tomar decisiones con algún grado de seguridad. Por otra parte, cuando no hay tal experiencia ¿qué criterio puede aplicarse para saber si son correctas? ¿cómo se puede saber si el espacio es muy grande o si se han especificado demasiadas o muy pocas anclas?

La respuesta implica algún sistema de clasificación que permita relacionar nuestras condiciones con las encontradas por otros: Dicho sistema funcionaría como un vehículo que permita al diseñador relacionar la experiencia adquirida en otros sitios sobre las condiciones rocosas y las necesidades de soporte con las condiciones de su propio sitio.

El reconocimiento de esta necesidad de contar con sistemas de clasificación de roca queda demostrado por el número de referencias bibliográficas que tratan el tema: 6-29 y 1*. Más adelante se revisan algunos de los pasos más importantes en el desarrollo de los sistemas de clasificación para soporte subterráneo.

* Las referencias están numeradas en orden secuencial a lo largo de este libro y no están repetidas. Por lo que una referencia que haya sido empleada en un capítulo anterior será nuevamente referida con el número que apareció antes.

Clasificación de la carga de roca de Terzaghi

En 1946 Terzaghi⁶ propuso un sistema simple de clasificación de roca para usarlo al estimar las cargas que debían soportar los marcos de acero de los túneles. Describió varios tipos de terreno y, con base en su experiencia en los soportes de acero de los túneles de ferrocarril de los Alpes, asignó rangos de carga de roca para diferentes condiciones de terrenos. Desde su publicación, este importante escrito en el que Terzaghi intenta cuantificar su experiencia para que terceros puedan emplearla tuvo gran aplicación en los túneles de Estados Unidos. Debido a su importancia histórica y por lo difícil que resulta obtener copias del escrito original, se trata esta clasificación en detalle.

En las observaciones introductorias sobre la estimación de cargas de roca, Terzaghi destaca la importancia de realizar el levantamiento geológico antes de terminar el diseño del túnel y, especialmente, la importancia de obtener información sobre los defectos del macizo rocoso en términos geológicos.

Dice así:

"Desde el punto de vista de la ingeniería, el conocimiento del tipo de intensidad de los defectos de la roca puede ser mucho más importante que el tipo de roca que se va a encontrar. Por consiguiente,

durante el levantamiento se prestará especial atención a los defectos de la roca. El informe geológico contendrá una descripción detallada de los defectos observados en términos geológicos y también una clasificación tentativa de la roca defectuosa según los términos que usan los mineros, por ejemplo, roca muy fracturada con rellenos arcillosos, roca comprensible o expansiva".

Luego definió así los términos de tuneleo: La *roca intacta* no contiene fracturas ni grietas finas, por eso, si se rompe, lo hace a través de roca dura. El daño ocasionado en la roca por el uso de explosivos puede provocar el desplome de lajas del techo durante varias horas o días después de la explosión, proceso que se conoce como *lajeamiento*. La roca intacta, dura, también puede encontrarse en condiciones de *desprendimiento* que involucren caídas espontáneas y violentas de lajas de las paredes o del techo.

La *roca estratificada* presenta poca o ninguna resistencia a la separación a lo largo de los contactos entre los estratos, que pueden o no estar debilitados por fracturas transversales. En este tipo de rocas el *lajeamiento* es muy común.

La *roca moderadamente fracturada* contiene fracturas y grietas finas, aunque los bloques entre las fracturas estén localmente

Intimamente ensamblados, las paredes verticales no requieren soportes laterales. En este tipo de rocas pueden darse tanto el *lajeamiento* como el desprendimiento.

La *roca muy fracturada con rellenos arcillosos* está constituida por fragmentos de roca químicamente intactos o casi intactos, completamente separados unos de otros y defectuosamente ensamblados. En este caso, las paredes verticales pueden necesitar soporte lateral.

La *roca triturada*, aunque químicamente intacta, tiene el aspecto de molienda. Si la mayoría o todos los fragmentos son tan pequeños como arena fina y no ha ocurrido recementación bajo el nivel freático, la roca triturada tiene las propiedades de un acuífero arenoso.

La *roca compresible* avanza lentamente hacia el túnel sin percibirse un incremento en el volumen. Un prerrequisito para la compresión es un alto porcentaje de partículas de minerales micáceos o arcillosos, microscópicos y submicroscópicos con baja capacidad expansiva.

La *roca expansiva* avanza dentro del túnel principalmente a causa del aumento de volumen. La capacidad para expandirse parece limitarse a las rocas que contienen minerales arcillosos como montmorillonita, con una alta capacidad expansiva.

El concepto usado por Terzaghi para estimar la carga de roca que deben sostener los marcos de acero que soportan a un túnel se ilustra en el diagrama simplificado de la figura 1. Durante la construcción del túnel ocurrirá algún relajamiento del ensamblado del macizo rocoso arriba y a los lados del túnel. La roca suelta dentro del área $a c d b$ tenderá a moverse hacia el túnel, resistida por fuerzas de fricción a lo largo de los contactos laterales ac y bd y transmitiendo la sobrecarga del peso W_1 sobre el material de ambas paredes del túnel. El techo y las paredes del túnel sólo tienen que soportar el balance de sobrecarga equivalente a la altura H_p . La anchura B_1 de la zona rocosa donde ocurren estos movimientos dependerá de las características del macizo rocoso y de las dimensiones H_t y B del túnel.

Empleando arena sin cohesión, Terzaghi llevó a cabo numerosas pruebas en modelos para estudiar la forma que denominó "arco de tierra" sobre el túnel. Con base en estas pruebas y en su experiencia en túneles soportados por acero, propuso el rango de valores de carga de roca de la tabla 1. Para mayor información se incluyen también las notas al pie de página que acompañaban la tabla del escrito original.

Cording y Deere²⁴ informan que estos criterios se han usado mucho en los últimos 25 años y que, aunque apropiados, son ligeramente conservadores para túneles en roca soportados por

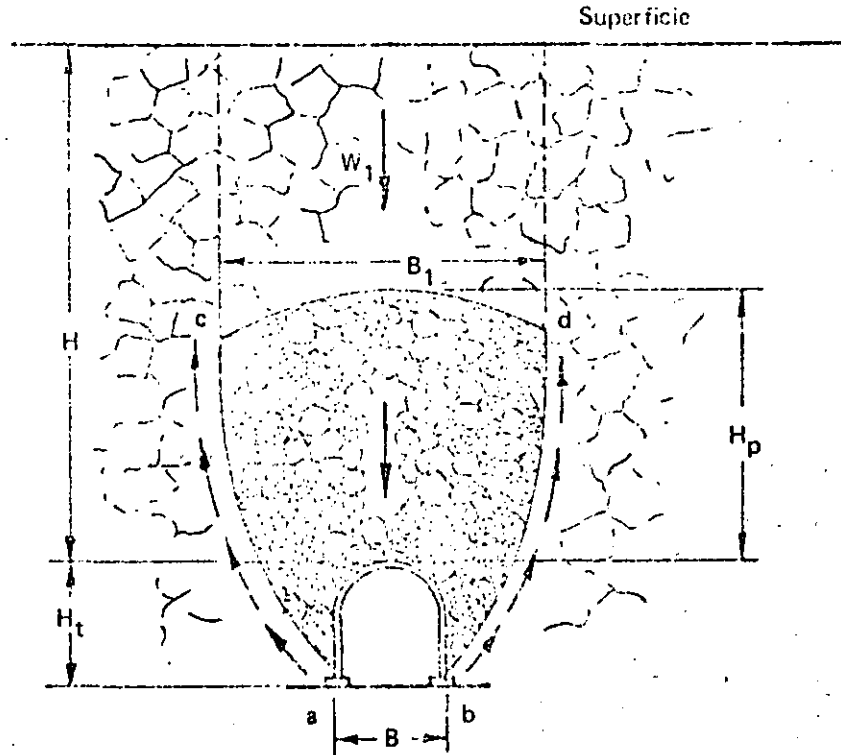


Figura 1. Diagrama simplificado que representa el movimiento de la roca suelta hacia un túnel y la transferencia de carga a la roca circundante (Terzaghi⁶)

acero. Por otra parte, según Cecil¹⁸ la clasificación de Terzaghi era demasiado general como para permitir una evaluación objetiva de la calidad de roca, además de no proporcionar información cuantitativa de las propiedades del macizo rocoso. Recomendó que su uso se limitara a las estimaciones de la carga de roca de los túneles soportados por marcos de acero.

TABLA 1. CLASIFICACION DE CARGA DE ROCA PARA TUNELES SEGUN
TADOS POR MARCOS DE ACERO, SEGUN TERZAGHI

67

Carga de roca H_p en pies de roca sobre el techo del soporte de un túnel de anchura B (pies) y altura H_t (pies a más de $1.5 (B + H_t)$ * de profundidad.

Condición de la roca	Carga de roca H_p en pies	Observaciones
1. Dura e intacta	cero	Se necesita un revestimiento ligero sólo si ocurre <i>lajeamiento</i> o desprendimiento.
2. Muy estratificada o esquistosa**	$0-0.5 B$	Soporte ligero, principalmente para protegerla de las lajas.
3. Masiva, moderadamente fracturada	$0-0.25 B$	La carga puede cambiar erráticamente de un punto a otro.
4. Moderadamente fracturada con rellenos arcillosos	$0.25 B - 0.35 (B + H_t)$	No existe presión lateral.
5. Muy fracturada con relleno arcilloso	$(0.35-1.10) (B + H_t)$	Pequeña o ninguna presión lateral.
6. Completamente triturada aunque químicamente intacta	$1.10 (B + H_t)$	Presión lateral considerable. Se requiere soporte continuo de los extremos inferiores de las vigas o arcos circulares por el ablandamiento producido por la filtración de agua hacia el fondo del túnel.
7. Roca compresible, profundidad moderada	$(1.10-2.10) (B + H_t)$	Fuerte presión lateral, se requieren puntales invertidos.
8. Roca compresible, gran profundidad	$(2.10-4.50) (B + H_t)$	Se recomiendan arcos circulares.
9. Roca expansiva	Hasta 250 pies, independientemente del valor de $(B + H_t)$	Se requieren arcos circulares. Emplear soportes tolerantes en casos extremos.

* Se supone que el techo del túnel se encuentra bajo el nivel freático. Si estuviera permanentemente sobre el nivel freático, se reducirían en un 50% los valores dados para los tipos 4 a 6.

** Algunas de las formaciones rocosas más comunes contienen capas de lutita. Si no están intemperizadas, las verdaderas lutitas no son peores que otras rocas estratificadas. Sin embargo, el término lutita se aplica a menudo a sedimentos arcillosos muy compactos que todavía no han adquirido las propiedades de la roca. La así denominada lutita puede comportarse en un túnel como roca compresible o incluso expansiva.

Si una formación rocosa está formada por una secuencia de estratos horizontales de arenisca o caliza y de lutita inmadura, la excavación del túnel se asocia generalmente con una compresión gradual de la roca a ambos lados del túnel que involucra un revestimiento descendente del techo. Además, la relativa baja resistencia al deslizamiento en los contactos entre la denominada lutita y la roca puede reducir considerablemente la capacidad de la roca localizada sobre el techo para sostenerse. Por lo que, en tales formaciones, la presión del techo puede ser tan fuerte como en una roca muy bloqueada o vetada.

Clasificación de Stini y Lauffer

En su libro de texto sobre geología⁷ tunelera*, Stini propuso una clasificación del macizo rocoso y trató la mayoría de las condiciones adversas que pueden encontrarse durante el tuneleo. Destacó la importancia de los defectos estructurales del macizo rocoso y la necesidad de evitar el tunel paralelo al rumbo de las discontinuidades muy inclinadas.

Mientras que tanto Terzaghi como Stini se ocuparon de investigar la inestabilidad de los túneles en función del tiempo, fue Lauffer⁸ quien enfatizó la importancia del *tiempo de sustentación del claro activo* en el túnel. El tiempo de sustentación es el periodo durante el cual una obra minera permanece sin soporte después de la excavación excepto hacia el fondo, y el claro activo es el más largo espacio sin soporte en la sección del túnel entre el frente y los soportes (figura 2).

Para Lauffer, el tiempo de sustentación para cualquier claro activo se relaciona con las características del macizo rocoso

* La Sociedad Austriaca de Geomecánicos preparó una traducción al inglés del capítulo titulado "La importancia de la estructura del macizo rocoso en la construcción de túneles", traducción N°. 18, julio de 1974, 102 págs

en la forma que ilustra la figura 3, donde las letras se refieren al tipo de roca. A es roca muy buena y corresponde a la roca dura e intacta de Terzaghi, mientras que G es roca muy pobre que corresponde burdamente a la roca compresible o expansiva de Terzaghi.

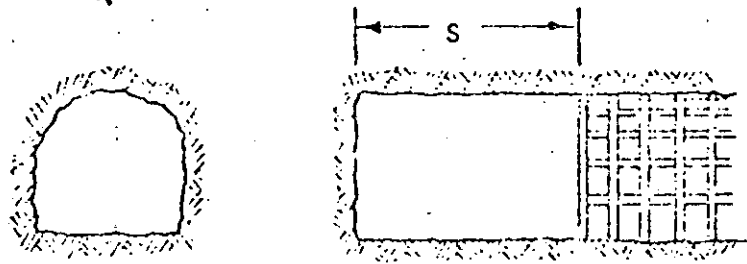
Como el trabajo de Stini y Lauffer fue publicado en alemán, ha recibido poca atención dentro del mundo de habla inglesa. Sin embargo, ha influido significativamente en el desarrollo de los más recientes sistemas de clasificación del macizo rocoso; como los propuestos por Brekke y Howard²² y Bieniawski²⁵, que se discutirán posteriormente en este capítulo.

Índice de calidad de la roca de Deere (RQD)

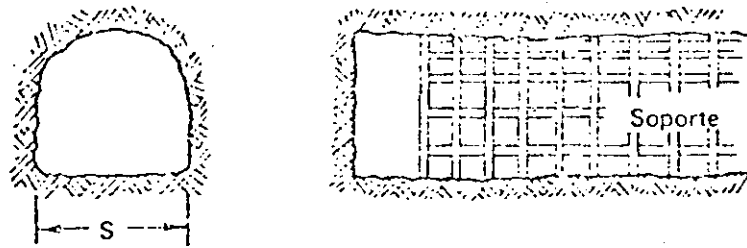
En 1964, Deere⁹ propuso un índice cuantitativo de la calidad del macizo rocoso basado en la recuperación de los núcleos de los sondeos de diamante. Este índice de la Calidad de la Roca (RQD) ha llegado a ser muy usado y se ha mostrado sumamente útil en la clasificación de macizos rocosos para seleccionar los sistemas de soporte de los túneles^{18,20,21}.

El RQD se define como el porcentaje de núcleo recuperado en tramos intactos de 100 mm o más de longitud en la longitud total de un sondeo. De aquí que:

$$\text{RQD (\%) = } 100 \times \frac{\text{Longitud del núcleo en tramos de más de 100 mm}}{\text{Longitud del sondeo}}$$



a. Soporte retrasándose de la posición frontal



b. Soporte localizado cerca del frente

Figura 2. Definición de Lauffer del claro activo S

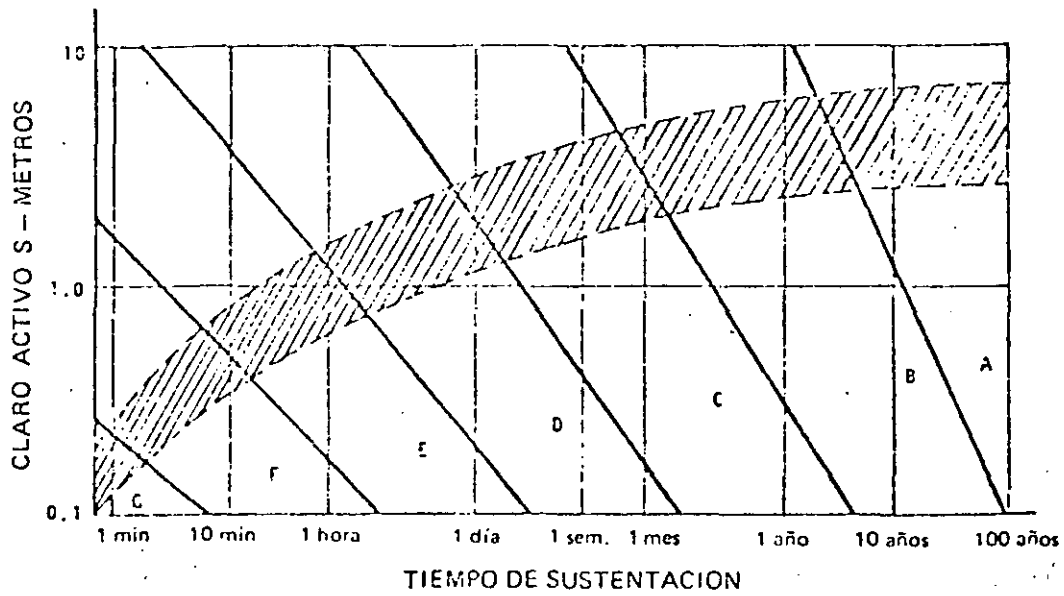


Figura 3. Relación entre espacio activo y tiempo de sustentación para diferentes clasificaciones del macizo rocoso

A. Roca muy buena G. Roca muy pobre

(Según Lauffer³)

Se acepta normalmente que el RQD debe determinarse sobre un núcleo de por lo menos 50 mm de diámetro, recuperado con equipo de perforación de diamante de doble barril. Generalmente se establece un valor de RQD por cada tramo perforado de 2 ó 3 m. Esta determinación es sencilla y rápida y si se realiza junto con la descripción geológica normal del núcleo aumenta en muy poco el costo de la investigación del sitio.

Deere propuso la siguiente relación entre el valor numérico del RQD y la calidad ingenieril de la roca:

RQD	Calidad de la roca
< 25 %	muy pobre
25-50 %	pobre
50-75 %	regular
75-90 %	buena
90-100 %	muy buena

Como el RQD permite asignar un número a la calidad del macizo rocoso, no es sorprendente que se haya tratado de relacionar este número con la clasificación cuantitativa de Terzaghi.

Cording, Hendron y Deere²⁷ modificaron el factor de carga de la roca de Terzaghi y relacionaron este valor modificado con el RQD, como se ilustra en la figura 4. Este diagrama sugiere que puede existir una correlación razonable entre el RQD y el factor de carga de la roca de Terzaghi para obras soportadas

con acero, aunque aparentemente no existe correlación alguna entre los dos en el caso de galerías soportadas por anclas. Esto refuerza el comentario inicial con respecto a que el uso del factor de carga de Terzaghi debía limitarse estrictamente a las condiciones para las que fue propuesto: soportar túneles por medio de marcos de acero.

Merrit²³ trató de ampliar el rango de aplicación del RQD para estimar los requerimientos de soporte de túneles y su propuesta se resume en la figura 5. Si bien Merrit consideraba que el RQD podía resultar muy útil para estimar las necesidades de soporte, señaló algunas limitaciones muy serias:

"El criterio del sistema de soporte del RQD tiene limitaciones en áreas donde las fracturas contienen rellenos delgados de arcilla o material intemperizado. Esto puede ocurrir cerca de la superficie del terreno donde el intemperismo o la infiltración de agua ha producido arcilla, la cual reduce la resistencia a la fricción a lo largo de los contactos de las fracturas, dando lugar a una roca inestable, aunque las fracturas estuvieran muy espaciadas y el RQD fuera alto."

Además, el RQD no toma directamente en cuenta otros factores como la orientación de las fracturas, que influye en el comportamiento de un macizo rocoso alrededor de una obra minera. En consecuencia, sin menospreciar el valor del RQD como un

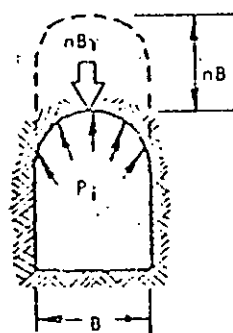
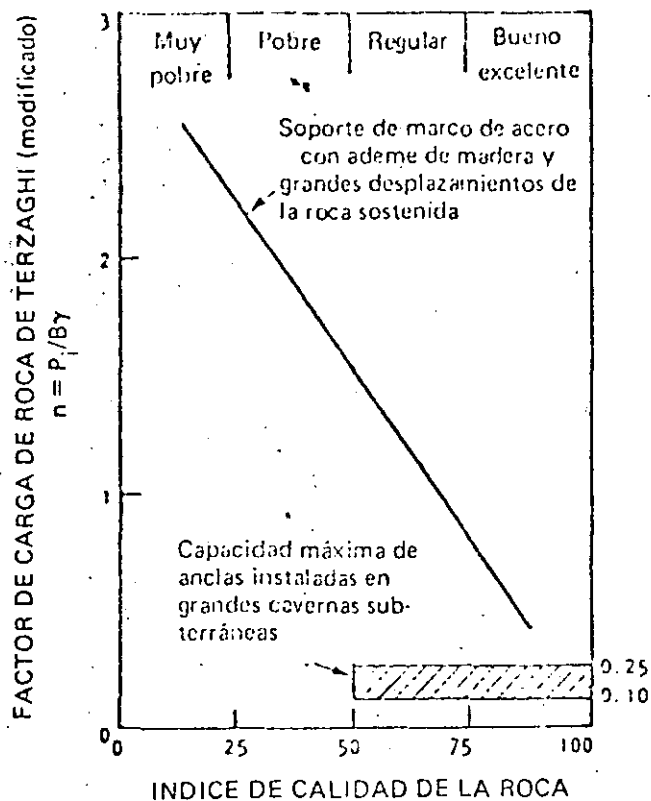


Figura 4. Relación aproximada entre el factor de carga de roca de Terzaghi (modificado) y el ROD. (Según Cording, Hendron y Deere^{2,7})

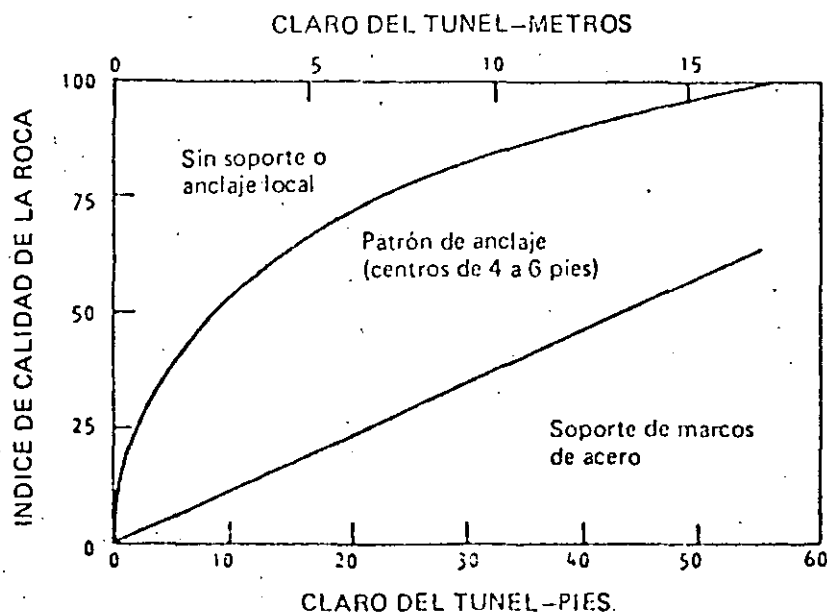


Figura 5. Empleo del ROD para elegir el sistema de soporte de roca (Según Merritt^{2,3})

índice práctico, rápido y económico, se considera que no indica adecuadamente el rango de modelos de comportamiento que se pueden encontrar durante una excavación subterránea.

Influencia de las capas de arcilla y del relleno de falla

Ya se ha discutido lo inadecuado que resulta el RQD cuando se presentan arcillas y material intemperizado. Brekke y Howard²² señalan que es tan importante -y a menudo más importante- clasificar las discontinuidades según sus características que señalar su escala de parámetros. Luego revisan siete grupos de rellenos de discontinuidades que tienen una influencia significativa sobre el comportamiento ingenieril del macizo rocoso que las contiene. Aunque su lista no constituye una clasificación del macizo rocoso, se incluye aquí por las importantes consecuencias ingenieriles que pueden resultar si se descuidan estos factores al diseñar una excavación.

Brekke y Howard comentan lo siguiente sobre los rellenos de las discontinuidades:

1. Las fracturas, vetas y a veces hasta las fallas menores se pueden sellar precipitando soluciones de cuarzo o calcita para soldarlas, aunque es posible que se rompan nuevamente formando nuevas super-

16
ficies. Además, es necesario notar que tanto el cuarzo como la calcita pueden encontrarse en una discontinuidad sin haberla sellado.

2. Discontinuidades limpias, por ejemplo, sin rellenos o recubrimientos. Muchas de las fracturas o separaciones rugosas son favorables. Sin embargo, cerca de la superficie es absolutamente necesario no confundir las discontinuidades limpias con las "vacías", donde el material de relleno se ha lixiviado y lavado como producto del intemperismo superficial.
3. Especialmente cuando son porosos o escamosos, los rellenos de calcita pueden disolverse durante el periodo útil de la excavación subterránea, con lo que desaparecerá, por consiguiente, su contribución a la resistencia del macizo rocoso. Este es un problema de estabilidad a largo plazo (y algunas veces de flujo de fluidos) que es fácil de descuidar durante el diseño y la construcción. Los rellenos de yeso pueden comportarse de la misma forma.
4. Los recubrimientos o rellenos de clorita, talco y grafito provocan fracturas, vetas o fallas muy

resbalosas (i. e. baja resistencia al corte), particularmente cuando están húmedas.

5. El material arcilloso inactivo en vetas y fallas representa un material débil que puede comprimirse o lixiviarse.
6. Es posible que la arcilla expansiva cause serios problemas por su expansión libre y por la consiguiente pérdida de resistencia al corte, o por su considerable presión expansiva al estar confinada.
7. El material alterado o material más suelto (arenoso) puede chorrear o fluir dentro del túnel inmediatamente después de la excavación.

En contraste con lo expresado por Merritt²³ con respecto a que las fracturas con relleno de arcilla pueden presentarse cerca de la superficie, Brekke y Selmer Olsen²⁸ informan que se encontraron rellenos de arcilla poco consolidada a considerable profundidad. De aquí que el diseñador de excavaciones subterráneas nunca debe ignorar el peligro que representan estas características.

Brekke y Howard resumieron en una tabla reproducida como tabla 2, los efectos que podría tener la presencia de disconti-

TABLA 2. INFLUENCIA DEL RELLENO DE UNA DISCONTINUIDAD EN EL COMPORTAMIENTO DE LOS TUNELES

(Según Brekke y Howard²²)

Material dominante en el relleno	Comportamiento potencial del material de relleno	
	En el momento de excavar	Después
Arcilla expansiva	Expansión libre, enfangamiento. Presión expansiva y compresión sobre el escudo o ademe	Presión expansiva y compresión contra el soporte o revestimiento, expansión libre con derrumbe o deslave si el revestimiento es inadecuado
Arcilla inactiva	Intemperismo acelerado y enfangamiento causado por la compresión de la arcilla. Compresión fuerte en condiciones extremas.	Compresión sobre los soportes del revestimiento donde estén desprotegidos; rompimiento y enfangamiento provocados por los cambios ambientales
Fragmentos de roca triturada de relleno arenoso	Desmoronamiento	Pueden desarrollarse fuertes cargas debido a una baja resistencia, particularmente cuando existe humedad
Yeso, calcita porosa o escamosa	Condiciones favorables	Pueden disolverse, provocando inestabilidad en el macizo rocoso

nidades rellenas durante la excavación de un túnel.

Clasificación CSIR de macizos rocosos fracturados

Con base en lo dicho hasta aquí quedará claro que ningún índice por sí solo basta para indicar el complejo comportamiento del macizo rocoso alrededor de una excavación subterránea. En consecuencia, parece que hace falta combinar factores como el RQD y la influencia del relleno de arcilla y el intemperismo. Un sistema de clasificación de este tipo, como el del Consejo Sudafricano de Investigación Científica e Industrial (CSIR), ha sido propuesto por Bieniawski^{25,26}. Esta clasificación se tratará detalladamente, ya que es una de las dos que los autores recomendarían para el diseño preliminar de excavaciones subterráneas.

Según Bieniawski²⁶ una clasificación para macizos rocosos fracturados deberá:

- "1. Dividir el macizo rocoso en grupos de comportamiento similar
2. Proporcionar una buena base que permita comprender las características del macizo rocoso

3. Facilitar la planeación y el diseño de las estructuras en la roca al proporcionar los datos cuantitativos necesarios para solucionar los verdaderos problemas ingenieriles
4. Proporcionar una base común que permita la comunicación efectiva entre todas las personas involucradas en un problema geomecánico.

Estos objetivos se cumplirían si la clasificación adoptada:

1. Se planteara en términos simples e inteligibles
2. Se basara en parámetros medibles en el campo rápida y económicamente."

Para satisfacer estos requisitos, Bieniawski propuso originalmente incorporar en su "Clasificación geomecánica" los siguientes parámetros:

1. Índice de la calidad de la Roca (RQD)
2. Estado del intemperismo
3. Resistencia a la compresión simple de la roca intacta
4. Espaciamiento de las fracturas y estratificación
5. Rumbo y echado

6. Espaciamiento de las fracturas
7. Continuidad de las fracturas
8. Infiltración de agua subterránea.

Después de adquirir alguna experiencia en la aplicación práctica de la Clasificación geomecánica original del CSIR, Bieniawski²⁶ modificó su sistema de clasificación al eliminar el estado de intemperismo como un parámetro separado porque su efecto entra dentro de la resistencia a la compresión simple y al incluir la separación y continuidad de las fracturas en un nuevo parámetro: la condición de las fracturas. Además, se quitaron la orientación del rumbo y del echado de las fracturas de la lista de parámetros de clasificación básica y sus efectos estimados mediante un ajuste de rango que se efectúa después de considerar los parámetros básicos.

En consecuencia, los cinco parámetros de clasificación básica son:

1. *Resistencia del material de roca intacta*

Bieniawski emplea la clasificación de la resistencia a la compresión simple propuesta por Deere y Miller¹⁰ que se reproduce en la tabla 3. En todo tipo de rocas, excepto aquellas que poseen muy baja resistencia,

el *Índice de carga puntual* puede usarse como una medida de la resistencia al corte del material de roca intacta.

2. *Índice de Calidad de la Roca (RQD)*

El RQD de Deere se usa para medir la calidad del núcleo de barrenación.

3. *Espaciamiento entre fracturas*

En este contexto, el término *fractura* indica todas las discontinuidades como fracturas, fallas, planos de estratificación y otras superficies de debilidad. Aquí también Bieniawski emplea una clasificación propuesta por Deere¹³, que se reproduce en la tabla 4.

4. *Condición de las fracturas*

Este parámetro toma en cuenta la separación o abertura de las fracturas, su continuidad, rugosidad de la superficie, condición de la pared (dura o suave) y la presencia de material de relleno.

5. *Condiciones del agua subterránea*

Se intenta explicar la influencia del flujo del agua

TABLA 3. CLASIFICACION DE RESISTENCIA AL CORTE DE ROCA INTACTA DE DEERE Y MILLER

Descripción	Resistencia a la compresión simple			Ejemplos de roca tipo
	lbf/pulg ²	kgf/cm ²	MPa	
muy baja	150-3500	10-250	1-25	Creta, halita
baja	3500-7500	250-500	25-50	Carbón, limolita, esquisto
moderada	7500-15000	500-1000	50-100	Arenisca, pizarra, lutita
alta	15000-30000	1000-2000	100-200	Mármol, granito gneis
muy alta	mayor de 30 000	mayor de 2000	mayor de 200	Cuarcita, dolerita, gabro, basalto

TABLA 4. CLASIFICACION DE DEERE PARA EL ESPACIAMIENTO DE FRACTURAS

Descripción	Espaciamiento de fracturas		Clase de macizo rocoso
muy amplio	más de 3 m	más de 10 pies	sólido
amplio	1 m a 3 m	3 a 10 pies	masivo
moderadamente cerrado	0.3 m a 1 m	1 a 3 pies	bloqueado/veteado
cerrado	50 mm a 300 mm	2 pulg a 1 pie	fracturado
muy cerrado	menos de 50 mm	menos de 2 pulg	triturado y quebrado

subterránea sobre la estabilidad de las excavaciones subterráneas en términos de la velocidad de flujo observada dentro de la excavación, la relación entre la presión de agua en las fracturas y el esfuerzo principal mayor, o por medio de alguna observación cualitativa general de las condiciones del agua subterránea.

La forma en que estos parámetros fueron incorporados a la Clasificación geomecánica de CSIR para macizos rocosos fracturados se muestra en la Parte A de la tabla 5. Bieniawski reconoció que no todos los parámetros influyen necesariamente de la misma manera en el comportamiento del macizo rocoso. Por ejemplo, un RQD de 90 y una resistencia a la compresión simple de la roca intacta de 200 MPa indicaría que el macizo rocoso es de excelente calidad, aunque una fuerte infiltración de agua dentro del mismo macizo rocoso podría cambiar drásticamente esta evaluación. Por tanto, Bieniawski aplicó una serie de valores importantes a sus parámetros de acuerdo con los conceptos de Vickham, Tiedemann y Skinner²¹. Se asigna un número de grados o un valor para cada parámetro y se logra una evaluación global del macizo rocoso sumando los valores de cada uno de los parámetros. Este valor total debe ajustarse según la orientación de las fracturas, aplicando la Parte B de la tabla 5. En la tabla 6 se explican los términos descriptivos usados para este propósito. La Parte C de la tabla 5 muestra

Parámetro de clasificación	Valor o descripción	Evaluación
5. Agua subterránea	Agua bajo presión moderada	<u>4</u>
	Puntaje total	69

El túnel se ha orientado de forma tal que la familia de fracturas dominante tiene un rumbo perpendicular al eje del túnel con una inclinación de 30° contra la dirección de la excavación. Con base en la tabla 6, la situación es desfavorable, lo cual implica un ajuste de -10 a partir de la tabla 5 B. Por tanto, la evaluación final del macizo rocoso se establece en 59, lo que lo sitúa en el extremo superior de la clase III, definida como regular.

Según la figura 6, el tiempo de sustentación de un túnel sin soporte de 3 m de claro en este macizo rocoso es aproximadamente de 1 mes.

Índice de calidad de tuneleo NGI

Con base en el estudio de un gran número de casos históricos sobre la estabilidad de las excavaciones subterráneas, Barton, Lien y Lunde¹ del Instituto Geotécnico de Noruega (NGI), propusieron un índice para determinar la calidad del tuneleo de un macizo rocoso. El valor numérico de este índice Q se

4

7

TABLA 5. CLASIFICACION GEOMECANICA CSIR DE MACIZOS ROCOSOS FRACTURADOS

A. PARAMETROS DE CLASIFICACION Y VALORES

PARAMETRO		RANGOS DE VALORES					Para este rango bajo es preferible la prueba de compres. simple.		
1	Resistencia de material de roca intacta	8 MPa	4 - 8 MPa	2 - 4 MPa	1 - 2 MPa				
	Indice de carga puntual Resistencia a la compresión simple	200 MPa	100 - 200 MPa	50 - 100 MPa	25 - 50 MPa	10-25 MPa	3 - 10 MPa	1 - 3 MPa	
	Evaluación	15	12	7	4	2	1	0	
2	Porcentaje de nódulos de perforación P10	90% - 100%	75% - 90%	50% - 75%	25% - 50%	25%			
	Numero de nódulos	20	17	13	8	3			
3	Espesoramiento de fracturas	3 m	1 - 3 m	0.3 - 1 m	50 - 300 mm	50 mm			
	Evaluación	30	25	20	10	5			
4	Condición de las fracturas	Supfs. muy ásperas sin continuidad, sin separación. Pared roca dura de la fractura	Supfs. lig. ásperas separación 1mm Pared roca dura de la fractura	Supfs. lig. ásperas separación 1 mm Pared roca blanda de la fractura	Supfs. regulares o relleno 5mm de espesor o fracturas abiertas 1-5 mm. Fract. cont.	Relleno suave 5mm espesor o fracturas abiertas 5 mm Fracturas continuas			
	Evaluación	25	20	12	5	0			
5	Flujo del agua	Flujo por 10 m. de longitud de túnel	Ninguna		25 lt/min	25 - 125 lt/min	125 lt/min		
		Fricción del agua en fracturas en relación al esfuerzo principal mayor.	0		0.0 - 0.2	0.2 - 0.5	0.5		
	Condición general.	Completamente seca		Solam. humedad (agua intersticial)	Agua bajo presión moderada	Severos problemas de agua			
		Evaluación	10		7	4	0		

B. AJUSTE DE VALORES POR LA ORIENTACION DE LAS FRACTURAS

Actitud del rumbo y echado de las fracturas		May favorable	Favorable	Regular	Desfavorable	May. desfavorable
Evaluaciones	Túneles	0	- 2	- 5	- 10	- 12
	Cimientos	0	- 2	- 7	- 15	- 25
	Palmes	0	- 5	- 25	- 50	- 65

C. CLASES DE MACIZOS ROCOSOS SEGUN LA EVALUACION TOTAL

Clasificación	100 - E1	80 - G1	60 - A1	40 - B1	20
Clasificación	I	II	III	IV	V
Descripción	Roca muy buena	Roca buena	Roca regular	Roca pobre	Roca muy pobre

define por:

$$Q = \left(\frac{RQD}{J_n} \right) \times \left(\frac{J_r}{J_a} \right) \times \left(\frac{J_w}{SRF} \right)$$

donde

RQD	Índice de Calidad de la Roca de Deere
J_n	valor asignado al número de sistemas de fracturas
J_r	número asignado a la rugosidad de las fracturas
J_a	número asignado a la alteración de las fracturas
J_w	un factor de reducción por el agua en las fracturas
SRF	factor de reducción de esfuerzos

Estos términos se explican claramente por sí mismos, especialmente cuando se determina el valor numérico de cada uno a partir de la tabla 7.

Para explicar como obtuvieron la ecuación que usaron para determinar el índice Q, Barton, Lien y Lunde hacen los siguientes comentarios:

" El primer cociente (RQD/J_n) que representa la estructura del macizo rocoso es una medida burda del tamaño del bloque o partícula con los dos valores extremos (100/0.5 y 10/20) que difieren en un factor de 400. Si el cociente se interpreta en centímetros, los "tamaños de partículas" extremos de 200 a 0.5 cm se consideran como aproximaciones bastante realistas.

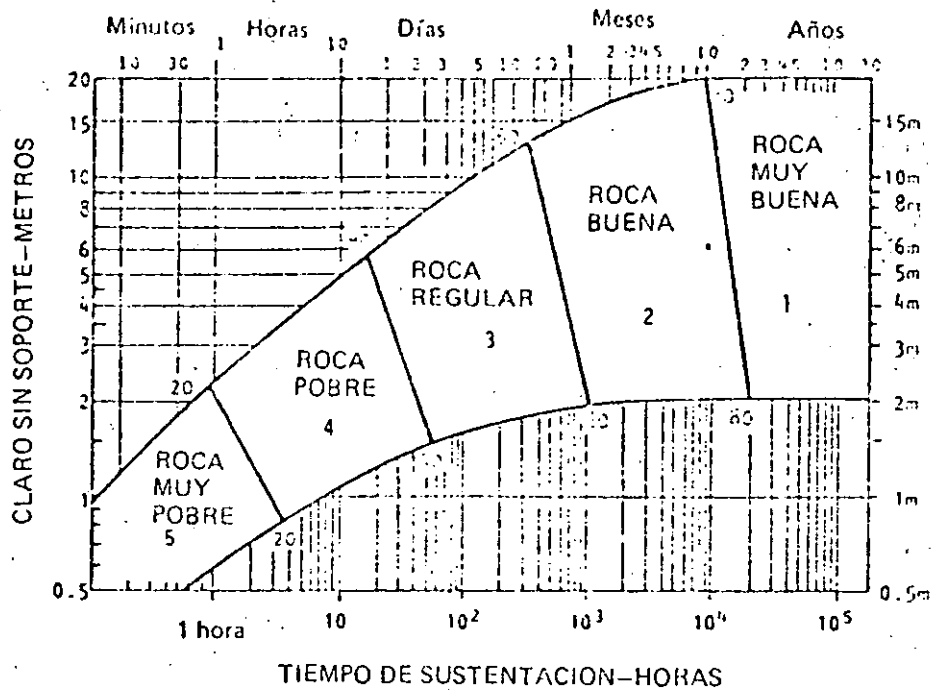


Figura 6. Relación entre el tiempo de sustentación del claro de una excavación subterránea sin soporte y la Clasificación Geomecánica CSIR propuesta por Bieniawski^{2,6}

Ejemplo práctico del uso de la Clasificación Geomecánica de CSIR

Considérese un macizo rocoso granítico en el que se va a excavar un túnel.

Se lo clasificó de la siguiente manera:

Parámetro de clasificación	Valor o descripción	Evaluación
1. Resistencia del material intacto	150 MPa	12
2. RQD	70%	13
3. Espaciamiento entre fracturas	0.5 m	20
4. Condición de las fracturas	Superficies ligeramente ásperas Separación > 1 mm Pared de roca dura de la fractura	

el tipo y la descripción de los macizos rocosos con diferentes evaluaciones totales. La interpretación de estos valores en términos de tiempos de resistencia en excavaciones subterráneas y en parámetros de resistencia al corte de macizos rocosos aparece en la Parte D de la tabla 5.

TABLA 6. EFECTOS DE LAS ACTITUDES DEL RUMBO Y DEL ECHADO DE LAS FRACTURAS EN EL TUNELEO

Rumbo perpendicular al eje del túnel				Rumbo paralelo al eje del túnel		Echado de 0°-20° independiente del rumbo
Excavación a favor del echado		Excavación contra el echado				
Echado 45°-90°	Echado 20°-25°	Echado 45°-90°	Echado 20°-45°	Echado 45°-90°	Echado 20°-45°	
Muy favorable	Favorable	Regular	Desfavorable	Muy desfavorable	Regular	Desfavorable

Bieniawski ha relacionado su *evaluación del macizo rocoso* RMR (o valoración total del macizo rocoso) con el tiempo de sustentación de un claro activo sin soportes, como lo había propuesto antes Lauffer⁸. La relación propuesta se muestra en la figura 6 y más adelante se analiza un ejemplo práctico del uso de esta figura. Aquí no se tratará el tema de la aplicación de la Clasificación del CSIR para seleccionar sistemas de soporte subterráneo, sino en el capítulo relacionado con el soporte de las rocas.

TABLA 7. CLASIFICACION DE PARAMETROS INDIVIDUALES EMPLEADOS EN EL INDICE DE CALIDAD DE TUNELEO NGI

Descripción	Valor	Observaciones
1. INDICE DE CALIDAD DE ROCA	RQD	
A. Muy pobre	0 - 25	1. Donde el RQD es menor o igual a 10 (incluyendo 0), un valor nominal de 10 se usa para evaluar Q 2. Los intervalos de RQD de 5, i.e. 100, 95, 90, etc., son suficientemente exactos.
B. Pobre	25 - 50	
C. Regular	50 - 75	
D. Buena	75 - 90	
E. Excelente	90 - 100	
2. NUMERO DE SISTEMAS DE FRACTURAS	J_n	
A. Masiva, sin o pocas fracturas	0.5-1.0	
B. Un sistema de fracturas	2	
C. Un sistema de fracturas más otro aleatorio	3	
D. Dos sistemas de fracturas	4	
E. Dos sistemas de fracturas más otro aleatorio	6	
F. Tres sistemas de fracturas	9	
G. Tres sistemas de fracturas más otro aleatorio	12	1. Para intersecciones usar $(3.0 \times J_n)$
H. Cuatro o más sistemas de fracturas, otro sin rango definido; fuertemente fracturado tipo "cubo de azúcar", etc.	15	2. Para portales usar $(2.0 \times J_n)$
J. Roca triturada, terrosa	20	

3. NUMERO DE RUGOSIDAD DE FRACTURA	J_r	
a. <i>Contacto de las paredes de la roca y</i>		
b. <i>Contacto de las paredes de la roca antes de 10 cm cizallados</i>		
A. Fracturas discontinuas	4	
B. Aspera o irregular, ondulada	3	
C. Lisa, ondulada	2	
D. Resbaladiza, ondulada	1.5	1. Añadir 1 si el espaciamiento promedio del principal sistema de fracturas es mayor que 3 m
E. Aspera o irregular, plana	1.5	
F. Lisa, plana	1.0	
G. Resbaladiza, plana	0.5	
c. <i>Sin contacto de las paredes de la roca cuando se cizalla</i>		2. $J_r = 0.5$ puede usarse para fracturas planas y resbaladizas con lineaciones, siempre que éstas estén orientadas por la mínima resistencia al corte
H. Zona que contiene minerales de arcilla lo suficientemente gruesos como para impedir el contacto de las paredes de la roca	1.0	
J. Zona arenosa, con grava o triturada lo suficientemente gruesa para impedir el contacto de la pared de la roca	1.0	
4. NUMERO DE ALTERACION DE LA FRACTURA	J_a	ϕ_r (aprox)
a. <i>Contacto de la pared de roca</i>		
A. Relleno impermeable fuertemente sellado, duro, no moldeable	0.75	
B. Paredes de fractura inalteradas, únicamente superficies coloreadas	1.0	(25°-35°)

	J_a	ϕ_r (aprox.)	
C. Paredes de fracturas ligeramente alteradas, capas de mineral no moldeables, partículas de arena, roca desintegrada libre de arcilla, etc.	2.0	(25°-30°)	1. Los valores de ϕ_r , ángulo de fricción residual, se proponen como una guía aproximada de las propiedades mincra-lógicas de los productos de alteración, si están presentes.
D. Capas limosas o arcillo-arenosas, pequeña fracción de arcilla (no moldeable)	3.0	(20°-25°)	
E. Capas de mineral arcilloso moldeable o de baja fricción, i.e. caolinita, mica. También clorita, talco, yeso, grafito, etc., y pequeñas cantidades de arcilla expansiva. (Capas discontinuas, espesor de 1-2 mm o menores)	4.0	(8°-16°)	
b. <i>Contacto de las paredes de la roca antes de 10 cm cizallados</i>			
F. Partículas arenosas, roca desintegrada libre de arcilla, etc.	4.0	(25°-30°)	
G. Rellenos de mineral arcilloso fuertemente sobreconsolidado, no moldeable (continuos, menores de 5 mm de espesor)	6.0	(16°-24°)	
H. Rellenos de mineral arcilloso, mediana o ligeramente sobreconsolidados, (continuos, menores de 5mm de espesor)	8.0	(12°-16°)	
J. Rellenos de arcilla expansiva, i.e. montmorillonita (continuos menores de 5 mm de espesor). Los valores de J_a dependen del porcentaje o del tamaño de las partículas			

	J_a	ϕ_r (aprox.)
de arcilla expansiva y del exceso de agua	8.0-12.0	(6°-12°)
c. Sin contacto de pared de roca cuando está cincalada		
K. Zonas o bandas de roca desintegrada		
L. o triturada y arcilla		
M. (véase G, H y J para las condiciones de la arcilla)	6.0 8.0 8.0-12.0	(6°-24°)
N. Zonas o bandas de arcilla limosa o arenosa, pequeña fricción de arcilla (no moldeable)	5.0	
Q. Gruesas zonas continuas	10.0-13.0	
P. a bandas de arcilla		(6°-24°)
R. (véase G, H y J para las condiciones de la arcilla)	13.0-20.0	
5. FACTOR DE REDUCCION DE AGUA EN LA FRACTURA		
	J_w	Presión aproximada del agua (kgf/cm ²)
A. Excavaciones secas o flujo incipiente, i.e. menor de 5 l/min, localmente	1.0	menor de 1.0
B. Flujo o presión moderados, lavado ocasional de relleno de las fracturas	0.66	1.0-2.5
C. Flujo fuerte o presión alta en roca competente con fracturas sin relleno	0.5	2.5-10.0
D. Flujo fuerte o presión alta, considerable lavado de los rellenos	0.33	2.5-10.0

1. Los factores C a F son estimaciones aproximadas. Se incrementa J_w si los medidores J_w de drenaje están instalados

	J_w	Presión aprox del agua (kgf/cm ²)	
E. Flujo o presión excepcionalmente altos durante la voladura, que disminuyen con el tiempo	0.2-0.1	más de 10	2. No se consideran los problemas especiales causados por la formación de cuñas de hielo
F. Flujo o presión excepcionalmente altos que no bajan	0.1-0.5	más de 10	
6. FACTOR DE REDUCCION DE ESFUERZO			
a. <i>Las zonas de debilidad que intersectan la excavación pueden causar la decompresión del macizo rocoso durante la excavación del túnel</i>			
SRF			
A. Contingencias múltiples de zonas de debilidad con contenido de arcilla o roca químicamente desintegrada, roca encajonante muy floja (a cualquier profundidad)	10.0		1. Reducir los valores SRF de 25 a 50% si las principales zonas de cizalla influyen pero no intersectan la excavación
B. Zonas locales de debilidad con contenido de arcilla o roca químicamente desintegrada (profundidad de la excavación menor de 50 m)	5.0		
C. Zonas locales de debilidad con contenido de arcilla o roca químicamente desintegrada (profundidad de la excavación mayor de 50 m)	2.5		
D. Múltiples zonas de cizalla en roca competente (libres de arcilla), roca encajonante floja (a cualquier profundidad)	7.5		

SRF			
E. Zonas locales de cizalla en roca competente (libre de arcilla), (profundidad de la excavación: menos de 50 m)	5.0		
F. Zonas locales de cizalla en roca competente (libres de arcilla), (profundidad de la excavación: más de 50 m)	2.5		
G. Fracturas abiertas flojas, fuertemente fracturadas o del tipo "cubo de azúcar" (a cualquier profundidad)			
b. Roca competente, problemas de esfuerzos en roca			
	σ_c / σ_1	σ_t / σ_1	SRF
H. Esfuerzo bajo, cerca de la superficie	mayor de 200	mayor de 13	2.5
J. Esfuerzo medio	200-10	13.0-0.66	1.0
K. Esfuerzo alto, estructura muy cerrada (comúnmente favorable a la estabilidad, puede ser desfavorable a la estabilidad de las paredes)	10-5	0.66-0.33	0.5-2
L. Estallamiento de roca suave (roca masiva)	5-2.5	0.33-0.16	5-10
M. Estallamiento de roca fuerte (roca masiva)	menos de 2.5	menos de 0.16	10-20

2. Para un campo de esfuerzos muy anisotrópico: cuando σ_1 / σ_3 menor o igual a 5 menor o igual a σ_c a 0.8 σ_c y σ_t a 0.8 σ_t .

Cuando σ_1 / σ_3 mayor de 10, reducir σ_c y σ_t a 0.6 σ_c y 0.6 σ_t ; donde σ_c es la resistencia simple y σ_t = resistencia tensil (carga puntual) y σ_1 / σ_3 son los esfuerzos principales mayor y menor.

3. Existen pocos registros de casos donde la profundidad de la cima bajo la superficie es menor que el ancho del claro. En estos

	SRF	
c. <i>Roca comprimible, flujo plástico de roca incompetente bajo la influencia de alta presión de roca</i>		casos se sugiere incrementar el valor de SRF de 2.5 a 5 (véase H).
N. Presión de roca comprimible baja	5-10	
O. Presión de roca comprimible alta	10-20	
d. <i>Roca expansiva, actividad expansiva química dependiente de la presión del agua</i>		
P. Presión de roca expansiva baja	5-10	
R. Presión de roca expansiva alta	10-20	

OBSERVACIONES ADICIONALES SOBRE EL USO DE ESTAS TABLAS

Cuando se hagan estimaciones de la calidad (Q) del macizo rocoso deberán seguirse las siguientes indicaciones, además de las observaciones listadas en las tablas:

1. Cuando el núcleo del sondeo de diamante no es accesible, el RQD puede calcularse por el número de fracturas por unidad de volumen, donde se suman el número de fracturas por metro por cada sistema de fracturas. En el caso de macizos rocosos libres de arcilla se usa una relación simple para convertir este número de RQD:

$$RQD = 115 - 3.3 J_v \quad (\text{aprox.}) \quad \text{donde } J_v = \text{número total de fracturas por m}^3$$

$$(RQD) = 100 \text{ por } J_v \text{ menor de 4.5}$$

2. Al parámetro J_n que representa el número de sistema de fracturas le afecta a menudo la foliación, esquistocidad, clivaje o estratificación pizarrosa, etc. Si estas "fracturas" paralelas se encuentran muy desarrolladas, obviamente se considerarán como un sistema definido de fracturas. Pero, debido a estos rasgos hay pocas "fracturas" visibles o sólo grietas ocasionales en el núcleo, entonces será mejor considerarlas como "fracturas aleatorias" al evaluar J_n .
3. Los parámetros J_r y J_a que representan la resistencia al corte deben referirse a los principales sistemas de fracturas o a la más débil discontinuidad rellena de arcilla de la zona escogida. Sin embargo, si el sistema de fracturas o la discontinuidad con el valor mínimo de (J_r/J_a) tienen una orientación que favorece la estabilidad, entonces una segunda

familia de fracturas o una discontinuidad menos favorables pueden ser más importantes, y se usará el valor más alto de J_r/J_a para evaluar Q . El valor de J_r/J_a debe referirse a la superficie donde es posible que se inicie el fallamiento.

4. Cuando un macizo rocoso contiene arcilla, debe considerarse el factor de SRF apropiado para cargas sueltas. En estos casos tiene poco valor la resistencia de la roca intacta. Sin embargo, cuando el fracturamiento es mínimo y no hay nada de arcilla, la resistencia de la roca intacta puede convertirse en el eslabón más débil y entonces la estabilidad dependerá de la relación esfuerzo de la roca/resistencia al corte. Un campo de esfuerzos muy anisotrópico no favorece la estabilidad, y se considera de manera aproximada en la observación 2 de la tabla para evaluar el factor de reducción de esfuerzo (SRF).
5. Tanto la resistencia a la compresión simple como la tensil (σ_c y σ_t) de la roca intacta deberán evaluarse en la condición saturada, si ésta se adecúa a las condiciones *in situ* presentes o futuras. Asimismo, hay que estimar de manera muy conservadora la resistencia de las rocas que se deterioran al estar expuestas a condiciones húmedas o saturadas.

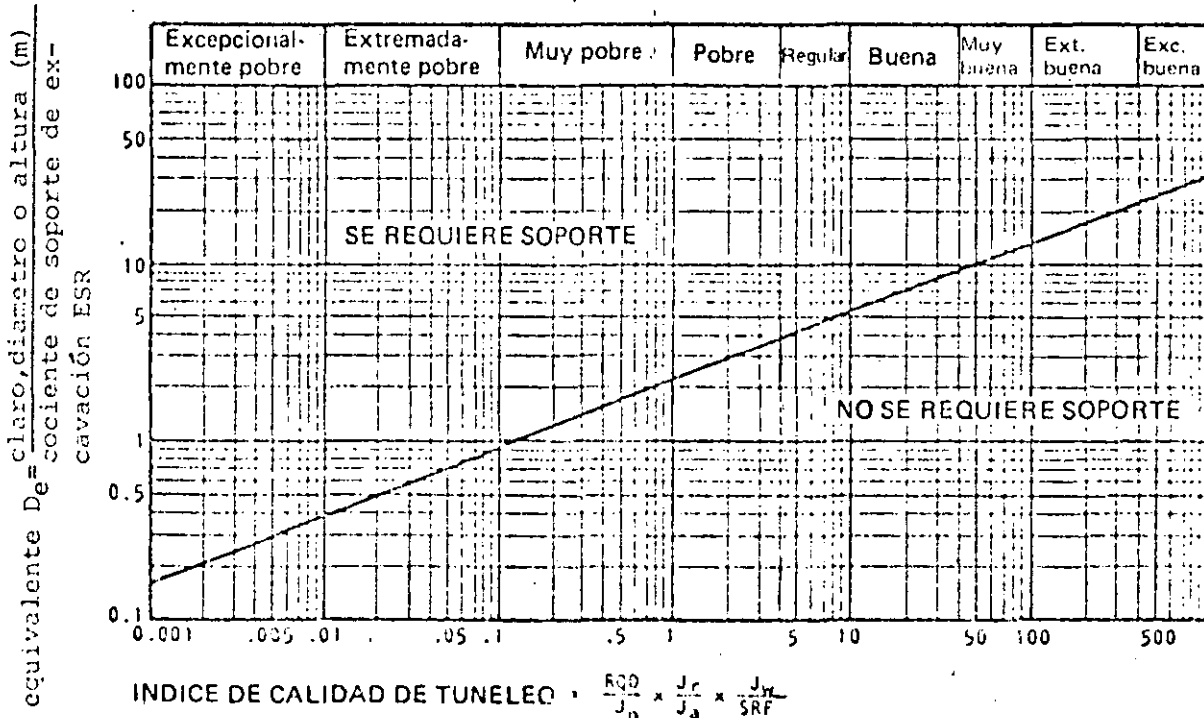


Figura 7. Relación entre la dimensión equivalente D_e máxima de una excavación subterránea sin soporte y el NGI índice de calidad de tuneleo Q (Según Barton, Lien y Lunde¹).

Probablemente, los bloques mayores son varias veces más grandes que este tamaño y los más pequeños menores que la mitad del mismo (obviamente se excluyen las partículas de arcilla).

" El segundo cociente (J_r/J_a) representa las características de rugosidad y de fricción de las paredes de las fracturas o de los materiales de relleno. Este cociente se carga a favor de las fracturas ásperas no alteradas en contacto directo. Es de esperarse que tales superficies estén cerca del máximo de la resistencia, que tiendan a dilatarse fuertemente cuando se partan y que, por lo tanto, favorezcan muy especialmente la estabilidad del túnel.

" Cuando las fracturas de las rocas tienen capas y rellenos delgados de mineral arcilloso se reduce en gran medida la resistencia. No obstante, después de haber tenido lugar los pequeños desplazamientos de cizalla, el contacto de la pared de la roca puede ser un factor muy importante para preservar la excavación del máximo fallamiento.

" Cuando el contacto de la pared de la roca no existe, las condiciones para la estabilidad del túnel son totalmente desfavorables. Los "ángulos de fricción"

de la tabla 7 son ligeramente más bajos que los valores de resistencia al corte residual para la mayoría de las arcillas, y posiblemente están degradados por el hecho de que estas bandas o rellenos de arcilla tienden a consolidarse durante el cizallamiento, si es que se consolidaron normalmente o si ha ocurrido ablandamiento y expansión. En este caso, otro factor puede ser la presión de expansión de la montmorillonita.

" El tercer cociente (J_w/SRF) consiste en dos parámetros de esfuerzos. El factor de reducción de esfuerzos (SRF) es una medida de: 1. Pérdida de carga en el caso de una excavación a través de zonas de cizalla y de roca con contenido de arcilla. 2. Esfuerzo de la roca en roca competente, y 3. Cargas de compresión en rocas plásticas incompetentes. Este factor puede estimarse como un parámetro de esfuerzo total. El parámetro J_w es una medida de la presión del agua, la cual tiene un efecto adverso sobre la resistencia al corte de las fracturas por la reducción en el esfuerzo normal efectivo. Además, el agua puede, en el caso de fracturas rellenas de arcilla, causar ablandamientos y posibles lavados. Ha resultado imposible combinar estos dos parámetros en términos de esfuerzo normal efectivo entre los bloques

porque, paradójicamente, un valor alto de esfuerzo normal efectivo puede algunas veces implicar condiciones menos estables que un valor bajo, a pesar de la más alta resistencia al corte. El cociente (J_W/SPF) es un complicado factor empírico que describe los 'esfuerzos activos'.

" Parece ser que la calidad de tuneleo Q en roca puede ahora considerarse como una función de sólo tres parámetros, que son medidas burdas de:

- | | |
|---------------------------------------|---------------|
| 1. Tamaño de bloque | (RQD/J_n) |
| 2. Resistencia al corte entre bloques | (J_r/J_a) |
| 3. Esfuerzo activo | (J_W/SRF) |

" Indudablemente se pueden incluir otros parámetros para mejorar la exactitud del sistema de clasificación. Uno de estos sería la orientación de las fracturas. Aunque muchos registros de casos incluyen la información necesaria sobre la orientación estructural con respecto al eje de la excavación, no se encontró que fuera un parámetro general tan importante como se esperaba. En parte puede deberse a que las orientaciones de muchos tipos de excavaciones están (y normalmente lo están) ajustadas para evitar el máximo efecto de las fracturas mayores desfavorablemente

orientadas. Sin embargo, esta posibilidad no existe en el caso de túneles, y más de la mitad de los registros de casos entraban en esta categoría. Los parámetros J_n , J_r y J_a parecen tener un papel general más importante que la orientación, porque el número de sistemas de fracturas determina el grado de libertad del movimiento de los bloques (si existe alguno) y las características de fricción y dilatación pueden variar más que el componente gravitacional de las fracturas desfavorablemente orientadas. Si se hubiera incluido la orientación de las fracturas, la clasificación hubiera sido menos general, perdiendo así su simplicidad esencial".

La gran cantidad de información contenida en la tabla 7 puede hacer creer al lector que el Índice de Calidad de Túneleo NGI es demasiado complicado y difícil de emplear para analizar problemas prácticos. En realidad no es así, y un sólo intento para determinar el valor de Q de un macizo rocoso bastará para convencer a quien la emplee, por más renuente que sea, que las instrucciones son simples y claras y que familiarizándose con la tabla 7, ésta resulta fácil de usar. Incluso antes de calcular el valor de Q , el mismo proceso necesario para determinar los diferentes factores para su cómputo obliga al usuario a concentrarse en un número de importantes preguntas prácticas que es fácil ignorar durante la investigación

de un sitio. La posibilidad de "sentir" cualitativamente al macizo rocoso que se adquiere durante este proceso, puede ser casi tan importante como el valor numérico de Q, que se calcula posteriormente.

Para relacionar su Índice de Calidad de Tunnels Q con el comportamiento y el soporte requerido por una excavación subterránea, Barton, Lien y Lunde definieron una cantidad adicional a la que llamaron *dimensión equivalente* D_e de la excavación. Esta se obtiene dividiendo el claro, el diámetro o la altura de la pared de la excavación por una cantidad denominada *relación de soporte de la excavación*: ESR.

De aquí que:

$$D_e = \frac{\text{claro, diámetro o altura de la excavación (m)}}{\text{relación de soporte de la excavación}}$$

La relación de soporte de la excavación tiene que ver con el uso para el cual la excavación fue propuesta con el límite aceptable de inestabilidad. Barton²⁹ sugiere los siguientes valores para ESR:

Categoría de excavación	ESR
A. Obras mineras temporales	3-5
B. Obras mineras permanentes, túneles de agua para energía hidráulica (excepto tubería a	

presión), túneles piloto, galerías o socavones y cabeceras para grandes excavaciones.	1.6
C. Almacenes, plantas para tratamiento de agua, túneles para caminos y vías férreas, galerías de oscilación, túneles de acceso	1.3
D. Casas de máquinas, túneles de caminos y vías férreas principales, refugios subterráneos, portales, intersecciones.	1.0
E. Plantas subterráneas de energía nuclear, estaciones de ferrocarril, instalaciones públicas y de deportes, fábricas	0.8

El ESR es aproximadamente igual al inverso del factor de seguridad que se usa en el diseño de taludes en roca².

En la figura 7 se ilustra la relación entre el Índice de Calidad de Tuneleo Q y la Dimensión equivalente D_e de una excavación que permanecerá sin soporte. Barton, Lien y Lunde¹ y Barton²⁹ presentaron gráficas muy elaboradas a partir de las cuales se pueden estimar las necesidades de soporte. El análisis de las mismas se diferirá a un capítulo posterior que trata con mayor profundidad el tema del soporte de las excavaciones.

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

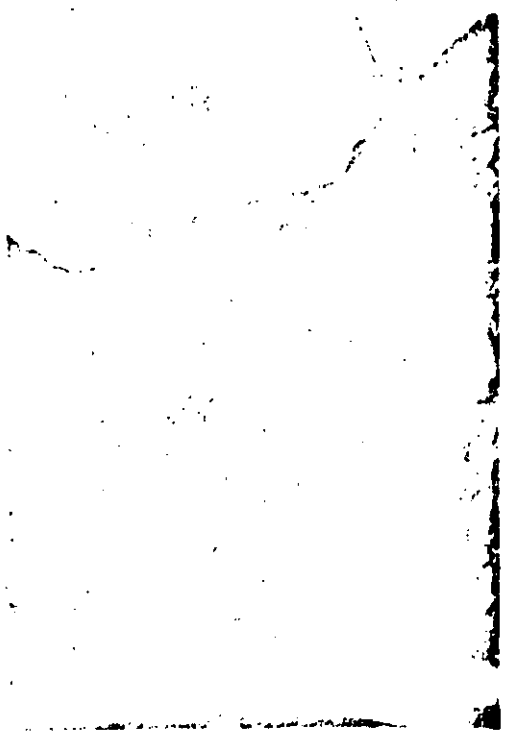
Aun cuando se acepte que la estabilidad de una masa rocosa la rigen las discontinuidades geológicas, tiene que haber situaciones en las que la orientación e inclinación de las propias discontinuidades imposibiliten el deslizamiento simple de lajas, bloques o cuñas. La falla en estos taludes será una combinación de movimientos en las discontinuidades con falla del material rocoso in tacto; 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.

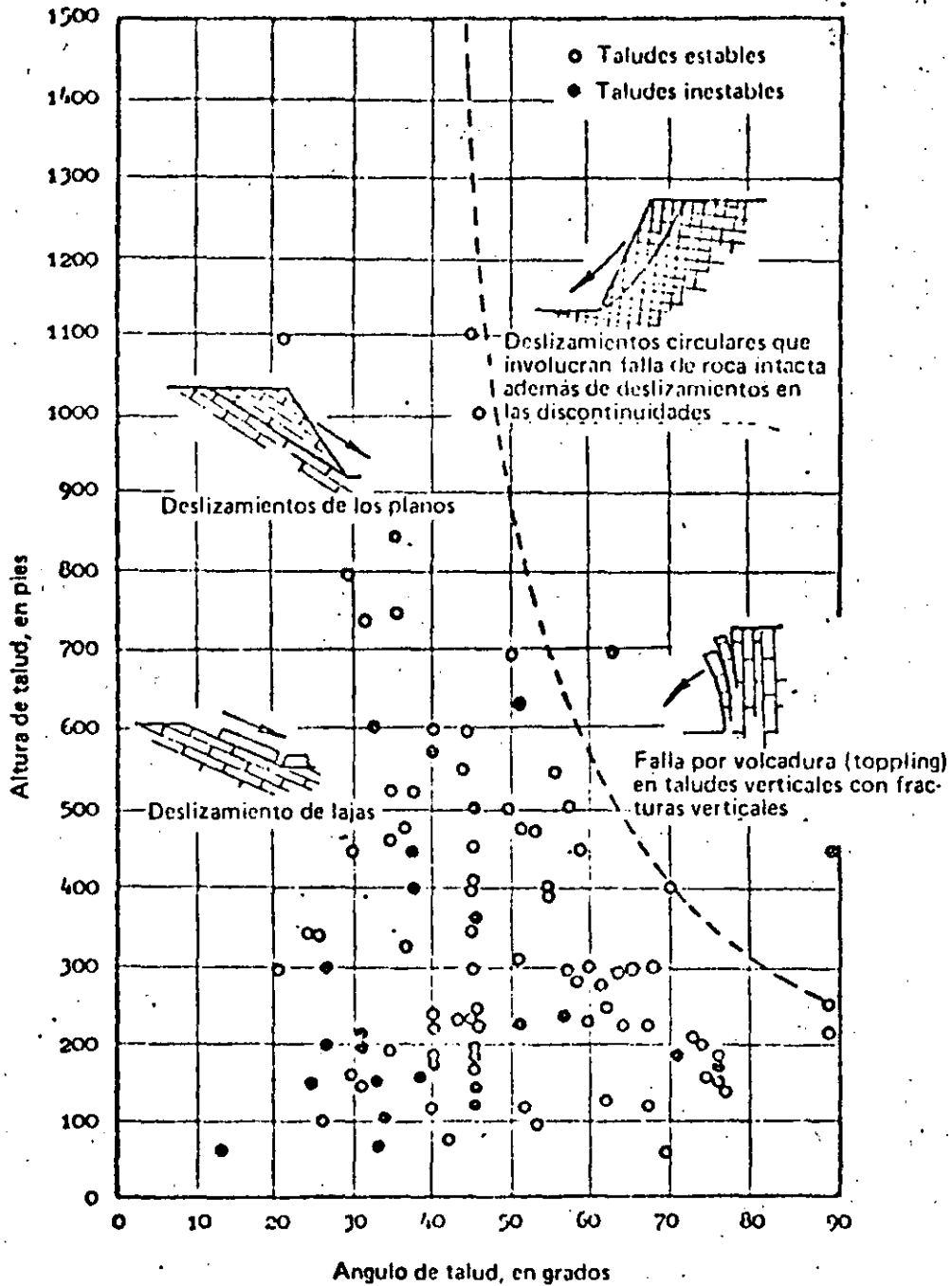


Figura 7: Relación altura vs. ángulo en taludes de roca dura; incluye los datos recopilados por Kley y Lutton (21) y por Ross-Brown (22)

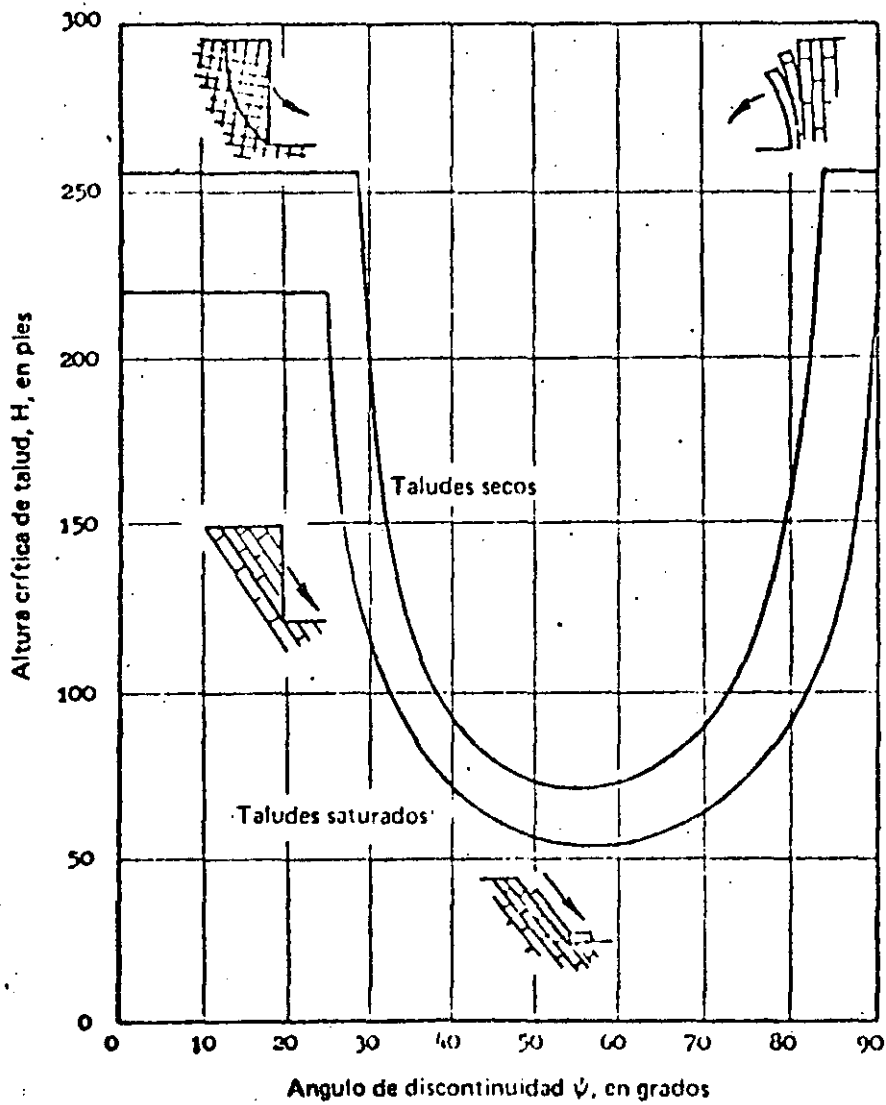
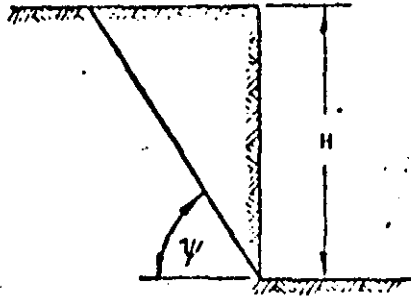


Figura 8: Altura crítica de un talud vertical que contiene una discontinuidad planar cuyo echado se expresa con el ángulo ψ

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:

$$\tau = c + \sigma \tan \phi \quad (1)$$

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:

$$W \cdot \sin \psi = cA + W \cdot \cos \psi \cdot \tan \phi \tag{4}$$

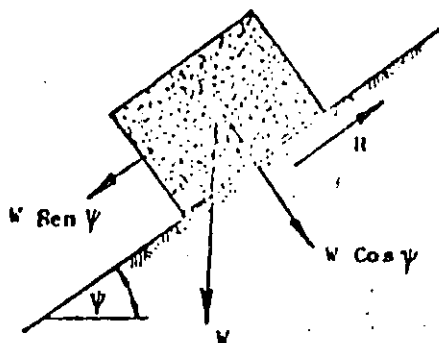
si la cohesión $c = 0$, la condición de equilibrio límite definida en la ecuación (4) se simplifica a:

$$\psi = \phi \tag{5}$$

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 $\psi_1 = \phi$.

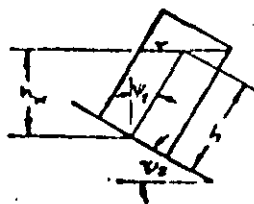
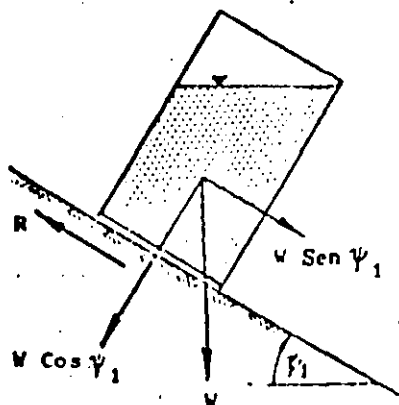


Ahora se punza la base de la lata de manera que el agua pueda pa-
sar al espacio libre entre la base y la tabla de madera, dando
lugar a la creación de una presión de agua U_0 de una fuerza de le-
vantamiento o supresión $U = uA$, donde A es el área de la base de
la lata.

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 uni-
tario del agua es γ_w , entonces $W = \gamma_t \cdot h \cdot A$ y $U = \gamma_w \cdot h_w \cdot A$, don-
de h y h_w son las alturas definidas en el dibujo del margen iz-
quierdo. En el dibujo se ve que $h_w = h \cos \psi_2$ y por ende



113

$$U = \frac{\gamma_w}{\gamma_t} \cdot W \cos \psi_2 \quad (7)$$

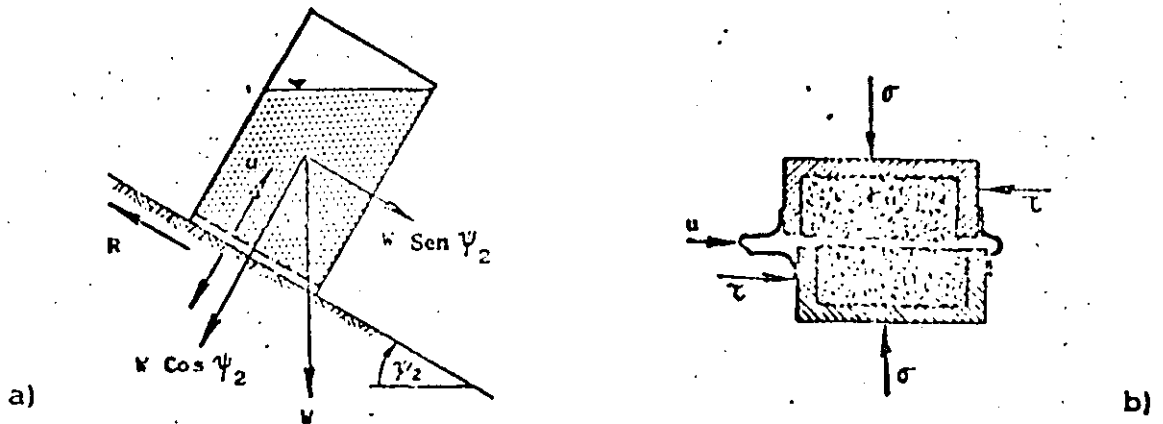
Al sustituir en (6)

$$R = W \cdot \cos \psi_2 (1 - \gamma_w / \gamma_t) \tan \phi \quad (8)$$

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 o) 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

$$\sigma = c + (\sigma - u) \tan \phi \quad (10)$$

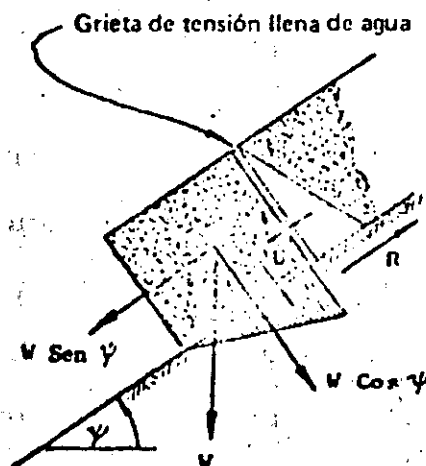
En la mayor parte de las rocas duras y en muchos suelos arenosos y gravas, las propiedades de fricción y cohesión (ϕ y c) de los materiales no se alteran de manera significativa con el agua y, en consecuencia, la reducción de su resistencia al corte se debe, casi por entero, a la reducción del esfuerzo 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:

$$W \operatorname{sen} \psi + V = cA + (W \operatorname{cos} \psi - U) \tan \phi \quad (11)$$

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-

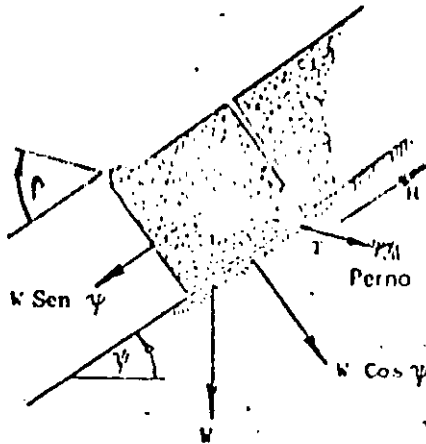
presión e hidrostáticas en las grietas de tensión, y que es crítica para el control de la estabilidad.

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 Müller (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

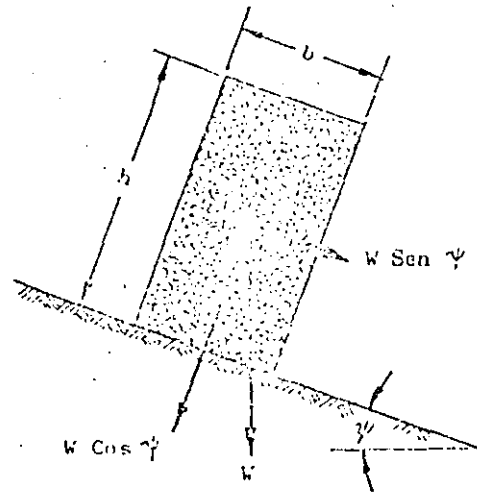


Figura 10a: Configuración geométrica de un bloque en un plano inclinado

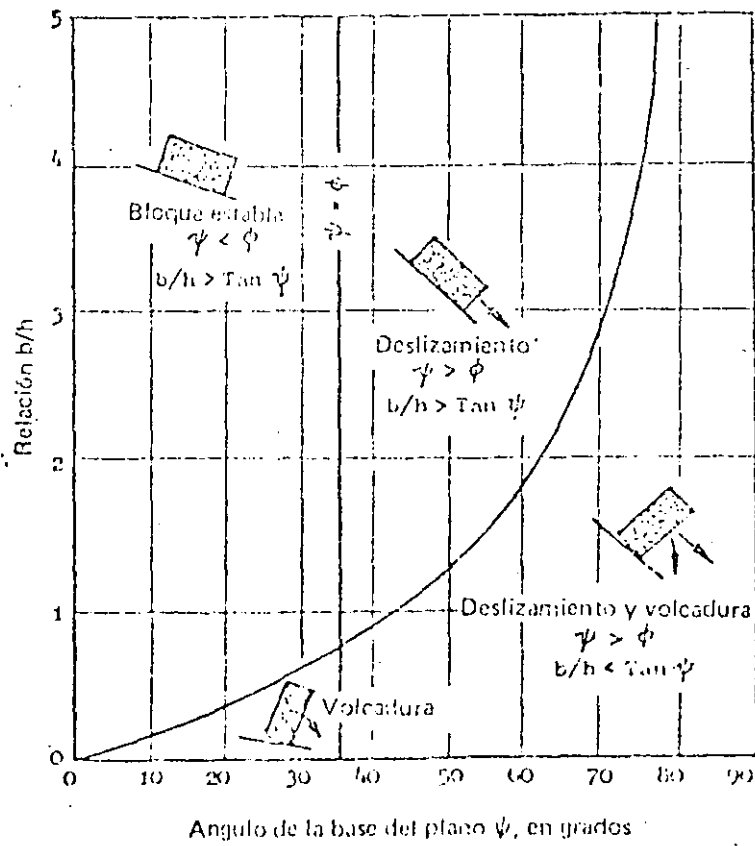
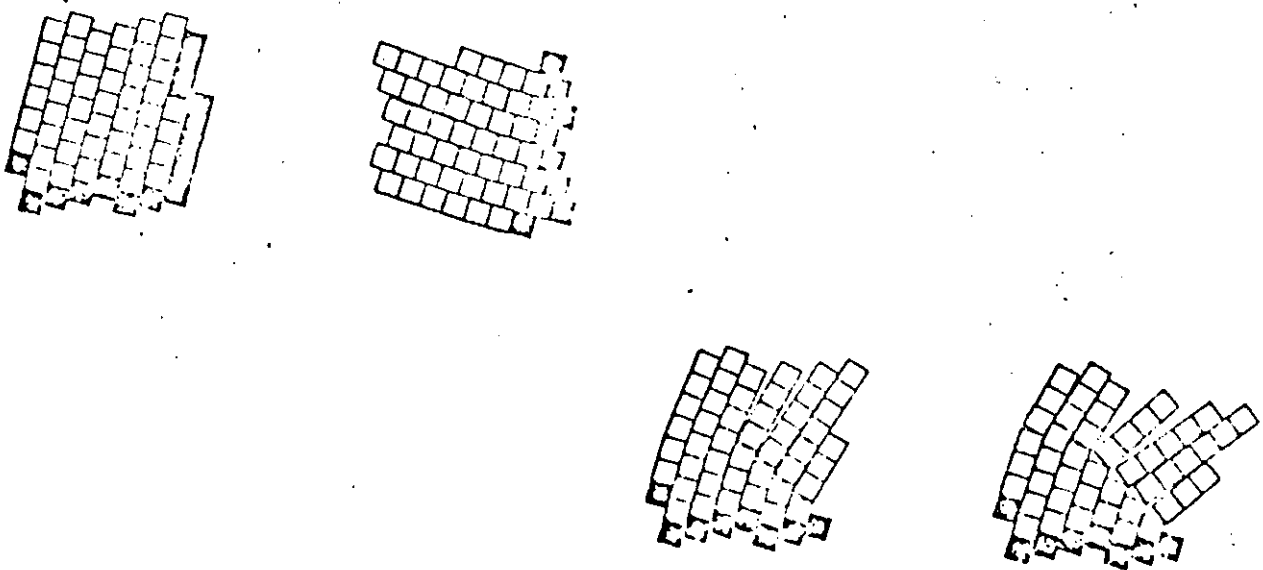


Figura 10b: Condiciones necesarias para el deslizamiento y la volcadura de un bloque en un plano inclinado

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)

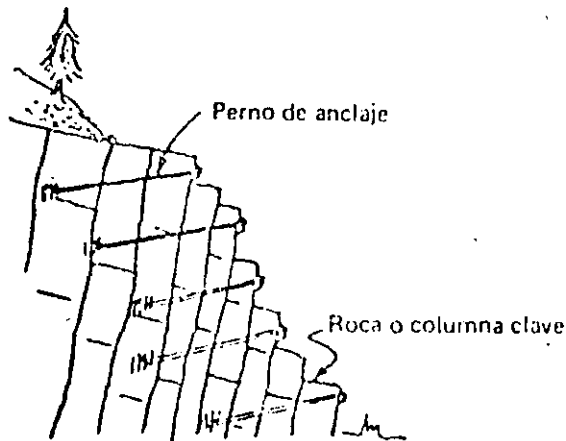
sobre la base de un modelo cuando el papel sobre el cual descansa se jala. El modelo puede construirse con cualquier material; son ideales para modelos sencillos las figuras geométricas de plástico con las que juegan los niños. El ejemplo que se ilustra en la Figura 11 fue hecho con una hoja de corcho 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"

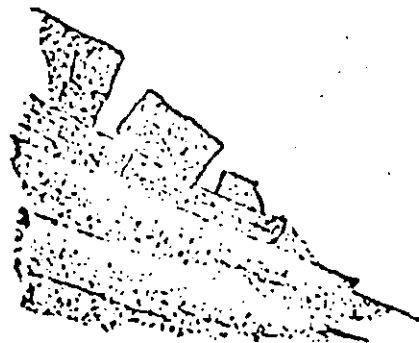
No es probable que los intentos de estabilizar un talud mediante drenaje tengan éxito cuando el mecanismo dominante de falla es el de volcadura, pues la estructura de la masa rocosa está alterada en mucha mayor medida que en el caso de falla por deslizamiento y en consecuencia el talud se drena por sí 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.

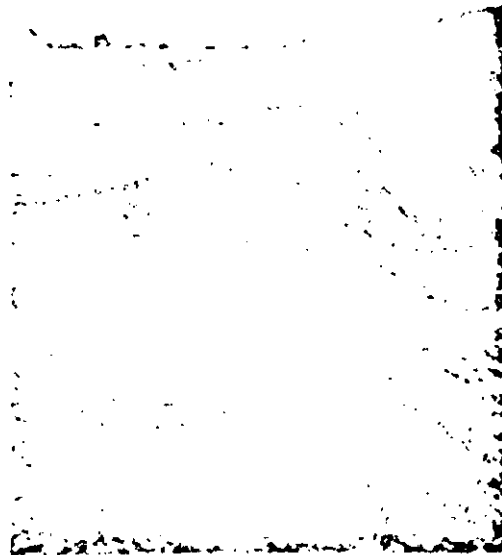
Un corolario interesante de la diferencia entre el comportamiento de un tiradero de roca de desperdicio y una masa rocosa es la idea que se propone en ocasiones, de estabilizar un deslizamiento rompiendo el plano sobre el cual ocurre mediante voladuras cuidadosamente situadas. Zaruba y Mencl (28) concluyen 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.

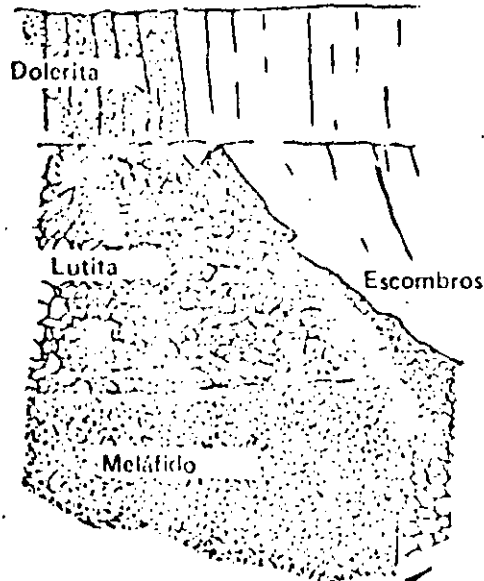
Es obvio que el examen exhaustivo del intemperismo excede los alcances de este libro, por lo que se aconseja al lector interesado consultar la extensa literatura que hay sobre el tema, revisada recientemente por Saunders y Fookes (31). Un ejemplo, empero, servirá para poner en guardia al lector sobre 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

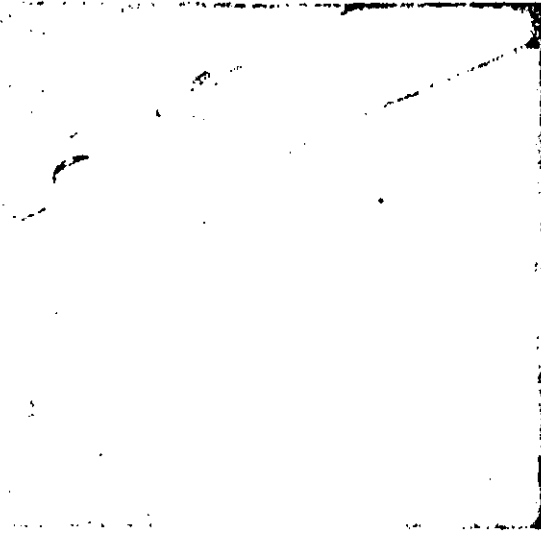


Figura 11a: Se corta el modelo dibujado en una hoja de corcho con una navaja de dibujante. El modelo en este caso es el del deslizamiento llamado Franck, en Alberta, Canadá, que ocurrió en 1903, y que tanto Coates (32) como Terzaghi (33) examinaron

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

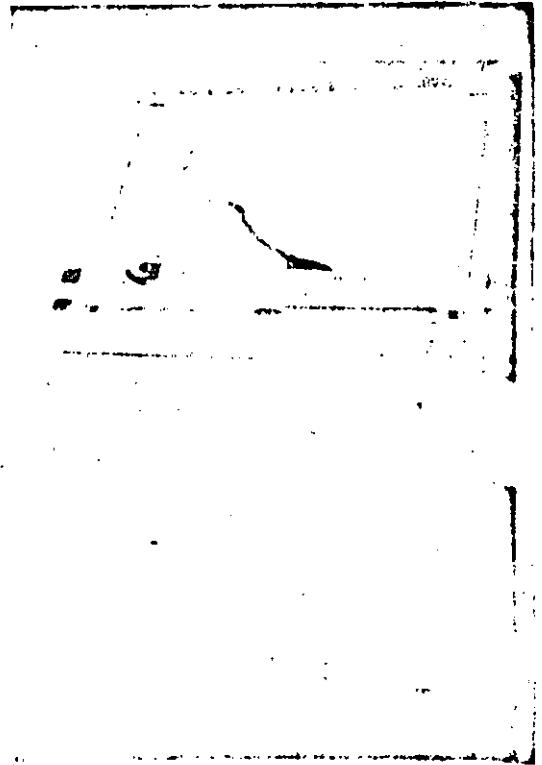


Figura 11c: El deslizamiento Frank en la actualidad. Se desplazaron 30 millones de toneladas de roca y es posible que las operaciones de minería de una veta de carbón en la base de la montaña hayan sido parcialmente responsables de la falla

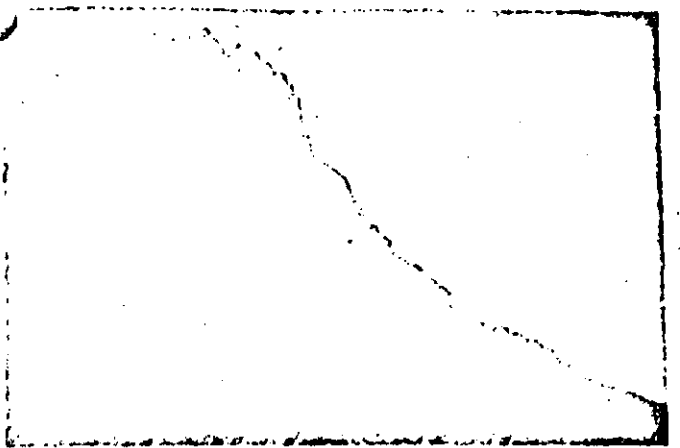


Figura 11d: Perfil original de la montaña Tortuga en la que ocurrió el deslizamiento Frank

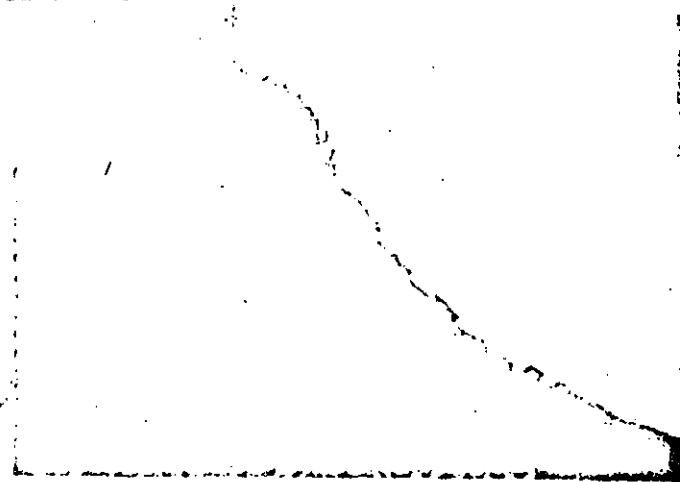


Figura 11e: Flexión de los estratos en la parte superior de la montaña e iniciación del deslizamiento de los bloques.

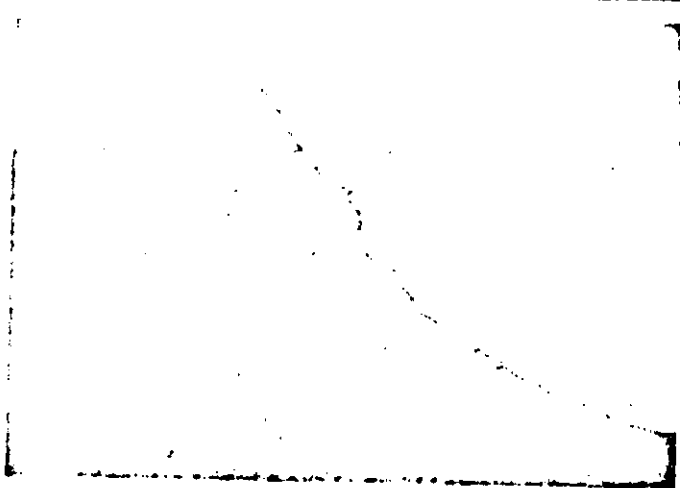


Figura 11f: Volcadura y rodamiento de los bloques rocosos.

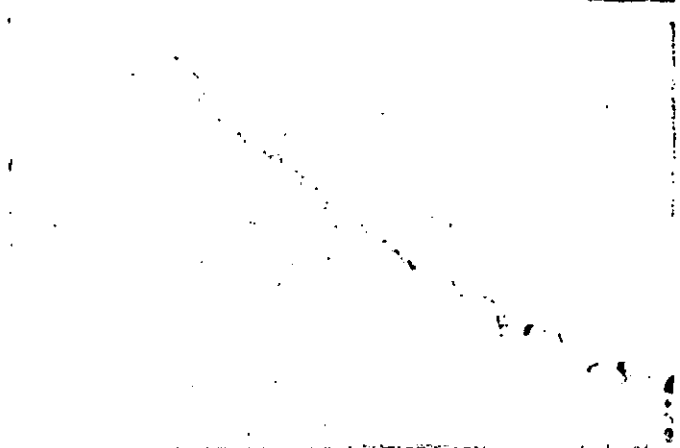


Figura 11g: Talud estable después del deslizamiento

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 COMTES, 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, p49-63
17. TERZAGHI, K. Stability of steep slopes on hard unweathered rock. *Geotechnique*. Vol. 12, 1962, pp.251-270
18. MULLER, I. 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. PSE 5010 1967, 159p
22. ROSS-BROWN, D.R. Slope design in opencast mines. Tesis doctoral, Universidad de Londres, en preparación
23. MCHAMON, 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, Q. 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 TOOKES, 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

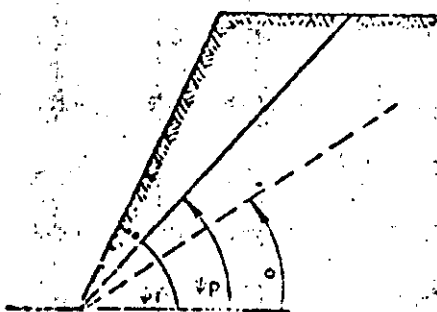
La falla plana es un fenómeno relativamente raro en los taludes de roca pues pocas son las veces en que ocurren al mismo tiempo las condiciones geométricas que se requieren para producirla. La falla de cuña, analizada en el Capítulo 8, es más frecuente, y muchos ingenieros especializados en taludes de 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.

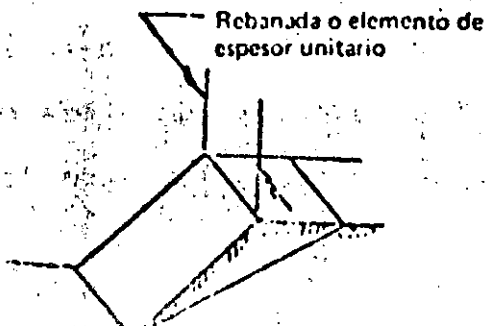
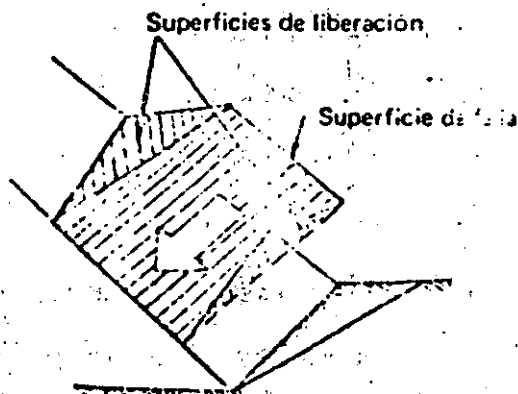
Para que ocurra un deslizamiento sobre un *solo plano*, es preciso que se satisfagan las siguientes condiciones geométricas:

- 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, $\psi_p > \phi$.

141

- 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

$$z/H = (1 - \cot \psi_f \cdot \tan \psi_p) \quad (31)$$

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

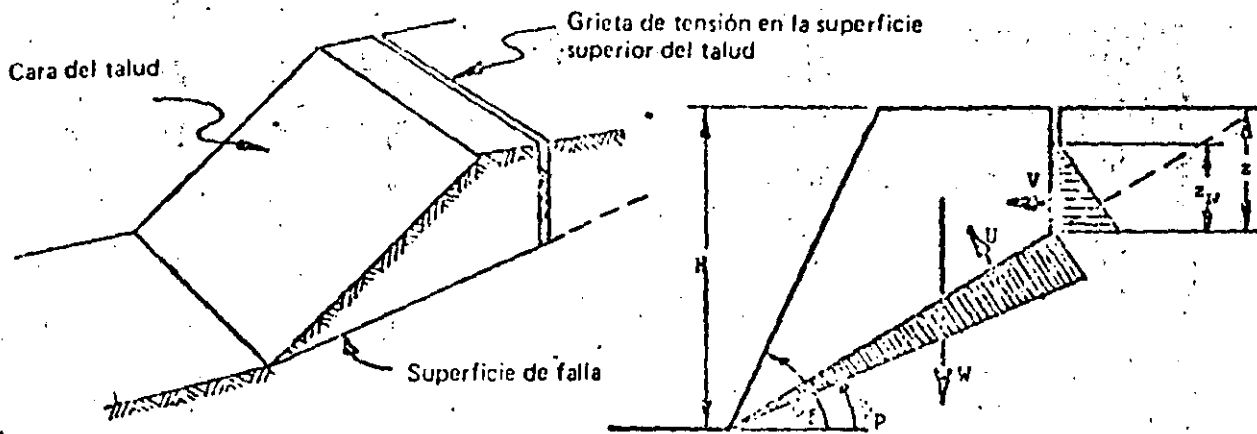


Figura 63a: Configuración geométrica de un talud con grieta de tensión en la superficie superior.

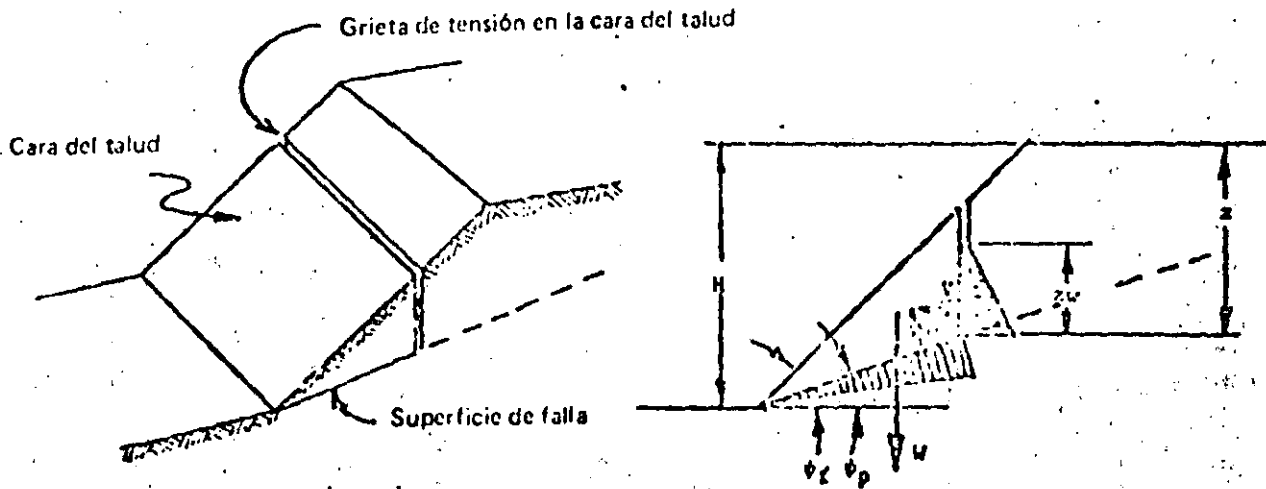


Figura 63b: Configuración geométrica de un talud con grieta de tensión en la cara.

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.

$$A = (H - z) \cdot \text{Cosec}\psi_p \quad (33)$$

$$U = k\gamma_w \cdot z_w (H - z) \cdot \text{Cosec}\psi_p \quad (34)$$

$$V = k\gamma_w \cdot z_w^2 \quad (35)$$

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

$$P = (1 - z/H) \cdot \text{Cos} \psi_p \quad (39)$$

Cuando la grieta de tensión está en la superficie superior del talud

$$Q = [(1 - (z/H)^2) \cot \psi_p - \cot \psi_f] \operatorname{Sen} \psi_p \quad (40)$$

Cuando la grieta de tensión está en la cara del talud,

$$Q = [(1 - z/H)^2 \cos \psi_p (\cot \psi_p \cdot \tan \psi_f - 1)] \quad (41)$$

$$R = \frac{\gamma_w}{\gamma} \cdot \frac{z_w}{z} \cdot \frac{z}{H} \quad (42)$$

$$S = \frac{z_w}{z} \cdot \frac{z}{H} \cdot \operatorname{Sen} \psi_p \quad (43)$$

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

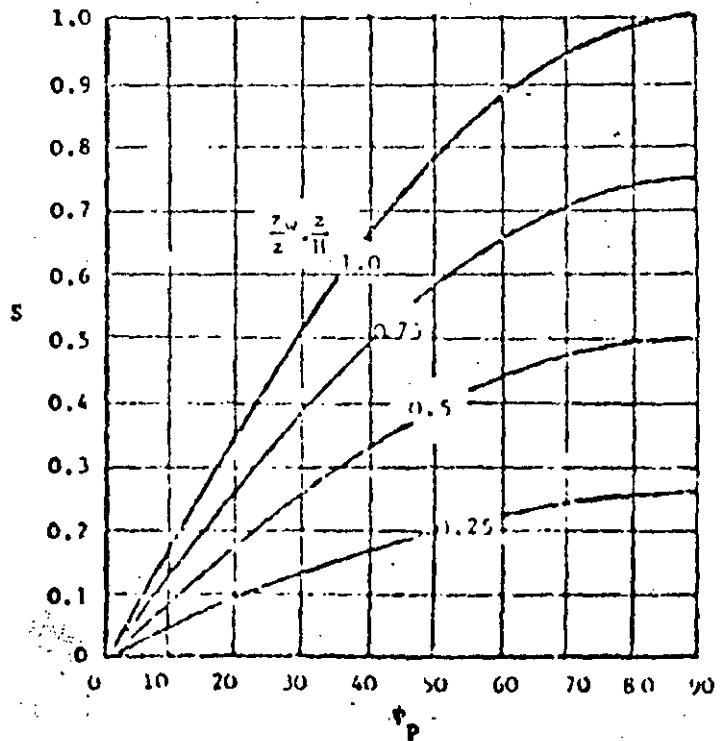
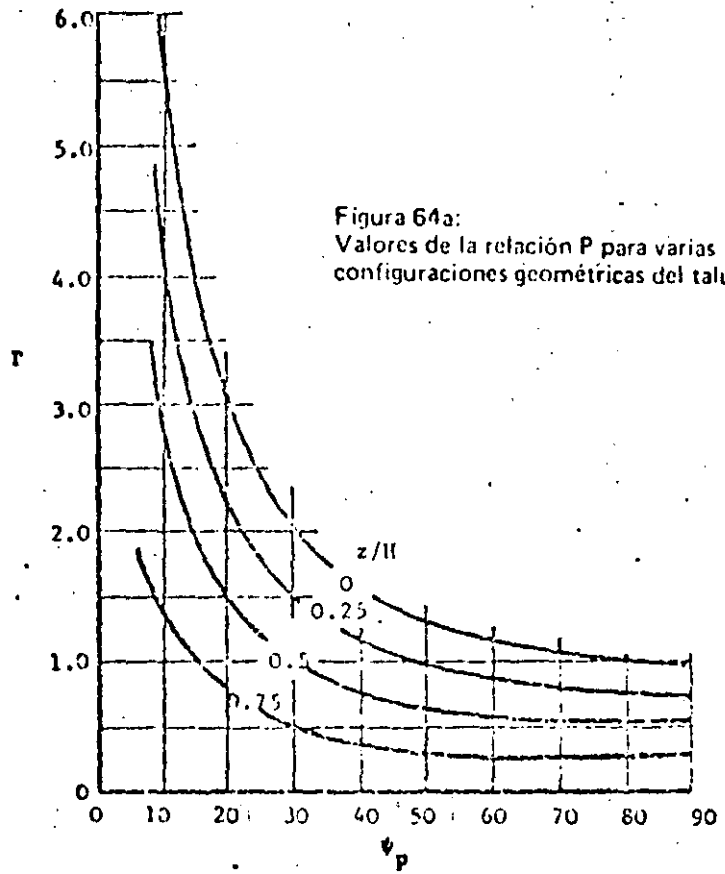
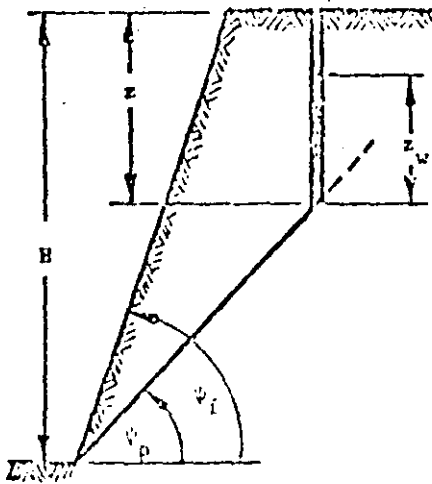
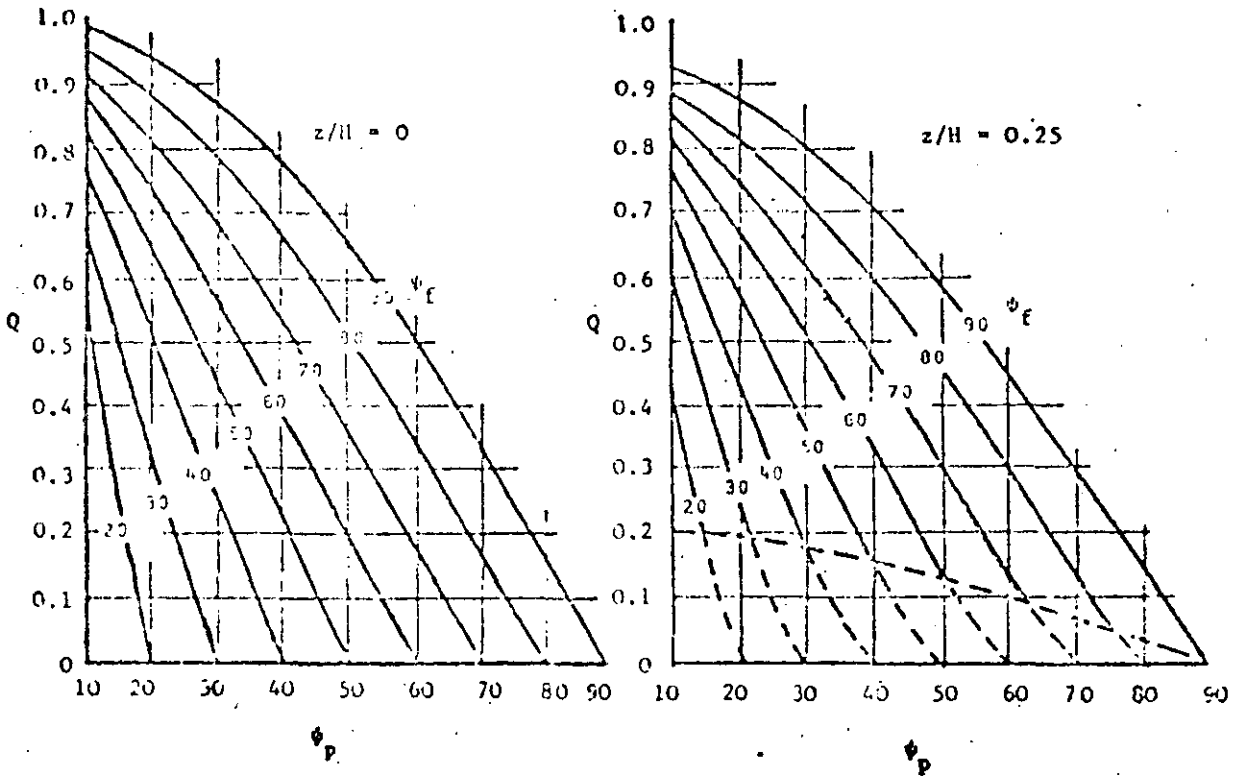


Figura 64b): Valores de la relación S para varias configuraciones geométricas

148



Nota:
Las líneas puntuadas se refieren a la grieta de tensión en la cara del talud

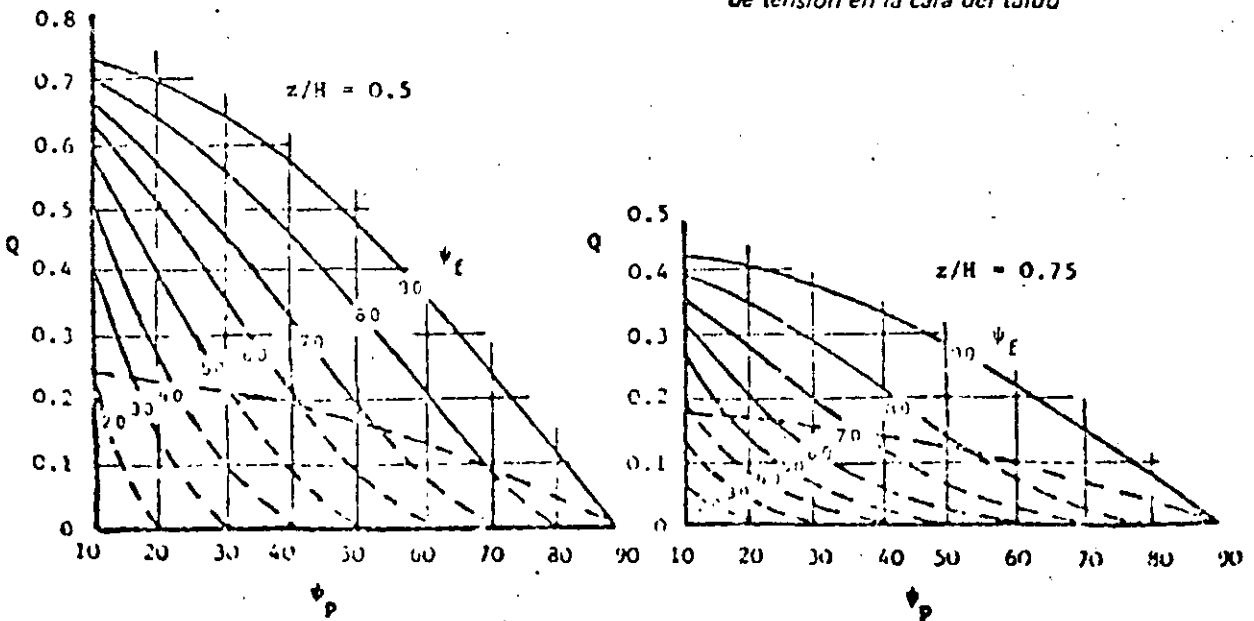


Figura 64c: Valores de la relación Q para varias configuraciones geométricas del talud

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:

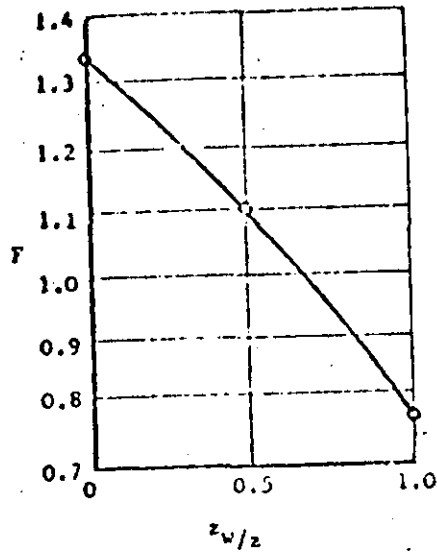
z_w/z	1.0	0.5	0
R	0.195	0.098	0
S	0.26	0.13	0

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

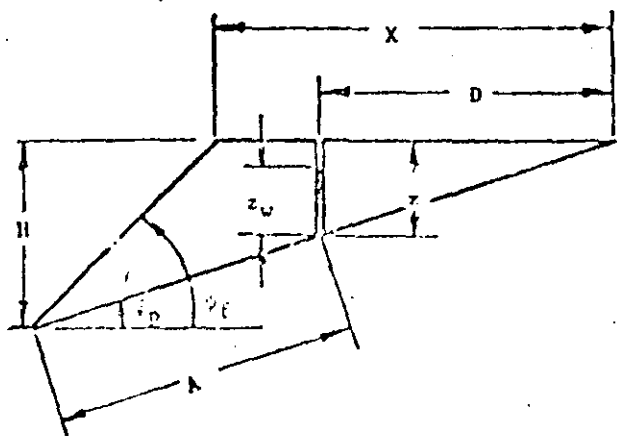
Estos valores se trazan en la gráfica de la siguiente página, y se ve que la sensibilidad del talud al agua en la grieta de tensión es evidente. Estos sencillos análisis que constituyen útiles auxiliares al tomar decisiones se pueden llevar a cabo en unos cuantos minutos, variando un parámetro a la vez. 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:

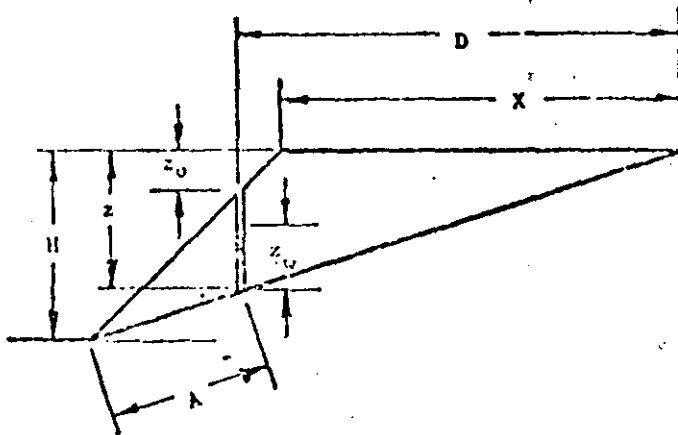


Peso de la cuña que se desliza:

$$W = \gamma(HX - Dz)$$

Fuerza horizontal hidrostática : $V = \gamma_w \cdot z_w^2$

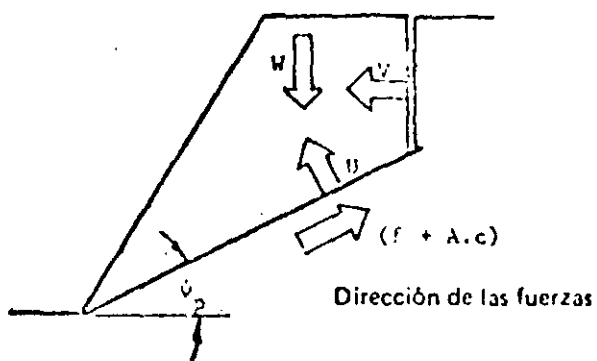
Fuerza vertical hidrostática (de subpresión) : $U = \gamma_w \cdot z_w \cdot A$



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



Factor de seguridad $F = \frac{f + A.c}{S}$

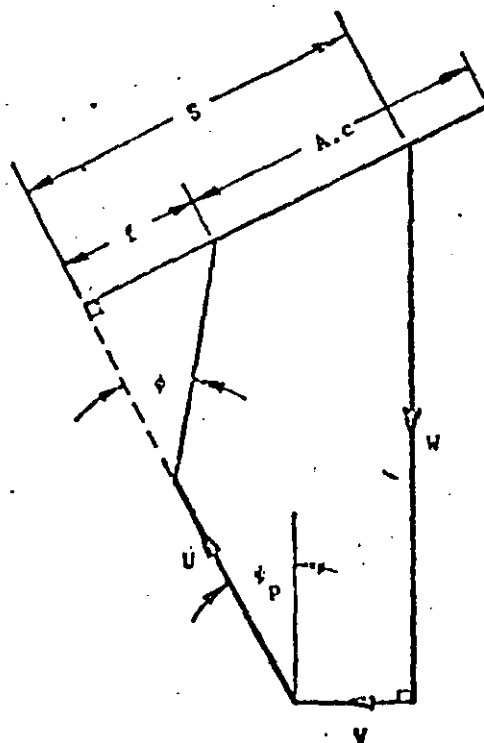


Figura 65b: Diagrama de fuerzas para hacer el análisis bidimensional de la estabilidad del talud

- 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

154

hubo error al pasar este valor de una a otra escala de las va
rias que pudieron utilizarse en el análisis, ya que proporciona
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 esta
bilidad 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:

$$F = \frac{c \cdot A}{W \cdot \text{Sen} \psi_p} + \text{Cot} \psi_p \cdot \text{Tan} \phi \quad (44)$$

En forma alternativa, la ecuación (38) se reduce a:

$$F = \frac{2c}{\gamma H} \cdot \frac{P}{Q} + \text{Cot} \psi_p \cdot \text{Tan} \phi \quad (45)$$

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. Semejantes 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 contnuas, 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 por tensión es:

$$b_c/H = \sqrt{\text{Cot}\psi_f \cdot \text{Cot}\psi_p} - \text{Cot}\psi_f \quad (49)$$

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 sólo alcanza 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

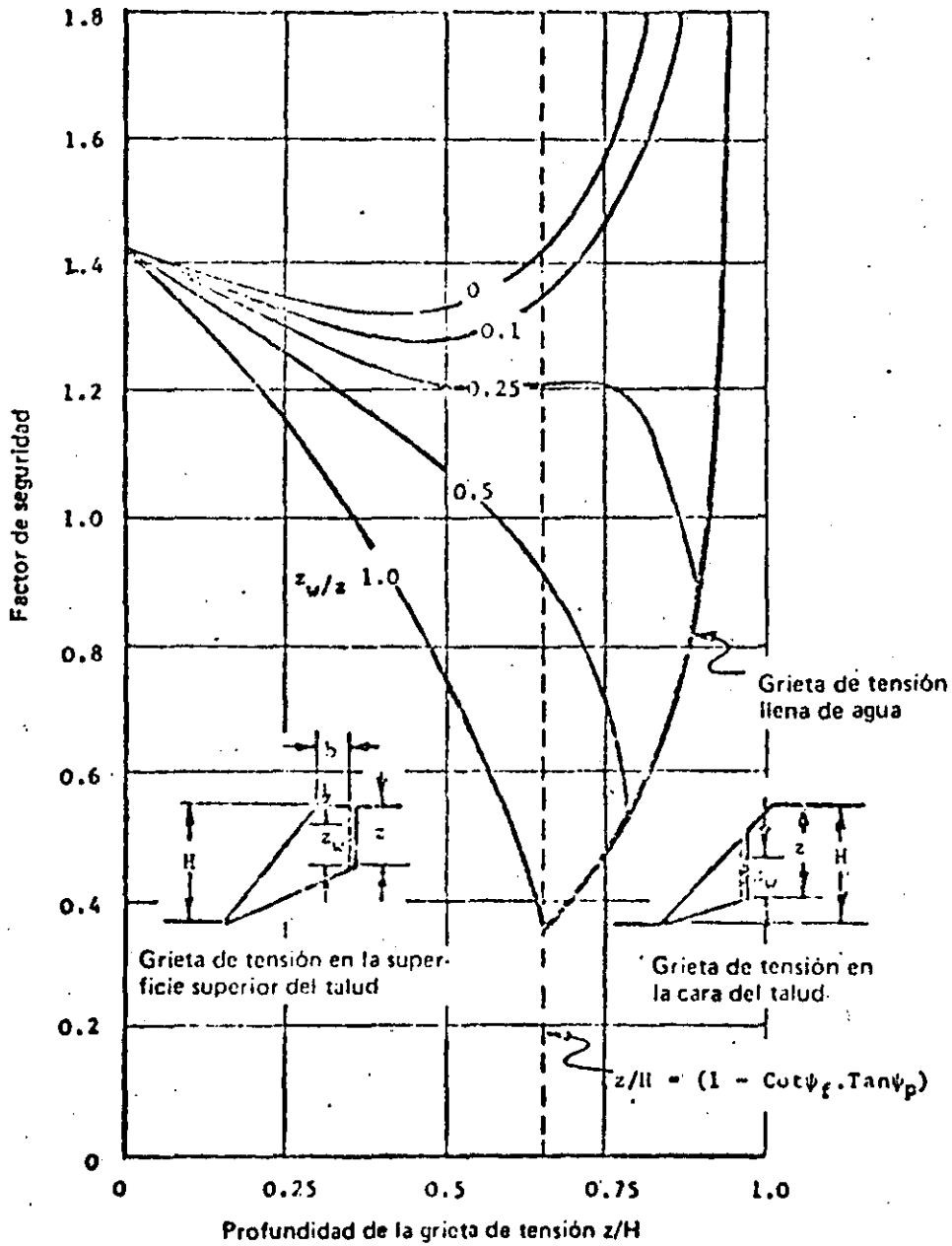


Figura 66: Influencia de la profundidad de la grieta de tensión y de la altura del agua en la grieta sobre el factor de seguridad de un talud; (La configuración geométrica y las propiedades de los materiales son como las del ejemplo de la página 240)

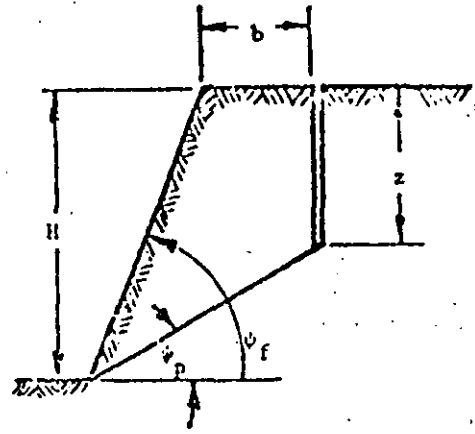
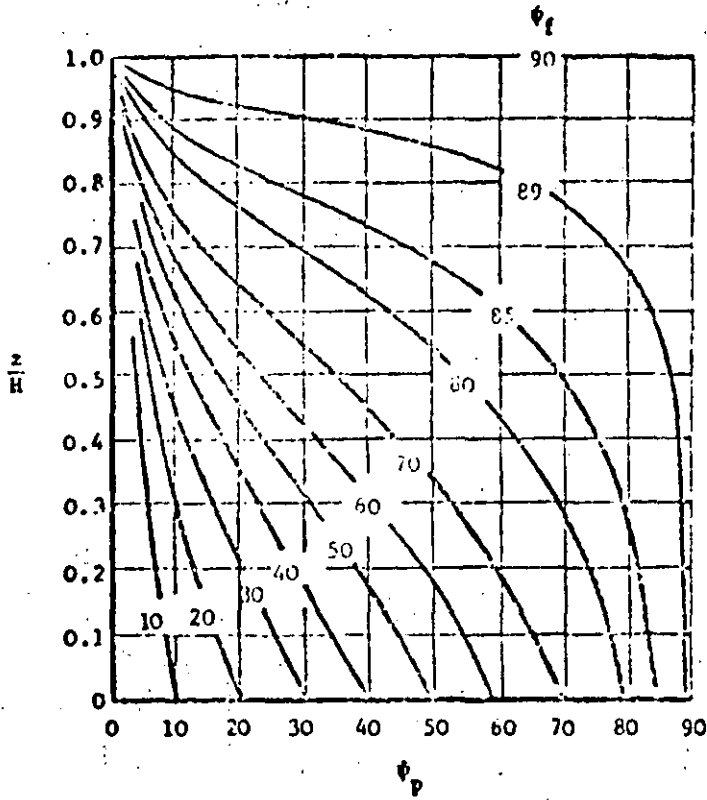
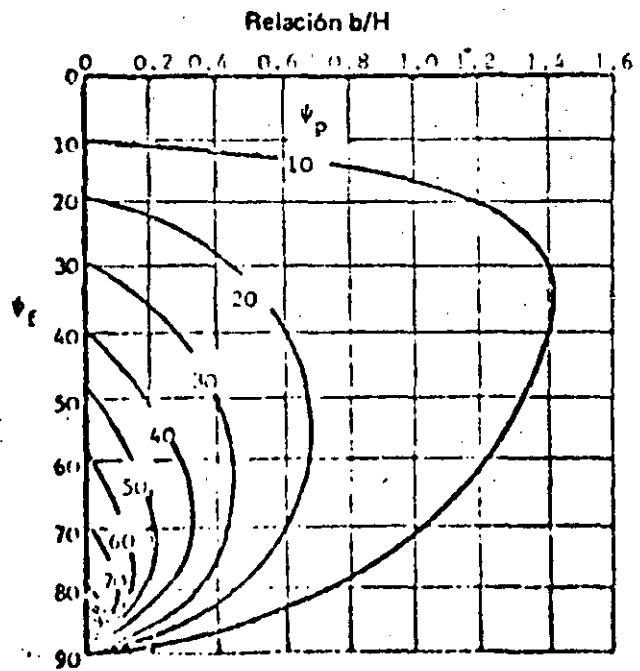


Figura 67a: Profundidad crítica de una grieta de tensión en un talud seco

Figura 67b: Ubicación crítica de una grieta de tensión en un talud seco



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?

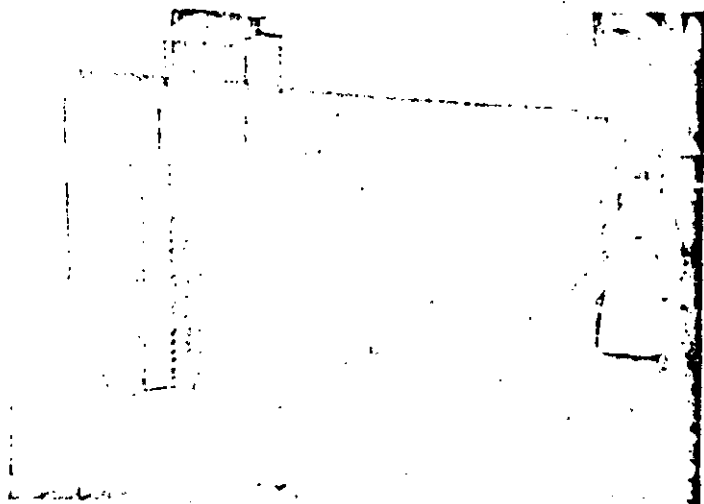


Figura 68: Modelo bidimensional utilizado por Barton (133) para estudiar una falla de talud en masas rocosas fisuradas

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)

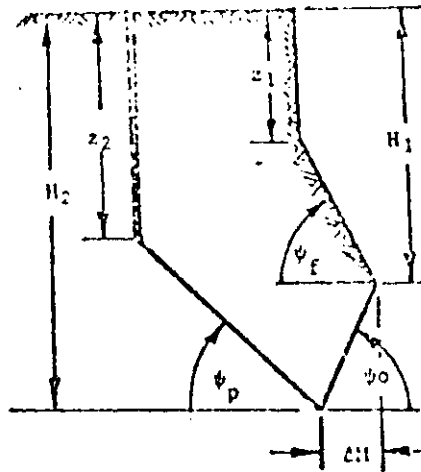
La presencia de agua en la grieta de tensión reducirá la inclinación del plano de falla hasta en un 10% y, debido a la incertidumbre asociada a esas superficies de falla, no se considera justificado incluir la complicación adicional que supone la influencia de las aguas subterráneas. En consecuencia, 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,

$$z_2 = \frac{c \cdot \cos\phi}{\gamma \cos\psi_p \cdot \text{Sen}(\psi_p - \phi)} \quad (53)$$

La inclinación crítica del plano de falla es:

$$\psi_p = \frac{1}{2} \left[\phi + \text{Arctan} \frac{H_2^2 - z_2^2}{(H_1^2 - z_1^2) \cot\psi_f - (H_1 + H_2) \Delta M} \right] \quad (54)$$

La aplicación de este análisis en un problema real se presenta al fi-
nal de este capítulo.

Refuerzo de un talud

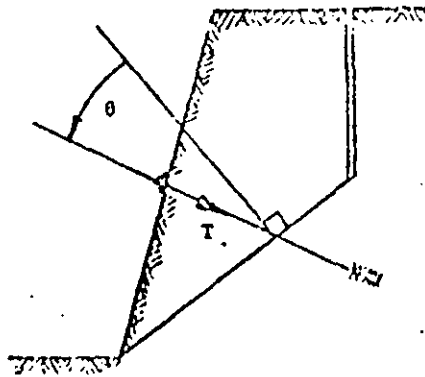
Cuando se ha establecido que un talud es inestable, se debe considerar
si es posible estabilizarlo mediante drenaje o aplicación de car-
gas externas. Las cargas pueden aplicarse instalando pernos de ancla-
je o cables en la masa rocosa más allá de la superficie de falla o
construyendo una berma con 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

$$F = \frac{cA + (W \cdot \cos\psi_p - U - V \cdot \text{Sen}\psi_p + T \cdot \cos\theta) \tan\phi}{W \cdot \text{Sen}\psi_p + V \cdot \cos\psi_p - T \cdot \text{Sen}\theta} \quad (55)$$

163

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

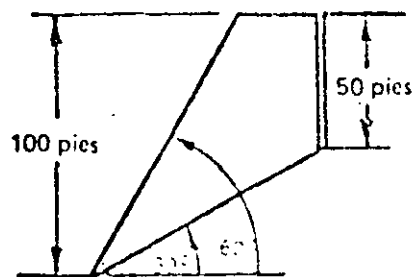
método utilizado para llevar a cabo los retroanálisis en taludes que presentaron fallas bidimensionales.

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:

$$c = \frac{\gamma H}{2P} [Q(1 - \text{Cot} \psi_p \cdot \text{Tan} \phi) + RS(\text{Cot} \psi_p + \text{Tan} \phi) + RP \cdot \text{Tan} \phi] \quad (57)$$



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

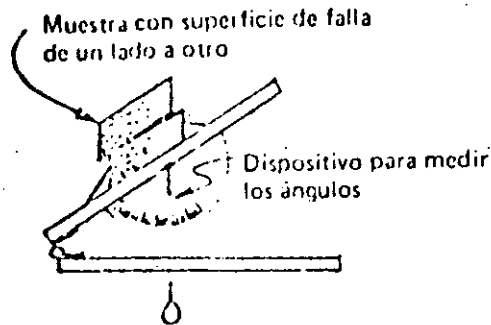
en la falla usando la ecuación 57 y la Figura 64, para las siguientes condiciones:

- 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 ladoado 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.

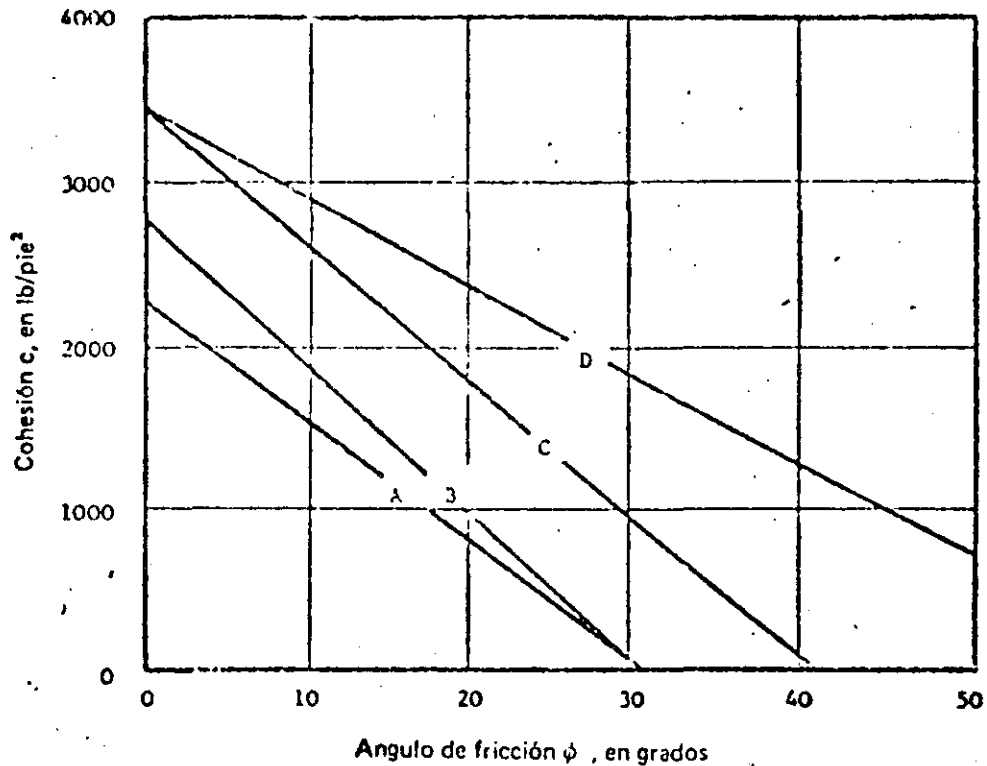


Figura 69: Angulo de fricción y cohesión relativa que intervienen en la falla según diversas condiciones consideradas en el ejemplo hipotético examinado en la página 260

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, Gyenge y Stubbins	134
2	Suelo		Whitman y Bailey	135
3	Porfirita fisurada	Río Tinto, España	Hock	80
4	Pared superior del cuerpo mineral	Grangesborg, Suecia	Hock*	136
5	Altura y ángulo máximos de taludes excavados - Ver la Figura 7			20
6	Planos de estratificación en caliza	Somerset, Inglaterra	Roberts y Hock	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

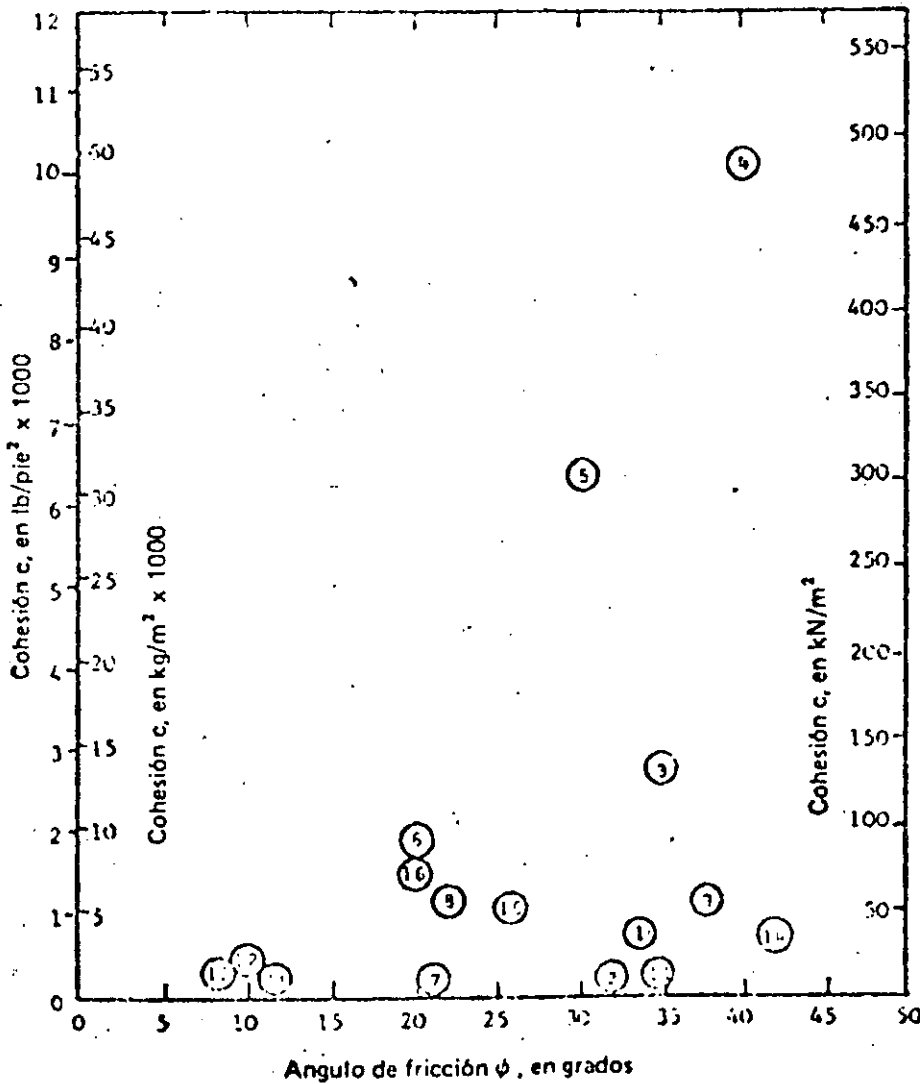
* Este punto representa la resistencia al corte que interviene en la falla de la pared colante de un cuerpo mineral, inducida por excavar el yacimiento, en Grangesborg, Suecia. Los valores fueron obtenidos por Hock como resultado de un retroanálisis de los datos publicados por Hall y Holt (17). Nótese 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.

Resistencia residual de es-
pejos de falla revestidos
con materiales con alto
contenido de minerales
arcillosos

Material alterado con par-
ticulas redondas débilmem-
te cementadas y apreciable
contenido de minerales
arcillosos

Suelo sin alterar y masas
rocosas fisuradas con con-
tenido relativamente esca-
so de minerales arcillosos

Masas rocosas o material
de desecho con bloques y
particulas entrelazadas, an-
gulares, duras y limpias



Masas rocosas duras sin
alterar y sin patrones es-
tructurales mayores con
echado hacia el talud

Masas rocosas duras sin al-
terar, carentes de estructu-
ras que pasen totalmente
de un lado a otro, con
echado hacia el talud

Masas rocosas suaves, fisu-
radas, sin alterar, con unas
cuantas estructuras con
echado hacia el talud

Masas rocosas suaves o ro-
ca dura, fisurada y alte-
rada por voladuras o car-
gas excesivas

Roca suave intemperizada
o discontinuidades en roca
dura

Arcilla, suelo y arena

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 corte 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:

$$H = \frac{2c.P}{\gamma Q (F - \text{Cot} \psi_p \cdot \text{Tan} \phi)} \quad (58)$$

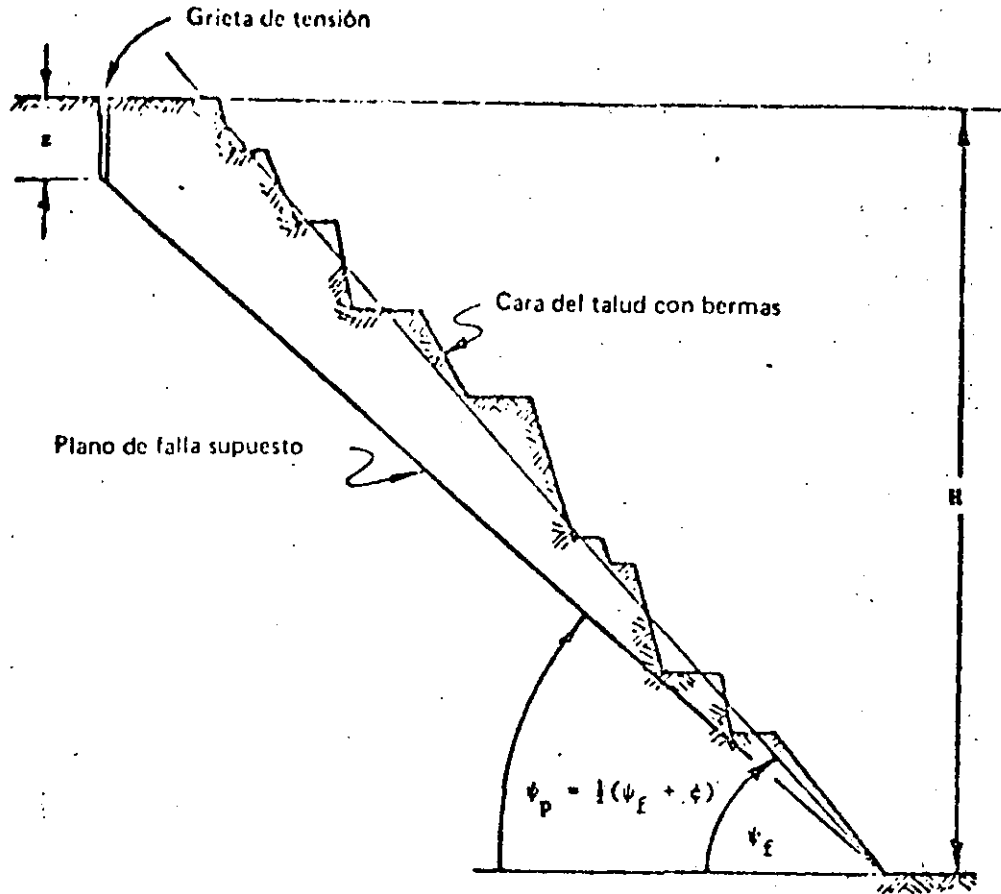


Figura 70: Corte de un talud típico en porfirita en la mina a cielo abierto Atalaya, en Río Tinto, España

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	$3.14c/F - 0.913$

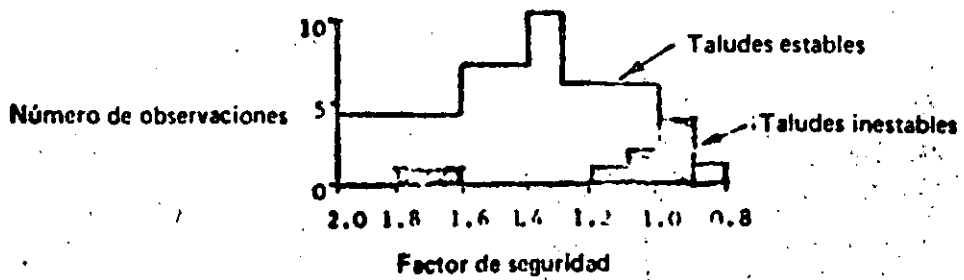
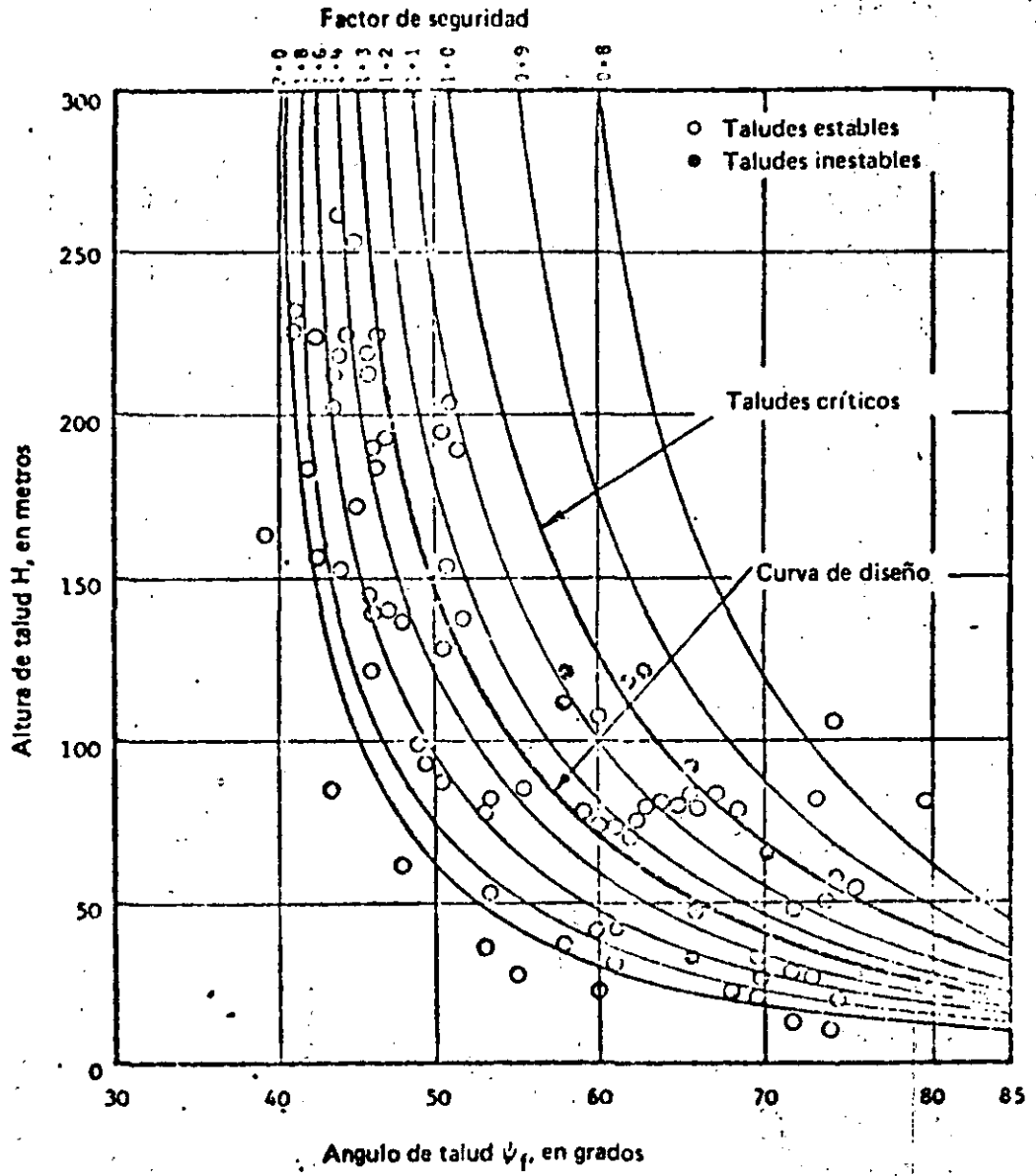


Figura 71: Relación entre alturas y ángulos de talud para los taludes en porfirita del área de Río Tinto, España

El problema ahora consistía en hallar un valor para la cohesión c que fuera el mejor para una curva límite ($F = 1$), que pasa a través, de los puntos de altura/ángulo de los taludes inestables. Los dos puntos en $\psi_f = 61^\circ$ y 66° y $H = 40$ m y 35 m, respectivamente, se ignoraron en este ajuste de curva pues ambos se identificaron como fallas individuales de berma sobre discontinuidades que pasan totalmente de un lado a otro y que, por consiguiente, no pertenece a la misma familia a la que corresponden los otros taludes.

Tras varios tanteos se vió que el mejor ajuste para la curva $F = 1$, dentro de los siete puntos de fallas que se muestran en la Figura 71, era dado por la resistencia cohesiva $c = 14000 \text{ kg/m}^2$ (1.4 kg/cm^2 o 20 lb/pulg^2 para aquellos ingenieros habituados a trabajar con unidades menores)*.

La sustitución de este valor c en las relaciones para H que aparecen en la tabla de la página 269 (para diferentes factores de seguridad) da las curvas que se trazaron en la Figura 71. Si se cuenta el número de puntos que caen entre los incrementos del factor de seguridad, es posible construir el histograma reproducido en la parte inferior de la Figura 71. Este histograma confirma que los siete taludes inestables se encuentran apretadamente reunidos en torno de un factor de seguridad $F = 1$, mientras que los taludes estables muestran un pico entre 1.3 y 1.4.

* En un primer análisis de este problema, publicado por Hoek (80), se halló una resistencia cohesiva de 10000 kg/m^2 mediante el uso de gráficas de diseño aproximadas. Estas gráficas fueron finalmente descartadas en favor de métodos más precisos de análisis, como los que se presentan en este capítulo, pero las conclusiones del análisis original de Río Tinto son idénticas a las que se exponen aquí.

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-

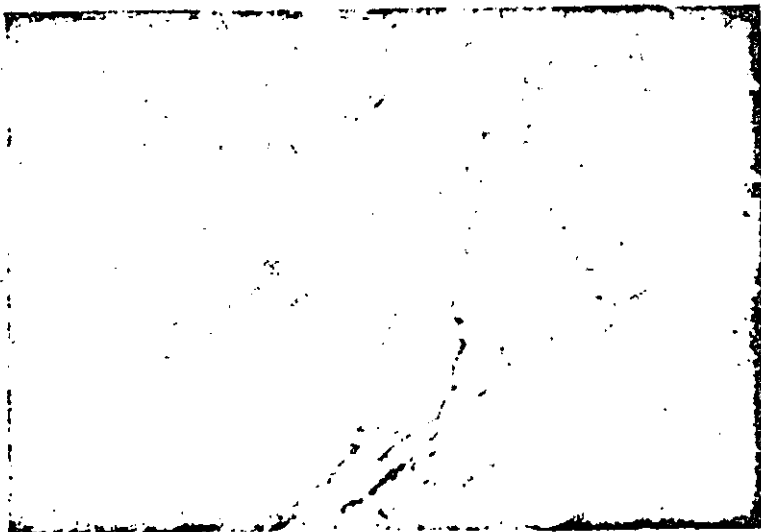


Figura 72: Generalmente las pequeñas fallas en las bermas de las minas a cielo abierto no son importantes, a menos que destruyan los caminos de arrastre

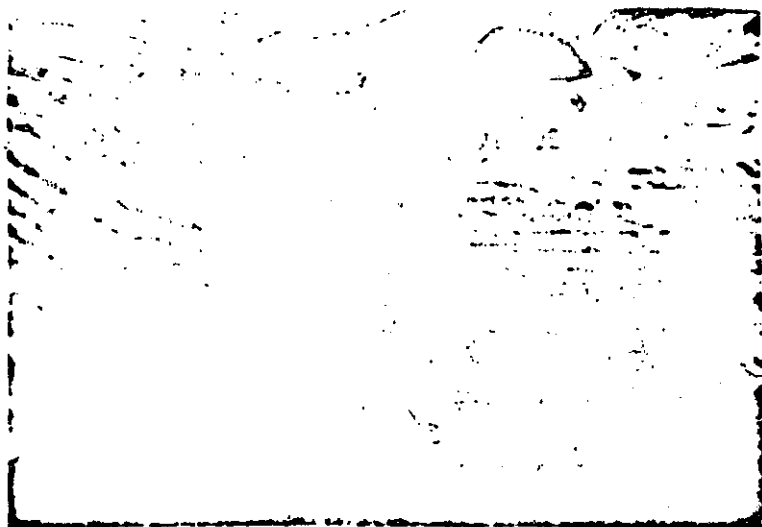


Figura 73: Al diseñador de excavaciones a cielo abierto le preocupa sobre todo minimizar el riesgo de falla global de los taludes en roca (Fotografía de

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.

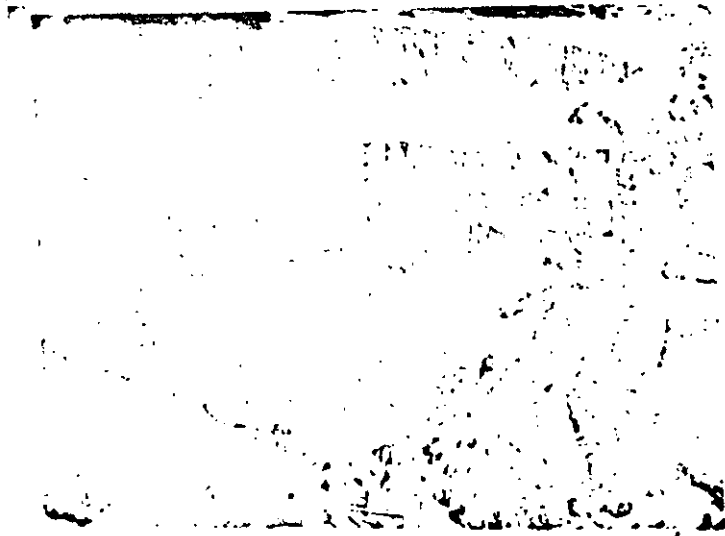


Figura 74: Fotografía aérea de la cantera de calizas Batts Combe, en Somerset, Inglaterra, perteneciente a Amalgamated Roadstone Co., donde se aprecian los detalles de la falla de talud de 1968 (Roberts y Hoek 138)

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/pie³ (160 lb/pie³) y una densidad del agua de 0.031 ton/pie³ (62.4 lb/pie³):

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° ± 5°. Esta gama de ángulos de fricción y las resistencias cohesivas asociadas con ellos, que pueden verse en la Figura

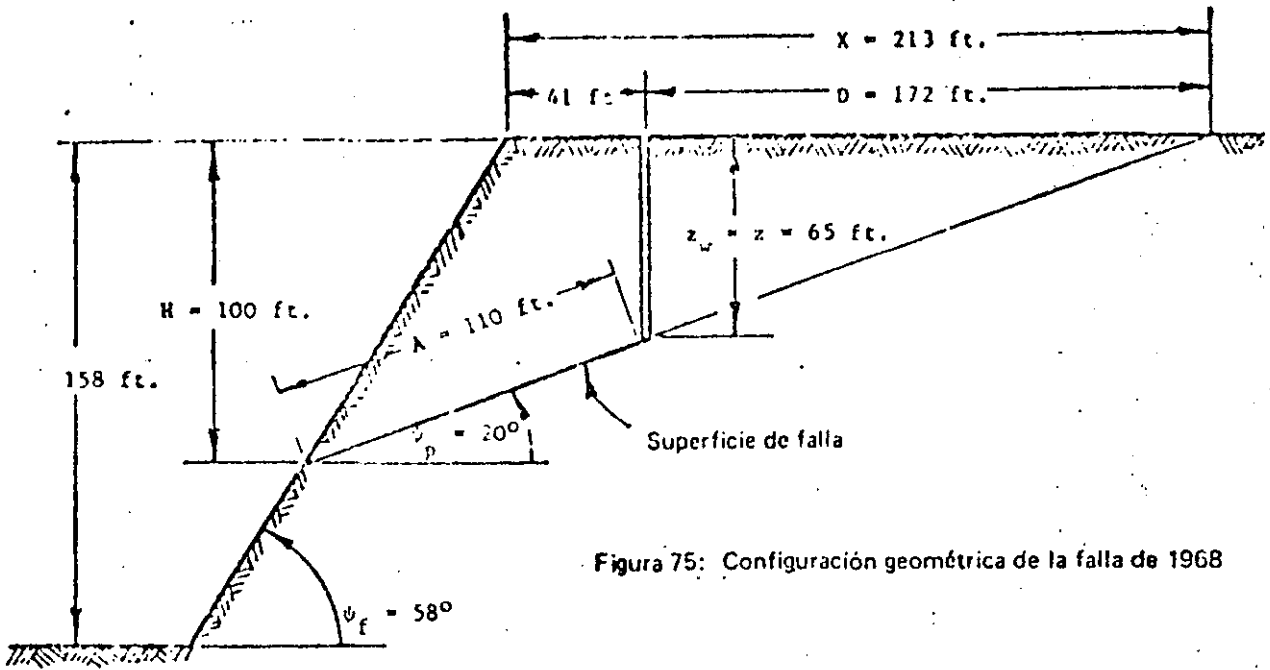
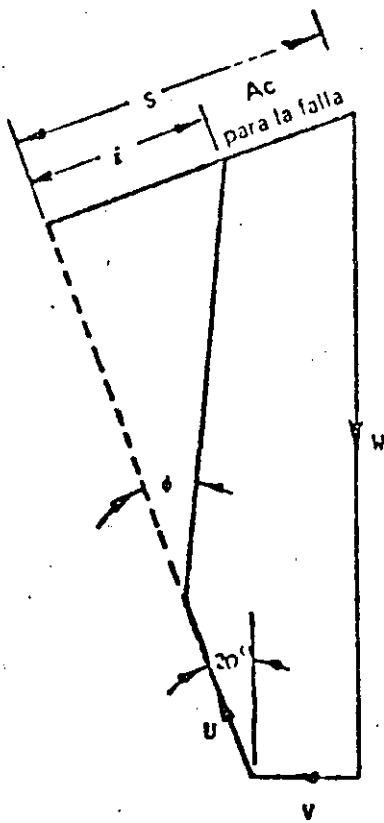
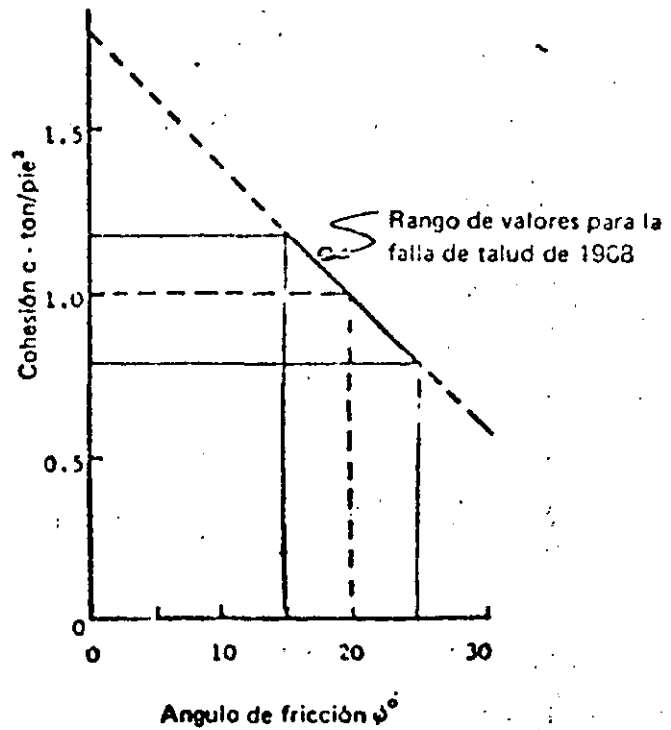


Figura 75: Configuración geométrica de la falla de 1968



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

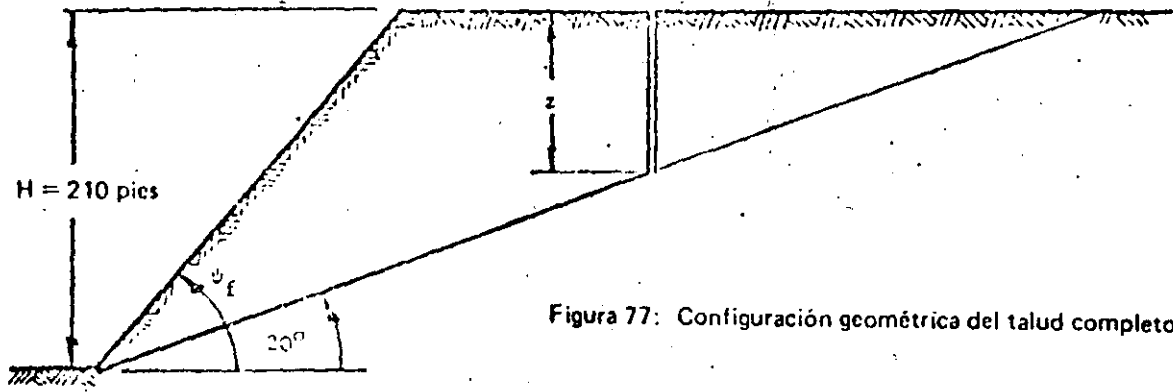
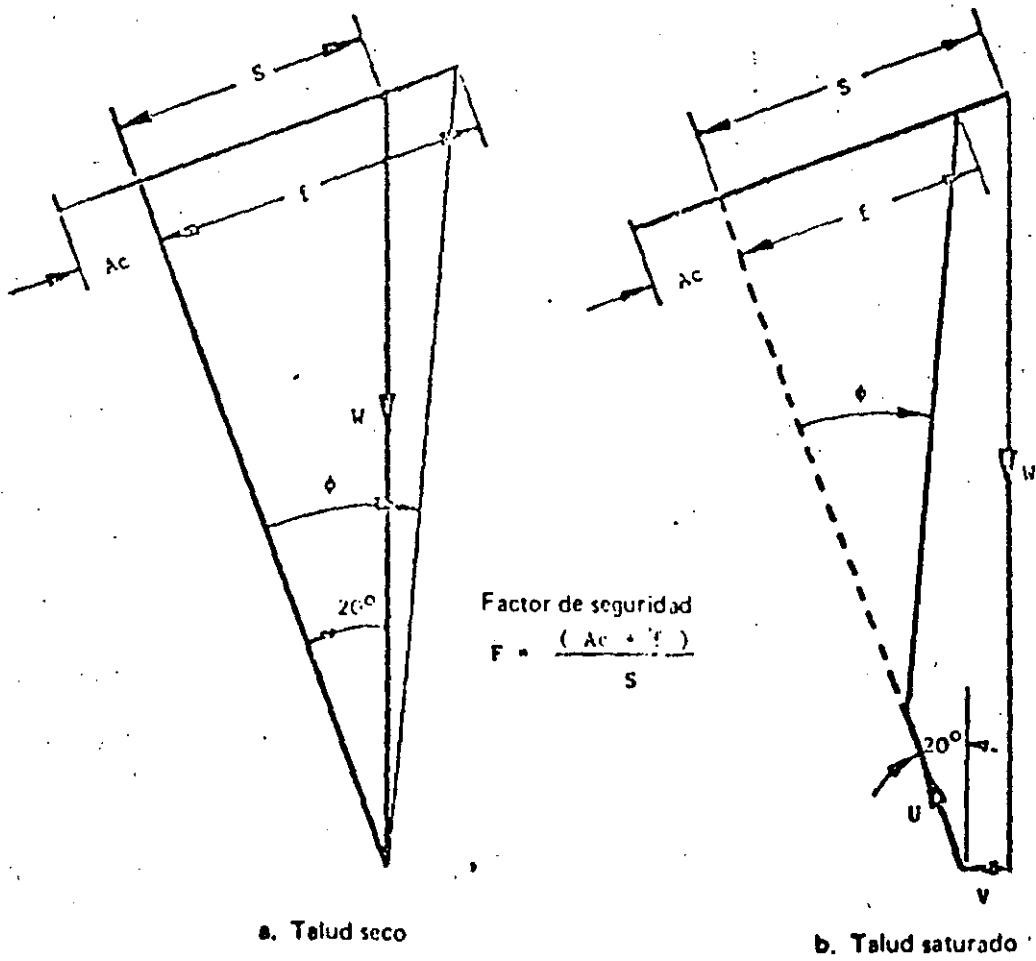


Figura 77: Configuración geométrica del talud completo



a. Talud seco

b. Talud saturado

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*.

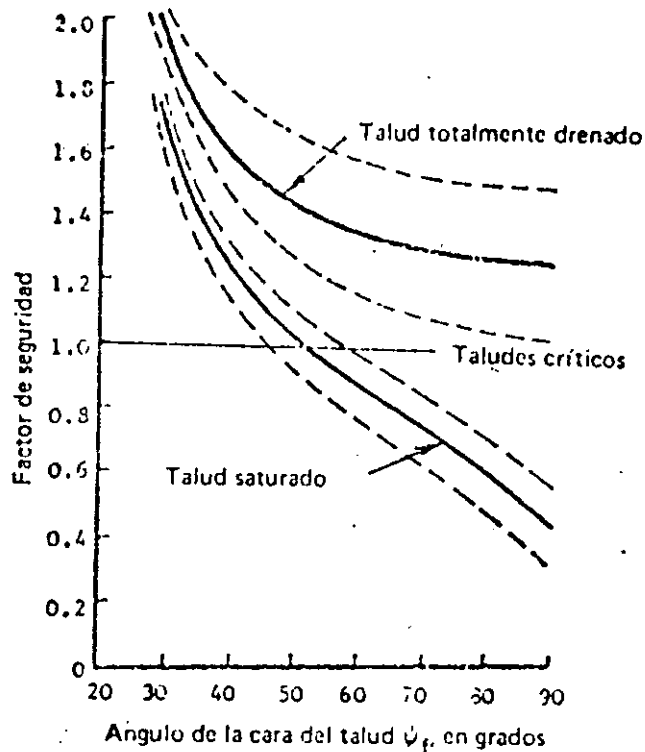


Figura 79: Factor de seguridad para taludes secos y saturados con diferentes ángulos para la cara del talud

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.

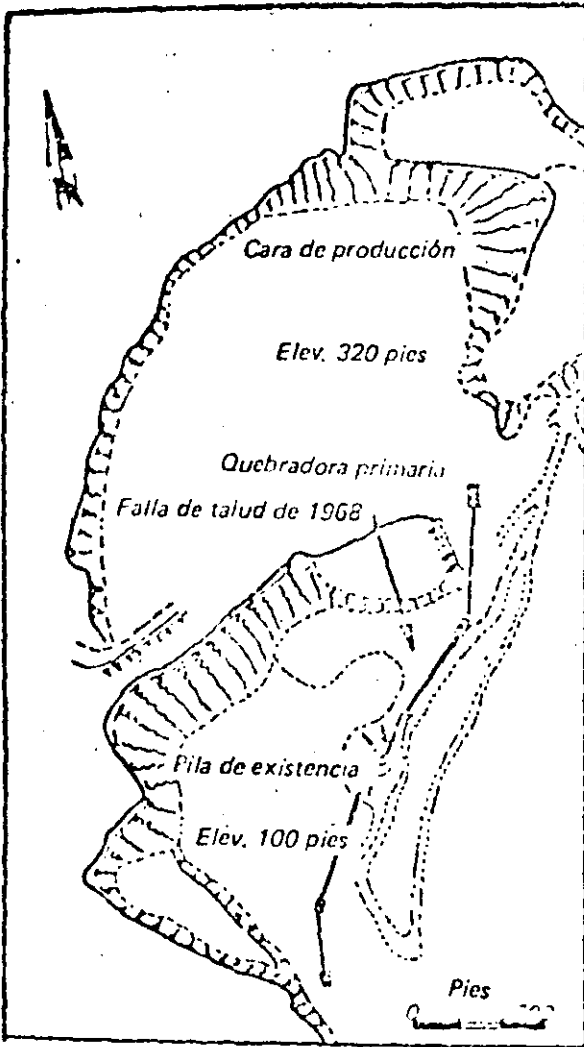
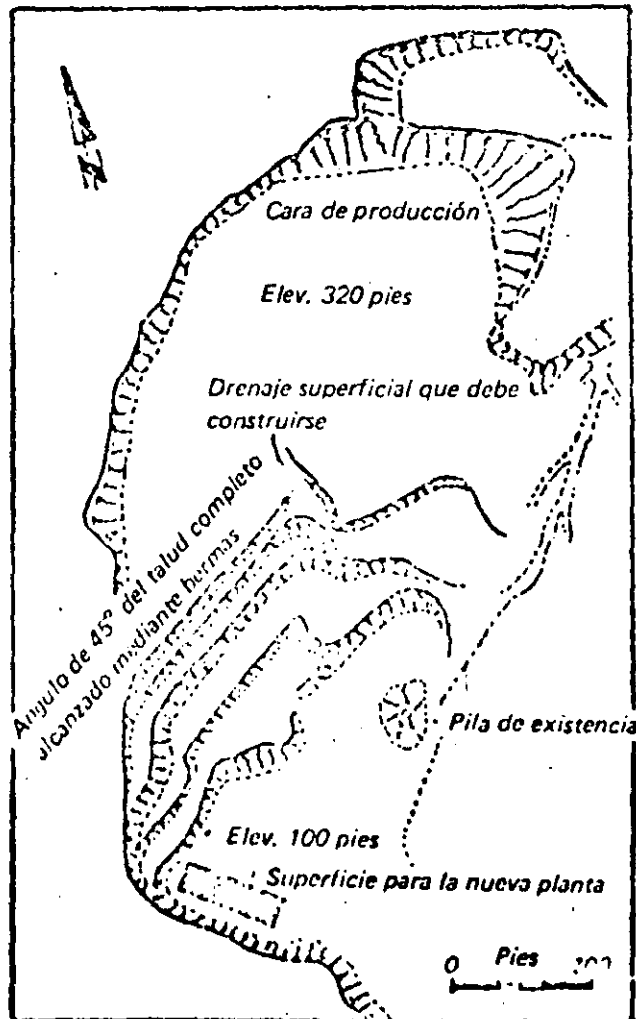


Figura 80a:
Plano de la cantera Batts Combe en 1970; muestra la ubicación de la falla de talud de 1968, que destruyó parte del sistema transportador (véase la Figura 74)

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° .

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 de 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

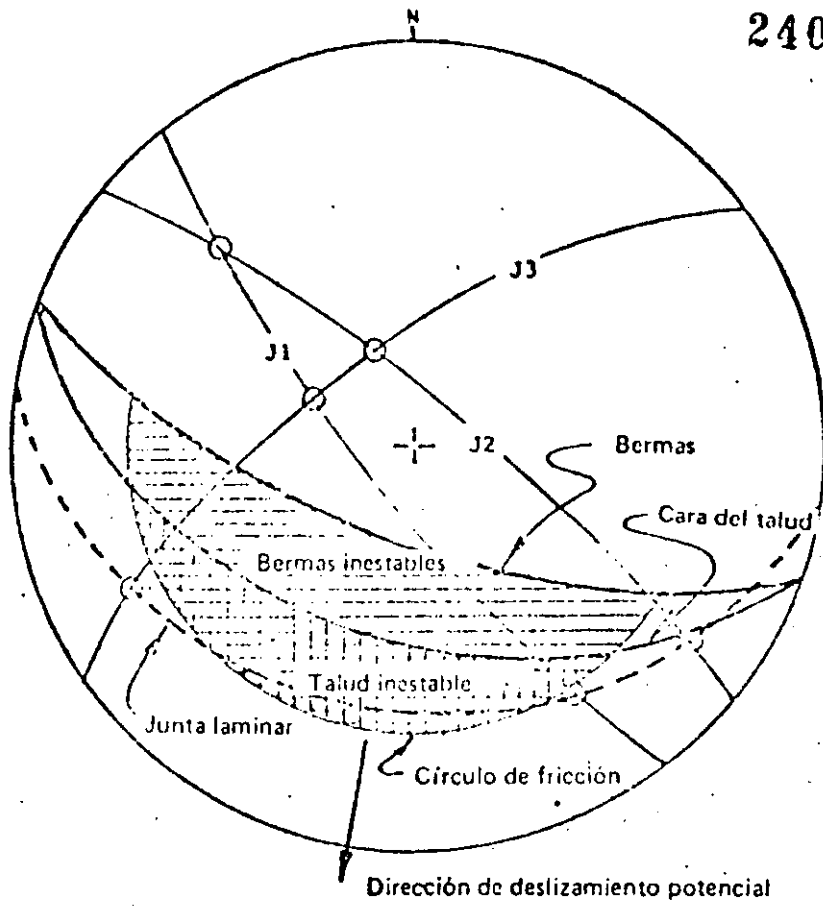


Figura 81: Estereodiagrama de los datos geométricos y geológicos para el ejemplo número 3

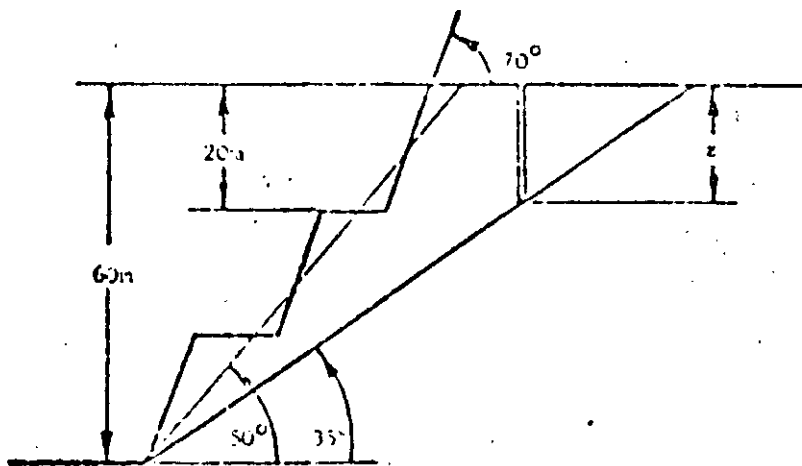


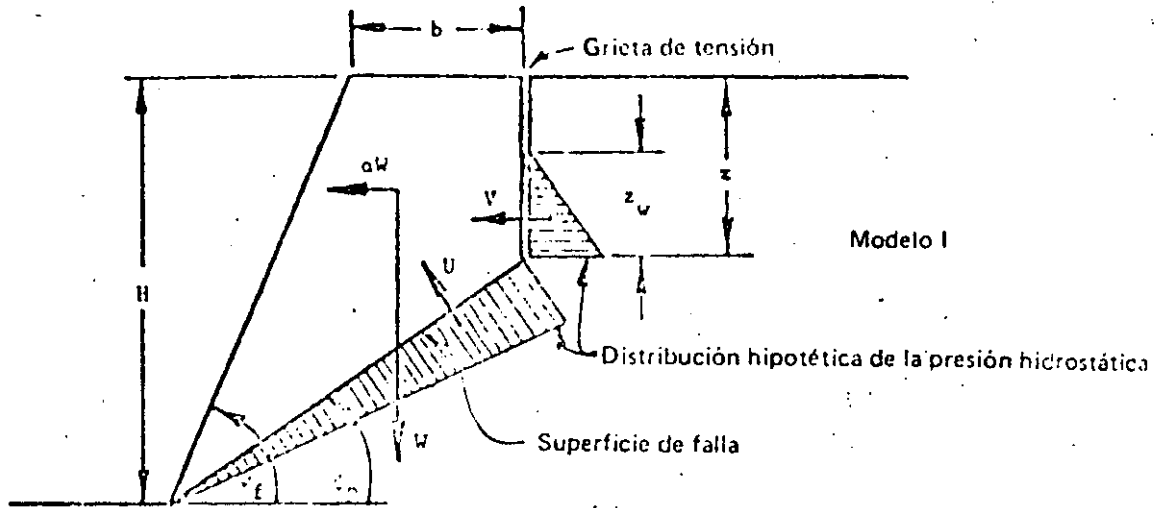
Figura 82: Configuración geométrica supuesta para el análisis bidimensional del talud definido en el ejemplo de la página 284

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



$$P = \frac{cA + (W(\cos\psi_p - a\sin\psi_p) - U - V\sin\psi_p)\tan\phi}{W(\sin\psi_p + a\cos\psi_p) + V\cos\psi_p} \quad (59)$$

donde

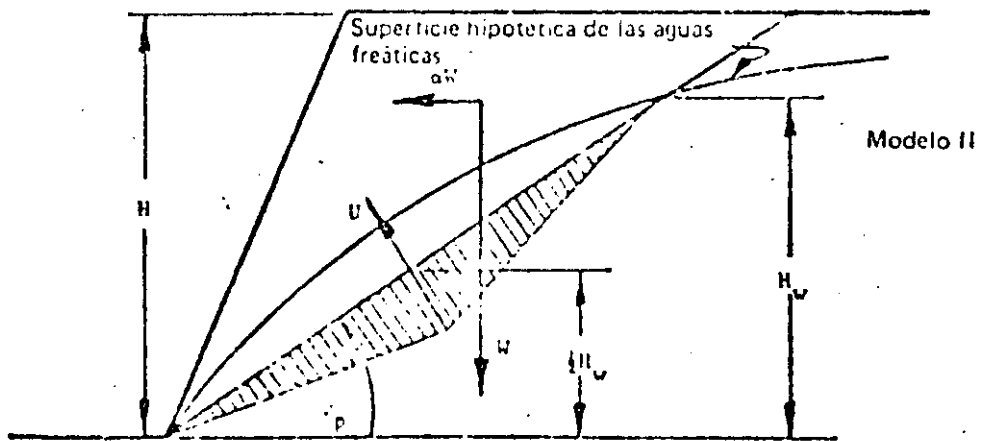
$$z = H(1 - \sqrt{\cot\psi_f \cdot \tan\psi_p}) \quad (48)$$

$$A = (H - z) \operatorname{Cosec}\psi_p \quad (33)$$

$$V = \frac{1}{2} \gamma H^2 ((1 - (z/H)^2) \cot\psi_p - \cot\psi_f) \quad (36)$$

$$U = \frac{1}{2} \gamma_w z_w A \quad (34)$$

$$V = \frac{1}{2} \gamma_w z_w^2 \quad (35)$$



$$P = \frac{cA + (W(\cos\psi_p - a\sin\psi_p) - U)\tan\phi}{W(\sin\psi_p + a\cos\psi_p)} \quad (60)$$

donde

$$U = \frac{1}{2} \gamma_w H_w^2 \operatorname{Cosec}\psi_p \quad (61)$$

Figura B3: 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	$\psi_f = 50^\circ$
Angulo de cara de la berma	$\psi_f = 70^\circ$
Altura de la berma	H = 20m
Angulo del plano de falla	$\psi_p = 35^\circ$
Densidad de la roca	$\gamma = 2.6 \text{ ton/m}^3$
Densidad del agua	$\gamma_w = 1.0 \text{ ton/m}^3$
Aceleración sísmica	$\alpha = 0.08g$

Al sustituir estos valores en las ecuaciones 59 y 60:

Talud completo, Modelo I

$$F = \frac{80.2c + (1850 - 40.1z_w - 0.287z_w^2) \text{Tan } \phi}{1529 + 0.410z_w^2} \quad (62)$$

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

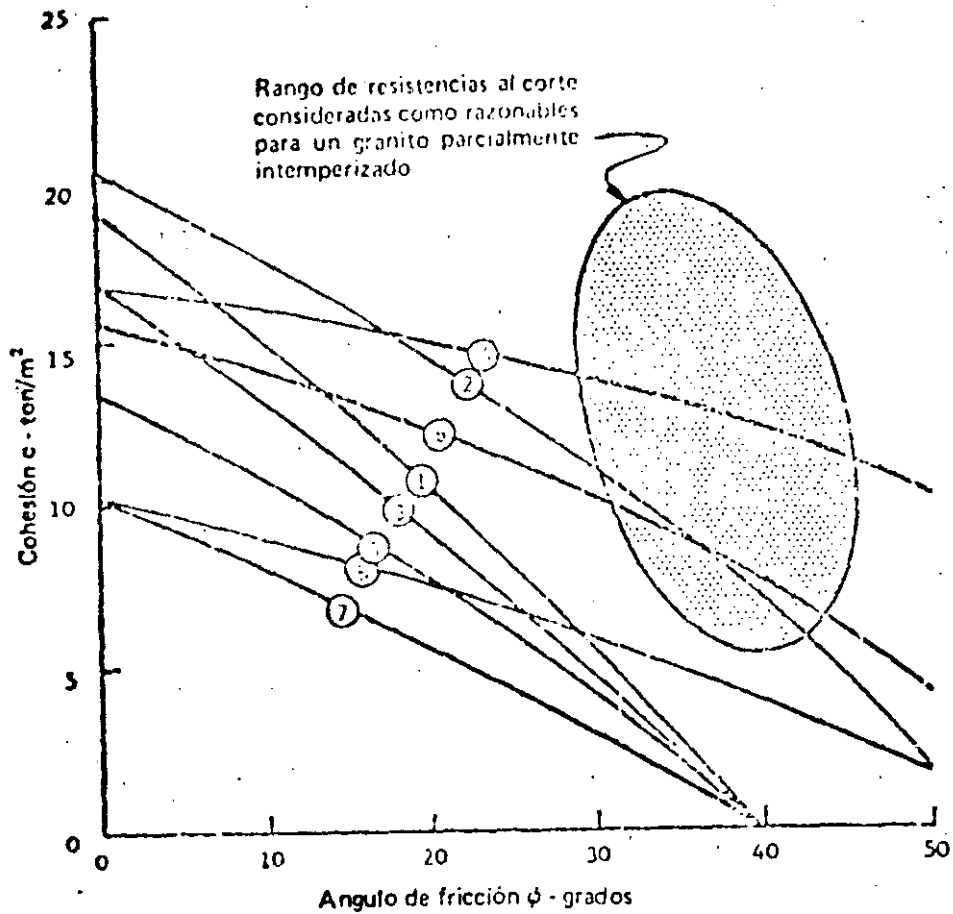


Figura 84: Resistencia al corte provocada por la falla del talud del ejemplo práctico número 3

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/m^2 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

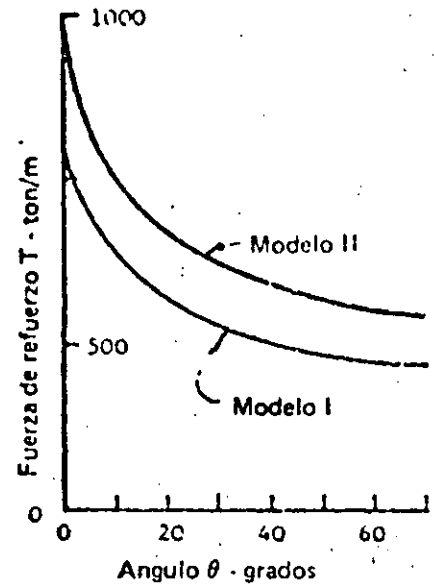
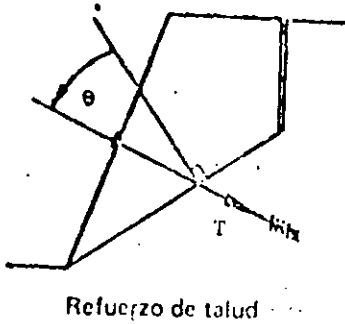
$$F = \frac{cA + [W(\text{Cos}\psi_p - \alpha \text{Sen}\psi_p) - U - V \text{Sen}\psi_p + T \text{Cos}\theta] \text{Tan}\phi}{W(\text{Sen}\psi_p + \alpha \text{Cos}\psi_p) + V \text{Cos}\psi_p - T \text{Sen}\theta} \quad (66)$$

Modelo II

$$F = \frac{cA + [W(\text{Cos}\psi_p - \alpha \text{Sen}\psi_p) - U + T \text{Cos}\theta] \text{Tan}\phi}{W(\text{Sen}\psi_p + \alpha \text{Cos}\psi_p) - T \text{Sen}\theta} \quad (67)$$

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 ($H = 60$ m, $\psi_f = 50^\circ$, $z_w/z = 1$, $H_w = 60$ 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 anclás se instalen horizontalmente, esto 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

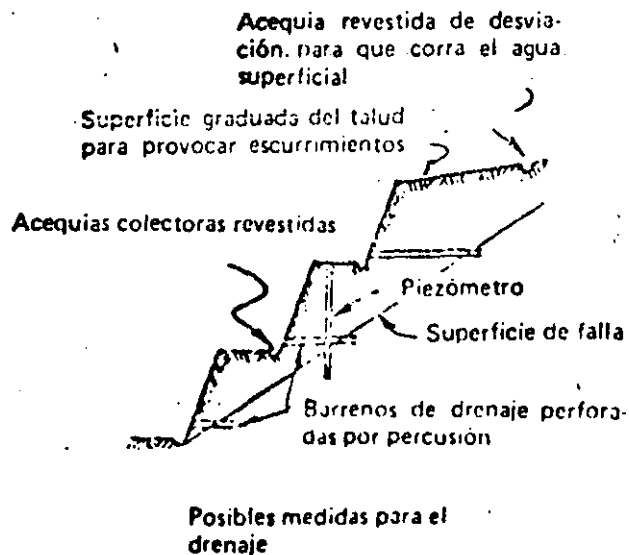
pena quitar el resto y, por consiguiente, lo que resta del problema. Obviamente una solución así sería muy cara, aunque cabe admitir que tiene el mérito de resolver permanentemente el problema.

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 inclinación. 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 . Aunque son muchos los argumentos de índole práctica que se pueden ofrecer para demostrar que este comportamiento extremo es sumamente improbable, el ejemplo ilustra de todos modos el peligro de que sobrevenga una alteración indiscriminada de la configuración geométrica del talud sin que se hayan previsto sus consecuencias. La conclusión práctica es que, si el Modelo II de la Figura 83 es representativo de las condiciones que existen en el talud real, reducir la pendiente parcialmente 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:

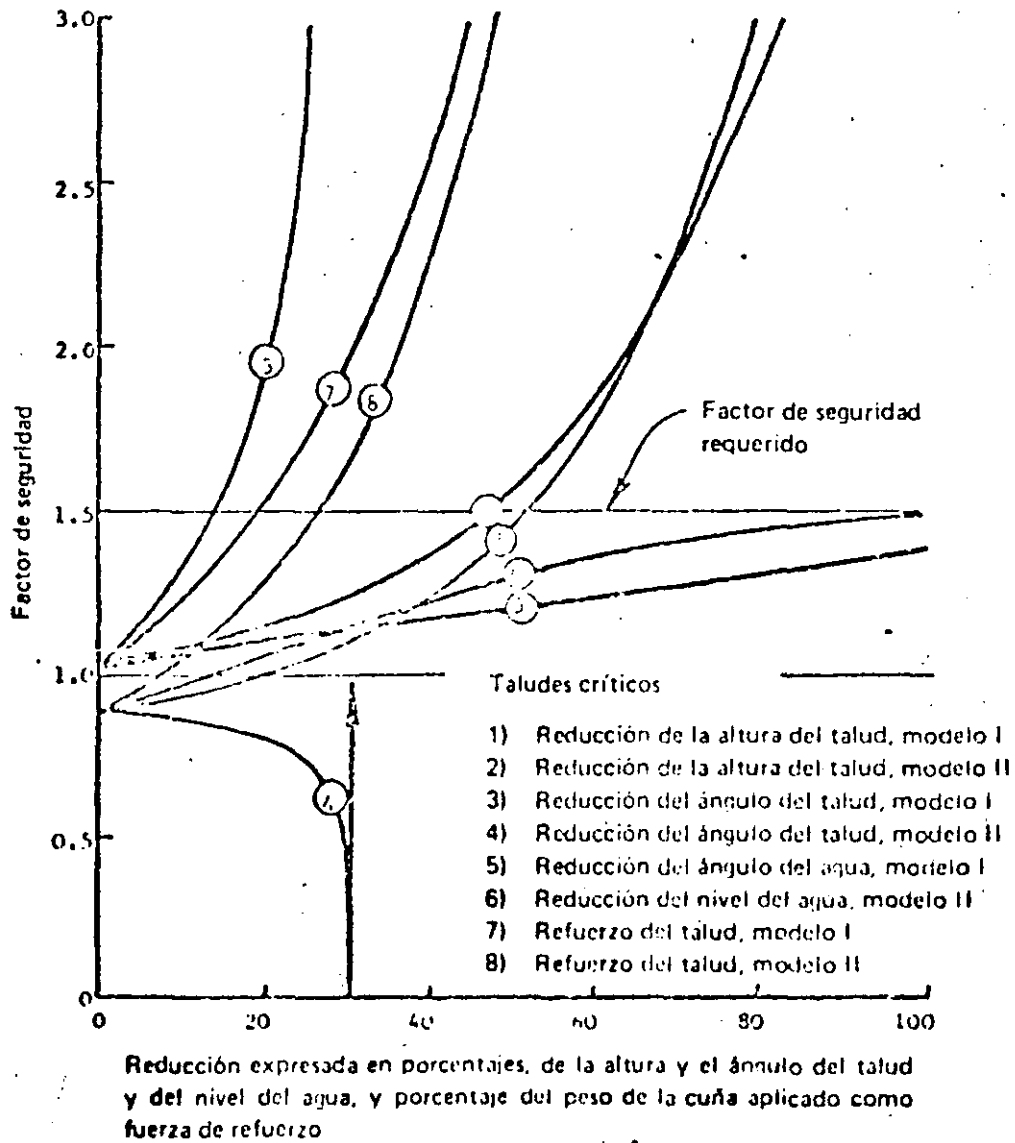


Figura 85: Comparación de distintos métodos para incrementar la estabilidad del talud del ejemplo 3

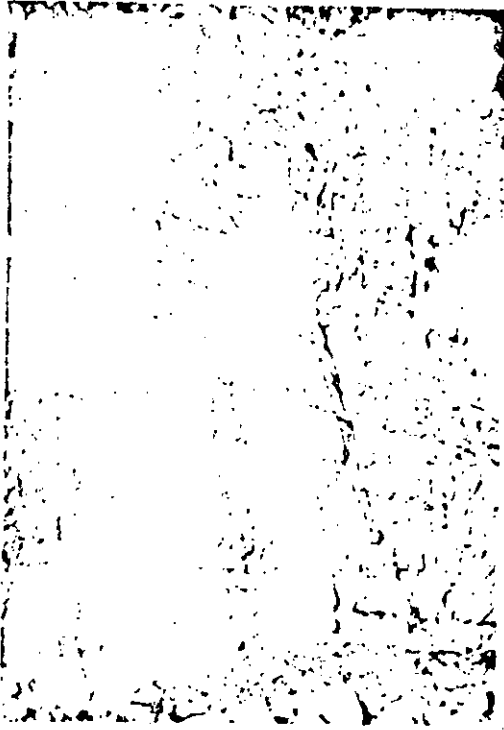
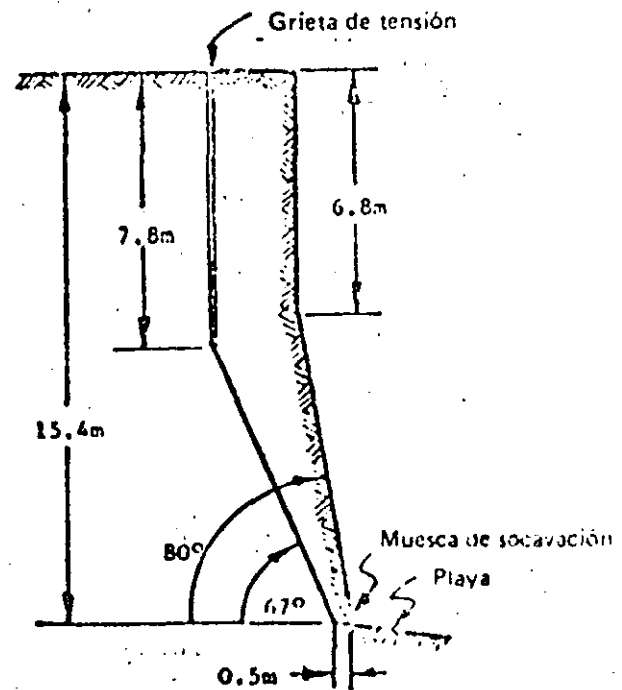


Figura 86:
Falla de cantil de caliza creta en la Bahía de Joss, Isla de Thanet, Inglaterra (Fotografía reproducida con permiso del Dr. J.N. Hutchinson, Colegio Imperial, Londres)

Figura 87:
Corte transversal de la falla del cantil de creta de la Bahía de Joss



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:

$$\Delta M = \frac{(H^2 - z_1^2) \cot \phi_F}{2H} - \frac{H^2 - z_2^2}{2H \tan (2\psi_p - \phi)} \quad (70)$$

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.

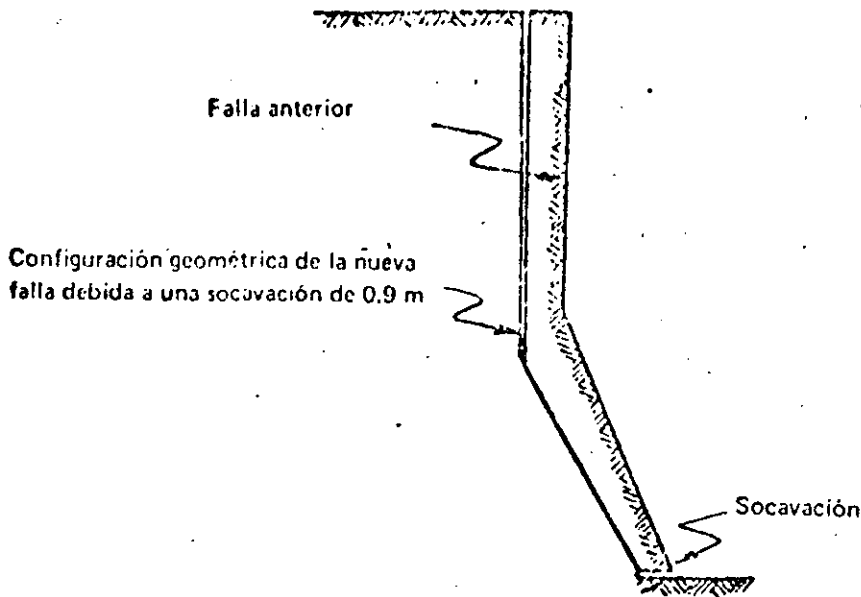
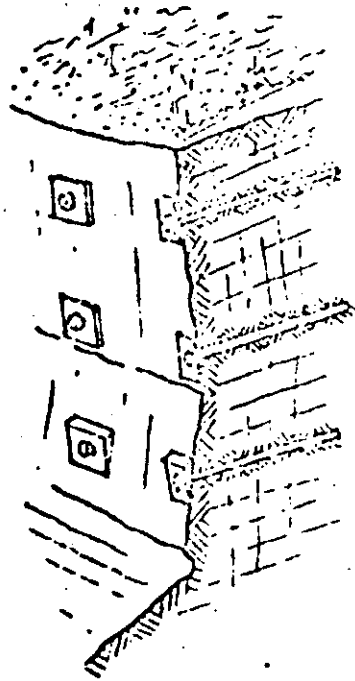


Figura 90: Configuración geométrica prevista para la nueva falla en el cantil provocada por la socavación

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 pa

Selección de referencias sobre fallas planas.

132. HAY, 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. EASTON, H.R. A model study of the behaviour of steep excavated slopes. Tesis doctoral, *Universidad de Londres (Imperial College)*, 1971
134. COATES, D.F., GOYENGE, N. 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, W.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. Stabilitet 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 Frontiers for Stability in Open Pit Mining*, Ed. Brawner, C.D. and Milligan, V. American Inst. Min. Engrs. Nueva York, 1972. p 239-256
139. SHENFTON, A.W. y MITCHINSON, 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 Pine 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 2154, 1942. p 723
145. FLEMING, R.W., STENCER, G.S. y BANKS, D.C. Empirical study of the behaviour of clay shale slopes. *US Army Nuclear Cratering Group Technical Report No. 15*, 1970

146. HUTCHINSON, J.N. Field and Laboratory studies of a fall in upper chalk cliffs at Joss Bay, Isle of Thanet. *Proc. Rugeley 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

TEMA 7
ESQUEMAS GENERALES
- OBRAS HIDRAULICAS -

M. EN I. FELIPE ARREGUIN CORTES

OCTUBRE, 1985



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 excesencias). 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 parateaguas.

