



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

**IV CURSO DE CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS  
DE ZONAS DE RIEGO.**

**APUNTES PARA SELECCION DE EQUIPOS DE BOMBEO  
CALCULOS Y GRAFICAS**

**PROFESOR:  
ING. RODOLFO ORTEGA A.**

**OCTUBRE, 1981.**



C O N T E N I D O .

**INTRODUCCION.**

**I.- GENERALIDADES.**

- I.1.- Definición de bomba.
- I.2.- Clasificación.
- I.3.- Campo hidráulico de cobertura.
- I.4.- Justificación del uso de bombas centrífugas.
- I.5.- Descripción del medio accionante de las bombas centrífugas ( Motores ).

**II.- TIPOS DE BOMBAS CENTRIFUGAS.**

- II.1.- Flujo radial.
- II.2.- Flujo axial.
- II.3.- Flujo mixto.

**III.- CLASIFICACION DE BOMBAS CENTRIFUGAS.**

- III.1.- Número de pasos.
  - a).- Simple.
  - b).- Múltiple.
- III.2.- Tipo de carcasa ó envolvente.
  - a).- De voluta.
  - b).- De carcasa circular.
  - c).- Difusora.

- III.3.- Posición de la flecha.
  - a).- Horizontal.
  - b).- Vertical ( del tipo de pozo seco ).
  - c).- Vertical (del tipo sumergido).
  - d).- Vertical ( pozo profundo ).
- III.4.- Tipo de Succión.
  - a).- Simple
  - b).- Doble.

IV.- APLICACION DE BOMBAS CENTRIFUGAS.

- IV.1.- Bombas de alimentación a calderas.
- IV.2.- Bombas para manejar productos químicos.
- IV.3.- Bombas para condensados.
- IV.4.- Bombas para manejar sólidos.
- IV.5.- Bombas contra incendio.
- IV.6.- Bombas para manejar aceites calientes.
- IV.7.- Bombas para minas.
- IV.8.- Bombas para manejar pulpa de papel.
- IV.9.- Bombas autocebantes.
- IV.10.- Bombas sanitarias.
- IV.11.- Bombas para manejar líquidos volátiles.

V.- DATOS NECESARIOS PARA LA SELECCION CORRECTA DE ALGUNOS TIPOS DE BOMBAS CENTRIFUGAS.

- V.1.- Para bombas de cárcamo húmedo.
- V.2.- Para bombas de pozo profundo.



**VI.- CAUSAS QUE ORIGINAN LAS FALLAS EN BOMBAS CENTRIFUGAS.**

- VI.1.- La bomba no descarga agua.
- VI.2.- Capacidad de descarga insuficiente.
- VI.3.- Presión desarrollada insuficiente.
- VI.4.- La bomba pierde el cebado después de arrancar.
- VI.5.- La bomba requiere fuerza excesiva.
- VI.6.- El estopero escurre excesivamente.
- VI.7.- El empaque dura poco.
- VI.8.- La bomba vibra o hace ruido.
- VI.9.- Los cojinetes tienen vida corta.
- VI.10. La bomba se sobrecalienta y se pega.

**VII.- METODOS DE PRUEBA PARA BOMBAS CENTRIFUGAS.**

- VII.1.- Gasto, Potencia, Lecturas Eléctricas e Hidráulicas, etc.

**VIII.- EJEMPLO DE SELECCION DE UNA BOMBA HORIZONTAL.**

- VIII.1.- Altura máxima de instalación.
- VIII.2.- Potencia del motor eléctrico.

**IX.- EJEMPLO DE SELECCION DE UN EQUIPO DE BOMBEO PARA CARCAMO HUMEDO.**

- IX.1.- Tipo de bomba.
- IX.2.- Cálculo de la carga total.
- IX.3.- Potencia requerida.
- IX.4.- Motor eléctrico.

- X.- SELECCION DE UN EQUIPO DE BOMBEO PARA POZO PROFUNDO .
  - X.1.- Datos Generales y Selección.
  
- XI.- EJEMPLO DEL PROYECTO DE UNA PLANTA DE BOMBEO.
  - XI.1.- Tipo de bomba.
  - XI.2.- Número de unidades.
  - XI.3.- Cálculo de la carga total.
  - XI.4.- Selección de la bomba.
  - XI.5.- Selección de la máquina motriz.
  - XI.6.- Diseño hidráulico del cárcamo.

#### INTRODUCCION.

5

Continuando con la reforma administrativa (una de las metas trazadas por nuestro gobierno), toca en esta ocasión al Departamento de Ingeniería Electromecánica ( Sección Bombas) de la Secretaría de Recursos Hidráulicos participar con un ciclo de conferencias relacionadas con los equipos y accesorios (principalmente hidráulicos) necesarios para la correcta selección y operación de una planta de bombeo.

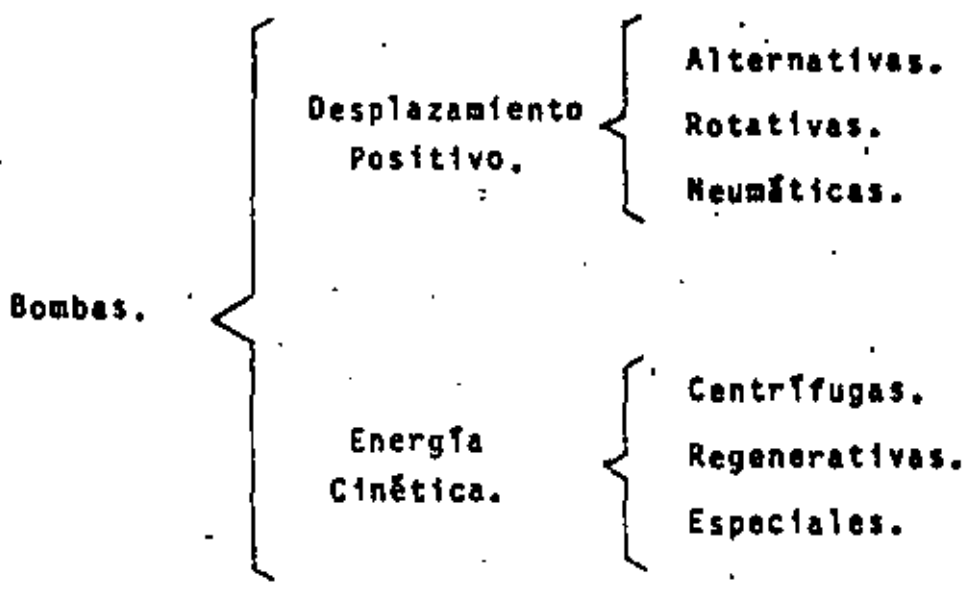
1.- GENERALIDADES.

1.1.- Definición de bomba.

La bomba se define como una máquina hidráulica diseñada para incrementar energía a un fluido.

1.2.- Clasificación.

En base al Instituto de Hidráulica tenemos la siguiente clasificación:



Bombas de Desplazamiento Positivo. En estas bombas el elemento impulsador está en contacto directo con las paredes o pasajes de su cámara de bombeo y siendo mínimo el claro entre la cámara estacionaria y el elemento impulsador, el rendimiento volumétrico es considerablemente alto, al igual -