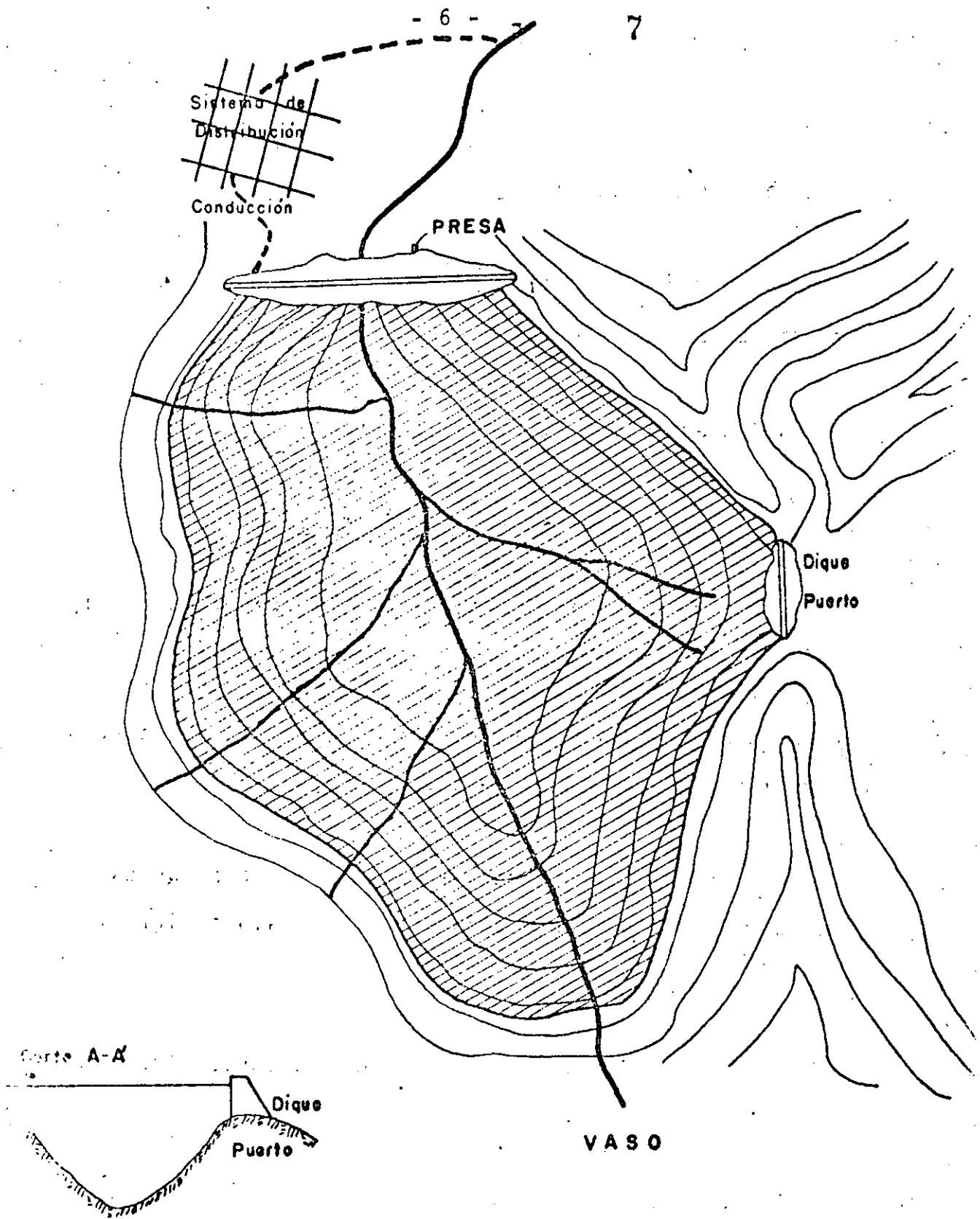


Fig I.1 Elementos de un aprovechamiento hidráulico superficial y algunas estructuras de presas.

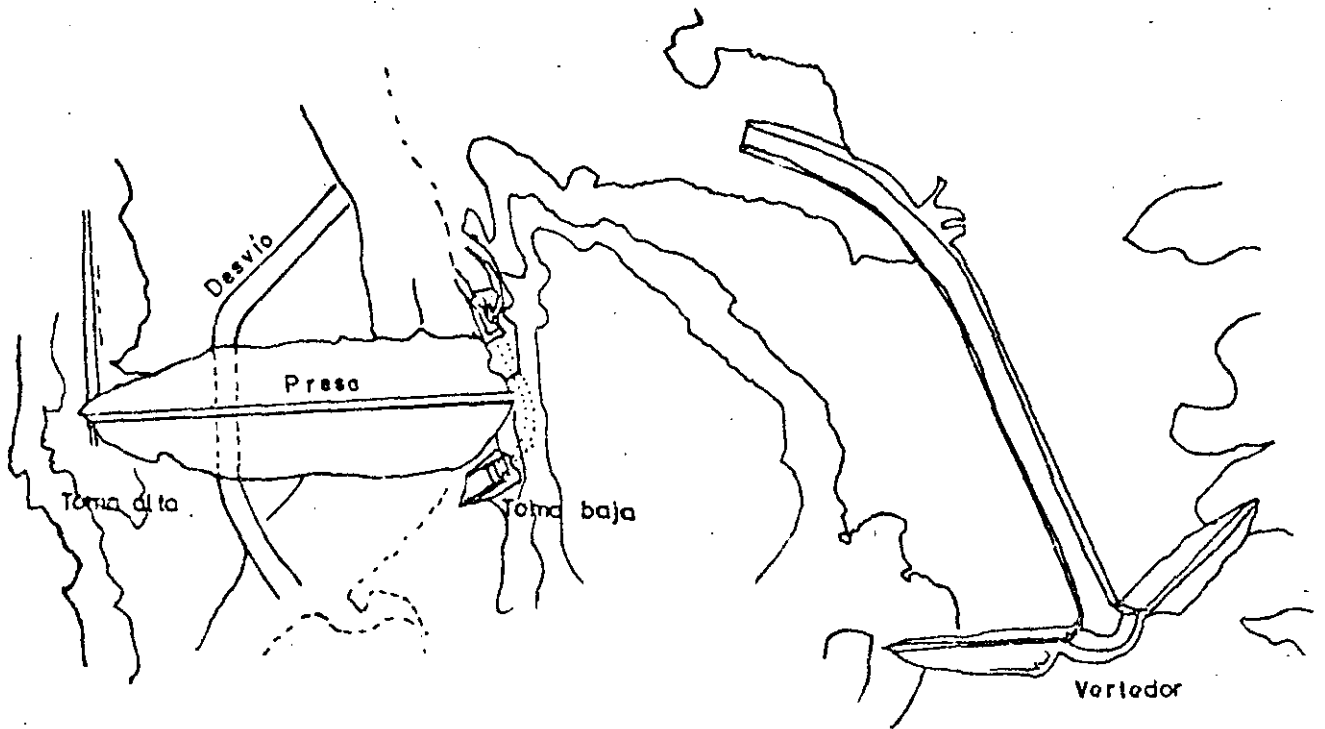


Fig 1.2 Estructuras auxiliares de una presa

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.

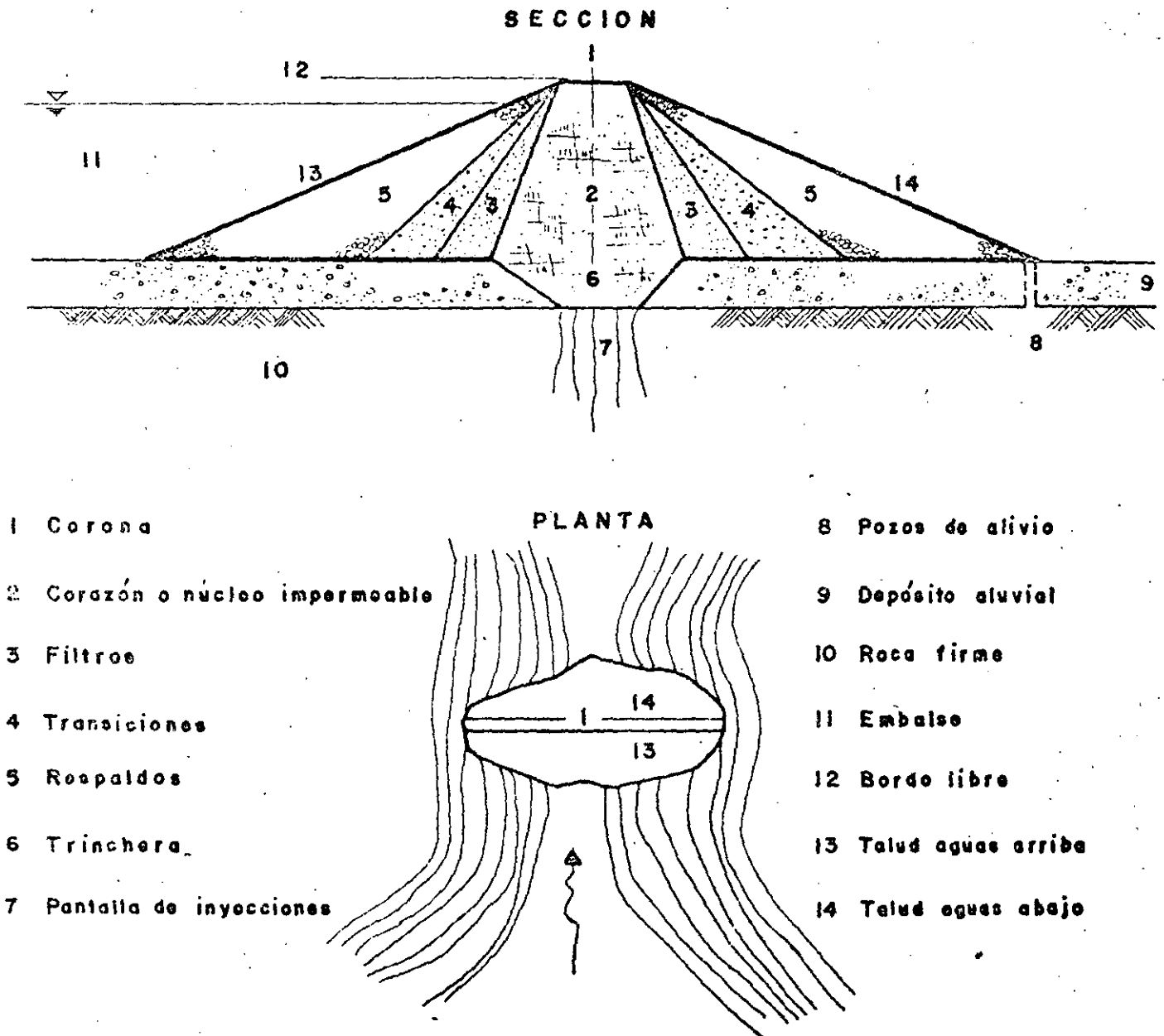


Fig I.3 Presa de materiales graduados, tomada de la referencia (1).

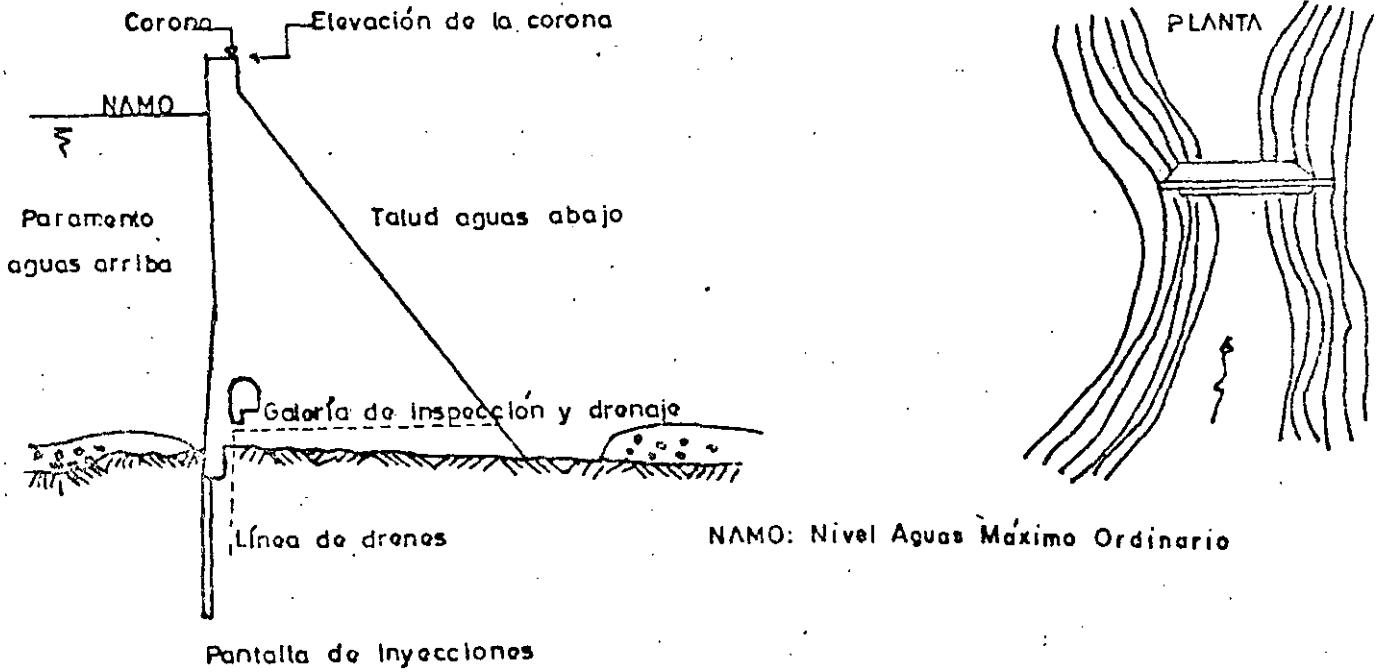


Fig 1.4 Presa de gravedad

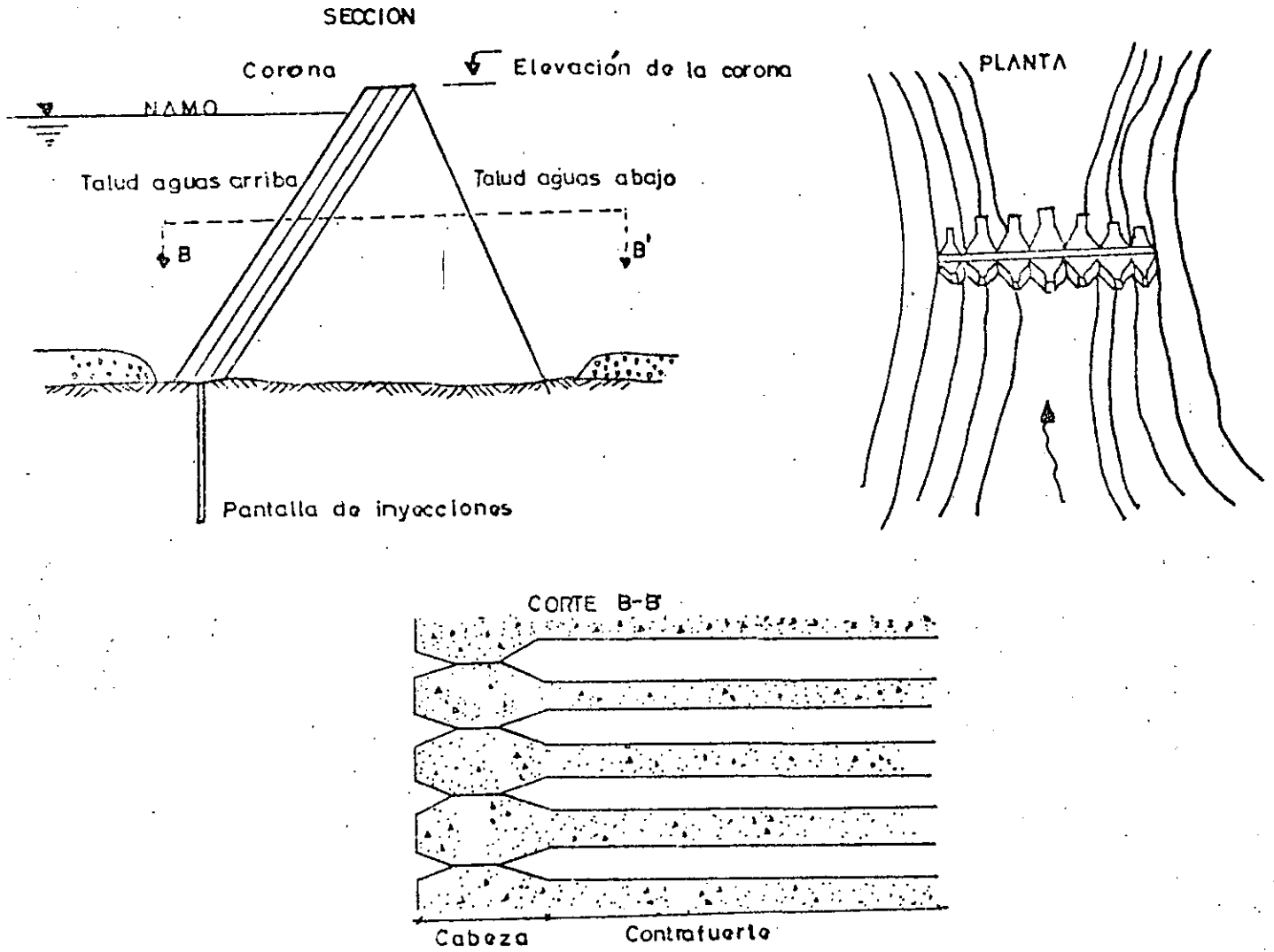


Fig 1.5 Presa de contrafuertes

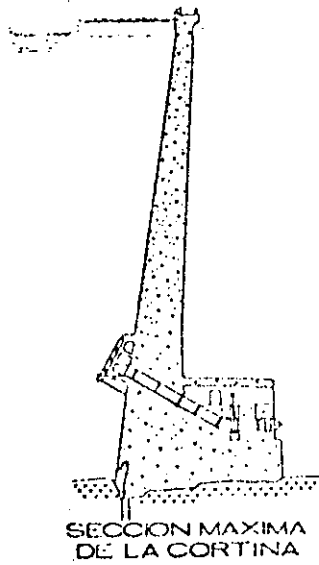
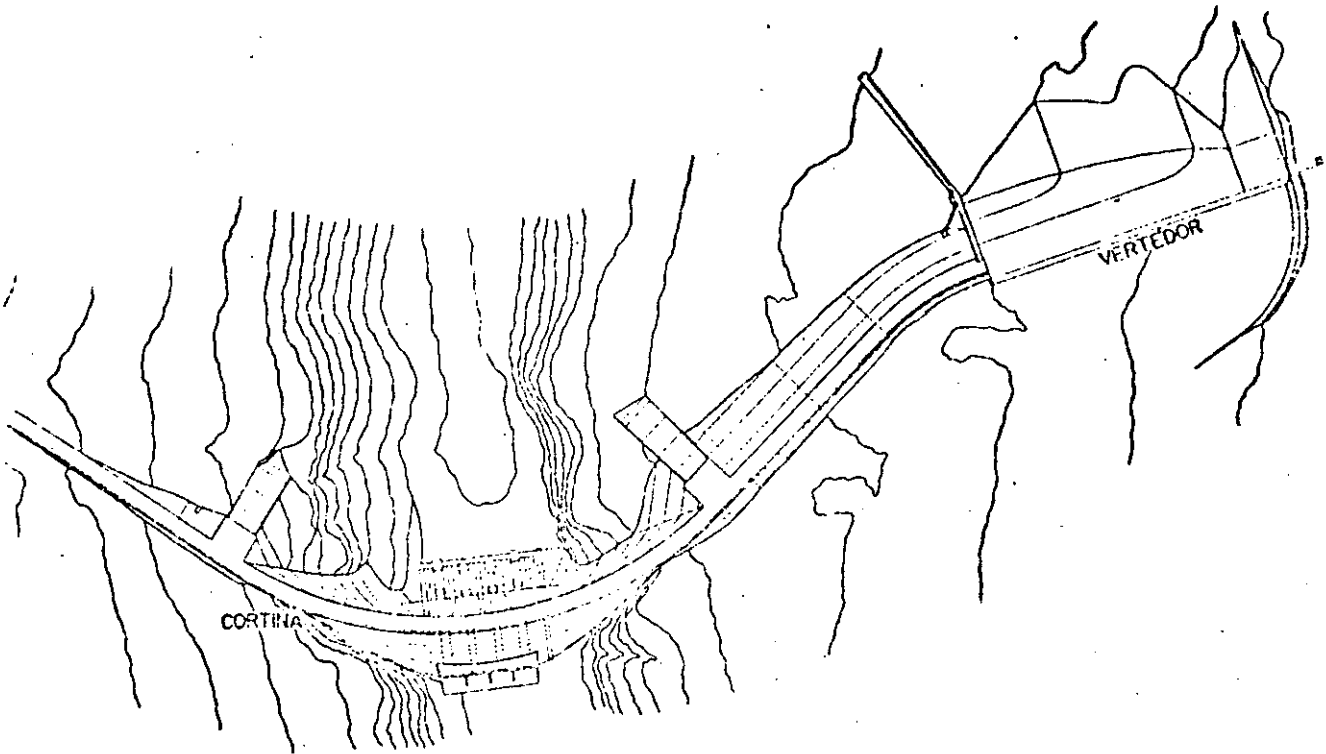


Fig. 1.6 Presa tipo arco gravedad

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 coordenadas 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.

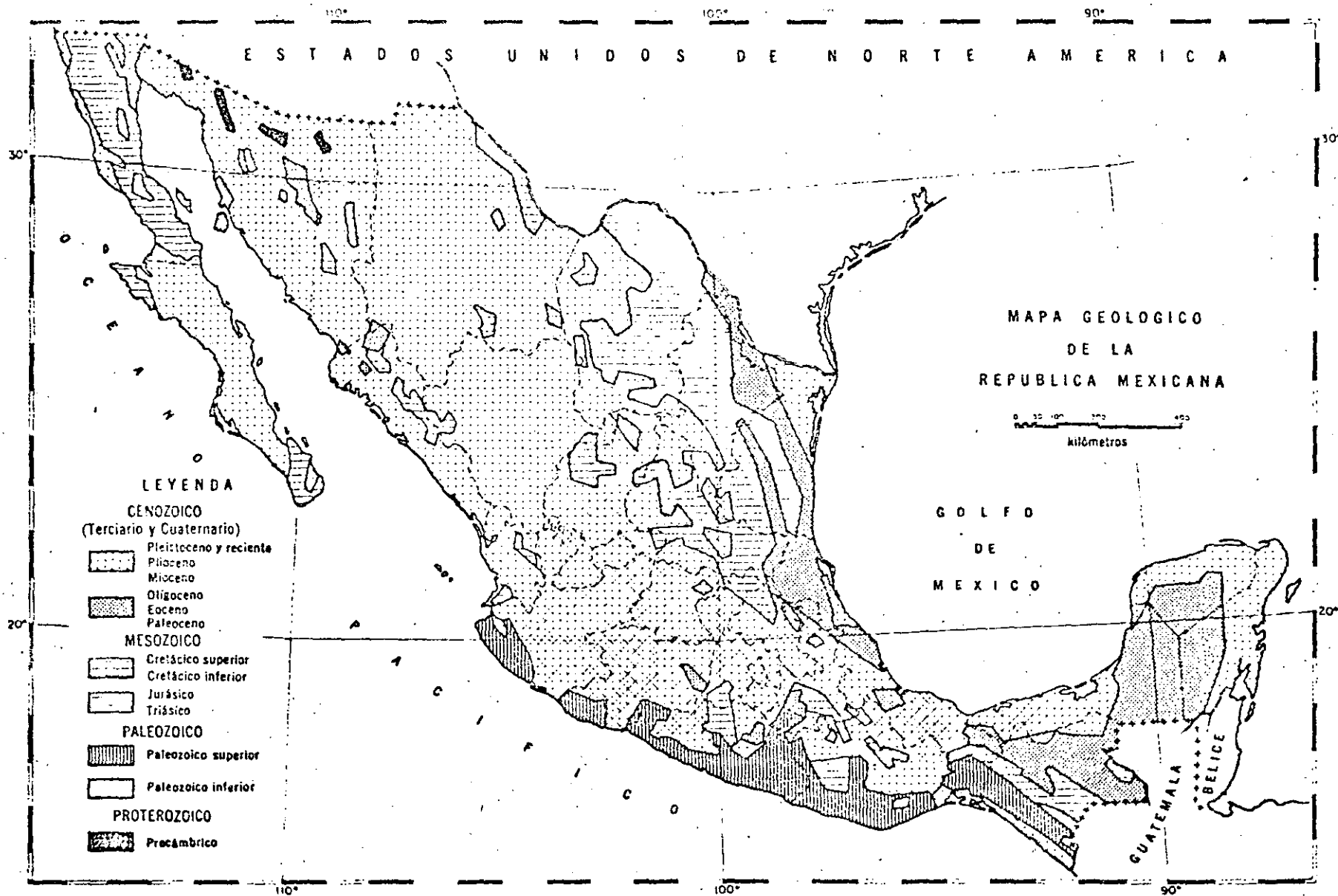


Fig 1.7 Mapa geológico de la República Mexicana

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 determinadamente 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

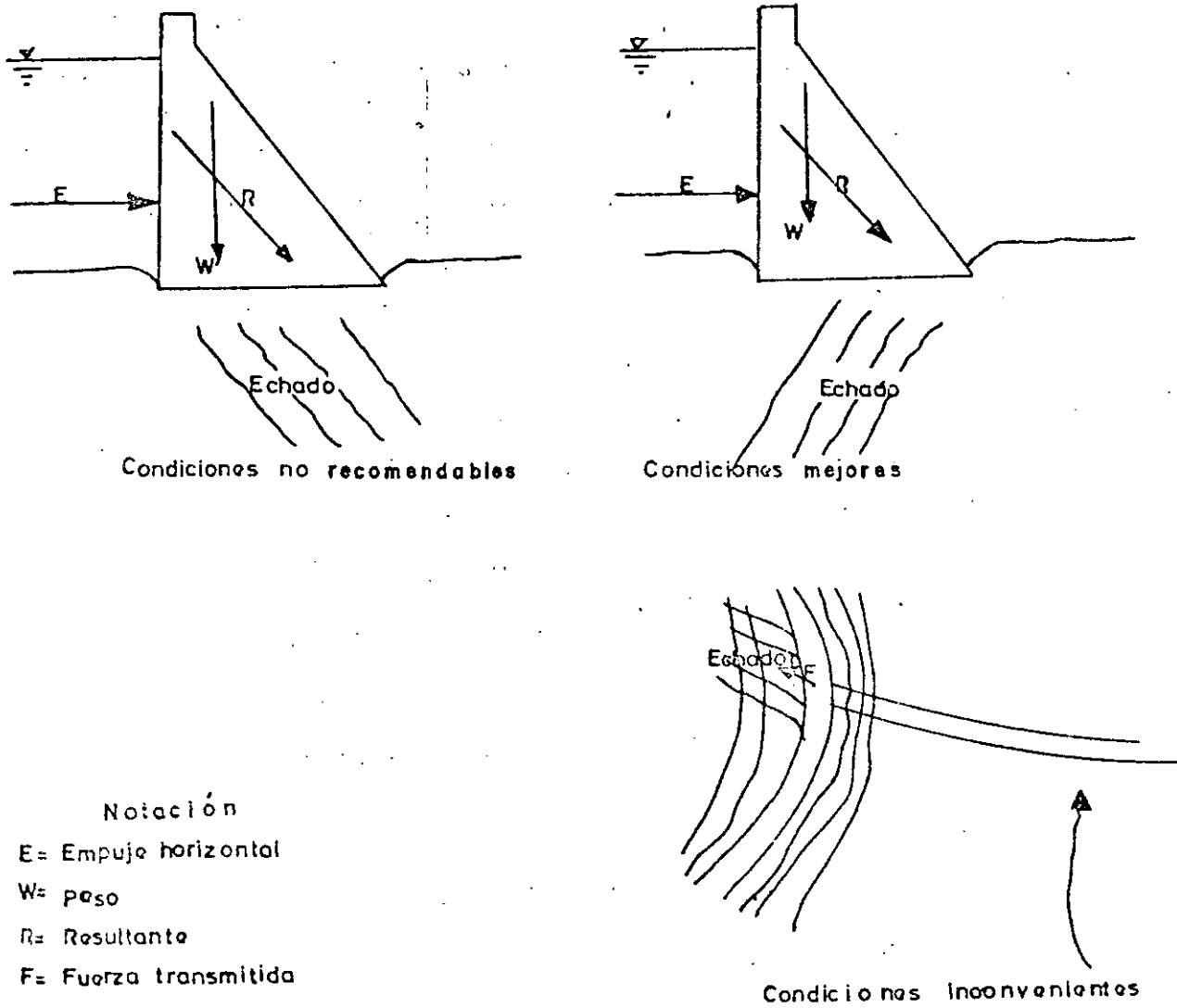


Fig I.8 Influencia de los echados sobre los criterios de selección de una cortina.

y el campamento, determinar distancias a estaciones de ferro carriles 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

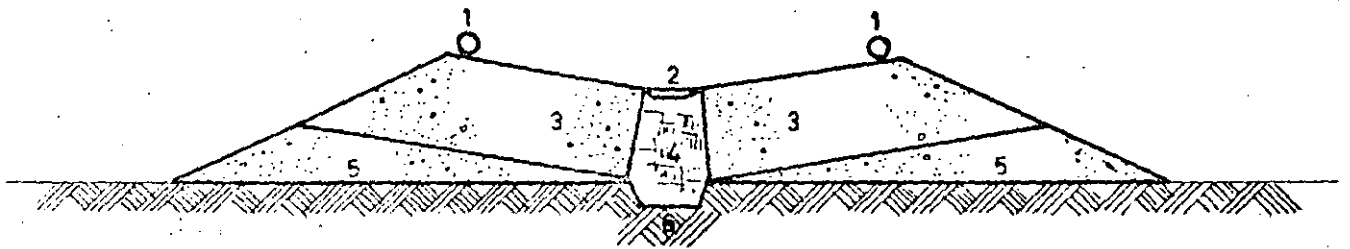


Fig II.1 Construcción de una presa de relleno hidráulico

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

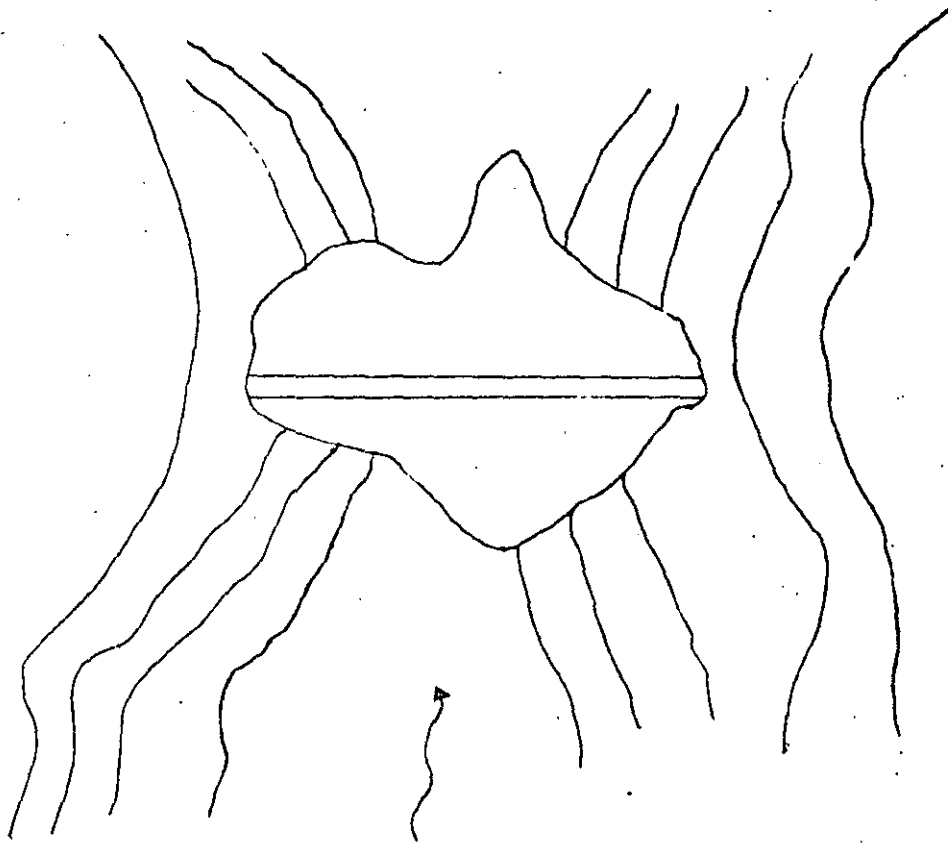
Como transportar el material del banco al terraplén por medios hidráulicos no siempre es factible, puede explotarse el material por cualquier otro procedimiento y transportarlo en camiones hasta el terraplén, donde se continuará el procedimiento en la forma que ya se indicó; a este tipo de terraplén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

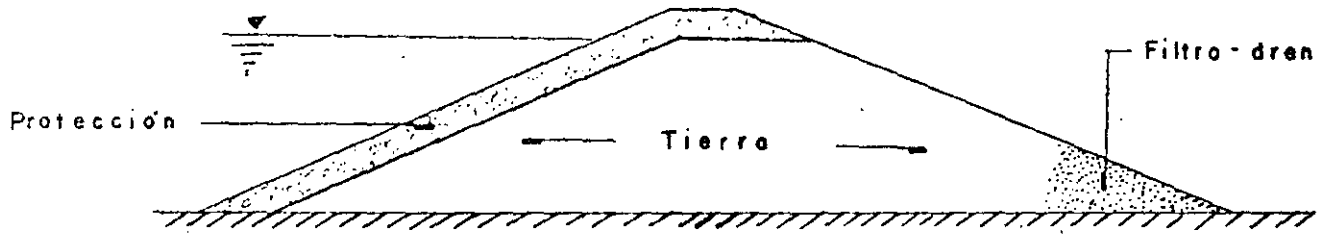
Como los materiales son colocados en estado suelto, su resistencia al esfuerzo cortante es menor que el de las presas de materiales compactados y, por lo tanto, son más susceptibles de fallar por deslizamiento, licuación, etc, por lo cual sus taludes son generalmente más tendidos.

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

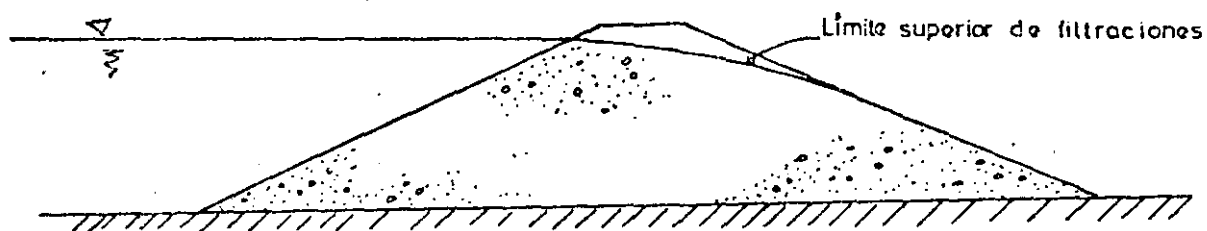


Fig II.3 Presa completamente homogénea

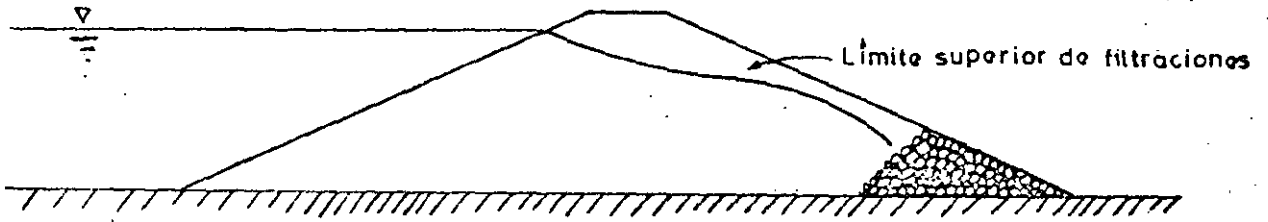


Fig II.4 Presa homogénea con filtro de pie de presa

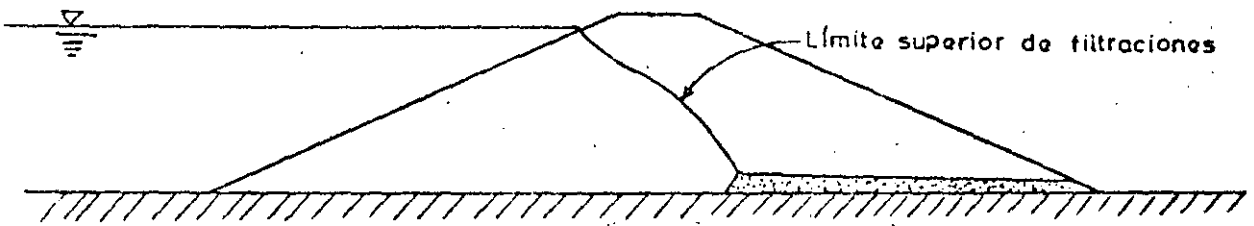


Fig II.5 Presa homogénea con filtro en delantal

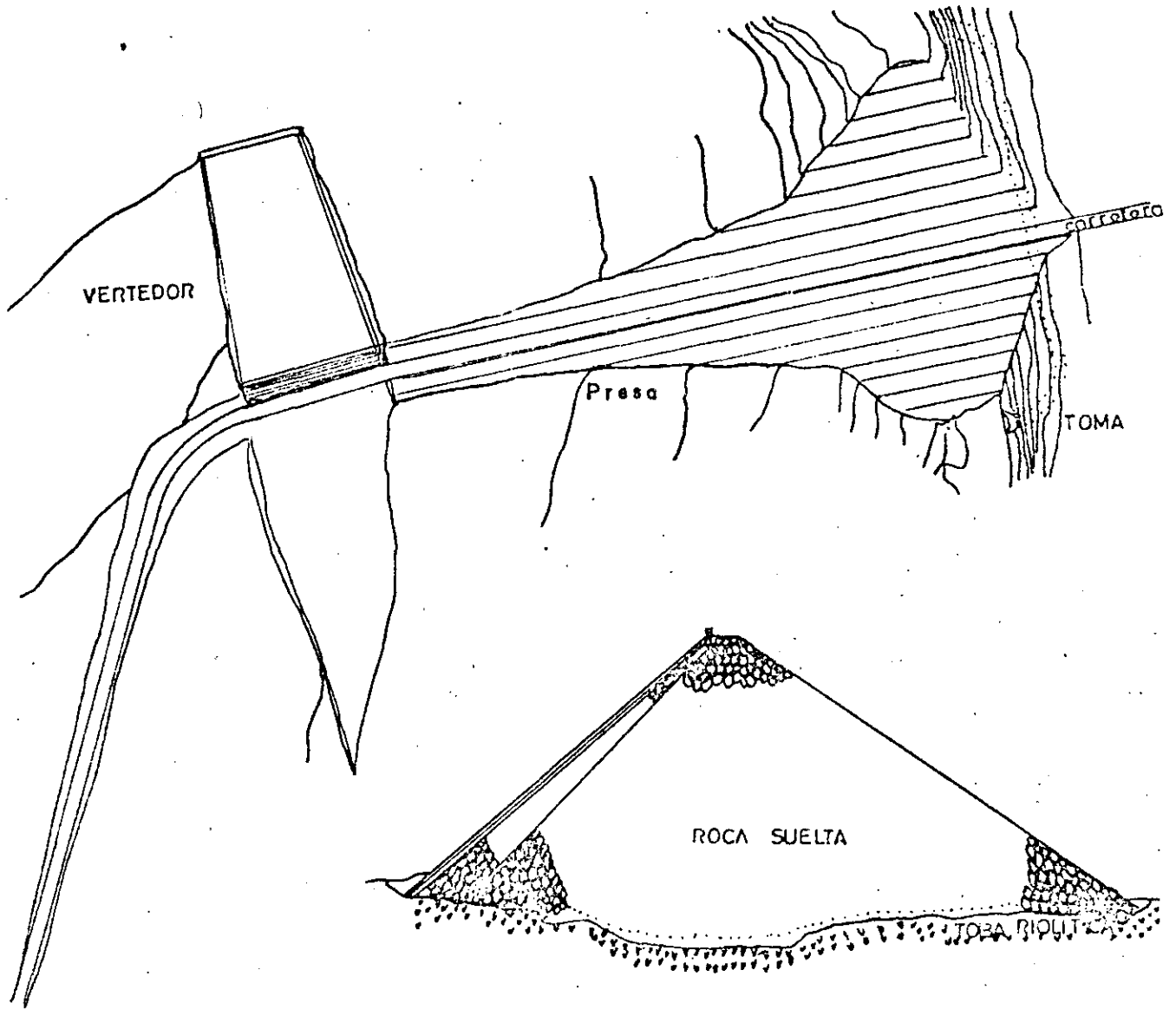


Fig II.7 Presa de enrocamiento

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 po dría revelar algo acerca de las propiedades de los suelos; es decir, el comportamiento mecánico e hidráulico está de finido 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).

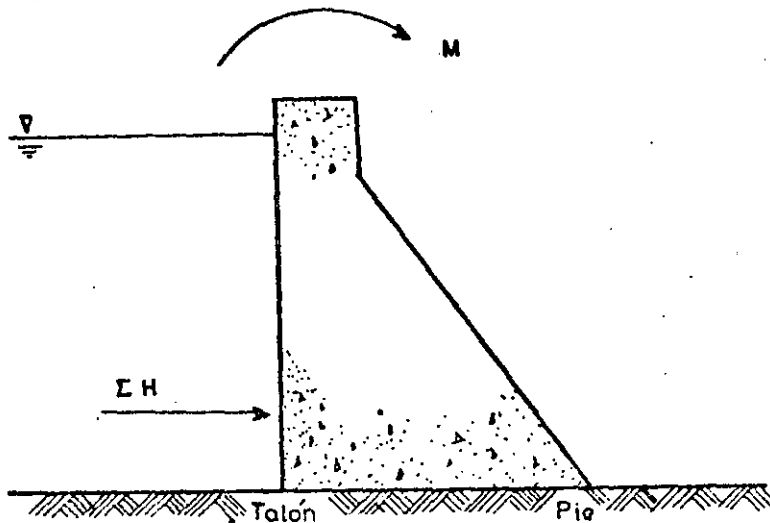


Fig. III.1 Tendencia al giro alrededor del pie de la presa debido a fuerzas externas.

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 Obviamente

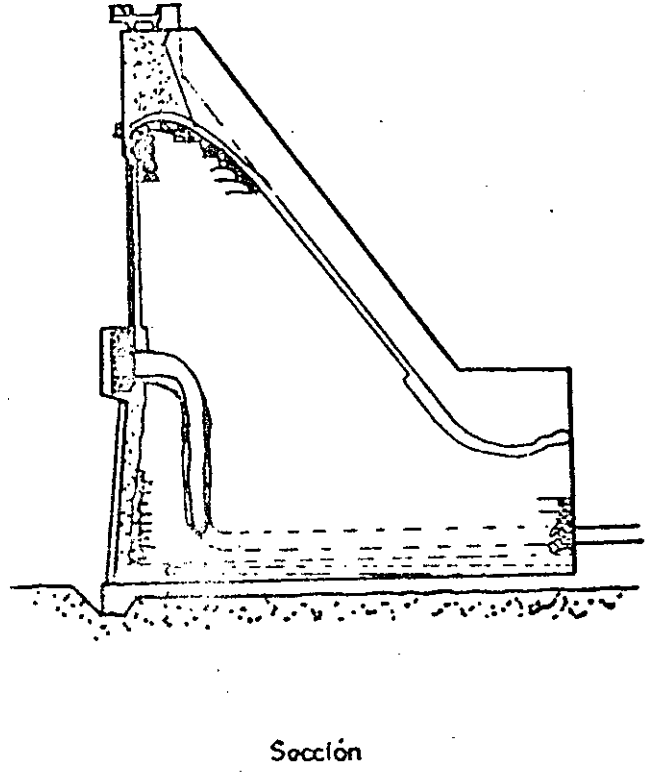
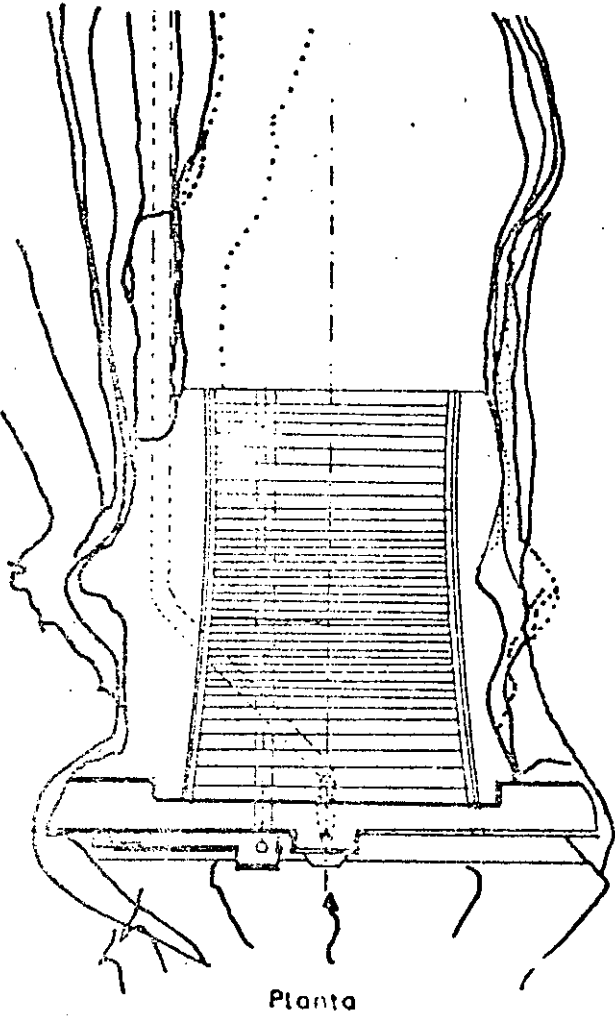


Fig. III.2 Presa de gravedad

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.

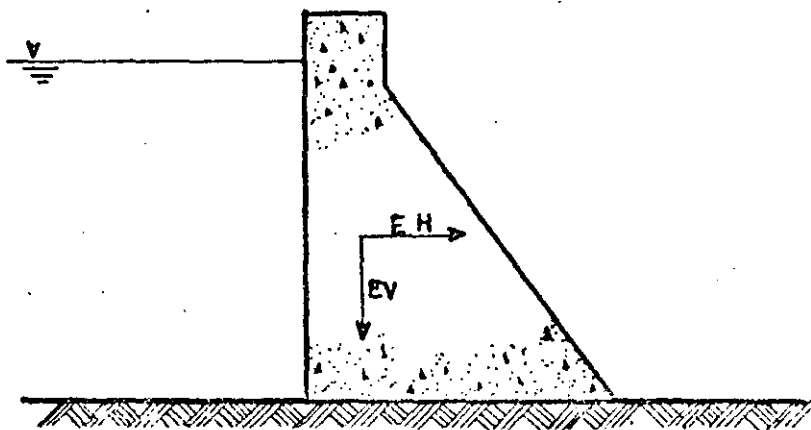


Fig. III.3 Deslizamiento de la presa.

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

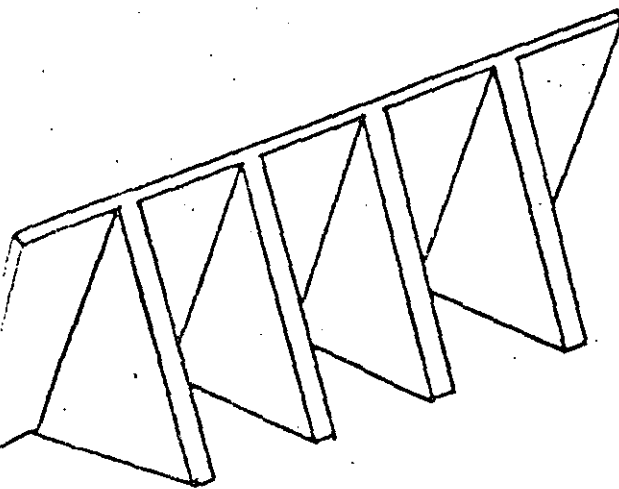
IV. PRESAS DE CONTRAFUERTES

IV.1 Consideraciones generales

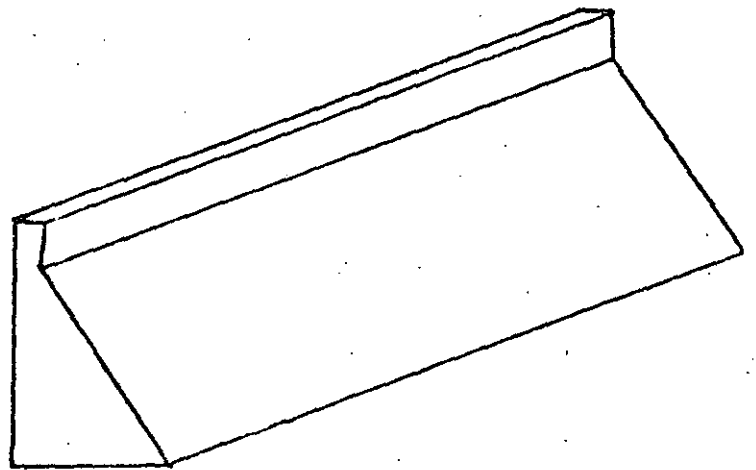
Lógicamente (aunque no históricamente), las presas de contrafuertes surgen basándose en el mismo principio de las presas de gravedad, como una oposición al "desperdicio" de la resistencia del material de construcción que se hace en éstas últimas, en efecto, los esfuerzos de compresión a que se ve sometido 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.



Presa de contrafuertes



Presa 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 $V_1 = 0.423 B H^2$, ver figura IV.2.

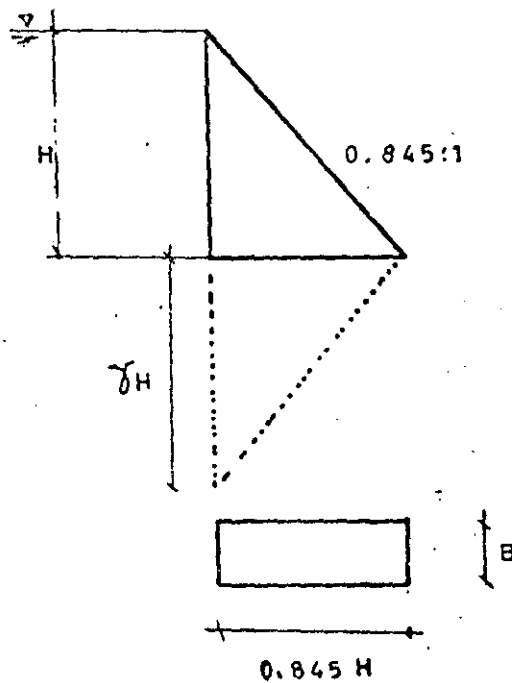


Fig. IV.2 Diagrama para una presa de gravedad con supresión.

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.

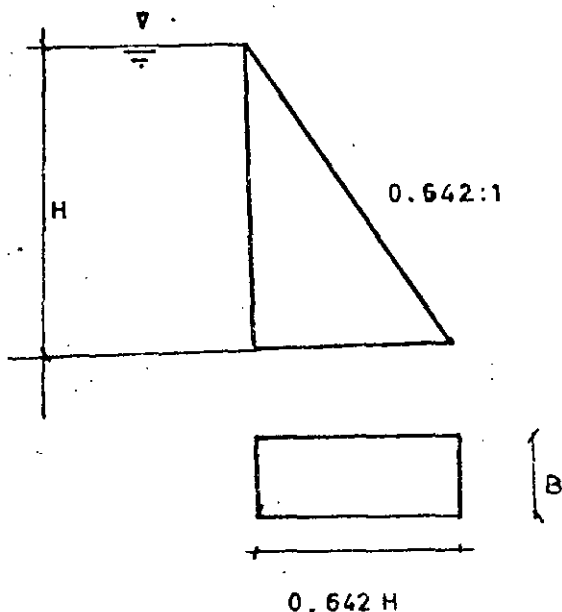


Fig. IV.3 Diagrama para una presa de gravedad sin subpresión.

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

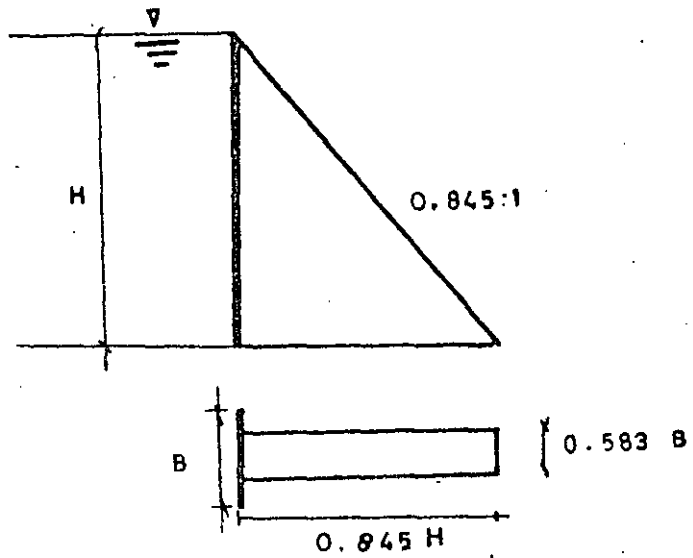


Fig. IV.4 Grueso de un contrafuerte, suprimida la subpresión.

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

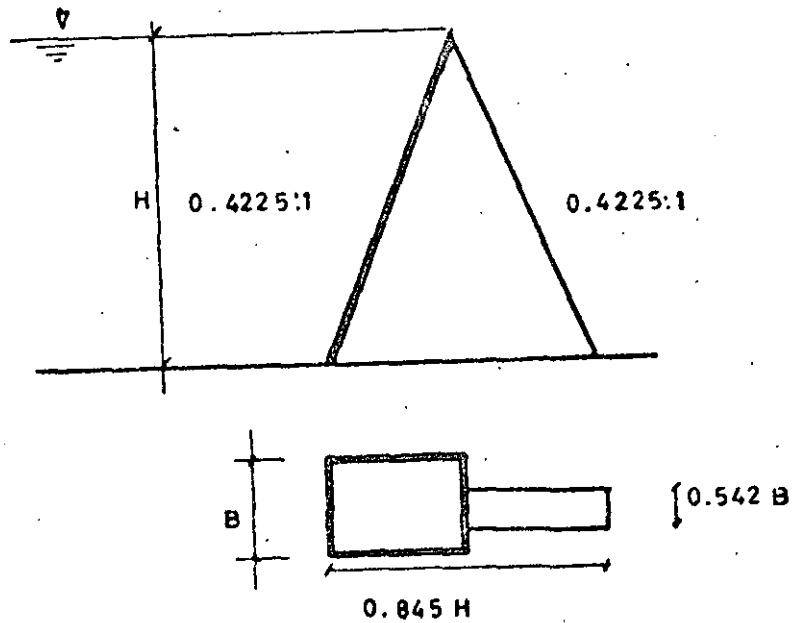


Fig. IV.5 Grueso de un contrafuerte, para paramentos con el mismo talud.

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_1 , 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.

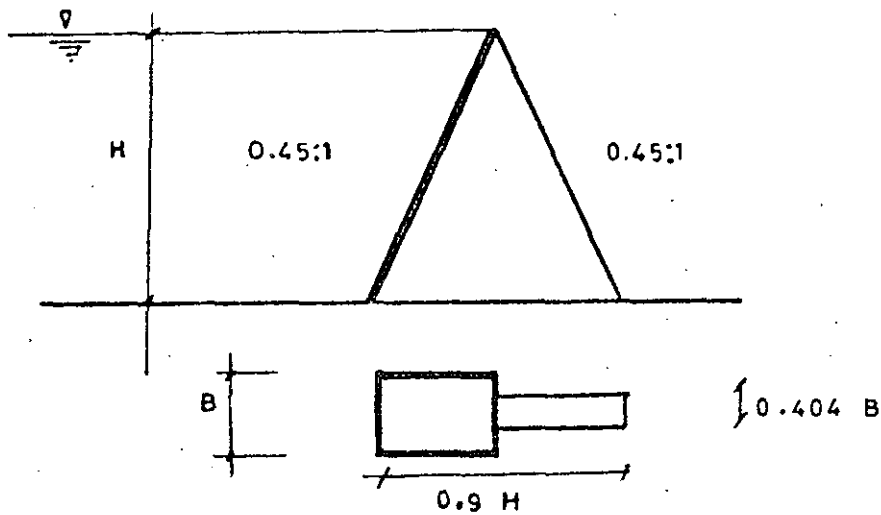


Fig. IV.6 Grueso de un contrafuerte, para una base = $0.9 H$

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 calificaciónes 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

43

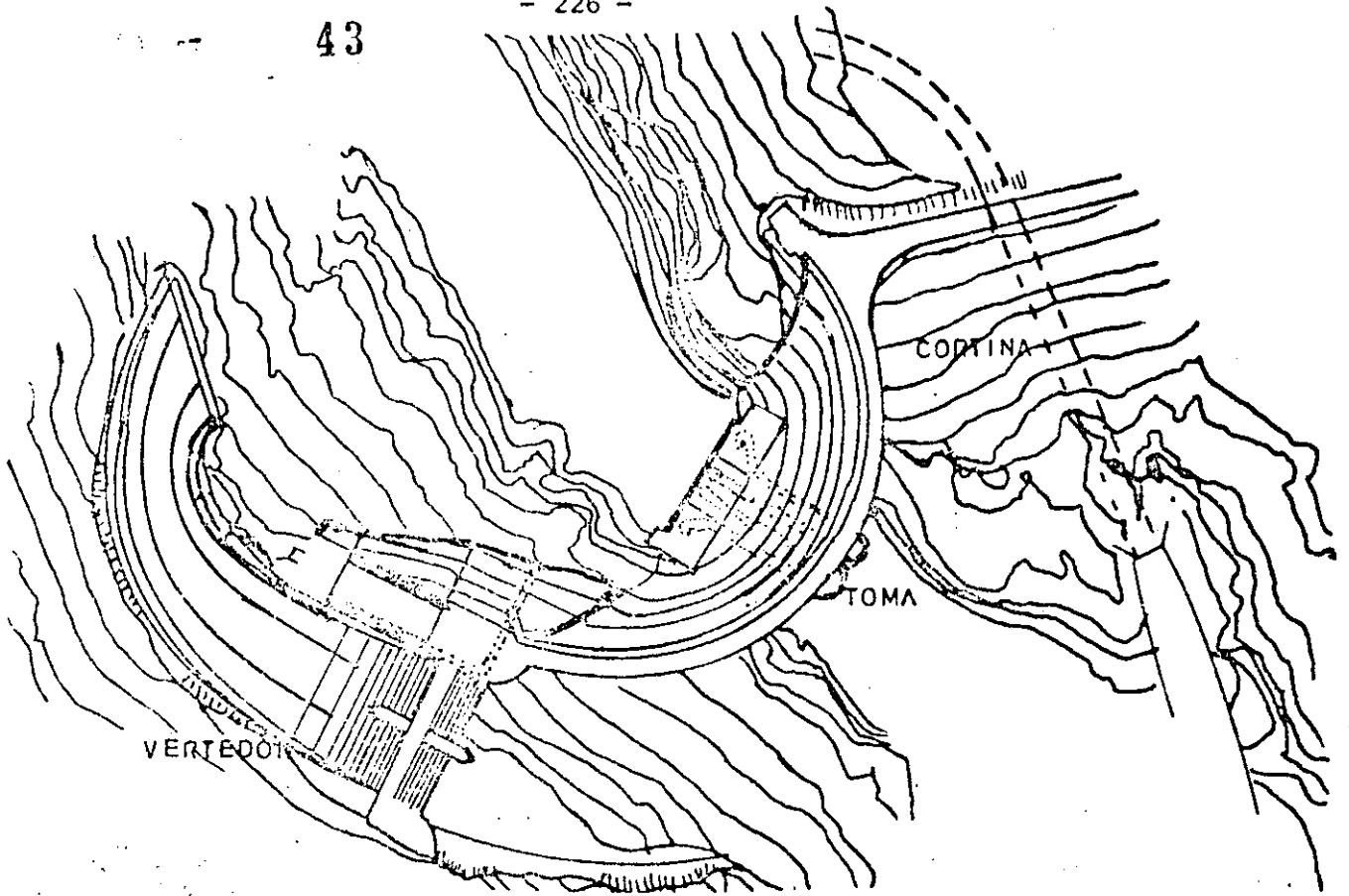


Fig. V.2 Presa de arco gravedad.

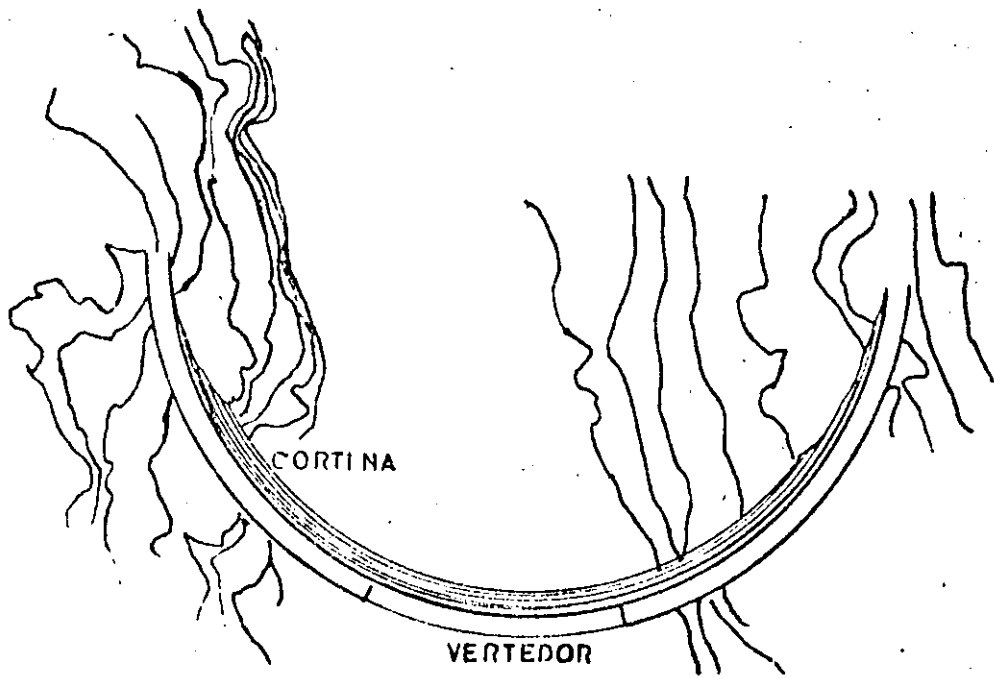


Fig. V.3 Presa de arco delgado.

base de la boquilla, ver figura V.5.

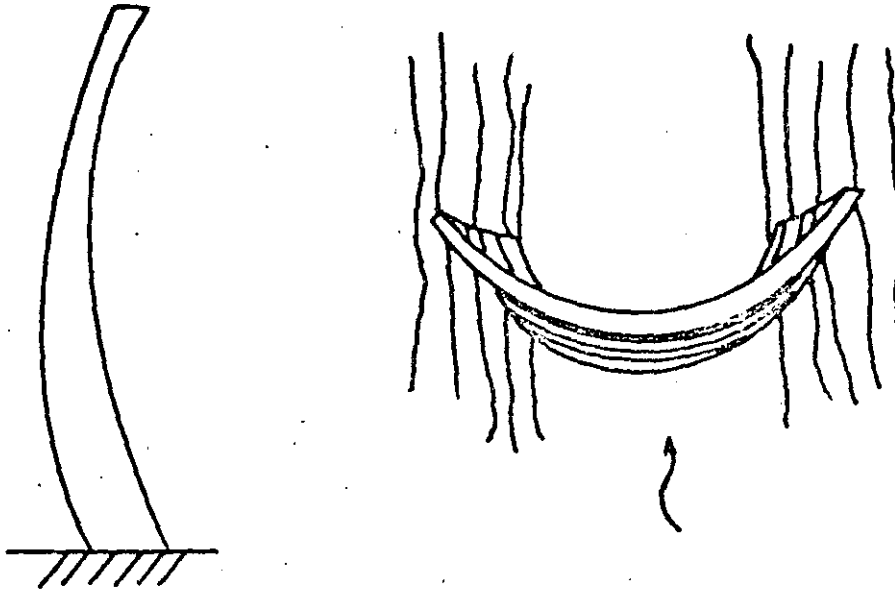
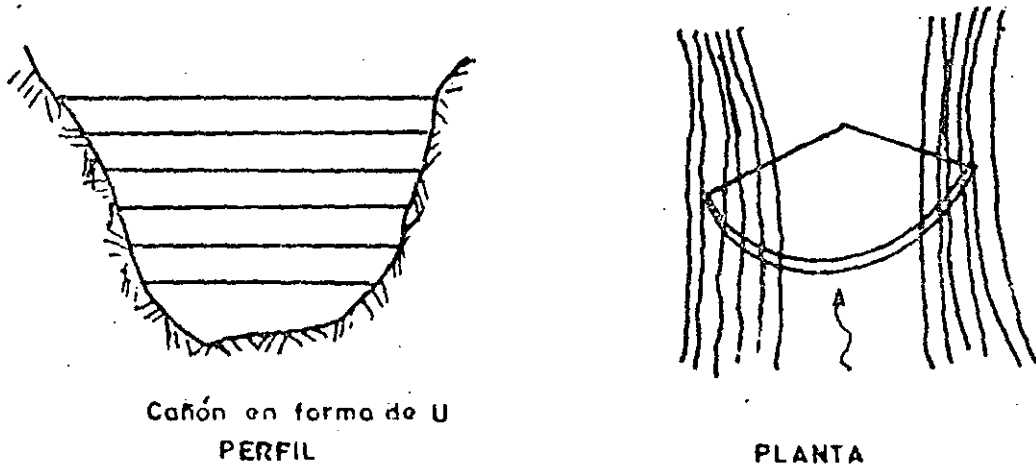


Fig V.4 Presa de arco bóveda

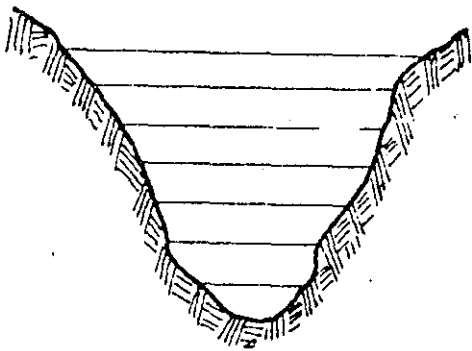


Cañón en forma de U
PERFIL

PLANTA

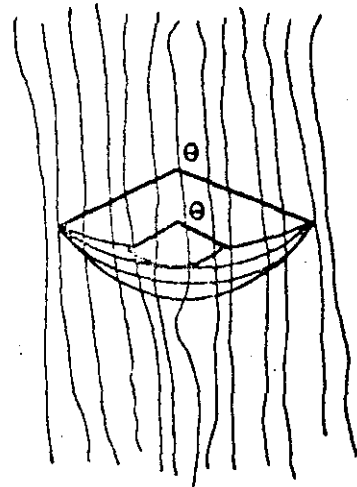
Fig V.5 Presa de radio constante

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.

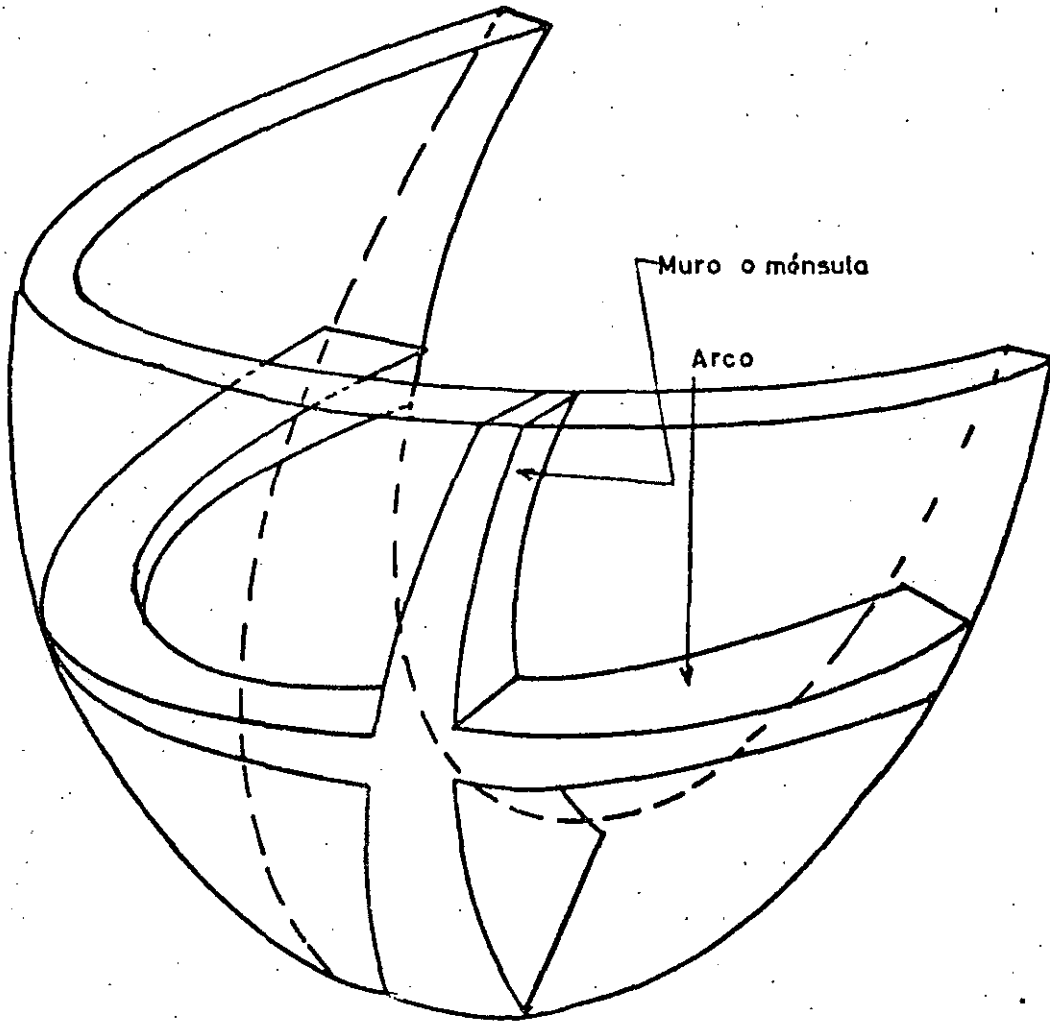


Fig. V.7 Idealización de una cortina de arco bóveda en arcos y ménsulas.

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:

$$E = H + V + S$$

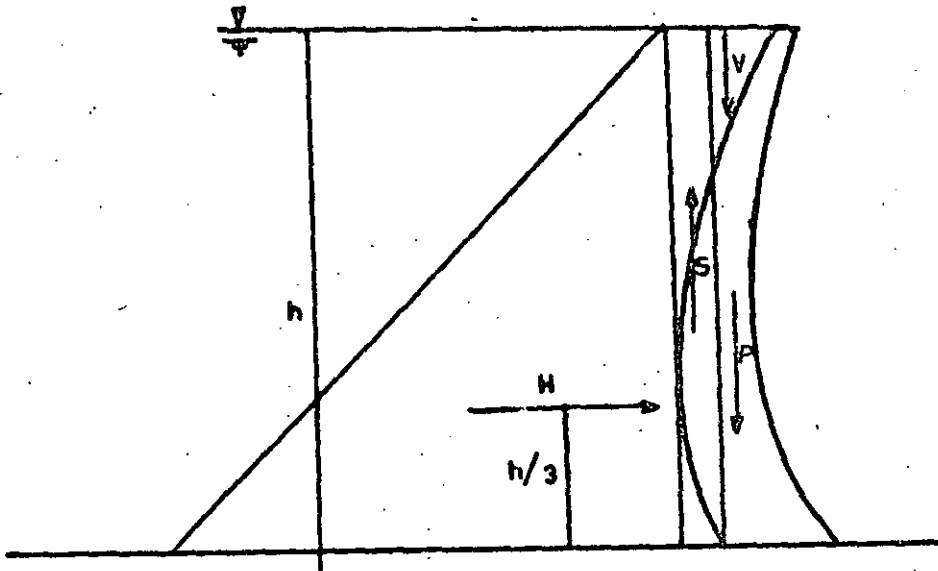


Fig. V.8 Empuje sobre un elemento vertical de una presa de arco.

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.

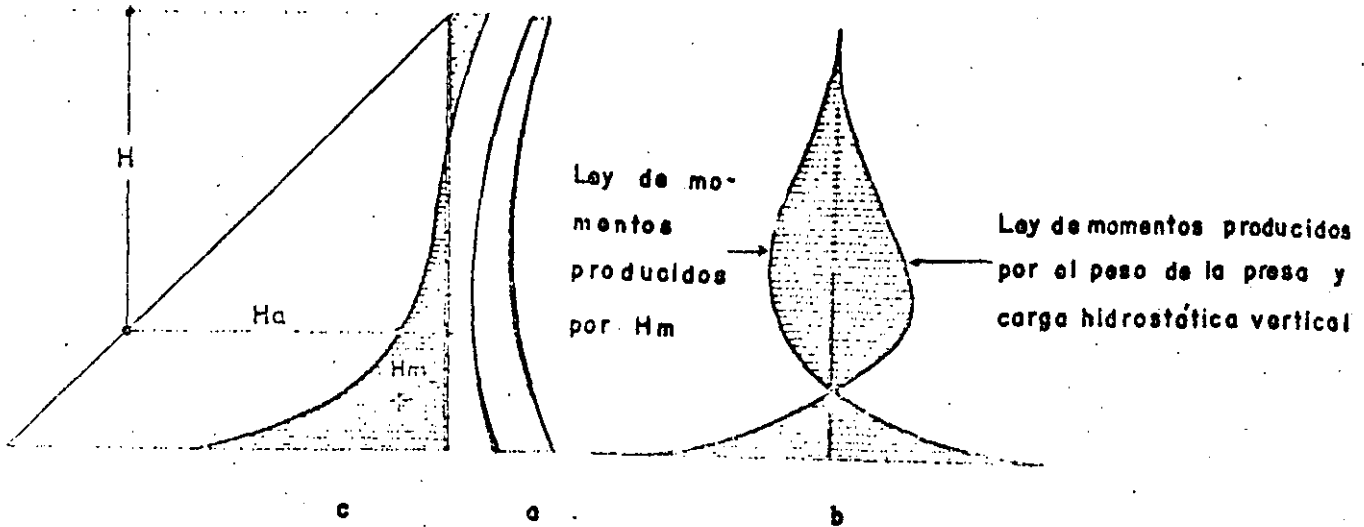


Fig. V.9 a) Elemento vertical de una presa de arco (ménsula)
b) Ley de momentos
c) Curva de repartición de carga tomada por la ménsula.

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),

DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO^S
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

I N D I C E

- 51

	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	10
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.- Vertedores de caída libre	137
15.- Vertedores de abanico	144
17.- Vertedores de canal lateral	150
18.- Vertedores 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 desfoques 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 excepciones 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 excepciones 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
DISCUSION

Categoría	Potencial de peligro del almacenamiento		Potencial de daños de la falla (a)		Avenida de diseño para la obra de excepciones.
	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

Cuando 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 excavarse 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

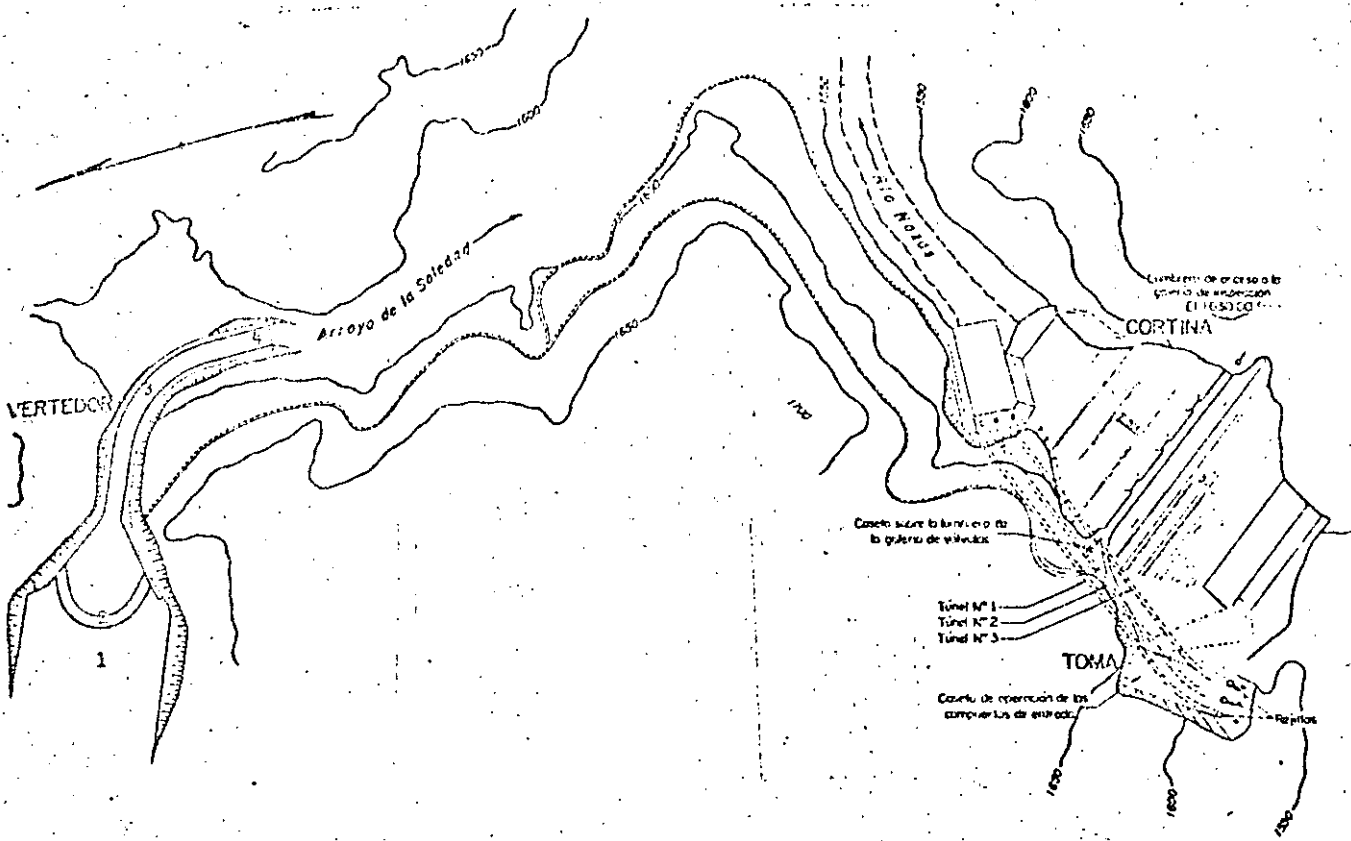
4.1 Canal de Acceso. Estos canales conducen el agua del vaso de la presa a la estructura de control, ver fig 3.1.

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 orillón, un tubo o una cresta vertedora, en este capítulo solo se estudiarán



CORRADOR
PARA
DISCUSION

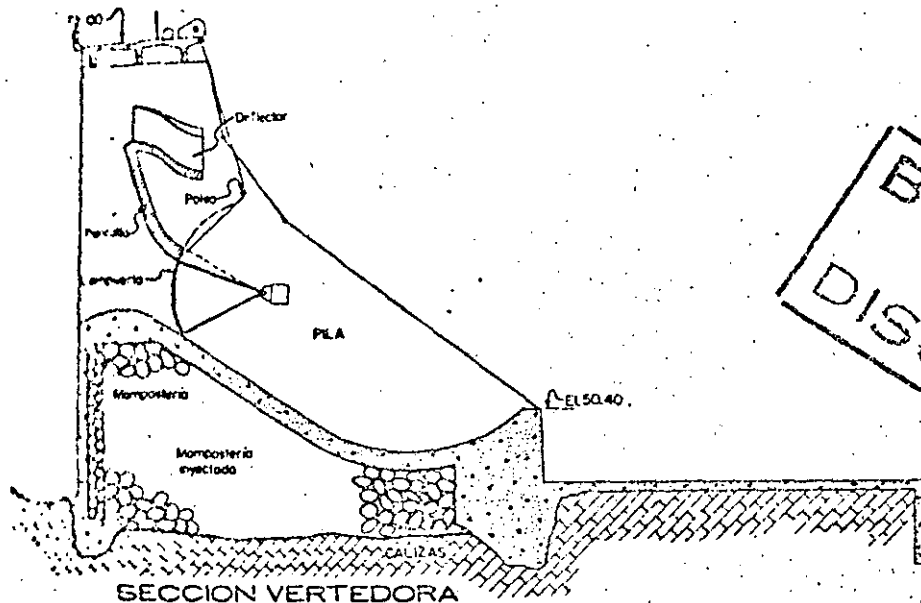
- 1.- Canal de Acceso
- 2.- Estructura de Control
- 3.- Canal de descarga
- 4.- Estructura Terminal

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.

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.

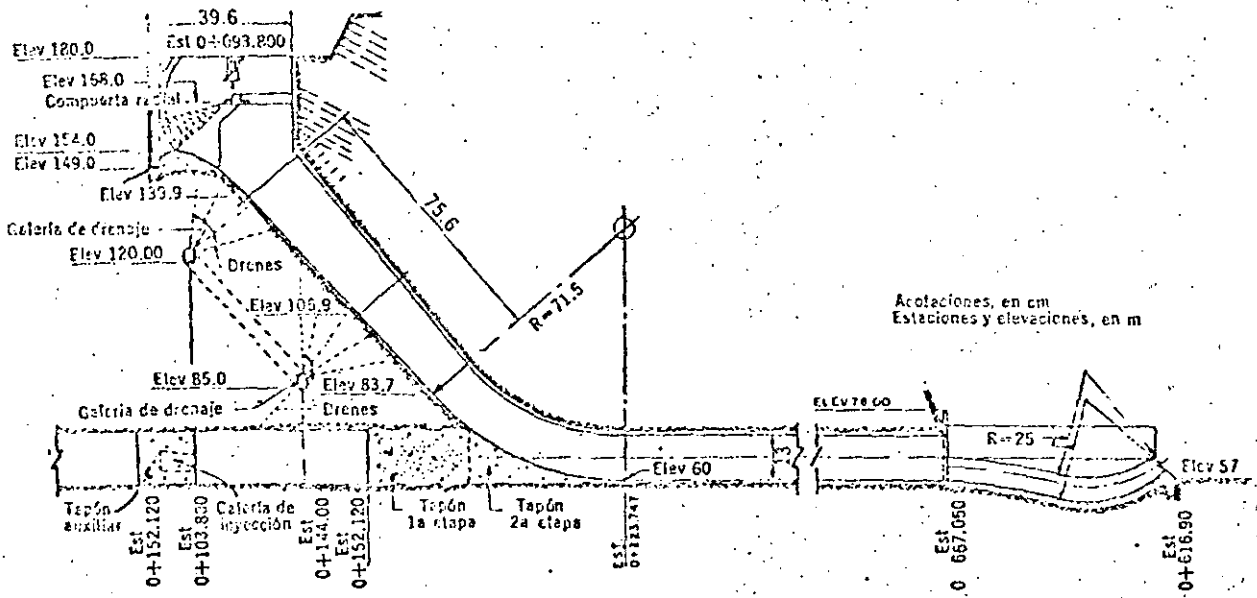
Cuando el tamaño de las compuertas es tal que su peso obliga al uso de equipos elevadores de gran potencia, es común montar ruedas en los cantos de las compuertas que corren sobre las guías con objeto de reducir la fricción, pudiéndose usar entonces un equipo elevador de menor potencia.

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.



**BORRADOR
PARA
DISCUSION**

Fig 3.3. Túnel de descarga de un vertedor

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, dados, 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 construye 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 cresta 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

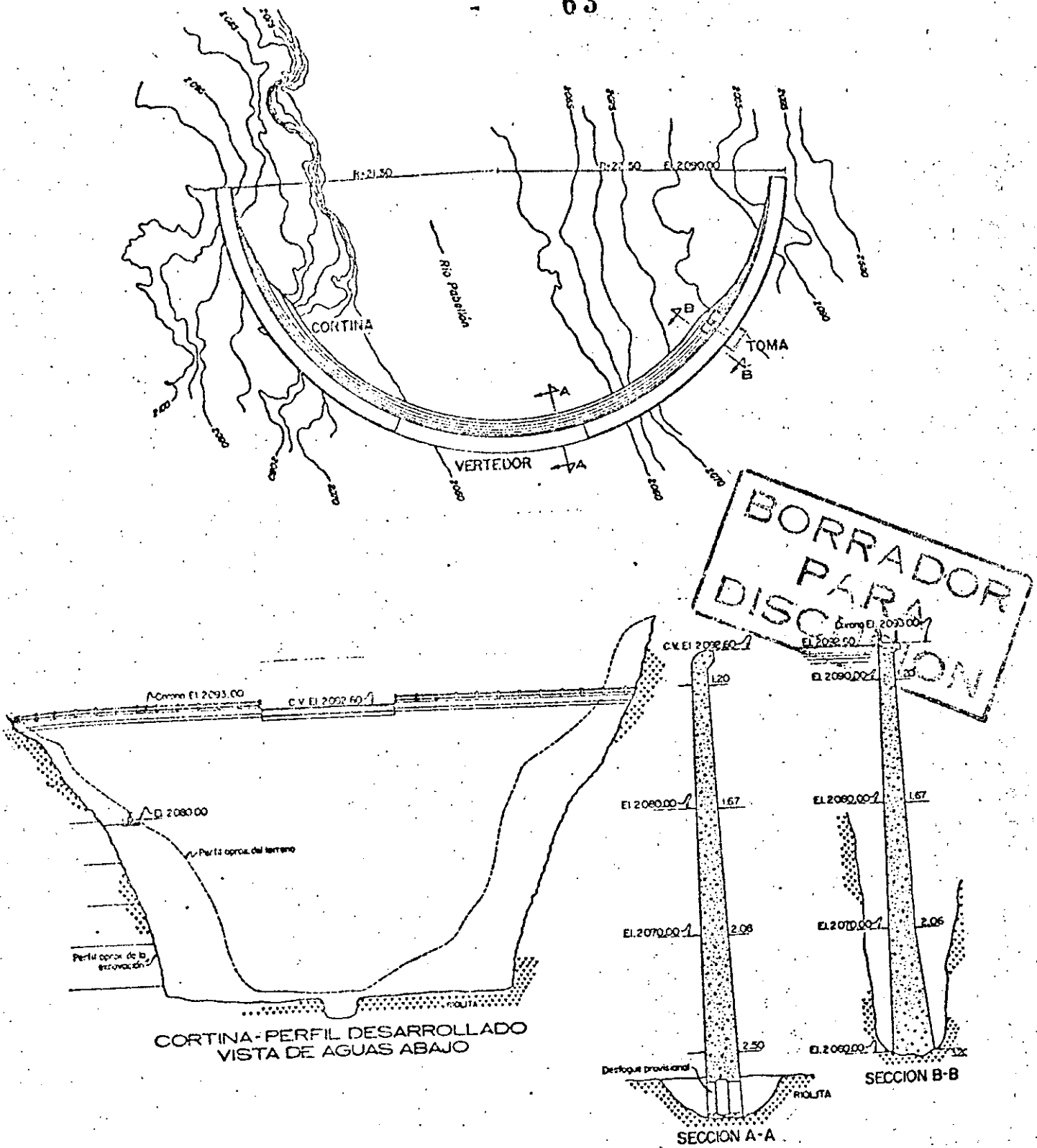
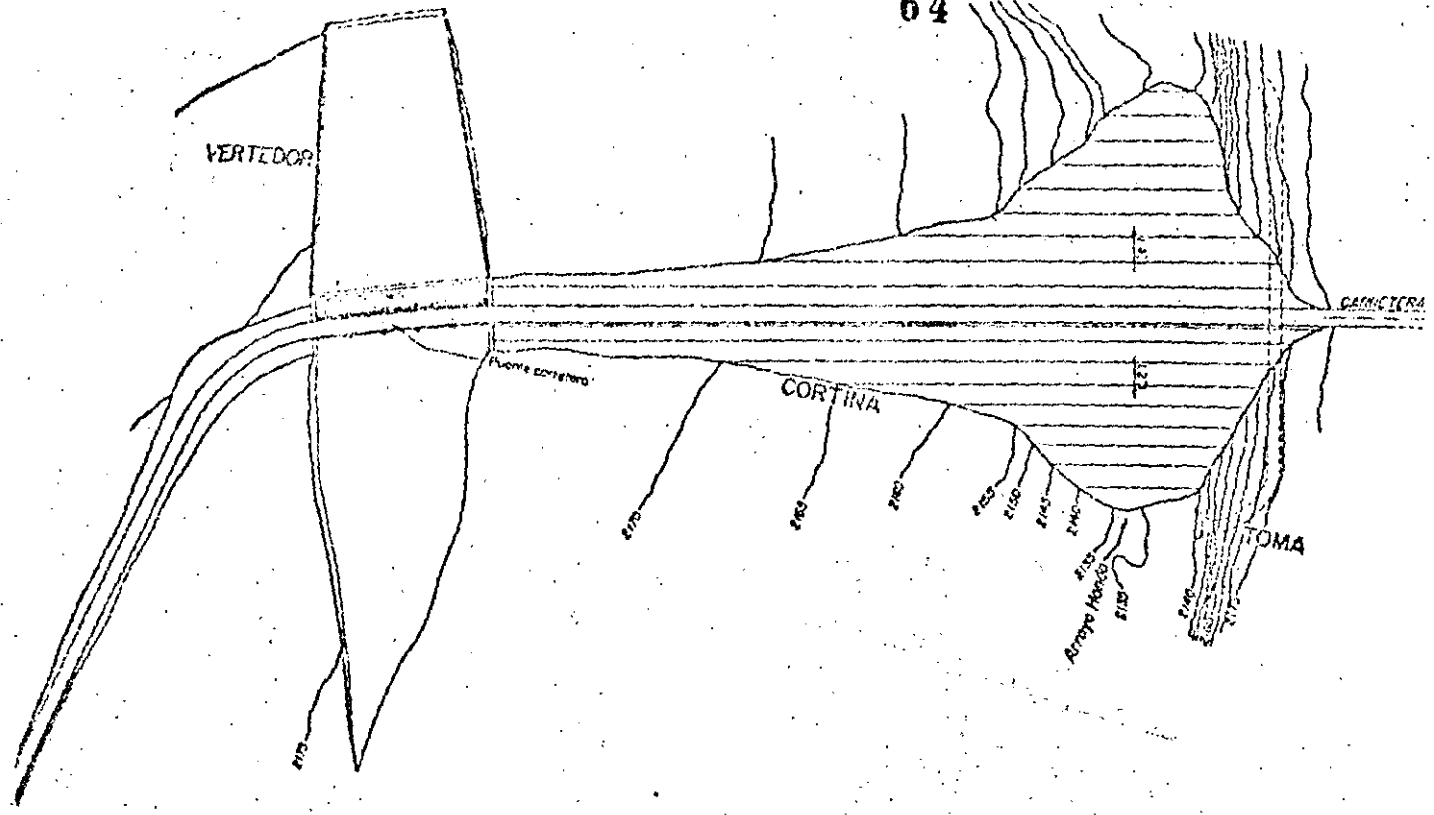


Fig 3.4 Vista de un vertedor de caída libre.



**BORRADOR
PARA
DISCUSION**

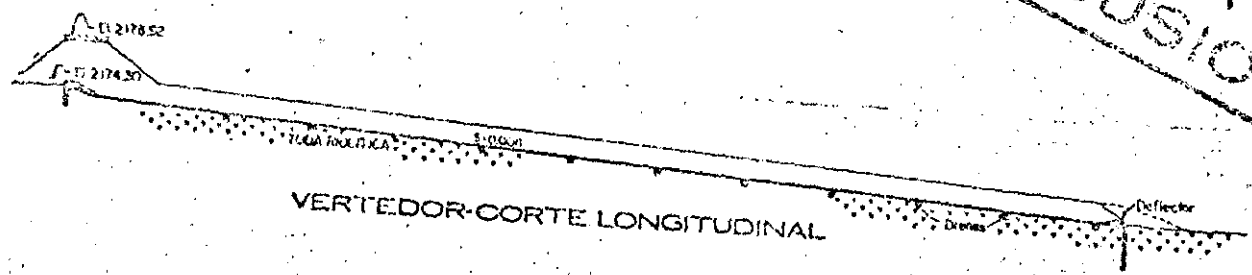


Fig 3.5. Vertedor con cimacio de eje recto

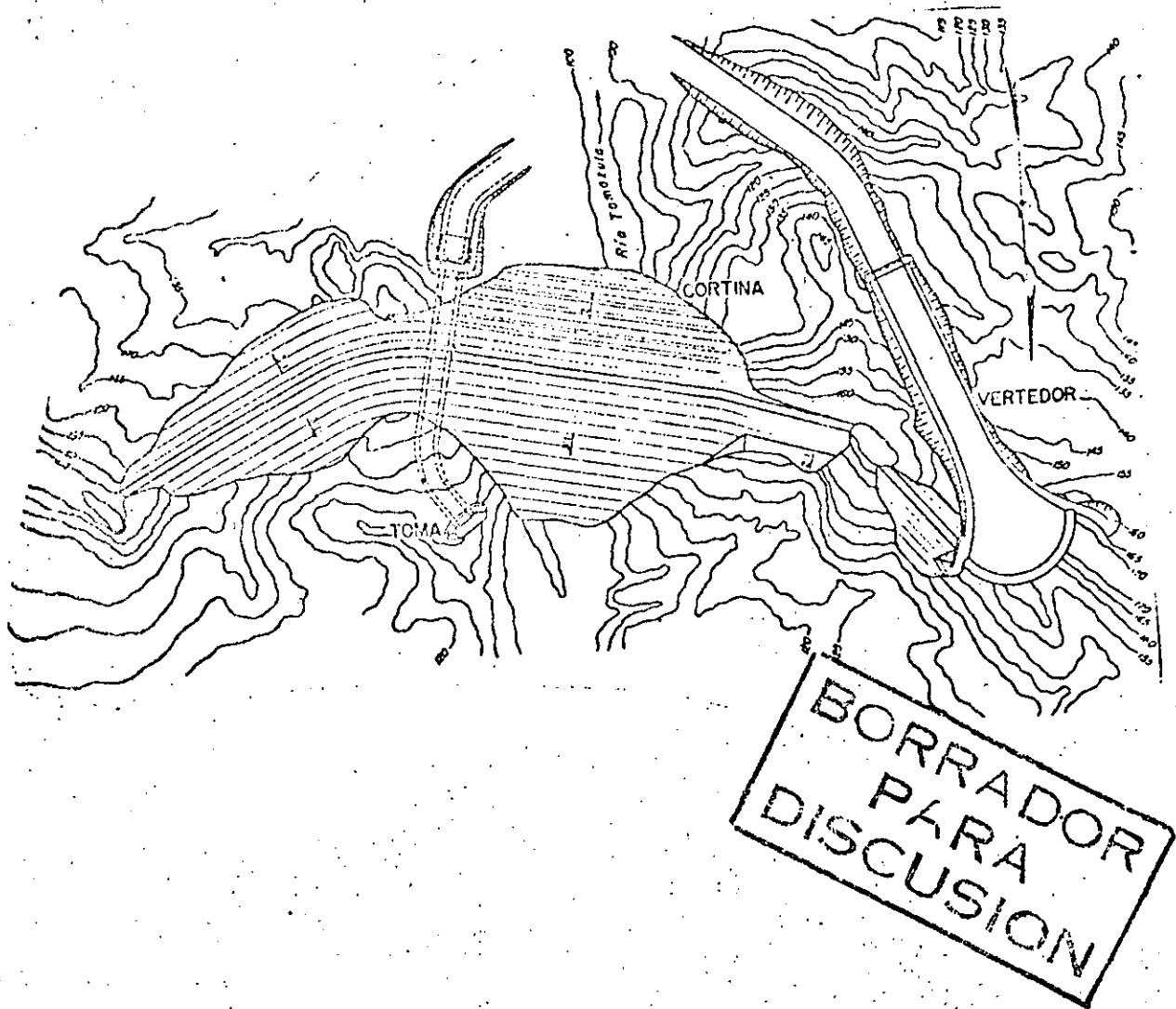
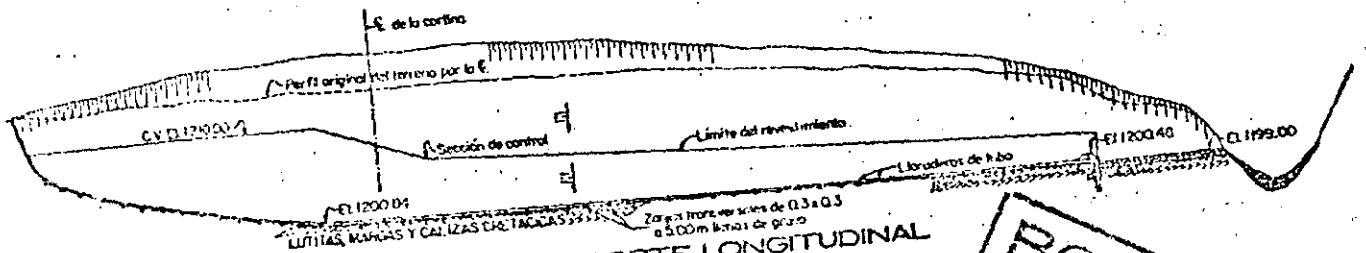
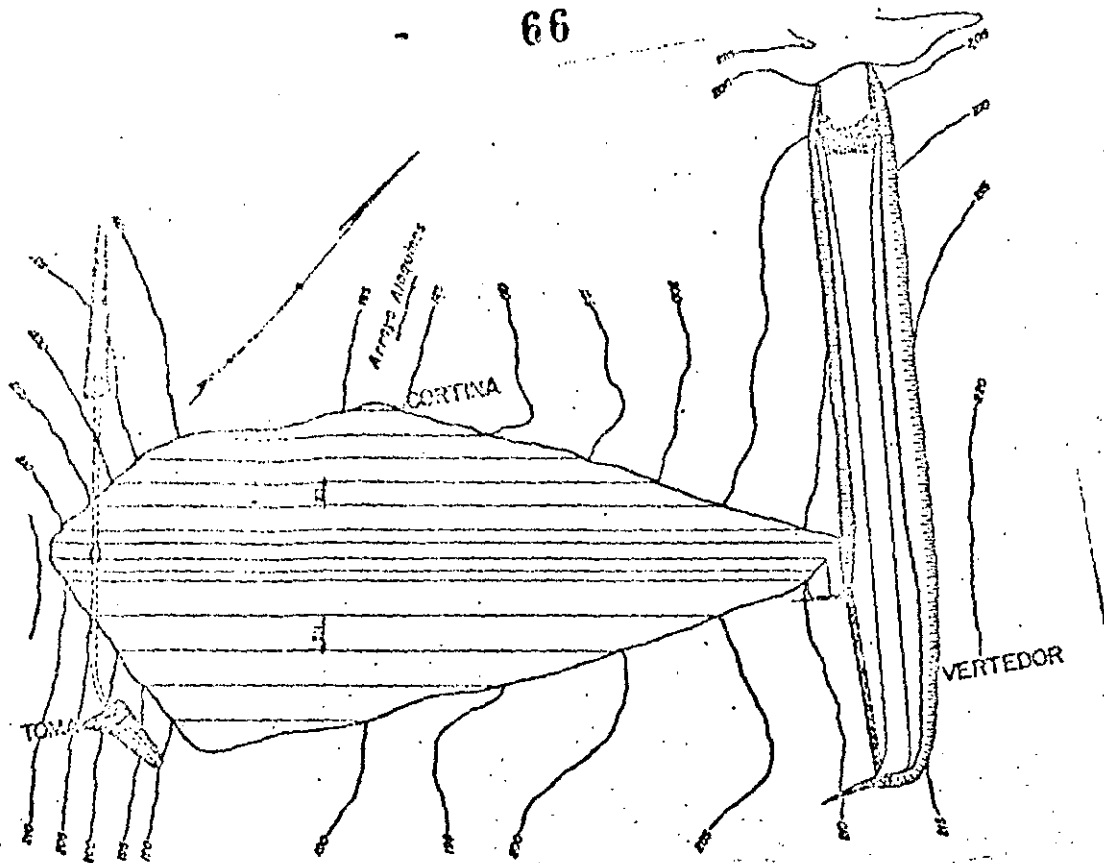


Fig 3.6. Vertedor con cimacio de eje curvo



**BORRADOR
PARA
DISCUSION**

Fig 3.7 Vertedor con canal lateral

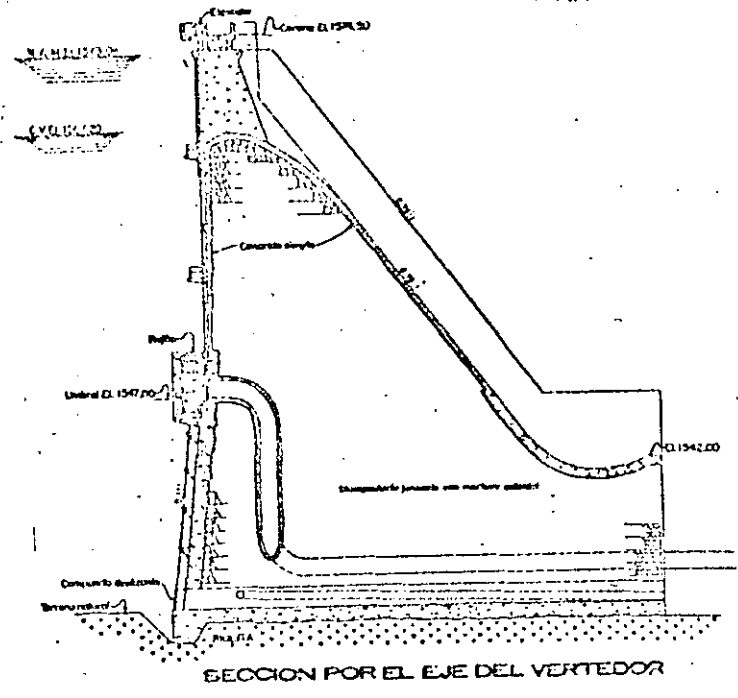
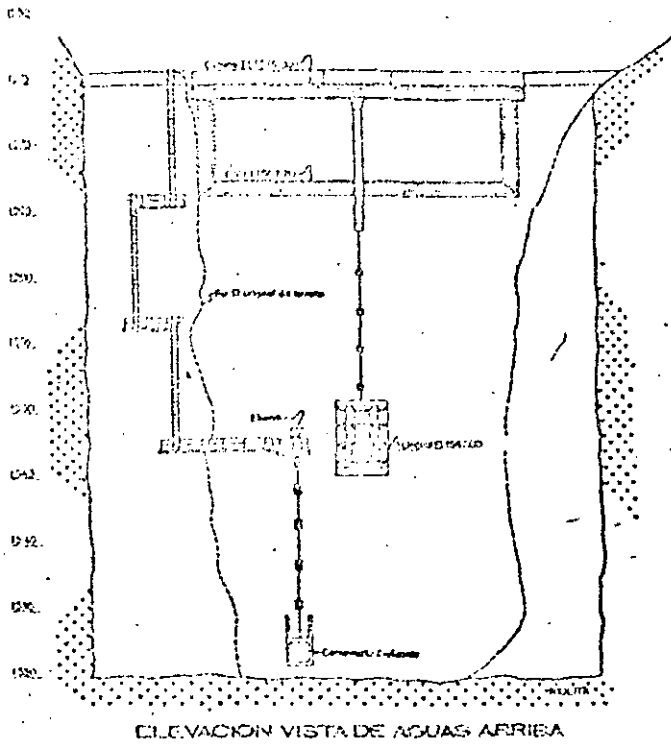


Fig 3.8. Vertedor con caída en rápida sobre una presa de gravedad

BORRADOR
PARA
DISCUSION

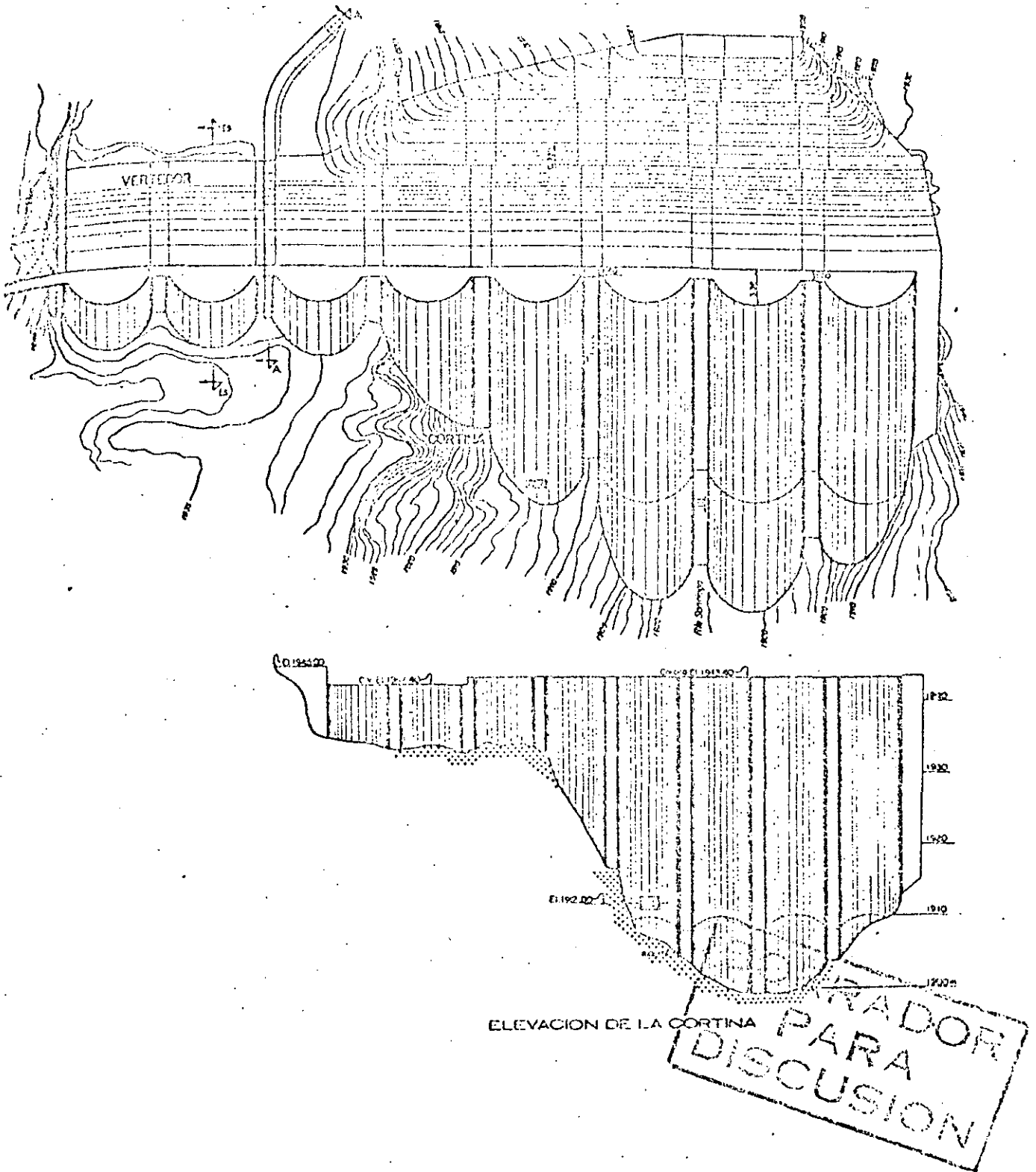


Fig 3.9. Vertedor con caída en rápida sobre una presa de contrafuertes

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 Lázzari 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.

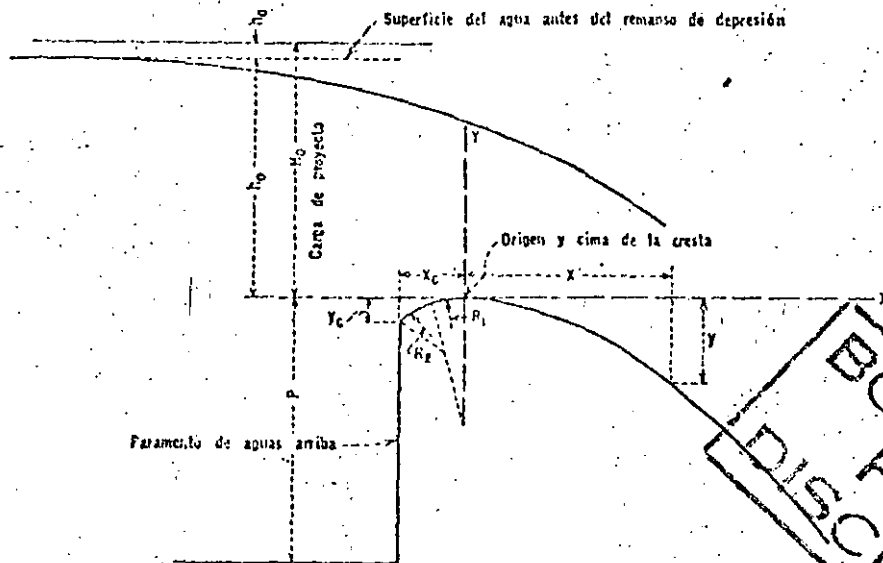


Fig 3.10 - División del cimacio en cuadrantes . .

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: $h_n = \frac{V_a^2}{2g}$

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

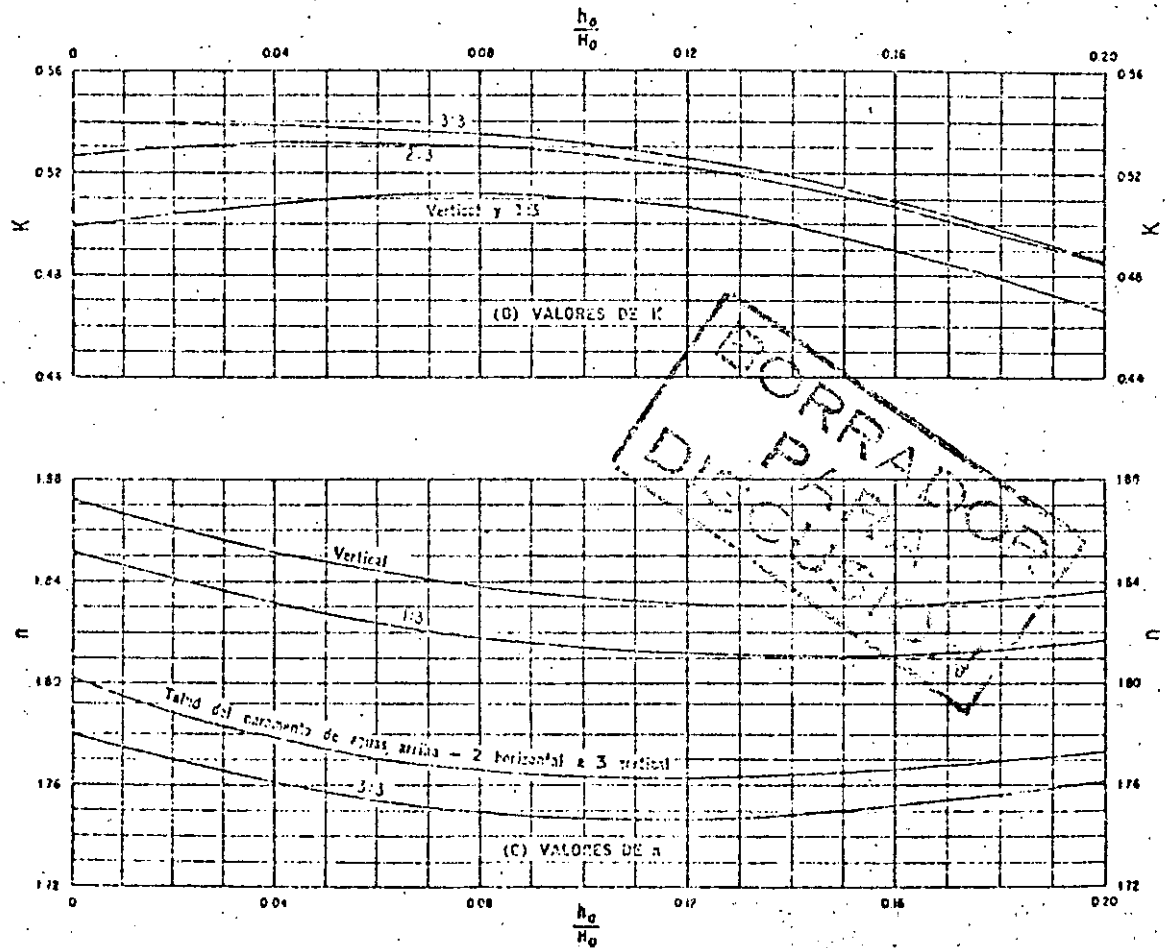


Fig 3.11 Constantes para determinar la forma de los cimacios.

Tomada de la referencia 3.9

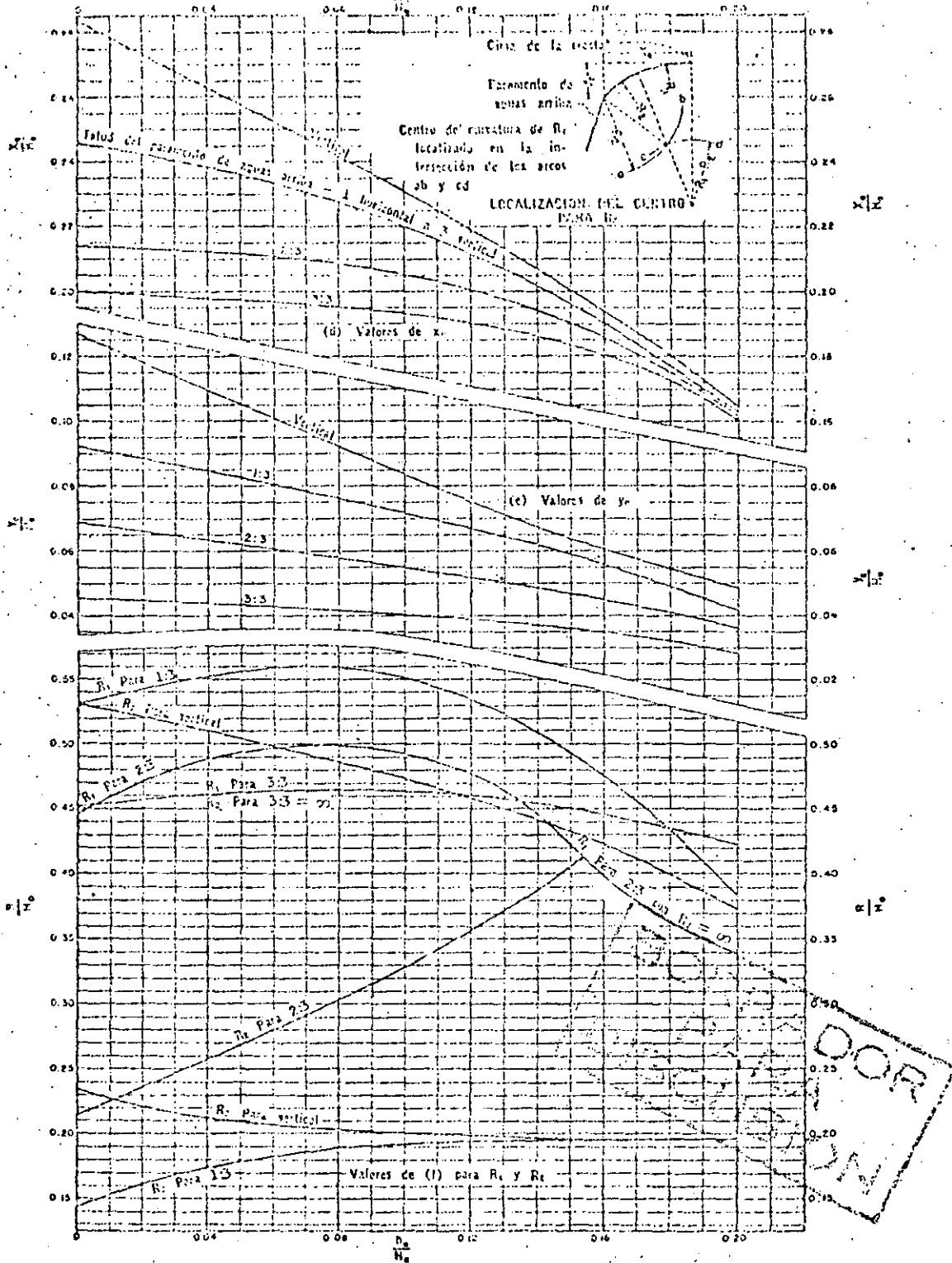


Fig 3.12 Constantes para calcular el sector aguas arriba en un cimacio, de acuerdo al criterio general del USBR. Tomada de la referencia 3.9

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 intersección 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 intersección de los dos arcos, y trazando la curva desde el punto (X_C, Y_C)

BORRADOR
 PARA
 DISCUSIÓN

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.

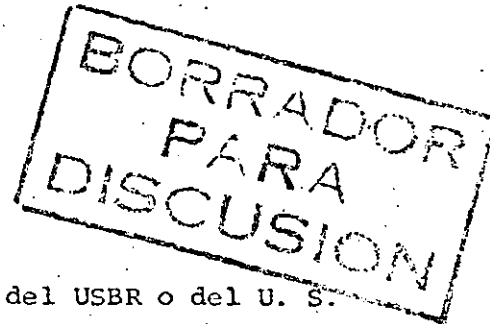
Una velocidad de llegada se considera despreciable cuando:

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

donde:

P ; Profundidad del canal de acceso

H_0 ; Carga de diseño



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 H_0 , ver fig 3.13.

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

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

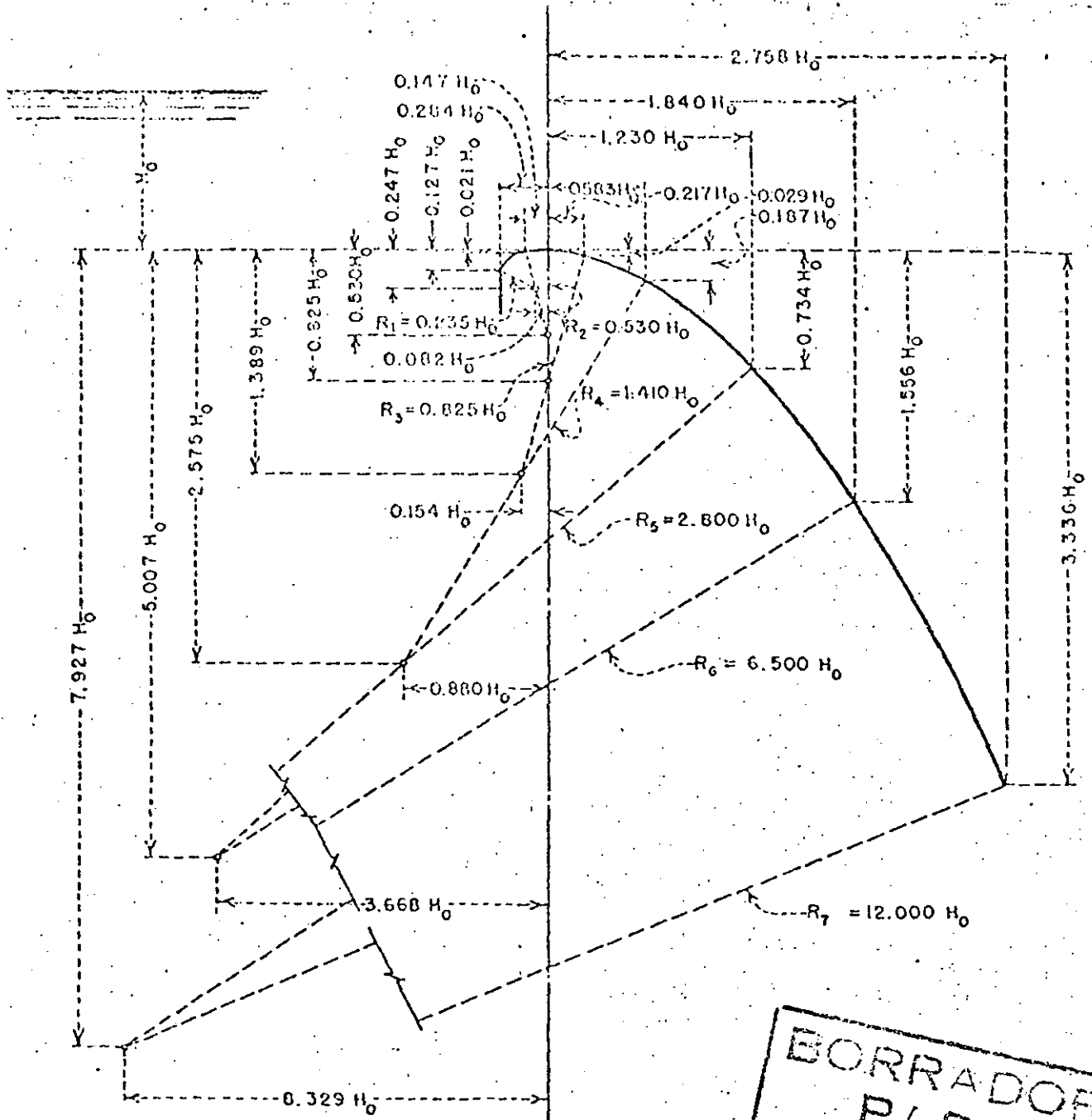
donde:

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

H_0 ; Es la carga de diseño

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

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



**BORRADOR
PARA
DISCUSION**

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

Tomada de la referencia 3.9

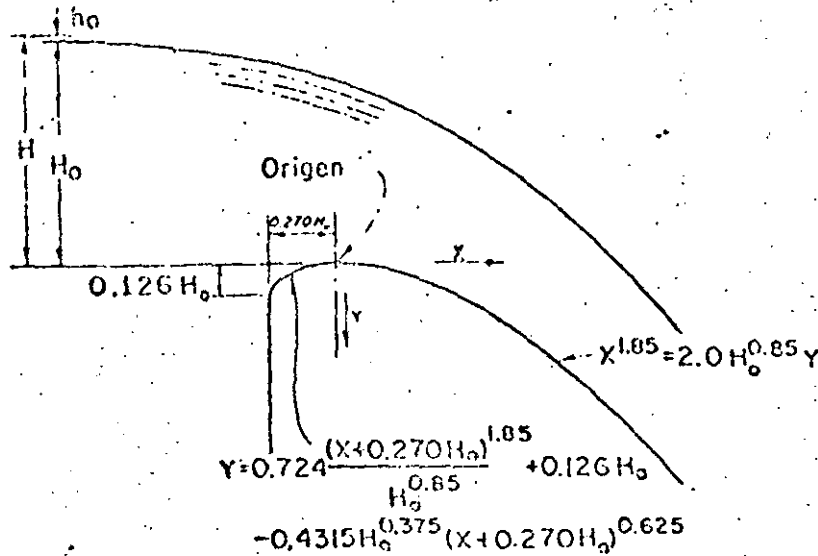


Fig 3.14 Criterio de diseño de cimacios según el USACE, para $\frac{P}{H_0} \geq 1$.
Tomado de la referencia 3.2

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

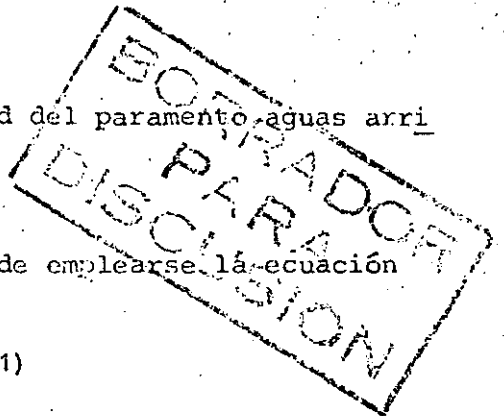
6.2.2 Velocidad de llegada despreciable y talud del paramento aguas arriba inclinado. Criterio USACE.

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:

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

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

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

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

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

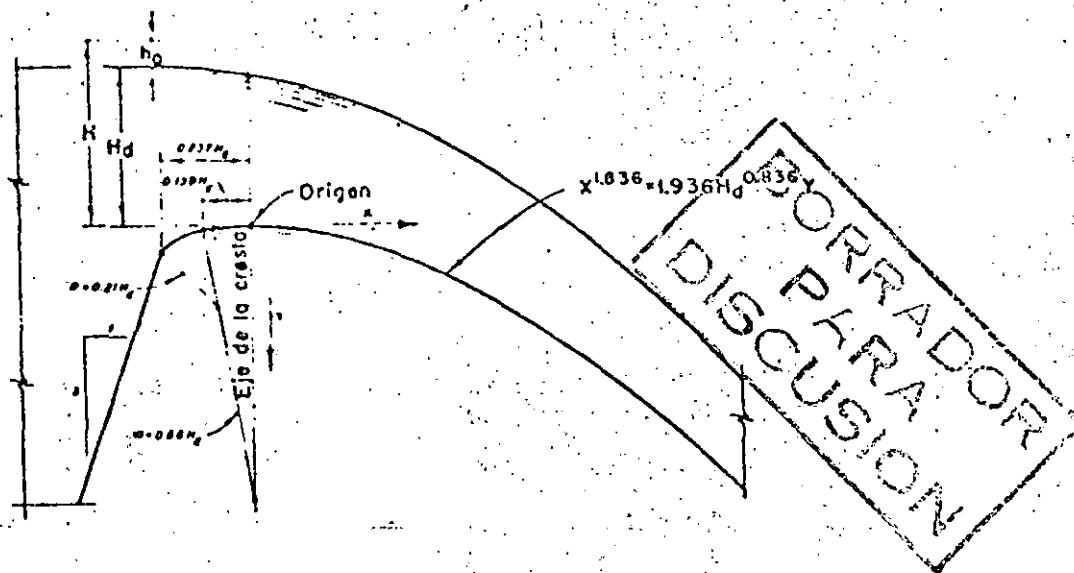


Fig 3.15 Criterio USACE, para $\frac{P}{H_0} \geq 1$ y talud aguas arriba 3:1

Tomado de la referencia 3.2

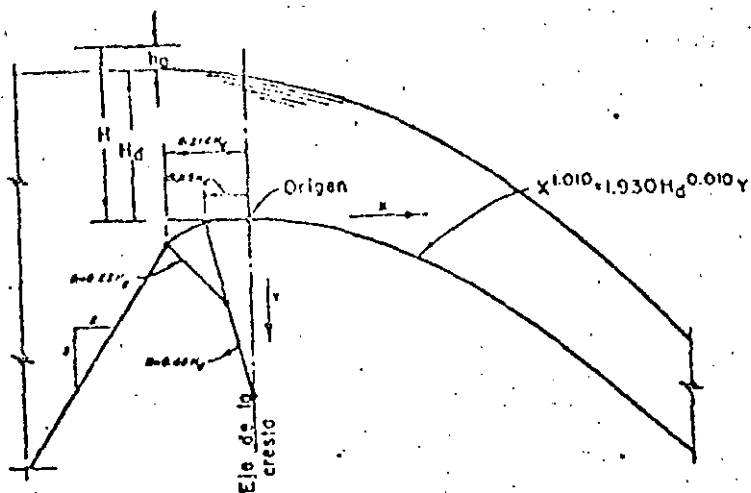
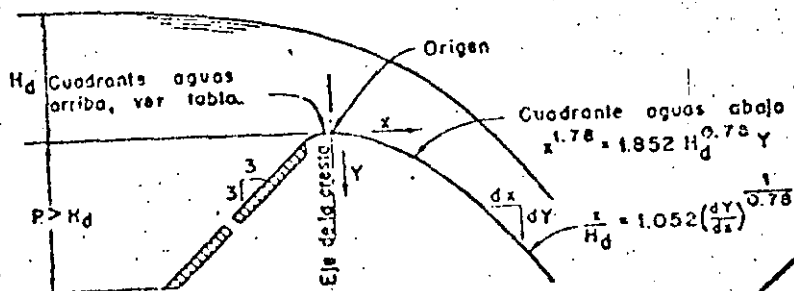


Fig 3.16 Criterio USACE, para $\frac{P}{H_o} \geq 1$ y talud aguas arriba 3:2
Tomado de la referencia 3.2

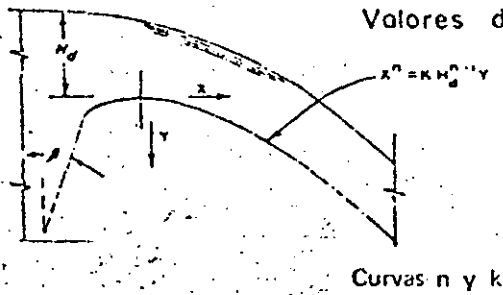
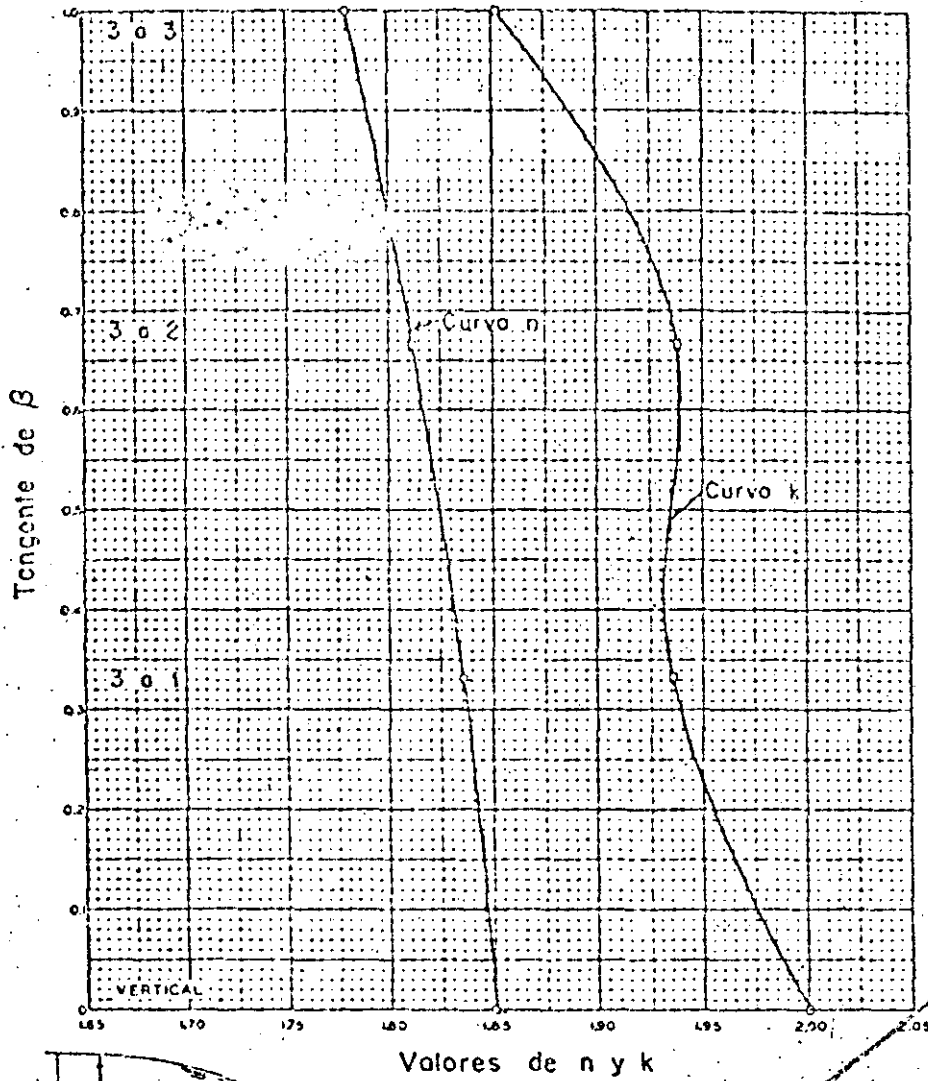


CUADRANTE AGUAS ARRIBA

X/H _d	Y/H _d	X/H _d	Y/H _d
-0.000	0.0000	-0.150	0.0239
-0.070	0.0004	-0.155	0.0257
-0.070	0.0010	-0.160	0.0275
-0.070	0.0036	-0.165	0.0293
-0.050	0.0065	-0.170	0.0313
-0.100	0.0103	-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	0.0397
-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

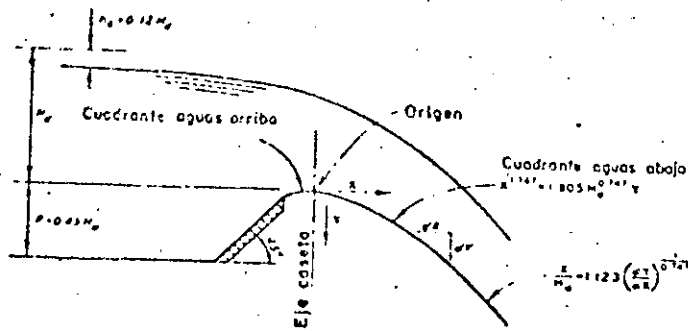


$$\frac{P}{H_d} \geq 1$$

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

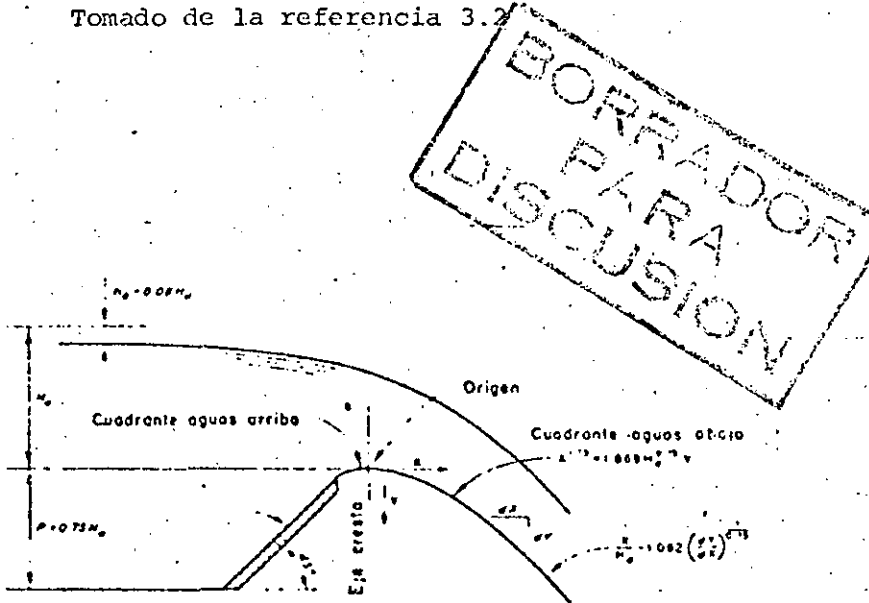


CUADRANTE AGUAS ARRIBA

$\frac{X}{H_0}$	$\frac{Y}{H_0}$
-0.000	0.0000
-0.020	0.0004
-0.040	0.001
-0.060	0.0035
-0.080	0.005
-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

$\frac{X}{H_0}$	$\frac{Y}{H_0}$
-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	0.0288
-0.170	0.0308
-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

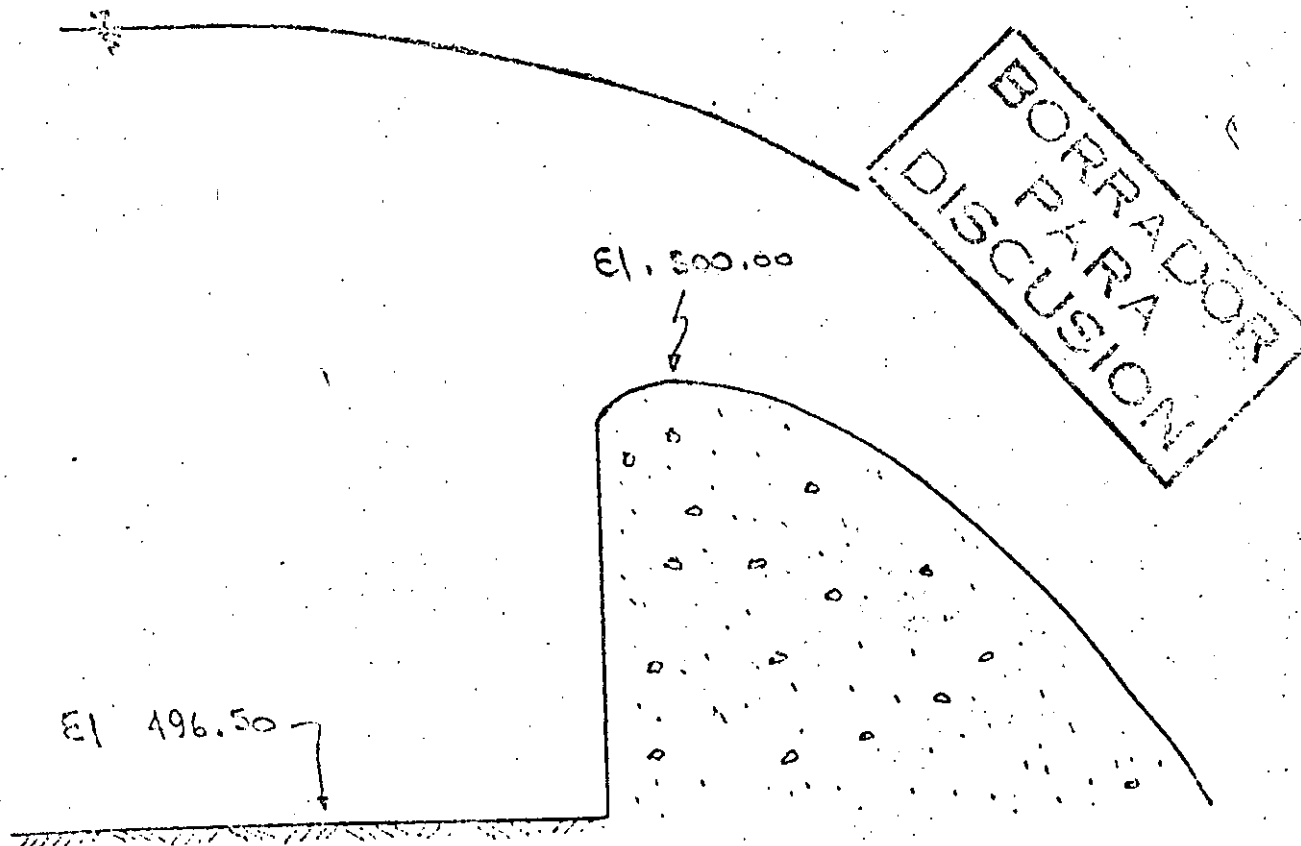


Fig 3.21 Datos del ejemplo 3.1

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

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

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

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 : $Q_0 = 6\ 500\ m^3/s$

Carga de diseño : $H_0 = 5\ m$

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)

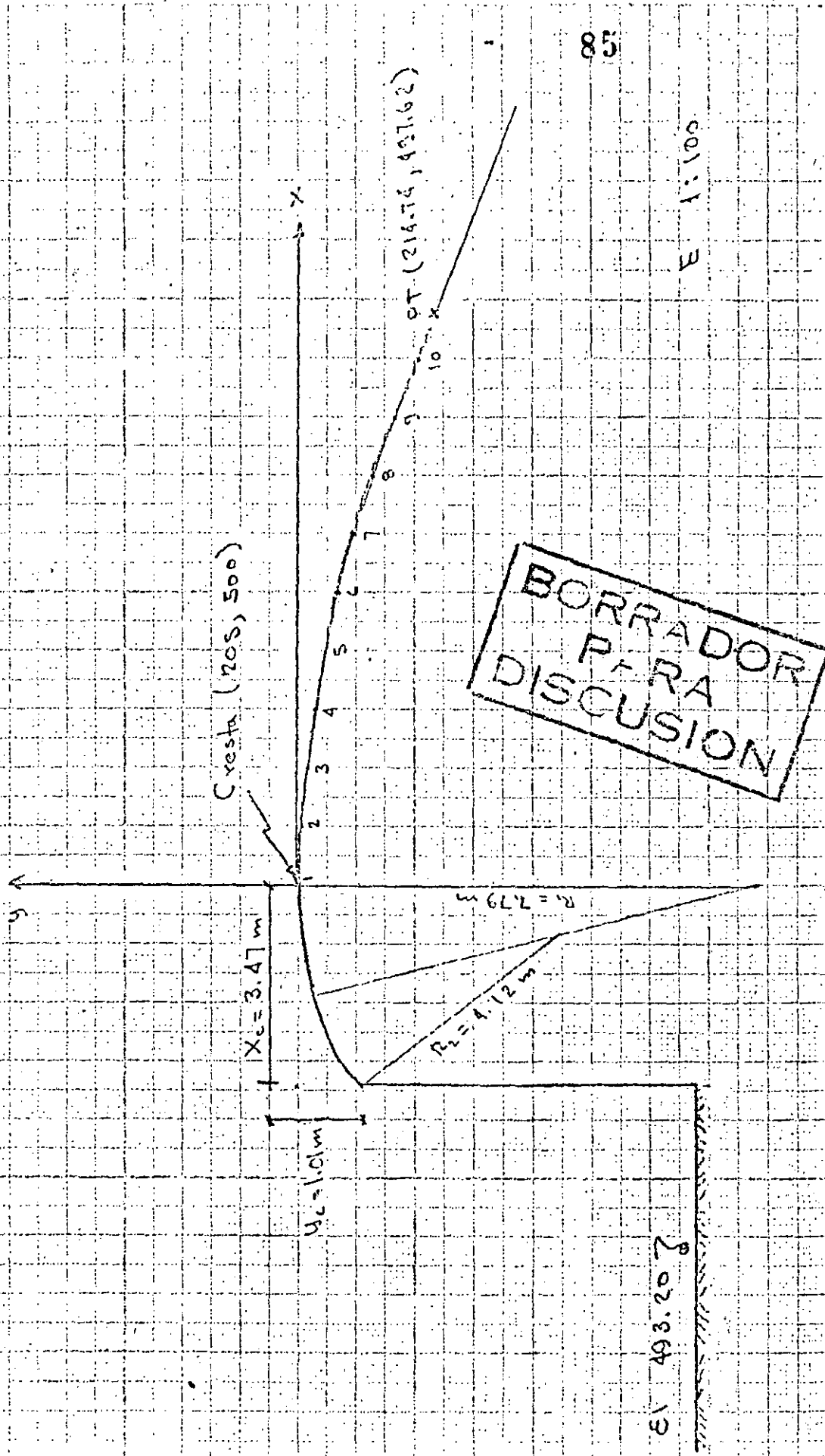
Elevación del piso del canal de llegada:
493.20 m s n m , ver fig 3.23

Solución:

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

$$\frac{P}{H_0} = \frac{6.8}{5.0} = 1.36 > 1$$

por lo tanto se considera despreciable la velocidad de llegada.



BORRADOR
PARA
DISCUSION

Fig 3.22. Sección del cimbrado del ejemplo 3.1.

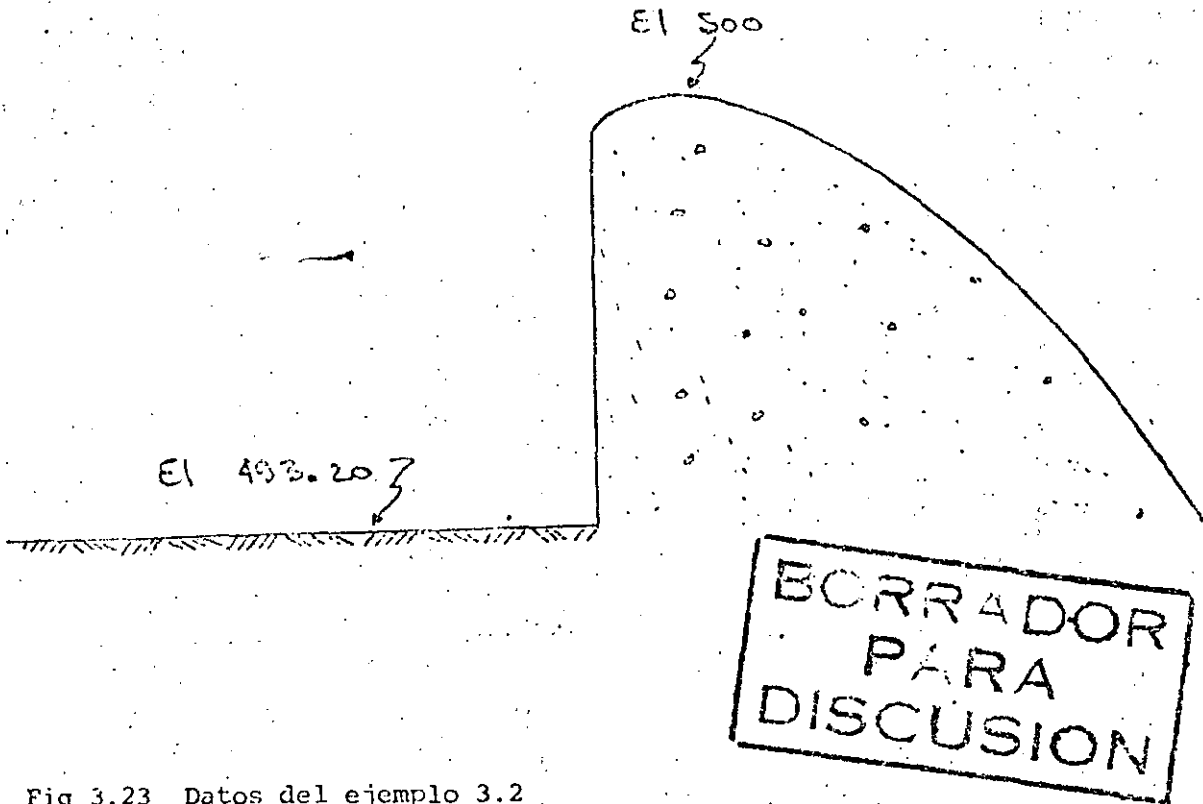


Fig 3.23 Datos del ejemplo 3.2

Para resolver el problema se utilizarán los dos criterios propuestos en el inciso 6:2.1 de este capítulo.

Criterio USBR

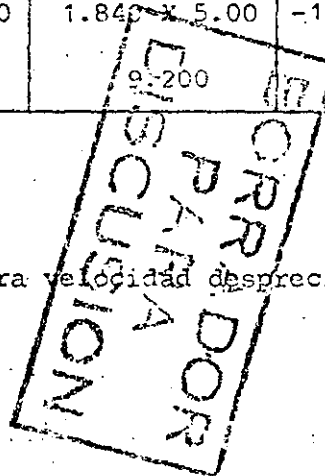
Como se recordará, el perfil del cimacio se traza como una curva compuesta, donde los radios pueden obtenerse de la fig 3.13 los cálculos se presentan en la tabla 3.3

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	-0.082 X 5.00	-0.247 X 5.00	-0.284 X 5.00	-0.127 X 5.00	-0.147 X 5.00	-0.021 X 5.00
	1.175	-0.410	-1.235	-1.420	-0.635	-0.735	-0.105
2	0.530 X 5.00	0.000 X 5.00	-0.530 X 5.00	-0.147 X 5.00	-0.021 X 5.00	0.000 X 5.00	0.000 X 5.00
	2.650	0.000	-2.650	-0.735	-0.105	0.000	0.000
3	0.825 X 5.00	0.000 X 5.00	-0.825 X 5.00	0.000 X 5.00	0.000 X 5.00	0.217 X 5.00	-0.029 X 5.00
	4.125	0.000	-4.125	0.000	0.000	1.085	-0.145
4	1.410 X 5.00	-0.154 X 5.00	-1.389 X 5.00	0.217 X 5.00	-0.029 X 5.00	0.583 X 5.00	-0.187 X 5.00
	7.050	-0.770	-6.945	1.085	-0.145	2.915	-0.935
5	2.800 X 5.00	-0.880 X 5.00	-2.575 X 5.00	0.583 X 5.00	-0.187 X 5.00	1.230 X 5.00	-0.734 X 5.00
	14.000	-4.400	-12.875	2.915	-0.935	6.150	-3.670
6	6.500 X 5.00	-3.668 X 5.00	-5.007 X 5.00	1.230 X 5.00	-0.734 X 5.00	1.840 X 5.00	-1.556 X 5.00
	32.500	-18.340	-25.035	6.150	-3.670	9.200	-7.780
7	12.00 X 5.00	-8.329 X 5.00	-7.927 X 5.00	1.840 X 5.00	-1.566 X 5.00	2.758 X 5.00	-3.336 X 5.00
	60.000	-41.645	-39.635	9.200	-7.830	13.790	-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



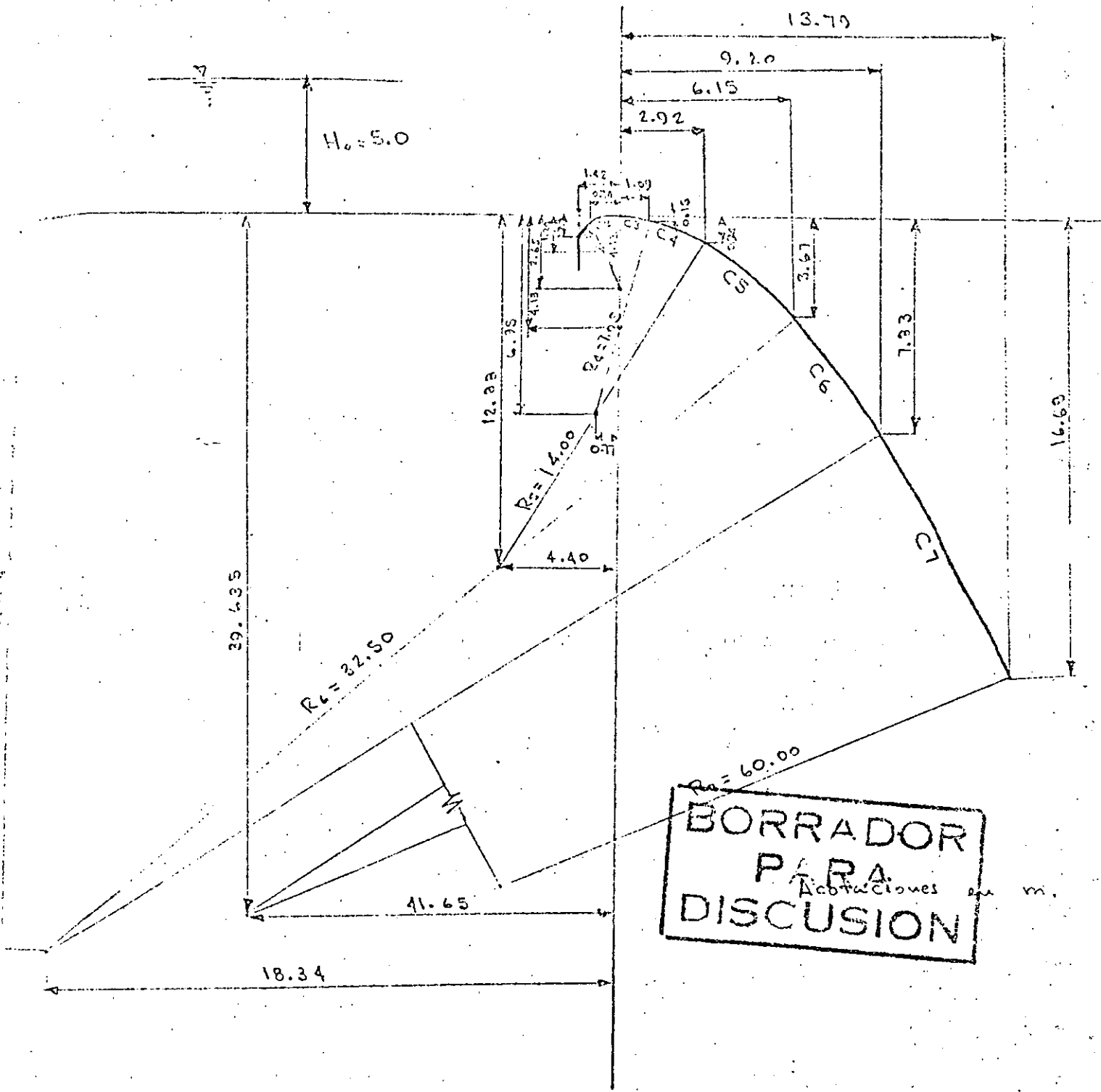


Fig. 3.24 Sección del Cimacio del ejemplo 3.2

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
CORRECTOR
PARA

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

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

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

Carga de diseño : $H_o = 5 \text{ m}$

Coefficiente 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**

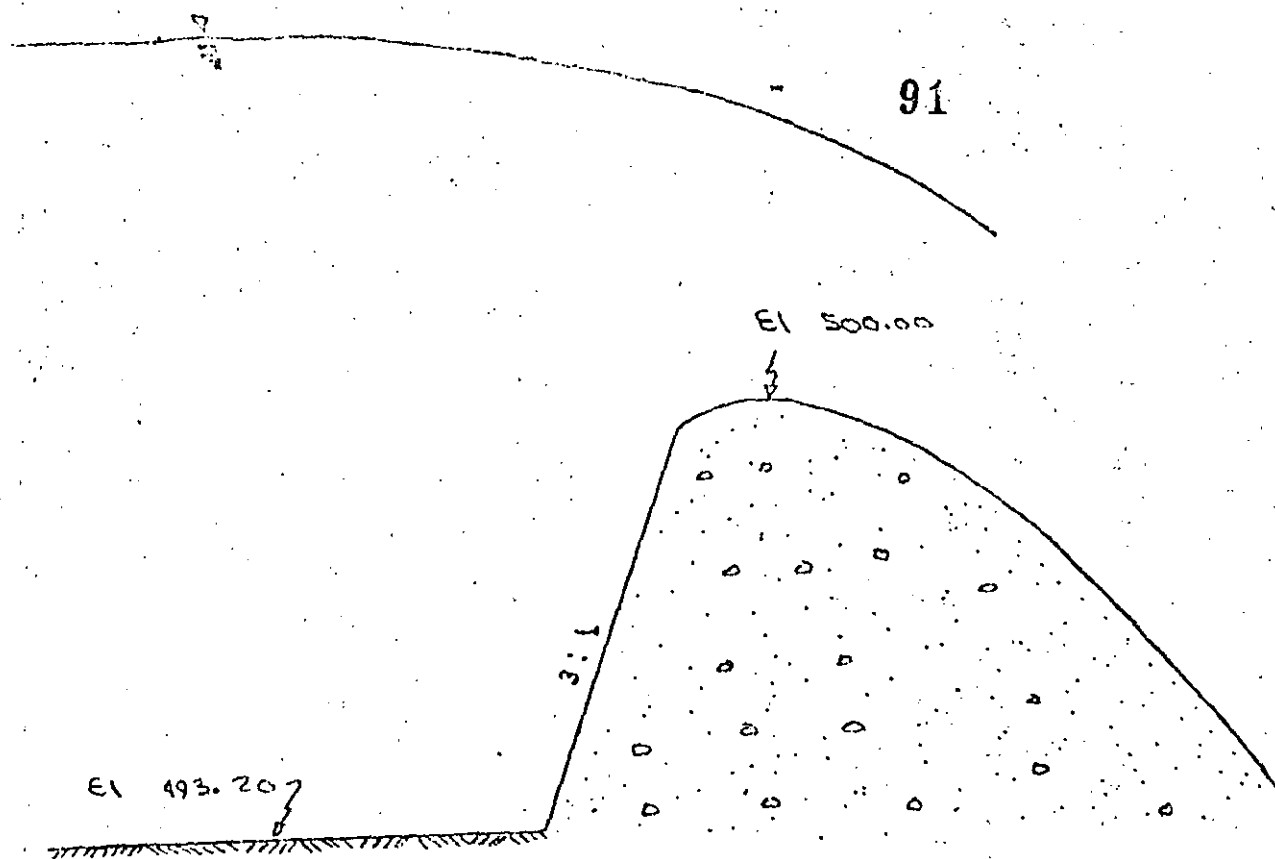


Figura 3.26 Datos del ejemplo 3.3

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	485.07

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

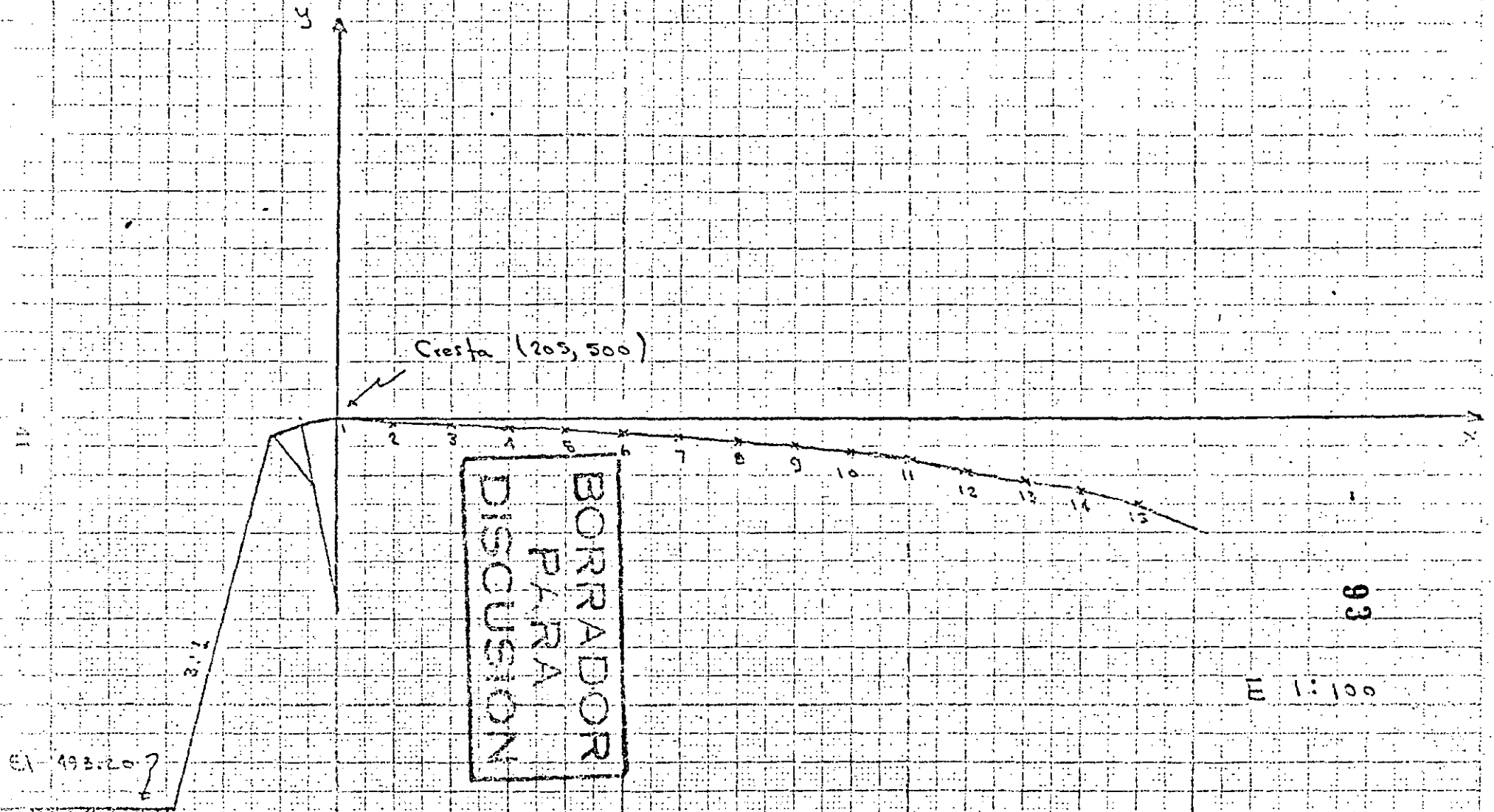


Fig 3.27 Sección del cumbrío del ejemplo 3.2

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

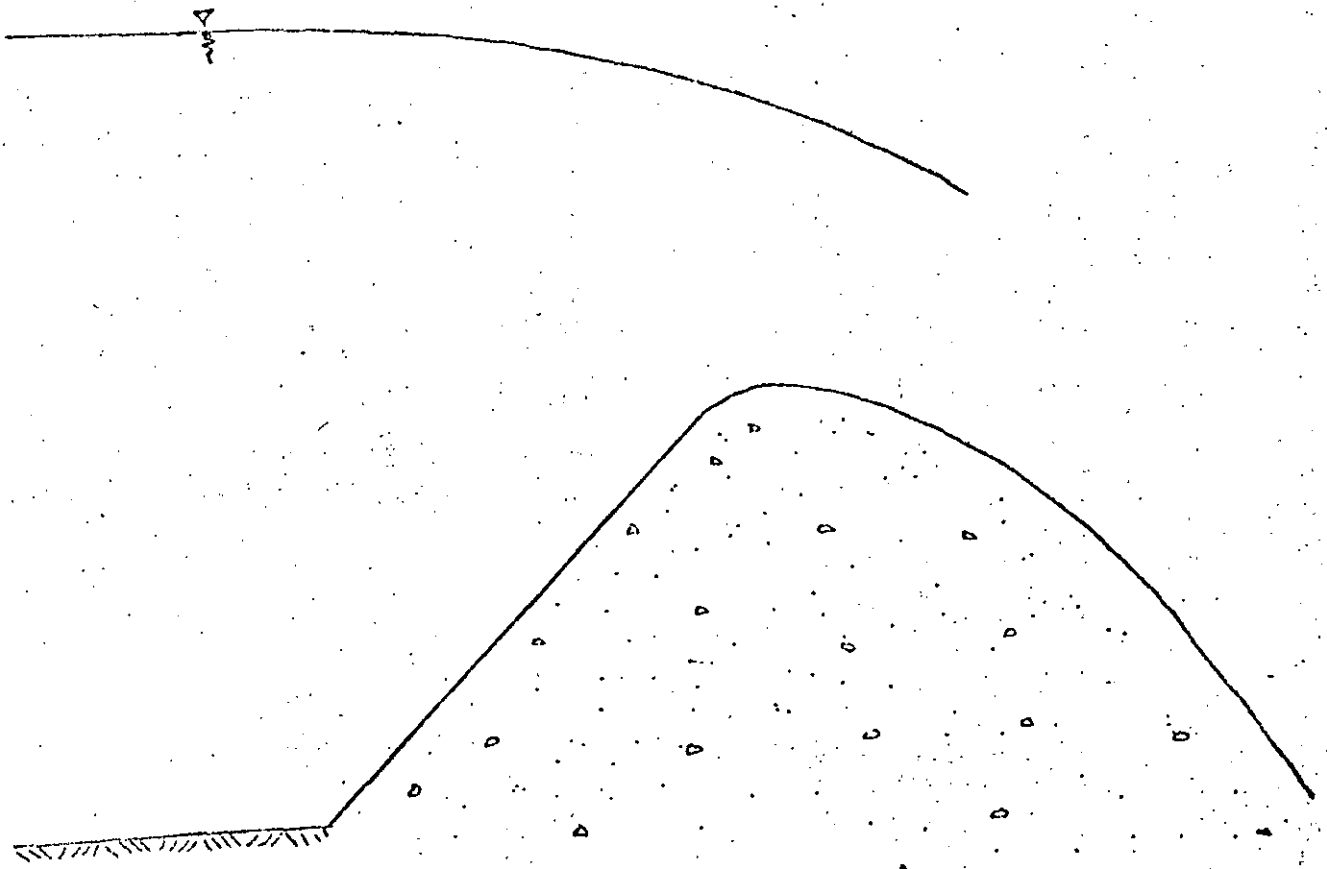


Fig 3.28 Datos del Ejemplo 3.4

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	493.175

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
$\frac{X}{H_o}$	0.000	-0.0600	-0.120	-0.150	-0.180	-0.190
$\frac{Y}{H_o}$	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.

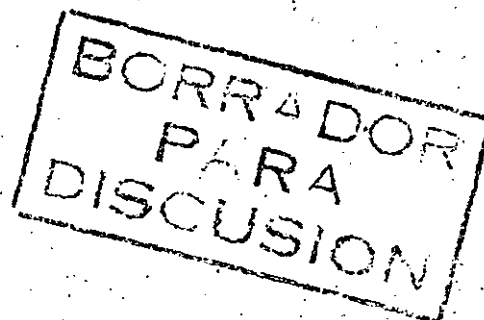
7. Descarga sobre la cresta de un cimacio sin control

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



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

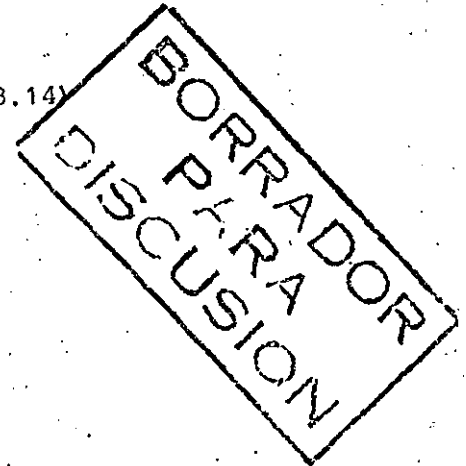
La ecuación general de descarga en un vertedor rectangular está dada por la ecuación:

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

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



$\frac{H}{H+P}$; 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.

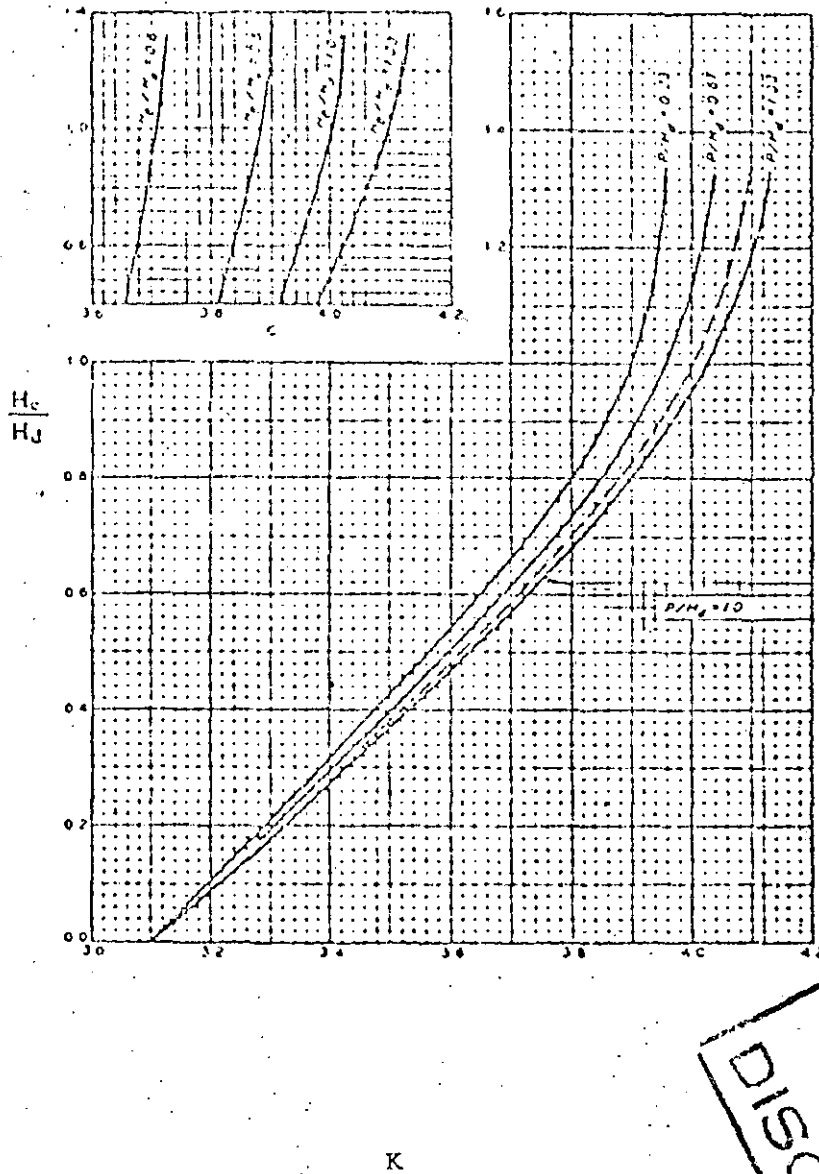
Criterio del U S Army Corps of Engineers. En la figura 3.30 se presenta una gráfica que relaciona al cociente de la carga real y la de diseño, con la profundidad de llegada y la carga de diseño. El coeficiente K obtenido, se relaciona con el coeficiente de descarga C , mediante la ecuación:

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

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,



FORRADOR
BORRACION
DISCUSION

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

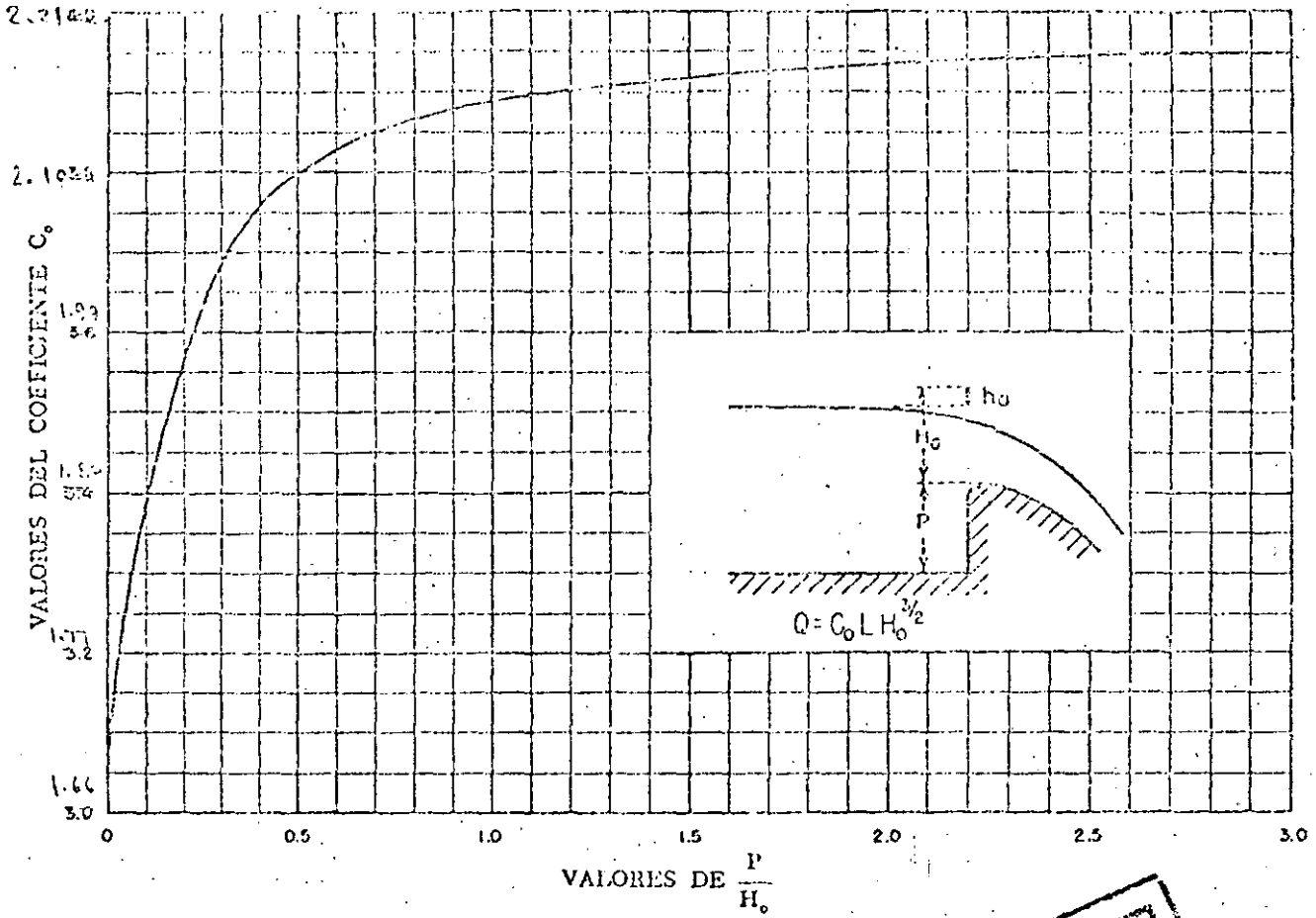


Fig 3.31. Coeficientes de descarga. Criterio U S B R
Tomado de la referencia 3.9.

BORRADOR
 BORRACION
 DISOLUSION

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

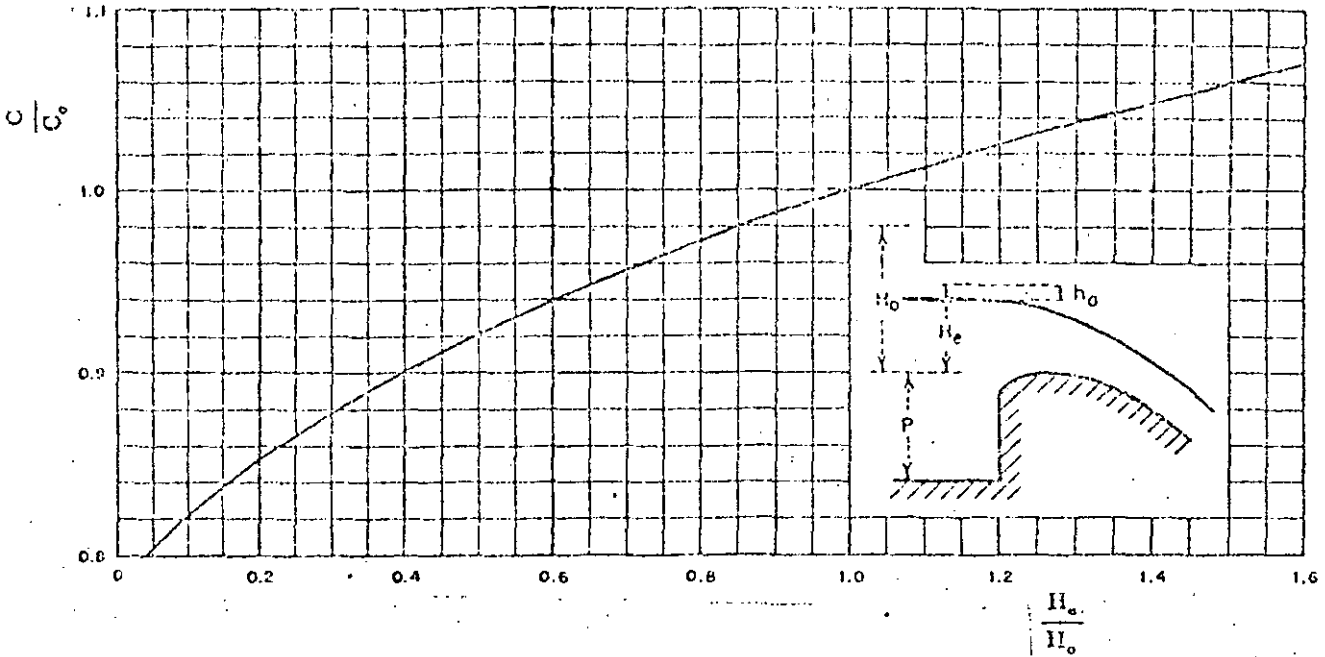


Fig 3.32. Coeficientes de descarga para cargas diferentes a la de proyecto. Criterio U S B R Tomado de la referencia 3.9.

BORRADOR
PARA
DISCUSION

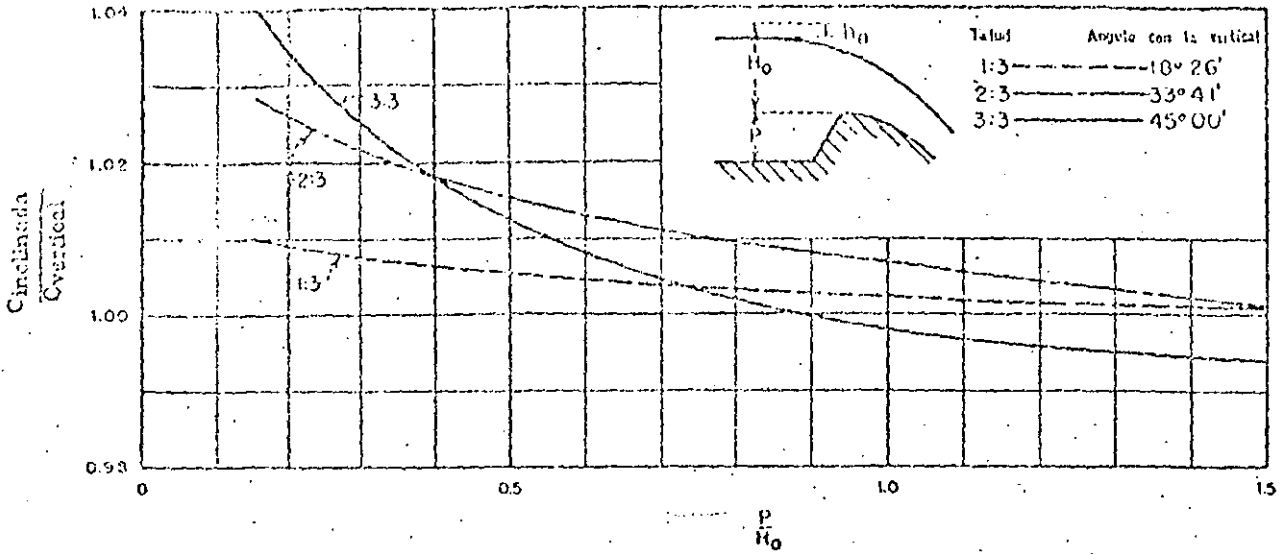
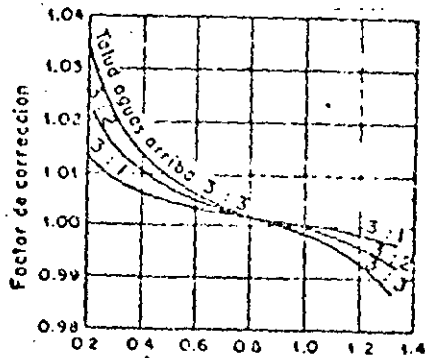


Fig 3.33. Coeficiente de descarga para cimacios con paramento aguas arriba inclinado. Criterio U S A C E . Tomado de la referencia 3.2.



BORRADOR
 NO PARA
 DISCUSION

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

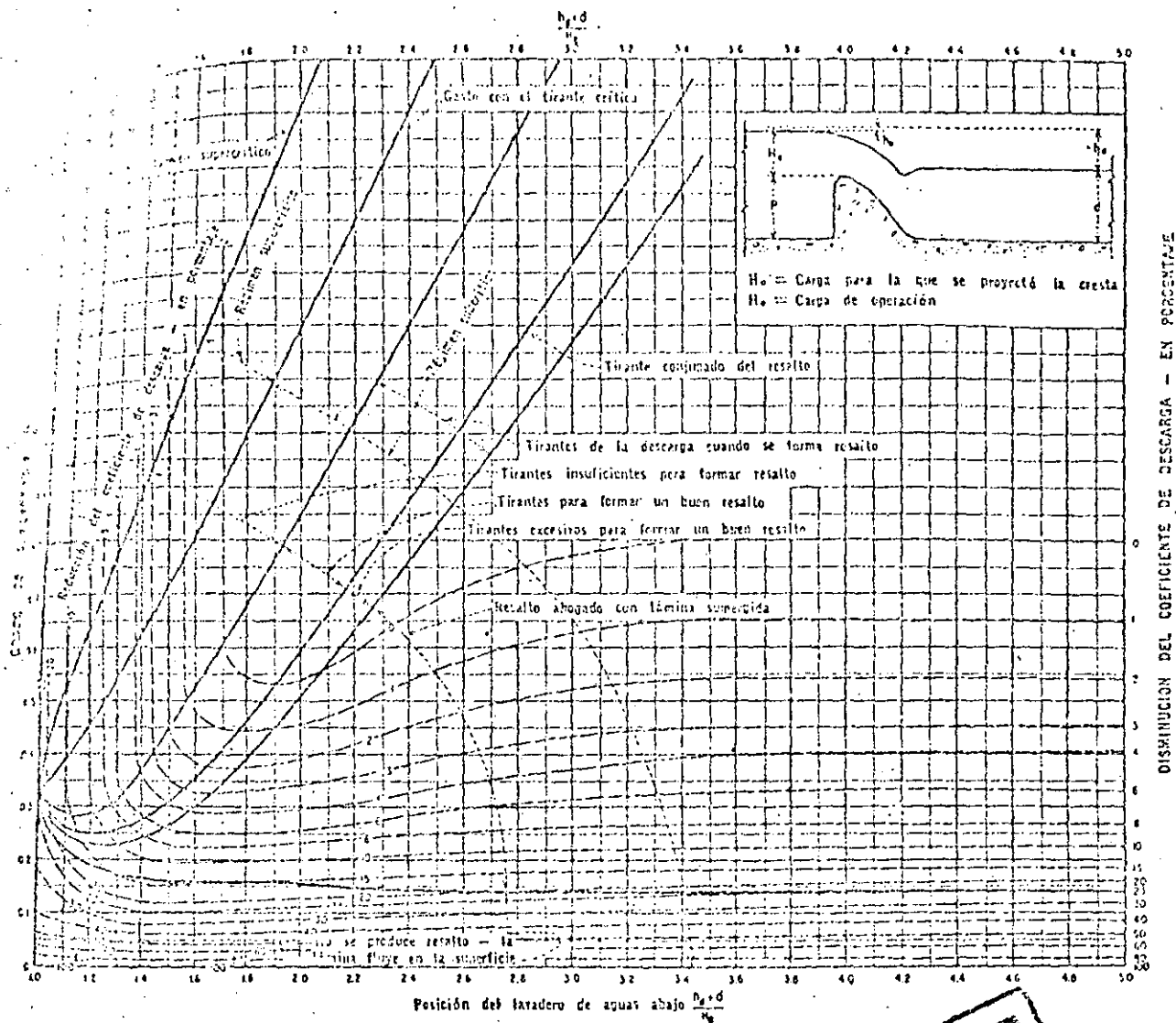


Fig 3.35. Disminución del coeficiente de descarga, en por ciento por efecto de ahogamiento. Criterio USACE. Tomado de la referencia 3.2.

BORRADOR
DISCUSION

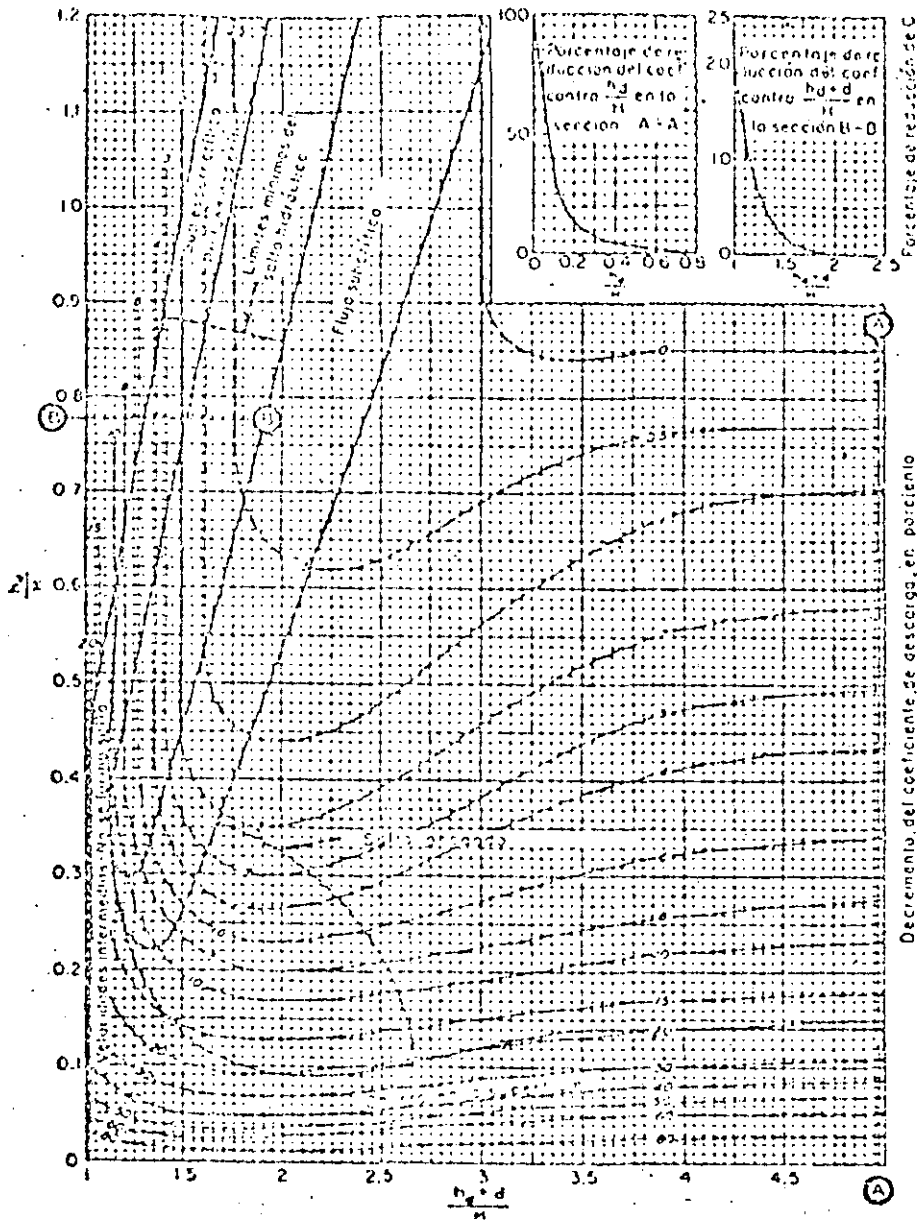


Fig 3.36. Disminución del coeficiente de descarga, en porcentaje por efecto de ahogamiento y nivel del lavadero aguas abajo del cimacio. Criterio USBR. Tomado de la referencia 3.9.

BORRADOR
 DISCUSION

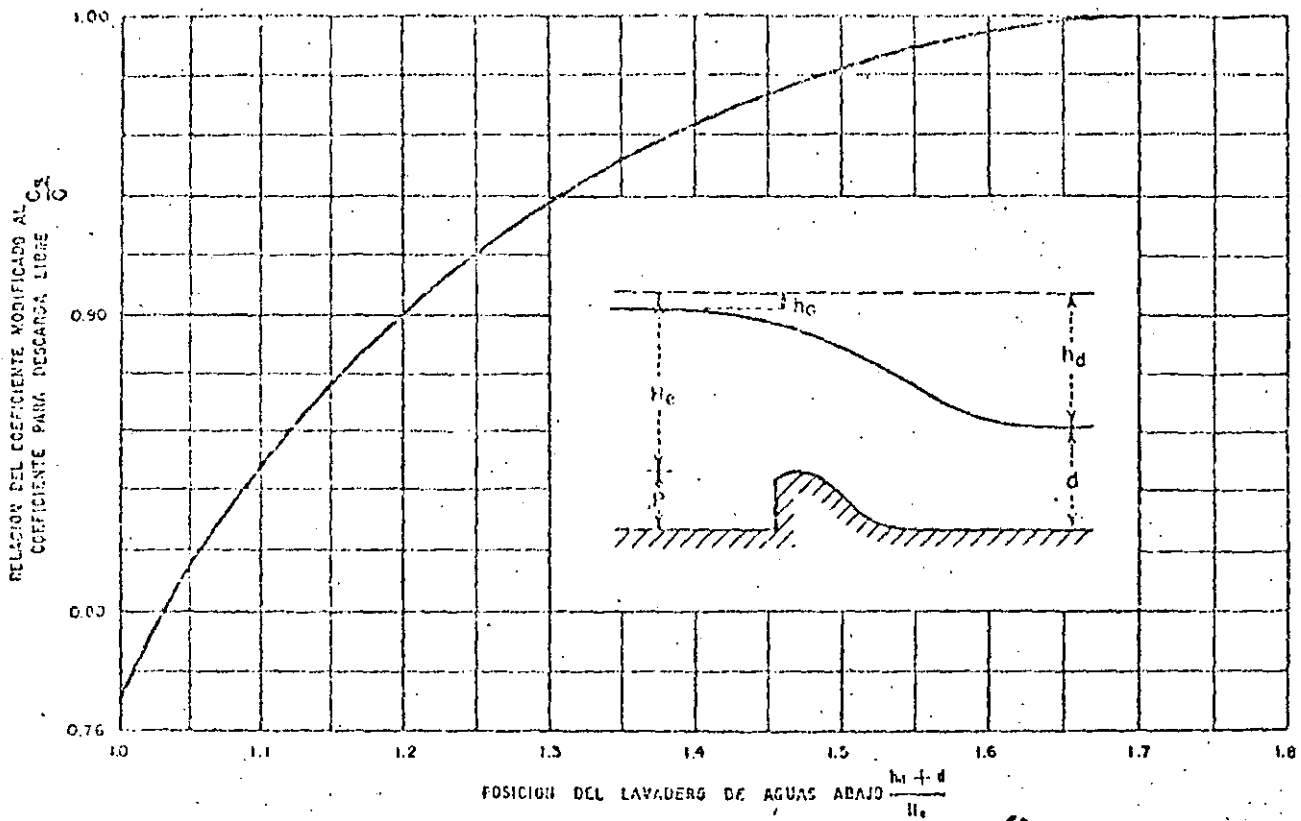


Fig 3.37. Relación de coeficientes de descarga debida al efecto del delantal o lavadero aguas abajo. Criterio USBR. Tomado de la referencia 3.9.

ECORRADOR
PARA
DISCUSION

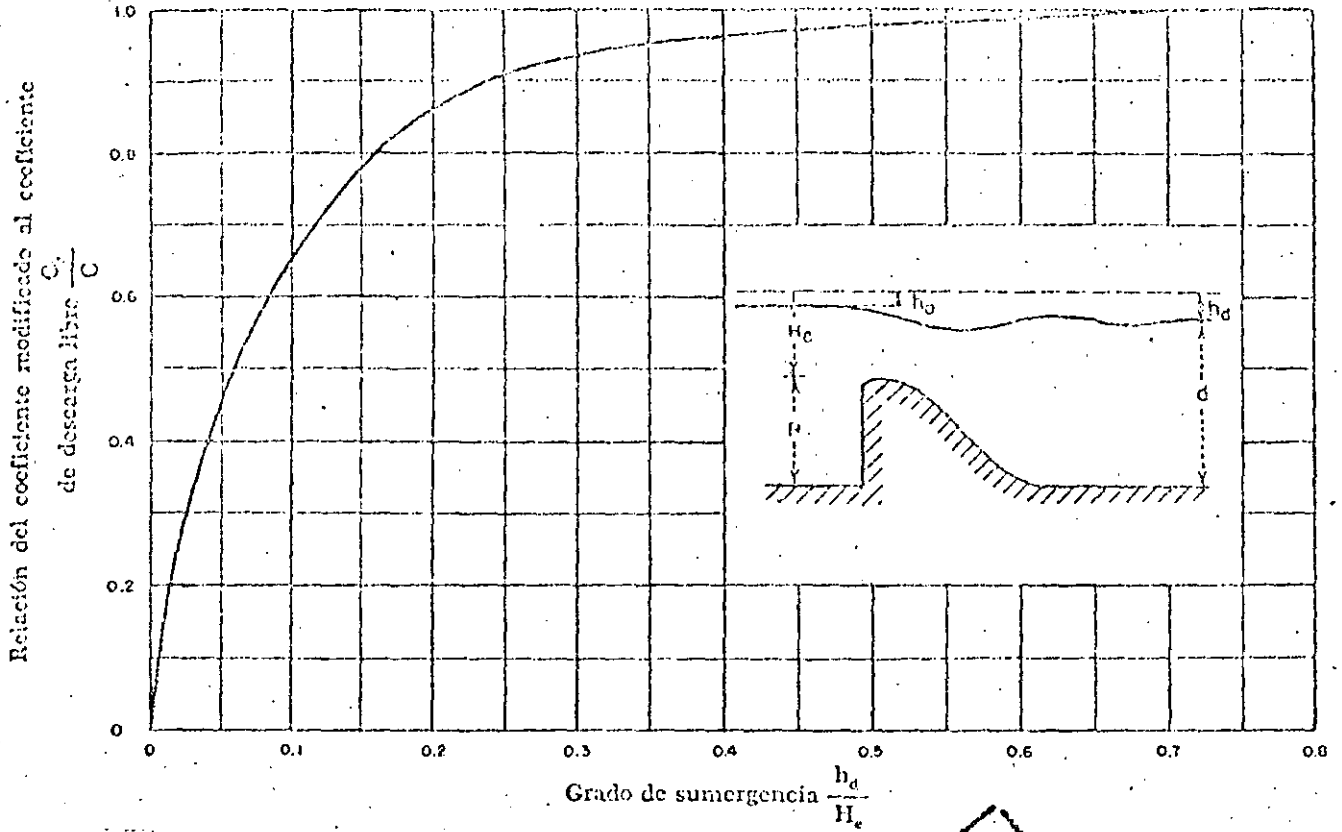


Fig 3.38. Relación de coeficientes de descarga debido al efecto de ahogamiento.
 Criterio USBR. Tomado de la referencia 3.9.

ECORRADOR
 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

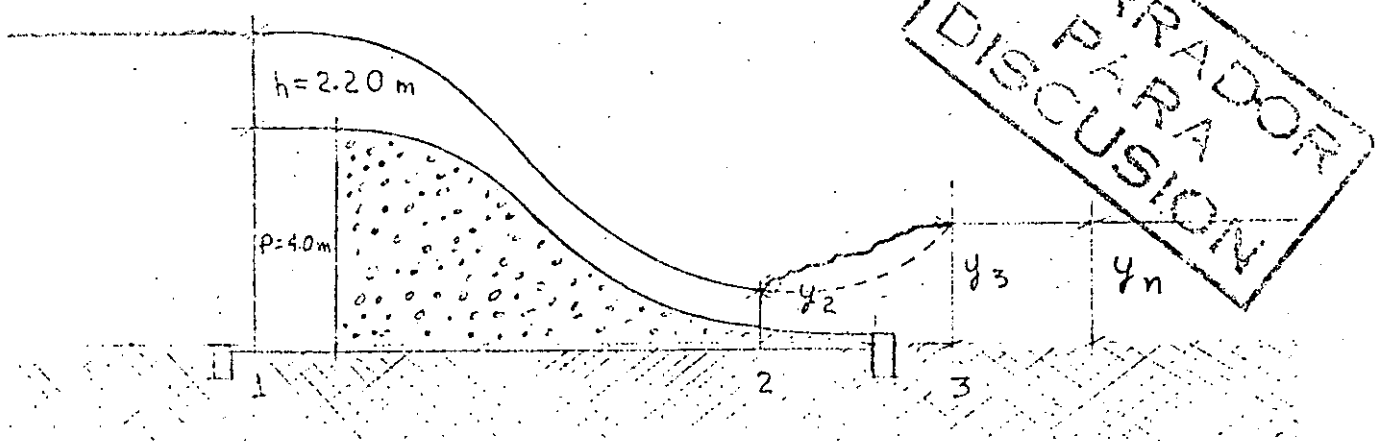


Fig 3.39. Estructura hidráulica del ejemplo 3.6.

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 , 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:

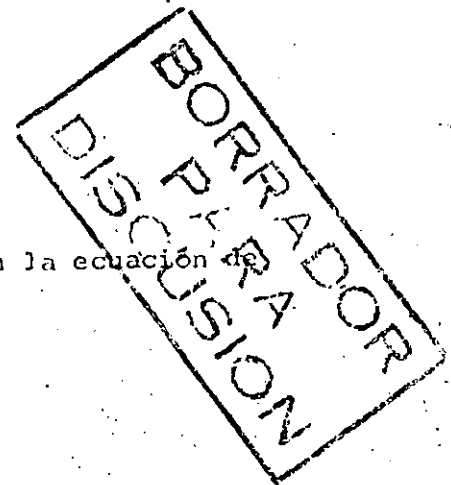
$$Y_n = 5.75 \text{ m}$$

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

$$C_o = 2.18$$

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:

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

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

y la relación:

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

Con el auxilio de la fig 3.32 se obtiene:

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

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 prever 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:

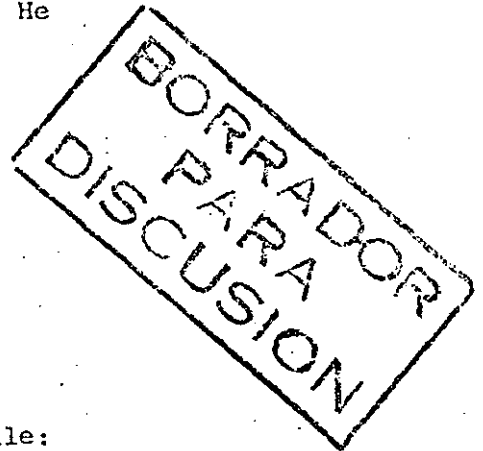
$$0.267 \times 6.18 = 1.65 \text{ m}$$

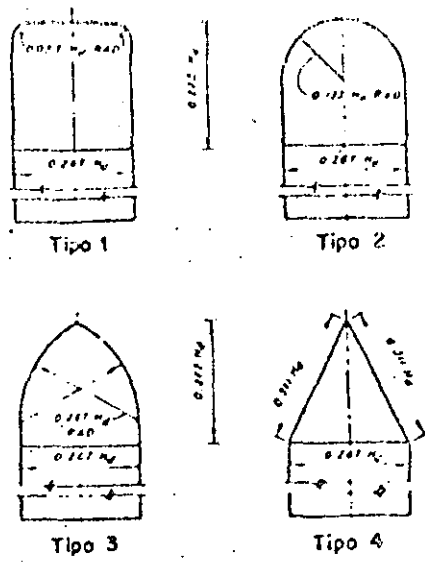
Haciendo uso de la fig 3.41 y la relación:

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

se obtiene:

$$K_a = 0.05$$





H_d : Carga de diseño

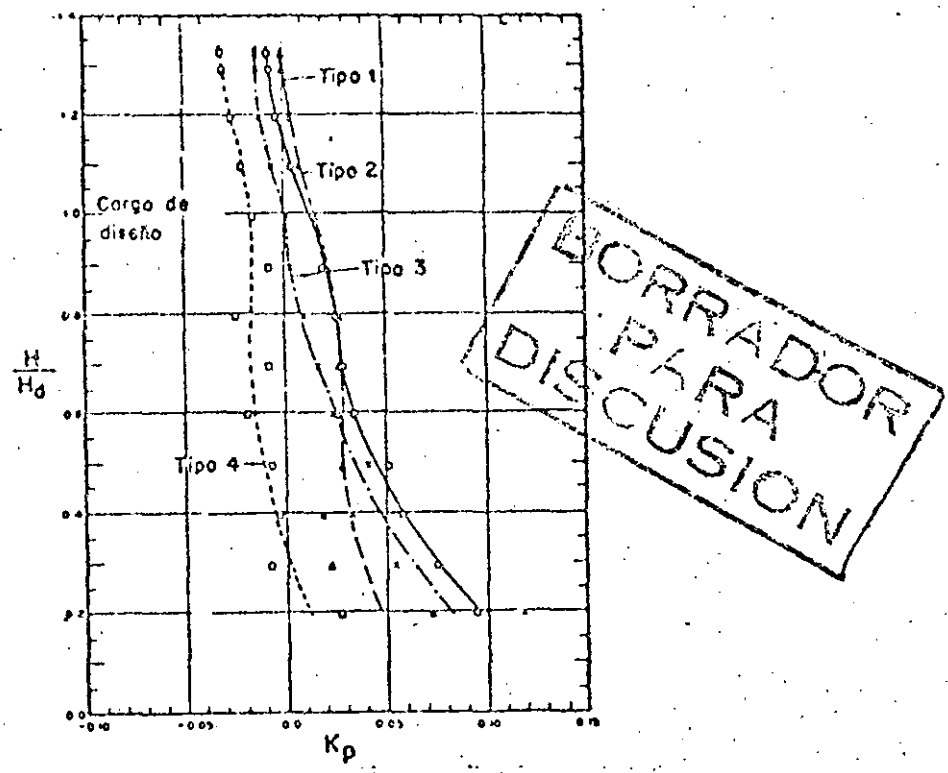
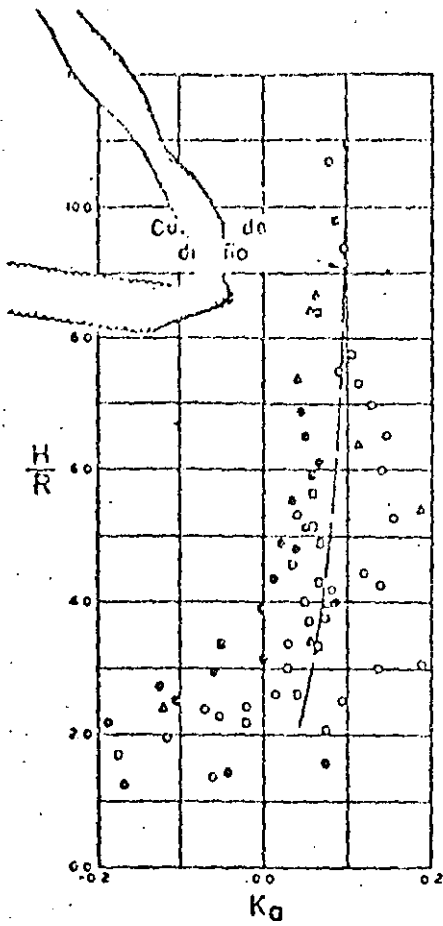
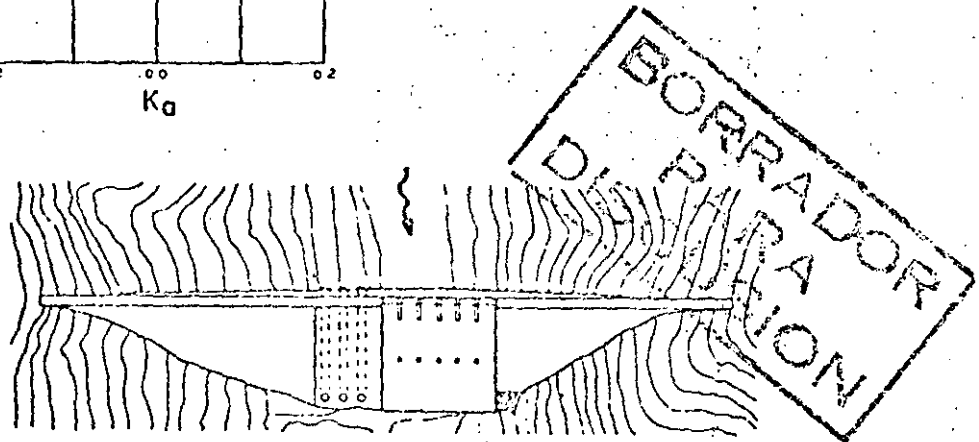


Fig 3.40 Coeficiente de contracción por pilas.
Tomado de la referencia 3.2

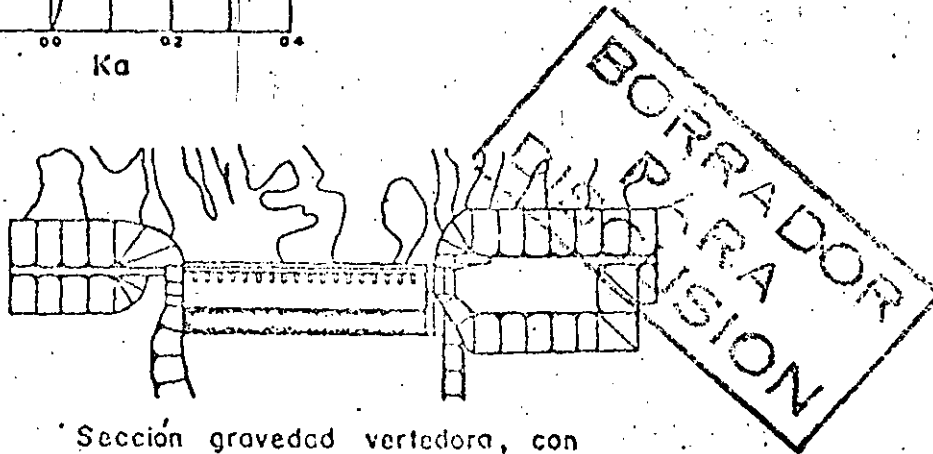
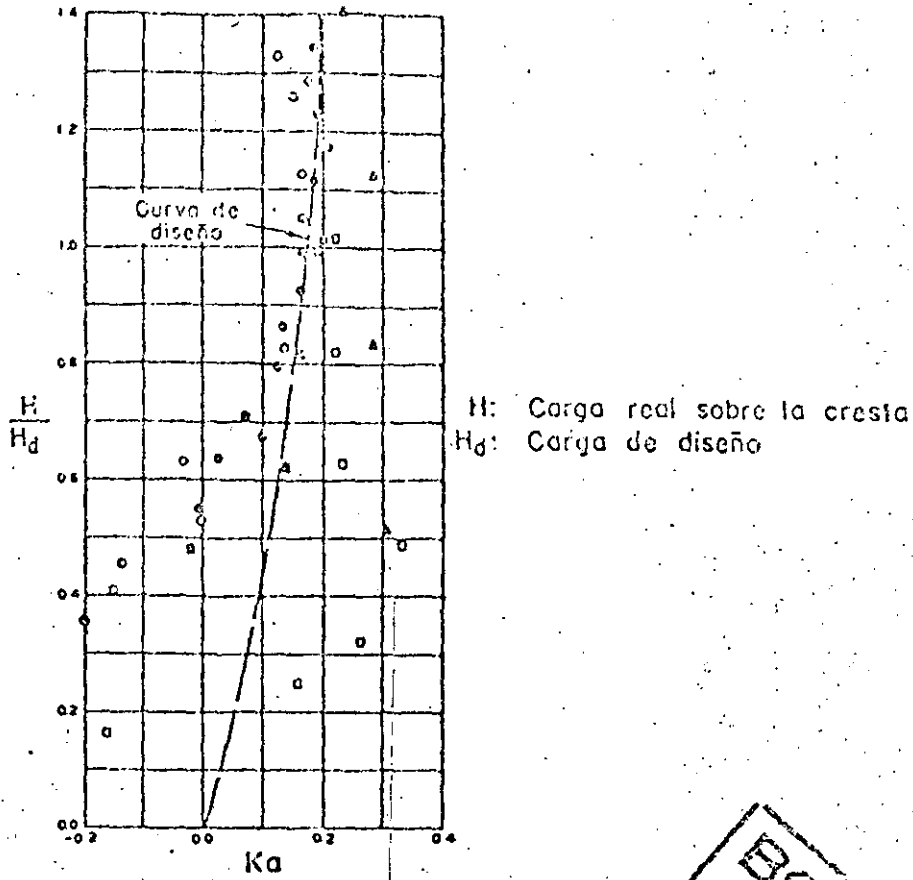


H: Carga sobre el vertedor
R: Radio del estribo.



Sección grovedad vertedoro, con secciones adyacentes de concreto

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



Sección gravedad vertedora, con secciones adyacentes de enrocamiento

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

ahora se sustituye en la ecuación (3.19)

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

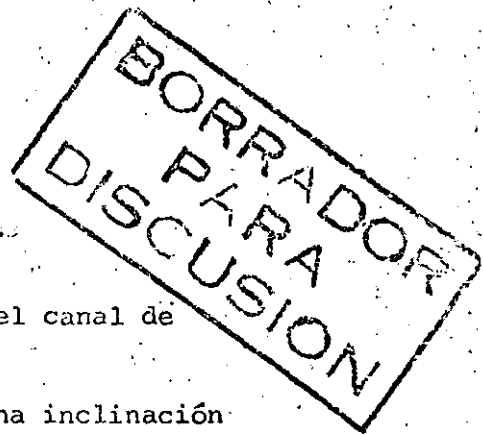
$L_e = 81.018 \text{ m}$

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

- Gasto de diseño $Q_0 = 6300 \text{ m}^3/\text{s}$
- Carga de diseño $H_0 = 21.00 \text{ m}$
- Paramento aguas arriba: vertical
- Elevación de la cresta: 500.00 msnm
- 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°
- Naríz 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

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

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:

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

Como se pretende colocar 2 pilas:

$$N = 2$$

De la fig 3.40 y con la relación

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

se tiene:

$$K_p = 0.015$$

Para conocer L_e se emplea la ecuación:

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

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

**BORRADOR
PARA
DISCUSION**

Sustituyendo en la ecuación (3.19)

$$L = 34,10 + 2 (\frac{1}{2} \times 0,015 + 0) 21$$

$$L = 35,36 \text{ m}$$

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	Ie (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	33.500	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 constituirá 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 (msnm)

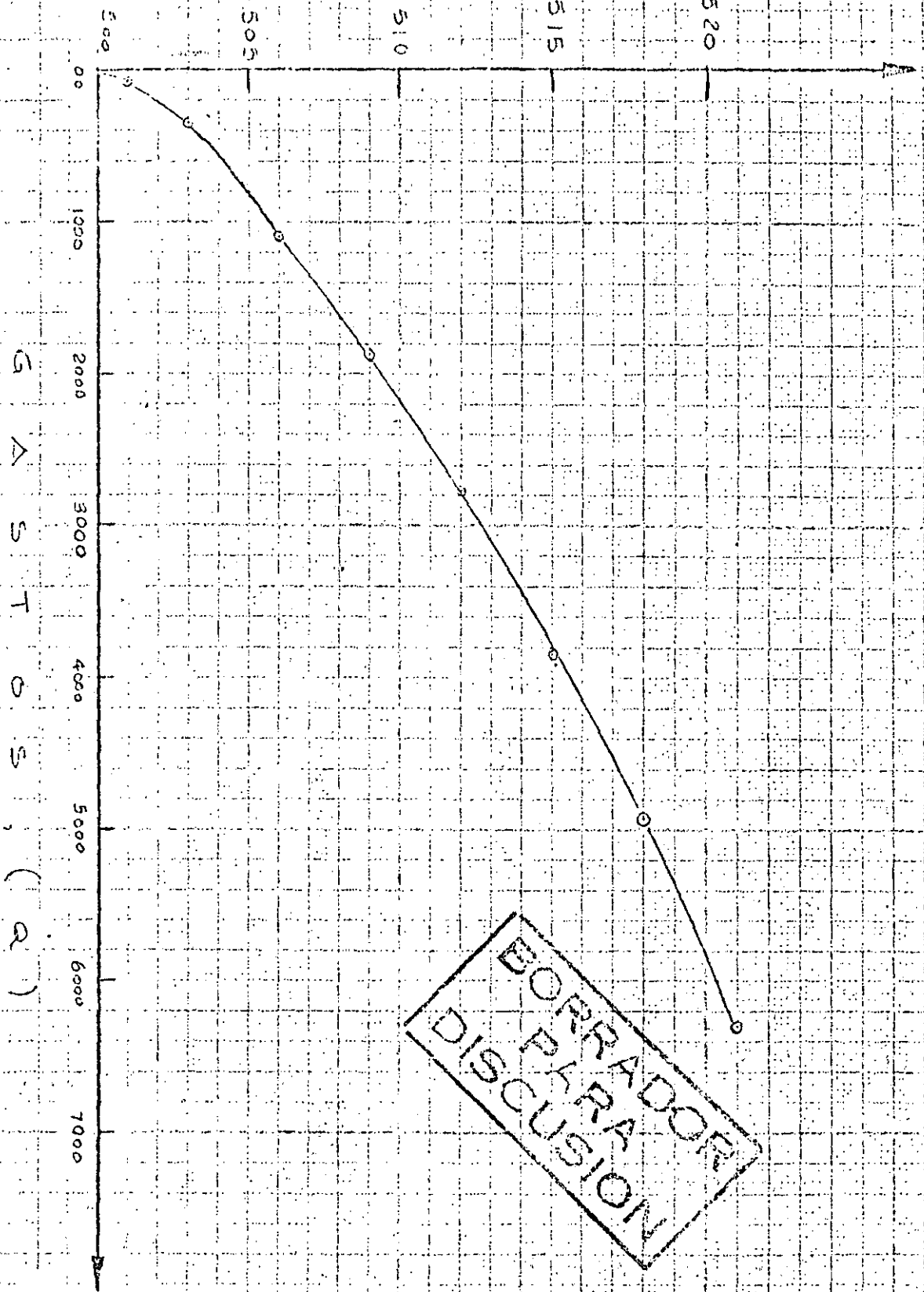


Fig 3.43 Curva gastos elevaciones Ejemplo 3.8

mayores de 10.0 m. Los alerós de los estribos serán de enrocamiento
 con una rápida con pendiente $s = 0.45$ de 250.0 m de longitud,
 de modo que no hay efecto de ahogamiento.

Figura 3.44 se presenta la estructura hidráulica de este problema

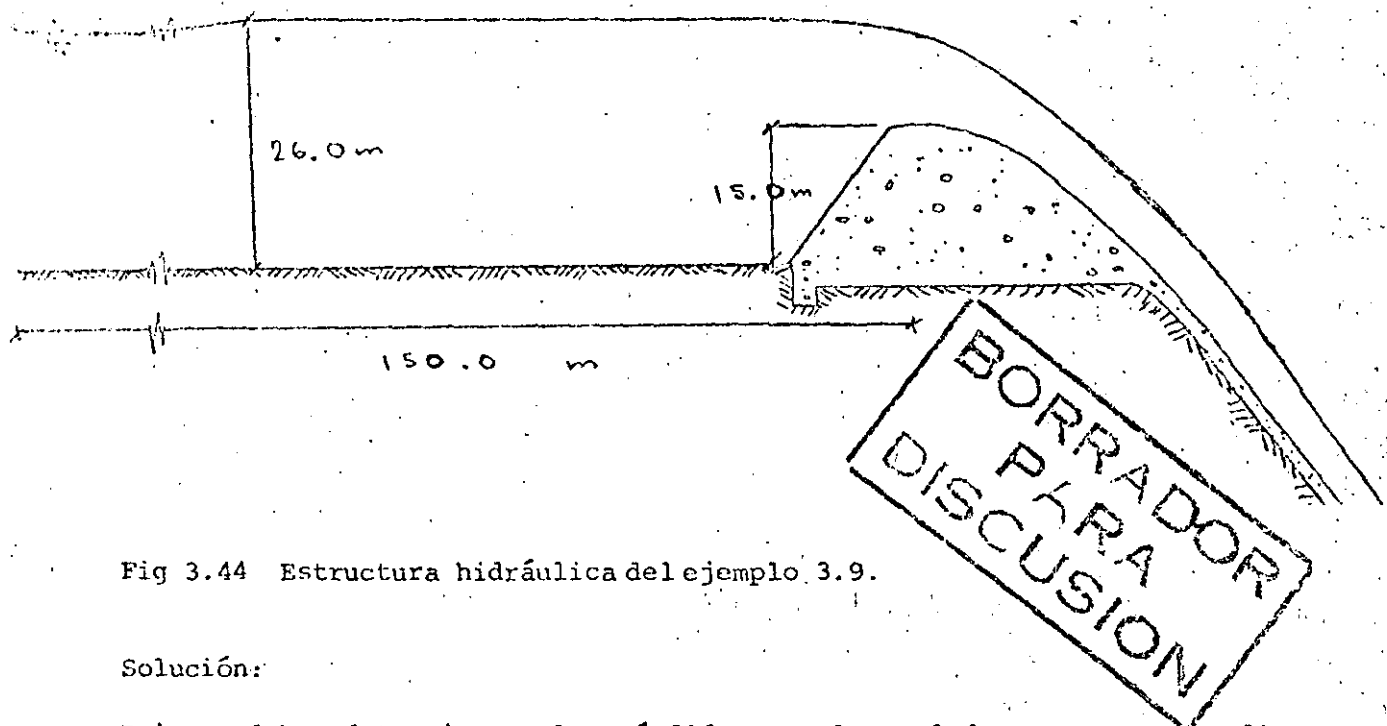


Fig 3.44 Estructura hidráulica del ejemplo 3.9.

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_0 valdrá entonces:

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

Para obtener el valor de C , es necesario calcular la relación P/H_0 y con la fig 3.31 se obtiene:

$$P/H_0 = \frac{15.00}{10.99} = 1.3727$$

Y de la figura mencionada:

$$C_0 = 2.16$$

Este valor de C_0 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

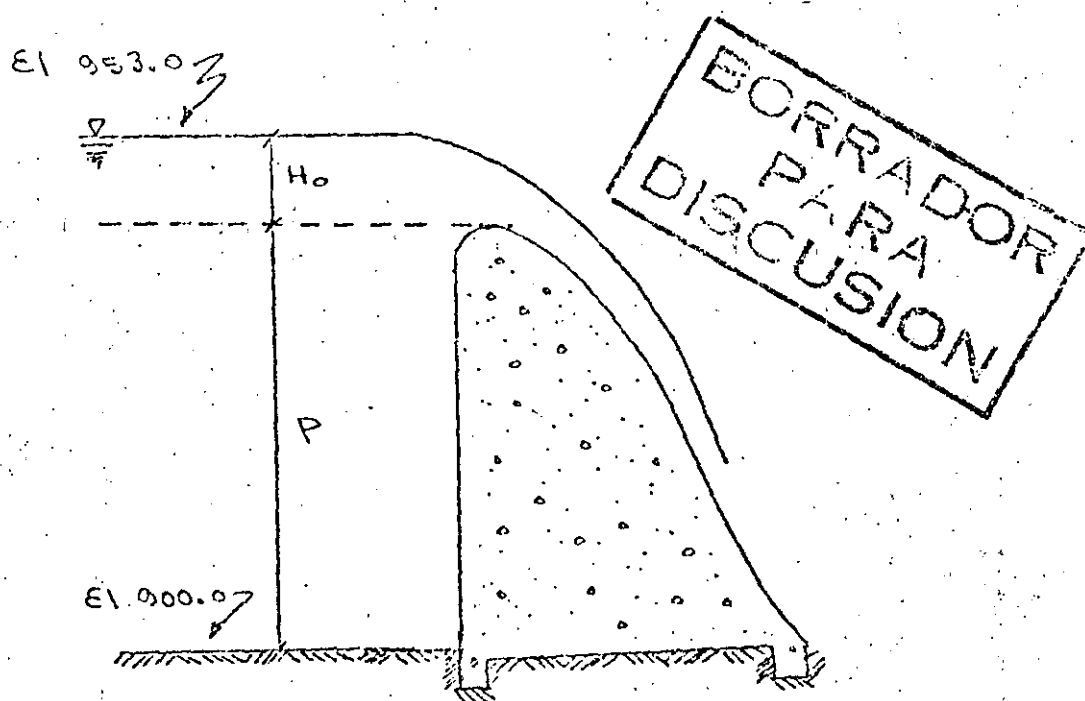


Fig 3.45 Estructura hidráulica del problema 3.10

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 $C = 1.9$.

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

La velocidad de llegada vale:

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

Y 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 en 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:

$$H = Z_i = h_i = \frac{v_i^2}{2g} \quad (3.20)$$

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:

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

Por lo tanto 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 unen 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.

Mas 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:

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

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 Brasil (3.12).

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

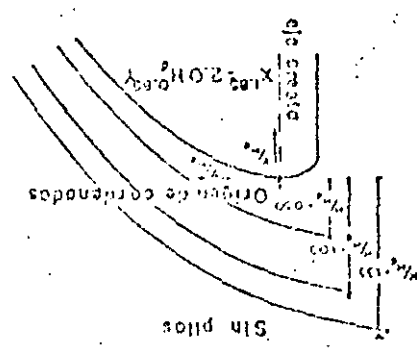
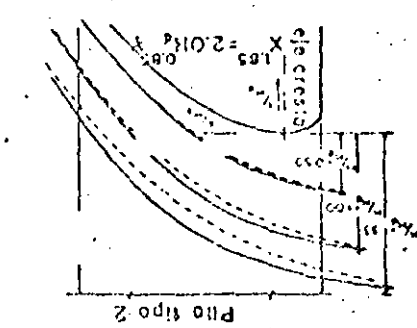
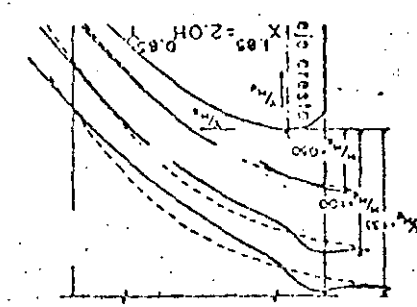
Solución:

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.

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



X/Hd	Y/Hd	X/Hd	Y/Hd	X/Hd	Y/Hd	X/Hd	Y/Hd
1.8	0.438	1.8	0.779	1.8	1.177	1.8	1.575
1.6	0.208	1.6	0.521	1.6	0.925	1.6	1.323
1.4	0.011	1.4	0.286	1.4	0.675	1.4	1.071
1.2	-0.215	1.2	0.067	1.2	0.445	1.2	0.820
1.0	-0.549	1.0	-0.121	1.0	0.240	1.0	0.569
0.8	-0.883	0.8	-0.285	0.8	0.060	0.8	0.318
0.6	-1.217	0.6	-0.425	0.6	-0.076	0.6	0.067
0.4	-1.551	0.4	-0.545	0.4	-0.185	0.4	-0.185
0.2	-1.885	0.2	-0.651	0.2	-0.265	0.2	-0.265
0.0	-2.219	0.0	-0.779	0.0	-0.383	0.0	-0.383
-0.2	-2.553	-0.2	-0.925	-0.2	-0.440	-0.2	-0.440
-0.4	-2.887	-0.4	-0.930	-0.4	-0.482	-0.4	-0.482
-0.6	-3.221	-0.6	-0.929	-0.6	-0.490	-0.6	-0.490
-0.8	-3.555	-0.8	-0.910	-0.8	-0.492	-0.8	-0.492
-1.0	-3.889	-1.0	-0.850	-1.0	-0.495	-1.0	-0.495
-1.2	-4.223	-1.2	-0.744	-1.2	-0.492	-1.2	-0.492
-1.4	-4.557	-1.4	-0.590	-1.4	-0.482	-1.4	-0.482
-1.6	-4.891	-1.6	-0.390	-1.6	-0.460	-1.6	-0.460
-1.8	-5.225	-1.8	-0.140	-1.8	-0.425	-1.8	-0.425

Perfil del agua a lo largo de las pilas

X/Hd	Y/Hd	X/Hd	Y/Hd	X/Hd	Y/Hd	X/Hd	Y/Hd
1.8	0.465	1.8	0.960	1.8	1.276	1.8	1.680
1.6	0.172	1.6	0.521	1.6	0.977	1.6	1.387
1.4	-0.102	1.4	0.256	1.4	0.705	1.4	1.095
1.2	-0.356	1.2	0.015	1.2	0.462	1.2	0.803
1.0	-0.564	1.0	-0.202	1.0	0.257	1.0	0.511
0.8	-0.725	0.8	-0.359	0.8	0.075	0.8	0.219
0.6	-0.847	0.6	-0.539	0.6	-0.098	0.6	-0.076
0.4	-0.944	0.4	-0.647	0.4	-0.220	0.4	-0.265
0.2	-1.015	0.2	-0.735	0.2	-0.313	0.2	-0.383
0.0	-1.071	0.0	-0.805	0.0	-0.384	0.0	-0.440
-0.2	-1.122	-0.2	-0.855	-0.2	-0.431	-0.2	-0.482
-0.4	-1.165	-0.4	-0.890	-0.4	-0.457	-0.4	-0.490
-0.6	-1.194	-0.6	-0.913	-0.6	-0.472	-0.6	-0.492
-0.8	-1.215	-0.8	-0.932	-0.8	-0.480	-0.8	-0.495
-1.0	-1.230	-1.0	-0.941	-1.0	-0.482	-1.0	-0.495
-1.2	-1.240	-1.2	-0.941	-1.2	-0.482	-1.2	-0.495
-1.4	-1.245	-1.4	-0.941	-1.4	-0.482	-1.4	-0.495
-1.6	-1.245	-1.6	-0.941	-1.6	-0.482	-1.6	-0.495
-1.8	-1.245	-1.8	-0.941	-1.8	-0.482	-1.8	-0.495

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

X/Hd	Y/Hd	X/Hd	Y/Hd	X/Hd	Y/Hd	X/Hd	Y/Hd
1.8	0.531	1.8	0.857	1.8	1.209	1.8	1.638
1.6	0.243	1.6	0.453	1.6	0.977	1.6	1.346
1.4	-0.002	1.4	0.204	1.4	0.705	1.4	1.054
1.2	-0.220	1.2	0.055	1.2	0.470	1.2	0.762
1.0	-0.411	1.0	-0.145	1.0	0.258	1.0	0.470
0.8	-0.569	0.8	-0.320	0.8	0.075	0.8	0.178
0.6	-0.705	0.6	-0.465	0.6	-0.075	0.6	-0.076
0.4	-0.821	0.4	-0.585	0.4	-0.200	0.4	-0.265
0.2	-0.919	0.2	-0.681	0.2	-0.300	0.2	-0.383
0.0	-1.000	0.0	-0.755	0.0	-0.371	0.0	-0.440
-0.2	-1.050	-0.2	-0.821	-0.2	-0.425	-0.2	-0.482
-0.4	-1.110	-0.4	-0.865	-0.4	-0.460	-0.4	-0.490
-0.6	-1.151	-0.6	-0.893	-0.6	-0.475	-0.6	-0.492
-0.8	-1.185	-0.8	-0.915	-0.8	-0.481	-0.8	-0.495
-1.0	-1.210	-1.0	-0.933	-1.0	-0.483	-1.0	-0.495
-1.2	-1.230	-1.2	-0.941	-1.2	-0.482	-1.2	-0.495
-1.4	-1.240	-1.4	-0.941	-1.4	-0.482	-1.4	-0.495
-1.6	-1.245	-1.6	-0.941	-1.6	-0.482	-1.6	-0.495
-1.8	-1.245	-1.8	-0.941	-1.8	-0.482	-1.8	-0.495

Perfil del agua sin pilas

X/Hd	Y/Hd	X/Hd	Y/Hd	X/Hd	Y/Hd	X/Hd	Y/Hd
1.8	0.531	1.8	0.857	1.8	1.209	1.8	1.638
1.6	0.243	1.6	0.453	1.6	0.977	1.6	1.346
1.4	-0.002	1.4	0.204	1.4	0.705	1.4	1.054
1.2	-0.220	1.2	0.055	1.2	0.470	1.2	0.762
1.0	-0.411	1.0	-0.145	1.0	0.258	1.0	0.470
0.8	-0.569	0.8	-0.320	0.8	0.075	0.8	0.178
0.6	-0.705	0.6	-0.465	0.6	-0.075	0.6	-0.076
0.4	-0.821	0.4	-0.585	0.4	-0.200	0.4	-0.265
0.2	-0.919	0.2	-0.681	0.2	-0.300	0.2	-0.383
0.0	-1.000	0.0	-0.755	0.0	-0.371	0.0	-0.440
-0.2	-1.050	-0.2	-0.821	-0.2	-0.425	-0.2	-0.482
-0.4	-1.110	-0.4	-0.865	-0.4	-0.460	-0.4	-0.490
-0.6	-1.151	-0.6	-0.893	-0.6	-0.475	-0.6	-0.492
-0.8	-1.185	-0.8	-0.915	-0.8	-0.481	-0.8	-0.495
-1.0	-1.210	-1.0	-0.933	-1.0	-0.483	-1.0	-0.495
-1.2	-1.230	-1.2	-0.941	-1.2	-0.482	-1.2	-0.495
-1.4	-1.240	-1.4	-0.941	-1.4	-0.482	-1.4	-0.495
-1.6	-1.245	-1.6	-0.941	-1.6	-0.482	-1.6	-0.495
-1.8	-1.245	-1.8	-0.941	-1.8	-0.482	-1.8	-0.495

DIVISION
 DE OPERACIONES
 DE LA DOR

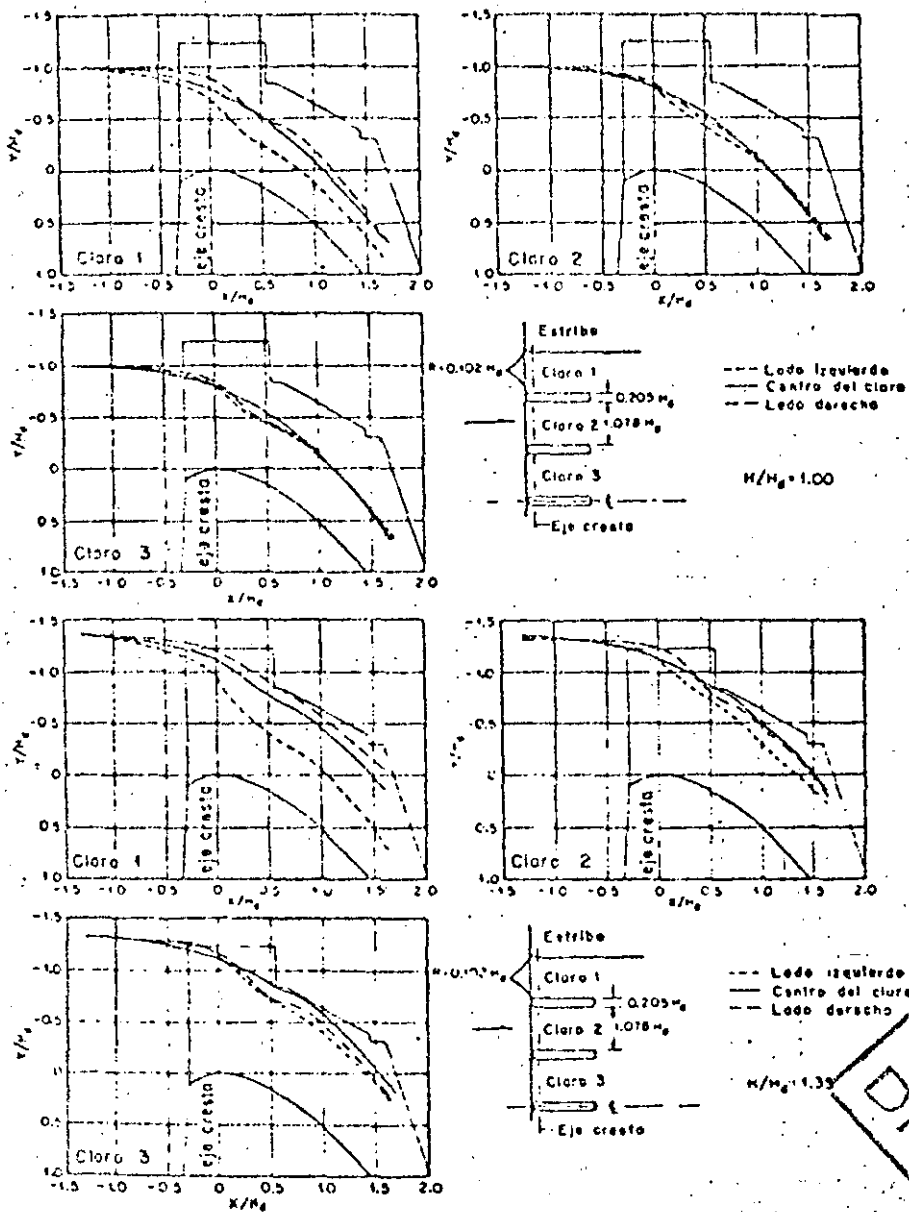


Fig 3.47 Perfil del agua sobre un cimacio tomando en consideración los efectos del canal de acceso y los estribos.

BORRADOR
PARA
DISCUSION

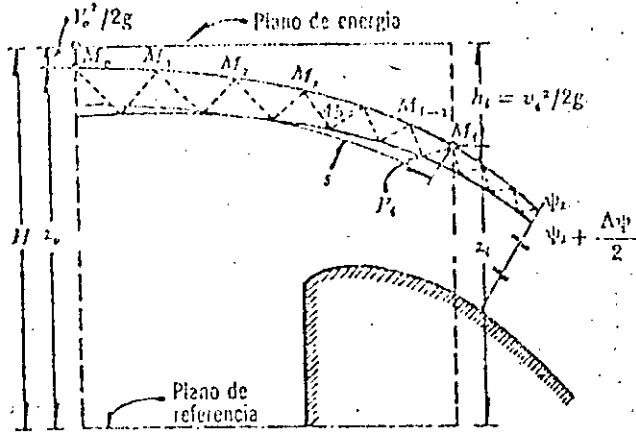


Fig 3.48 Elementos hidráulicos que intervienen en el cálculo de una red de flujo sobre un cimacio

BORRADOR
PARA
DISCUSION

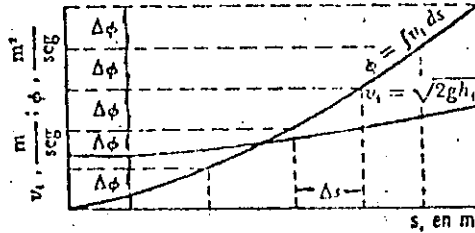


Fig 3.49 Integración gráfica de la ecuación $\phi = \int v_i ds$

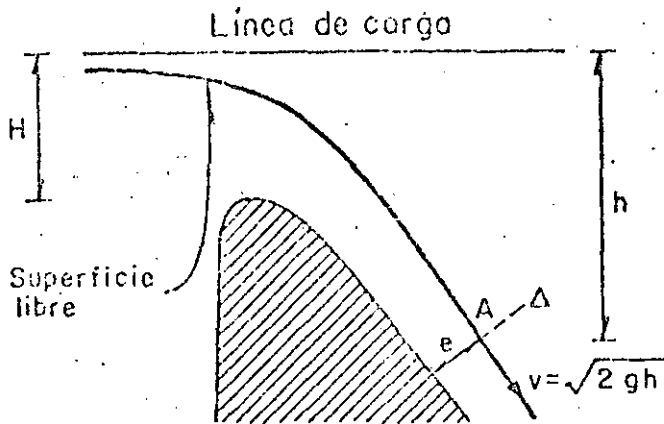
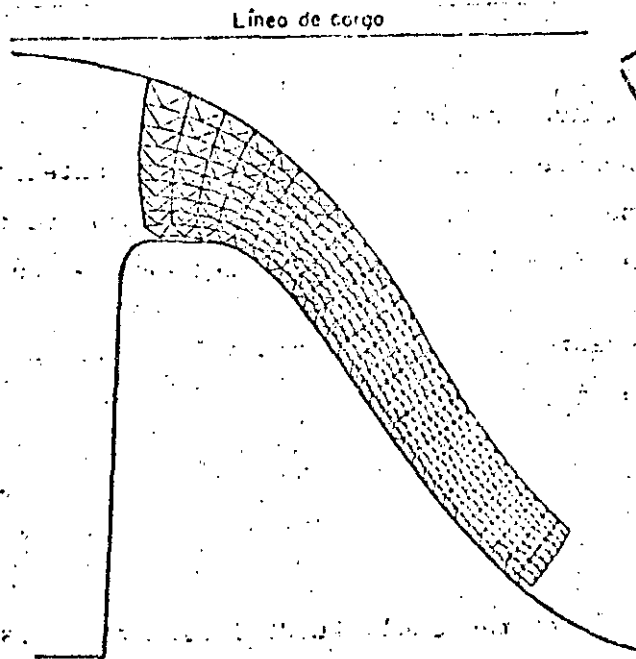


Fig 3.50. Definición de términos empleados en el método propuesto por Escandé y Claria



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	-0.465	-0.320	-0.145	0.055	0.294	0.563	0.857
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	4.285

- 81 -

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

BORRADOR
PARA
DISCUSION

10. Presiones sobre el cimacio del vertedor

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.

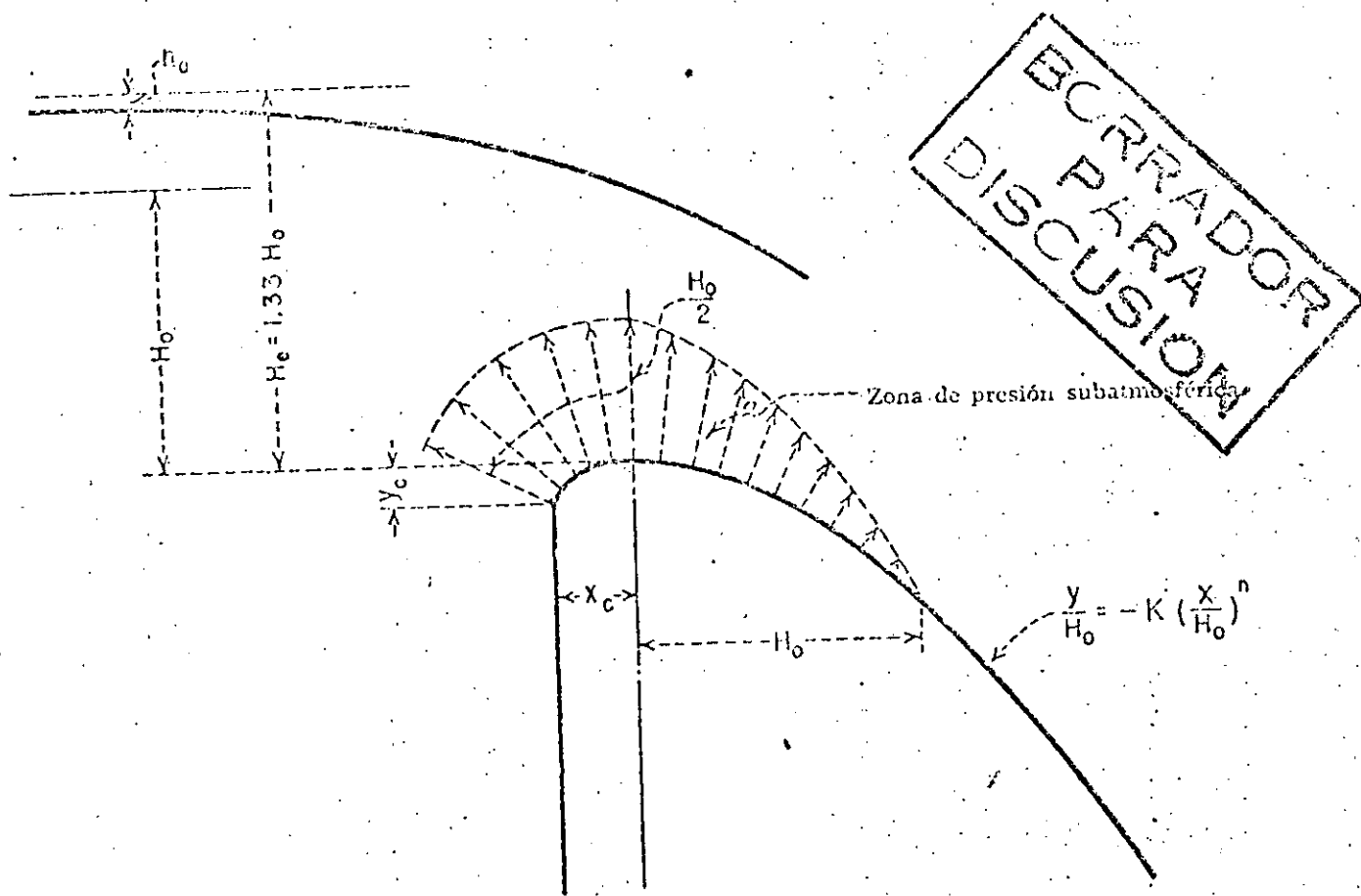


Fig. 352 Distribución de presiones sobre un cimacio con carga $H_c = 1.33 H_0$, según el USBR.

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

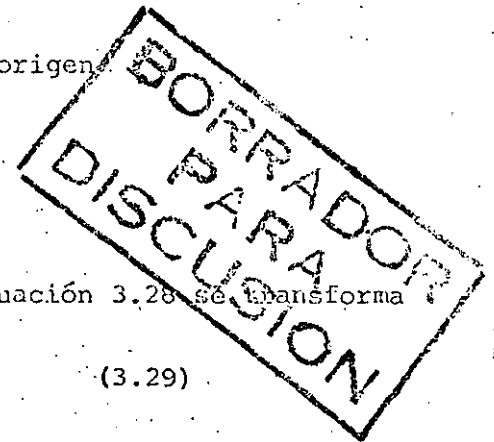
Si el orificio está inclinado un ángulo θ la ecuación 3.28 se transforma en:

$$-y = x \tan \theta + \frac{x^2}{4H \cos^2 \theta} \quad (3.29)$$

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 mas ancho, mas 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



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 libre.

La descarga en un vertedor controlado por compuertas radiales se puede describir con la ecuación:

$$Q = \frac{2}{3} \sqrt{2g} C L_e (H_1^{3/2} - H_2^{3/2}) \quad (3.30)$$

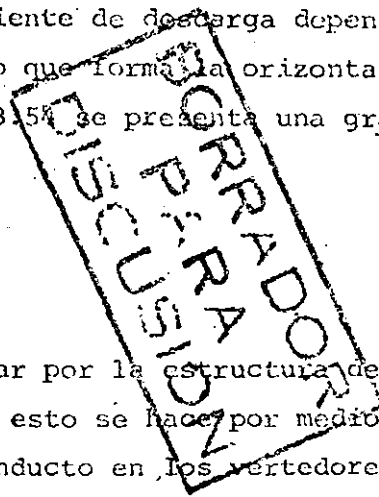
- donde:
- H_1 , carga al fondo del orificio
 - H_2 , carga al labio inferior de la compuerta.
 - L_e , ancho efectivo del orificio
 - C , coeficiente de descarga, que puede obtenerse de la fig 3.53

Quando 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

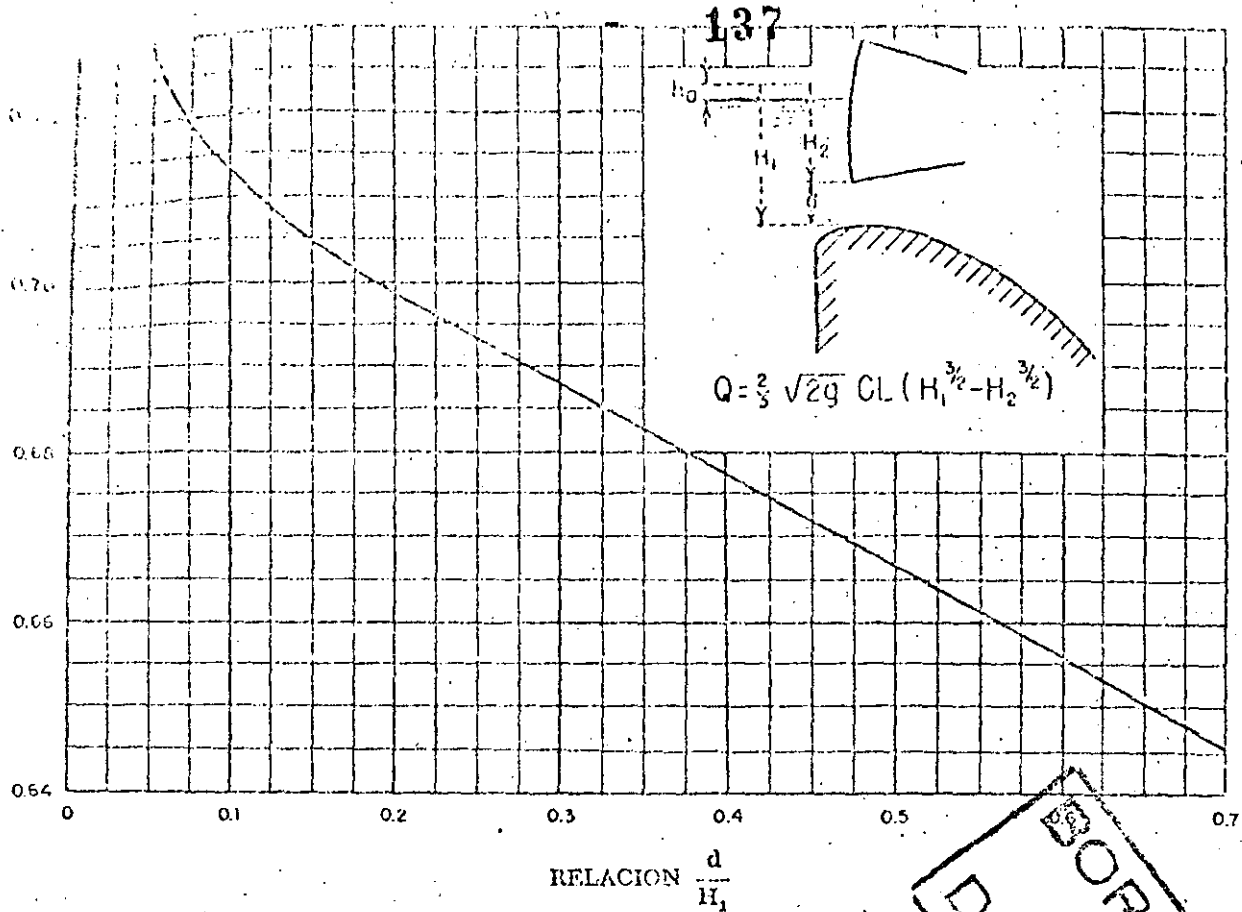


Fig. 3.53 Coeficiente de descarga para cimacios controlados con compuertas. USBR

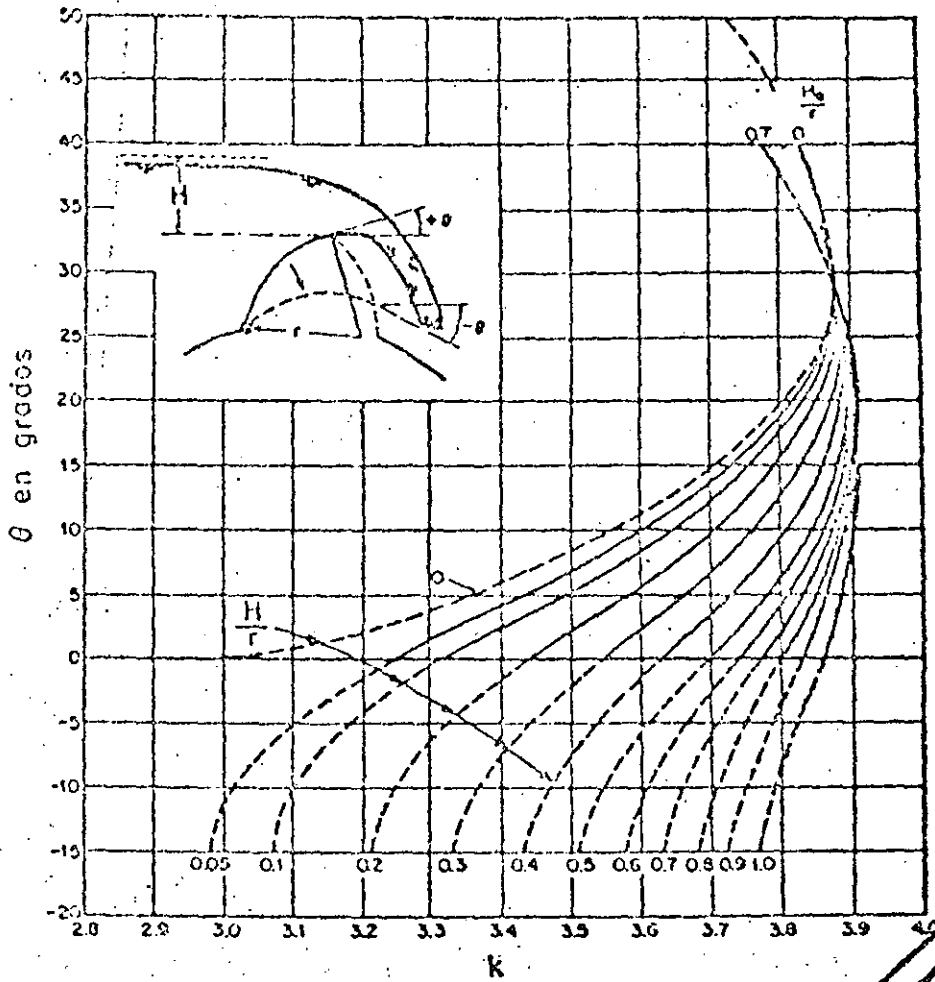
BORRADOR
DISCUSION

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-



$$C = k / \sqrt{3.28}$$

$$Q = CL_e H^{3/2}$$

BORRADOR
PARA
DISCUSION

Fig. 3.54 Coeficiente de descarga para compuertas de tambor

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:

- z : carga de posición en m
- p : carga de presión en m
- v : carga de velocidad en m
- h_f : 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:

$$h_f = \left(\frac{V^2 n^2}{R^{4/3}} \right) L \quad (3.32)$$

donde:

- h_f : 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

BORRADOR
PARA
DISCUSION

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

d; tirante del flujo perpendicular a la plantilla 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:

$$\frac{P}{\gamma} = \left(1 \pm \frac{v^2}{gr}\right) d \cos \theta \quad (3.36)$$

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 no 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:

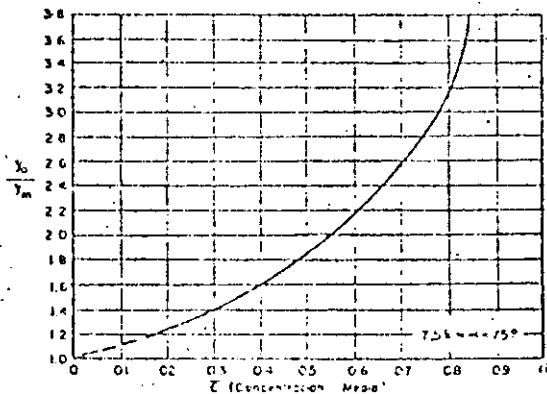
- n : porcentaje de aire incluido por volumen
- v : velocidad del flujo
- R : radio hidráulico
- g : aceleración de la gravedad

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:

$$\bar{c} = 0.743 \log_{10} \left(\frac{\text{sen } \alpha}{qys} \right) + 0.723 \quad (3.38)$$

Más 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.

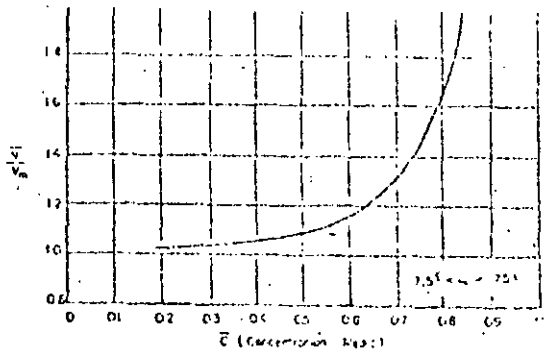


Fig. 3.56 Relación entre concentración media de aire y tirantes en el flujo.

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.

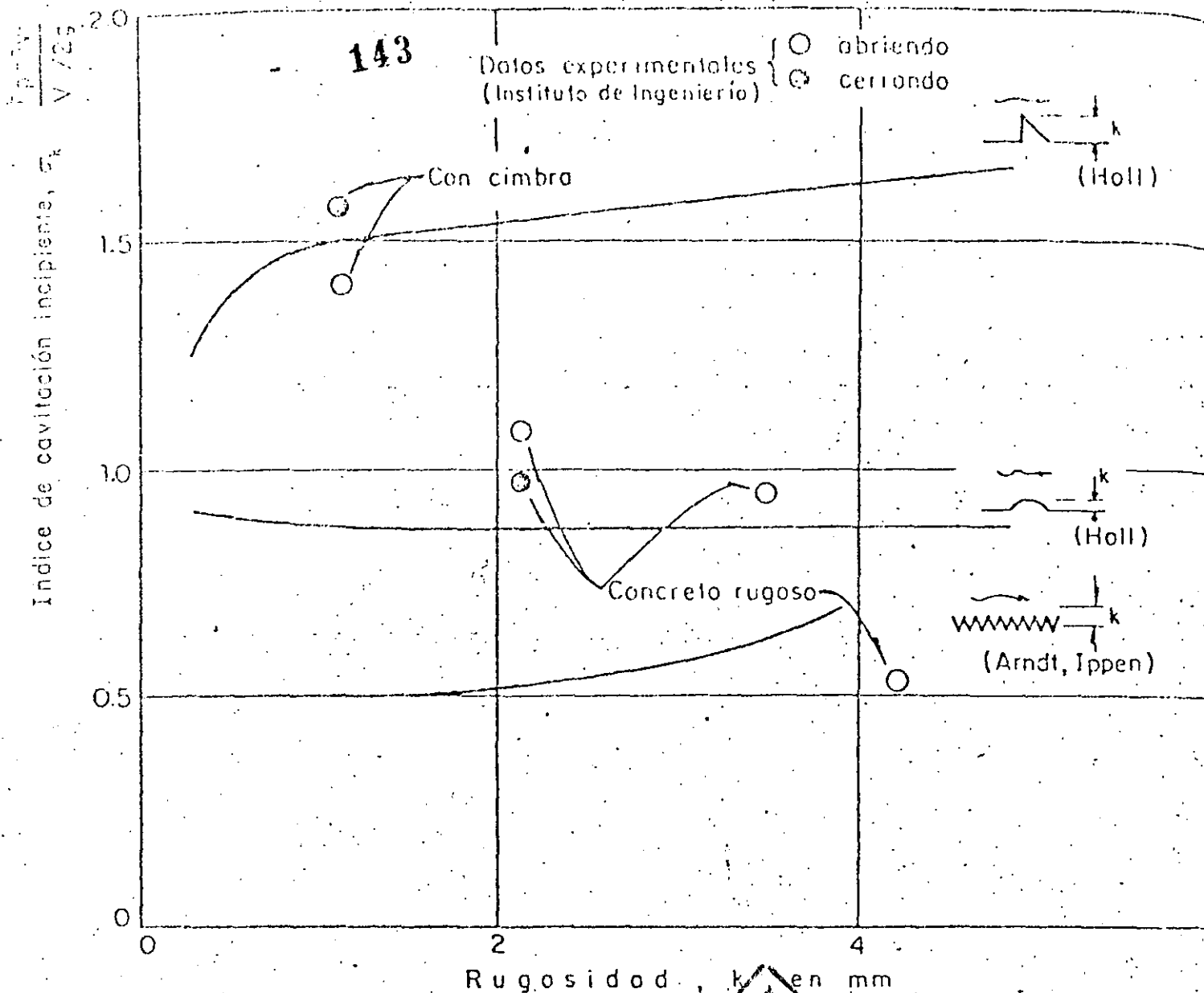


Fig. 3.57 Indices de cavitación incipiente

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.

Quando 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:

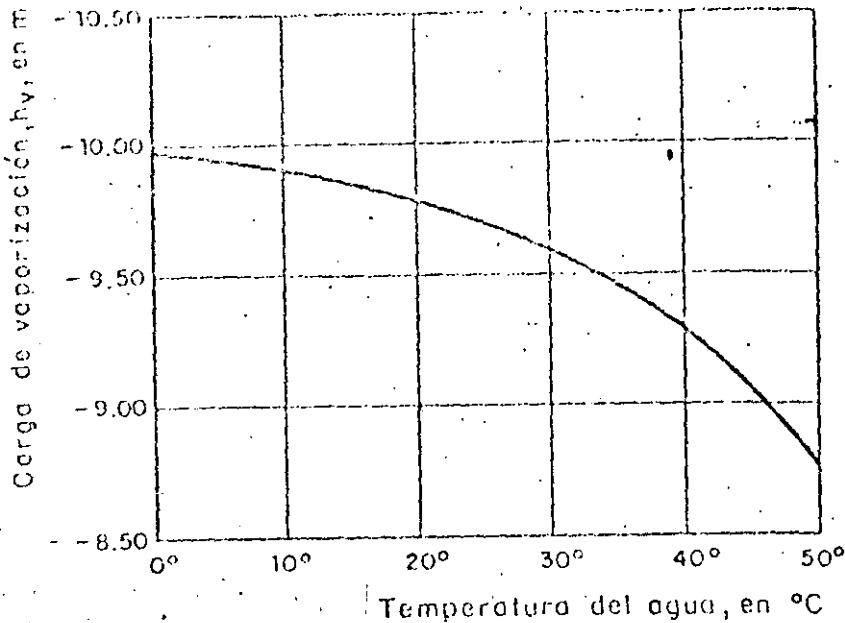


Fig. 3.58 Carga de vaporización del agua

$$y = x \tan \theta + \frac{x^2}{6(d + hv) \cos^2 \theta}$$

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:

$$R \geq 0.215 dv^2 \quad (3.41)$$

$$R \geq 10 d \quad (3.42)$$

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 tiempo, 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.

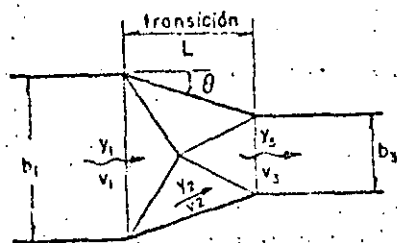
Frecuentemente es necesario construir contracciones en los conductos de descarga, en régimen supercrítico siempre deberán ser rectas. La longitud de la contracción puede calcularse con el método de Ippen - Dawson ().

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:

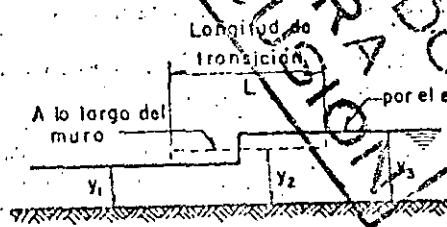
$$2 \leq \frac{Y_3}{Y_1} \leq 3 ; F_3 > 1 \quad (3.43)$$

donde:

F_3 número de froude en la sección 3



PLANTA



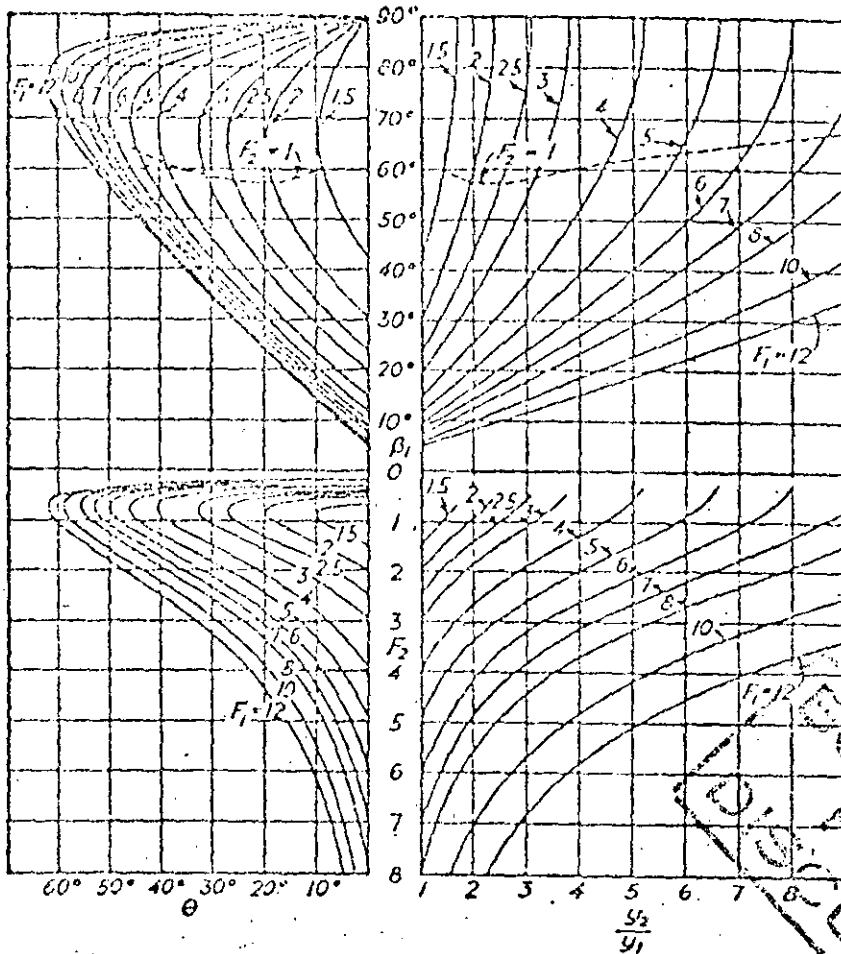
PERFIL DEL AGUA

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:

$$\left(\frac{Y_2}{Y_1} \right) \left(\frac{Y_3}{Y_2} \right) = \frac{Y_3}{Y_1} \quad (3.44)$$



ESTAMPADO PARA EL LABORADOR
 DE INVESTIGACION

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 Fr 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.

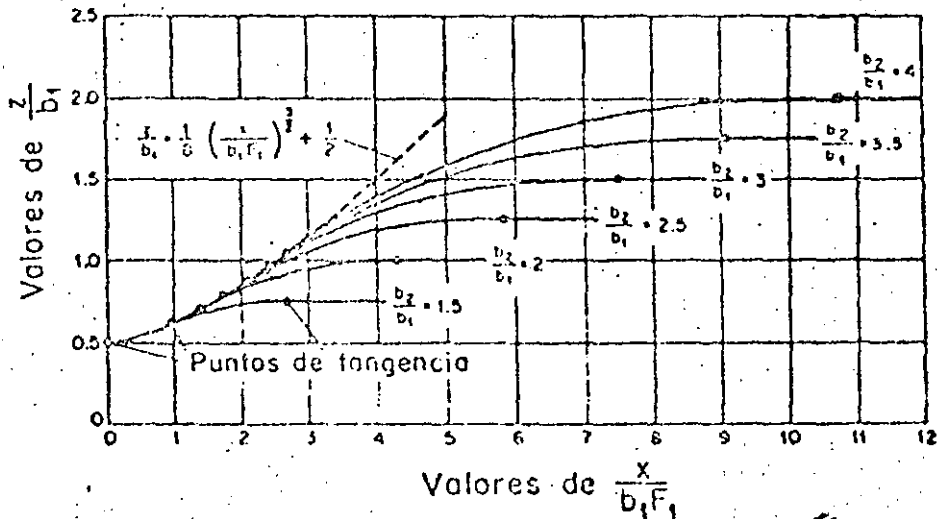


Fig. 3.61 Diseño de una expansión en régimen supercrítico.

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 sobre elevación 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:

$$\theta = \text{ang tan } \frac{B}{(2R + B/2) \tan \beta} \quad (3.47)$$

$$\beta = \text{ang sen } \frac{1}{Fr_1} \quad (3.48)$$

donde:

θ = ángulo correspondiente a las curvas de radio $2R$

B_c = 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:

$$BL = 0.60 + 0.037 v d^{3/3} \quad (3.50)$$

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
DISCUSIÓN

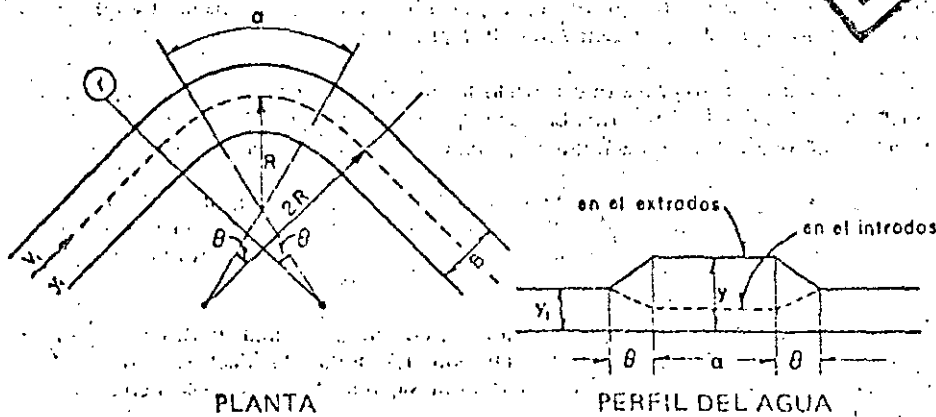


Fig. 3.62 Diseño de una curva horizontal.

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.

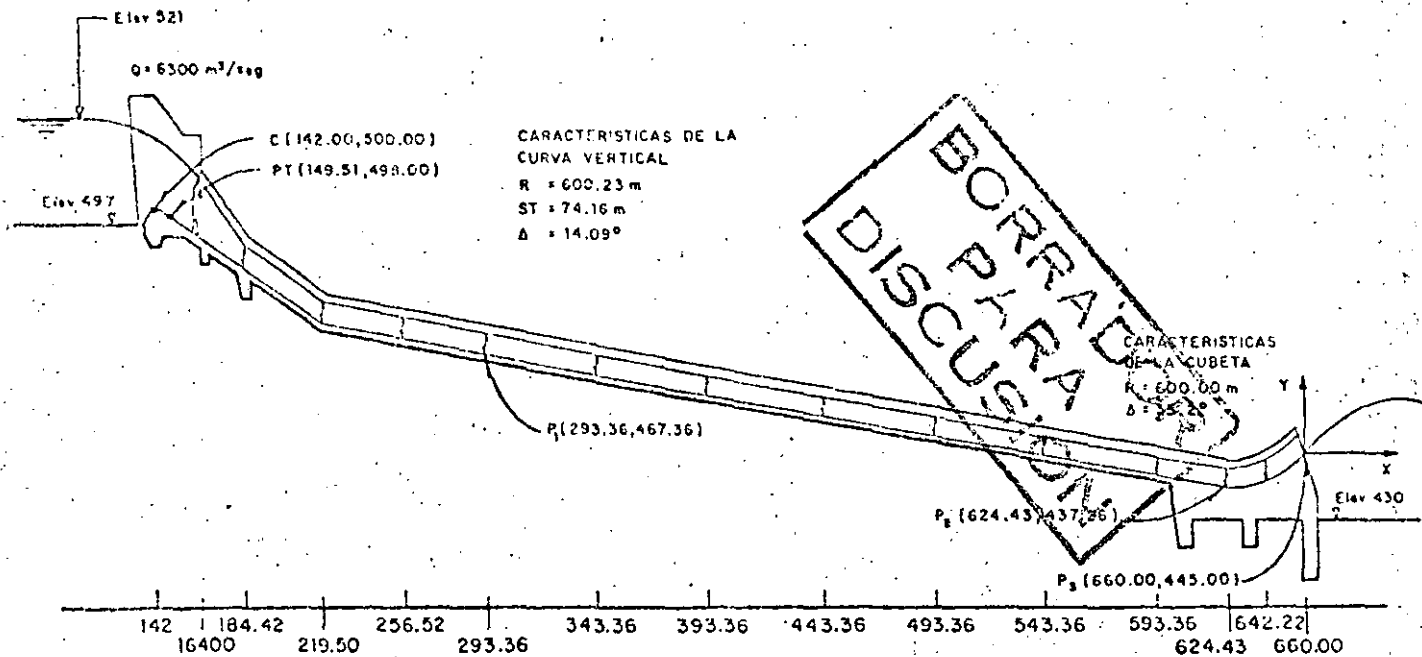


Fig. 3.63 Datos para el ejemplo 3.12

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: $A = 43.40 \times 7.474 + 0.25 \times 7.474^2 = 338.337 \text{ m}^2$.

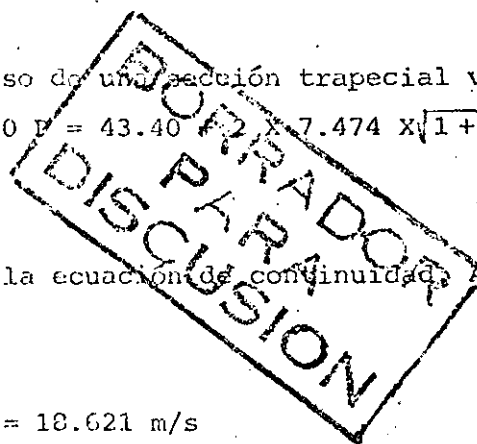
Columna 6. P. Perímetro mojado: En el caso de una sección trapezoidal vale $P = b + 2d\sqrt{1+m^2}$, y en la estación 164.00 $P = 43.40 + 2 \times 7.474 \times \sqrt{1+0.25^2} = 58.811 \text{ m}$.

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. $(dV^2/gc) \cos \theta$. 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:

$$\frac{0.01129 + 0.02096}{2} = 0.01612$$

Tabla 3.12 Cálculo del perfil del agua en el vertedor

ESTACION	Z	d	dCosθ	A	P	V	$V^2/2g$	dv^2/gr	H'	R	$R^{4/3}$	s_f	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
184.42	486.35	6.295	5.942	283.110	56.380	22.253	25.239	0.529	518.050	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	37.815	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	0.812	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	0.02435	37.000	0.902	515.731
343.36	452.83	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	458.26	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	512.802
443.36	453.72	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	449.15	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	509.256
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	507.262
593.36	440.08	4.100	4.083	182.143	51.854	34.588	60.976	--	505.139	3.513	5.337	0.04393	0.04254	50.210	2.136	505.126
624.43	437.26	4.053	4.036	180.007	51.757	34.999	62.432	--	503.728	3.478	5.267	0.04558	0.04476	31.120	1.393	503.733
642.22	438.26	4.402	4.310	195.891	52.477	32.161	52.717	7.735	503.022	3.733	5.788	0.03502	0.04030	17.920	0.718	503.015
660.00	445.00	4.699	4.069	209.457	53.089	30.073	46.110	7.222	502.402	3.945	6.231	0.02846	0.03174	19.010	0.603	502.412

NO
 VERTEDOR

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.

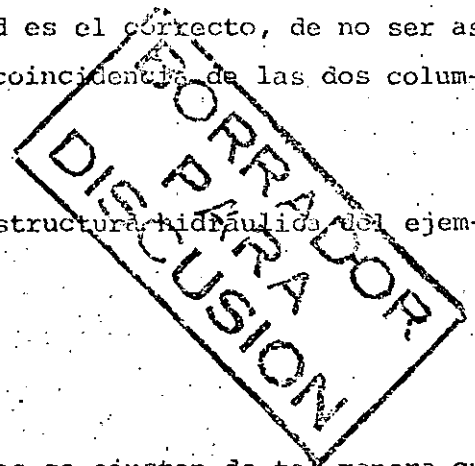


Tabla 3.13. Cálculo del bordo libre para el canal de descarga del ejemplo 3.13.

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	2.65
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 S₀ = 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:

$$q^{1/5} = 50^{1/5} = 2.1867; \text{sen } \alpha = \text{sen } 14.8422 = 0.25615$$

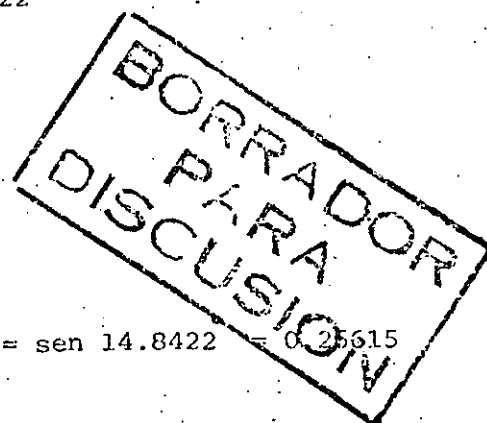
Sustituyendo:

$$\bar{c} = 0.743 \log_{10} \left(\frac{0.25615}{2.1867} \right) + 0.723 = 0.031$$

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.



$$\left(\frac{Y_2}{Y_1}\right) \cdot \left(\frac{Y_3}{Y_2}\right) = 1.5 \times 1.2 = 1.8$$

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.

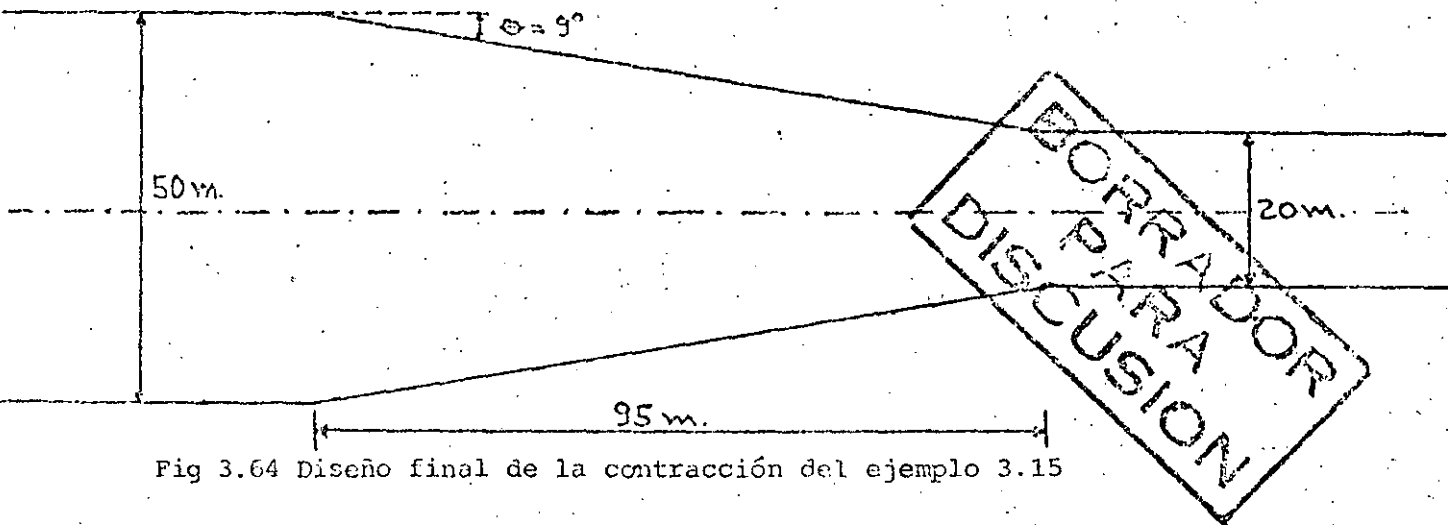


Fig 3.64 Diseño final de la contracción del ejemplo 3.15

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:

$$\frac{d}{D} = 0.75$$

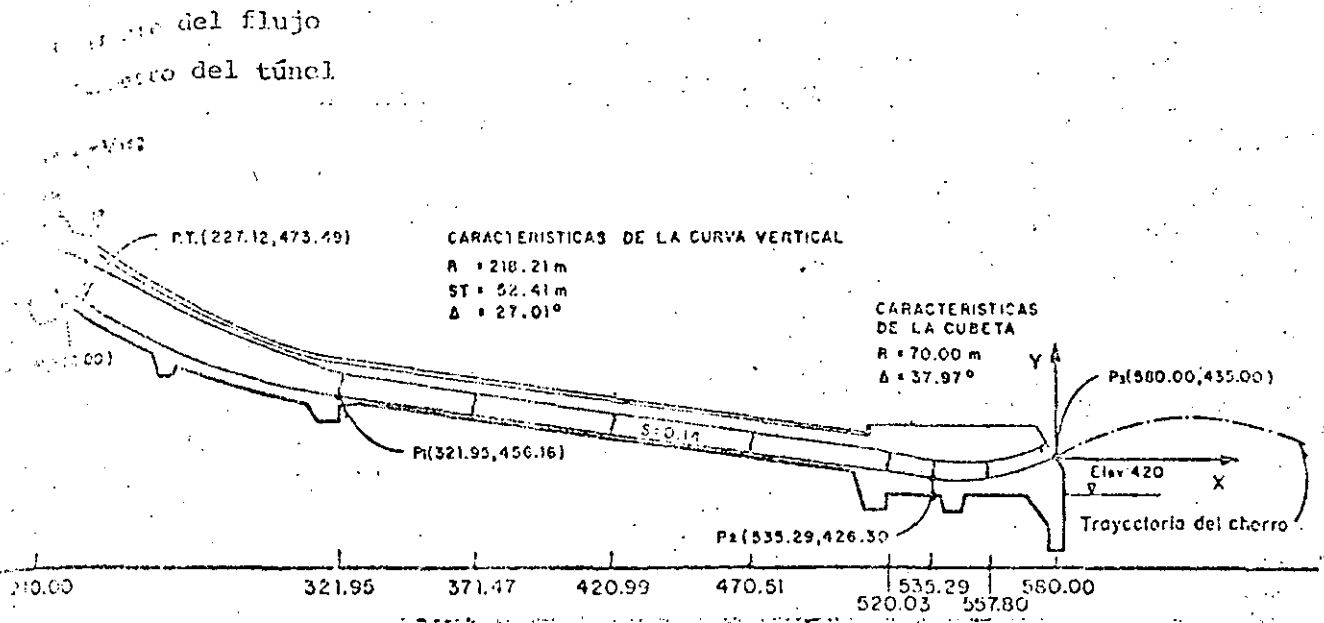


Fig. 3.65 Datos del ejemplo 3.16

Empleando la ecuación del Manning con la relación $d/D = 0.75$, se obtiene:

$$\frac{AR^{2/3}}{D^{6/3}} = 0.28$$

De las ecuaciones de continuidad y de Manning se tiene:

$$AR^{2/3} = \frac{Qn}{S^{1/2}}$$

De las dos ecuaciones anteriores se obtiene:

$$D = \left(\frac{Qn}{0.28 S^{1/2}} \right)^{3/8} = \left(\frac{2500 \times 0.014}{0.28 \times 0.14^{1/2}} \right)^{3/8} = 8.84 \text{ m}$$

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

BORRADOR
PARA
DISCUSION

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:

$$E = d \cos \alpha + \frac{Q_0^2}{g A^2}$$

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.

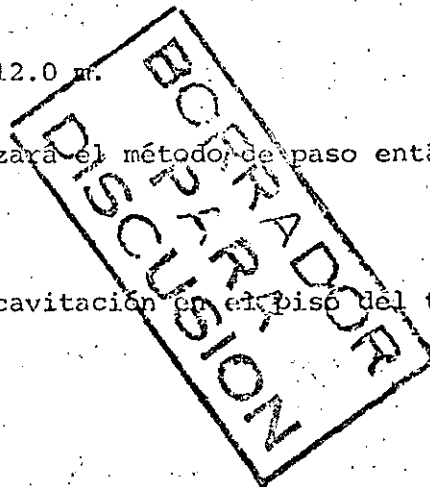


TABLA 3.15 CALCULO CON EL METODO DE PASO ESTANDAR DEL PERFIL DEL AGUA EN EL VEREDOR EN TUBO

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	--	--	--	--	--	--	521.00
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	511.27
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	509.46
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	507.41
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	505.12
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	2.525	502.59
535.29	426.30	--	5.629	5.575	67.548	23.258	37.011	69.817	--	501.691	2.904	4.142	0.06483	0.05981	15.41	0.906	501.69
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	500.37
580.00	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	499.21

BORRADOR
PARA
DISCUSION

TABLA 3.16 INDICES DE CAVITACION EN EL FONDO DEL TUNEL DEL EJEMPLO 3.17.

X (m)	h (m)	h _{pi} (m)	$\frac{dv^2}{gr}$	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	0.70	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:

$$\frac{v_k}{\sqrt{2gh}} = \frac{1.68}{0.33 + 10g \frac{x}{k}} \quad (3.51)$$

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: $\sigma_{ki} = 1.8$

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.

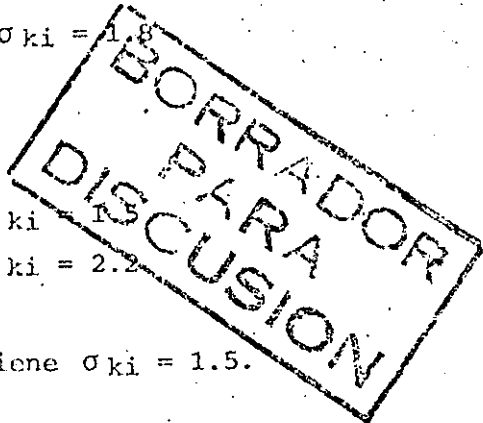
Columna 10. σ_{kp} . Es un valor del índice de cavitación corregido para tomar en cuenta el aumento de velocidad por curvatura.

Conclusiones.

El índice de cavitación incipiente vale:

para $0 \leq k < 5$ mm

Superficie con acabado de concreto: $\sigma_{ki} = 1.3$



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:

$$y = x \tan \alpha - \frac{x^2}{3.6 (d+hv) \cos^2 \alpha} \quad (3.52)$$

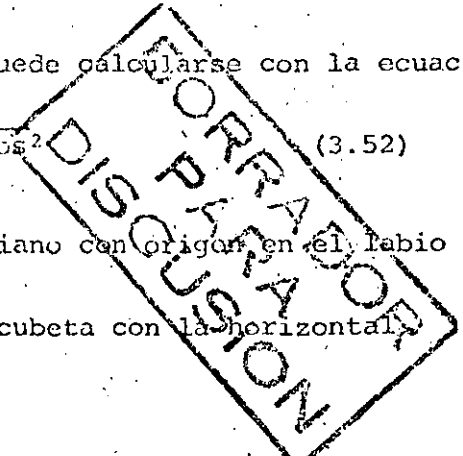
donde:

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 m^2/s .

BORRADOR
PARA
DISCUSION

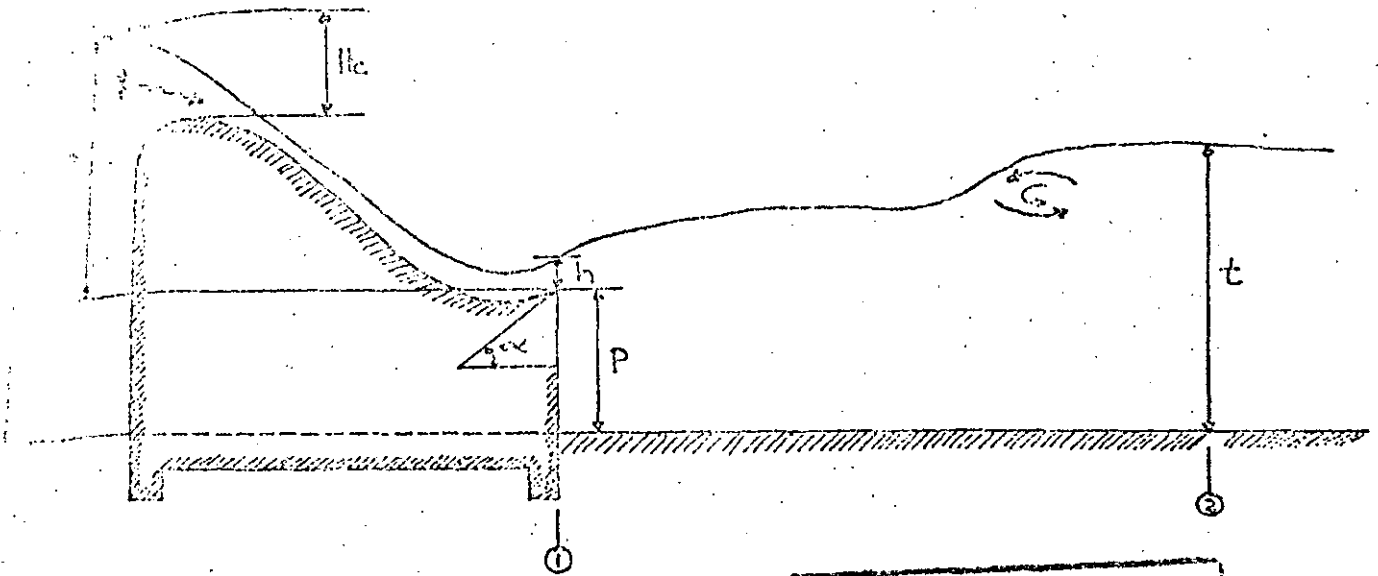
13.2 Cubetas disipadoras

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:

$$\frac{2q^2}{ght} (T \cos \alpha - h) = t^2 - (p + h \cos \alpha)^2 \quad (3.56)$$

$$\frac{q}{h} = 0 \sqrt{2g(H_0 - p - h)} \quad (3.57)$$



**BORRADOR
PARA
DISCUSION**

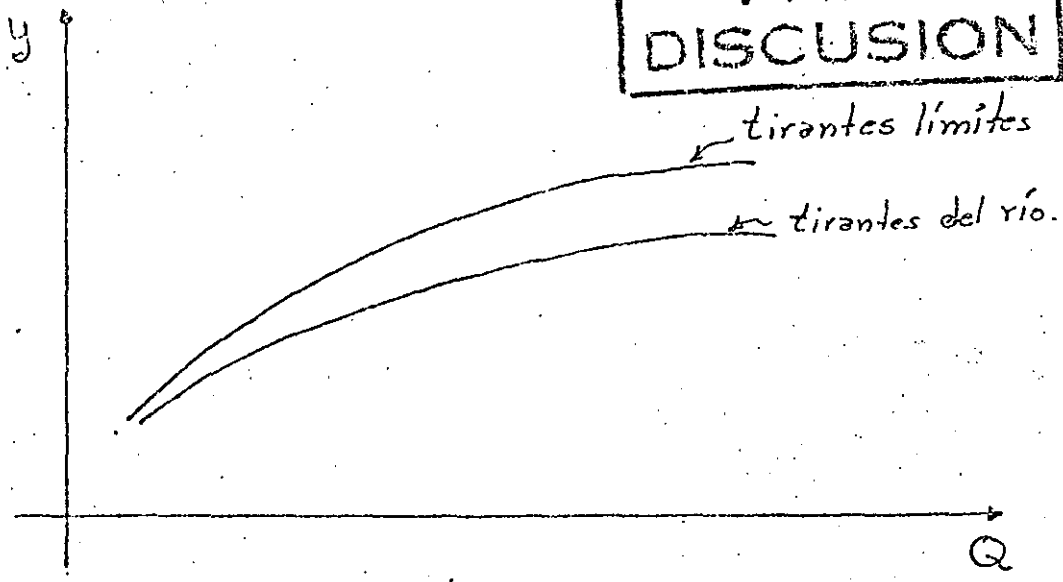


Fig. 3.66 Cubeta tipo Lievi-Chertousov

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 $8^\circ < \alpha < 20^\circ$
- θ : coeficiente que toma en cuenta la pérdida de carga hasta el deflector, para obtenerlo se puede utilizar la fig. 3.67

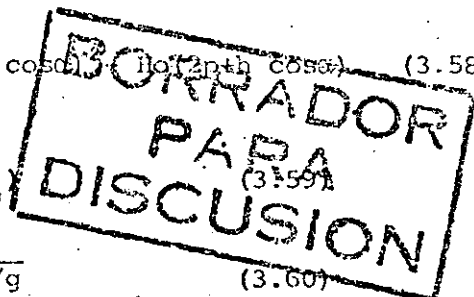
De estas ecuaciones se obtiene p y h

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:

$$\frac{2q^2}{ght} (t \cos \alpha - h) = t^2 - (p + h \cos \alpha) (3.58)$$

$$\frac{h}{q} = 0 \sqrt{g/2} (\sqrt{H - h} - \sqrt{H - Ho}) \quad (3.59)$$

$$Ho = \sqrt{H [2 \theta^2 H - (H/q)^2 \sin^2 \alpha / g]} \quad (3.60)$$



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.

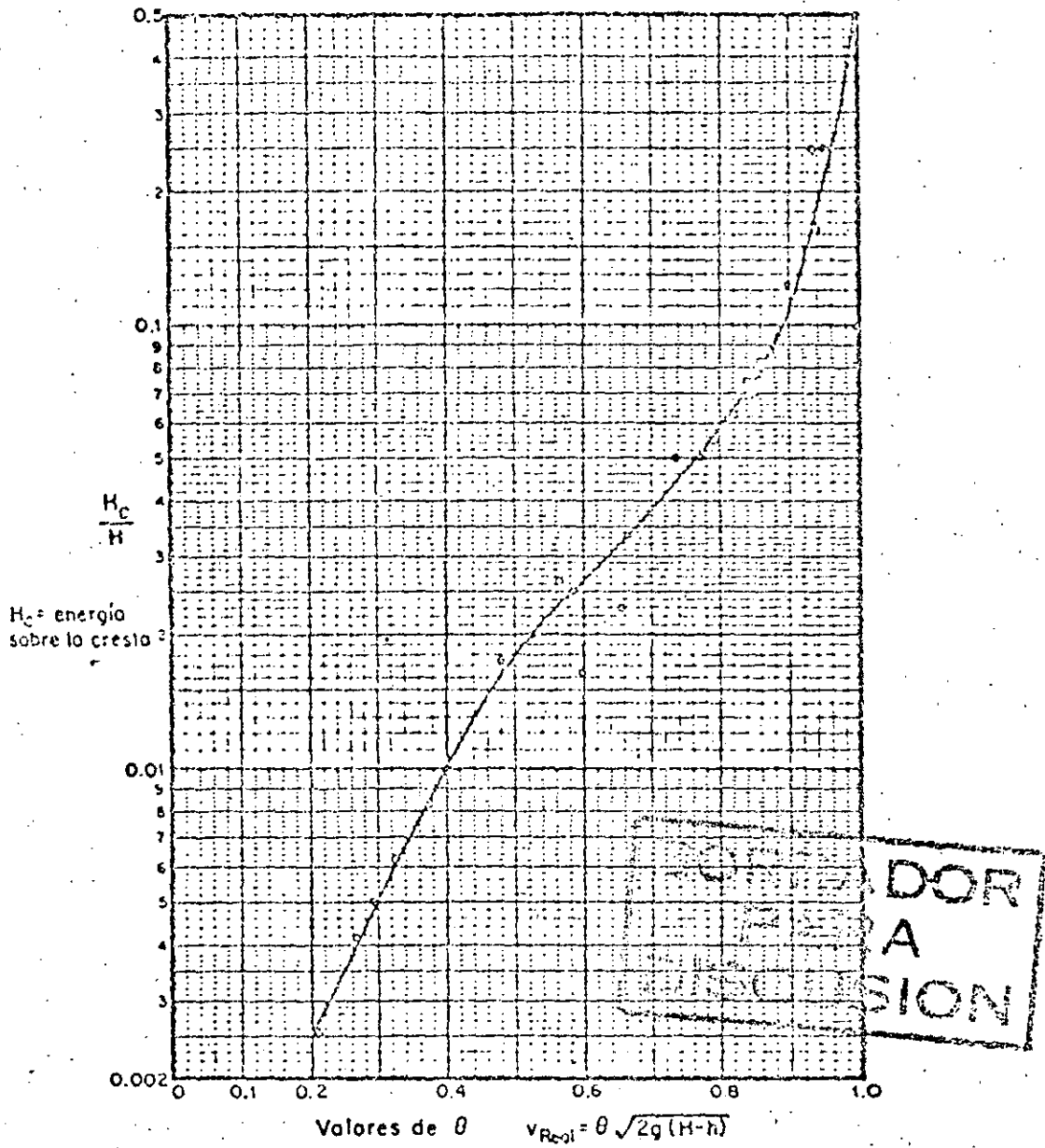


Fig. 3.57 Coeficiente que toma en cuenta la pérdida de carga hasta el deflector.

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.

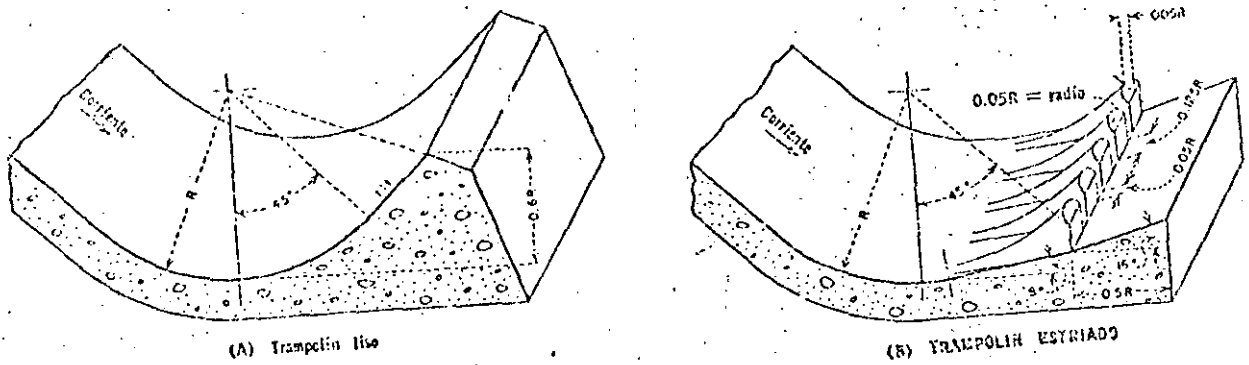


Fig. 3.68 Cubetas tipo USBR

**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.

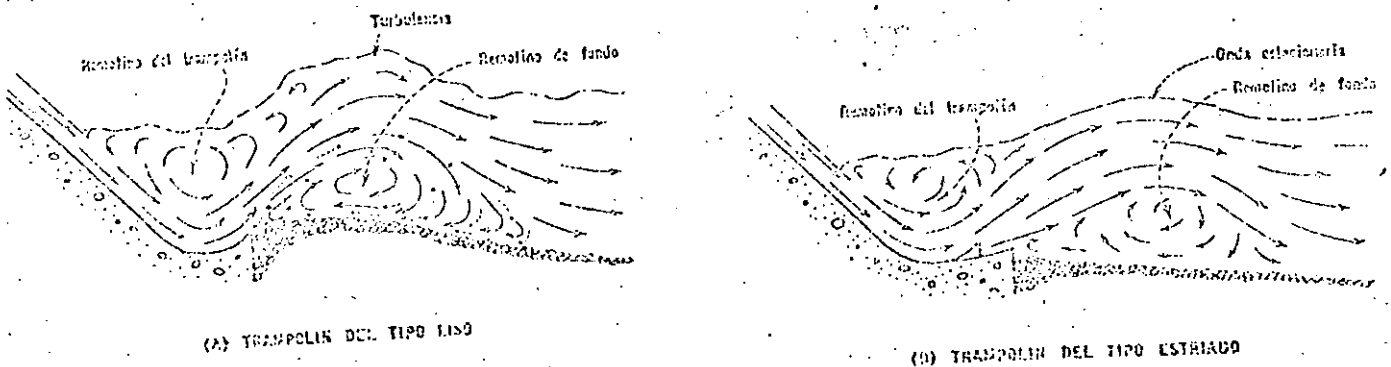


Fig. 3.69 Funcionamiento de las cubetas tipo USBR

BORRADOR
PARA
DISCUSION

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_{\min} con el auxilio de la fig 3.71

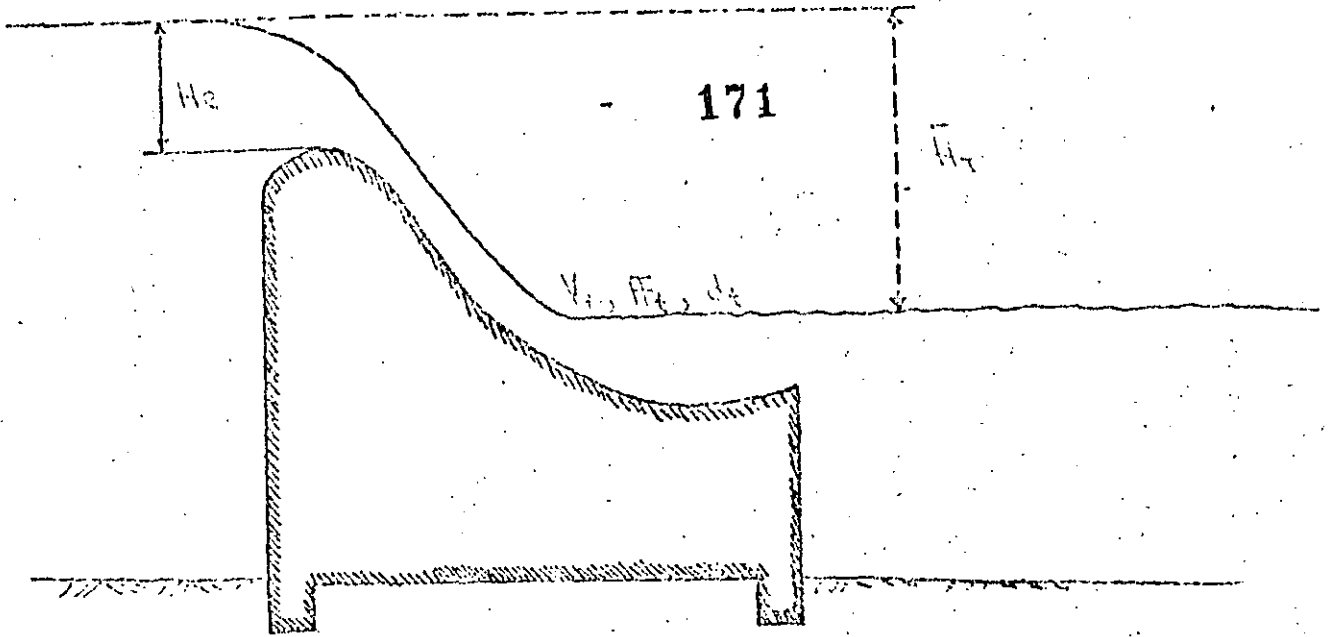


Fig. 3.70 Parámetros para el diseño de una cubeta tipo USBR.

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

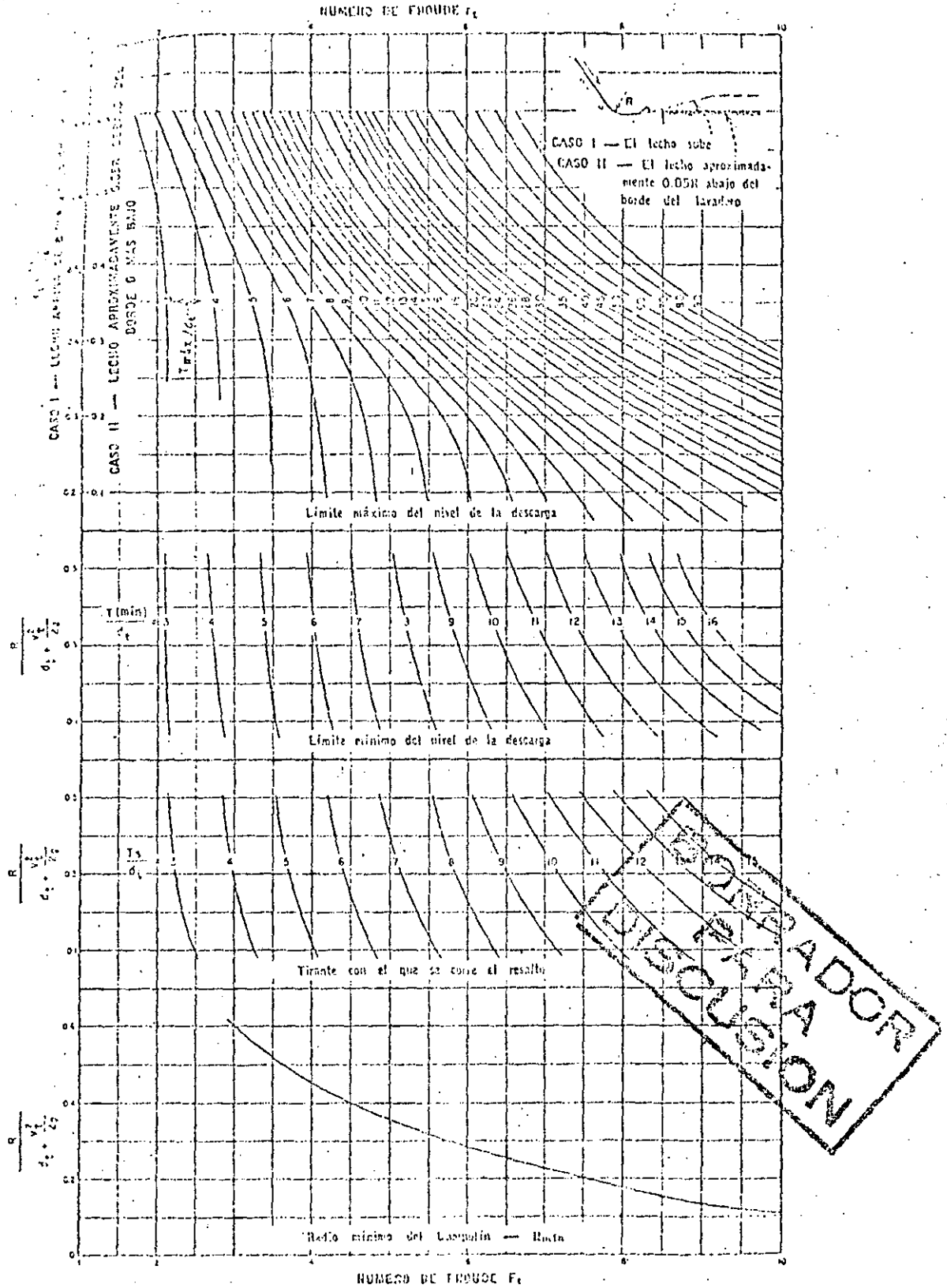


Fig. 3.71 Curvas para el diseño de cubetas tipo USBR

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 del 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:

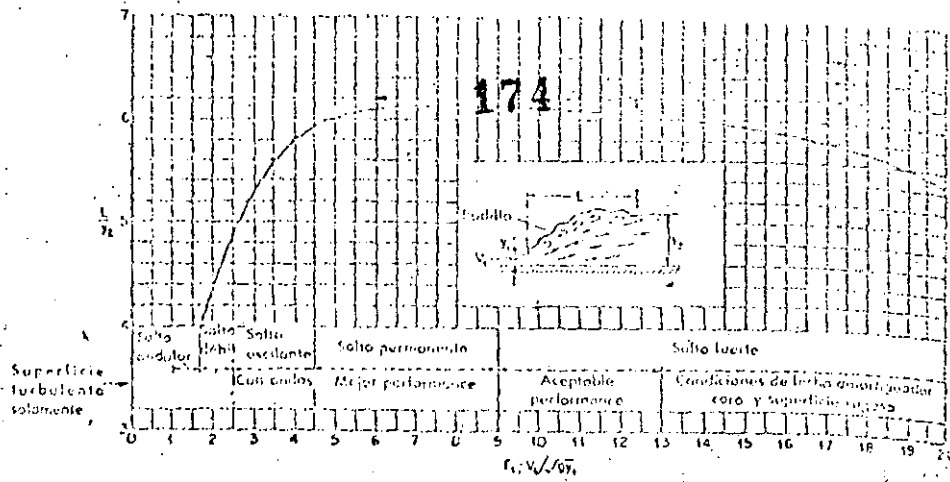
$$Y_2 = (1.10 - Fr_1^2 / 120) Y_2 \quad \text{para } 1.7 \leq Fr_1 < 5.5 \quad (3.62)$$

$$Y_2' = 0.85 Y_2 \quad \text{para } 5.5 \leq Fr_1 < 11 \quad (3.63)$$

$$Y_2' = (1.00 - Fr_1^2 / 800) Y \quad \text{para } 11 \leq Fr_1 \leq 17 \quad (3.64)$$

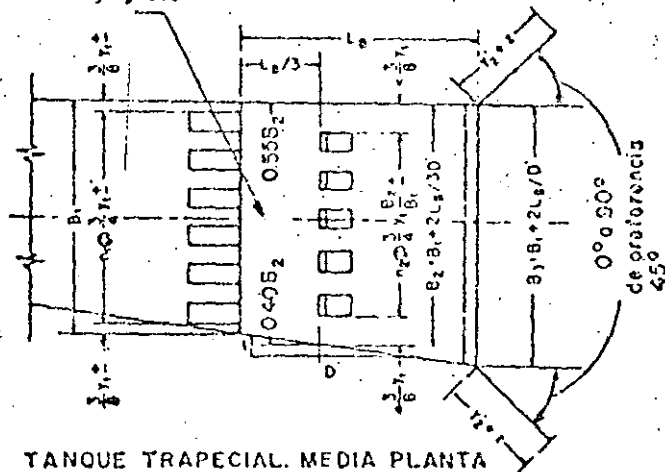
La altura de los muros laterales debe ser $Z = Y_2 / 3$ sobre el nivel máximo del agua descargada.

CORRADOR
PARA
DISCUSION

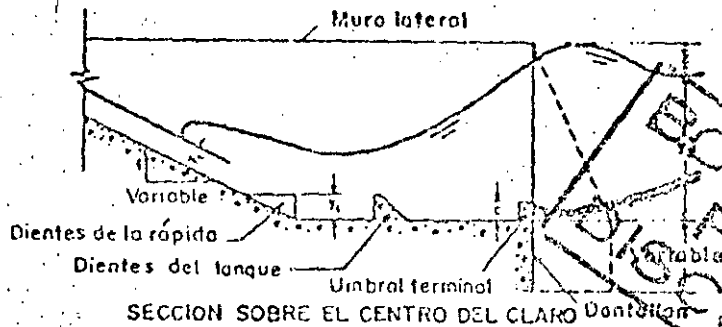


TANQUE RECTANGULAR. MEDIA PLANTA

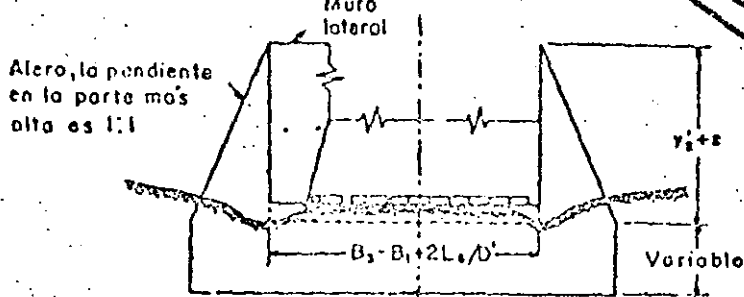
Ancho de los dientes agregados



TANQUE TRAPEZIAL. MEDIA PLANTA



SECCION SOBRE EL CENTRO DEL CLARO



TANQUE TRAPEZIAL TANQUE RECTANGULAR

ELEVACION, VISTA DE AGUAS ABAJO

Fig 3.72 Tanque tipo SAP

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 más 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 .

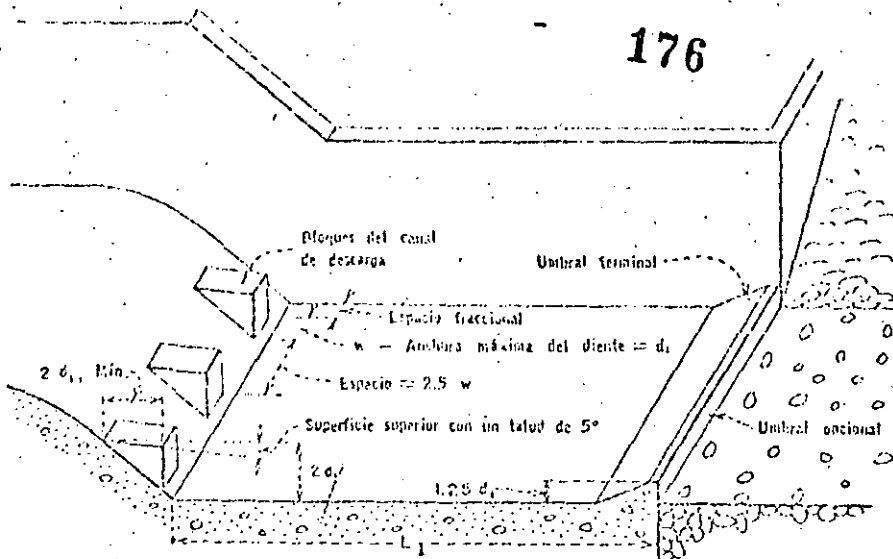
13.3.4 Tanque Rectangular tipo USBR (III). Recomendable para $Fr_1 > 4.5$ y velocidades mayores de 15.25 m/s. Se utilizan en presas altas con velocidades de llegada mayores de 15 m/s, caídas hasta de 60 m y gastos unitarios de 50 m/s.

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.

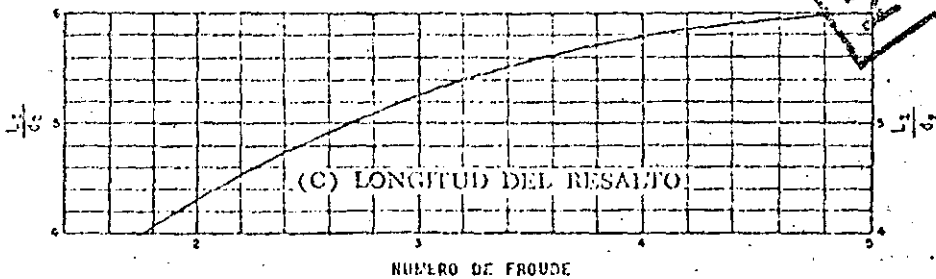
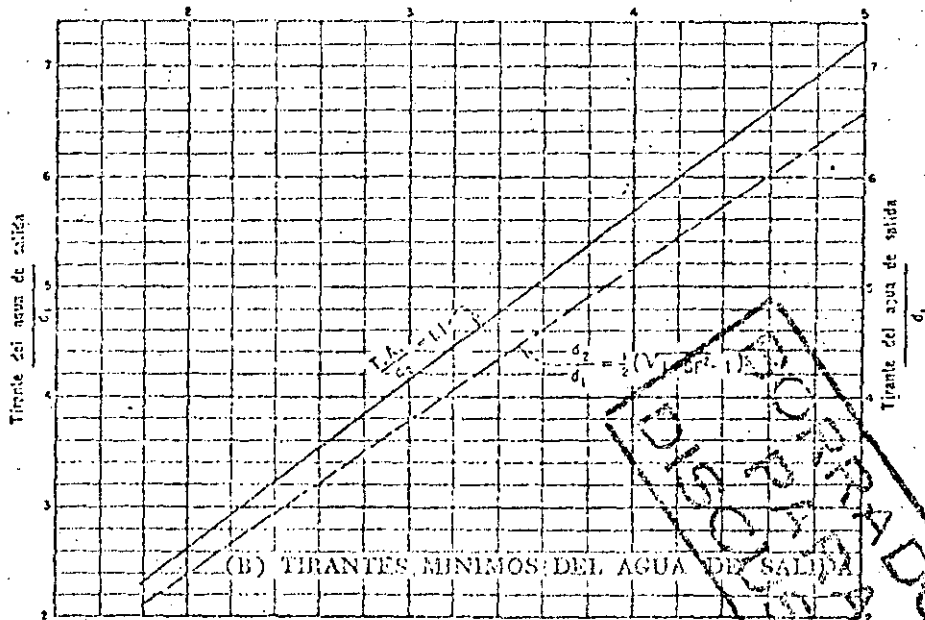
Ejemplo 3.18. Calcular la trayectoria del chorro lanzado por la cubeta deflectora del ejemplo 3.12.

Solución

De la fig 3.63 se obtiene:

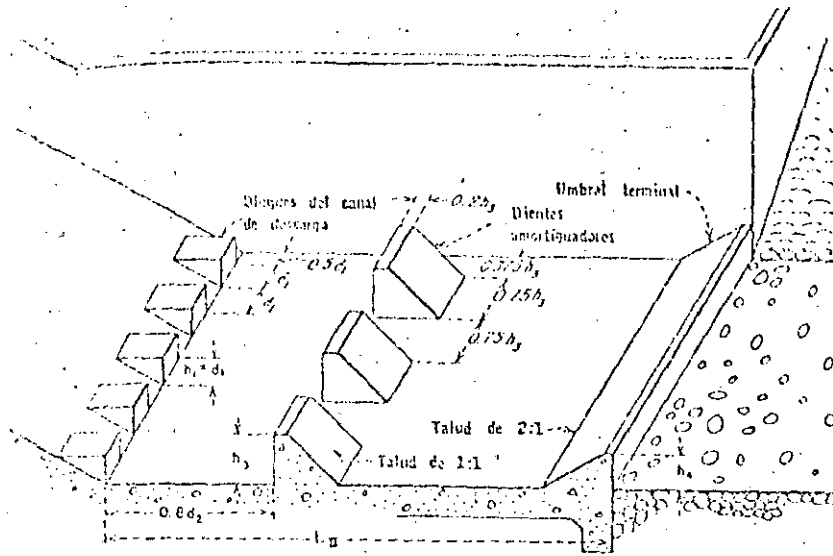


(A) DIMENSIONES DEL ESTANQUE TIPO I
 NUMERO DE FROUDE

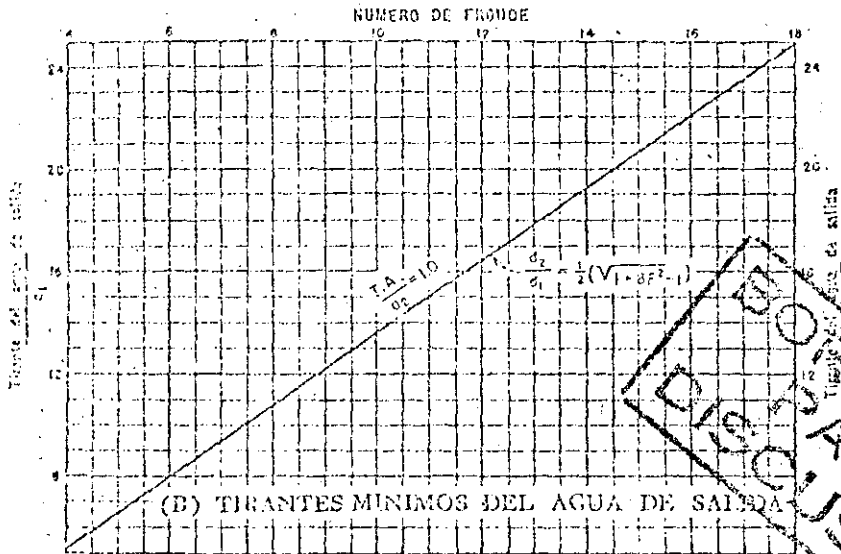


INSTITUCION
 DE INVESTIGACIONES
 Y ESTADISTICAS

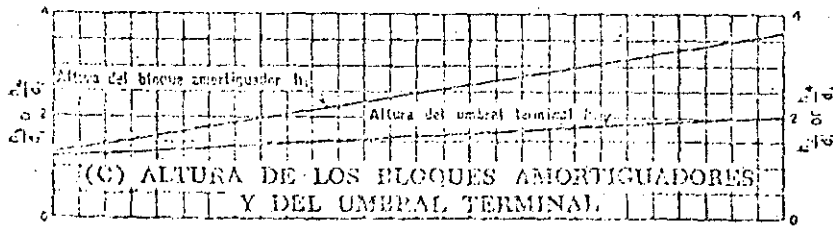
Fig. 3.73 Tanque amortiguador tipo USBR I



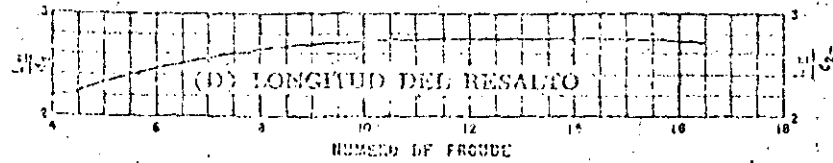
(A) DIMENSIONES DEL ESTANQUE TIPO II



(B) TIRANTES MINIMOS DEL AGUA DE SALIDA



(C) ALTURA DE LOS BLOQUES AMORTIGUADORES Y DEL UMBRAL TERMINAL

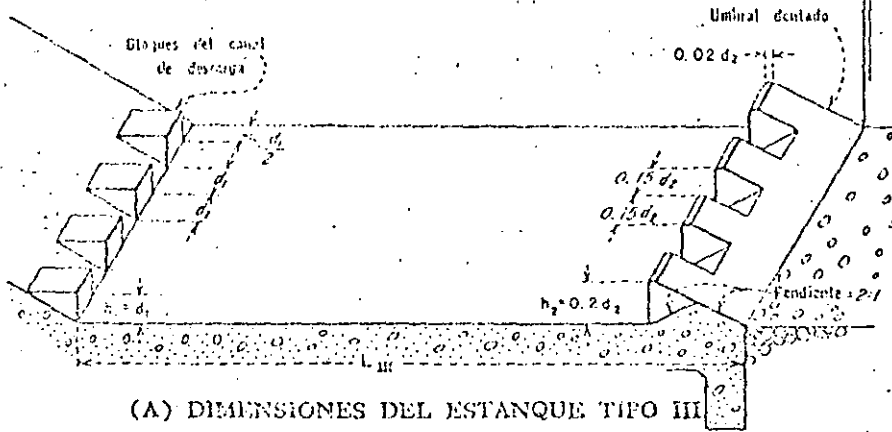


(D) LONGITUD DEL RESALTO

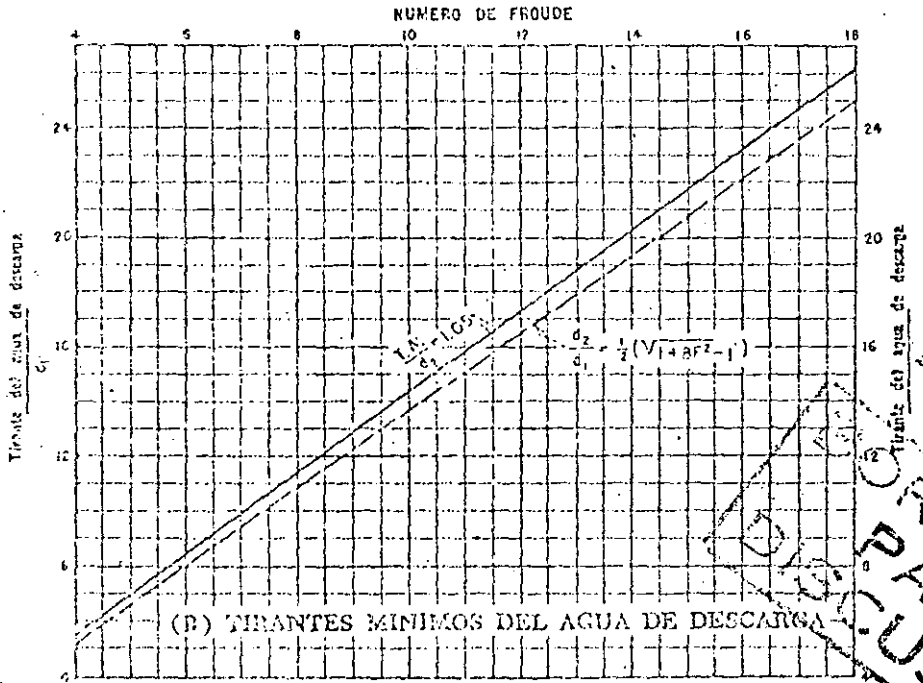
BOMBARDADOR
 DISCUTISION

Fig. 3.74 Tanque amortiguador tipo USBR II

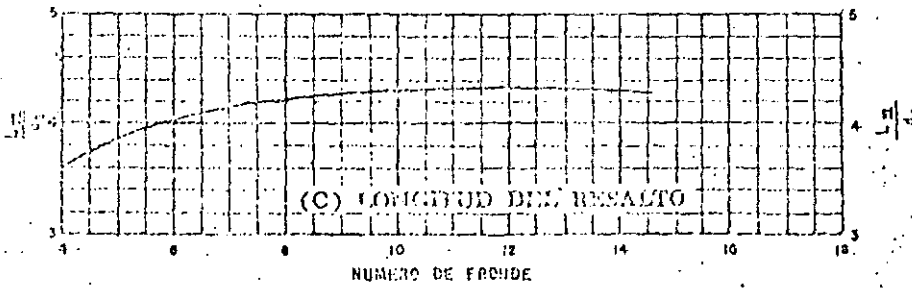
178



(A) DIMENSIONES DEL ESTANQUE TIPO III



(B) TIRANTES MINIMOS DEL AGUA DE DESCARGA



(C) LONGITUD DEL RESALTO

DISCORSORRADOR PARA CONCLUSION

Fig. 7.76 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.

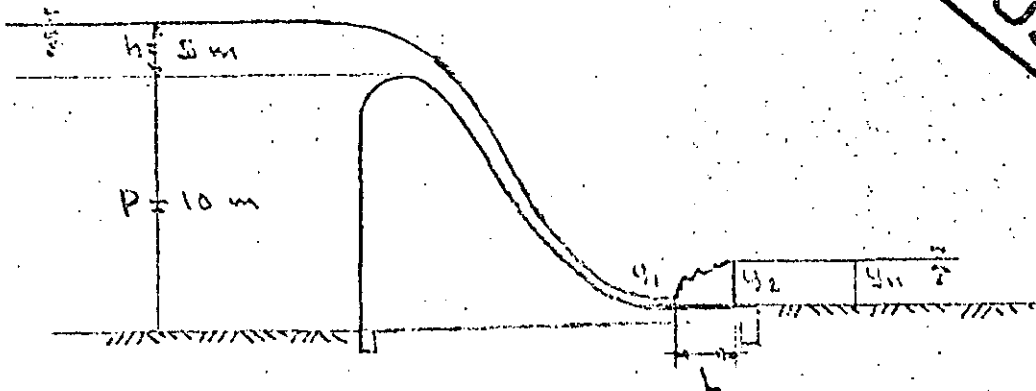


Fig 3.76 Datos del problema 3.19

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 $0.15 V_1^2/2g$, se tiene:

$$10.0 + 5.0 + 0.073 = Y_1 + \frac{V_1^2}{2g} + 0.15 \frac{V_1^2}{2g}$$

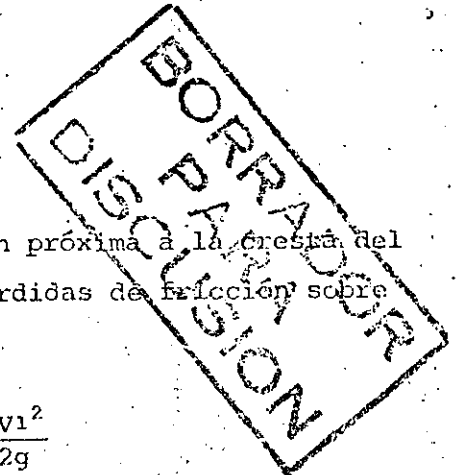
que es lo mismo que:

$$15.073 = Y_1 + \frac{q^2 \times 1.15}{2g Y_1^2} \quad \text{o bien:}$$

$$15.073 = Y_1 + \frac{(21.467)^2 \times 1.15}{2g Y_1^2}$$

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:

$$Fr_1 = \frac{V_1}{\sqrt{gY_1}} = \frac{15.279}{\sqrt{9.81 \times 1.405}} = 4.115$$

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:

$$V_2 = \frac{q}{Y_2} = \frac{21.467}{7.505} = 2.86 \text{ m/s}$$

$$h_2 = \frac{V_2^2}{2g} = \frac{2.86^2}{2 \times 9.81} = 0.417 \text{ m}$$

$$E_2 = \frac{V_2^2}{2g} + Y_2 = 2.86 + 0.417 = 3.277 \text{ m}$$

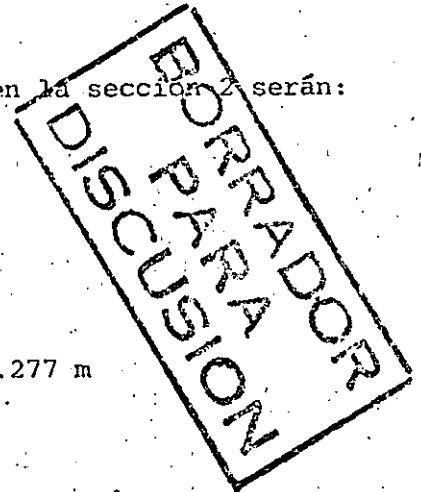
La pérdida de energía en el salto vale:

$$\Delta h = E_1 - E_2 = 13.303 - 3.277 = 10.026 \text{ m}$$

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:



$$A = by = 15 \times 7.505 = 112.575 \text{ m}^2$$

$$P = b + 2y = 15 + 2 \times 7.505 = 30.01 \text{ m}$$

$$R_h = \frac{A}{P} = \frac{112.575}{30.01} = 3.751$$

$$R_h^{2/3} = (3.751)^{2/3} = 2.414$$

De la fórmula de Manning puede calcularse la pendiente del canal:

$$S_o = \left(\frac{Q_n}{AR_h^{2/3}} \right)^2 = \left(\frac{322.0 \times 0.015}{112.575 \times 2.414} \right)^2 = 0.0003$$

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:

$$L = 5.7 \times 7.505 = 42.778 \text{ m}$$

BORRADOR
DISCOPLO

Ejemplo 3.20. Un vertedor como el que se muestra en la fig 3.77 tiene una descarga máxima de 400.0 m³/s, una longitud efectiva Le = 20.0 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 estriado ahogado.

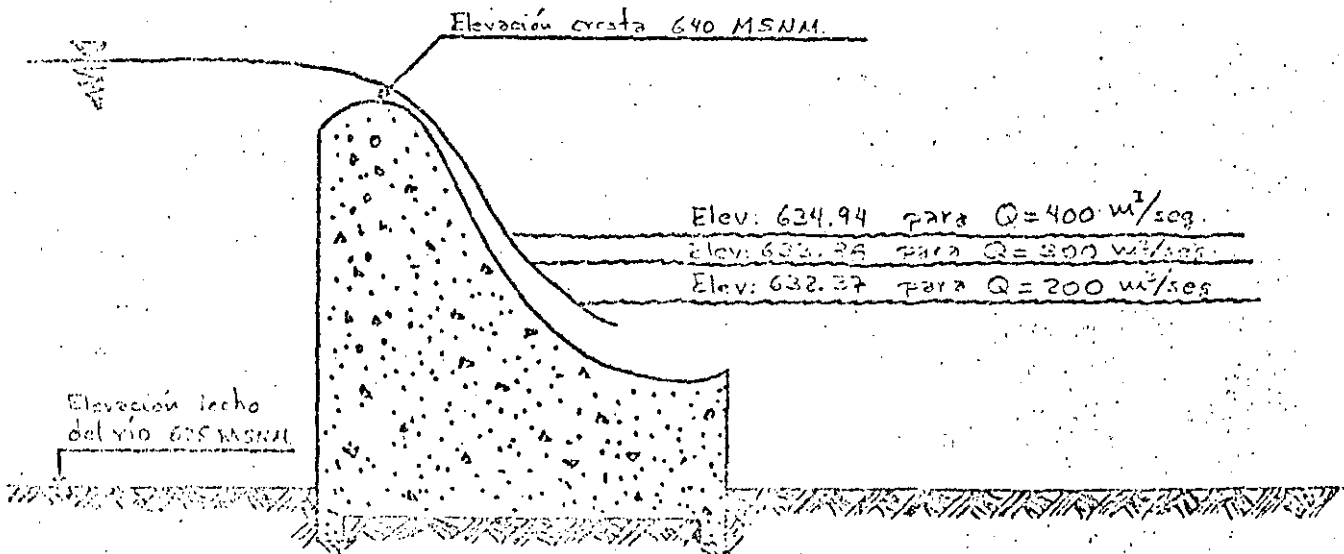


Fig 3.77 - Datos del ejemplo 3.20 - 130 -

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	He	El. Vaso	Elev. Río	H _T	h _{vt}	V _t	d _t	F _t	dt + hvt.
m ³ /s	m ² /s	m	m snm.	m snm	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. He Carga sobre el vertedor. $He = (q/c)^{2/3}$. En este ejemplo se consideró $C = 1.90$.

Columna 4. El Vaso. Elevación del vaso calculado como. El Vaso = El Cresta + He.

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. $d_t = q/Vt$.

Columna 10. F_t . Número de Froude al nivel de descarga. $F_t = Vt/\sqrt{gd_t}$.

Columna 11. $d_t + h_{vt}$. 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

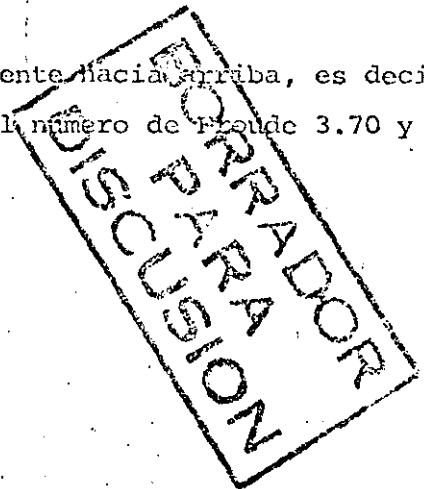
$$T_{\text{med}} = 9.07 \text{ m}$$

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

$$R = 5.424 \text{ m}$$



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 tramp = $633.38 - 625.87 = 8.01 \text{ m}$.

Se puede garantizar buen funcionamiento hidráulico para los tirantes de $q = 10 \text{ m}^2/\text{s}$, obteniéndose los siguientes resultados:

$$Fr_t = 5.56$$

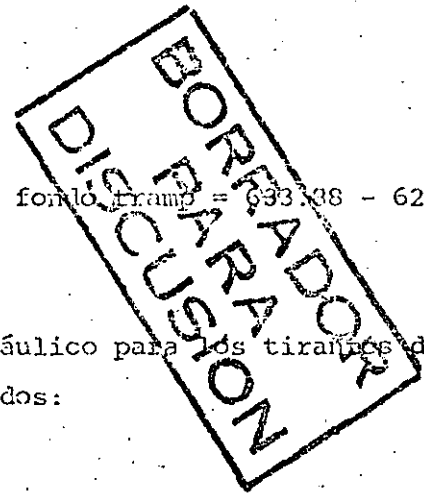
$$\frac{R}{d_t + hv_t} = 0.3$$

$$R = 16.22 \times 0.3 = 4.866 \text{ m}$$

$$\frac{R}{d_t + hv_t} = \frac{5.424}{16.22} = 0.334$$

$$T \text{ máx} : 9.1 d_t = 9.1 \times 0.69 = 6.28 \text{ m}$$

$$T \text{ mín} : 8.2 d_t = 8.2 \times 0.69 = 5.66 \text{ m}$$



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

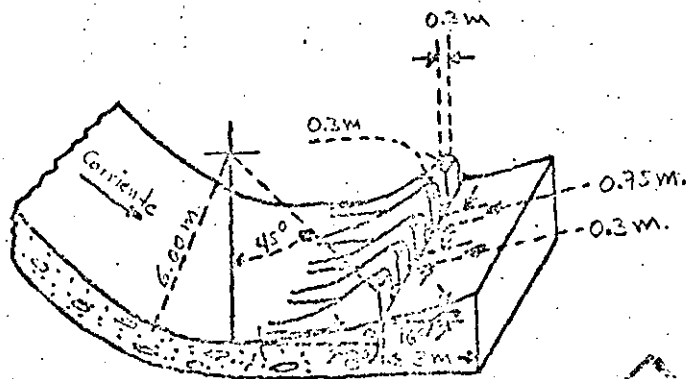


Fig 3.78 Diseño final de la cubeta dentada

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:

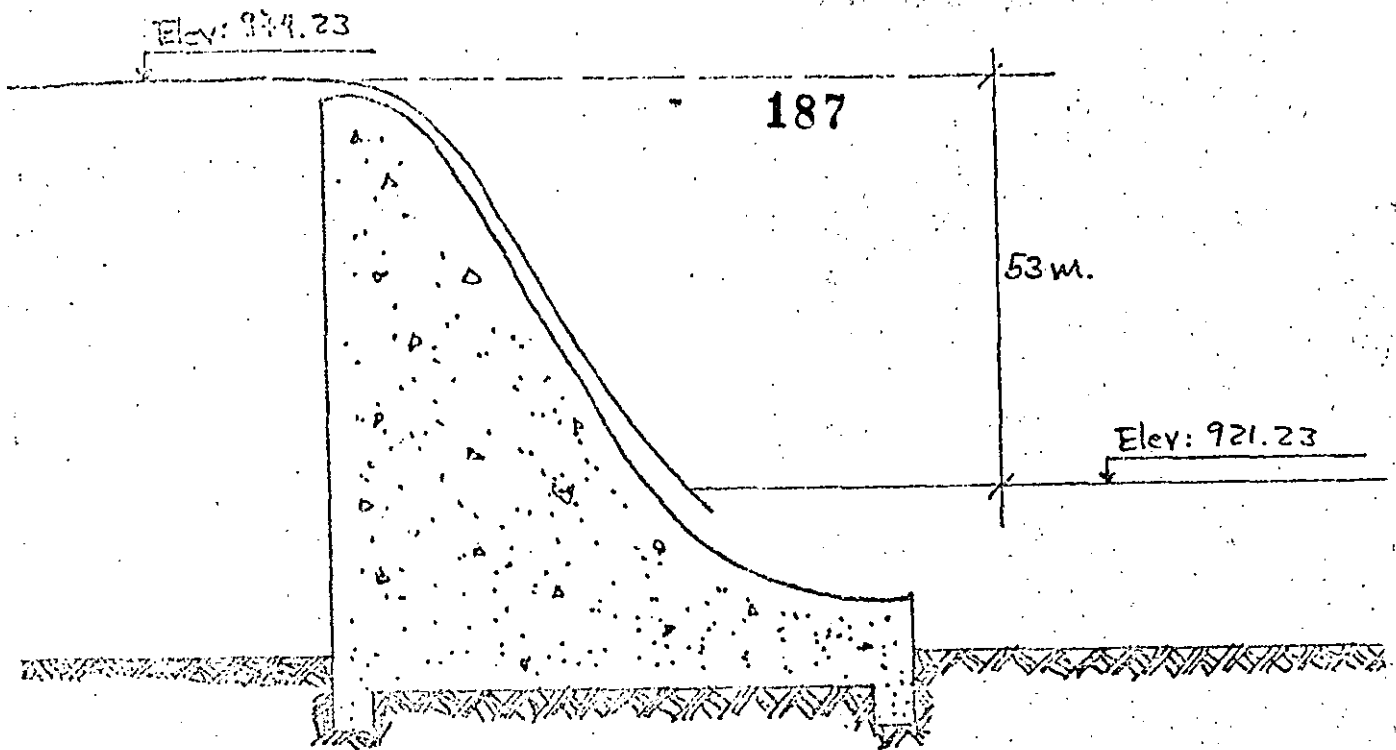


Fig 3.79. Datos para el ejemplo 3.21.

$$V_1 = \sqrt{2gh} = \sqrt{2 \times 9.81 \times 53.0} = 32.25 \text{ m/s}$$

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:

$$Y_2 = \frac{Y_1}{2} \left(\sqrt{1 + 8 Fr_1^2} - 1 \right) = 21.40 \text{ m}$$

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
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.

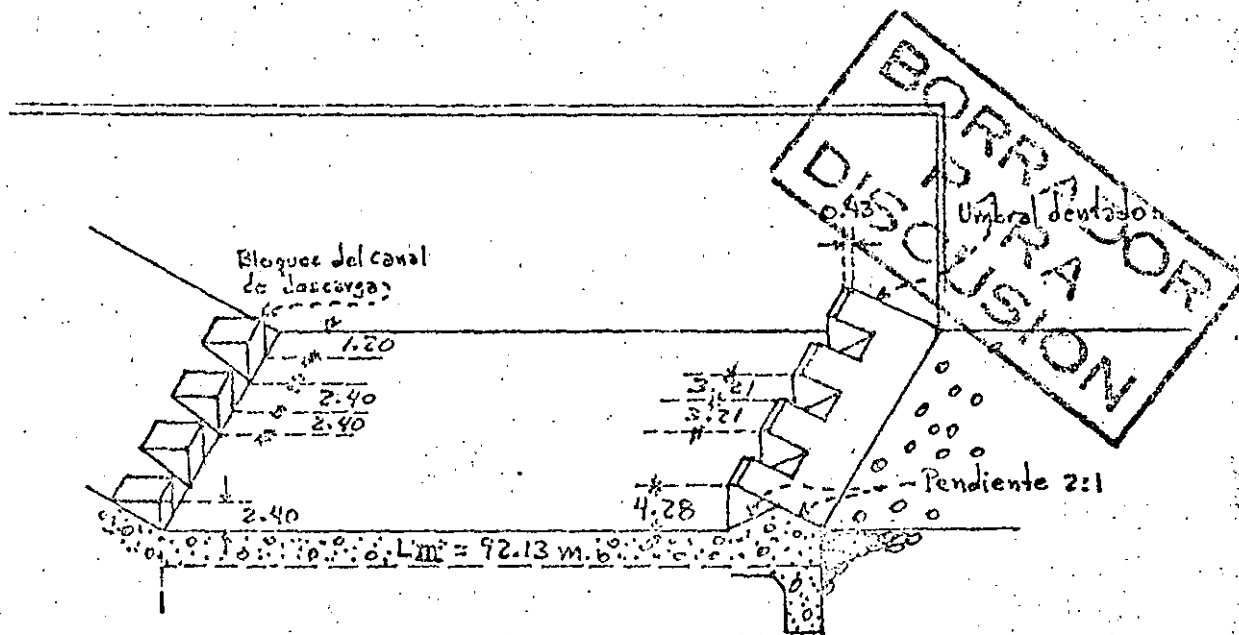


Fig 3.80. Diseño final del tanque amortiguador tipo USBR III

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.

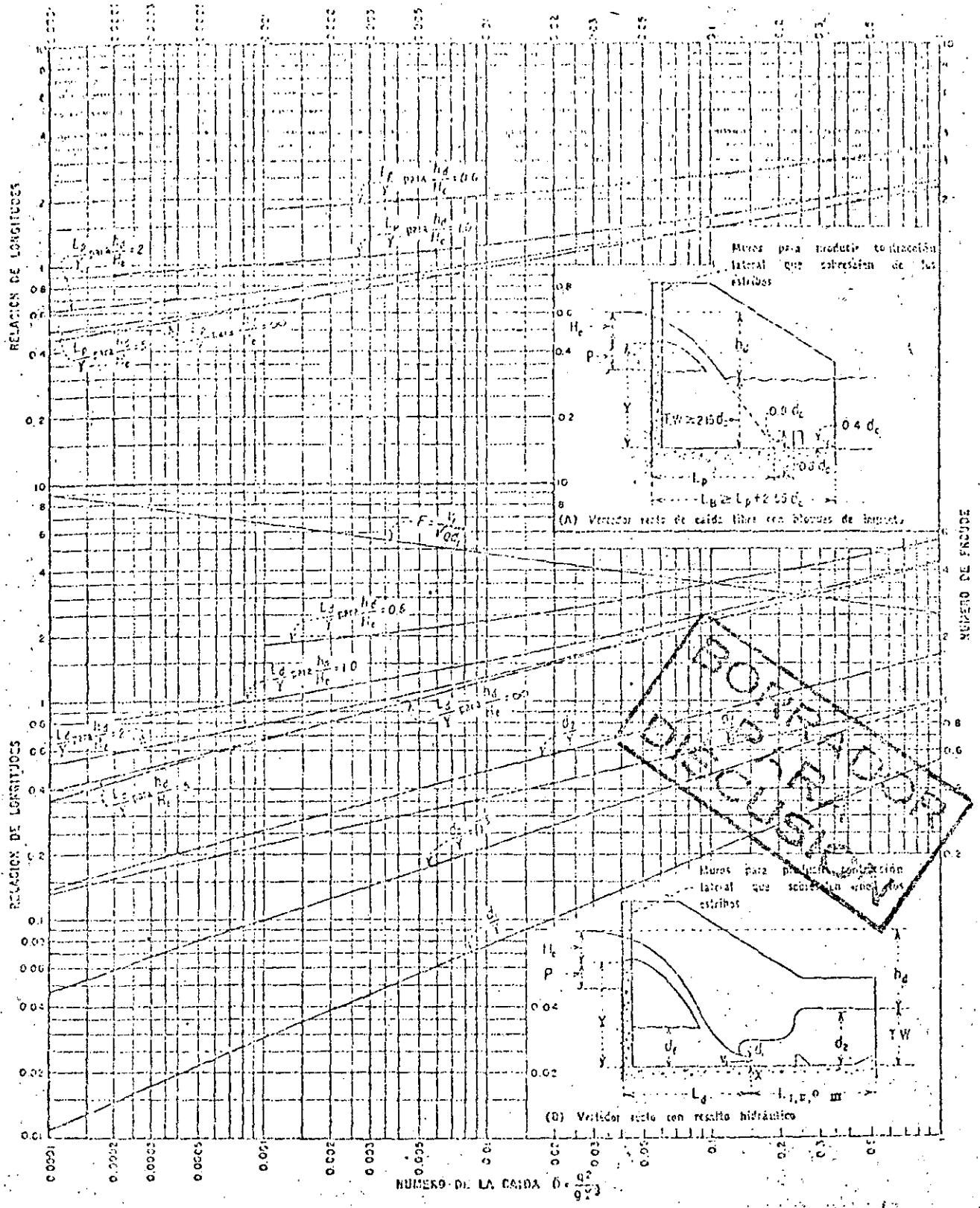


Fig. 3.81. Ayudas de diseño para tanques en vertedores de caída libre

- 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:

$$L_B = L_d + 0.8 d_2$$

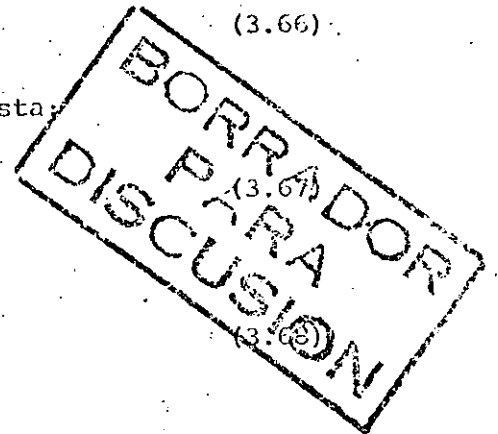
Altura de los bloques:

$$h = 1.5 d_1$$

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 L_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.

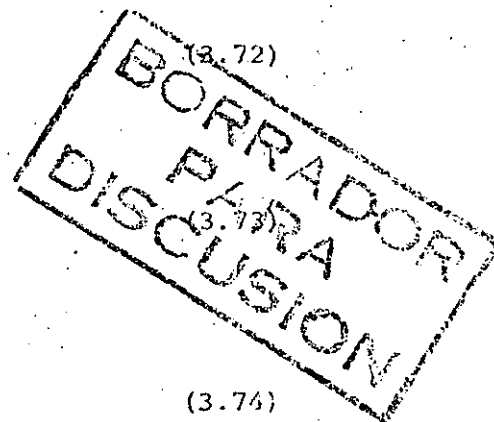
$$h_o = 0.8 d_c \quad (3.72)$$

Anchura y separación del bloque amortiguador:

$$a = 0.4 d_c \quad (3.73)$$

Altura óptima del umbral terminal

$$h_{ou} = 0.4 d_c \quad (3.74)$$



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.

$$d_1 = \frac{V_b}{Q} = \frac{22.37 \times 25}{450} = 1.24 \text{ m}$$

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:

$$\text{El embalse} - \text{El piso tanque} = 1236.29 - 1201.59 = 34.7 \text{ m}$$

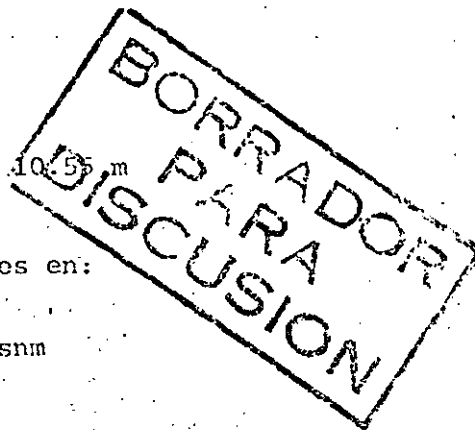
El número de caída:

$$\bar{D} = \frac{q^2}{g Y^3} = \frac{18.0^2}{9.81 \times 34.7^3} = 0.00079$$

Con este valor se entra a la gráfica de la fig 3.81, y se obtiene:

$$\frac{d_2}{Y} = 0.24 ; d_2 = 34.7 \times 0.24 = 8.328 \text{ m}$$

El nivel del piso del tanque debe ajustarse entonces a este nuevo valor:



$$1210.79 - 8.33 = 1202.46 \text{ m s n m}$$

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:

$$\frac{Ld}{Y} = 0.65$$

$$Ld = 0.65 \times 33.83 = 21.99 \text{ m} \approx 22.0 \text{ m}$$

además se obtiene:

$$\frac{d_1}{Y} = 0.026 ; d = 0.026 \times 33.83 = 0.879 \text{ m}$$

$$Fr_1 = 6.6$$

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 USPR 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:

$$L_B = L_G + 0.8 d_2 = 28.66$$

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:

$$t_c = \sqrt[3]{\frac{g^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{18^2}{9.81}} = 3.21 \text{ m}$$

$$\text{Con } \bar{D} = 0.00085 \text{ y } \frac{hd}{H_e} = 5.69$$

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:

$$L_{\text{mín}} = L_p + 0.8 d_c = 30.45 + 0.8 \times 3.21 = 33.02 \text{ m}$$

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.

3.15. 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_1 no coincide con el ancho de plantilla deseado para el canal de descarga, puede modificarse L_1 , 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.

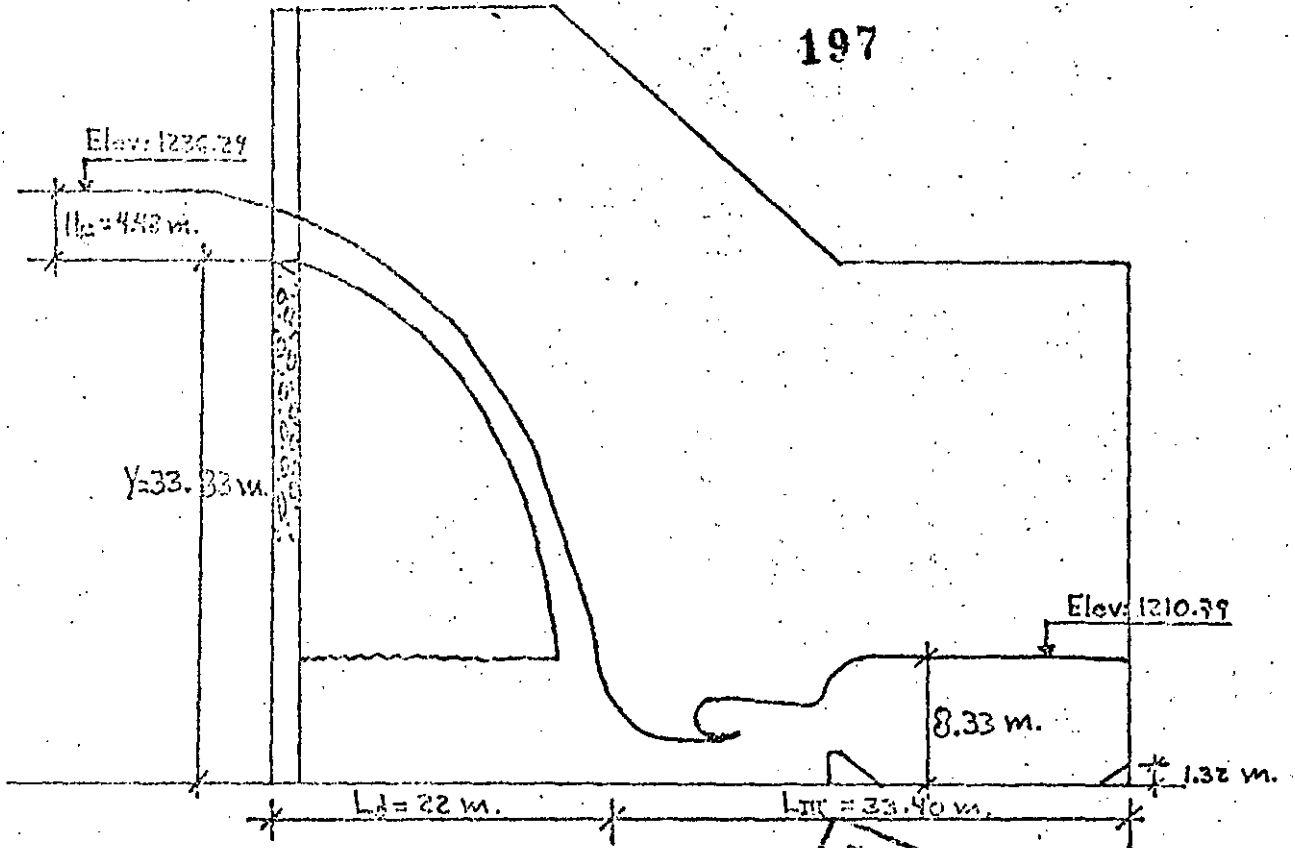


Fig 3.82. Diseño final del tanque de resalto hidráulico

**BORRADOR
PARA
DISCUSION**

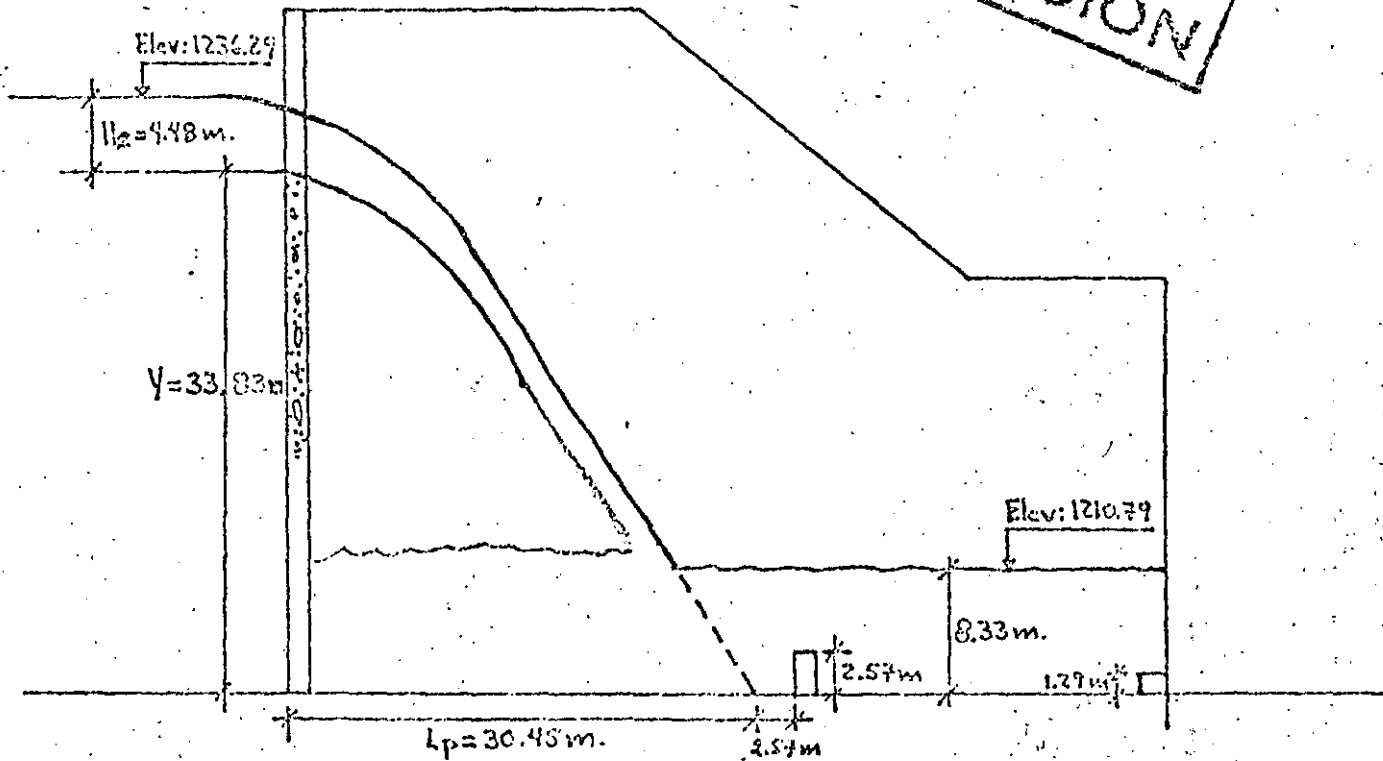
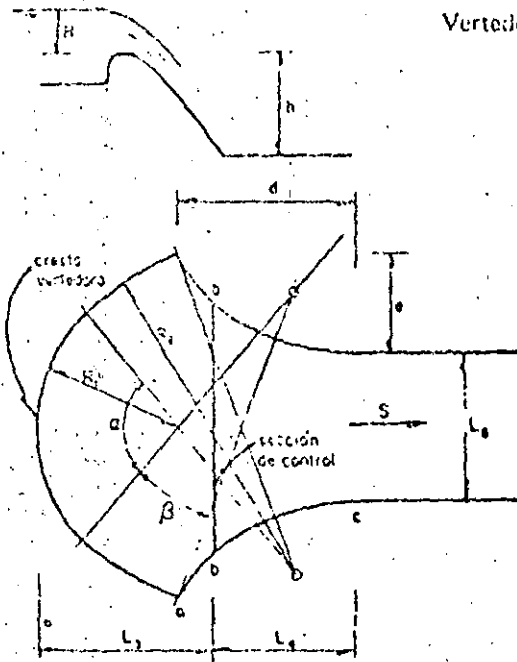


Fig 3.83. Diseño final del tanque de bloques de impacto

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

Presas	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	n/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	1.32
Miguel Rgo.	65.2	.218	80°	.568	32° 30'	.544	.348	.334	.223	0.06	1.32

Fig 3.84 Geometría del vertedor en abanico

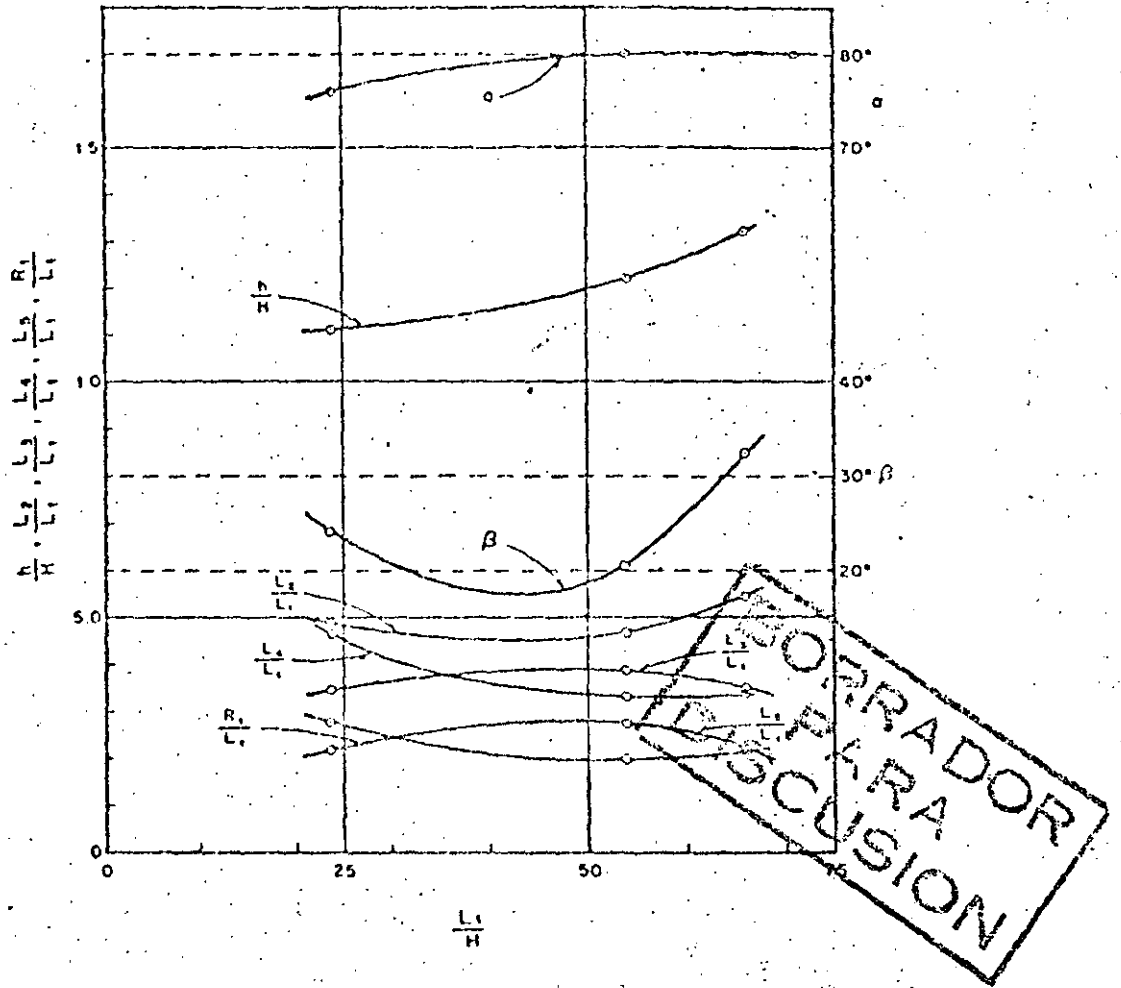


Fig 3.85 Parámetros para el diseño de vertedores en abanico

El escurrimiento debe ser supercrítico aumentando el número de Froude

Ejemplo 3.23. Diseñar un vertedor 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:

$$\frac{L_5}{L_1} = 0.22 \quad \therefore L_5 = 26.4 \text{ m}$$

$$\frac{R_1}{L_1} = 0.25 \quad \therefore R_1 = 30.0 \text{ m}$$

$$\frac{L_3}{L_1} = 0.33 \quad \therefore L_3 = 39.6 \text{ m}$$

$$\frac{L_4}{L_1} = 0.41 \quad \therefore L_4 = 49.2 \text{ m}$$

$$\frac{L_2}{L_1} = 0.48 \quad \therefore L_2 = 57.6 \text{ m}$$

$$\beta = 20^\circ$$

$$\frac{h}{H} = 1.11 \quad \therefore h = 4.44 \text{ m}$$

$$\alpha = 78^\circ$$

BORRADOR
PARA
DISCUSION

Además se puede calcular el radio R_2 con la ecuación:

$$L_1 = \alpha R_1 + 2 (\beta \cdot R_2)$$

$$R_2 = 113.39 \text{ m.}$$

Deben revisarse ahora las condiciones de Hirriart:

$$a) \quad 1 < \frac{\alpha}{2\beta} < 2.5$$

$$\frac{\alpha}{2\beta} = 1.95$$

por lo tanto se cumple

$$b) \quad 2.5 < \frac{R_2}{R_1} < 5.0$$

$$\frac{R_2}{R_1} = 3.78$$

también se cumple con la relación

$$c) \quad 1.25 < d/e < 1.75$$

Ver fig 3.86.

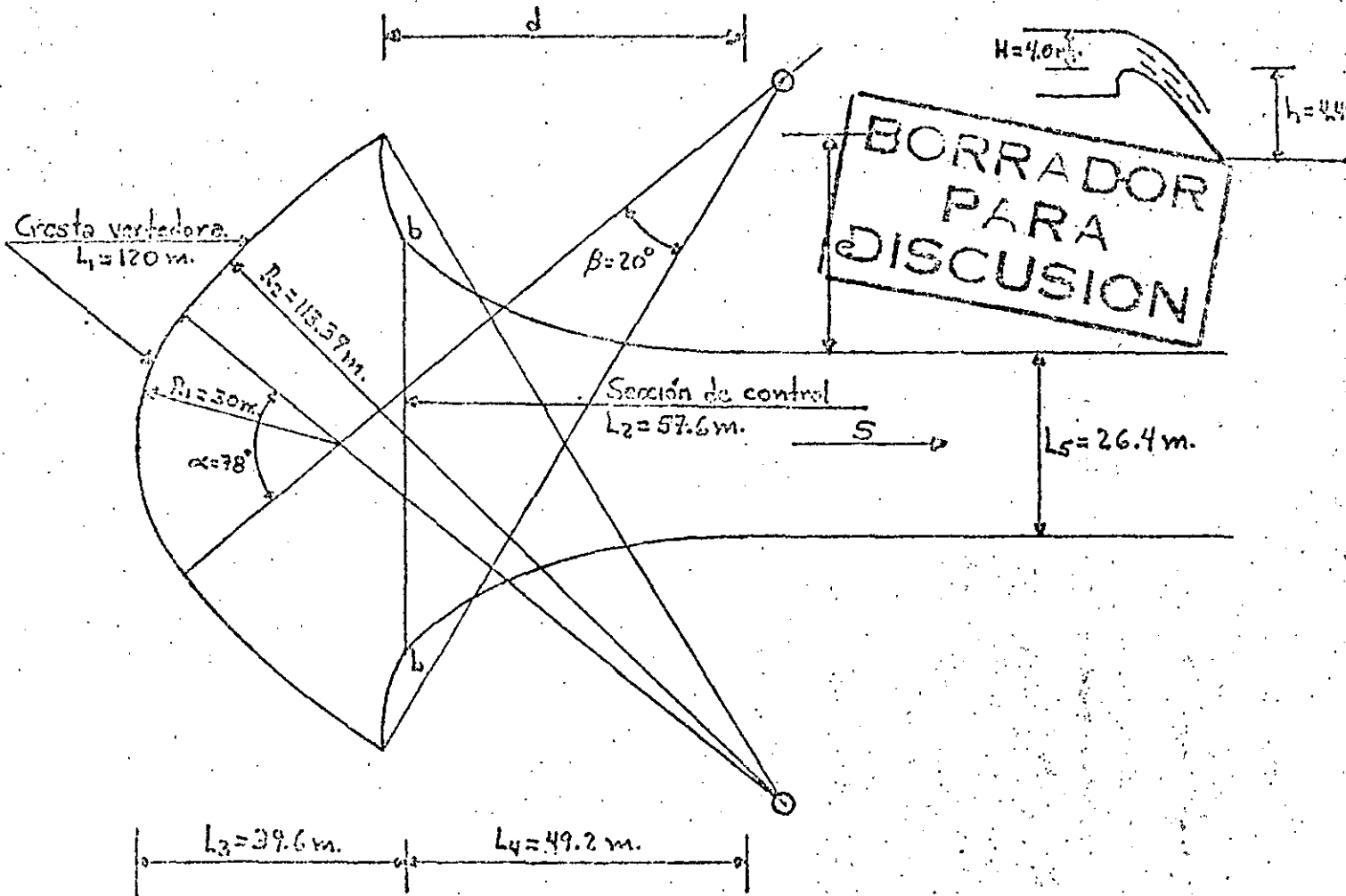


Fig 3.86. Diseño final del vertedor de abanico

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.

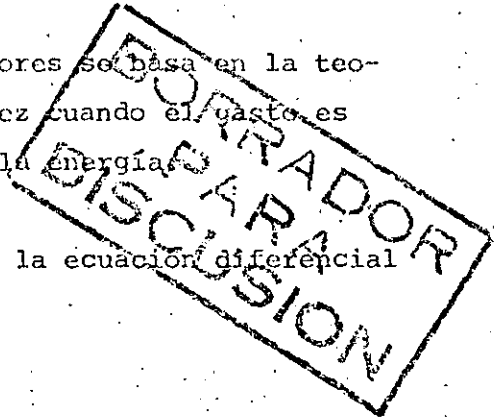
El cimacio se diseña con los criterios ya expuestos, aquí se tratará solo sobre el canal colector.

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 consideración la fig 3.87.



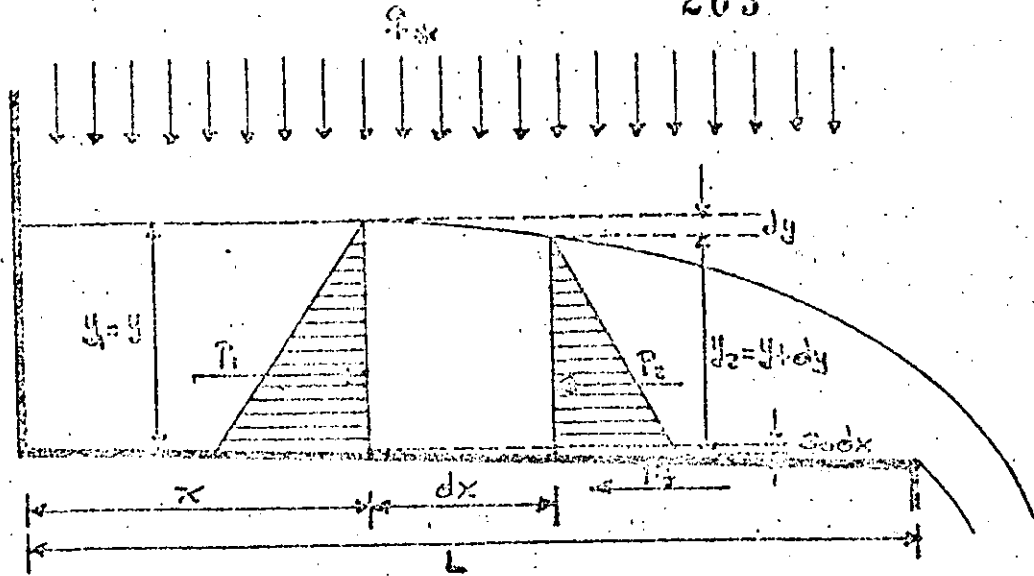


Fig 3.87 Flujo espacialmente variado

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

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:

$$F_1 = S_0 - S_f - 2\alpha Q q^* / g \Lambda^2 = 0 \quad (3.103)$$

$$F_2 = 1 - \alpha Q^2 / g \Lambda^2 D = 0 \quad (3.104)$$

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 1.104. De 3.104

$$Q = \sqrt{\Lambda \ g D / \alpha} \quad (3.105)$$

que conviene escribir así:

$$Q = A \sqrt{D \ g / \alpha} \quad (3.106)$$

sustituyendo 3.106 en 3.103:

$$S_0 - S_f - \frac{2\alpha Q q^*}{g \Lambda^2} - \sqrt{\frac{g}{\alpha}} A \sqrt{D} = 0 \quad (3.107)$$

simplificando:

$$S_0 - S_f - 2q^* \sqrt{\frac{\alpha}{g}} \frac{1}{\sqrt{AT}} = 0 \quad (3.108)$$

**BORRADOR
PARA
DISCUSION**

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:

$$S_0 = \frac{V^2 n^2}{R^{4/3}} + 2q^* \sqrt{\frac{\alpha}{g}} \frac{1}{\sqrt{AT}} \quad (3.110)$$

Esta ecuación debe resolverse para $Y = Y_c$, que esta asociado a $Q = Q_c$, hasta que se obtenga S_0 . Con Q_c y dado que $q^* = \frac{Q}{x}$, se obtiene $x = \frac{Q}{q^*}$.

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 L para garantizar el régimen subcrítico:

$$\frac{S_0 L}{Y_0} \leq \frac{2}{3} (1 + 2 Fr_0^2) \quad (3.111)$$

donde:

S_0 pendiente del canal

L longitud del canal colector

Y_0 tirante del canal colector en la última sección

Fr_0 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:

$$P_x = \frac{q \sqrt{2gZ_x}}{gY_x (b + 2KY_x)} \quad (3.112)$$

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

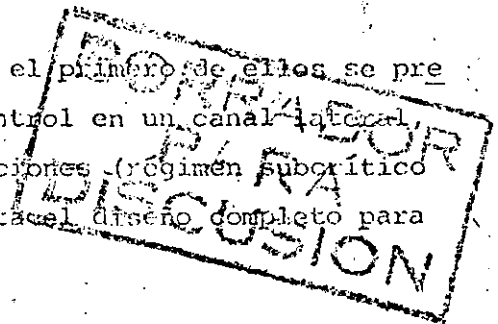
Y_x tirante en la sección

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.



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.

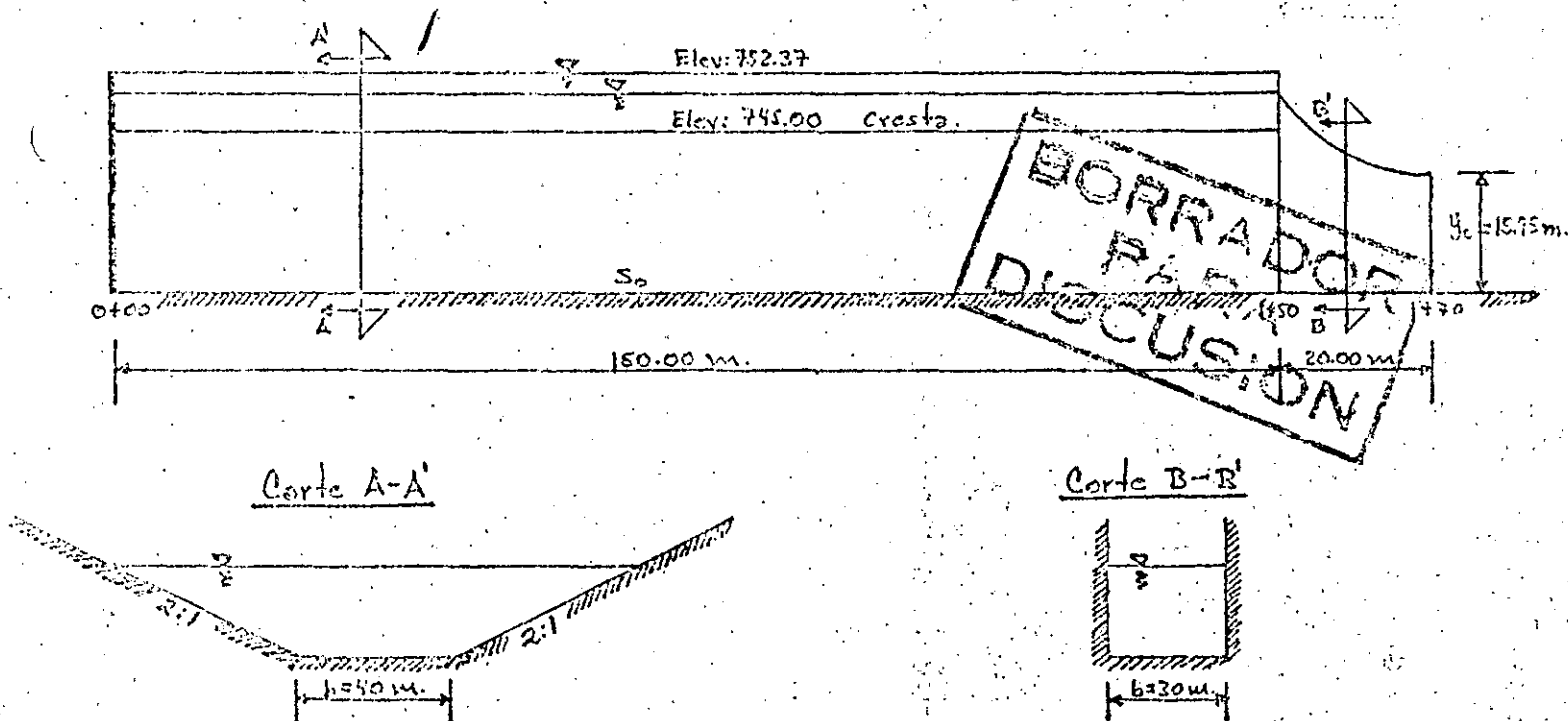


Fig 3.88. Estructura hidráulica del ejemplo 3.25

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.

Además puede notarse que $Fr_{1+50} = 0.17$ lo cual garantiza régimen sub-crítico.

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. $P_1 = S_o \Delta x$
- 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.

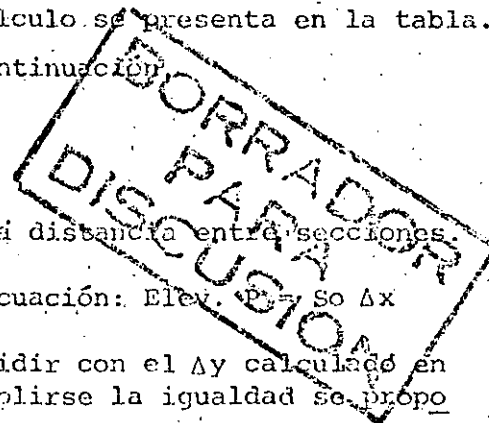


Tabla 3.20 Perfil del agua para el ejemplo 3.25

Est X	Δx	Z_0	$\Delta y'$	Z	Y	A	Q	V	$Q_1 + Q_2$	$V_1 + V_2$	ΔQ	ΔV	$\Delta y'_m$	R	h_f	$\Delta y'$
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)	(15)	(16)	(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	14.85	4.8×10^{-4}	0.18
0+75	25	0.075	0.14	25.15	25.15	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	14.85	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.

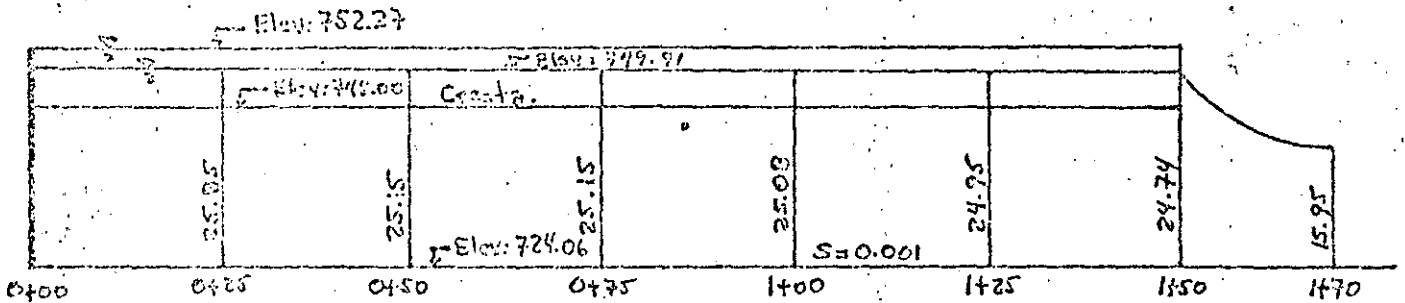


Fig 3.89 Cotas y perfil del agua en el vertedor de canal lateral.

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 plantilla 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:

$$Q = f (H_a)^{1/2} \quad (3.114)$$

- c) Trabajando a tubo lleno. Cuya relación de descarga será:

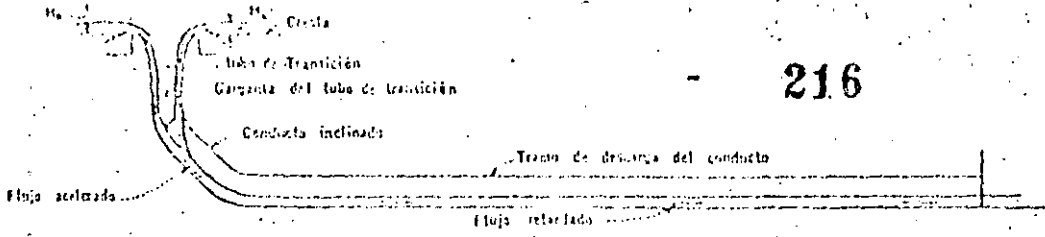
$$Q = f (H_v) \quad (3.115)$$

Estas tres condiciones se presentan en la fig 3.90.

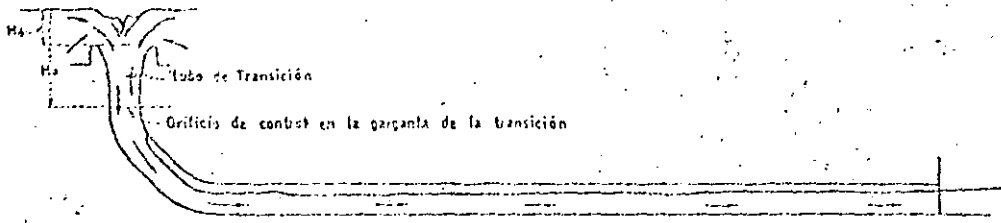
Puede notarse que aunque el vertedor será más eficiente trabajando como tubo lleno, esto debe evitarse para limitar la posibilidad de funcionamiento como sifón, pues ello originaría perder control sobre la descarga, es por ello que se recomienda que las relaciones máximas de llenado sean de 0.75.

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 guías normales a la cresta.

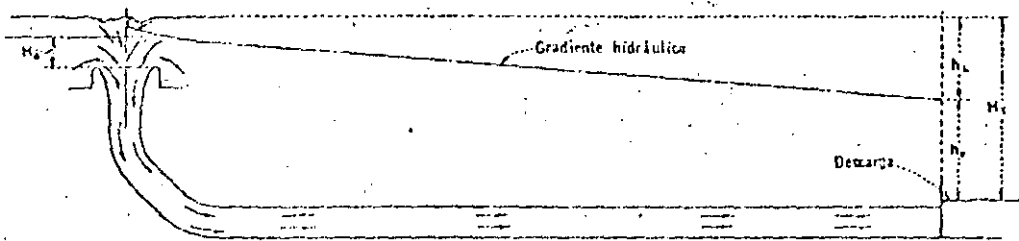
BORRADOR
PARA
DISCUSION



CONDICION 1. CRESTA DE CONTROL



CONDICION 2. CONTROL DE TUBO O DE ORIFICIO



CONDICION 3. CIRCULACION A TUBO LLENO

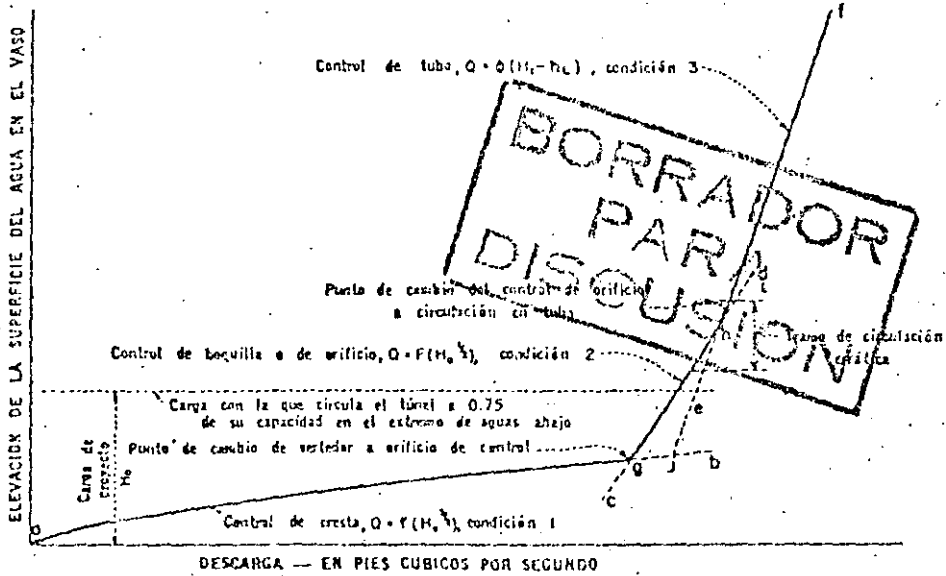


Fig 3.90 Funcionamiento de un vertedor de embudo

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:

$$L = 2\sqrt{R} \quad (3.117)$$

Sustituyendo 3.117 en 3.116 se tiene:

$$Q = C 2\sqrt{R} H^{3/2} \quad (3.18)$$

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:

$$Q = C_o 2\sqrt{R_s} H_o^{3/2} \quad (3.19)$$

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_e/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-

FORNADOR
PARA
DISCUSION

TABLA 3. 22 COORDENADAS DE LA SUPERFICIE INFERIOR DE LA LAMINA VERTIENTE PARA DI-

FERENTES VALORES DE $\frac{H_v}{R}$ CUANDO $\frac{P}{R} = 0.30$

221

$\frac{H_v}{R}$	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50	0.60	0.80
$\frac{X}{H_v}$	$\frac{Y}{H_v}$ Para la porción de la sección situada 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
0.010	0.0100	0.0100	0.0100	0.0100	0.0100	0.0100	0.0100	0.0100	0.0100
0.020	0.0200	0.0200	0.0200	0.0200	0.0200	0.0200	0.0200	0.0200	0.0200
0.030	0.0300	0.0300	0.0300	0.0300	0.0300	0.0300	0.0300	0.0300	0.0300
0.040	0.0400	0.0400	0.0400	0.0400	0.0400	0.0400	0.0400	0.0400	0.0400
0.050	0.0495	0.0470	0.0455	0.0440	0.0420	0.0400	0.0370	0.0325	0.0245
0.060	0.0490	0.0450	0.0435	0.0420	0.0400	0.0380	0.0350	0.0300	0.0250
0.070	0.0480	0.0435	0.0420	0.0400	0.0380	0.0360	0.0330	0.0280	0.0245
0.080	0.0470	0.0425	0.0410	0.0390	0.0370	0.0350	0.0320	0.0270	0.0245
0.090	0.0465	0.0420	0.0405	0.0385	0.0365	0.0345	0.0315	0.0265	0.0245
0.100	0.0460	0.0415	0.0400	0.0380	0.0360	0.0340	0.0310	0.0260	0.0245
0.120	0.0440	0.0390	0.0375	0.0355	0.0335	0.0315	0.0285	0.0235	0.0210
0.140	0.0430	0.0380	0.0365	0.0345	0.0325	0.0305	0.0275	0.0225	0.0200
0.160	0.0420	0.0370	0.0355	0.0335	0.0315	0.0295	0.0265	0.0215	0.0190
0.180	0.0415	0.0365	0.0350	0.0330	0.0310	0.0290	0.0260	0.0210	0.0185
0.200	0.0410	0.0360	0.0345	0.0325	0.0305	0.0285	0.0255	0.0205	0.0180
0.250	0.0380	0.0330	0.0315	0.0295	0.0275	0.0255	0.0225	0.0175	0.0150
0.300	0.0350	0.0300	0.0285	0.0265	0.0245	0.0225	0.0195	0.0145	0.0120
0.400	0.0300	0.0250	0.0235	0.0215	0.0195	0.0175	0.0145	0.0095	0.0070
0.500	0.0250	0.0200	0.0185	0.0165	0.0145	0.0125	0.0095	0.0045	0.0020
0.600	0.0200	0.0150	0.0135	0.0115	0.0095	0.0075	0.0045	0.0015	0.0000
0.800	0.0100	0.0050	0.0035	0.0015	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
1.000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
$\frac{Y}{H_v}$	$\frac{X}{H_v}$ 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	0.238	0.144
-0.020	.560	.528	.495	.462	.423	.387	.345	.272	.174
-0.040	.598	.565	.532	.498	.459	.420	.376	.300	.198
-0.060	.632	.601	.567	.532	.491	.451	.406	.324	.220
-0.080	.664	.634	.600	.564	.522	.480	.432	.345	.238
-0.100	.693	.664	.631	.594	.552	.509	.459	.368	.254
-0.150	.760	.734	.701	.664	.618	.570	.516	.412	.290
-0.200	.831	.799	.763	.723	.677	.627	.570	.455	.317
-0.250	.893	.850	.812	.771	.723	.672	.614	.495	.331
-0.300	.953	.918	.880	.832	.779	.725	.664	.540	.352
-0.400	1.060	1.024	.981	.932	.867	.807	.739	.600	.372
-0.500	1.156	1.119	1.072	1.020	.953	.887	.814	.670	.421
-0.600	1.242	1.203	1.153	1.098	1.025	.954	.876	.727	.446
-0.800	1.403	1.359	1.301	1.227	1.101	.970	.855	.672	.478
-1.000	1.549	1.498	1.439	1.353	1.180	1.028	.892	.672	.504
-1.200	1.680	1.622	1.543	1.449	1.240	1.070	.930	.678	.524
-1.400	1.800	1.739	1.647	1.489	1.287	1.100	.950	.757	.540
-1.600	1.912	1.849	1.740	1.546	1.323	1.131	.953	.778	.551
-1.800	2.018	1.951	1.821	1.590	1.353	1.155	1.005	.797	.560
-2.000	2.100	2.040	1.892	1.627	1.380	1.175	1.022	.810	.569
-2.500	2.351	2.261	2.027	1.607	1.426	1.213	1.059	.837	
-3.000	2.557	2.423	2.113	1.747	1.464	1.247	1.081	.852	
-3.500	2.745	2.536	2.167	1.778	1.489	1.263	1.093		
-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	3.250	2.773	2.228						
-6.000	3.400	2.808							
$\frac{H_v}{R}$	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50	0.60	0.80

Según Wagner [15]

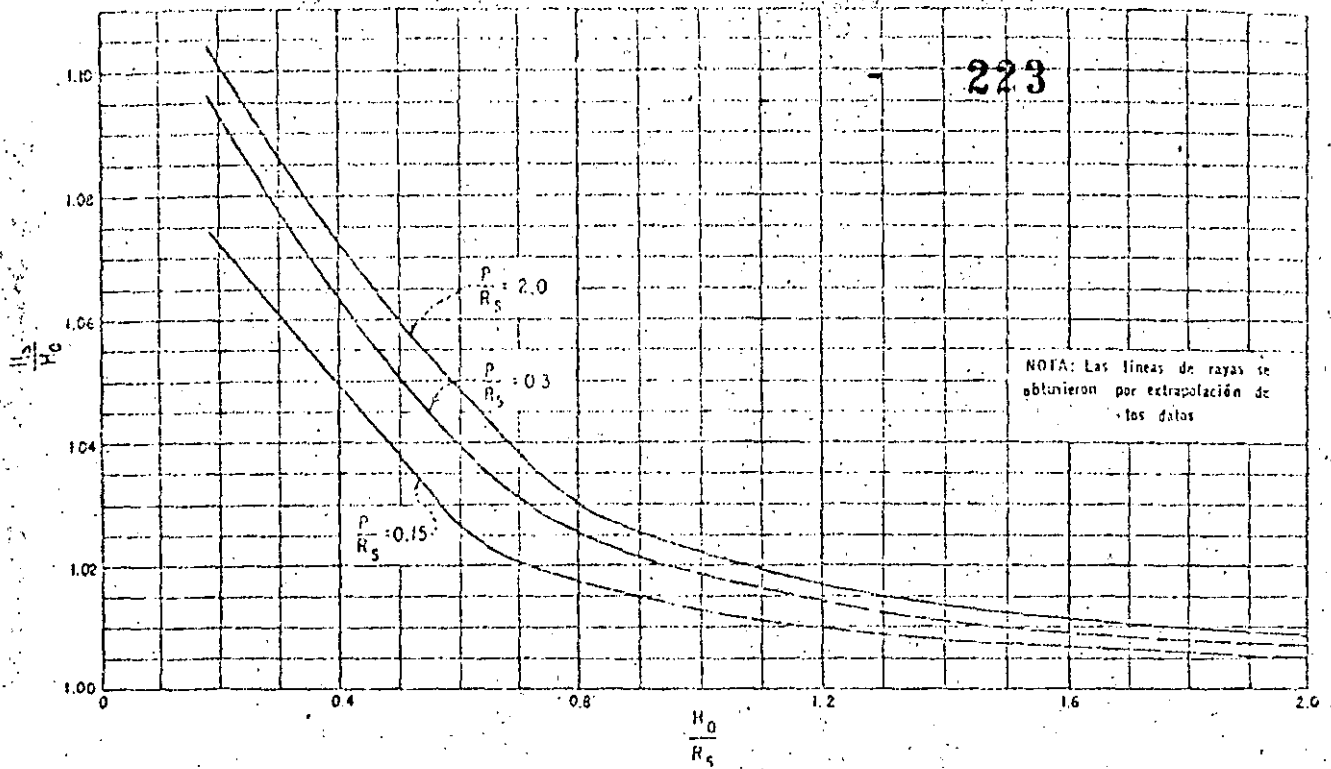


Fig 3.95 Relación H_0/R_s y H_s/H_0 .

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.

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.

e) Calcular el perfil del agua en el conducto.

Ejemplo 3.25 Proyectar un vertedor de embudo para descargar $Q = 101.90 \text{ m}^3/\text{s}$ con una carga de 5.0 m. Los demás datos se presentan en la figura 3.95.

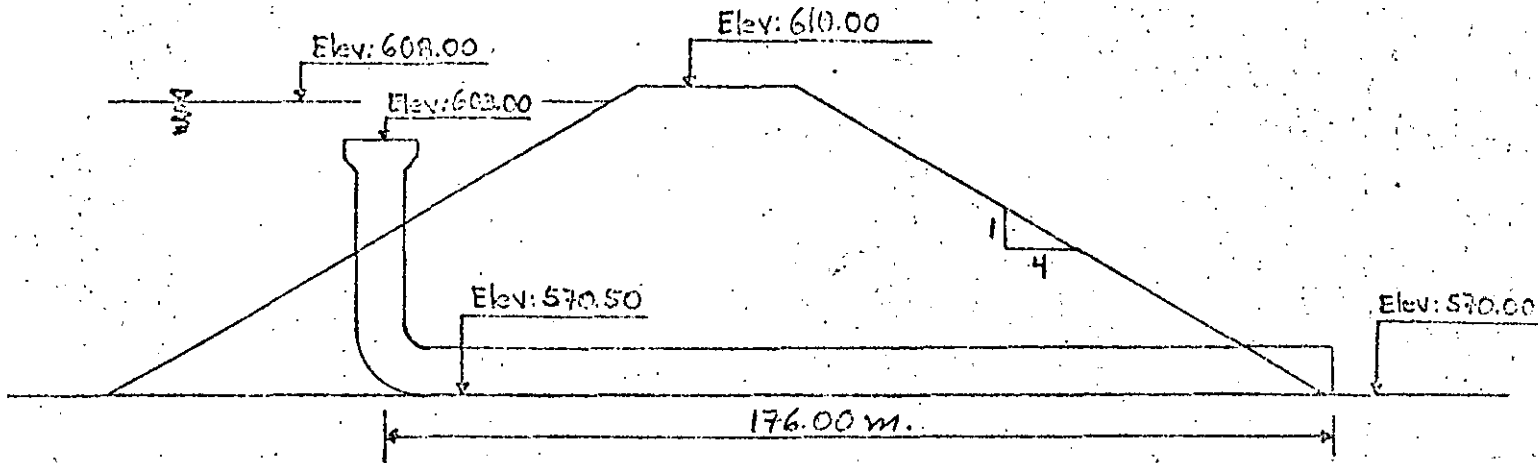


Fig 3.95. Datos del ejemplo 3.26

Solución:

Suponiendo $\frac{P}{R_s} \geq 2$, el radio se puede calcular por tanteos.

1er. Tanteo

$$R_s = 8.00 \text{ m.}$$

$$\frac{H_o}{R_s} = \frac{5.0}{8.0} = 0.625$$

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:

$$Q = C_o 2\sqrt{R_s} H_o^{3/2} = 1.629 \times 2 \times \sqrt{1} \times 8 \times 5^{3/2} = 915.39 \text{ m}^3/\text{s}.$$

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

$$\frac{H's}{H_0} = 1.018,$$

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	0.07464
0.030	0.01785	0.1527	0.09085
0.040	0.01914	0.2036	0.109742
0.050	0.01883	0.2545	0.12584
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

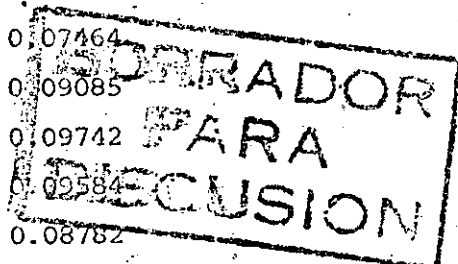


Tabla 3.25 Sección Aguas Abajo de la cresta del vertedor

$\frac{Y}{H_s}$	$\frac{X}{H_s}$	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.