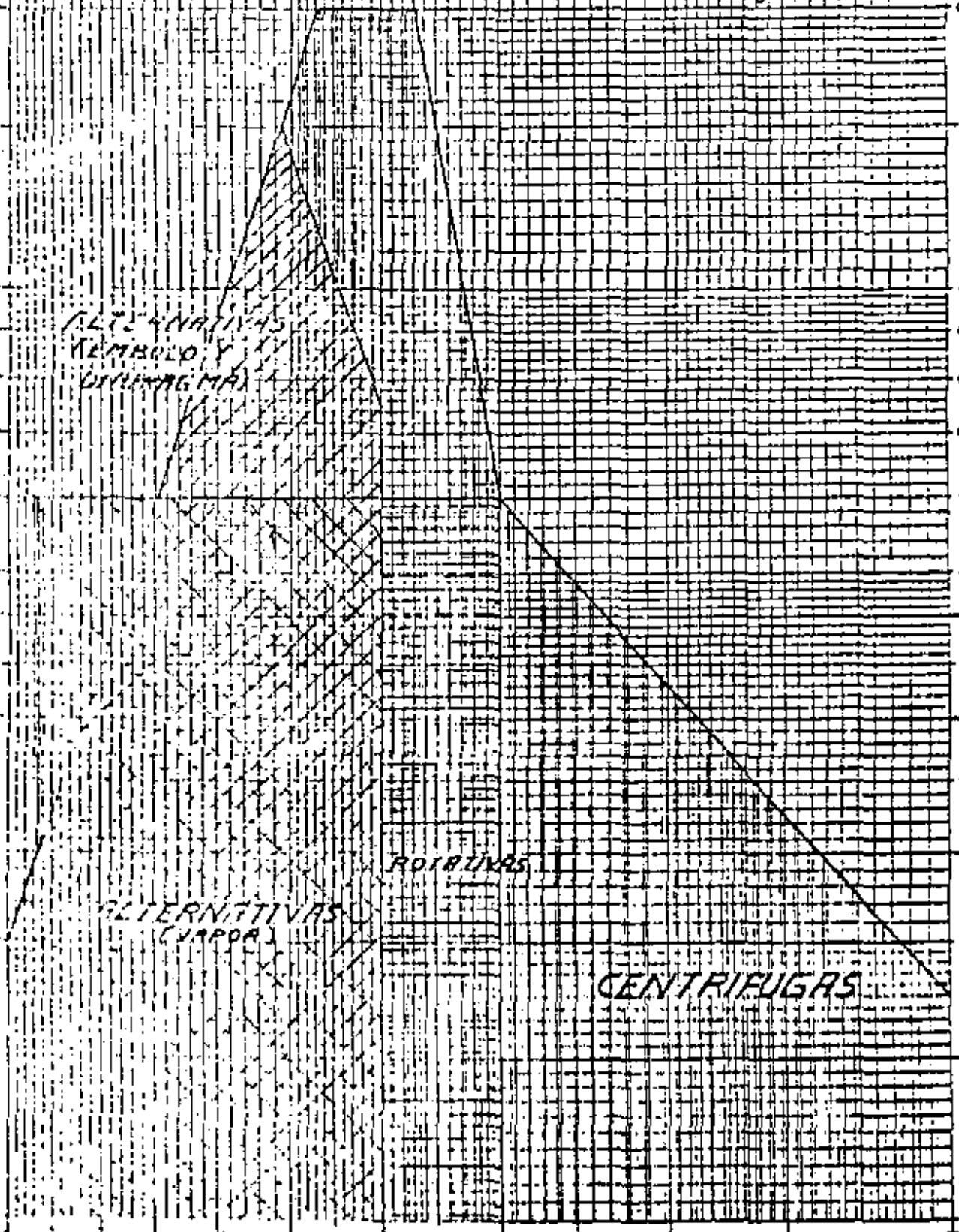
que su eficiencia mecánica. En estas bombas el elemento impulsador se desplaza alternativamente (bombas de émbolo) o con movimiento rotativo (bombas de engranes, etc.)

Bombas de Energía Cinética. En estas bombas el elemento impulsador no está en contacto con las paredes de la cámara de bombeo y se desplaza angularmente. En estas bombas el deslizamiento es máximo y su rendimiento volumétrico es inferior o cuando más igual al de las bombas de desplazamiento positivo.

I.3.- Campo hidráulico de cobertura. Ver FIG. # 1.

CAMPO DE COBERTURA APROXIMADO

Fig 5



ALTERNATIVAS  
(TEMPOLO Y  
DILUAGMA)

ALTERNATIVAS  
(CIPOR)

ROIBUNAS

CENTRIFUGAS

#### 1.4.- Justificación del uso de bombas Centrífugas.

Uno de los factores más importantes que han contribuido al creciente uso de bombas centrífugas ha sido el desarrollo universal de la fuerza eléctrica.

Aún cuando las bombas reciprocantes eran ideales para impulso con vapor, el desarrollo del motor eléctrico permitió el uso de bombas centrífugas más ligeras y baratas conectadas directamente.

Las bombas centrífugas operan a grandes velocidades, por lo que, su acoplamiento puede hacerse directamente ya sea a un motor eléctrico, turbina de vapor, o bien a un motor de combustión interna; este acoplamiento directo disminuye considerablemente las pérdidas mecánicas por transmisión.

Debido a la gran velocidad de giro, las bombas centrífugas son de menor tamaño para una capacidad dada, reduciendo así el costo de la cimentación y de la bomba.

Las bombas centrífugas no tienen válvulas ni partes que rocen entre sí, lo que reduce el desgaste, excepto en las chumaceras.

Pueden bombearse líquidos que contengan cierta cantidad definida de sólidos en suspensión, debido a los espacios relativamente grandes entre las partes en movimiento.

En las bombas centrífugas la regulación del gasto es más sencilla y el bombeo del líquido es uniforme.

#### 1.5.- Descripción del medio accionante de las bombas centrífugas (Motores).

Actualmente las bombas están movidas por motores eléctricos, ya sean centrífugas, rotativas o reciprocantes. Pero también se usan turbinas de vapor, de gas e hidráulicas y motores de gasolina, diesel y gas. Hay otras fuentes de potencia con popularidad relativamente limitada como motores de aire, turbinas de expansión de aire, paletas de viento, etc.; pero su utilización está confiada generalmente a ciertas aplicaciones especializadas. Los medios para la transmisión de potencia del motor a la bomba incluyen coples flexibles, engranes, bandas planas o V, cadenas, así como acoplamientos hidráulicos y magnéticos.

Hay dos características importantes de la bomba, por lo que respecta a la elección de motor: el par de arranque requerido en operación normal y los requisitos de velocidad. La mayor parte de las bombas centrífugas y rotatorias se mueven a velocidad constante, excepto bombas de gran tamaño en las que se puede variar la velocidad.

### 11.-TIPOS DE BOMBAS CENTRIFUGAS.

#### 11.1.- Flujo radial.

En estas bombas la presión es desarrollada princí-

palmente por la acción de una fuerza centrífuga. - El fluido entra normalmente al ojo del impulsor y fluye radialmente hacia la periferia. Ver. FIG. #2.

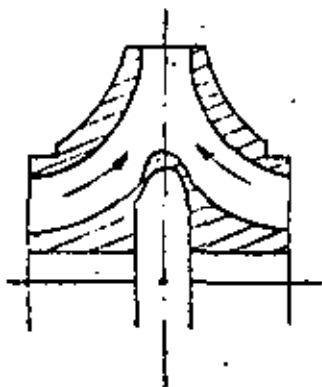
### II.2.- Flujo axial.

Bombas en las cuales la carga se desarrolla por la acción de impulso o elevación de las aspas del impulsor sobre el líquido. Tienen impulsor de simple succión y el flujo entra axialmente y sale axialmente. Ver. FIG. # 3.

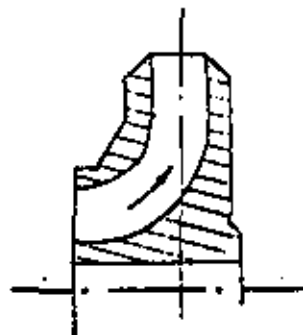
### II.3.- Flujo Mixto.

Las bombas de flujo mixto desarrollan su carga parcialmente por fuerza centrífuga y parcialmente por el impulso de los álabes sobre el líquido. Tienen impulsor de simple succión y el flujo entra axialmente y sale en dirección axial y radial. Ver. FIG. # 4.



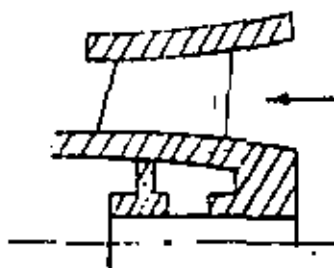


Impulsor de flujo radial  
doble succión



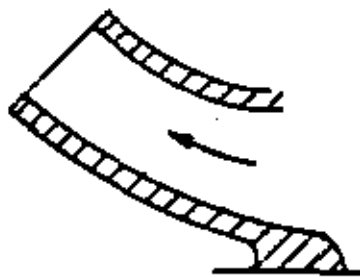
Impulsor de flujo radial  
simple succión

Fig. 2



Impulsor de Flujo axial

Fig. 3



Impulsor de flujo mixto

Fig. 4

### III.- CLASIFICACION DE BOMBAS CENTRIFUGAS.

#### III.1.- Número de pasos.

Llámesese paso ó etapa de una bomba centrífuga, al conjunto compuesto por el impulsor y la carcaza o envolvente.