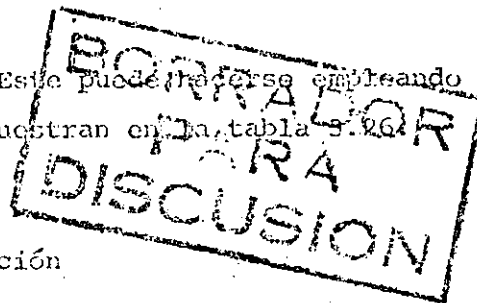


Tabla 3.26 Cálculo de la transición

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

$\frac{d}{D}$	$\frac{A}{D^2}$	$\frac{r}{D}$	Q_n litros	Q_n gpm	$\frac{d}{D}$	$\frac{A}{D^2}$	$\frac{r}{D}$	Q_n litros	Q_n gpm
1	2	3	4	5	1	2	3	4	5
0.01	0.0013	0.0056	0.0007	15.04	0.51	0.4027	0.2511	0.249	1.442
.02	.0037	.0132	.0010	16.57	.52	.4127	.2562	.247	1.415
.03	.0069	.0197	.0014	8.56	.53	.4227	.2602	.255	1.388
.04	.0105	.0252	.0018	7.34	.54	.4327	.2621	.263	1.352
.05	.0147	.0325	.0022	6.45	.55	.4426	.2649	.271	1.305
.06	.0192	.0389	.0028	5.85	.56	.4526	.2676	.279	1.311
.07	.0242	.0451	.0035	5.47	.57	.4625	.2703	.287	1.285
.08	.0294	.0513	.0044	5.09	.58	.4724	.2728	.295	1.262
.09	.0350	.0575	.0055	4.76	.59	.4822	.2753	.303	1.238
.10	.0409	.0635	.0067	4.49	.60	.4920	.2776	.311	1.215
.11	.0470	.0695	.0081	4.25	.61	.5016	.2799	.319	1.192
.12	.0534	.0755	.0097	4.03	.62	.5115	.2821	.327	1.170
.13	.0600	.0813	.0114	3.85	.63	.5212	.2842	.335	1.148
.14	.0668	.0871	.0132	3.69	.64	.5308	.2862	.343	1.126
.15	.0739	.0929	.0152	3.54	.65	.5404	.2882	.350	1.105
.16	.0811	.0985	.0175	3.41	.66	.5499	.2900	.358	1.084
.17	.0885	.1042	.0201	3.28	.67	.5594	.2917	.366	1.064
.18	.0961	.1100	.0229	3.17	.68	.5687	.2933	.373	1.044
.19	.1039	.1157	.0260	3.06	.69	.5780	.2948	.380	1.024
.20	.1118	.1216	.0295	2.96	.70	.5872	.2962	.388	1.004
.21	.1199	.1275	.0343	2.87	.71	.5964	.2975	.395	0.985
.22	.1281	.1332	.0395	2.79	.72	.6054	.2987	.402	.965
.23	.1365	.1391	.0451	2.71	.73	.6143	.2998	.409	.947
.24	.1449	.1451	.0511	2.63	.74	.6231	.3008	.416	.928
.25	.1535	.1511	.0574	2.56	.75	.6319	.3017	.422	.910
.26	.1623	.1571	.0640	2.49	.76	.6405	.3024	.429	.891
.27	.1711	.1632	.0709	2.42	.77	.6489	.3031	.435	.873
.28	.1800	.1694	.0781	2.36	.78	.6573	.3036	.441	.856
.29	.1890	.1757	.0856	2.30	.79	.6655	.3039	.447	.838
.30	.1982	.1820	.0934	2.25	.80	.6735	.3042	.453	.821
.31	.2074	.1885	.0101	2.20	.81	.6815	.3043	.458	.804
.32	.2167	.1951	.0110	2.14	.82	.6893	.3043	.463	.787
.33	.2260	.2017	.0121	2.09	.83	.6969	.3041	.468	.770
.34	.2355	.2084	.0133	2.05	.84	.7043	.3038	.473	.753
.35	.2450	.2151	.0146	2.00	.85	.7115	.3035	.477	.736
.36	.2546	.2218	.0160	1.958	.86	.7186	.3031	.481	.720
.37	.2642	.2286	.0175	1.915	.87	.7254	.3028	.485	.703
.38	.2739	.2354	.0191	1.875	.88	.7320	.3025	.489	.687
.39	.2836	.2422	.0208	1.835	.89	.7384	.3021	.494	.670
.40	.2931	.2491	.0226	1.797	.90	.7445	.3016	.499	.654
.41	.3027	.2560	.0245	1.760	.91	.7504	.3011	.503	.638
.42	.3123	.2629	.0265	1.724	.92	.7560	.3006	.507	.623
.43	.3220	.2698	.0286	1.689	.93	.7612	.3001	.511	.608
.44	.3318	.2767	.0308	1.655	.94	.7662	.2995	.515	.593
.45	.3418	.2836	.0331	1.622	.95	.7707	.2989	.519	.578
.46	.3517	.2905	.0355	1.590	.96	.7749	.2982	.523	.563
.47	.3617	.2974	.0380	1.559	.97	.7785	.2975	.527	.548
.48	.3717	.3043	.0406	1.530	.98	.7817	.2968	.531	.533
.49	.3817	.3112	.0433	1.500	.99	.7841	.2960	.535	.518
.50	.3917	.3181	.0461	1.471	1.00	.7854	.2950	.539	.503

BORRADOR
 PARA
 REVISION

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:

$$A = 0.75 (\pi) 1.35^2 = 4.29 \text{ m}^2$$

$$v = \frac{101.90}{4.29} = 23.75 \text{ m/s}$$

$$h_v = \frac{23.75^2}{2 \times 9.81} = 28.74 \text{ m}$$

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:

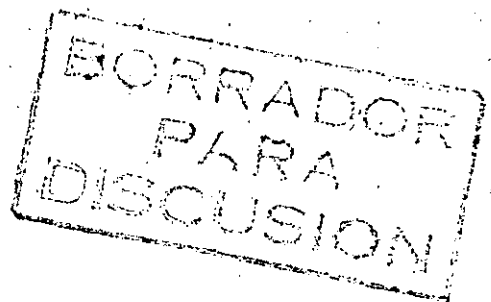
$$\frac{d}{D} = 0.700$$

además:

$$\frac{R}{D} = 0.2966$$

entonces el radio hidráulico vale:

$$R = 0.2966 \times 2.70 = 0.800 \text{ m}$$

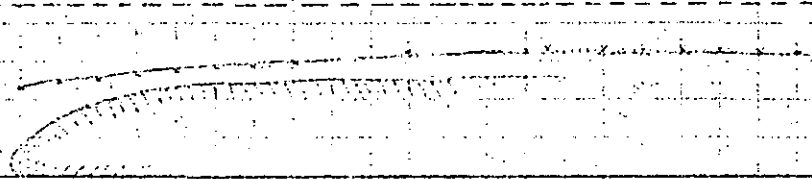


elevación

7000



R = 4.5 m



600.0

500.0

300.0

Perfil del Camino

Cimacio

BORRADOR PARA DISCUSION

Fig 296 Cimacio de un vertedor de sección de un camino con chamfer

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:

$$\begin{aligned} \text{Elev. Portal} &= 590 + \frac{1}{1.1} (608 - 590) - 23.74 - 43.35 - 0.75 (270) = \\ &= 532.25 \text{ msnm} \end{aligned}$$

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:

$$A = 8.15 \text{ m}^2$$

$$V = 12.50 \text{ m/s}$$

$$h_v = 7.96 \text{ m}$$

$$R = 1.10 \text{ m}$$

$$S = 0.03976$$

$$l = 208.50 \text{ m}$$

$$h_f = 8.29 \text{ m}$$

BORRADOR
 PARA
 DISCUSION

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:

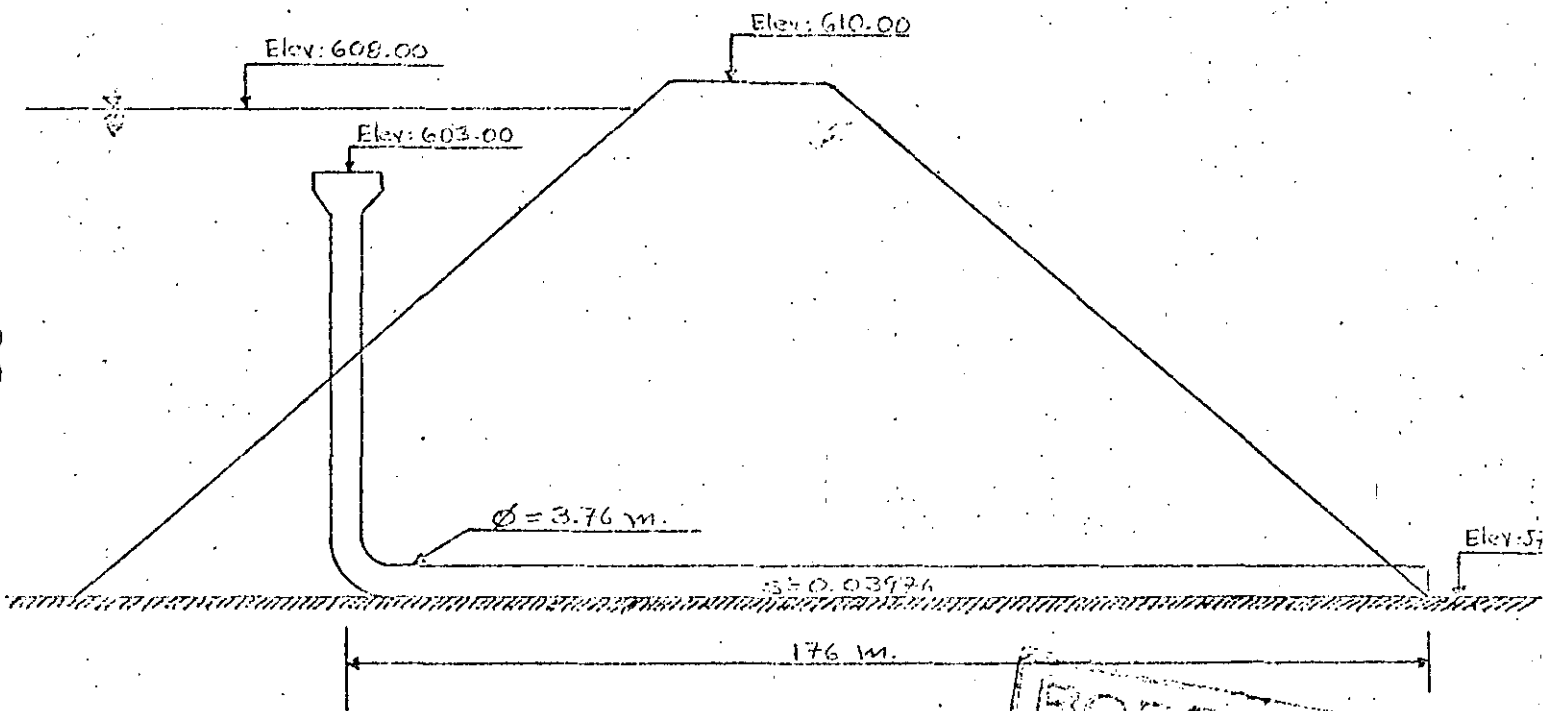


Fig 3.97 Diseño final del vertedor de cañudo

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.

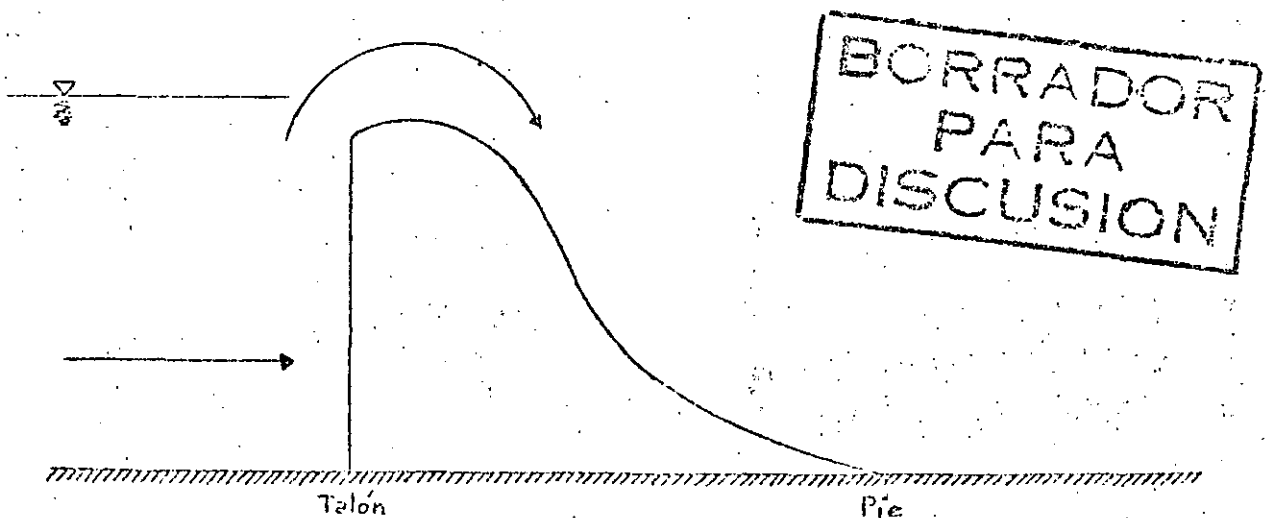


Fig 3.98. Tendencia al giro alrededor del pie del cimacio debido a fuerzas externas.

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.

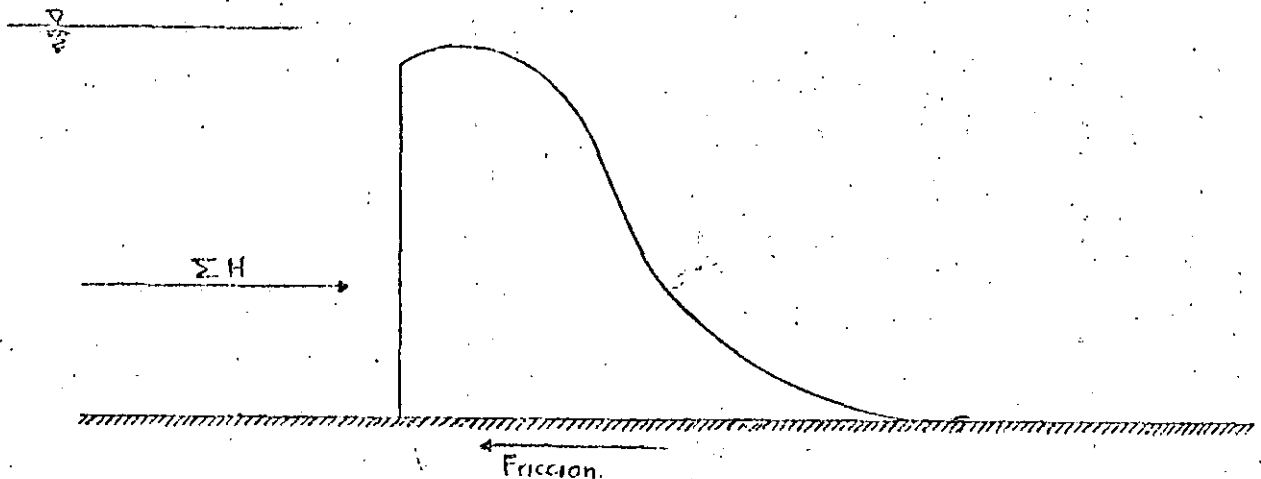


Fig 3.99 Deslizamiento del cimacio

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:

$$W = \gamma_m V$$

(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 mampostería (dependiendo de la densidad de la piedra usada). Se deben tomar en cuenta el peso de las pilas, puentes, compuertas y sus mecanismos, considerando cada uno en su línea de acción.

Empujes Hidrostáticos

Se consideran dos niveles de análisis: el NAME y el NAMO. Bajo dos hipótesis:

- El peso específico del agua es de 1 ton/m^3
- Es válida la ley de Pascal "La presión actúa en cada punto con igual magnitud en todas las direcciones y sentidos; los empujes resultantes 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 deberá analizarse en la masa de concreto y la masa del agua.

Subpresión. Cuando se construyen drenes, el diagrama original de subpresiones se abate como se muestra en la fig 3.100.

El valor de H_i según el USBR () se calcula con la ecuación:

$$H_i = H_2 + 0.33 (H_1 - H_2) \quad (3.123)$$

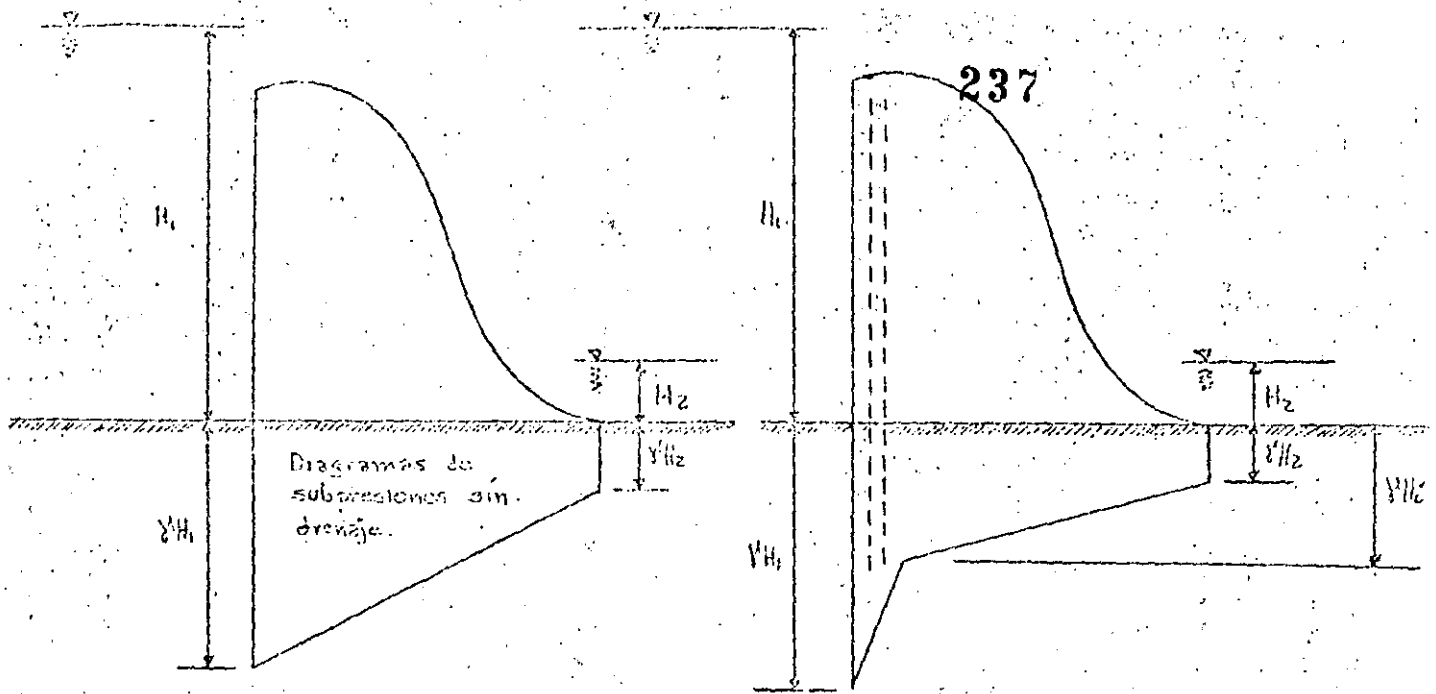


Fig 3.100 Diagramas de subpresión

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

Subpresión

Sismo de diseño

d) Agua abajo del nivel del piso del canal de llegada

Con 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 $f'c$ representa 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:

$$\sigma_{zu} = "p" \gamma H - \frac{f'_t}{F.S.} \quad (3.124)$$

donde:

σ_{zu} ; 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

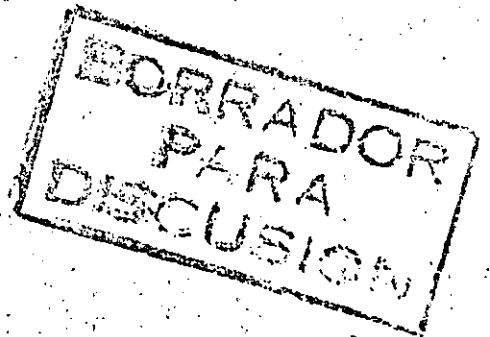
1 para combinaciones de carga extremas.

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.

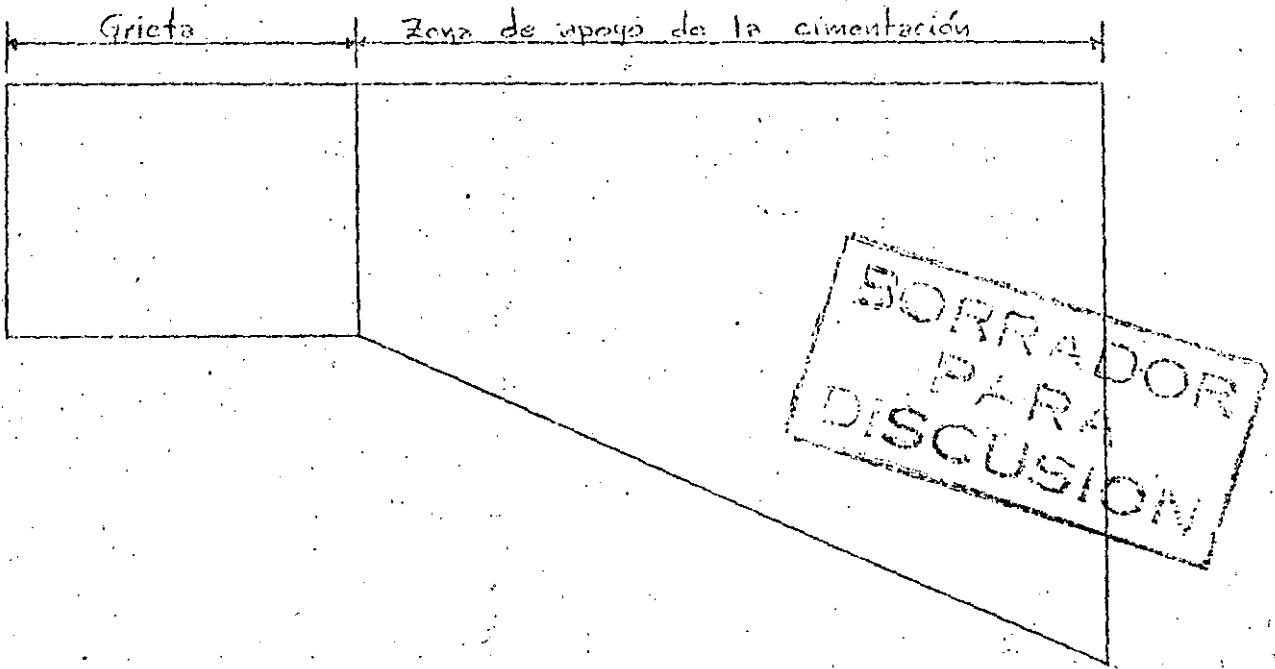


Fig 3.101. Grieta y zona de apoyo de la cimentación en una presa de gravedad.

Ejemplo 3.27. Hacer el análisis de estabilidad del cimacio presentado en la fig 3.102 si se ha construido de concreto, $\gamma_m = 2.4 \text{ ton/m}^3$. Se colocarán drenes a 1.5 m del paramento aguas arriba. Suponer un coeficiente sísmico $\alpha = 0.2$

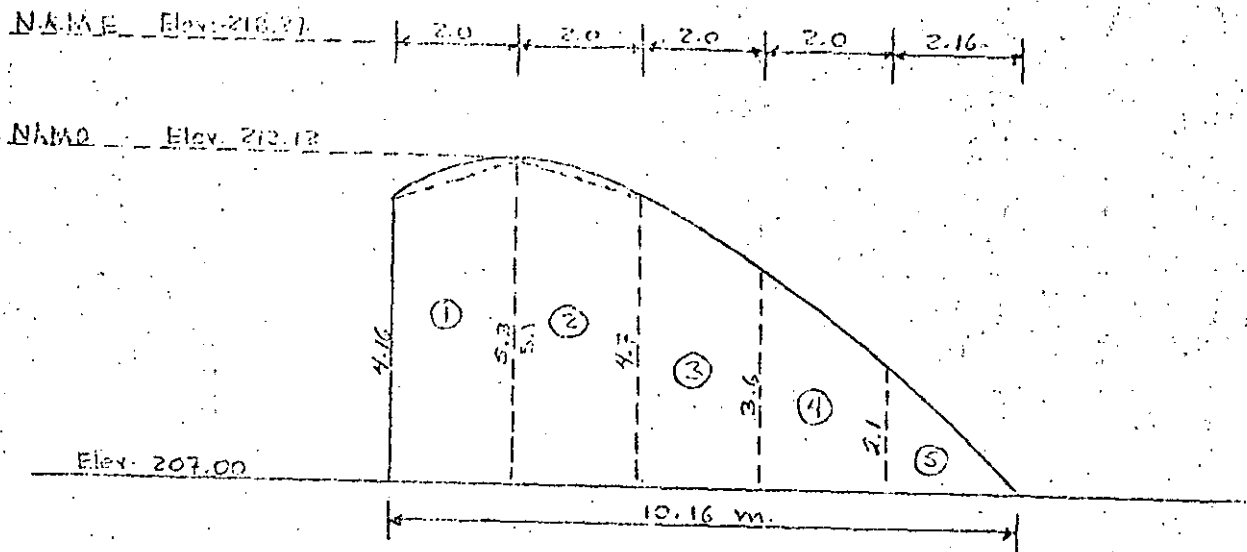


Fig 3.102. Sección del cimacio

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 consideración 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:

$$M = E_h \frac{h}{3} = -13.11 \times 1.71 = -22.42 \text{ ton-m}$$

Nivel al NAME. Para hacer este cálculo considérese la fig 3.103.

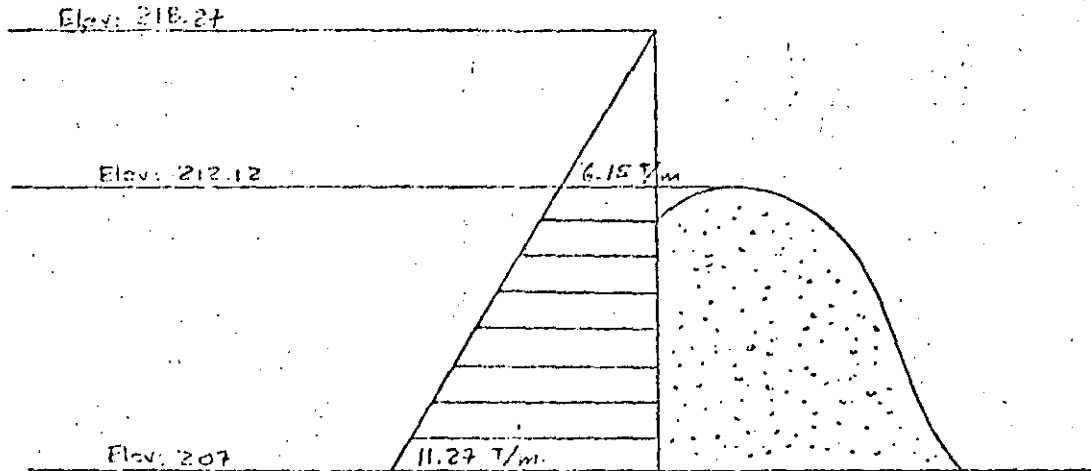


Fig 3.103. Presiones sobre el cimacio al NAME

El empuje vale:

$$E_h = \frac{1 \times (6.15 + 11.27)}{2} = -44.60 \text{ ton}$$

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 NAME, ver fig 3.104.

BORRADOR
PARA
DISCUSION

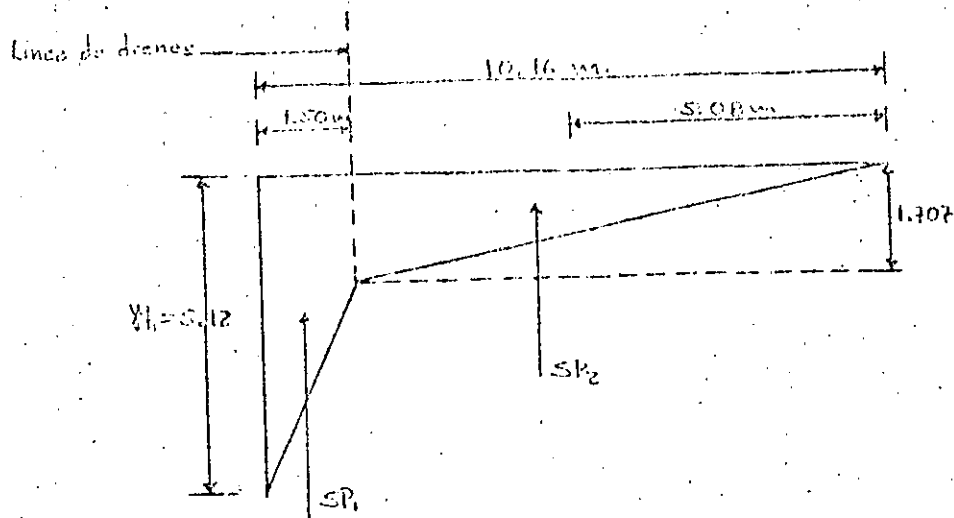


Fig 3.104. Diagrama de subpresiones, nivel al NAMO

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

$$SP1 = \frac{1 \times (11.27 + 3.76) \times 1.5}{2} = -11.27 \text{ ton}$$

$$SP2 = \frac{1 \times (3.76 \times 8.66)}{2} = -16.28 \text{ ton}$$

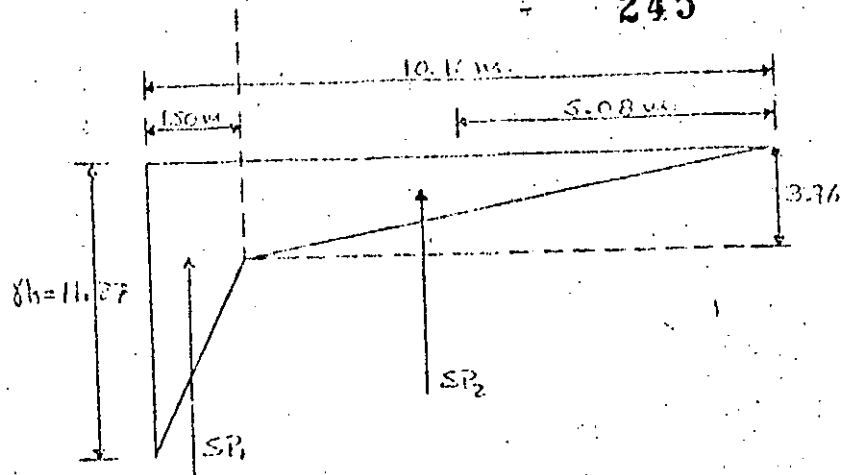


Fig 3.105 Diagrama de subpresiones, nivel al NAME

Tabla 3.30. Momentos con respecto al centro de gravedad:

Fza (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:

$$A = \frac{(5.3 + 4.6)2}{2} = 9.9 \text{ m}^2$$

El punto de aplicación se ubica con el auxilio de la fig 3.106

$$Y = \frac{(0.20 \times 2.3) + (4.833 \times 0.7)}{9.20 + 0.7} = 2.479 \text{ m}$$

Los datos para las demás dovelas se presentan en la tabla 3.21.

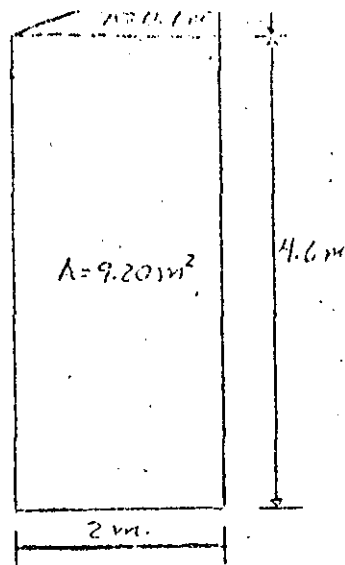


Fig 3.105 Diagrama para la ubicación del punto de aplicación de la fuerza producida por el sismo.

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:

$$W_s = W_x = -85.92 \times 0.2 = -17.184 \text{ ton}$$

Y el momento respectivo:

$$M_s = W_x \bar{Y}_c = -17.184 \times 2.24 = -38.49 \text{ ton}$$

d.2) Sismo en la masa del agua.

Para calcular el empuje del agua el USBR, recomienda emplear la ecuación:

$$P = Ccyh^2 \quad (3.126)$$

Para este caso particular $C = 0.53$, por lo tanto el empuje vale:

$$E_s = 0.53 \times 0.2 \times 1 \times 5.12^2 = -2.78 \text{ ton/m}$$

El punto de aplicación según este mismo organismo vale:

$$\bar{Y} = 0.412 h = 0.412 \times 5.12 = 2.11 \text{ m}$$

Entonces el momento debido a sismo es:

$$M = 0.412 \times 5.12 \times (-278) = -5.86 \text{ ton - m}$$

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:

$$\sigma_{B,A} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I} \text{ y max.} \quad (3.127)$$

donde:

$\sigma_{B,A}$; 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:

$$A = 1 \times 10.16 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{1 \times 10.16^3}{12} = 87.40 \text{ m}^4$$

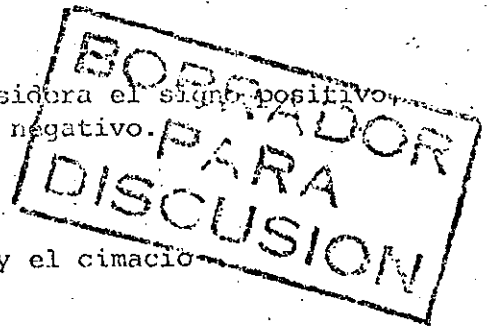


Tabla 3.32 Combinaciones de Carga

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

REVISOR
 INGENIERO
 DE OBRAS
 CIVILES

$$Y_{\max} = 5.08 \text{ m}$$

Condiciones Ordinarias .

De la tabla 3.32 se tiene:

$$F_x = 73.41 \text{ ton}$$

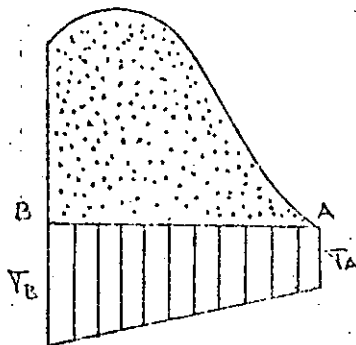
$$M_z = 54.19 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

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
DISCUSIÓN

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 la 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:

$$\sum N = 73.41 \text{ ton}$$

$$\sum F_h = -13.11 \text{ ton}$$

$$C = 0.12 f'c = 84 \text{ ton/m}^2$$

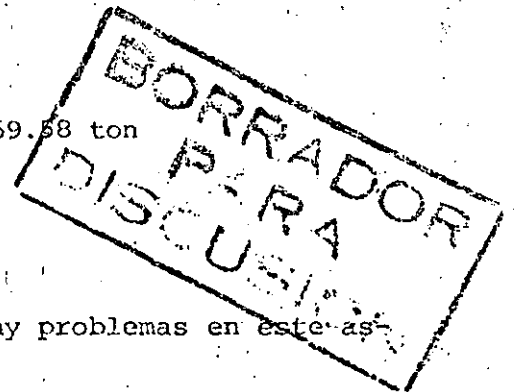
$$\tan \phi = 0.8$$

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)

$$F_y = 85.92$$

$$M_z = 82.14$$

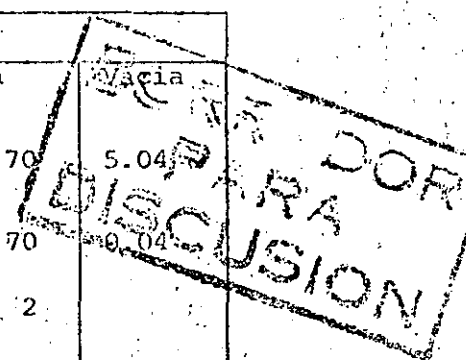
$$\sigma_B = \frac{85.92}{10.16} + \frac{143.05}{87.40} \cdot 5.08 = 16.77 \text{ tan/m}^2$$

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	Maxia
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 FS. = 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

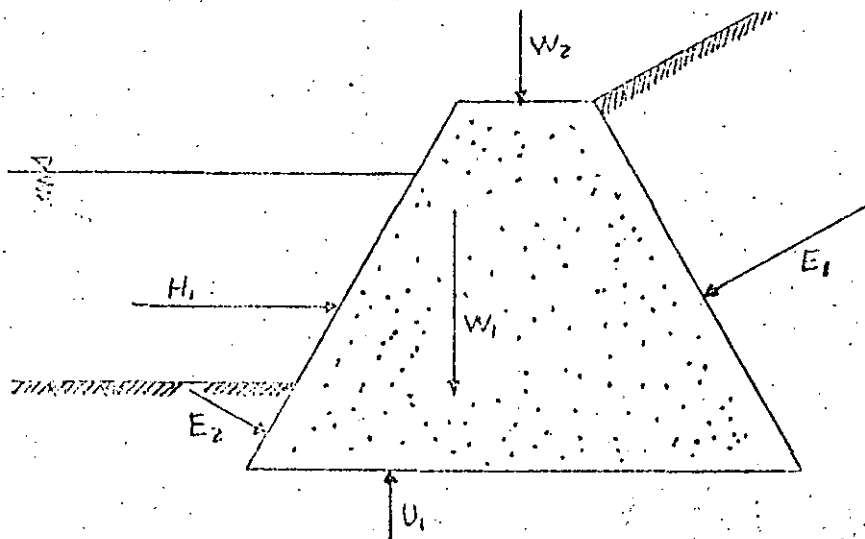


Fig 3.108. Cargas actuantes sobre un muro de contención

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:

$$E_a = \frac{1}{2} N_{\phi} \gamma H^2 = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 \quad (3.129)$$

donde:

E_a : 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 Angulo de fricción interna

El empuje pasivo para las mismas condiciones se calcula con la ecuación:

$$E_p = \frac{1}{2} N_{\phi} \gamma H^2 = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2 \quad (3.131)$$

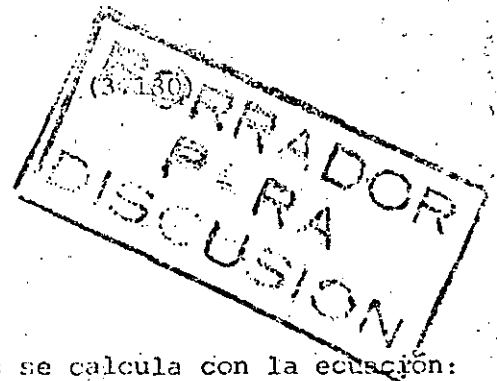
donde:

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:

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 - 2cH \quad (3.135)$$

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 + 2cH \quad (3.136)$$

Donde:

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:

$$E_a = \frac{1}{2\sin \phi} \gamma H^2 - \frac{2c}{\sin \phi} H \quad (3.137)$$



$$E_p = \frac{1}{2} N \phi \gamma H^2 + 2c \frac{2c}{\sqrt{N \phi}} H \quad (3.138)$$

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 $C = 4.5 \text{ tan/m}^2$

Angulo de fricción interna $\phi = 5^\circ$

Además el coeficiente sísmico vale $\alpha = 0.2$

Sobrecarga $\gamma = 1 \text{ ton/m}^3/\text{m}$

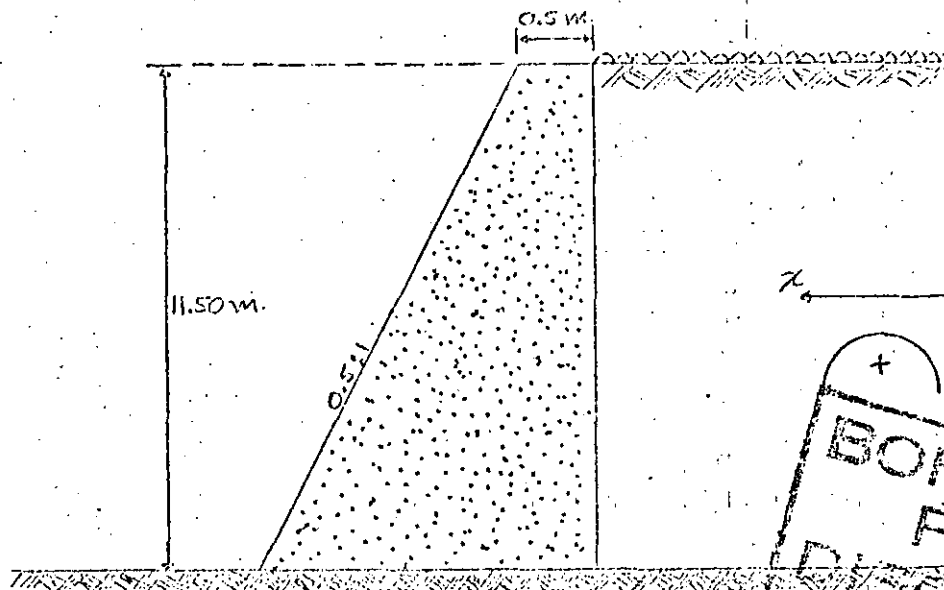


Fig 3.109. Datos para el ejemplo 3.28.

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:

$$M_f = M_{EA} + M_{ES} = 0.84 \frac{H^3}{3} - 8.247 \frac{H^2}{3} + 0.42 H^2$$

BORRADOR
PARA
DISCUSION

$$M_{\text{A}} = 0.28 H^3 - 2.329 H^2$$

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:

$$M_{\text{AS}} = 1.20 E_{\text{EA}}$$

a.5) Peso propio

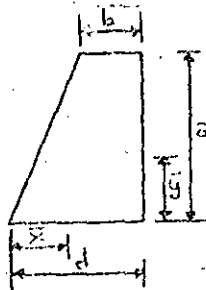
$$\text{Area; } A = 0.25 H^2 + 0.5 H$$

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:

$$M_{\text{E}} = W \bar{x}$$

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:

$$M_{GM} = F \times \bar{Y}$$

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 ($C = 0.2$) y al factor de seguridad F.S. = 1.2.

$$M_{GM} = F \times \bar{Y} \quad (\text{Debido al sismo en el muro})$$

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.

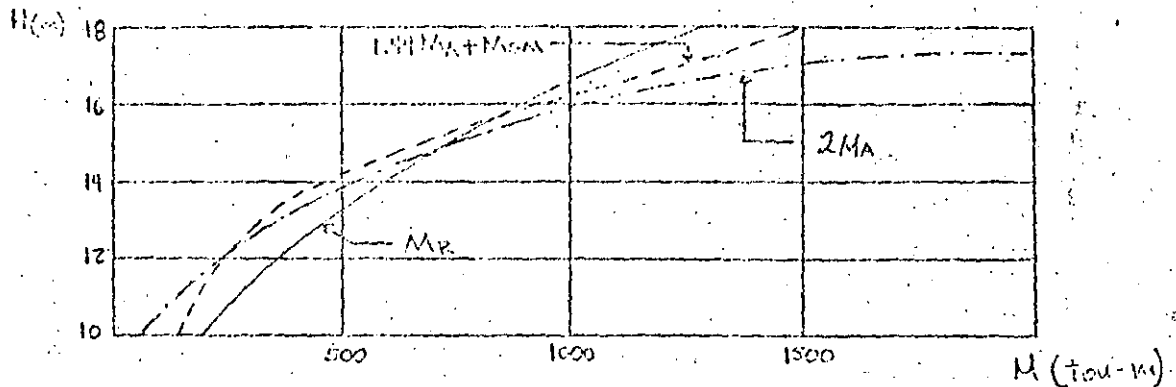


Fig 3.111. Comparación de momentos actuantes y resistentes.

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 utiliza 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:

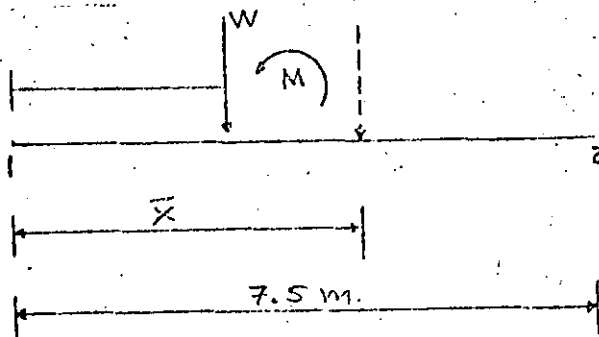


Fig 3.112. Elementos geométricos del muro.

Así:

$$W = \gamma V = 0.575 \cdot (14)^2 + 1.15 \cdot (14) = 128.8 \text{ ton}$$

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:

$$M_R = 128.8 (\bar{x} - 3.75) = 128.8 (4.99 - 3.75) =$$

$$M_R = -159.7 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

SOPRADOR
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:

$$M_T = 0.23 (14)^3 - 2.329 (14)^2 = 311.8 \text{ ton - m}$$

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 escuadría:

$$\sigma_B = \frac{128.8}{7.5} + \frac{342.4}{35.16} \quad 3.75 = 53.69 \text{ ton/m}^2 = 5.37 \text{ kg/m}^2$$

$$\sigma_A = \frac{128.8}{7.5} - \frac{342.4}{35.16} \quad 3.75 = -19.34 \text{ ton/m}^2 = -1.93 \text{ kg/m}^2$$

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 $f'_c = 70 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_T \text{ perm} = 3.5 \text{ kg/cm}^2$, 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 hidrostáticas 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, Croager 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.

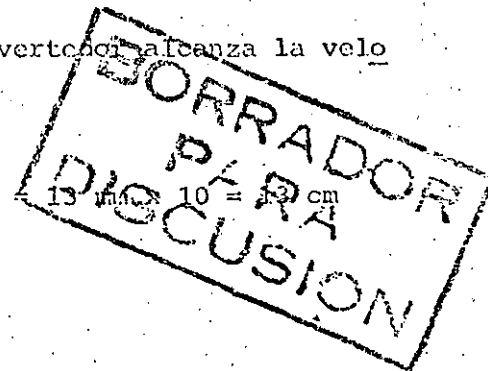
El acero de refuerzo por temperaturas para concretos masivos se calculará considerando un espesor de concreto de 37.5 cm (15") máximo, y para revestimientos de concreto reforzado se calculará considerando todo el espesor del concreto.

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.

$$\frac{30.5 \text{ m/s}}{3.05 \text{ m/s}} = 10 \text{ veces; recubrimiento } 13 \text{ mm} \times 10 = 130 \text{ mm}$$



19.4. Detalles de diseño

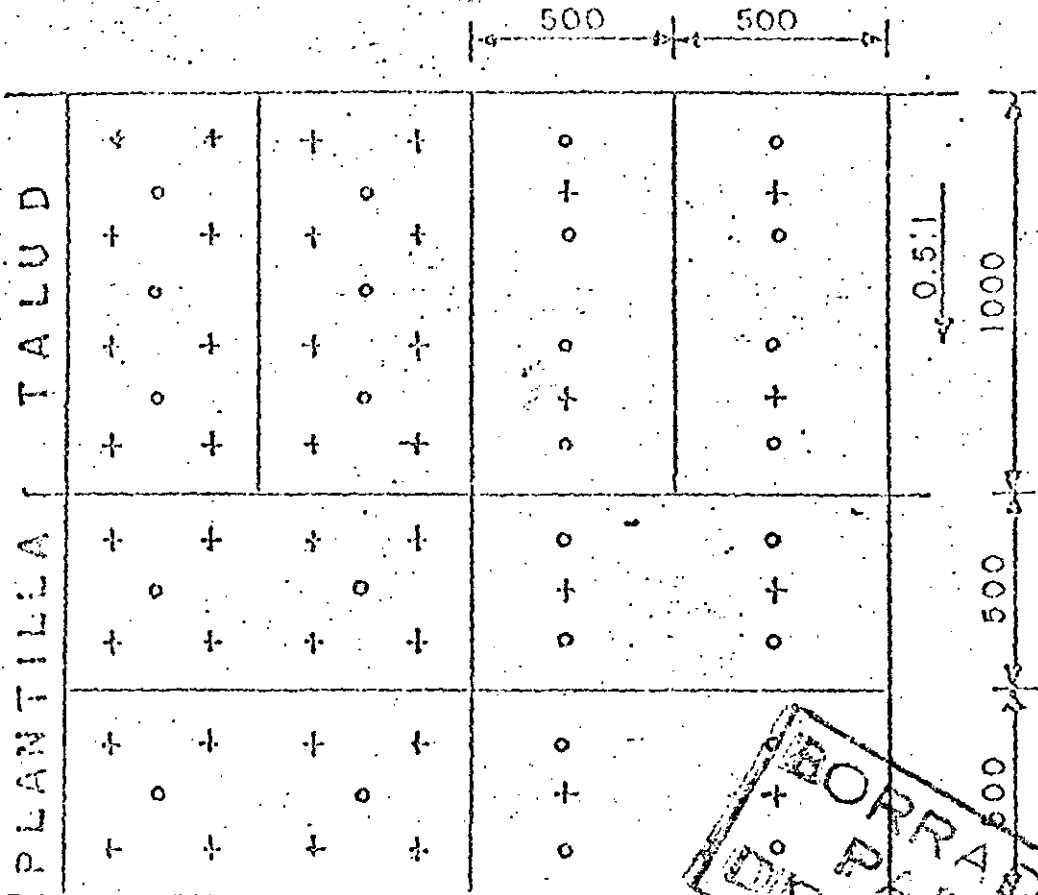
En esta sección se presentarán detalles complementarios al diseño de los canales de descarga.

Drenaje del canal

Causas de la necesidad del drenaje.

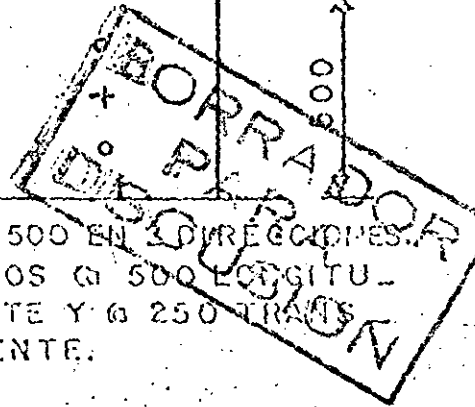
Con frecuencia existen capas freáticas altas que, en caso de que el ca

Fig 3.113 JUNTAS DE CONSTRUCCION
COLADO DE LOSAS EN MODULOS DE 5.0 m. x 10 m.
DISTRIBUCION DE ANCLAS Y LLORADEROS



ANCLAS \varnothing 250 EN 2 DIRECCIONES. - LLORADEROS \varnothing 500 EN 2 DIRECCIONES EN PLANTILLA Y EN EL TALUD \varnothing 500 LONGITUDINALMENTE Y \varnothing 250 TRANSVERSALMENTE.

ANCLAS \varnothing 500 EN 3 DIRECCIONES. LLORADEROS \varnothing 500 LONGITUDINALMENTE Y \varnothing 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 vacíe, 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 proveerse 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 proveerse 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 desaguar. 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 1/1730 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 puede ser sencillamente arena, sin exigir una clasificación especial.

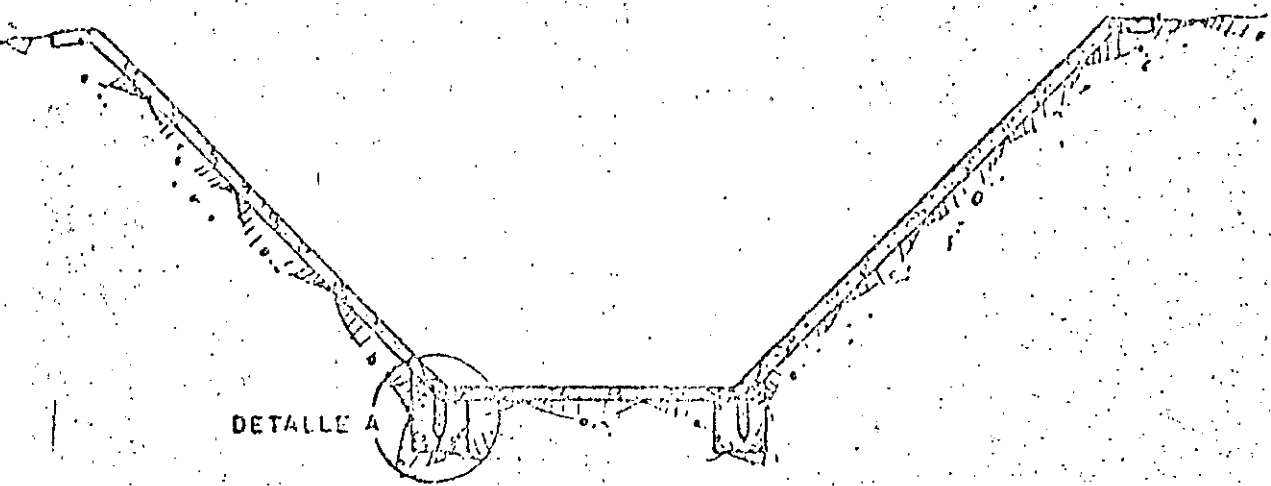
Pero aún en estos casos puede ser necesario la existencia de material de relleno, para evitar la colmatación del tubo con el terreno circundante.

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.

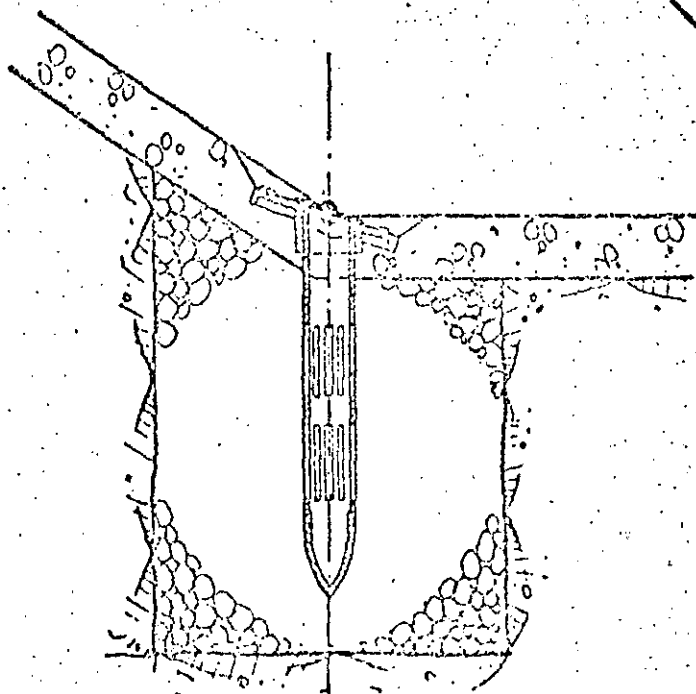
Es fundamental que el relleno del material granular de la zanja donde va alojado el tubo se compacte perfectamente, de otra forma la plantilla trabajaría como una viga y podría fracturarse.

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.



DETALLE A



BORRADOR
PARA
DISCUSION

DETALLE A

FIGURA 3.114

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.

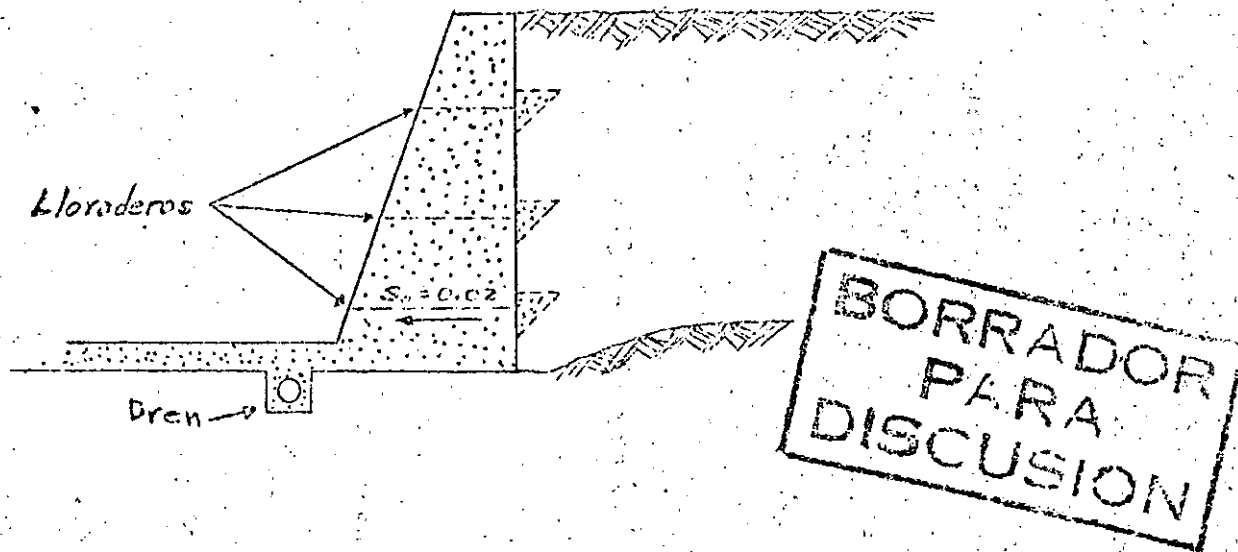


Fig 115. Lloraderos en el respaldo de un muro

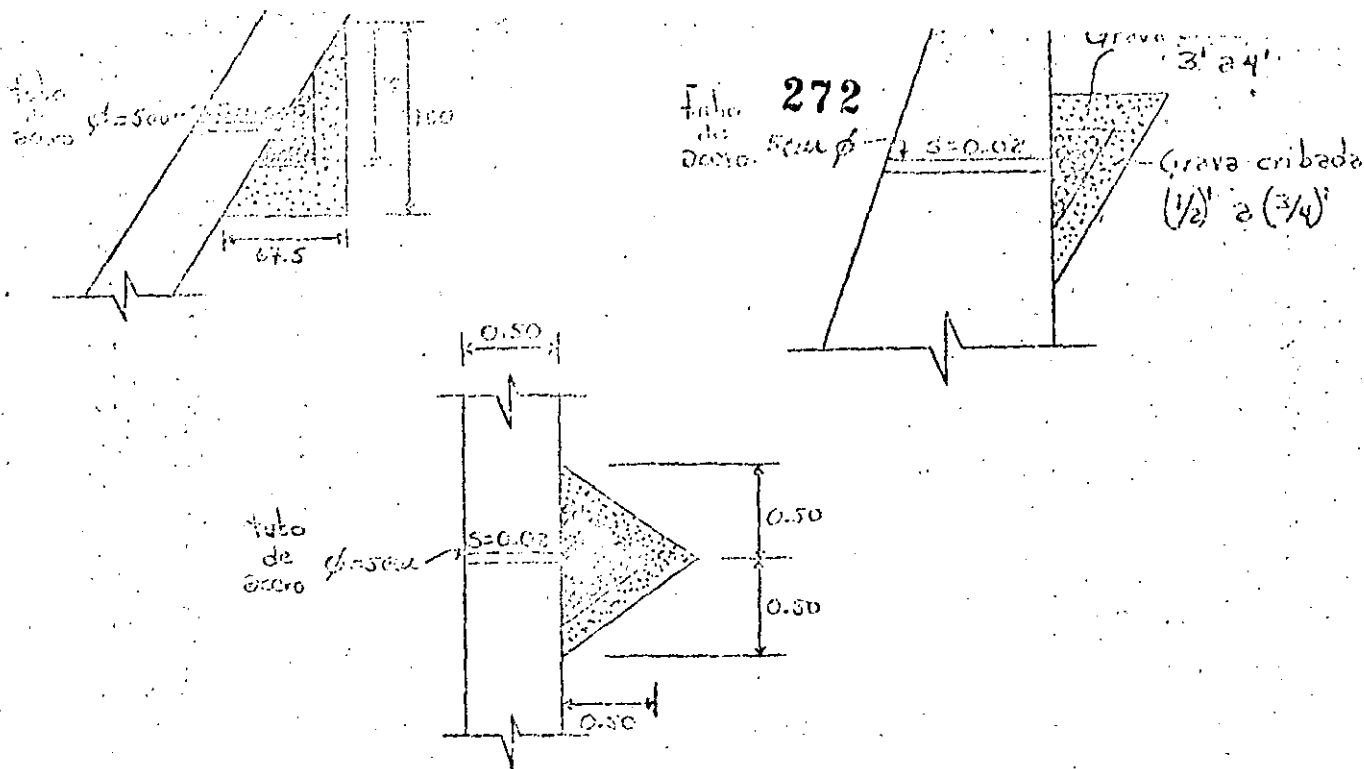


Fig. 3.116 Detalles de diferentes tipos de lloraderos

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 (2 1/2") 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 (2 1/2") 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.

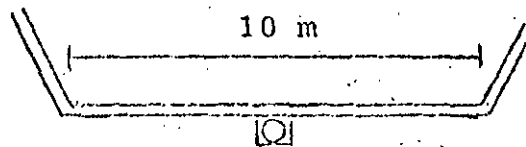
Para colado de losas con otras dimensiones, se hará una distribución semejante a la mostrada en la figura 3.113, pero adecuada a esas dimensiones.

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.

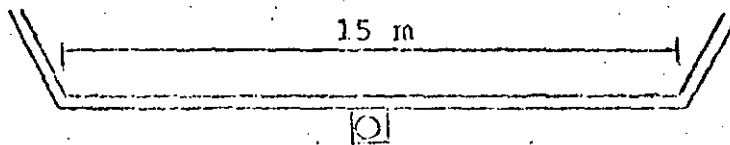
BORRADOR
 PARA
 DISCUSION

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.

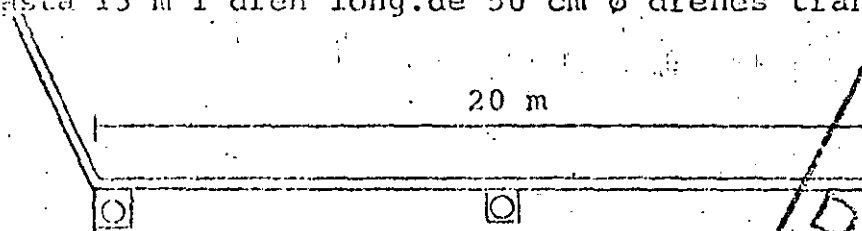
Para plantillas de 15 m y menores de 40 m, se pondrán más drenes longitudinales con sus correspondientes drenes transversales diagonales, ver fig 3.117.



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 revoque

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 impenmeable).

La junta de construcción pueda 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 cambio 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.

OPERADOR
 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 una material impermeable.
- b) Las que consisten en la utilización de una banda impermeable, empujada dentro del revestimiento de concreto la cual forma una cámara 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 transversal.

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.

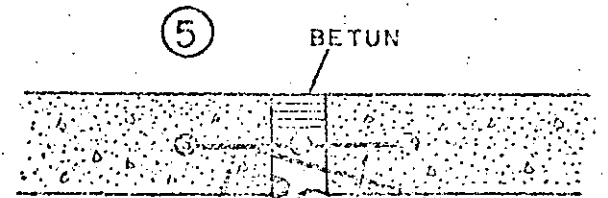
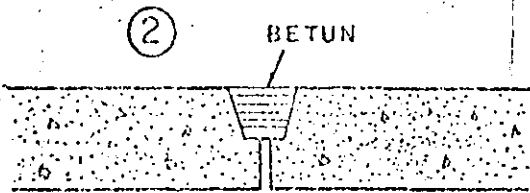
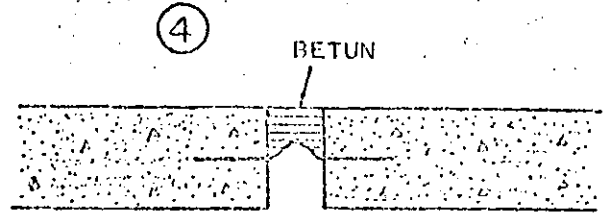
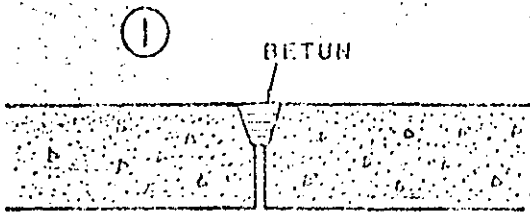
Los revestimiento de concreto no requieren por lo general de juntas de dilatación a no ser que estos revestimientos estén en contacto con estructuras fijas o se encuentran en otras condiciones extremas.

La experiencia ha demostrado que el empleo de juntas de dilatación implica siempre un aumento del número de aberturas en las juntas de contrac-

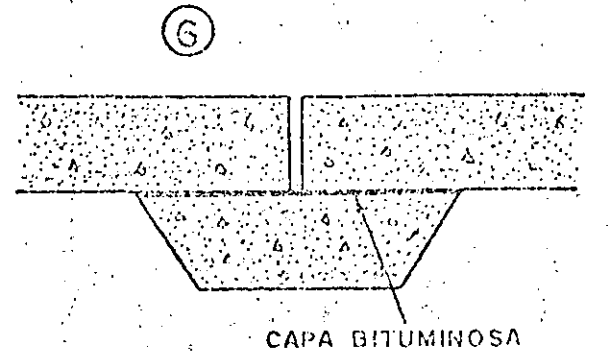
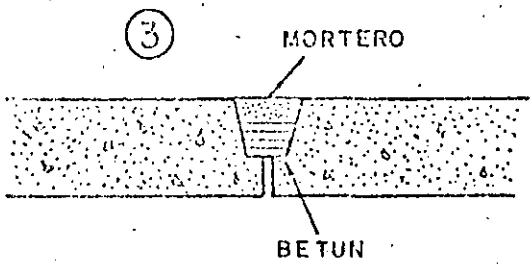
BORRADOR
PARA
DISCUSION

Fig. 3.118 DIFERENTES TIPOS DE JUNTAS

276



ERRATA
CORRECCION
PARA
DISCUSION

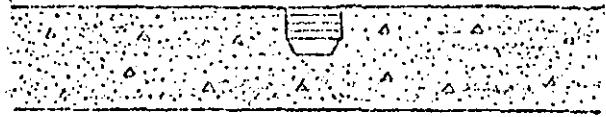


7



CAPA BITUMINOSA

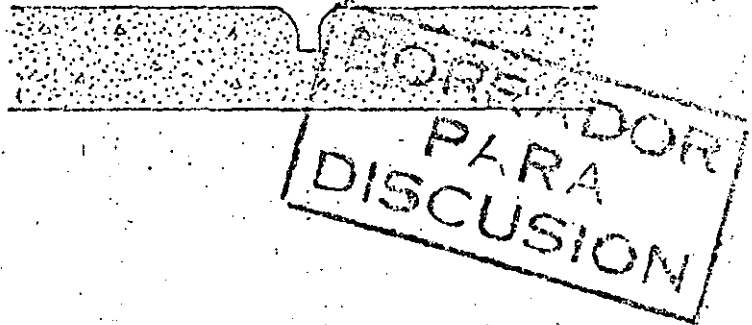
10



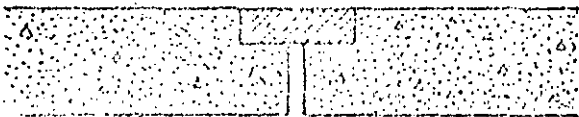
8



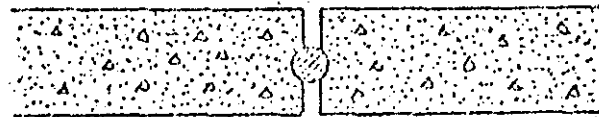
11



9



12



ción cercanas, lo que no conviene en los revestimientos de canales porque hace más difícil mantener estancas las juntas.

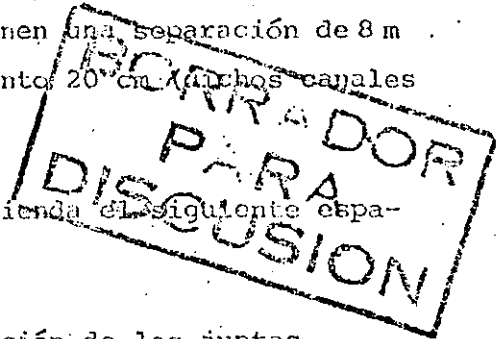
Separación entre las juntas de construcción

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 contrales hidroeléctricas tienen una separación de 8 m entre las juntas, siendo el espesor el revestimiento 20 cm (muchos 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.

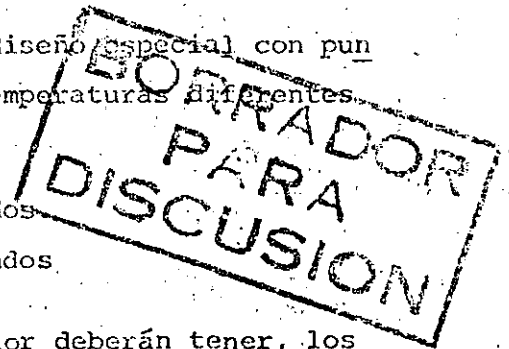
Penetración. Se realiza utilizando un cono de diseño especial con punta de acero. Las penetraciones se realizan a dos temperaturas diferentes y con peso y tiempos distintos:

- 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 .



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 soleras 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 "THIOKOL", 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.

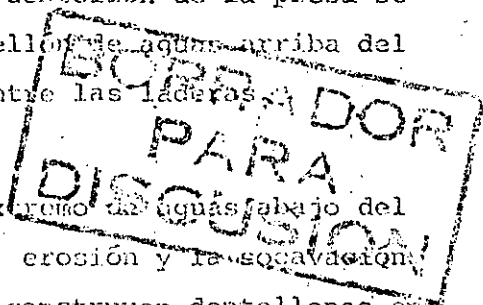
Dentellones:

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.



Los dentellones se pueden construir de madera, concreto, de cortinas de concreto ó cemento, de ataquías de tablitas de acero ó de tierra im permeable en una zanja.

Anclas

La SARH, 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 rellenas 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



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

PROYECTO DE PLANTAS HIDROELECTRICAS

7.1

MODELOS HIDRAULICOS

DR. GABRIEL ECHAVEZ ALDAPE

OCTUBRE, 1985

IV H. 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, se da 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:

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

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

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

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 ~~escribir~~ ^{escribir}:

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

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, al incorporar 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: escurrimientos 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

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

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

$$R_p = R_m$$

o sea $Re = 1$ (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:

$$Fr_e = 1$$

La escala de velocidades, seguirá la relación

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

como $g_e = 1$, se tendrá

$$V_e = \sqrt{Le}$$

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,

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

donde

~~Problemas~~ ^{Problemas} ~~donde~~ ^{donde} ~~la rugosidad~~ ^{la rugosidad} ~~relativa~~ ^{relativa}
 6.1/ ~~No~~ ^{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 ~~fre cuentemente~~.

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

Flujo

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 empüjes 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.

Flujo

c) Escurrimiento hidráulicamente liso.

Flujo

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.

Problemas 6.2.1 a 6.2.10

6.2 Interviene la rugosidad.

La rugosidad es un factor importante en dos casos:

- (13)
- 8
- a) escurrimiento de transición
 - b) flujo hidráulicamente rugoso

(14)

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. Mac Neale

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 valúa 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:

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

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_0 , $[M/LT^2]$,

$$\frac{\tau_0}{\rho V^2} = \frac{g}{C^2} = \frac{gn^2}{R^{1/3}} = \frac{f}{8}$$

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

7.2.1 No interviene la rugosidad

Cuando la geometría general del problema es la determinante en el escurrimiento, como por ejemplo: vertedores, 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,

$$n_p = L_e^{1/6}$$

y como L_e 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

$$n_m \triangleleft 0.008$$

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 L_e (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.

Problemas donde no

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 6.

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:

$$A_e = X_e Y_e$$

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

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) 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 el problema de fondo móvil es el más difícil de reproducir

TABLA 4

Características del flujo y escalas de semejanza

Característica	Ley de Froude	Ley de Reynolds
Longitud	Le	Le
Área	Le^2	Le^2
Volumen	Le^3	Le^3
Tiempo	$[Le \rho_e / \gamma_e]^{1/2}$	$Le^2 \rho_e / \mu_e$
Velocidad	$[Le \gamma_e / \rho_e]^{1/2}$	$\mu_e / Le \rho_e$
Aceleración	γ_e / ρ_e	$\mu_e^2 / \rho_e^2 Le^3$
Gasto	$Le^{5/2} (\gamma_e / \rho_e)^{1/2}$	$Le \rho_e / \rho_e$
Masa	$Le^3 \rho_e$	$Le^3 \rho_e$
Fuerza	$Le^3 \gamma_e$	μ_e^2 / ρ_e
Presión	$Le \gamma_e$	$\mu_e^2 / \rho_e Le^2$
Impulso y cantidad de movimiento	$Le^{7/2} (\rho_e \gamma_e)^{1/2}$	$Le^2 \mu_e$
Energía y trabajo	$Le^4 \gamma_e$	$Le \mu_e^2 / \rho_e$
Potencia	$Le^{7/2} \gamma_e^{3/2} / \rho_e^{1/2}$	$\mu_e^3 / Le \rho_e^2$

Notas:

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

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

2. Cuando $\gamma_e = 1$, $\gamma_e / \rho_e = 1$

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 predicting 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.

1) 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 of the common force ratios and ratios which are of particular physical significance" (1).

2) Scale effect -

"Consequence of non-similarity 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 non-similarity, 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 non-similarity 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 non-similarity 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.

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):

$$\frac{M_1}{M_V M_C} = \frac{M_2 M_1}{M_V^2} = \frac{M_P}{M_D M_V^2} = \frac{M \mu}{M_D M_V M_1} = 1 \quad (1)$$

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

$$\frac{M}{M_V} = 1 \quad (2)$$

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

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

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

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

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

which is another limiting case and an example of an auto-modelling region 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 mechanical 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 nondimensional 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 velocities, "linear

proportional" (e.g. $\frac{v^2}{g}$, $\frac{v^2}{g^2}$, $\frac{v^2}{g^3}$, etc.) which proved to be easily handled and appropriate. Although the same similarities with the normal pi-method (dimensional dimensionless equations are formed by combining 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

$\frac{v}{\sqrt{g l}}$ 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 $v \sqrt{\frac{\rho l}{\sigma}}$. The original quotation of the

Strouhal number is $\frac{l}{v}$ (where f is the frequency) or not $\frac{1}{v l}$ as used earlier in this paper. There is also

some confusion about the correct interpretation of the Cauchy number $\left(\frac{\rho v^2}{E}\right)$ (4), $\frac{v}{\sqrt{E/\rho}}$ (2), $\frac{\rho v^2}{E}$ (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)), $\frac{v}{\sqrt{g l}}$, resulting from the ratio of viscous and gravity forces, the numbers named by analogy, e.g., the "grain Froude number" (mobility number) $\frac{v}{\sqrt{g d}}$, 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 $(\pi H/L)/(D/L)$

$\tanh(kD)$ (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 $\left(\frac{Re}{Fr}\right)^2 = \frac{g l^3}{\nu^2}$ 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 $\frac{(p - p_v)}{\rho v^2}$,

densimetric Froude, $\left(\frac{v}{\sqrt{g l}}\right)$, Euler $\left(\frac{v}{\sqrt{2(p - p_0)/\rho}}\right)$,

Froude $\left(\frac{v}{\sqrt{g l}}\right)$, Mach $\left(\frac{v}{\sqrt{\gamma p}}\right)$, mobility (Shields

parameter) $\left(\frac{v}{\sqrt{g d}}\right)$, 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 fully 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, 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 unproduced features, could 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

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

... of hydroelastic vibrations represents
... advanced but well documented modelling
... with its special techniques (21). The whole
... of flow induced vibrations of hydraulic struc-
... in general and gates in particular has been
... in depth by many researchers. A unified
... has been suggested classifying problems
... to common excitation mechanisms on the one
... and basic flow categories on the other (22). A
... state of the art review of the subject
... has been published recently (23). Surveying the
... efforts in this field and the ingenuity
... by hydraulic engineers in interpreting and
... with scale effects, I wonder sometimes
... our structural colleagues have not got an
... life: they can conduct model tests to well
... failure, and their safety factors are often
... than those applied in hydraulics. In spite of
... some of the advanced techniques of structural
... of hydraulic structures - membrane model-
... of the optimum shape of an arch dam, geomechanical
... models using materials with high density and low
... strength, the simulation of sedimentary joint rock
... foundation of dams, studies of distribution of
... around openings in dams, methods of re-
... rigidity of certain dam zones disturbing the
... behaviour of dams, use of gauged acrylic
... to aid the design of tubular bracing members
... offshore platforms, or the study of the adequacy
... of gouted connections between piles and the struc-
... on models of piled offshore structures - all
... and many others present the possibility 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
... scaling factors and dimensionless numbers and on
... specific models, because the Symposium has an
... 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 engi-
... ners, and to do that we must be aware of the "conse-
... quences 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 be 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
... if not believed" into "models are to be used,
... sometimes believed but always understood".

REFERENCES

- 1) Modelling hydraulic phenomena - a glossary of
... terms (ASCE Task Committee on Glossary of Hydraulic
... Modelling Terms). J. Hydraulic Division, Proceedings
... ASCE, Vol. 108 (1982) No. NY7, P45-852
- 2) Labus, H. (editor): Hydraulic Modelling.
... Bulletin 7, German Association for Water Resources
... and Land Development, 1980.
- 3) Novak, P. and Cibeika, J.: Models in Hydraulic
... Engineering (Physical Principles and Design Appli-
... cations). 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 Environ-
... mental 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 Zimling, Y.: Massstäbeffekte bei
... der Anfangskavitation, Bericht Nr. 47, Versuchs-
... anstalt für Wasserbau, TU München, Oskar v. Miller
... Institut, 1983
- 11) Langhaar, H.L.: Dimensional Analysis and Theory
... of Models, Wiley, New York, 1951. Krieger,
... 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 Simi-
... larity. Academic Press, 1965 (translation from
... Russian)
- 14) Isaacson, E. de St.O. and Isaacson, H. de St.O.:
... 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 proce-
... dures 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) Huzspra, 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 XVIIIth 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.1-56, 55-112.



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

PROYECTO DE PLANTAS HIDROELECTRICAS

7.2

FENOMENOS Y PROBLEMAS EN LOS SISTEMAS HIDROELECTRICOS

PLANTAS HIDROELECTRICAS

COMPUERTAS

VALVULAS

TURBINAS

EJEMPLOS

CONCLUSIONES

BIBLIOGRAFIA

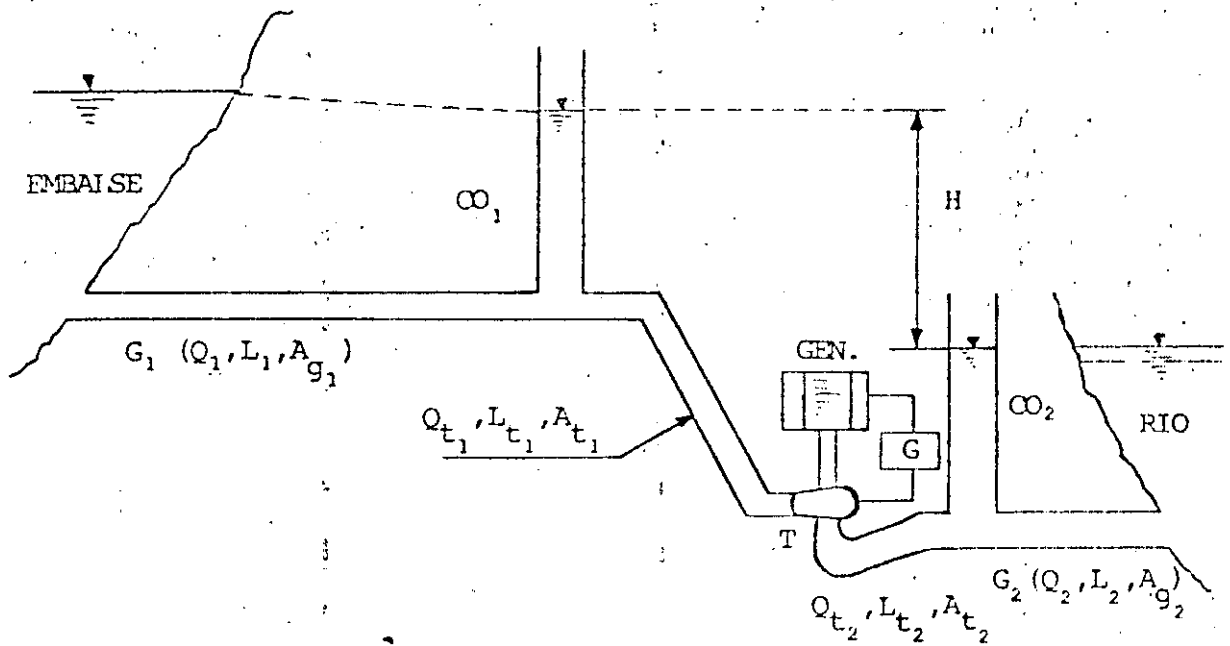
M. EN I. SERGIO TIRADO LEDESMA

OCTUBRE, 1985

FENÓMENOS 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

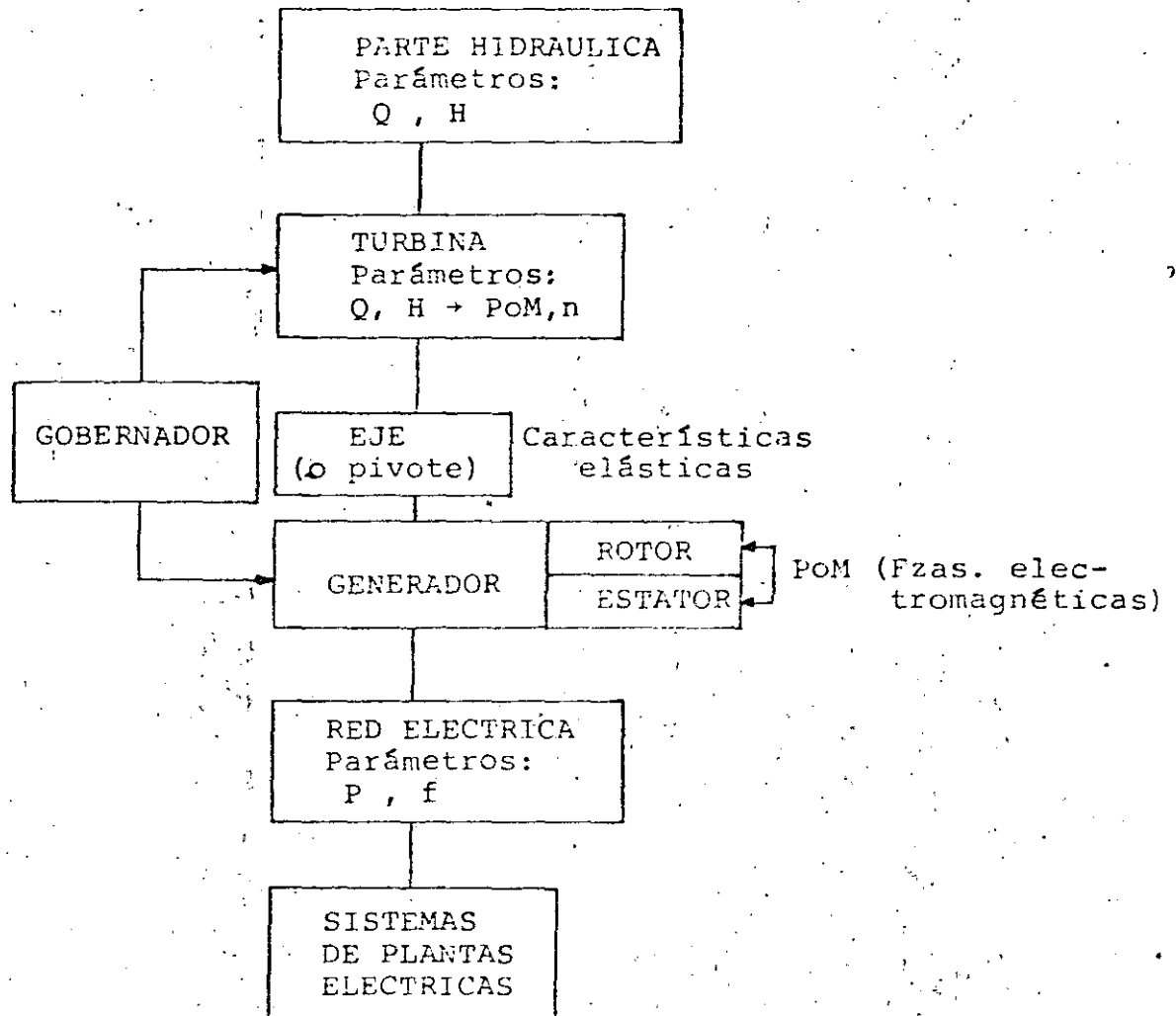
H carga neta

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 CO_1 ; o bien, el río, galería 2 y CO_2 , 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-

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-

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.

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 Turbinas

177

7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

197

BIBLIOGRAFIA

208

o

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 Levanta	52

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 valuar 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

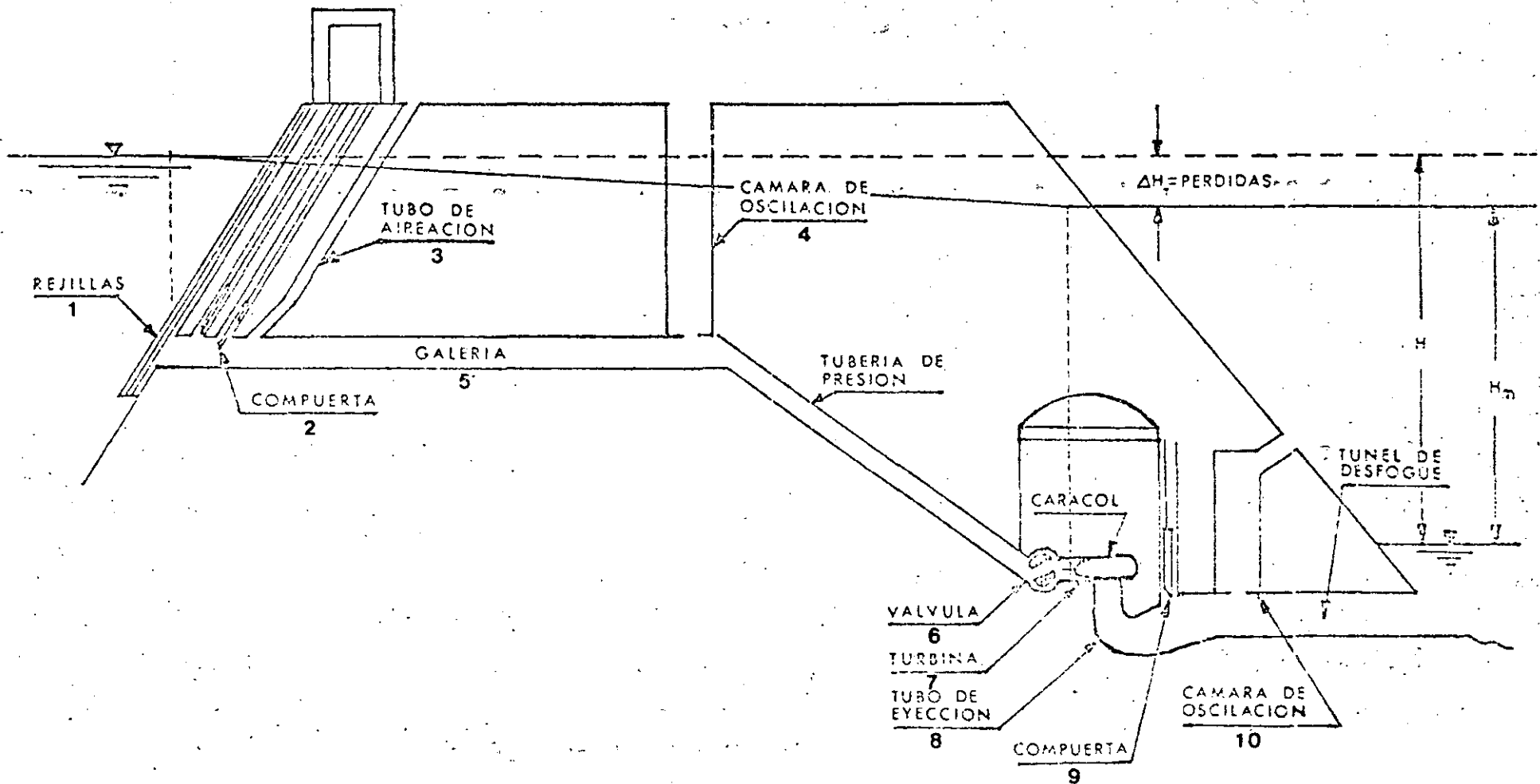


FIGURA I ESQUEMA GENERAL DE UNA PLANTA HIDROELECTRICA

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.

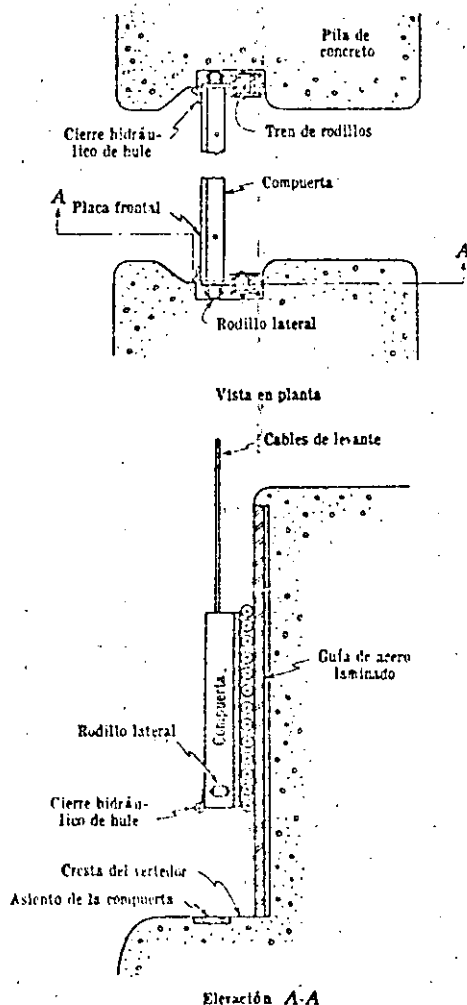


Fig 1. Disposición de una compuerta vertical

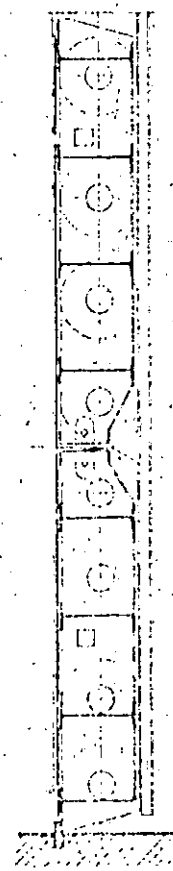


Fig 2. Compuerta con ruedas de dos secciones

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.

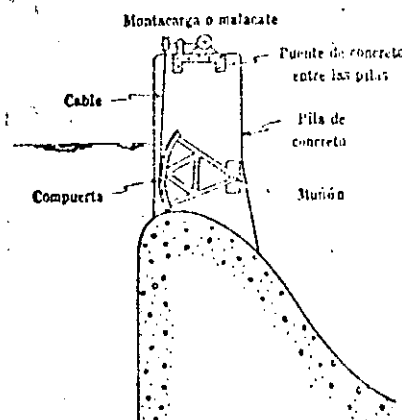


Fig 3. Disposición de una compuerta de sector

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.

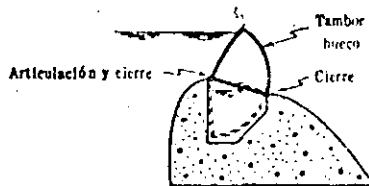


Fig 4. Compuerta de tambor

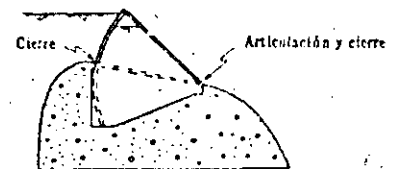


Fig 5. Compuerta de tambor sin hoja de fondo

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.

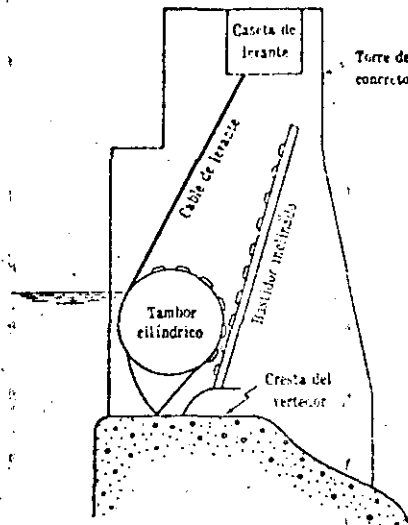


Fig. 6. Instalación típica de compuerta de rodillos

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

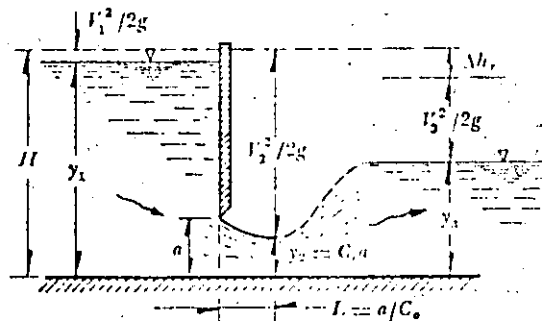


Fig 7a. Compuerta deslizante

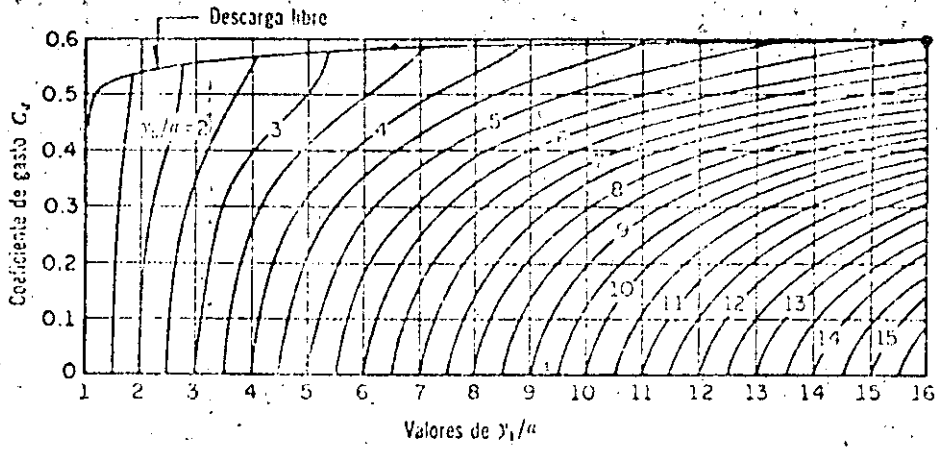


Fig 7b. Coeficiente de gasto de una compuerta deslizante. (Ref 1)

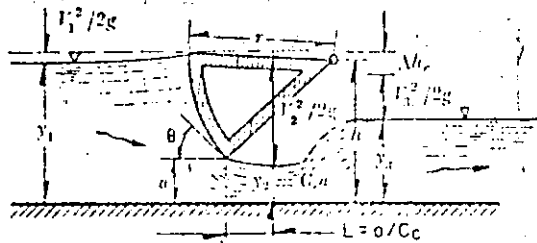


Fig 8a. Compuerta de sector

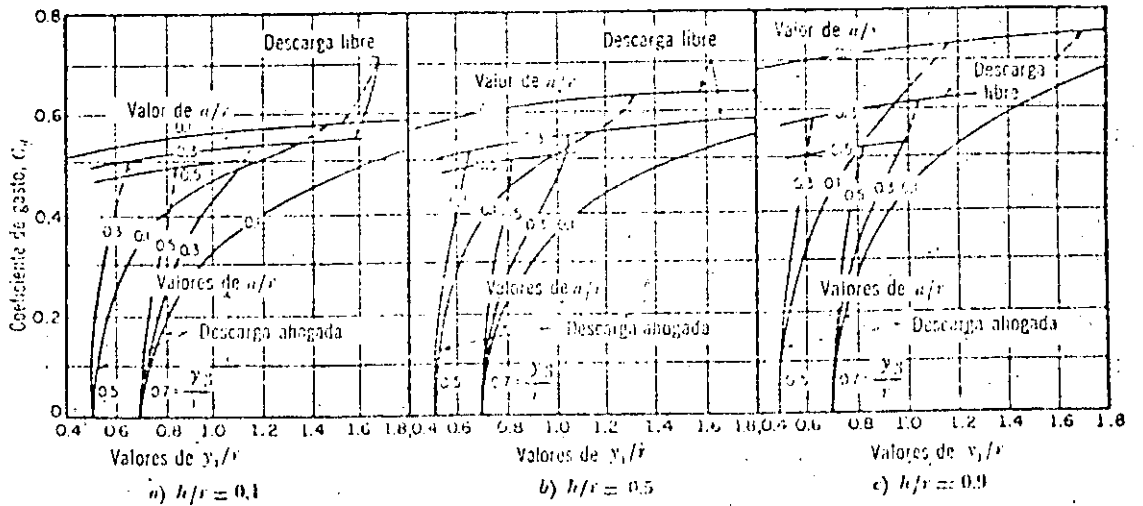


Fig 8b. Coeficiente de gasto de una compuerta de sector. (Ref 1)

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.

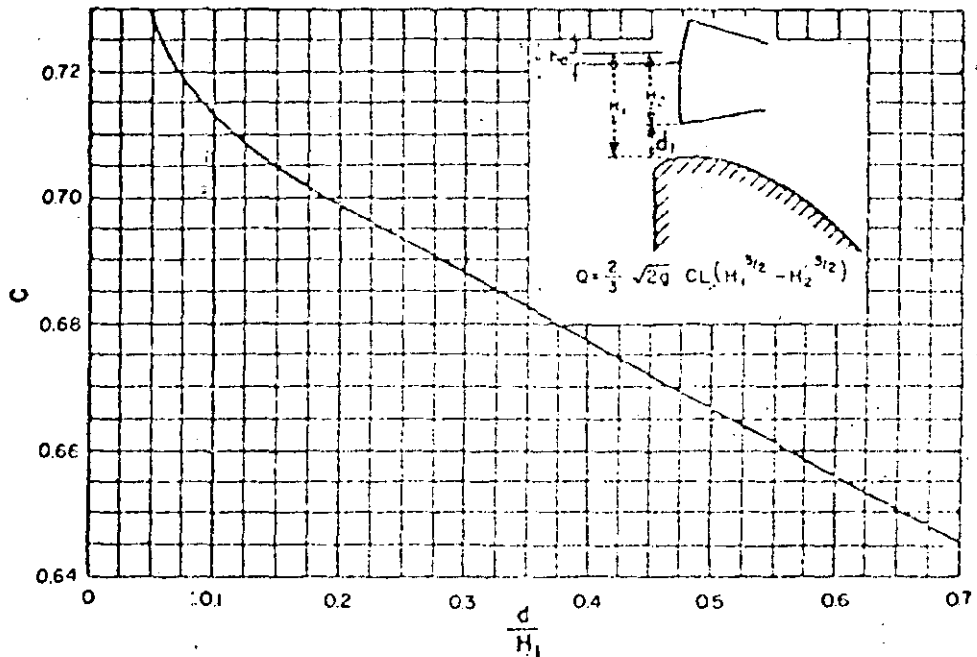
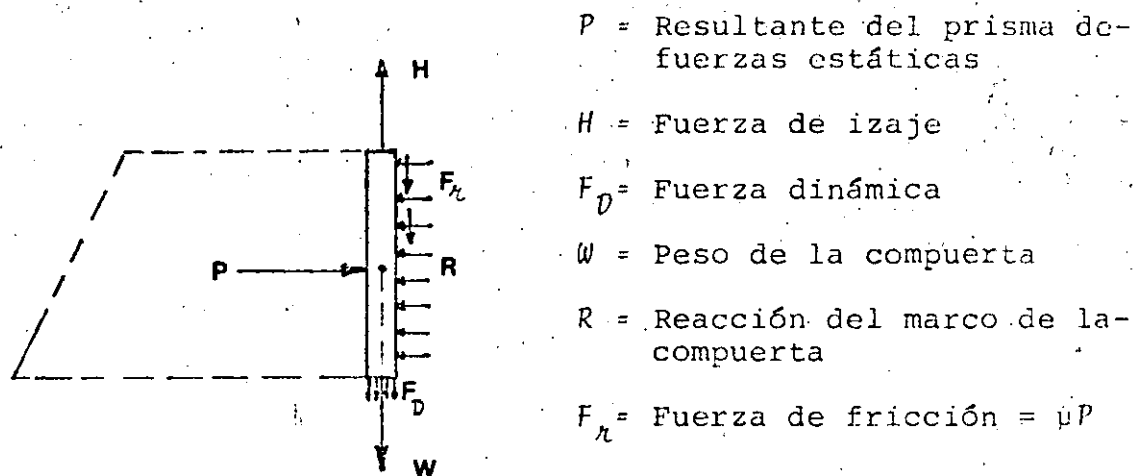
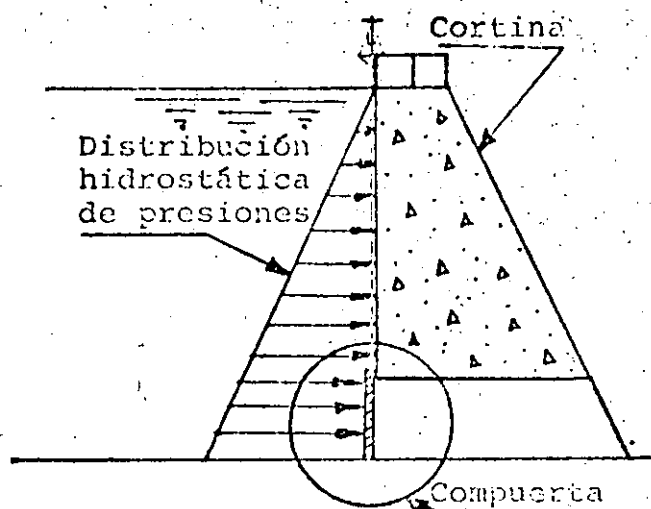


Fig 9. Coeficientes de descarga para compuertas parcialmente abiertas (Ref 25)



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_r = 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, m^2

\bar{P} presión media en el centro de gravedad de la compuerta, ton/m^2

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/m^3

g aceleración de la gravedad ($9.8 \text{ m}/s^2$)

TABLA 1 COEFICIENTE DE FRICCIÓN (REF. 2)

Materiales en contacto	Coefficiente 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	-	-	-
Acero 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, $a_{m\acute{a}x}$.

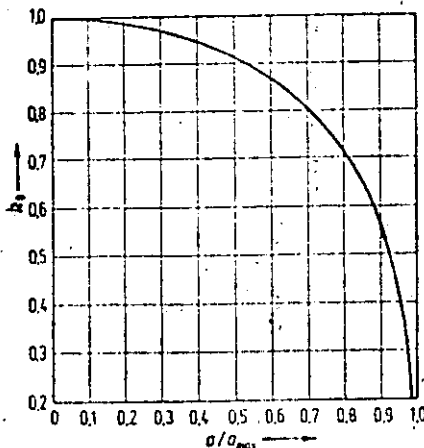


Fig 11. Coeficiente k_0 en función de $\frac{a}{a_{m\acute{a}x}}$ de la compuerta (Ref. 15)

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.

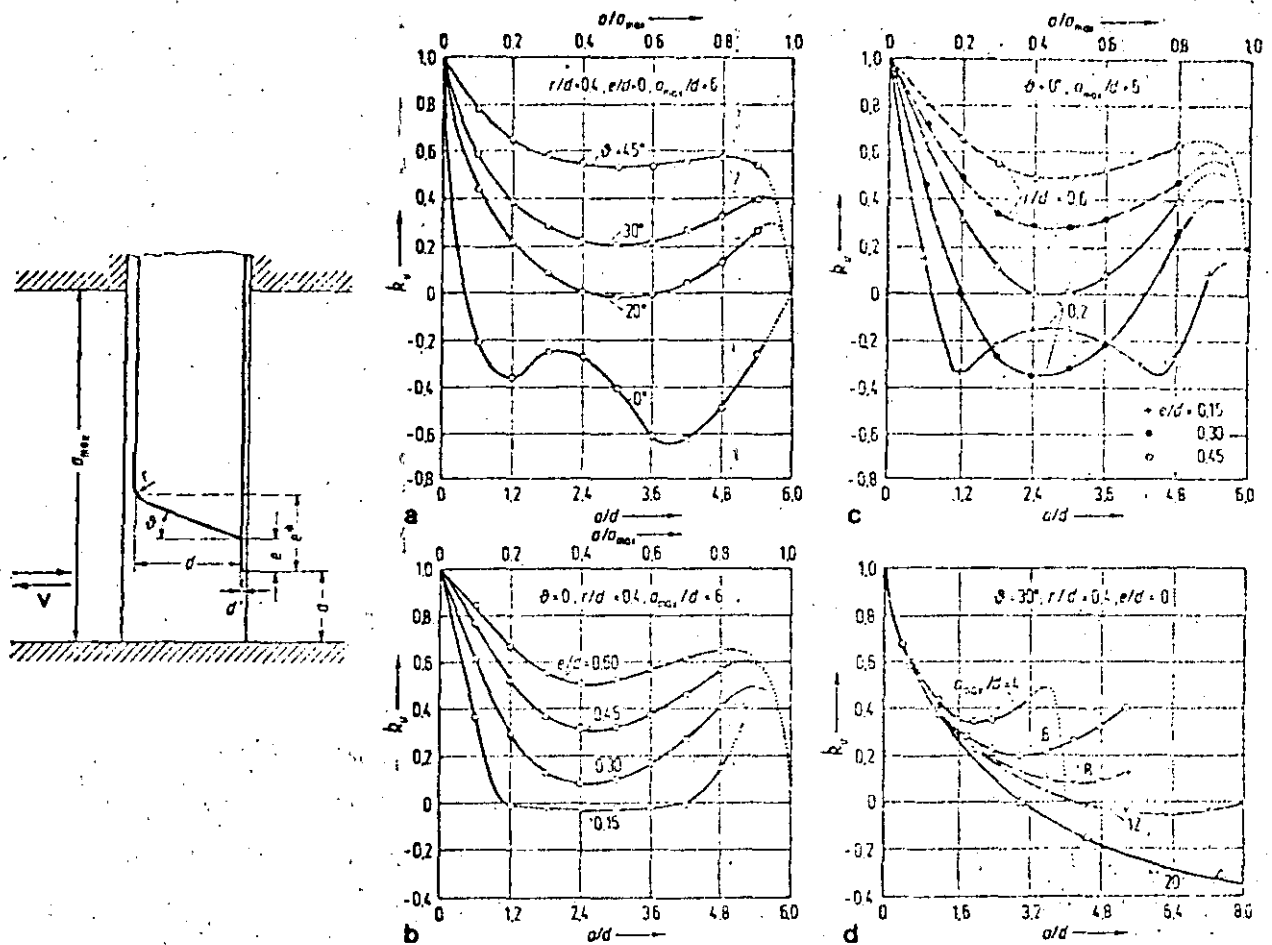


Fig 12. Coeficiente k_u en función de valores característicos de la forma de la compuerta. (Ref. 15)

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).

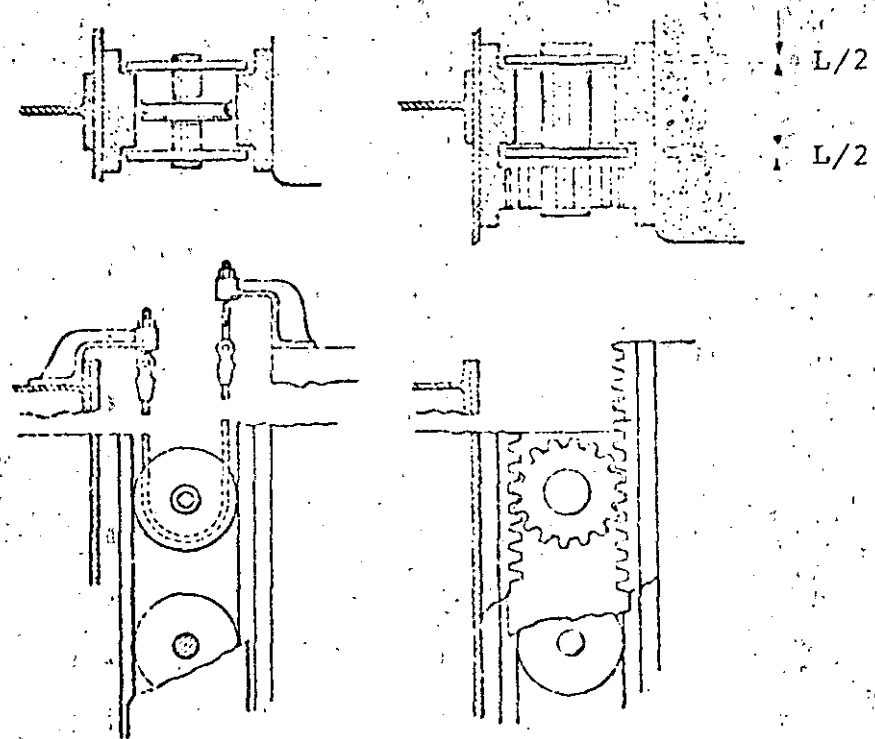


Fig 13. Tipos de rodillos o tren de rodillos

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.

$$R = (\mu + \mu' \alpha) \frac{P}{n} \quad (7)$$

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

$$R = \mu \frac{P}{\alpha} \quad (8)$$

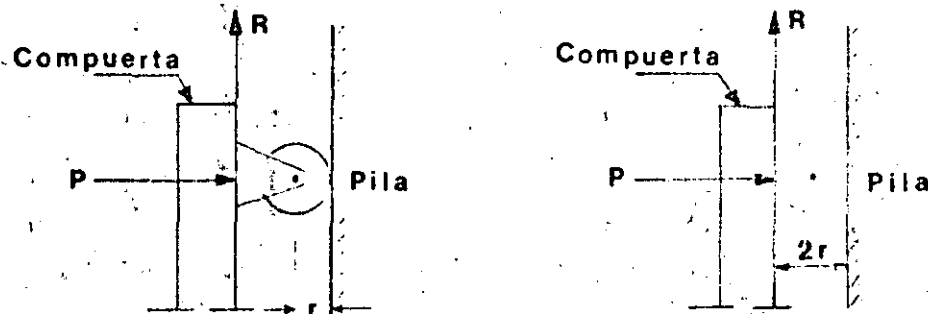


Fig 14. Rodillos unidos a la compuerta y entre compuerta y pila.

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:

$$R_x = \Sigma F_x \quad (9a)$$

$$R_y = \Sigma F_y \quad (9b)$$

$$M = \Sigma M_o \quad (9c)$$

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.

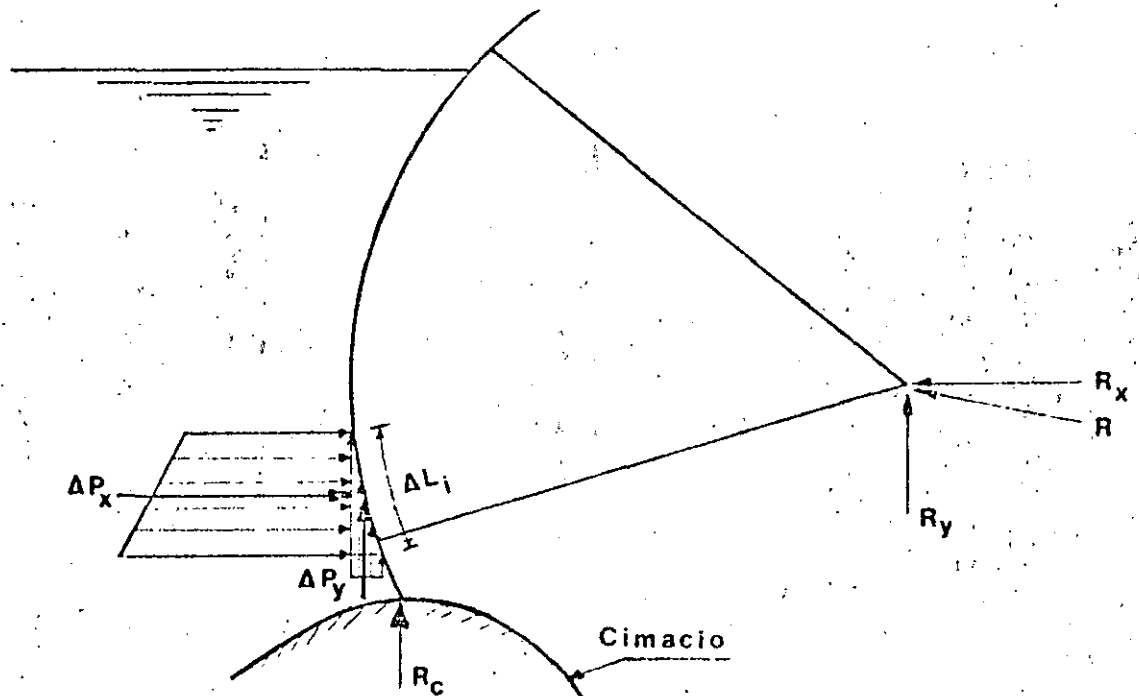


Fig 15. Fuerzas estáticas en compuertas radiales

- 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.

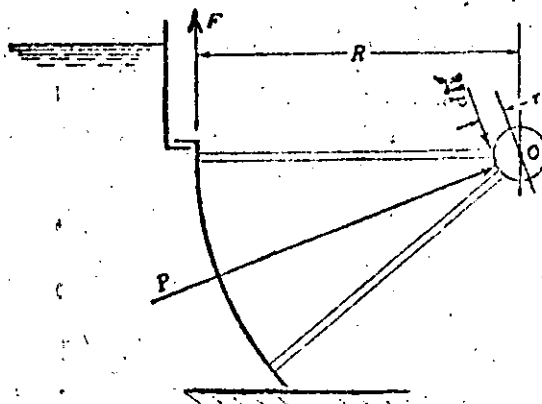


Fig 16. Fuerza de fricción en los pernos

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:

$$F = \frac{\mu P r}{R}$$

(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:

$$Q = 0.64 A \sqrt{2gH} \quad (13)$$

dónde 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,

$$S_t = \frac{L_p \delta_f}{V} \quad (15)$$

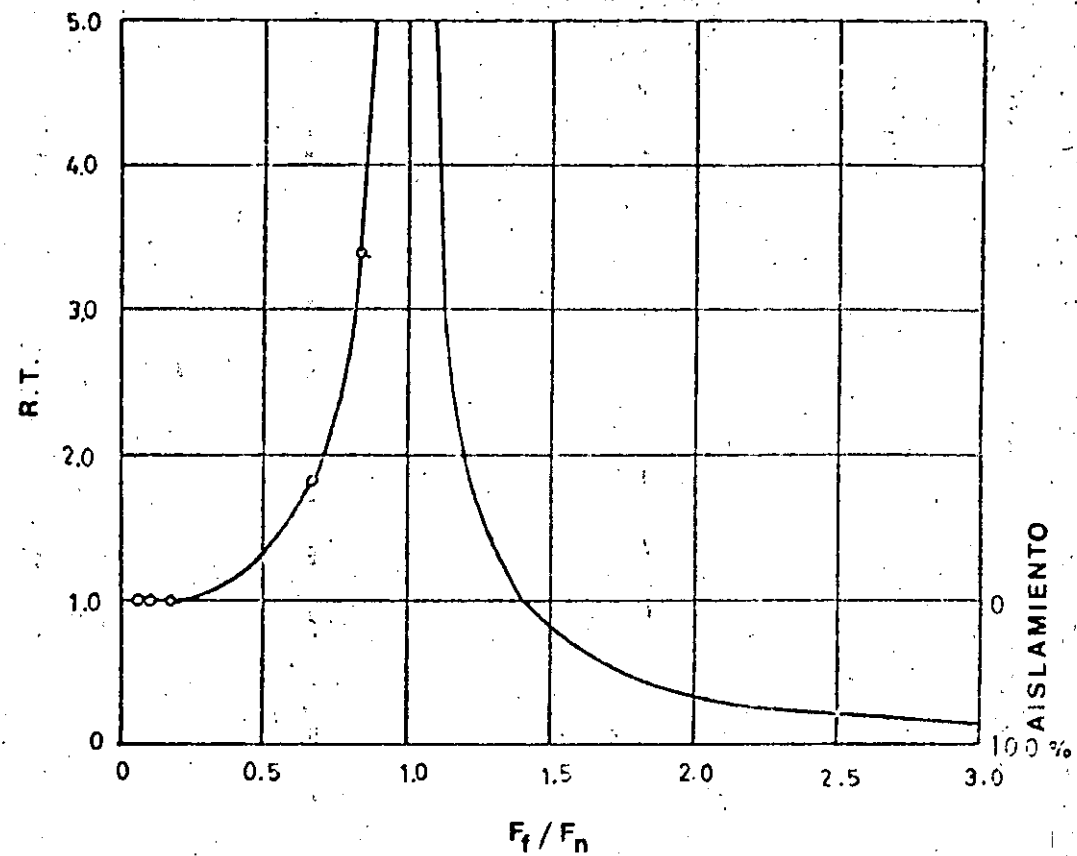


Fig 17. Razón de transmisibilidad (Ref. 28)

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:

$$\delta_\delta = \frac{\sqrt{2 g H_e}}{7 (2Y)} \tag{16}$$

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.

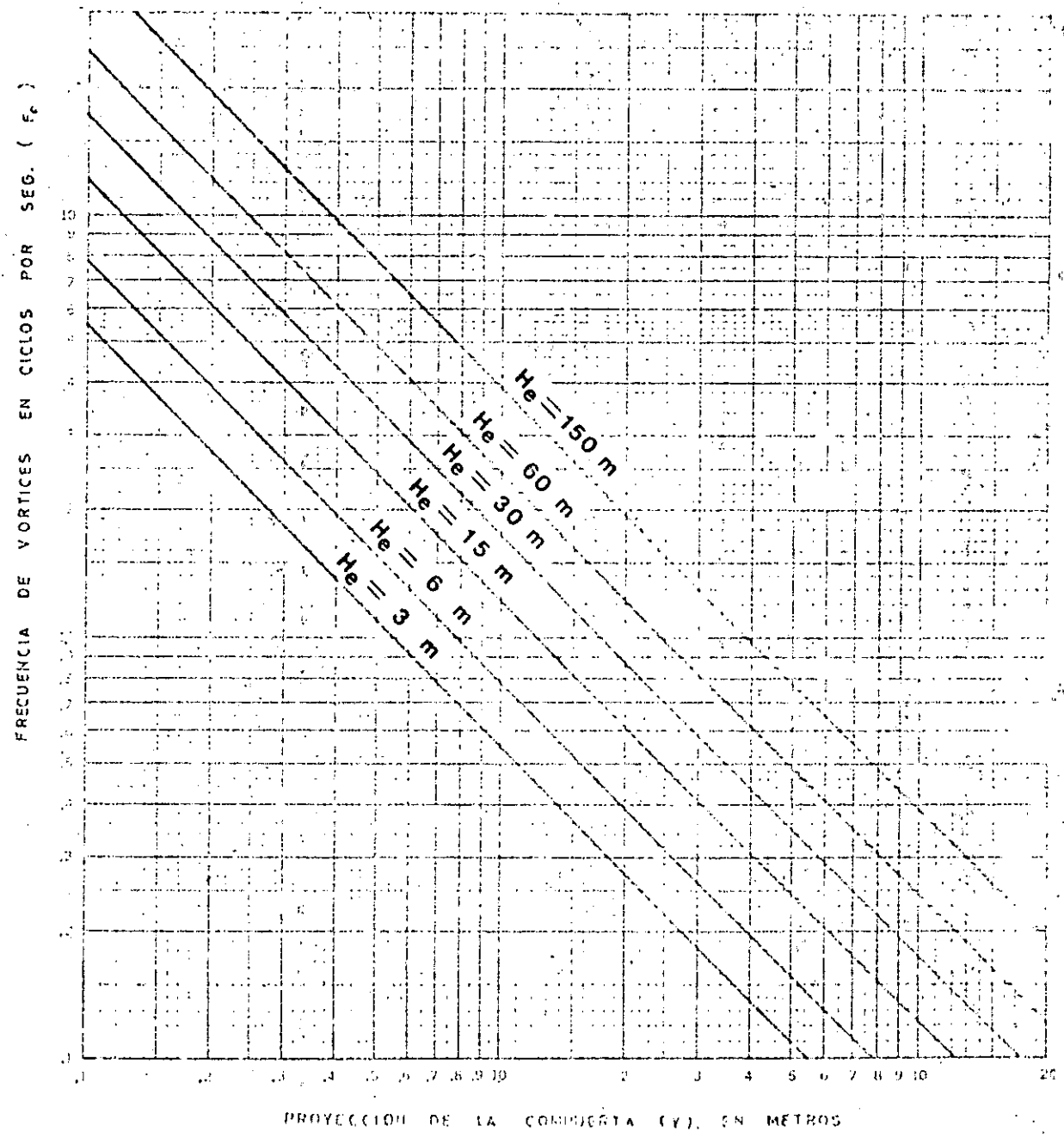


Fig 18. Frecuencia de vórtices (Ref. 28)

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:

$$\delta_0 = \frac{c}{4L}$$

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

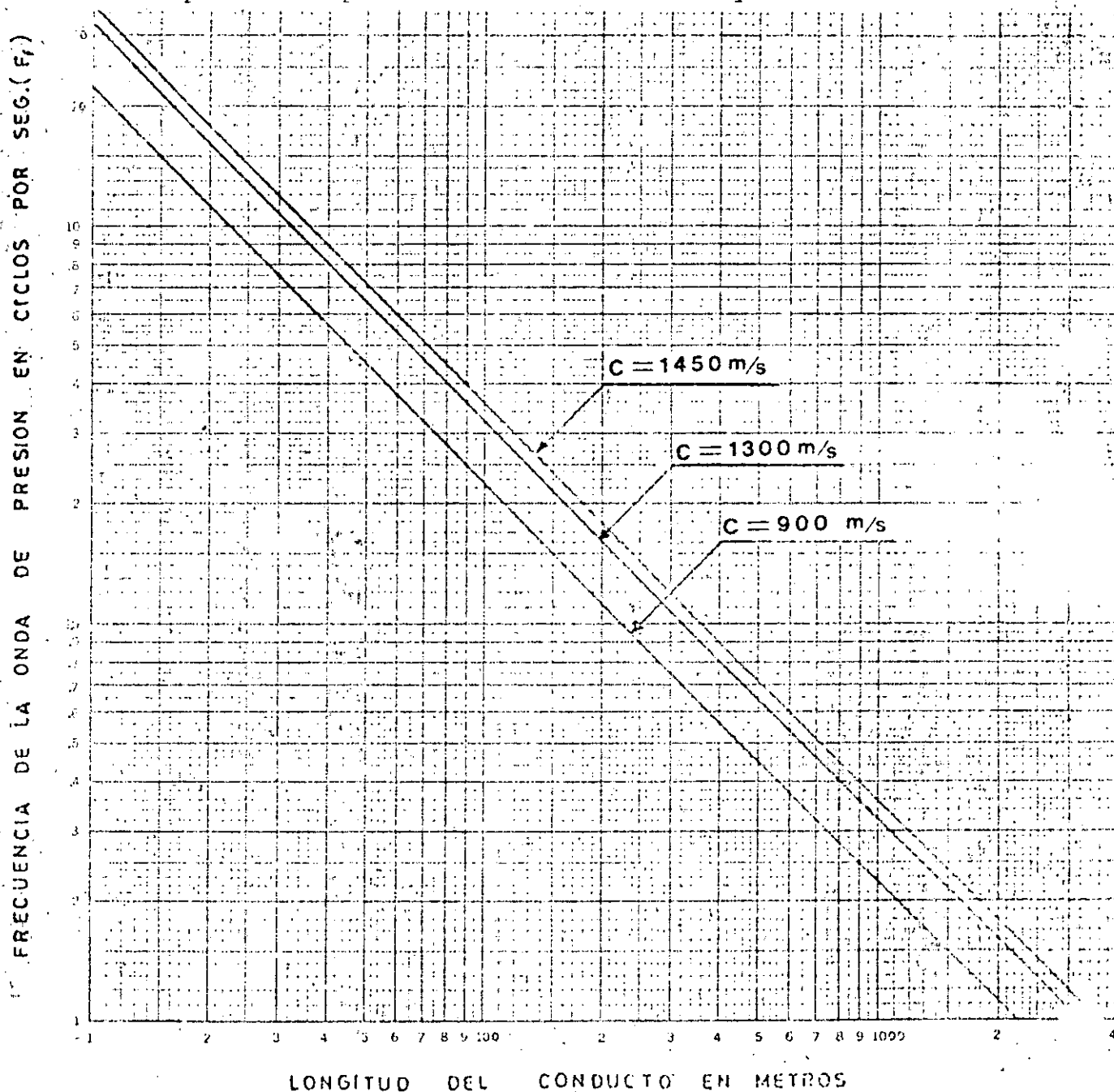


Fig 19. Frecuencia de la onda de presión (Ref. 28)

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-

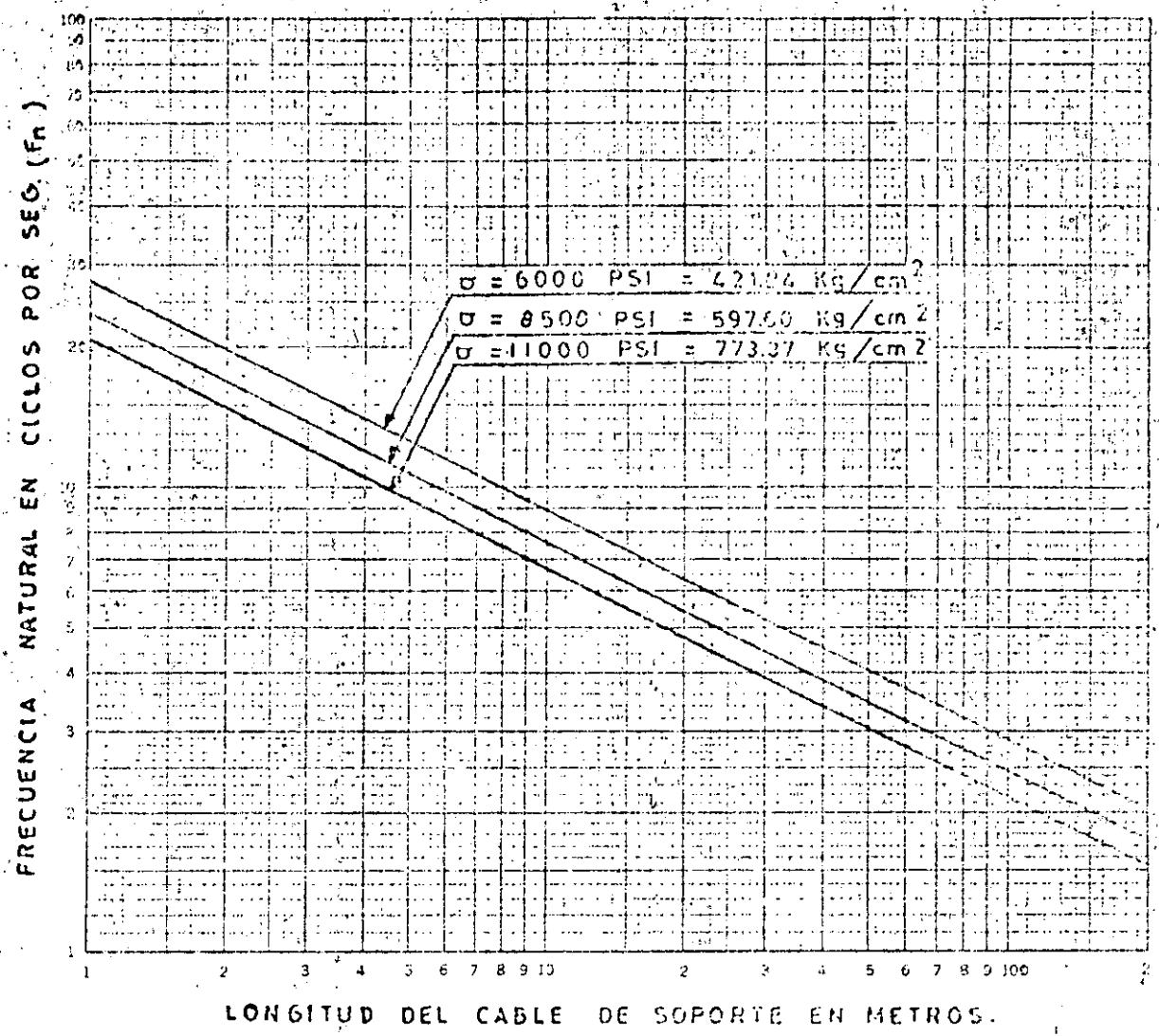


Fig. 20. Frecuencia natural del cable (Ref. 28)

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 que no se presentarán. Además, se aconseja tratar cada problema como un caso particular, por tener siempre condiciones diferentes. Se ha intentado resolver el problema de manera general considerando todos los efectos posibles por medio de modelos matemáticos, pero sin éxito al pretender una solución exacta con planteamientos sin solución en la actualidad o con simplificaciones poco reales. De igual manera el problema 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 flexión; 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 compuer-

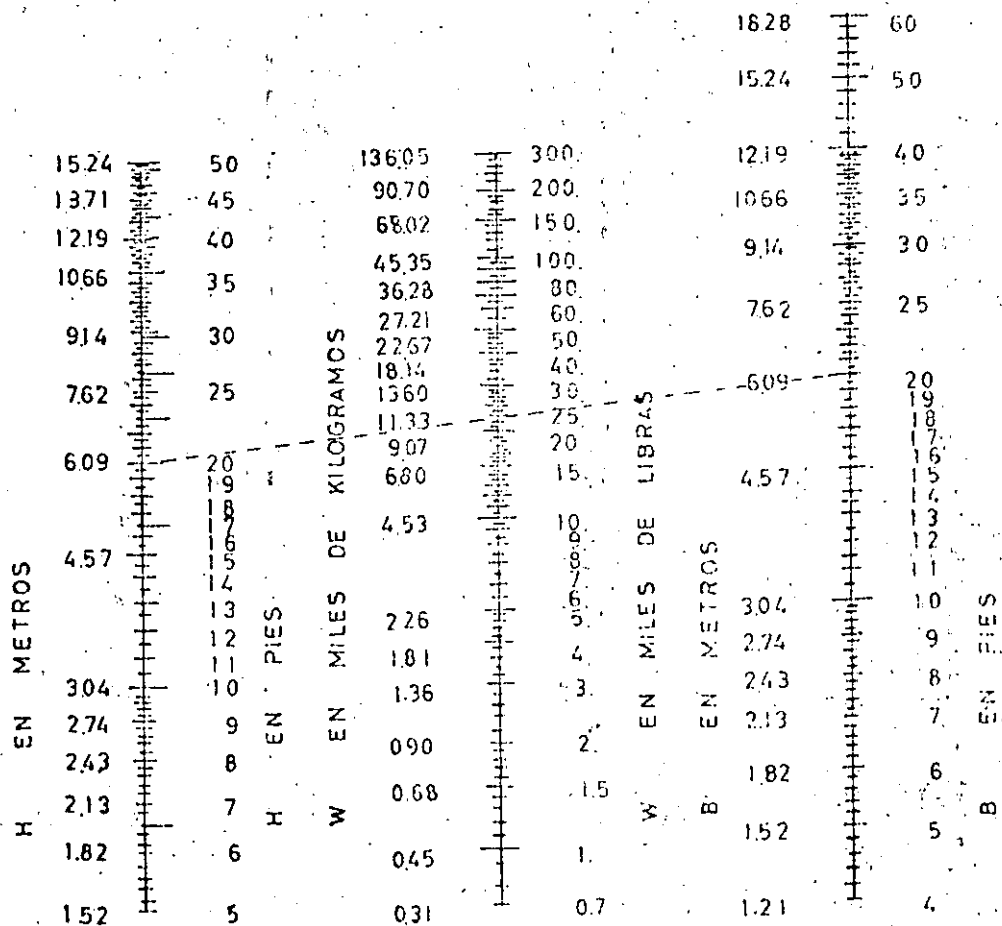


Fig 21. Pesos de compuertas (Ref. 11)

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.

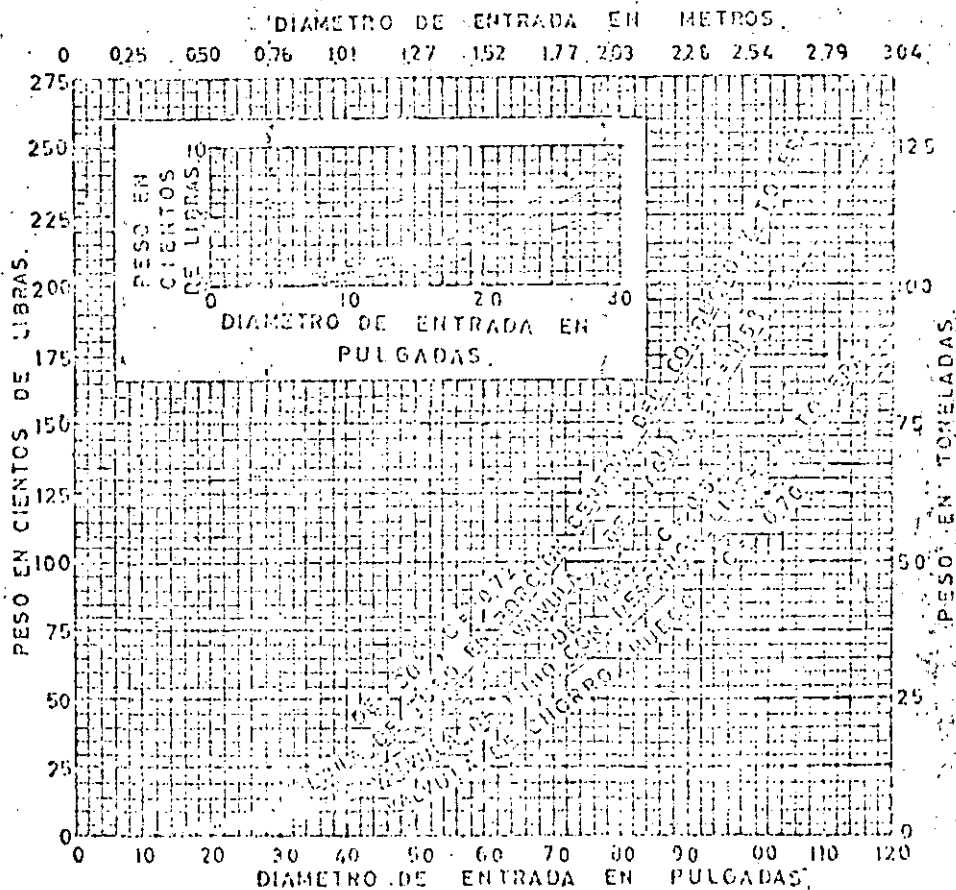


Fig 22. Pesos de válvulas (Ref. 11)

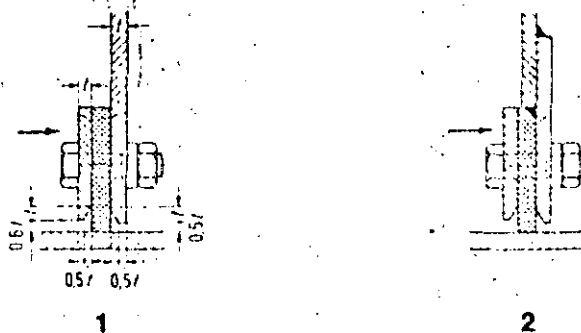
3.7 Sellos

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.

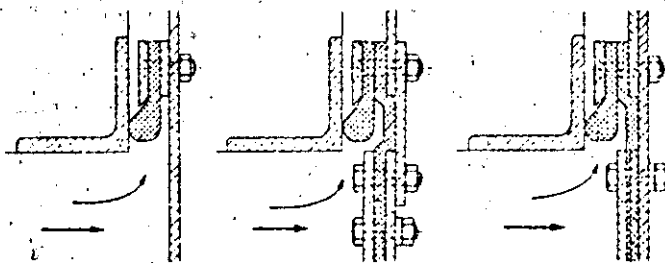


- 1) Sello sobre la placa de la compuerta
- 2) Sello en el extremo de la placa de la compuerta

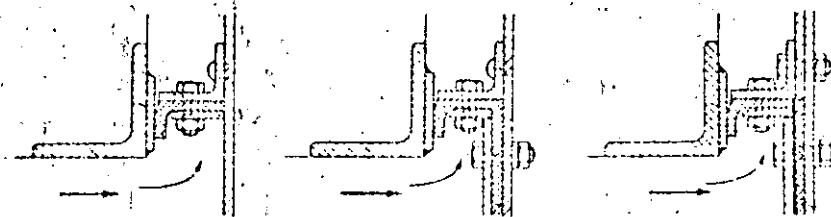
Fig 23. Formas de cierre

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

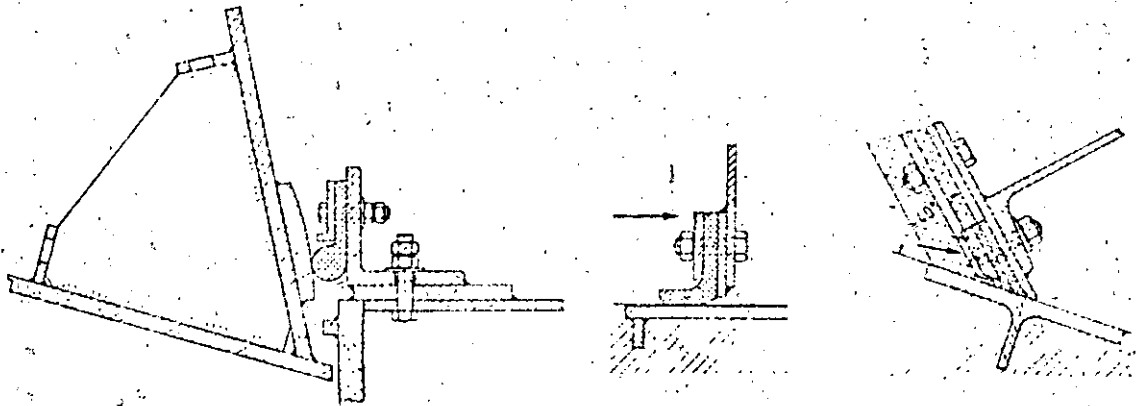


Fig 25. Sellos en compuertas radiales

c) Sellos en compuertas de tambor

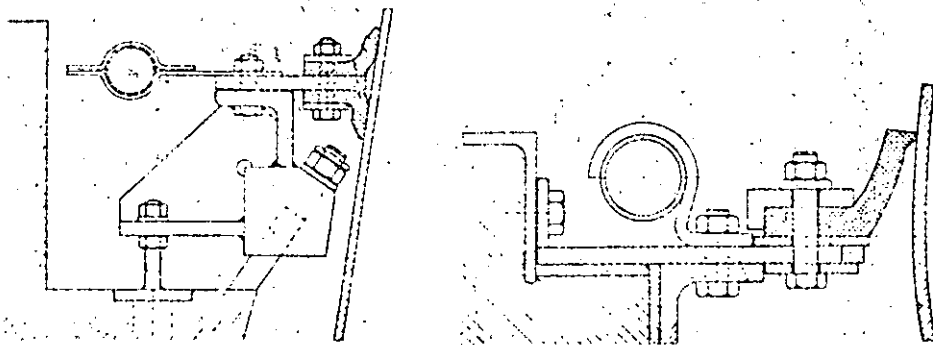
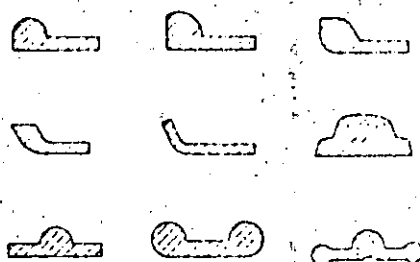


Fig 26. Sellos en compuertas de tambor

Se presentan algunos tipos y detalles de sellos de hule, mejor conocidos como sellos de nota, (fig 27 y fig 27a).



SELLOS DE NOTA

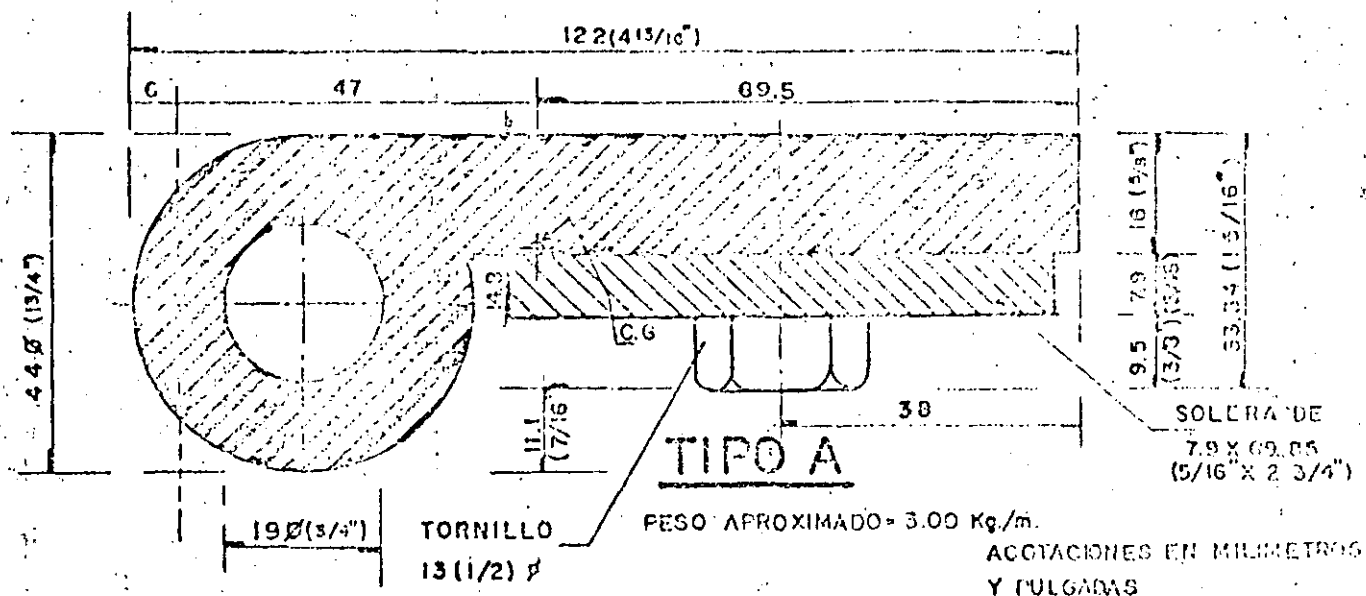


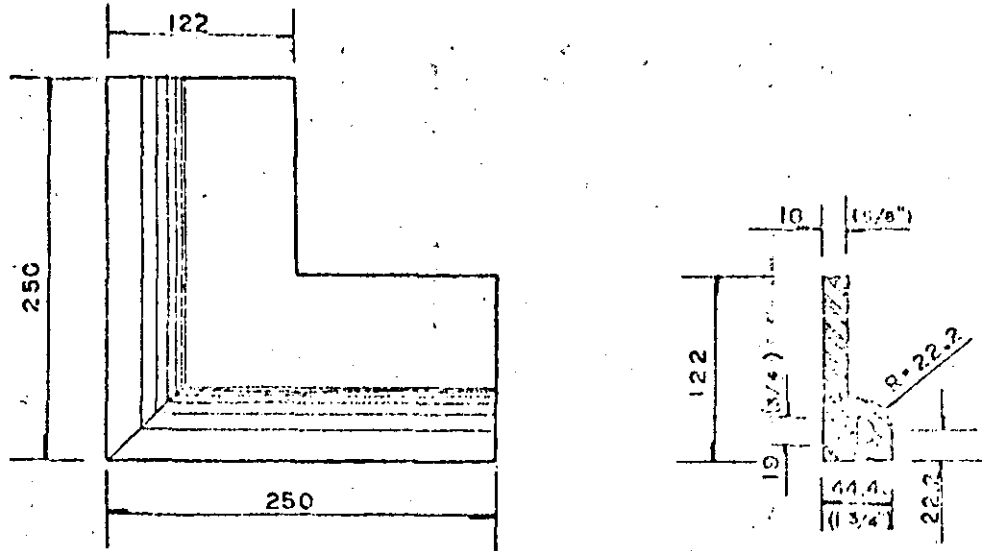
Fig. 27. Sellos de nota y detalles

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 --

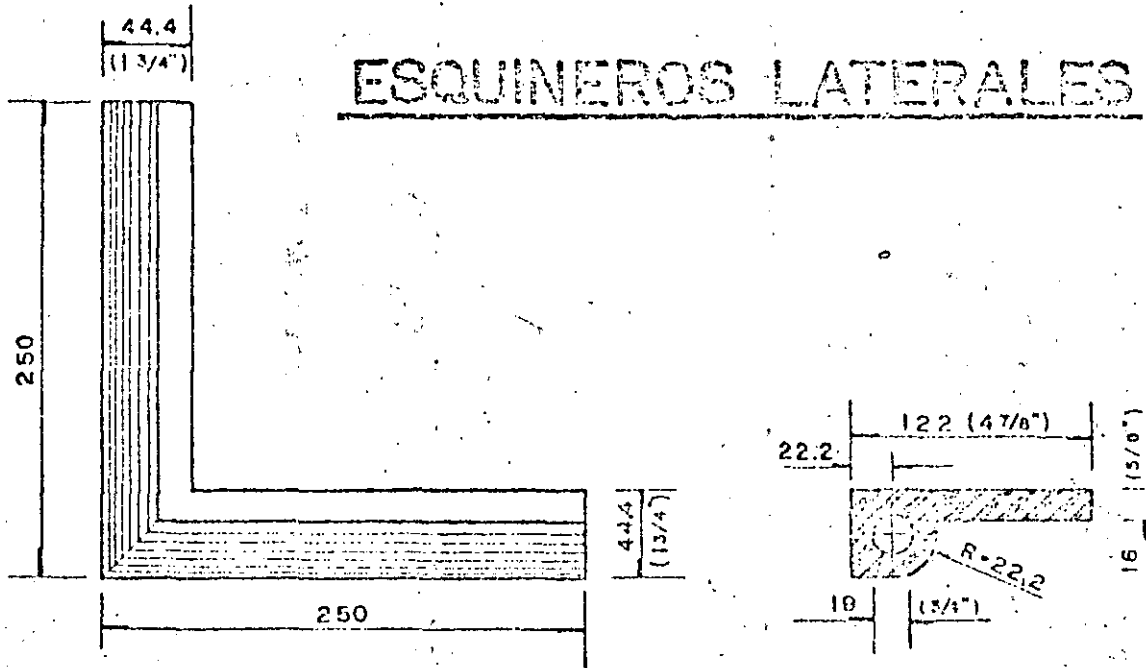
ESQUINEROS FRONTALES



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

$$R = \int_L \mu D(H) dL \quad \text{Kg} \quad (19)$$

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 motor.

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),

$$D(H) = \frac{P(x^2 + y^2 + ys)}{2x} ; P = P(H) = \gamma H$$

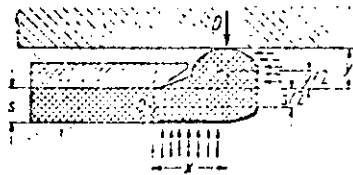


Fig 28. Presión del sello en el tipo perfil de nota

3.8 Pérdidas de Carga en Compuertas

La pérdida de carga en las compuertas de conductos se calcula con la fórmula:

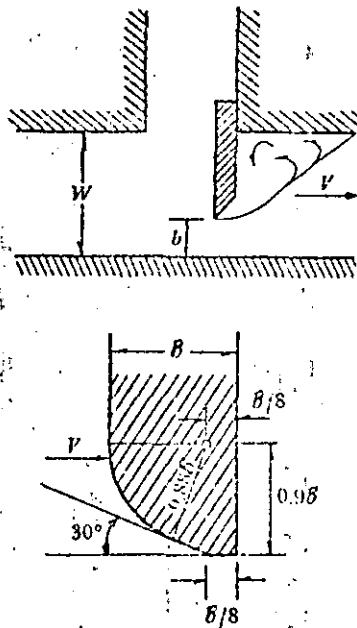
$$h_p = K \frac{v^2}{2g} \quad (20)$$

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



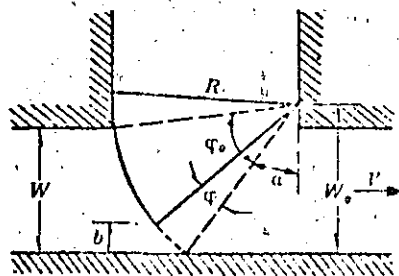
3.9. Mecanismos de Izaje

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 relativamente sencillo, ya que se enrollan en tambores que son movidos por un motor (malacate). Pero en el caso de las cade

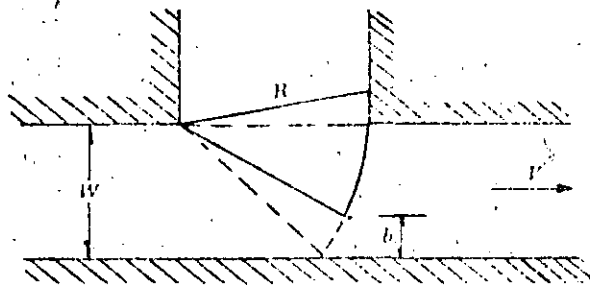
T A B L E 3

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 E 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 "trínquetes" 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.

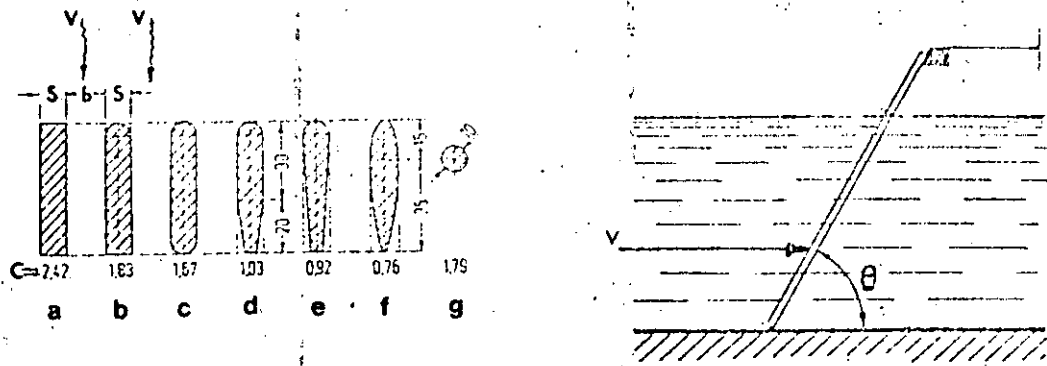


Fig 29. Coeficiente de C para la fórmula de Kirschmer

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 importan-

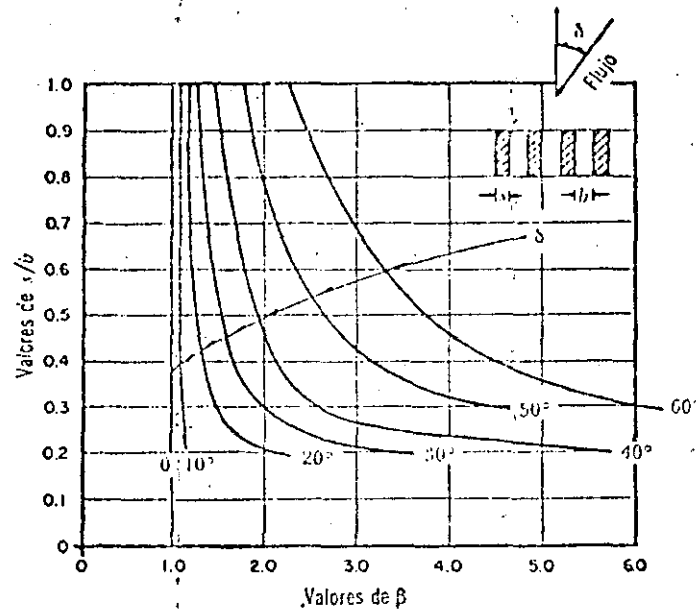


Fig 30. Coeficientes β para flujo inclinado. (Ref. 1)

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

$$A_n = \frac{Q}{\mu v_{perm.}}$$

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).

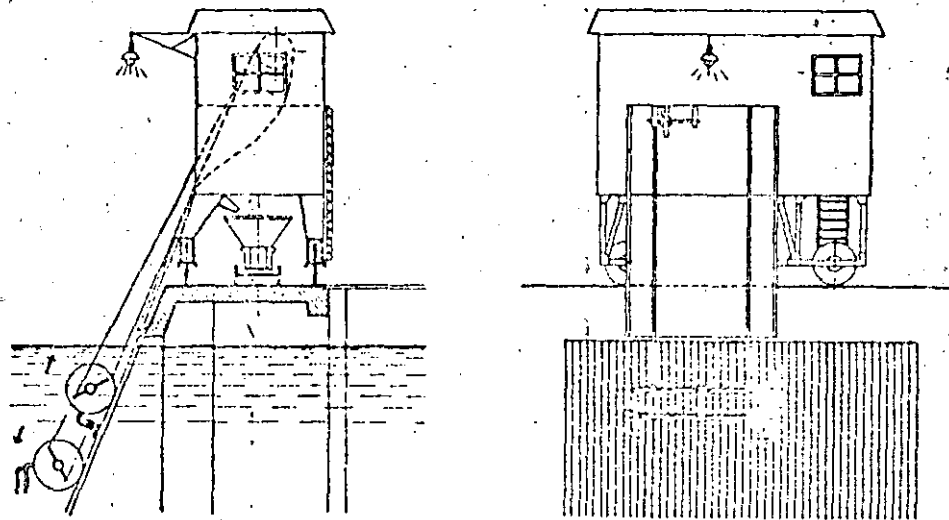


Fig. 31. Esquema de una máquina con rastrillos.

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 na

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.

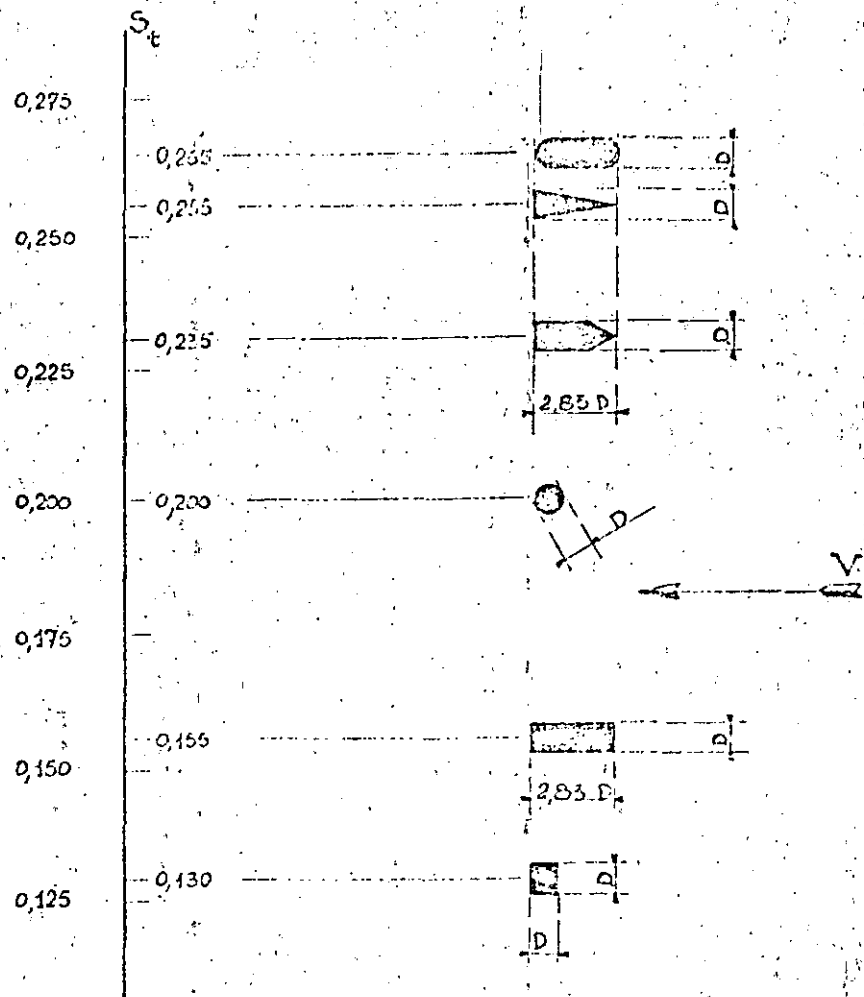


Fig 31.a. Valores límites inferiores de S_t para diferentes formas de las barras (Ref. 32).

b) Frecuencia natural de las barras de las rejillas

Se calcula con la siguiente fórmula

$$\delta = M \sqrt{\frac{g E}{\gamma}} \frac{\mu}{H^2}$$

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

μ 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

$$\mu = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

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.

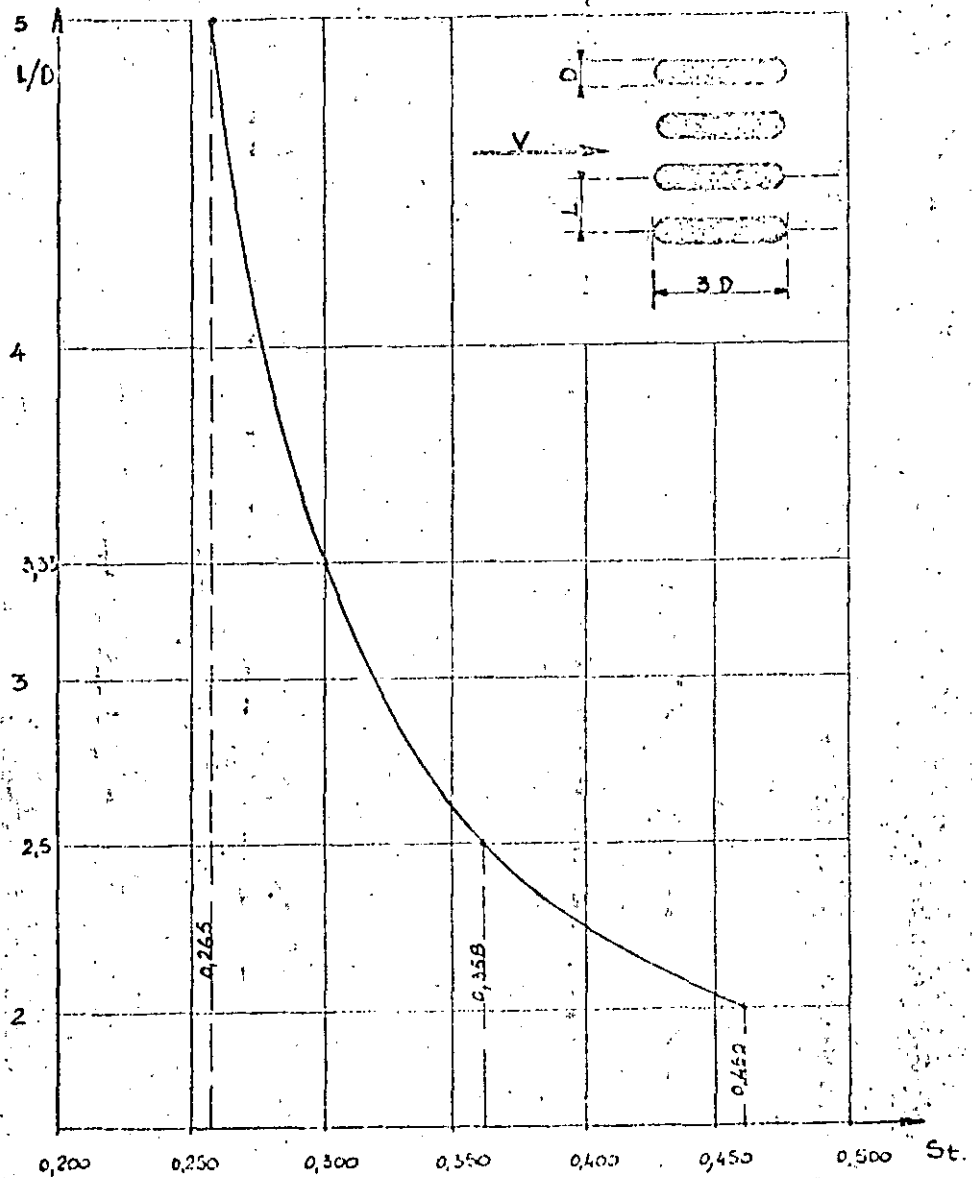


Fig 31.b Número de Strouhal St en función de L/D para la forma de barras mostrada (Ref. 32).

Los coeficientes K y K' tienen diferentes valores para las distintas armónicas del espectro de la vibración. Estos valores 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).

$$\delta_v = C \cdot Q$$

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).

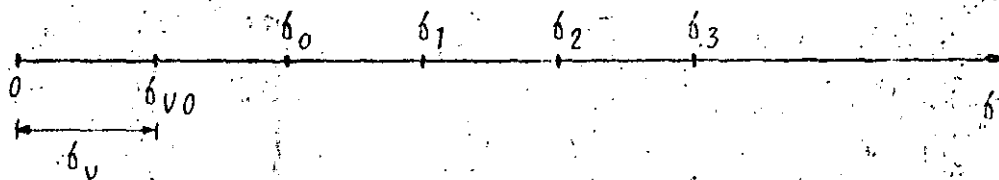


FIG 31.c.

Para que no exista resonancia entre δ_v y las frecuencias naturales de las barras es necesario:

$$\delta_{v0} \ll \delta_0 \left(\frac{\delta_{v0}}{\delta_0} \ll 1 \right)$$

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 delante 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 equilibrio 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 cierre de la válvula.

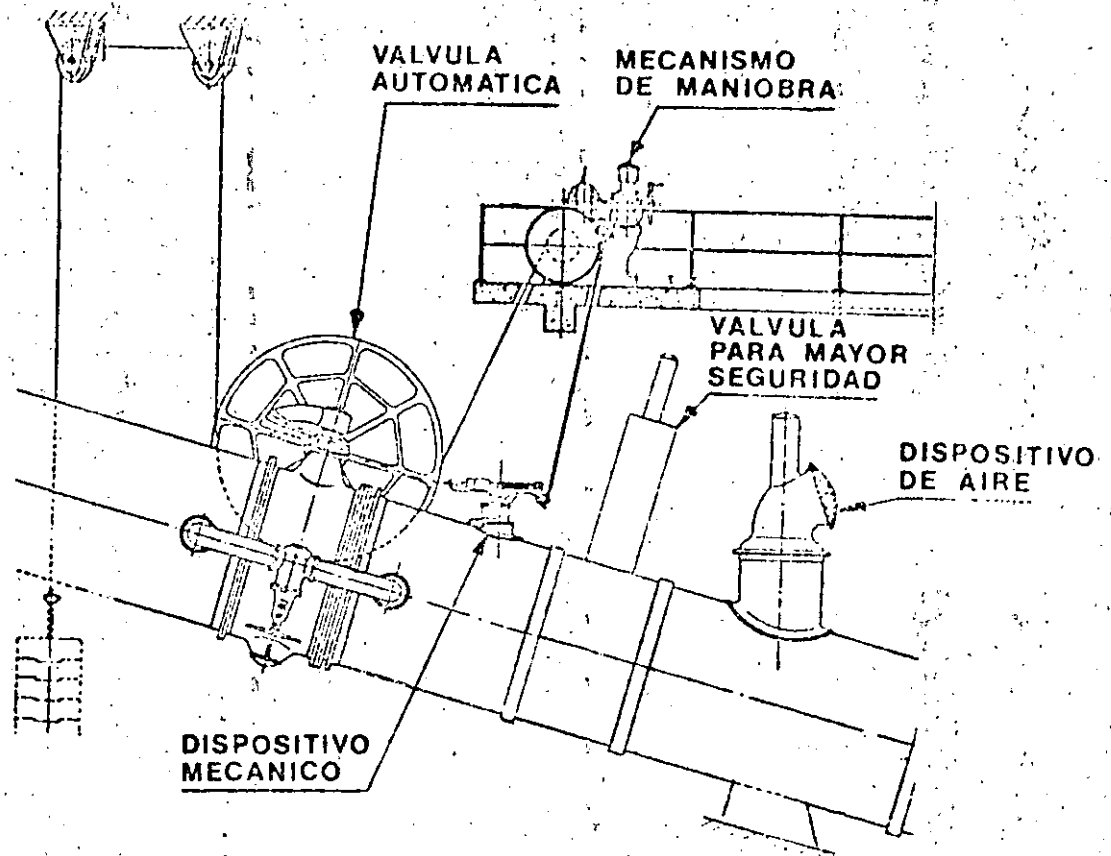


Fig 32. Válvula automática y dispositivo de entrada y salida de aire

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.

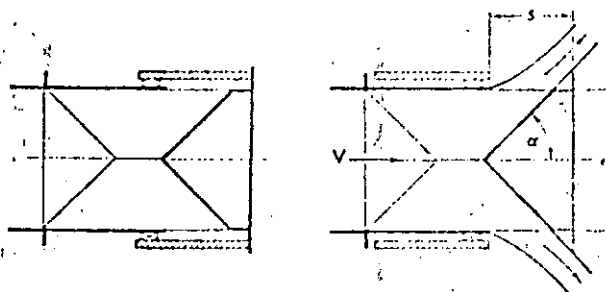


Fig 33. Válvula de chorro cónico

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.

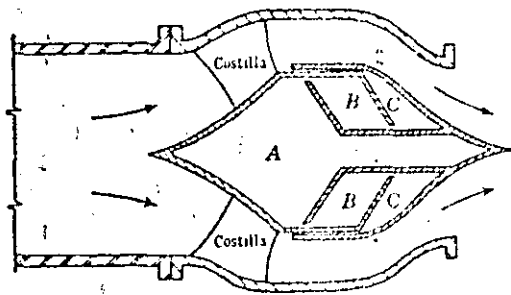


Fig 34. Válvula de aguja

c) Válvula de tubo

Se abren y cierran por medios mecánicos más bien que por pre-

si3n hidr3utica. Un v3stago de tornillo envuelto en un ba3o de aceite es accionado por un engrane para impulsar a la v3lvula de cilindro (o tubo) hacia o desde el asiento de la v3lvula.

Generalmente son m3s cortas, m3s ligeras en peso y m3s econ3micas 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.

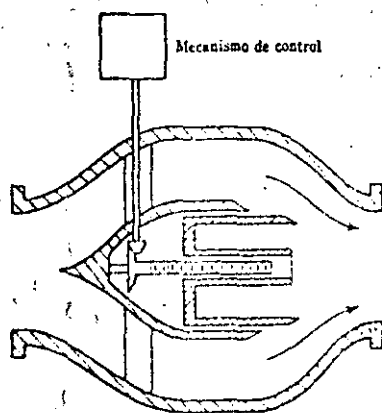


Fig 35. V3lvula de tubo

d) V3lvula de mariposa o lenteja

Consiste en un disco 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-

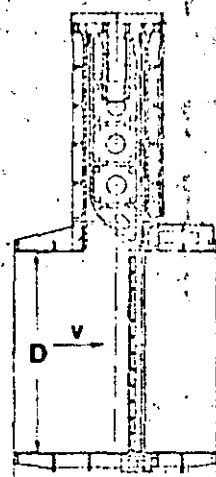


Fig. 37. Válvula de compuerta

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.

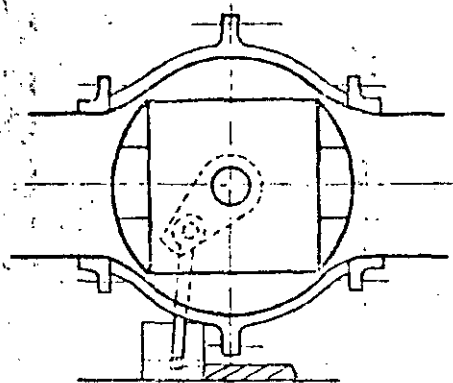


Fig 38. Válvula esférica

g) Válvula de retención o de paso (Check)

Como su nombre lo indica la válvula solamente permite el paso

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.

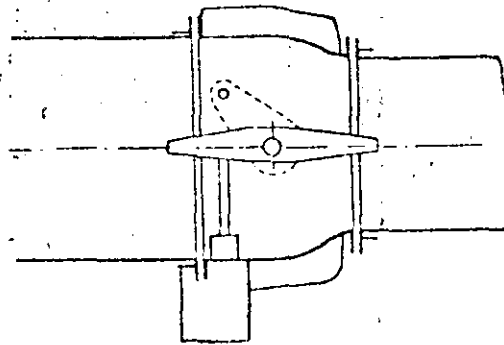


Fig 36. Válvula de mariposa

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.

del flujo en un solo sentido, como se muestra en la figura --
39.

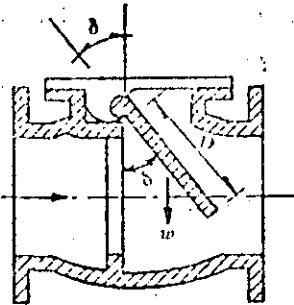


Fig 39. Válvulas de retención o de peso

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).

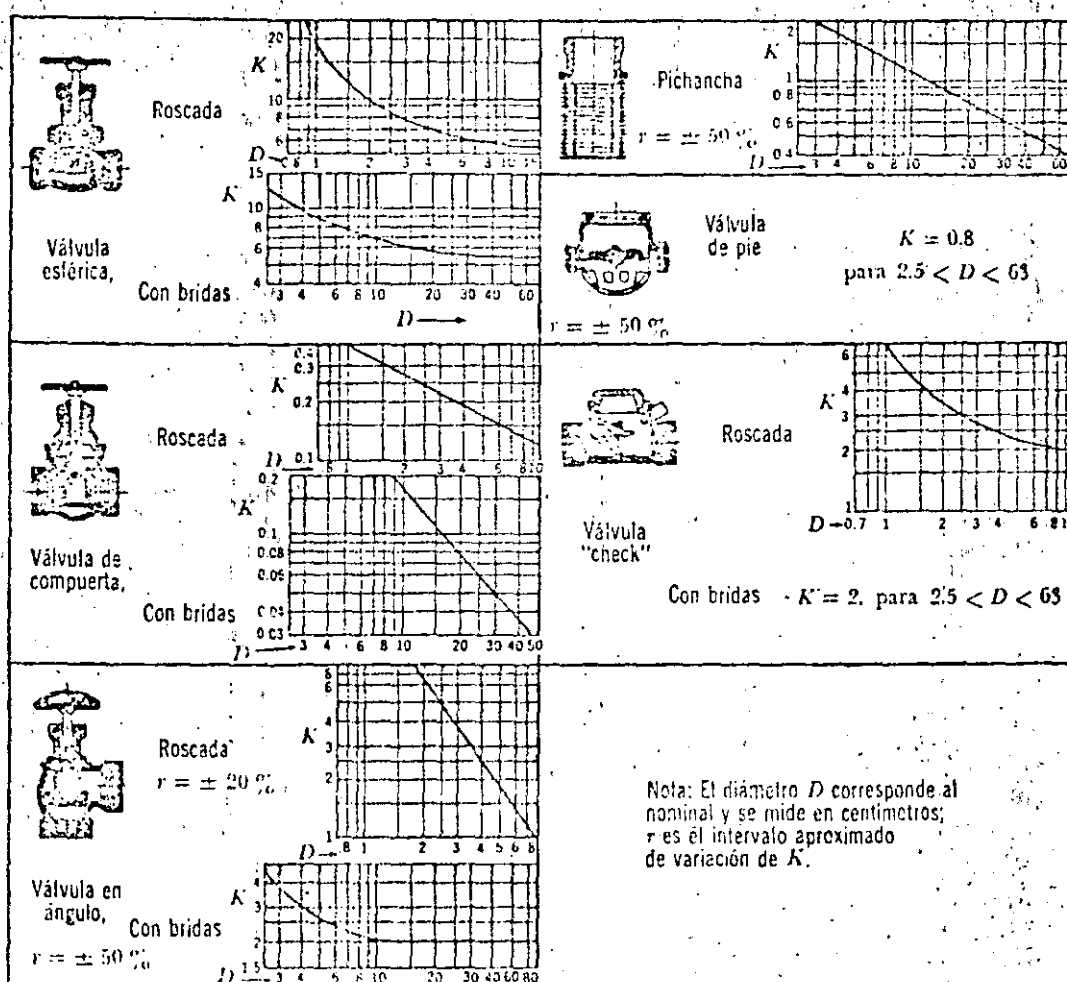
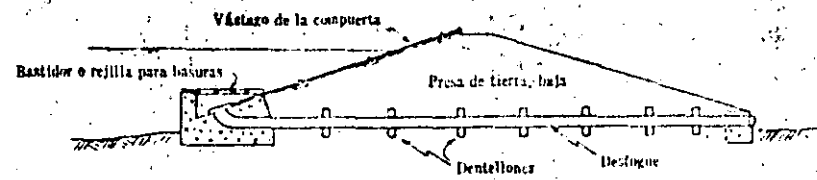


Fig 40. Coeficiente de pérdida para válvulas menores completamente abiertas. (Refs. 1, 5).

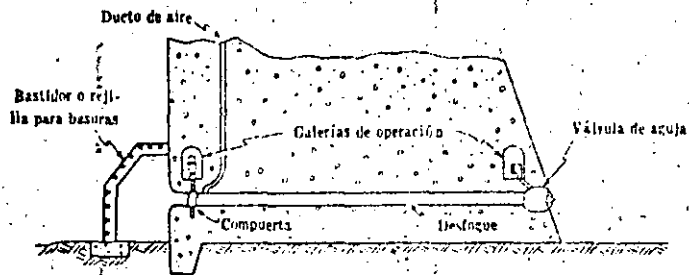
Los distintos mecanismos de control para las maniobras de ---
apertura y cierre (que ya han sido descritos) así como los ---
sistemas de sellado dependen del tipo y tamaño de las válvu--
las y deberán seleccionarse tomando en cuenta las recomenda--
ciones del fabricante de válvulas. Referencias 4, 11, 14 y -
15.

4.1 *Algunas Instalaciones Usuales con Válvulas*

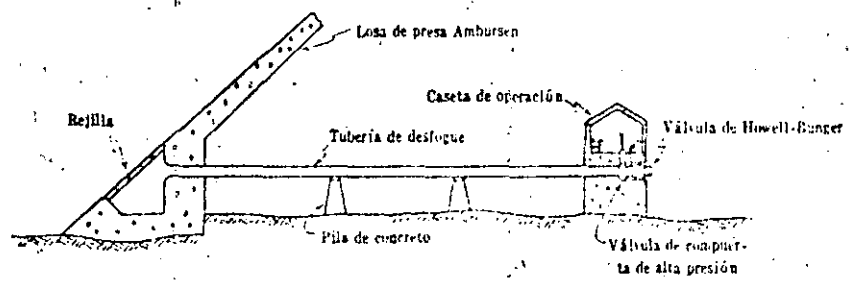
Para los conductos de descarga que pasan por las presas de --
tierra y enrocamiento, fig 41a, es una buena práctica insta-
lar una compuerta en el extremo de aguas arriba del conducto-
para que únicamente esté a presión cuando se abre la válvula.
En las instalaciones de carga baja, estas compuertas pueden -
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.



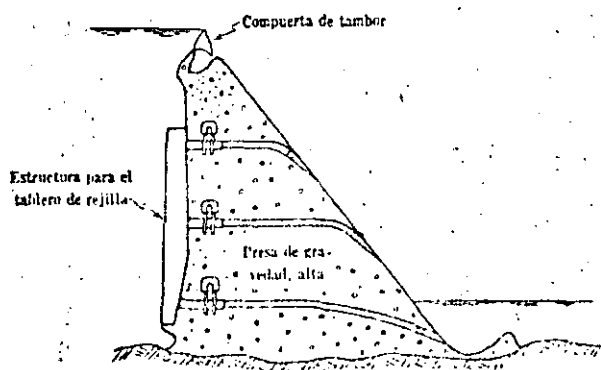
a) Compuerta deslizante en el extremo de aguas arriba de la toma o desfogue



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 6 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)



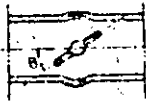
$\frac{x}{D}$	K	$\frac{x}{D}$	K	$\frac{x}{D}$	K	$\frac{x}{D}$	K
0,181	41,21	0,250	22,68	0,417	6,33	0,583	1,55
0,194	35,36	0,333	11,80	0,458	4,57	0,667	0,77
0,208	31,35	0,375	8,63	0,500	3,27	1,000	0

TABLA 6. (Válvula de guillotina rectangular) (Ref. 5)



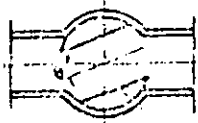
$\frac{S_0}{S}$	K	$\frac{S_0}{S}$	K	$\frac{S_0}{S}$	K	$\frac{S_0}{S}$	K
0,1	193,	0,4	8,12	0,7	0,95	0,9	0,09
0,2	44,5	0,5	4,02	0,8	0,39	1,0	0,00
0,3	17,8	0,6	2,08				

TABLA 7. (Válvula de mariposa) (Ref. 5)

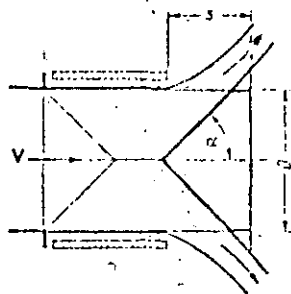


θ°	K	θ°	K	θ°	K	θ°	K
0	~0	20	1,54	40	10,8	60	118,
5	0,24	25	2,52	45	18,7	65	256,
10	0,52	30	3,91	50	32,6	70	750,
15	0,90	35	6,22	55	58,8	90	∞

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,-		



$$Q_{max} = 2.9 D^2 \sqrt{H}$$

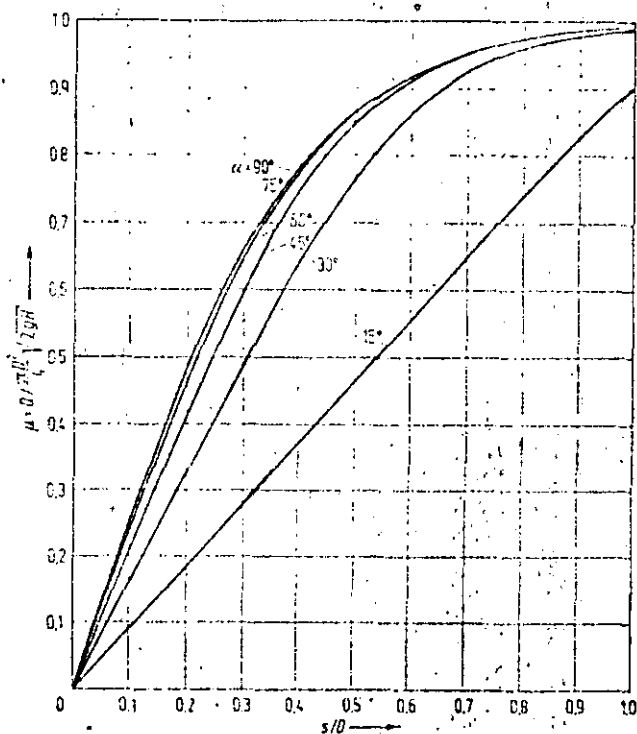


Fig 42. Válvula de chorro hueco (Ref 15)

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

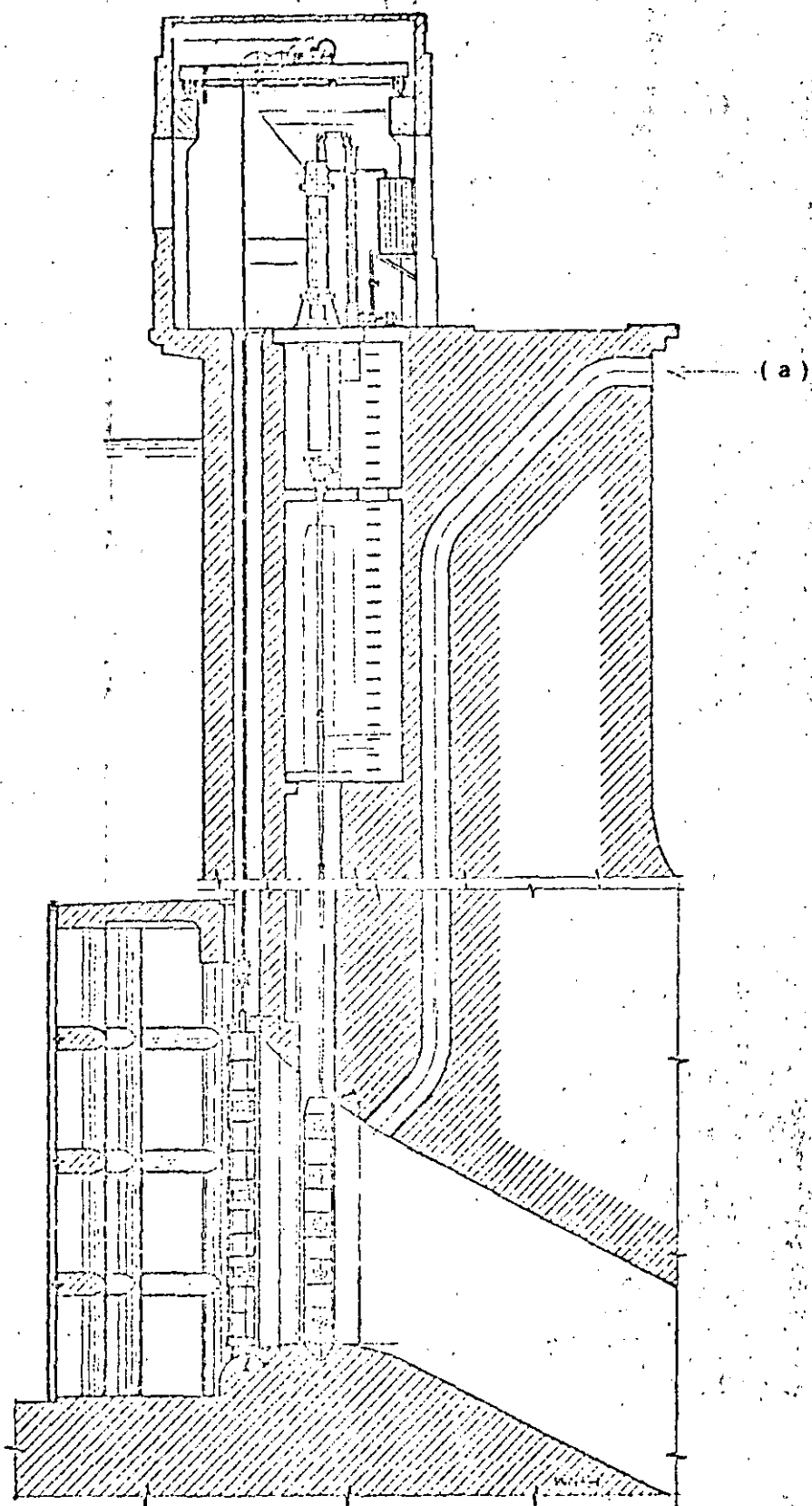


Fig 43. Tubería de aireación en una obra de toma(a)

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

$$F_r = \frac{Q}{B\sqrt{g} (\mu_c a)^{3/2}} \quad (27)$$

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 $(F_r - 1)$ 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.

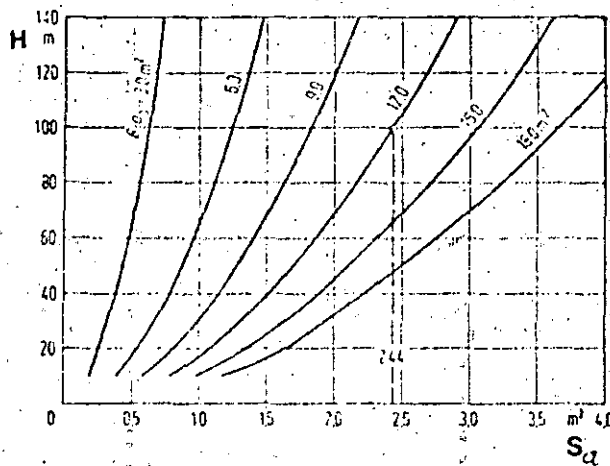


Fig 44. Sección transversal de la tubería de aireación (S_a) en función de la sección transversal (B_a) y de la carga H aguas arriba del elemento de cierre. (Ref. 15)

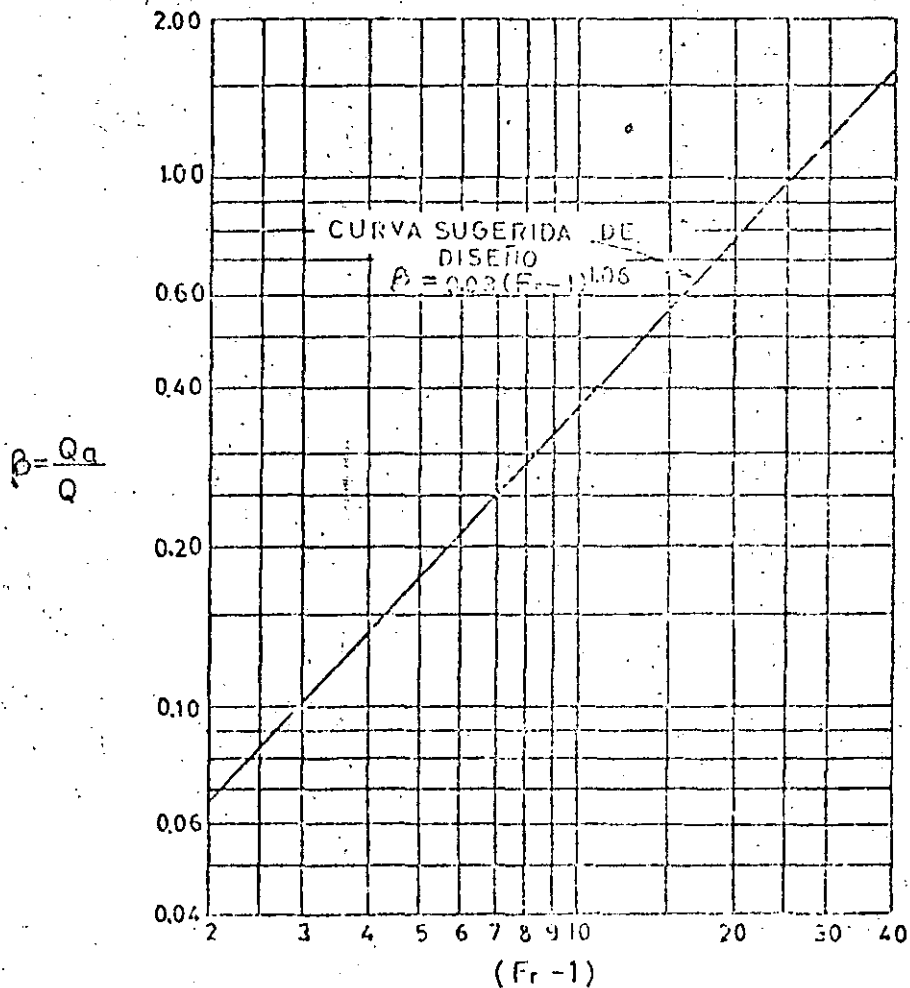


Fig. 45. Coeficiente $\beta = Q_a/Q$ en función de $(F_r - 1)$ (Ref. 15).

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 desfoque. 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).

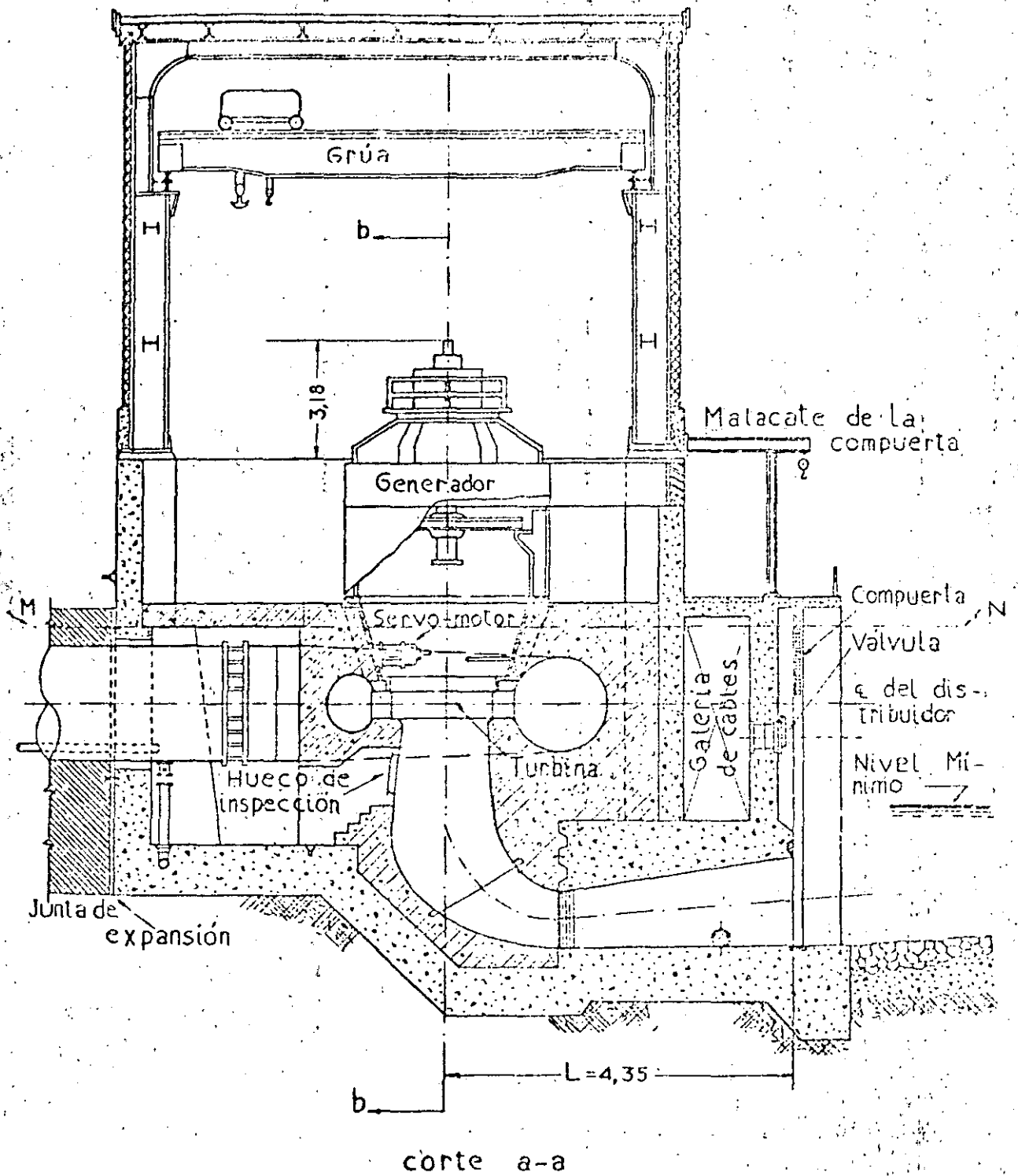


Fig 45a. Casa de máquinas. Sección transversal por el eje de la turbina.

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 --

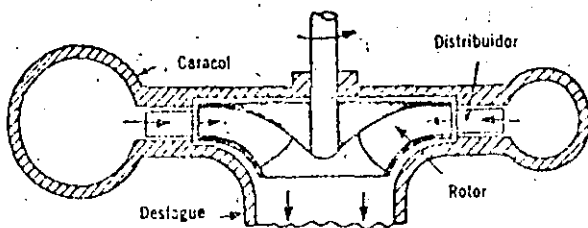


Fig 45b. Turbina Francis

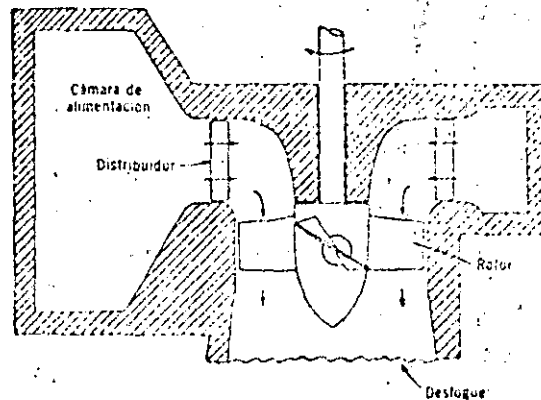


Fig 45c. Turbina Kaplan

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.

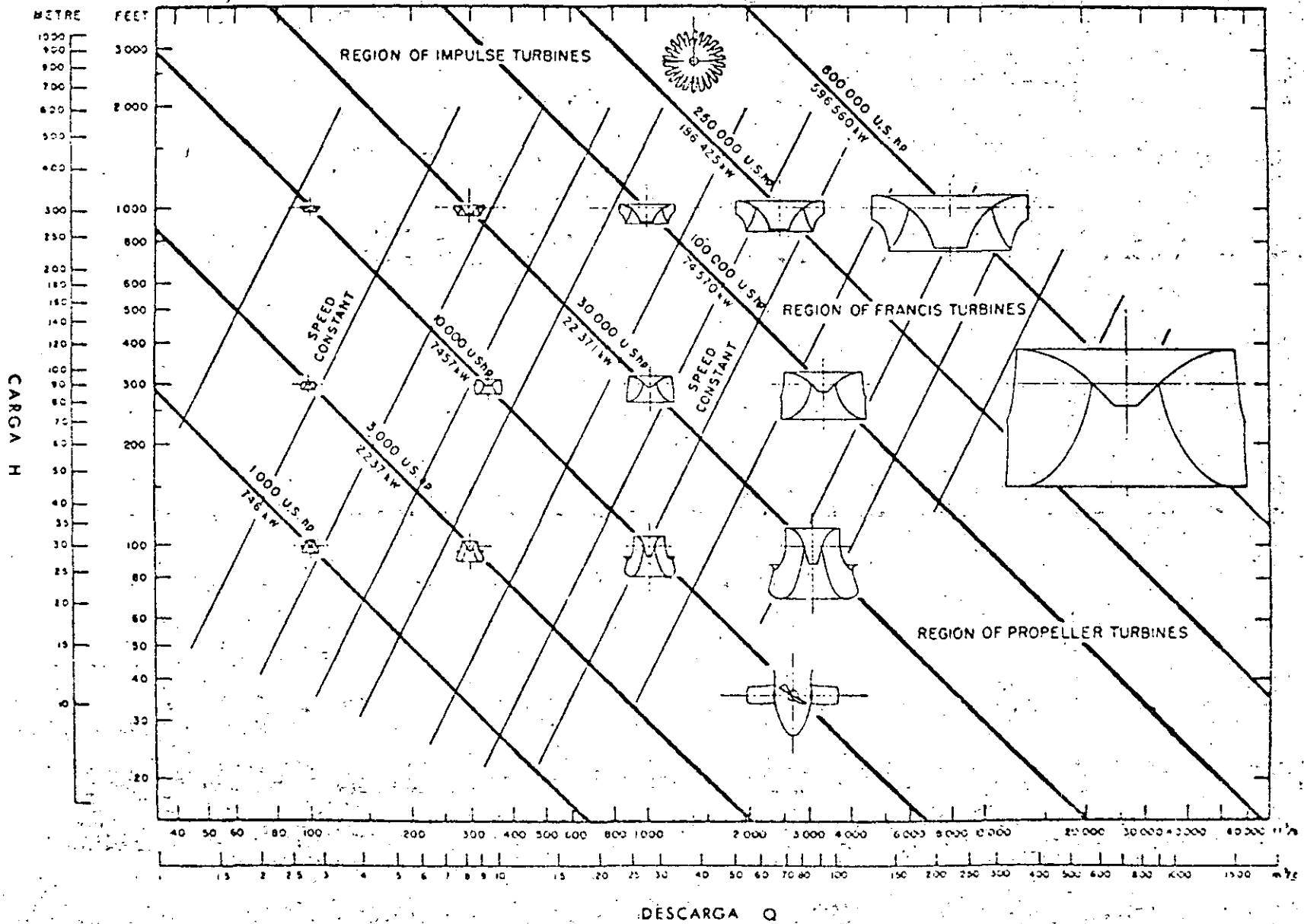
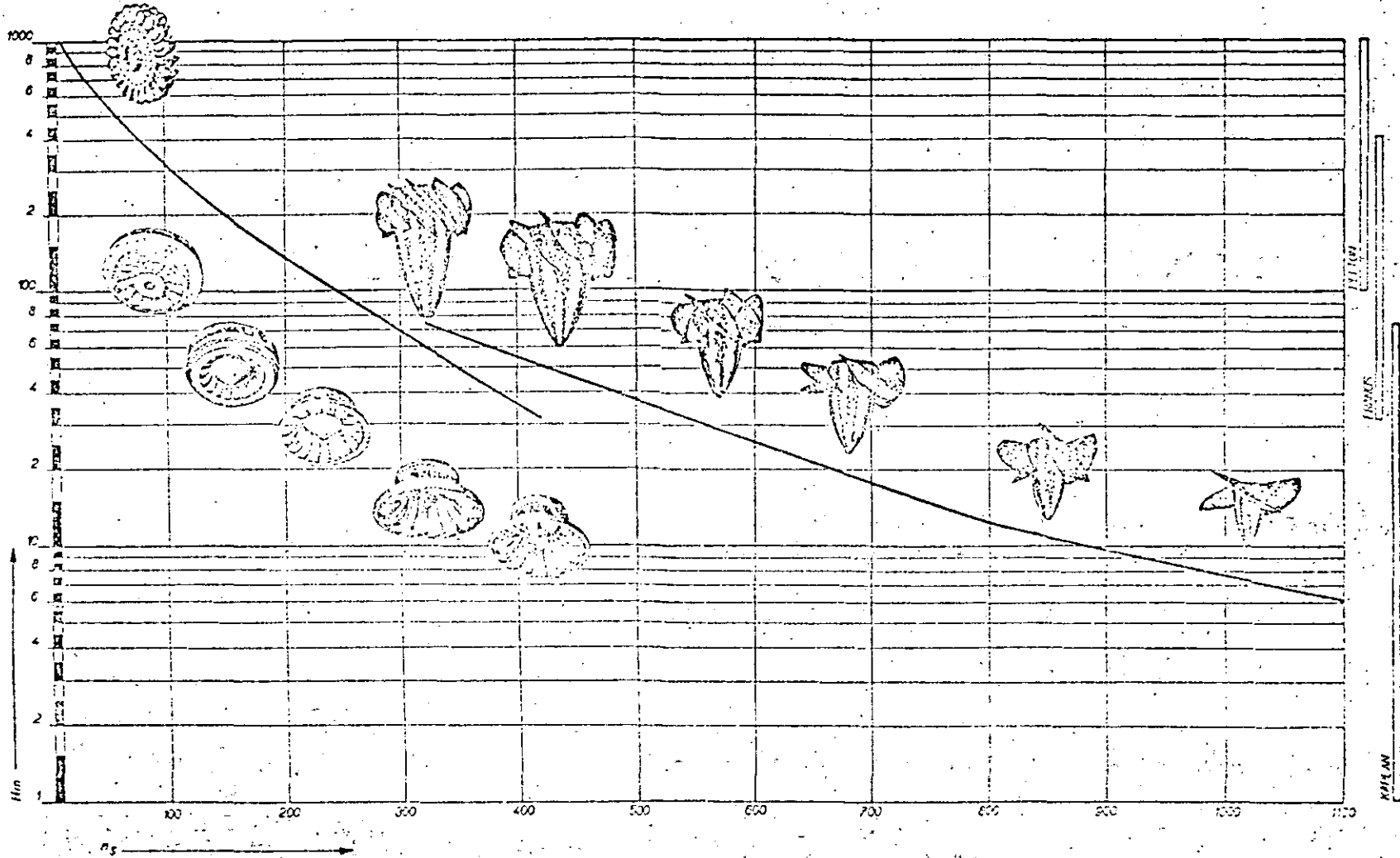


Fig 47. Límites de aplicación de las turbinas Pelton, Francis y Kaplan.