##### a).- Simple.

Bomba en la cual la carga total es desarrollada únicamente por un impulsor.

##### b).- Múltiple.

Bomba compuesta por dos o más impulsores trabajando en serie.

#### III.2.- Tipo de carcaza ó envolvente.

##### a).- De voluta.

La carcaza está hecha en forma de espiral o voluta.

##### b).- De carcaza circular.

La carcaza está hecha de una sección constante concéntrica con el impulsor.

##### c).- Difusor.

La carcaza contiene un difusor.

#### III.3.- Posición de la flecha.

##### a).- Horizontal.

Bomba con la flecha normalmente en posición horizontal. VER FIG. # 5.

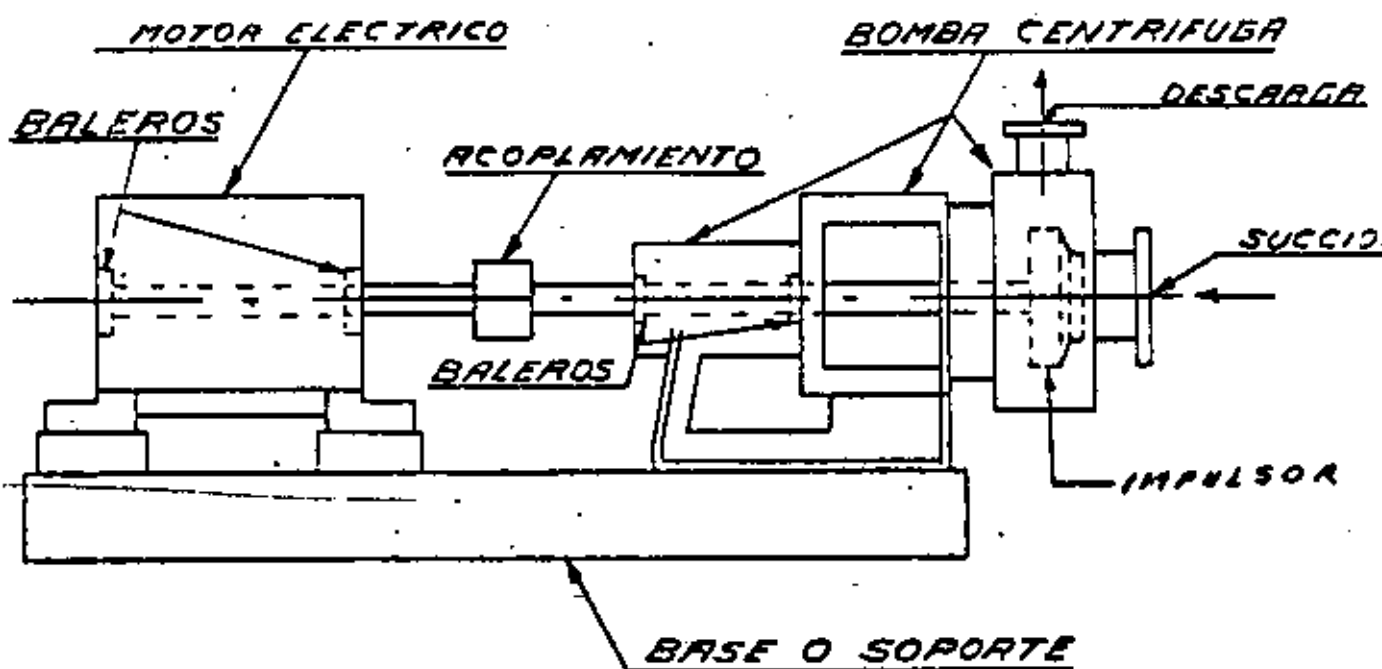


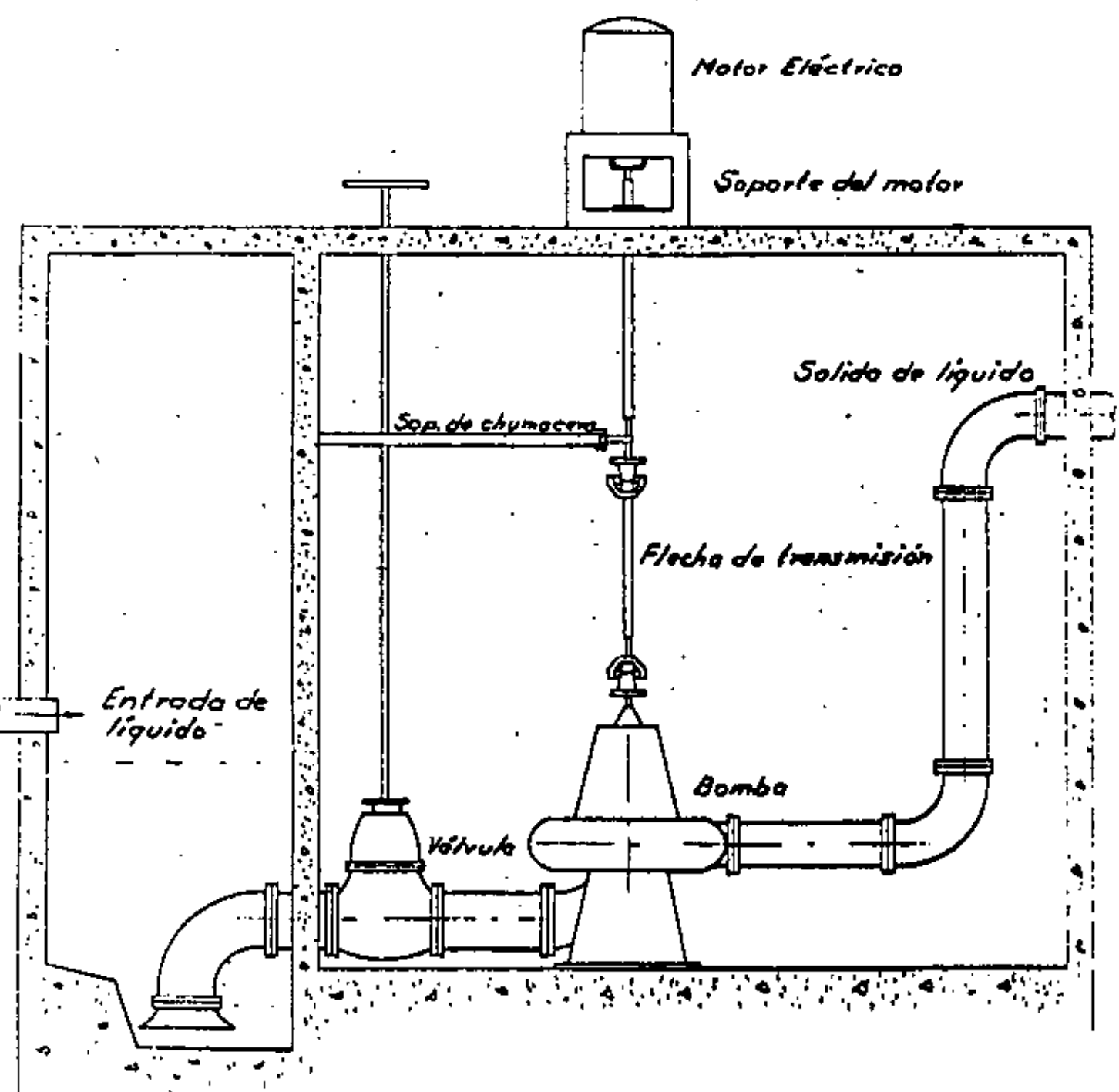
FIG. 5

**BOMBA CENTRIFUGA HORIZONTAL**

b).- Vertical ( del tipo de pozo seco ).