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 $n_s = n \sqrt{P} / h \sqrt{H}$

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_s	
		Mínima	Máxima	Máxima	Mínima
		3		4	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

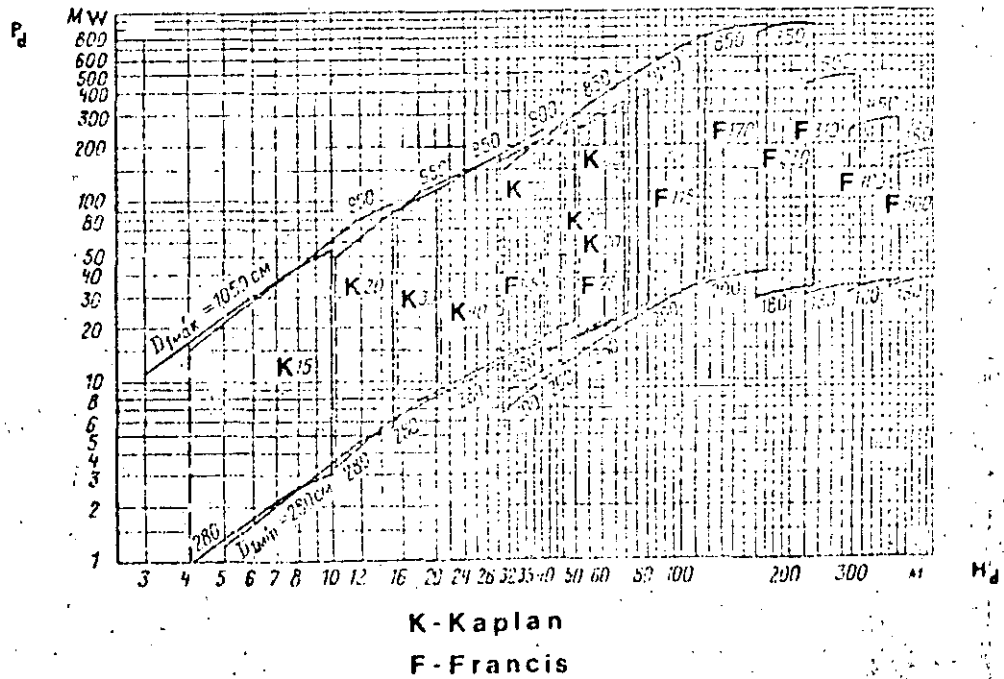


Fig 48. Nomenclatura de turbinas tipo Kaplan y Francis

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.

$$Q_d = \frac{P_d}{9.81 H_d \eta} \text{ en m}^3/\text{s} \quad (31)$$

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

$$n = \frac{n_{11} \sqrt{H_d}}{D_1}$$

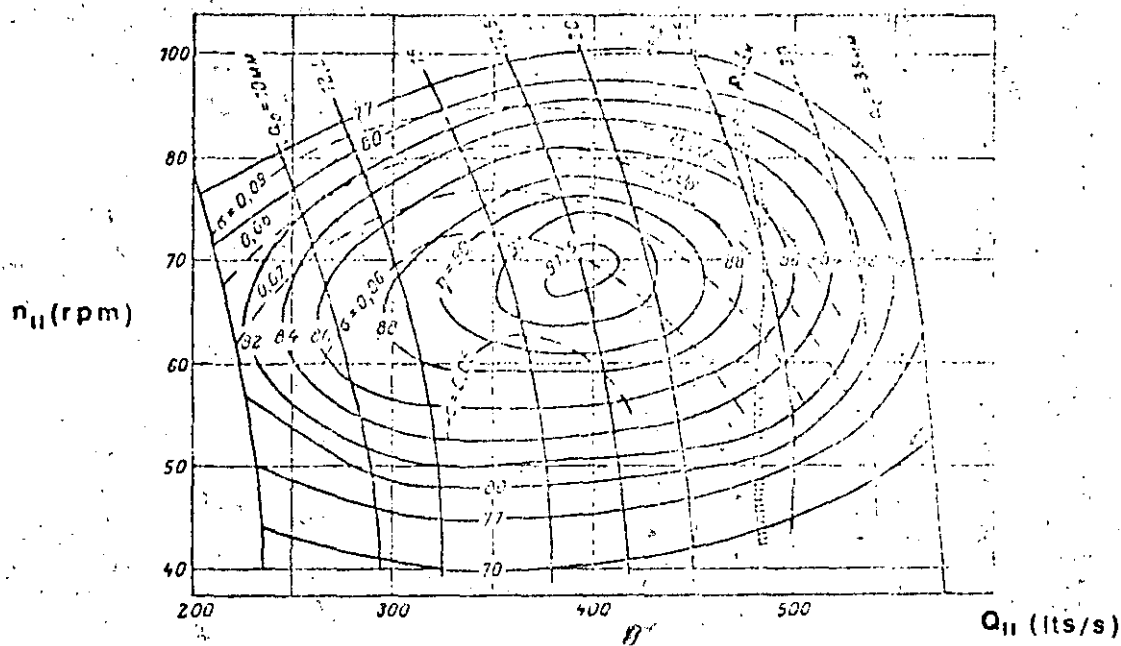


Fig 49. Topograma universal de turbina tipo Francis

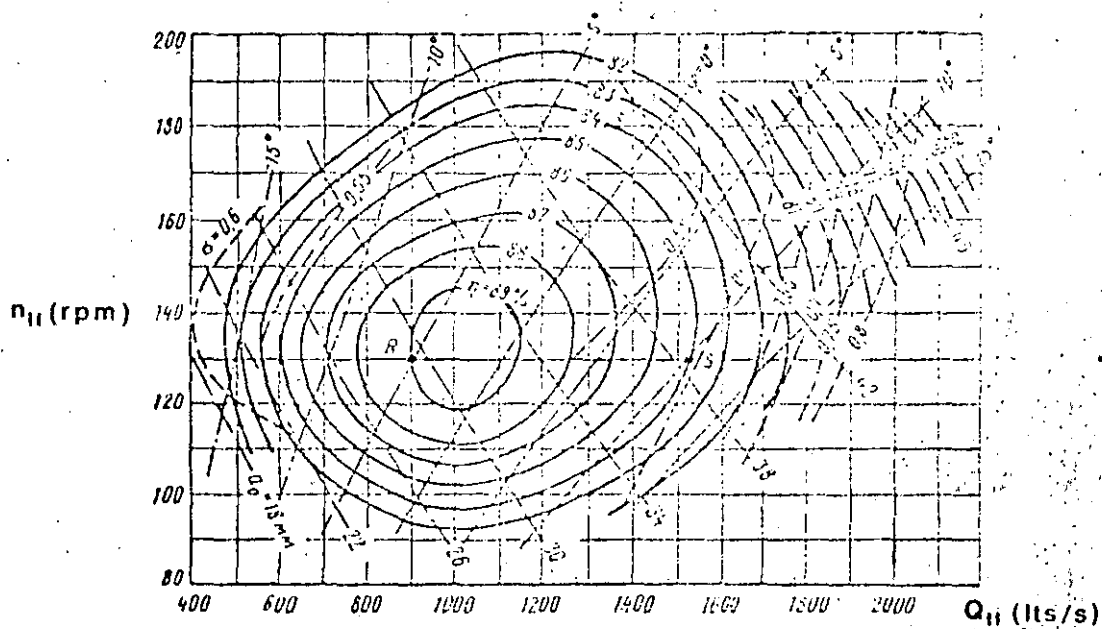


Fig 50. Topograma universal de turbina tipo Kaplan

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

$$n_{s\acute{i}n} = \frac{60 \delta}{p} \quad (34)$$

donde

δ 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
$\delta = 50$	n	3000	1500	1000	750	600	500	428.6	375	333.3
$\delta = 60$	n	3600	1800	1200	900	720	600	514.3	450	400

	P	10	11	12	13	14	15
$\delta = 50$	n	300	272.7	250	230.8	214.3	200
$\delta = 60$	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 menor del valor obtenido inicialmente de la fórmula 32.

6. La altura de aspiración admisible H_δ , en m, puede determinarse con la fórmula:

$$H_\delta = 10 - \frac{V}{900} - \sigma_T H_d \quad (35)$$

V 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 $k_0 = 1.1$ a 1.2

σ coeficiente de cavitación para el valor elegido de Q_{11}

$$\sigma_T = k_0 \sigma$$

Es necesario repetir el cálculo con la $H_{m\acute{a}x}$ y σ_T que co-

responde a la $H_{m\acute{a}x}$ elegir el valor de H_{Δ} 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).

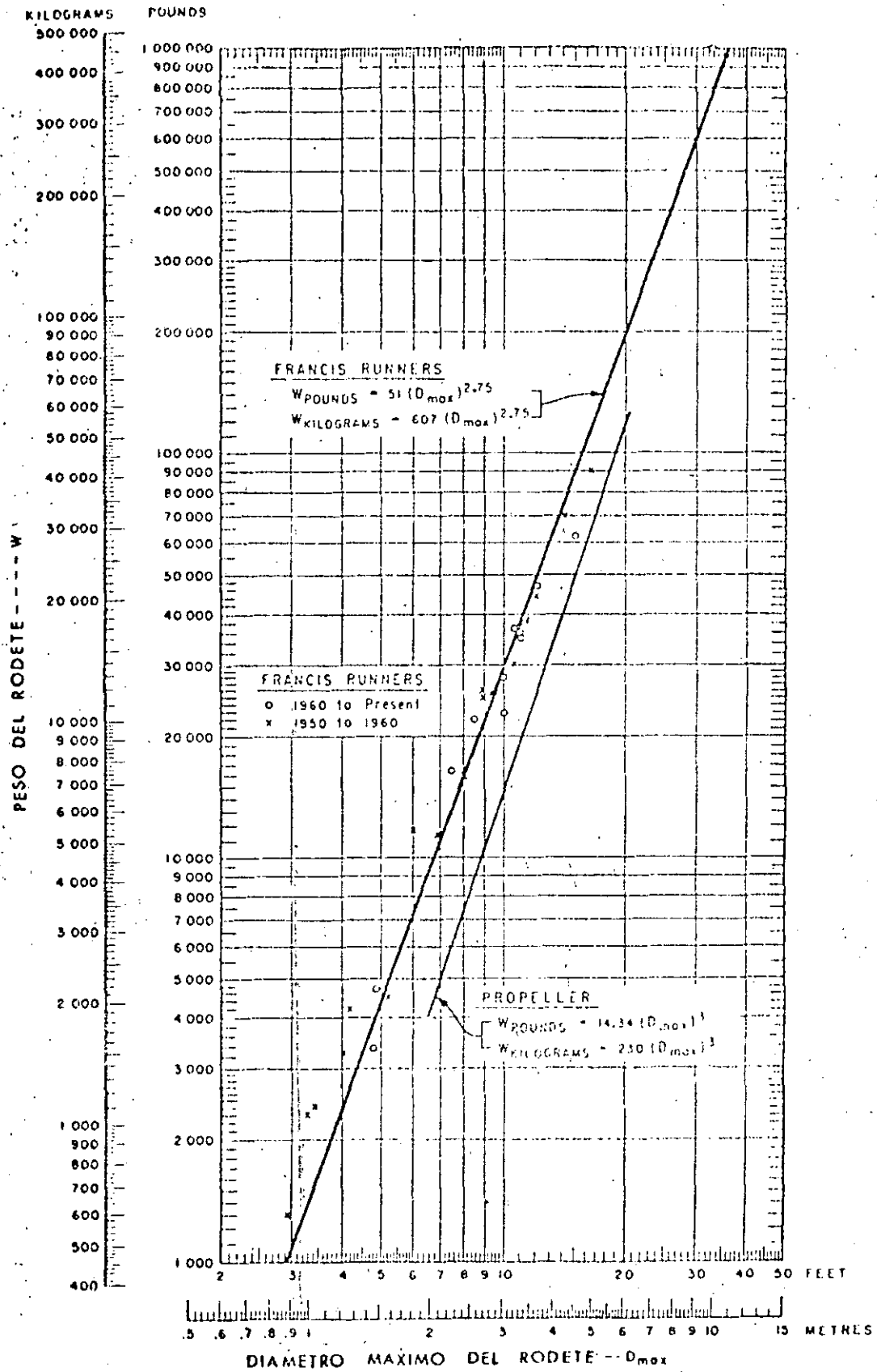


Fig. 51. Pesos de rodetes de turbinas hidráulicas

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

$$G_T = 3.6 D_1^{2.5} n_{\text{máx}}^{0.2} k_{c.e} \quad (38)$$

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 $n_{\text{máx}}$, $n_{\text{mín}}$ 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).

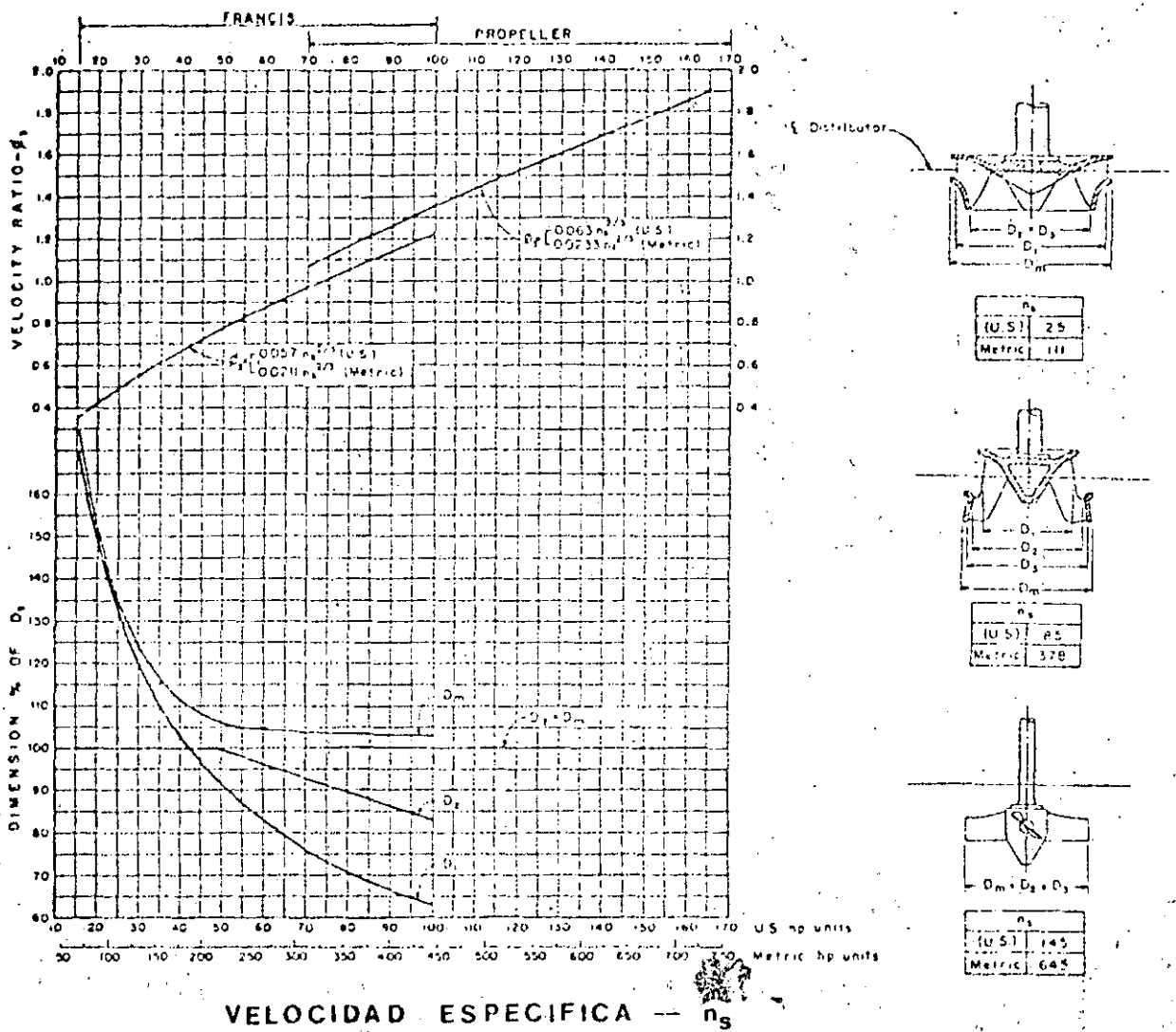


Fig. 52. Dimensiones básicas del rodete

$$D_3 = \frac{84.47 \phi_3 (h_d)^{1/2}}{n} \quad (40)$$

donde

$$\phi_3 = 0.0211 (n_s)^{2/3} \quad (\text{Turbina Francis})$$

$$\phi_3 = 0.0233 (n_s)^{2/3} \quad (\text{Turbina Kaplan})$$

h_d = carga de diseño, en m

$n = \frac{60f}{p}$ = velocidad angular síncrona del generador en r.p.m.

f = 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

$$V_a = w_R r_a = \frac{N_R}{60} 2\pi r_a = 2\pi r_a \delta_R$$

donde

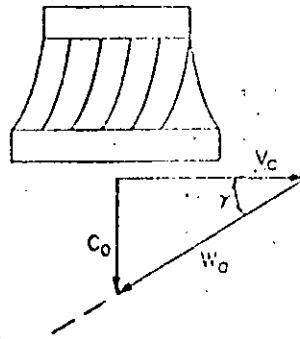
N_R velocidad angular de giro del rodete r.p.m.

δ_R frecuencia de giro del rodete

$Q = Q_D$

$C_u = 0$

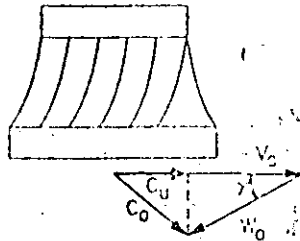
Flujo axial en la succión



$Q < Q_D$

$C_u > 0$

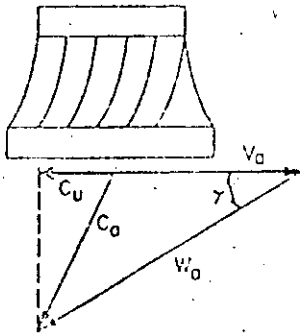
La torcha gira en el sentido de la rueda



$Q > Q_D$

$C_u < 0$

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)

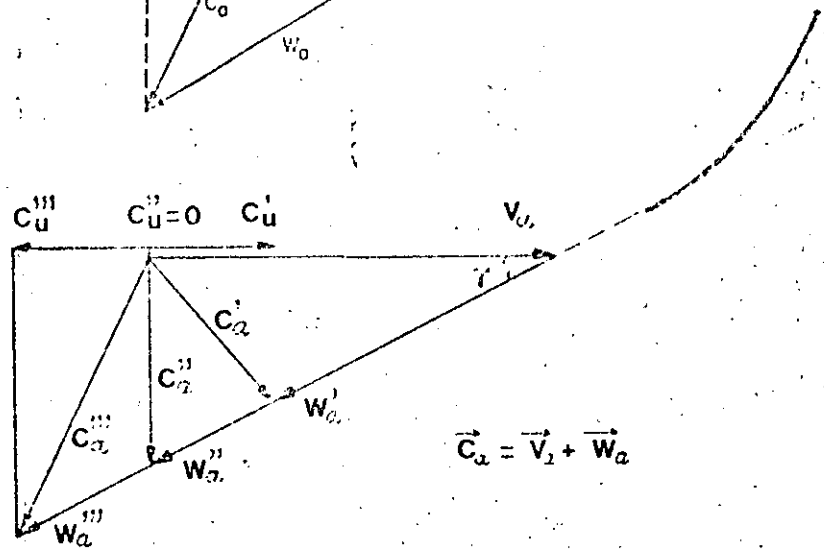


Fig 52a. Origen y comportamiento de la "torcha"

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

$$\cos \gamma = \frac{v_a}{w_a} = \frac{v_a}{\frac{Q_D}{bZ}}$$

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

$$\delta = m \frac{V_a \left(1 - \frac{Q}{Q_D}\right)}{2 \pi h_a}$$

con la expresión $V_a = 2 \pi h_a \delta_R$ 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.

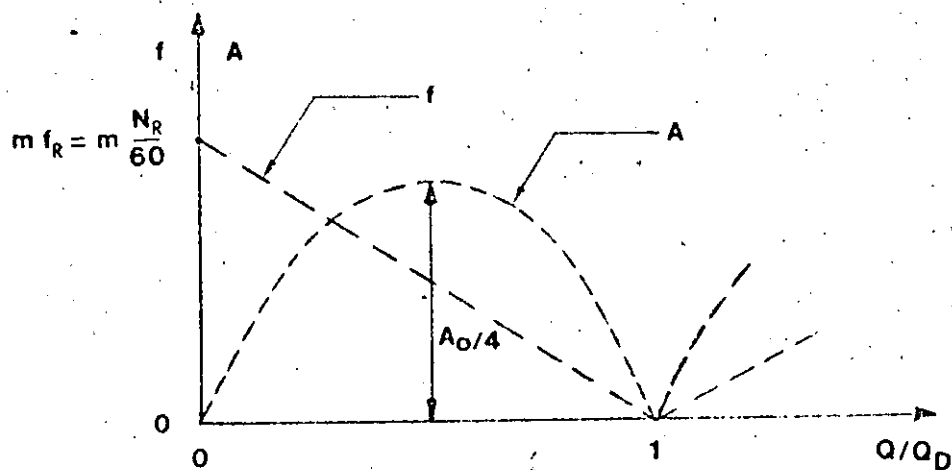


Fig 52b. Representación gráfica de las fórmulas 43 y 45

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 .

$$A = K_0 C_u Q \quad (44)$$

Sustituyendo C_u por su expresión, resulta

$$A = K_0 v_a \left(1 - \frac{Q}{Q_D}\right) Q$$

$$A = A_0 \frac{Q}{Q_D} \left(1 - \frac{Q}{Q_D}\right) \quad (45)$$

donde

$$A_0 = K_0 v_a Q_D$$

Así, para $Q/Q_D = 1/2$ en la fórmula 45, resulta

$$A_{\max} = \frac{A_0}{4}$$

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).

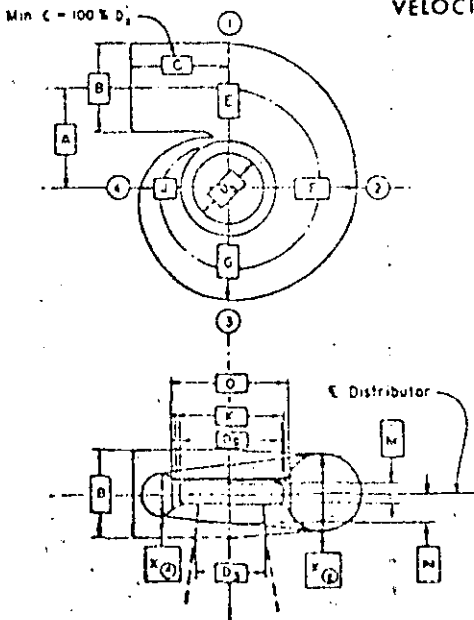
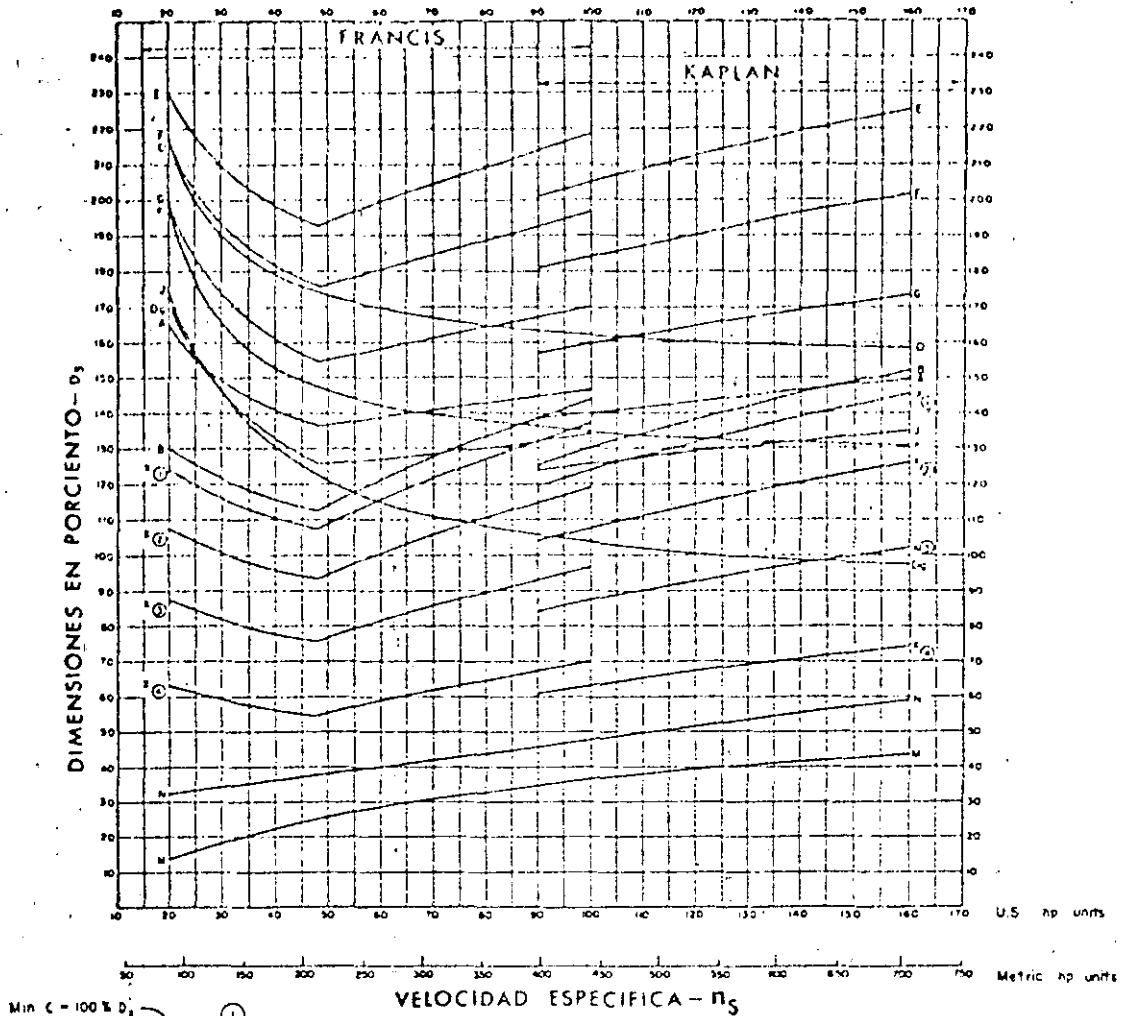
5.4 Caracoles

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.

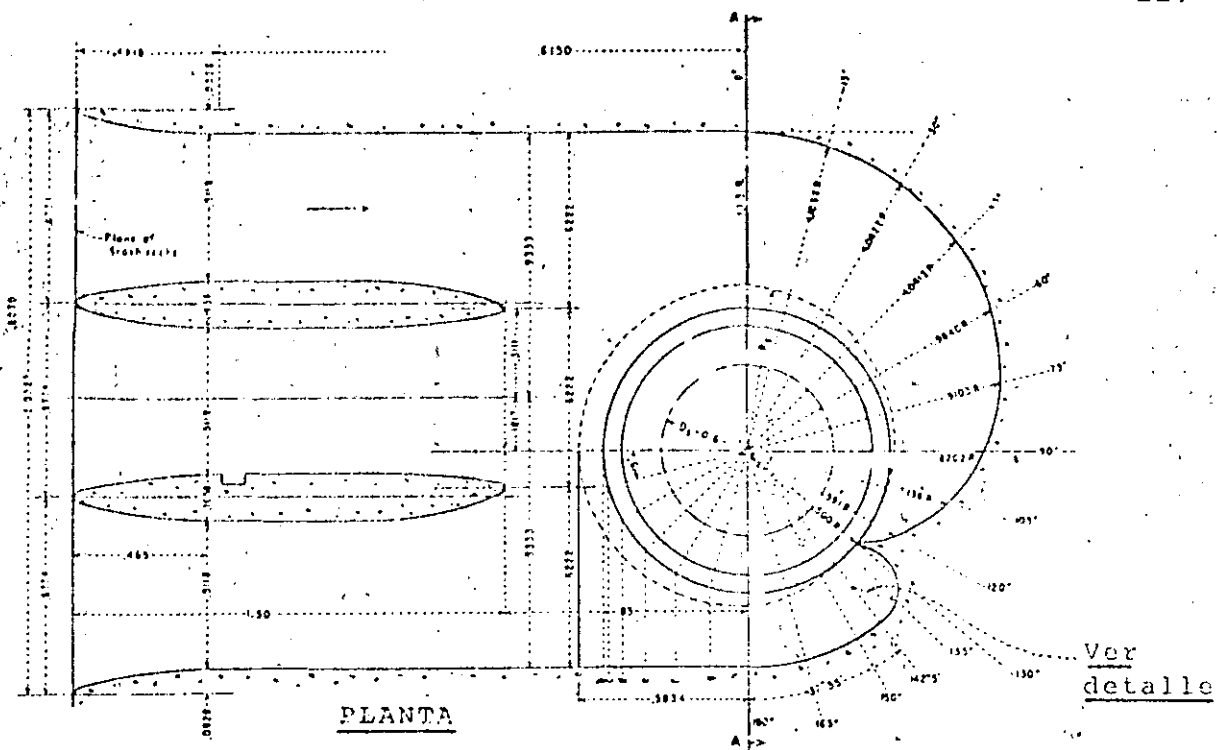
Los caracoles para ruedas con cargas inferiores a 30 m se sue



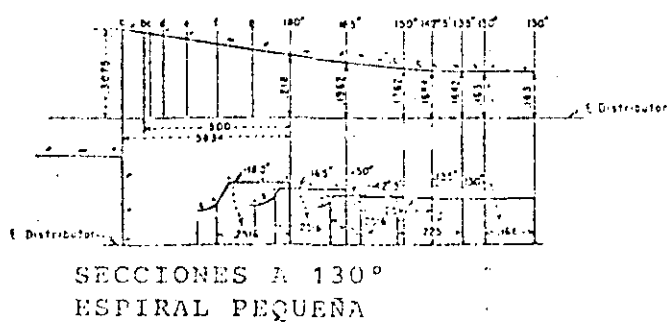
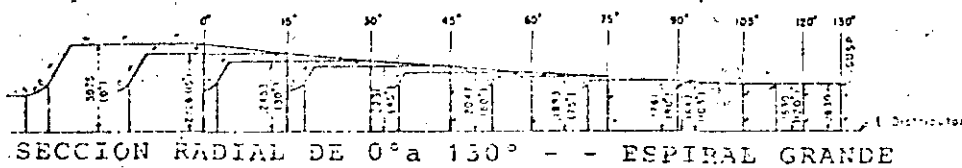
NOTAS

1. Las dimensiones D_g, K, M, N y O es t n basadas en experiencias de 60 turbinas aproximadamente.
2. Las dimensiones del caracol en-esprial se calculan usando $n_s' = 2334/\sqrt{h_d}$ para cargas encima de 30 m.
3. Las dimensiones debidas a esta-gráfica son consideradas adecua-das para un proyecto preliminar y propósitos de estimación.

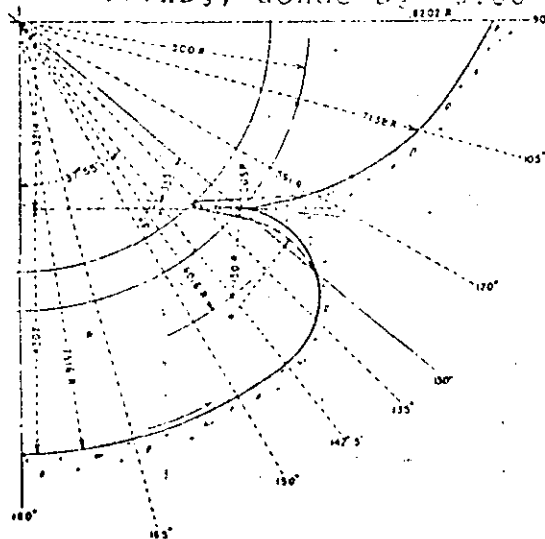
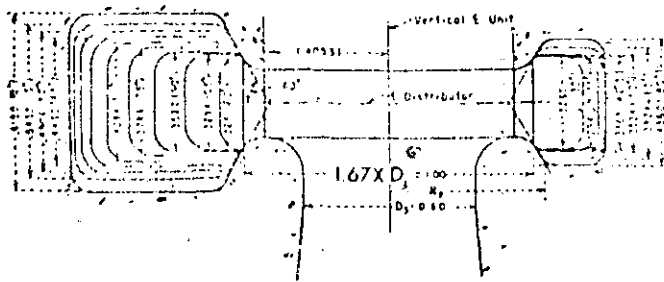
Fig 53. Turbinas Hidr uicas de Reacción Dimensiones aproximadas para caracol o esprial



Ver detalle



NOTA: Todas las dimensiones son proporcionales a la dimensión exterior (diámetro) de los álabes fijos, es aproximadamente = 1; $l = 1.67 \times D_2$, donde $D_2 = 0.60$



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.

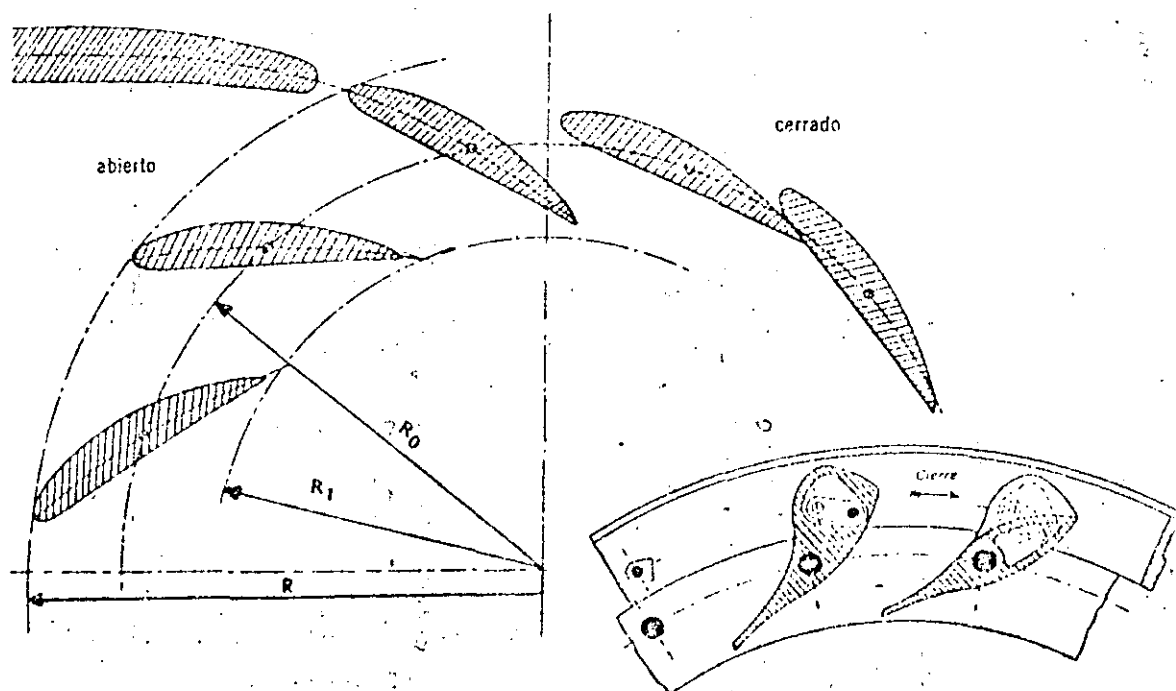


Fig. 55. Distribuidor de una turbina.

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 -

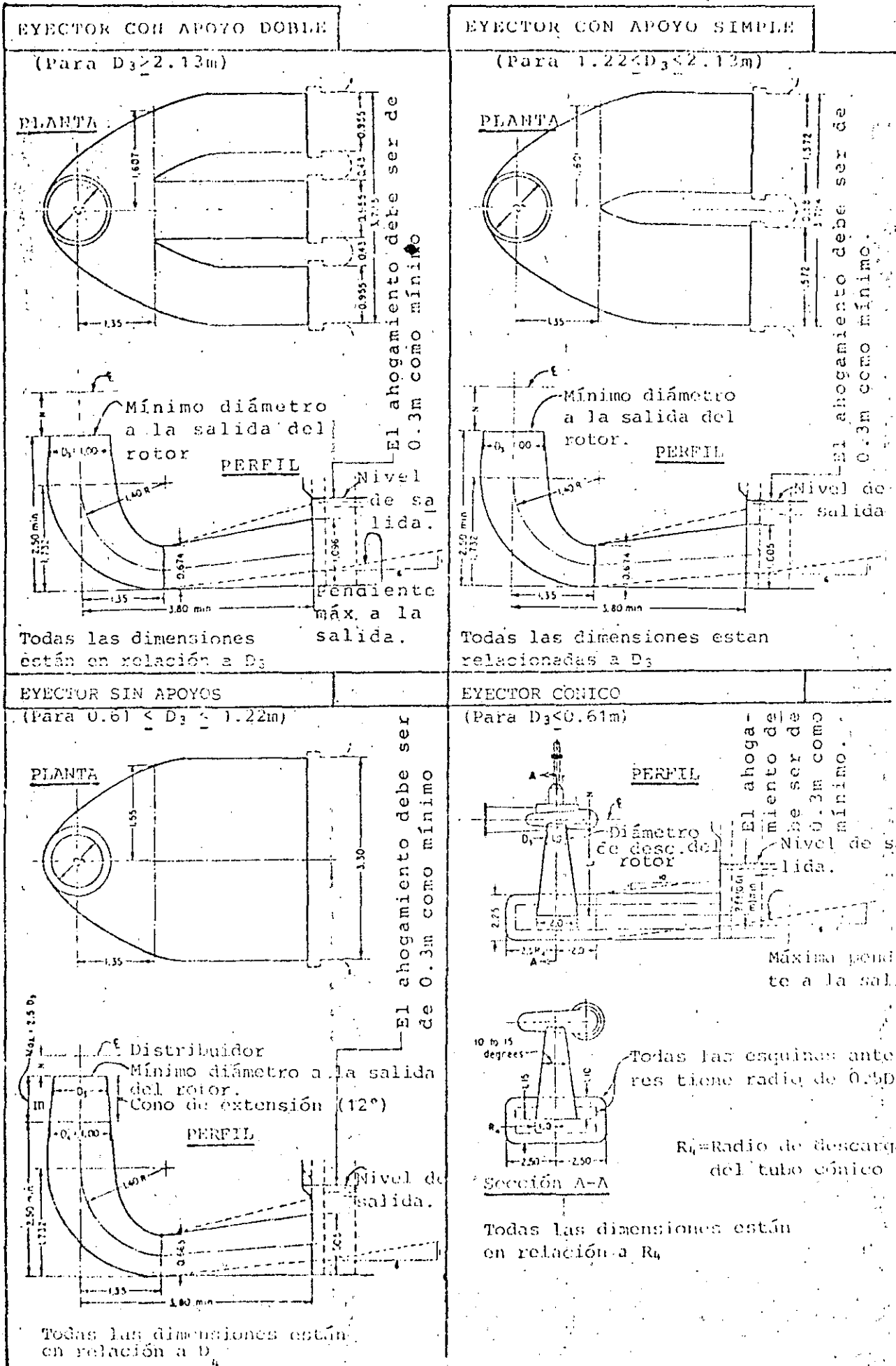


Fig 56. Selección de Tubos Eyectores

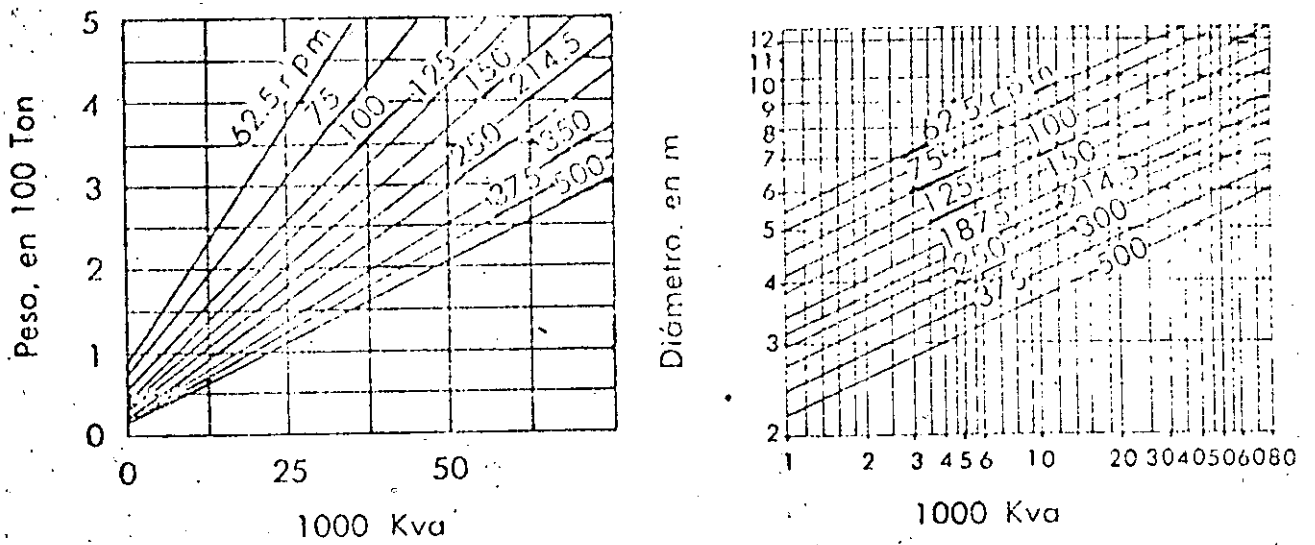


Fig 57. Pesos y diámetros de generadores

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

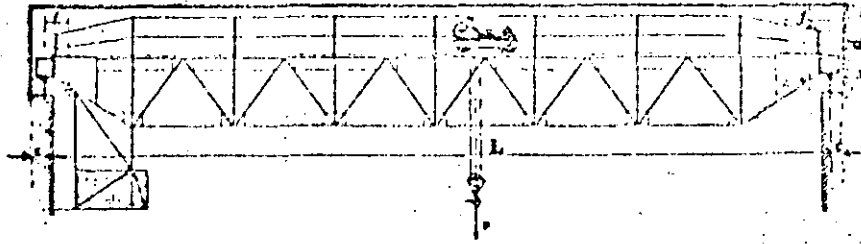
El peso de los generadores y sus diámetros se pueden obtener en forma aproximada, en función de n (r.p.m.) y la potencia generada en K.V.A., figs. 57.

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 caverna y, para plantas al exterior, el remolque se colocará debajo de la grúa que existe en todas las plantas para los trabajos de montaje y reparación. Para las plantas en caverna, se debe permitir el paso del remolque con la parte de la maquinaria 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 máquinas 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 almacenamiento hasta su montaje. Por medio de puentes-grúa se consigue realizar el montaje en las mejores condiciones de rapidez 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, apoyadas 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 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	20 000
	16	2150	275	1050	19 900	22 100
	18	2150	275	1050	21 600	23 700
25	20	2150	275	1050	23 400	25 500
	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
30	18	2200	275	1100	21 300	24 600
	20	2200	275	1100	23 800	26 300
	10	2300	300	1200	18 400	21 100
	12	2300	300	1200	19 900	22 700
	14	2300	300	1200	21 400	24 300
40	16	2300	300	1200	23 000	25 900
	18	2300	300	1200	24 700	27 500
	20	2300	300	1200	26 500	29 300
	10	2500	325	1300	20 800	23 700
	12	2500	325	1300	22 400	25 100
50	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	33 300
	10	2600	350	1400	24 500	28 200
60	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
75	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
200	20	2800	375	1450	37 500	41 000
	10	3000	400	1500	31 100	35 400
	12	3000	400	1500	33 300	37 800
	14	3000	400	1500	35 700	39 500
	16	3000	400	1500	38 200	42 500
200	18	3000	400	1500	41 100	45 400
	20	3000	400	1500	44 100	48 500
	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 posición 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 fundamentales 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 consigue mayor rapidez en el trabajo. En las plantas importantes, 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 deslizante 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:

$$y_1/a = \frac{2.00}{0.57} = 3.51 \text{ usando la Fig 7b resulta - que } C_d = 0.57$$

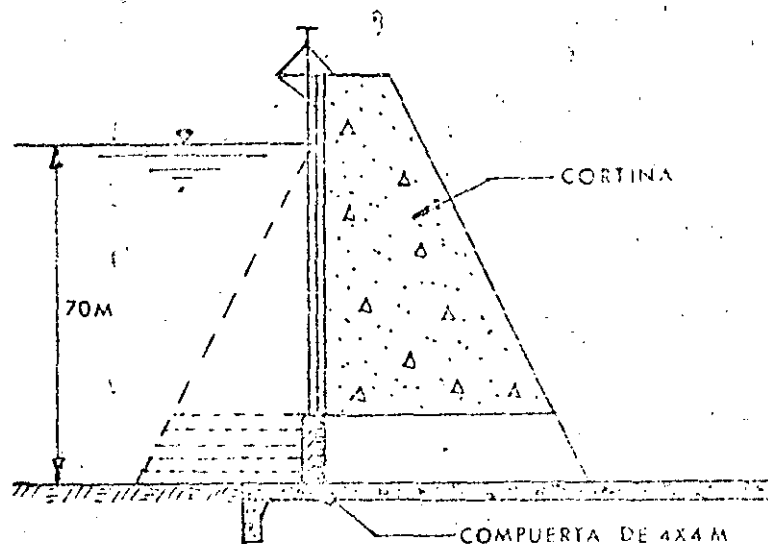
$$\therefore Q = 0.57 \times 0.57 \times 2.5 \sqrt{19.6 \times 2} = 5.0 \text{ m}^3/\text{s}$$

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:

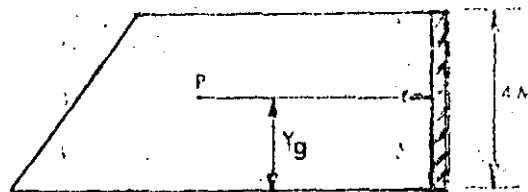
$$Q = C_d b a \sqrt{2gy_1}$$

$$Q = 0.42 \times 2.5 \times 0.57 \sqrt{19.6 \times 2} = 3.75 \text{ m}^3/\text{s}$$

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,

$$y_g = \frac{\gamma b^3}{6P_x} (h_2^3 - 3h_2h_1^2 + 2h_1^3)$$

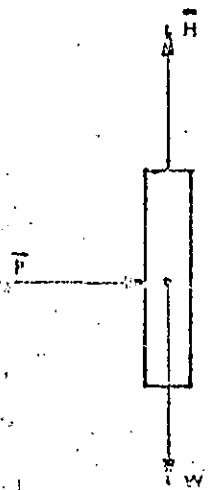
$$y_g = \frac{1000 \times 4}{6 \times 1.09 \times 10^6} [(70)^3 - 3 \times 70 \times (66)^2 + 2(66)^3] = 1.98 \text{ m}$$

o sea que actúa a 1.98 m desde el piso

La presión media en toda la compuerta será:

$$P_{res.} = \frac{P}{A} = \frac{1.09 \times 10^6 \text{ Kg}}{16 \text{ m}^2} = 68 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

- 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

$$\text{No. de rodillos} = \frac{1090}{60,796} = 17.93 = 18$$

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.

$$R = (\mu + \mu' \alpha) \frac{P}{2}$$

Supongamos que $\alpha = 5$ 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 ($\alpha = 0$)
2. Determinar la fuerza de izaje cuando se tiene una abertura de compuerta $\alpha = 1$ m.

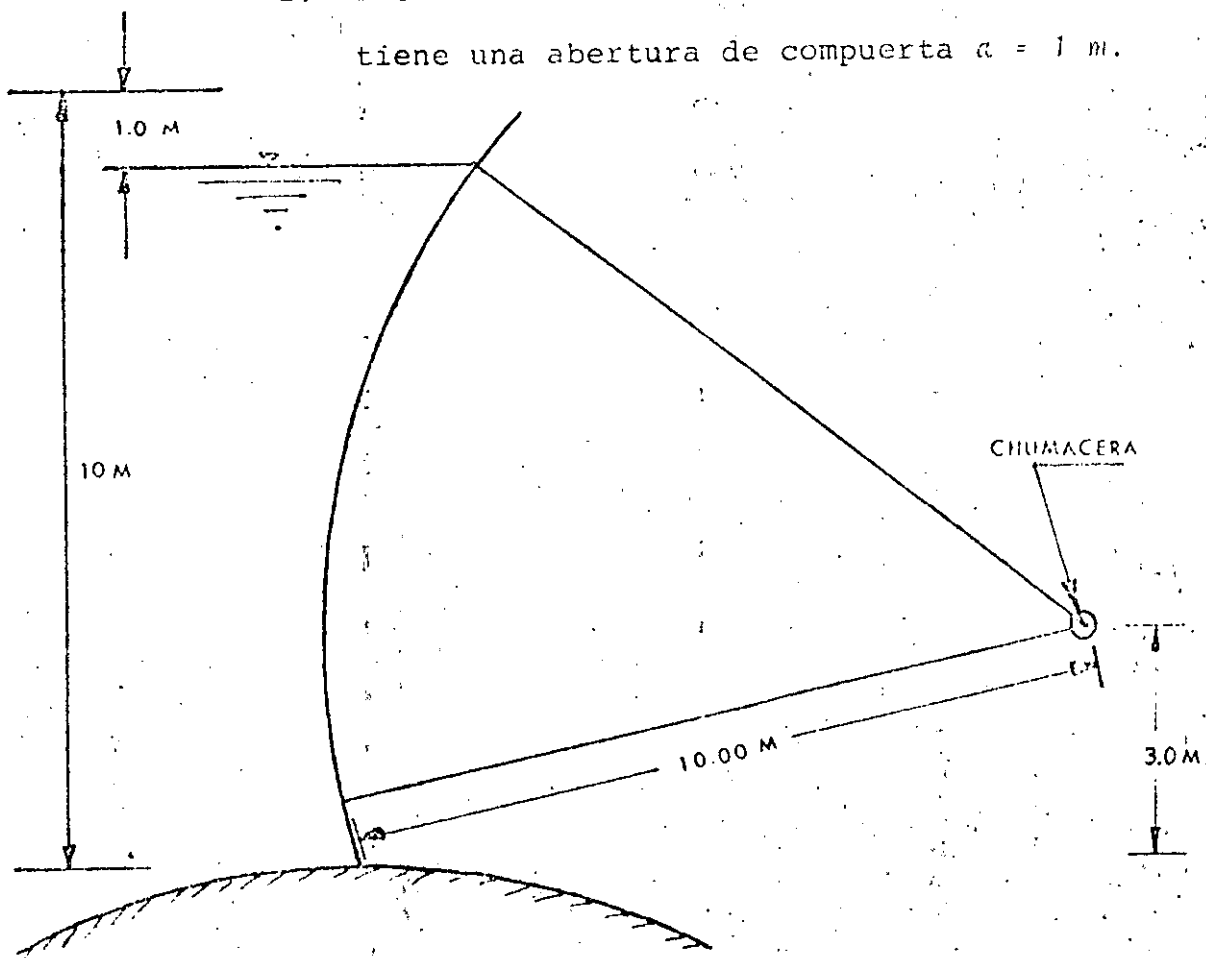


FIG A

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 Acumu lado	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	-9.1	-9.1	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										

$\Sigma \Delta P_x = 607.5 \text{ Ton}$

$\Sigma \Delta P_y = 0 \text{ Ton}$

$\Sigma \Delta P_x y_g = 3645.0 \text{ Ton-m}$

$\Sigma \Delta P_y = + 36.4 \text{ Ton}$

$$\Delta P_x = \frac{\gamma b}{2} (z_{i+1}^2 - z_i^2)$$

$$\Delta P_y = \frac{\gamma b}{2} (z_i + z_{i+1}) \sqrt{(\Delta L)^2 - (\Delta Z)^2}$$

$$y_g = \frac{\gamma b \Delta z}{3 \Delta P_x} (z_{i+1}^2 + z_{i+1} z_i + z_i^2)$$

donde:

- z_i desnivel de cada franja respecto de la superficie del agua
- ΔL longitud de tramo de arco (medida en la fig - B)
- ΔP_x fuerza horizontal ejercida por el agua en cada subdivisión o franja
- ΔP_y fuerza vertical ejercida en cada subdivisión
- y_g posición de la fuerza horizontal actuante (medida desde la superficie del agua)
- $\Delta P_x y_g$ momento de cada fuerza respecto al punto de intersección de el agua y la compuerta

La posición de la resultante horizontal del empuje de agua será:

$\Delta z = 1.0 \text{ M}$

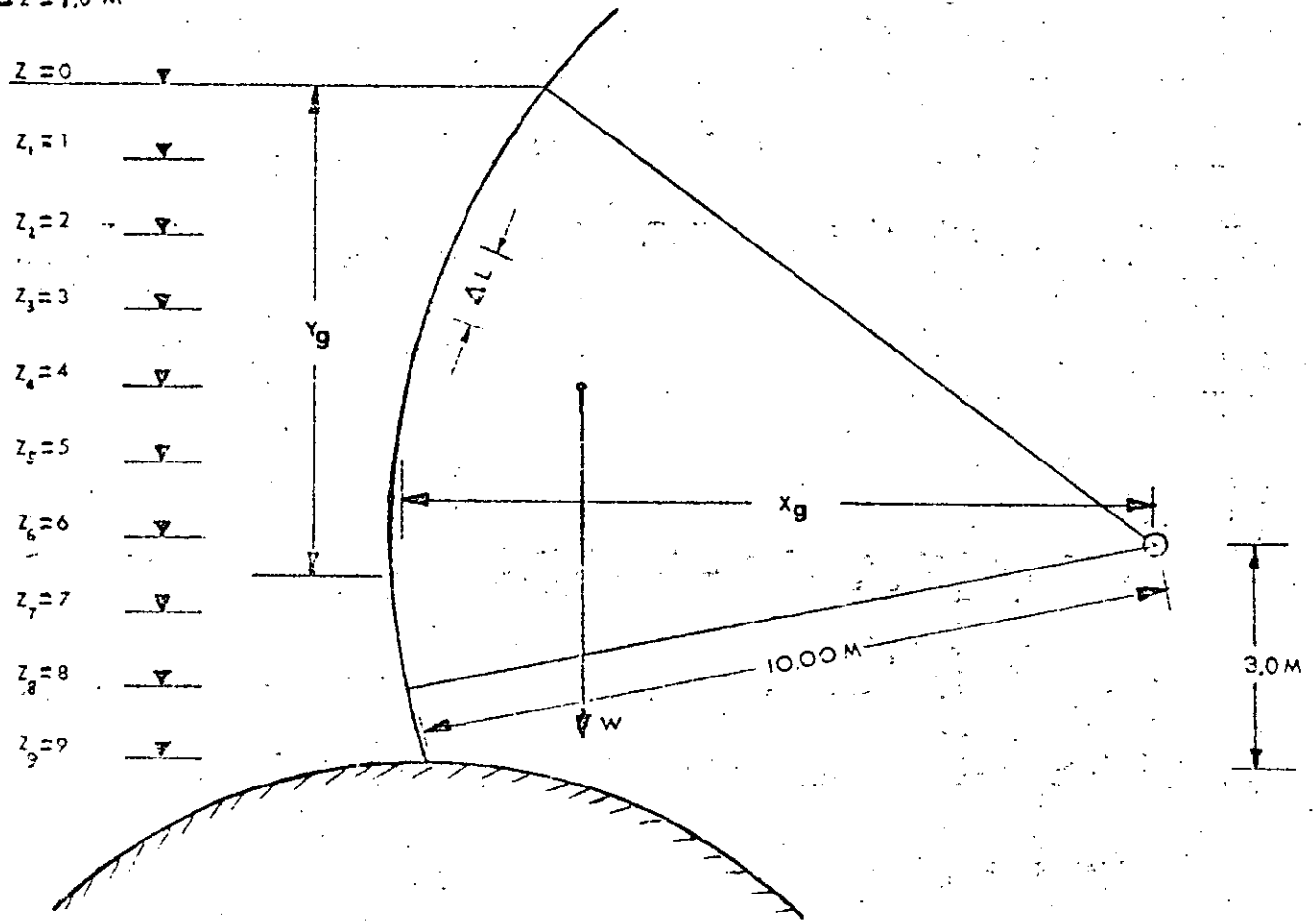


FIG B

$$y_g = \frac{\Sigma(\Delta P_x y_g)}{\Sigma \Delta P_x} = \frac{3645}{607.5} = 6.0 \text{ m}$$

La posición de la resultante vertical de manera similar medida desde la chumacera:

$$x_g = \frac{\Sigma(\Delta P_y x_g)}{\Sigma \Delta P_y}$$

solamente que en este caso ($a = 0$) se tiene $\Sigma \Delta P_y = 0$.

La fuerza en la chumacera (F_{ch}) o apoyo:

$$F_{ch} = \sqrt{(\Sigma \Delta P_x)^2 + (\Sigma \Delta P_y)^2} = \sqrt{607.5^2 + 0} = 607.5 \text{ Ton.}$$

Esta fuerza forma un ángulo con la horizontal de

$$\theta = \text{ang tan } \frac{\Sigma \Delta P_y}{\Sigma \Delta P_x} = 0$$

es decir, la fuerza en la chumacera es la resultante horizontal.

1b) Peso de la compuerta

Por medio del ábaco fig 21 para $B = 15 \text{ m}$ y $H = 10 \text{ m}$ se puede obtener el peso aproximado,

$$W = 91 \text{ Ton.}$$

- 1c) Cálculo de la fuerza para vencer la fricción en la chumacera:

$$F = \frac{\mu P r}{R}, \quad \text{para } r = 0.20 \text{ m}$$

$$F = \frac{0.6 \times 607.5 \times 0.20}{10} = 7.29 \text{ Ton}$$

- 1d) Cálculo de la fuerza para vencer la fricción de los sellos con la fórmula (19).

$$R = \int_L \mu D (H) dL = \mu \Sigma D (H) \Delta L = \mu \bar{D} L \quad (\text{cálculo aproximado})$$

para $\mu = 0.25$, $L = 20 \text{ m}$

$$\bar{D} = \frac{\bar{P} (x^2 + y^2 + ys)}{2x}; \quad \bar{D} \text{ y } \bar{P} \text{ son valores promedio}$$

medios de la fuerza por metro y presión hidrostática -- respectivamente para toda la longitud del sello. (ver fig 28).

$$\bar{P} \text{ presión de agua en Kg/m}^2 = \frac{607500}{15 \times 9} = 4500 \text{ Kg/m}^2$$

$$x = 0.050 \text{ m}$$

$$y = 0.025 \text{ m}$$

$$s = 0.020 \text{ m}$$

$$\bar{D} = \frac{4500 (0.0025 + 0.000625 + 0.00125)}{0.1} = 197 \text{ Kg/m}$$

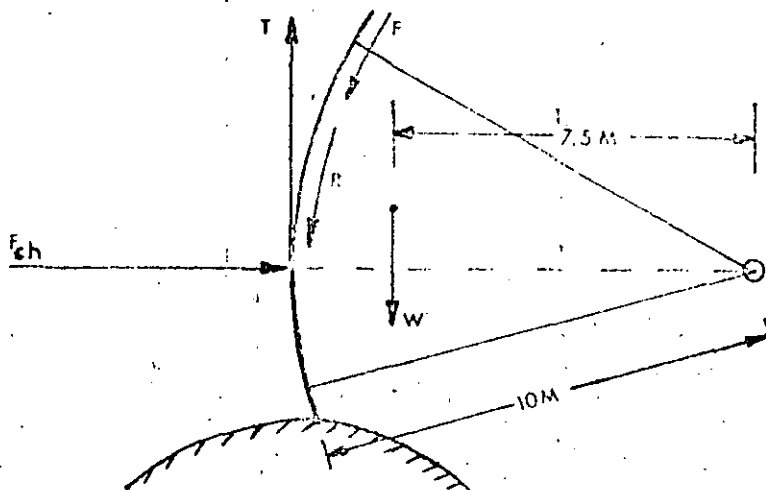
La fuerza por fricción de los sellos será

$$R = 0.25 \times 20 \times 197 = 985 \text{ Kg} \approx 1 \text{ Ton}$$

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:



$$T \times 10 - 91 \times 7.5 - 7.29 \times 10 - 1 \times 10 = 0$$

$$T = \frac{-91 \times 7.5 + 7.29 \times 10 + 1 \times 10}{10} \approx 76.54 \text{ Ton}$$

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

$$y_g = \frac{\sum \Delta P_x y}{\sum \Delta P_x} = \frac{2560}{480} = 5.33 \text{ m}$$

y la posición de la resultante vertical

$$x_g = \frac{\sum \Delta P_y x}{\sum \Delta P_y}$$

8.5, 9.0, 9.4 y 9.7 distancias a los centros de gravedad de las ΔP_y con respecto a la chumacera.

$$x_g = \frac{5.0 \times 8.5 + 11.3 \times 9.0 + 14.3 \times 9.4 + 14.9 \times 9.7 - 9.1 \times 9.8}{36.4}$$

$$x_g = 9.2 \text{ m}$$

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 $d = 0.20 \text{ m}$ 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

$$v_{\Delta} = \frac{137.43}{15 \times 1} = 9.16 \text{ m/s}$$

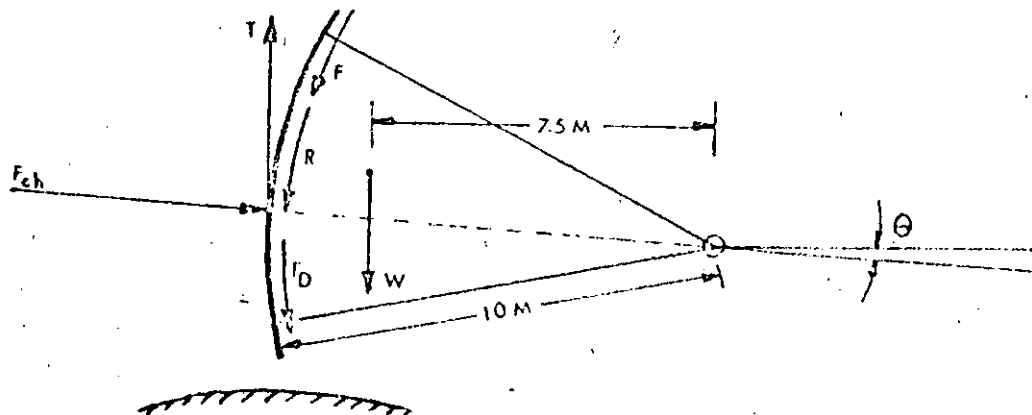
y la fuerza dinámica

$$F_D = (0.99 + 0.3) 15 \times 0.2 \times \frac{1000}{9.81} \times \frac{(9.16)^2}{2}$$

$$F_D = 16550 \text{ Kg} = 16.55 \text{ Ton}$$

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)

$$F_D = (k_o - k_u) B d \frac{\gamma}{g} \frac{v^2}{2}$$

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 $v_\Delta = C_c \alpha$ 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)

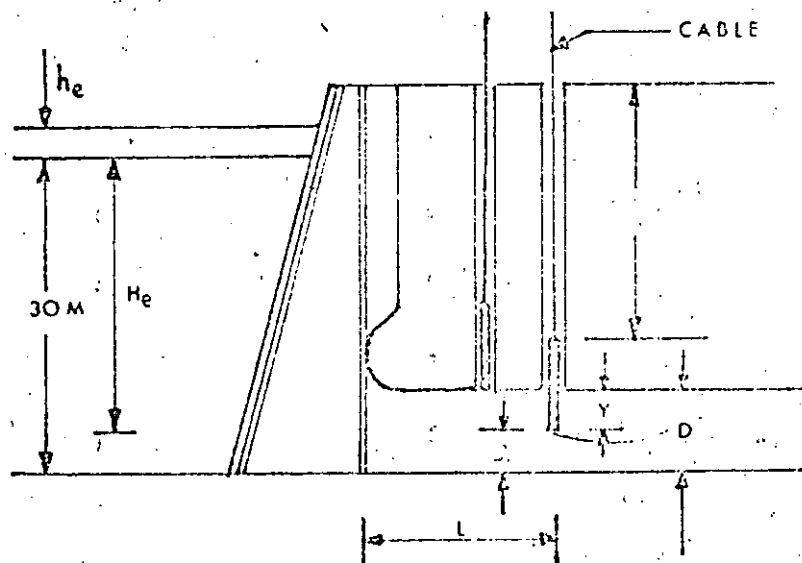
$$F_D = (0.98 - 0) (2.5) (0.3) \times \frac{1000}{9.81} \frac{(5.6)^2}{2} = 1175 \text{ Kg}$$

$$6 \quad F_D = [0.98 - (-0.3)] (2.5) (0.3) \times \frac{1000}{9.81} \frac{(5.6)^2}{2} = 1535 \text{ Kg}$$

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 debido al desprendimiento de una estela de vórtices del borde inferior de la misma
- c) La vibración de la compuerta debido 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 $L = 30.0$ m y $C = 131.0$ 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 ---

$$v = \frac{Q}{A} \quad v = \frac{13.9}{0.785 (1.8)^2} = 5.47 \text{ m/s} \quad \Delta H = K \frac{v^2}{2g}$$

$$K = \frac{\Delta H \cdot 2g}{v^2} = \frac{50 \times 19.62}{(5.47)^2} = 32.79$$

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, $\varepsilon = 0.00005 \text{ m}$ (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:

$$\text{Por entrada: } h_c = 0.5 \frac{v^2}{2g} = 0.5 \times 3.67 = 1.8 \text{ m}$$

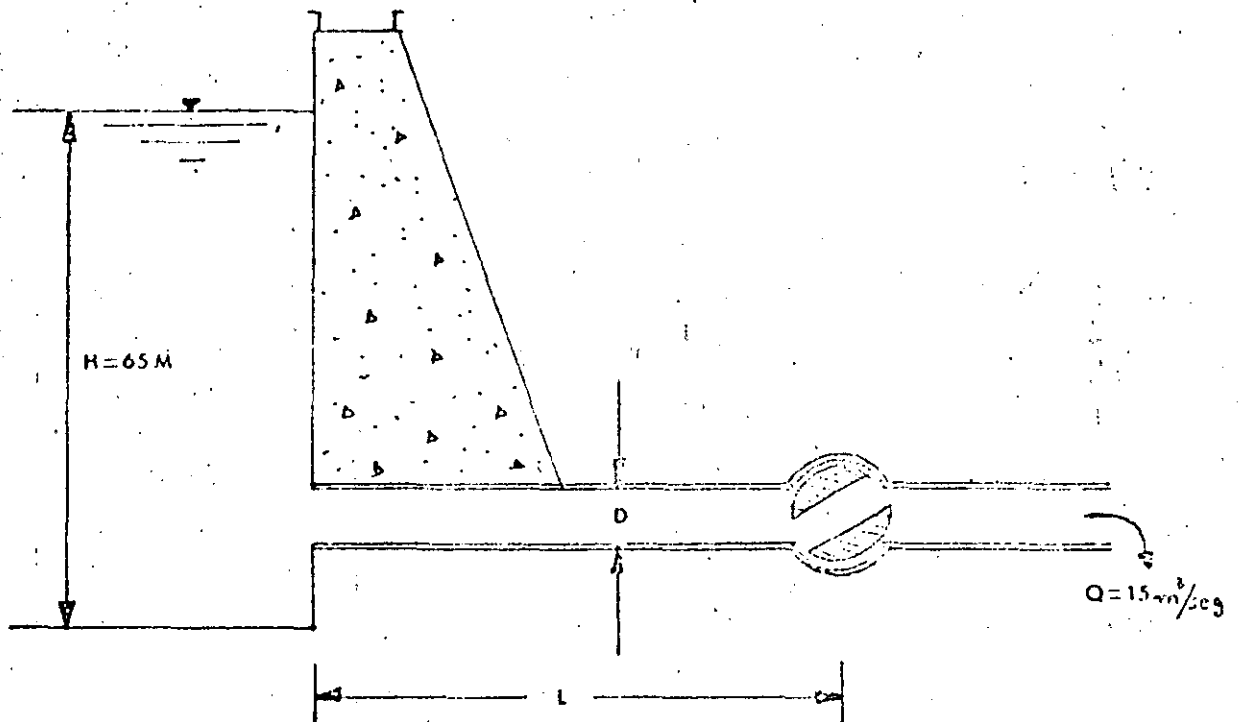


FIGURA A

Por fricción: $h_f = f \frac{L}{D} \frac{v^2}{2g}$, 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

$$h_f = 0.01 \times \frac{500}{1.5} \times 3.67 = 12.25 \text{ m}$$

$$h_T = h_c + h_f = 1.8 + 12.25 = 14.05 \text{ m}$$

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
$$\frac{v^2}{2g} = \frac{v^2}{2g} + K \frac{v^2}{2g} = \frac{v_1^2}{2g} + K_1 \frac{v_1^2}{2g}$$

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 obtiene $\frac{Q}{Q_1} = \frac{v}{v_1}$

finalmente, $\frac{Q}{Q_1} = \frac{v}{v_1} = \sqrt{\frac{1 + K_1}{1 + K}}$ y sustituyendo valores.

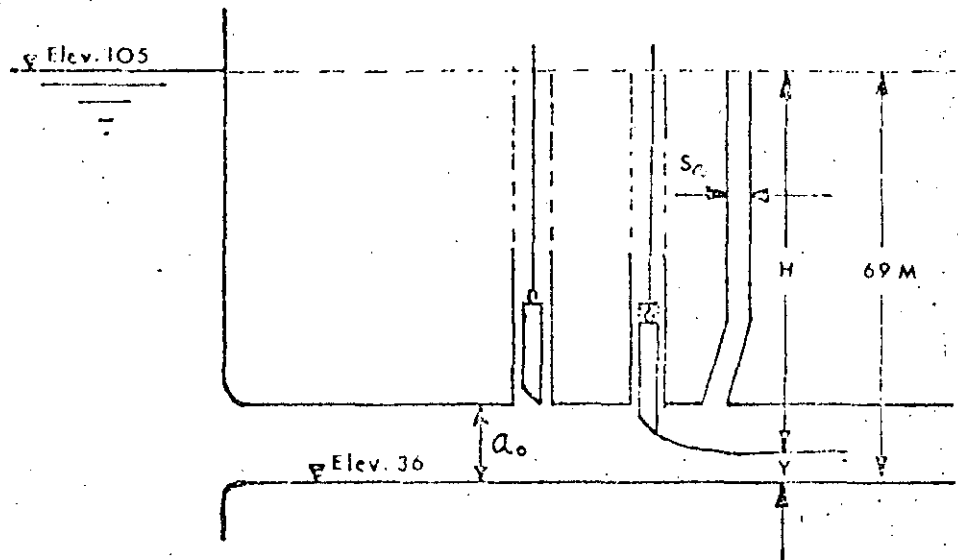
De la tabla 8a para $\delta = 40^\circ$ se tiene $K_1 = 14$:

$$\frac{3.04}{2} = \sqrt{\frac{1 + 14}{1 + K}}, \quad K = \left(\frac{2.0}{3.04}\right)^2 (1 + 14) - 1 =$$

$$= 5.49$$

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 $a = 2.24 \text{ m}$
(Al 80% de operación cuando se supone la demanda de aire máxima).
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 $S = 2.80 \times 1.20 = 3.4 \text{ m}^2$ 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 $(F_n - 1) = 7.72$ 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 principa- les:

$$\text{Carga de diseño } H_d = 280 \text{ m}$$

$$\text{Carga máxima } H_{m\acute{a}x} = 300 \text{ m}$$

$$\text{Carga m\u00ednima } H_{m\u00edn} = 260 \text{ m}$$

$$\text{Potencia de dise\u00f1o } P_d = 125 \text{ MW}$$

$$\text{La cota del nivel aguas abajo } \nabla = 300.00 \text{ m.s.n.m.}$$

SOLUCION:

1. Determinar la velocidad espec\u00edfica n_s .

La potencia en C.V. es

$$P_d = 1.36 \times 125,000 = 170,000 \text{ C.V.}$$

$$n_s = \frac{n \sqrt{P_d}}{H_d \sqrt[4]{H_d}} = \frac{n \sqrt{170000}}{230 \sqrt[4]{280}} = 0.360 n$$

Para esta capacidad n podr\u00eda 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 síncrona $n = 450 \text{ r.p.m.}$ (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 $H_{mín}$ hasta $H_{máx}$) calculamos $n_{11 máx}$ y

$n_{11 mín}$:

$$n_{11 máx} = \frac{n D_1}{\sqrt{H_{mín}}} = \frac{450 \times 2.50}{\sqrt{260}} = 69.8 \text{ r.p.m.}$$

$$n_{11 \text{ mán}} = \frac{n D_1}{\sqrt{H_{\text{máx}}}} = \frac{450 \times 2.50}{\sqrt{300}} = 65.0 \text{ r.p.m.}$$

Se concluye que n_{11} , $n_{11 \text{ máx}}$, $n_{11 \text{ mán}}$ 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)

$$H_s = 10 - \frac{\nabla}{900} - \sigma_T H_d = 10 - \frac{300}{900} - 0.0836 \times 280 =$$

$$H_s = - 13.74 \text{ m}$$

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} _{máx} (que corresponde a $H_{máx}$) y $Q_{11} = 0.480 \text{ m}^3/\text{s}$ del topograma universal obtenemos $\sigma = 0.0735$.

$$\sigma_T = k_\sigma \sigma = 1.1 \times 0.0735 = 0.0809$$

$$H_\Delta = 10 - \frac{\nabla}{900} - \sigma_T H_{máx} = 10 - \frac{300}{900} - 0.0809 \times 300 =$$

$$H_\Delta = -14.60 \text{ m}$$

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)

$$G_T = 3.6 D_1^{2.5} H_{máx}^{0.2} k_{c.e.}$$

$$G_T = 3.6 (2.5)^{2.5} (300)^{0.2} \times 1.0 = 111.3 \text{ Ton}$$

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.

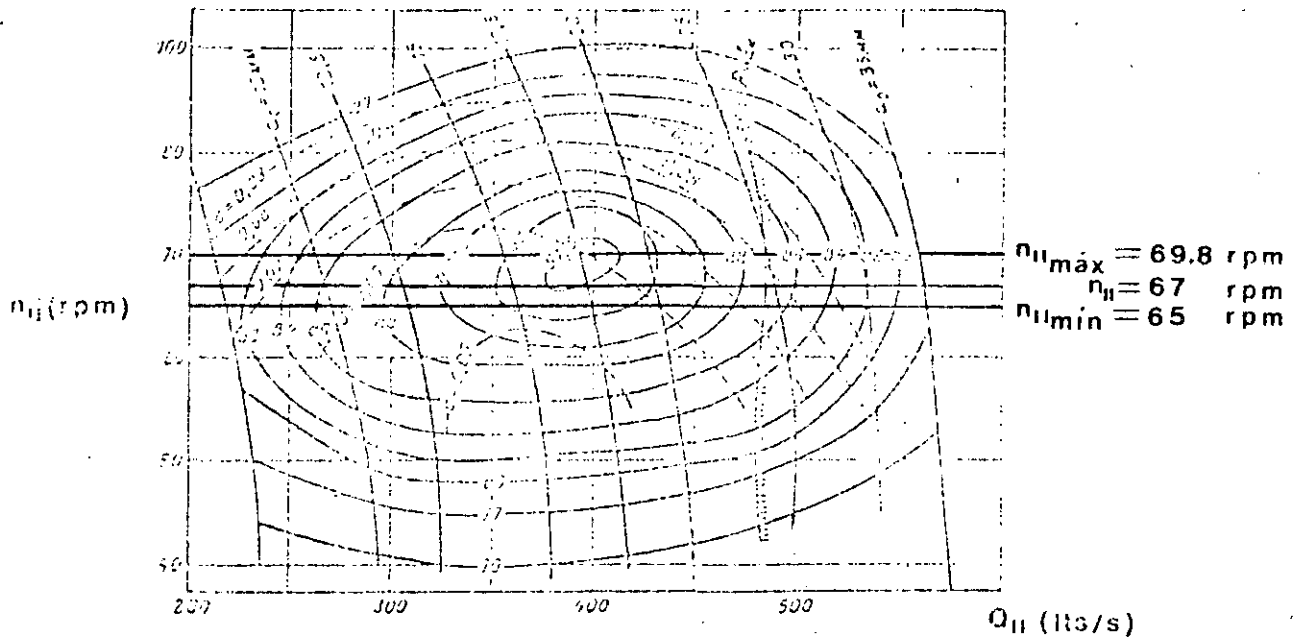


Fig A Topograma universal de turbina tipo Francis
 MODELO F-310

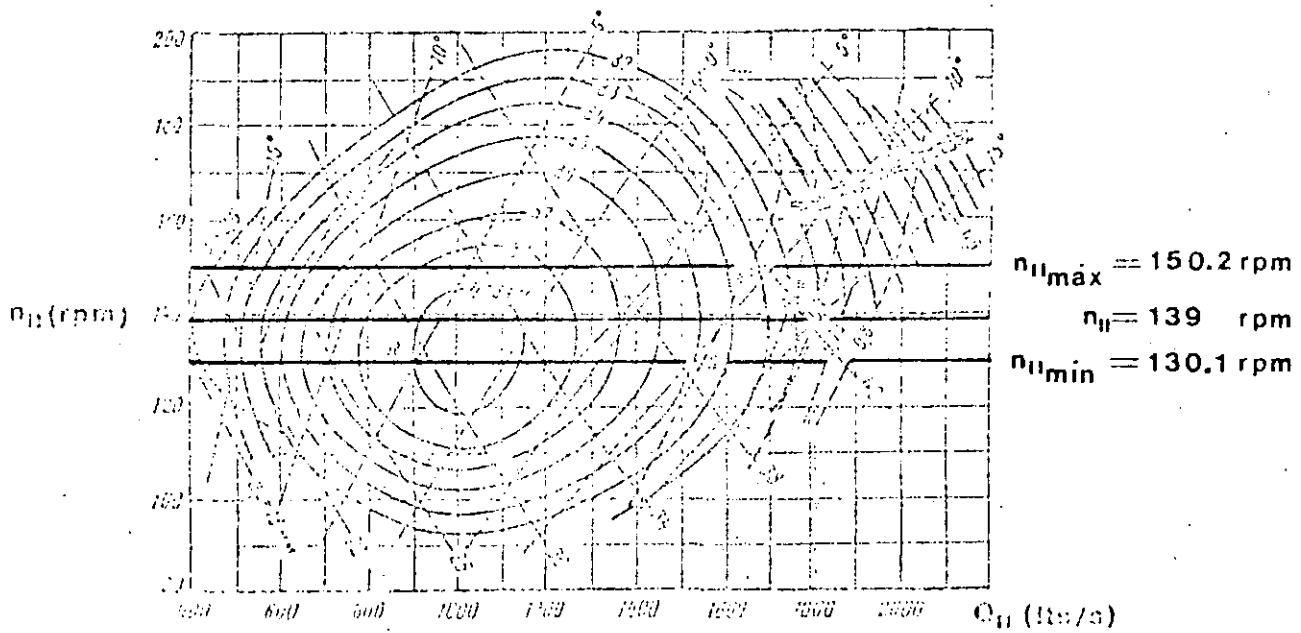


Fig B Topograma universal de turbina tipo Kaplan
 MODELO K - 40

EJEMPLO No. 12. Para los siguientes datos seleccionar una -- turbina y determinar los parámetros principales:

Carga de diseño $H_d = 35 \text{ m}$

Carga máxima $H_{m\acute{a}x} = 40 \text{ m}$

Carga mínima $H_{m\acute{i}n} = 30 \text{ m}$

Potencia de diseño $P_d = 30 \text{ MW}$

La cota del nivel aguas abajo $\nabla = 100.00 \text{ m.s.n.m.}$

SOLUCION:

- Determinar la velocidad específica n_s .

La potencia en C.V. es

$$P_d = 1.36 \times 30,000 = 40,800 \text{ C.V.}$$

$$n_s = \frac{n\sqrt{P_d}}{H_d^{\frac{4}{3}}} = \frac{n\sqrt{40,800}}{35^{\frac{4}{3}}} = 2.373 \text{ n}$$

para esta capacidad y carga n podría 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-- específica 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

$$D_1 = \sqrt{\frac{Q_d}{Q_{11} \sqrt{H_d}}} = \sqrt{\frac{100}{1.65 \sqrt{35}}} = 3.20 \text{ m}$$

donde $Q_{11} = 1.65 \text{ m}^3/\text{s}$ 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 $D_1 = 3.20 \text{ m}$ obtenido se encuentra en los diámetros comerciales.

5. La velocidad angular se determina con la fórmula

$$n = \frac{n_{11} \sqrt{H_d}}{D_1} = \frac{140 \sqrt{35}}{3.20} = 258.8 \text{ r.p.m.}$$

$n_{11} = 140$ 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 $n_{11 \text{ máx}}$ (que corresponde a $H_{\text{máx}}$) y $Q_{11} = 1.65 \text{ m}^3/\text{s}$
 del topograma universal obtenemos $\sigma = 0.63$

$$\sigma_T = k_{\sigma} \sigma = 1.15 \times 0.63 = 0.724$$

$$H_{\delta} = 10 - \frac{\nabla}{900} - \sigma_T H_{\text{máx}} = 10 - \frac{100}{900} - 0.724 \times 40$$

$$H_{\delta} = - 19.09 \text{ m}$$

El caso más desfavorable de la altura de aspiración es calculando con la carga máxima ($H_{\Delta} = - 19.09 \text{ m}$).

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)

$$G_R = D_1^3 H_{\text{máx}}^{1/3} k_R = (3.2)^3 (40)^{1/3} \times 0.15 =$$

$$= 16.8 \text{ Ton.}$$

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):

$$\eta_M = f(Q_{11})$$

haciendo una sección en el topograma universal que corresponde a n_{11} (de diseño) = 139 r.p.m.

Después utilizando la ley de semejanza se puede calcular el gasto real por la fórmula

$$Q = D_1^2 Q_{11} \sqrt{H_d} = (3.2)^2 Q_{11} \sqrt{35}$$

$$Q = 60.58 Q_{11}$$

Los datos del modelo son:

$$D_M = 0.46 \text{ m (en la práctica Soviética pueden ser 0.25, 0.46 ó 0.80 m aproximadamente)}$$

$$H_M = 5 \text{ m}$$

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

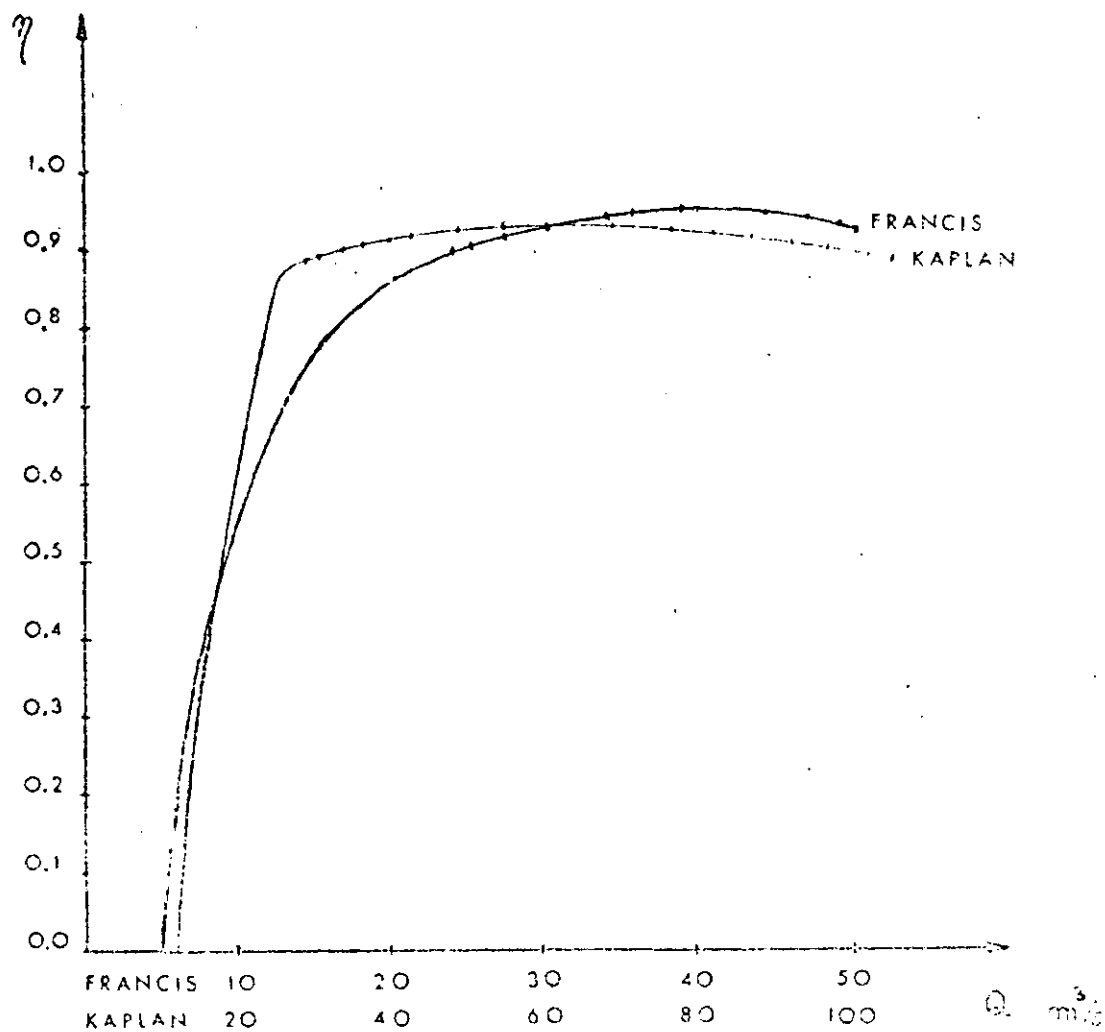


Fig C. Coeficientes de eficiencia en función del gasto para los problemas 11 y 12.

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'_s con las dimensiones características del caracol. La manera de hacerlo es como sigue:

1. Se calcula la velocidad específica n'_s con la expresión:

$$n'_s = 2334/\sqrt{h_d} \quad \text{para } h_d \text{ (carga de diseño en m) } > 30 \text{ m}$$

$$n'_s = 2702/\sqrt{h_d} \quad \text{para } h_d < 30 \text{ m}$$

en este ejemplo: $n'_s = 2334/\sqrt{100} = 233.4$

2. Con la n'_s antes calculada y utilizando la gráfica 53 se determinan las dimensiones del caracol. Notar que los valores de la gráfica son porcentos 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)

$$l = 1.67 \times D_3$$

Por lo tanto, para un $D_3 = 3.0 \text{ m}$ se deben multiplicar todas las dimensiones de la fig 54 por 5.01, ya que

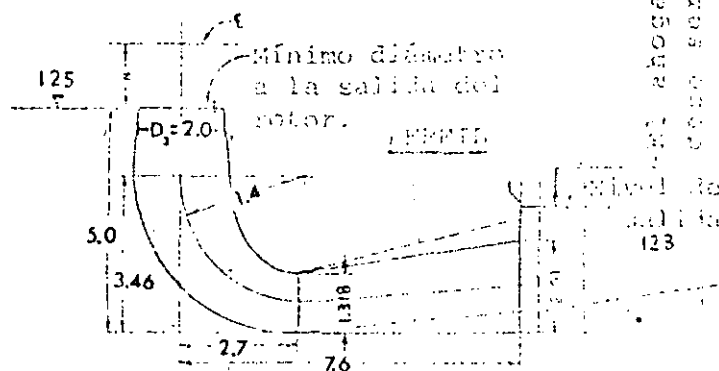
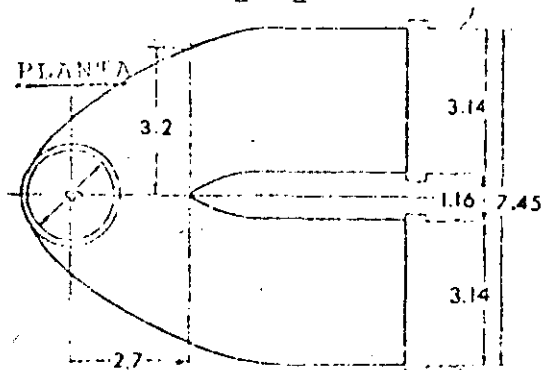
$$1.67 \times 3.0 = 5.01 \text{ m}$$

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

0.38 como mínimo
 0.30 por 60
 0.30 por 60
 0.30 por 60

Nivel de salida
123

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 respuesta en frecuencia ante excitaciones permanentes de alimentación 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 valioso en los proyectos.

- Es conveniente también que los proyectistas profundicen más los aspectos tratados en este trabajo y otros relacionados con el mismo, para que en un futuro se pueda tener lo que podría llamarse una guía o manual en el diseño 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 CECOSA 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. Mostków 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. "Gidravlicheskie 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.**

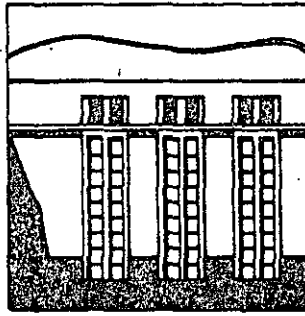
PROYECTO DE PLANTAS HIDROELECTRICAS

TEMA 3

- DISEÑO HIDROELECTROMECANICO
- RESONANCIA EN CENTRALES HIDROELECTRICAS

ING. RODOLFO SOSA CORDERO

OCTUBRE, 1985



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

Cuando 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 incurre 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 permita 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 predefinir 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 tran-

* 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 empieza 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:

$$C^+ \begin{cases} g \frac{dH}{dt} + \frac{dV}{dt} + f \frac{V |V|}{2D} = 0 & [2.3a] \\ \frac{dx}{dt} = +a & [2.3b] \end{cases}$$

$$C^- \begin{cases} -g \frac{dH}{dt} + \frac{dV}{dt} + f \frac{V |V|}{2D} = 0 & [2.3c] \\ \frac{dx}{dt} = -a & [2.3d] \end{cases}$$

Las ecuaciones [2.3a] y [2.3c] son ecuaciones diferenciales totales 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.

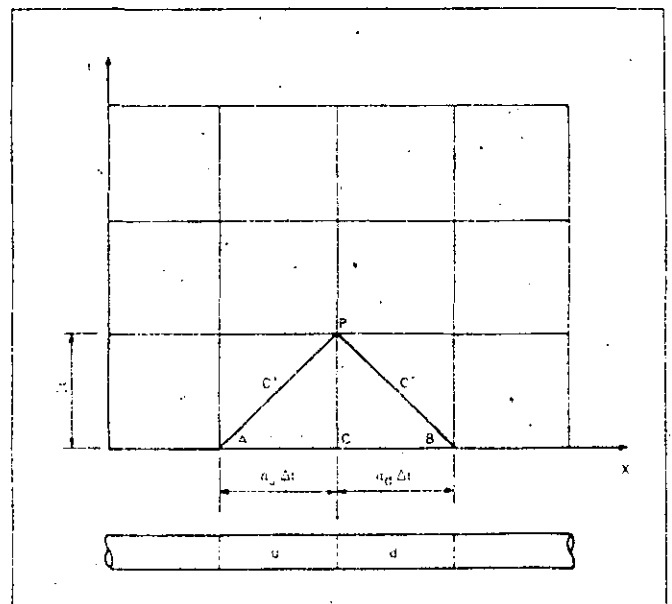
La solución numérica de las ecuaciones [2.3a] y [2.3c] se facilita empleando el método de las diferencias finitas del que se obtiene:

$$C^+ : H_p = C_p - B_u Q_p \quad [2.4a]$$

$$C^- : H_p = C_M + B_d Q_p \quad [2.4b]$$

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.

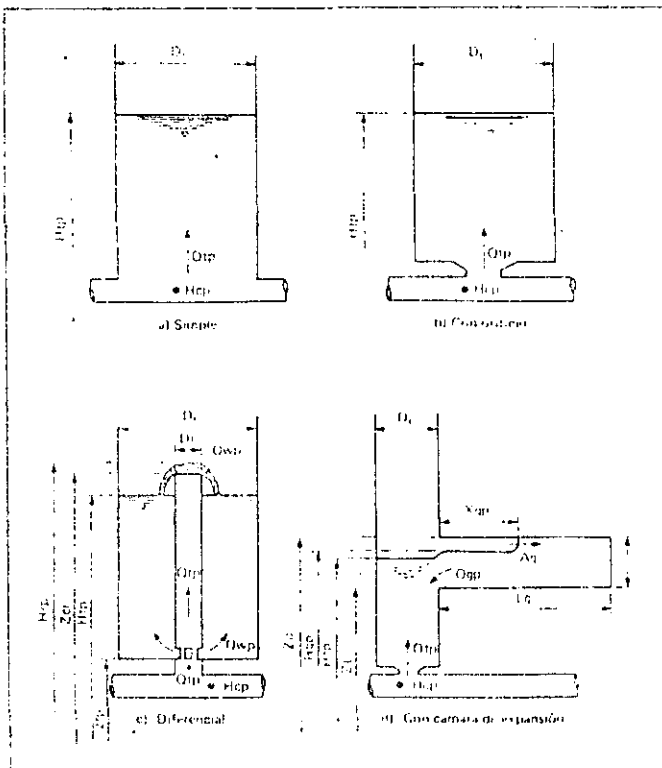
2.1.2 Pozo de oscilación

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 desprecian 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:

$$Q_{tp} = \sum_{B_i} C_{pi} + \sum_{B_o} C_{po} - \left(\sum_{B_i} 1 + \sum_{B_o} 1 \right) H_{cp} \quad [2.7]$$

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:

$$Q_{tp} = C_o A_o \sqrt{2g | H_{cp} - H_{tp} |} \quad [2.9]$$

donde el coeficiente de descarga, C_o , 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:

$$Q_{mp} = C_e A_e \sqrt{2g | H_{cp} - H_{tp} |} \quad [2.13]$$

donde A_e es el área total de los puertos y C_e , el coeficiente de descarga equivalente, y es análogo a C_o .

Asimismo, de la ecuación de cantidad de movimiento aplicada al elevador se obtiene:

$$H_{cp} - H_{tp} = C_{r1} Q_{rp} - C_{r2} \quad [2.14]$$

donde:

$$C_{r1} = \frac{2(H_r - Z_b)}{gA_r \Delta t}$$

$$C_{r2} = H_c - H_r + \frac{H_r - Z_b}{gA_r} \left(\frac{2}{\Delta t} - \frac{f_r |Q_r|}{A_r D_r} \right) Q_r$$

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:

$$Q_{gp} + Q_g = \frac{2T}{\Delta t} \{ (H_g - H_{gp}) x_{gp} + a_g (Z_u - H_g) \Delta t \} \quad [2.18]$$

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:

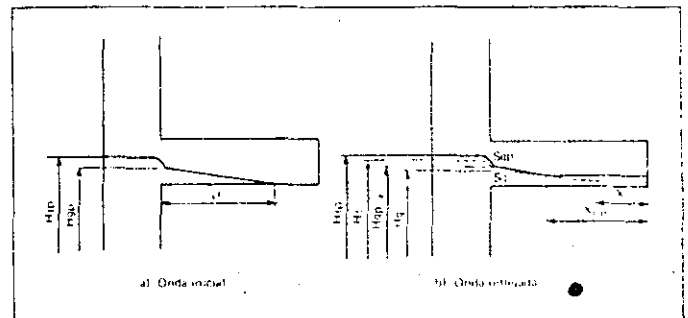
$$Q_{gp} = \sqrt{g} B_g \left\{ \frac{1}{\sqrt{H_{gp} - Z_L}} + \frac{\sqrt{g}(t - t_d)}{2L_g} \right\}^3 \quad [2.22b]$$

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:

$$H_{ip} = C_M + B Q_{ip} \quad [2.26]$$

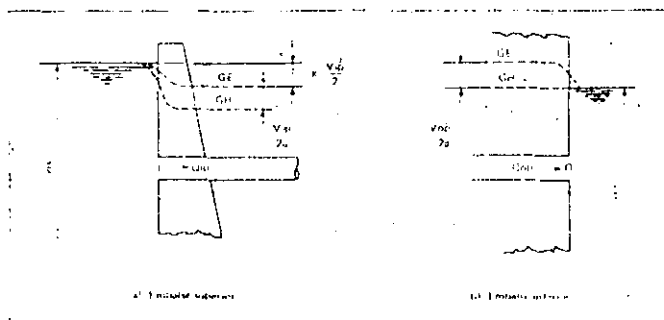
además, cuando el agua fluye hacia la tubería:

$$H_{ip} = H_s - (1 + K_s) \frac{Q_{ip}^2}{2gA_i^2} \quad [2.27a]$$

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



$$H_{ip} = H_s \quad [2.27b]$$

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:

$$H_{op} = C_p - B Q_{op} \quad [2.28]$$

y la ecuación de balance de energía para flujo hacia el embalse:

$$H_{op} = H_D \quad [2.29a]$$

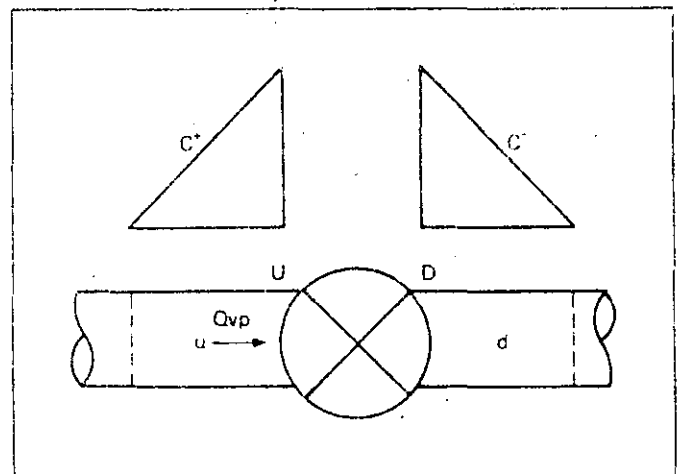
en tanto que para flujo hacia la tubería:

$$H_{op} = H_D - (i + K_D) \frac{Q_{op}^2}{2gA_s^2} \quad [2.29b]$$

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:

$$H_{u,p} = C_p - B_u Q_{vp} \quad [2.30]$$

para el segmento aguas arriba, y

$$H_{d,p} = C_M + B_d Q_{vp} \quad [2.31]$$

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.

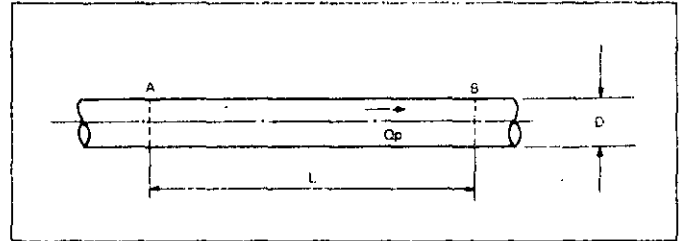
2.2.1 Segmentos de tubería

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:

$$H_{A,p} - H_{B,p} = C_1 Q_p + C_2 \quad [2.33]$$

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:

$$L_e = \sum L_i$$

$$A_e = \frac{L_e}{\sum L_i / A_i}$$

$$D_e = 2 \sqrt{\frac{A_e}{\pi}}$$

$$f_e = \frac{D_e A_e^2}{L_e} \sum \frac{f_i L_i}{D_i A_i^2}$$

(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 el limitador de ramas y mallas. En la ecuación de la malla 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

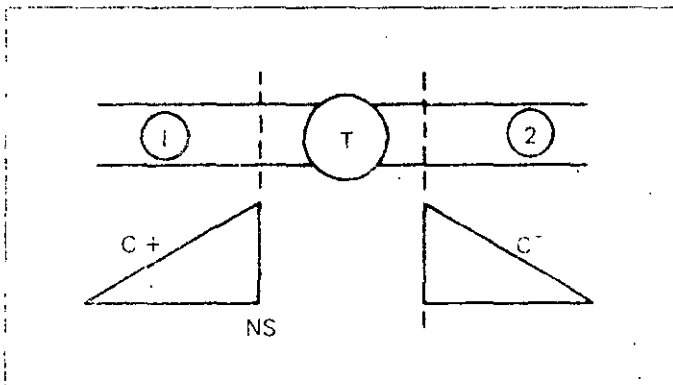
En el turbogenerador hidráulico se verifica el acoplamiento entre los sistemas hidráulico, eléctrico y control.

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:

$$h_{p1,NS} = C_{p1} - B_1 Q_{p1,NS} \quad [3.1]$$

$$h_{p2,1} = Q C_{m2} - B_2 Q_{p2,1} \quad [3.2]$$

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 $Q_{1,1}$ vs. el coeficiente periférico de velocidad Ku_1 y la apertura 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 asíncrono 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:

$$T_{as} = K_{rl} (W_e - W_s)$$

donde W_s es la velocidad angular síncrona de la máquina y W_e 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 modifican al sistema por unidad [p.u.], de esta forma se obtienen dos características de la forma:

$$\frac{v}{\sqrt{h}} = c_1 \left(\frac{\alpha}{\sqrt{h}} \right); v \frac{t_m}{h} = c_2 \left(\frac{\alpha}{\sqrt{h}} \right)$$

donde,

- v = Q/Q_{ref} (caudal unitario).
- h = He/He_{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:

$$T_{ref} = \frac{102.0 \text{ KVA}_b}{N \pi/30}$$

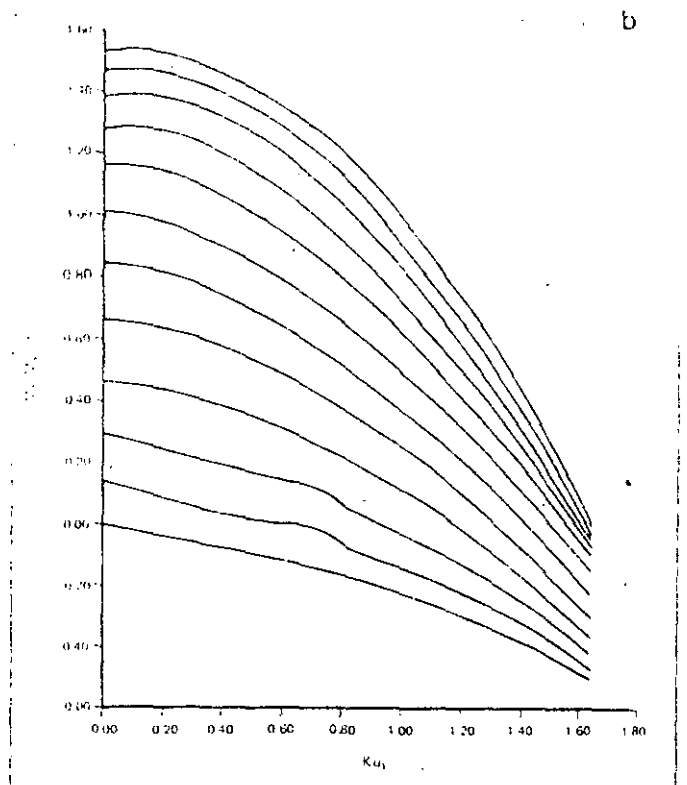
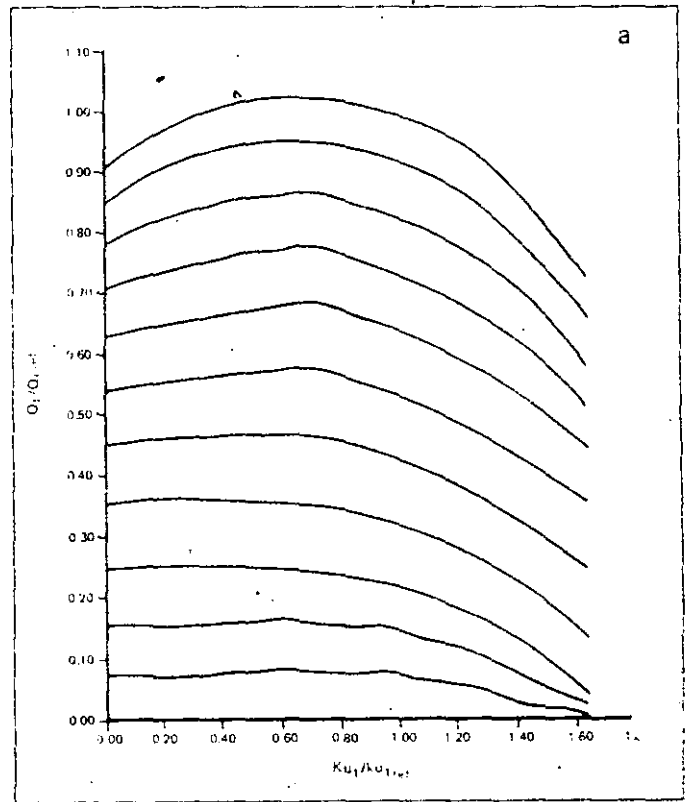
KVA_b son los KVA de base del generador

Estas características se muestran en la figura 8.

Normalmente, durante la obtención de las características en el modelo se torna 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 enlacements de flujo.

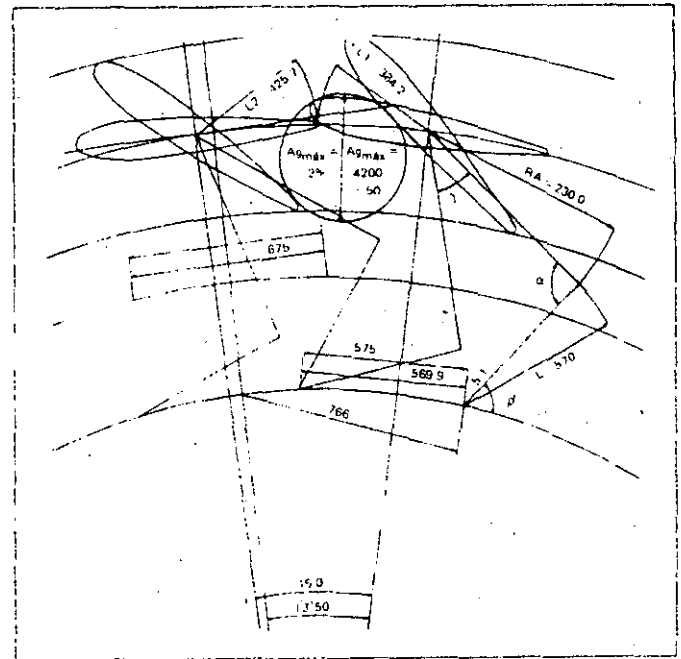
En estos términos, empleando el sistema por unidad y las reactancias y constantes de tiempo referidas a los ejes de cuadratura y directo, las ecuaciones que describen el comportamiento dinámico del generador síncrono (véase por ejemplo Olive) son:

a) Eje en cuadratura:

$$V_q = -X'_d I_d + E_q \quad [3.8a]$$

FIGURA 9

Transformación a carrera del servomotor



$$E'_q = (X'_d - X'_q) I_d + E_q \quad [3.8b]$$

$$E_{qd} = E'_q + (X_q - X'_d) I_d \quad [3.8c]$$

$$\frac{dE'_q}{dt} = -\frac{1}{T'_{do}} (V_f - E'_q) \quad [3.8d]$$

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_q y la reactancia transitoria X'_q 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:

$$\frac{d\delta}{dt} = W_e - W_s \quad [3.11]$$

12

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:

$$\frac{H}{\pi f_e} \frac{d^2 \delta}{dt^2} + K_d \frac{d\delta}{dt} = t_m - t_e \quad [3.14]$$

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:

$$A_m = \frac{\Delta t}{2 M + K_d \Delta t} \quad [3.18]$$

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 del 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 .

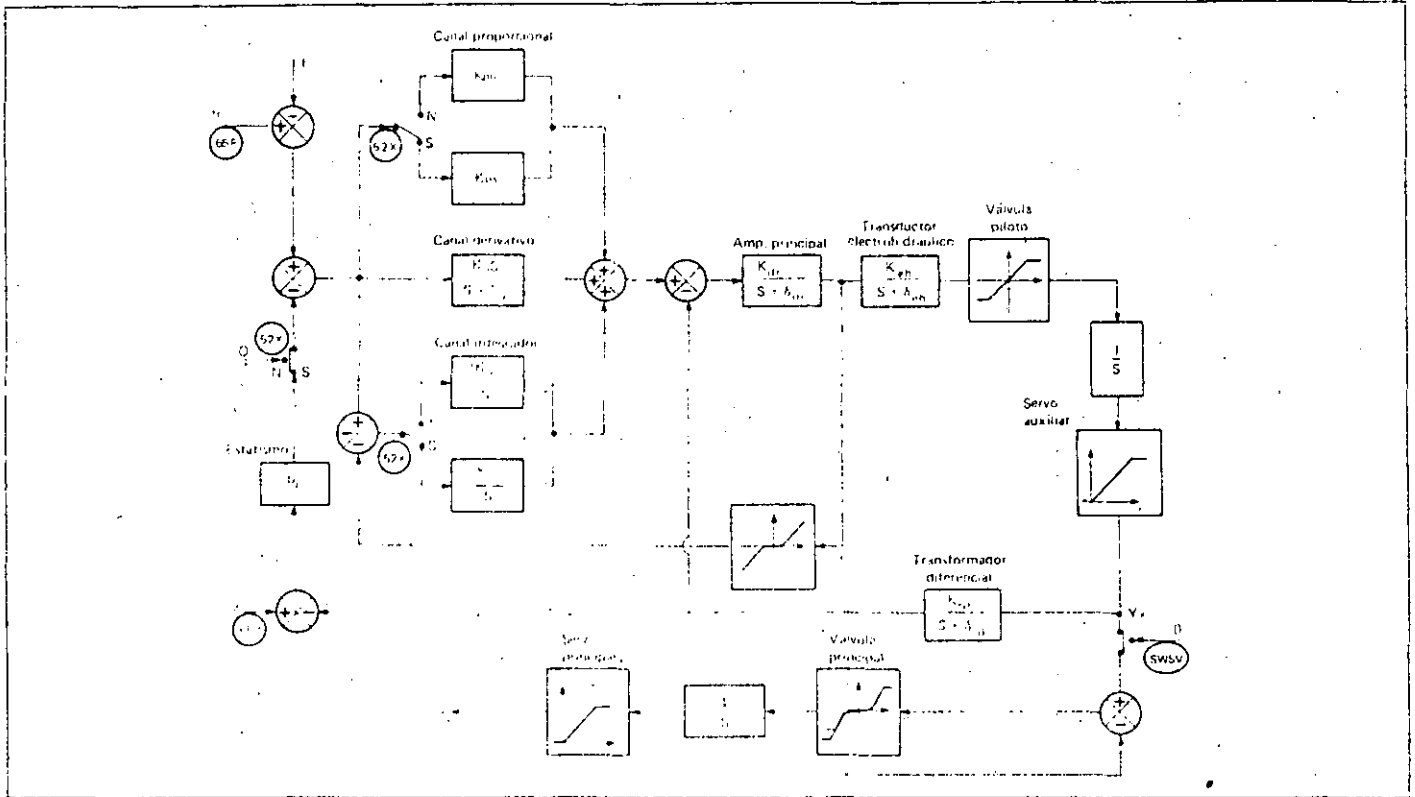
Las ganancias de los compensadores proporcional e integral se cambian, dependiendo si la máquina está o no sincronizada.

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, sobrevolución, 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:

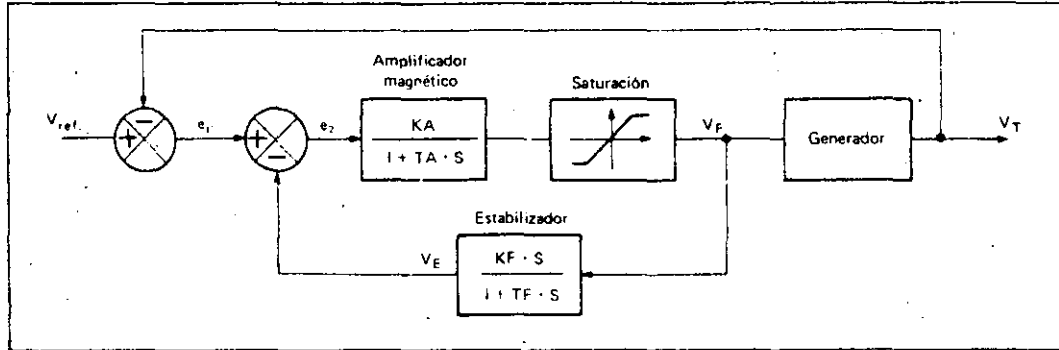
$$\dot{V}_f = \frac{KA}{TA} e_2 - \frac{1}{TA} V_f \quad [3.20]$$

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 resolverlas por 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 por medio de 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.

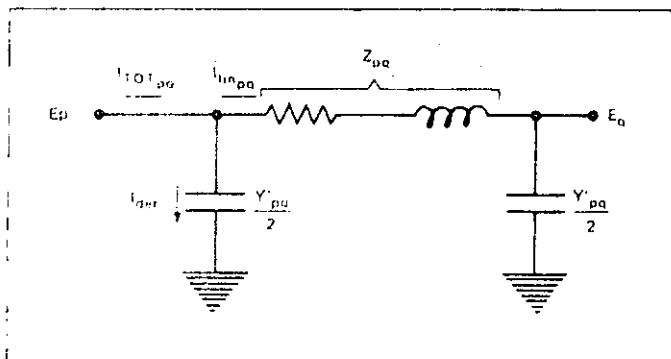
Los nodos de carga incluyen varias representaciones, es decir, es posible simular cargas como impedancia constante, corriente constante, potencia constante o como un comportamiento combinado de las anteriores.

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:

$$S_{pq} = E_p I_{tot_{pq}} \quad [4.1]$$

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 requerirá 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:

$$KL_p = S_p/Y_{pp}; L_p = 1/Y_{pp} \text{ y } YL_{pq} = Y_{pq}/Y_{pp}$$

en la ecuación [4.10], se obtiene:

$$E_p = KL_p/E_p^* - \sum_{\substack{q=1 \\ q \neq p}}^n YL_{pq} E_q \quad [4.11]$$

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 iteraciones 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 *esparcidad*. Esto ahorra memoria, por un lado, y tiempo de CPU por otro, logrando los mismos resultados.

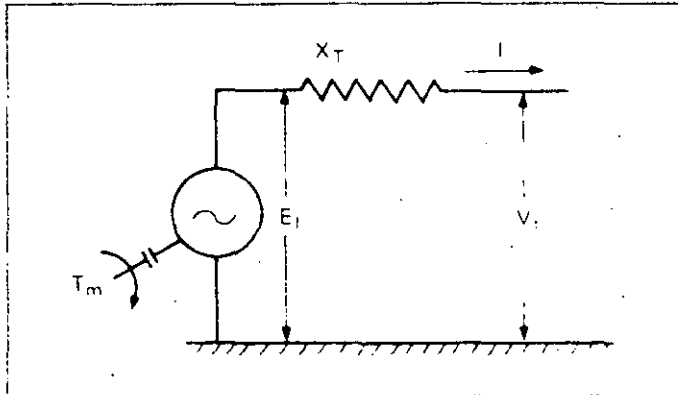
4.2.2 Generador síncrono

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 cuentan 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

$$\frac{d^2 \delta}{dt^2} = \frac{180\pi}{H} (T_m - T_e)$$

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. Némét, 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. Stagg, 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

SISTEMA HIDROELECTRICO DEL RIO SANTIAGO

OCTUBRE , 1984.

COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD

GERENCIA DE PROYECTOS HIDROELECTRICOS

SUBGERENCIA DE INGENIERIA PRELIMINAR

CIVIL Y GEOTECNIA

SISTEMA HIDROELECTRICO DEL RIO SANTIAGO

ANTEPROYECTO P. H. AGUAMILPA
ARREGLO A-3, ELEV. CORONA 235.00
Presupuesto, costo del KWH y
planos generales

DEPARTAMENTO DE ANTEPROYECTOS DE
PLANTAS HIDROELECTRICAS
Febrero 17 de 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
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
	SUBTOTAL: - - - - -	<u>42 713 286</u>
70.000	IMPREVISTOS (10%)	4 271 329
	SUMA: - - - - -	<u>46 984 615</u>
80.000	DIRECCION Y ADMON. (8%)	3 758 769
	T O T A L: - - - - -	<u>50 743 384</u>

- 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.



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 MIL: 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 CONTENCION	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 desfo -
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 AROS DE CONSTRUCCION

PARA 7 AROS DE CONSTRUCCION

ARO	%	Importe en millones de pesos	ARO	%	Importe en millones de pesos.
1	5	2 537.2	1	2	1 014.9
2	10	5 074.3	2	5	2 537.2
3	22	11 163.5	3	10	5 074.3
4	28	14 208.2	4	24	12 178.4
5	25	12 685.9	5	20	10 148.7
6	10	5 074.3	6	20	10 148.7
			7	19	9 641.2
SUMA:	100	50 743.4		100	50 743.4

(R)

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>OBRA 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 MIL LES DE PESOS
20.0000	<u>OBRA DE DESVIO</u>				
21.0000	Ataguías que quedarán incorporadas a la cortina de materiales graduados incluyendo las pantallas impermeables tipo Icos.	m ³	1 064 000	555	590 520
23.2107	Excavación a cielo abierto en portal de salida y entrada de los túneles.	m ³	150 000	516	77 400
23.2201	Excavación en túnel sección portal de 15 m de diámetro.	m ³	561 600	3 000	1 684 800
23.2301	Excavación en tiro vertical 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 túneles, incluye pila.	m ³	101 695	10 320	1 049 492
23.480A	Acero de refuerzo en túneles.	Ton	4 840	69 272	335 276

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 LES DE PES
23.4900	Tapón de concreto --- f'c = 200 kg/cm ² para cierre de los túneles	m ³	11 300	4 128	46 64
23.490A	Acero de refuerzo en- tapón.	Ton .	233	69 272	16 14
23.8100	Ocultador, incluyendo guías y mecanismos -- elevadores de 7 x 15m y H = 50 m, incluye -- transporte y montaje-- (se usará los de Cara col y Chicoasén, sô- lo se incluye trans-- porte, adaptaciones y montaje)	Pza .	2	10 x 10 ⁶	20 00

SUBTOTAL OBRA DE DESVIO: 3 873 64

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 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	35 103
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	11 161	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 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	300×10^6	300 000
35.2401	Material impermeable para el corazón -- (arcillas), incluyendo extracción, preparación, carga, acarreo libre de 1 km, descarga y compactación.	m ³	2.59×10^6	603	1 561 770
35.2401S	Sobre acarreo del material impermeable- 12 km.	m ³ km.	31.08×10^6	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	0.65×10^6	693	450 450
35.2503S	Sobreacarreo del material para filtros- 4.5 km.	m ³ km	2.93×10^6	36	105 480
35.2601	Material permeable de respaldo en ambos paramentos (grava-arena).	m ³	13.89×10^6	511	7 092 680
35.2601S	Sobreacarreo del material permeable en promedio 6.3 km.	m ³ km	83.81×10^6	62	5 196 220

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 MIL 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
35.2706S Sobreacarreo del enrocamiento de protección 3 km.	m ³ km.	1.77 x 10 ⁶	85	150 450

SUBTOTAL CORTINA:----- 16 932 415

(7)

F.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
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	lote	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	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 MIL 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
43.0000	<u>Conductos a Presión</u>				
43.2201	Excavación en túneles de toma en zona de transi- ción de entrada y codo	m ³ .	12 690	4 255	53 996
43.2302	Excavación de tiro incli- nado 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 túne- les 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 con- ductos 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. 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 MILLES DE PESOS
44.0000	<u>CASA DE MAQUINAS</u>				
44.0000	Obra civil en casa de máquinas, incluye excavación subterránea de 23 m., de ancho por 120 m de longitud marcos de ademe, anclas, barrenación para anclas, concreto lanzado y malla, perforaciones para drenaje e inyección; bombeo 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 56 polos incluye transporte 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. tableros de control, subestaciones unitarias, grupo				

F.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.	Lote	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 238.00 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 inyeccio- nes.	Lote	1	24x10 ⁶	24 000
46.4600B	Concreto de revestimiento en galería de oscilación- y estructuras correspon- dientes	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 an - cho 6.00 m. altura 12 m. incluyendo transporte y montaje	Pza.	6	49.5x10 ⁶	297 000
46.8300 -	Grúa viajera, incluyen- do transporte y montaje. Capacidad 60 tons.	Pza.	1	14x10 ⁶	14 000

SUBTOTAL GALERIA DE OSCILACION

624 428

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, shot crete, malla, y anclas donde se requiera para accesos al nivel de ge-				

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
47.000	<u>DESFOGUES</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 portal 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
47.4600	Concreto de revestimiento en túnel y estructura de control de desfogue	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 o inyecciones, anclajes, inyecciones bombeo 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 Chicoasén. Sólo se incluye transporte, adaptaciones y montaje	Lote	1	10x10 ⁶	10 000

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
	neradores de la casa de má- quinas. Pendiente máxima de 7%	Km	0.62	300x10 ⁶	186 000
49.2201	Túneles auxiliares para ex- cavaciones subterráneas de- las obras de la planta hí- droeléctrica	Km	1	223x10 ⁶	223 000
SUBTOTAL ZONA TRANSFORMADORES SUBESTACIÓN Y ACCESOS					2 372 000

de

N°	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P. U.	IMPORTE EN MILES DE PESOS
0.000	<u>OBRA DE EXCEDENCIAS</u>				
	Conducto de descarga en canal a cielo abierto.				
1.4300	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
2.2100	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

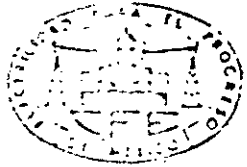
(16)

Nº	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P. U.	IMPORTE EN LES DE PES
52.8600	Obturador (agujas) de emergencia para un vano de compuerta radical de 14 m de claro, altura carga hidrostática 17 m, incluyendo transporte y montaje del obturador. Se usarán las de Caracol o Chicoasen. Se incluye sólo 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 descarga a cielo abierto y salto esquí. Incluye fabricación y colocación de acuerdo a las especificaciones.	m ³	18 805	12 900	242 585
53.400A	Acero de refuerzo en estructura y revestimientos.	Ton.	4 133	69 272	286 301
54.3000	Perforación para drenes, inyecciones y anclas, colocación de anclas suministro y colocación de mallas de acero shot-crete, etc.	Lote	1	484 x 10 ⁶	484 000
S TOTAL OBRA DE EXCEDENCIAS					672 876

(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. AGUANILPA, NAY.
RESUMEN DE RESULTADOS

HOJA 1 de 1
 FECHA 04-02-
 1983, MS.
 AUTOR P. CARRA

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

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: 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 jun 19 83:

AÑO	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	5074.3		

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	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	3.628914	
b.- Por operación.		0.057121	0.057121	0.057121	
c.- Total		2.32409	2.973121	3.686035	

COSTO DEL kW INSTALADO \$/kW: 52 850

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	M A T E R I A L	MAQUINARIA Y EQUIPO.		T O T A L
			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 KW INSTALADO \$/KW: 52 858

3.- SISTEMA HIDROELECTRICO
DEL

RIO SANTIAGO

CAPACTERISTICAS Y

LOCALIZACION GENERAL

(27)

SISTEMA HIDROELECTRICO RIO SANTIAGO
(COLECTOR PRINCIPAL)

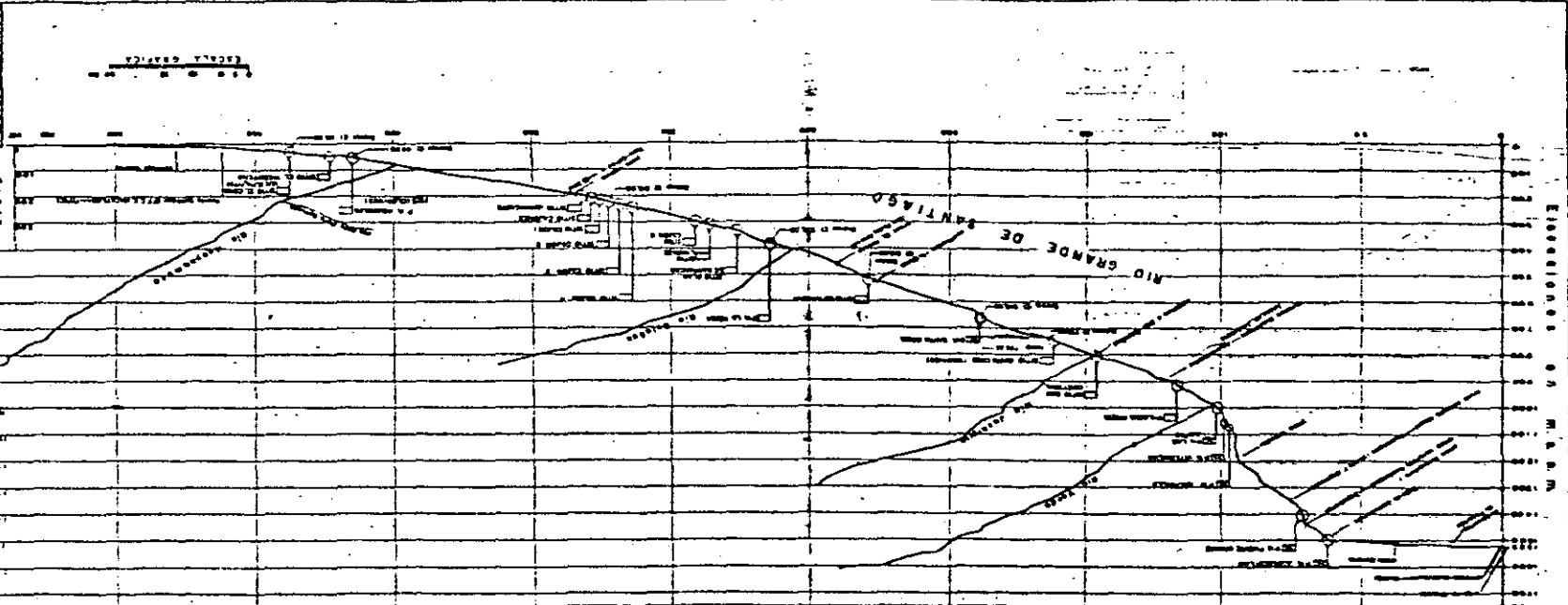
SITIO O PROYECTO	DESNIVEL (M)	VOL: ANUAL APROV Hm ³	GEN. ANUAL GWH	CAP. INST. MW	F. P. (APROXIMADO)
AGUA PRIETA	538	410-630	439-915	240-480	0.22-0.33
STA. CRUZ	167	2636	902	412	0.25
ACTUAL	91	(1585)	(304)	(52)	(0.667)
STA: ROSA					
FUTURA	91	2850	550	244	0.25
LA MUCUPA	127	2952	768	336	0.26
LA YESCA	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*	<u>1273</u>		<u>7815-8291</u>	<u>3499-3739</u>	

* EN LOS TOTALES SE CONSIDERAN LOS DATOS DEL P. H. SANTA ROSA, FUTURA.

SECTION SHEET
No. 10 of 100, 100' x 100' Scale
Date: 1950
Scale: 1" = 100'

PROJECTIONS
Horizontal: UTM
Vertical: UTM

LEGEND
- - - - - Proposed
- - - - - Existing
- - - - - Contour



Elevaciones en M. S. M.

30 c

PROJECTIONS
Horizontal: UTM
Vertical: UTM

100' x 100' Scale

4. ANTEPROYECTO DEL ⁽³¹⁾

P. H. AGUAMILPA, NAY.

PLANOS GENERALES -



SECTION 97 OF DISTRICT

TABLE OF DATA

Station	Elevation	Distance	Notes
1	100.0	0.0	Start of line
2	105.0	10.0	Peak of hill
3	110.0	20.0	Top of ridge
4	115.0	30.0	End of ridge
5	110.0	40.0	Start of slope
6	105.0	50.0	Bottom of valley
7	100.0	60.0	End of line

For approval by
 THE SECRETARY OF THE
 DEPARTMENT OF THE INTERIOR
 BUREAU OF LAND MANAGEMENT
 WASHINGTON, D.C.

DATE: _____

BY: _____

DATE: _____

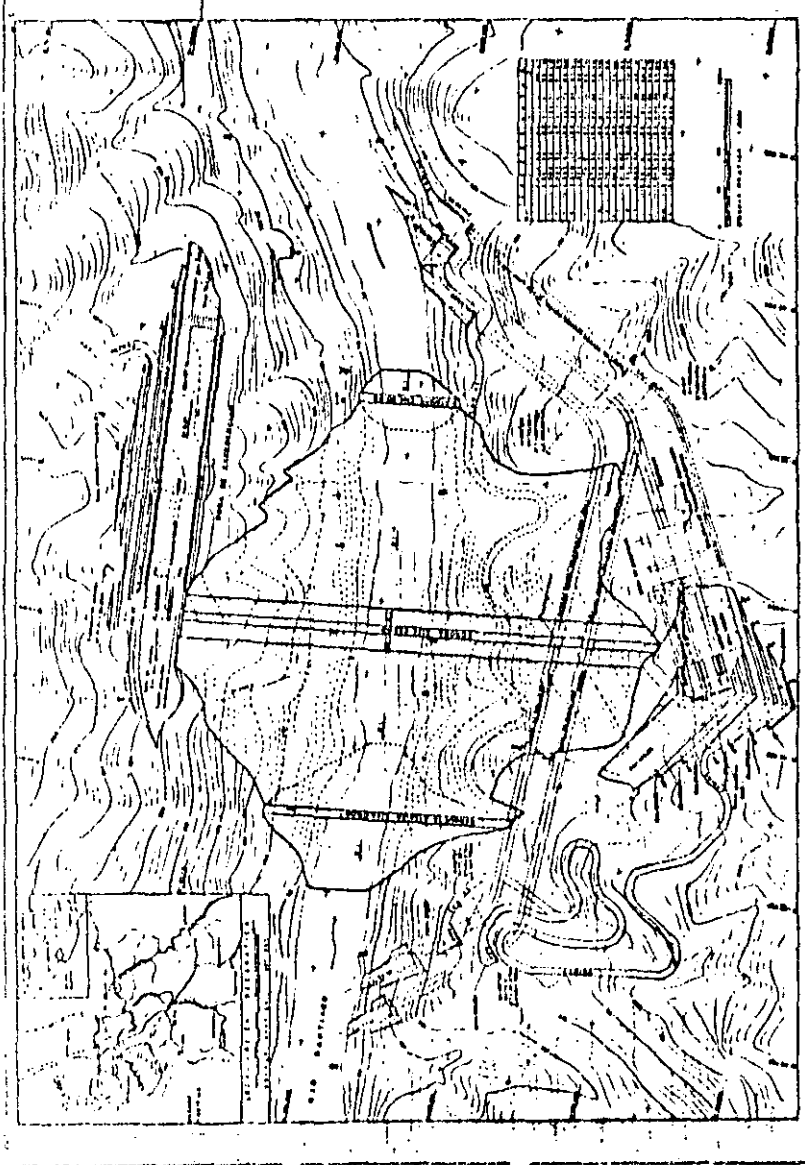
BY: _____

SECTION 97 OF DISTRICT

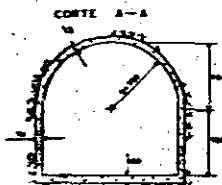
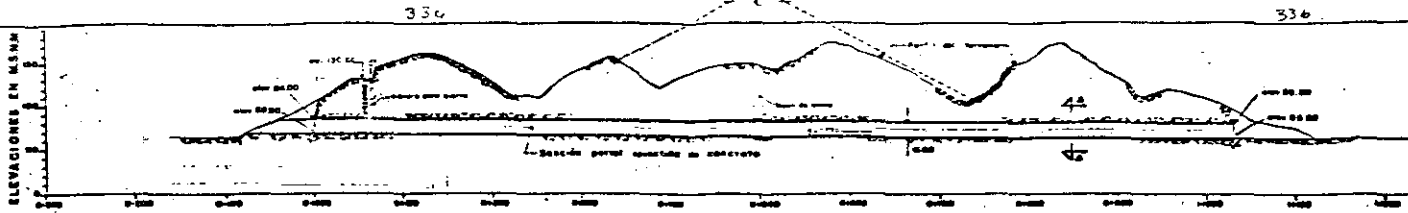
TABLE OF DATA

SECTION 97 OF DISTRICT

TABLE OF DATA

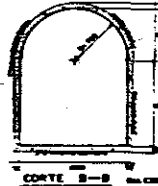
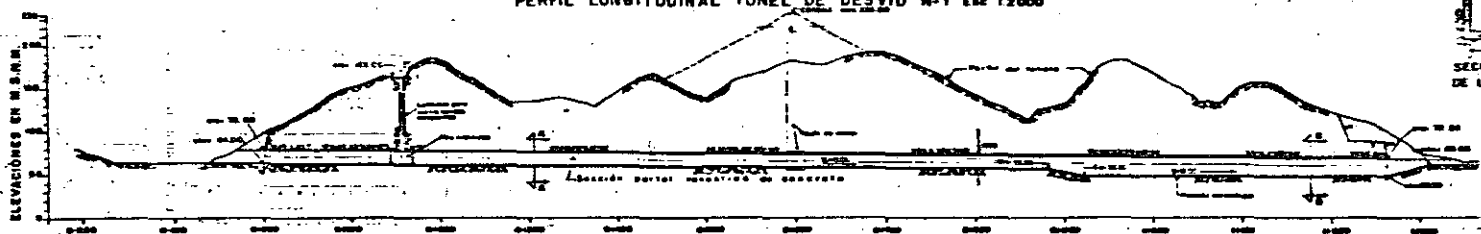


Station	Elevation	Distance	Notes
1	100.0	0.0	Start of line
2	105.0	10.0	Peak of hill
3	110.0	20.0	Top of ridge
4	115.0	30.0	End of ridge
5	110.0	40.0	Start of slope
6	105.0	50.0	Bottom of valley
7	100.0	60.0	End of line



SECCIÓN TRANSVERSAL DE LOS TUNELES 1 y 2

Esc. 1:200
D = 1.50 m
H = 1.50 m

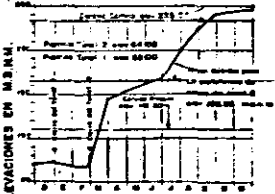


CORTE B-B

PERFIL LONGITUDINAL TUNEL DE DESVIO Nº2 Esc. 1:2000

ESCALA GRAFICA 1:2000

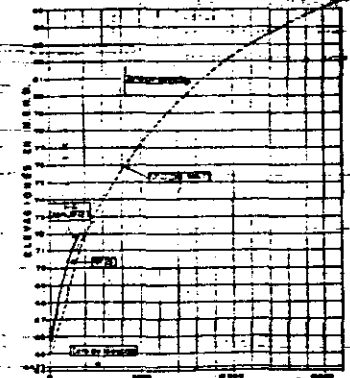
CANTIDADES DE OBRA	
Excavación de zanjas para el drenaje	150.000 m ³
Excavación de zanjas	50.000 m ³
Cemento para el concreto	5.000 m ³
Grava para el concreto	11.000 m ³
Acero de refuerzo	0.075 Ton.
Formación de T20 = 10.000 m ²	
Formación de concreto	2 m ³



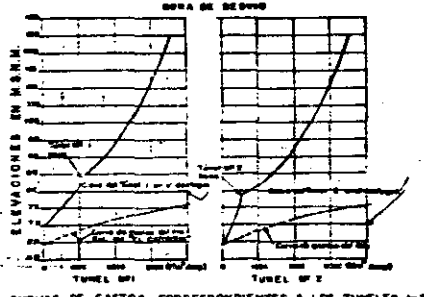
NIVELES DURANTE EL CORRIE DEL GEMO CON EQUIVOCOS NORMALES MÁXIMOS DEL GEMO SUPONENDO 3 DÍAS PARA EL TUNEL 2.

NOTAS: -

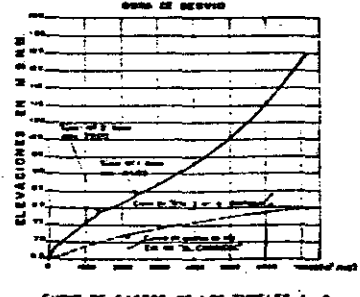
- 1. Sección de perfilado según los niveles de 0.00 metros.
- 2. Límites y condiciones de obra.



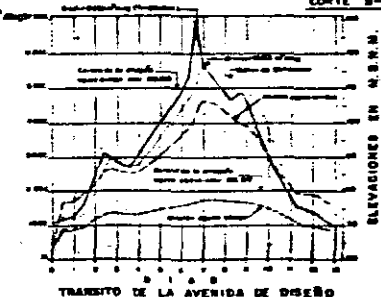
CURVA DE GASTOS DEL RIO



CURVAS DE GASTOS CORRESPONDIENTES A LOS TUNELES Nº1 y Nº2 OPERANDO AISLADAMENTE

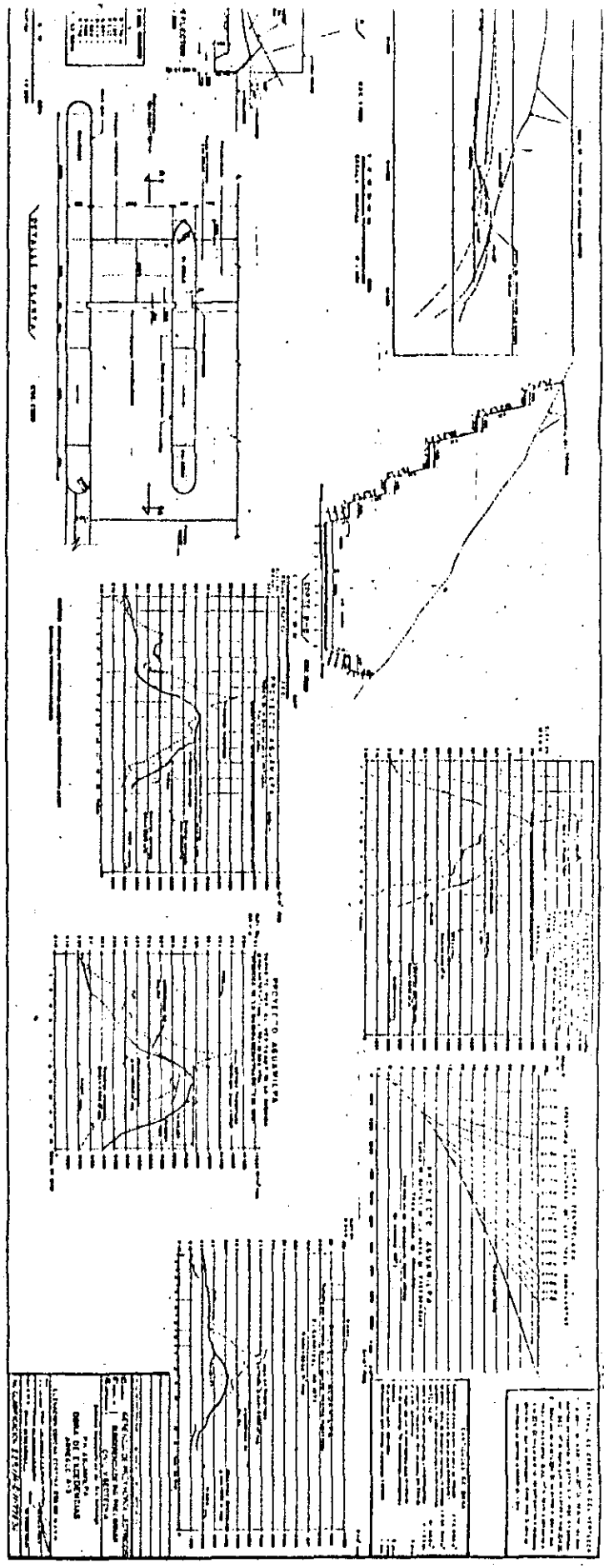


CURVA DE GASTOS DE LOS TUNELES 1 y 2 OPERANDO SIMULTANEAMENTE



TRANSITO DE LA AVENIDA DE DESVIO POR LA OBRA DE DESVIO

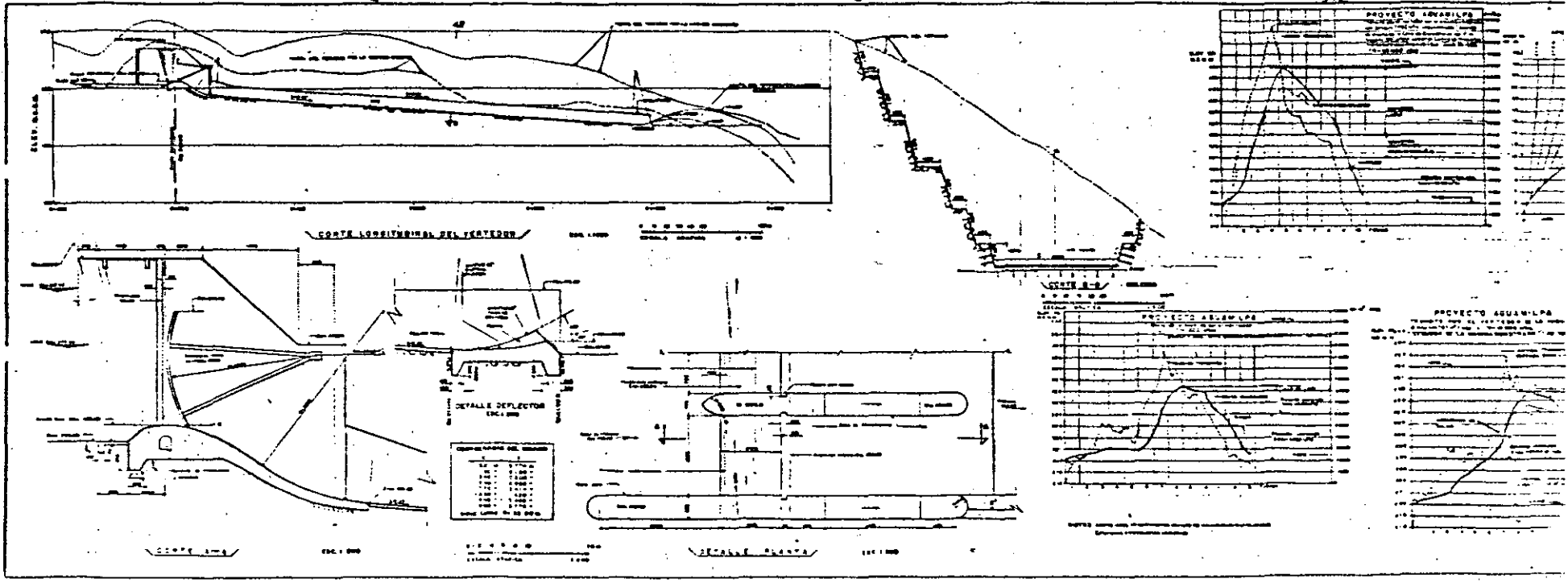
SERVICIO DE PROYECTO ELECTRICO	
SUPERINTENDENCIA DE PROYECTOS CIVIL Y ELECTRICIA	
Sistema de abastecimiento de R. S. S. S. S.	
PH. AGUIAR, P.A.	
OBRA DE DESVIO APRESLO A-S	
ELEVACION CONTRA 220.00 M.S.N.M.	
Escala: 1:200	Fecha: 1970
Auto: 1000	Revisado: 1000
Proy: 1000	Calculado: 1000
Dir: 1000	Elaborado: 1000
No. Proyecto: 2104687722	



34a

34b

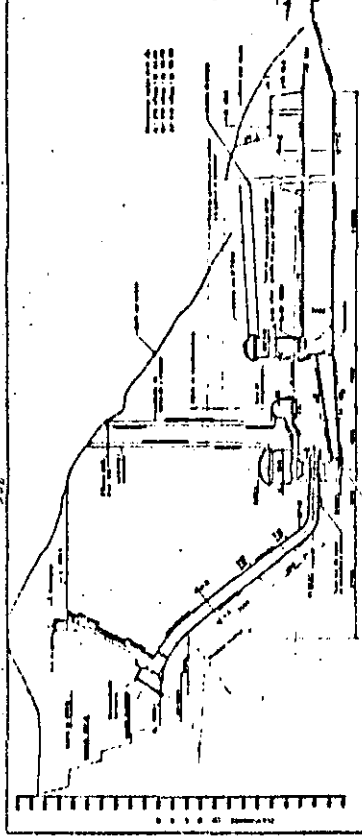
34c



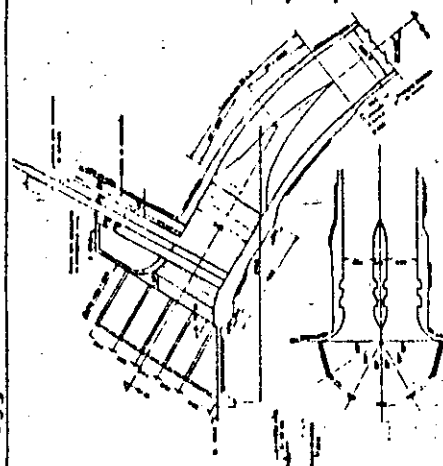
357

358

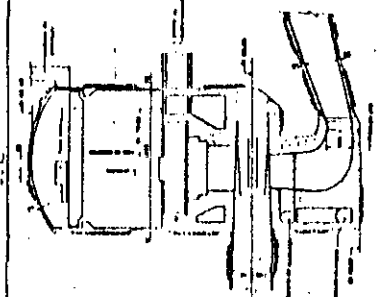
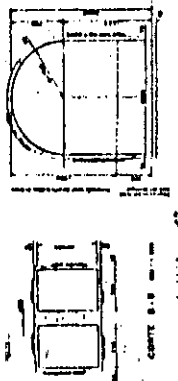
359



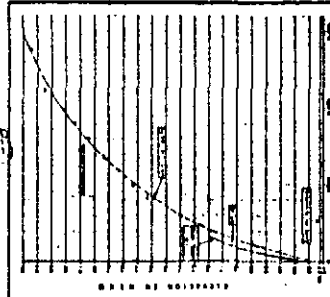
CORTE POR A DE LA CONDUCCION UNIDAD No. 2



CORTE B-C
DETALLE DE LA TORRE



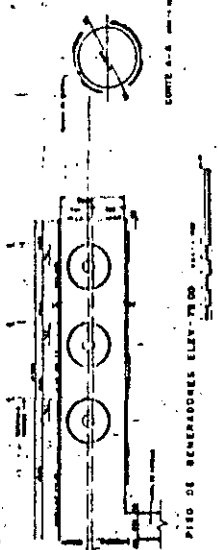
CORTE TRANSVERSAL CABA DE MARIPOSA



CORTE DE ACERTE EN EL LA E. RESPONDE

CANTONALES DE OMA	
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	...
32	...
33	...
34	...
35	...
36	...
37	...
38	...
39	...
40	...
41	...
42	...
43	...
44	...
45	...
46	...
47	...
48	...
49	...
50	...

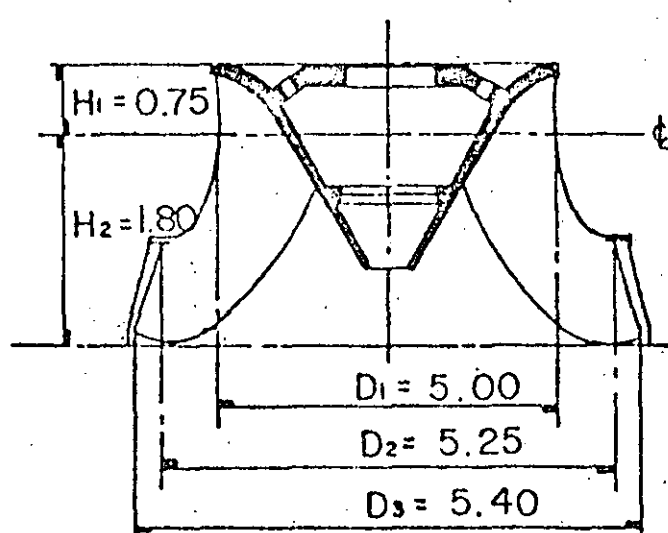
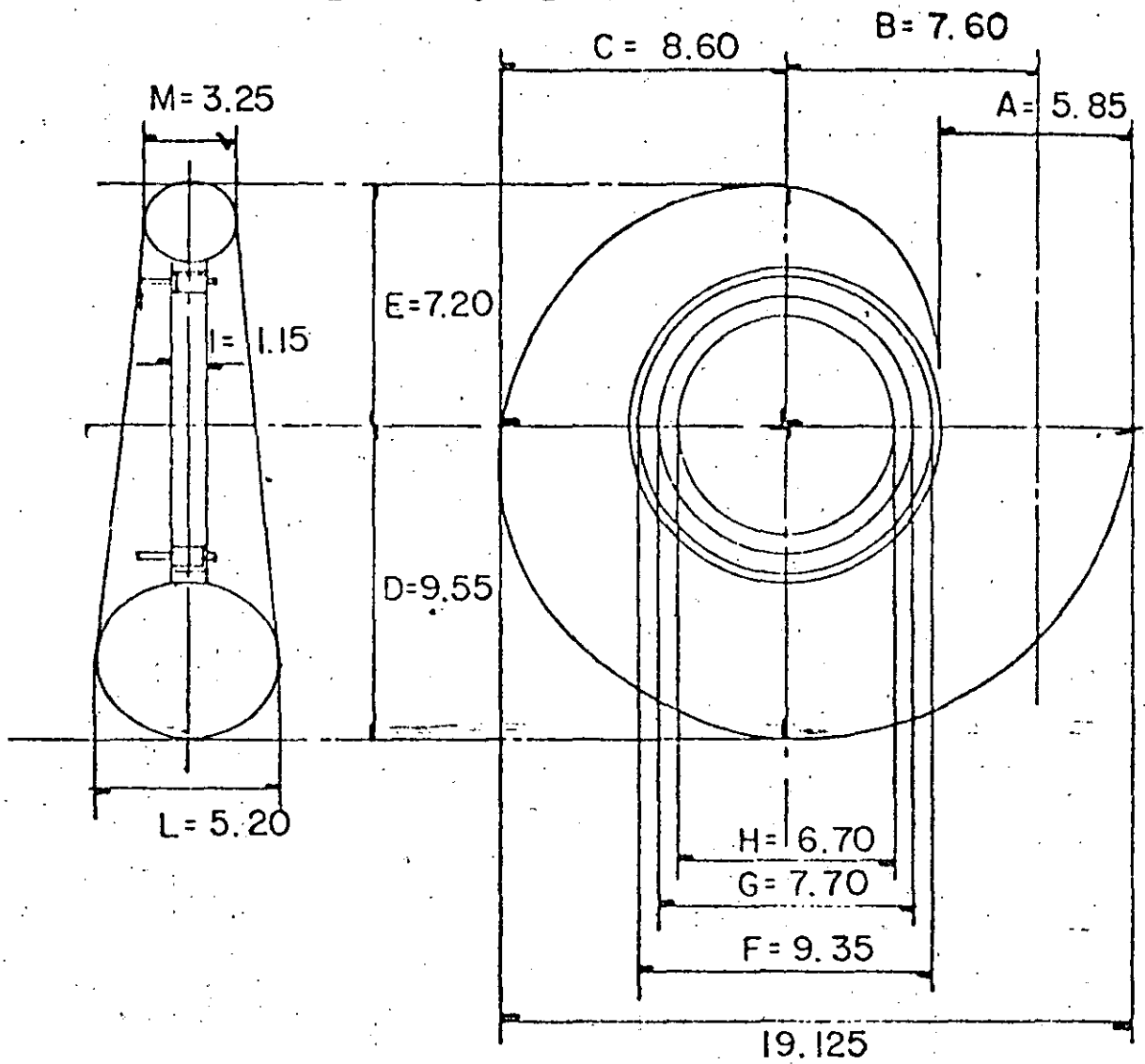
CANTONALES DE OMA	
1	...
2	...
3	...
4	...
5	...
6	...
7	...
8	...
9	...
10	...
11	...
12	...
13	...
14	...
15	...
16	...
17	...
18	...
19	...
20	...
21	...
22	...
23	...
24	...
25	...
26	...
27	...
28	...
29	...
30	...
31	...
32	...
33	...
34	...
35	...
36	...
37	...
38	...
39	...
40	...
41	...
42	...
43	...
44	...
45	...
46	...
47	...
48	...
49	...
50	...



PISO DE BOMBARDEROS ELEV-TRIO

DIMENSIONES GENERALES DE
LA TURBINA

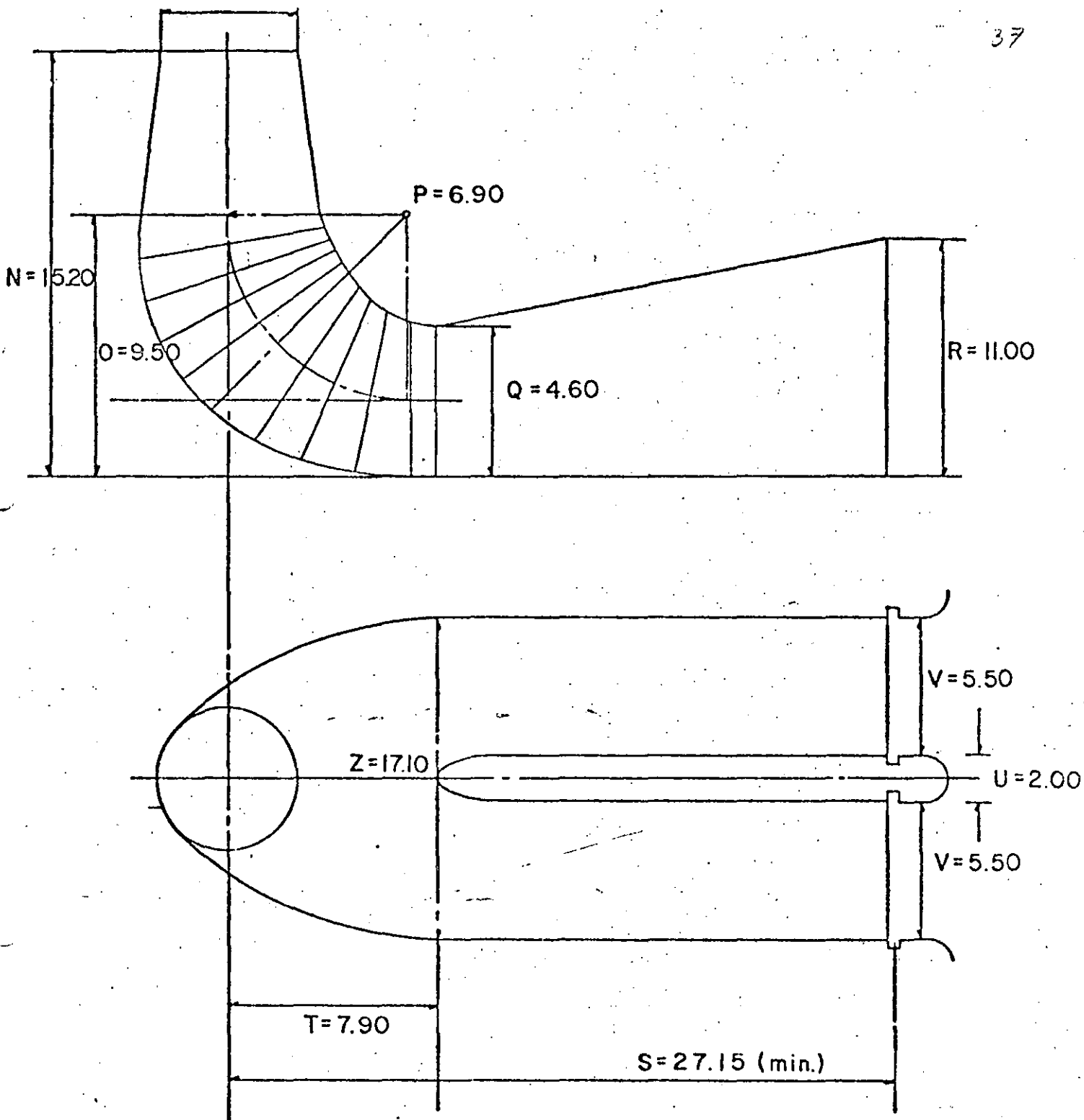
36



$H_s = -4.30$

ANTEPROYECTO HIDROELECTRICO

FIG. 1



DIMENSIONES GENERALES DEL
TUBO DE ASPIRACION

SUMERGENCIA $h_s = 3.68$ m

P. H. AGUAMILPA ARREGLO A-3
ANTEPROYECTO HIDROELECTRICO

FIG.

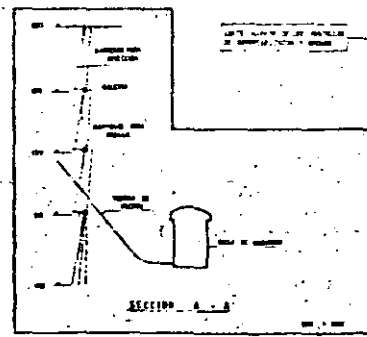
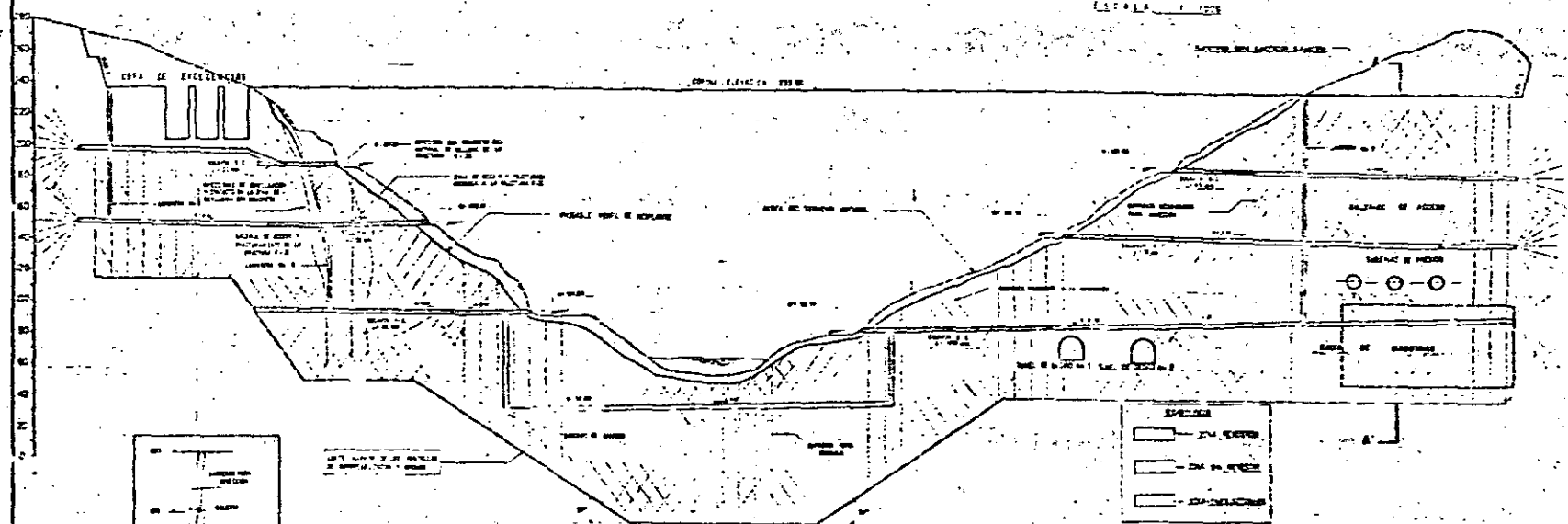
350

380

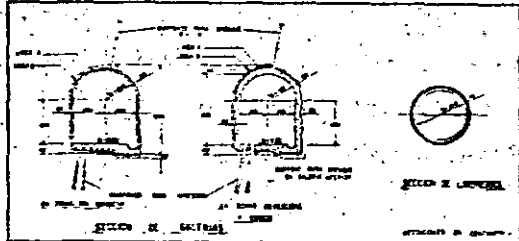
380

SECCION DESARROLLADA POR EL EJE DE LAS GALERIAS DE INYECCION Y CRENAJE

ESCALA 1:1000



1. El objetivo de este estudio es conocer mejor, desde un punto de vista técnico, las condiciones geológicas y geotécnicas de la zona de estudio, para lo cual se realizó un estudio de campo y laboratorio, a fin de obtener los datos necesarios para el diseño y construcción de las obras de drenaje.



TRATAMIENTO DE LA CIMENTACION	
Por AZAROVIC	PROF. A. B.
ELABORADA POR	CONFECCIONADA POR
ELABORADA EN	CONFECCIONADA EN
ELABORADA EN	CONFECCIONADA EN
ELABORADA EN	CONFECCIONADA EN

AUTOR : ING. RODOLFO SOSA CORBERO

FACULTAD DE INGENIERIA U.N.M.

DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

PRESENTADO EN PROYECTO DE PLANTAS HIDROELECTRICAS

RESONANCIA EN CENTRALES
HIDROELECTRICAS

Instituto de Investigaciones Electricas
Division Estudios de Ingenieria
Departamento de Hidromecanica

INSTITUTO DE
INVESTIGACIONES
ELECTRICAS

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.

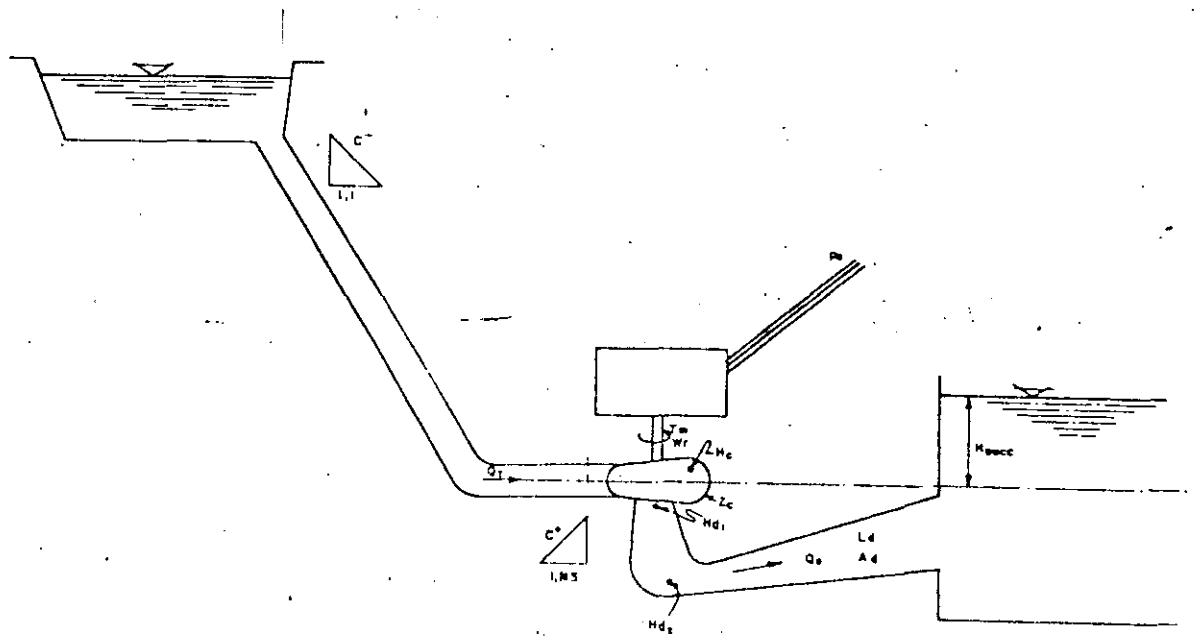


fig. 4.1 Esquema modelo Hidráulico.

Fenómenos de Resonancia en
 la P.H. Ansoyura
 Reporte Final

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:

$$H_p = C_p - B \cdot Q_t \quad \dots(1)$$

1, Ns

4.2 Turbina

Se desprecia cualquier efecto de compresibilidad en los álabes 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 :

$$H - H = \frac{L_c}{gAc} \frac{dQ_t}{dt} \quad \dots(2)$$

1, Ns c

La longitud y área equivalente de este tubo no son una cons-

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,

$$H_e = h \cdot H_{ref} = H - H_c \quad \dots(3)$$

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 Q_{11} vs. el coeficiente periférico de velocidad K_{u1} 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 Q_{11} y M_{11} vs K_{u1} se modifican al sistema por unidad, [p.u.] de esta forma se obtienen dos características de la forma :

$$\frac{v}{\sqrt{h}} = \phi\left(\frac{\alpha}{\sqrt{h}}\right); \quad y \quad \frac{t_m}{h} = \phi\left(\frac{\alpha}{\sqrt{h}}\right) \quad \dots(4)$$

Estas características se muestran en la fig. 4.1

Con

$v = Q/Q_{ref}$ [caudal unitario].

$h = H_e/H_{eref}$ [carga neta unitaria].

$\alpha = N/N_{ref}$ [velocidad unitaria].

$t_m = T/T_{ref}$ [aer unitario].

Fenómenos de Resonancia en
la P.H. Angostura
Reporte Final

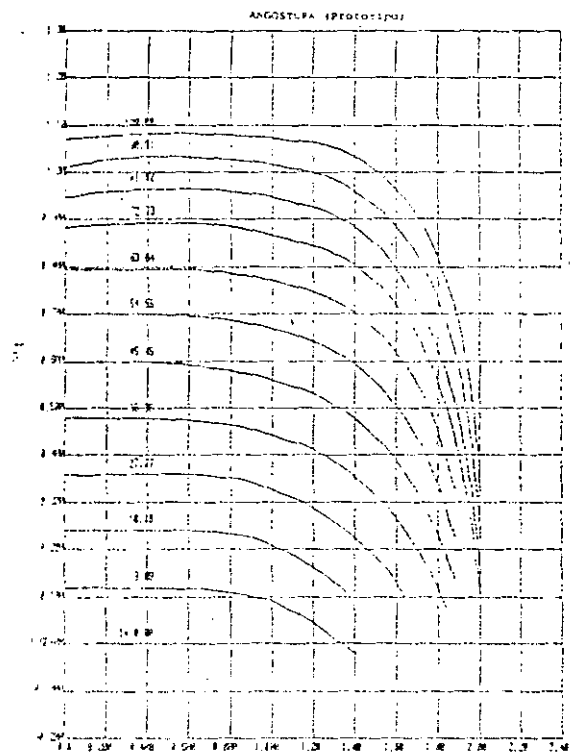
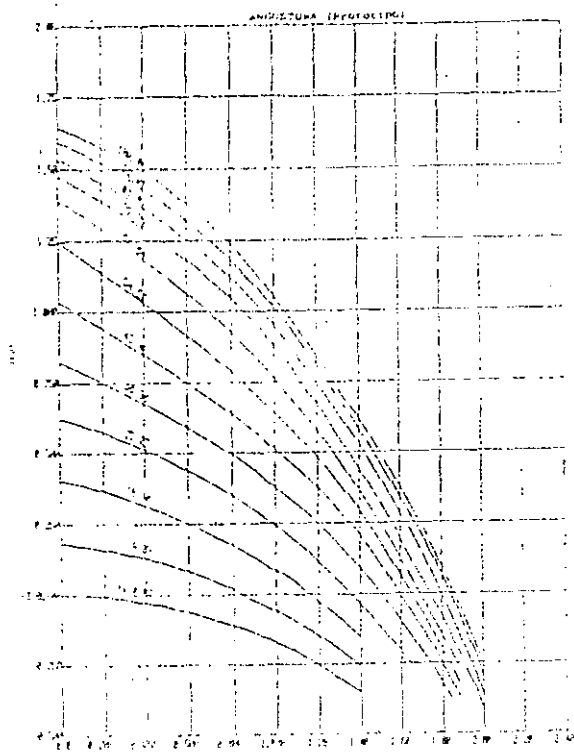


fig. 4.2 Características turbina Francis.

Fenómenos de Resonancia en
la P.H. Andostura
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 si 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

$$\mu_2 - \mu_1 = -k * (H_d - H_d) \quad \dots(7)$$

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 :

$$\frac{d\mu}{dt} = Q_{ep} - Q_{tr} \quad \dots(9)$$

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 $\omega = 1$, resulta un sistema de dos ecuaciones simultáneas no lineales en las variables h y Q_{ca} . 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 FASCAL 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 desfoque.

Finalmente, se requiere también suponer el valor de la inercia de la turbina $L_c/(sAc)$ 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 existe cavitación en el tubo de desfoque, 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.

5.3.3 Aproximación de Inertancia de turbinas.

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 = 7.58
AlfaB = -8.82
beta = 71.84
AB = 4.291
ratio = 8.514
L2 = 25.11
Escala 1 : 3.28

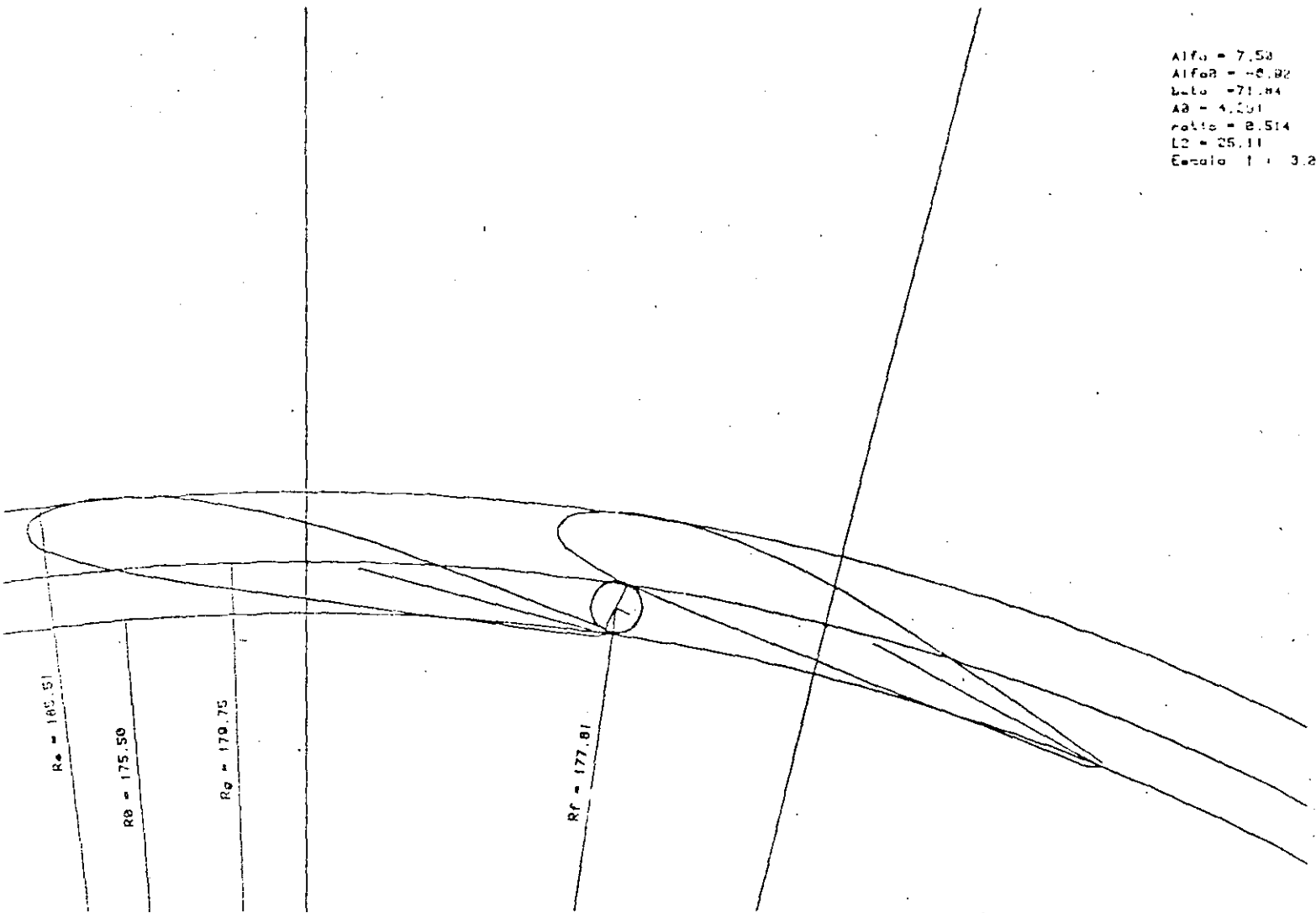


fig. 5.1 Cálculo Inertancia en distribuidor rodete.

Fenómenos de Resonancia en
la P.H. Angostura
Reporte Final

En la fig 5.2 se muestra la proporción y variación de la inercencia interna de la turbina.

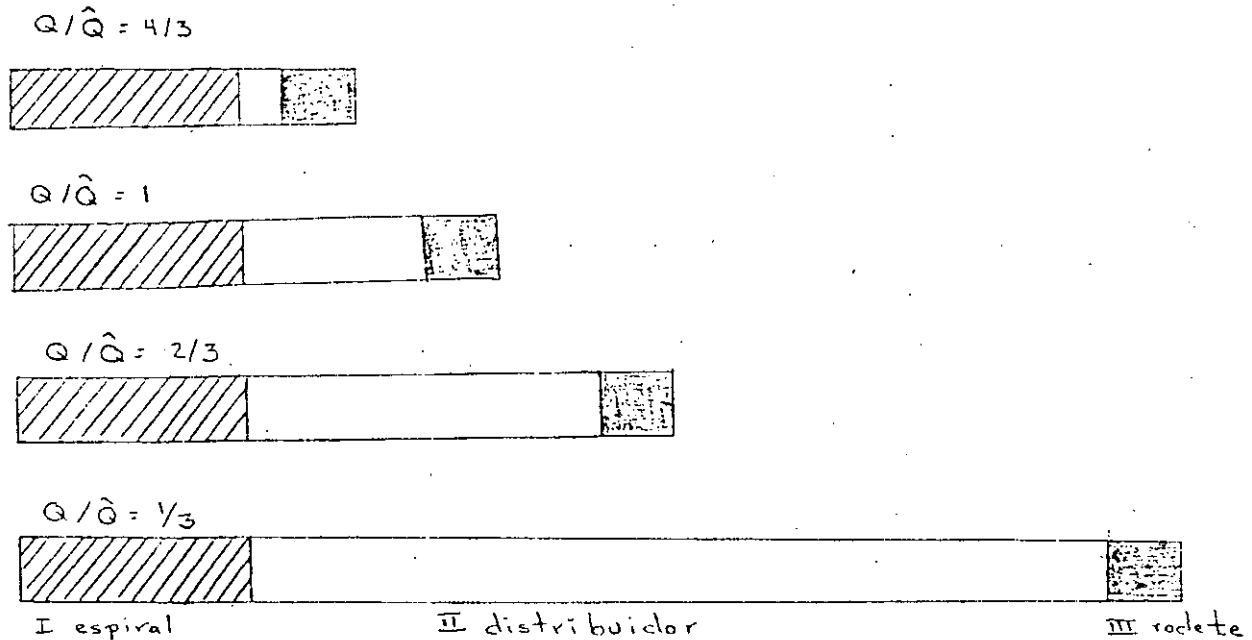


fig. 5.2 Inercencia de turbina.

En base a la experiencia este método para determinar la inercencia es suficientemente aproximado. Sin embargo, en ocasiones debe ajustarse un poco para obtener la función de transferencia entre tubo de desfogue y espiral (Relación entre H_c y H_{d1}).

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 expondrá 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. Ansoyura
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:

$$Q_{11m} = Q_{11p} \quad \dots(13)$$

$$K_{u1m} = K_{u1p} \quad \dots(14)$$

- b) Ley de similitud de movimiento inestable (solpe de ariete) :

$$\frac{T_{wm}}{T_{wp}} = \frac{T_{ap}}{T_{ap}} = \frac{u_{m1}}{u_{p1}} = \tau \quad \dots(15)$$

En donde

$$\tau = \frac{2L}{a}$$

$$T_w = \frac{L Q_0}{s H_0 A} \quad \dots(16)$$

$$T_a = 2 * H \quad \dots(17)$$

- 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. Andostura
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 :

$$\frac{L_m}{L_P} = \lambda \left(\frac{\sigma_m}{\sigma_P} \right) \left(\frac{H_P}{H_m} \right)^{\frac{1}{2}} \quad \dots(22)$$

Fenómenos de Resonancia en
 la P.H. Andostura
 Reporte Final

$$\frac{A_m}{A_P} = \lambda^2 \frac{\alpha_m}{\alpha_P} \left(\frac{H_P}{H_m} \right)^{\frac{1}{2}} \dots (23)$$

En donde,

$$\lambda = \frac{D_m}{D_P} \dots (24)$$

Es el factor de escala entre modelo y prototipo.

Fenómenos de Resonancia en
la P.H. Angostura
Reporte Final

En estas dos últimas ecuaciones, α y β 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 desfosue 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 desfosue.

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 desfosue.

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 desfosue 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 desfosue. 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 desfosue 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:

$$T_{wd} = \frac{Q \cdot l_d}{gH_d A_d} \quad [ses] \quad \dots(26)$$

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 desfosue 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 desfosue. La oscilación en la tubería de presión y en el tubo de desfosue 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. Andostura
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 desfosue 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 desfosue, 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 desfosue.

Las figuras 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

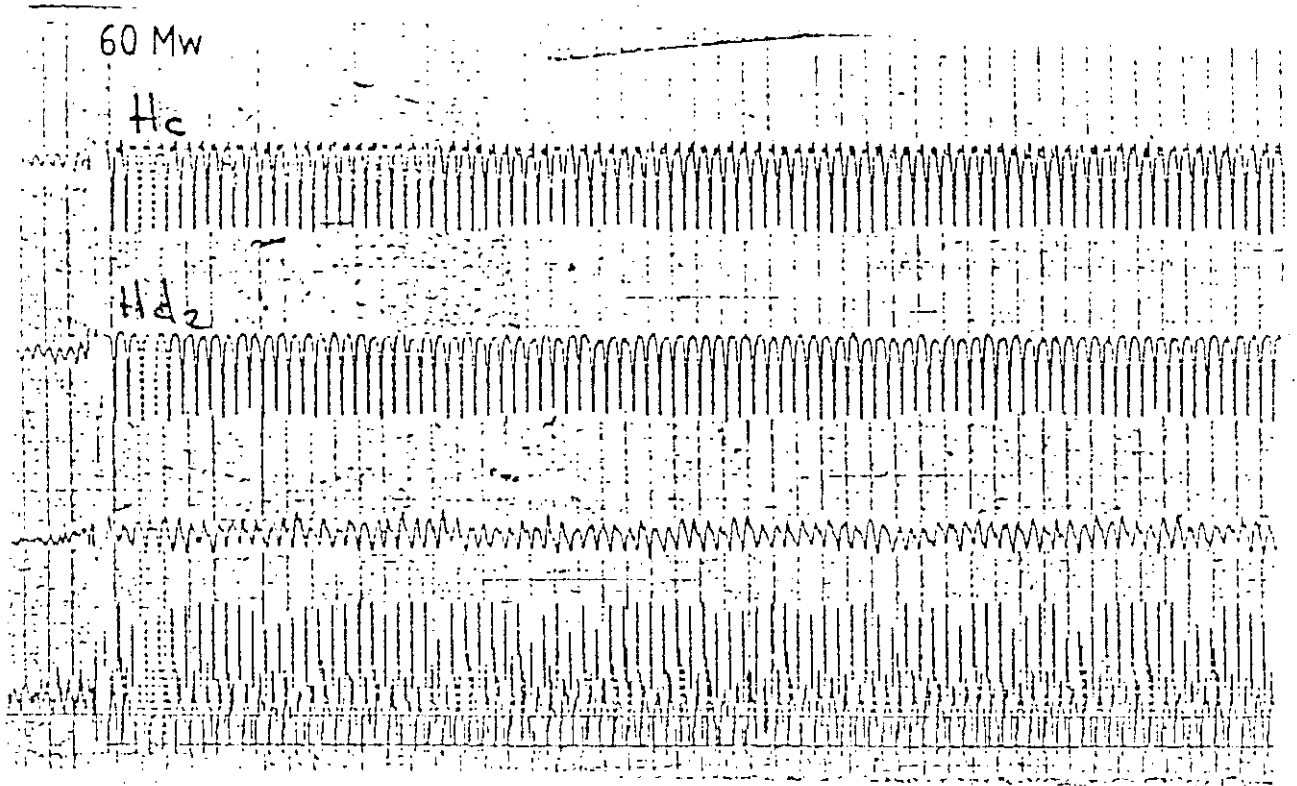


fig. 14.1 Oscilograma de vibración prototipo 6431.

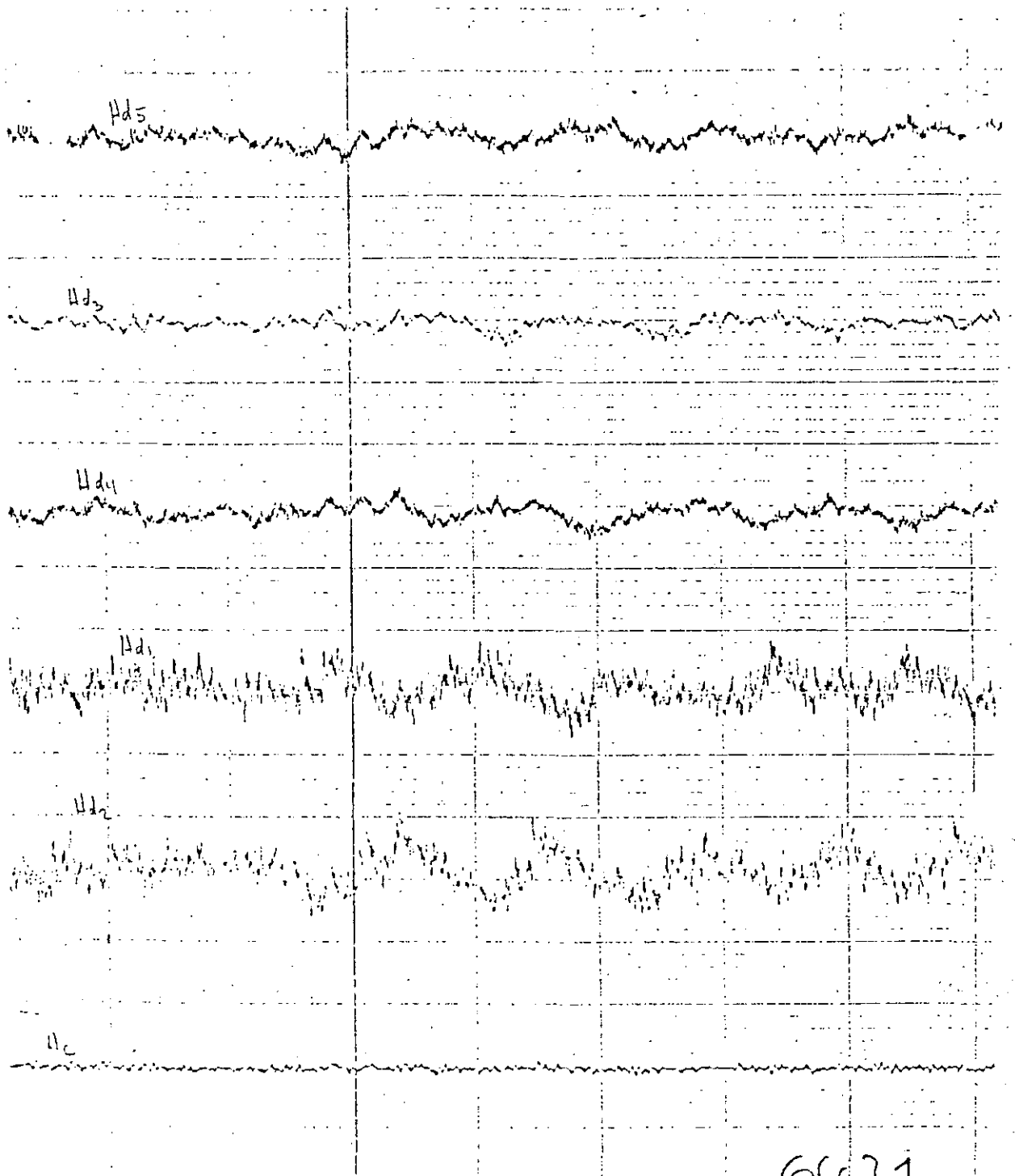


fig. 14.2 Oscilograma del modelo 6431

6071

Fenómenos de Resonancia en
la P.H. Angostura
Reporte Final

0.34225 ORD 100.-03 E VLG
2.98+00 E C

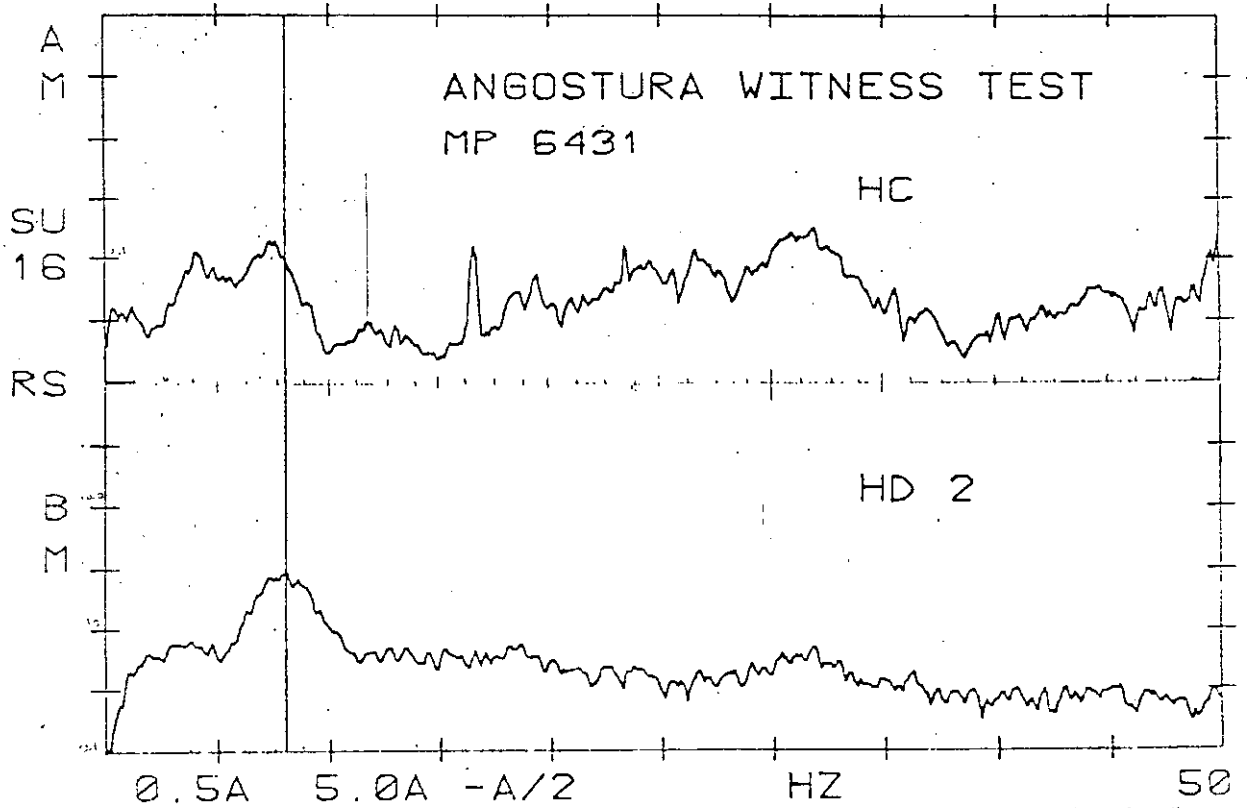


fig. 14.3 Espectro del modelo 6431

Fenómenos de Resonancia en
la P.H. Angostura
Reporte Final

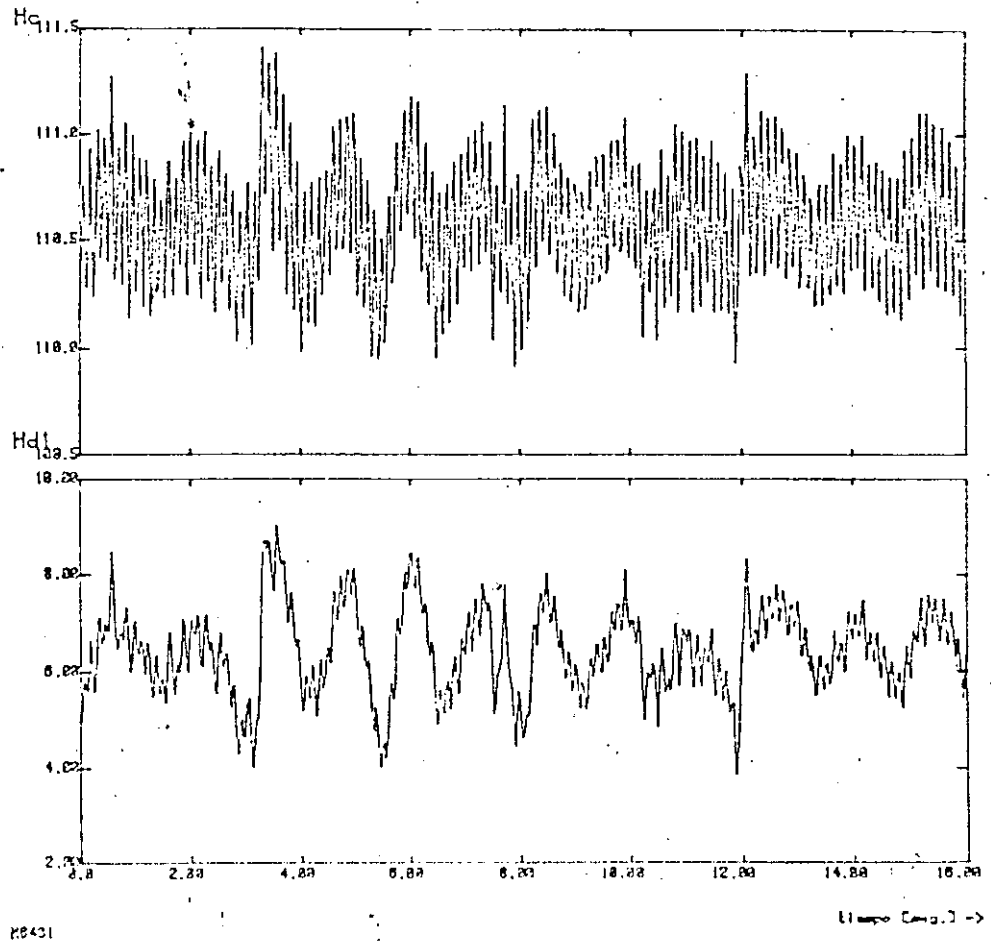


fig. 14.4 Oscilogramas simulado del modelo 6431

Fenómenos de Resonancia en
la P.H. Angostura
Reporte Final

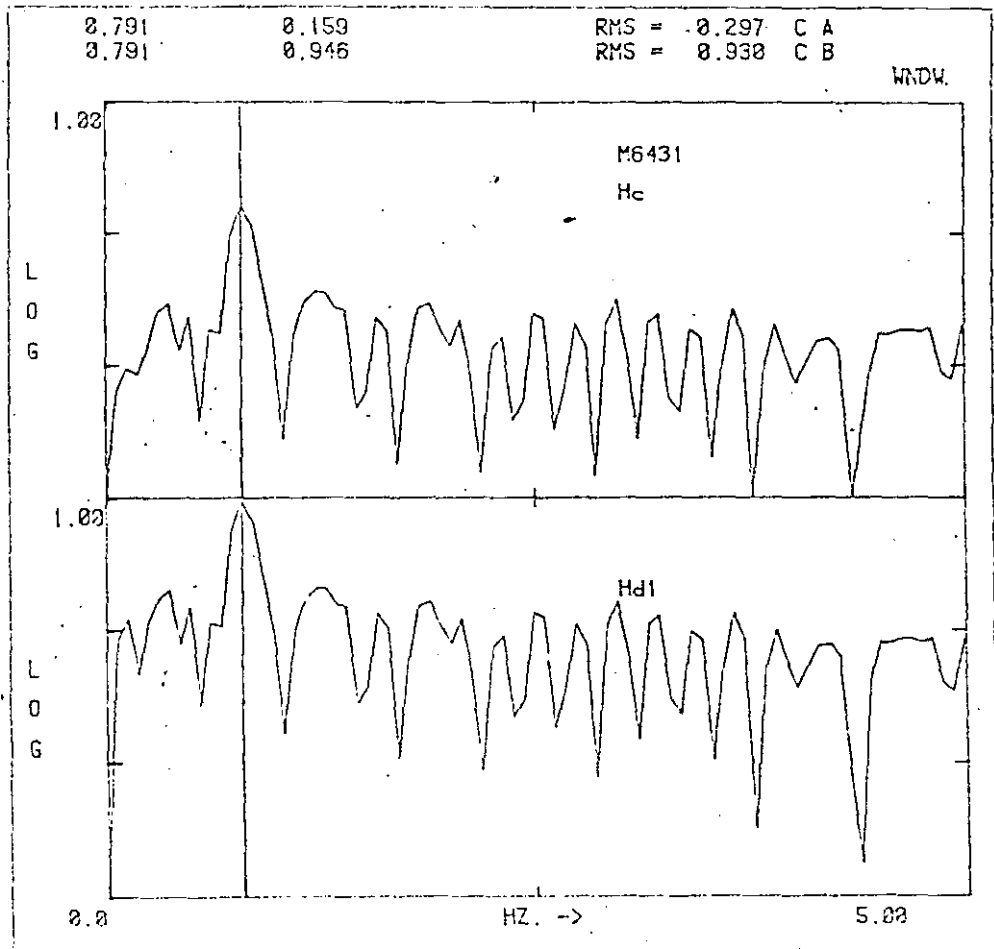


fig. 14.5 Espectro simulado del modelo 6431

Fenómenos de Resonancia en
la P.H. Angostura
Reporte Final

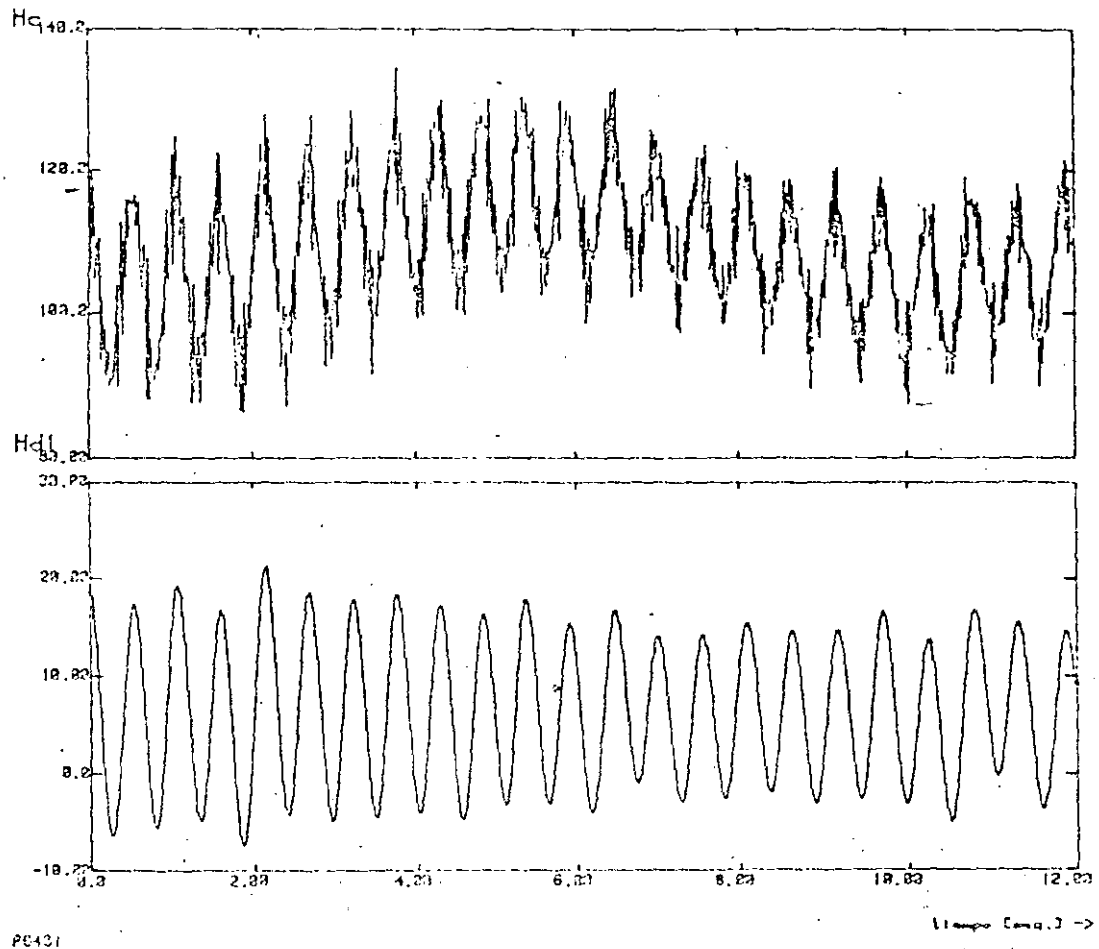


fig. 14.6 Oscilograma simulado prototipo 6431

Fenómenos de Resonancia en
la P.H. Angostura
Reporte Final

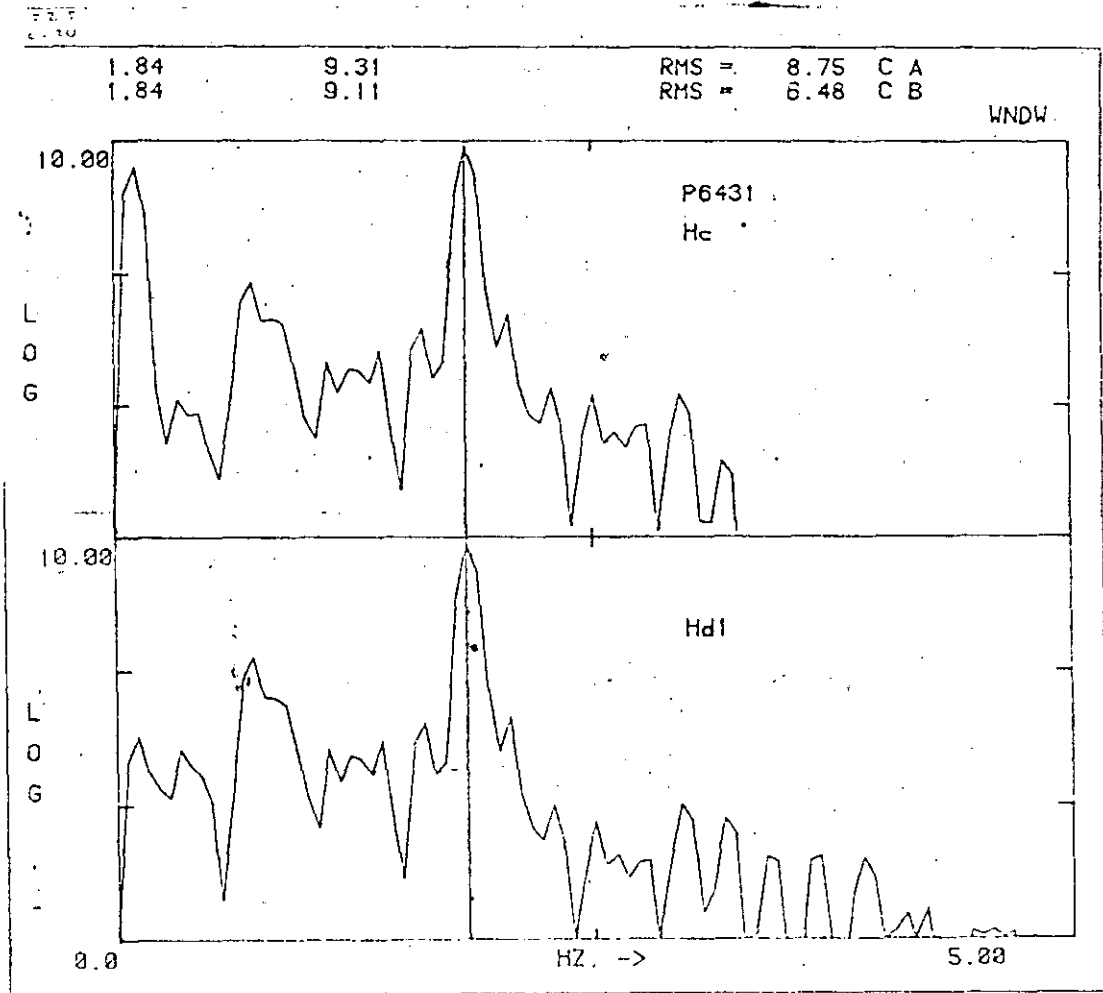


fig. 14.7 Espectro simulado Prototipo 6431

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

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 maiz y pacas de algod6n), los proyectos no pueden ser comparados. Solo cuando se usan unidades comunes es posible la comparaci6n. El primer paso en analisis econ6micos deber6 ser encontrar un valor unitario com6n; 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 inversi6n pero en tiempos diferentes, por ejemplo, el proyecto A en dos a6os y el proyecto B en cinco a6os. ¿ Se puede inferir entonces que los dos proyectos tienen el mismo costo ?. La respuesta depende de si se concede o no, alg6n valor al tiempo. En este ejemplo, en el proyecto B se tiene que esperar cinco a6os para concluirlo y comprometer recursos desde el inicio, mientras que en el A, s6lo se tiene que esperar dos a6os. Si no se le da ning6n valor al tiempo, entonces el proyecto A y el B cuestan lo mismo.