En un pozo seco , la bomba que puede ser vertical u horizontal, toma su succión, a través de un tubo, de una depresión o pozo mojado. El exterior de la bomba está seco en todo tiempo, - permitiendo la fácil inspección y mantenimiento.- Asimismo, hay menos facilidad de corrosión en la carcasa de la bomba, flecha chumaceras y otras partes.

En algunas bombas se puede colocar una coladera - patentada en el lado de descarga. El líquido entra a través de ella cuando se para la bomba, y - los sólidos presentes quedan atrapados mientras - que el agua fluye a través de la bomba al pozo mojado. Cuando la bomba arranca, después de que el agua en el pozo mojado ha alcanzado un nivel pre-determinado, se cierra una válvula de cheque arriba de la coladera y el agua de descarga arrastra la materia sólida de la coladera hacia la línea - de descarga. VER FIG. # 6.



Bomba de flecha vertical del tipo de pozo seco

fig. 6

c).- Vertical ( del tipo sumergido ).

Bomba sumergida en el líquido que maneja, la cual puede ser instalada en un sumidero de concreto o de metal redondo, cuadrado o rectangular.

En los casos que una bomba no tenga la capacidad suficiente, pueden usarse dos o más bombas en un solo pozo. Las instalaciones simples y dobles son populares para manejar agua de atarjea sumideros, freáticas y de drenaje, en edificios, plantas industriales, planta de fuerza, etc. La mayor parte de las bombas de este tipo están lubricadas por aceite o grasa y vienen provistas de una coladera de succión que tiene un área de entrada de cuatro veces el agujero o entrada del impulsor. En sumideros de profundidad mayor a 1.8 metros, generalmente se suministra una chumacera intermedia para la transmisión mecánica de la bomba.

Estas bombas se pueden clasificar en:

- 1.- Bombas verticales de turbina.
- 2.- Bombas de hélice o hélice modificada.
- 3.- Bombas para aguas de albañal (Aguas negras).
- 4.- Bombas de voluta.
- 5.- Bombas de colector. VER FIG. # 7.

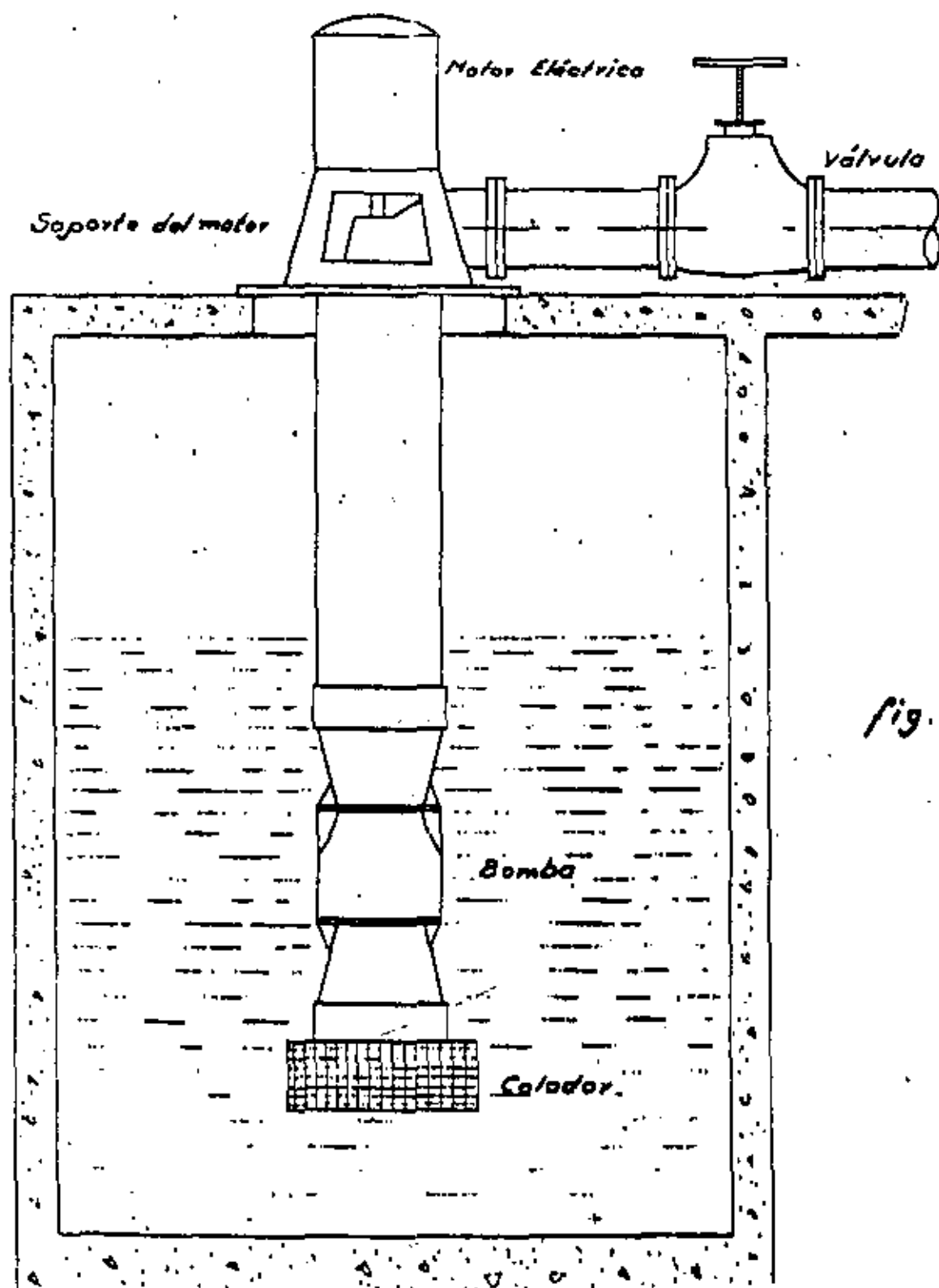


fig. 7

Bomba vertical del tipo sumergido

d).- Vertical ( Pozo Profundo ).

Las bombas verticales de turbina se desarrollaron originalmente para bombear agua de pozos y se les ha llamado "bombas de pozo profundo", "bombas de pozo de turbina" y "bombas de agujero". Como su aplicación a otros campos ha aumentado, el nombre de "bombas verticales de turbina" ha sido adoptado por los fabricantes en general.

Los campos de mayor aplicación para la bomba vertical de turbina son los bombeos de pozos para irrigación y otros propósitos agrícolas, para abastecimiento municipal y abastecimiento industriales de agua, proceso, circulación, refrigeración y acondicionamiento de aire. Este tipo de bomba también se ha usado para bombear salmuera desaguado de minas, etc.

Estas bombas se han hecho para capacidades tan bajas como 38 a 52 Lt/min y tan altas como 94625 Lt/min ó más, y para alturas de elevación hasta de 305 m. La mayoría de las aplicaciones naturalmente es con las capacidades más pequeñas. La capacidad de las bombas usadas para pozos per-



forados está naturalmente limitada por el tamaño físico del pozo así como la velocidad con la que se puede sacar sin bajar su nivel a un punto de sumersión insuficiente de la bomba.

Las bombas verticales de turbina deberán diseñarse con una flecha que pueda fácilmente subirse o bajarse desde arriba para permitir el ajuste apropiado de la posición del impulsor en el tazón. - También es necesario un cojinete de empuje adecuado para soportar la transmisión vertical, el impulsor, y el empuje hidráulico desarrollado cuando la bomba está en servicio. Como el mecanismo accionante también debe tener un cojinete de empuje para soportar su flecha vertical, generalmente se le provee con uno de tamaño adecuado para aguantar también las partes de la bomba. Por estas dos razones, el motor o engrane con flecha hueca es lo más comunmente usado para accionar bombas verticales de turbina. Además, estas bombas se hacen algunas veces con sus propios cojinetes de empuje para permitir un accionador de banda o el impulso por medio de un acoplamiento flexible con un motor de flecha sólida, engrane o turbina.

Ver FIG. # 8 para bomba tipo turbina con impulsores cerrados y lubricación por aceite.

Ver FIG. # 9 para bomba tipo turbina con impulsores cerrados y lubricación por agua.

El conjunto o sección del tazón consiste de la caja de succión ( llamada también cabeza de succión o élabo de entrada ), el impulsor o los impulsores,

el tazón de descarga, el tazón o los tazones intermedios ( si se trata de más de un paso ), la carga de descarga, los distintos cojinetes o chumaceras, la flecha, y diversas partes como cuñas, dispositivos fijadores de los impulsores y otras similares. El conjunto de columna de tubería consiste de la propia columna de tubo, la transmisión arriba del conjunto del tazón, los cojinetes de la flecha y la cubierta de tubería o retenes de los cojinetes. La bomba está suspendida de la cabeza impulsora, que consiste del codo de descarga ( para descarga arriba del nivel del suelo ), el motor o soporte del motor, y ya sea el estopero ( en construcción de flecha abierta ) .

o el conjunto para suministrar tensión a la cubierta de tubería e introducir lubricante a ella. La descarga a nivel subterráneo se toma de una "te" en la columna de tubo y la cabeza impulsora trabaja principalmente como un soporte para el impulsor y para la columna de tubería.

El líquido es guiado al impulsor de la bomba vertical de turbina por la caja o cabeza de succión. Esta puede ser una sección cónica para fijarse a una coladera o tubería de succión cónica o puede ser una boca acampanada.

Los impulsores semiabiertos y encerrados se usan comúnmente tanto unos como otros. Para espacios libres apropiados en los distintos pasos, el impulsor semiabierto requiere más cuidado al armar en la flecha del impulsor y un ajuste más preciso en el campo de la posición vertical de la flecha con objeto de obtener la mejor eficiencia. Se prefieren los impulsores encerrados a los semiabiertos, además, porque el desgaste en estos últimos reduce la capacidad, que no puede restaurarse a menos que se instalen nuevos impulsores. El desgaste normal en los impulsores encerrados no afecta los flabes del impulsor y los espacios desgastados pueden restaurarse reponiendo los anillos de desgaste.

III.4.- Tipo de Succión.

Esta clasificación se refiere al diseño de la entrada de agua del impulsor.

a).- Simple.

Bomba equipada con uno ó más impulsores de simple succión.

b).- Doble.

Bomba equipada con uno ó más impulsores de doble succión.

**IV.- APLICACION DE BOMBAS CENTRIFUGAS.**

- IV.1.- Bombas de alimentación a calderas.
- IV.2.- Bombas para manejar productos químicos.
- IV.3.- Bombas para condensados.
- IV.4.- Bombas para manejar sólidos.
- IV.5.- Bombas contra incendio.
- IV.6.- Bombas para manejar aceites calientes.
- IV.7.- Bombas para minas.
- IV.8.- Bombas para manejar pulpa de papel.
- IV.9.- Bombas autocebantes.
- IV.10. Bombas Sanitarias.
- IV.11. Bombas para manejar líquidos volátiles, etc.

V.- DATOS NECESARIOS PARA LA SELECCION CORRECTA DE ALGUNOS TIPOS DE BOMBAS CENTRIFUGAS.

V.1.- Datos requeridos para la selección de un equipo de bombeo para cárcamo húmedo.

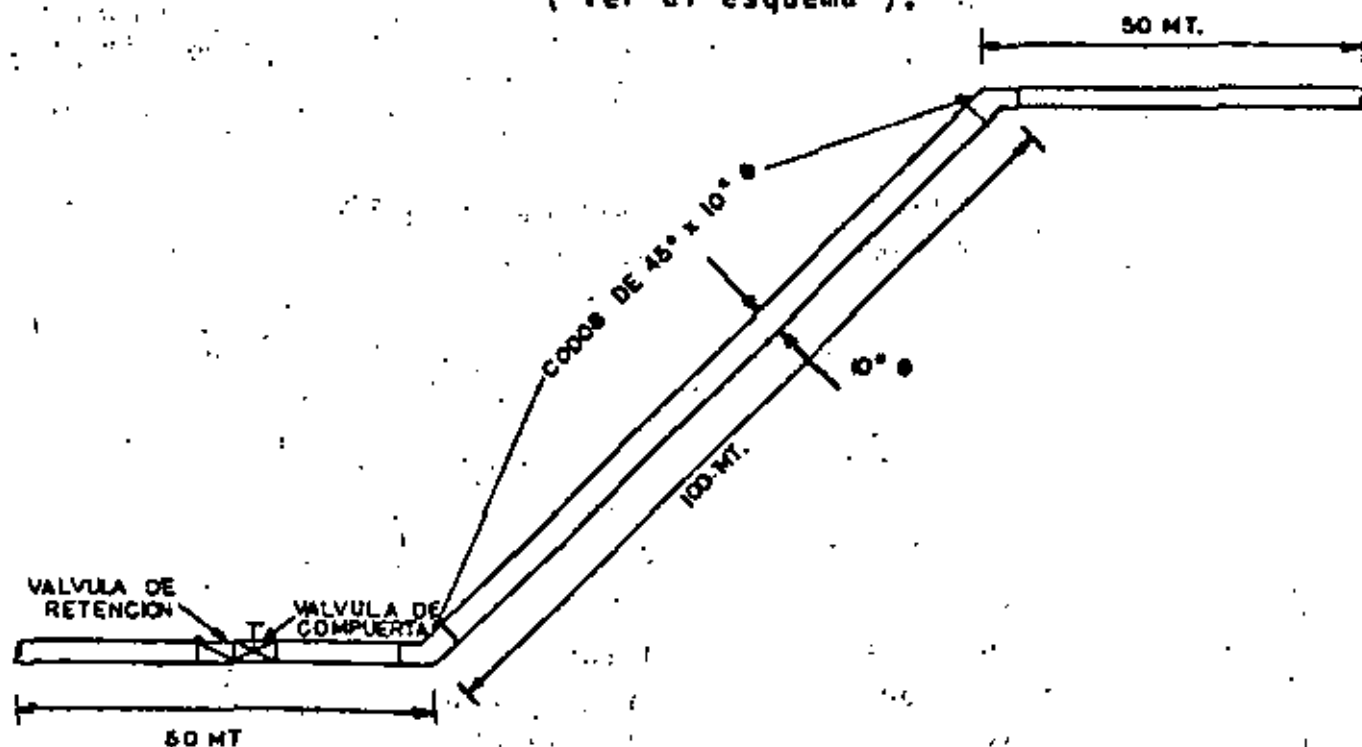
V.1.1.- Determinación del gasto y la carga.

Los datos principales que se requieren para seleccionar un equipo de bombeo para cárcamo húmedo, son el gasto y la carga estática. El gasto es generalmente determinado según las demandas de riego, tomando en cuenta los cultivos y condiciones del terreno que se pretende beneficiar. Cuando se trata de estaciones de bombeo para drenaje, el gasto se determina de acuerdo a las necesidades de drenaje, la carga estática es la diferencia de niveles que existe entre la superficie libre del líquido en la descarga y la superficie libre del mismo en la succión. Cuando la fuente de aprovechamiento es un río, generalmente existen variaciones de carga estática en diferentes épocas del año al presentarse fluctuaciones en el nivel del agua. Bajo estas condiciones se presenta un nivel máximo y un nivel mínimo que harán que varíe la carga estática. En la selección de la bomba se considera el nivel mínimo que es el caso más desfavorable para que cuando se tenga niveles superiores aumenten los gastos que suministre la bomba.

Una vez determinada la carga estática se procede a calcular la carga total que es el resultado de la suma de la carga estática, pérdidas de carga por fricción y la carga de velocidad. Esta carga total es la que debe desarrollar la bomba para que suministre el gasto requerido.

Ejemplo del cálculo de las pérdidas de carga en una tubería y sus accesorios.

Determinar las pérdidas de carga en una tubería de acero de 10" de diámetro y 200 m. de longitud por la cual se conducirá un gasto de 100 l.p.s. En la tubería se interconectarán una válvula de compuerta y una válvula de retención (check) ( Ver el esquema ).



..18

Longitud equivalente.

Se determinará la longitud equivalente de los accesorios.

Longitud equivalente de la válvula de retención.