Sin embargo, es evidente que la mayoria de las personas preferir6an el proyecto A, pues el tiempo que se tiene comprometidos los recursos antes de iniciar su per6odo productivo es menor y la espera para su conclusi6n m6s 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, solo 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 $(P/F, i\%, m)$.

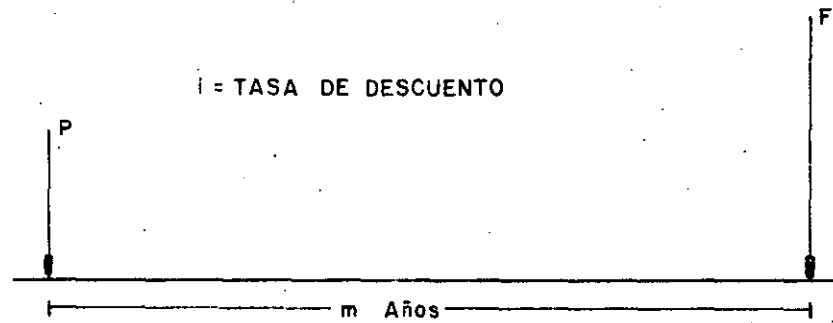


FIG. II.1

$$\frac{F}{P} = (1 + i)^m = (F/P, i\%, m) \quad (2)$$

$$\frac{P}{F} = 1/(1 + i)^m = (P/F, i\%, m) \quad (3)$$

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.

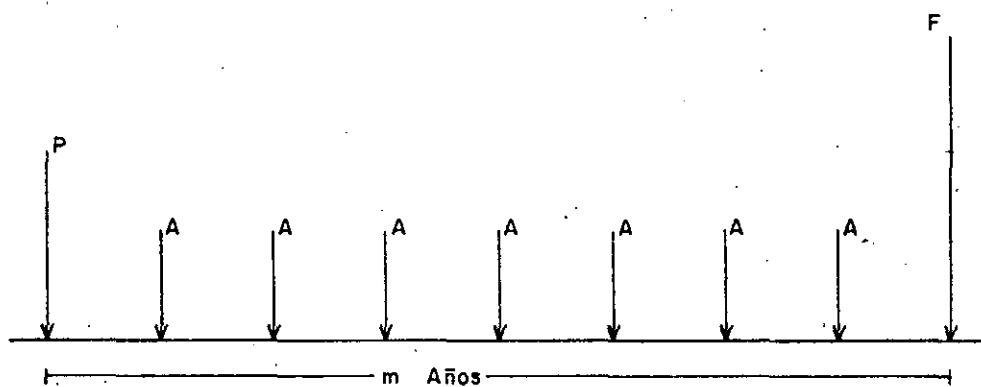


FIG. II. 1

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 convertir la 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?.

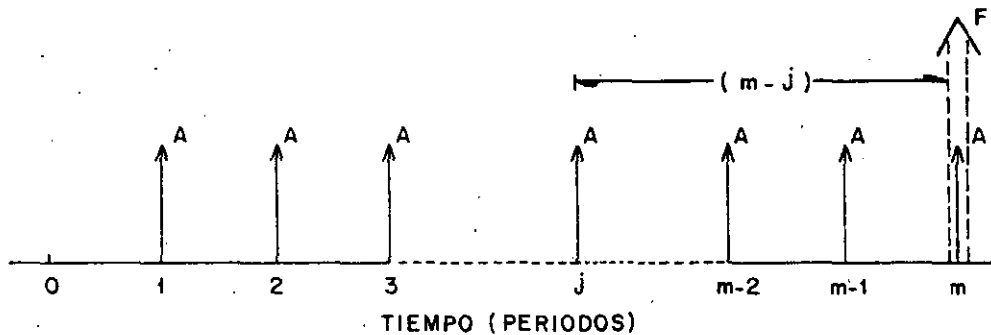


FIG. II.3

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 denomina 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 denomina factor de fondo acumulativo (A/F, i%, m), porque representa la cantidad que habría que ingresar (o erogar) periódicamente 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 denomina 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?.

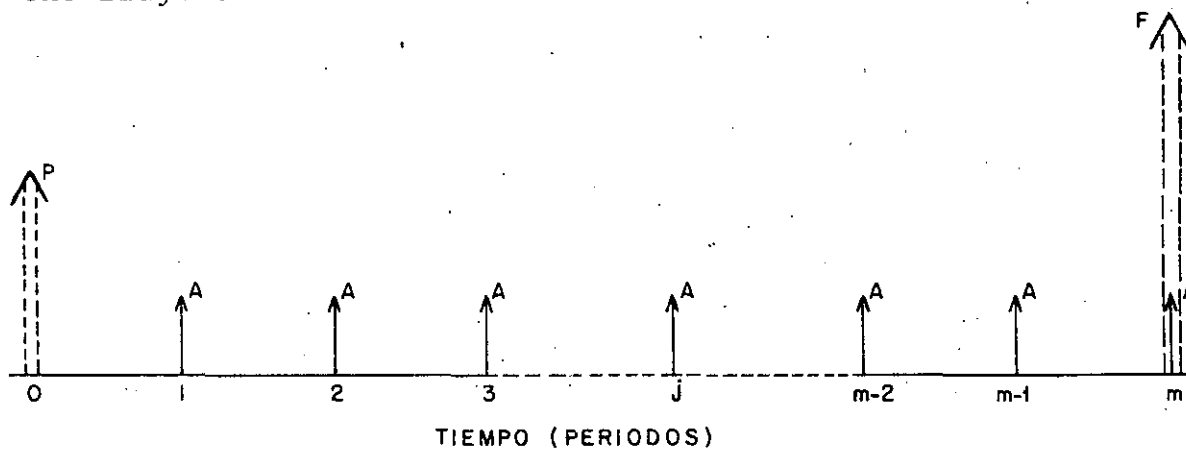


FIG. II. 4

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:

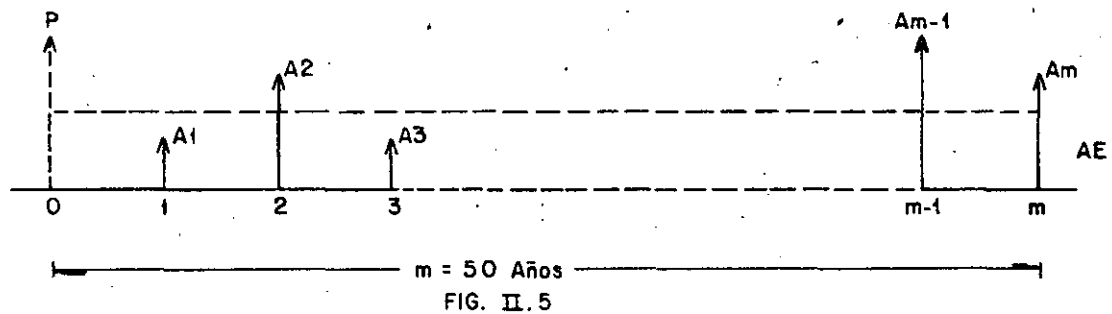
$$A = \left\{ \frac{i (1 + i)^m}{(1+i)^m - 1} \right\} P \quad (13)$$

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.

$$AE = \frac{\sum_{t=1}^m At / (1+i)^m}{\frac{(1+i)^m - 1}{i(1+i)^m}} \quad (14)$$

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.

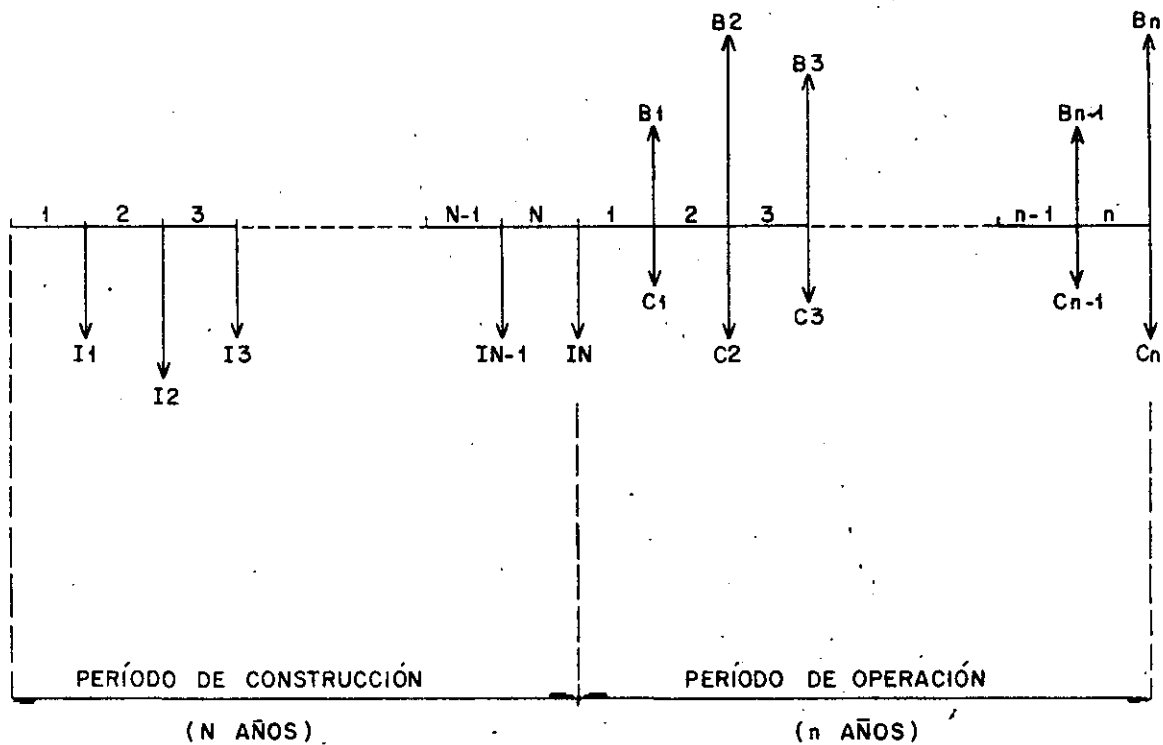
Una inversión es un costo incurrido para la adquisición o - instalación de un bien duradero, mientras que un costo operativo es un costo asociado con los bienes que se consumen directamente o los servicios que se utilizan con objeto de realizar el proceso de producción.

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 topográfi-

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.1.2 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:

$$CF = 58.90 \cdot 10^6 (NU) \quad (16)$$

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:

$$cuv = 1\,763.87 \cdot \left[\frac{PI}{NU} \right]^{-2.1912} \quad (18)$$

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:

$$CV = cuv \cdot GAE \quad (22)$$

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.

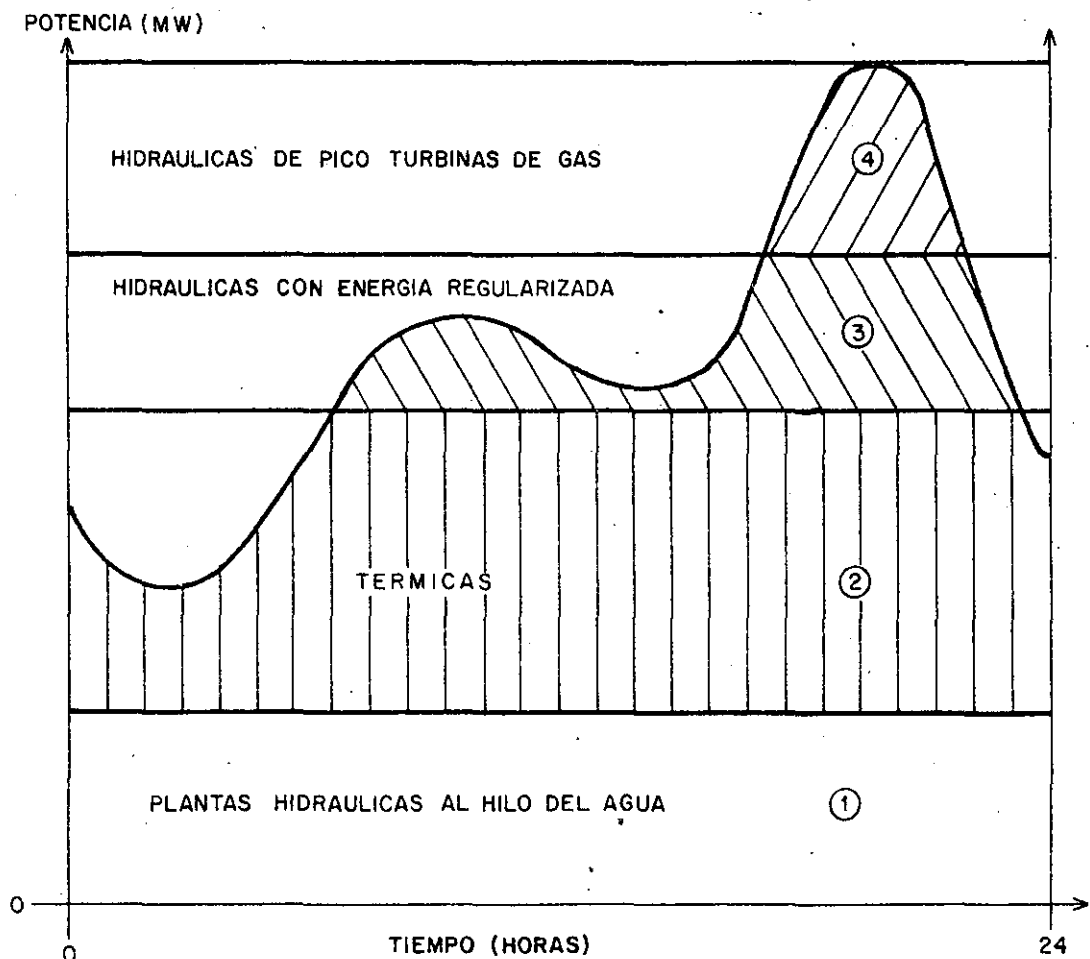


FIG. III.2 : DIAGRAMA DE DEMANDA DIARIA

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 un 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, don-
de esa energía tiene un costo de generación alternativo, -
permite cuantificar el "valor" del beneficio de proyectos-
hidroeléctricos.

Para comparar, en primera aproximación, proyectos alterna-
tivas para generación de energía eléctrica, la Comisión Fe-
deral de Electricidad emplea indicadores económicos deter-
minados para distintas tecnologías y en base a los paráme-
tros 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 paráme-
tros 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 pa-
ra 1984.

Estos indicadores económicos en general se obtienen al di-
vidir el costo total anual equivalente (suma de los costos
anuales equivalentes por concepto de inversión , opera--
ción y mantenimiento) entre la generación neta anual equi-
valente, 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	109	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	3.8
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

Fuente: Gerencia de Estudios, C.F.E.

CUADRO: III.3

34

33

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.

Fuente: Gerencia de Estudios, C.F.E.

CUADRO: III.4

32

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
Diesel	lt	36.62	9 243	3.96
Mezcla ^{3/}	lt	26.04	9 864	2.64
Carbón	kg	6.84	6 945	0.98
Uranio (U ₃ O ₈)	gr	6.47	138 998	0.05

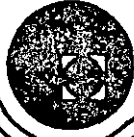
^{1/} Precios medios estimados para 1984

^{2/} Pesos de 1984

^{3/} 80% combustóleo y 20% diesel

Fuente: Gerencia de Estudios, C.F.E.

CUADRO III.5



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

PROYECTO DE PLANTAS HIDROELECTRICAS

TEMA 10

-varios-

OBRA DE TOMA

TANQUE DESARENADOR Y ESTRUCTURA DE PUESTA A PRESION
CANAL

LAS PLANTAS HIDROELECTRICAS COMO FUENTES NO CONVEN-
CIONALES DE ENERGIA

PRESAS PEQUEÑAS

TUBERIA DE PRESION

TUBERIAS DE PVC

TURBINA Y CASA DE MAQUINA

OCTUBRE, 1985

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 tomas: 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 entada, 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 fuga.

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 creará 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 nivel respecto a la cresta vertedera de la cortina serán tales que en su entrada no se produzca régimen supercrítico.

SOLUCION TIPICA DEL PROYECTO.

El primer paso 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 las 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 espiral inducido por la curva tienden a acumularse en la margen convexa de la misma.

Para la obtención de la geometría de la entrada de la obra de horma-
 dado tenemos especial cuidado en la determinación de las pérdidas en ella,
 que básicamente son dos: las pérdidas debidas a la rotación de la entrada, h_e
 y las pérdidas por contracción en la entrada, h_c .
 La pérdida por contracción vale: $h_c = K_c \frac{v^2}{2g}$
 donde el coeficiente K_c , según Henderson
 vale $K_c = 0.3$
 La pérdida causada por la rotación de la entrada, según Hoxanyi

Fig. 4.2 Esquema de la obra de horma. (Planta y corte.)

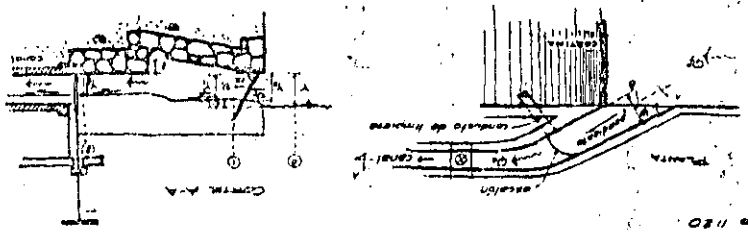


Fig. 4.2) esta pendiente, según Gómez Navarro
 partículas sólidas tienden a depositarse hacia el conducto de limpieza (ver
 perfil de la entrada, una pendiente tal a la planta de la toma, que las
 Con el propósito de ayudar a la sedimentación se recomienda tener a
 para $d < 0.1 \text{ mm}$, $a = 51$
 para $0.1 < d < 1.0 \text{ mm}$, $a = 44$
 para $d > 1 \text{ mm}$, $a = 32$
 y d es un coeficiente tal que
 donde d = diámetro o tamaño de las partículas en mm

donde d = diámetro o tamaño de las partículas en mm
 $v = 0.4 \sqrt{d}$ (en cm/seg.)
 donde v es la velocidad de sedimentación de las partículas en
 m/seg. según CTE la velocidad de sedimentación de las partículas es
 que se depositan allí las partículas gruesas de arena, cuyo diámetro medio
 nunca desciende de haber penetrado en la obra de toma lo suficiente como para.
 de $v = 0.75 \text{ m/s}$ ($0.5 < v < 1.0 \text{ m/s}$). La velocidad del agua desmi-
 La Comisión Federal de Electricidad recomienda tener una velocidad de entre
 superficiales en la obra de toma.
 nos hidrodinámicos impredecibles. Por otra parte, nunca deberá presentarse régimen
 radica con el tiempo la geometría de la entrada, con lo que se producen fenóme-
 en sedimentar en la entrada, antes del conducto de limpieza, lo cual manera que se
 laterales que se forman en el canal, ni se van tan profundas que las partículas que
 comunes en ella tales velocidades no sean tan grandes que las partículas se
 las dimensiones de la entrada se determinan a partir de las velocidades.
 de $\theta = 30^\circ$ en todas las obras de toma.
 El mismo que más comúnmente se sigue es el de tener un ángulo de 45°

comando a 100	45° a 50°
entre 0.50 y 0.50	50° a 30°
45°	45°

La relación entre el grado de erosión y el grado de sedimentación en las obras de
 menor grado de erosión se demuestran, las erosiones, en la obra de toma en las
 con el tiempo, se requieren tomar como ejemplo en el caso de la obra de toma
 tiene para las mismas velocidades
 de 0.5 m/s a 1.0 m/s
 de 0.5 m/s a 1.0 m/s

(1) Geometría de la obra de toma en época de avenida.

tiene un valor de $h_r = \varphi \left(\frac{v}{2}\right)^2 \frac{4r}{2g} \text{ Sen } \alpha$... (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

y α es el ángulo de inclinación de la reja.

Si en 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, así 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:

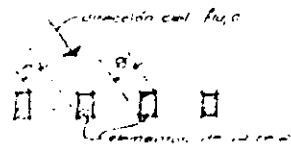


FIG 4.3 Las pérdidas en la reja: dimensiones representativas.

$Y = Y_1 + \frac{v_1^2}{2g} + h_c + h_r$, es decir

$\Delta Y = \frac{v_1^2}{2g} + h_c + \varphi \left(\frac{v}{2}\right)^2 \frac{4r}{2g} \text{ Sen } \alpha$... (4.4)

TANQUE DESARENADOR Y ESTRUCTURA DE PUESTA A PRESIÓN

Además de los capítulos que preceden a este, se tratará aquí separadamente los elementos, ello obedeciendo a una de las principales directrices — entre las pequeñas 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. (1)

Aunque 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 esta función, porque el volumen necesario para la regulación mínima — siempre resulte, para las proporciones de la central, extremadamente grande y por lo tanto costoso. Así pues, en las pequeñas centrales resulta conveniente, siempre un poco de funcionamiento, en este sentido, con el fin de obtener unos costos aceptables.

DEFINICIONES

Tanque desarenador

Es un elemento del elemento del aprovechamiento, que se dispone en el canal, 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 de presión; las partes que pudieran causar a la tubería. Básicamente consiste en un depósito donde se acumula la mayoría del agua las partículas, con por un lado.

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 arena 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 zona 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 causar daños en las tuberías — inicien su descenso.
4. El ancho y la profundidad del tanque han de ser tales que, de acuerdo a un tiempo notable de lavado, se tenga un volumen zonal suficiente para almacenar sedimentos.
5. El tanque tendrá una cámara y un conducto de lavado para efectuar descargas periódicas.
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 signifi-

1

(1) Específicamente, se hace referencia aquí a los pequeños centrales realizadas con tecnologías no convencionales, cuya diferencia con los grandes centrales son más marcadas que las de los pequeños centrales convencionales.

(2) El criterio propuesto aquí será evaluado por diversas experiencias en PCH construidas en Latinoamérica.

los la acumulación de sedimentos allí.

7. Para poder efectuar reparaciones en la tubería o en la tubería, se dispone de una compuerta en el origen de la tubería.
8. Se debe asegurar que la materia flotante que logra pasar a la tubería sea de un tamaño tal que no perjudique seriamente el funcionamiento de la tubería; para lograrlo, se debe disponer de una rejilla de dimensiones adecuadas.
9. Debiera dotarse a la estructura de un vertido lateral capaz de desviar al máximo caudal transportado por el canal, de modo que se prevenga el flujo causado por algún cierre en la válvula de la tubería 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 suc 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 esfuerzos del terreno y del agua que actúan sobre ellos.

SOLUCIONES CONSTRUCTIVAS.

El tanque sedimentador o decantador se localiza habitualmente junto a la obra de toma; por este hecho 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 puesta 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, zunchado y un ferro-cemento en aquellos casos en los que se pueda estar en su construcción.

(1) EPP: Estructura de Puesta a Presión. En la solución EPP se usó como Estructura de Puesta a Presión.

CONCEPTOS TEORICOS GENERALES.

Profundidad crítica para la tubería.

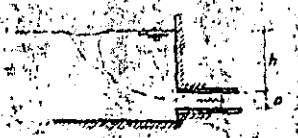


Fig. 1. Profundidad crítica de una tubería.

La profundidad crítica de la tubería es aquella a partir de la cual el producto del vértice 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 autores⁽²⁾ han propuesto las siguientes relaciones:

Según Winkler $h_c = 2.7D$ (51)

Según el criterio de M. A. I. $h_c = 0.5 \left(\frac{V^2}{gD} \right)$ (52)

con $V = \frac{Q}{A}$ A. I. P.

según Gómez Navarro
 $h_1 = 2 \frac{1}{2}$
 $h_2 = 2 \frac{1}{2}$
 $h_3 = 2 \frac{1}{2}$
 donde $v = \frac{1}{2}$ $v = \frac{1}{2}$
 3
 (5.3)

El ensayo propuesto por Minkei, de profundidades reducidas, por lo que se
 realizó convenientemente utilizar cualquiera de los otros dos ensayos o alguno de
 los dos siguientes.

En el diseño del ensayo, la distancia entre la superficie del agua y la
 parte superior de la fibra no deberá ser mayor o igual que la profundidad de
 la sedimentación de partículas sólidas.

Las condiciones ambientales que determinan la sedimentación de sólidos
 en el seno de un líquido son la viscosidad del fluido y la viscosidad del
 fluido que se tiene. Así, las velocidades pequeñas resultan favorables en la
 sedimentación de partículas pequeñas. Según Du Bois,

el sistema de sedimentación de materiales sólidos de diversas tamaños son

MATERIAL DE SEDIMENTACIÓN	
Acilic Plástica	0.001 m/s
Arena gruesa	0.16 m/s
Arena fina	0.216 m/s

según la velocidad de sedimentación de las partículas

establecido por la fórmula de Camp:

$$v = \frac{D^2 \Delta \rho}{18 \mu} \quad (5.4)$$

donde: $v =$ velocidad máxima de sedimentación en cm/s

$D =$ diámetro de las partículas sedimentables en mm

$\Delta \rho =$ densidad de Camp

$\mu =$ viscosidad dinámica del fluido

$D = 50$ para $d = 1$ cm

$D = 44$ para $d = 0.1$ cm

$D = 51$ para $d = 0.1$ mm

MATERIAL DE SEDIMENTACIÓN	
Acilic Plástica	0.001 m/s
Arena gruesa	0.16 m/s
Arena fina	0.216 m/s

El mismo tamaño de partículas permitida en las máquinas está en función

de la viscosidad del agua en la fibra; a su vez la viscosidad del agua depende

del tipo de fibra y del tipo de líquido utilizado. Mientras mayor sea

la viscosidad del agua, el tamaño de partículas que se permite en la fibra

no será menor.

Esto es que las partículas han incidido en términos normativos en la

0.01 la fibra mayor a una profundidad permitida en diversas máquinas.

En la práctica, para determinar la longitud de cada la aplicación del método

de ensayo, se puede tener en cuenta los siguientes factores:

1) El ensayo, para partículas más finas se hace en agua, el método de

la fibra, el método de fibra, el método de fibra, el método de fibra.

2) El método de fibra, el método de fibra, el método de fibra.

3) El método de fibra, el método de fibra, el método de fibra.

4) El método de fibra, el método de fibra, el método de fibra.

5) El método de fibra, el método de fibra, el método de fibra.

- 3) En la inmediación vertical - en cada de las partes en m/s que depende del tamaño - diámetro - de las partes, y de la velocidad del agua. Los valores de este factor se pueden consultar en la gráfica 4.
- 4) En la probabilidad permitida de caída en el caso de fugas de las partículas sólidas.

Debe de cumplir con los requerimientos, materiales el tanque debe tener un volumen adicional para almacenar sedimentos o arenas. En la ausencia de este servicio en la concentración de las arenas en el agua se pueden adoptar los procedimientos que como se muestra.

Ver Fig. 5

(5.5)

Desde el punto de vista de diseño del canal, el volumen del manantial permite que la longitud permitida para el mismo pueda ser de cualquier forma de tanque.

Geometría de la estructura:

En las fases en las anteriores consideramos, una geometría simplificada para el canal, según el tipo de tanque. En el punto de vista de la estructura, se debe de tener en cuenta que las medidas como se los siguientes elementos.

Es la estructura que cumple con las siguientes funciones: separar el agua que se va usar para la generación de energía, de la que el canal resultante, en el caso de los canales de la tubería o la tubería, a través del sistema de la tubería, mantener un nivel, más o menos constante en el tanque.

En el caso de tanques, se muestra la tubería y tubería.

En las siguientes secciones que forman parte de la estructura como se ve en las Fig. 6 y 7.

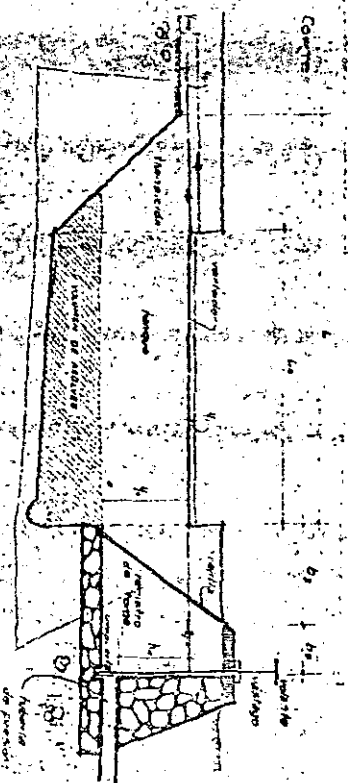


Fig. 6

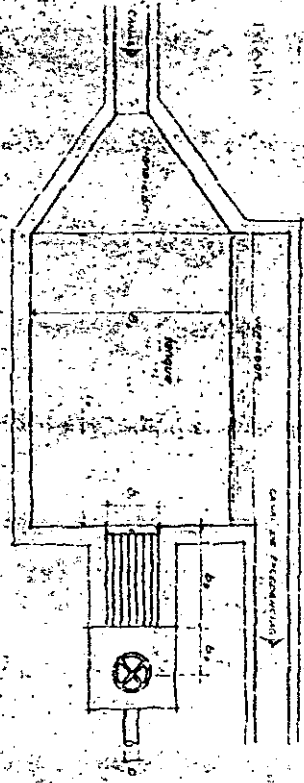


Fig. 7

- D - Diámetro de la tubería
- L - Longitud total del tanque
- L₁ - Longitud de caída de las partículas y del giro del verificador
- B - Anchura del tanque de la tubería
- h - Altura de la tubería
- h₁ - Profundidad del agua
- h₂ - Profundidad de la tubería
- h₃ - Profundidad de la tubería
- h₄ - Profundidad de caída de las partículas
- h₅ - Altura en el canal para el paso de las arenas
- h₆ - Altura en el canal para el mismo paso
- h₇ - Altura en el canal para el paso de las arenas
- h₈ - Altura en el canal para el paso de las arenas

Es igual elemento de la estructura que tiene como función proporcionar a la tubería un agua libre de partículas sólidas.

En la figura 6 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, deberán conocerse, o bien suponerse antes del diseño del diámetro; tal es el caso del diámetro de la tubería D , y de los frentes en el canal Y_1 y Y_2 .

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 es $y_1 = h_1 + D$, 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 h_1 y del ancho del tanque B_1 , pero un caudal fijo puesto que Q está determinado y la velocidad en el tanque puede variar con h_1 , siempre que sea menor que la velocidad de sedimentación. La longitud de caída de las partículas L_1 depende de B_1 y entonces existen una infinidad de parejas (B_1, L_1) 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: uno es por la vía de 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; usando la misma función con valores sucesivos inicialmente. En los siguientes párrafos se intenta desarrollar este último procedimiento.

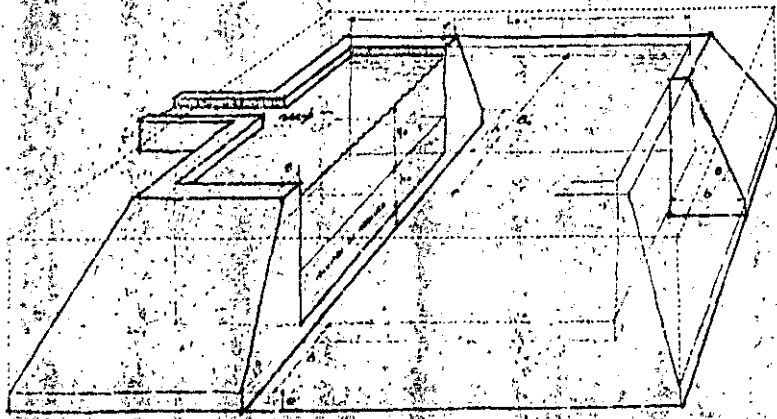


Fig. 6. Dimensiones del tanque.

La profundidad en el fondo de el tanque unas dimensiones tales que la solución resulte el menor) para ello se define el costo de la manera siguiente:

$$C = A + B \cdot V$$

(67)

donde C es el costo de la obra

V_1 : volumen de excavación (m^3) ; K : costo vol. en excavación ($\$/m^3$)

V_2 : volumen de muro (m^3) ; K_2 : costo vol. de muro ($\$/m^3$)

6

En esta etapa se hace énfasis en la dependencia del costo incremental de estos volúmenes, y no que resulten ser los más significativos.

Como lo que se busca aquí es minimizar C y no obtenerla, resulta más conveniente usar la fórmula (6.7), dividida por K_2 .

$$F = \frac{C}{K_2} = V_1 + \frac{K}{K_2} V_2 \quad (6.9)$$

De este modo se usan los costos relativos $\frac{K}{K_2}$ en vez de usar los costos absolutos C , K , 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 enseguida la relación entre L_0 y L_1 ; para esto se hace uso de la fórmula (6.5) y se recuerda que

$$V_1 = \frac{Q_1^2}{2L_0} \quad (6.10)$$

entonces (6.8) queda:

$$L_0 = \frac{Q_1^2}{2(B_0 + \frac{1}{2}h_0)(\alpha + 0.125C)} \quad (6.10)$$

y de aquí, al despejar L_1 :

$$B_1 = \frac{Q_1}{\alpha} \left(\frac{1}{L_0} + \frac{0.125}{\frac{1}{2}h_0} \right) \quad (6.11)$$

El volumen de excavación V_1 se muestra en la fig. 6.3 en línea punteada y tiene un valor de:

$$V_1 = (L_0 + 2b)(B_0 + \frac{1}{2}h_0)(\frac{1}{2}h_0 + C) \quad (6.12)$$

y el del tronco de h_0 es: $\alpha = \alpha' + \beta$; $L_0 + 2b = N$; $B_0 + \frac{1}{2}h_0 = M$; $NM = S$

$$V_1 = N \cdot M \cdot \beta = S \cdot \beta \quad (6.13)$$

El volumen en obra del muro es:

$$V_2 = (q + h_0) \left[\frac{1}{2}(\alpha' + C)(B_0 + \frac{1}{2}h_0) + \frac{1}{2}(\frac{1}{2}h_0 + C) \right] (L_0 + 2b)(B_0 + \frac{1}{2}h_0) \quad (6.14)$$

$$\text{con } \frac{1}{2}h_0 + C = E; \quad D + C = \frac{1}{2}h_0 + L_0 + R; \quad MR = q$$

$$V_2 = \alpha [q + h_0] + \alpha' D \quad (6.15)$$

y se debe tener en cuenta además:

$$h_0 = \frac{V_0}{L_0 B_0} \quad (6.16)$$

donde V_0 es el volumen de almacenamiento de bloques.

$$b = \frac{1}{2} \frac{V_0}{q} + C \quad (6.17)$$

Entonces un procedimiento para evaluar la función dada por la ecuación (6.8) puede ser:

1. Determinar conocidas previamente los valores de:

$$C, C', h_0, V_0, V_1, w, Q_1, K, K_2$$

2. Se asignará un valor para L_0 .

3. Se encontrará B_0 con (6.11).

4. Obtener los valores h_0 con la fórmula (6.16).

$$\alpha = h_0 + C; \quad A = \alpha + C; \quad M = B_0 + \frac{1}{2}h_0$$

$$b = \frac{1}{2} \frac{V_0}{q} + C; \quad N = L_0 + 2b; \quad S = N \cdot M$$

5. Calcular el volumen de excavación V_1 con (6.13); $V_1 = S \cdot \beta$

6. Valer $E = \frac{1}{2}h_0 + C$; $R = L_0 + B_0$

$$D = B_0 + C; \quad q = C' \cdot M$$

7. Calcular el volumen de obra de muro V_2 con (6.14):

$$V_2 = \alpha [q + h_0] + \alpha' D$$

8. Obtener la función con (6.8): $F = V_1 + \frac{K}{K_2} V_2$

Para obtener F_{min} se procede como sigue (véase la fig. 6.4)

Se considera que $\frac{dF}{dL_0} = 0$. Se supone entonces inicialmente un valor su-
perior a 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 obte-
ne ΔF , y por consiguiente $\frac{\Delta F}{\Delta L_0}$. Con base en el resultado se elige un nuevo L_0 .

to L_{i+1} y se repite todo el procedimiento hasta obtener $\frac{\Delta F}{\Delta L_i}$. Se realiza entonces una extrapolación o interpolación, según el caso, con los valores encontrados para lo

calcular el punto donde $\frac{\Delta F}{\Delta L_i} = 0$; desde luego, tal punto no será exactamente donde $\frac{dF}{dL_i} = 0$ 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 las operaciones.

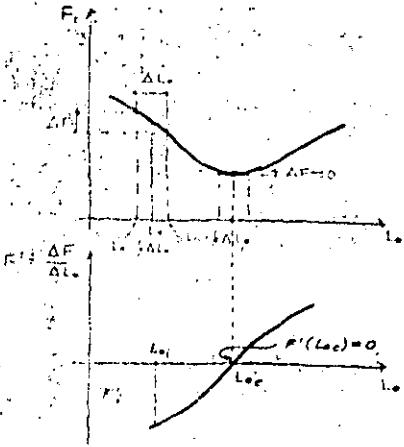
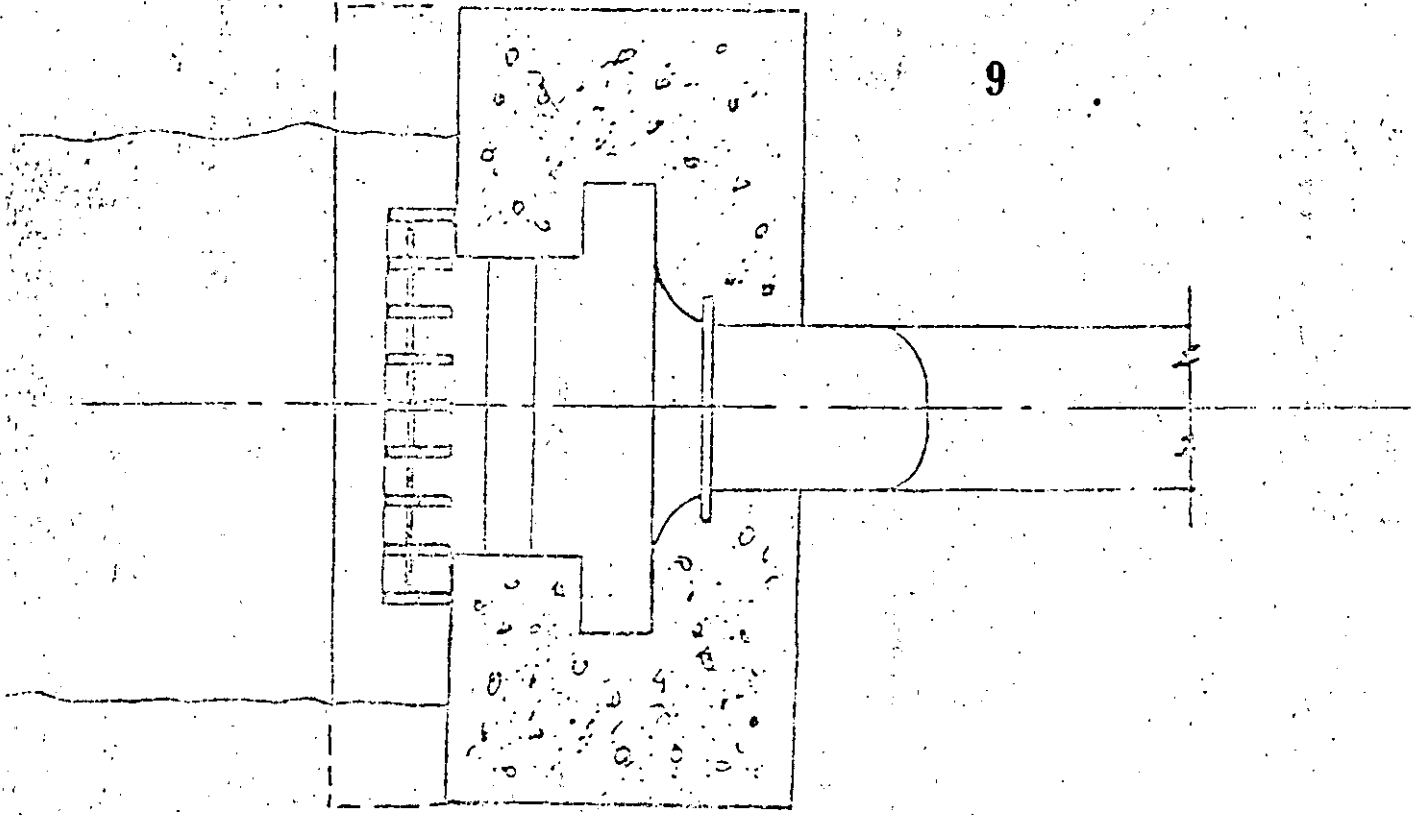


FIG. 6.4 Obtención de las dimensiones económicas

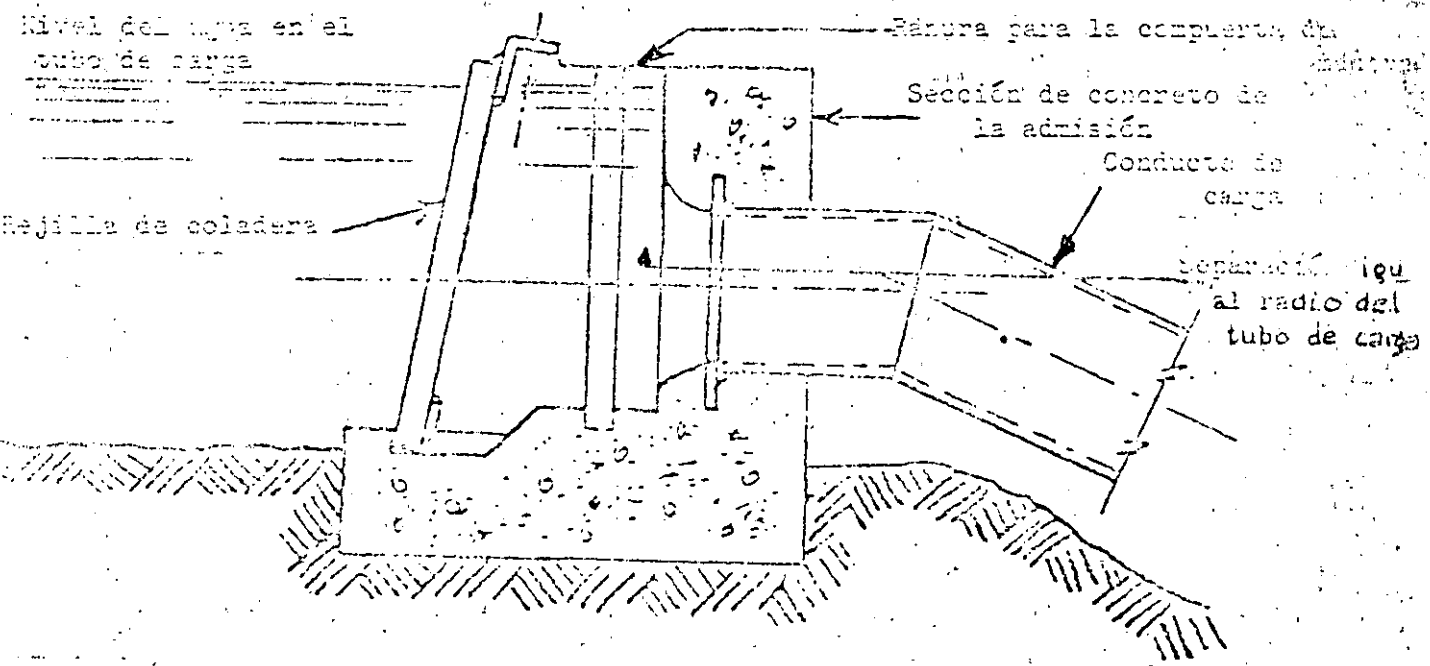
Si se construye la taza sobre un canal de regadío existente, en su diseño y construcción se tomarán en cuenta los siguientes factores:

- 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 éste 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 sección admisión al tubo de carga de una pequeña turbina hidráulica.

CANAL

DEFINICION.

El canal es la estructura que conduce el agua desde la obra de toma hasta el tanque de almacenamiento. El flujo del agua en el canal se caracteriza por la exposición de una superficie libre a la presión atmosférica, lo cual implica que el canal debe estar descubierta; p.ej. un tubo que conduce agua parcialmente lleno, es en efecto un canal.

CRITERIOS DE DISEÑO.

- 1.- La geometría del canal será aquella que permita el paso del caudal de diseño del canal, que no inmensurablemente sea el canal de diseño de la turbina.
- 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.- Las 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 tener 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 retiros de suelo a los que, como acabados, 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, a las turbinas. Sin embargo pueden utilizarse 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 cuyos paredes y plantilla se les ha dado algún recubrimiento por medio de bloques de concreto, mampostería, 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 trapezoidal o rectangular, aunque en algunas son más comunes las secciones en hornadura y las circulares.

3.- CANALES PREFABRICADOS. Por regla general, los canales prefabricados son tubos de sección circular que funcionan parcialmente llenos; generalmente se construyen de mortero de arena-cemento, de asfalto-cemento, de concreto, etc. y se utilizan en el drenaje urbano de aguas negras o blancas. Para pequeños 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 de 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 ft/s).

Con el propósito de evitar al máximo las erosiones, se han propuesto

TIPO Y RESISTENCIA DEL MATERIALES	
200 kg/cm ²	210 kg/cm ²
70	74
75	78
80	80
85	82
90	84
95	86
100	88
110	90
120	92
130	94
140	96
150	98
160	100
170	102
180	104
190	106
200	108
210	110
220	112
230	114
240	116
250	118
260	120
270	122
280	124
290	126
300	128
310	130
320	132
330	134
340	136
350	138
360	140
370	142
380	144
390	146
400	148
410	150
420	152
430	154
440	156
450	158
460	160
470	162
480	164
490	166
500	168

diversas razones para la velocidad... siempre la velocidad máxima absoluta... como se muestra en la tabla 5.1... para que, siempre que sea posible...

Tabla 5.1. Velocidades máximas permitidas por el agua (m/s)

Los incrementos que se dan en las tablas... deben ser compatibles con la velocidad... La pendiente tiene como principales limitaciones las siguientes... Debe determinarse hidrológicamente...

(1) Dado que pueden darse... (2) Recuerde que las PCN... (3) Recuerde que las PCN... (4) Recuerde que las PCN...

riano, y la ubicación de la obra de toma y la estructura de puésta a presión.

El área de la sección transversal se fijera 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 = $\frac{A}{P_m} = \frac{\text{AREA DE LA SECCION}}{\text{PERIMETRO MOJADO}}$

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/s²

A_c = es el área de la sección, correspondiente a flujo crítico.

B_c = es el ancho del espajo de agua en la sección correspondiente a flujo crítico.

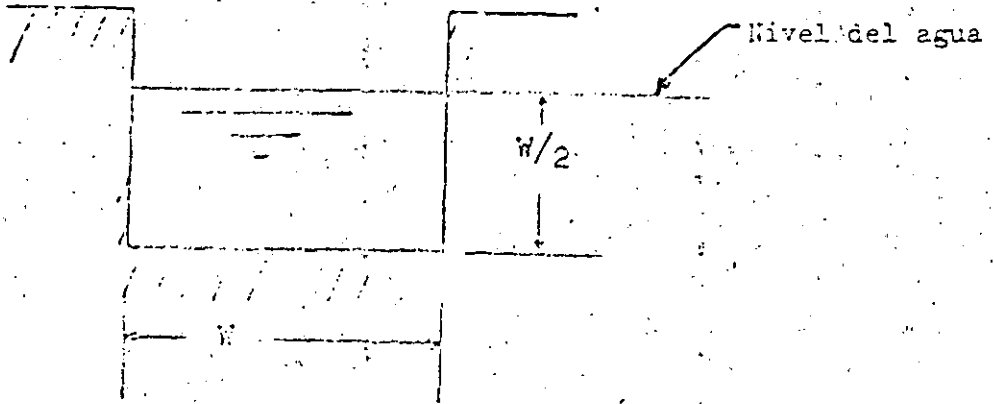
La "Energía neta" es una función de la "Carga neta". La "Carga neta" es la "Carga total" menos las "Pérdidas de carga". La Figura 10, muestra una pequeña instalación típica de energía hidráulica. Las pérdidas de carga son las pérdidas en el canal abierto más las pérdidas por fricción originadas por el 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 walledes de los canales (hechas de madera, mampostería, concreto o roca), se deben construir perpendicularmente. Diseñados de manera que la altura del nivel del agua sea la mitad de la anchura. Las walledes de tierra se deben construir en un ángulo de 45° . Diseñadas 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.

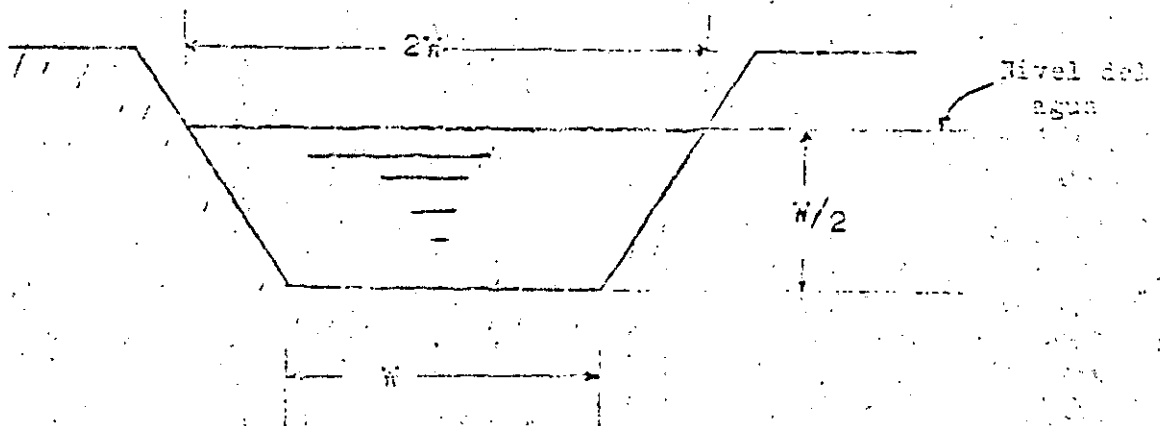
Para madera, concreto, mampostería y roca

$$\text{Radio hidráulico} = 0,25 W$$



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 sufrirán erosión las paredes de un canal.

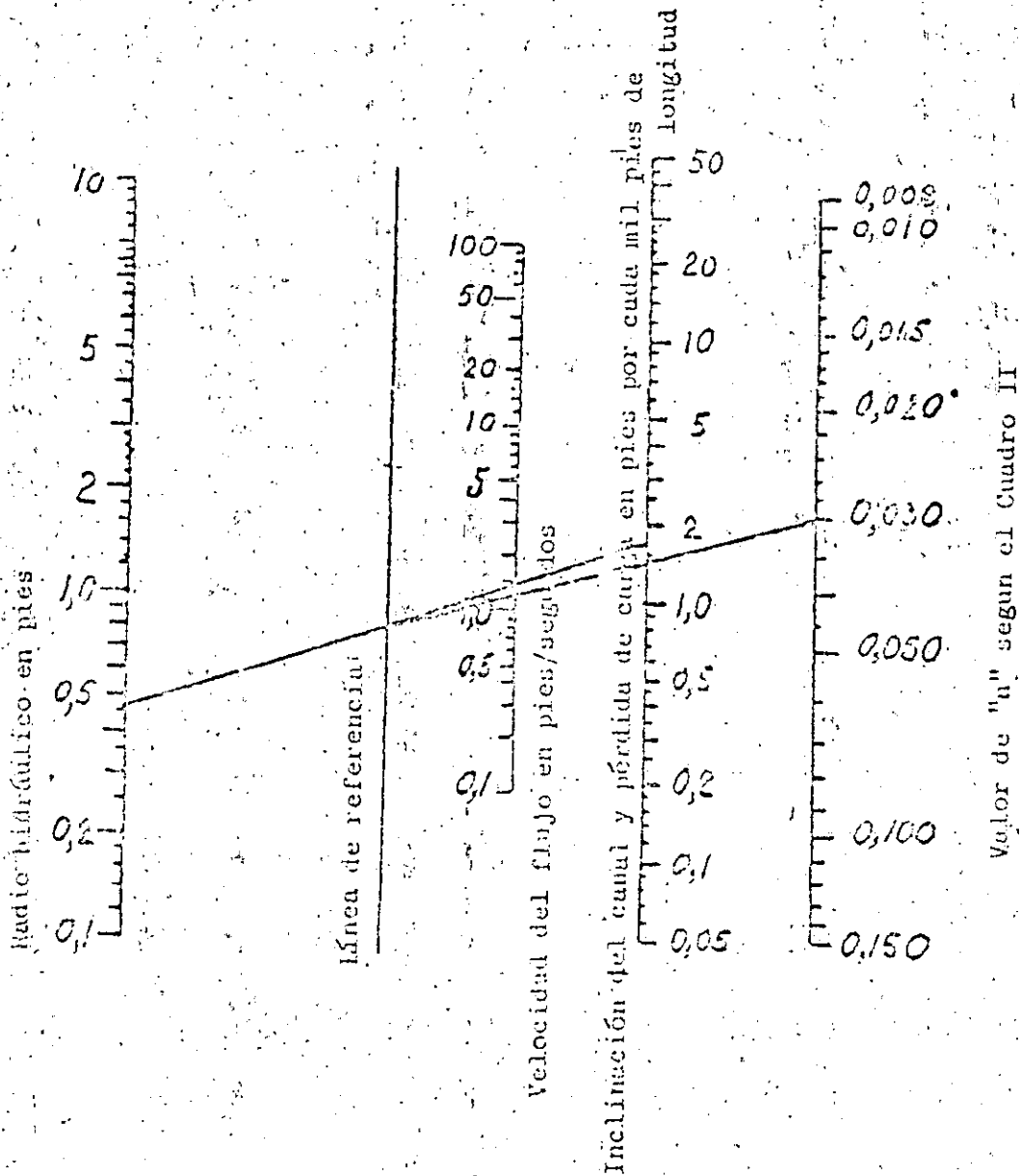


Figura 12. Caída (o inclinación) del canal en pies por cada 1000 pies de longitud del mismo. (La caída total es igual a la pérdida de carga en pies a través del canal.)

TABLE - II 6

Material of Channel Wall	Maximum Allowable Water Velocity (feet/second)	Value of "n"
Fine grained sand	0.6	0.030
Coarse 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

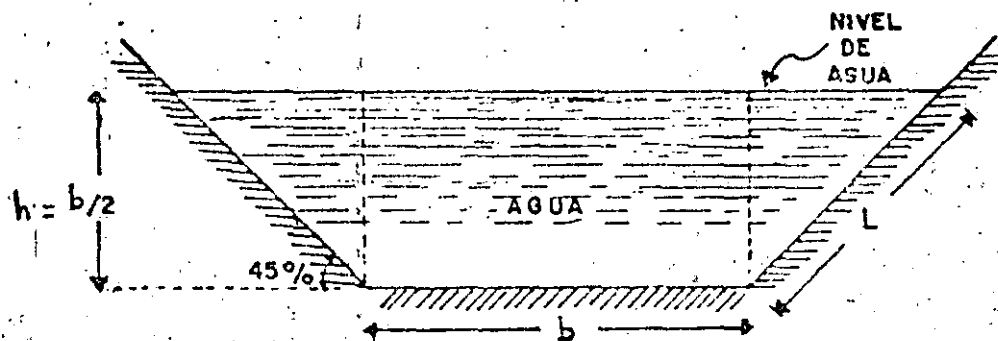
The hydraulic radius is equal to a quarter of the channel width, except for earth-walled channels where it is 0.31 times the width at the bottom.

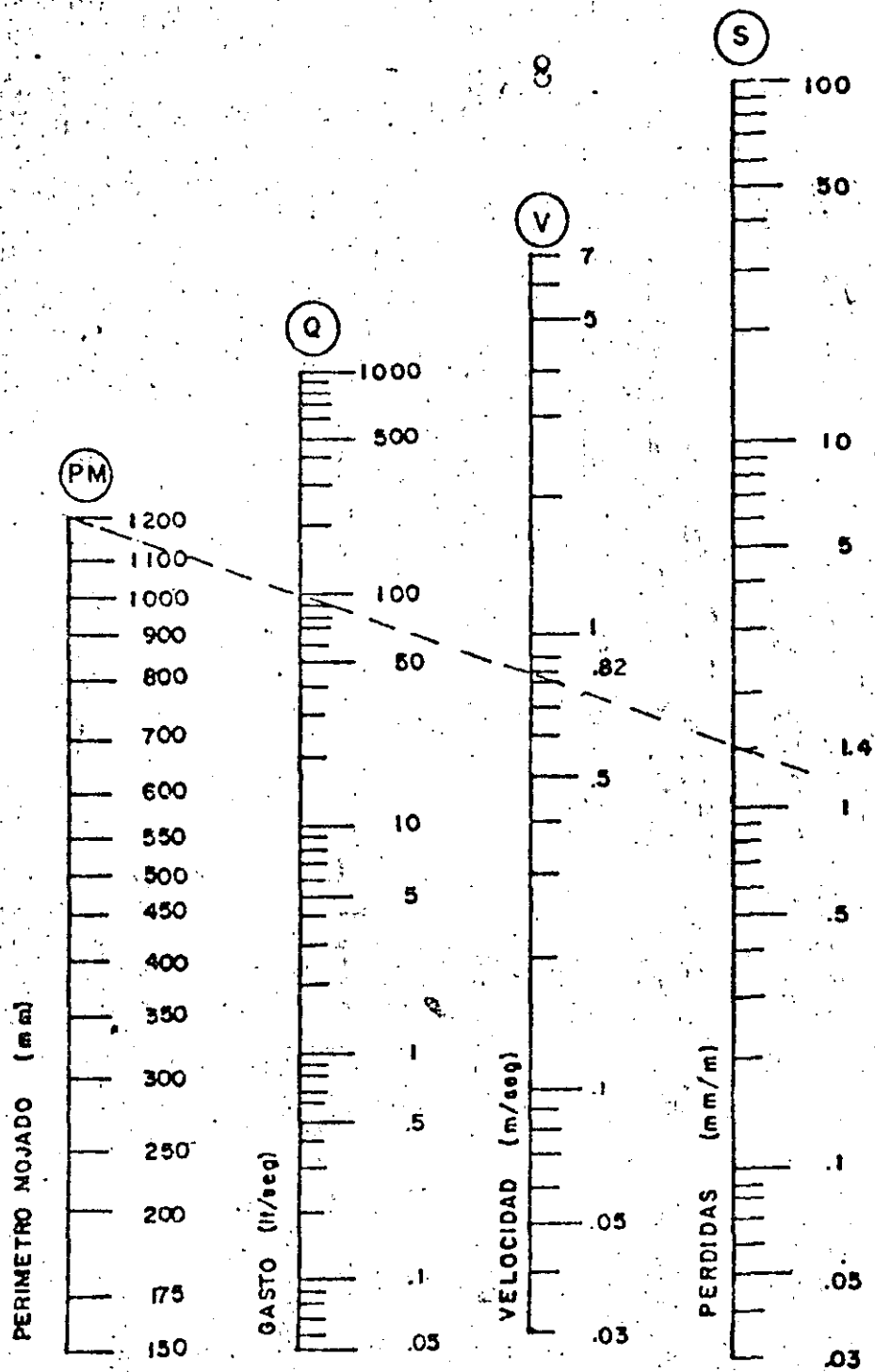
To use the nomograph, a straight line is drawn from the value of "n" through the flow velocity to the reference line. The point on the reference line is connected to the hydraulic radius and this line is extended to the head-loss scale which also determines the required slope of the channel.

n = Coeficiente de rugosidad que depende de la naturaleza de las paredes y tiene seis categorías, según cuadro siguiente.

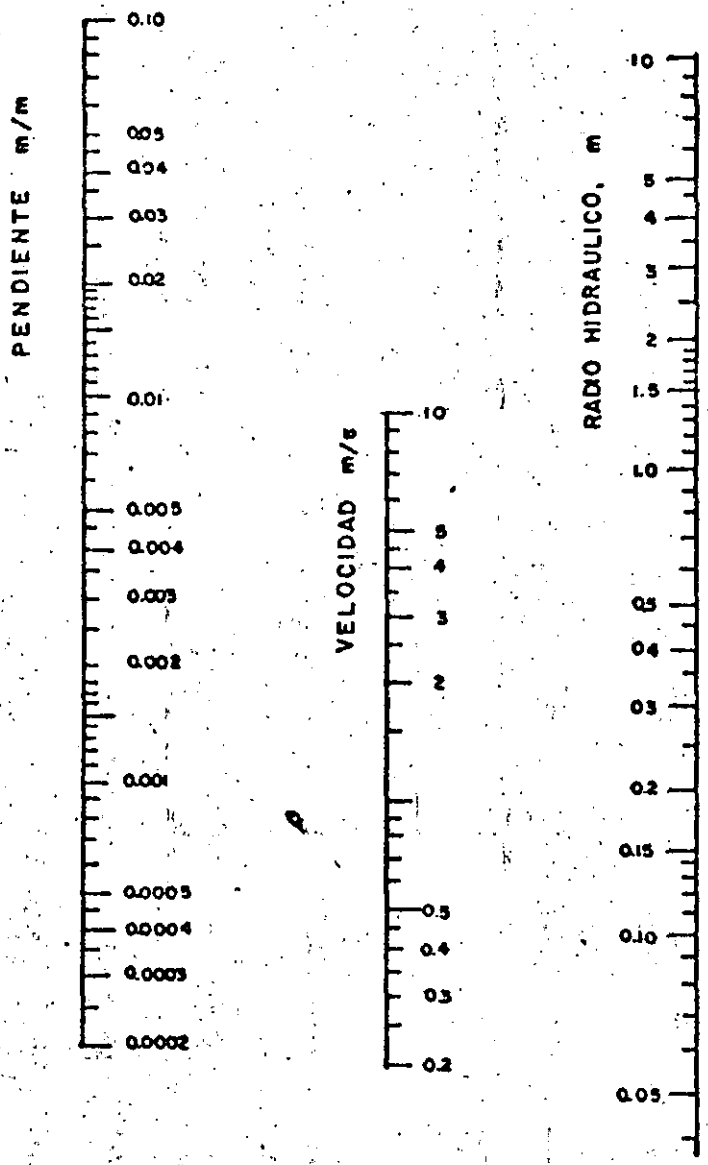
Categoría	Descripción	n
1a.	Canales y tubos extraordinariamente lisos	0.06
2a.	Conductos comunes; alcantarillas	0.16
3a.	Mampostería de piedra bruta	0.46
4a.	Paredes mixtas (parte revestida y parte sin revestir).	0.85
5a.	Canales en tierra.	1.30
6a.	Canales presentando gran resistencia al flujo.	1.75

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





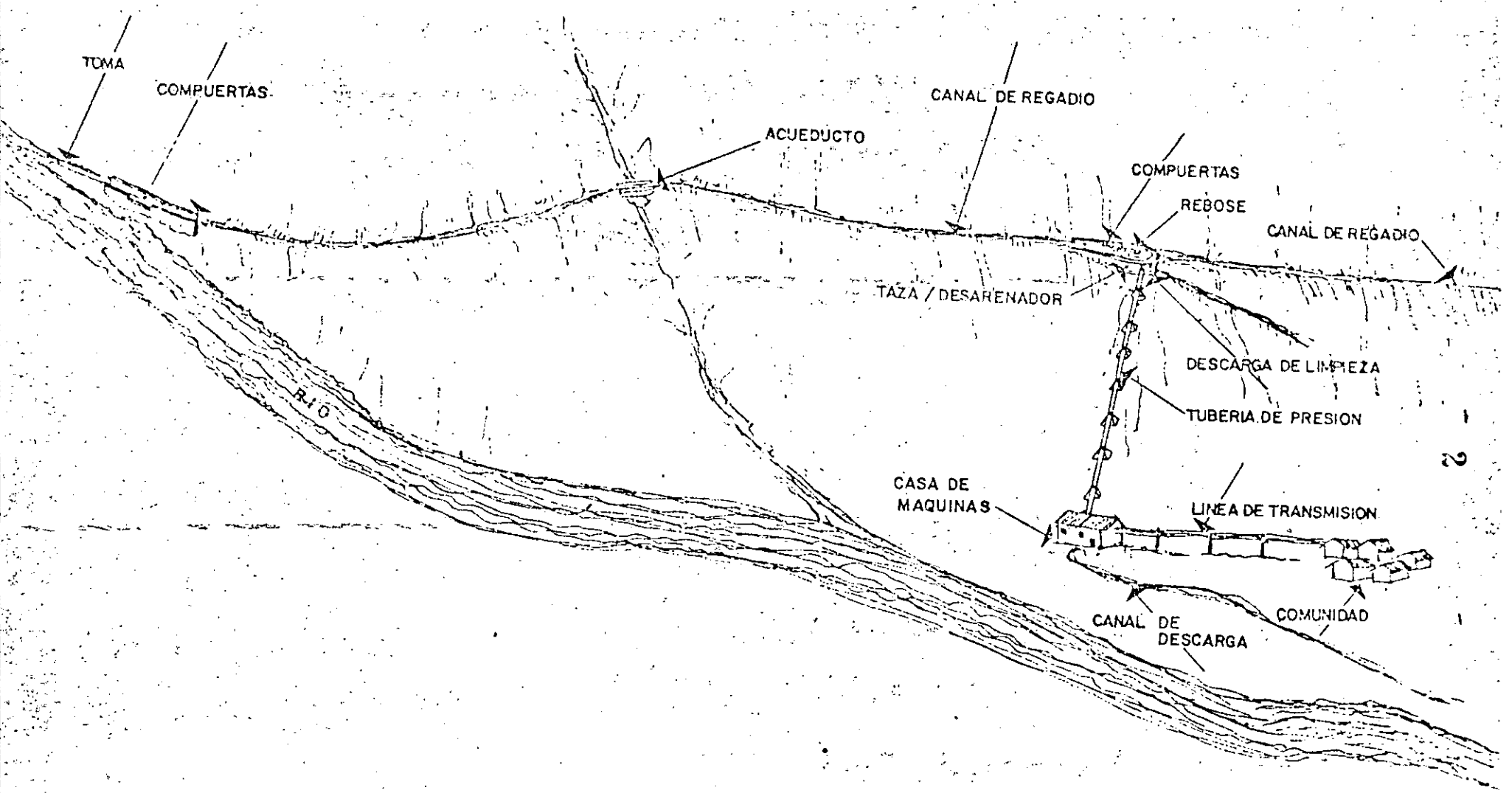
NOMOGRAMA PARA EL CALCULO DE PERDIDAS
EN CANALES DE CEMENTO Y ASBESTO



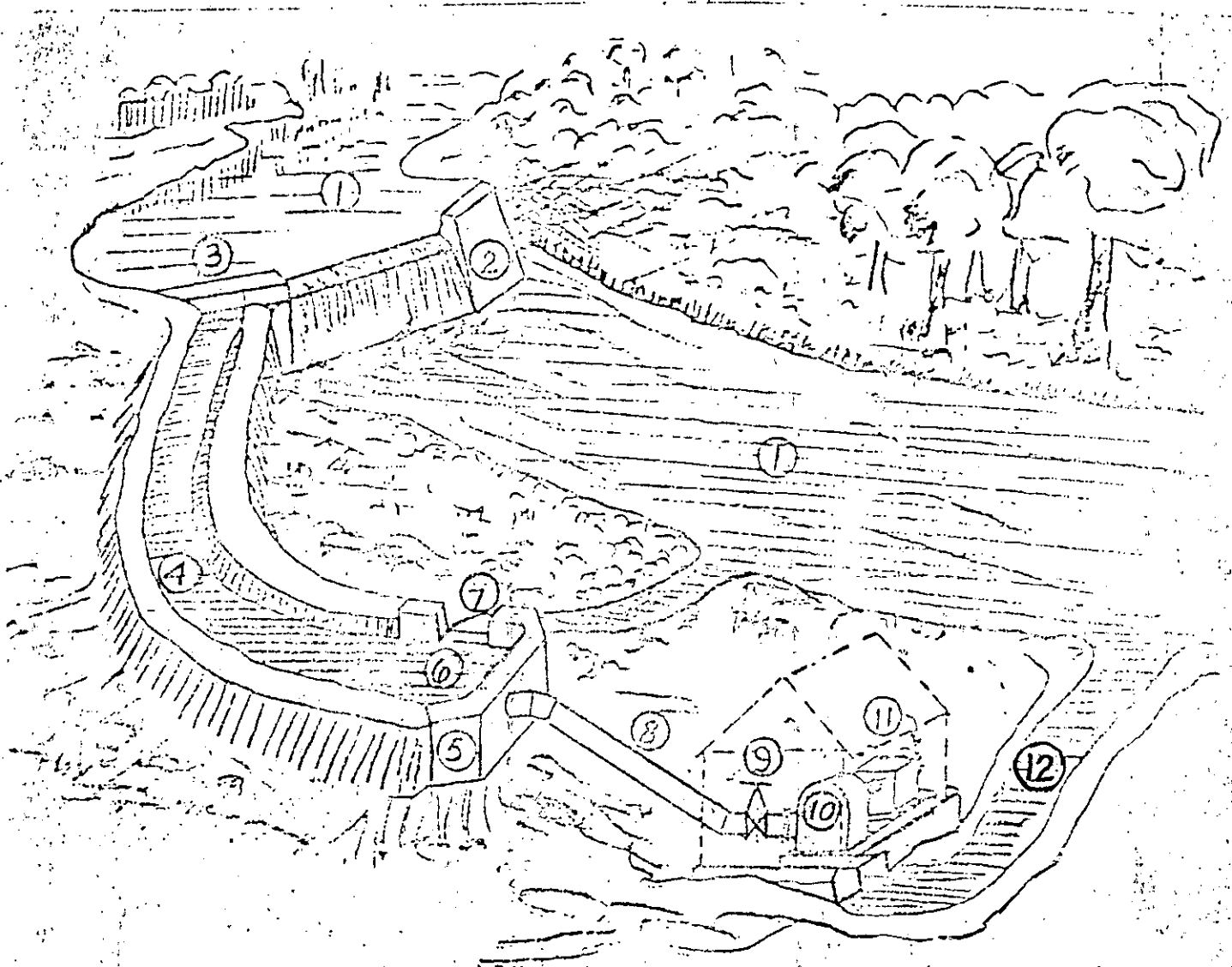
NOMOGRAMA PARA EL CALCULO DE PENDIENTES EN CANALES DE CONCRETO O ASBESTO

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 coladera | 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 inexplotados, 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 hidraulicos 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 mejoría 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 hidro---energéticos, 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 migración a los medio urbanos, agravando los problemas ya existentes 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 mantenimiento.

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 condiciones 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 preguntar a 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:

$$H_n = H - \left(f \frac{L}{D} + k_e + k_v \right) \frac{v^2}{2g}$$

$k_e = 0.5$ 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.

$$h_b = K_b \frac{V_1^2}{2g}$$

$$\text{Por tanto } H_n = (1 + K_b) \frac{V_1^2}{2g}$$

$$\text{Despejando } V_1 \text{ y si llamamos } C_v = \frac{1}{\sqrt{1 + K_b}}$$

$$V_1 = C_v \sqrt{2g H_n}$$

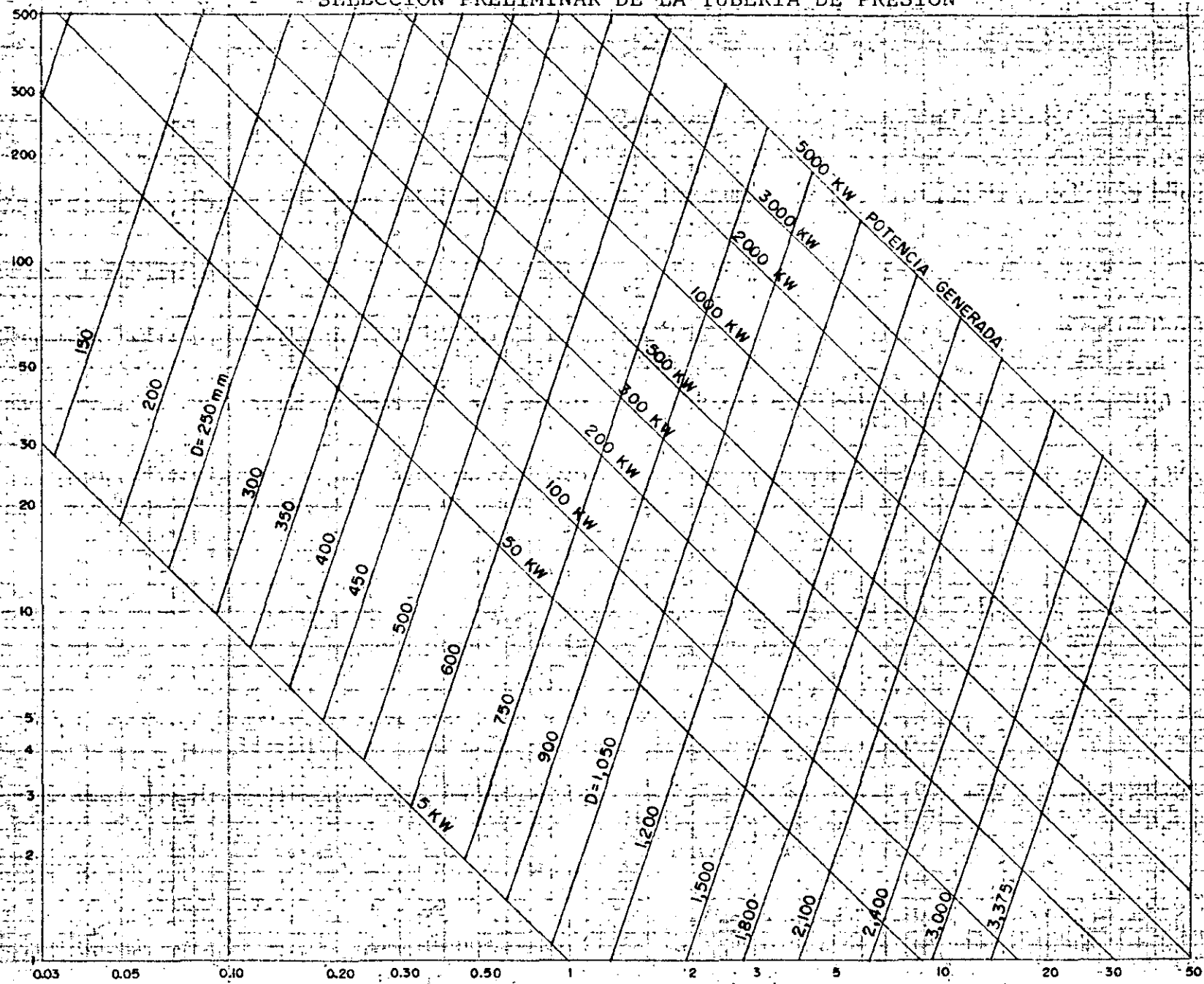
$C_v = 0.98$ para turbinas Michell-Banki.

Para turbinas Michell-Banki, la velocidad absoluta a la salida de la turbina vale:

$$V_4 = \frac{V_1}{4}$$

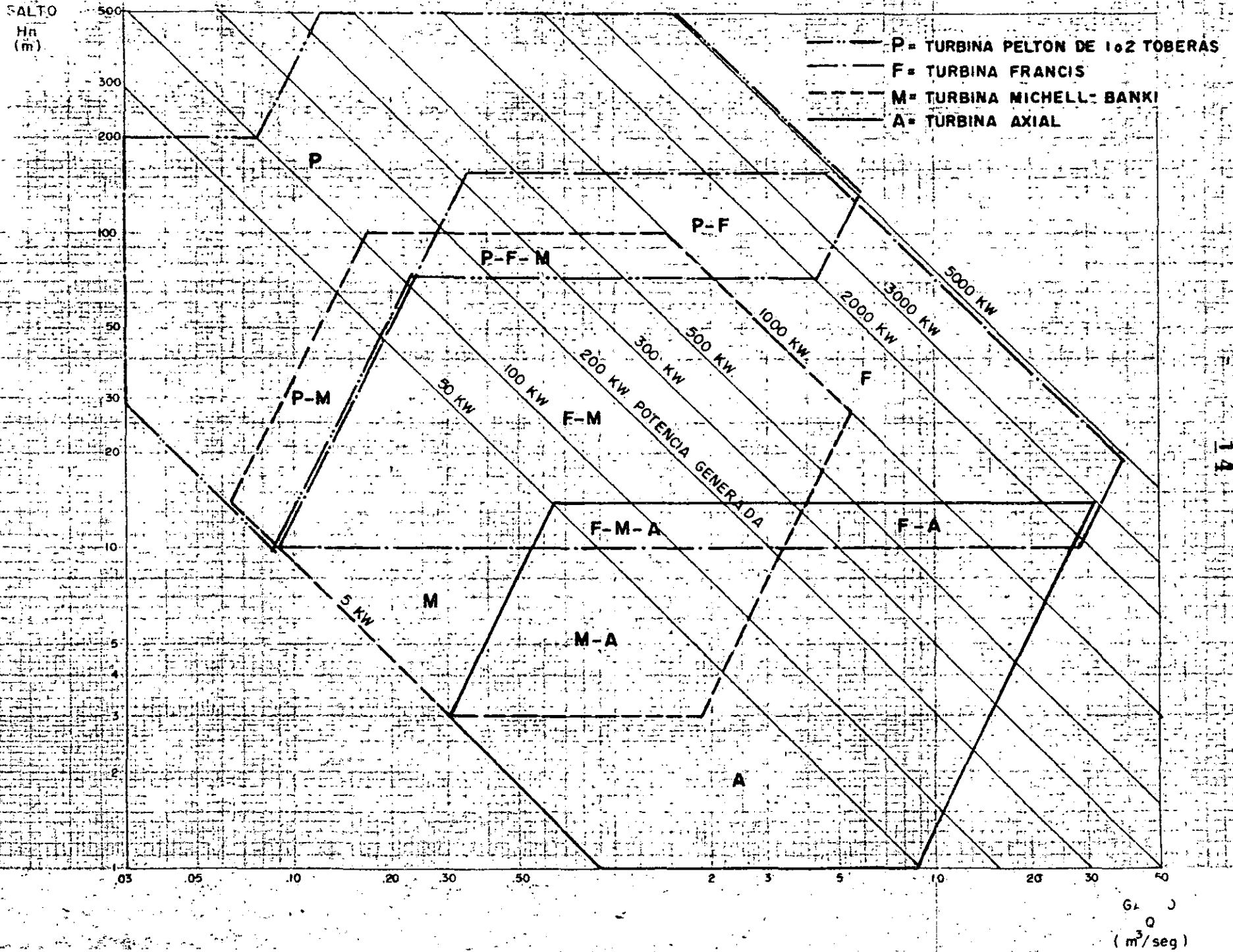
SELECCION PRELIMINAR DE LA TUBERIA DE PRESION

SALTO
Hn
(m)



GASTO
Q
(m³/seg)

SELECCION PRELIMINAR DE LA TURBINA



11



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

PROYECTO DE PLANTAS HIDROELECTRICAS

CORTINA

ING. FRANCISCO CUENCA VAZQUEZ

OCTUBRE, 1984

CORTINA

DEFINICIÓN.

1

Se denomina cortina a la estructura que evita el avance intermitente de la inundación en una en el caso de una corriente para fluir por vía sustruccion o aporreamiento.

La definición anterior se refiere únicamente al caso de cortinas para puentes de concreto, que es el caso más común en las PDC⁽¹⁾; de igual manera los estudios de diseño que a continuación se expusieron, aluden a este tipo de cortinas.

(1) Puentes Centrales Hidroeléctricos.

CRITERIOS DE DISEÑO.

1. En virtud de que la función de la cortina es desviar el agua hacia el canal, su diseño debe cumplir con la función de los requerimientos hidráulicos generados por la estructura de puente a presión, el canal y la obra de toma, tales como pendiente hidráulica y pérdidas de carga de energía. Así mismo, la ubicación de la cortina responde generalmente a lo requerido por la obra de toma.
2. La cortina deberá contar en parte o en toda la longitud de su corona, con una sección deflectora que se diseñará de tal manera que el peso de la avenida máxima prevista produzca frentes mínimos sobre la elevación de la cresta.
3. El proyecto de la estructura deberá tener las características geométricas adecuadas para garantizar con la energía cinética y la forma del movimiento del agua desalojada por el vertedor, sin tales que no se produzcan sacudiciones en el fondo del río.
4. La forma geométrica de la sección transversal de la cresta 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 sollicitaciones a que estará sujeta la estructura en servicio, tales como empuje hidráulico, sobrepresiones 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) Secc son suabo cemento

SOLUCIONES CONSTRUCTIVAS.

Tradicionalmente se resuelve el problema de la retención por medio de cortinas de gravedad a base de concreto o mampostería, o por medio de cortinas de tierra.

Sin desear las soluciones anteriores en los casos que así lo ameritan, en los países no industrializados se han adoptado otras menos costosas y de una ejecución más sencilla y rápida. Las más elementales son las barreras de punta en llaves con cresta y las tabla-estacadas; 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 interesantes, que sobre todo en el terreno de la economía pueden resultar más positivas que las otras. Deberá pensarse en particular respecto a la existencia de los materiales y el tipo de cemento de la localidad.

A continuación se efectúa un desarrollo técnico general para la obtención de los pa-

El sistema que generalmente se sigue para el diseño de este perfil es que la geometría del mismo corresponde a la forma inferior de un cono de agua descargando libremente por un vertedero de pared delgada. Se han desarrollado diversas fórmulas para determinar de manera precisa dicha geometría (1), sin embargo, por las limitaciones constructivas mencionadas, no conviene hacer uso de esas fórmulas para este tipo de proyectos y se proponen entonces el siguiente criterio:

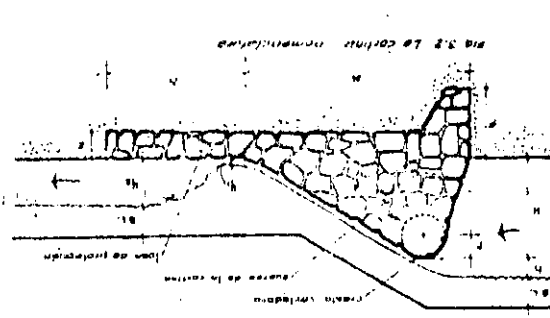
Se ajustará la cresta vertedora a un perfil circular de radio $r = h$, y se hará que:

$$h = \left(\frac{C_1 C_2}{2.7} \right)^{1/3}$$

donde C_1 es el coeficiente de descarga y C_2 es el coeficiente de carga.

$L =$ longitud del vertedero (2)

El perfil de la cresta vertedora se desdoblado en el capítulo correspondiente a la Ingeniería preliminar de esta obra y teniendo en cuenta las curvas de nivel del terreno (ver p. 024-025).



La altura H de la corona se define en los muestros en la figura. Elementos geométricos analizados cada uno de los a continuación se da protección. $B =$ espesor de la losa. $L =$ longitud de la losa de protección.

Fig. 3.3: Tinas empadadas del alto hidrante, menor y mayor respectivamente. El radio de la cresta vertedora, el ancho del cuerpo de la corona, el límite sobre el vertedero, la profundidad del dentellón, el borde libre, la altura de la corona desde el nivel del terreno, la nomenclatura que se empleará aquí en la nomenclatura (ver en la figura 3.2 de la nomenclatura que se empleará aquí en la nomenclatura).

La nomenclatura que se empleará aquí en la nomenclatura (ver en la figura 3.2 de la nomenclatura que se empleará aquí en la nomenclatura).

Las expresiones algebraicas a partir de las aplicaciones anteriores, se derivaron en la siguiente forma: $H = \left(\frac{C_1 C_2}{2.7} \right)^{1/3}$, donde C_1 es el coeficiente de descarga y C_2 es el coeficiente de carga. Se aplicó tanto el diseño como el proceso constructivo, dando como resultado la aplicación de este tipo de tinas en las pequeñas secciones tanto a las tinas grandes presas, sean las mismas que en las grandes presas, mencionadas cada una de ellas componentes, protección. Aunque las fórmulas para el vertedero, el cuerpo de la corona y la losa de protección, se aplicaron también al perfil de las tinas empadadas del alto hidrante, menor y mayor respectivamente, en la nomenclatura que se empleará aquí en la nomenclatura.

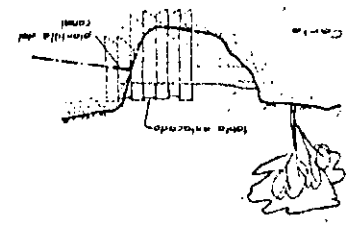


Fig. 3.4: Tinas empadadas para derivación. Diagrama que muestra la sección de una tina empadada para derivación. Se indican: 'Cresta', 'Losa empadada', 'Canal', 'Pantalla de la corona', 'Límite sobre el vertedero', 'Profundidad del dentellón', 'Borde libre'.

El diseño de estas coronas puede decirse que se la solución que se adopta para el proyecto que se muestra en este caso es un caso general.

(1) Para mayor información que den consultarse las referencias de [B] p. 1048 y [C] p. 270 y 281. (2) Longitud transversal a la corona perpendicular al eje no del papel.

(1) Se analiza este caso que es un caso general. (2) Dado que no se cuentan con los datos, por lo tanto se adopta para el proyecto que se muestra en este caso es un caso general.

para el vertedor propuesto $C_d = 2.03^{(1)}$, entonces $h = 0.62 \left(\frac{Q_{máx}}{L} \right)^{2/3} \quad (3.1)$

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.

TIPO 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 tercer centro de ella ⁽³⁾, es decir, $l \leq \frac{B}{2}$ donde l es la distancia desde el centro de la sección hasta la resultante,

- (1) Según Rehbock (Sotelo [28] p. 27) para el caso presente: $C_d = \frac{3}{4} M \sqrt{H}$, y $M = 0.912 + 0.09 \frac{H}{h} + 4.03 - 0.01(6-H)^2$ con los valores de $\frac{H}{h} = 1$ y $\frac{H}{h}$ de 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 Viorlet

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 colocar 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.

Paredes laterales de concreto para el rebosadero

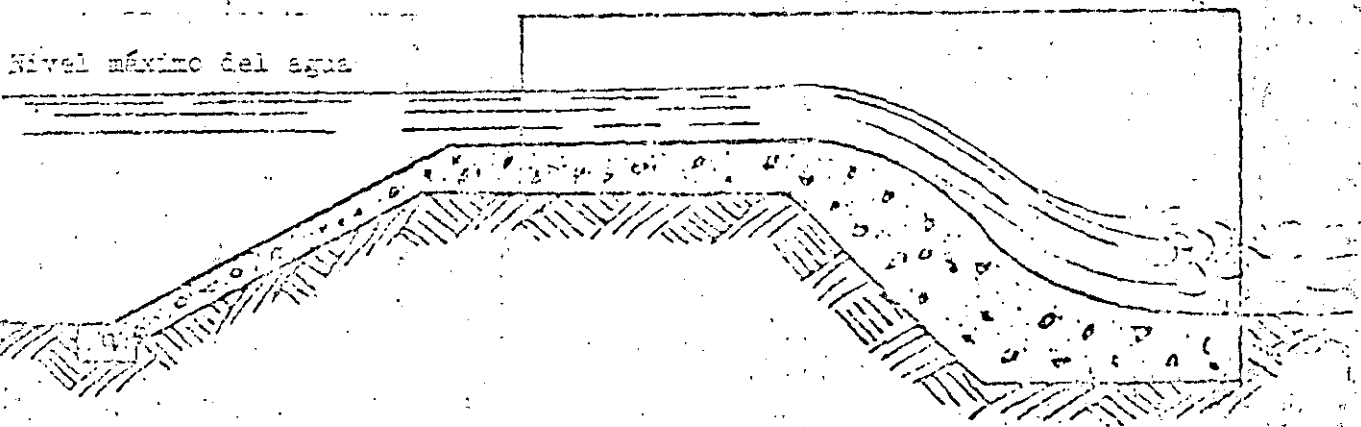


Figura 15. Rebosadero de concreto para una presa con relleno de tierra.

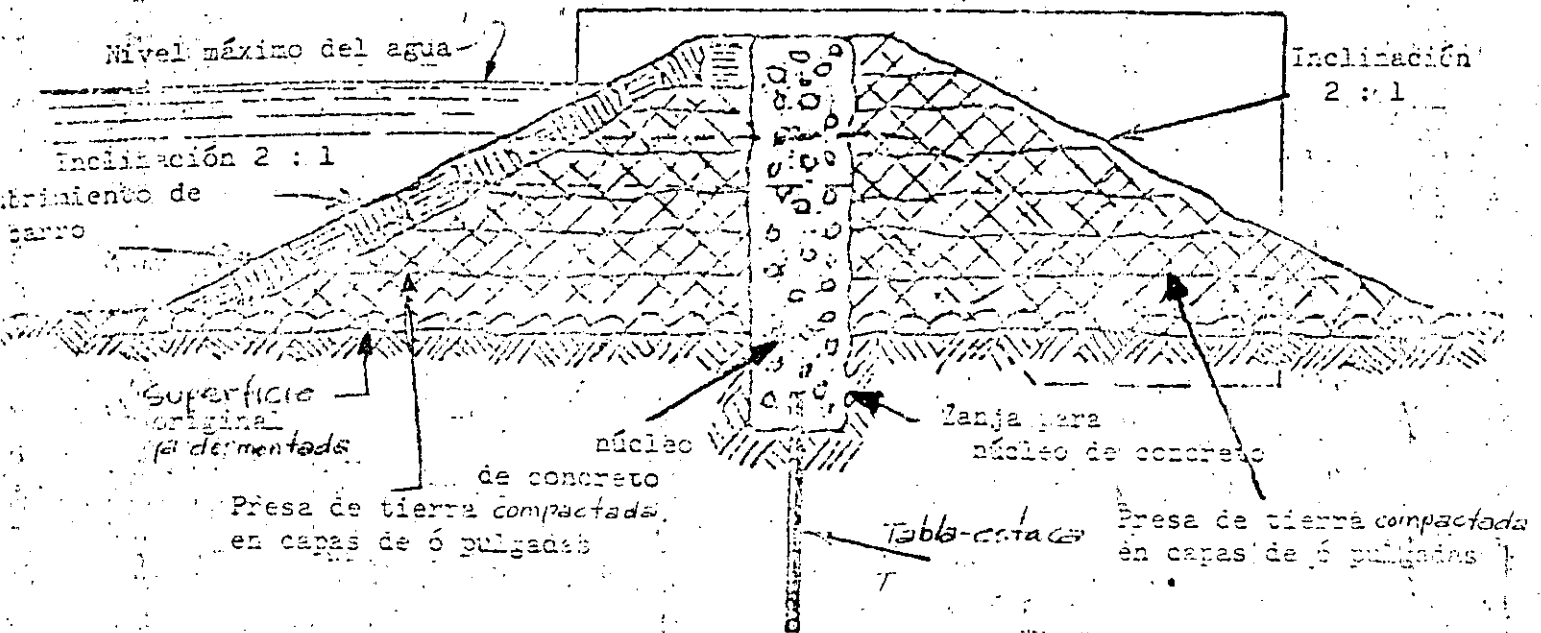


Figura 16. Presa con relleno de tierra.

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 posea buenas cualidades 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 *tablonés* del lado de aguas abajo. El derramadero consiste de una serie de pasos para reducir gradualmente la velocidad del agua.

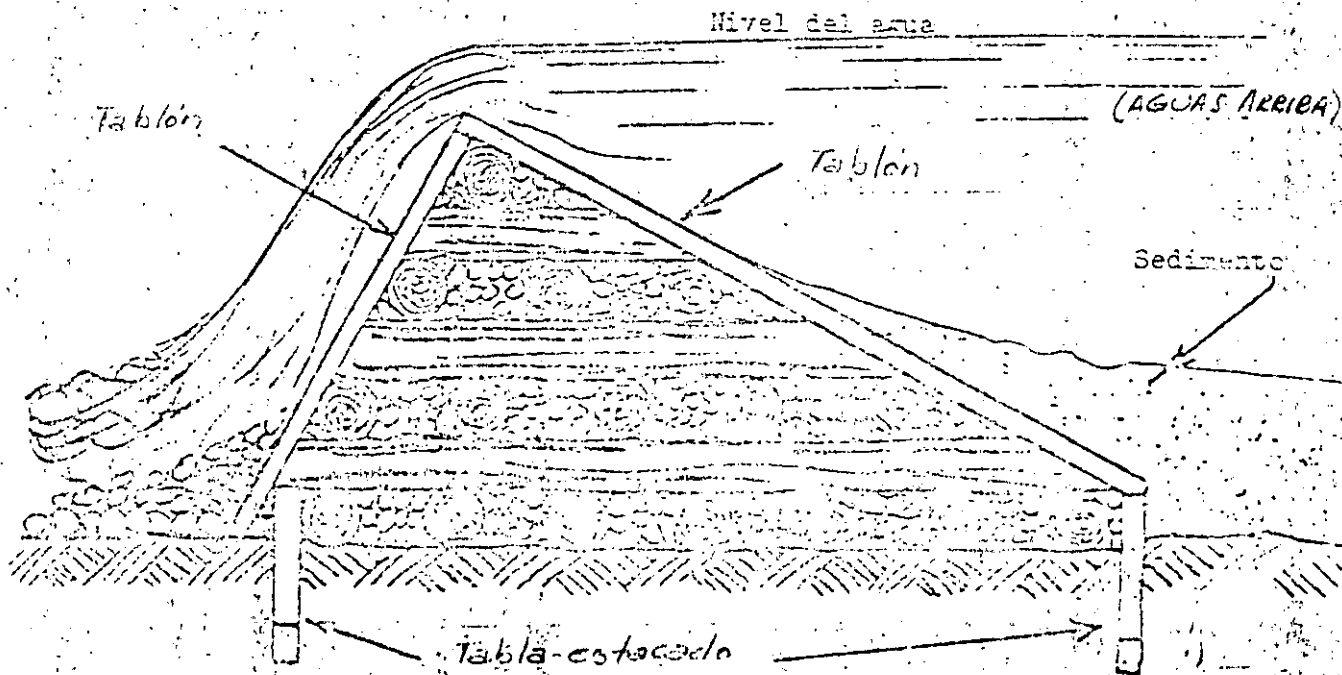


Figura 17. Presa de encofrado con *tablonés* aguas abajo.

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 rebosadero. Puede tener una altura hasta de 10 pies. Está construida de piedras burdas. Las capas se deben unir mediante *mortero*. La presa se debe construir sobre una capata sólida y permanente para impedir fugas y desplazamientos. Su base debe tener la misma dimensión que su altura para darle estabilidad.

Nivel del agua corriente arriba

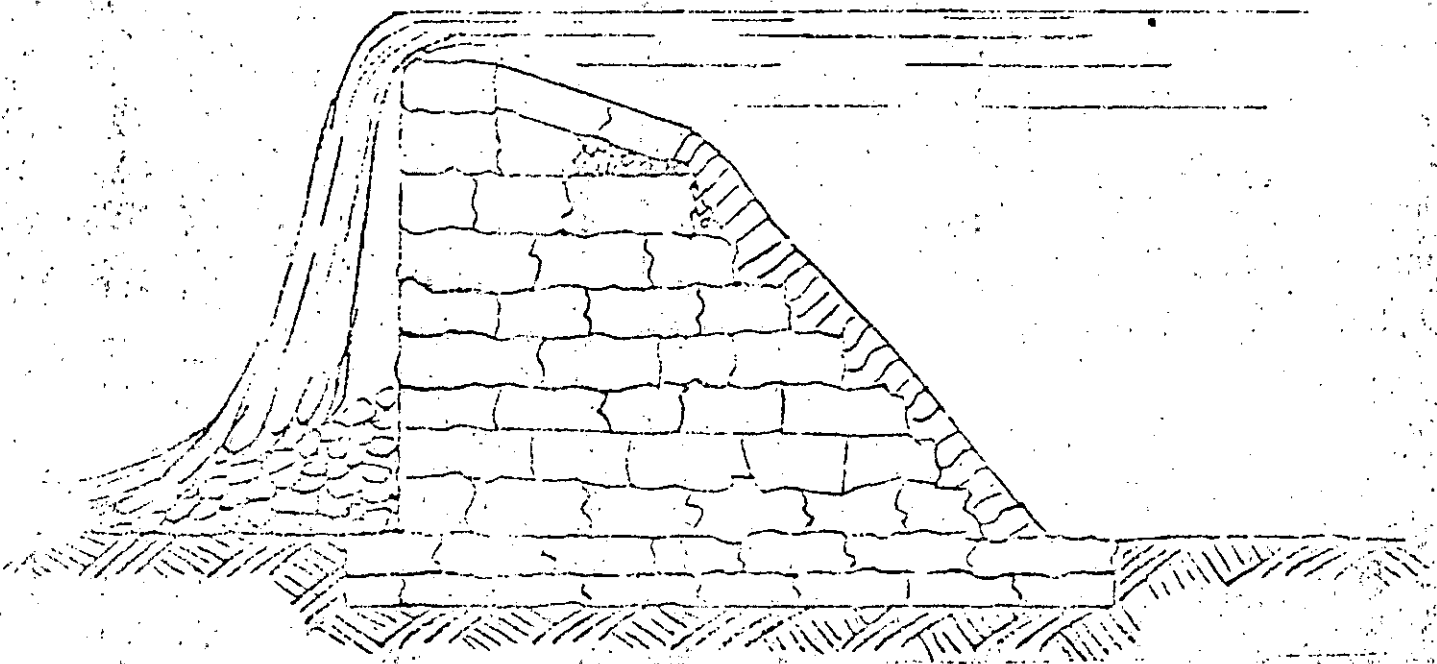


Figura 21. Presa de piedra.

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.

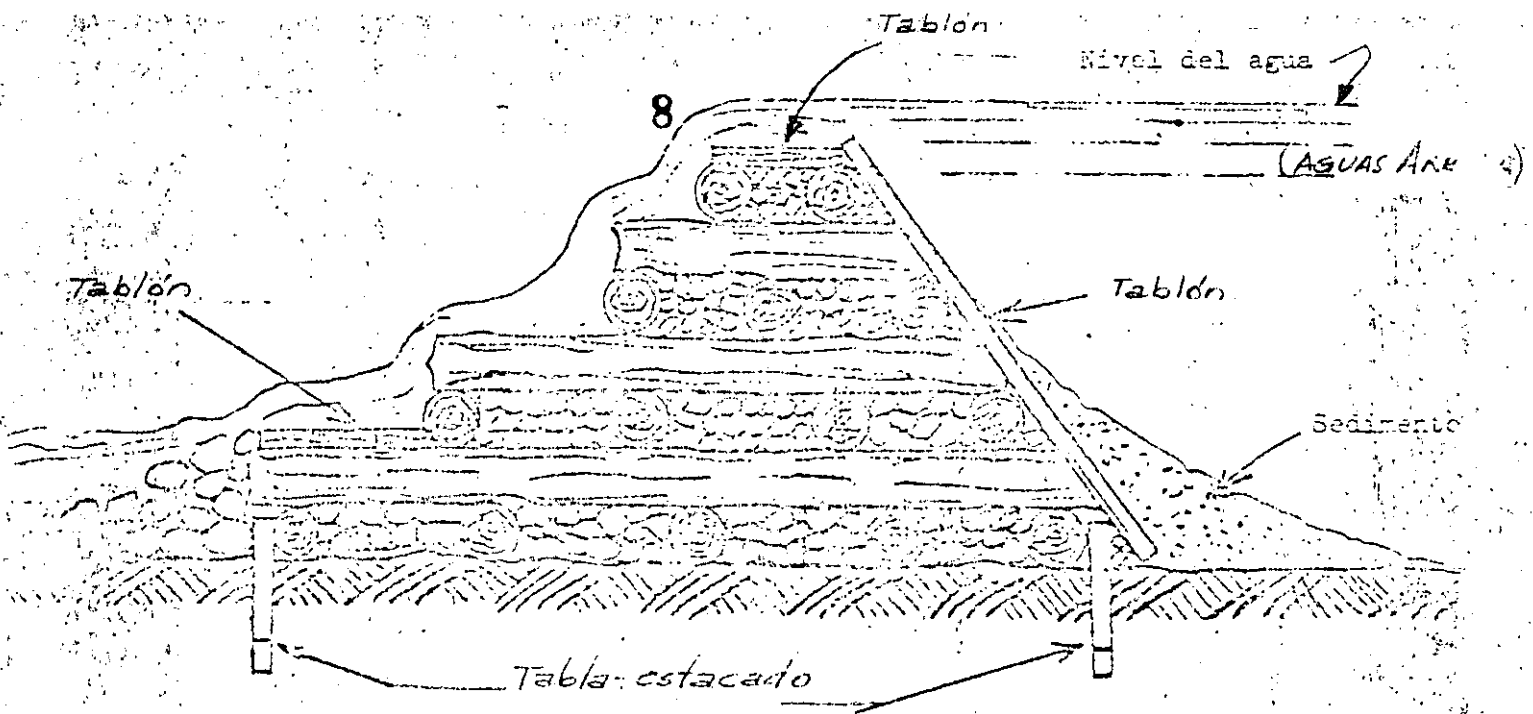


Figura 18. Fresa de encofrado sin tablonerías aguas abajo.

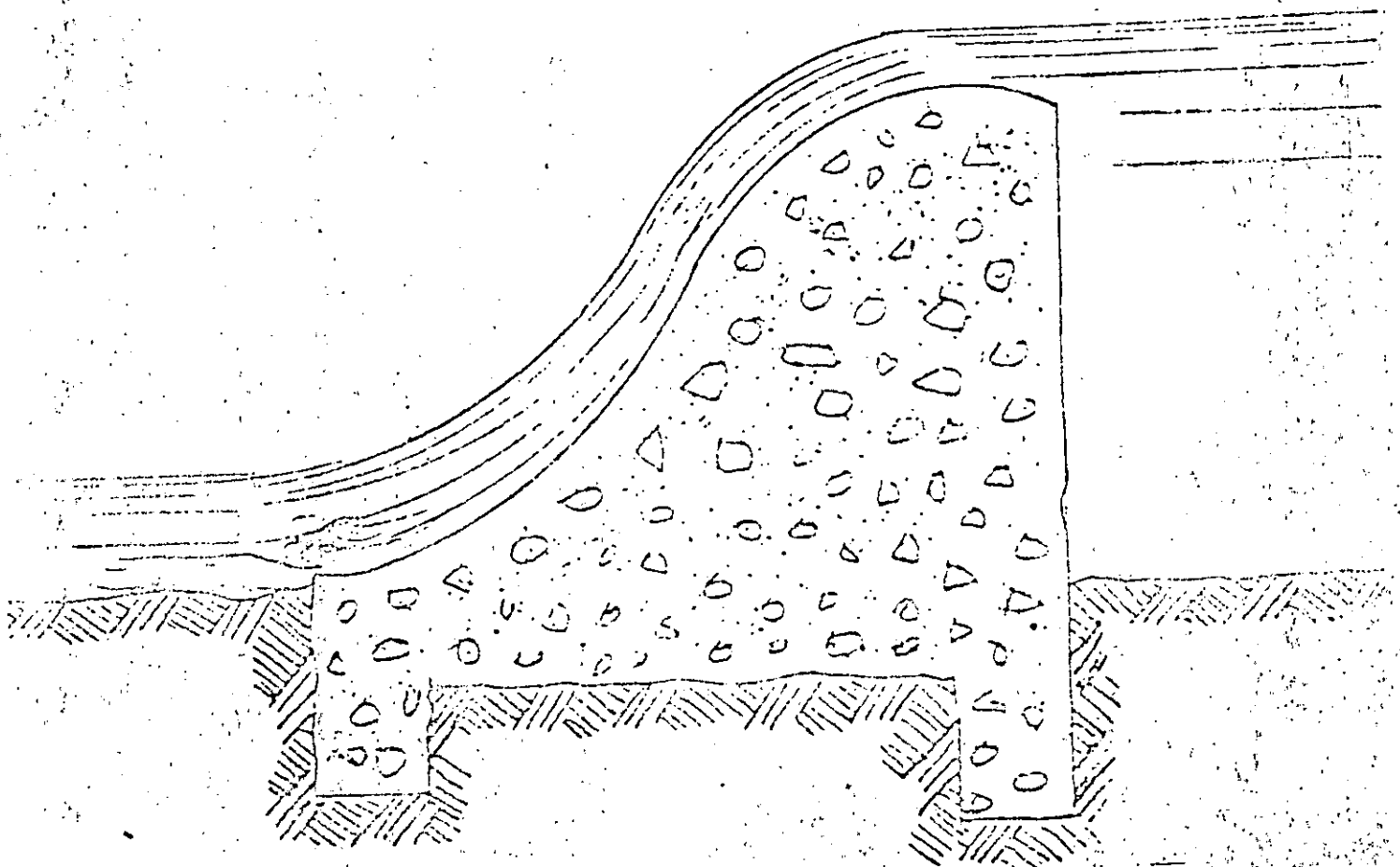


Figura 19. Fresa de encofrado con tablonerías aguas abajo.

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 *tabloner* 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 *tabla* 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 piloteado de la hoja de la Figura 16, puede necesitarse una fuerza considerable. En la Figura 20, se muestra un piloteador sencillo, que servirá para ese propósito.

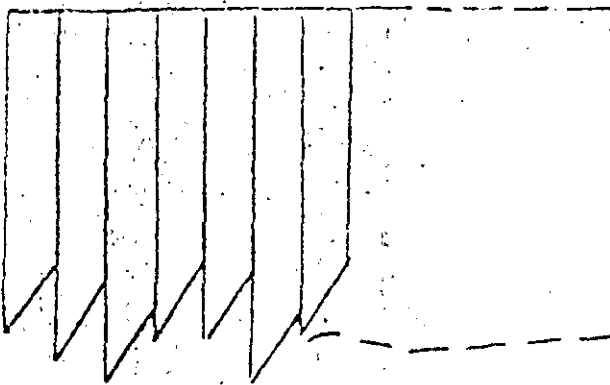


Figura 19. *Tabla-estaca*

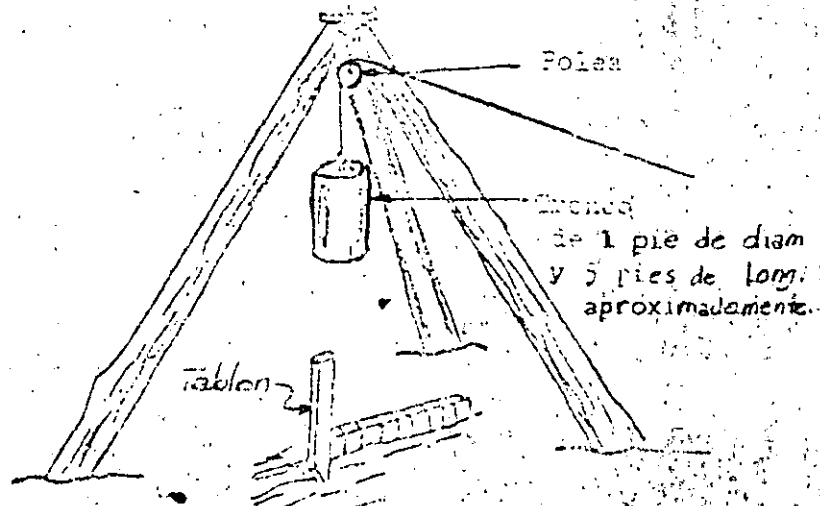


Figura 20. *Piloteador*

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

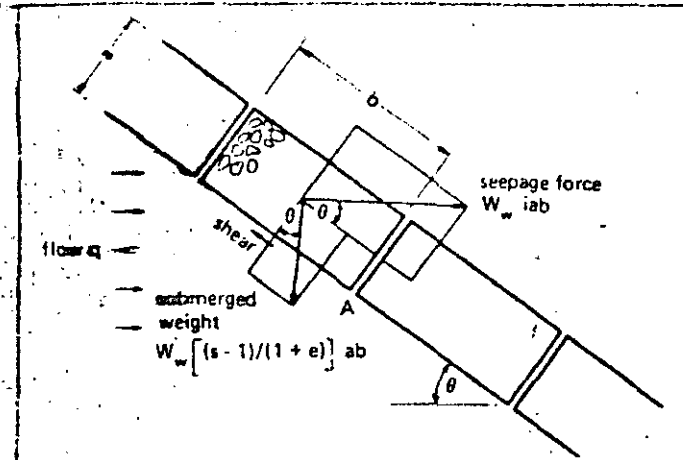


Fig. 1. Gabion slope showing the forces acting on the gabions. The flow, q , is from left to right.

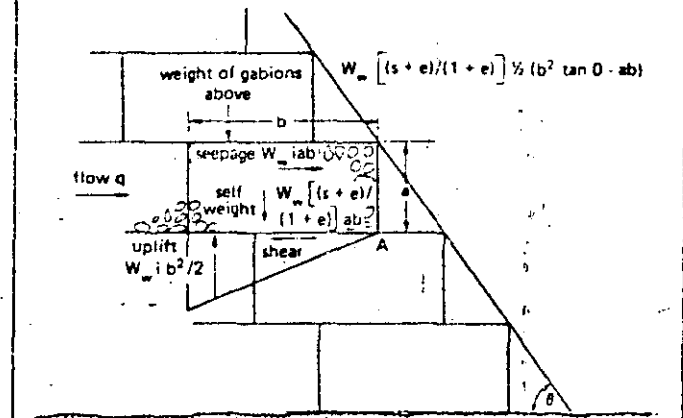


Fig. 2. Forces acting on a structure in the form of stacked gabions. The flow, q , is from left to right.

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:

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_v	= water velocity through voids
Y_1	= y/y_0 = dimensionless depth ratio at entrance to rockfill
j	= distance between opposite angles of mesh
d	= stone diameter

$$i(1+e)/(S-1) \leq (\tan \phi - \tan \theta)/(1 + \tan \phi \tan \theta) \dots (2)$$

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

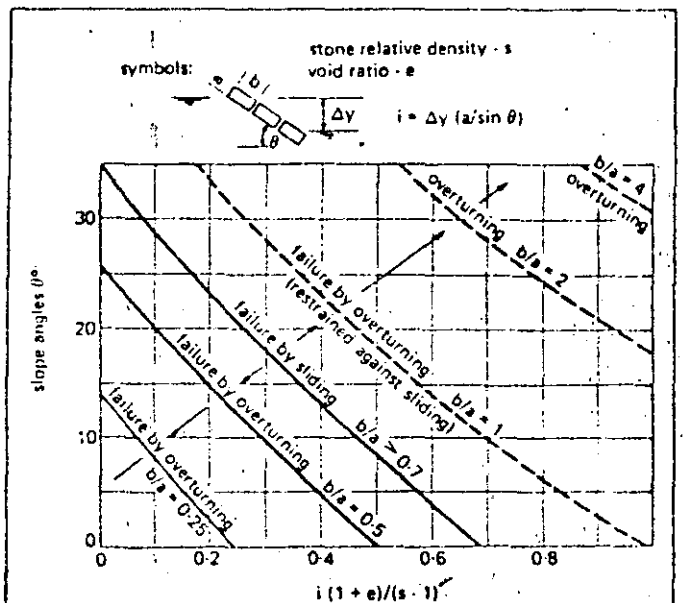


Fig. 3. Stability of gabions on a slope showing how the failure by overturning is related to the ratio of length b , to breadth a .

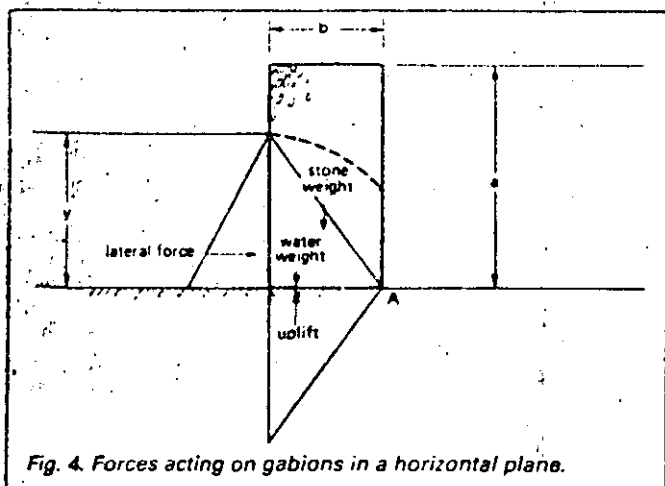


Fig. 4. Forces acting on gabions in a horizontal plane.

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

$$w_w y^2/2 \leq [w_w ab S/(1+e) + w_w yb e/(1+e) - w_w yb/2] \tan \phi \quad \dots (5)$$

Simplifying:

$$y/b \leq \tan \phi [2S a/y - 1]/(1+e) \quad \dots (6)$$

(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:

$$w_w (y^2/2) (y/3) - w_w ab S(b/2)/(1+e) + w_w (yb/2) (2b/3) - w_w e/(1+e) (yb/2) (2b/3) \leq 0 \quad \dots (7)$$

The numbers in brackets below the equation refer to Fig. 4.)

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:

$$w_w i ab \leq \{w_w ab(S+e)/(1+e) + w_w(S+e)/(1+e)\} [b^2 (\tan \theta)/2 - a^2/2 \tan \theta] (b/a \tan \theta) - w_w i b^2/2 \tan \phi \quad \dots (9)$$

Re-arranging:

$$i(1+e)/(S+e) \leq \tan \theta [1 + (b/a) \tan \theta] / [2 + (b/a) \tan \theta] \quad \dots (10)$$

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:

$$w_w ab i(a/2) - w_w ab [(S+e)/(1+e)] (b/2) - w_w [(S+e)/(1+e)] [\tan \theta b^3/3 - b^2 a/4] + w_w i (b^2/2) (2b/3) \leq 0 \quad \dots (11)$$

Rearranging:

$$i(1+e)/(S+e) \leq [(1/2)(b/a) + (2/3) \tan \theta] (b^2/a^2) / [1 + (2/3)(b^2/a^2)] \quad \dots (12)$$

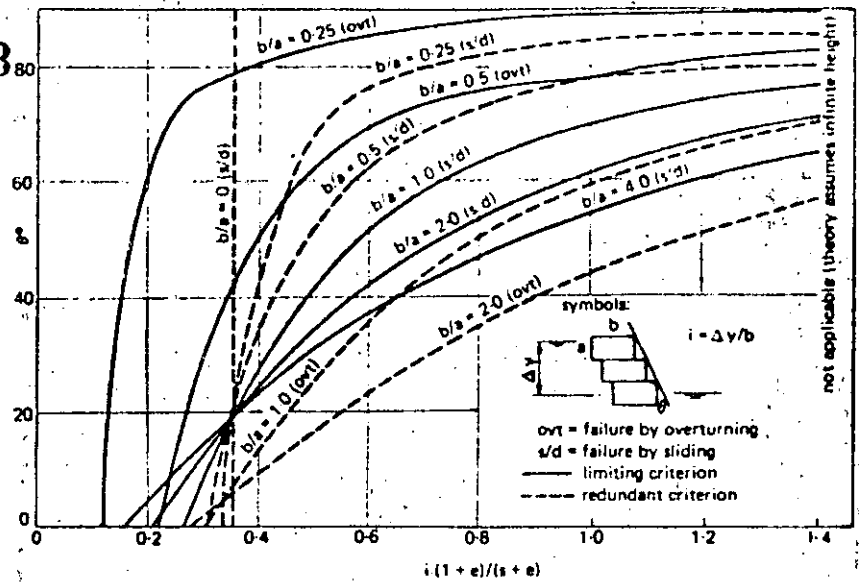
This relationship is also plotted in Fig. 5 for various b/a values. It will be observed that for b/a less than about 0.7, the individual blocks will fail by overturning, and for larger b/a they fail by sliding.

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-

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.

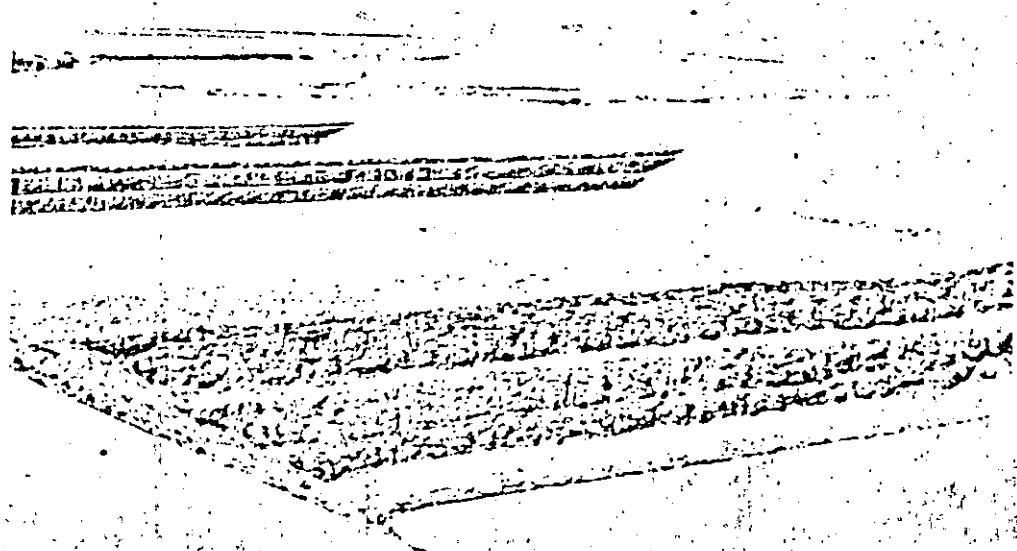
The wire will be subject to corrosion and flexing and impact from stones. Galvanized wire should be used in

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.

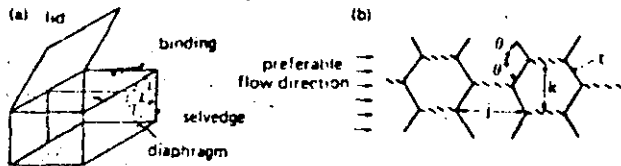


Fig. 6. Form and structure of the wire basket, showing (a) the general shape, and (b) the form of the wire mesh.

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:

$$t = \sqrt{\left\{ \frac{(w_w a k)}{(\pi f \cos 45^\circ)} \left[\frac{(a/2)(1-\sin\phi)}{(1+\sin\phi)]S/(1+e) + i b} \right] \right\}} \dots (14)$$

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:

$$i = (v/U\sqrt{dg})^{1.86} \dots (17)$$

where v is the water velocity through the voids, i.e.

$$v_w = (q/y)(1+e)/e \dots (18)$$

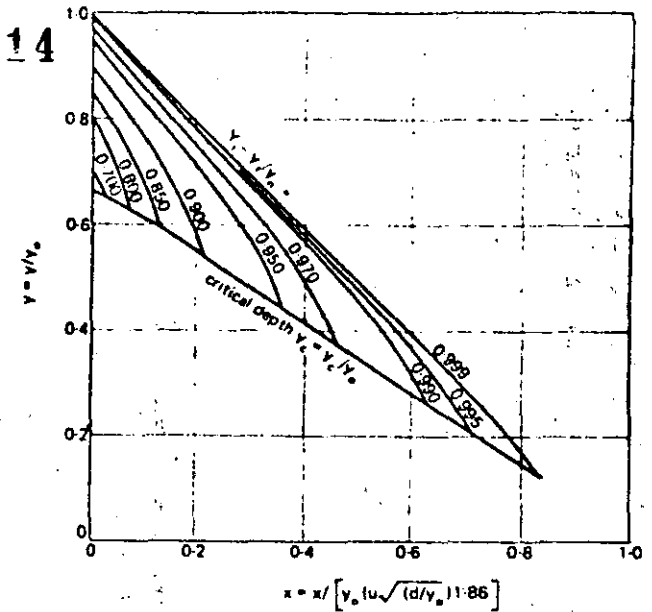


Fig. 7. Water profiles through rockfill.

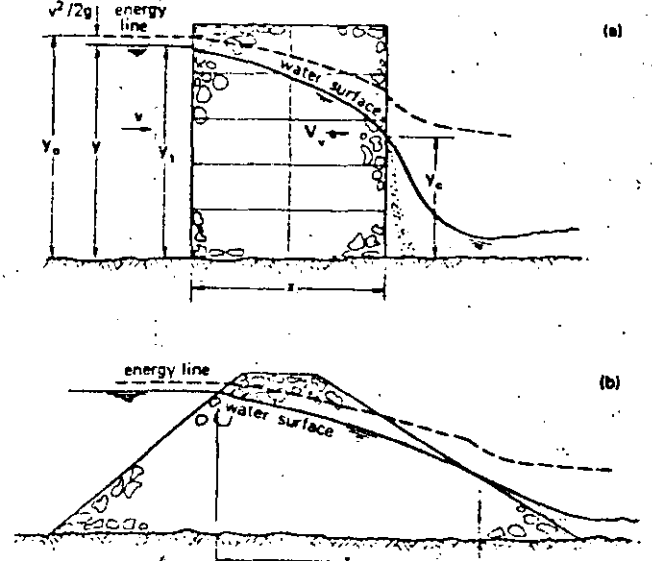


Fig. 8. Comparison of flow through a gabion weir (a), and a rock tip structure (b).

to the rockfill and $Y_1 = y_0 - v_1^2/2g$.

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

IZBASH, S. V. AND KHILDRE, 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*

TUBERIA DE PRESION

DEFINICION

La tubería de presión es aquel elemento del aprovechamiento que conduce el líquido hasta la turbina y constituye además la transformación de la energía potencial en posición del agua en la estructura de puente a presión, en forma de velocidad en la boquilla.

1.

CRITERIOS DE DISEÑO.

- 1.- Deben tener un diámetro interno suficiente para conducir el caudal de diseño, y además para la obtención de la máxima energía neta de las hélices conductoras. Tal diámetro no cubre necesariamente las pérdidas de rozamiento, hasta las distribuidoras de la turbina como las coronadas por alternancias locales, y el desnivel que existe entre la estructura de puente a presión y la zona de hélices.
- 2.- El espesor de la tubería deberá ser suficiente para resistir las tensiones producidas por las cargas de presión estática, por las fuerzas dinámicas debidas a vibraciones de flexión o a cambios de velocidad, y a esfuerzos producidos por el golpe de ariete.
- 3.- Se dispondrá al principio de la tubería de una cámara de aire y al final de la tubería de una válvula de compuerta, con el objeto de regular el gasto o sustituir el accionamiento en caso de reparaciones.

SOLUCIONES CONSTRUCTIVAS.

La solución más común en las unidades centrales hidroeléctricas, debido a la magnitud de las presiones que ellas soportan, es la tubería de acero. En los PCH pequeños, existe la posibilidad de usar otros materiales no convencionales, que no tienen el coeficiente de reducción a la tensión tan elevado. En el primer caso es posible emplear conductos de materiales resistentes aunque sus diámetros como cables 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, requiere el uso de piezas especiales, y además requiere ataduras o bridas, debido a su falta de flexibilidad. Sin embargo, el uso de cualquiera de los materiales mencionados en el primer caso conlleva a la solución convencional de tubería de acero.

CONCEPTOS TEORICOS GENERALES.

Planteamiento del problema.

Con relación a la figura se puede ver que la carga bruta aprovechable está dada por la diferencia en 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 contenidas entre los puntos B y A; estas pérdidas son proporcionales al cuadrado de la velocidad del líquido en la tubería.

$$H_n = H_b - H_p$$

... (1)

donde H_b = carga bruta o altura del tanque

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 $H_p = K \frac{V^2}{2g}$, entonces, para un gasto Q dado

Como ya puede ver, la máxima carga neta se resulta cuando $D = m + y$ donde luego $H = m + H_1$, desde el punto de vista del funcionamiento esta sería la "ótima", sin embargo es impracticable el aumentar el diámetro a valores que hicieran despreciables las pérdidas implicando un costo que no justifica la energía que se ahorra. 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 que se usa para tuberías de acero.

El problema consiste en encontrar la expresión que relaciona 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 hacen mínima por medio de algún procedimiento de cálculo diferencial.

Para lo anterior, es necesario conocer la relación que existe entre el costo entre los diámetros de la tubería y sus correspondientes espesores de pared. En este objeto se utilizan aquí los datos proporcionados por EXTRA-PAR S.A., sobre costo de dichas tuberías.

DIÁMETROS (mm)	12	15	20	25	30	40	50	75	100	150	200	250
ESPESORES (mm)	3.0	3.4	3.0	3.1	3.4	3.5	3.1	3.4	3.3	3.8	3.8	3.8

Si se aplica el método de mínimos cuadrados (1) para todos los valores de D en la tubería con $D = 15$ mm, se obtiene la siguiente relación:

$$E = \frac{D}{10.35} + 0.689 \quad (\text{con } m, y, D \text{ en mm}) \quad (2.1)$$

$$E = \frac{D}{10.35} + \frac{0.689}{1000} \quad (\text{con } m, y, D \text{ en m}) \quad (2.2)$$

La función que se desea minimizar es:

$$C = B + A \cdot E \quad (2.3)$$

- donde: C = costo anual efectivo por el uso de tubería.
- B = costo anual de la inversión en tubería.
- A = costo del $KW \cdot hora$ en \$/KW-hr.
- E = energía perdida en la tubería durante un año en $KW \cdot hora$.

Se trata entonces de obtener las funciones B , A y por consiguiente C , en función del diámetro de la tubería D y en ellas con $\frac{dC}{dD} = 0$ se obtendrá el diámetro económico. El costo anual de la inversión en tubería está dado por:

$$B = (1 - i) K_1 W \quad (2.4)$$

donde: W = peso de la tubería en Kg ; K_1 = costo unit Kg de tubería \$/Kg.
 i = tasa de interés anual; δ = depreciación anual de la tubería.
 el peso de tubería es: $W = T \cdot D \cdot L \quad (2.5)$

donde: D = diámetro de la tubería (mm); T = espesor de la tubería (mm)
 L = peso volumétrico del polietileno; L = longitud de la tubería (m)

T debe darse en Kg/m^3
 si se sustituyen (2.4) y (2.5) en (2.3) se obtiene:

$$B = (1 - i) K_1 (1 + \delta) \left[\frac{D^2}{10.35} + \frac{0.689}{1000} \right] \quad (2.6)$$

La energía perdida en un año en la tubería depende de la rugosidad del tubo, sus dimensiones y el número de horas que se usará el sistema durante el año. Esta:

$$E = 3819 H_{R, D, N} \quad (\text{en } KW \cdot hora) \quad (2.7)$$

- (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:

$$y = mD + b \quad \text{donde:}$$

$$m = \frac{\sum D \cdot E - \frac{\sum D \cdot \sum E}{n}}{\sum D^2 - \frac{(\sum D)^2}{n}}$$

$$b = \frac{\sum E - n \cdot \bar{E}}{n}$$

$$\bar{E} = \frac{\sum E}{n}$$

$$\bar{D} = \frac{\sum D}{n}$$

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

$h_{p,2}$ son las pérdidas de energía entre 1 y 2 (1.2.2)

Las pérdidas de energía son las correspondientes a la fricción y las pérdidas locales

$$h_{p,2} = h_f + h_L \quad (1.10)$$

si se considera que dados las longitudes habituales de tubería h_L es corno se tiene que:

$$h_{L,2} = 10 h_f \quad (1.11)$$

Ahora bien h_f está dado por la fórmula de Darcy

$$h_f = f \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g} \quad (1.12)$$

donde f es un coeficiente que depende de la rugosidad y geometría del tubo y de las características del flujo; para tuberías base se puede usar la fórmula recomendada por CEE

$$f = 0.0113 + \frac{0.000148}{R_s^{0.149}} \quad (1.13)$$

además de $N = 8760$ y $10^{-10} \text{ m}^2/\text{s}^2$ (1)

entonces si se sustituyen (1.10), (1.11), (1.12) y (1.13) en (1.9) se obtiene:

$$E = 0.00279 N^{0.85} \left[0.0113 + \frac{0.000148}{R_s^{0.149}} \right] (8)^{0.41} \quad (1.14)$$

se sustituyen (1.8) y (1.14) en (1.5) se obtiene

$$C = 0.00279 N^{0.85} \left[0.0113 + \frac{0.000148}{R_s^{0.149}} \right] + 0.00279 N^{0.85} \left[0.0113 + \frac{0.000148}{R_s^{0.149}} \right] (8)^{0.41} \quad (1.15)$$

para obtener C_{min} de debe cumplir que $\frac{dC}{dD} = 0$. Una vez que se encuentra la solución de (1.15) y se iguala a 0, se llega a:

$$A_1 D^4 + A_2 D^6 - A_3 D^{0.41} - A_4 = 0 \quad (1.16)$$

donde

$$A_1 = \frac{K}{4.775} \quad A_2 = \frac{K}{7.797} \quad A_3 = 0.00279 N^{0.85} (8)^{0.41}$$

$$A_4 = \frac{K}{11.81} \quad A_5 = \frac{K}{24.000} \quad A_6 = 0.00279 N^{0.85}$$

Para obtener las raíces de la ecuación (1.16) se puede emplear el método de Newton-Raphson, según el cual si $F(D) = 0$

$$D_{n+1} = D_n - \frac{F(D_n)}{F'(D_n)} \quad (1.17)$$

donde D_{n+1} , D_n son los valores del diámetro correspondientes a las iteraciones $n+1$ y n respectivamente.

$F(D_n)$ es la función calculada para D_n

$F'(D_n)$ es la derivada de la función calculada para D_n

Si se aplica (1.17) a (1.16) se llega a:

$$D_{n+1} = D_n - \frac{A_1 D_n^4 + A_2 D_n^6 - A_3 D_n^{0.41} - A_4}{4 A_1 D_n^3 + 6 A_2 D_n^5 - 0.41 A_3 D_n^{-0.59}} \quad (1.18)$$

La fórmula iterativa (1.18) permite obtener el diámetro económico de la tubería. Esta fórmula puede ser resuelta con una calculadora simple o bien mediante un programa para calculadora programada.

Sobrepresión debida a golpe de ariete

Aparte de las presiones habituales, la tubería deberá ser capaz de soportar las presiones adicionales debidas a golpes de ariete. Según Chaudry, la sobre presión debida a un movimiento súbito de la válvula de control está dada por:

$$\Delta H = \frac{g}{g} \Delta V \quad (1.19)$$

donde $\Delta H = H - H_0$; $\Delta V = V - V_0$

H, V son la carga y velocidad en las condiciones iniciales de flujo permanente

V_0 es la velocidad para el flujo permanentemente final

H_0 es la presión máxima en la tubería

g es la aceleración de la gravedad (9.81 m/s^2)

a es la velocidad de onda y según Chaudhry [6] p. 35 está dada por:

$$a = \sqrt{\frac{E}{\rho(1 + (K/E)W)}} \quad (7.20)$$

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 $\cdot \text{m}^3/\text{m}^3$)

W 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 W es:
$$W = 2(1+\nu) \frac{R_o^2 + R_i^2}{R_o^2 - R_i^2} - \frac{2\nu R_o^2}{R_o^2 - R_i^2} \quad (7.21)$$

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 31.010.

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.

Los 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.

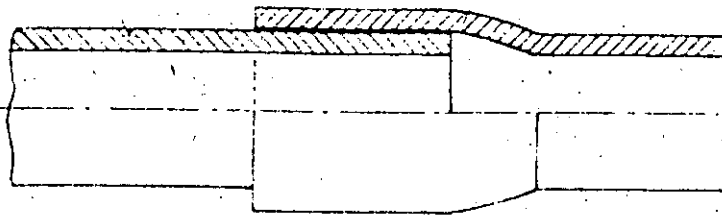
Cuando se instalan estas tuberías en Pequeñas Centrales Hidroeléctricas, se recomienda utilizar en lo posible tuberías de largas longitudes con la finalidad de reducir el número de uniones (las cuales crean una pérdida de presión considerable al actuar como estranguladores de flujo).

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

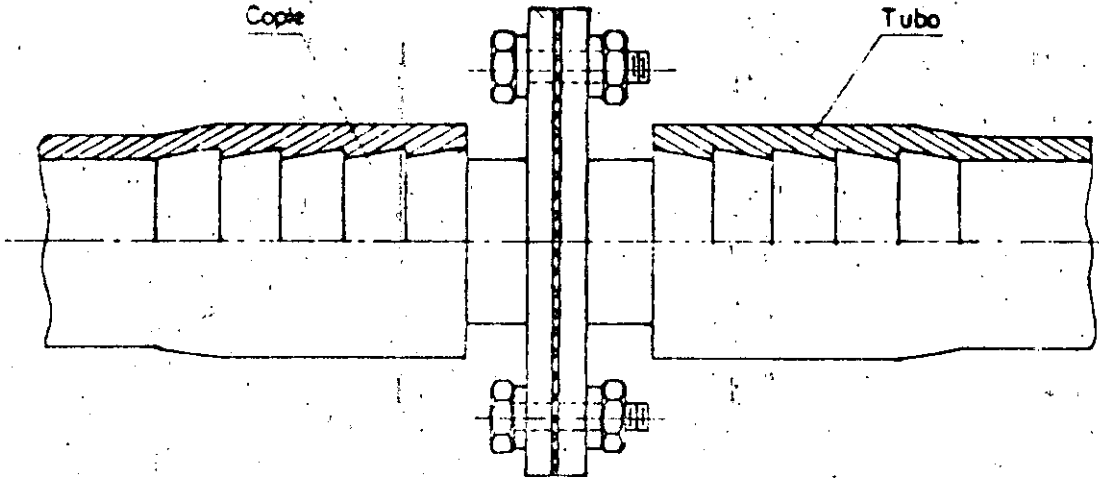


Detalle de la unión tubería
P V C

Brido

Copete

Tubo

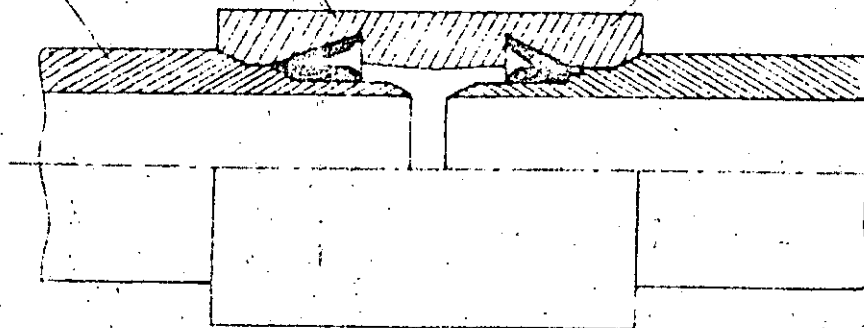


Detalle de la unión tubería
polietileno

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

Cuando se proyecta una Central Hidroeléctrica, la selección de la tubería se realiza teniendo en cuenta el diámetro económico resultante de un 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 :

$$h_w = f \frac{L_e v^2}{Dh \cdot 2g} \quad (\text{fórmula de Darcy-Weisbach})$$

en donde :

- f es el factor de fricción del tubo (fórmula de V. Hise)

expresado por :

$$f = 0.0098 + 0.0057 \sqrt{\frac{K}{d_i}} + \sqrt{\frac{2.63}{Re}}$$

- 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.

- Dh es el diámetro interior del tubo expresado en metros.

- d_i es el diámetro interior del tubo expresado en centímetros.

- 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).

$$h = \frac{a \cdot V}{g} \quad ; \text{ para } K < 1 \text{ y } H < 1$$

$$h = \frac{a \cdot V}{g (H + K (H-1))} \quad ; \text{ para } K < 1 \text{ y } H > 1$$

$$h = \frac{a \cdot V}{g (2H - 1)} \quad ; \text{ para } K > 1 \text{ y } H > 1$$

donde :

$$K = \frac{a \cdot V}{2 \cdot g \cdot H} \quad N = \frac{a \cdot T_s}{2 \cdot L}$$

- 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
- Ts el tiempo de cierre del sistema de control de agua.
- a es la velocidad de la onda de presión expresada por :

$$a = \frac{C}{\sqrt{1 + \frac{E}{E'} \cdot \frac{d_i}{e}}}$$

Siendo :

- C la velocidad de propagación del sonido en el agua 1.420 m/seg a 15° C.
- E' el módulo de elasticidad en tensión del material de la tubería en Kg/cm².

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 $2 \times 10^6 \text{ Kgr/m}^2$
- di: 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 menor 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

$$K_2 = \frac{0.8 \left(\sin \frac{\theta}{2} \right) (1 - \beta^2)}{\beta^4} \cdot \frac{K_1}{\beta^4}$$

• Formula 2

$$K_2 = \frac{0.5 (1 - \beta^2) \sqrt{\sin \frac{\theta}{2}}}{\beta^4} \cdot \frac{K_1}{\beta^4}$$

• Formula 3

$$K_2 = \frac{2.6 \left(\sin \frac{\theta}{2} \right) (1 - \beta^2)^2}{\beta^4} \cdot \frac{K_1}{\beta^4}$$

• Formula 4

$$K_2 = \frac{(1 - \beta^2)^2}{\beta^4} \cdot \frac{K_1}{\beta^4}$$

• 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.

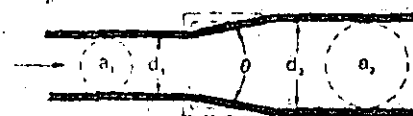
SUDDEN AND GRADUAL CONTRACTION



If: $\theta = 45^\circ$ $K_2 = \text{Formula 1}$

$45^\circ < \theta \leq 180^\circ$ $K_2 = \text{Formula 2}$

SUDDEN AND GRADUAL ENLARGEMENT



If: $\theta = 45^\circ$ $K_2 = \text{Formula 3}$

$45^\circ < \theta \leq 180^\circ$ $K_2 = \text{Formula 4}$

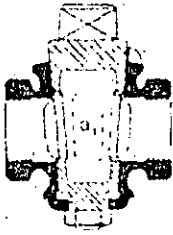
Representative Resistance Coefficients (K) for Valves and Fittings

(for formulas and friction data, see page A-26)

("K" is based on use of schedule pipe as listed on page 2-10)

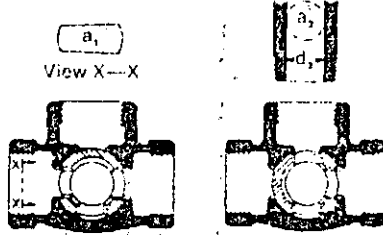
PLUG VALVES AND COCKS

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°



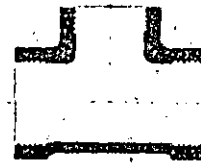
$K = 30 f_T$

45°



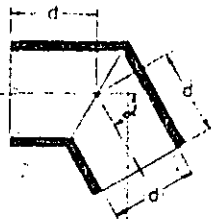
$K = 16 f_T$

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_n , for pipe bends other than 90° may be determined as follows:

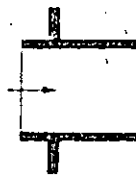
$$K_n = (n - 1) \left(0.25 \pi f_T \frac{r}{d} + 0.5 K \right) + K$$

n = number of 90° bends.

K = resistance coefficient for one 90° bend (per table)

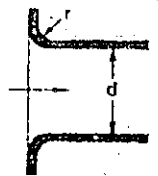
PIPE ENTRANCE

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

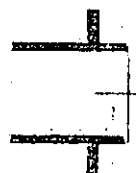
CLOSE PATTERN RETURN BENDS



$K = 50 f_T$

PIPE EXIT

Projecting



$K = 1.0$

Sharp-Edged



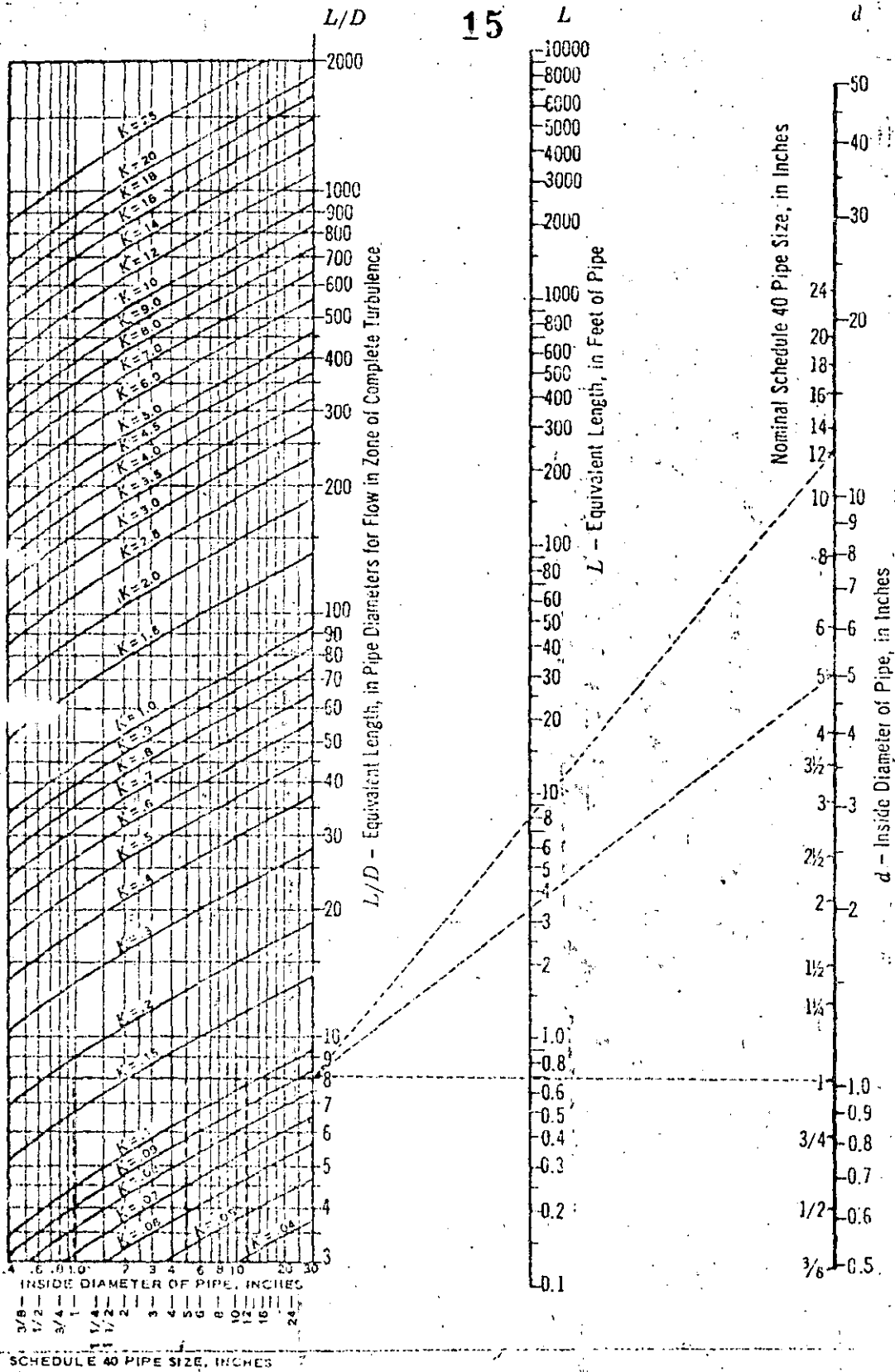
$K = 1.0$

Rounded



$K = 1.0$

Equivalent Lengths L and L/D and Resistance Coefficient K

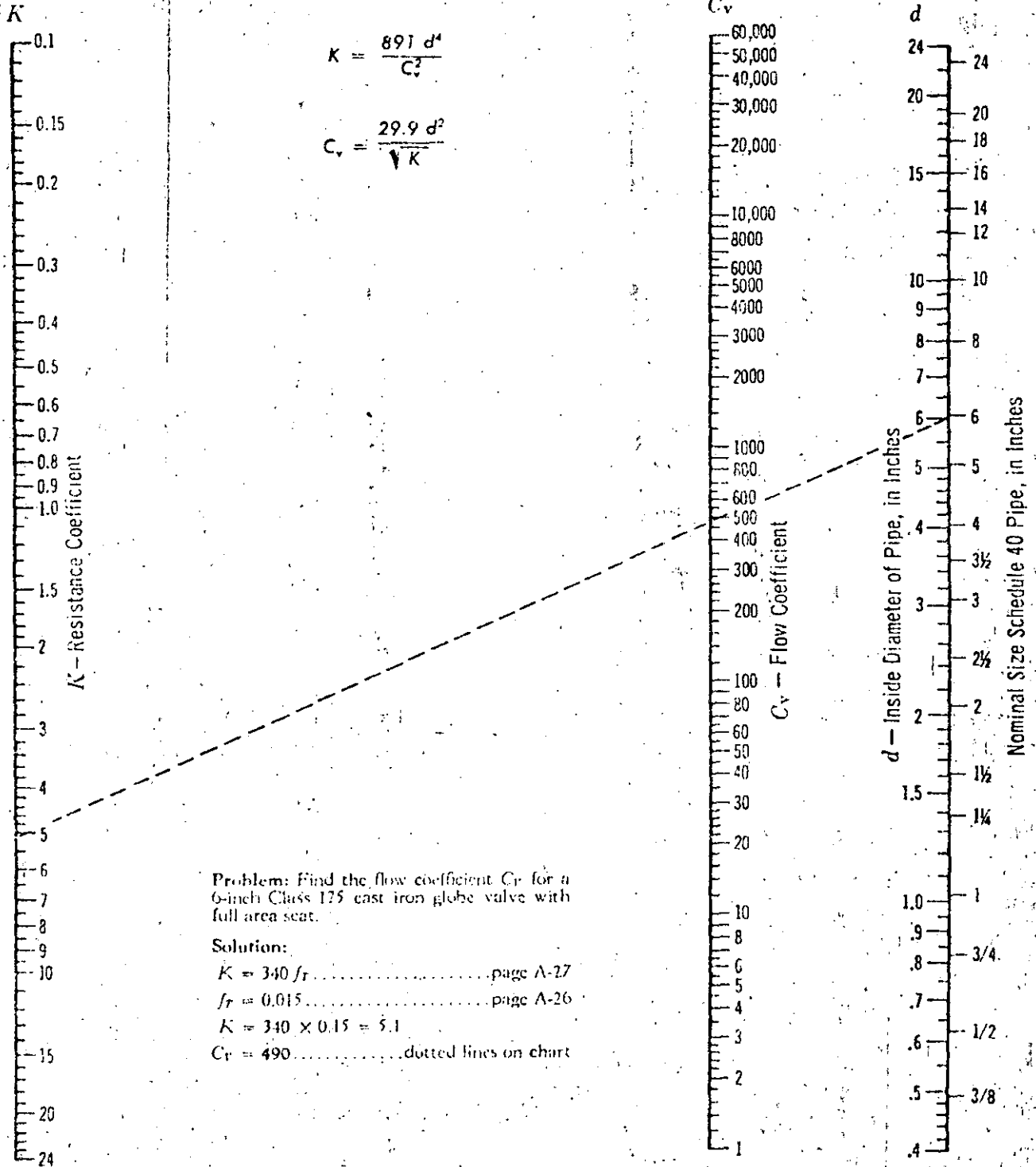


Problem: Find the equivalent length in pipe diameters and feet of Schedule 40 clean commercial steel pipe, and the resistance factor K for 1, 5, and 12-inch fully-opened gate valves with flow in zone of complete turbulence.

Solution

Valve Size	1"	5"	12"	Refer to
Equivalent length, pipe diameters	8	8	8	Page A-17
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



Problem: Find the flow coefficient C_v for a 6-inch Class 125 cast iron globe valve with full area seat.

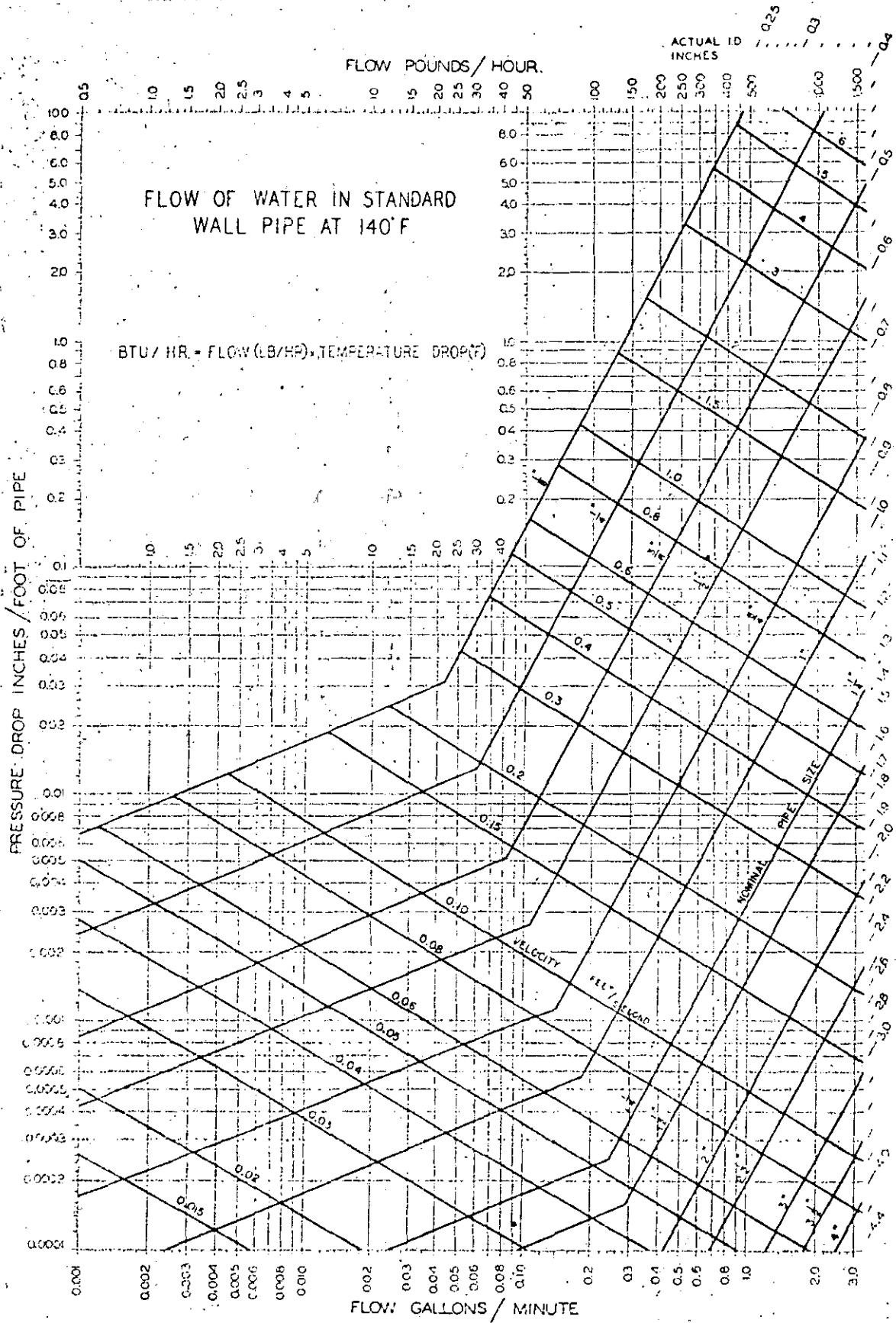
Solution:

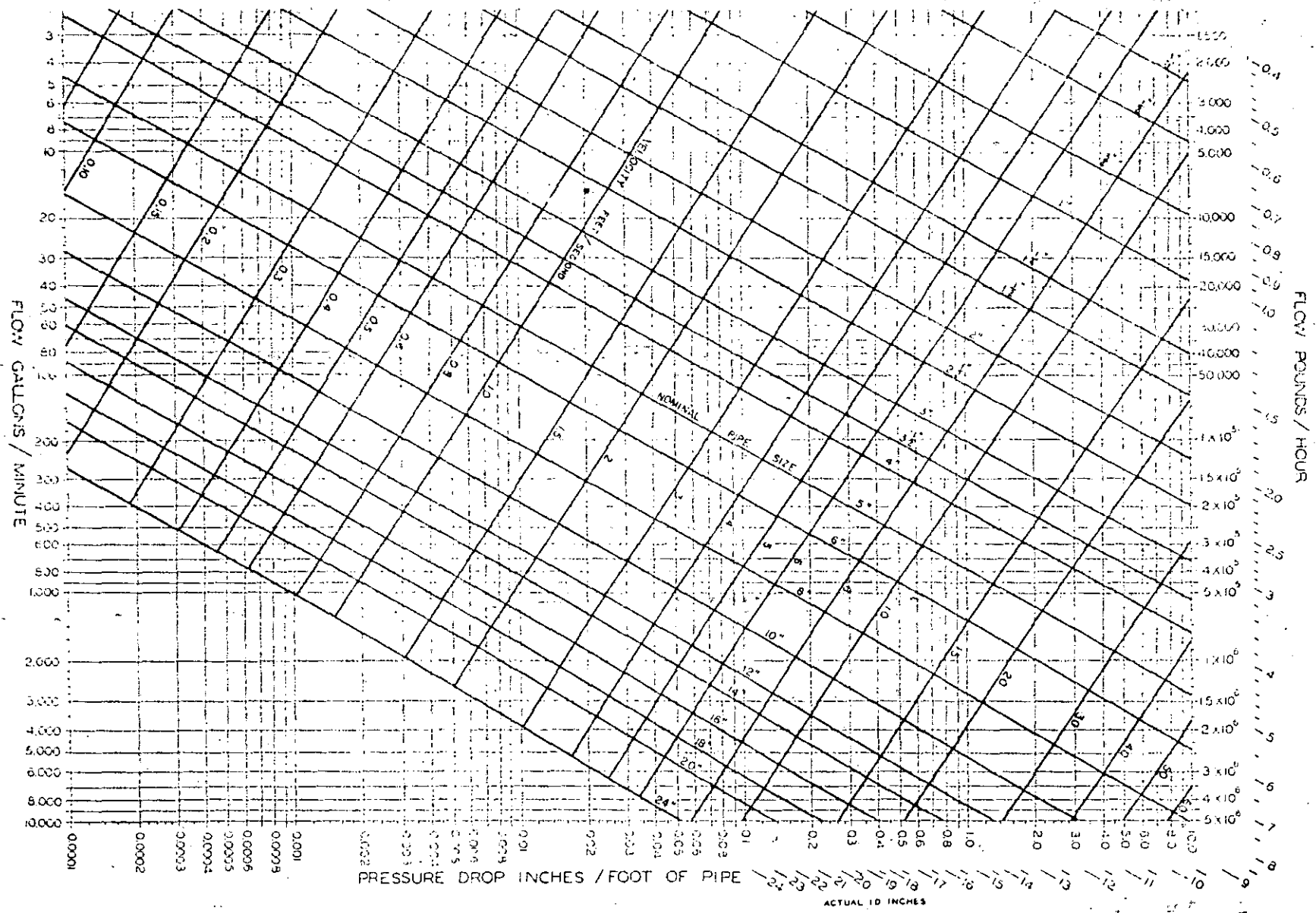
$K = 340 f_T$ page A-27

$f_T = 0.015$ page A-26

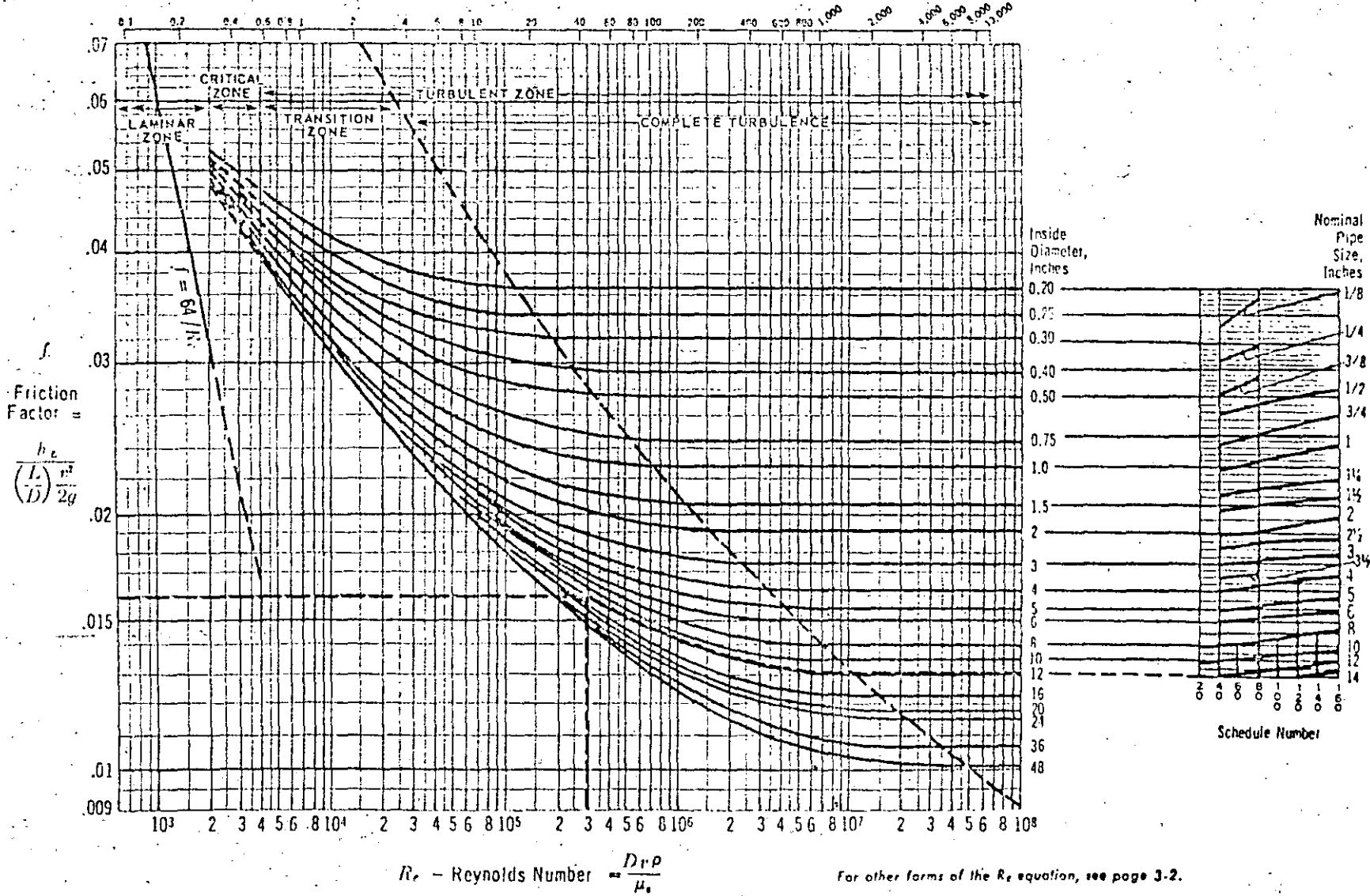
$K = 340 \times 0.015 = 5.1$

$C_v = 490$ dotted lines on chart





VALUES OF (vd) FOR WATER AT 60° F (VELOCITY IN FT./SEC. X DIAMETER IN INCHES)



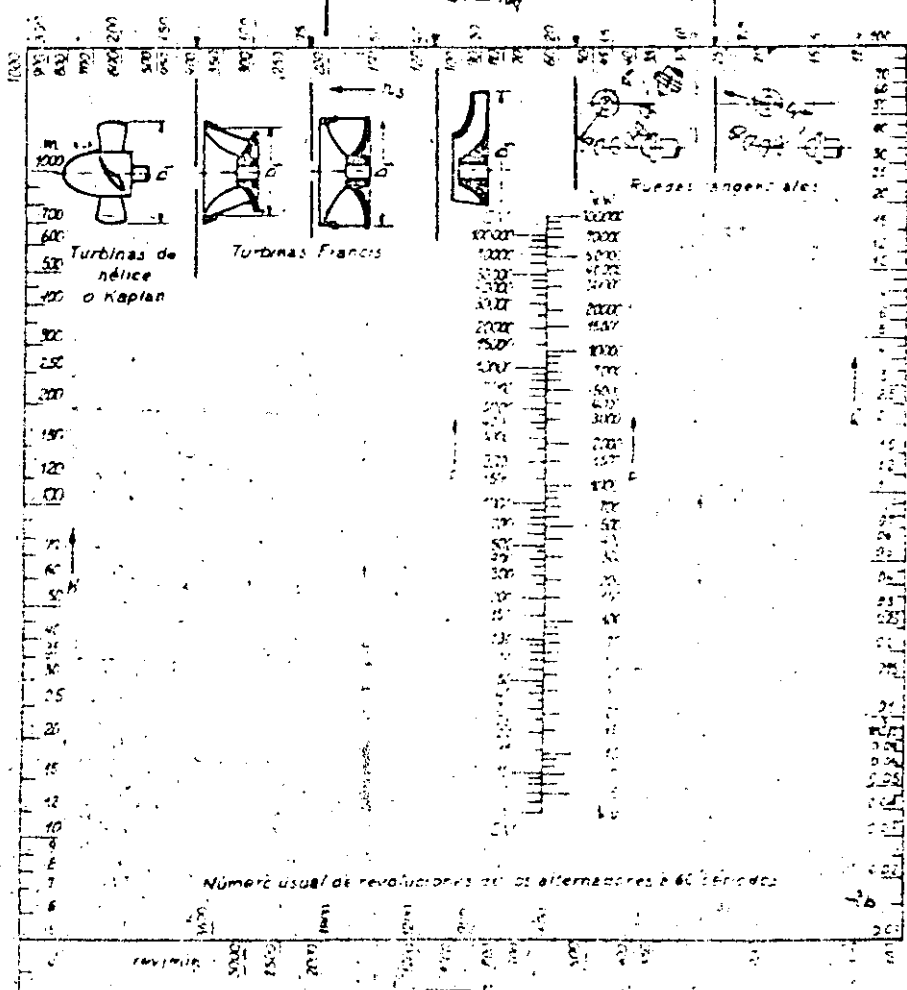
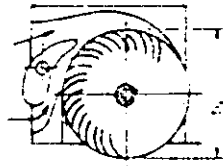
Friction Factors for Clean Commercial Steel Pipe¹⁸

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	1300 a 400
Pelton de dos o más toberas	29 a 59	9 a 18	400 a 350
Mitchell 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 930	105 a 300	35 a 5

Turbinas Mitchell-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.

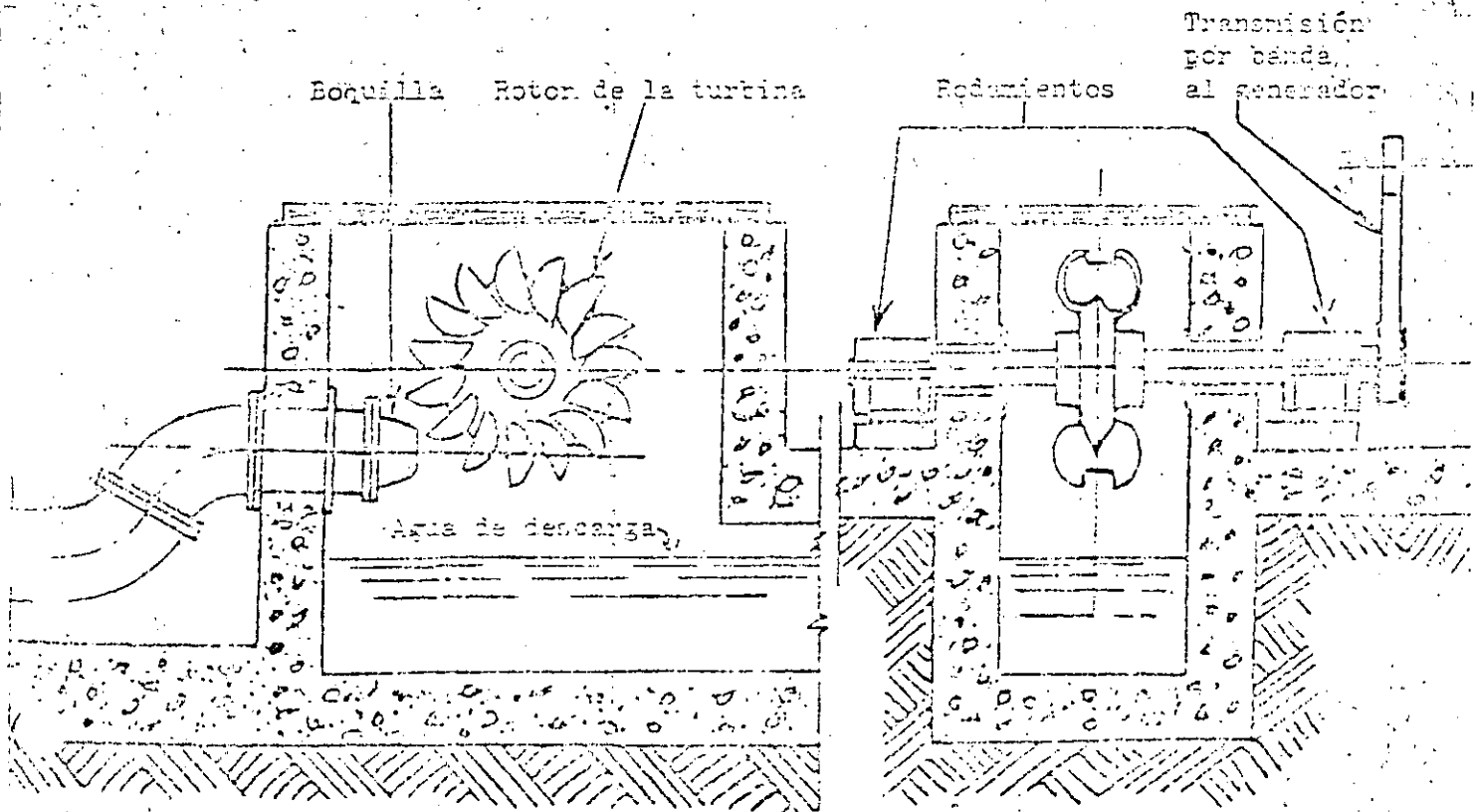
En resumen: para producir C.A., se debe regular el flujo del agua hacia la turbina; esto requiere equipo costoso y complejo. En la producción de C.D., no es necesaria la regulación, pero deben emplearse acumuladores.

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.

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 Pelton 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 Pelton y en su límite superior un 40% del costo de una turbina Francis.

Los principales límites de aplicación que presenta esta turbina radican en que (por su diseño mecánico) no puede trabajar con saltos superiores de los 100 metros y no se recomienda su aplicación con saltos inferiores a 8 metros.

El número de revoluciones óptimas de la turbina Michell-Banki se determina por

$$N = \frac{35.8 \sqrt{H}}{D_c}$$

en donde:

- N, es el número óptimo de revoluciones de la turbina en RPM.
- H, es el salto efectivo de la central en metros.

Consiguiéndose expresar el número específico de revoluciones en caudal:

11

$$Nq = \frac{39.8 Q^{1/2}}{D_e H^{1/4}}$$

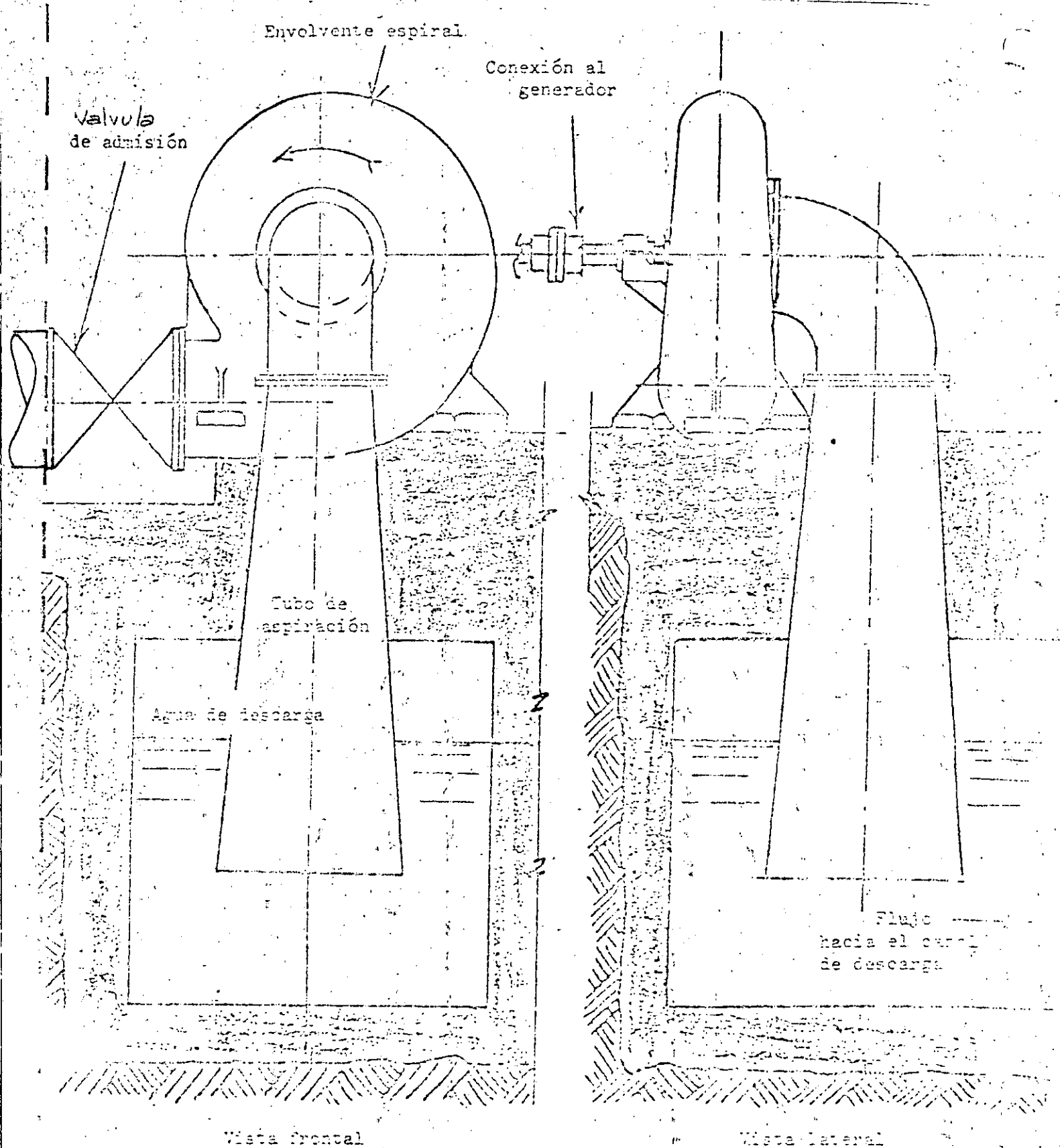
Al igual que la turbina Pelton, esta fórmula nos indica que si diseñamos una turbina con un salto determinado y establecemos sus dimensiones, la misma turbina puede operar a plena carga con saltos inferiores, generando distintas potencias que están en función del caudal que se obtenga de despejar Q de la fórmula anterior.

Cabe señalar que la geometría del perfil de la turbina Mitchell-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 Mitchell (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 Mitchell, 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 pueda 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 Mitchell. 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 26) 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 variedad tan grande de flujo.



Bomba centrífuga que, al invertirla rotación, puede funcionar como una turbina hidráulica.

Generador

Piso para el generador

Río arriba

Transmisión por banda

Pared de madera

Impulsor

FLUJO

Rodamiento

Carga sobre la turbina.

Área de descarga

Canal de descarga

Ejemplo de aplicación:

Flujo = 2,45 pies cúbicos por seg.

Carga = 9 pies

Potencia bruta = 2,8 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.

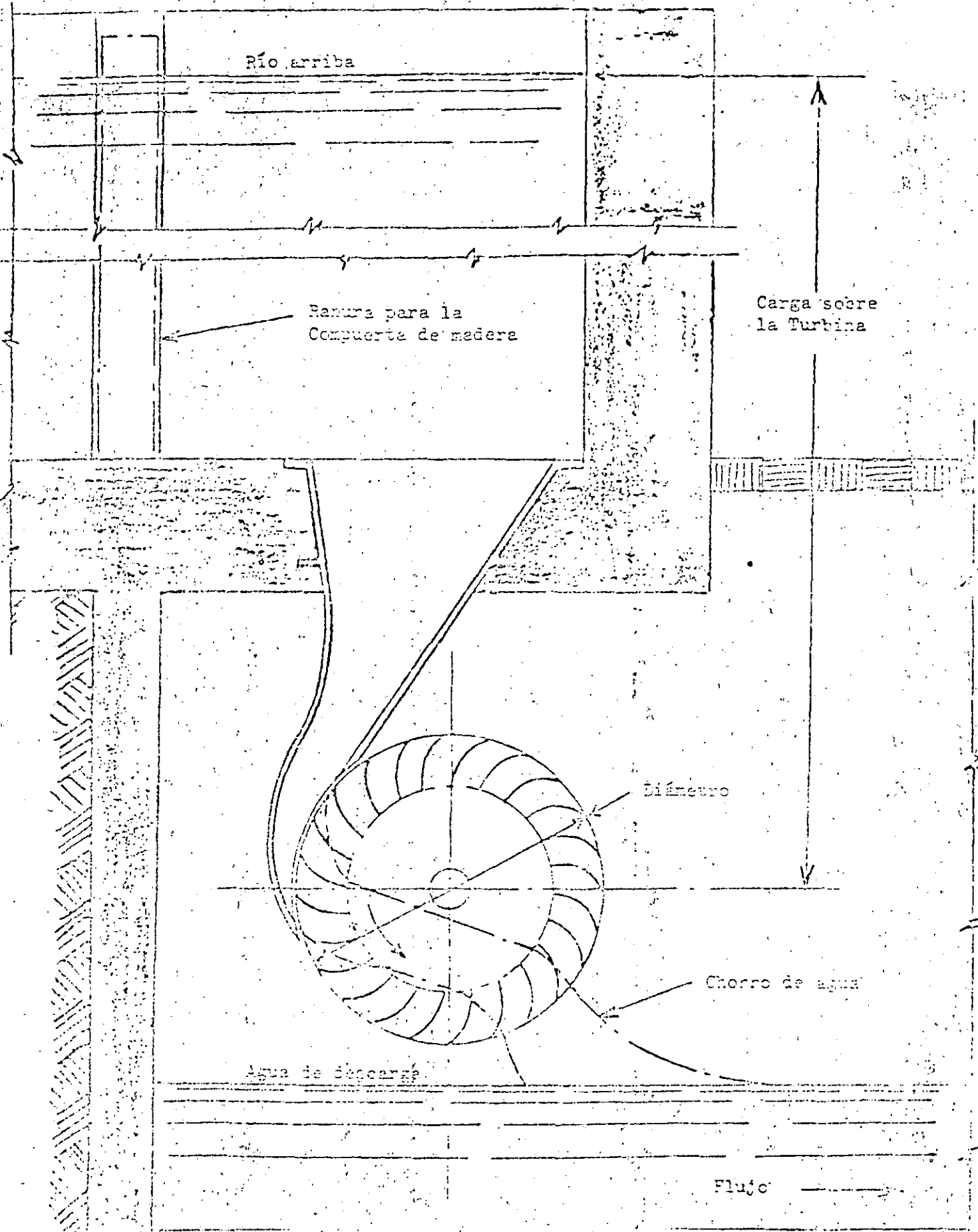
Regulador de velocidad eléctrico-electrónico

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.

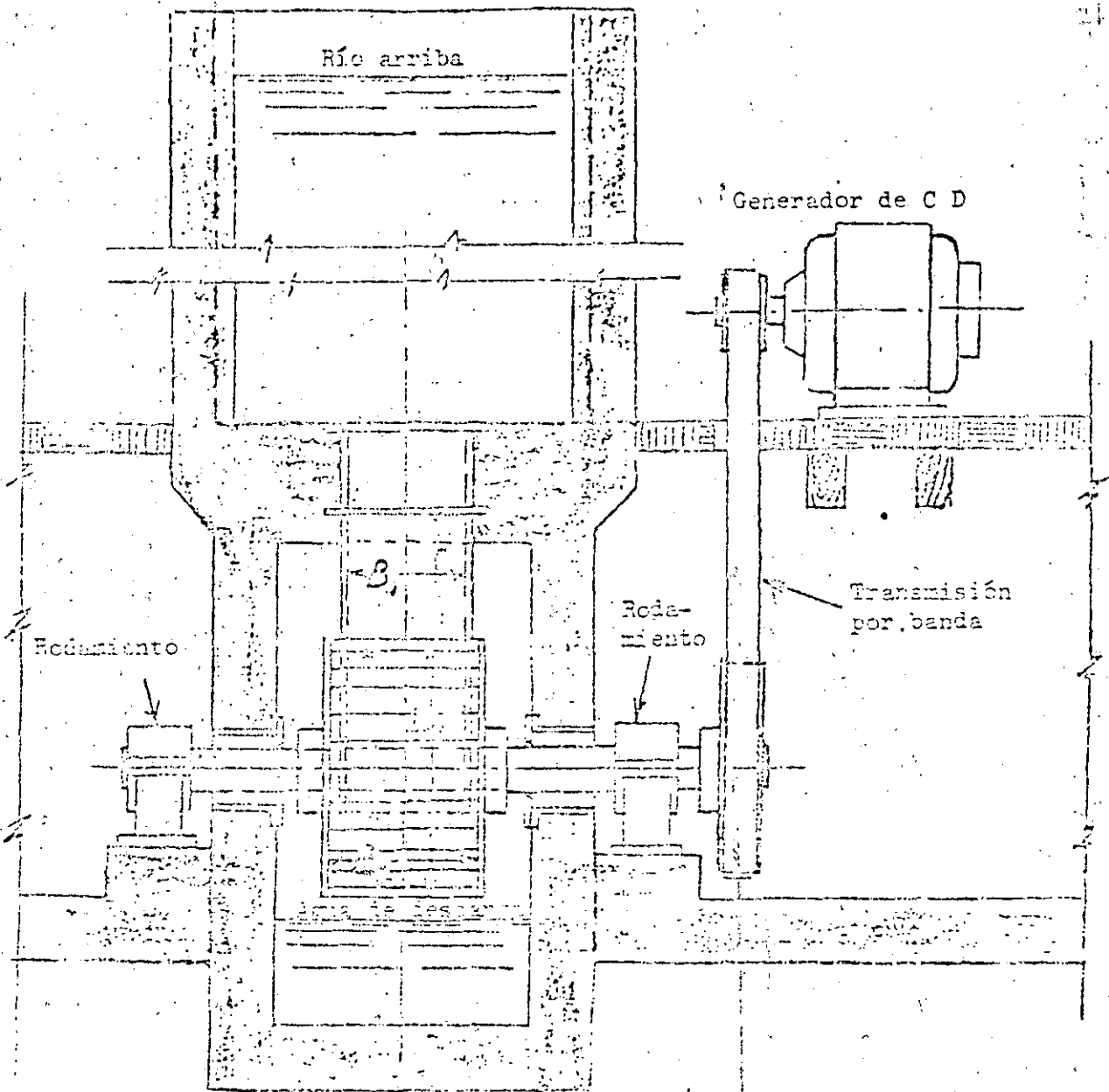
La principal ventaja de este regulador radica en su bajo costo, estimándose que el dispositivo electrónico cuesta aproximadamente 250 dólares, pudiéndolo considerar constante para cualquier tipo de turbina y potencia de generación, quedando como variable el costo del motor eléctrico y el sistema mecánico.

Regulador de velocidad óleo mecánico

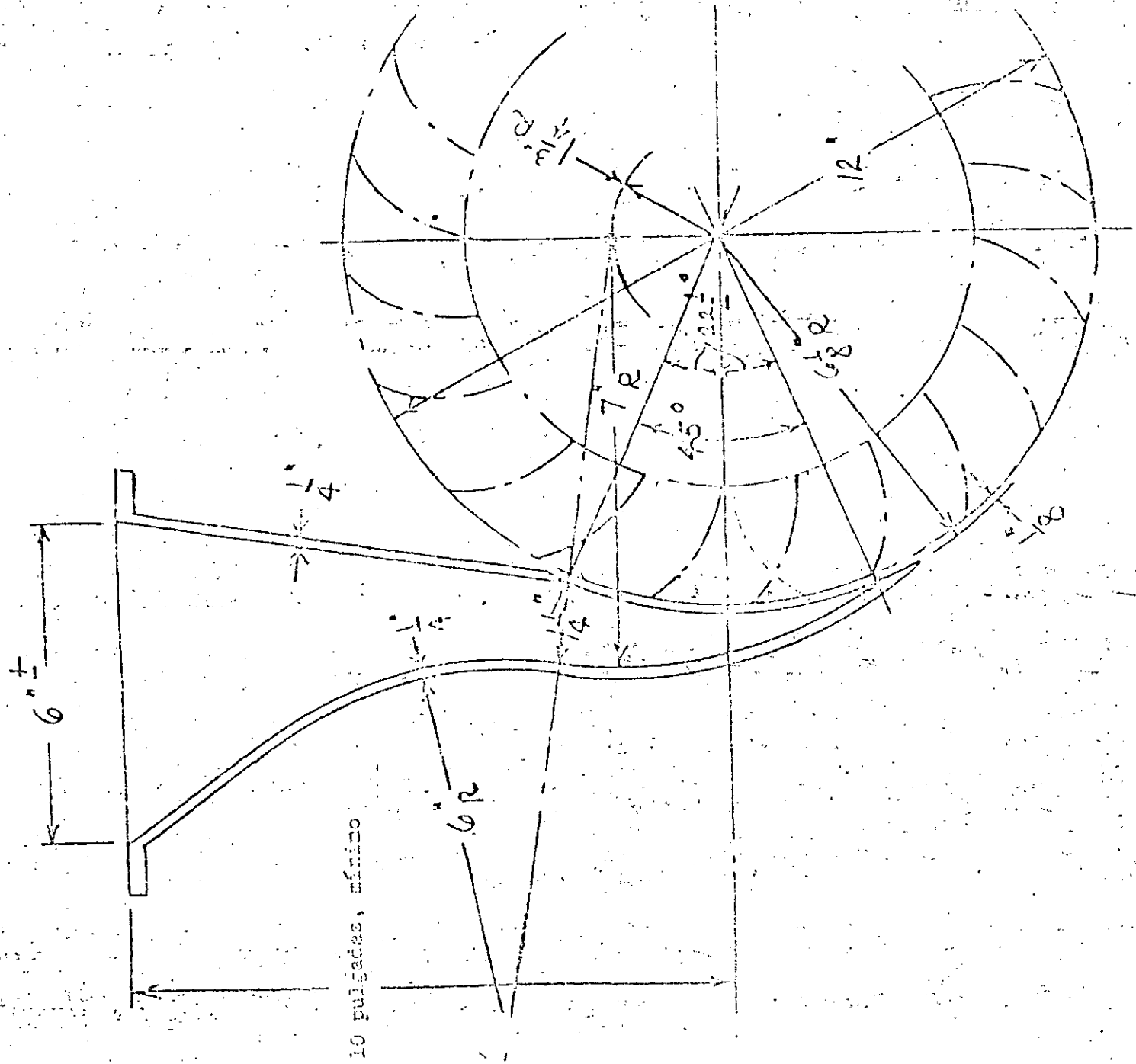
Este regulador está formado por un órgano sensible a la variación de velocidad que generalmente es un péndulo centrífugo, un órgano de distribución y fuerza provisto de una válvula distribuidora de aceite a presión y un servomotor, un sistema de compensación y retroceso cuyo objeto es dar estabilidad a la velocidad del grupo; una bomba de engranajes o palétas deslizantes y dispositivos de membras para accionar la válvula reguladora de caudal de la turbina.

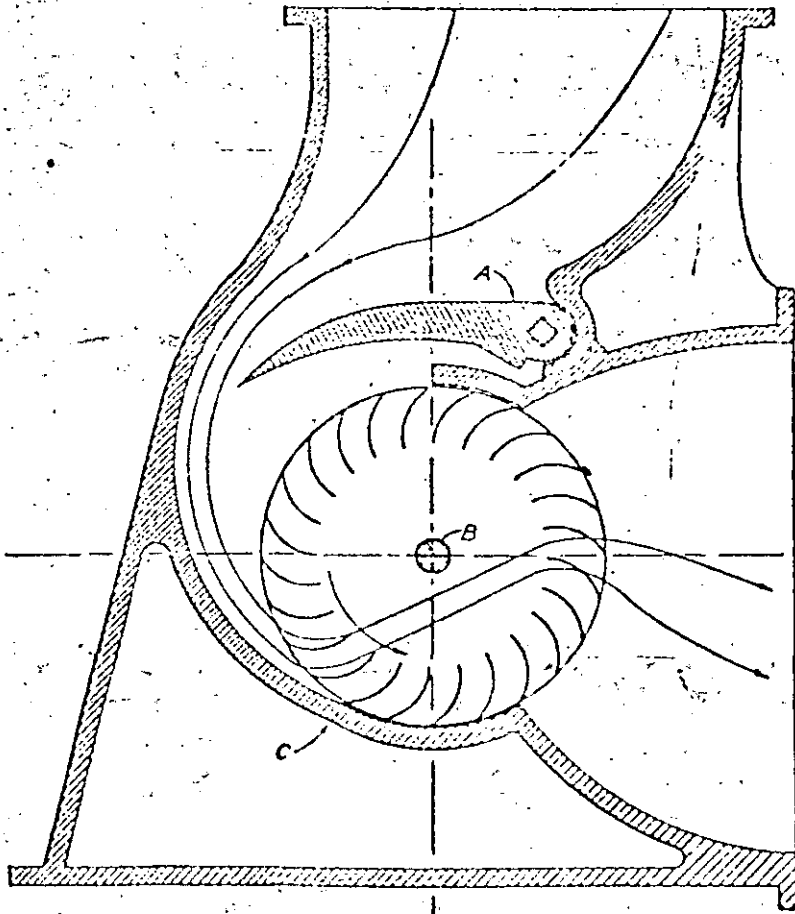


Arreglo de una turbina Michell (Banki) para utilizar una carga baja, sin control (A)

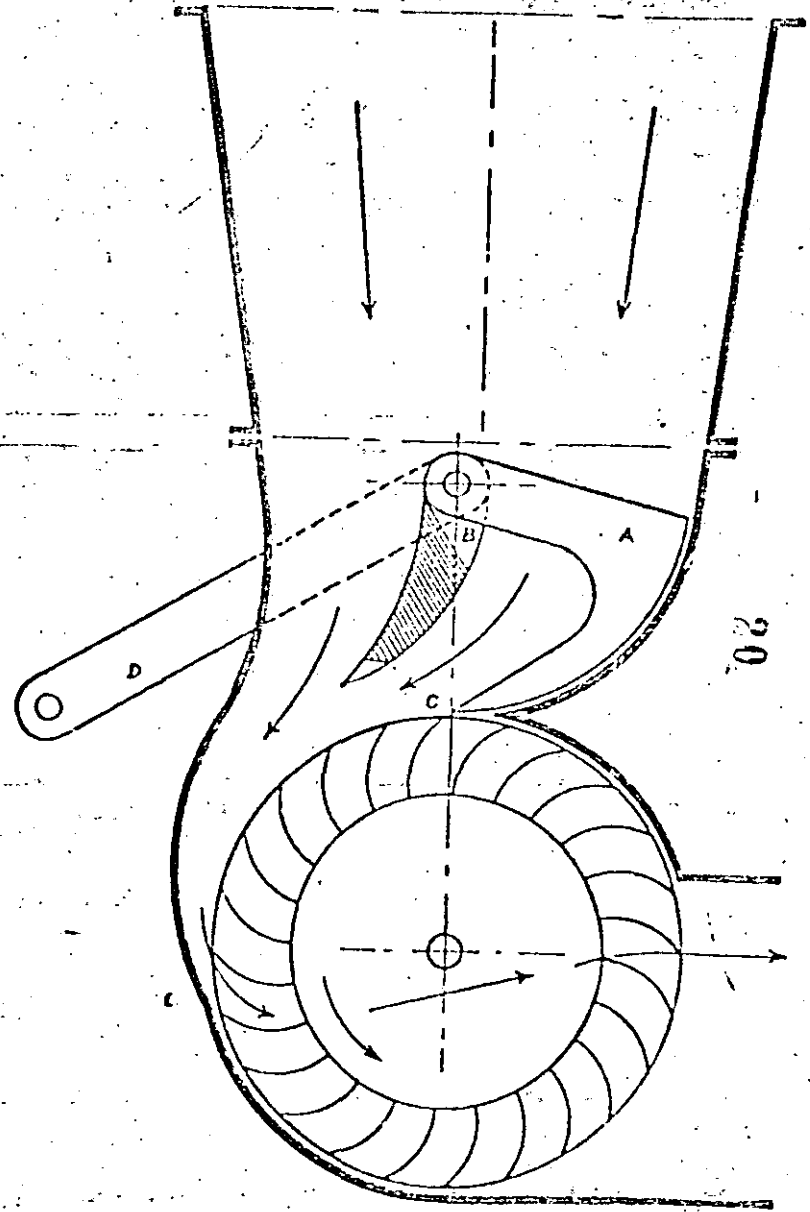


Arreglo de una turbina Michell (Banki) para el uso de una carga baja, sin control (B).

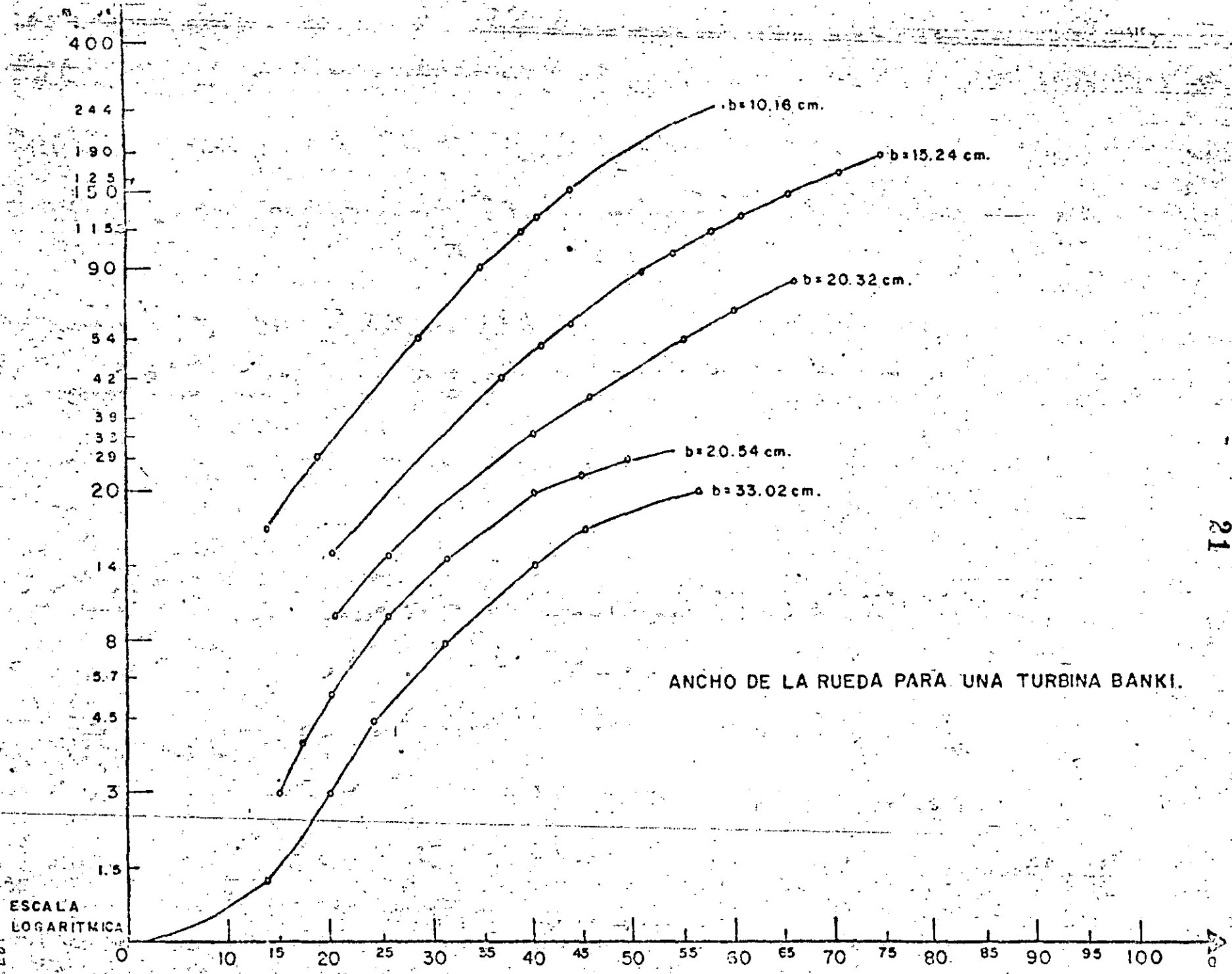


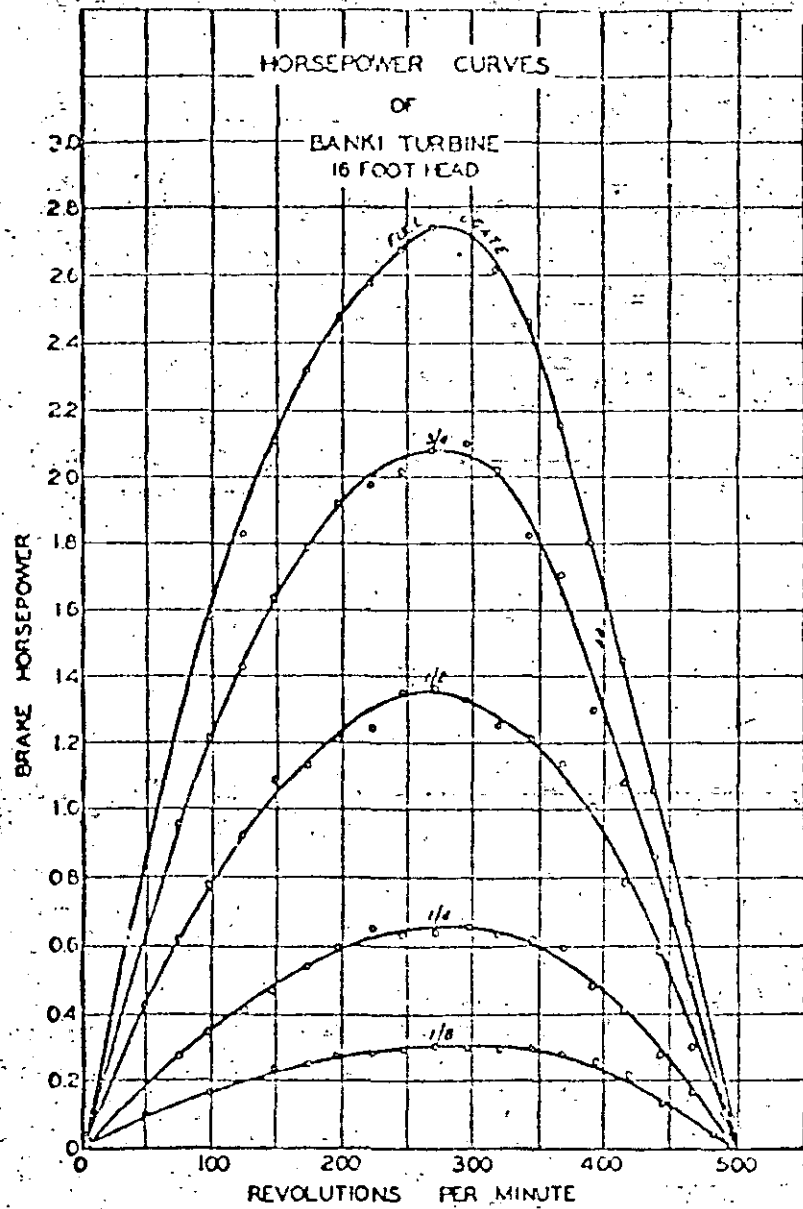


German design of Banki turbine and nozzle.

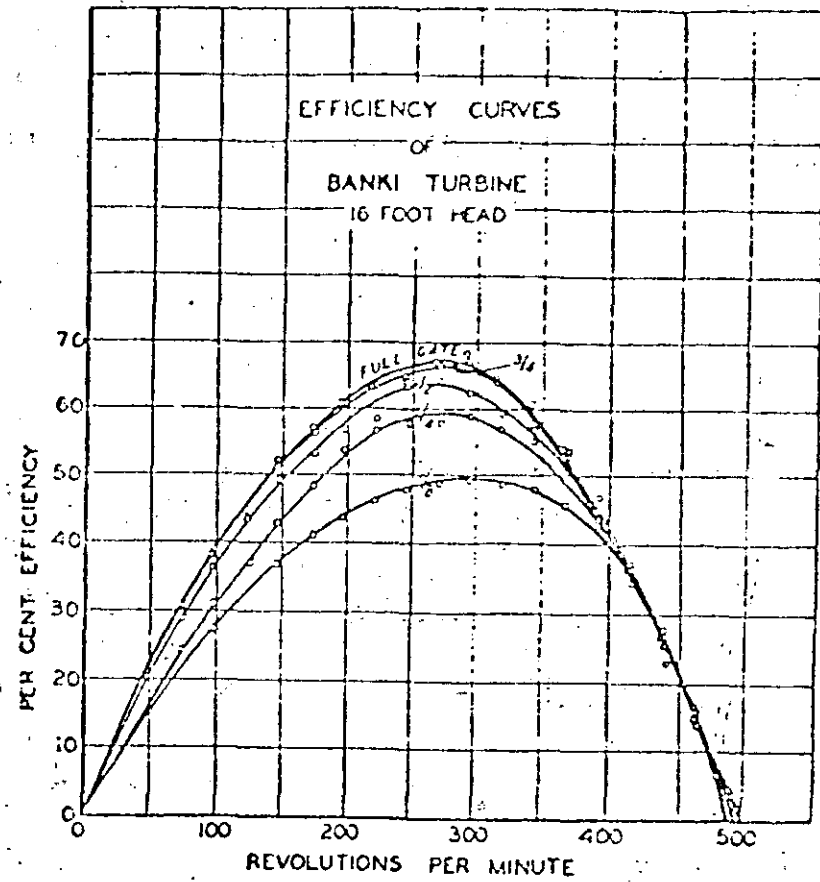


Alternate German design of Banki turbine and nozzle.

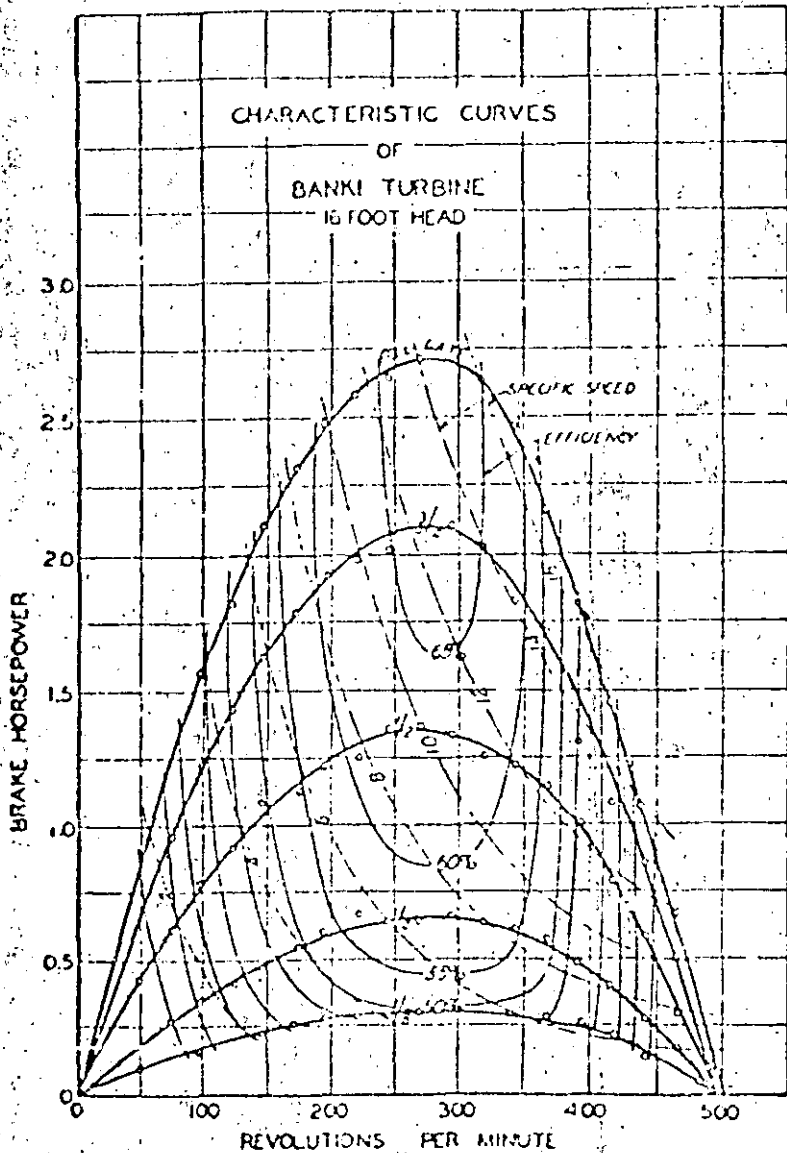




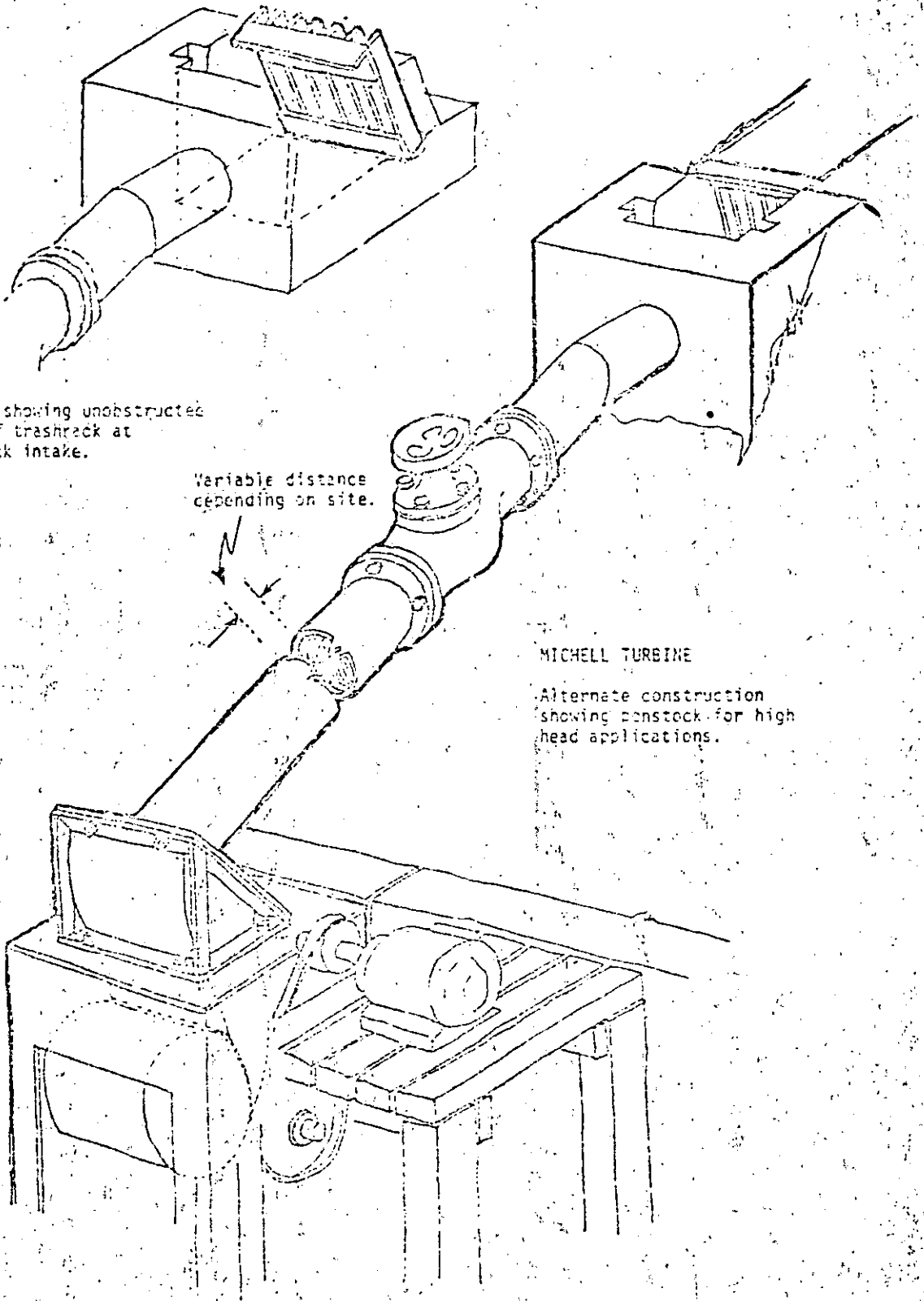
Power curves for Banki turbine under 16-ft head.



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.

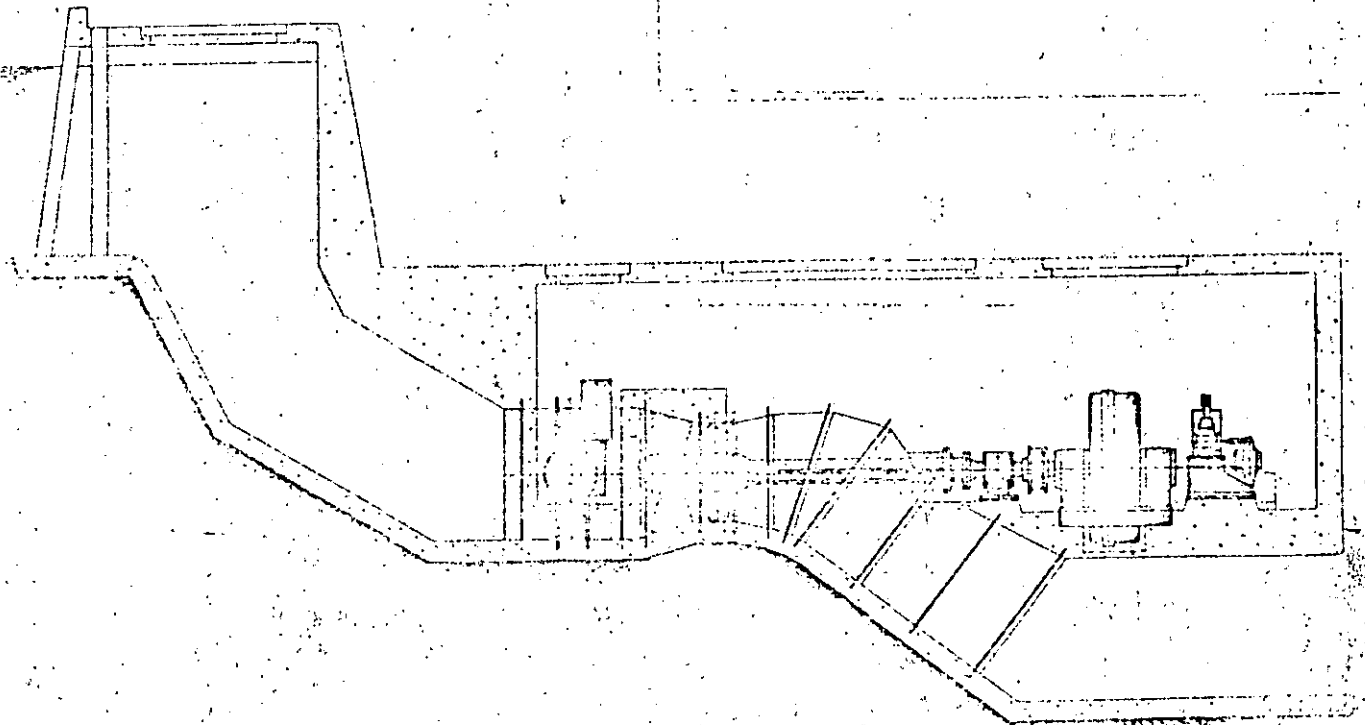
Variable distance depending on site.

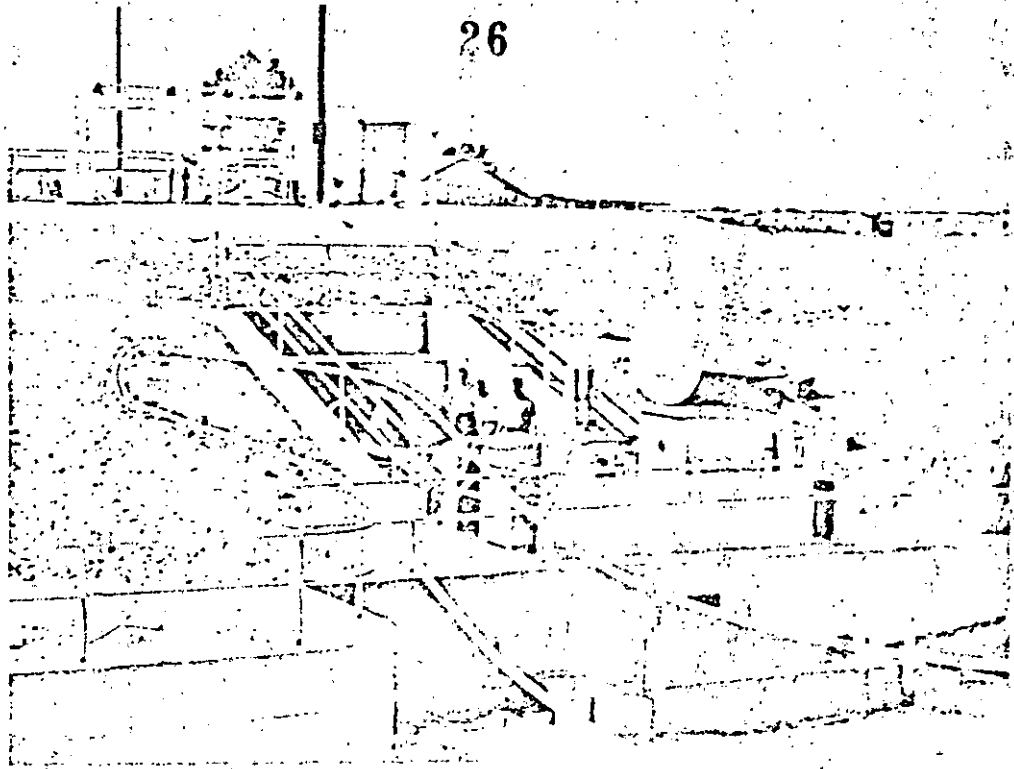
MICHELL TURBINE

Alternate construction showing penstock for high head applications.

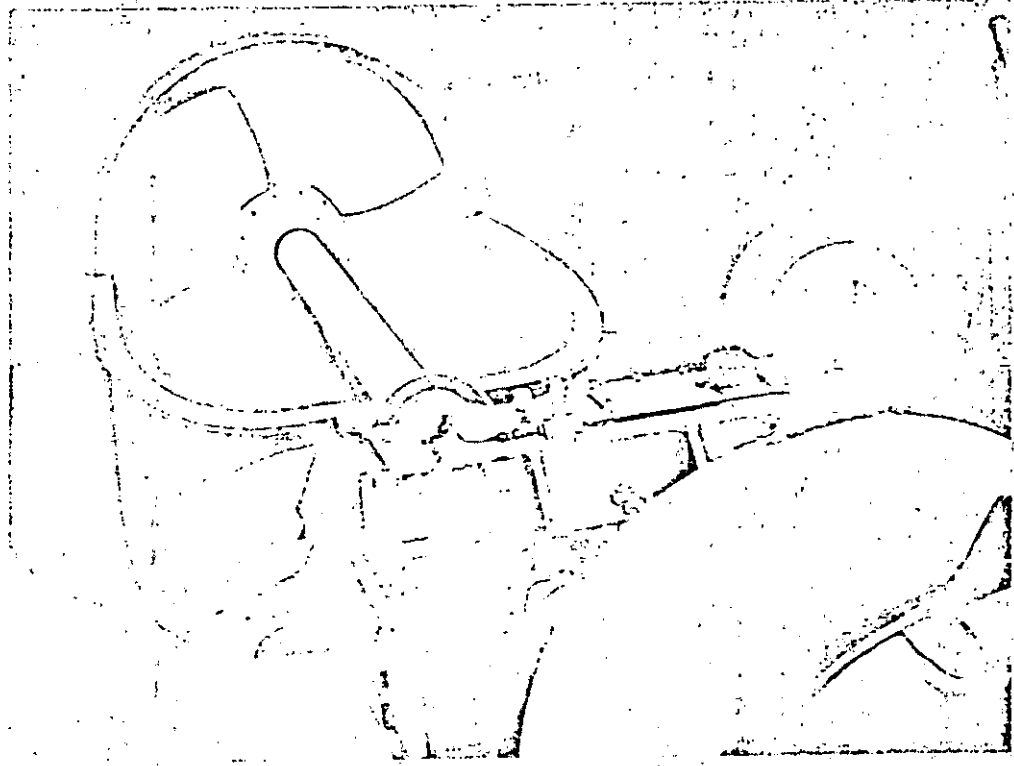
standardized hydroelectric generating units

- Low-head
- Modern
- Pre-designed
- Heads up to 15m (50')
- Capacities to 5000 KW





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.

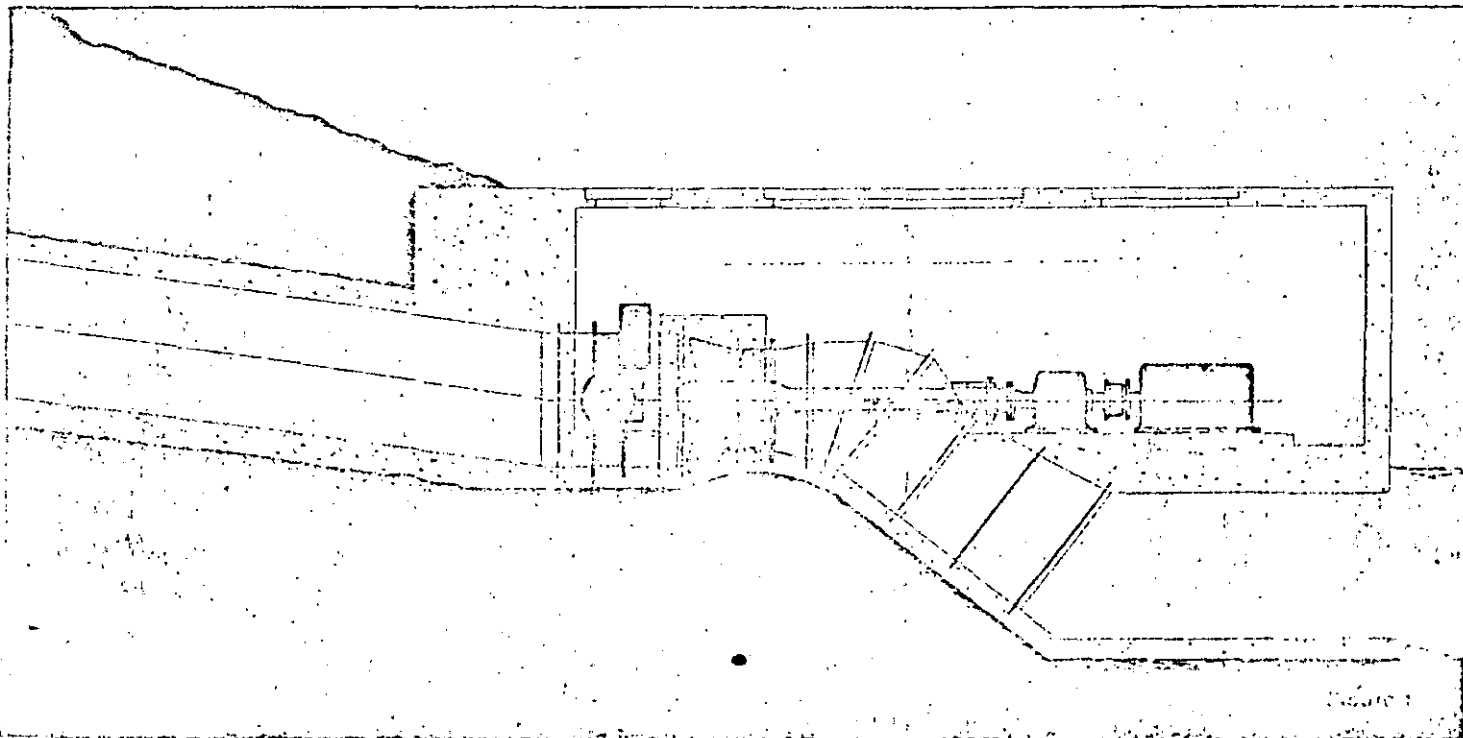
These pre-designed TUBE turbine units are extremely adaptable to various sites and can make previously uneconomical sites attractive. TUBE turbines are pro-

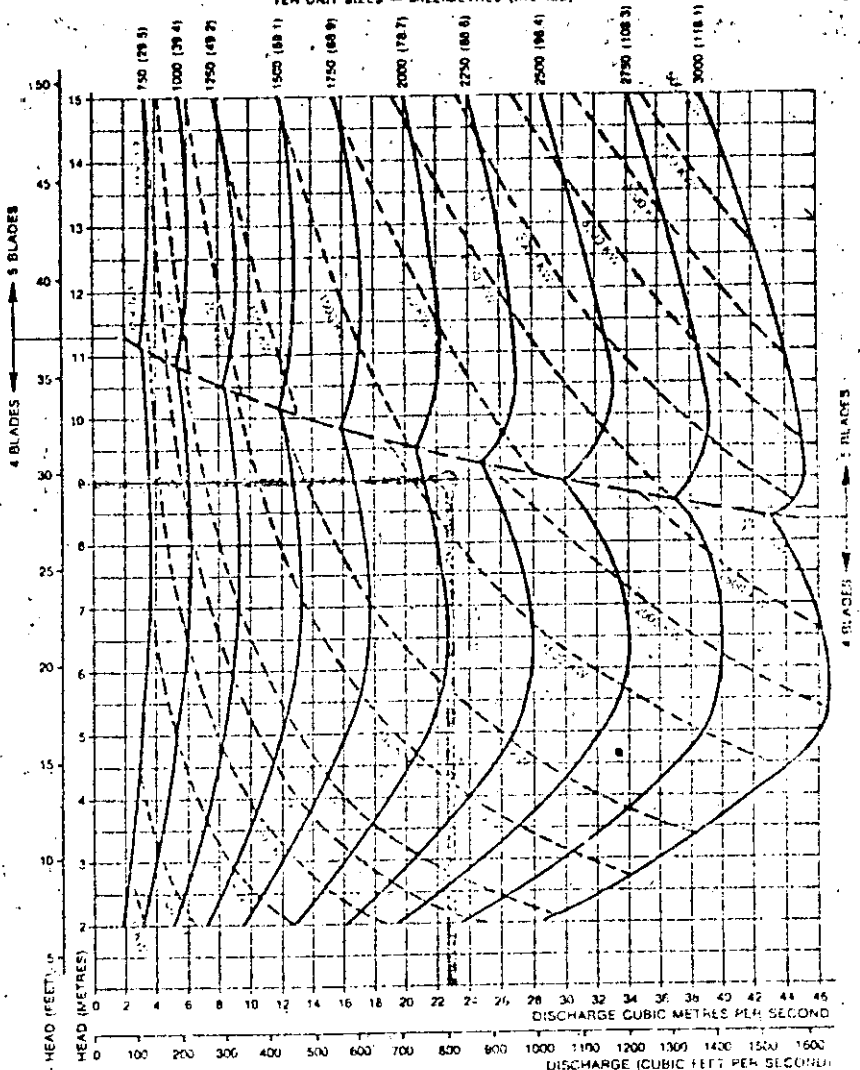
ducer-type units which provide the highest possible operating speed and maximum capacity for a given size. The powerhouse structure can therefore be substantially reduced in area and height. The need for deep foundations is minimized thus reducing excavation and other civil construction costs. The building 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





NOTE: OUTPUT BASED ON UNIT CENTERLINE SLITTING OF ONE-HALF (1/2) RUNNER DIAMETER (DIA 2) ABOVE TAILWATER, CENTERLINE OF UNIT AT ELEVATION 150 m (500 ft) ABOVE SEA LEVEL

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

$$\frac{23.0 \text{ m}^3/\text{s}}{26.0 \text{ m}^3/\text{s}} \approx$$

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

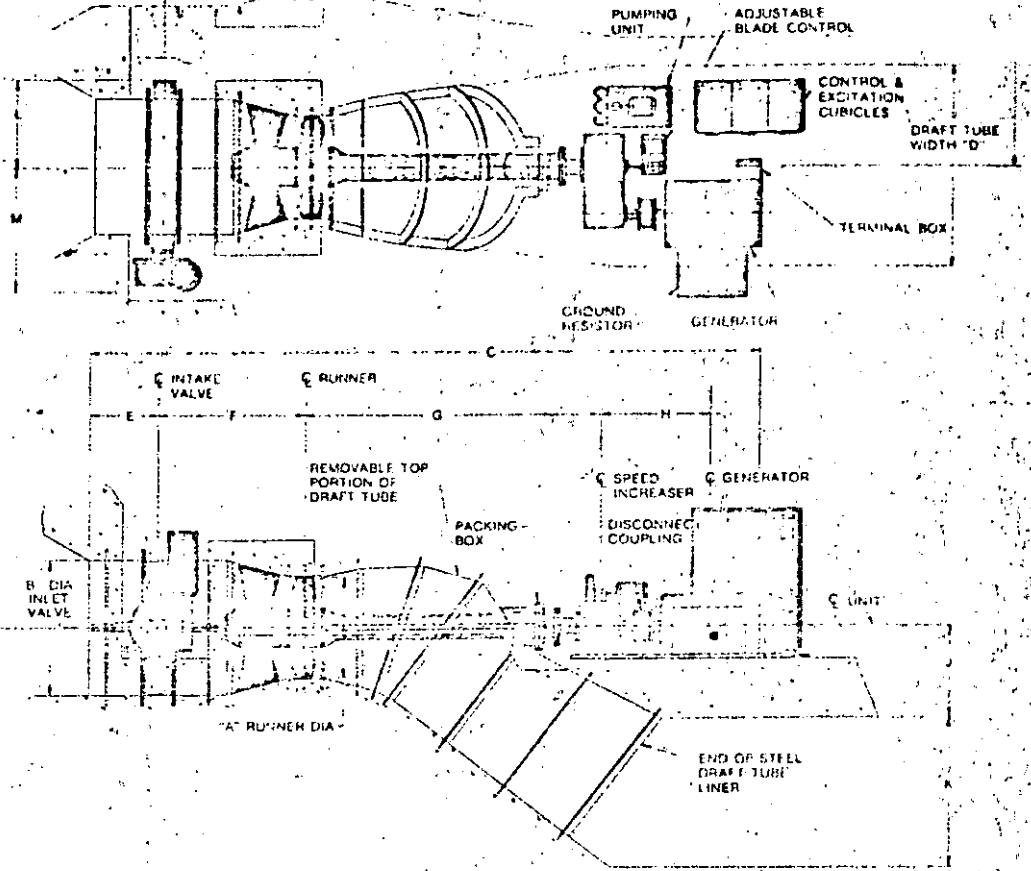


Figure 3

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.

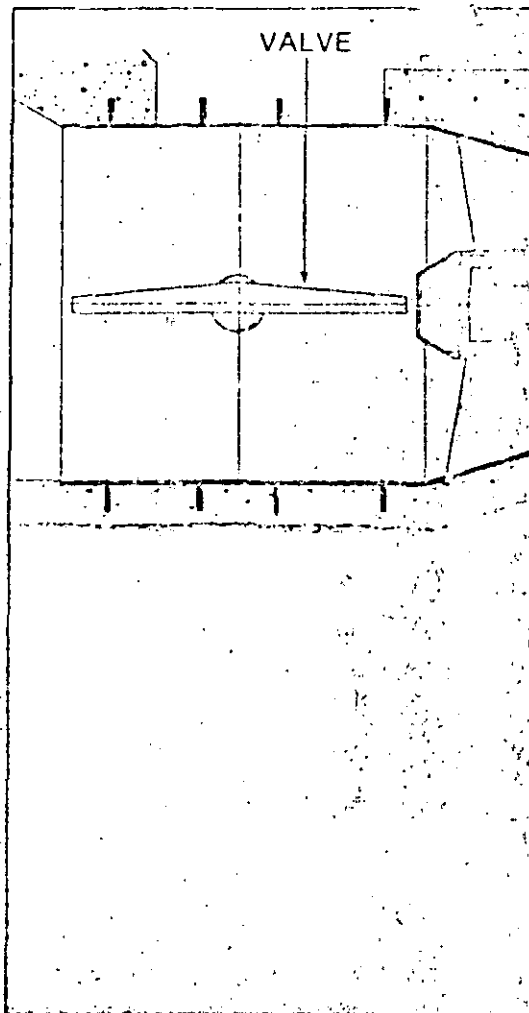
A shaft extension is provided from the runner hub into the upstream bearing and another extension is used in conjunction with the outboard combination guide and thrust bearing.

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

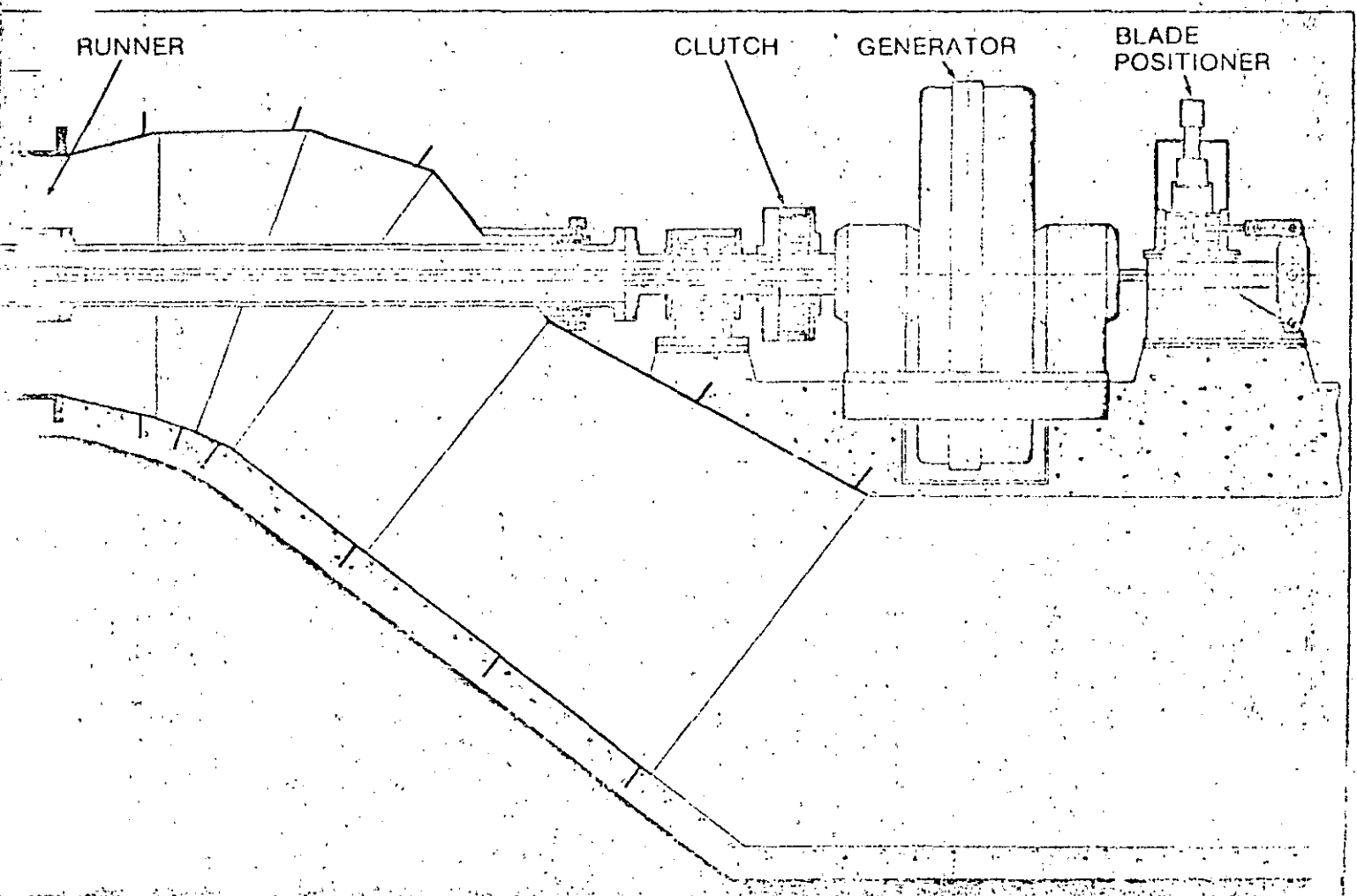
The exciter-regulator provides generator excitation and accurate voltage regulation for varying conditions of load, power factor, generator frequency and load unbalance. Excitation power is normally obtained from generator output voltage.

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

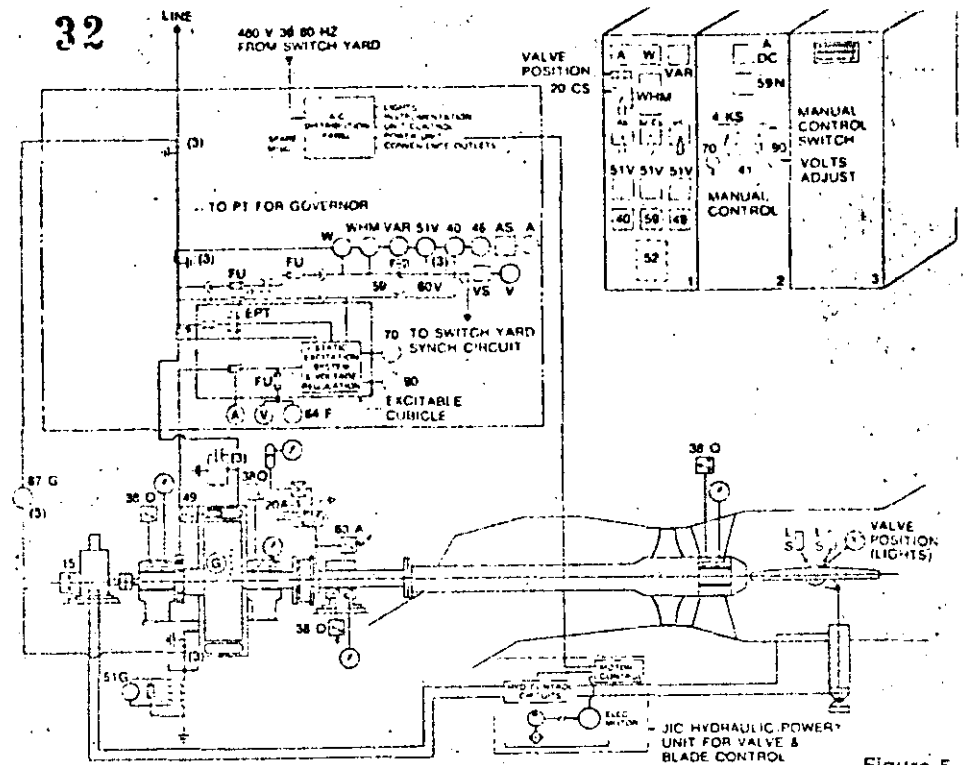


Figure 5

SYNCHRONOUS GENERATORS — are required for

1. Isolated operation
2. High capacity installations
3. Power factor improvement
4. End of the line installations

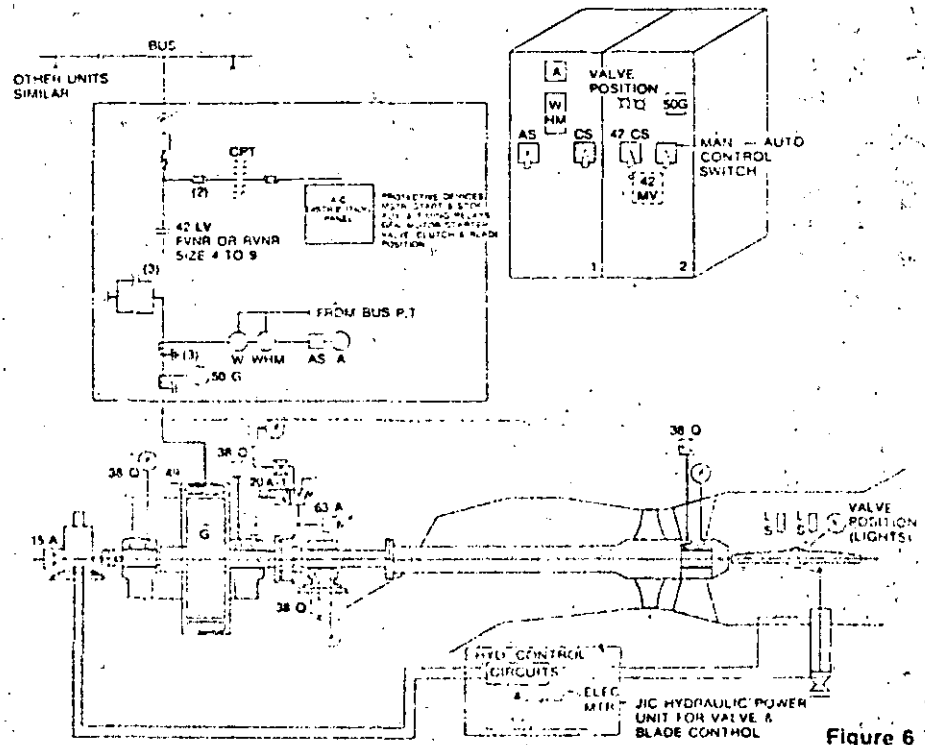


Figure 6

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

ALLIS-CHALMERS
STANDARD

tube
units

PERFORMANCE
CURVE

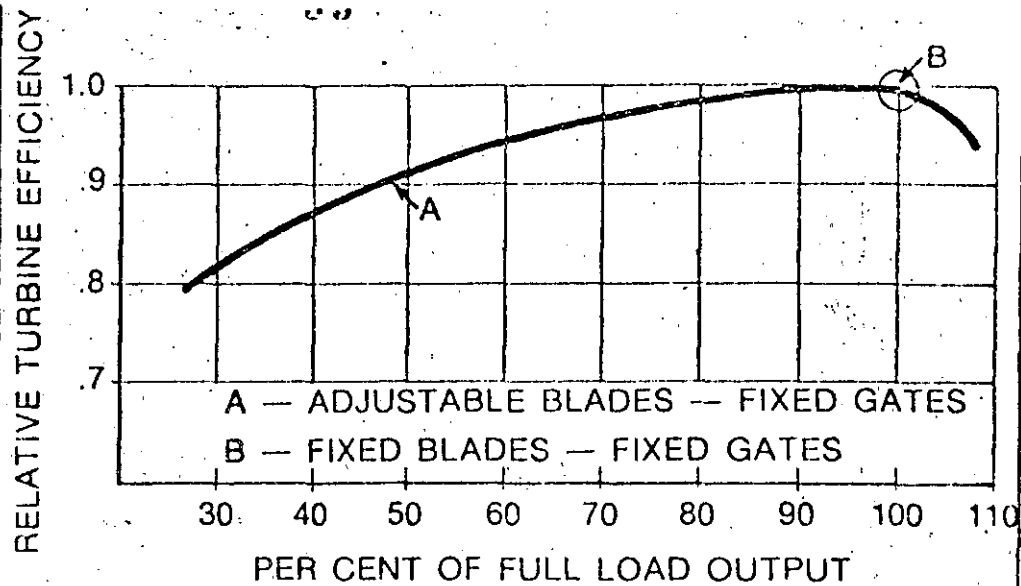


Figure 7

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 reconstructing 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

CUESTIONARIO

OCTUBRE, 1985.

PREGUNTAS PARA EL CUESTIONARIO INICIAL DEL CURSO
"PROYECTO DE PLANTAS HIDROELECTRICAS"

Dependiendo de la magnitud del factor de planta con el que se haya proyectado un aprovechamiento hidroeléctrico, éste podrá suministrar energía eléctrica:

- a) para la base de la curva de demanda eléctrica
- b) para la parte intermedia de la curva de demanda eléctrica
- c) para los picos de la curva de demanda eléctrica

Se pregunta:

1. A cual de los tres casos anteriores corresponderá un factor de planta alto y a cual un factor de planta bajo.

2. En cual de los tres casos será mayor la capacidad de generación eléctrica instalada.

3. ¿La generación eléctrica anual será la misma para los tres casos o será diferente? (Se supone que en los tres casos se turbinará toda el agua disponible anualmente).

1. ¿Cómo se dimensiona hidrológicamente un almacenamiento de una presa?

2. ¿Qué técnicas de Optimización son las más usadas para la determinación de políticas de operación de presas con -- usos múltiples?

3. ¿Qué es una curva gasto-duración?

4. ¿Qué entiende por simulación de un funcionamiento de vaso?

5. ¿Qué es un número aleatorio?

6. ¿Qué variables hidrológicas se consideran como volúmenes de entrada a un vaso de almacenamiento?

1. Mencione en que temas involucrados en los estudios de geología aplicada a la Ingeniería le interesa sean tratados con más detalle.

2. Describa que tipo de aplicaciones prácticas le gustaría que se expusieran en el curso para los estudios de geología -- aplicada a la Ingeniería Civil y en que porcentaje utiliza los conocimientos geotécnicos en su práctica profesional.

3. ¿En que proporción teoría/práctica le gustaría que se programara para el capítulo de Ingeniería Geológica? y, ¿Estaría de acuerdo en una sesión para resolver problemas geológico-ingenieriles propuestos por los asistentes al curso?

1. Mencione una recomendación o criterio de diseño de gran ayuda para los proyectistas de Plantas Hidroeléctricas, puede ser de carácter general.

2. Mencione recomendación o criterio en la selección y diseño de compuertas y otra para la selección de válvulas.

3. Mencione criterios para la selección de equipos, en particular los de las turbinas, (mencione el nombre del país, Escuela, autor del criterio o criterios de referencia).

1. ¿Cuál es su opinión de las fuentes no convencionales de energía?

2. ¿Considera a las Pequeñas Centrales Hidroeléctricas como fuentes no convencionales de energía?

3. ¿En su opinión, son aplicables las Pequeñas Centrales Hidroeléctricas (P.C.H.) en México o en su País?



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

PROYECTO DE PLANTAS HIDROELECTRICAS

ÉVALUACION DE PROYECTOS HIDROELECTRICOS

Ing. Luis Morales Galván
Dr. Alejandro Mendoza Fernández

OCTUBRE, 1985

EVALUACION DE UN PROYECTO HIDROELECTRICO

DR. ALEJANDRO MENDOZA F.

Se presenta a continuación una primera etapa de la evaluación de un proyecto hidroeléctrico siendo ésta la evaluación financiera, posteriormente éste se completará con la evaluación económica.

Una planta hidroeléctrica se construye con el objeto de transformar la energía hidráulica en energía eléctrica. La ecuación que gobierna este proceso es:

$$P = 9.81Q H \eta$$

donde

- P potencia que se genera, en Kw
- Q gasto, en m³/s
- H caída o carga de agua, en m
- η factor de eficiencia en la conversión de energía potencial en eléctrica

9.8 factor que toma en cuenta la conversión de unidades

Para generar energía hidroeléctrica en cantidades controlables en una corriente con gastos variables durante el año conviene construir una presa, mediante la cual se regulen los escurrimientos del río y se produzca un desnivel. Esto permite garantizar cierto gasto, Q, y cierta carga de agua, H, en un instante determinado.

Para estimar la cantidad de agua que puede ser aprovechada en la generación y decidir cuánta debe guardarse temporalmente para utilizarla en el momento adecuado (decidir la política de operación) es necesario simular el funcionamiento del vaso, utilizando el registro histórico de volúmenes de ingreso al sitio.

Definiciones

Conviene antes de realizar el análisis financiero definir algunos conceptos:

-Energía generada

Es la energía generada en un intervalo de tiempo

$$E = \int_{t_0}^t P(t) dt$$

y sus unidades son KWh

-Energía media anual

Es el promedio anual de la energía generada por un aprovechamiento, expresada comúnmente en GWh/año (1GWh es igual a 10^6 KWh)

-Energía media anual generada en el pico

Es la energía media anual generada considerando únicamente las horas de máxima demanda de cada día, en GWh/año

-Energía media anual generada en la base

Es la energía anual generada, considerando las horas restantes, en GWh/año

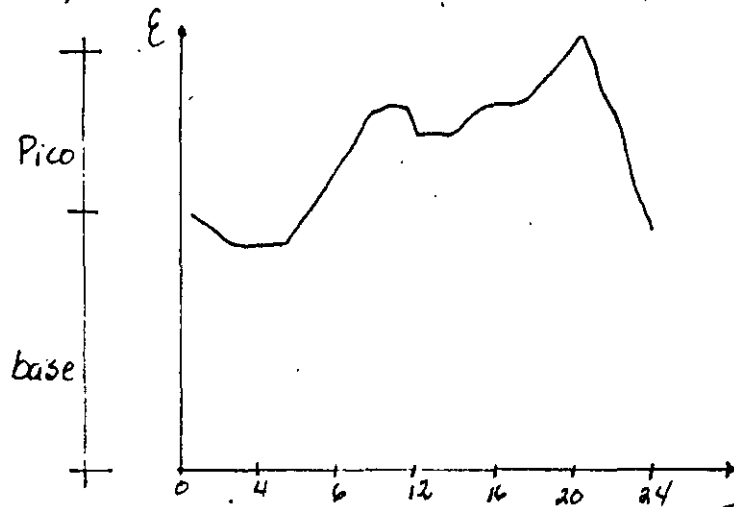


Fig 1.

A continuación se presentan conceptos que son importantes en el análisis financiero:

-Energía Primaria (Firme)

Es la mínima producción de energía que se puede comprometer a entregar con un aprovechamiento hidroeléctrico dado.

-Energía Secundaria

Es un excedente de energía que se tiene en alguna época del año, en el cual se tienen niveles altos de operación (época de avenidas) y tiene menor costo que la energía firme.



-Potencia instalada

Es la capacidad de planta en kW y corresponde a la potencia que se puede entregar con todas las unidades funcionando, con el nivel del agua en el NAMO y con el gasto de diseño

-Potencia garantizada

Es la potencia que puede producirse en cualquier momento. Corresponde a la potencia que puede entregarse con el nivel del agua en el NAMINO

-Factor de planta (Load factor)

Es la relación entre la energía generada en un intervalo de tiempo y la que podría producir si durante ese intervalo se generara a la máxima capacidad

$$\text{Factor de planta} = \frac{E \text{ media generada}}{E \text{ máx generada}}$$

DEMANDA DE ENERGIA ELECTRICA

Se destacan dos aspectos importantes de la demanda, su evolución futura y su variación diaria y estacional.

Evolución futura:

Se hacen estudios de la evaluación probable de la demanda eléctrica mediante la consideración de hipótesis que toman en cuenta el grado de desarrollo del país, factores económicos, etc.

Variación diaria:

Para satisfacer en cada momento la demanda diaria, es necesario que la generación se produzca con variaciones como las mostradas en la fig 1. Dichas variaciones no pueden ser tomadas por las termoeléctricas, pues requieren de un tiempo relativamente largo para modificar su generación. Es por eso que las termoeléctricas se utilizan para satisfacer la demanda base y las hidroeléctricas los picos. La capacidad de las hidroeléctricas para satisfacer los picos de la demanda debe considerarse en el análisis económico asignando un beneficio mayor al kWh generado en el pico que al kWh generado en la base.

Variación estacional:

En relación con las variaciones estacionales de la demanda

aun cuando la demanda total es prácticamente constante, conviene que, como se muestra en la fig 3, las hidroeléctricas tomen una mayor proporción durante la época de avenidas y las termoeléctricas durante el estiaje. Esto se debe a que la generación hidroeléctrica es más eficiente cuando se trabaja con niveles altos, que sólo pueden ser mantenidos si el régimen para la generación es semejante al de los ingresos al vaso, mientras que las termoeléctricas generan casi con la misma eficiencia durante cualquier época del año.

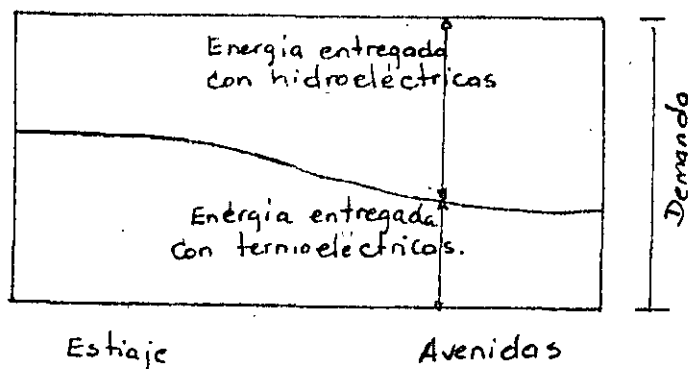


Fig. 3

TECNICAS PARA LA EVALUACION FINANCIERA DE PROYECTOS

El análisis económico de un proyecto hidroeléctrico es un problema complejo, debido principalmente a la incertidumbre sobre el comportamiento económico futuro de la sociedad.

Para que los diversos proyectos puedan ser comparados, es necesario que las estimaciones de costos y beneficios puedan reducirse a valores monetarios en un año común. Esto

se debe a que el valor de la moneda cambia continuamente, por lo que los valores monetarios correspondientes a dos años diferentes no son directamente comparables.

Entonces, como se dijo anteriormente, debido al cambio del valor y del costo de oportunidad del dinero en el tiempo, para realizar el análisis financiero de un proyecto, se necesitan algunas técnicas que permitan convertir el flujo de dinero a una cantidad equivalente.

El proceso de evaluación económica de proyectos, para la selección de las mejores alternativas, se resume en los siguientes pasos:

- a) Se escoge un horizonte de planeación. En general, para plantas hidroeléctricas el horizonte se escoge de 30 a 50 años
- b) Para cada alternativa se definen las obras necesarias y los beneficios que de ella se espera obtener
- c) Para cada año del horizonte de planeación se asignan valores monetarios por costos de construcción, operación y mantenimiento de las obras, así como a los beneficios por la generación de energía eléctrica
- d) Utilizando los factores de descuento, se calculan los índices de evaluación con los que se seleccionan las alternativas.

Factores de descuento:

Para facilitar la definición de los factores de descuento se utilizará la siguiente notación

P año presente

F año futuro

A anualidad, valor constante en pesos de cada año

N número de años comprendidos entre el año presente y el año futuro

i tasa de descuento anual. Se supone constante durante los N años de análisis.

Los factores de descuento de uso más frecuente en la práctica son:

- a) Factor de interés compuesto para un solo pago. Es el valor equivalente de un peso del año P, en pesos del año F. Está dado por

$$(F/P)_N = (1 + i)^N \quad (1)$$

donde $(F/P)_N$ es el factor de interés compuesto para un solo pago

- b) Factor de valor presente para un solo pago $(P/P)_N$. Es el recíproco del factor anterior, es decir, es el valor

equivalente de un peso del año F, en pesos del año P

- c) Factor de amortización de capital. Es el valor equivalente de un peso del año F, en anualidades constantes durante el periodo N. Está dado por

$$(A/F)_N = i / (1 + i)^N - 1 \quad (2)$$

donde $(A/F)_N$ es el factor de amortización del capital

- d) Factor de interés compuesto para anualidades $(F/A)_N$. Es el valor equivalente de N anualidades de un peso, en pesos del año F

- e) Factor de recuperación de capital. Es el valor equivalente de un peso del año P, en anualidades constantes durante el periodo N. Está dado por

$$\left(\frac{A}{P}\right)_N = \frac{i(1+i)^N}{(1+i)^N - 1} \quad (3)$$

donde $(A/P)_N$ es el factor de recuperación de capital

- f) Factor de valor presente para anualidades $(P/A)_N$. Es el valor equivalente de N anualidades de un peso, en pesos del año P

Quando se comparan alternativas, deben utilizarse siempre va

lores monetarios referidos a un mismo año, el mismo horizonte de planeación y la misma tasa de descuento anual.

Los principales índices de evaluación son:

- a) Valor presente neto. Para cada alternativa se calcula el valor presente de la suma algebraica de los beneficios B menos los costos C de cada año del periodo de análisis

$$B-C = \left(\frac{P}{F}\right)_1 (B_1 - C_1) + \left(\frac{P}{F}\right)_2 (B_2 - C_2) + \dots + \left(\frac{P}{F}\right)_N (B_N - C_N) \quad (4)$$

donde

- $\left(\frac{P}{F}\right)_j$ factor de valor presente para el año J
 B_j beneficios en el año J
 C_j costos en el año J
N horizonte de planeación

Para seleccionar entre alternativas independientes, se recomienda:

1. Escójanse las alternativas que tengan valor presente neto positivo y deséchese el resto
2. Selecciónese la alternativa con el mayor valor presente neto, o bien, si las alternativas tienen beneficios netos que no pueden ser cuantificados exactamente pero que son aproximadamente iguales, escójase la alternativa

de menor costo

- b) Relación beneficio/costo. Para cada alternativa se calcula el valor de la relación del valor presente de los beneficios entre el valor presente de los costos, B/C

$$\frac{B}{C} = \frac{\sum_{j=1}^N (P/F)_j B_j}{\sum_{j=1}^N (P/F)_j C_j} \quad (5)$$

La relación beneficio/costo puede dar lugar a decisiones diferentes que las de otros índices. Esto se evita con el siguiente procedimiento

1. Calcúlese la relación beneficio/costo de cada alternativa
2. Deséchense aquellas que tengan una relación beneficio/costo menor de uno
3. Acomódense las alternativas restantes en orden de costo de menor a mayor, asignándoles un número de orden creciente
4. Calcúlese el beneficio y el costo incremental de la alternativa 2 sobre la 1.
5. Calcúlese la relación B/C de los beneficios y costos in-

crementales

6. Si la relación B/C de los beneficios y costos incrementales es mayor de uno escójase la alternativa más costosa (alternativa 2). Si la relación es menor de uno escójase la menos costosa (alternativa 1)
 7. Continúese el análisis comparando ahora la alternativa elegida con la 3 y así sucesivamente.
- c) Beneficio anual neto. Se convierten los beneficios y costos de cada alternativa a valores anuales equivalentes, utilizando la ec 2.

Se recomienda el siguiente proceso de selección

1. Calcúlese el beneficio anual neto de cada alternativa
2. Deséchense las alternativas que tengan el beneficio anual neto negativo
3. Escójase la alternativa con el mayor beneficio anual neto, o bien, si las alternativas tienen beneficios anuales netos que no pueden ser cuantificados con precisión pero que son aproximadamente iguales, escójase la alternativa de menor costo anual.

- d) Tasa interna de retorno. Se seleccionan alternativas calculando la tasa interna de retorno, TIR, esto es, la tasa de descuento anual para la cual el valor presente neto (ec 4) es cero.

Se recomienda:

1. Calcular la TIR de cada alternativa
 2. Rechazar las alternativas cuya TIR sea menor que una tasa prefijada, por ejemplo la tasa de interés bancario
-
3. Ordenar las alternativas restantes en orden de menor a mayor costo dándoles un número de orden creciente
 4. Calcular la TIR de los beneficios y costos incrementales de la alternativa 2 sobre la 1
 5. Escoger la alternativa más cara si dicha TIR excede la tasa de interés prefijada; de otra forma escoger la más barata
 6. Continuar el análisis comparando la alternativa seleccionada con la 3 y así sucesivamente.

ANALISIS FINANCIERO

PROYECTO: Presa GURI (Venezuela)

DATOS

1. Elevación 216.00 m
2. Años de análisis: 25, tasa de interés: 5%, CRF=0.07095
(Factor de recuperación de capital)
3. Primer año de operación: 1968
4. Potencia de instalaciones existentes: 500MW
5. Costo de energía primaria: 2.5¢/kWh
6. Costo de energía secundaria: 1.5¢/kWh
7. Costo de la presa Guri: 400×10^6 B^S
8. Unidades

Costo 1-2	105×10^6 B ^S
" 3-4	100×10^6 B ^S
" 5-6	96×10^6 B ^S
" 7-8	92×10^6 B ^S
" 9-10	89×10^6 B ^S

9. Costos anuales de operación (se presentan en la tabla siguiente).

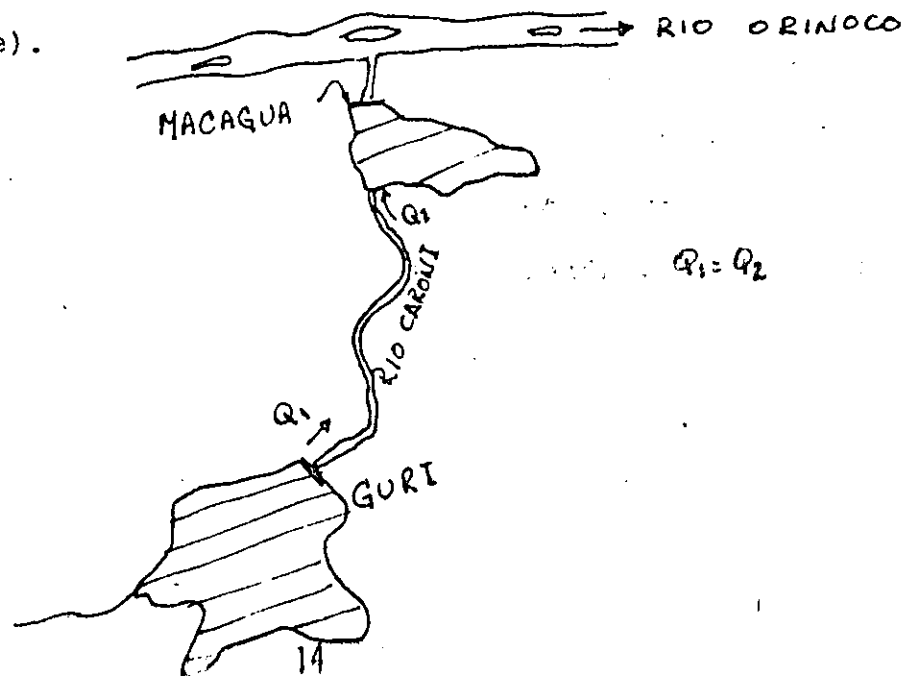


TABLA # 1. EVALUACION DE BENEFICIOS DEL PROYECTO "GURI"

			1968	1969	1970	1971	1972	1973	1974	1975	1976	1977	1978	1979
1	Carga de Pico	NW	652	701	752	810	860	920	1000	1092	1150	1260	1360	1470
2	Instalaciones existentes	MW	500											500
3	Potencia de pico requerida de Guri	MW	152	201	252	310	360	420	500	592	650	760	860	970
4	Potencia firme	MW	92	128	163	201	240	278	327	386	438	495	567	639
5	Energía firme anual (876 x 4)	GWh	806	1121	1428	1761	2102	2435	2865	3381	3837	4336	4967	5598
6	Beneficio por energía firme (a 0.025 b/kWh)	$B^s \times 10^6$	20.15	28.03	35.70	44.03	52.55	60.88	71.63	84.53	95.93	108.4	124.18	139.95
7	Beneficio por energía secundaria (173GWhx0.0158KWh)	$B^s \times 10^6$	2.60											2.60
8	Beneficios totales (6)+(7)	$B^s \times 10^6$	22.75	30.63	38.30	46.63	55.15	63.48	74.23	87.13	98.53	111.00	126.78	142.55
9	Número de unidades	-	2	2	2	2	2	4	4	4	4	6	6	8
10	Potencia asegurada	MW	380	380	380	380	380	660	660	660	660	900	900	1270
11	Costos de operación y mantenimiento	$B^s \times 10^6$	2.64	2.64	2.64	2.64	2.64	4.73	4.73	4.73	4.73	6.71	6.71	8.47

TABLA # 2

Construcción de la presa y casa de máquinas

	CONSTRUCCION		Intereses durante la construcción (t.i. 6%)		INVERSION	Año que incluye
	Costo $B^S \times 10^6$	Tiempo años	%	$B^S \times 10^6$	$B^S \times 10^6$	
PRESA	400	5	20.3	81.2	481.2	1968
UNIDADES 1-2	105	3	11.1	11.66	116.66	1968
UNIDADES 3-4	100	3	11.1	11.10	111.10	1973
UNIDADES 5-6	96	3	11.1	10.56	106.56	1977
UNIDADES 7-8	92	3	11.1	10.21	102.21	1979

DEUDAS

Las deudas se pueden calcular de la siguiente manera:

$$A_1 = \text{INVERSION} \times \text{FACTOR DE RECUPERACION DE CAPITAL (5\%, 25)}$$

$$\text{CRG} = \frac{i(1+i)^N}{(1+i)^N - 1} = 0.07095$$

La deuda total sería:

$$A_{\text{TOTAL}} = A_1 + (\text{Costos de operación y mantenimiento})^*$$

*Tabla # 1

Entonces:

$$\text{Beneficio neto anual} = \text{beneficio anual} - \text{deuda anual}$$

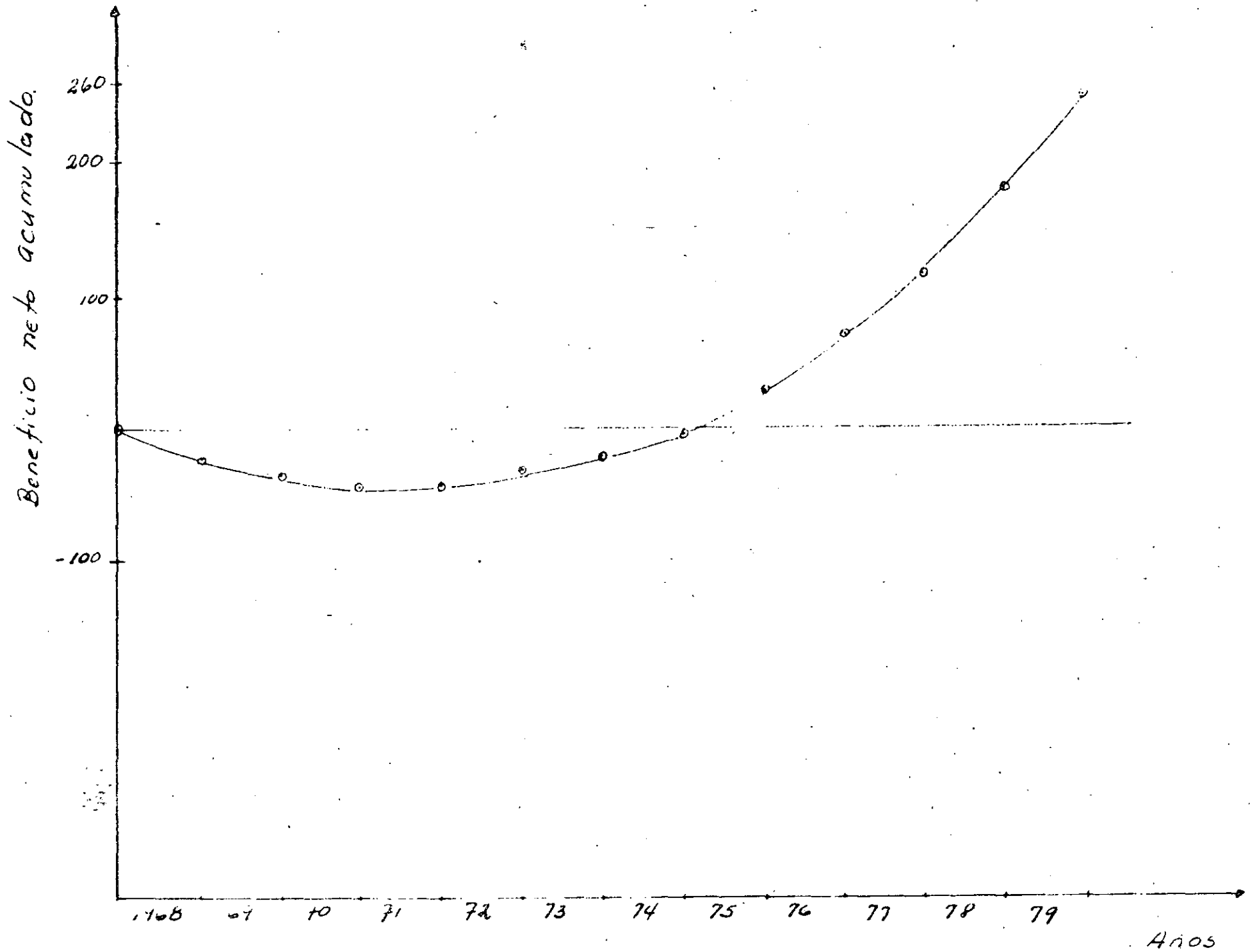
Nota:

Signo negativo, indica pérdidas, o sea: deuda > beneficio

TABLA # 3. ANALISIS DE PAGOS DEL PROYECTO "GURI"

		1968	1969	1970	1971	1972	1973	1974	1975	1976	1977	1978	1979
1	Beneficios totales	22.75	30.63	39.30	46.63	55.15	63.48	71.23	87.13	98.53	111.00	129.73	142.55
2	Costos de operación y mantenimiento	2.64	2.64	2.64	2.64	2.64	4.73	4.73	4.73	4.73	6.71	6.71	8.47
3	Deuda por la construcción de la presa (invers.xCPF)	34.14											34.14
4	Deuda por las unidades 1-2 (de 1968)	8.28											8.28
5	Deuda por las unidades 3-4 (de 1973)						7.88						7.88
6	Deuda por las unidades 5-6 (de 1977)										7.56		7.56
7	Deuda por las unidades 7-8 (de 1979)												7.25
8	Deuda total	42.42	42.42	42.42	42.42	42.42	50.30	50.30	50.30	50.30	57.86	57.86	65.11
9	+ Costos de operación y mantenimiento	45.05	45.06	45.06	45.06	45.06	55.03	55.03	55.03	55.03	64.57	64.57	73.58
10	Beneficio neto anual (1)-(9)	-22.31	-14.43	-6.76	1.57	10.09	8.45	19.20	32.10	43.50	46.43	62.21	68.97
11	Beneficio neto anual	-22.31	-36.74	-43.50	-41.93	-31.84	-23.39	-4.19	27.91	71.41	117.84	180.05	249.02

- El proyecto comienza a tener beneficios positivos después del 7º año de operación



Se calcularon los índices de evaluación siguientes:

VALOR PRESENTE NETO

$$NPV = 134.41 \times 10^6 \text{ B}^S$$

TASA INTERNA DE RETORNO

$$TIR = 28.11\%$$

RELACION BENEFICIO = COSTO

$$VP_B = 638.78$$

$$VP_C = 489.65$$

$$\frac{B}{C} = 1.30$$

Como se puede apreciar, analizando los tres criterios de evaluación anteriores el proyecto puede considerarse rentable.

CONDICIONES DE OPTIMALIDAD

Las condiciones de optimalidad nos proporcionan un criterio para la evaluación de proyectos, al realizar análisis de insumos y productos en condiciones óptimas de los mismos, dichas condiciones son tres, las cuales se describirán a continuación:

En el caso del proyecto que se está analizando (hidroeléctrico) se pueden considerar como insumos: los niveles de operación de la presa (agua), turbinas (maquinaria), operación y mantenimiento (mano de obra) y como productos, la producción de energía, riego, control de avenidas y abastecimiento de agua potable.

Condición de optimalidad 1.- Combinación de Insumos

Esta condición se refiere a las diferentes combinaciones de insumos que se pueden efectuar para obtener al menor costo posible un producto dado. El análisis que se realiza para obtener el menor costo de la combinación de insumos, es mediante el uso de las líneas isocuantas y de isocosto, ver figs 4 y 5.

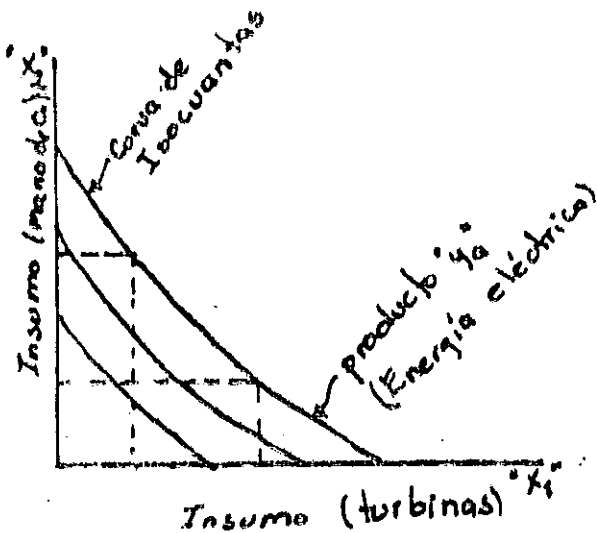


Fig. 4

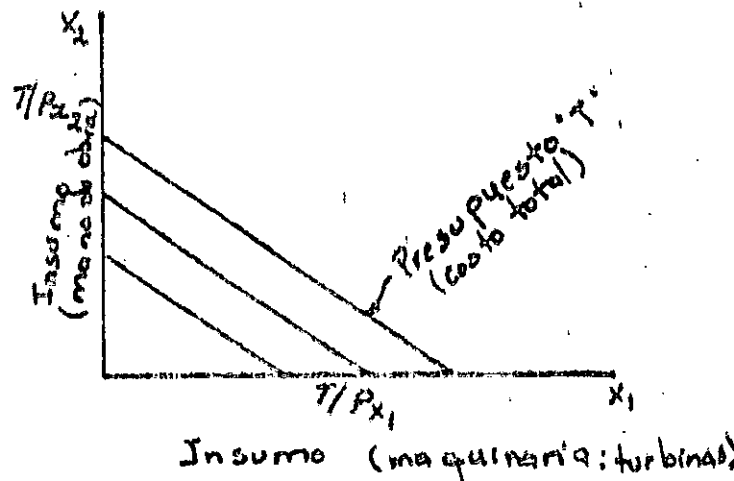


Fig. 5

Las líneas isocuantas son análogas a las curvas de indiferencia (combinación de dos productos o bienes que proporcionan un nivel de satisfacción dado).

Las líneas de costo; nos indican la combinación de insumos que puede lograrse para un presupuesto de producción dado (T). Así si P_{x_1} es el precio del insumo x_1 y P_{x_2} el del insumo x_2 , entonces

$$T = P_{x_1} X_1 + P_{x_2} X_2$$

luego, la combinación del menor costo de los insumos para obtener un producto ocurre cuando la línea de isocosto (con pendiente (P_{x_1}/P_{x_2})) es tangente a la curva de isocuantas (con pendiente $MRS_{x_2x_1}$, (tasa marginal de sustitución), o sea

$$MRS_{x_2x_1} = \frac{P_{x_1}}{P_{x_2}}$$

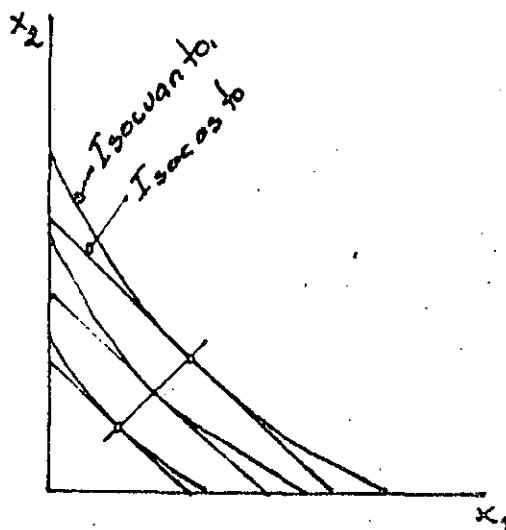


Fig. 6

Condición de optimalidad 2. Combinación de Productos

Con esta condición se pretende analizar las diferentes combinaciones que se pueden hacer de dos productos que pueden ser obtenidos a un costo dado, en la fig 7, esto se representa mediante las curvas de transformación del producto, la pendiente de ésta se le llama tasa marginal de transformación $MRT_{y_a y_b}$. En dicha figura también se muestran las líneas de isorenta, la pendiente de estas es P_{y_a}/P_{y_b} o sea la relación de los precios de dichos productos; luego la combinación óptima de los productos a un menor costo (máximo beneficio) se obtiene cuando

$$MRT_{y_a y_b} = \frac{P_{y_a}}{P_{y_b}}$$

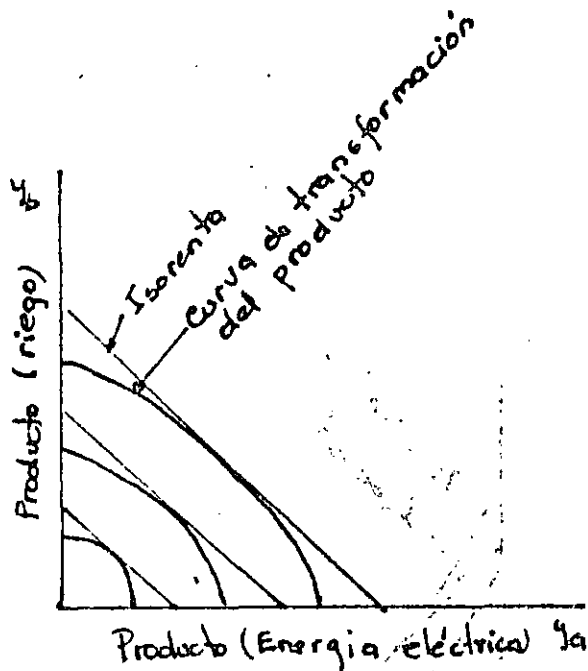


Fig. 7

Condición de Optimalidad 3.- Nivel de Producción

Nos indica cuanto debe usarse de un insumo para obtener un determinado producto, y establece que el beneficio es máximo si el producto se eleva a un punto tal donde el costo marginal sea igual al beneficio marginal, estos valores son iguales donde la pendiente de los valores totales son iguales o donde la distancia entre ellos es máximo, ver fig 8

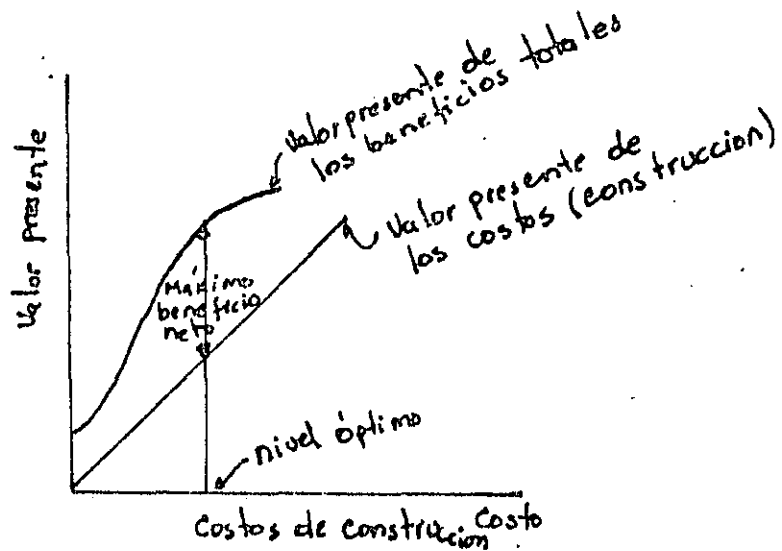


Fig 8

De donde surge el concepto de producto físico marginal MPP, o sea

$$MPP = \frac{MC_i}{MB_j}$$

EVALUACION ECONOMICA

DETERMINACION DE LOS MULTIPLICADORES λ

CONSUMO AGREGADO NACIONAL

II INVERSIONES

λ_4 Construcciones

Con este multiplicador se trata de indicar el costo de oportunidad que se le generará a la Nación al desviar fondos públicos para la construcción del proyecto hidroeléctrico y no emplearlo para otro tipo de proyecto, el cual podría generar mayor beneficio que el P. H. Para este caso, dicho proyecto aumentará el potencial de energía que esta requiriendo el país y con ello evitará importar dicha energía, la cual se consigue a un costo mas elevado. Así el proyecto generará los siguientes beneficios desde el punto de vista del consumo nacional.

- Evita importar energía
- Eleva el nivel económico nacional (industrias)
- Mejora el nivel de vida de los ciudadanos

Por lo que el costo de construir la infraestructura de la presa (λ_4) será menos desde el punto de vista de oportunidad, dándole un valor de 0.5 que multiplica los costos de construcción del proyecto.

λ_5 Adquisiciones

Lo más seguro es que las turbinas sean adquiridas en el extranjero, y considerando que los pagos de los mismos se tengan que

hacer en dolares, y además si la moneda (Bolivares) se devalua, al país le costará mas de lo real adquirir dichas turbinas, maquinaria de construcción etc, por lo que a λ_5 se le puede asignar el valor de 2.

III COSTOS

λ_6 Mano de obra calificada

La mano de obra calificada que debe construir y operar el proyecto por lo general se encuentra en las ciudades, razón por la cual su salario se verá aumentado por los viáticos que se les deben asignar para su traslado y colocación al lugar del proyecto, pudiendosele asignar a λ_6 el valor de 2.

λ_7 Mano de obra no calificada

Posiblemente muchas personas que viven en los alrededores donde se construirá el proyecto sean subempleadas, pero con la realización del proyecto dichas personas podrán ser empleadas en la obra de construcción y así podrán mejorar su nivel de vida y hasta podrían pagar impuestos a la Nación, en vista de ello el valor de λ_7 disminuirá el costo, pudiendosele dar un valor de 0.5.

λ_8 Maquinaria

El precio al cual se adquiere la maquinaria se le debe afectar por el precio de cuenta de la divisa extranjera ya que la mayoría de esta así como sus refacciones serán adquiridas en el extranjero lo que aumentará significativamente dos costos, de

ahí que λ_0 tome un valor de 3.

DESARROLLO REGIONAL

I BENEFICIOS

λ_2 Multiplicador regional

Con la construcción del proyecto la región obtendrá grandes beneficios, sobre todo en el aspecto industrial, comercial, social, etc, por lo que a este multiplicador podría dársele el valor de 2.

λ_3 Conservación del ecosistema

Posiblemente el proyecto hidroeléctrico no proporcione beneficios en este aspecto a la región, ya que más ^{bien} alterará la fauna y flora de la región, por lo que no se considerará este aspecto.

II INVERSIONES

λ_5 Construcciones

Como el gobierno federal fué el que realizó las inversiones iniciales para la compra de equipo, maquinaria, campamentos y otras instalaciones complementarias, las cuales algunas de ellas se quedarán en la zona, por lo que la región (estado o provincia) se verá beneficiado en este aspecto, por lo que a λ_5 se le asignará un valor de 0.5.

λ_6 Adquisiciones

Nuevamente la región se está beneficiando en este aspecto, to-

mando en cuenta las consideraciones del inciso anterior. Así a λ_5 se le dará el valor de 0.5.

λ_6 Mano de obra calificada

Una vez que la obra ha sido terminada se le tendrá que dar una buena operación de mantenimiento, para lo que se requerirá de ciertas personas especializadas para hacer tal labor, las cuales deben asesorar y mantener las obras que se construyen, pero estas son personas dependientes de la empresa que tiene a su cargo el proyecto, por lo que este rubro no afecta ni beneficia a la región, luego $\lambda_6 = 1$.

λ_7 Mano de obra no calificada

En este aspecto la región fué beneficiada desde todo punto de vista, ya que el proyecto generó fuentes de trabajo tanto durante la construcción como después de ésta, para la operación y el mantenimiento, siendo entonces $\lambda_7 = 2$.

λ_8 Maquinaria

Al igual que las razones dadas para λ_4 y λ_5 $\lambda_8 = 0.5$.

BALANCE DE PAGOS NACIONAL

I BENEFICIOS

λ_1 Monetarios

Los beneficios monetarios generados por el proyecto son a un tiempo, año a año, en forma continua, sin ser estos afectados

por algún factor externo, $\lambda_1 = 1$.

II INVERSIONES

λ_5 Adquisiciones

Como se mencionó anteriormente la adquisición de equipo, maquinaria, refacciones, etc, que tiene que hacer la empresa (o gobierno federal) para la construcción de éste y otros proyectos similares en otras zonas, y teniendo que traerse del extranjero, afectando esto mucho al precio de cuenta, por lo que

$\lambda_5 = 3$.

III COSTOS

λ_8 Maquinaria

Sucede igual que lo mencionado en el inciso anterior $\lambda_8 = 3$.

CUANTIFICACION DE CONCEPTOS (Actualización $t_i = 5\%$)

I BENEFICIOS

- a) Monetarios - $638.78 \times 10^6 \text{ B}^{\frac{S}{}}$
- b) Multiplicador regional - No cuantificable monetariamente
- c) Conservación del ecosistema - No cuantificable monetariamente

II INVERSIONES

- a) Construcciones - $.318.27 \times 10^6 \text{ B}^{\frac{S}{}}$ (65% costo total)
- b) Adquisiciones - $73.45 \times 10^6 \text{ B}^{\frac{S}{}}$ (15% costo total)

III COSTOS

- a) Mano de obra calificada - $19.59 \times 10^6 \text{ B}^{\frac{S}{}}$ (4% costo total)
- b) Mano de obra no calificada - $48.97 \times 10^6 \text{ B}^{\frac{S}{}}$ (10% costo total)
- c) Maquinaria - $29.38 \times 10^6 \text{ B}^{\frac{S}{}}$ (6% costo total)

EVALUACION ECONOMICA.

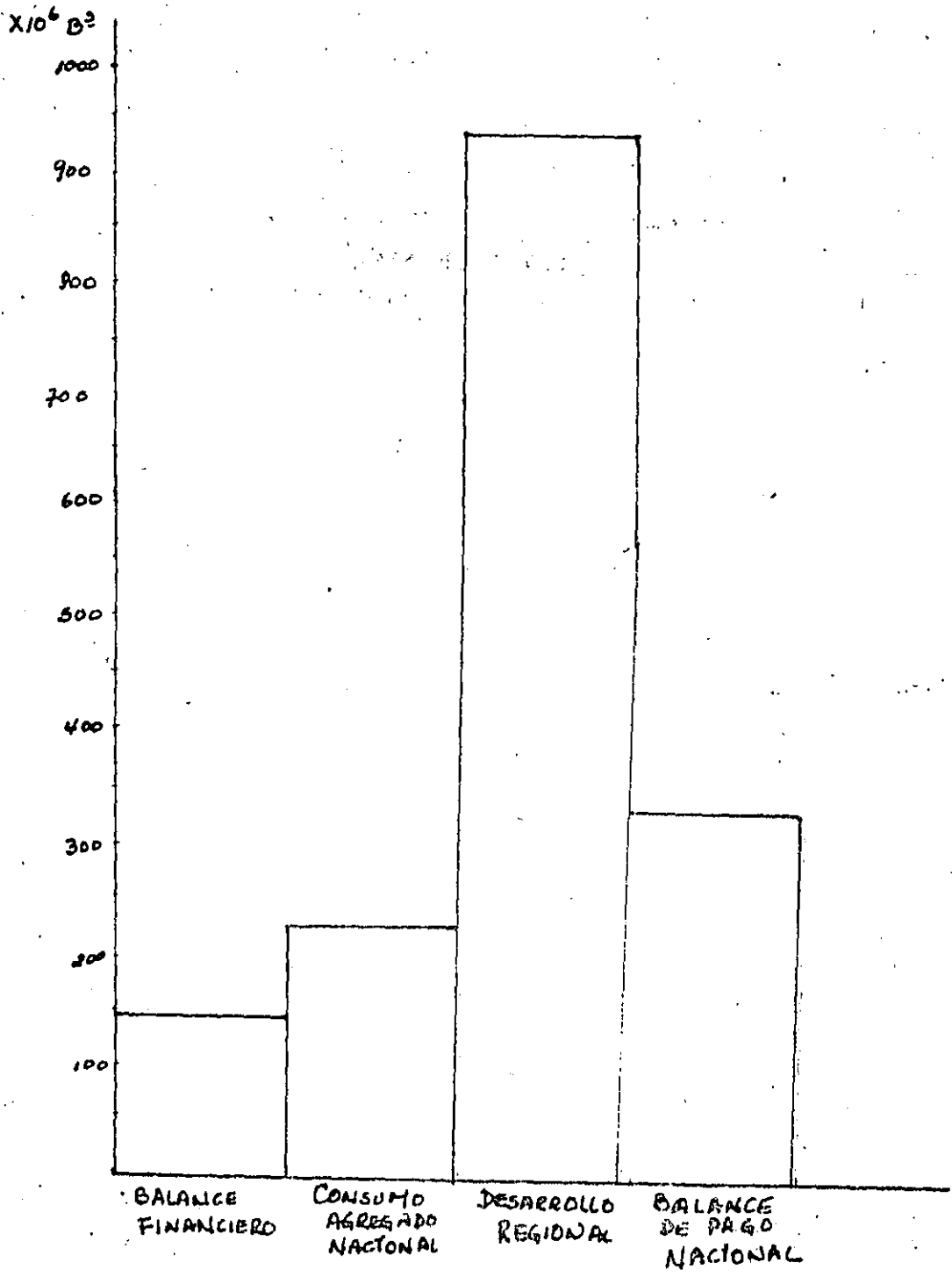
CONCEPTO	COEF. DE PRECIO DE CUENTA	BALANCE FINANCIERO	CONSUMO AGREGADO NACIONAL	DESARROLLO REGIONAL	BALANCE DE PAGO NACIONAL
I BENEFICIOS					
a) Monetarios	λ_1	(+, 1)	(+, 1)	(+, 1)	(+, 1)
b) No monetarios					
Mult. regional	λ_2			(+, λ_2)	
Conserv. ecosist.	λ_3			(, λ_3)	
II INVERSIONES					
Construcciones	λ_4	(-, 1)	(-, λ_4)	(+, λ_4)	
Adquisiciones	λ_5	(-, 1)	(-, λ_5)	(+, λ_5)	(-, λ_5)
Otros					
III COSTOS					
Mano de obra calificada	λ_6	(-, 1)	(-, λ_6)	(-, λ_6)	
Mano de obra no calificada	λ_7	(-, 1)	(+, λ_7)	(+, λ_7)	
Maquinaria	λ_8	(-, 1)	(-, λ_8)	(+, λ_8)	(-, λ_8)
Insumo (agua)					
Varios					

CONCEPTO	COEF. DE PRECIO DE CUENTA	BALANCE FINANCIERO	CONSUMO AGREGADO NACIONAL	DESARROLLO REGIONAL	BALANCE DE PAGO NACIONAL
I BENEFICIOS					
a) Monetarios	λ_1	(+, 1)	(+, 1)	(+, 1)	(+, 1)
b) No monetarios					
Mult. regional	λ_2			(+, 2)	
Conserv. ecosist.	λ_3				
II INVERSIONES					
Construcciones	λ_4	(-, 1)	(-, 0.5)	(+, 0.5)	
Adquisiciones	λ_5	(-, 1)	(-, 2)	(+, 0.5)	(-, 3)
Otros					
III COSTOS					
Mano de obra calific	λ_6	(-, 1)	(-, 2)	(-, 1)	
Mano de obra no calific	λ_7	(-, 1)	(+, 0.5)	(+, 2)	
Maquinaria	λ_8	(-, 1)	(-, 3)	(+, 0.5)	(-, 3)
Insumo (agua)					
Varios					

CONCEPTO	COEF. DE PRECIO DE CUENTA	BALANCE FINANCIERO	CONSUMO AGREGADO NACIONAL	DESARROLLO REGIONAL	BALANCE DE PAGO NACIONAL
I BENEFICIOS					
a) Monetarios	λ_1	638.78	638.78	638.78	638.78
b) No monetarios					
Mult. regional	λ_2				
Conserv. ecosist.	λ_3				
II INVERSIONES					
Construcciones	λ_4	318.27	159.14	159.14	
Adquisiciones	λ_5	73.45	146.90	36.73	220.35
Otros					
III COSTOS					
Mano de obra calificada	λ_6	19.59	39.18	19.59	
Mano de obra no calificada	λ_7	48.97	24.49	97.94	
Maquinaria	λ_8	29.38	88.14	14.69	88.14
Insumo (agua)					
Varios					

Resumen Comparativo: 149.13 229.91 927.69 330.29

* Valores en millones de Bolívares.



Dr. Alejandro Mendoza Fernández*

1 INTRODUCCION

- . La distinción que se hace entre Evaluación Financiera (EF) y Evaluación Económica (EE) es importante debido al hecho de que las consecuencias que un proyecto tiene sobre un agente individual (empresa) no coinciden necesariamente con las consecuencias del proyecto sobre la economía nacional o la sociedad en general.
- . La evaluación de las consecuencias de un proyecto sobre la economía o la sociedad en general, se conoce como Evaluación Económica.
- . El objeto de este capítulo es, entonces, presentar los aspectos metodológicos de la Evaluación Económica de proyectos, con las dos grandes corrientes de aplicación, que son:
 1. El Método de Precios de Referencia o Precios de Cuenta o Precios Sombra
 2. El Método de Efectos o Método Integral

2 DIFERENCIAS ENTRE LA EF Y DE LA EVALUACION ECONOMICA

- . La EF de un proyecto aparece como la condición necesaria para su realización. Ella garantiza una adecuada retribución a los capitales invertidos, si es empresa privada, o un adecuado equilibrio financiero de los bienes o servicios en el caso de una empresa estatal.

* Ingeniero Industrial, Doctor en Ciencias, Profesor DEPFI-UNAM, FOA Consultores S. C.

Ahora bien, si en lugar de considerar únicamente los costos e ingresos financieros del proyecto, consideramos todas sus interrelaciones, podríamos notar que toda actividad nueva generada por el proyecto va a generar a su vez nuevas actividades tanto al inicio del proceso (Insumos, Inputs) como al final del proceso (Productos, Outputs), por ejemplo, si se considerara una nueva planta industrial habría nuevos subcontratistas, -- transportes, comunicaciones, etc. Con este orden de ideas, la EE de un proyecto tiene por objeto ayudar a identificar al conjunto de todas las consecuencias del proyecto sobre la sociedad y a seleccionar aquellos - proyectos que contribuyen mejor a los objetivos . Este propósito, incluso, podría llegar a disminuir la importancia del rendimiento financiero de un proyecto si se juzgara necesario desde otros puntos de vista. Ultimadamente, el equilibrio financiero puede ser asegurado por el Estado por medio de subvenciones, créditos preferenciales o créditos con garantía.

3 CARACTER SISTEMICO DE LA EVALUACION ECONOMICA

Como ya habremos podido notar, la EE no resulta tan 'objetiva' como la EF. En la EE debemos de hacer consideraciones cualitativas sobre las consecuencias del proyecto sobre los distintos sectores y subsistemas -- que juzguemos pertinentes . Imaginemos el caso del diseño de una vía de transporte (carretera, vía férrea, puerto marítimo, etc.) Inicialmente podemos considerar todos los efectos directos de este proyecto. Al principio, anotaremos las actividades de diseño, construcción, nuevos bienes, servicios ofrecidos, etc. Pero aún po-

dríamos llegar más lejos al considerar los efectos indirectos y/o multiplicativos, es decir, efectos a medio plazo sobre la economía y hasta con el medio ambiente. Entonces surge la pregunta de cuáles son los límites de este inventario de efectos y su recuento en múltiples dimensiones: espaciales, temporales, económicas, políticas, del medio ambiente, etc.

Una metodología de uso común en estos problemas es el enfoque sistémico que pretende hacer un recuento exhaustivo de todas las consecuencias del proyecto.

Como ya lo hemos dicho anteriormente la elaboración de este inventario no está exenta de las desviaciones inherentes a la construcción de un modelo. El producto de esta actividad reflejará el sistema de valores de quien lo elabore.

Este hecho se manifiesta en la abundancia de metodologías para realizar la EE de los proyectos. Inicialmente, a partir de la etapa de crecimiento de las economías centrales, después de la segunda guerra mundial, y con el advenimiento de los programas de ayuda a los países en vías de desarrollo, se planteó la necesidad de elaborar y desarrollar metodologías que ayudaran a la toma de decisiones de los organismos financieros prestamistas y también a los países en vías de desarrollo a seleccionar sus proyectos de desarrollo. Por esta razón, se encuentran en la literatura diversos métodos y técnicas que luego son conocidos por el organismo que les dió origen, entre ellos los más relevantes son:

- BIRD (Banco Internacional para la Reconstrucción y Fomento, también conocido como el Banco Mundial)

VIII. METODOLOGIAS DE LA EVALUACION ECONOMICA .

Dr. Alejandro Mendoza Fernández*

1 INTRODUCCION

- . La distinción que se hace entre Evaluación Financiera (EF) y Evaluación Económica (EE) es importante debido al hecho de que las consecuencias que un proyecto tiene sobre un agente individual (empresa) no coinciden necesariamente con las consecuencias del proyecto sobre la economía nacional o la sociedad en general.
- . La evaluación de las consecuencias de un proyecto sobre la economía o la sociedad en general, se conoce como Evaluación Económica.
- . El objeto de este capítulo es, entonces, presentar los aspectos metodológicos de la Evaluación Económica de proyectos, con las dos grandes corrientes de aplicación, que son:
 1. El Método de Precios de Referencia o Precios de Cuenta o Precios Sombra
 2. El Método de Efectos o Método Integral

2 DIFERENCIAS ENTRE LA EF Y DE LA EVALUACION ECONOMICA

- . La EF de un proyecto aparece como la condición necesaria para su realización. Ella garantiza una adecuada retribución a los capitales invertidos, si es empresa privada, o un adecuado equilibrio financiero de los bienes o servicios en el caso de una empresa estatal.

* Ingeniero Industrial, Doctor en Ciencias, Profesor DEPEFI-UNAM, FOA Consultores S. C.

- . ONUDI (Organización de las Naciones Unidas para el Desarrollo Industrial)
- . OCDE (Organización de Cooperación y Desarrollo - Económico, grupo de naciones industrializadas de occidente)
- . USAID (Agencia del Desarrollo Internacional de gobierno de los E.U. de Norte América)
- . FED (Fondo Europeo de Desarrollo)
- . ODA (Administración del Desarrollo de Ultramar del gobierno de Gran Bretaña)

Como podemos notar, casi todas estas agencias se presentan como promotoras del Desarrollo Económico y Social, con lo cual se quiere hacer notar la orientación de los proyectos hacia las soluciones de problemas colectivos. El objeto de este capítulo es, entonces, presentar líneas metodológicas que nos permitan comprender tanto los aspectos teóricos-justificativos de dichos métodos como también conocer las técnicas de aplicación práctica.

4 EL METODO DE PRECIOS DE REFERENCIA

Este método consiste en modificar el sistema de precios de mercado por un sistema de precios teóricos que se supone, de acuerdo a ciertas teorías económicas, que van

a expresar el verdadero valor para la sociedad tanto de los factores de producción que se asignen al proyecto - como de los bienes y servicios que generen.

Estos precios de referencia son también conocidos en la literatura como : Precios de cuenta, Accounting prices , Shadow prices, etc.

La EE de un proyecto utilizando los Precios de Referencia permitirá modificar los resultados del Análisis Financiero y tratará de identificar :

1. Las consecuencias ocasionadas por el proyecto en la economía nacional
2. Clasificar estas consecuencias en costos o beneficios económicos
3. Valorar dichos costos y beneficios utilizando un nuevo sistema de precios
4. Comparar dichos costos y beneficios a fin de lograr establecer un orden sobre los proyectos o sobre variantes de los mismos.

5 JUSTIFICACIONES PARA EL USO DE UN SISTEMA DE PRECIOS DE REFERENCIA

- Dos tipos de razones se dan para justificar el uso de un sistema de Precios de Referencia, una es de tipo práctico y la otra de origen teórico
- La principal razón de tipo práctico es que el precio puede sintetizar todas las consecuencias del proyecto sobre la sociedad. El precio de referencia aparece, entonces,

como una sustitución al precio de mercado y esto para dar respuesta a las siguientes interrogantes:

1. Cómo tener en cuenta la distribución futura de las inversiones y del consumo a nivel de toda la sociedad.
2. Cómo considerar el problema de desempleo y subempleo en aquellas actividades económicas relacionadas con el proyecto.
3. Cómo considerar la escasez de ciertos bienes y servicios relacionados con el proyecto
4. Cómo considerar el problema del equilibrio de la balanza de pagos en relación con las importaciones que el proyecto provoque.

El otro tipo de razones consisten en las justificaciones teóricas. La escuela marginalista de la economía nos dice que en una economía en equilibrio, tanto los precios como los costos marginales y por consecuencia los costos de oportunidad tienen valores idénticos. Además bajo estas condiciones, el sistema de precios actúa como una mano invisible para asignar de forma óptima los recursos. Un corolario a esta afirmación es que cualquier transferencia de recursos una vez logrado el óptimo representaría necesariamente una disminución en la utilidad social (Óptimo de Pareto).

En los países en desarrollo es evidente que este modelo teórico está lejos de presentarse. Muchos hechos prueban que los precios de mercado no reflejan el costo real de dichos bienes en relación con la productividad real de los factores de producción considerados. Sin entrar

a mayores consideraciones teóricas parece claro que los Precios de Referencia tienen por objeto:

1. Proporcionar un valor real a los bienes y factores considerados ya que los precios de mercado están distorcionados.
2. Proporcionar un instrumento de política económica de forma tal de promover o limitar el uso de ciertos bienes o factores. En esto se incluye los problemas de la balanza de pagos, tasa de cambio de divisas, desempleo en ciertas regiones o sectores de la economía, etc.

6 IDENTIFICACION DE LAS CONSECUENCIAS

La realización y funcionamiento de un proyecto engendran diversas perturbaciones que afectan principalmente:

1. El aparato productivo
2. La balanza de pagos
3. Las finanzas públicas
4. La estructura de precios interiores
5. El empleo y distribución del ingreso, etc.

Ejemplo: Examinemos las consecuencias de un proyecto de producción de azúcar. Este proyecto podría implicar la

- . Eliminación de los pagos de transferencia significa eliminar las subvenciones, impuestos y gastos financieros. Esto quiere decir que debemos de eliminar todas las transferencias que se ejecutan de un agente nacional a otro. Esto no significa olvidar que las transferencias afectan la distribución de los ingresos, pero, éste último es otro problema al que volveremos posteriormente.

- . Considerar los gastos ya realizados significa considerar el proyecto como parte de un plan de desarrollo. Esto puede hacerse desde una perspectiva 'ex-post' con lo cual se trata de establecer la rentabilidad general de la operación, o también una perspectiva 'ex-ante' con lo cual, únicamente los costos y beneficios futuros son importantes.

6.2 ANALISIS DE LAS CONSECUENCIAS

- . Una vez identificadas las consecuencias es necesario clasificarlas en costos o beneficios. Esta tarea puede presentarse ardua debido principalmente a:
 1. Los efectos indirectos: Aquí se trata nuevamente de construir un análisis de las interacciones del proyecto con todos los sectores y agentes económicos.

 2. Los efectos multiplicadores: Aquí se trata de establecer el impacto del proyecto en la distribución de ingresos y en general en la dinámica económica. Importantes puntos controversiales pueden, sin embargo, presentarse en este tema, pues la distribución de in

gresos se traduce finalmente en la división social del trabajo, es decir, en la estructura social. - Otro aspecto es considerar las limitaciones propias a los países en vías de desarrollo en cuanto a su disponibilidad de asimilar los efectos multiplicadores de cierta tecnología (ie, energía nuclear, informática, etc.)

3. La consideración de la producción no realizada: Aquí se utiliza lo que se denomina como el costo de oportunidad (también costo de opción o costo de renuncia). Esto se esquematiza de la forma siguiente:

Si la realización de una acción A implica la no realización de un beneficio B, el costo de oportunidad de A es igual a la pérdida del beneficio B.

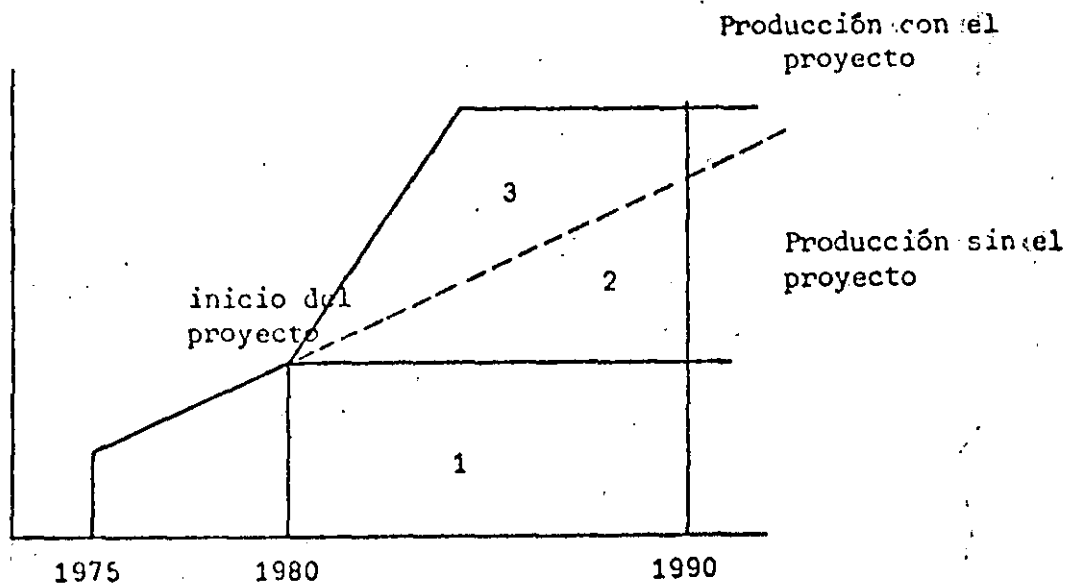
4. La consideración de las condiciones de financiamiento: En general en la EE no se toman en cuenta las condiciones de financiamiento debido a que lo que importa es la rentabilidad intrínseca del proyecto en relación al costo de oportunidad del capital. Es decir, el proyecto solo se juzga en función de la oportunidad de asignar los capitales a otros proyectos. - Una excepción, y de mucha actualidad, se da cuando el país tiene agudos problemas de deuda externa. En estos casos las condiciones de financiamiento de los proyectos pueden jugar un papel preponderante en la toma de decisiones. Otro caso se presenta con los préstamos 'ligados' en los cuales de no realizarse el proyecto específico, entonces, no se obtiene el financiamiento.

6.3 EVALUACION EN TERMINOS FISICOS DE C/B ECONOMICOS

Una vez identificada la "nube" de consecuencias provocadas por la realización y funcionamiento del proyecto, es conveniente pasar a la evaluación en términos físicos. Esto es debido principalmente a dos hechos:

1. Es indispensable preguntarse sobre la importancia de los insumos y de los productos del proyecto en términos físicos, debido a los efectos inflacionarios.
2. Hay ciertos costos y beneficios que son difíciles o imposibles de medir monetariamente,

Para esto debemos inicialmente definir la situación de referencia, es decir la evolución del sector económico respectivo y también de la situación económica general en caso que el proyecto no se realizara. Este es un aspecto importante, pues frecuentemente se presta a confusión con el análisis de la situación antes y después del proyecto. Consideremos por ejemplo el caso del proyecto agrícola mostrado en la Fig.



. La principal ventaja económica de este proyecto es el aumento de la producción, sin embargo este aumento no puede establecerse sin antes hacer una hipótesis del aumento de la producción sin el proyecto, Por ejemplo si establecemos la hipótesis que la producción no crecerá después de 1980 entonces la producción debida al proyecto correspondera al area 2 más 3, en cambio si asumimos que la producción de todas formas crecerá y esto a una tasa determinada, entonces en este caso, la producción debida al proyecto sera únicamente el área 3. Esto muestra claramente la diferencia de situaciones que se dan antes y sin el proyecto.

. Por otra parte, desde el punto de vista de la economía es su conjunto, no es suficiente determinar la producción sin el proyecto sino también preguntarse cómo és ta situación sería resuelta de forma alternativa, por ejemplo, por medio de más importaciones. Esto significa que la Demanda Final deberá tenerse como dato exógeno al proyecto y entonces determinar las comparaciones con o sin proyecto.

Ejercicio 1: Evaluar las situaciones con o sin proyecto si la demanda interna estimada será de 100 000 Ton., la producción sin el proyecto de 50 000 Ton. y la producción del proyecto de 30 000 Ton.

. El otro aspecto de mucha importancia es el referido a la consideración de los costos y beneficios no cuantificables. Estos costos han sido largamente ignorados, en buena parte por no tener precio de mercado. Valga aquí los ejemplos de la polución industrial y urbana, los potenciales efectos de epidemias de malaria en la cons

trucción de presas hidráulicas, los problemas psicológicos de transculturación en los campesinos, etc. Del lado inverso deben también considerarse las ventajas sobre los mismos aspectos, es decir, mejoramiento de la salud pública, sobre el nivel de vida, reducción de accidentes de trabajo, etc.

6.4 EVALUACION EN TERMINOS MONETARIOS DE C/B ECONOMICOS

El siguiente paso, una vez identificadas las consecuencias y una vez estimadas en términos físicos, es la cuantificación o la evaluación en términos monetarios. Desde el punto de vista de la empresa (ef. capítulo 5 y 6) la EF se realizó tomando en cuenta los precios de mercado. Como ya lo hemos mencionado anteriormente, hay razones de orden práctico y teórico para modificar este sistema de precios de mercado por un sistema teórico, el cual se supone va a reflejar mejor el verdadero 'valor' de los bienes y servicios consumidos y producidos por el proyecto. De ser así entonces procedería utilizar las diferentes técnicas de análisis financiero que se discutieron en los capítulos 5 y 6, para así obtener los indicadores de interés.

Como podrá notarse el interés de este método consiste en la facilidad de su cálculo. Su principal inconveniente radica en el hecho precisamente de decidir qué sistema de precios de referencia escoger.

7 REGLAS EN LA SELECCION DE UN SISTEMA DE PRECIOS DE REFERENCIA

La evaluación de proyectos usando el sistema de precios

de referencia tiene el inconveniente de exigir una cantidad inmensa de datos económicos y estadísticos muy pocas veces disponibles en los países en desarrollo.

Nuestro objetivo aquí es de mostrar que, usando ciertas reglas prácticas, es posible determinar un sistema de precios de referencia aún y cuando éste no haya sido de finido por un sistema central de planificación. Para el efecto revisaremos sucesivamente los siguientes aspectos:

1. Precio de referencia del capital (tasa de actualización)
2. Precio de referencia de mano de obra
3. Precio de referencia de los bienes y servicios consumidos y producidos por el proyecto

7.1 Precio de Referencia del Capital (Tasa de Actualización)

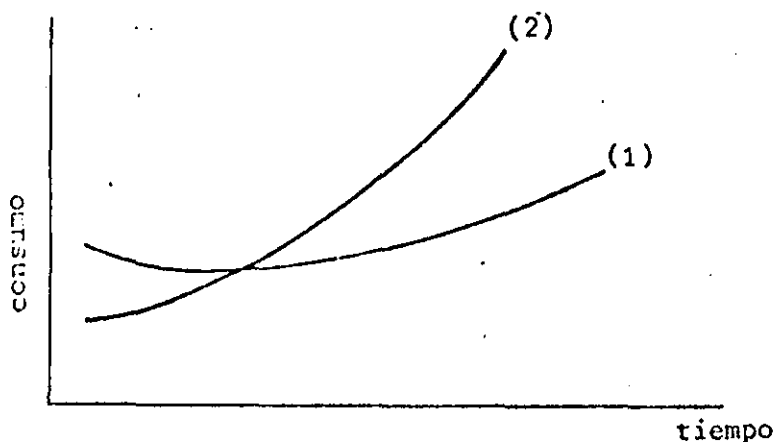
Tal como lo hemos mencionado anteriormente, los dos aspectos principales en la fijación de un precio de referencia son la rareza del bien o factor de producción y la decisión política del gobierno. Estos dos aspectos se presentan particularmente claros en el caso de la fijación del precio de referencia de la tasa de actualización o precio de referencia del capital.

La decisión fundamental consiste en decidir entre la parte que se dedicará al Consumo y la parte que se dedicará a la Inversión. Ya vimos en la EF que la decisión sobre la TA equivale a definir la política de Inversión. Una TA baja nos da la posibilidad de considerar proyectos de largo plazo de maduración. Una TA alta nos obliga a dar

prioridad a proyectos de maduración en el corto plazo. Por otra parte, si bien desde el punto de vista financiero la TA está relacionada íntimamente con la tasa de interés del mercado de capitales, desde el punto de vista económico la TA debe reflejar la escasez o abundancia del Capital y las Preferencias Sociales entre el Consumo presente y el Consumo futuro, es decir, entre Consumo e Inversión.

En este sentido, la TA debiera ser determinada por un organismo central de Planificación a partir de un Modelo de Crecimiento Económico que exprese en el tiempo el peso relativo del Consumo y de la Inversión.

Ejercicio 2: Interprete la gráfica siguiente: En cuanto a la prioridad del Consumo inmediato y en cuanto al valor de la TA.



7.2 Precio de Referencia de la Mano de Obra

Mientras que, desde el punto de vista financiero el precio de la mano de obra de un determinado sector de la economía corresponde a la tasa de salario vigente para ese sector, desde el punto de vista de la EE, se trata de establecer cuál es el costo para la sociedad de utilizar esa mano de obra en el proyecto.

Inicialmente debemos decir que el precio de referencia de la mano de obra no debe calcularse, como lo prescribe la teoría, a partir del equilibrio entre la demanda y oferta de empleo. En los países en desarrollo el desempleo y el subempleo no existen por que hay un nivel excesivo de salarios sino por que dichos países presentan problemas estructurales en la organización de su economía. Nuestra posición es que el precio de referencia debe determinarse no sólo por el nivel de desempleo coyuntural y estructural sino también por una política gubernamental explícita en materia de empleo en base al Modelo de Crecimiento Económico propuesto.

Lo anterior nos lleva directamente a preguntarnos sobre la determinación del Costo de Oportunidad de la mano de obra.

Para calcular el Costo de Oportunidad de la mano de obra debemos considerar los aspectos siguientes:

1. Cuál es el origen de la mano de obra que será empleada en el proyecto?
2. Cuál sería la pérdida de producción por la afectación de esta mano de obra al proyecto?
3. Cómo evaluar en términos monetarios esta pérdida?

En términos prácticos el procedimiento de evaluación puede llevarse a cabo en los términos siguientes:

1. Si existe desempleo permanente, el Costo de Oportunidad es nulo pues la asignación de esta mano de obra al proyecto no significa ninguna pérdida de producción.

2. Si existe desempleo temporal el CO estará dado en función de la demanda estacional de empleo.

3. La cuantificación monetaria deberá considerar la Productividad Marginal de los posibles trabajadores.

4. Una vez cuantificado el CO deberá incluirse los Costos económicos asociados a la Migración si ésta existe.

Las consideraciones anteriores nos muestran que no existe una fórmula única para calcular el Precio de Referencia de la mano de obra. Su cálculo depende del sector, de la región geográfica de la época del año y sobretodo de la política gubernamental.

Ejercicio 3: Si el Modelo de Crecimiento Económico retenido tiende a Maximizar el ahorro para impulsar la Inversión, establezca un procedimiento para definir el Precio de Referencia de un trabajador urbano de origen rural.

7.3 Precio de Referencia de los Bienes y Servicios Consumidos por el Proyecto

Para entender este punto es necesario considerar los aspectos siguientes:

1. Precios de Referencia de los bienes importados: Costo en la frontera CIF + Costo de transporte al lugar de utilización
2. Valor de los bienes exportados: Precio a la frontera FOB- costo del transporte del lugar de producción a la frontera.
3. Valor de los bienes producidos localmente que pueden sustituir importaciones
4. Valor de los bienes comprobados en el mercado local, considerando si son susceptibles o no de ser objeto de transacciones internacionales

En resumen: podremos decir que el Precio de Referencia de un bien importado sería igual a su precio CF (sin impuestos) + costo económico del transporte, ponderado por el precio de referencia de las divisas.

Ejercicio 4: Un país en desarrollo tiene déficit de cereales, Suponga que el precio del trigo es de 30,000 pesos CIF/Ton. En caso de aguda escasez puede importarse a un precio de 100,000 pesos CIF/ton. Cómo definiría el Costo Real para la sociedad de dicho producto (por ton. adicional)

Ejercicio 5: Una fábrica necesita equipo que no se produce en el país, Es el precio de referencia de dicho equipo diferente del costo de mercado

Ejercicio 6: Una fábrica exporta ciertos bienes. Cuál sería el precio de referencia de dichos bienes.

Ejercicio 7: Qué casos pueden presentarse si se analiza caso de una industria nacional que compra productos (ej: motores eléctricos) a otra Industria Nacional que trabaja al 100% de capacidad.

Ejercicio 8: Igual que el ejercicio No. 7 pero ahora considerando que la última industria trabaja al 50 % de su capacidad.

7.4 Precios de Referencia de la Divisa

Este es un aspecto crucial en todos aquellos proyectos - que tienen un fuerte componente de importación. El problema es de determinar cuál es el valor real para la sociedad de la divisa extranjera bajo la hipótesis que la tasa real de cambio no refleja exactamente este valor. El principio general es proponer una nueva tasa de cambio que asegure espontáneamente el equilibrio de la Balanza de Pagos sin que sea necesario incurrir en nuevos impuestos para restringir más Importaciones o Subsidios para fomentar nuevas exportaciones.

Ejercicio 9: Cuál sería el precio de referencia de la divisa si el gobierno decidiera equilibrar la Balanza de Pagos por medio de un impuesto adicional a la importación del 20/100 del valor de las importaciones.

Esponáneamente el equilibrio de la Balanza de Pasos sin que sea necesario incurrir en nuevos impuestos para restringir más Importaciones o subsidios para fomentar nuevas exportaciones.

Ejercicio 9 : Cual sería el precio de referencia de la divisa si el gobierno decidiera equilibrar la Balanza de Pasos por medio de un impuesto adicional a la importación del 20/100 del valor de las importaciones.

Ejercicio 10: Qué dificultades prácticas pueden darse con el cálculo anterior.

Ejercicio 11: Qué se entiende por técnica de la paridad del poder de compra.

Ejercicio 12: Para la economía, qué significa la práctica del "mercado negro" de divisas.

Ejercicio 13: Por qué el precio de referencia de un bien importado, expresado en divisas, al ser convertido en Moneda Nacional, debe hacerse por medio del Precio de Referencia de la divisa en lugar de la Tasa de cambio oficial. Cómo calcular dicho coeficiente.

Ejercicio 14: Para un proyecto de Desarrollo agrícola la SPP y la SARH deben decidir entre importar maquinaria agrícola o promover el trabajo directo con obreros agrícolas. Los datos técnicos son :

- Costo de la opción de Importar equipo: 222.7 millones de pesos (20 por ciento de impuesto incluido)
- Duración del proyecto: 5 años
- Costo de la opción de emplear obreros agrícolas: 250 millones de pesos
- Costo de referencia del combustible igual al Precio Internacional

- La SPP ha definido una tasa de actualización o Precio de Referencia del Capital de 10%, el coeficiente del precio de referencia de la mano de obra no calificada es 0.5 y el precio de referencia de la divisa es 1.4.
Calcule los precios de referencia para la importación y mantenimiento de equipo y compare mediante un tablero al valor actual del flujo de fondos y mediante una gráfica las dos opciones.

7-2

8 BIBLIOGRAFIA

- 1 NACIONES UNIDAS (ONUDI). "Pautas para la evaluación de Proyectos". New York, 1972.
- 2 OCDE (Centro de Desarrollo de la Organización de la cooperación y desarrollo económico). "Análisis Empresarial de Proyectos Industriales en países en vía de desarrollo". CEMLA, México, 1972.
- 3 LITTLE I, MIRRLEES J. " Estudio Social del Costo - Beneficio en la Industria de países en Vías de Desarrollo". CEMLA, México, 1979.
- 4 SQUIRE L., VAN DER TAK H. " Análisis Económico de Proyectos". Series del Banco Mundial Editorial Tecnos, 1976.
- 5 LAYARD R. " Análisis Costo-Beneficio", FCE, México, 1978.
- 6 ILPES "Guía para la Presentación de Proyectos", Siglo XXI, México, 1973.
- 7 MISHAN E. " Cost- Benefit Análisis". George Allen, London, 1971.

RESUMEN DE:

METODO DE ANALISIS DE LOS EFECTOS
DE UN PROYECTO

(DE CHERVEL Y LE GALL)

FORMA PARTE DEL PROYECTO "METODOLOGIAS DE
EVALUACION ECONOMICA Y SOCIAL"

SUBDIRECCION DE COORDINACION
Y PROMOCION DE PROYECTOS
UCP - SPP

POR: CARLOS GUTIERREZ

Julio de 1984

I N D I C E

	Pág.
METODO DE ANALISIS DE LOS EFECTOS DE UN PROYECTO	1
1. LAS ALTERACIONES EN EL SISTEMA ECONOMICO	1
2. ANALISIS DE LOS EFECTOS DE UN PROYECTO EN EL APARATO PRODUCTIVO NACIONAL.	2
2.1. Análisis de los efectos producidos por un incremento de la demanda de consumo intermedio ; Esquema No.1	2
2.2. Análisis de la distribución de un nuevo Valor Agregado por agente económico, Esquema No. 2	4
2.3. Análisis de los efectos producidos por la utilización de un Nuevo Valor Agregado- Esquema No. 3	7
3. ARTICULACION DE LOS TRES ESQUEMAS ELEMENTALES DE ANALISIS TEORICOS, TERMINOLOGIA.	11
3.1. Cuadro de utilización	11
3.2. Efectos directos	13
3.3. Efectos primarios	13
3.3.1 Efectos primarios con análisis de la distribución de valores agregados por agente económico	16
3.4. Efectos secundarios	17
3.5 Resumen final	19

METODO DE ANALISIS DE LOS EFECTOS DE UN PROYECTO.*/

1.- LAS ALTERACIONES EN EL SISTEMA ECONOMICO

La ejecución y puesta en marcha de un proyecto, o de un conjunto de proyectos ligados entre sí, traen como consecuencia la aparición, y la propagación de efectos en el aparato productivo-nacional; la balanza comercial; la balanza de pagos; el empleo; los precios; la distribución de ingreso entre los diversos agentes nacionales y regiones del país, los rendimientos sociales; los sistemas de producción; las estructuras de cambio monetario, etc.

Uno de los aspectos más importantes que deben considerar los responsables de la evaluación de un proyecto en la Oficina Central de Planeación, o en la dependencia sectorial o regional involucrada, está relacionado precisamente con la naturaleza de los efectos que se deben tomar en cuenta, así como al análisis de su procedencia.

Para elaborar una lista de efectos relevantes para el análisis, es necesario que la Oficina Central los bosqueje, a partir de los objetivos de política económica y social, así como de las restricciones específicas a que se enfrentan.

En este contexto, al método que estudia los efectos de los pro-

*/ Tomado de "Manuel D'évaluation Économique Des Projets" de Marc Chérvel y Michel Le Gall

yectos con respecto a los objetivos y prioridades de desarrollo de la economía, así como a las restricciones impuestas, se basa en tres tipos de "esquemas" de análisis, que a su vez, están relacionados con las tres grandes clases de flujos que produce la ejecución de proyectos:

- a) Los ligados al consumo de bienes intermedios (insumos)
- b) Los que involucran la distribución del valor agregado entre diversos agentes y
- c) Los relacionados con la utilización de los ingresos incrementados de dichos agentes.

2.- ANALISIS DE LOS EFECTOS DE UN PROYECTO EN EL APARATO PRODUCTIVO NACIONAL

2.1. Esquema No. 1. - Análisis de los efectos producidos por un incremento de la demanda de consumo intermedio.

Sea, por ejemplo, que la empresa A aumenta su producción dentro de su capacidad actual y que por tanto incrementa también la demanda del insumo B. Este es el punto de partida de una serie de efectos en los que su naturaleza dependerá del estado de la economía nacional y de las decisiones de los diversos agentes nacionales o extranjeros.

Los efectos son, principalmente, función de la capacidad local de producción de la mercancía B. Se pueden presentar cuatro casos:

- a) Cuando la capacidad de producción de B no está saturada puede responder al incremento de la demanda A. Esto tiene como resultado el incremento de la producción local de B y por tanto, mayor utilización de insumos y la distribución de valores agregados nuevos, mientras que las importaciones de B permanecen sin cambio. Esta situación corresponde al "efecto multiplicador".
- b) Cuando los productores de A, no acuden a la producción local de B, aunque exista capacidad disponible. En este caso, mientras que la producción local de B no cambia, se produce un incremento de las importaciones de B. Esto influye sobre los derechos e impuestos, así como en las actividades de transporte, distribución y seguros
- c) Cuando la capacidad de producción local de B es nula o está saturada y no se tiene proyectos de aumento o creación de capacidad, el incremento de la demanda de la empresa A, puede satisfacerse:
- Por aumento de las importaciones, o
 - Por disminución de las exportaciones
- mientras que la producción local de B se mantiene sin cambios, las consecuencias para la economía en este caso, son similares al anterior (b)
- d) Cuando la capacidad de producción local de B es nula o saturada, pero algún promotor (público o privado) deci-

de la creación o extensión de la capacidad de producción local de B.

En este caso pueden aparecer dos series de efectos:

- Una ligada a la nueva inversión correspondiente a la capacidad de producción de B, que puede ser mayor al crecimiento de la demanda por parte de A. Este tipo de efectos son llamados "efecto acelerador"
- La otra es en la que el crecimiento de la producción local de B es destinada sólo a cubrir las necesidades de A. Las consecuencias, en este caso, son análogas a las del primero, correspondiente al efecto multiplicador.

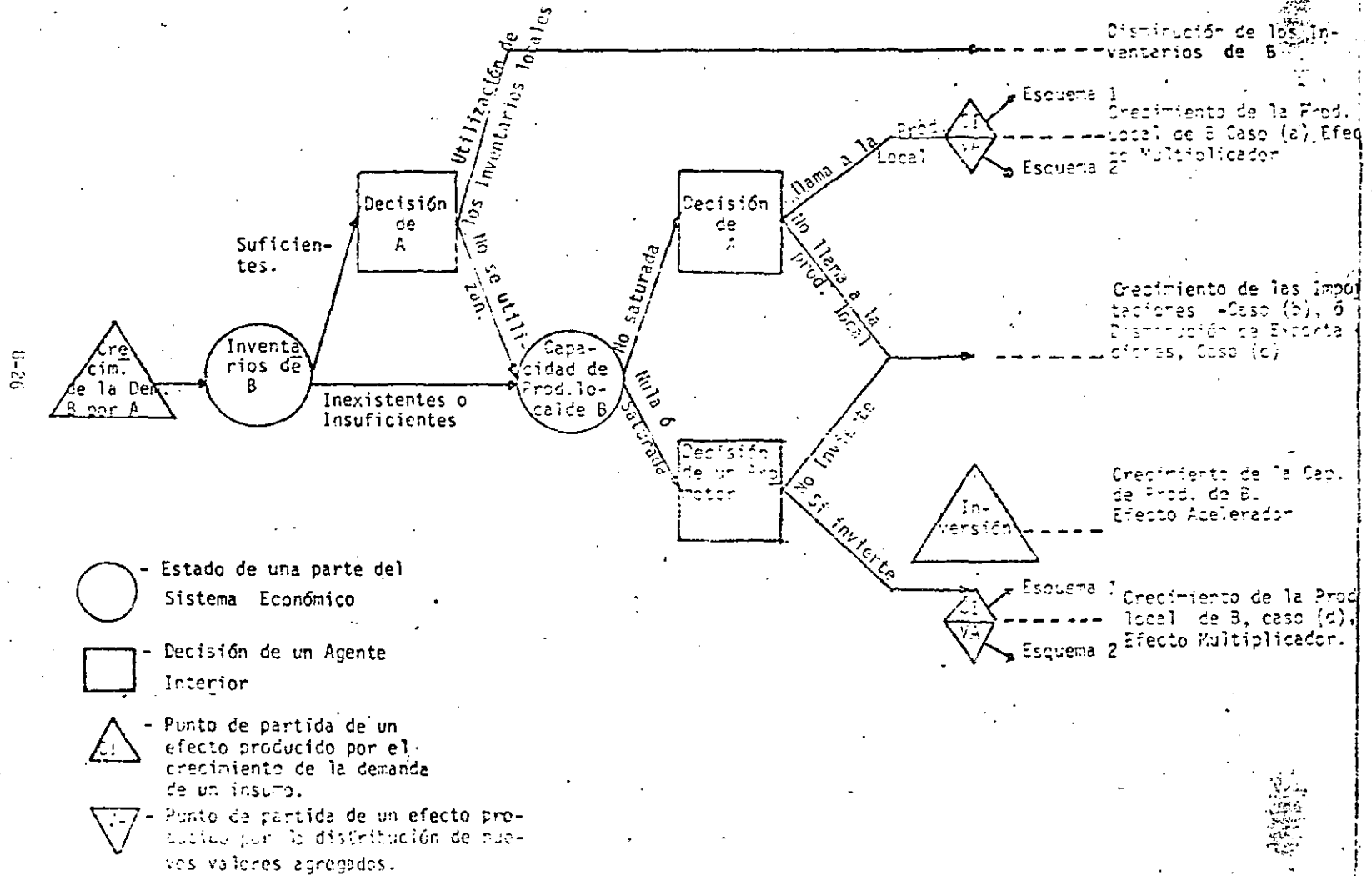
En resumen, en cuanto al esquema No. 1, las consecuencias del cambio inicial, es decir, del crecimiento de la demanda de un insumo sobre el aparato productivo local dependen de:

- El estado del sistema económico local, caracterizado por el nivel de la capacidad de producción local de la mercancía demandada, y
- De las decisiones que toman los agentes económicos internos, ver gráfica del Esquema No. 1

2.2. Análisis de la Distribución de un nuevo Valor Agregado. Esquema No. 2.

Cuando la producción de una empresa aumenta, aparece un --

ANALISIS DE LA PROPAGACION DENTRO DE LA ECONOMIA NACIONAL, DE LOS EFECTOS PRODUCIDOS POR UN CRECIMIENTO DE LA DEMANDA DE CONSUMO INTERMEDIO.



nuevo valor agregado que es distribuido en forma de sala -- rios, derechos impuestos, intereses, pago de seguros, in -- gresos de explotación entre diversos agentes, etc. La no -- menclatura de los agentes , es particular en cada país y a su forma de asignación de Información y Planeación.

Sin embargo, la nomenclatura que se use es importante para -- analizar y evaluar las consecuencias de los proyectos de in -- versión de diversa índole.

El hecho de tomar como criterio de juicio de un proyecto, -- el valor agregado nacional suplementario, es resultado de -- considerar una característica especial de los países en de -- sarrollo que es su dependencia respecto a los países indus -- trializados, principalmente en cuanto al suministro de una -- gran cantidad de mercancías que no se producen localmente.

Una primera consecuencia de esta característica es la nece -- sidad de distinguir , dentro del Esquema No. 1, entre las -- importaciones y las producciones locales.

Una segunda consecuencia se da en la nomenclatura que se -- usa en este trabajo para los agentes económicos, en donde se -- distingue entre los nacionales y los extranjeros.

La economía de los países en desarrollo también se caracte -- rizan por su heterogeneidad ligada a la coexistencia de dos -- modos de producción , comercialización y consumo, conocidos -- como el "tradicional" y el "moderno".

La consideración de esta característica, conduce a enriquecer la nomenclatura de los agentes económicos, al tomar en cuenta -- tanto para los hogares como para las empresas, las diferencias de lo tradicional y lo moderno.

En la gráfica del Esquema No. 2, se ilustra el análisis de la Distribución dentro de la Economía Nacional de un nuevo valor agregado.

2.3. Análisis de los efectos producidos por la utilización de un nuevo valor agregado Esquema No. 3.

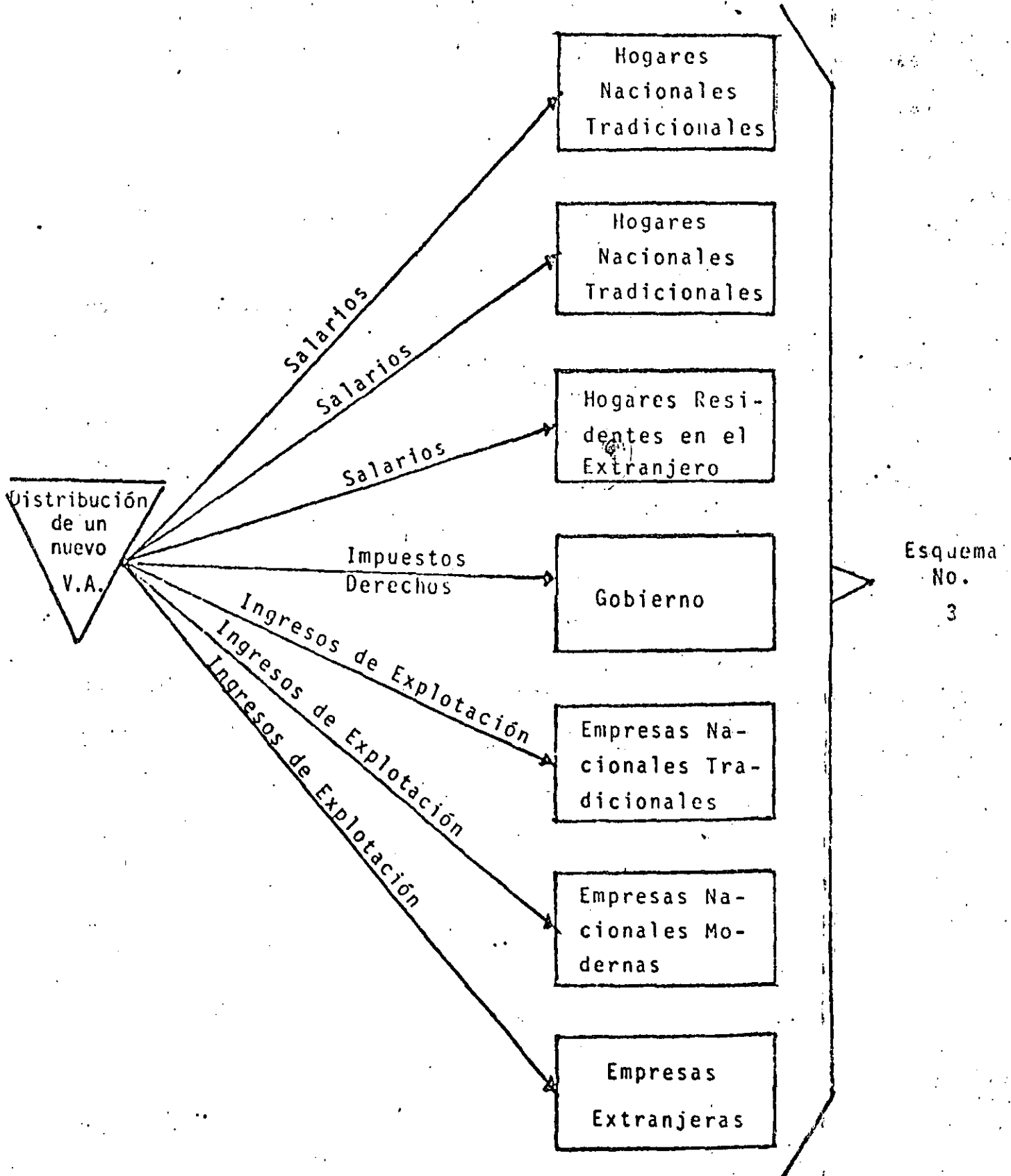
Las categorías de agentes entre los cuales se reparte el nuevo valor agregado representan también "centros de decisión". La parte de valor agregado que reciben las diversas categorías de hogares, es afectado por compra de bienes de consumo, por la constitución de un ahorro o por el pago de impuestos.

En cuanto al consumo, se distingue entre productos locales y productos importados, mientras que para el ahorro, se distingue entre nacional y transferencias al extranjero.

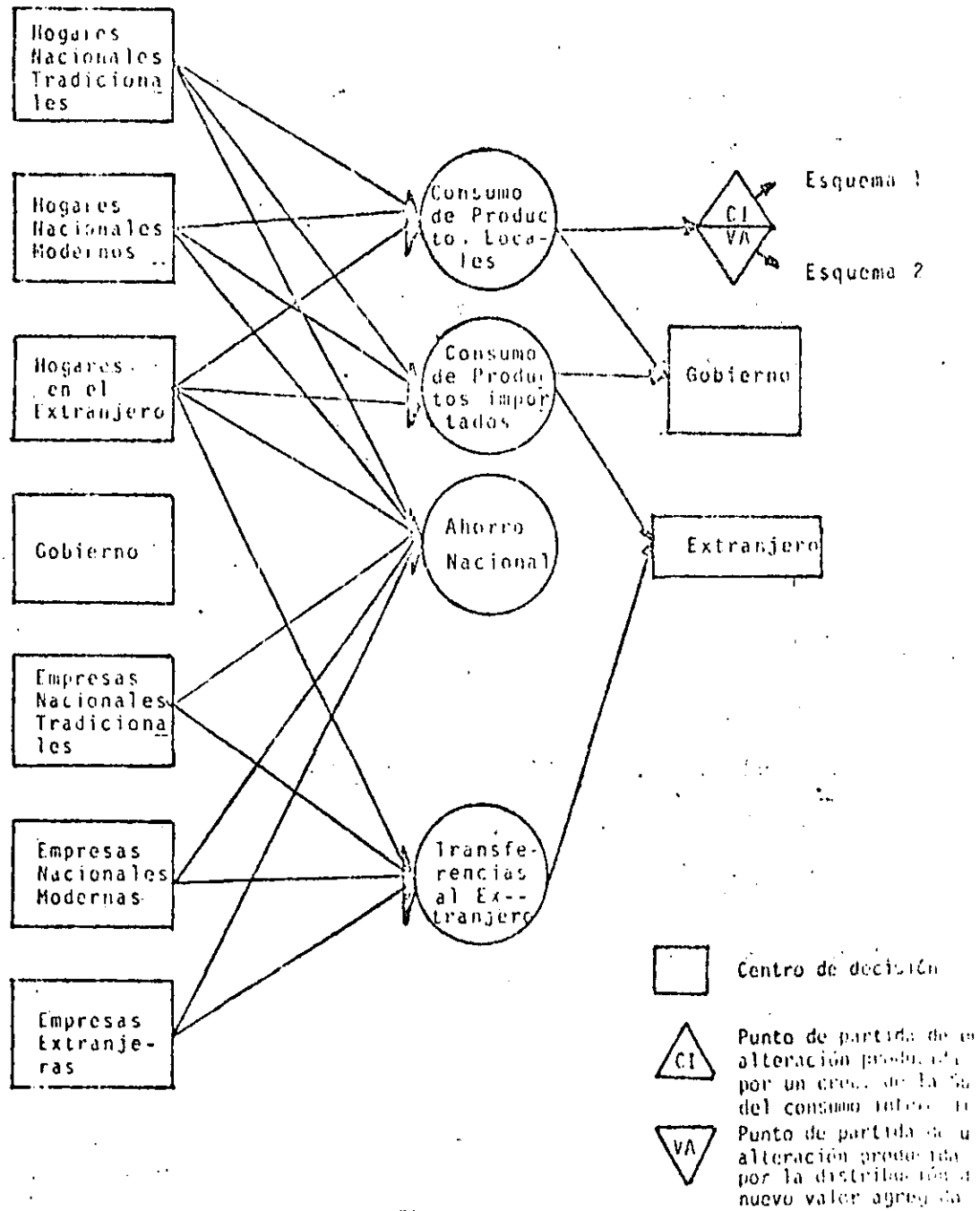
Asimismo en cuanto a las diversas categorías de empresas, se evalúan los efectos de sus partes respectivas de valor agregado, ya sea en cuanto al ahorro nacional, a las transferencias al extranjero, o al pago de impuestos.

Los crecimientos del consumo de productos locales son satisfechos por incrementos de la producción, lo cual da lugar a -

ANALISIS DE LA DISTRIBUCION DENTRO DE LA ECONOMIA NACIONAL DE UN NUEVO VALOR AGREGADO



ANALISIS DE LA PROPAGACION DENTRO DE LA ECONOMIA NACIONAL DE LOS EFECTOS GENERADOS POR LA UTILIZACION DE UN NUEVO VALOR AGREGADO.



nuevos consumos de bienes intermedios con las consecuencias descritas en el esquema 1; a la distribución de un nuevo valor agregado, descrito en el esquema 2, y a los efectos que se mencionan en el esquema 3.

Además, la existencia de impuestos indirectos sobre los bienes de consumo, se traduce en nuevos recursos para el Gobierno, mientras que los márgenes de comercio, representan nuevos ingresos para las sociedades comerciales.

Por su parte, los incrementos de consumo de productos importados dan lugar a la percepción de impuestos arancelarios para el gobierno, así como a la distribución de ingresos entre transportistas, aseguradores y sociedades comerciales. Al mismo tiempo representa una fuga de divisas.

Por lo anterior, la utilización de este esquema, requiere del conocimiento de las formas de consumo de las diferentes categorías de hogares. (Ver gráfica del esquema No. 3)

3. ARTICULACION DE LOS TRES ESQUEMAS ELEMENTALES DE ANALISIS TEORICOS-TERMINOLOGIA.

3.1. Cuadro de utilización

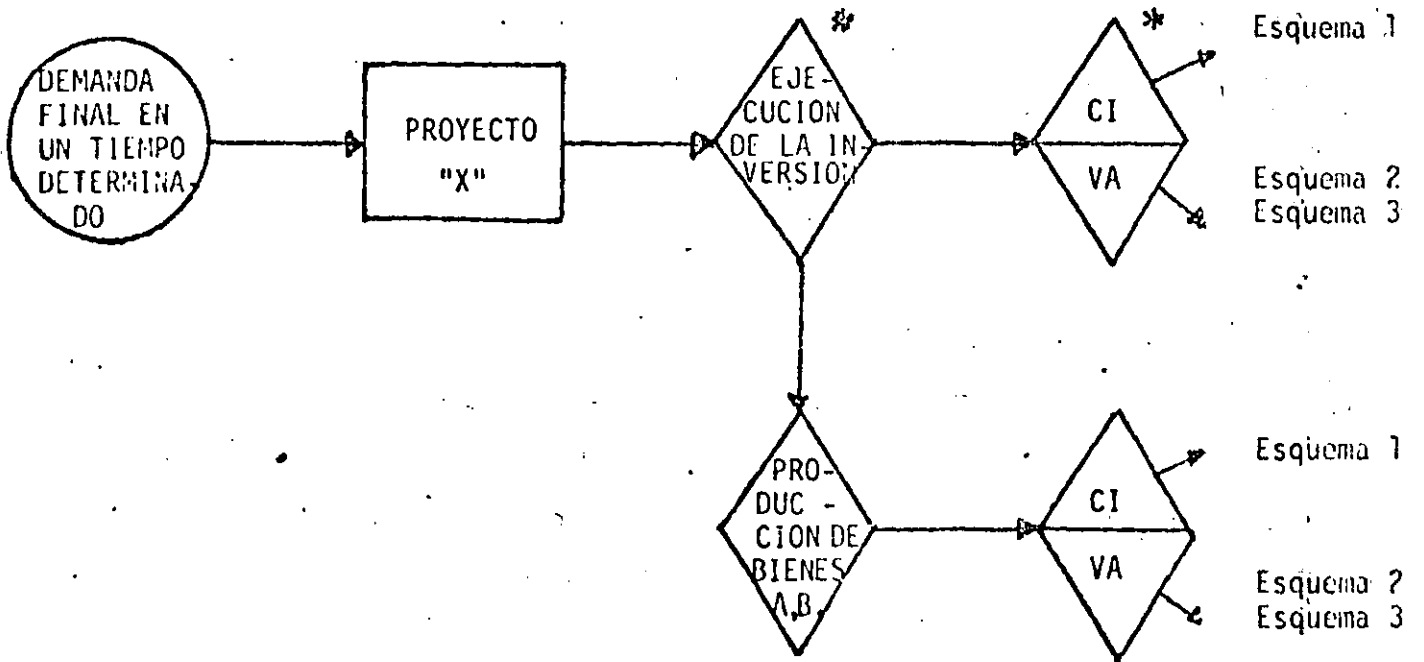
Los proyectos de inversión tienen por objeto satisfacer una demanda final de un plazo determinado o previsto. Este plazo tiene relación con la vida de funcionamiento del proyecto. Formalmente, los tres esquemas de análisis teóricos, como se han expuesto, pueden articularse tanto para la fase de ejecución (inversión inicial) como para el tiempo de funcionamiento.

Sin embargo, mientras que los efectos producidos por la fase de ejecución solo se producen una vez (al inicio), los efectos creados por el funcionamiento se repiten cada período -- (p. ej. cada año) durante toda la vida de servicio del proyecto ejecutado. Así, tanto la ejecución como el funcionamiento del proyecto, dan lugar a la utilización de consumos intermedios y a la distribución de valores agregados entre los agentes económicos que participan. Los esquemas 1, 2 y 3 - permiten analizar las alteraciones producidas en la economía nacional.

De manera general, la gráfica No. 4, presenta la articulación teórica de los tres esquemas de análisis.

GRAFICA No. 4

PROCESO DE ARTICULACION DE LOS TRES ESQUEMAS TEORICOS DE ANALISIS DE EFECTOS



DESICION



INVERSION
(SOLO 1 VEZ)



FUNCIONAMIENTO
(SE REPITE CADA AÑO)

3.2. Efectos directos

Cuando sólo se usa una vez el Esquema No. 1 para analizar las consecuencias de la utilización de consumos intermedios sobre el aparato productivo nacional y no se toma en cuenta la propagación, dentro de la economía, creada por la distribución del valor agregado, entonces se están considerando los "efectos directos" del proyecto, es decir, los efectos directamente imputables a la ejecución y al funcionamiento del proyecto en estudio.

Esto conduce a distinguir entre los consumos intermedios utilizados ya sea para la ejecución o para el funcionamiento del proyecto:

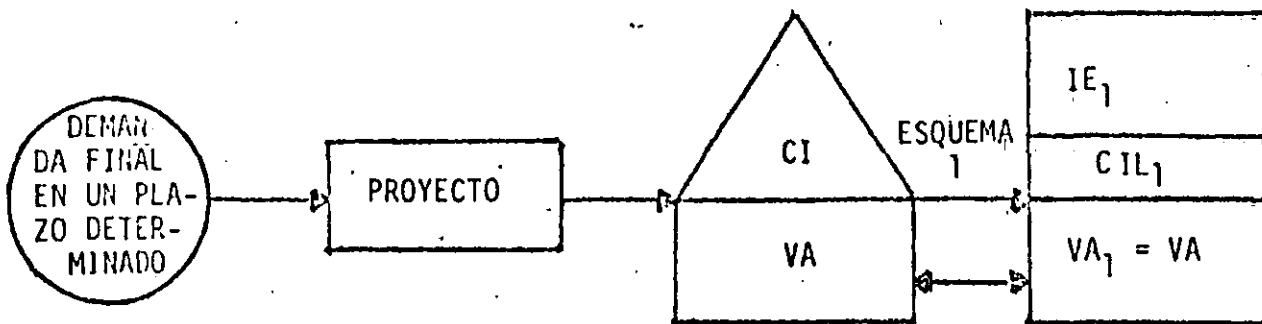
- a) Aquellos que se importan o bien aunque se producen localmente, se traducen finalmente para la economía nacional en un aumento de las importaciones o una disminución de las exportaciones. (IE).
- b) Aquellos que se producen localmente y que producen un crecimiento de la producción local equivalente (CIL).

Esto se ilustra en la gráfica No. 5

3.3. Efectos primarios.

El crecimiento de la producción local correspondiente a los --

ANALISIS DE LOS EFECTOS DIRECTOS



IE

- Crecimiento de las importaciones o
- Disminución de las exportaciones

CIL

- Consumos intermedios locales, dan lugar
a un crecimiento de la producción local.

VA

- Valor Agregado

consumos intermedios locales del proyecto, son asimismo, fuente de nuevos consumos intermedios y de distribución de nuevos valores agregados.

Si no se toma en cuenta la propagación dentro de la economía, de los valores agregados (es decir de su distribución) y si se aplica el esquema No. 1, para analizar las consecuencias de la demanda de consumos intermedios, se vuelve a tener:

- Aumento de importaciones o disminución de exportaciones,
- Aumento de producción local y/o,
- Inversiones complementarias.

Esta nueva producción local se analiza, asimismo, a través de la utilización de consumos intermedios nuevos y por la distribución de nuevos valores agregados. Para seguir evaluando el proceso, nuevamente se puede adoptar el mismo procedimiento:

- a) Aislar los nuevos valores agregados (en este caso, sin analizar su distribución).
- b) Aplicar el esquema 1 para analizar las consecuencias del crecimiento de la demanda de consumos intermedios (insumos)

Este proceso, que se continúa hasta que no aparecen más demandas nuevas de consumos intermedios que den lugar al creci

miento de la producción local; toma en cuenta el conjunto de "Efectos Primarios" del Proyecto.

Los efectos primarios incluyen tanto los efectos directos como efectos indirectos correspondientes al conjunto de crecimiento de producción local, que traen consigo, como una corriente, la ejecución y el funcionamiento del proyecto inicial considerado.

En definitiva, el valor de la producción total de un proyecto y de los que eventualmente se liguén, está representado por la suma de:

- Las importaciones directa o indirectas, más
- Los valores agregados directos e indirectos

A la suma de importaciones totales se le denomina, "Importaciones Incluidas" y a la suma de Valores Agregados, "Valores Agregados Incluidos". Por tanto:

$$\text{(Producción total del Proyecto)} = \text{(Importaciones Incluidas)} + \text{(Valores Agregados Incluidos)}$$

3.3.1. Efectos primarios con análisis de la distribución de valores agregados por agente económico.

La aplicación sistemática del esquema No. 2 de análisis de la

distribución de valores agregados a cada nuevo valor agregado producido, (directos e indirectos) permite, en definitiva medir por categoría de agente, el valor agregado incluido.

Siguiendo el mismo procedimiento, se llama "Ingreso Incluido" de una categoría de agente económico, a la suma de ingresos directos e indirectos que le son atribuidos.

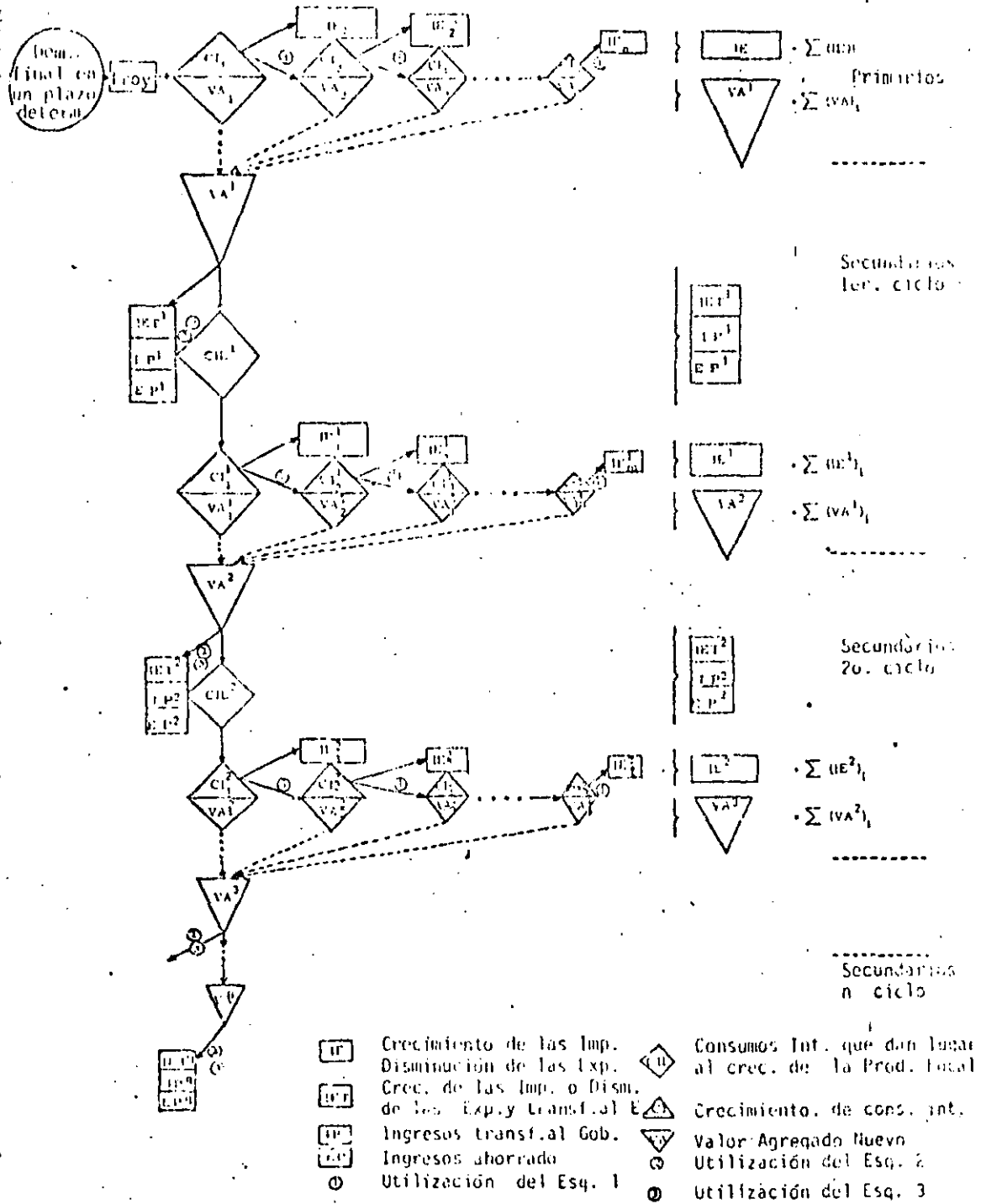
$$\text{(Valor Agregado Incluido)} = \sum \text{(Ingresos Incluidos para cada categoría de Agente)}$$

La Gráfica No. 6 ilustra el análisis de los efectos primarios, sin utilizar el esquema No. 2 de la distribución de los valores agregados, por agente.

3.4. Efectos secundarios

Si se toma en cuenta la propagación dentro de la economía nacional de las alteraciones producidas por el gasto de los nuevos ingresos usados por cada categoría de agente utilizando el esquema No. 3, se están evaluando los efectos secundarios, es decir los efectos ligados a la actividad económica nueva, nacidos de la utilización que hacen los agentes del valor agregado que reciben.

ANÁLISIS DE LOS EFECTOS PRIMARIOS Y SECUNDARIOS



• hasta que todos los nuevos valores agregados distribuidos; hayan sido evaluados.

d) Efectos Primarios y Secundarios.- Aplicación de los esquemas 1,2,3, hasta que no aparezcan más consumos intermedios que den lugar al crecimiento de la producción local, ni de nuevos ingresos para las categorías de -- agentes.

Dentro del cuadro de supuestos de este método, (como la clasificación de agentes, o el considerar solo los consumos y no el ahorro y los impuestos de los agentes), el conjunto de efectos primarios y secundarios se pueden traducir en lo siguiente:

- a) Crecimiento del consumo de los hogares, por categoría
- b) Crecimiento de las importaciones o disminución de las exportaciones y un crecimiento de los ingresos transferidos al exterior;
- c) Realización de inversiones complementarias, y
- d) Crecimiento de los recursos dentro de los tipos de valor de agregado que no se toman en cuenta, como impuestos, aranceles y ahorro .

3.5 Resumen final (por esquema aplicado)

- a) Efectos Directos. - Aplicación, una vez, del esquema No. 1
- b) Efectos Primarios. - (Directos e Indirectos). - Aplicación del esquema No. 1, hasta que no aparecen más consumos intermedios que den lugar al crecimiento de la producción local.
- c) Efectos Primarios. - (Directos e Indirectos) por categoría de Agente. - Aplicar el esquema No. 1 y el No. 2, -

5. FORMULACION DE PROYECTOS DE INVERSION

5.1 INTRODUCCION

5.2 DEFINICION Y MEDICION DE CAPACIDAD,

5.2.1 Definición de Capacidad

5.2.2 Medición de la Capacidad

5.2.3 Aplicaciones

5.2.4 Conclusión

5.3 ECONOMIAS DE ESCALA

5.3.1 Conceptos Generales

5.3.2 Economías de Escala en Plantas Siderúrgicas

5.3.3 Economías de Escala en Centrales de Energía Eléctrica

5.4 EL PROCESO DE FORMULACION DE LOS PROYECTOS DE INVERSION

5.4.1 Introducción

5.4.2 Descripción de las Etapas que caracterizan la vida de los proyectos

5.4.3 Definición de las Etapas en la Formulación del Proyecto

5.4.4 Aplicación: la formulación de un proyecto geotermo-eléctrico.

5.4.5 Proyectos Homogéneos y Proyectos Heterogéneos.

5.5 LA ELABORACION DE UN CATALOGO DE PROYECTOS

5. FORMULACION DE PROYECTOS DE INVERSION

5.6 LOS PROGRAMAS DE OBRA E INVERSION

5.6.1 El Programa de la Obra

5.6.2 El Programa de Inversiones

5.6.3 Análisis en Moneda Constante y Corriente.

5.7 PARAMETROS ECONOMICOS BASICOS DE BIENES DE INVERSION

5.7.1 Vida Económica

5.7.2 Depreciación

5.7.3 Valor Residual y Valor Contable

5.7.4 Métodos de Depreciación

5.7.5 El Factor de Recuperación de Capital

5.8 EL PROGRAMA DE OPERACION

5.8.1 Curvas de Aprendizaje y Factores de Disponibilidad

5.8.2 Mantenimientos

5.8.3 Coeficientes Técnicos del Balance de Materiales

5.8.4 Costos de Operación y Mantenimiento

5.9 APLICACIONES

5. FORMULACION DE PROYECTOS DE INVERSION

5.1 INTRODUCCION

En este capítulo se definen conceptos generales y parámetros específicos que permiten representar los proyectos de inversión en términos de sus características mas relevantes. Una vez tipificados los proyectos de esta manera se proponen procedimientos para su formulación mediante componentes de flujos de efectivo. Logrado ésto se cuenta con los elementos para proceder con la evaluación económica y financiera de los proyectos.

En la sección 5.7 se pone énfasis en la definición de los calendarios de inversión del proyecto ligados a sus calendarios de obra correspondiente, destacando en ellos los principales grupos de insumos. Esto tiene por objeto contar con la información necesaria para analizar los efectos inflacionarios, que afectan a los precios relativos de los grupos principales de insumos.

5.2 DEFINICION Y MEDICION DE CAPACIDAD^{1/}

5.2.1 Definición

Partiendo de que el concepto de capacidad de un proceso tiene como principal objetivo el identificar -- las condiciones de costos en el corto plazo, entendido ésto como el lapso en el cual no se modifica la magnitud de la capacidad instalada, es posible emplear la siguiente definición básica : la capacidad de un proceso es el volumen máximo de producción por unidad de tiempo que de la aplicación de un cierto acervo de planta y equipo se puede obtener.

En forma genérica, se puede decir que la mayor utilización de la capacidad de un proceso, permite disminuir los costos unitarios, tanto de capital como de operación; sin embargo, aunque en general es posible sobrepasar el nivel de utilización plena de capacidad, cuando ésto ocurre los costos unitarios de operación suelen aumentar*, mientras que los costos unitarios de capital se mantienen decrecientes. Así, con un -- criterio económico, la capacidad instalada debería -- corresponder al nivel de producción para el cual se obtiene el valor mínimo del costo unitario total.

^{1/} Resumen extraído de "La Industria Siderúrgica Integrada de México. Segunda Parte: Diagnóstico y - Proyecciones Preliminares", varios autores, Secretaría de la Presidencia. México, 1976, pp.47-56

El concepto de capacidad puede variar según el uso que se haga del mismo. Se pueden considerar definiciones como las siguientes ^{1/}:

i) Capacidad Normal.

Está determinada por el promedio de las condiciones de operación prevalecientes durante los últimos años o esperadas en el futuro.

Esta definición, no ayuda a situar el momento adecuado para efectuar una inversión.

ii) Capacidad Técnica.

Es el nivel máximo de producción que se puede esperar de un equipo dado, referido a un cierto período, regularmente un año. Tal definición establece la productividad física del proceso, aunque no incorpora consideraciones de productividad económica.

iii) Capacidad eficiente.

Es la capacidad que resulta de considerar el punto mínimo de la curva de costo promedio de producción, en el corto plazo. En este caso, la definición tiene un significado económico preciso; sin embargo, sus implicaciones son circunstanciales, ya que, por ejemplo, una decisión para invertir depende de la rapidez con que los costos marginales de producción aumenten.

iv) Capacidad en Términos de la Estructura de Costos

La capacidad está dada por el nivel de actividad -

^{1/} Tomadas del estudio de F. de Leeuw, "The concept of capacity", Journal of the American Statistical Association, vol. 57, 1962.

para el cual el costo marginal de producción excede al valor mínimo del costo unitario de producción, en un cierto porcentaje, todo considerado en el corto plazo.

Con esta definición, un porcentaje elevado de utilización de la capacidad instalada constituye una presión fuerte para ampliar tal capacidad. Es evidente que, en este caso, el costo marginal de producción es el principal determinante de la capacidad instalada.

5.2.2 Medición de la Capacidad

La capacidad de producción se puede medir por varios procedimientos, algunos de los cuales se enuncian a continuación:

- i) la observación de la producción pico de cada ciclo (máximos locales). Este método se sigue en estudios agregados de producción industrial,
- ii) la realización de encuestas por cuestionario,
- iii) la lectura de los registros de las empresas sobre sus gastos de inversión, depreciación y retiros de maquinaria y equipo. En este caso, se considera que existe una relación constante entre "capacidad" y "acervo de capital"; aunque la evidencia empírica sugiere que, en el largo plazo, se presentan fluctuaciones en la relación Producto/Capital cuando ésta se mide en períodos de producción máxima,
- iv) mediciones de la capacidad técnica o capacidad efectiva de equipos específicos. Durante su vida económica, muchos equipos sufren degradaciones

temporales o permanentes que deben ser explícitamente consideradas para medir su capacidad efectiva,

- v) la medición de la "capacidad agregada" de un conjunto de unidades (equipos, procesos, plantas, etc.)

5.2.3 Aplicaciones

Ejemplos de Capacidad de Producción en varias Industrias

Entre los factores que determinan la capacidad de producción en un proceso específico, destacan los siguientes:

- i) El tipo y la calidad de los insumos, así como su utilización en diferentes proporciones. En la fabricación de fierro primario ó arrabio, mediante el método de alto horno, las características de la carga metálica empleada constituyen un factor primordial para determinar la capacidad de producción.

Se ha estimado que un alto horno que puede procesar un volumen dado de toneladas diarias de arrabio, cuando la carga consta de mineral de fierro en trozo, aumenta sensiblemente su capacidad cuando se utiliza mineral de fierro peletizado. En cuanto a las proporciones en que se utilizan los insumos, se prevé que, al sustituir por pélets la carga metálica en trozo, se reduce el consumo unitario de coque; simultáneamente, se pueden aumentar los consumos unitarios de gas natural y de oxígeno para incrementar, aún más, la productividad del alto horno.

En síntesis, cambios en la calidad y la mezcla de los insumos afectan la capacidad efectiva de los equipos.

ii) El tipo y la calidad del producto, y en algunos casos su accesibilidad. Este factor es de importancia primordial cuando se trata de actividades extractivas. Por ejemplo, para obtener el mineral de fierro de una mina por el método de tajo abierto, es necesario remover todo el material estéril que se encuentra en capas superiores o mezclado con el mineral de fierro. Los equipos (palas mecánicas, camiones, etc.) presentan una capacidad determinada para el movimiento del total de los materiales; en consecuencia, la capacidad de extracción de mineral de fierro se establece para cada mina, o inclusive para cada sección de una misma mina, a partir de la llamada relación de descapote que indica cuántas toneladas de material estéril es necesario desplazar para extraer una tonelada de mineral.

iii) La mezcla de productos y la programación de la producción

Cuando un determinado equipo puede procesar diferentes productos, o bien un mismo producto con diferentes características, los tiempos requeridos para la producción de unos y otros pueden ser muy variados; en tal caso, una mezcla específica de productos es determinante para estimar la capacidad de producción de tal equipo. Además, cuando para la fabricación de cada uno de los productos se requiere una serie de operaciones de preparación y de ajuste de los equipos, o cuando la producción de cada producto se realiza bajo pedido, es muy importante desarrollar

un programa de producción que permita utilizar el equipo con mayor eficiencia.

Es decir, que se procura ocupar más horas en producción y disminuir los tiempos improductivos, tales como cambios, ajustes y tiempos ociosos. Estas consideraciones son muy importantes en procesos de formado, como por ejemplo en la laminación de productos siderúrgicos.

- iv) Otros factores que determinan la capacidad de producción de los procesos, particularmente los aspectos de mantenimiento, varían de acuerdo con las necesidades y las características de cada proceso y de cada empresa.

Las suspensiones especiales de trabajo, que corresponden a situaciones de carácter ajeno a la operación misma de la planta, e incluyen conceptos como días festivos, problemas laborales, etc., forman parte de lo que se ha llamado "factores no controlables".

- v) Las condiciones del sitio.

La eficiencia de las turbinas de vapor en equipos de generación de energía eléctrica, es función de factores locales tales como: la presión atmosférica (que es a su vez función de la altura sobre el nivel del mar), la temperatura ambiente, etc.

Estos factores afectan la eficiencia de muchos otros motores y equipos; como los motores de combustión interna, por ejemplo.

- vi) La edad de los equipos

Durante su vida económica la mayoría de los equi-

pos presentan varias etapas durante las cuales va variando su capacidad efectiva. Al entrar en operación muchos equipos pasan por una etapa de maduración, también llamada curva de aprendizaje ^{1/}, durante la cual la capacidad efectiva va en aumento hasta que se acerca a su valor nominal. Comienza entonces el período normal de operación a través del cual los equipos tienden a reducir paulatinamente su capacidad efectiva por causas como las siguientes:

- a) aumenta la incidencia de fallas,
- b) se hacen mas frecuentes y prolongados los mantenimientos tanto preventivos como correctivos,
- c) se presentan degradaciones temporales o permanentes

vii) Los costos relativos de operación de los equipos disponibles

Muchos factores, como los arriba mencionados, contribuyen a aumentar los costos de operación de los equipos en función de su envejecimiento. En ocasiones conviene retirar los equipos prematuramente; sin embargo, en otros casos simplemente se les da un nivel de utilización menor. Esto es muy común en equipos de generación en la industria eléctrica en la cual la energía se produce de acuerdo con las curvas de carga (o curvas de demanda), aprovechándose primero los equipos más eficientes y dejando los mas costosos ^{2/} para suministrar la energía de pico, en horas de demanda máxima.

1/ En la sección 5.9 se analizan las curvas de aprendizaje de algunos equipos.

2/ Esta es una explicación muy simplificada del proceso de "despacho de carga", en el cual intervienen muchos otros elementos, y se presenta solamente con un propósito ilustrativo.

También el despacho de carga depende de los costos variables de operación de los equipos disponibles. En la generación de energía eléctrica el costo variable de operación corresponde casi exclusivamente al combustible, por lo que la jerarquización de equipos para su uso se ve influenciada por los costos relativos de los combustibles que utilizan.

En función de las características de cada industria se pueden generar estadísticas que tipifiquen los niveles de utilización de la capacidad de los equipos durante su vida económica ^{1/}.

5.2.4 Conclusión

En la práctica es común emplear mediciones de ingeniería correspondiente a "capacidades efectivas", aunque ocasionalmente se utiliza la "capacidad normal".

Si bien éstos son conceptos de uso generalizado, conviene señalar que cada industria, y en ocasiones cada empresa, mantiene sus propias prácticas para la determinación de las capacidades de sus equipos.

^{1/} En la sección 5.9 se estudian los factores de disponibilidad de equipos de generación en la industria eléctrica,

ECONOMIAS DE ESCALA^{1/}

5.3.1 Conceptos Generales

Las economías de escala en un proceso productivo son reducciones en los costos promedio, atribuibles al crecimiento de la escala o tamaño del proceso, es decir, a un mayor nivel de actividad.

Existen varios conceptos con respecto a los cuales se pueden presentar economías de escala, como son:

- a) Dimensiones de eficiencia en la producción:
 - i) el tamaño de los lotes de producción;
 - ii) la mezcla de productos a obtener en un proceso productivo;
 - iii) el grado de estandarización;
 - iv) el balance global de una línea de producción;
 - v) el grado de integración vertical
- b) Dimensiones que afectan a los costos de ventas y de distribución:
 - i) densidad geográfica o por clientes, de las ventas;
- c) Dimensiones globales de escala:

los tamaños de: la unidad productiva, la planta, la empresa ó la industria,

^{1/} Basado en "La Industria Siderúrgica Integrada de México. Segunda Parte: Diagnóstico y Proyecciones Preliminares", varios autores, Secretaría de la Presidencia, México, 1976, pp. 117-124.

Para todos los otros tipos de centrales, las funciones (1) están referidas al tamaño de las unidades y no de las centrales completas. Estas suelen tener de dos a cuatro unidades.

Por lo que se refiere a las termoeléctricas convencionales, los resultados son mas representativos ya que las unidades de 158 MW y 350 MW están en proceso de normalización.

Los datos de las carboeléctricas se estimaron a partir de análisis y comparaciones entre éstas y las de combustóleo, realizados por la Secretaría de Energía de los EUA. Sólo en noviembre de 1981 entró en operación la primera unidad carboeléctrica en el país.

En el caso de las geotérmicas, los datos de las unidades de 37.5 MW son reales y los demás corresponden a estudios de factibilidad realizados sobre proyectos actualmente en construcción. En todo caso, la experiencia con este tipo de tecnología es limitada.

CUADRO 5.3

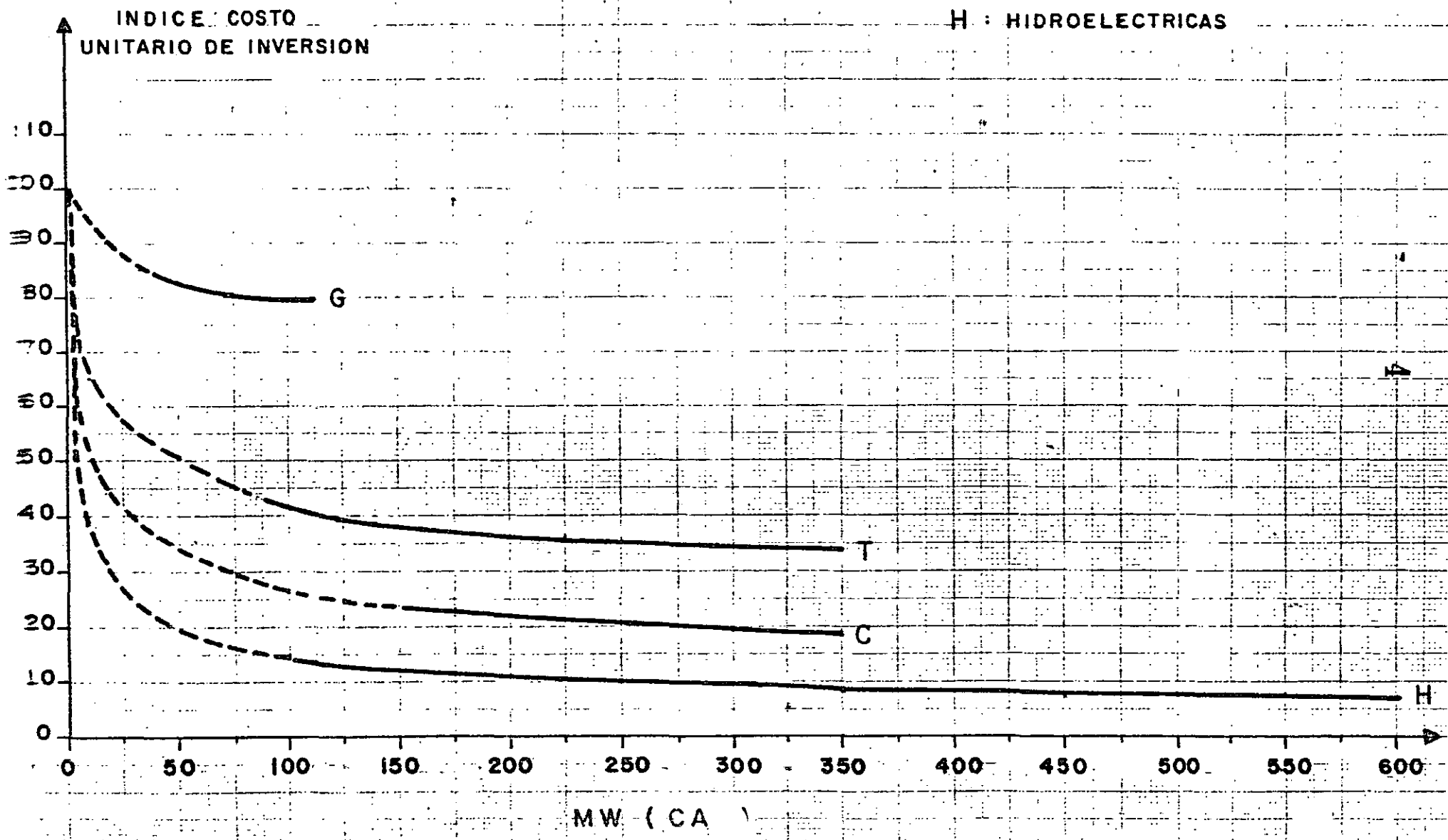
ESTIMACION DE ECONOMIAS DE ESCALA EN CENTRALES DE ENERGIA ELECTRICA

CASO	TECNOLOGIA	INTERVALO DE CAPACIDAD (MW)	Y = {k(MW) ^a } x 10 ⁶			I = b(MW) ^{a-1}	
			r	k	a	b	a-1
1	Térmicas/Duales (Administración, Agua de pozo)	84-350	0.99	29.22	0.81	100.04	-0.187
2	Térmicas/Duales (Administración, Agua de Mar)	84-350	0.99	29.24	0.82	100.37	-0.179
3	Térmicas Duales (llave en Mano-Pozo)	84-350	0.99	29.71	0.767	100.11	-0.233
4	Térmicas/Duales (llave en Mano-Mar)	84-350	0.99	29.42	0.78	100.06	-0.220
5	Carboeléctrica (Administración)	158-350	-	64.57	0.713	99.89	-0.287
6	Carboeléctrica (Agua de Mar)	158-350	-	52.53	0.713	99.89	-0.287
7	Hidroeléctrica	100-600	0.99	362.64	0.584	100.34	-0.417
8	Geotérmica	37.5-110	0.99	36.2	0.95	98.33	-0.042

$$I = \frac{Y}{(\text{MW})} \cdot \frac{100}{k} = \text{Indice de costo unitario de inversión}$$

FUNCIONES DE COSTO UNITARIO DE INVERSION EN CENTRALES DE ENERGIA ELECTRICA

- G : GEOTERMICAS
- T : TERMICAS DUALES
- C : CARBON
- H : HIDROELECTRICAS



5.4 EL PROCESO DE FORMULACION DE PROYECTOS

5.4.1 Descripción de las etapas que caracterizan la vida de los proyectos.

La vida de los proyectos de inversión puede caracterizarse a través del tiempo por la definición de tres etapas:

- 1º) la etapa de estudios o de formulación del proyecto, la cual se analiza en esta sección.
- 2º) la etapa de construcción durante la cual se realiza la obra y se efectúa la inversión. Esta etapa se revisa en la sección 5.6.
- 3º) la etapa de operación o vida económica del proyecto, durante la cual se anticipa que se habrán de producir beneficios netos, o flujos de consumo diferido, que justifican la decisión de realizar el proyecto. Esta etapa se analiza en la sección 5.8

En general los países de rápido crecimiento confrontan una escasa disponibilidad de proyectos identificados con aceptable nivel técnico, en los distintos sectores de su economía. Esta escasez constituye un obstáculo en la planificación del desarrollo, ya que cuando la demanda de un producto o servicio crece más rápido que la capacidad de formulación de proyectos para satisfacer tal demanda, las oportunidades para generar opciones y seleccionar proyectos óptimos se ven seriamente limitadas.

Un proyecto comprende toda la gama de actividades que van desde la intención de realizar una acción, hasta el término de su ejecución y puesta en marcha. Los estudios comprenden todas las fases previas a la

ejecución, aunque en ellos se deben contemplar, des de luego, todos los problemas relacionados con la implantación y la operación del proyecto mismo.

La preparación de un estudio involucra un gran número de consideraciones de orden técnico, económico y financiero, que deben conducirse a varios niveles de detalle; desde el nivel global de objetivos nacionales pasando por consideraciones regionales y locales, hasta los muy especializados análisis de tipo técnico.

En esta sección se definen explícitamente las etapas secuenciales de los estudios, que constituyen la formulación metódica de un proyecto de inversión.

5.4.2 Definición de las etapas en la formulación del proyecto

Es frecuente encontrar que en los estudios iniciales del proyecto, se procesa información respecto a algún aspecto aislado con un grado de detalle que supera muchas veces los antecedentes que serían necesarios para tomar una primera decisión; esto se debe, en gran parte, a la falta de una definición adecuada de las etapas de preparación y de organización de las disciplinas que intervienen en el análisis, lo cual repercute directamente en el costo de los estudios, en el tiempo para su preparación, en los recursos humanos utilizados y en la propia calidad del estudio.

Lo anterior lleva a pensar en la conveniencia de que los proyectos se lleven a cabo en etapas secuenciales, que podrían definirse como sigue:

- 1a) Identificación
- 2a) Gran Visión
- 3a) Prefactibilidad
- 4a) Factibilidad

Al concluir estas cuatro etapas se tiene formulado el proyecto y, una vez tomada la decisión de realizarlo, se procede a las etapas siguientes:

- 5a) Diseño
- 6a) Ejecución
- 7a) Puesta en Marcha
- 8a) Operación y Análisis de Resultados.

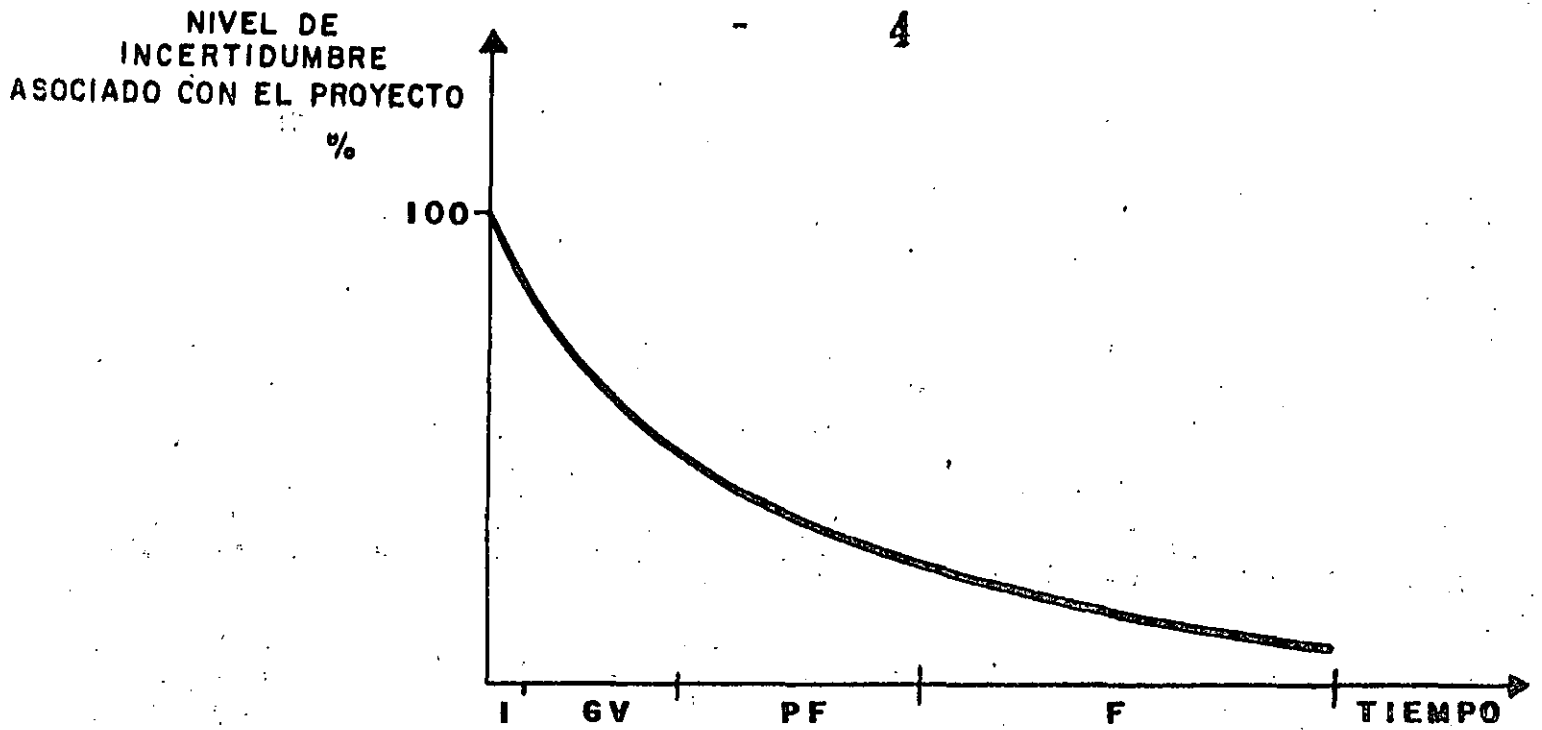
Las etapas enunciadas están ligadas a una serie de decisiones y de elaboración de estudios de mayor detalle, por lo que, como resultado de cada una de ellas, se debe proporcionar la información pertinente para que se recomienden las acciones sucesivas.

La Fase de Estudios

Las cuatro primeras etapas constituyen lo que propiamente se denomina proceso de formulación del proyecto ^{1/}; a través del cual se incrementa gradualmente el conocimiento de las características relevantes del proyecto y se orienta su formulación según la experiencia acumulada en etapas anteriores. Este proceso se ilustra en el diagrama 1, donde también se sugiere que los costos y los tiempos involucrados van en aumento.

La asignación de recursos (humanos, físicos y financieros) a un proyecto será consecuente con las decisiones que se vayan tomando en el sentido de suspender los estudios y abandonar el proyecto, profundizar en los estudios o avanzar a la etapa subsiguiente.

1/ también conocida como fase de ingeniería preliminar,



I : IDENTIFICACION
GV : GRAN VISION
PF : PREFACTIBILIDAD
F : FACTIBILIDAD

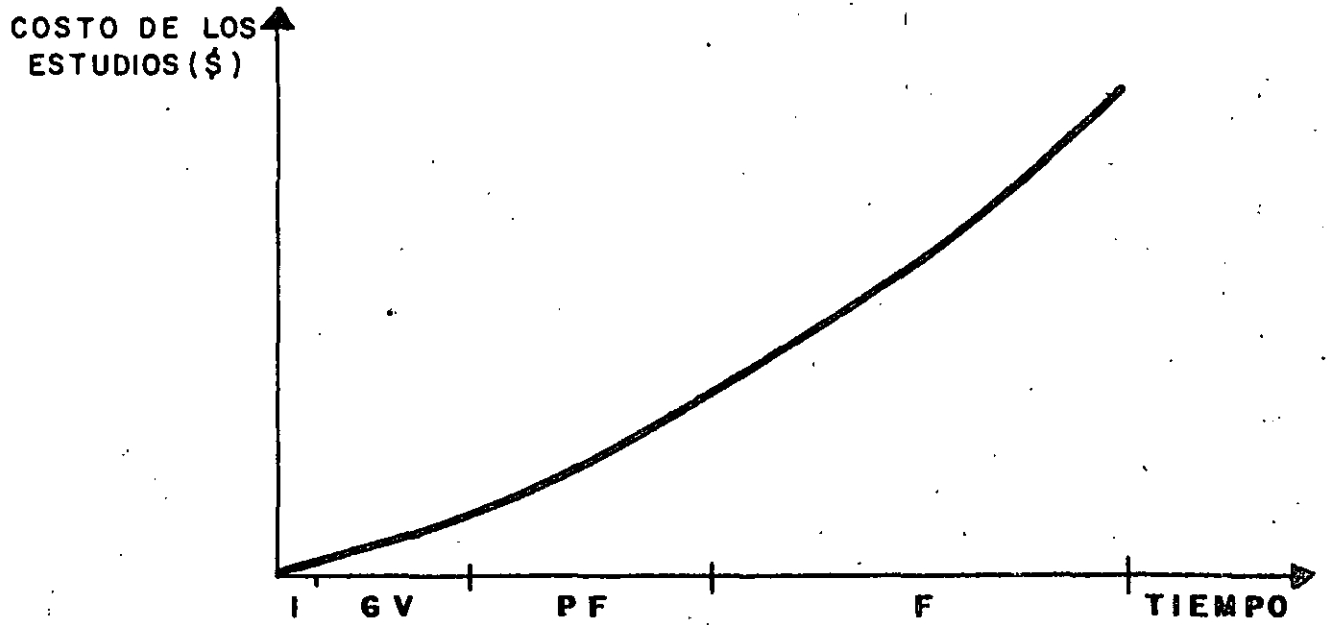


DIAGRAMA I. NIVELES DE INCERTIDUMBRE Y DE COSTOS ASOCIADOS CON LAS ETAPAS DE ESTUDIO DE UN PROYECTO.

ETAPAS EN LOS PROCESOS DE FORMULACION Y REALIZACION DE PROYECTOS DE INVERSION

PROCESOS	ETAPAS	ACTIVIDADES	RESULTADOS
FORMULACION	1a. Identificación	Ingeniería Conceptual: estudios basados en información disponible	Identificación de cuando menos una opción viable para la realización del proyecto
	2a. Gran Visión	Análisis preliminar de opciones mediante: a) consultas a especialistas experimentados b) estudios generales de Ing. Básica (i.e. topográficos, geológicos, geohidrológicos) c) evaluaciones económicas (beneficios y costos) preliminares	Conjunto de opciones concretas bien definidas Identificación de aspectos críticos que requieren de mayor estudio ^{1/}
	3a. Prefactibilidad	Análisis complementario de opciones mediante: a) estudios específicos de Ing. Básica b) evaluaciones económicas	Selección de la mejor opción
	4a. Factibilidad	Elaboración de los estudios definitivos sobre los cuales se basa la decisión de realizar el proyecto: a) anteproyecto: descripción técnica de la mejor opción b) programas preliminares de la obra y la inversión c) evaluación económica definitiva d) evaluación financiera preliminar	Documento de la mejor opción técnica, económica y financiera factible. Decisión de realizar el proyecto
REALIZACION	5a. Diseño	a) Ing. de Diseño (Ing. de Proyecto ó Ing. de Detalle) b) Celebración de concursos de obra y de equipos c) Evaluación técnica y financiera de ofertas d) Programación y presupuestación de la obra e) Evaluación financiera definitiva del proyecto	Proyecto de la obra (especificaciones de construcción y de equipos) Adjudicación de contratos a contratistas y proveedores Programa y Presupuesto de la Obra
	6a. Ejecución	Realización del proyecto (construcción y montaje de equipos)	Obra terminada

^{1/} cuando no se identifican tales aspectos críticos se puede proceder directamente a la etapa de Factibilidad.

ETAPAS EN LOS PROCESOS DE FORMULACION Y REALIZACION DE PROYECTOS DE INVERSION

PROCESOS	ETAPAS	ACTIVIDADES	RESULTADOS
FORMULACION	1a. Identificación	Ingeniería Conceptual: estudios basados en información disponible	Identificación de cuando menos una opción viable para la realización del proyecto
	2a. Gran Visión	Análisis preliminar de opciones mediante: a) consultas a especialistas experimentados b) estudios generales de Ing. Básica (i.e. topográficos, geológicos, geohidrológicos) c) evaluaciones económicas (beneficios y costos) preliminares	Conjunto de opciones concretas bien definidas Identificación de aspectos críticos que requieren de mayor estudio <u>1/</u>
	3a. Prefactibilidad	Análisis complementario de opciones mediante: a) estudios específicos de Ing. Básica b) evaluaciones económicas	Selección de la mejor opción
	4a. Factibilidad	Elaboración de los estudios definitivos sobre los cuales se basa la decisión de realizar el proyecto: a) anteproyecto: descripción técnica de la mejor opción b) programas preliminares de la obra y la inversión c) evaluación económica definitiva d) evaluación financiera preliminar	Documento de la mejor opción técnica, económica y financiera factible. Decisión de realizar el proyecto
REALIZACION	5a. Diseño	a) Ing. de Diseño (Ing. de Proyecto ó Ing. de Detalle) b) Celebración de concursos de obra y de equipos c) Evaluación técnica y financiera de ofertas d) Programación y presupuestación de la obra e) Evaluación financiera definitiva del proyecto	Proyecto de la obra (especificaciones de construcción y de equipos) Adjudicación de contratos a contratistas y proveedores Programa y Presupuesto de la Obra
	6a. Ejecución	Realización del proyecto (construcción y montaje de equipos)	Obra terminada

cuando no se identifican tales aspectos críticos se puede proceder directamente a la etapa de Factibilidad.

4.3 Aplicación

La Formulación de un Proyecto Geotermoeléctrico.

1a) Etapa de Identificación:

Con base en manifestaciones espontáneas de vapor, el conocimiento documentado de fallas geológicas y de estudios geohidrológicos previos, se define la posible existencia de un yacimiento de vapor geotérmico.

2a) Etapa de Gran Visión:

Se realizan visitas de campo con especialistas experimentados y se inician estudios geológicos locales que permitan elaborar una configuración y cuantificación del potencial, preliminares, del yacimiento. Los resultados anteriores permiten asimismo iniciar planes optativos de perforación exploratoria e identificar los problemas cuya solución requiere estudios de mayor detalle.

3a) Etapa de Prefactibilidad:

Se desarrollan estudios geofísicos, geosísmicos y de sistemas eléctricos que permitan resolver los problemas identificados en la etapa anterior. Al terminar los estudios de prefactibilidad se habrán definido espesores de estratos, características de resistencia de los mismos, etc. Se está entonces en posibilidad de seleccionar la mejor opción para el desarrollo del campo geotérmico.

Esta etapa se puede omitir en aquellos proyectos que se conocen como normalizados ^{1/}.

4a) Etapa de Factibilidad:

Se elabora un anteproyecto del desarrollo del campo geotérmico y se determina el tamaño del proyecto geotermoeléctrico.

Se estiman los volúmenes de obra, se dimensionan los equipos e instalaciones principales y se hace una cuantificación deta

^{1/} este concepto se explica mas adelante.

llada de costos y beneficios.

Se perforan pozos exploratorios y con la información obtenida se planifica la ubicación y profundidad de los pozos productores; se elabora el esquema de vaporductos, se ubican la central generadora y las instalaciones para el tratamiento de desechos.

Se realiza la evaluación financiera preliminar.

5.4.4 Proyectos Homogéneos y Proyectos Heterogéneos

Cuando el diseño básico de un proyecto de inversión es aplicable a otros de la misma naturaleza, se dice que el proyecto es homogéneo o reproducible; su diseño puede ser normalizado con lo cual se determinan especificaciones estandarizadas.

Dentro de las actividades industriales, en general, son reproducibles los proyectos de inversión que se refieren a ramas de la economía conocidas como "de transformación" o "manufactureras", tales como:

- química y petroquímica,
- metálicas básicas (refinación de acero, cobre, aluminio, etc.),
- maquinaria y equipo (talleres de maquinado y formado; líneas de ensamble),
- electricidad (centrales termoeléctricas con combustibles fósiles o nucleares).

Evidentemente, aún cuando se cuente con un diseño normalizado, cada proyecto requiere de ciertos estudios de ingeniería preliminar y de diseño, mediante los cuales se habrán de obtener las especificaciones particulares del proyecto, que son función de las características del sitio selecciona

do. Por ejemplo, se estudia la geología del sitio para diseñar la cimentación; la hidrología, en caso de que el proyecto requiera del agua como insumo; las condiciones locales de climatología, altura, etc., que pudieran influir sobre las condiciones de trabajo de los equipos y por lo tanto, sobre su diseño; la infraestructura local, para determinar, por ejemplo, la accesibilidad del sitio (entrada y salida de bienes) y la disponibilidad de servicios locales de apoyo (mano de obra calificada, talleres para servicio y reparación de aparatos y maquinaria, etc.).

Existe sin embargo otro tipo de proyectos los cuales, siendo de la misma naturaleza, son intrínsecamente heterogéneos, por lo que no pueden contar con un diseño normalizado. Quedan comprendidos en esta categoría todos los proyectos de inversión relacionados con la explotación de recursos naturales.

Se pueden mencionar los proyectos hidráulicos, geotérmicos, los mineros, tanto para la extracción de metales, como de no metales (i.e. petróleo, carbón, sal, etc.); como ejemplos de proyectos heterogéneos. Su localización, dimensionamiento, configuración y la selección de la tecnología, quedan condicionados por las características del recurso que se pretende explotar.

En estos proyectos la ingeniería preliminar constituye un componente importante por sus amplias demandas, tanto en tiempo como en presupuesto.

Por ejemplo, la exploración de un yacimiento de carbón, su desarrollo y la preparación para su explotación comercial, pueden consumir unos cinco años de intensa actividad.

En proyectos heterogéneos, el nivel de incertidumbre respecto a la estimación de beneficios y costos es mayor que en los

proyectos homogéneos. En la previsión para la explotación del yacimiento de carbón, surgen preguntas como las siguientes: ¿que tan variables serán el espesor del manto y su profundidad? ¿habrá fallas que compliquen la extracción? ¿será estable la composición del mineral? Por lo tanto, aun cuando los estudios estén avanzados y se pueda decidir sobre la ejecución del proyecto, es difícil establecer con precisión los programas de obra, de inversión y de producción, correspondientes.

Es en proyectos heterogéneos donde los estudios de gran visión cobran mayor importancia; contar con la participación de especialistas experimentados, desde las primeras etapas de los estudios, resulta de la mayor trascendencia para regular adecuadamente su desarrollo y fundamentar conceptualmente el proyecto.

Se pueden contrastar los proyectos heterogéneos con los homogéneos por la forma como típicamente se decide su ejecución. En proyectos homogéneos la decisión suele ser dicotómica; dado que se cuenta con un diseño, y posiblemente con un sitio previamente seleccionado, es posible contar a priori con abundante información económica, lo que permite tomar una decisión rápida y definitiva. Los proyectos homogéneos pueden estar bien formulados, aguardando solamente el mejor momento para ser seleccionados. En cambio, tratándose de proyectos heterogéneos, se decide varias veces, y por etapas, sobre su ejecución. Típicamente, en estos proyectos, se autoriza anualmente un presupuesto para llevar a cabo estudios, de cuyos resultados depende la decisión sobre la asignación presupuestal para el siguiente año. La decisión de realizar el proyecto, entonces, se va tomando gradualmente; en cada etapa, se decide realizar otra etapa más. Solo al terminar los estudios de ingeniería preliminar se tiene formulado el proyecto heterogéneo y se cuenta con elementos suficientes para programar óptimamente su ejecución.