Consultando la tabla de pérdida de carga - en conexiones, se observa que la válvula - tiene una longitud equivalente de:

$$L_{eqv} = 20 \text{ m.}$$

La longitud equivalente de la válvula de - compuerta, cuando está completamente abier - ta; es:

$$L_{eqc} = 2.5 \text{ m.}$$

La longitud equivalente de los dos codos - de 45° es:

$$L_{eqc} = 2 (4) = 8 \text{ m.}$$

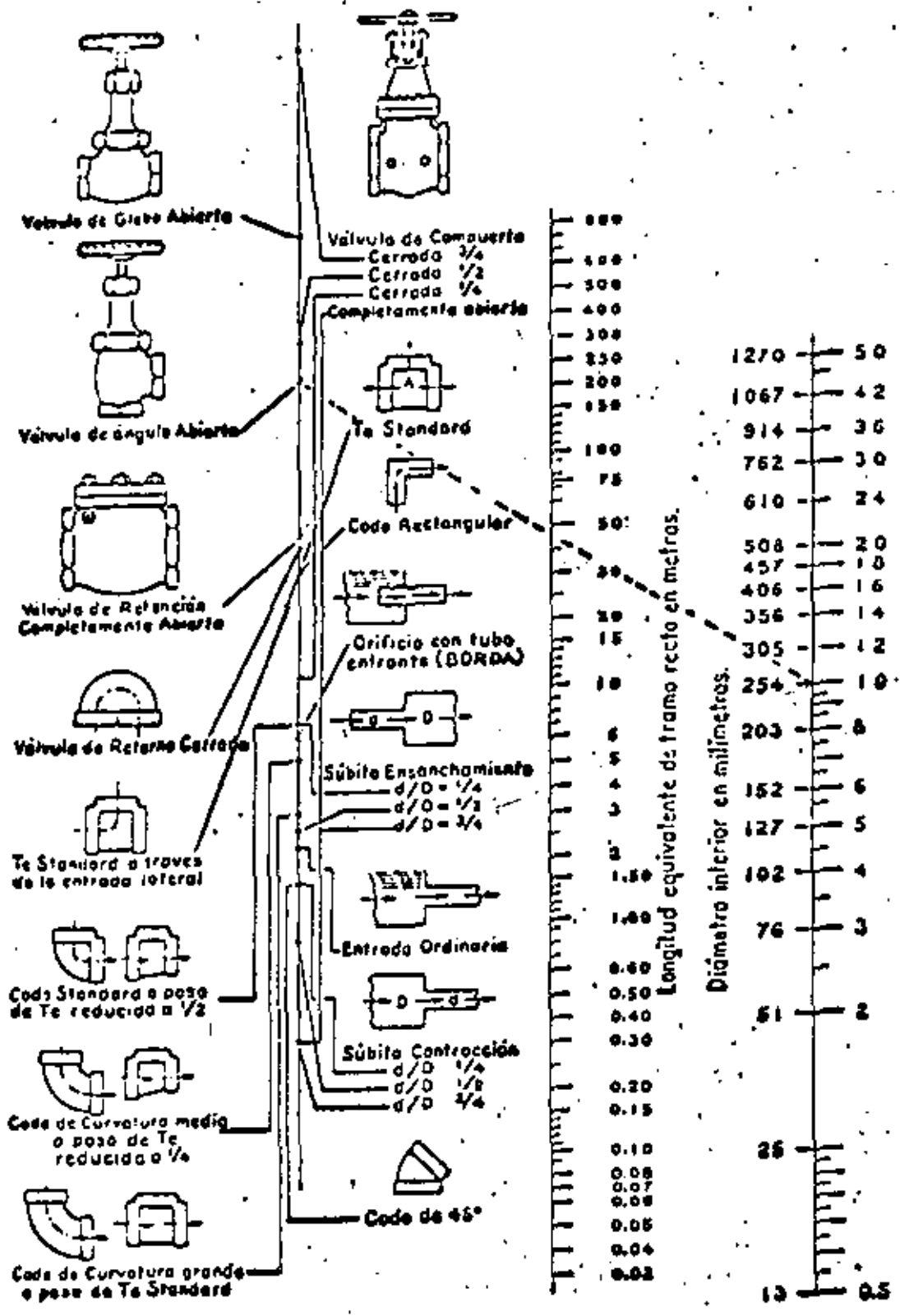
La longitud equivalente total es:

$$L_{eqt} = 20 + 2.5 + 8 = 30.5 \text{ m.}$$

Ahora consultando la tabla de pérdidas por fricción en tubería recta, con el dato del gasto de 100 l.p.s. ( 1585 G.P.M.)



# PERDIDA DE CARGA EN CONEXIONES



Diámetro interior en Pulgadas.

..19

Entonces, la pérdida de carga en toda la tubería, es:

$$h_f = \frac{(200 + 30.5) \times 3.28}{100} \times 1.21$$

$$= 9.15 \text{ ft} = 2.79 \text{ m.}$$

#### V.1.2.- Diámetro de tuberías.

Todos los sistemas de bombeo requieren de la instalación de tuberías para conducir el líquido hasta donde serán utilizados. Es importante que todos los elementos que sirven para conducir el líquido se seleccionen en forma adecuada para asegurarse que se obtiene el gasto deseado con el mínimo costo total. Una característica muy importante que se elige en las tuberías es el diámetro, ya que una selección inadecuada del diámetro redundará en un aumento del costo inicial y de los costos de operación. El costo inicial de tubería y accesorios es directamente proporcional al diámetro del tubo, mientras que los costos de operación son inversamente proporcionales al diámetro por lo tanto debe establecerse un balance económico entre costos iniciales y de operación para decidir cual es la mejor elección del diámetro de una tubería.

#### V.2.- Datos requeridos para la selección de un equipo de bombeo para pozo profundo.

## SECTION II—FRICTION OF WATER

### INTRODUCTION:

The flow of water is basic to all hydraulics. Friction losses incident to water flow may seriously affect the selection or performance of hydraulic machinery. The major portion of the head against which many pumps operate is due largely to the friction losses caused by the created flow. A basic understanding of the nature of the loss and an accurate means of estimating its magnitude is therefore essential.

### GENERAL:

It is well established that either laminar or turbulent flow of incompressible fluids in pipe lines can be treated by the basic formula:

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

where:  $h_f$  = friction loss in feet of liquid.  
 $f$  = friction factor  
 $L$  = length of pipe in feet  
 $D$  = average internal diameter of pipe in feet  
 $V$  = average velocity in pipe in feet per second  
 $g$  = acceleration due to gravity in feet per second per second

The theoretical and empirical studies of engineers who have worked on this problem comprise a roster of names that includes practically every important hydraulic authority for the past century. This work has provided a simple method for determining friction factor "f" as a function of relative pipe roughness and/or the Reynolds Number of flow.

A comprehensive analysis of this mass of experimentation has recently been conducted under the sponsorship of the Hydraulic Institute. A very complete treatise, "Pipe Friction" has been published as a Technical Pamphlet by the Hydraulic Institute; it is an important contribution to the authoritative literature on the subject.

The following tables are a condensation of these data in a form convenient for use. The tables show frictional resistance for water flowing in new schedule #40 steel pipe (ASA specification B36.10) or in new asphalt-dipped cast-iron pipe.

The tables show discharge in U. S. gallons per minute, the average velocity in feet per second for circular pipe, the corresponding velocity head, and the friction loss ( $h_f$ ) in feet of fluid per 100 feet of pipe for 60°F water or any liquid having a Kinematic viscosity  $\nu = 0.00001216$  square feet per second (1.130 centistokes).

Table 1, for new schedule #40 steel pipe is based upon an absolute roughness  $\epsilon = 0.00015$  feet. Table 2, for new asphalt-dipped cast-iron pipe is based upon an absolute roughness of 0.0004 feet.

TABLE 1.  
FRICTION LOSS PER 100 FEET FOR WATER IN NEW  
WROUGHT IRON OR SCHEDULE 40 STEEL PIPE—

$\frac{1}{4}$ " 0.361" inside dia.				$\frac{3}{8}$ " 0.433" inside dia.			
U.S. Gal. Per Min.	vel. $V$ f.p.s.	vel. head $V^2/2g$ feet	frict. loss $h_f$ feet	U.S. Gal. Per Min.	vel. $V$ f.p.s.	vel. head $V^2/2g$ feet	frict. loss $h_f$ feet
0.8	2.47	0.09	17.7	1.1	2.35	0.09	18.5
1.0	3.03	0.15	23.1	1.4	2.62	0.11	20.1
1.2	3.70	0.21	26.7	1.6	3.07	0.14	22.4
1.4	4.32	0.29	31.3	2.0	3.36	0.18	25.0
1.6	4.93	0.38	37.2	2.5	4.20	0.27	27.6
1.8	5.55	0.48	42.4	3.0	5.04	0.39	31.0
2.0	6.17	0.59	49.0	3.5	5.88	0.54	35.6
2.5	7.71	0.92	65.0	4.0	6.72	0.70	41.0
3.0	9.25	1.33	83.0	5.0	8.40	1.10	52.5
3.5	10.79	1.81	103.0	6.0	10.08	1.53	65.0
4.0	12.33	2.38	129.0	7.0	11.76	2.15	79.0
5.0	15.42	3.67	195.0	8.0	13.44	2.81	95.0
				9.0	15.12	3.56	113.0
				10.0	16.80	4.39	133.0

$\frac{1}{2}$ " 0.622" inside dia.				$\frac{3}{4}$ " 0.824" inside dia.			
U.S. Gal. Per Min.	vel. $V$ f.p.s.	vel. head $V^2/2g$ feet	frict. loss $h_f$ feet	U.S. Gal. Per Min.	vel. $V$ f.p.s.	vel. head $V^2/2g$ feet	frict. loss $h_f$ feet
1.0	2.11	0.07	4.78	3.0	1.81	0.05	2.50
2.5	2.64	0.11	7.16	3.5	2.11	0.07	3.10
3.0	3.17	0.16	10.0	4.0	2.42	0.09	4.21
3.5	3.70	0.21	13.3	5.0	2.81	0.14	6.32
4.0	4.22	0.28	17.1	6.0	3.61	0.20	8.87
5.0	5.28	0.43	25.8	7.0	4.21	0.28	11.8
6.0	6.34	0.62	36.5	8.0	4.81	0.36	15.0
7.0	7.39	0.85	49.7	9.0	5.42	0.46	18.8
8.0	8.45	1.11	65.7	10.0	6.02	0.56	23.0
9.0	9.50	1.40	83.3	12.0	7.22	0.81	32.6
10.0	10.56	1.73	103.0	14.0	8.42	1.10	43.5
12.0	12.70	2.49	136.0	16.0	9.63	1.44	56.3
14.0	14.84	3.40	183.0	18.0	10.83	1.82	70.3
16.0	16.99	4.43	235.0	20.0	12.00	2.25	86.1
				22.0	13.20	2.72	104.0
				24.0	14.40	3.24	123.0
				26.0	15.60	3.80	143.0
				28.0	16.80	4.41	164.0

CAUTION: No allowance has been made for age, difference in diameter resulting from manufacturing tolerances or any abnormal conditions of interior pipe surface. It is recommended that for commercial applications a reserve or margin of safety to cover these effects be added to the values shown in the tables. Where no careful analysis of these effects is made a reserve of 15% is recommended.

Consult Hydraulic Institute. See Part 6.

3030

TABLE I. (Cont.)  
FRICTION LOSS PER 100 FEET FOR WATER IN NEW  
WROUGHT IRON OR SCHEDULE 40 STEEL PIPE

1" 1.315" inside dia.				1 1/4" 1.380" inside dia.			
U.S. Gals. Per Min.	vel. f f.p.s.	vel. head f/2g feet	frict. loss h/100 feet	U.S. Gals. Per Min.	vel. f f.p.s.	vel. head f/2g feet	frict. loss h/100 feet
8	2.23	0.03	2.63	10	2.15	0.72	1.77
8	2.97	0.14	4.51	12	2.57	0.10	2.45
10	2.71	0.21	6.96	14	3.00	0.14	3.28
12	2.45	0.31	9.62	16	3.43	0.18	4.26
14	2.20	0.42	12.5	18	3.86	0.23	5.22
16	1.94	0.55	16.5	20	4.29	0.29	6.31
18	1.69	0.69	20.6	22	4.72	0.35	7.59
20	1.42	0.86	25.1	24	5.15	0.41	8.92
22	1.17	1.04	30.2	26	5.58	0.48	9.6
24	0.91	1.23	35.6	28	6.41	0.61	13.6
26	0.77	1.34	41.7	30	7.24	0.77	18.2
30	0.61	1.63	51.6	40	8.58	1.14	22.5
35	0.48	2.03	73.3	45	9.65	1.44	29.4
40	0.38	2.43	95.0	50	10.7	1.79	36.8
45	0.30	2.84	115.0	55	11.8	2.16	43.2
50	0.24	3.25	144.0	60	12.9	2.57	51.0
55	0.19	3.66	176.0	65	13.9	3.02	59.6
60	0.15	4.07	209.0	70	15.0	3.50	69.3
65	0.12	4.48	245.0	75	16.1	4.02	79.7
70	0.09	4.89	283.0	80	17.2	4.58	92.2
75	0.08	5.30	323.0	85	18.2	5.15	106.0
80	0.07	5.71	367.0	90	19.3	5.79	121.0
				95	20.4	6.45	137.0
				100	21.5	7.15	154.0
				120	25.7	10.3	197.0
				140	30.0	14.0	267.0

1 1/2" 1.610" inside dia.				2" 2.067" inside dia.			
U.S. Gals. Per Min.	vel. f f.p.s.	vel. head f/2g feet	frict. loss h/100 feet	U.S. Gals. Per Min.	vel. f f.p.s.	vel. head f/2g feet	frict. loss h/100 feet
14	2.21	0.09	1.53	63	10.24	1.63	27.1
16	2.52	0.10	1.96	70	11.03	1.83	31.3
18	2.81	0.12	2.42	75	11.8	2.16	35.8
20	3.15	0.15	2.91	80	12.6	2.47	40.5
22	3.47	0.19	3.52	85	13.4	2.79	45.6
24	3.78	0.22	4.14	90	14.2	3.13	51.0
26	3.94	0.24	4.45	95	15.0	3.49	56.5
30	4.73	0.35	6.26	100	15.8	3.86	62.2
35	5.51	0.47	8.27	120	18.9	5.56	85.3
40	6.20	0.62	10.59	140	22.1	7.56	119.0
45	6.88	0.78	13.15	160	25.2	9.83	156.0
50	7.45	0.97	16.1	180	28.4	12.50	196.0
55	8.67	1.17	19.7	200	31.5	15.40	248.0
60	9.48	1.39	23.2				

CAUTION: No allowance has been made for any difference in diameter resulting from manufacturing tolerances or any abnormal conditions of exterior pipe surface. It is recommended that a margin of safety be added to the values shown in the tables. Where an careful analysis is made a margin of 15% is recommended.

TABLE I. (Cont.)  
FRICTION LOSS PER 100 FEET FOR WATER IN NEW  
WROUGHT IRON OR SCHEDULE 40 STEEL PIPE

2" 2.067" inside dia.				2 1/2" 2.469" inside dia.			
U.S. Gals. Per Min.	vel. f f.p.s.	vel. head f/2g feet	frict. loss h/100 feet	U.S. Gals. Per Min.	vel. f f.p.s.	vel. head f/2g feet	frict. loss h/100 feet
21	2.29	0.03	1.20	25	1.65	0.01	0.54
25	2.39	0.09	1.79	30	2.01	0.06	0.75
30	2.67	0.13	1.52	35	2.35	0.09	1.00
35	3.35	0.17	2.42	40	2.68	0.11	1.28
40	3.82	0.23	2.10	45	3.02	0.14	1.60
45	4.30	0.29	2.85	50	3.35	0.17	1.91
50	4.78	0.36	4.67	60	4.02	0.25	2.72
55	5.25	0.43	5.51	70	4.69	0.34	3.63
60	5.74	0.51	6.55	80	5.36	0.45	4.68
65	6.21	0.60	7.70	90	6.03	0.57	5.82
70	6.69	0.70	8.86	100	6.70	0.70	7.11
75	7.16	0.80	10.15	120	8.04	1.00	10.0
80	7.65	0.91	11.48	140	9.38	1.37	13.5
85	8.11	1.03	12.6	160	10.7	1.79	17.4
90	8.60	1.15	14.2	180	12.1	2.26	21.9
95	9.09	1.29	15.8	200	13.4	2.79	26.7
100	9.56	1.42	17.4	220	14.7	3.38	32.2
120	11.5	2.05	21.7	240	16.1	4.02	38.1
140	13.4	2.78	27.2	260	17.4	4.72	44.5
160	15.3	3.61	33.0	280	18.8	5.47	51.3
180	17.2	4.60	39.1	300	20.1	6.28	58.5
200	19.1	5.65	46.3	350	23.5	8.55	79.2
220	21.0	6.88	53.0	400	26.8	11.2	103.0
240	22.9	8.18	60.0				
260	24.9	9.60	67.0				
280	26.8	11.14	73.0				
300	28.7	12.8	79.0				