Volviendo a los comentarios al inicio del capítulo, en países en desarrollo con altos crecimientos en la demanda de algún servicio, la capacidad de generación y ejecución de proyectos de inversión para satisfacer tal demanda es limitada. Este problema es particularmente grave cuando se trata de proyectos heterogéneos, por lo que las decisiones de inversión a menudo se orientan preferentemente a la selección de proyectos normalizados de gran tamaño, con períodos de construcción menor, como único medio para satisfacer oportunamente la demanda.

5.5 ELABORACION DE UN CATALOGO DE PROYECTOS

La elaboración de un catálogo de proyectos homogéneos se refiere básicamente a la identificación de sitios asequibles. Por ejemplo, para elaborar un catálogo de proyectos termoeléctricos duales (operando indistintamente con combustóleo o con gas natural) se estudian aspectos como los siguientes:

- geología del sitio en estudio,
- hidrología del lugar para identificar la disponibilidad de agua de enfriamiento,
- infraestructura del sitio, particularmente por lo que se refiere a las posibilidades de suministro de los combustibles,
- evaluación económica del proyecto,
- distribución y proyección de la demanda de energía eléctrica,
- configuración de los sistemas eléctricos de potencia, actuales y futuros, para simular su operación y verificar que se satisfagan ciertas condiciones del comportamiento de la central, frente a las necesidades del sistema,
- etc.

Se podría contar, en un catálogo como el referido, con un número indeterminado de sitios viables para el emplazamiento de centrales termoeléctricas. Su selección y calendarización, sería resultado de la evaluación simultánea de todos los proyectos optativos identificados. Esto se puede lograr mediante el uso de modelos matemáticos de programación de inversiones, que representan interacciones de cada proyecto con el resto de los elementos (centros de producción y de consumo) del sistema. Aún cuando la evaluación aislada de los proyectos conduzca a un cierto ordenamiento de los mismos, su evaluación simultánea puede alterar ese rango. En sistemas eléctricos, la red de transmisión y los crecimientos regionales relativos de la demanda, constituyen algunas de las interacciones que pueden influir sobre el rango

Aplicación.- Resumen de un Catálogo de Proyectos Hidroeléctricos.

Un catálogo de proyectos heterogéneos es un resumen actualizado de los resultados de los estudios de ingeniería preliminar que se llevan a cabo. A continuación se resumen, con propósitos ilustrativos, algunos aspectos del Catálogo de Proyectos Hidroeléctricos que mantiene la CFE,

Como antecedente se cuenta con un estudio ^{1/} en que se estima el potencial hidroeléctrico del país. Con base en la información disponible: curvas de isoescorrentamiento y estudios de la Comisión Nacional del Plan Hidráulico, cartografía elaborada por varias instituciones, etc., se obtuvo la información que se concentra en el cuadro 1. En 541 proyectos, incluidos los ya construidos, se estima un potencial de 172,000 millones de KWh en años medios ^{2/}. Para colocar esta cifra en perspectiva se debe mencionar que en 1981 se generaron 24,400 millones de KWh en centrales hidroeléctricas, el 14,2% del potencial.

En su edición de marzo de 1981, el catálogo de proyectos hidroeléctricos de CFE consigna 83 proyectos, cuyos resultados se resumen en el cuadro 2.

Aproximadamente la mitad de ellos están en etapa de identificación y casi la tercera parte en etapa de gran visión. Solamente se tienen 9 proyectos en etapas de diseño o construcción. La capacidad promedio 253 MW por proyecto y su generación media estimada de 771 millones de KWh.

Por comparación, las centrales termoeléctricas convencionales con diseño normalizado, que se construyen actualmente en el país, tienen una capacidad de 1,400 MW y una generación media anual de 8,600 millones de KWh.

^{1/} "Potencial Hidroeléctrico Nacional", CFE, 1978,

^{2/} el término de año medio se refiere al valor promedio anual de los volúmenes captados por escurrimiento, en varios años.

Sin embargo, no se debe pensar que todo el potencial será necesariamente aprovechado. Muchos proyectos identificados nunca llegan a realizarse debido a obstáculos insuperables de índole geológica; otros se diferencian indefinidamente por cuestiones económicas. Es factible que eventualmente se aproveche del orden del 50% del potencial identificado, es decir, que se generen anualmente unos 80,000 ó 90,000 millones de KWh.

Núm.	E S T A D O	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	363	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.	26	701	6,144	3.6	3.6
6.-	Guerrero.	33	1,826	15,995	9.3	9.3
7.-	Guanajuato.	2	42	363	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	541	19,619	171,866	100.0	100.0

CUADRO 1.- POTENCIAL HIDROELECTRICO IDENTIFICADO POR ENTIDAD FEDERATIVA.

Tomado de "Potencial Hidroeléctrico Nacional", CFE, 1978.

CUADRO 2. RESUMEN DEL CATALOGO DE PROYECTOS HIDROELECTRICOS DE CFE

ETAPA	No. de Proyectos	Capacidad Estimada (MW)	Generación media anual
Construcción	5	1 140	3 179
Diseño	4	1 334	3 981
Factibilidad	3	1 249	3 042
Prefactibilidad	5	990	3 502
Gran Visión	26	7 241	26 899
Identificación	40	9 043	23 418
Total	83	20 997	64 021

5.6 LOS PROGRAMAS DE LA OBRA Y LA INVERSION

Durante las etapas de factibilidad y de diseño se van conformando los programas de la obra y la inversión; primeramente con un carácter muy preliminar y mas adelante, en revisiones sucesivas, aún durante la etapa de construcción, se tendrán programas cada vez más precisos.

Estos programas son elementos de fundamental importancia en el control efectivo del avance del proyecto, para:

- 1^a) prever la aplicación oportuna y coordinada de los recursos (humanos, financieros y físicos) requeridos,
- 2^a) detectar desviaciones tan pronto como se suscitan, y
- 3^a) tomar acciones correctivas.

Estos programas son calendarios en los cuales se identifican para cada período ^{1/} las acciones mas importantes que se deben realizar, los recursos requeridos y los presupuestos correspondientes.

Evidentemente, la metodología que se reseña a continuación no es sino una descripción muy simplificada de los hechos, con objeto de destacar los aspectos más relevantes de la programación de las obras y las inversiones.

5.6.1 El Programa de la Obra

En primer término se elabora el programa de la obra, en el cual se destaca el avance físico de la misma, identificando todos los procesos que es necesario llevar a cabo en cada período.

En seguida, para cada actividad, se identifican los recursos necesarios y el momento en que deben ser aplicados; de manera que el

1/ sin perder generalidad, se hará referencia a períodos anuales.

calendario de procesos pueda ser traducido en un calendario equivalente de aplicación de recursos. Es este último el que se emplea en la evaluación económica de los proyectos de inversión. - Conviene recordar en este punto que el concepto central del fenómeno económico es el análisis de la asignación de recursos escasos a la realización de actividades optativas, en el contexto integral del sistema económico.

Para detallar el programa de la obra, se cuenta con técnicas estandarizadas, como el método de la Ruta Crítica, que ayudan a secuenciar actividades y distribuirlas en el tiempo, de manera que se optimice el calendario de avance físico, adecuándolo a la disponibilidad de los recursos involucrados.

5.6.2 El Programa de la Inversión

Para proceder metódicamente con el análisis se incorpora una notación.

a) elementos básicos:

i : conjunto de recursos ($i=1, \dots, m$)

j : conjunto de procesos ($j=1, \dots, n$)

t : conjunto de períodos ($t=1, \dots, s$)

s es la duración esperada de la construcción de la obra; los recursos son, por ejemplo: mano de obra, materiales, equipos, etc.; los procesos pueden referirse a actividades tales como: cimentación, fabricación de equipos, montaje de equipos, etc.

b) parámetros y variables:

Z = presupuesto de inversión total (escalar)

I = (I_t) : vector de presupuestos de inversión total anual

Q = (q_{ijt}) : matriz de presupuestos de inversión por proceso y por período.

Y = (y_{ijt}) : matrices técnicas de recursos y procesos, por período.

X = (x_{it}) : matriz de presupuestos de inversión por recurso y por período.

Como síntesis del programa de la obra se elabora el análisis de actividades que, mediante coeficientes técnicos (y_{ijt}), proporciona la equivalencia entre recursos y procesos desglosados en el tiempo. El presupuesto de inversión se obtiene al expresar estos coeficientes técnicos en términos monetarios.

En una primera fase se podría precisar que, por ejemplo, durante el período inicial el proceso de cimentación requiere la aplicación de 650,000 horas-hombre. En la segunda fase se añadiría

que, dado un costo medio estimado en \$60 la hora-hombre, el presupuesto del primer período será de 39 millones de pesos por concepto de mano de obra, en el proceso de cimentación.

($y_{ijt} = \$39 \times 10^6$, con i =mano de obra, j =cimentación, t =año 1).

Los presupuestos de inversión se pueden concretar por la vía de los recursos ó de los procesos. Se tienen las identidades siguientes:

$$q_{jt} = \sum_{i=1}^m y_{ijt}$$

$$x_{it} = \sum_{j=1}^n y_{ijt}$$

$$I_t = \sum_{i=1}^m \sum_{j=1}^n y_{ijt}$$

$$I_t = \sum_{i=1}^m x_{it}$$

$$I_t = \sum_{j=1}^n q_{jt}$$

$$Z = \sum_{i=1}^m \sum_{j=1}^n \sum_{t=1}^s y_{ijt}$$

$$Z = \sum_{t=1}^s I_t$$

Por ejemplo se puede tener:

i) Avance físico de procesos por períodos:

P r o c e s o s	P e r í o d o s			
	1	2	3	4
1) cimentación	///	///		
2) otras obras civiles		///	///	
3) montaje de equipos			///	///
4) instalaciones especiales ^{1/}			///	///
5) instrumentación y control				///

ii) Presupuestos de inversión asociados con procesos y períodos:

		1	2	3	4
Q =	1	q ₁₁	q ₁₂	0	0
	2	0	q ₂₂	q ₂₃	0
	3	0	q ₃₂	q ₃₃	q ₃₄
	4	0	q ₄₂	q ₄₃	0
	5	0	0	q ₅₃	q ₅₄

$$I = \{I_1 \quad I_2 \quad I_3 \quad I_4\}$$

iii) Presupuestos de inversión asociados con recursos y períodos:

		1	2	3	4
X =	(1) mano de obra	x ₁₁	x ₁₂	x ₁₃	x ₁₄
	(2) equipos	0	x ₂₂	x ₂₃	0
	(3) materiales	x ₃₁	x ₃₂	x ₃₃	x ₃₄
	(4) contratos y servicios	x ₄₁	x ₄₂	x ₄₃	x ₄₄

$$I = \{I_1 \quad I_2 \quad I_3 \quad I_4\}$$

^{1/} i.e.: sanitarias, hidráulicas, eléctricas, etc.

Es factible manejar las matrices resultantes Q y X en términos de porcentajes, ya que ésto permite la revisión permanente de sus coeficientes por una parte y por otra facilita la manipulación de los componentes para hacer estimaciones a futuro, bajo diversas hipótesis de inflación, por ejemplo.

A continuación se presenta un ejemplo numérico de las matrices Q y X y en la sección 5.6.3 se discuten los problemas relacionados con el manejo de los precios de los componentes de la inversión.

Se presenta el programa de inversiones para un proyecto carbó-eléctrico que comprende cuatro unidades de 350 MW cada una. El plazo de construcción es de 60 meses y el presupuesto desglosado en porcentajes se consigna primero clasificado por grupos de insumos (cuadro 5.3) y después por períodos (cuadro 5.4).

CUADRO 5.3

PROGRAMA DE INVERSIONES PARA UN PROYECTO CARBOELECTRICO, CLASIFICADO
POR PERIODOS

GRUPO DE INSUMOS	IMPORTE TOTAL	AÑOS				
		1	2	3	4	5
1.0 GENERADORES DE VAPOR	(15.28)	(6.15)	(12.21)	(12.81)	16.26)	(25.37)
2.0 TURBOGENERADORES	(8.25)	(0)	(4.61)	(8.26)	(10.73)	(9.22)
3.0 EQUIPOS MECANICOS	(20.09)	(3.51)	(21.56)	(21.94)	(18.36)	(20.57)
4.0 ELECTRICA	(5.82)	(0.87)	(5.81)	(5.82)	(6.20)	(5.67)
5.0 CIVIL Y ESTRUCTURAL	(11.52)	29.80)	(12.59)	(10.98)	10.97)	(9.26)
6.0 TUBERIAS E INSTRUMENTACION	(6.0)	(4.39)	(6.39)	(5.85)	(6.44)	(4.8)
7.0 OBRAS EXTERIORES Y URBANIZACION	(2.54)	(20)	(2.25)	(2.18)	(2.06)	(2.15)
8.0 SUBESTACIONES	(1.44)	-	(1.59)	(1.44)	(1.54)	(1.17)
9.0 INDIRECTOS	(29.02)	(35.16)	(32.94)	(30.66)	(27.39)	(21.74)
T O T A L E S:	100	100	100	100	100	100

6

CUADRO 5.4

PROGRAMA DE INVERSIONES PARA UN PROYECTO CARBOELECTRICO, CLASIFICADO
POR GRUPOS DE INSUMOS

GRUPO DE INSUMOS	IMPORTE TOTAL	A Ñ O S				
		1	2	3	4	5
1.0 GENERADORES DE VAPOR	100	(0.87)	(16.99)	(25.51)	(35.57)	(21.03)
2.0 TURBOGENERADORES	100	(0)	(11.89)	(30.47)	(43.47)	(14.16)
3.0 EQUIPOS MECANICOS	100	(0.38)	(22.82)	(33.24)	(30.57)	(12.97)
4.0 ELECTRICA	100	(0.32)	(21.23)	(30.45)	(35.63)	(12.34)
5.0 CIVIL Y ESTRUCTURAL	100	(5.65)	(23.25)	(29.03)	(31.86)	(10.19)
6.0 TUBERIAS E INSTRUMENTACION	100	(1.59)	(22.66)	(29.68)	(35.91)	(10.13)
7.0 OBRAS EXTERIORES Y URBANIZACION	100	(17.13)	(18.83)	(26.17)	(27.11)	(10.73)
8.0 SUBESTACIONES	100	-	(23.50)	(30.46)	(35.76)	(10.26)
9.0 INDIRECTOS	100	(2.64)	(24.13)	(32.16)	(31.56)	(9.49)
T O T A L E S :	100	(2.18)	(21.26)	(30.43)	(33.43)	(12.67)

5.6.3 Análisis en moneda constante y corriente.

Al elaborar el presupuesto de inversión de un proyecto, es común realizar las estimaciones en moneda actual, es decir con los precios vigentes en el momento de presupuestar, como si éstos fueran a permanecer constantes durante la ejecución del proyecto. Se obtiene así un presupuesto de inversión en moneda constante.

Este presupuesto es importante porque permite evaluar la asignación de recursos antes mencionada, dando una idea clara de la intensidad relativa de la actividad en la obra y de la magnitud y distribución de los recursos comprometidos, en cada período.

Sin embargo, dos obras cuyo presupuesto de inversión, en moneda constante fuese idéntico, podrían diferir significativamente en su costo real, si sus plazos de construcción fuesen esencialmente distintos.

Para prever adecuadamente el costo de los proyectos es indispensable analizar sus presupuestos de inversión en moneda corriente. Para esto, el análisis prospectivo requiere del uso de índices de precios aplicables a cada proyecto. Por ejemplo, un proyecto intensivo en tecnología de importación tendría mayor afectación en su presupuesto como consecuencia de un cambio adverso en la paridad de las monedas involucradas.

El uso de las matrices de recursos por períodos es especialmente valioso para efectuar los análisis de los proyectos de inversión en moneda corriente. Esto se debe a que en muchos países se cuenta con índices históricos de precios de insumos básicos y, desde 1970 en que se inició el proceso inflacionario crónico, a nivel mundial, han ido surgiendo variados servicios econométricos especializados en el pronóstico de índices de precios.

Los índices históricos permiten, además, actualizar -traer a valor presente- las inversiones hechas en proyectos ya terminados, para mejorar las estimaciones en moneda constante de los presupuestos de inversión de los proyectos nuevos.

Llamando P a la matriz de índices de precios de los recursos, con elementos p_{it} (índice de precios del recurso i en el período t, con respecto a un período base preestablecido), se puede definir:

$$x^* = (x_{it}^*)$$

la matriz de presupuestos de inversión en moneda corriente, por recurso y por período; siendo:

$$x_{it}^* = p_{it} x_{it}$$

Por ejemplo, en el período inicial, (t=1) se cuenta con un presupuesto de inversión en valor constante para la mano de obra, durante los cuatro períodos que cubre la ejecución del proyecto.

$$x_{it}^{(1)} = (1, 2, 4, 3)$$

si los índices de precios pronosticados para la mano de obra fueren:

$$p_{it}^{(1)} = (1, 3/2, 7/4, 2)$$

el presupuesto de inversión en moneda corriente sería:

$$x_{it}^* = (1, 3, 7, 6)$$

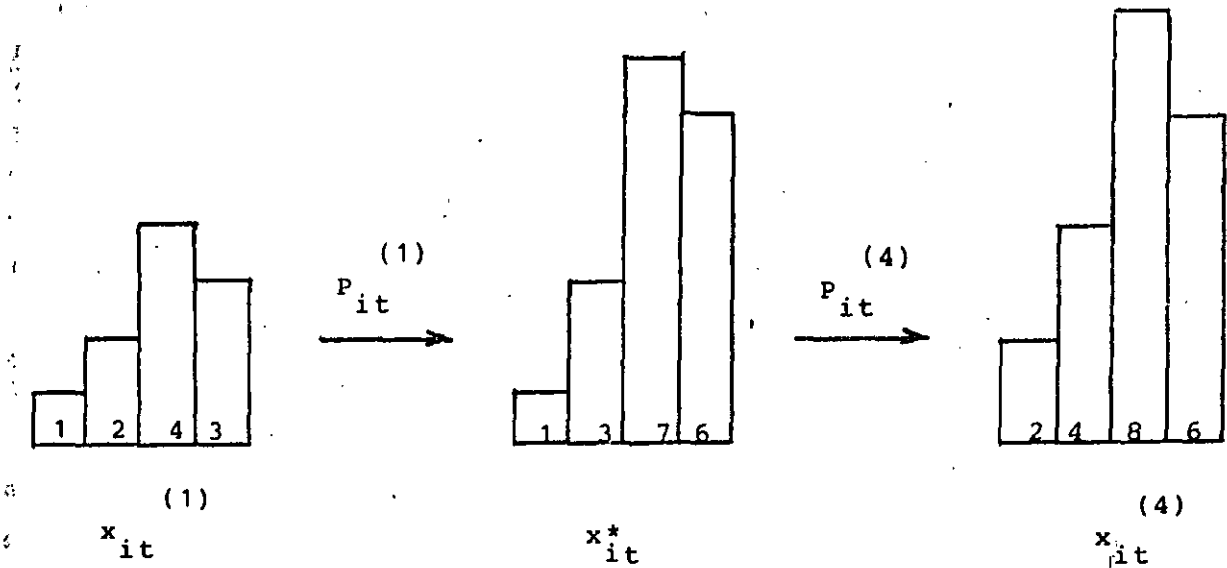
Suponiendo que los índices de precios previstos se hubieran cumplido al pie de la letra, ya terminado el proyecto podría ser de interés estimar el costo de la mano de obra en moneda del período 4, para mejorar la presupuestación de otros proyectos. Los índices que se deberían aplicar serían entonces:

$$p_{i,t}^{(4)} = (1/2, 3/4, 7/8, 1)$$

obteniendo:

$$x_{it}^{(4)} = (2, 4, 8, 6)$$

Gráficamente:



Asimismo, es factible trabajar con inversiones totales en moneda corriente:

$$I^*_t = \sum_{i=1}^m x^*_{it}$$

$$Z^* = \sum_{t=1}^s I^*_t$$

Algunas aplicaciones de los conceptos analizados

- Y puede ser útil en estudios de productividad en la ejecución de proyectos de inversión
- Q es un elemento para estudiar las implicaciones de cambios en los programas de avance físico de las obras
- X e I pueden aplicarse a la evaluación económica de los proyectos de inversión.

5.7 PARAMETROS ECONOMICOS BASICOS DE BIENES DE INVERSION.

Los acervos físicos o bienes de inversión (instalaciones, maquinaria, equipos) no se consumen sensiblemente durante el proceso de producción. Para evaluar proyectos es necesario definir varios parámetros económicos que permiten transformar los beneficios y costos de los acervos físicos en componentes anuales (o por período) del flujo de efectivo del proyecto. A continuación se enuncian y explican los parámetros de uso más generalizado.

5.7.1 Vida Económica

Se denomina vida económica de un bien duradero al período esperado de uso del mismo, que hace que el costo anual equivalente de continuar utilizándolo sea mínimo.

La vida económica de un bien suele ser estimada a partir del análisis del comportamiento que en el pasado han tenido bienes similares.

Una de las aplicaciones que se da al parámetro de "vida económica de un bien" es la de tomarlo como base para calcular el gasto anual, por concepto de depreciación, que se asigna contablemente al "consumo" de dicho bien.^{1/}

Como ejemplo, en el cuadro adjunto se citan algunos valores típicos de vida económica (VE) para equipos empleados en el Sector Eléctrico. Las tasas de depreciación anual correspondientes se calculan como $(100/VE)$, lo que se deriva del método de línea recta ^{2/}

^{1/} ver sección 5.7.2

^{2/} ver sección 5.7.4

CUADRO 5.5

**VIDA ECONOMICA ASIGNADA CONTABLEMENTE
A VARIOS BIENES DE INVERSION EN EL SECTOR ELECTRICO**

C O N C E P T O	TASA DE DEPRECIACION	VIDA ECONOMICA
PLANTAS GENERADORAS - GEOTERMICAS		
Edificios, Estructuras y Adaptaciones.	2.00	50
Unidades Turbogeneradoras.	3.00	33
Equipo Eléctrico Accesorio.	3.00	33
Pozos y Conductores de Vapor.	10.00	10
PLANTAS GENERADORAS - VAPOR		
Edificios, Estructuras y Adaptaciones.	1.70	59
Equipo Generador de Vapor.	2.65	38
Unidades Turbogeneradoras.	2.50	40
Equipo Eléctrico Accesorio.	2.56	39
PLANTAS GENERADORAS - HIDROELECTRICAS		
Edificios, Estructuras y Adaptaciones.	1.56	64
Vasos, Presas y Conducciones de Agua.	1.25	80
Ruedas Hidráulicas, Turbinas Hidráulicas y Generadores.	2.00	50
Equipo Eléctrico Accesorio.	2.50	40

5.7.2 Depreciación.

La depreciación es un instrumento para medir la influencia del tiempo sobre el valor de un bien de inversión, y para crear una reserva para prever su eventual reposición.

Conforme un bien envejece su valor se reduce por efectos tanto intrínsecos como extrínsecos; entre los primeros se cuenta el deterioro gradual del bien, que se traduce en su menor confiabilidad, acompañada de costos incrementales de mantenimiento y reparación; entre los segundos está el progreso tecnológico, que significa obsolescencia y menor productividad del bien, cuando se le compara con sustitutos modernos.

Excepciones se presentan en el caso de bienes que adquieren un valor mayor como antigüedades. Por otra parte, los terrenos que no son degradados por su explotación, pueden estar sometidos a un proceso de apreciación.

Desde el punto de vista contable la depreciación es un instrumento de asignación y no de evaluación, es decir, es un método para distribuir el costo inicial de un bien de inversión a lo largo de su vida estimada. La depreciación es un costo virtual que se registra con los siguientes propósitos:

- a) Para medir adecuadamente los costos de producción, incluyendo el consumo paulatino de los bienes de inversión.

- b) Para recuperar el capital invertido.
- c) Para crear una reserva para reinversión, es decir para la reposición de los bienes de inversión.
- d) Para reducir los ingresos gravables.

Por tratarse de un costo virtual, la depreciación no forma parte del flujo de efectivo del proyecto.

Es posible categorizar varios tipos de depreciación en función de sus causas.

- a) Física.- Debida al desgaste gradual o al deterioro súbito por falla permanente del bien de inversión.
- b) Funcional.- Ocurre cuando se hace insuficiente o innecesaria la función que realizaba un bien de inversión. Ejemplo es el de un puente estrecho para el paso de camiones; cuando los vehículos exceden en dimensión y peso la capacidad del puente, la función de éste resulta insuficiente. La eventual construcción de otro puente hace del primero innecesario.
- c) Tecnología.- Por obsolescencia.
- d) Por agotamiento.- Es resultado de la explotación de un recurso no renovable.
- e) Monetaria.- Debida a variaciones en precios. El aumento en el precio de un bien encarece su reemplazo, de manera que el capital recuperado por su depreciación será insuficiente para adquirir un sustituto ^{1/}. La reducción en el precio de un bien

^{1/} Más adelante se discuten procedimientos para contrarrestar los efectos de la devaluación monetaria.

duradero que se mantiene en inventario también se traduce en una depreciación monetaria; este fenómeno ocurre en mercados con variaciones cíclicas, como los de los metales, y en industrias con alto ritmo de innovación tecnológica como la electrónica.

5.7.3 Valor residual y valor contable.

El valor esperado de un bien al final de su vida económica se denomina valor residual.

El valor residual puede ser positivo, nulo o negativo. Positivo cuando es revendido para su uso ulterior o como chatarra, negativo cuando el costo de su remoción (por ejemplo, en la demolición de un edificio) excede al valor recuperable por la venta de sus partes.

Se conoce como valor contable de un bien a la diferencia entre su valor inicial y la depreciación acumulada, en cada período de su vida económica.

Cuando un proyecto de inversión tiene una duración esperada inferior a la vida económica de algún bien de inversión requerido por el proyecto, al final del mismo será posible recuperar tal bien con un valor contable positivo. En tal caso, este "valor recuperable" debe incluirse explícitamente como un beneficio en el flujo de efectivo del proyecto.

5.7.4 Métodos de Depreciación

Es conveniente visualizar los cargos por depreciación como pagos a un fondo específico, creado con el fin de financiar el reemplazo del bien considerado.

Existen varios métodos para depreciar bienes de inversión, los más comunes se mencionan a continuación.

Notación:

- n : vida económica esperada de la unidad productiva, en años.
- t : años transcurridos desde la entrada en operación de la unidad productiva ($t=1, \dots, n$).
- C : costo de la unidad productiva.
- S : valor residual de la unidad productiva al final de su vida económica.
- D_t : cargo por depreciación en el período t ($t=1, \dots, n$).
- d_t : factor del cargo por depreciación en el período t ($t=1, \dots, n$).
- VC_t : valor contable de la unidad productiva al final del año t ($t=0, \dots, n$).

donde

$$VC_0 = C$$

$$VC_n = S$$

Las siguientes expresiones relacionan el valor contable y los cargos por depreciación:

$$VC_t = C - \sum_{i=1}^t D_i$$

$$D_t = VC_{t-1} - VC_t$$

Estas dos ecuaciones fundamentales son aplicables independientemente del método de depreciación empleado.

i) El método de la línea recta:

Es el método más simple, se caracteriza porque la depreciación anual es constante:

$$d_t = \frac{1}{n}$$

$$D_t = \frac{C-S}{n} \quad \forall t$$

$$VC_t = C - tD_t$$

ii) El método de la suma de dígitos:

Es un método de depreciación acelerada en los primeros años de la vida económica del bien. En cada período el factor de cargo anual por depreciación está dado por el cociente que resulta de dividir el número de años de la vida económica restante ($n-t+1$) entre la suma de los dígitos de la vida económica total ($1+\dots+n=n(n+1)/2$).

Es decir:

$$d_t = \frac{2(n-t+1)}{n(n+1)}$$

$$D_t = \frac{2(n-t+1)}{n(n+1)} (C-S)$$

$$VC_t = \frac{2\{1+\dots+(n-t)\}}{n(n+1)} (C-S) + S$$

iii) El método del balance decreciente:

Este método, que genera la depreciación mayor en los primeros períodos, se basa en definir una tasa constante de depreciación:

$$d: \text{ tasa de depreciación} = 1 - \left(\frac{S}{C}\right)^{1/n} \quad \text{con } S > 0$$

aplicable al valor contable de la unidad productiva en cada período.

$$VC_t = c (1-d)^t$$

$$= c \left[1 - \left(1 - \sqrt[n]{\frac{S}{C}} \right) \right]^t$$

$$VC_t = c \left(\frac{S}{C} \right)^{t/n} \quad (t=0, \dots, n)$$

$$D_t = VC_{t-1} d$$

$$D_t = c \left(\frac{S}{C} \right)^{(t-1)/n} \left(1 - \sqrt[n]{\frac{S}{C}} \right) \quad (t=1, \dots, n)$$

iv) El método del fondo de amortización.

La depreciación calculada por este método, constituye un fondo uniforme anual que recupera la cantidad invertida. Este método considera que el valor de un bien decrece a una tasa creciente, en contraposición con los métodos de la suma de dígitos y de balance decreciente, en los cuales el valor contable del bien disminuye a una tasa decreciente.

En este método, se establece un fondo de amortización, cuyo monto crece hasta hacerse igual al valor inicial menos el valor residual del bien.

El cargo por depreciación en cada período es igual al incremento del fondo de amortización en dicho período.

En la sección 4.1.2. se definió el factor del fondo de amortización, de la forma siguiente:

$$\frac{i}{(1+i)^n - 1}$$

A partir de este factor, se establece el cargo por depreciación:

$$d_t = \frac{i}{(1+i)^n - 1} (1+i)^{t-1}$$

en donde i es la tasa de interés o tasa de descuento considerada.

Entonces

$$D_t = (C-S) \frac{i (1+i)^{t-1}}{(1+i)^n - 1}$$

y

$$VC_t = C - (C-S) \frac{(1+i)^t - 1}{(1+i)^n - 1}$$

Comentarios

Los métodos analizados están basados en la edad cronológica de la unidad productiva, pero no toman en consideración su deterioro u obsolescencia. Idealmente, el valor contable de un bien debe, en cada período, reflejar su valor real; otras propiedades deseables son que el método sea fácil de aplicar y que permita recuperar el capital invertido.

Cuando la tasa de interés empleada con el método del fondo de amortización es nula, éste es equivalente al de la línea recta; entre mayor es i , la depreciación inicial es menor. Con los métodos de depreciación acelerada se tiene que, durante la primera mitad de la vida económica del bien, la depreciación acumulada es igual a tres cuartas partes de su valor inicial, con suma de dígitos, y dos terceras partes, con balance decreciente.

5.7.5 El factor de recuperación del capital.

El factor de recuperación del capital se utiliza para convertir los costos de inversión de un proyecto en un flujo de cargos fijos uniformes, que es suficien-

te para cubrir el costo original del proyecto, descontado a una cierta tasa durante la vida económica de la unidad productiva

La tasa de descuento empleada puede corresponder al costo financiero (pago de intereses) en que se incurre durante la vida económica del proyecto, o puede estar afectada por una tasa de actualización de los beneficios a que el proyecto dará origen.

Varias hipótesis subyacen en la definición del factor de recuperación del capital:

- i) El monto total de la inversión se eroga al inicio del primer intervalo de tiempo. Esto significa que el proyecto se realiza y comienza su vida económica en forma instantánea; es decir, no se consideran explícitamente los períodos de diseño, construcción y curva de aprendizaje de la unidad productiva.

En la práctica se puede actualizar todo el calendario real de la inversión hasta concentrarlo en el período en el cual se considera el inicio de la operación del proyecto, para representar el fenómeno antes descrito, como se indica en la sección 5.6.3.

- ii) Todos los cargos fijos son uniformes y se devengan al final de cada intervalo. Esta consideración lleva implícitos la omisión de progreso tecnológico y el aprovechamiento uniforme de la unidad productiva.

Notación

c : costo total de la inversión;

g : cargo fijo uniforme, por unidad de tiempo, equivalente al costo de inversión.

n : vida económica esperada de la unidad productiva.

r : tasa de descuento anual.

s_t : saldo neto por amortizar, al final del intervalo t

Desarrollo:

$$\begin{aligned}
 (1) \quad S_0 &= c \\
 S_1 &= S_0(1+r) - g \\
 S_2 &= S_1(1+r) - g \\
 &= \{S_0(1+r) - g\}(1+r) - g \\
 &= S_0(1+r)^2 - g\{1+(1+r)\}
 \end{aligned}$$

en general

$$S_t = S_0(1+r)^t - g \sum_{i=1}^t (1+r)^{i-1}$$

al final

$$S_n = S_0(1+r)^n - g \sum_{i=1}^n (1+r)^{i-1} = 0$$

despejando g

$$(2) \quad g = \frac{S_0(1+r)^n}{\sum_{i=1}^n (1+r)^{i-1}}$$

definiendo:

$$(3) \quad R = \sum_{i=1}^n (1+r)^{i-1}$$

$$(4) \quad (1+r)R = \sum_{i=1}^n (1+r)^i$$

(3) - (4) :

$$\{1-(1+r)\}R = 1 - (1+r)^n$$

$$(5) \quad R = \frac{1 - (1+r)^n}{-r}$$

sustituyendo (1) y (5) en (2)

$$g = \frac{c(1+r)^n (-r)}{1 - (1+r)^n}$$

$$(6) \quad g = \frac{r(1+r)^n \cdot c}{(1+r)^n - 1}$$

Cuando los flujos son uniformes, la fracción capitalizada en cada intervalo es:

$$(7) \quad f = \frac{g}{c}$$

es decir

$$(8) \quad f = \frac{r(1+r)^n}{(1+r)^n - 1}$$

en particular, cuando la tasa de descuento es nula ($r=0$)

$$f = \frac{g}{c} = \frac{1}{n}$$

Se puede ver que:

$$f = \frac{r}{(1+r)^n - 1} + r$$

Se concluye que el factor de recuperación del capital es igual al factor del fondo de amortización más la tasa de descuento. Este resultado significa que el factor de recuperación del capital permite recuperar el valor de la inversión (mediante la creación de una reserva para depreciación por el método del fondo de amortización) y además pagar el costo del dinero a una tasa r la cual puede según sea definida, reflejar aspectos monetarios y sociales.

En el cuadro 5.6 se resumen algunos valores del factor de recuperación del capital.

CUADRO 5.6

ALGUNOS VALORES TÍPICOS DEL FACTOR DE
RECUPERACION DEL CAPITAL

Vida econó- mica espe- rada en años	Tasa anual de descuento (%)				
	0	5	10	15	20
10	0.1000	0.1295	0.1627	0.1993	0.2385
11	0.0909	0.1204	0.1540	0.1911	0.2311
12	0.0833	0.1128	0.1468	0.1845	0.2253
13	0.0769	0.1065	0.1408	0.1791	0.2206
14	0.0714	0.1010	0.1357	0.1747	0.2169
15	0.0667	0.0963	0.1315	0.1710	0.2139
20	0.0500	0.0802	0.1175	0.1598	0.2054
25	0.0400	0.0710	0.1102	0.1547	0.2021
30	0.0333	0.0651	0.1061	0.1523	0.2008

5.8 PARAMETROS ECONOMICOS DURANTE LA OPERACION

5.8.1 Curvas de Aprendizaje y Factores de Disponibilidad

Para medir los beneficios y costos esperados de una inversión, durante el curso de su vida económica, se hace una estimación de los niveles de producción que son factibles de alcanzar período a período.

A menudo los períodos corresponden a años y la estimación puede ser burda o un tanto cuanto sofisticada. En el primer caso se puede suponer que la producción será constante durante cada año de la vida económica de la inversión, e igual a un cierto porcentaje de la capacidad nominal.

Por ejemplo, se podría suponer que el nivel de producción es siempre igual al 80% de la capacidad de un equipo, lo que se puede representar gráficamente como sigue:

Factores de disponibilidad

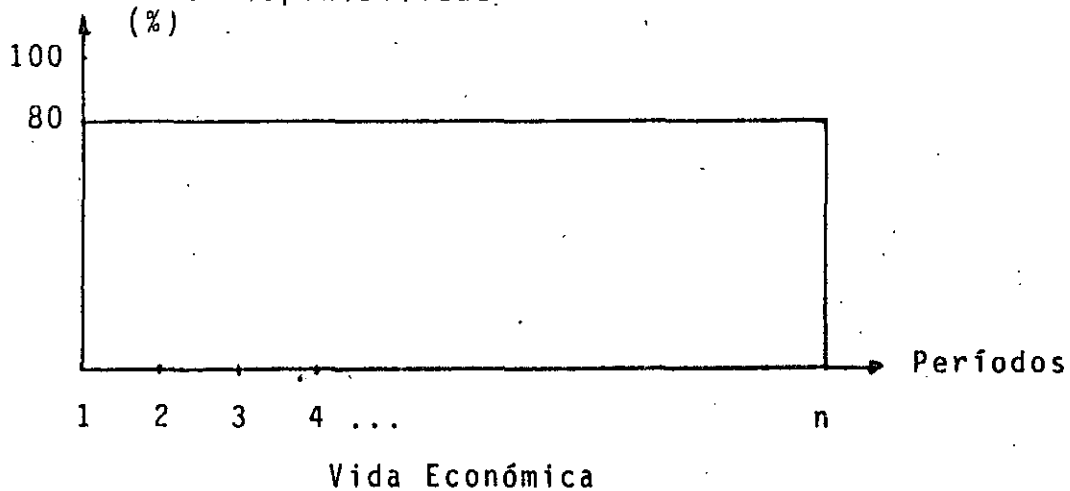


Diagrama 5.4 Gráfica burda de operación viable de un equipo

donde la producción se grafica como un porcentaje de la capacidad nominal. A estos porcentajes se les denomina factores de disponibilidad.

En el caso anterior los beneficios y costos de operación serán constantes durante cada período.

En realidad, la vida económica de los equipos suele estar -

caracterizada por una variabilidad importante en sus niveles de producción potencial. Aun cuando cada grupo de equipos pudiera tener propiedades únicas que lo caracterizarán y, dentro de un grupo específico de equipos, también se pudieran dar circunstancias particulares en cada equipo, sería posible distinguir ciertos patrones de comportamiento predominantes. Además, debido a que algunos factores que norman los niveles de producción de los equipos son controlables (i.e. los mantenimientos programados) o previsibles (i.e. el proceso de aprendizaje en la operación de un equipo) se han llegado a determinar "curvas típicas de producción viable" para diversas familias de equipos.

Para muchos equipos es posible señalar la existencia de un lapso inicial en su vida económica, llamado de aprendizaje, durante el cual los niveles de producción son crecientes, pero sensiblemente inferiores a los niveles normales. Después se inicia un segundo lapso mayor en que los regímenes de operación alcanzan un nivel estable y cercano al de su capacidad nominal. A este se le llama lapso normal de operación.

Una segunda aproximación gráfica a los patrones de producción viable, caracterizando los dos lapsos mencionados, es como sigue:

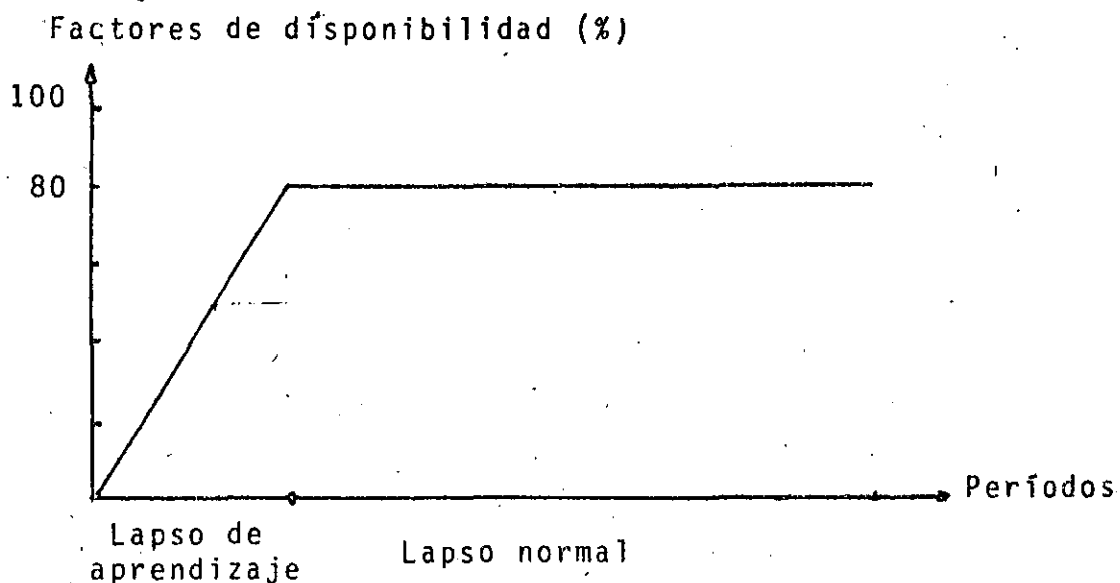


Diagrama 5.5 Gráfica de Operación Viable con Aprendizaje.

El momento en que concluye el aprendizaje de un equipo o proceso se determina de acuerdo con convenciones que le son peculiares a cada rama industrial. Por ejemplo, en el sector eléctrico, se considera que una unidad generadora debe operar con los factores de disponibilidad correspondientes a su régimen normal de operación ó superiores, durante un período ininterrumpido de un mes, antes de iniciar su lapso normal de operación.

La parte de la gráfica que corresponde al lapso de aprendizaje es conocida como "curva de aprendizaje". Esta curva es casi inexistente en algunos equipos, pero en otros es notablemente distinta al régimen normal. Son muchos los factores que condicionan el proceso de aprendizaje, entre los que destacan:

- 1º La experiencia del personal de operación que, tratándose de un equipo nuevo, puede ser limitada o nula. La capacitación previa de dicho personal no necesariamente compensa su falta de experiencia.
- 2º Las limitaciones técnicas inherentes a la operación de un equipo nuevo. Bien conocido es, por ejemplo, el lapso necesario para "aflojar" el motor de un vehículo nuevo.
- 3º Las actividades de producción de carácter preparatorio, debidas a la naturaleza misma del sistema de producción. Estas son frecuentes en los casos de actividades extractivas, ya que para la explotación de un tajo ó de una mina subterránea es preciso iniciar las actividades con maniobras de preparación, durante las cuales la productividad efectiva es nula o reducida. En el tajo, las maniobras de descapote, y en la mina, la construcción de galerías para la preparación de frentes largas, caracterizan el aprendizaje. Lo anterior ilustra el hecho de que las curvas de operación viable se aplican al estudio tanto de equipos como de procesos.

En los procesos de manufacturas con fabricación en serie, también se presenta el fenómeno de aprendizaje en relación con las causas anotadas en primero (experiencia de la mano de obra) y en tercer (preparación de la línea de ensamble) términos.

Típicamente, las curvas de aprendizaje suelen ser cóncavas, es decir que durante su curso, la producción se incrementa con tasas cada vez menores. En los diagramas 3, 4 y 5 se ilustran curvas de aprendizaje de varios tipos de equipos - en la industria siderúrgica.

Por lo que se refiere al período normal, las desviaciones - previstas con respecto a un régimen estable son las que corresponden a mantenimientos programados para equipos complejos. Por ejemplo, en siderurgia, los altos hornos, para la producción de arrabio requieren de un mantenimiento mayor, con recubrimiento completo de su interior, cada siete años aproximadamente. Esta maniobra puede retirar del servicio al equipo durante unos seis meses.

Algo similar ocurre en el sector eléctrico, con las centrales nucleoelectricas. En éstas, cada diez años, en promedio, se realiza la recarga completa de combustible en los reactores nucleares. Como ejemplo en el diagrama 5.9 se presenta la gráfica de factores de disponibilidad previstos por Sofratome, proveedora de sistemas nucleares de suministro de vapor de agua presurizada para unidades generadoras de 900 a 1300 MW, durante la vida económica de estos equipos.

Utilización de
la capacidad instalada

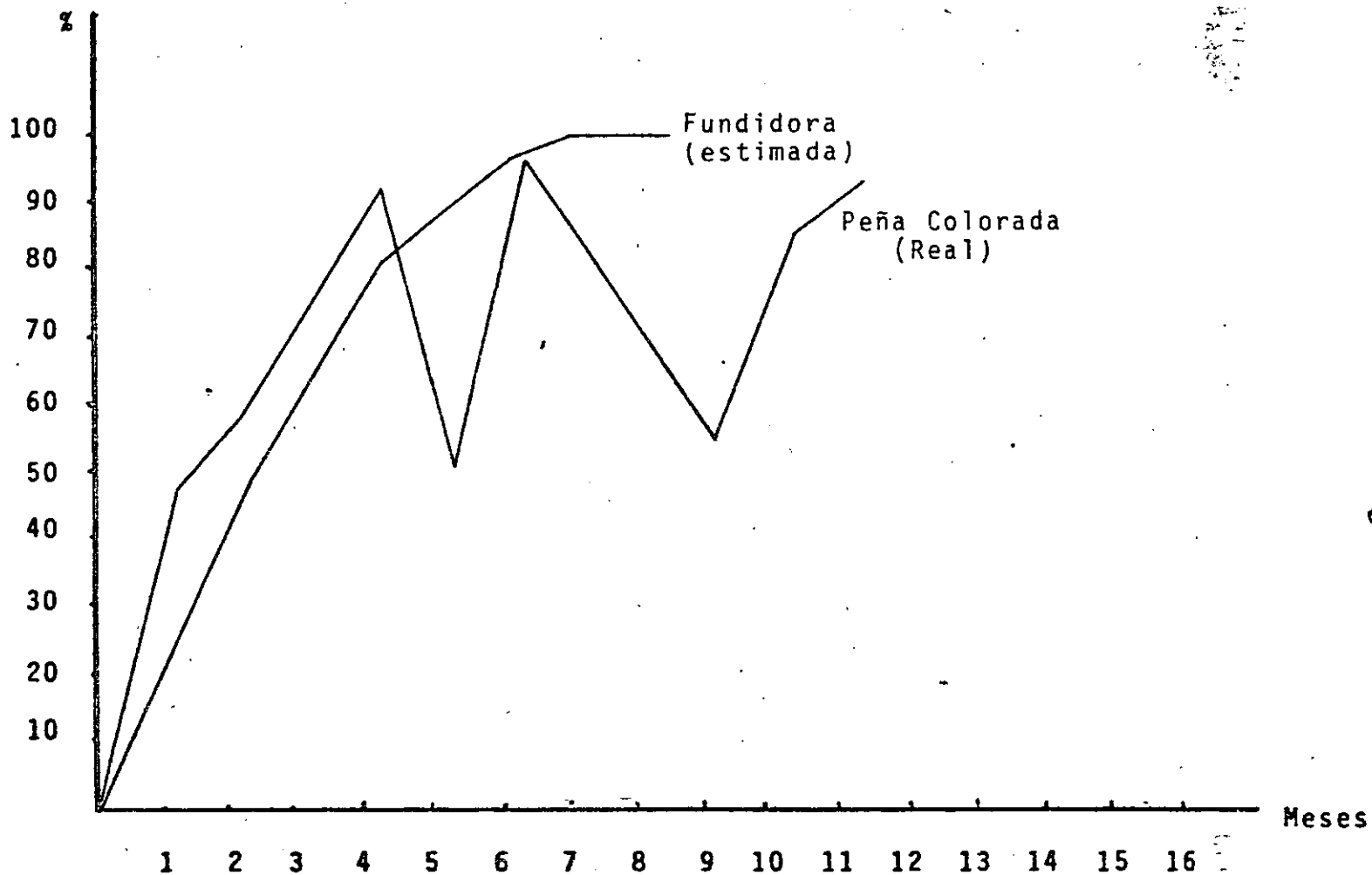


DIAGRAMA 5.6 CURVAS DE APRENDIZAJE DE PLANTAS PELETIZADORAS
DE MINERAL DE HIERRO.

Utilización de
la capacidad instalada

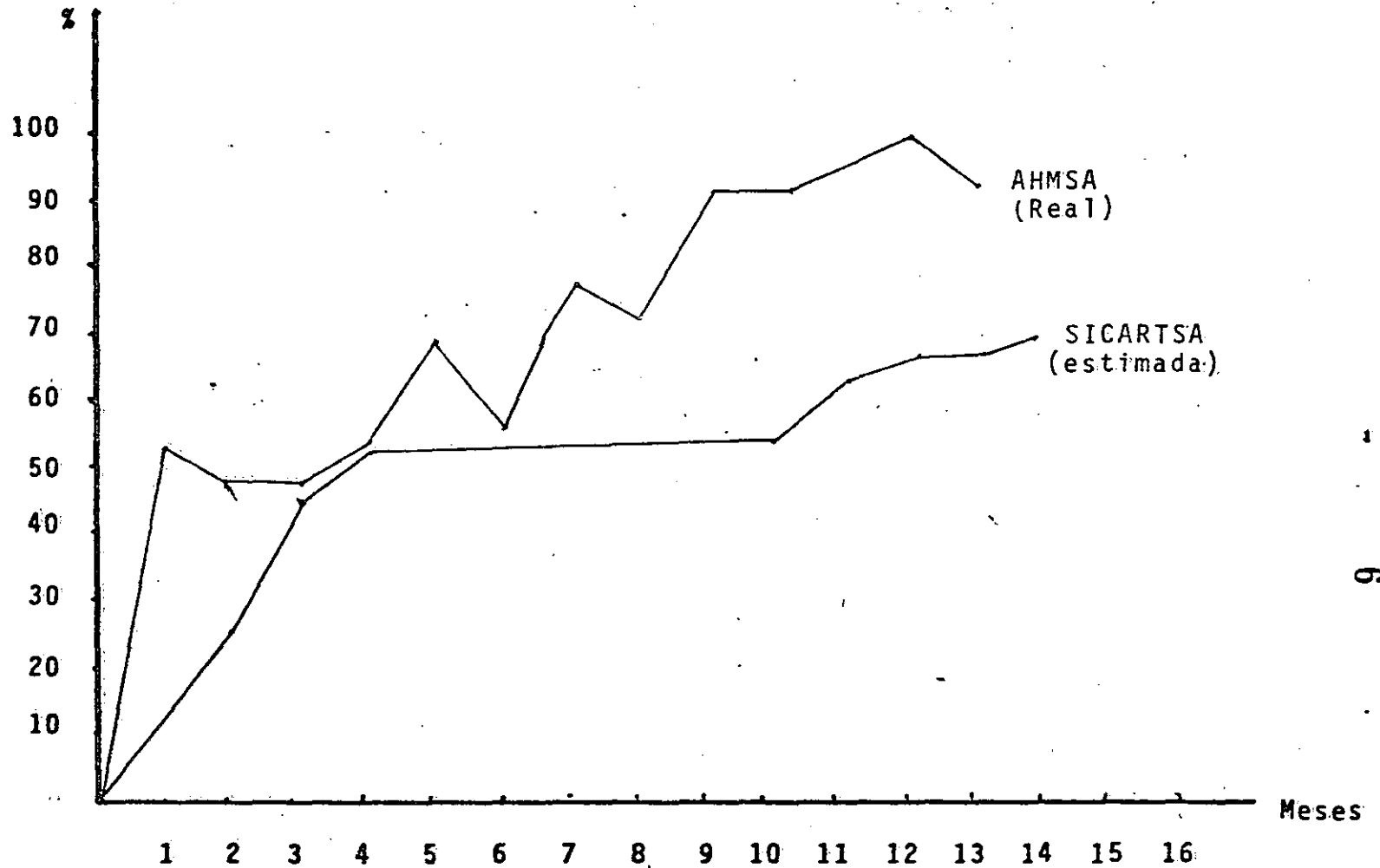


DIAGRAMA 5.7 CURVAS DE APRENDIZAJE DE ALTOS HORNOS

Utilización de la capacidad instalada

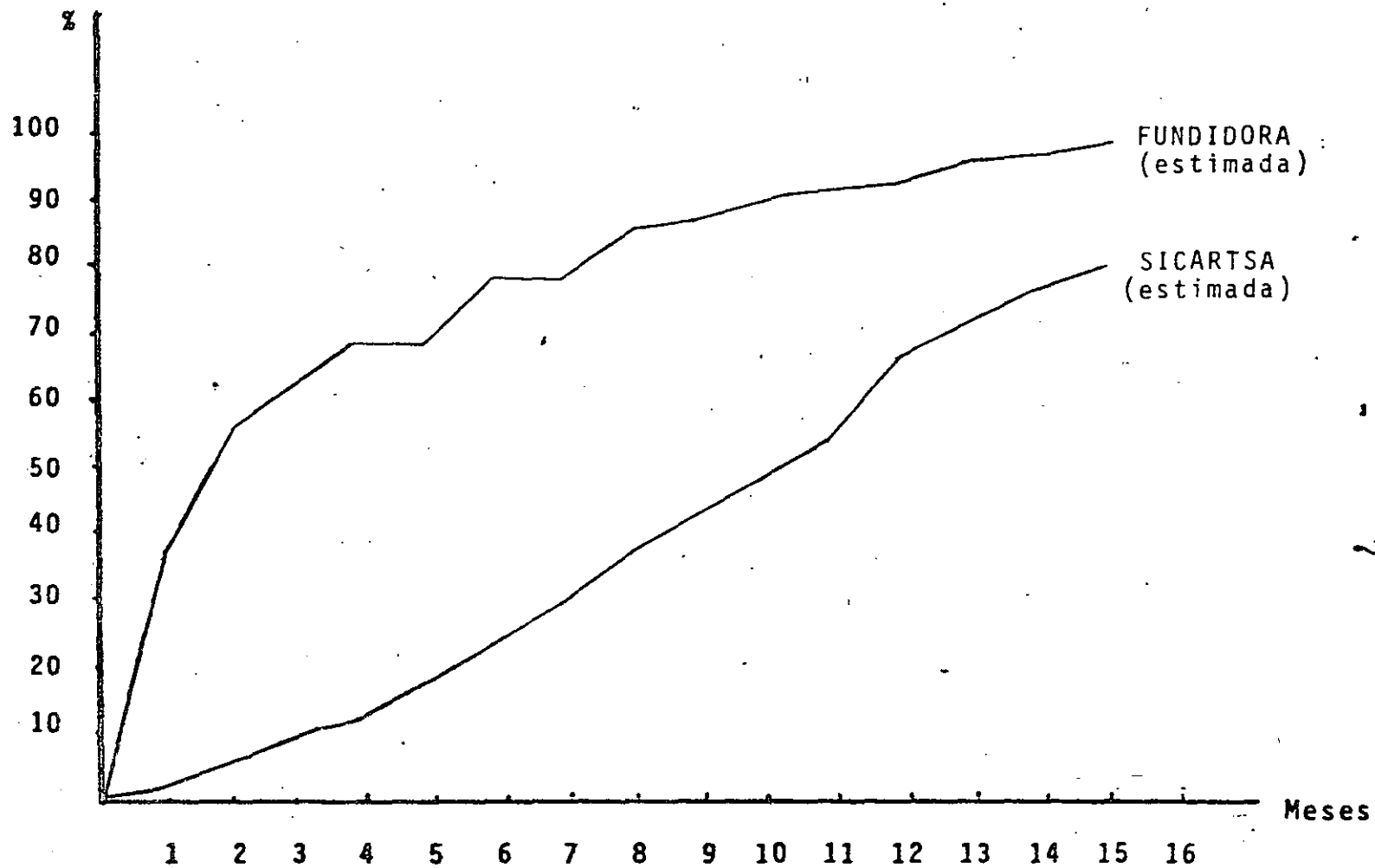


DIAGRAMA 5.8 CURVAS DE APRENDIZAJE DE CONVERTIDORES AL OXIGENO PARA LA REFINACION DE ACERO.

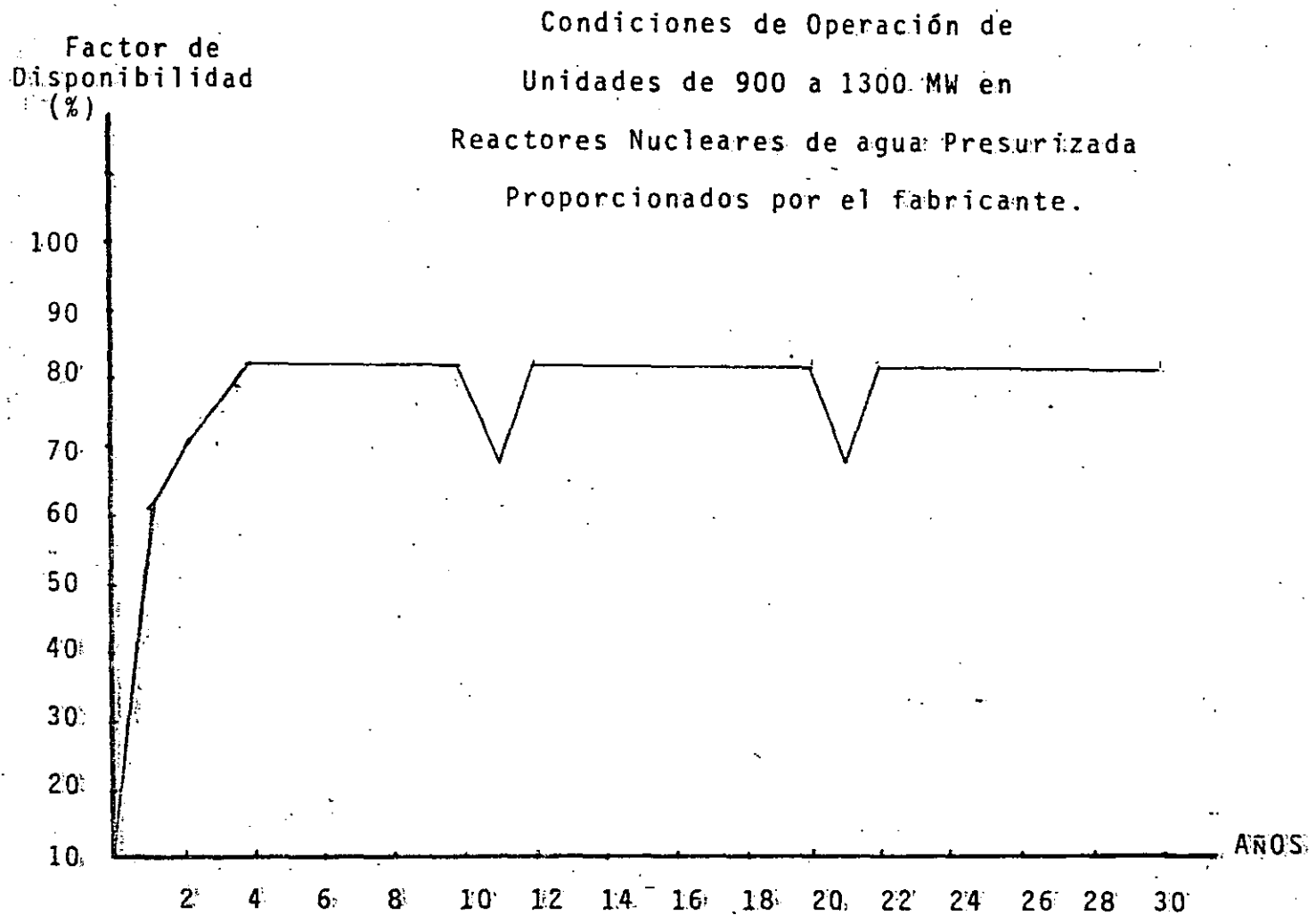


DIAGRAMA 5.9: GRAFICA DE OPERACION PREVISTA PARA UNIDADES NUCLEARES DEL TIPO, BWR.

Por último, la incidencia de fallas suele ir en aumento en la mayoría de los equipos, conforme avanza su vida económica. Esta situación significa que, en promedio, los factores de disponibilidad declinan gradualmente durante la última parte de la vida económica de los equipos; o de los sistemas de producción cuando se trata, por ejemplo, de yacimientos que se agotan.

A todo lo anterior se deben añadir desviaciones aleatorias en la disponibilidad de los equipos. Estas se refieren a causas diversas no previsibles, y difieren considerablemente, inclusive entre equipos similares.

En consecuencia, la curva real de factores de disponibilidad de un equipo, podría presentarse como sigue:

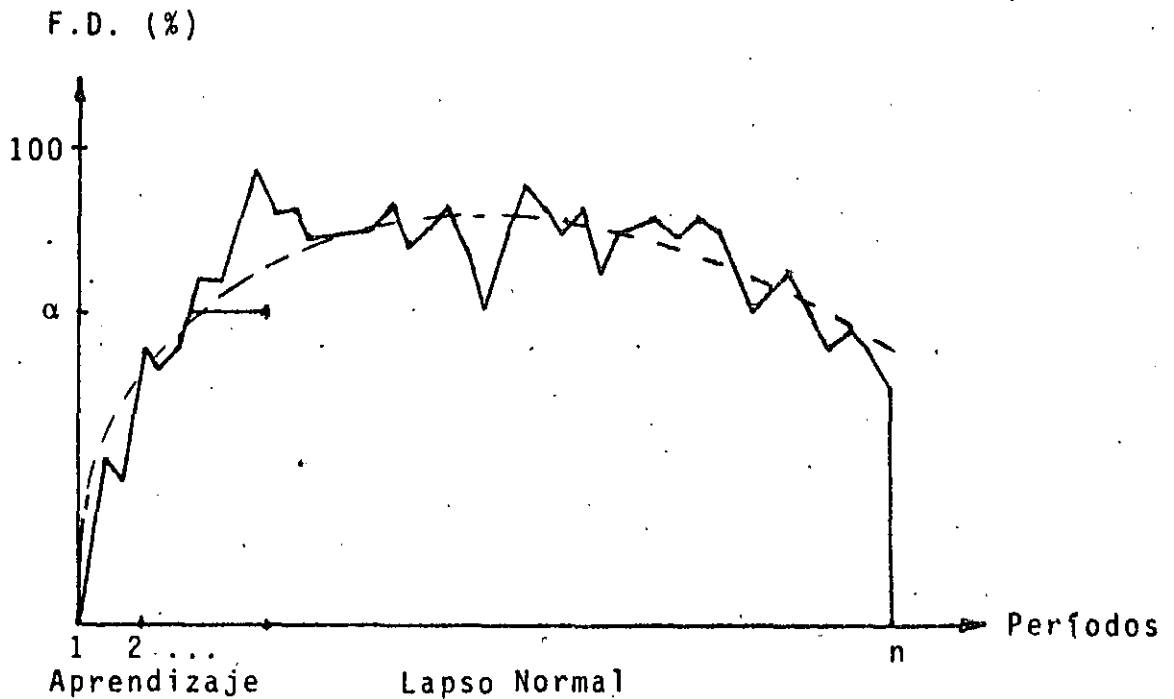


Diagrama 5.10 Gráfica Típica de Operación Real de un Equipo.

Cuando se cuenta con gráficas de operación real de varios equipos similares, éstas pueden analizarse, ponderarse y ajustarse con objeto de obtener gráficas prospectivas de operación viable, para su aplicación a equipos futuros.

Un ejemplo de ésto se ilustra en el diagrama 8, donde aparecen en primer lugar las curvas discontinuas correspondientes a 5 unidades generadoras termoeléctricas de 158 MW. A ellas se sobreponen dos curvas continuas, la primera, irregular, - un promedio aritmético de las curvas individuales; y la segunda, suavizada, como el mejor ajuste polinómico a la anterior.

Es esta última curva la que se utiliza en estudios de planeación. Sus aplicaciones principales son:

- 1º La programación de inversiones, para que la entrada en operación de las unidades nuevas permita contar siempre con reservas efectivas de capacidad en los sistemas eléctricos. En general el objetivo es lograr que la capacidad de producción exceda permanentemente, en proporción razonable, a la demanda.

Esta propiedad es privativa de sistemas en los cuales no es posible sustituir los déficit temporales con importaciones. En otros casos podría convenir diferir la expansión en capacidad para aprovechar eventualmente las economías de escala existentes en proyectos de inversión.

- 2º La estimación de costos y beneficios asociados con la operación.

Los costos de operación a menudo pueden clasificarse en fijos y variables, en tanto que los beneficios casi siempre son proporcionales al nivel de producción, o sea variables.

Es evidente que la calidad de las curvas de factores de disponibilidad de equipos y procesos es determinante de la calidad del flujo de efectivo que se obtenga para la evaluación de los proyectos correspondientes.

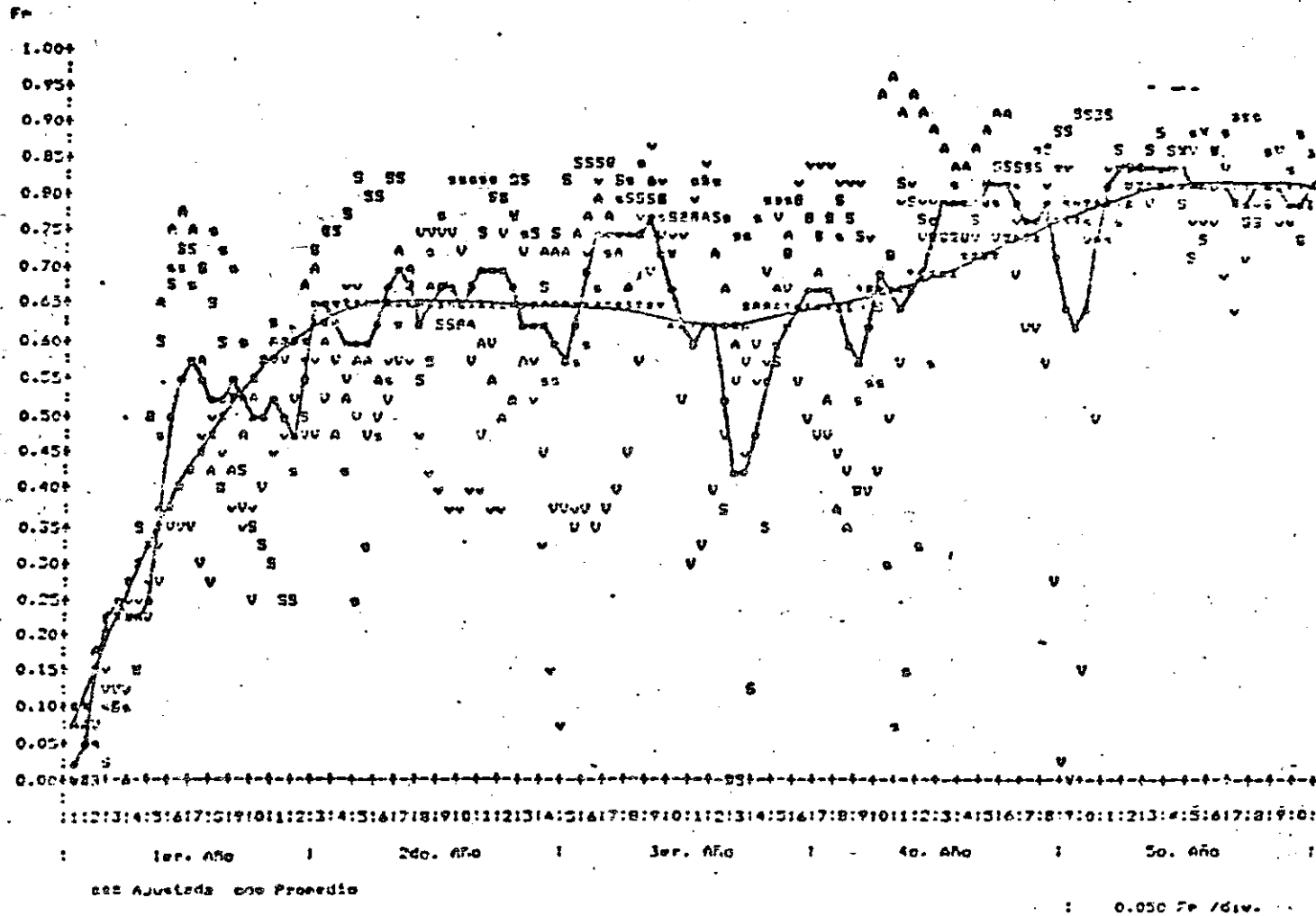
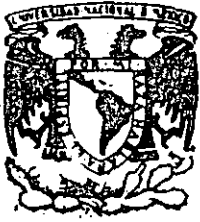


DIAGRAMA 5.11 CURVAS DE FACTORES DE DISPONIBILIDAD EN UNIDADES
 TERMoeLECTRICAS DE 158 MW.



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

PROYECTO DE PLANTAS HIDROELECTRICAS

CONTINUACION DEL TEMA :

LA PLANTAS HIDROELECTRICAS, 2º PARTE.

ING. ROBERTO CARVAJAL

OCTUBRE, 1985.

ANALISIS DE UN CASO REAL

DETERMINACION DE LAS CARACTERISTICAS DE LOS PRINCIPALES EQUIPOS DE UNA PLANTA HIDROELECTRICA.-

D A T O S

	Materiales graduados
Cortina Tipo	
Elevación corona cortina	235 m.
Nivel aguas máximas extraordinarias (NAME)	232 m.
Nivel aguas máximas operación (NAMO)	220 m.
Nivel aguas mínimas operación (NAMINO)	190 m.
Elevaciones - Capacidades - Areas, del vaso	Gráfica anexa
Elevaciones - Gastos, en el desfogue	Gráfica anexa
Volumen medio anual escurrido (1943-79)	$7116 \times 10^6 \text{ m}^3$
Volumen medio anual usos futuros aguas arriba	$292 \times 10^6 \text{ m}^3$
Volumen medio anual escurrido disponible	$6824 \times 10^6 \text{ m}^3$
Gasto medio anual disponible	$216.4 \text{ m}^3/\text{seg.}$
Capacidad al NAMO	$5540 \times 10^6 \text{ m}^3$
Capacidad al NAMINO	$2965 \times 10^6 \text{ m}^3$
Capacidad Util	$2575 \times 10^6 \text{ m}^3$

Requerimientos del Sistema:

Tamaño máximo de unidades generadoras	350 MW
Factor de planta.	0.25
Factor de potencia.	0.95

PRIMERA APROXIMACION

Nivel medio de operación aproximado (NF'):

Para determinar en primera aproximación el nivel medio de operación en el vaso (NF'), se considera que este corresponde al nivel del centro de gravedad de la capacidad útil para generación (CU).

Llamando C_{cg} a la capacidad correspondiente al centro de gravedad de la capacidad útil y C namino a la capacidad al NAMINO, se tiene:

$$C_{cg} = \frac{CU}{2} + C \text{ namino}$$

$$C_{cg} = \frac{2575 \times 10^6}{2} + 2965 \times 10^6 = 4253 \times 10^6 \text{ m}^3$$

De la curva Elevación - Capacidades del vaso se determina la elevación correspondiente a esta capacidad, por lo tanto:

$$NF' = 208 \text{ m (nivel medio de operación)}$$

Gasto medio aprovechado aproximado (Q'a)

Suponiendo en este caso, el 95% del gasto medio anual disponible

$$Q'a = 0.95 \times 216.4 = 206 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Gasto total equipado aproximado (Q'e)

Dado que el gasto total equipado en la planta es la relación del gasto medio aprovechado entre el factor de planta, se tiene:

$$Q'e = \frac{Q'a}{f_p} = \frac{206}{0.25} = 824 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Nivel desfogue aproximado (ND')

Empleando la curva elevaciones-gastos en la zona de desfogue del proyecto (anexo), se determina la elevación correspondiente al gasto total equipado aproximado antes calculado (Q'e = 802 m³/seg.)

$$ND' = 68.5 \text{ m}$$

Carga media bruta aproximada (H'B)

Esta es igual a la diferencia entre el nivel medio en el vaso y el nivel en el desfogue correspondiente al gasto total equipado.

$$H'_B = NF' - ND' = 208 - 69 = 139 \text{ m.}$$

Carga neta de diseño aproximada (hd')

Esta es igual a la carga media bruta menos la suma de pérdidas de carga correspondientes al gasto equipado.

$$h'_d = H'_B - H'_f$$

Suponiendo $H'_f = 2 \text{ m} (1.5\% H'_B)$

$$h'_d = 137 \text{ m}$$

Potencia instalada aproximada (PI')

$$PI = 9.81 Q_e h_d n_t n_g \quad (\text{kW})$$

Suponiendo:

$$\text{Eficiencia turbina } n'_t = 0.87$$

$$\text{Eficiencia generador } n'_g = 0.98$$

$$PI' = 8.36 Q'_e h'_d$$

$$PI' = 8.36 \times 802 \times 137 = 918547 \text{ kW}$$

$$PI' = 919 \text{ MW}$$

Número de unidades (NU)

Considerando que en este caso los requerimientos del Sistema eléctrico, al cual se interconectará la planta hidroeléctrica, imponen un tamaño máximo de unidades de 350 MW, se eligen tres unidades.

$$NU = 919/350 = 2.6$$

$$NU = 3$$

Tipo de turbina

Considerando una unidad:

$$Q'_t = Q'_e / NU = 802/3 = 267 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$h'_d = 137 \text{ m}$$

Para un gasto de $267 \text{ m}^3/\text{seg.}$ y una carga de 137 m. el tipo adecuado de turbina es la Francis.

Turbina Francisa) Velocidad específica aproximada (n's)

$$n'_s = 3470 h_d^{-0.625} = 3470 (137)^{-0.625}$$

$$n'_s = 160.28 \quad (\text{m} - \text{kW})$$

$$n'_s = 42 \quad (\text{ft} - \text{hp})$$

Con $n'_s = 42 \text{ (ft - hp)}$ se elige a curva de isoeficiencias del USBR (Fig. 36 y 37), que corresponde a valores de $n_s = 25$ a 40 ; de ésta se obtiene, para el $100\% h_d$ y $100\% P_d$, una eficiencia de la turbina de $n_t = 0.88$.

Por lo tanto:

$$P_{t'} = 9.81 Q h_d n_t = 315\,779 \text{ kW}$$

$$P_{g'} = P_{t'} \cdot n_g = 315\,779 \times 0.98 = 309\,464 \text{ kW}$$

$$P_{g'} = 310 \text{ MW}$$

RECALCULANDO:

$$P_g' = 310 \text{ MW} ; n_g = 0.98$$

$$P_t' = 316 \ 327 \text{ kW} ; n_t = 0.88 ; \text{ Tipo Francis vertical.}$$

$$h_d' = 137 \text{ m} ; Q'_t = 267.5 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$Q'_e = 3 Q'_t = 802.5 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$ND' = 69 \text{ m} \text{ (para } Q'_e = 802.5 \text{ m}^3/\text{seg.)}$$

$$ND' = 66.70 \text{ (para } Q'_t = 267.5 \text{ m}^3/\text{seg.)}$$

$$n'_s = 160.28 \text{ m} - \text{ kW}$$

b) Elevación del eje del distribuidor, aproximado

$$\sigma' = 7.54 \times 10^{-5} n_s^{1.41} \text{ (Para } n_s \text{ en } \text{m} - \text{ kW)}$$

$$\sigma' = 7.54 \times 10^{-5} \times 160.28 = 0.0969$$

$$\sigma' = 0.10 \text{ (coef. de cavitación de Thoma)}$$

Altura de succión aprox. (H'_s):

$$H_s = H_b - \sigma' h_d$$

$$H_b = H_a - H_v$$

Para una elevación de 250 m.s.n.m. el valor de la presión atmosférica es aproximadamente de $H_a = 10.05 \text{ m.}$ de columna de agua; para una temperatura del agua de 15°C , la presión de vaporización del agua es $H_v = 0.174 \text{ m.}$

Por lo tanto: $H_b = 9.88$

$$H_s = 9.88 - 0.10 \times 137 = -3.82 \text{ m.}$$

$$H_s = -4.000 \text{ m.}$$

Elev. eje distribuidor aproximado = $66.70 - 400 = 62.70 \text{ m.}$

Con la elevación del eje del distribuidor ya conocida y tomando en cuenta el nivel mínimo de operación, se define la traza de la tubería a presión.

En este caso se propone una toma para cada una de las unidades y considerando una velocidad de 5.5 m/seg , el diámetro de la tubería a presión es:

$$d = 1.13 \sqrt{Q/V}$$

$$d = 1.13 \times \sqrt{267/5.5} = 7.87 \text{ m.}$$

$$d = 8 \text{ m.}$$

Se procede el cálculo detallado de las pérdidas de carga para $267 \text{ m}^3/\text{seg}$, las cuales resultan de $H_f = 1.84 \text{ m}$ (aproximadamente igual al valor supuesto inicialmente).

Con las características aproximadas antes calculadas, se efectúan simulaciones del funcionamiento del vaso; los resultados de estos son:

$$\text{Nivel medio pesado} = 211 \text{ m.}$$

$$\text{Gasto equipado } Q_e = 810.53 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$\text{Gasto por unidad } Q_t = 270.18 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$\text{Potencia turbina } P_t = 326\,533 \text{ kW}$$

$$\text{Potencia generador } P_g = 320\,000 \text{ kW}$$

Recalculando las pérdidas de carga para un gasto de 270.18 m³/seg, se obtiene $H_f = 1.88 \text{ m} \approx 2 \text{ m}$.

Los niveles en el desfogue son:

$$\text{Elev. } 69 \text{ m} , \text{ para } Q_e = 810.53 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$\text{Elev. } 66.90 \text{ m} , \text{ para } Q_t = 270.18 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Por lo tanto:

$$h_d = 211 - 69 - 2 = 140 \text{ m.} ; h_d = 140 \text{ m.}$$

CARACTERISTICAS APROXIMADAS DE LAS TURBINAS FRANCIS.-

Carga de diseño $h_d = 140 \text{ m.}$ (igual a la media pesada)

Gasto diseño $Q_d = 270.18 \text{ m}^3/\text{seg.}$

Potencia turbina $P_t = 326\,533 \text{ kW}$ (a carga de diseño)

Velocidad específica (n_s)

$$n'_s = 3470 h_d^{-0.625} = 3470 \times 140^{-0.625}$$

$$n'_s = 158.12 \text{ (m - kW)} = 41.50 \text{ (ft - } h_p)$$

$$\begin{aligned} n' &= n'_s P_t^{-0.5} h_d^{1.25} \\ &= 158.12 \times 326 \ 533^{-0.5} \times 140^{1.25} \end{aligned}$$

$$n' = 133.26 \text{ r.p.m.}$$

$$\text{No. de polos NP} = \frac{120 f}{n}$$

Para una frecuencia (f) de 60 Hz.

$$\text{NP} = 7 \ 200/n$$

$$\text{Por lo tanto: } \text{NP}' = \frac{7 \ 200}{133.26} = 54.03$$

$$\text{Se elige NP} = 56$$

$$n = 7 \ 200/56 = 128.57 \text{ r.p.m.}$$

Recalculando la velocidad específica de la turbina para una velocidad sincrónica de rotación de 128.57 r.p.m.:

$$n_s = n P_t^{0.5} h_d^{-1.25} = 152.56 \text{ m - kW}$$

$$n_s = 152.56 \text{ (m - kW)} = 40 \text{ (ft - } h_p)$$

Las curvas de isoeficiencia del U.S.B.R. antes mencionadas son válidas para este caso ($n_s = 40 \text{ ft - } h_p$).

Rango de operación de la turbina:

Condición	Elev. Vaso (m)	Elev. Desfogue (m)	Carga (m)		h/h _d
			bruta	neto	
Máxima	220	67.00 (13.51 m ³ /s)	153.0	153.0	1.09
Diseño	211	69.00 (810.53 m ³ /s)	142.0	140.0	1.00
Mínima	190	68.90 (729.49 m ³ /s)	121.1	119.4	0.85

Los valores están dentro de los permisibles, es decir:

$$h_{\text{máx}}/h_d = 1.09 \quad 1.25$$

$$h_{\text{mín}}/h_d = 0.85 \quad 0.65$$

Elevación del eje del distribuidor:

$$\nabla = 7.54 \times 10^{-5} n_s^{1.41} \approx 0.0904$$

$$H_a = 10.05 \text{ m (corresponde a 250 m.s.n.m.)}$$

$$H_v = 0.174 \text{ m (para } 15^\circ\text{C de temperatura del agua)}$$

$$H_b = H_a - H_v = 9.88 \text{ m.}$$

$$h_{cr} = h_{\text{máx}} = 153$$

$$H_s = H_b - \nabla h_{cr}$$

$$H_s = 9.88 - 0.0904 \times 153$$

$$H_s \approx -4.00$$

Nivel desfogue = 66.90 m. (para Qd = 270.18 m³/s)

Elev. Eje distribuidor = 66.90 - 4.00 = 62.90 m.

Dando margen de seguridad, se considera la Elev. del Eje del Distribuidor la 62.50 m (como se indica en el plano correspondiente).

Dimensiones principales de la turbina

Estas se determinan en función del diámetro de descarga (D₃),

$$K_u = 0.31 + 2.5 \times 10^{-3} n_s$$

$$K_u = 0.31 + 2.5 \times 10^{-3} \times 152.56$$

$$K_u = 0.6914$$

$$D_3 = 84.5 K_u h_d^{0.5} / n$$

$$D_3 = 84.5 \times 0.6914 \times 140^{0.5} / 128.57$$

$$D_3 = 5.40 \text{ m.}$$

$$A = (1.2 - 19.56/n_s) D_3 = 5.8 \text{ m.}$$

$$B = (1.1 + 54.8/n_s) D_3 = 7.9 \text{ m.}$$

$$C = (1.32 + 49.25/n_s) D_3 = 8.9 \text{ m.}$$

$$D = (1.50 + 48.8/n_s) D_3 = 9.8 \text{ m.}$$

$$E = (0.98 + 63.6/n_s) D_3 = 7.5 \text{ m.}$$

$$A/2 + B + C = 19.70 \text{ m.}$$

$$D + E = 17.30 \text{ m.}$$

$$N = (1.54 + 203.5/n_S) D_3 = 15.5 \text{ m.}$$

$$R = (1.60 - 0.0013/n_S) D_3 = 8.6 \text{ m.}$$

$$S = n_S/(-9.28 + 0.25 A_S) D_3 = 28.5 \text{ m.}$$

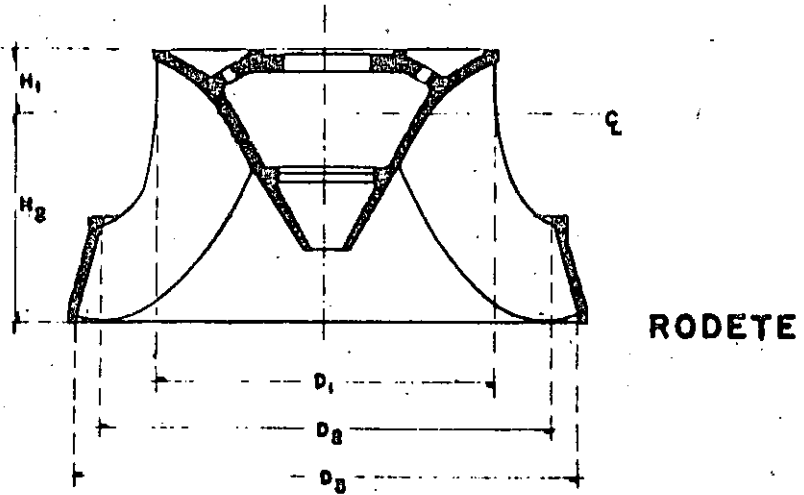
$$T = (1.50 + 0.00019 n_S) D_3 = 8.3 \text{ m.}$$

$$Z = (2.65 + 33.8/n_S) D_3 = 15.4 \text{ m.}$$

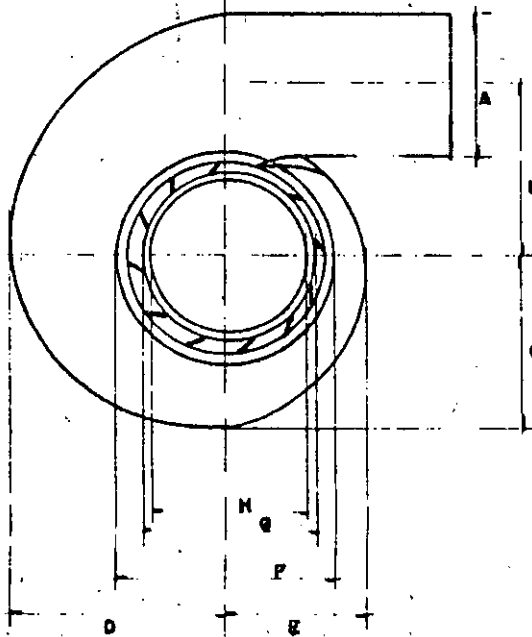
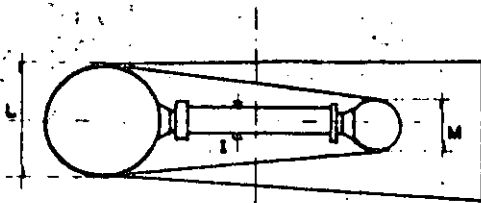
Estas dimensiones corresponden a lo indicado en la siguiente figura.

TURBINA FRANCIS

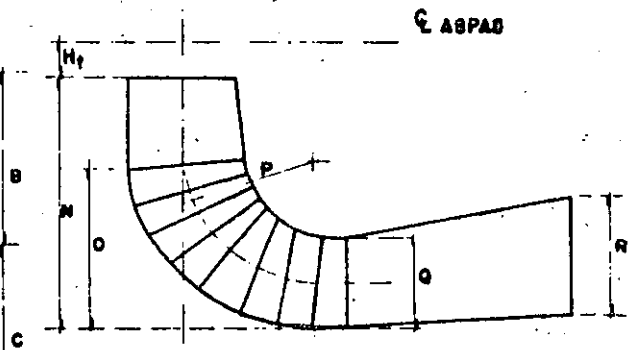
DIMENSIONES



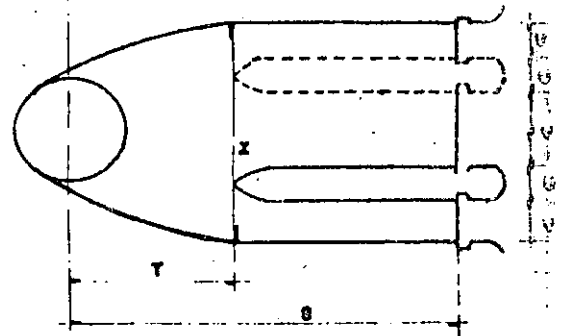
RODETE



CARCASA DE ACERO

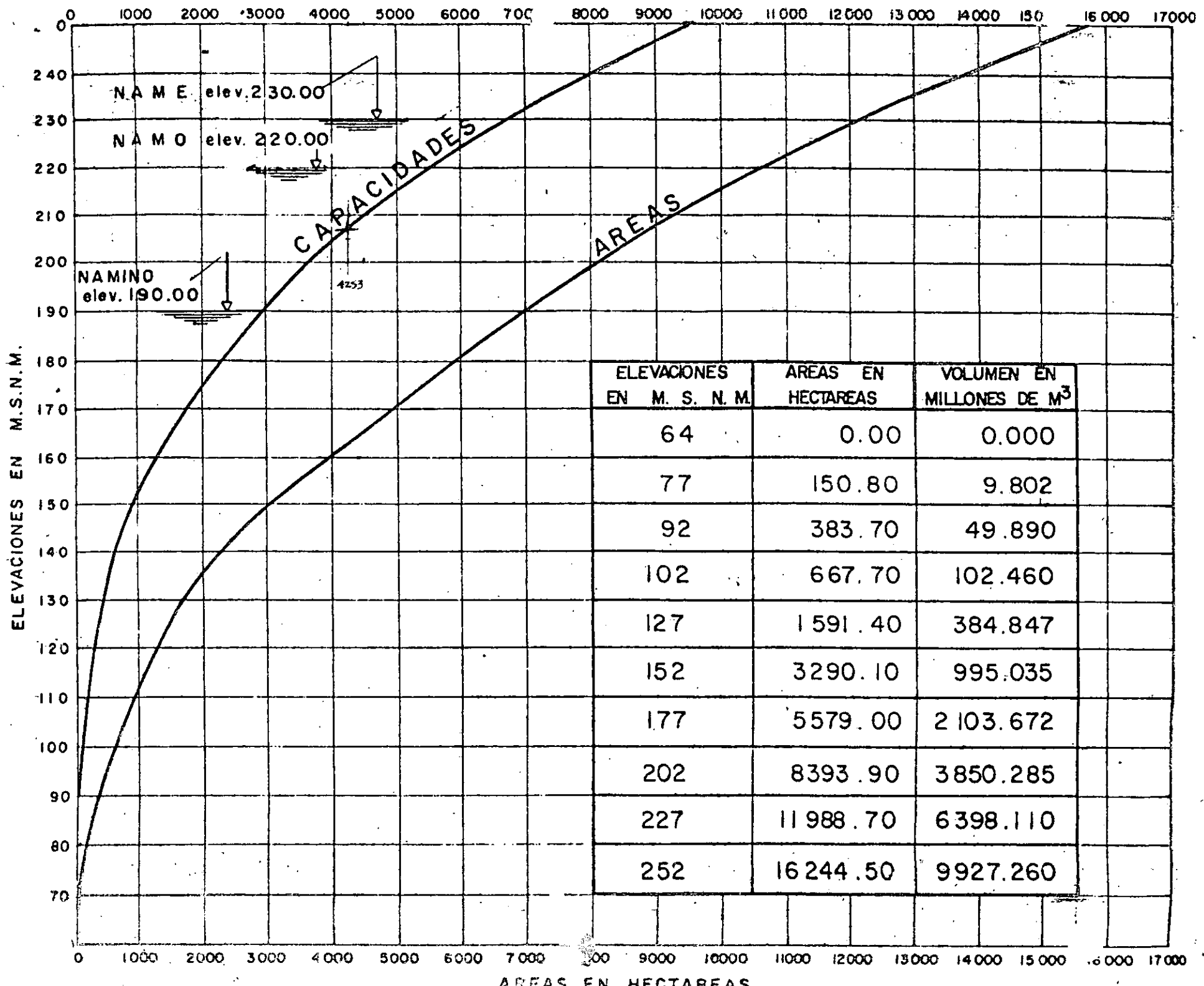


CASPAS



TUBO DE ASPIRACION

CAPACIDADES EN MILLONES DE METROS CUBICOS



N A M E elev. 230.00

N A M O elev. 220.00

NAMINO elev. 190.00

CAPACIDADES

AREAS

4253

ELEVACIONES EN M.S.N.M.

AREAS EN HECTAREAS

SELECTING HYDRAULIC REACTION TURBINES

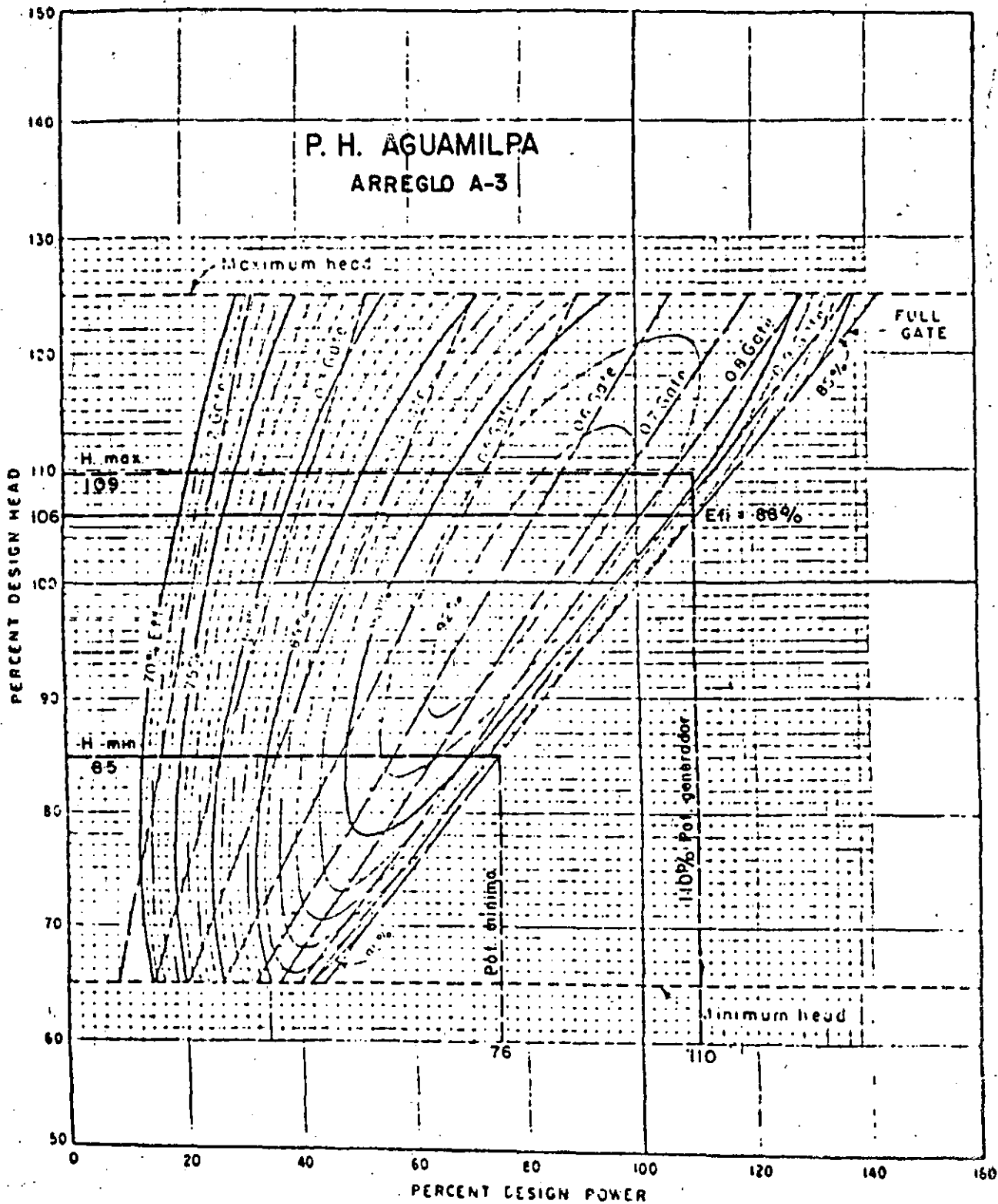


FIGURE 30.—Francis turbine performance—head vs. power— $n_p = 25$ to 40 (111 to 178 metric).
F.P. 2 V

$n_{skw} = 90.00 \approx 152$ (para Foto. de. h. 2)

TURBINE PERFORMANCE

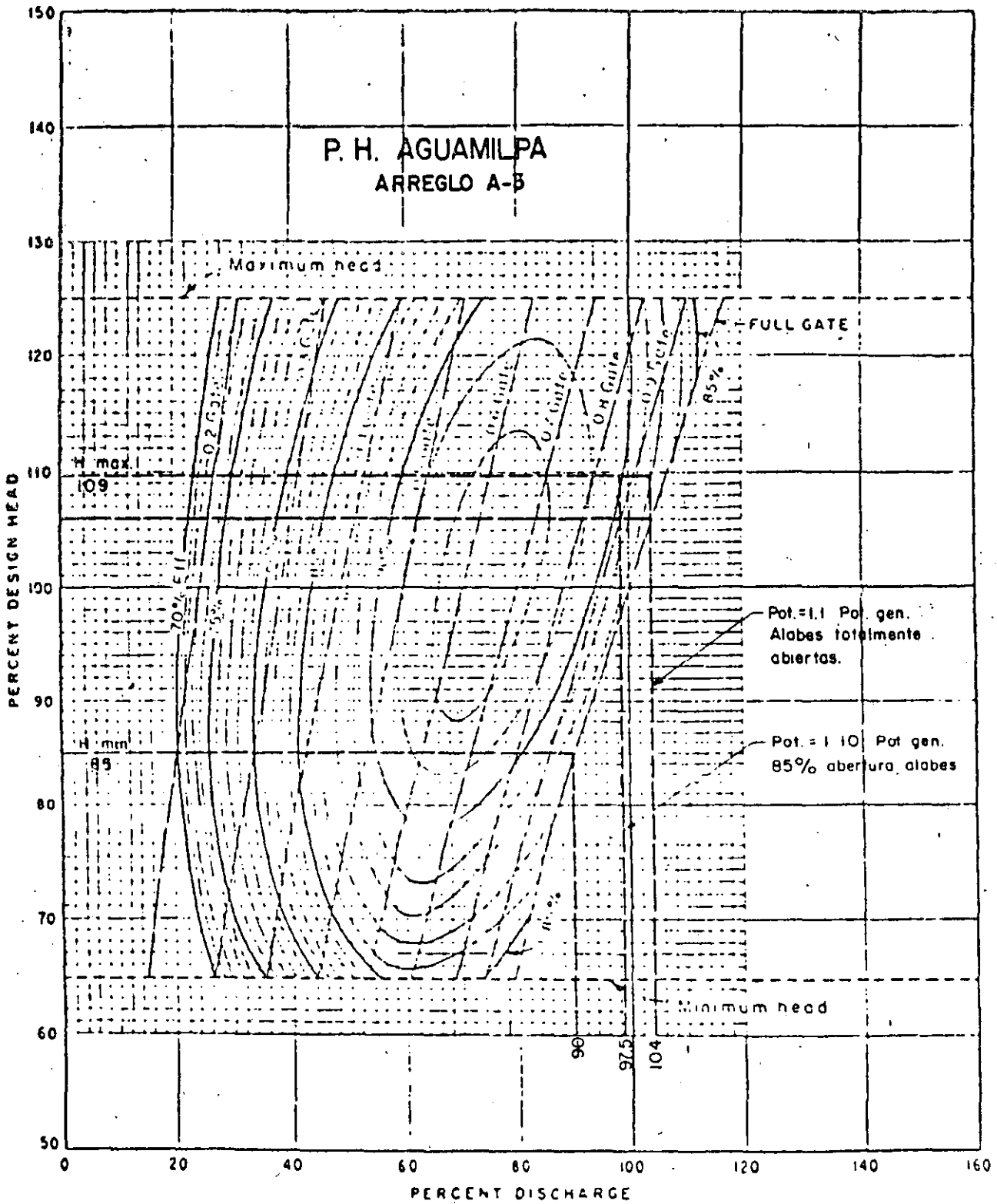
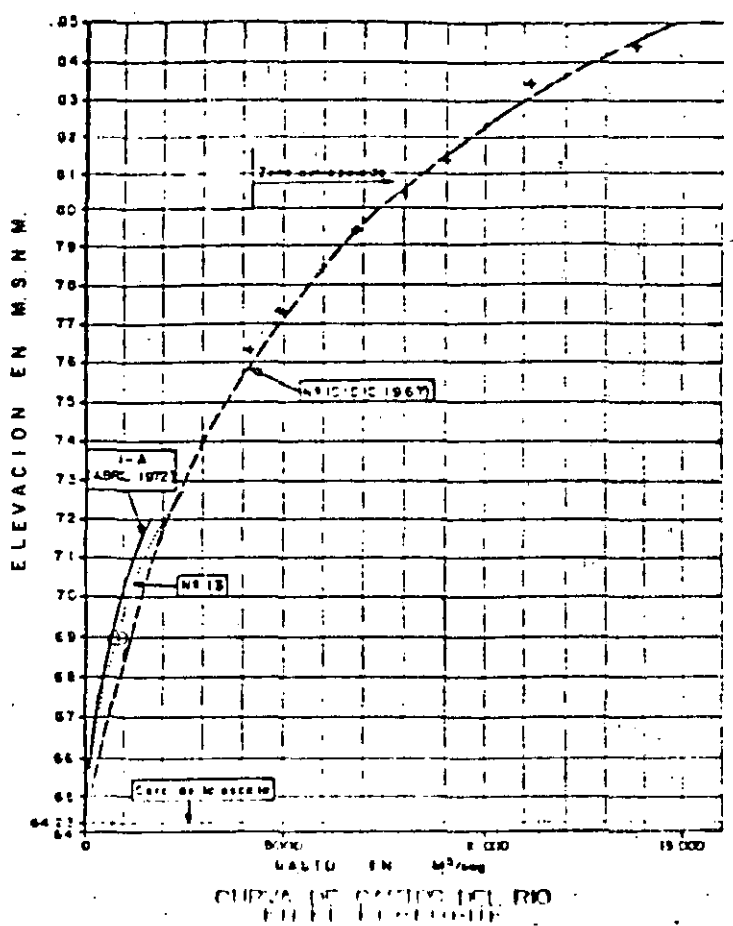
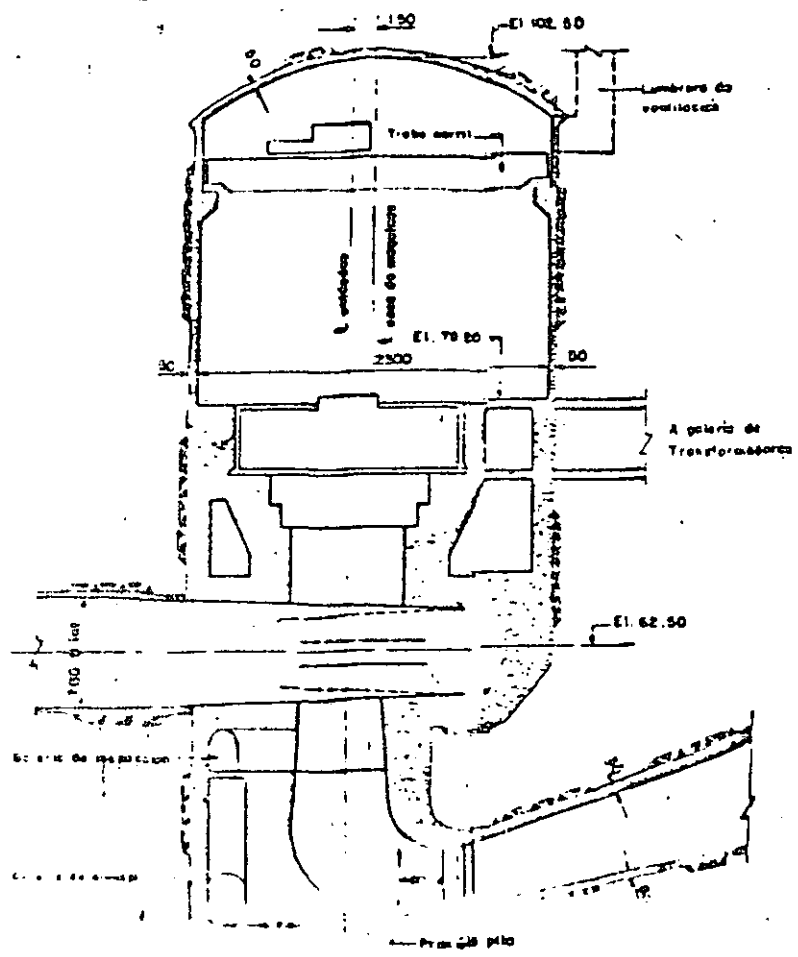


FIGURE 37.—Francis turbine performance—head vs. discharge— $n_s = 25$ to 40 (111 to 178 metric).

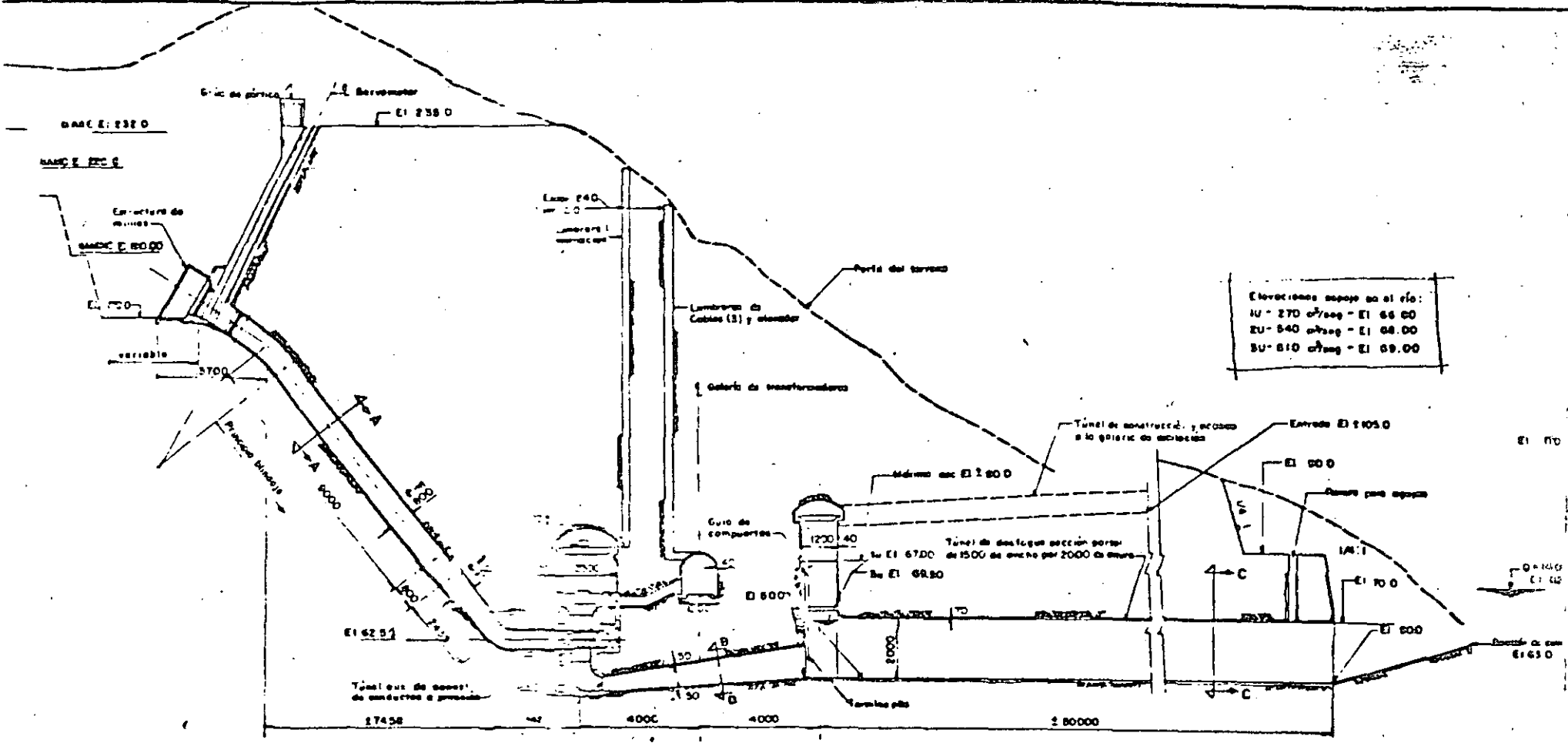


CORTE TRANSVERSAL CASA DE MAQUINAS ESC 1:200

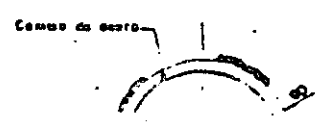
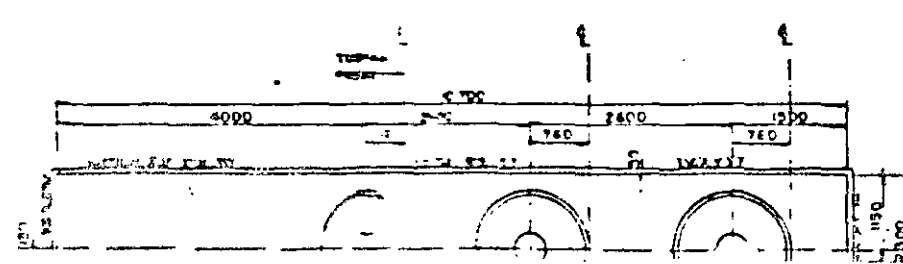
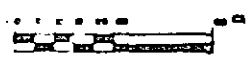
CANTIDADES DE OBRA	
Excavación a cielo abierto	237,000 m ³
Accesos, rampas, excavaciones cielo abierto y subterráneas	Lote
Excavación en túneles de toma	12,690 m ³
Excavación en túneles inclinados	24,090 m ³
Excavación subterránea en galerías	293,600 m ³
Excavación en sembreros	720 m ³
Concreto reforzado	43,012 m ³
Concreto: arizado, malla, ondas, drenes e inyecciones	Lote
Mortero de empuje en cimbras	1,560 m ³
Acero de refuerzo	1,895 Ton.
Acero estructural en rejillas	207 Ton.
Embrague de acero en conductos a presión	2,526 Ton.
Marcos de coque en túneles de escape	Lote
Tráileres rodantes de 4.30 m de ancho por 8.60 m de altura con periscopio	6 Pza.
Combustores de emergencia	2 Pza.
Grupos portátiles de 120 ton. y accesorios	1 Pza.
Otro material de máquinas y accesorios de excavaciones	Lote
Cable de alta tensión de transformadores	Lote
Tráileres rodantes de 320 MVA (Pza. de prueba)	3 Pza.
Generadores de 320 MVA, 56 pzas (Pza. nominal)	3 Pza.
Ejes de sustentación de máquinas	Lote
Grupos de 270 ton. de peso y 2.8 m de altura	2 Pza.
Tráileres rodantes de 270 ton. de peso y 2.8 m de altura	0 Pza.
Grupos de 120 ton. de capacidad	1 Pza.
Tráileres rodantes de 120 ton. de capacidad y montaje	Lote

NOTAS: Aceleraciones en centímetros, excepto las indicadas en otra unidad. Estimaciones y elevaciones en metros las condiciones de obra únicamente incluyen los proyectos con los...

C O M I S I O N F E D E R A L D E E L E C T R I C I D A D		GERENCIA DE PROY. HIDROELECTRICOS SUBGERENCIA DE ING. PRELIMINAR CIVIL Y GEOTECNICO
Sistema hidroeléctrico de Rio Santiago PH AGUAMILPA		
OBRA DE TOMA, CONDUCCION A PRESION CASA DE MAQUINAS Y DESFOGUE APENDICE A-3		
PLAN DE OBRA N.º 15 DE 1972		
1972	1972	1972
1972	1972	1972



CORTE TRANSVERSAL DE LA CONDUCCION
UNIDAD No. 2
 ESCALA 1:1000



OTRO EJEMPLO DE APLICACION
ALTERNATIVAS CONSIDERADAS.

Las alternativas consideradas son dos y se diferencian básicamente en la potencia instalada, así :

ALTERNATIVA I.- 4 UNIDADES x 100 = 400 MW

ALTERNATIVA II- 5 UNIDADES x 100 = 500 MW

CARACTERISTICAS BASICAS.

C O N C E P T O	ALTERNATIVA I	ALTERNATIVA II
Factor de planta (F _p)	0.5205	0.4098
Gasto medio aprovechado (Q _m)	754 m ³ /seg.	754 m ³ /seg.
Gasto total, en la planta	1448 m ³ /seg.	1840 m ³ /seg.
Número de unidades	4	5
Gasto máximo por unidad	362 m ³ /seg.	368 m ³ /seg.
NAME (m.s.n.m.)	93.78	93.78
NAMO (m.s.n.m.)	87.40	87.40
NAMINO (m.s.n.m.)	85.00	85.00
NIVEL DE DISEÑO (m.s.n.m.)	86.60	86.60
NIVELES EN EL DESFOGUE PARA :		
a).- Q total planta, (m.s.n.m.)	53.95	54.45
b).- Q m = 754 m ³ /seg, (m.s.n.m.)	52.90	52.90
c).- Q máximo vertedor=19118 m ³ /s(m.s.n.m)	63.80	63.80
d).- Q máximo de una unidad	52.10	52.10
Carga bruta máxima ordinaria (m)	33.45	32.95
Carga bruta mínima ordinaria (m)	31.05	30.55
Carga bruta de diseño (m)	32.65	32.15
Carga bruta media (m)	33.70	33.70
Temperatura máxima de agua °C	25	25
Longitud total conducción a presión (una por unidad)	44 m.	44 m.

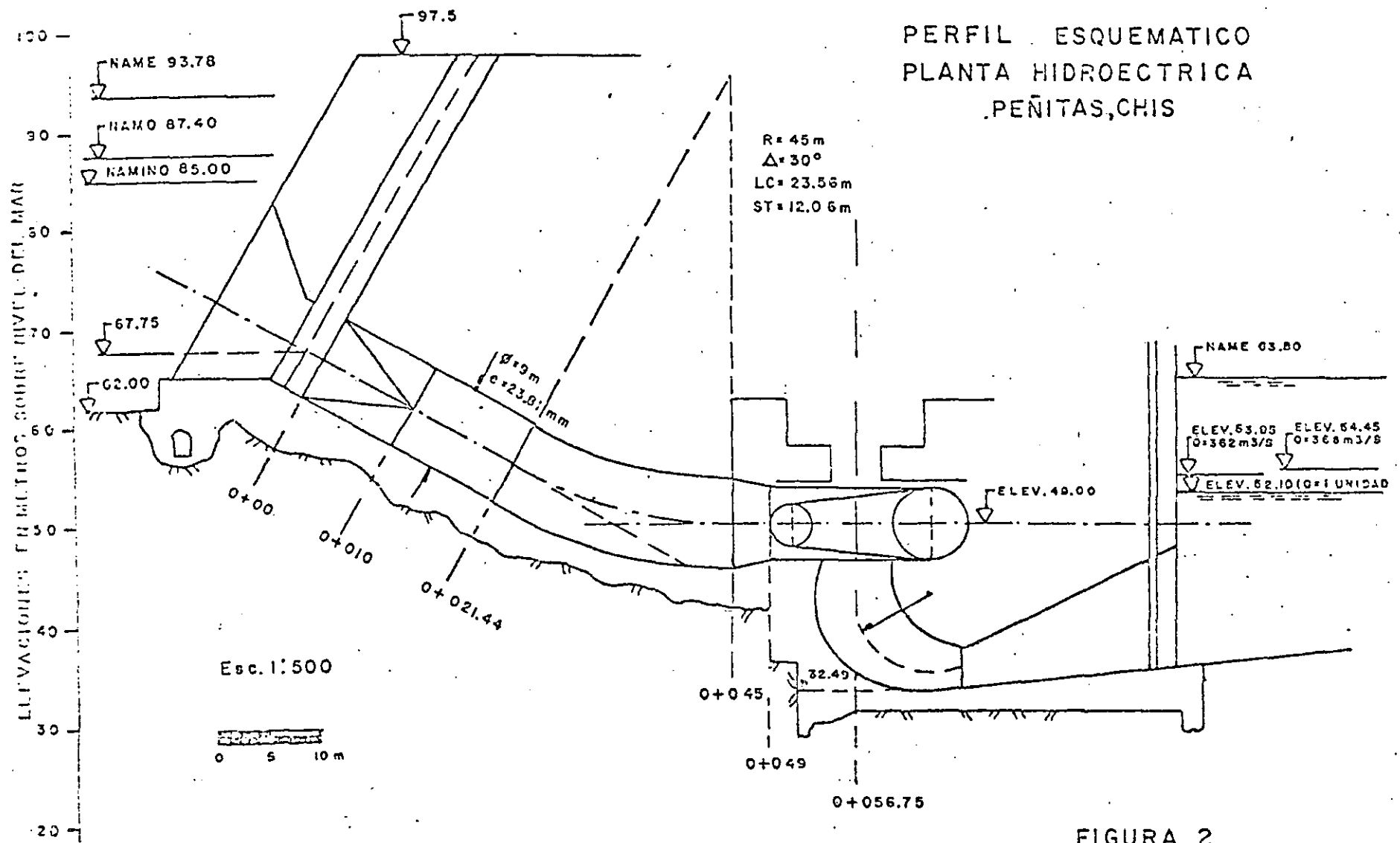


FIGURA 2

I.- SELECCION DEL DIAMETRO ECONOMICO DE LA TUBERIA A PRESION.

La selección del diámetro económico de las tuberías a presión se basa fundamentalmente en el costo de las mismas, en el costo de las pérdidas de potencia y generación, ocasionadas por las pérdidas de carga, y en los parámetros que intervienen en el estudio de regulación de frecuencia de las máquinas.

El análisis se efectuará para diferentes diámetros de tubería, ya que en el caso particular, por tratarse de una planta de baja carga las pérdidas en las tuberías son de gran significación económica.

I.1.- PERDIDAS DE CARGA.

Se determinarán con las siguientes fórmulas :

a) Por fricción : $h_f = \frac{L}{D} f (hv_1)$ Darcy - Weisbach

$$f = \frac{8 n^2 g}{R_h^{1/3}} = 124.58 \frac{n^2}{D^{1/3}} ; n = 0.012 \text{ (acero soldado)}$$

$$L = 44 \text{ m}$$

V = Veloc. en la tubería

$$h_f = 124.58 L n^2 D^{-4/3} hv_1$$

$$h_f = 0.7893 D^{-4/3} hv_1$$

b) Por rejillas : $h_1 = k_1 hv_1$

$V_1 =$ através de las rejillas = 1 m/seg.

$$K_1 = 1.45 - 0.45 \left(\frac{A_n}{A_B} \right) - \left(\frac{A_n}{A_B} \right)^2$$

$A_n =$ área neta entre rejillas.

$A_B =$ área bruta de la estructura de rejillas

Suponiendo $A_n/A_B = 0.80$: $K_1 = 0.45$

$$h_1 = 0.02 \text{ m.}$$

c) Por entrada : $h_2 = K_2 h_{vi}$

Considerando entrada hidrodinámica : $K_2 = 0.06$

$$\underline{h_2 = 0.06 h_{vi}}$$

d). Por reducción : $h_3 = K_3 (h_{v_2} - h_{vi})$

V_2 = velocidad en la sección menor

v_i = velocidad en la tubería

El U.S.B.R. establece : $K_3 = 0.1$, para transiciones

que cumplan con : $T \text{ an } \alpha = \frac{1}{U}$

en donde : α = ángulo que forma la pared de la tubería con la horizontal.

$$U = \frac{V_m}{(g D_m) I/2}$$

$$V_m = \frac{V_2 + V_i}{2} ; \quad D_m = \frac{D_2 + D_i}{2}$$

Suponiendo que el diámetro de entrada a la turbina sea : $D_2 = 7.50 \text{ m.}$, $V_2 = 8.20 \text{ m/seg.}$

$$\underline{h_3 = 0.34 - 0.1 h_{vi}}$$

e) Por cambio de dirección : $h_4 = 0.25 \left(\frac{\Delta}{90} \right)^{1/2} h_{vi}$

Considerando $\Delta = 30^\circ$ (deflexión)

$$\underline{h_4 = 0.14 h_{vi}}$$

f) Otras pérdidas : $h_5 = 0.1 h_{vi}$

La pérdida de carga total es : $\Delta h = (0.79 D^{-4/3} + 0.20) h_{vi} ; + 0.36$

Como $H_{vi} = 0.065 (Q/D)^2$

$$\Delta h = (0.79 D^{-4/3} + 0.20) 0.065 \left(\frac{Q}{D} \right)^2 + 0.36 , \text{ en m.}$$

I.2.- CARGA NETA DE DISEÑO (H_d) :

La carga bruta de diseño (H_B) se determina considerando el nivel 86.60 m.s.n.m. en el vaso y el nivel en el desfogue correspondiente al gasto total en cada una de las alternativas, es decir, la elevación 53.95 y 54.45 para la Alter-

tiva I y II, respectivamente. Así la carga neta de diseño (H_d), resulta:

$$\text{Alternativa I : } H_d = 32.65 - \Delta h, \text{ (m)}$$

$$\text{Alternativa II: } H_d = 32.15 - \Delta h, \text{ (m)}$$

I.3.- PERDIDAS DE POTENCIA Y GENERACION.

a) Pérdida de potencia (P') :

$$P' = 9.804 \times Q \times \Delta h \times \eta_c$$

en donde : P' = pérdida de potencia, en WK

Q = gasto total de la planta, en $m^3/\text{seg.}$

Δh = pérdida de carga, en m.

η_c = eficiencia del conjunto = 0.90

Así para la: Alternativa I: $P' = 12,799.00 \Delta h, \text{ (KW)}$

Alternativa II: $P' = 16,264.00 \Delta h, \text{ (KW)}$

b) Pérdida de generación :

La energía media anual no producida por la planta

es : $E' = 9.804 Q \Delta h \eta_c \times 8760 \times F_p, \text{ en KWh/año.}$

en donde : Q = gasto total de la planta, en $m^3/\text{seg.}$

Δh = pérdida de carga, en m.

η_c = eficiencia del conjunto = 0.90

8760 = número de horas de un año

F_p = factor de planta

Así para la : Alternativa I y II : $E' = 58.09 \Delta h, \text{ GWh/año/m.}$

Considerando que la planta se asigne para cubrir picos de demanda durante 2 horas diarias.

se tiene :

Pérdida de Energía de pico : $E'_p = 4.84 \Delta h$, GWH/año/m.

Pérdida de Energía de base : $E'_B = 53.25 \Delta h$, GWH/año/m.

I.4.- COSTO ACTUALIZADO DE LAS PERDIDAS DE POTENCIA Y GENERACION.

Para valuar las pérdidas de potencia y generación de la planta en el Sistema Interconectado Sur, se emplean los valores actualizados a 1985, año de entrada en operación de la planta, del Modelo Nacional de Inversiones de C.F.E. - (M.N.I.) a precios de 1978 para una tasa del 12% anual :

Potencia en el pico (P_p) = 6,256.94 \$ M.N./KW

Energía en el pico (E_p) = 416.25 ¢ M.N./KWH

Energía en la base (E_B) = 368.36 ¢ M.N./KWH

I.5.- ESPESOR DE LA TUBERIA.

1.- Espesor mínimo por rigidez : $e_{\min} = \frac{D + 20}{400}$ (pulg)

D = diámetro de la tubería, en pulgadas.

2.- Espesor requerido por presión interior (e).

$$e = \frac{P_i D_i}{2 \sigma} a \quad (\text{mm})$$

Siendo D_i = diámetro de la tubería, en mm.

σ = límite de fluencia.

σ = 2672 kg/cm² (Acero Nacional).

a = Coeficiente de seguridad = 2

P_i = Presión de trabajo, incluye golpe de ariete, en Kg/cm² = 0.1H (m)

Presión máxima de trabajo :

$$P_i \text{ máx} = 0.1 (H \text{ máx. estática} + \Delta H)$$

H máx estática = NAME - Elev. ϕ Tubería a la entrada de la turbina.

Suponiendo, Elev. ϕ Tub. a la entrada turbina = 50

$$H \text{ máx estática} = 93.78 - 50 = 43.78 \text{ m} \approx 44 \text{ m.}$$

$\Delta H_{\text{máx}}$ = Sobre-presión máxima por golpe de ariete (m)

La sobre-presión $\Delta H_{\text{máx}}$ se supondrá inicialmente en cada caso y posteriormente se revisará, así :

$$P_i \text{ máx} = (44 + \Delta H_{\text{máx}_i}) 0.1, \text{ en kg/cm}^2$$

I.6.- PESO DE LA TUBERIA : El peso de la tubería se determina

con la siguiente expresión :

$$W \text{ placa acero} = W = \pi e (D + e) L \gamma_s, \text{ Ton.}$$

en donde : D = diámetro de la tubería, en m.

e = espesor de la placa, en mm.

γ_s = peso volumétrico del acero = $7.85 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^3}$

L = longitud de la tubería, en m = 44 m.

Así para el caso particular :

$$W = 1085.11 e (D + e), \text{ Ton.}$$

e y D en m.

I.7.- COSTO DE LA TUBERIA.- Se determinará en base al precio unitario actualizado a 1978 del concurso de la tubería a presión de Chicoasén, es decir de \$ 35.00/kg. (incluye placa, fabricación, transporte a la obra y montaje)

I.8.- IMPORTE TOTAL DE LAS TUBERIAS.

Para determinar el importe total (I_t) por concepto de tuberías, se consideraron los siguientes incrementos al Costo (Co) :

1.- Desperdicio de placa de acero	10%
2.- Imprevistos.	15%
3.- Ingeniería, supervisión y administración	15%
4.- Intereses durante la construcción	17%

Los intereses durante la construcción se calcularon para 3 años e inversiones anuales del 5%, 25% y 70%, y una tasa del 12% anual.

Considerando los incrementos antes mencionados, el importe total de las tuberías es : $I_t = 1.71 \text{ Co.}$

I.9.- DETERMINACION DE LA SOBREPRESION MAXIMA.

1.- Celeridad de la onda de presión (a).

Dado que las tuberías están integradas a la sección -- gravedad de concreto que aloja a las estructuras de -- las obras de toma, se considera que las tuberías están formadas por un espesor de concreto de 2.00 m. y el -- blindaje de acero antes calculado.

El espesor equivalente de la tubería es :

$$e_{eq.} = e_a + \frac{e_c}{E_a/E_c}$$

en donde : e_{eq} = Espesor equivalente (mm)
 e_a = Espesor blindaje de acero (mm)
 e_c = Espesor del concreto = 2 m
 E_a = Módulo elasticidad acero
 E_c = Módulo elasticidad concreto

Se considera:

Agua : $E_w = 2.07 \times 10^8 \text{ kg/m}^2$
 Acero : $E_a = 2.10 \times 10^{10} \text{ kg/m}^2$
 Concreto : $E_c = E_a/20$

Espesor equivalente : $e_{eq} = e_a + 100 \text{ (mm)}$

La celeridad de la onda de presión se determina con la si

guiente fórmula : $a = \frac{1425}{\left[1 + 0.01 \frac{D}{e_{eq}}\right]^{1/2}} \text{ (m/seg)}$

2.- Sobrepresión Máxima.-

Se determinará para un rechazo total de carga y empleando las gráficas de Allievi.

$$\rho = \frac{aT_c}{2L} \quad \text{y} \quad \theta = \frac{aT_\theta}{2L}$$

en donde : a = celeridad de la onda de presión.
 L = longitud de la tubería a presión.
 T_c = constante de inercia de la tubería, $T_c = \frac{\sum L_i V_i}{g H_n}$

T_θ = tiempo de cierre del regulador.

Con los parámetros ρ y θ se determina en las gráficas de Allievi el valor ξ^2 : $\xi^2 = 1 + \frac{\Delta H_{\text{máx}}}{H_n}$

Por tanto : $\Delta H_{\text{máx}} = (\xi^2 - 1) H_n, \text{ (m)}$

I.10.- SOBREVELOCIDAD DE LAS UNIDADES.

$$\frac{\Delta n}{n} = \left[\frac{T_n + T_c + T_h}{T_n} \right]^{1/2} - 1 \leq 45\%$$

Esta expresión desarrollada por Electroconsult, toma en cuenta la inercia de la máquina y de la tubería a presión, así como el tiempo de cierre del regulador.

Siendo : T_n = constante de inercia de la máquina para obtener buena regulación (seg)

T_c = constante de inercia de la tubería en segundos.

T_h = tiempo de cierre del regulador, en segundos.

n = Velocidad síncrona de rotación, en r.p.m.

I.11.- VELOCIDAD SINCRONICA Y CONSTANTE DE INERCIA NATURAL DEL GENERADOR.

Con la finalidad de determinar la velocidad n de rotación sincrónica y la constante de inercia natural del generador T_n , y considerando que la variación del diámetro de la tubería y del tamaño de las máquinas es pequeña entre si, se elige para el análisis la ALTERNATIVA I con $D = 8.00$ m.

Así : $H_n = 31.60$ m

Q máximo por unidad = $362 \text{ m}^3/\text{seg.}$

$D = 8.00$ (diámetro de la tubería)

1.- Velocidad específica aproximada ($n's$)

$$n's = 3470 \left(H_n \right)^{0.025} = 401.29 \text{ (M.K.S., unidades KW)}$$

2.- Potencia por unidad :

Considerando : Eficiencia turbina $\eta_t = 0.92$
 Eficiencia generador $\eta_g = 0.98$

Potencia Turbina : $P_t = 9.804 \cdot Q \cdot H_n \cdot \eta_t = 103015 \text{ KW}$

3.- Velocidad aproximada (n') :

$$n' = n'_s \cdot H_n^{1.25} \cdot P_t^{-0.5} = 93.49 \text{ r.p.m.}$$

4.- Velocidad sincrónica (n) : Para Hz = 60 ciclos

$$p = \frac{7200}{n'} = \frac{7200}{93.49} = 77.014 \text{ polos}$$

Se eligen 80 polos. : $p = 80$

$$n = \frac{7200}{80} = 90 \text{ r.p.m.} \quad \underline{n = 90 \text{ r.p.m.}}$$

5.- Velocidad específica (n_s) :

$$n_s = n \cdot P_t^{0.5} \cdot H_n^{-1.25} = 386.32 \text{ (M.K.S., unidades KW)}$$

6.- Potencia del generador (P_g).

$$P_g = P_t \cdot \eta_g = 100955 \text{ Kw}$$

Para un factor de potencia de 0.95

$$P \text{ aparente generador} = 106268 \text{ KVA} = 106 \text{ MVA}$$

7.- Cálculo de la constante de inercia de un generador natural (T_n) :

$$T_n = \frac{2H}{\cos \phi} \quad (\text{seg})$$

$$H = 0.9 \cdot \sqrt[4]{\frac{\text{MVA}}{2000}} \left(1 - \frac{n}{2000}\right) \text{ (Constante Eléctrica)}$$

$$H = 0.9 \cdot \sqrt[4]{\frac{106}{2000}} \left(1 - \frac{90}{2000}\right) = 2.7579$$

Factor de potencia -- $\cos \varphi = 0.95$

$$T_n = 2 \times 2.7579 / 0.95 = 5.81 \text{ seg.}$$

$T_n = 5.81 \text{ seg.}$ (para un generador natural)

I.12.- COMPUERTAS DE CONTROL EN LA OBRA DE TOMA.

Dado que el importe total de las tuberías varía relativamente poco, para la selección del diámetro económico de las mismas se incluirá el importe total de las compuertas de servicio y auxiliares de la obra de toma.

1.- Compuertas de Servicio.

Se consideran : dos compuertas tipo vagón, con malacate, equipos de control y las guías; área de compuertas igual al área de la tubería ; de dimensiones : altura = h, ancho = $L = 2 h$; carga de diseño $H = 30.00 \text{ m.}$, medida de NAME al asiento de la compuerta, Elev. 64.00 m.

Para determinar su peso y precio L.B.F., se emplearon -- las gráficas M-10 y M-13, respectivamente.

2.- Compuertas Auxiliares.

Se consideran : compuertas tipo aguja formadas por n elementos que no excedan de 2.50 m de altura; con una área igual a la de la tubería y carga de diseño $H = 30.00 \text{ m.}$

Para determinar su peso y precio L.B.F., se emplearon -- las Gráficas M-11 y M-13, respectivamente.

Los cálculos referentes a las compuertas se consignan en - las Tablas 3 y 4.

El importe total de compuertas se determinó incrementando - el precio L.B.F. en los siguientes conceptos : 18% por transporte y montaje, 15% por imprevistos, 15% por ingeniería, supervisión y administración, y 17% por intereses durante la - construcción.

I.13.- DIAMETRO DE LAS TUBERIAS

Con los importes correspondientes de las tuberías de presión, de las compuertas de las obras de toma, y el costo actualizado de las pérdidas de potencia y generación (Tabla No. 5), - se dibujaron las curvas de la Figura No. 1. De estas curvas resulta, para ambas alternativas, un diámetro económico de - 8.50 m.

Se propone un diámetro de 9.00 m, tomando en consideración - que el agua llevará materiales en suspensión y que, una velociad mayor de 6 m/seg será erosiva.

TABLA No. 1

P. H. PEÑITAS, CHIS.

ALTERNATIVA I:																
No.	Diámetro Tubería (m)	Velocidad V ₁ (m/seg)	Carga Velocidad V ₂ /2g	Pérdida de Carga Sobre		Presión Interior Máxima P _i M _{áx.} (Kg/cm ²)	Espesor Requerido Por Presión e ₁ (mm)	Espesor Mínimo Rígido e ₂ min. Pulgadas	Espesor de La Tubería		Espesor Equivalen- te e ₃ (mm)	Celeridad Onda de - Presión a (m/seg)	PARAMETROS ALIEVI			
				De Carga h (m)	Presión Máxima Sugerida (Atm)				(mm)	(Pulg)			P	S ²	S	
1	8.0	7.20	2.64	1.05	11.66	31	5.4	16.17	7/8	22.23	7/8	118	1270	15	1.28	58
2	8.5	6.38	2.07	0.90	11.75	31	5.4	17.18	15/16	23.81	15/16	110	1262	13	1.26	57
3	9.0	5.69	1.65	0.79	11.87	31	5.4	18.19	15/16	23.81	15/16	110	1255	12	1.24	57
4	9.5	5.11	1.33	0.71	11.94	31	5.4	19.20	1	25.40	1	111	1247	10	1.20	57
5	10.0	4.61	1.03	0.64	12.01	31	5.4	20.21	1 1/16	26.99	1 1/16	113	1241	9	1.18	57
6	11.0	3.61	0.76	0.56	12.10	31	5.4	22.23	1 13/16	30.16	1 13/16	116	1227	7	1.13	56
7	12.0	3.20	0.52	0.50	12.10	30	5.4	24.25	1 1/4	31.75	1 1/4	118	1214	6	1.12	55
8	12.5	2.95	0.44	0.48	12.17	30	5.4	25.26	1 5/16	34.44	1 5/16	120	1208	6	1.12	55
9	13.5	2.53	0.33	0.44	12.21	30	5.4	27.28	1 7/16	36.51	1 7/16	123	1197	5	1.10	55
10	14.0	2.35	0.28	0.43	12.22	30	5.4	28.29	1 7/16	36.51	1 7/16	123	1190	5	1.10	54

ALTERNATIVA II:																
No.	Diámetro Tubería (m)	Velocidad V ₁ (m/seg)	Carga Velocidad V ₂ /2g	Pérdida de Carga Sobre		Presión Interior Máxima P _i M _{áx.} (Kg/cm ²)	Espesor Requerido Por Presión e ₁ (mm)	Espesor Mínimo Rígido e ₂ min. Pulgadas	Espesor de La Tubería		Espesor Equivalen- te e ₃ (mm)	Celeridad Onda de - Presión a (m/seg)	PARAMETROS ALIEVI			
				De Carga h (m)	Presión Máxima Sugerida (Atm)				(mm)	(Pulg)			P	S ²	S	
1	8.0	7.32	2.73	1.07	11.88	32	5.4	16.17	7/8	22.23	7/8	118	1270	15	1.28	58
2	8.5	6.49	2.15	0.92	11.93	32	5.4	17.18	15/16	23.81	15/16	110	1262	13	1.26	57
3	9.0	5.79	1.71	0.80	12.01	32	5.4	18.19	15/16	23.81	15/16	110	1255	12	1.24	57
4	9.5	5.19	1.38	0.72	12.03	32	5.4	19.20	1	25.40	1	111	1247	11	1.22	57
5	10.0	4.69	1.13	0.70	12.05	32	5.4	20.21	1 1/16	26.99	1 1/16	113	1241	10	1.18	56
6	11.0	3.87	0.76	0.56	12.10	32	5.4	22.23	1 13/16	30.16	1 13/16	116	1227	6	1.15	56
7	12.0	3.25	0.54	0.50	12.15	32	5.4	24.25	1 1/4	31.75	1 1/4	118	1214	6	1.12	55
8	12.5	3.00	0.46	0.46	12.17	32	5.4	25.26	1 5/16	34.44	1 5/16	120	1208	6	1.12	55
9	13.5	2.57	0.34	0.45	12.20	32	5.4	27.28	1 7/16	36.51	1 7/16	123	1197	5	1.10	55
10	14.0	2.39	0.29	0.44	12.21	32	5.4	28.25	1 7/16	36.51	1 7/16	123	1190	5	1.10	54

TABLA No.2

ALTERNATIVA I :

P.H. PEÑITAS, CHIS.

No.	Diámetro Tubería D (m)	Tiempo Cierre T _c (seg)	Inercia Tubería T _c (seg)	Inercia Natural Generador T _{n sup.} (seg)	Sobrecarga Velocidad $\Delta n/n$ %	Sobrecarga Presión $\Delta P_{máx}/P_0$ %	Peso de una Tubería (ton)	Costo de una Tubería C _o (\$x10 ⁶)	Importe Total		OBSERVACIONES
									Una Tubería (\$x10 ⁶)	Total Tubería (\$x10 ⁶)	
1	8.0	4	1.02	5.8	37	29	193	6.76	11.56	48.24	1.- Se observa para todos los casos que los valores obtenidos de sobrepresión y sobrevelocidad son aceptables.
2	8.5	4	0.99	5.8	36	26	220	7.70	13.17	52.68	
3	9.0	4	0.60	5.8	35	24	233	8.16	13.95	55.80	
4	9.5	4	0.72	5.8	35	20	262	9.17	15.69	62.72	
5	10.0	4	0.65	5.3	34	18	293	10.26	17.54	70.16	
6	11.0	4	0.53	5.8	33	13	332	11.62	19.87	79.48	
7	12.0	4	0.45	5.3	33	12	414	14.49	24.78	99.12	
8	12.5	4	0.41	5.8	33	12	467	16.35	27.96	111.84	
9	13.5	4	0.35	5.8	32	10	535	18.73	32.03	129.12	
10	14.0	4	0.33	5.8	32	10	555	19.43	33.23	132.92	

ALTERNATIVA II :

1	8.00	4	1.06	5.8	39	28	193	6.76	11.56	57.80	1.- Se observa para todos los casos que los valores obtenidos de sobrepresión y sobrevelocidad son aceptables.
2	8.5	4	0.93	5.8	36	26	220	7.70	13.17	65.85	
3	9.0	4	0.82	5.8	35	24	233	8.16	13.95	69.75	
4	9.5	4	0.74	5.8	35	22	262	9.17	15.69	73.40	
5	10.0	4	0.73	5.8	35	18	293	10.26	17.54	67.70	
6	11.0	4	0.55	5.8	34	15	332	11.62	19.87	99.35	
7	12.0	4	0.46	5.8	33	12	414	14.49	24.78	123.90	
8	12.5	4	0.42	5.8	33	12	467	16.35	27.96	139.80	
9	13.5	4	0.36	5.8	32	10	535	18.73	32.03	160.15	
10	14.0	4	0.34	5.8	32	10	555	19.43	33.23	166.15	

TABLA No. 3

ALTERNATIVAS I Y II : COMPUERTAS DE SERVICIO TIPO VAGON

P.H. PEÑITAS, CHIS.

No.	DIAMETRO D (m)	PARA UNA COMPUERTA TIPO VAGON				Peso (Ton)	Costo \$ x 10 ⁶	Importe * \$ x 10 ⁶	IMPORTE * TOTAL POR OBRA TOMA MILL. PESOS	IMPORTE * TOTAL EN MILLONES DE PESOS	
		Alto h (m)	Ancho L (m)	Factor H x L (m ²)	Alternativa I (4 tomas)					Alternativa II (5 tomas)	
1	8	7.10	3.55	97.63	170	19.78	36.20	72.40	289.60	362.00	
2	8.5	7.54	3.77	103.68	183	20.93	38.30	76.60	306.40	383.00	
3	9	7.98	3.99	109.73	202	23.23	42.51	85.04	340.16	425.10	
4	9.5	8.42	4.21	115.78	219	25.53	46.72	93.44	373.86	467.20	
5	10	8.86	4.43	121.83	240	28.29	51.77	103.54	414.16	517.70	
6	11	9.74	4.67	133.93	276	32.32	59.15	118.30	473.20	591.50	
7	12	10.64	5.32	146.30	311	37.03	67.76	135.52	542.08	677.60	
8	12.5	11.08	5.54	152.35	334	40.94	74.96	149.84	599.36	749.20	
9	13.5	11.98	5.98	164.45	374	47.15	86.28	172.56	690.24	862.80	
10	14	12.40	6.20	170.50	402	52.90	96.81	193.62	774.48	968.10	

* El importe total se obtuvo incrementando en 83% el Costo L.B.F. (18% transporte y montaje ; 15% imprevistos ; 15% ingeniería, supervisión y administración ; y 17% intereses durante la construcción.)

TABLA No. 4

ALTERNATIVAS I Y II : COMPUERTAS AUXILIARES TIPO AGUJA

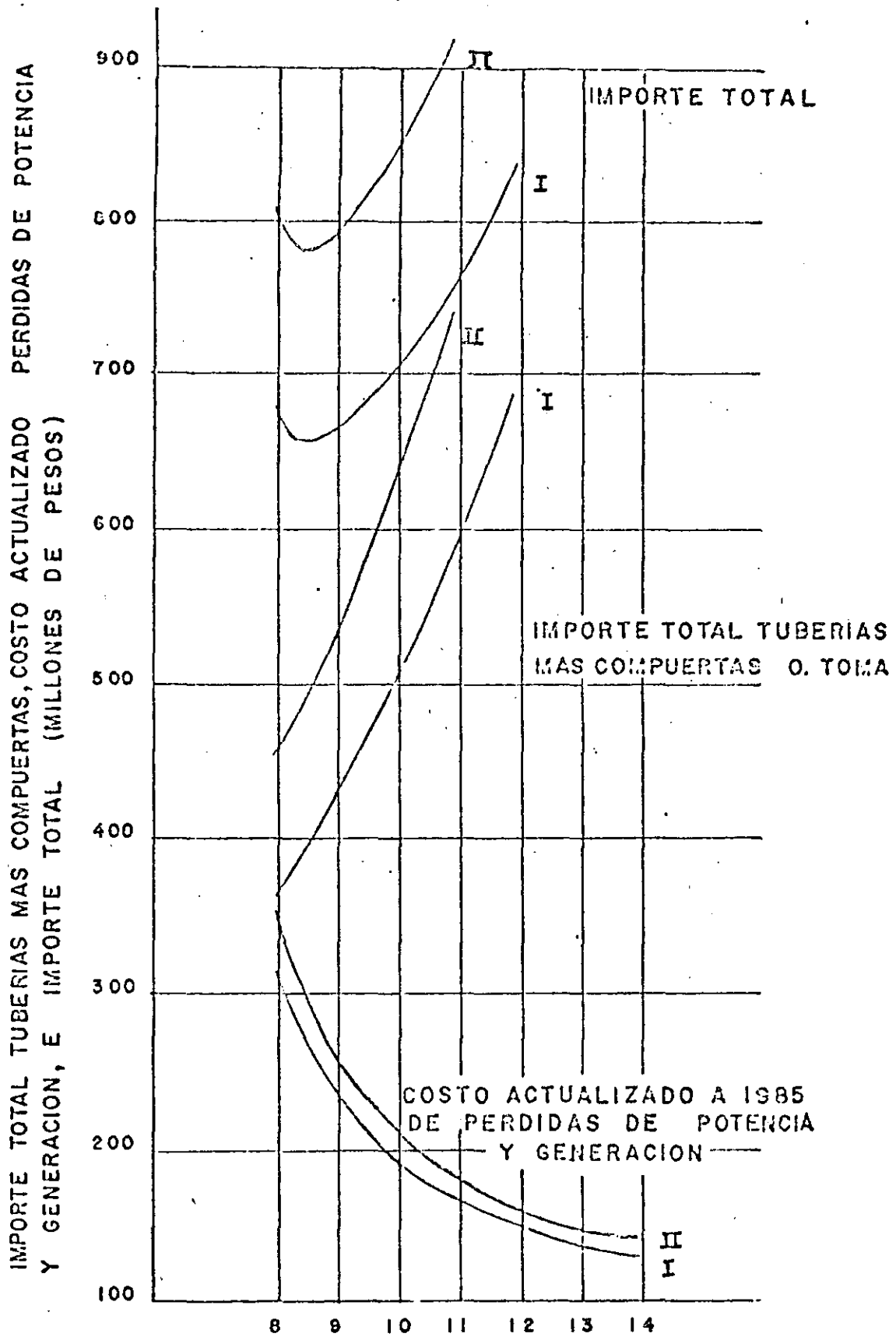
P. H. PEÑITAS, CHIS.

No.	DIAMETRO D (m)	PARA UNA COMPUERTA T. AGUJAS				POR OBRA TOMA			IMPORTE * TOTAL POR OBRA TOMA MILL.PESOS	IMPORTE TOTAL EN MILLONES DE PESOS	
		No. Ele- mentos.	Alto h (m)	Ancho Li (m)	Factor H' x L ₁	PESO TOTAL (TON)	PESO (TON)	COSTO \$x 10 ⁶		Alternativa I (4 TOMAS)	Alternativa II (5 TOMAS)
1	8	3	2.37	3.55	97.63	22.13	44.26	3.7	6.77	27.08	33.85
2	8.5	3	2.51	3.77	103.68	23.47	46.94	3.9	7.14	28.56	35.70
3	9	4	2.00	3.99	109.73	26.13	52.26	4.3	7.87	31.48	39.35
4	9.5	4	2.11	4.21	115.78	28.21	56.42	4.5	8.24	32.96	41.20
5	10	4	2.22	4.43	121.83	30.56	61.12	4.9	8.97	35.83	44.85
6	11	4	2.44	4.87	133.93	36.39	72.78	5.5	10.07	40.28	50.35
7	12	5	2.13	5.32	146.30	42.67	85.34	6.4	11.71	46.84	58.55
8	12.5	5	2.22	5.54	152.35	45.54	91.08	6.9	12.63	50.52	63.15
9	13.5	5	2.39	5.98	164.45	50.20	100.40	7.4	13.54	54.16	67.70
10	14	6	2.07	6.20	170.50	52.70	105.40	7.8	14.27	57.08	71.35

* El importe total se obtuvo incrementando en 83% el Costo L.B.F. (18% transporte y montaje ; 15% impre vistos; 15% ingeniería, supervisión y administración ; y 17% intereses durante la construcción)

P. H. PEÑITAS, CHIS.

TABLA No. 5										
ALTERNATIVA I										
No.	Diámetro Tubería D (m)	PERDIDA DE:			VALOR ACTUALIZADO DE: (MILLONES DE PESOS)				IMPORTE TOTAL DE TUBERÍAS MILL. PESOS	IMPORTE TOTAL CUENTAS DE SERVICIO Y -- AUXILIARES. MILL. PESOS
		Potencia P' (MW)	Energía Pico E'p GWh/año	Energía Base E'B GWh/año	Potencia P'	E. Pico E'p	E. Base E'B	SUMA P'+E'p+E'B		
1	8.0	13.44	5.11	55.22	84.09	21.27	206.98	312.34	46.24	316.63
2	8.5	11.52	4.38	48.22	72.03	18.23	177.40	267.71	52.68	334.95
3	9.0	10.11	3.84	42.22	63.26	15.98	155.74	234.98	55.80	371.64
4	9.5	9.09	3.45	38.22	56.88	14.36	139.98	211.22	62.72	406.62
5	10.0	8.19	3.11	34.22	51.24	12.95	126.16	190.35	70.16	450.04
6	11.0	7.17	2.72	29.22	44.86	11.32	110.40	166.58	79.48	513.43
7	12.0	6.42	2.43	26.22	40.04	10.11	98.57	148.72	99.12	588.92
8	12.5	6.14	2.34	25.22	38.42	9.74	94.63	142.79	111.84	649.83
9	13.5	5.80	2.14	23.22	35.23	8.91	85.75	130.89	126.12	744.43
10	14.0	5.52	2.09	23.02	34.41	8.70	84.76	127.87	132.92	831.53
ALTERNATIVA II										
1	8.0	17.40	5.47	60.22	108.87	22.77	221.45	353.10	57.20	395.83
2	8.5	14.96	4.48	49.22	93.60	18.55	181.34	293.59	65.85	418.71
3	9.0	13.02	3.89	42.22	81.40	16.19	157.73	255.32	69.75	464.43
4	9.5	11.71	3.50	38.22	73.27	14.57	141.97	225.81	72.40	508.43
5	10.0	11.33	3.41	37.22	71.20	14.19	137.99	223.38	87.70	562.53
6	11.0	9.11	2.72	29.22	57.00	11.32	110.40	175.72	99.35	641.83
7	12.0	8.13	2.43	26.22	50.37	10.11	98.57	159.55	123.90	736.13
8	12.5	7.81	2.34	25.22	48.87	9.74	94.63	153.24	139.80	812.33
9	13.5	7.32	2.19	24.02	45.80	9.12	83.70	143.62	160.15	930.53
10	14.0	7.13	2.14	23.52	44.80	8.91	86.75	140.46	166.15	1039.43



PROYECTO HIDROELECTRICO PENITAS , CHIS.
 DETERMINACION DEL DIAMETRO ECONOMICO
 DE LAS TUBERIAS A PRESION EN LAS AL-
 TERNATIVAS I (4 X 100 MW) Y II (5 X 100 MW)

C O N C E P T O	ALTERNATIVA I	ALTERNATIVA II
Factor de planta	0.5205	0.4098
Potencia instalada (MW)	408	510
Número de unidades	4	5
Número de tuberías	4	5
Diámetro tubería (m)		9.00
Gasto máximo por tubería (m ³ /s)	362	368
Velocidad de agua en tubería (m/s)	5.69	5.79
Longitud por tubería (m)		49.00
Pérdida de carga (m)	0.79	0.80
Espesor blindaje acero (mm)		23.81
Peso por tubería (ton)		268
Peso total tuberías (ton)	1072	1340
Constante de inercia tubería (seg)	0.80	0.83
Celeridad onda de presión (m/s)		1255
Sobre presión máxima (% Hn)		24
No. y tipo compuertas servicio por toma.		2, Vagón
No. y tipo compuertas emergencia por toma.		2, Aguja
Peso una compuerta servicio, 4m x 8m (ton)		202
Peso un elemento aguja, 4m x 2 m (ton)		6.5
Peso una compuerta emergencia, 4 elementos (ton).		26
Turbina tipo		Francis
Carga de diseño (m).	31.86	31.25
Gasto de diseño (m ³ /s)	362	368
Eficiencia de diseño		0.92
Velocidad específica (MKS, KW)	383.61	391.49
Potencia de diseño (MW)		104
Velocidad sincrónica (r.p.m.)		90
Altura de aspiración mínima (m)	-1.22	-1.35
Elev. t. distribuidor (m.s.n.m.)		49.00
Separación entre unidades (m)		25.00
Diámetro de descarga (m)		6.77
Diámetro entrada carcasa (m)		7.80
Dimensión máx. longitudinal (m)		22.10
Dimensión máx. transversal (m)		18.75
Peso del rodete (ton)		77
Peso de la turbina (ton)		563
Generadores tipo		"Bender 111a"
Capacidad (MW)		102
Capacidad aparente (MVA)		107
Factor de potencia		0.95
Eficiencia		0.98
Velocidad sincrónica (r.p.m.)		90
Frecuencia (Hz)		60
Número de polos		80
Diámetro del rotor (m)		9.00
Altura del rotor (m)		2.40
Peso del rotor (ton)		456
Momento de inercia (ton-m ²)		26785
Constante de inercia (seg)		5.83
Tiempo de cierre regulador (seg)		4
Sobrevelocidad (% n)		35
Velocidad desbague (r.p.m.)		193
Velocidad periférica máx. (m/s)		97
Potencia instalada en la planta (MW)	408	510
Generación media anual (GWh/año)	1843	1012
Importe total (I ₀), incluyendo transporte y montaje (Millones de pesos).	1959	2450
Costo actualizado a 1985, por concepto de equipo electromecánico, en millones de pesos.	3170	4214
Beneficio actualizado a 1985 por potencia y generación, en millones de pesos.	9409	10010

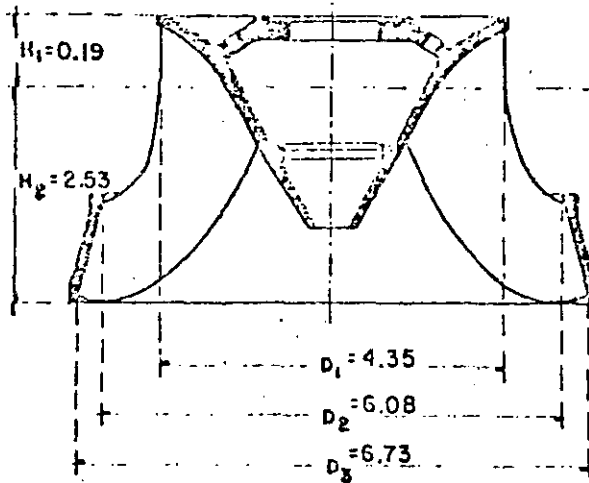
TURBINA FRANCIS

DIMENSIONES
EN CENTIMETROS

ELEV. 52.10
(Q=1 UNIDAD)

Hs = 3.10m

ELEV. 49



RODETE

GASTO DISEÑO = 362 m³/S
DISEÑO

CARGA NETA: 31.86 m

POTENCIA: 104 091 KW

VELOC. ESPECIFICA: 383.61
(MKS, KW)

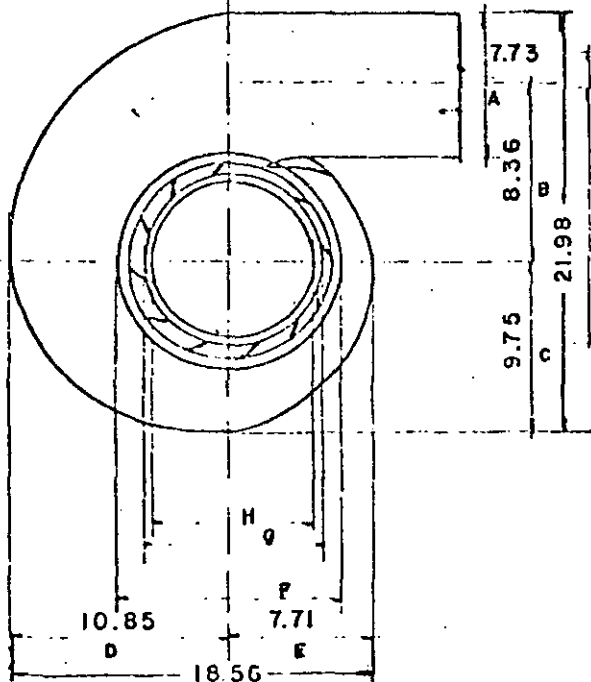
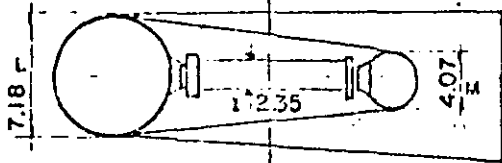
VELOC. SINCRONA: 90rpm

ALTURA DE ASP. MIN. = -1.22 m

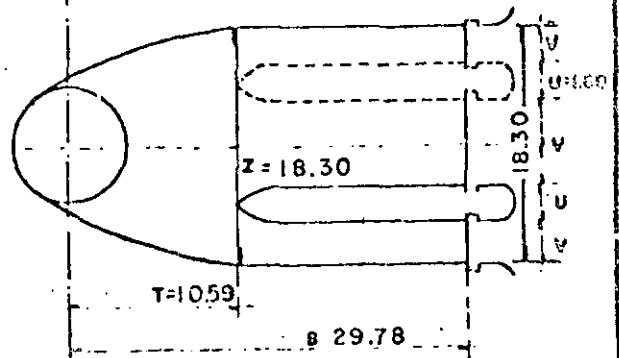
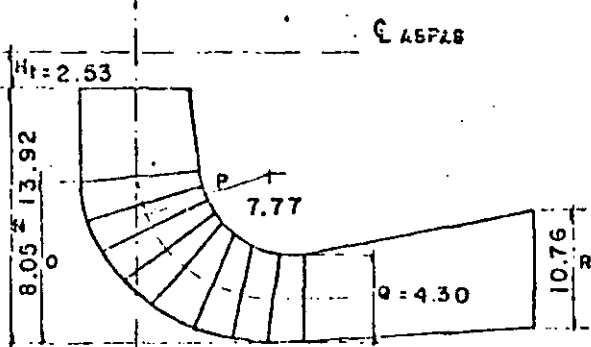
PESO DEL RODETE = 77 TON.

PESO TURBINA = 565 TON

SEPARACION DE UNIDADES = 26 m



CARCASA DE
ACERO

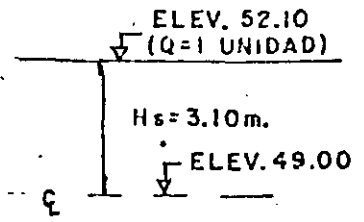
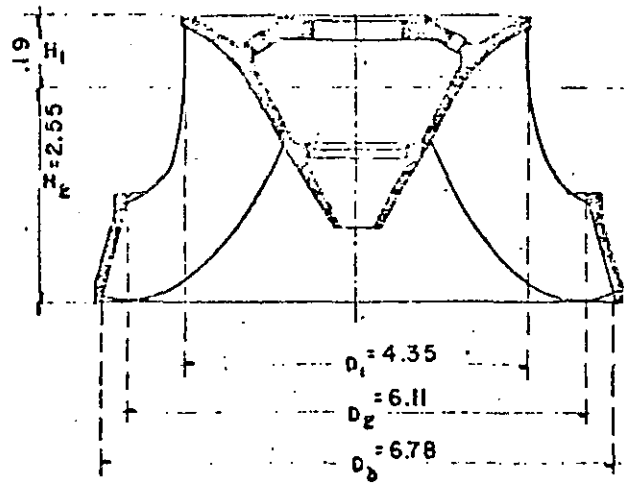


TUBO DE ASPIRACION

P.H. PEÑITAS, CHIS. ALTERNATIVA II 5X100 MW

TURBINA FRANCIS

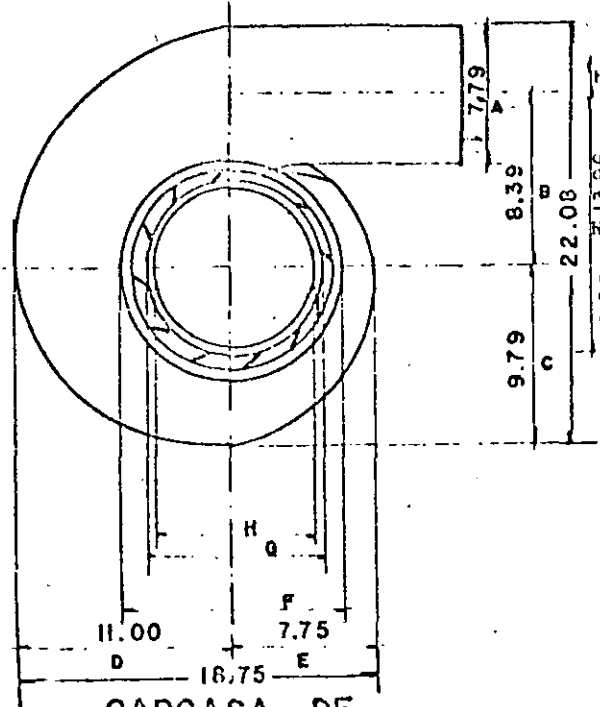
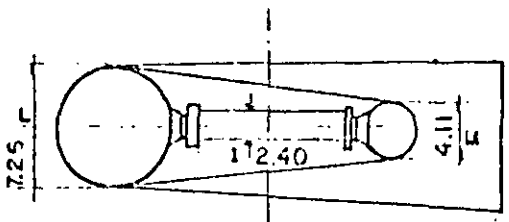
DIMENSIONES
EN CENTIMETROS



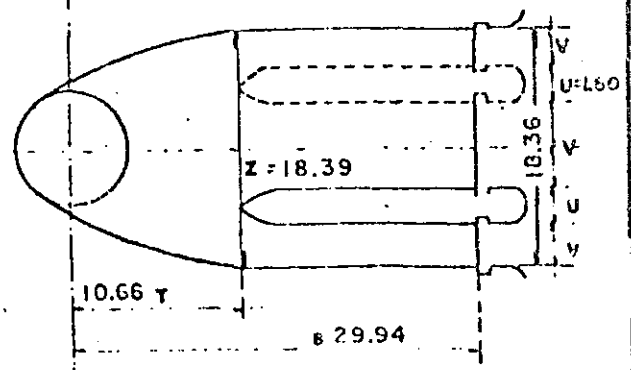
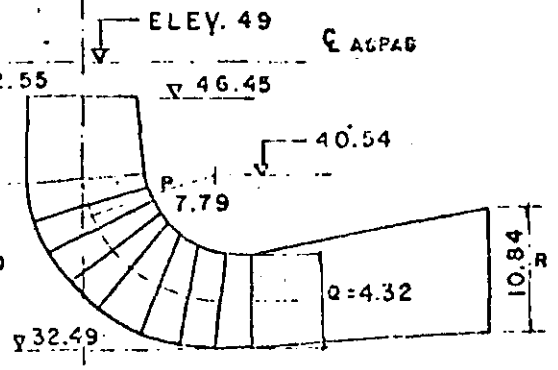
RODETE

GASTO DISEÑO: 308 m³/S
DISEÑO

CARGA NETA= 31.35 m
 POTENCIA: 10412.2 KW
 VELOC. ESPECIFICA: 391.49
 VELOC. SINCRONA 90 rpm
 ALTURA ASP. MIN.: -1.35m
 PESO RODETE 77 TON
 PESO TURBINA: 659 TON.
 SEPARACION DE UNIDADES: 25m



CARCASA DE
ACERO



TUBO DE ASPIRACION



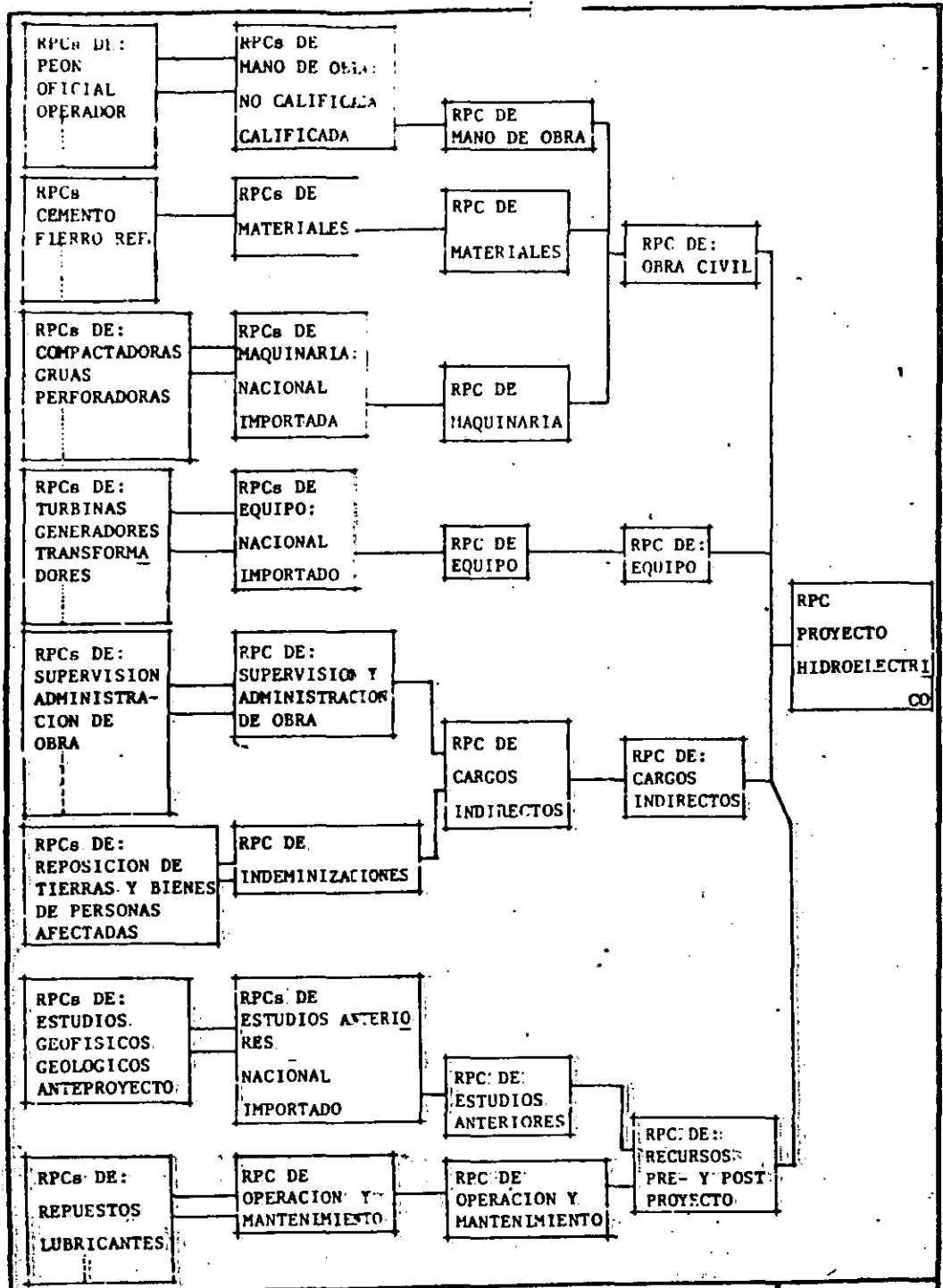
**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

PROYECTO DE PLANTAS HIDROELECTRICAS

ANEXO EVALUACION

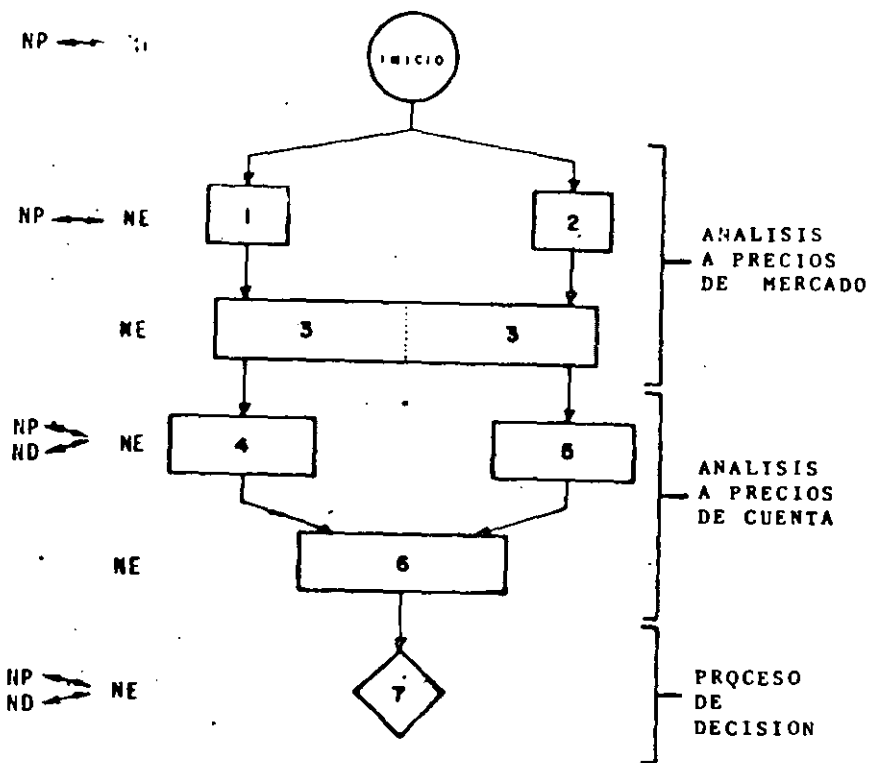
DR. ALEJANDRO MENDOZA

OCTUBRE, 1985.



PROYECTO
HIDROELECTRICO
ESTUDIADO

SOLUCION
ALTERNATIVA



SIMBOLOGIA:

- NE : Nivel de evaluación
- NP : Nivel de planeación
- ND : Nivel de decisión.

CONCEPTO	NACIONAL %	IMPORTADO %	TOTAL %
1. MANO DE OBRA	23		23
PEON	7.5		
OFICIAL	9.5		
OPERADOR	3		
MONTADOR	3		
2. MATERIALES	38		38
CEMENTO	6.5		
FIBRO REFUERZO	9.5		
OTROS	22.0		
3. MAQUINARIA	4.5	14.5	19
4. EQUIPO ELECTROMECHANICO	3.5	11.5	15
5. EST. ANT.	3	1	4
6. OPERACION Y MANT.	1		1
TOTAL %	73	27	100

PROYECTO HIDROELECTRICO

CONCEPTO	PORCENTAJE DE PARTICIPACION				
	M. DE O. CALIFICADA	M. DE O. NO CALIFICADA	EQUIPO	MATERIALES	INSTALACION
EXCAVACION A CIELO ABIERTO	5	18	33	45	-
EXCAVACIONES SUBTERRANEAS	15	5	40	36	10
TERRAPLENES	30	10	59	1	-
SOBRECARGOS	20	-	80	-	-
CONCRETO EN ESTRUCTURAS	5	15	20	55	5
CONCRETO MASIVO	3	20	20	55	2
ACERO DE REFUERZO	1.5	10.5	-	88	-

LAMINA 14* Participación de insumos en trabajos de
Obra Civil

* Este cuadro se elaboró con base en porcentajes de intervención de distintos -
conceptos involucrados en precios unitarios de obra civil pesada.

CONCEPTO	PORCENTAJE DE PARTICIPACION				
	M. DE O. CALIFICADA	M. DE O. NO CALIFICADA	EQUIPO	MATERIALES	MAQUINARIA
EQUIPO ELECTROMECANICO (Generadores, Transforma- dores, Turbinas)	15	5	75	3	2
COMPUERTAS	9	3	85	2	1
GRUA VIAJERA	6	2	90	2	1
VALVULAS	6	2	90	2	1
EQUIPO SUBESTACION ELEVADORA (Sin transformadores)	21	7	65	4.2	2.8
LINEA DE TRANSMISION	13	10	65	10	2

LAMINA 15* Participación de insumos de obras de
diferentes equipos

* Este cuadro se elaboró con base en estudios estadísticos (42)

87	LAMINAS 14 y 15
----	--------------------

CONCEPTO	NACIONAL %	IMPORTADO %	TOTAL %
1. MANO DE OBRA			
CALIFICADA	0.3	1	1.3
NO CALIFICADA	4.5		4.5
2. MATERIALES	4.2	1	5.2
3. EQUIPO	4.5	14.5	19
4. OPERACION Y MANTENIMIENTO	70		70
TOTAL %	83.5	16.5	100

SOLUCION ALTERNATIVA

NOTA: Este cuadro se elaboró con base en información de la Gerencia de
Estudios de CFE.

85	LA
----	----

CONCEPTO	RAZÓN DE PRECIO DE CUENTA
MANO DE OBRA:	
No Calificada	0.35
Calificada nacional	0.8
Calificada importada	1.1
MATERIALES:	
Componente nacional	0.75
Componente importada	1.1
EQUIPO:	
Componente nacional	0.85
Componente importado	1.2
ESTUDIOS PRELIMINARES:	
Componente nacional	0.7
Componente importada	1.2
LICITACION Y DISEÑO:	
Componente nacional	0.8
Componente importada	1.1
SUPERVISION Y ADMINISTRACION DE OBRA:	0.7
INDEMINIZACIONES:	0.7
OPERACION Y MANTENIMIENTO:	0.9
PUESTA EN SERVICIO:	0.75

FACTORES DE AJUSTE	MONC	MOCN	MOCE	MATNA	MATI	EQNA	EQUIM	FP
Iniciencia	0.35	0.85	0.9	0.75	0.85	0.75	0.9	35
Porro	0.6	0.51	1.2	0.25	1.2	8.15	1.2	25
Distribución del ingreso	0.05	0.4	1.0	1.45	1.45	1.48	1.45	25
Ítems meritorios demeritorios	0.3	1.4	1.48	0.3	1.45	1.2	1.45	15
Dotación	33.0	77.5	109.0	72.25	111.75	85.0	119.5	100
IPC (medio)	0.35	0.8	1.1	0.75	1.1	0.85	1.2	

MATRIZ DE CUANTIFICACION
DE LOS INSUMOS BASICOS DE LA SOLUCION ALTERNATIVA

SIMBOLOGIA:

- MONC: Mano de obra no calificada
- MOCN: Mano de obra calificada nacional
- MOCE: Mano de obra calificada extranjera
- MATNA: Materiales nacionales
- MATI: Materiales importados
- EQNA: Equipo nacional
- EQUIM: Equipo importado
- FP: Factores de ponderación

CONCEPTOS C	VALES	RAZON DE PRECIOS DE CUENTA
MANO DE OBRA:		
No calificada		0.2
Calificada		0.6
MATERIALES:		
Cemento		0.8
Acero de refuerzo		0.8
Otros		0.7
MAQUINARIA:		
Componente nacional		0.85
Componente importado		1.2
EQUIPO ELECTROMECHANICO:		
Componente nacional		0.85
Componente importado		1.2
ESTUDIOS PRELIMINARES:		
Componente nacional		0.5
Componente importado		1.2
LICITACION Y DISEÑO:		
Componente nacional		0.8
Componente importado		1.1
SUPERVISION Y ADMINISTRACION DE OBRA:		
		0.7
INDEMINIZACIONES:		
		0.7
OPERACION Y MANTENIMIENTO:		
		0.5

CONCEPTOS DERIVADOS (Obras especiales)	R.P.C.
1.- OBRA CIVIL	
Excavación a cielo abierto	0.74
Excavaciones	0.86
Terraplenes	0.86
Sobrecarreos	1.00
Concreto en estructuras	0.72
Concreto masivo	0.68
Acero de refuerzo	0.65
2.- EQUIPO	
(Generadores, Transformadores, Turbinas)	0.97
Compuertas	1.01
Grúa viajera	1.04
Válvula	1.04
Subestación elevadora (sin transformadores)	0.95

FACTORES DE AJUSTE	MONC	MOC	MAT	EQNA	EQIM	FP
Eficiencia	0.15	0.7	0.8	0.75	0.9	35
Ahorro	0.6	0.5	0.25	0.15	1.2	25
Distribución del Ingreso	0.05	0.5	0.45	1.48	1.45	25
Bienes meritorios y demeritorios	0.05	0.6	0.2	1.2	1.4	15
Puntuación	22.25	60.5	72.40	85.0	119.5	100
RPC(medio)	0.2	0.6	0.7	0.85	1.2	

MATRIZ DE CUANTIFICACION DE LOS INSUMOS BASICOS DEL PHE

SIMBOLOGIA:

- MONC : Mano de obra no calificada
- MOC : Mano de obra calificada
- MAT : Materiales
- EQNA : Equipo (maquinaria) nacional
- EQIM : Equipo (maquinaria) importado
- FP : Factor de ponderación

ATRIBUTOS DE LOS OBJETIVOS	ALTERNATIVAS		F P
	P H	S A	
1. COSTO A PRECIOS DE CUENTA (resultados del paso 6)	CSAPH	CSASA	36
2. FORMA DE DISTRIBUCION DE INVERSION EN EL TIEMPO	MALA	MUY BUENA	7
3. USO DE DIVISAS	10	7	7
4. CONFIABILIDAD (índice de fallas)	10	7	8
5. FLEXIBILIDAD DE OPERACION	BUENA	REGULAR	6
6. FACILIDAD DE MANTENIMIENTO	MUY BUENA	MALA	3
7. FACILIDAD DE CONSTRUCCION	MALO	BUENO	3
8. REQUERIMIENTOS DEL SISTEMA INTERCONNECTADO (Resultados de la simulación del sistema)	**	**	12
9. RELACION CON EL MEDIO AMBIENTE	MUY BUENA	MALA	6
10. USO DE ENERGETICOS NO RENOVABLES	MUY BUENO	MALO	6
11. USO EFICIENTE DE ENERGETICOS	10	4	6
12. OTROS			
PUNTUACION TOTAL			

NOTA: El valor de 10 en la medición de los atributos, indica que se trata de la mejor alternativa respecto al atributo en cuestión. ("PH" es el proyecto hidroeléctrico y "SA" su solución alternativa).

** Estos valores pueden ser expresados como beneficios por potencia instalada y generación garantizada.

Peón, oficial	- 17 (0.2)	} 23 (0.3)	} 80 (0.7)	} 10	
Operador, montador	- 6 (0.6)				
Cemento	6.5 (0.8)				
Fierro refuerzo	- 9.5 (0.8)	} 38 (0.74)			
Otros	- 22.0 (0.7)				
Maquinaria Nac.	- 11.5 (0.85)	} 19 (1.1)			
Imp.	- 14.5 (1.2)				
Equipo eléctrico-mecánico Imp.	- 11.5 (1.2)	} 15 (1.1)			} 15 (1.1)
Nac.	- 3.5 (0.85)				
Est. Anteriores Imp.	- 1 (1.2)	} 4 (0.68)			} 4 (0.68)
Nac.	- 3 (0.5)				
Op. y Manten.	- 1 (0.5)	- 1 (0.5)	- 1 (0.5)	- 1 (0.5)	

LAMINA 20*

Mano de obra calificada Nac.	- 0.3 (0.8)	} 1.3 (1.0)	} 30 (0.93)			
Imp.	- 1 (1.1)					
Mano de obra no calificada	- 4.5 (0.35)	- 4.5 (0.35)				
Materiales Nac.	- 4.2 (0.75)	} 5.2 (0.81)		} 24.2 (1.04)		
Imp.	- 1 (1.1)					
Equipo Nac.	- 4.5 (0.85)	} 19 (1.1)				
Imp.	- 14.5 (1.2)					
Operación y Mantenimiento	- 70 (0.9)	- 70 (0.9)			- 70 (0.9)	- 70 (0.9)

LAMINA 21*

* La cifra en paréntesis indica la RPC correspondiente.



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

PROYECTO DE PLANTAS HIDROELECTRICAS

PROGRAMA DESCRIPTIVO

OCTUBRE, 1985

CURSO: PROYECTO DE PLANTAS HIDROELECTRICAS

T E M A R I O

1. EL SISTEMA ELECTRICO

- 1.1 Composición de un sistema eléctrico. 2 h.
- 1.2 La demanda eléctrica.
- 1.3 Usuarios, curva de carga, problemas de predicción a mediano y largo plazo.
- 1.4 La oferta de energía eléctrica.
- 1.5 Características de la operación de las distintas fuentes de energía.

2. EL PORTENCIAL HIDROELECTRICO NACIONAL

- 2.1 Antecedentes 2 h.
- 2.2 Estado actual de la evaluación.
- 2.3 Potencial Bruto Teórico.
- 2.4 Potencial en Proceso de estudio.
- 2.5 Potencial Factible.
- 2.6 Problable participación hidroeléctrica hacia el año 2000.
- 2.7 Potencial Identificado.

3. ESTUDIOS DE INGENIERIA PRELIMINAR

- 3.1 Fase de Identificación. 2 h.
- 3.2 Fase de gran visión.
- 3.3 Fase de prefactibilidad.
- 3.4 Fase Factibilidad.
- 3.5 Comentar niveles posteriores.
- 3.6 Fijar objetivos.
- 3.7 Recalcar problemas cotidianos.

4. LA PLANTA HIDROELECTRICA

- 4.1 Esquemas de sistemas y plantas hidroeléctricas. 2 h.
- 4.2 Forma de producción de la energía eléctrica en un turbo-generador hidráulico.
- 4.3 Velocidad Sincrona.
- 4.4 Definiciones de potencia media; energía y potencia instalada; reserva total y reserva rodante.
- 4.5 Energía firme y secundaria.
- 4.6 Factor de planta.

5. ASPECTOS HIDROLOGICOS

- 5.1 Ciclo Hidrológico 1 h.
 - 5.1.1 Descripción del Ciclo Hidrológico.
 - 5.1.2 Entidades de Captación de Información hidrometeorológica.
 - 5.1.3 Requerimientos de análisis hidrológicos en las etapas del proyecto de plantas hidroeléctricas.
- 5.2 Dimensionamiento Hidrológico de Vasos, Turbinas y Vertedores. 3 h.
 - 5.2.1 Análisis de escurrimientos.
 - 5.2.2 Evaporación.
 - 5.2.3 Diagrama de Rippl.
 - 5.2.4 Análisis de curvas Gasto-Duración.
 - 5.2.5 Determinación de las Avenidas de Diseño.
- 5.3 Determinación de Políticas de Operación de Vasos con usos Múltiples. 2 h.
 - 5.3.1 Generación de registros sintéticos. - Univariada y multivariada.
 - 5.3.2 Aplicación de Técnicas de Optimización: Programación Dinámica.
 - 5.3.3 Simulación de Funcionamiento de Vaso.

6. ASPECTOS GEOLOGICO-INGENIERILES

- 6.1 Geología Regional.
 - 6.1.1 Tectónica.
 - 6.1.2 Sismología.
- 6.2 Geología de Detalle.
 - 6.2.1 Estructural.
 - 6.2.2 Exploraciones.
- 6.3 Geofísica.
- 6.4 Geomecánica.
 - 6.4.1 Laboratorio
 - 6.4.2 Campo
- 6.5 Estabilidad de Taludes
- 6.6 Excavaciones Subterráneas

4 h.

7. ASPECTOS DE DISEÑO

- 7.1 Esquemas generales del proyecto de una planta hidroeléctrica.
 - 7.1.1 Obras hidráulicas.
 - 7.1.2 Obra de desvío.
 - 7.1.3 Cortinas.
 - 7.1.4 Obras de excedencias.
 - 7.1.5 Obras de toma.
- 7.2 Modelos Hidráulicos
- 7.3 Instalaciones.
 - 7.3.1 Selección de equipo auxiliar y principal.
 - 7.3.2 Compuertas.
 - 7.3.3 Válvulas.
 - 7.3.4 Tuberías de ventilación.
 - 7.3.5 Turbinas.
 - 7.3.6 Caracoles.
 - 7.3.7 Eyectores.
 - 7.3.8 Ejemplos.

4 h.

3 h.

4 h.

8. DISEÑO HIDROELECTROMECANICO
- 8.1 Simulación de dinámica operativa y fenómenos de resonancia en centrales hidroeléctricas. 3 h.
- 8.1.1 Impacto de la hidromecánica en el diseño civil, sobre presión y sobre velocidad.
- 8.1.2 Estabilidad en pozos de oscilación para grandes perturbaciones.
- 8.1.3 Estabilidad operativa para demanda y rechazos de carga. Control y Estabilidad de pozos de oscilación para pequeñas perturbaciones.
9. EVALUACION ECONOMICA DE UN PROYECTO HIDROELECTRICO
- 9.1 Evaluación de los costos. 3 h.
- 9.2 Evaluación de los beneficios en el contexto de un sistema eléctrico.
- 9.3 Evaluación de un aprovechamiento de usos múltiples.
10. LAS PLANTAS HIDROELECTRICAS COMO FUENTES NO CONVENCIONALES DE ENERGIA.
- Pequeñas centrales Hidroeléctricas, minicentrales y microcentrales. 2 h.
11. ANALISIS DE UN CASO REAL 3 h.



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

PROYECTO DE PLANTAS HIDROELECTRICAS

ANEXO DEL TEMA 6

OCTUBRE, 1985

PROYECTO _____

LOCALIZACION _____

DE ROCA _____

1) RQD %

a) Muy pobre	0-25%	_____
b) Pobre	25-50%	_____
c) Regular	50-75%	_____
d) Buena	75-90%	_____
e) Excelente	90-100%	_____
Si Jv = No. de fracturas/m ³ entonces		
RQD = 110.4 - 3.68 Jv		

2) Jn-SISTEMAS

a) Masiva, sin fracturas	0.5-1.0	_____
b) Un sistema	2	_____
c) Un sistema + dispersión	3	_____
d) Dos sistemas	4	_____
e) Dos sistemas + dispersión	6	_____
f) Tres sistemas	9	_____
g) Tres sistemas + dispersión	12	_____
h) Cuatro o más sistemas	15	_____
i) Triturada	20	_____
Nota: para intersecciones Jn x 3		
para portales Jn x 2		

3) Jr*-RUGOSIDAD

<i>Contacto de planos</i>		
a) Discontinua	4	_____
b) Rugosa, ondulada	3	_____
c) Suave, ondulada	2	_____
d) Estrías, onduladas	1.5	_____
e) Irregular, planar	1.5	_____
f) Suave, planar	1	_____
g) Estrías, planar	0.5	_____
<i>Sin contacto de planos</i>		
h) Arcilla	1	_____
i) Roca triturada	1	_____
Nota: Si el espaciamiento > 3 m sumar 1 al Jr		

4) Ja*-RELLENO

<i>Contacto de planos</i>		
a) Sellada, dura	0.75	_____
b) Sin alterar	1	_____
c) Ligeramente alterada	2	_____
d) Limosa, recubrimiento arenoso	3	_____
e) Recubrimientos minerales (clorita, etc.)	4	_____
f) Partículas arenosas	4	_____
g) Arcilla fuertemente consolidada	6	_____
h) Arcilla medianamente consolidada	8	_____
<i>Sin contacto de planos</i>		
i) Arcilla expansiva	8-12	_____
j) Desintegrada	6-8	_____
k) Bandas de arcilla	13-20	_____

5) Jw-AGUA

a) Seca	1	_____
b) Flujo medio	0.66	_____
c) Flujo grande	0.5	_____
d) Flujo más grande	0.33	_____
e) Flujo muy grande	0.2-0.1	_____
disminuye el tiempo		
f) Flujo grande constante	0.1-0.5	_____

6) SRF-FACTOR DE REDUCCION DE ESFUERZOS

a) Múltiples zonas de debilidad. Roca alterada (arcilla)	10	_____
b) Zonas de debilidad P.<50m Roca alterada (arcilla)	5	_____
c) Zonas de debilidad P.>50m Roca alterada (arcilla)	2.5	_____
d) Múltiples zonas de cizalla Roca competente (sin arcilla)	7.5	_____
e) Zonas de cizalla en roca competente (sin arcilla) P.<50m	5	_____
f) Zonas de cizalla en roca competente (sin arcilla) P.>50m	2.5	_____
g) Zonas muy fracturadas, abiertas (cualquier profundidad)	5.0	_____
<i>Problemas de esfuerzos (σ_c/σ₁)</i>		
h) Esfuerzos bajos >200	2.5	_____
i) Esfuerzos medios 200-10	1.0	_____
j) Esfuerzos altos 10-5	0.5-2	_____
<i>Rocas incompetentes</i>		
k) Altamente compresibles o expansibles	10-20	_____
l) Ligeramente compresibles o expansibles	5-15	_____

* Sistema más desfavorable.

$$Q = \frac{RQD}{Jn} \times \frac{Jr}{Ja} \times \frac{Jw}{SRF}$$

$$Q = \text{---} \times \text{---} \times \text{---}$$

$$Q =$$

(2)

CLASIFICACION CSIR
(Bieniawski, 1979)

PROYECTO _____ LOCALIZACION _____

TIPO DE ROCA _____

1) RESISTENCIA-COMPRESION SIMPLE (R)

> 250 MPa	100-250	50-100	25-50	5-25	1-5	< 1
>2500 kg/cm ²	1000-2500	500-1000	250-100	50-250	10-50	< 10
(15)	(12)	(7)	(4)	(2)	(1)	(0)

2) RQD-INDICE DE CALIDAD DE ROCA

100-90%	90-75%	75-50%	50-25%	25%
(20)	(17)	(13)	(8)	(3)

3) ESPACIAMIENTO DE FRACTURAS (Js)

> 2 m	2.0-0.6 m	.600-.200 m	.200-.600 m	< 60 mm
(20)	(15)	(10)	(8)	(5)

4) CONDICION DE LAS FRACTURAS (Jc)

Muy rugosa Discontinua Cerrada	Poco rugosa Abierta < 1 mm Poco intemperizada	Poco rugosa Abierta < 1 mm Muy intemperizada	Estrías Arcilla < 5 mm Abierta, 1-5 mm Continua	Arcilla > 5 mm Abierta > 5 mm Continua
(30)	(25)	(20)	(10)	(0)

5) AGUA (W)

Completamente seca	Húmeda	Goteo Continuo	Flujo Continuo	Flujo continuo
--	< 10 l/min	10-25 l/min	25-125 l/min	> 125 l/min
(15)	(10)	(7)	(4)	(0)

6) AJUSTE POR ORIENTACION (Jo)

	Muy favorable	Favorable	No relevante	Desfavorable	Muy desfavorable
Túneles	0	-2	-6	-10	-12
Cimentaciones	0	-2	-7	-15	-25
Taludes	0	-5	-25	-50	-60

RMR = R + RQD + Js + Jc + W - Jo

RMR = 9 ln Q + 44

100-81 macizo rocoso muy bueno
80-61 macizo rocoso bueno
60-41 macizo rocoso regular
40-21 macizo rocoso pobre
-20 macizo rocoso muy pobre

CLASE I
CLASE II
CLASE III
CLASE IV
CLASE V

OBSERVACIONES _____

3

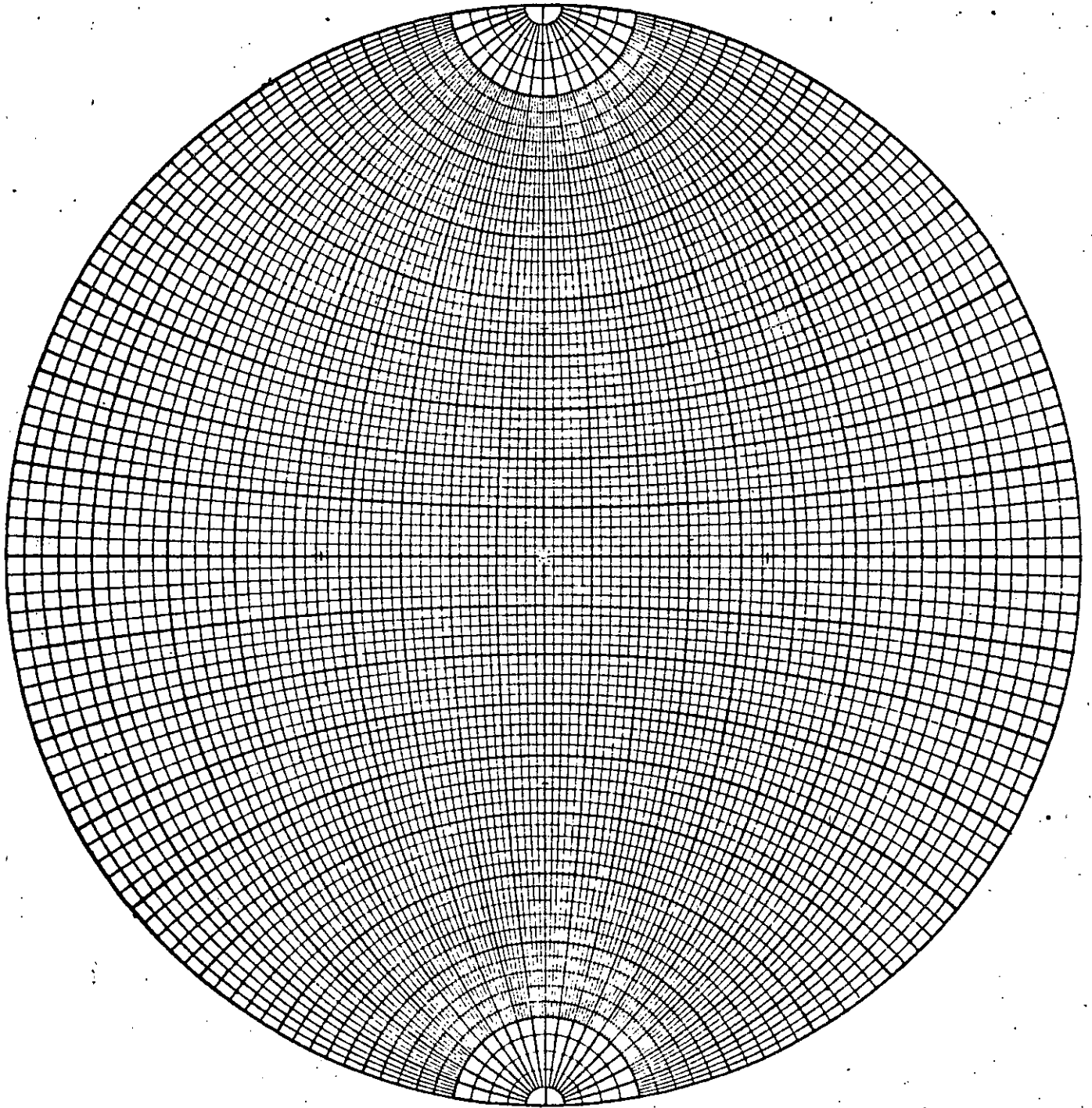


FIG. 1d.—Meridian stereonet drawn to 2° intervals

WULFF NET
EQUAL ANGLE NET

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO: PROYECTO DE PLANTAS HIDROELECTRICAS

DEL 14 AL 17 DE OCTUBRE DE 1985

<u>NOMBRE Y DIRECCION</u>	<u>EMPRESA Y DIRECCION</u>
1.- LUIS ALCANTARA GUTIERREZ Emilio Carranza No. 8 Col. San Estéban Naucalpan Tel. 358-74-62	S.A.R.H. Reforma No. 133-68Piso Col. Revolución Delg. Cuauhtémoc C.P. México, D.F. Tel. 566-88-39
2.- CARLOS BREMAUNTZ MONGE Grabadores No. 27 Iztácalco C.P. 09410 México, D.F. Tel. 670-89-19	C.F.E. Mississippi Col. Cuauhtémoc Delg. Cuauhtémoc C.P. México, D.F. Tel.
3.- CARLOS J. CASTAÑEDA FERNANDEZ Amacuzac No. 206 Col. Vista Hermosa Cuernavaca, Mor. Tel.	C.F.E. Ateingo No. 432 Col. Tlaltenango Cuernavaca, Mor Tel. 13-82-64
4.- PASCUAL CRISTOBAL BERNABE Calle Hnos. Galeana No. 15 Chilpancingo, Gro. Tel.	C.F.E. Av. Alemán No. 91 Chilpancingo, Gro. Tel. 274-85 221-36
5.- TEODORO CHAVEZ DIONICIO	COMISION DEL PLAN NACIONAL NACIONAL HIDRAULICO
6.- MARIO DEL ANGEL GONZALEZ Parras NO. 55 Col. Jardines de Tlaltenango Cuernavaca, Mor. C.P. 62170	C.F.E. Atzingo 432 Tlaltenango Cuernavaca, Mor C.P. 62170

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO: PROYECTO DE PLANTAS HIDROELECTRICAS

DEL 14 AL 17 DE OCTUBRE DE 1985

<u>NOMBRE Y DIRECCION</u>	<u>EMPRESA Y DIRECCION</u>
7.- SERGIO ENRIQUEZ ZAPATA Tepic No. 28 Jardines de Guadalupe México, D.F. Tel. 796-15-27	FACULTAD DE INGENIERIA, UNAM Ciudad Universitaria Tel. 548-55-35
8.- GONZALO FERNANDEZ VALENCIA Quinta Conchita Calle estación vieja Oaxtepec, Mor. Tel.	INSTITUTO DE INVESTIGACIONES ELECTRICAS Internado Palmira Cuernavaca, Mor. Tel. 14-38-11
9.- ALEJANDRO HERMAN RUSINEK Calle Gardenia Lote 6 Mz. 11 Col. Minas Palacio Naucalpan, Edo. de Méx. Tel.	S.A.R.H. Reforma 133-6°Piso Col. San Rafael Delg. Cuauhtémoc C.P. México, D.F. Tel. 566-88-39
10.- JORGE ALBERTO HERNANDEZ DE LA TORRE Viaducto Río Becerra No. 455 Int. 5 Col. Nápoles Delg. C.P. 03810 México, D.F. Tel. 523-84-46	COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD Calle Dn. Manuelito Esq. Av. Toluca Col. Olivar de los Padres Delg. C.P. 06780 México, D.F. Tel. 595-69-22
11.- TRINIDAD ELIAS MORALES MORENO Colonia Electricistas No. 76 Chilpancingo, Gro. Tel. 2-83-39	COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD Alemán No. 91 Chilpancingo, Gro. Tel. 2-21-36
12.- VICTORIANO PALMA SAUCEDO	COMISION DEL PLAN NACIONAL HIDRAULICO
13.- JOSE LUIS PATIÑO SALGADO Sn Federico 599 L-13 Col. Delg. Coyoacán C.P. 4600 México, D.F. Tel. 677-21-05	COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD Mississippi No. 71 Piso 12 Col. Cuauhtémoc Delg. Cuauhtémoc C.P. México, D.F. Tel. 553-73-33 Ext. 2424

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO: PROYECTO DE PLANTAS HIDROELECTRICAS

DEL 14 AL 17 DE OCTUBRE DE 1985

NOMBRE Y DIRECCION

EMPRESA Y DIRECCION

- | | | |
|------|---|---|
| 14.- | ENOCH RASGADO CACHO
Benito Juárez No. 52-201
Col. Benito Juárez
C.P. 03560
México, D.F.
Tel. | COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD
Mississippi No. 71-12°
Col. Cuauhtémoc
Delg. Cuauhtémoc
C.P.
México, D.F.
Tel. 553-71-33 Ext. 2424 |
| 15.- | LUCAS RICARDO TEJERO ANDRADE
Tajín No. 679
Col.
Delg. Benito Juárez
C.P. 03600
México, D.F.
Tel. | C.F.E.
Ródano No. 14
Col. Cuauhtémoc
Delg. Cuauhtémoc
C.P. 06598
México, D.F.
Tel. 553-71-33 Ext. 2183 |
| 16.- | RICARDO VILLALOBOS MUNGUIA
Popocatepetl No. 145-16
Col. Infonavit Norte
Delg.
C.P. 54720
Cuautitlan Izcalli,
Edo. de Méx.
Tel. | S.A.R.H.
Insurgentes No. 30-1°Piso
Col.
Delg. Cuauhtémoc
C.P.
México, D.F.
Tel. 592-07-25 |