3" 3.069" inside dia.				4" 4.069" inside dia.			
U.S. Gals. Per Min.	vel. f f.p.s.	vel. head f/2g feet	frict. loss h/100 feet	U.S. Gals. Per Min.	vel. f f.p.s.	vel. head f/2g feet	frict. loss h/100 feet
30	2.17	0.07	0.66	220	9.55	1.42	10.7
40	2.60	0.11	0.92	240	10.4	1.69	12.6
50	3.04	0.14	1.22	260	11.3	1.98	14.7
60	3.47	0.19	1.57	280	12.2	2.29	16.9
70	3.91	0.24	1.96	300	13.0	2.63	19.2
80	4.34	0.29	2.39	350	15.2	3.33	26.1
90	4.77	0.42	3.37	400	17.4	4.63	33.9
100	5.20	0.57	4.51	500	21.7	7.32	52.5
120	6.04	0.75	6.51	600	23.8	8.55	63.2
140	6.88	0.95	7.24	800	26.0	10.5	74.4
160	8.65	1.17	8.90	1000	30.4	14.3	101.0

CAUTION: No allowance has been made for any difference in diameter resulting from manufacturing tolerances or any abnormal conditions of exterior pipe surface. It is recommended that a margin of safety be added to the values shown in the tables. Where an careful analysis is made a margin of 15% is recommended.

TABLE 1. (Cont.)  
FRICTION LOSS PER 100 FEET FOR WATER IN NEW  
WROUGHT IRON OR SCHEDULE 40 STEEL PIPE

4" 4.026" inside dia.				5" 5.017" inside dia.			
U.S. Gals. Per Min.	vel. f f.p.s.	vel. head f/2g feet	frict. loss h/100 feet	U.S. Gals. Per Min.	vel. f f.p.s.	vel. head f/2g feet	frict. loss h/100 feet
90	2.27	0.03	0.52	110	2.25	0.03	0.350
100	2.53	0.10	0.62	160	2.57	0.10	0.437
120	3.02	0.14	0.53	150	2.59	0.13	0.606
110	2.53	0.19	1.17	200	3.21	0.16	0.736
100	4.03	0.25	1.49	250	3.53	0.19	0.879
150	4.54	0.32	1.86	210	3.85	0.23	1.035
200	5.04	0.40	2.27	260	4.17	0.27	1.209
250	5.54	0.48	2.72	250	4.49	0.31	1.38
200	6.05	0.57	3.21	300	4.81	0.36	1.53
150	6.55	0.67	3.74	350	5.13	0.43	2.11
200	7.06	0.77	4.30	400	5.45	0.51	2.72
300	7.56	0.89	4.89	450	5.77	0.58	3.41
350	8.02	1.21	6.55	500	6.10	0.64	4.16
400	10.10	1.53	8.41	550	6.41	0.71	4.91
450	11.4	2.00	10.65	600	6.73	0.78	5.63
500	12.6	2.47	13.0	700	7.70	0.92	7.91
550	13.9	3.00	15.7	800	8.70	1.08	10.22
600	15.1	3.55	18.6	900	9.73	1.24	12.90
700	17.6	4.81	25.0	1000	10.8	1.40	15.90
800	20.2	6.32	32.4	1200	12.2	1.67	22.50
900	22.7	8.00	40.3	1400	13.8	1.97	30.40
1000	25.2	9.87	48.2	1600	15.5	2.30	39.5
				1800	17.3	2.66	49.70

6" 6.065" inside dia.				8" 7.931" inside dia.			
U.S. Gals. Per Min.	vel. f f.p.s.	vel. head f/2g feet	frict. loss h/100 feet	U.S. Gals. Per Min.	vel. f f.p.s.	vel. head f/2g feet	frict. loss h/100 feet
200	2.22	0.02	0.30	800	6.88	1.23	6.02
250	2.44	0.09	0.357	850	6.63	1.39	6.50
280	2.65	0.11	0.419	900	6.57	1.55	7.05
300	2.69	0.13	0.487	950	10.55	1.73	7.61
350	3.11	0.15	0.56	1000	11.10	1.92	8.17
300	3.33	0.17	0.637	1100	12.20	2.32	9.41
350	3.59	0.24	0.751	1200	13.30	2.76	10.76
400	4.41	0.31	1.09	1300	14.40	3.24	12.2
450	5.00	0.39	1.36	1400	15.50	3.76	13.8
500	5.55	0.48	1.66	1500	16.70	4.31	15.5
600	6.66	0.69	2.31	1600	17.80	4.91	17.4
650	7.21	0.81	2.72	1700	18.90	5.54	19.3
700	7.77	0.94	3.13	1800	20.00	6.21	21.6
750	8.32	1.08	3.59	1900	21.10	6.92	24.6
				2000	22.20	7.67	28.0

CAUTION: No allowance has been made for age, difference in diameter resulting from manufacturing tolerances or any abnormal conditions of interior pipe surface. It is recommended that for commercial application a reserve or margin of safety to cover these effects be added to the values shown in the table. Where no careful analysis of these effects are made a reserve of 15% is recommended.

TABLE 1. (Cont.)  
FRICTION LOSS PER 100 FEET FOR WATER IN NEW  
WROUGHT IRON OR SCHEDULE 40 STEEL PIPE

8" 7.931" inside dia.				10" 10.020" inside dia.			
U.S. Gals. Per Min.	vel. f f.p.s.	vel. head f/2g feet	frict. loss h/100 feet	U.S. Gals. Per Min.	vel. f f.p.s.	vel. head f/2g feet	frict. loss h/100 feet
600	2.37	0.10	0.579	600	2.44	0.023	0.150
650	2.59	0.13	0.313	650	2.64	0.103	0.224
700	3.21	0.16	0.424	700	2.85	0.126	0.256
750	3.85	0.23	0.597	750	3.05	0.145	0.291
800	4.16	0.27	0.691	800	3.25	0.164	0.328
700	4.49	0.31	0.757	850	3.46	0.187	0.366
750	4.80	0.36	0.911	900	3.66	0.209	0.410
800	5.13	0.41	1.02	950	3.87	0.233	0.453
850	5.45	0.46	1.13	1000	4.07	0.257	0.500
900	5.77	0.52	1.27	1100	4.48	0.311	0.600
950	6.10	0.58	1.42	1200	4.88	0.370	0.703
1000	6.41	0.64	1.58	1300	5.29	0.435	0.818
1100	7.05	0.77	1.87	1400	5.70	0.505	0.94
1200	7.70	0.92	2.20	1500	6.10	0.579	1.07
1300	8.34	1.08	2.56	1600	6.51	0.659	1.21
1400	8.98	1.25	2.95	1700	6.92	0.743	1.36
1500	9.62	1.44	3.37	1800	7.32	0.833	1.52
1600	10.3	1.64	3.82	1900	7.73	0.930	1.68
1700	10.9	1.85	4.29	2000	8.14	1.030	1.86
1800	11.5	2.07	4.79	2100	8.55	1.135	2.03
1900	12.2	2.31	5.31	2200	8.98	1.240	2.23
2000	12.8	2.56	5.86	2300	10.2	1.42	2.80
2100	13.5	2.83	6.43	2400	12.2	2.31	4.06
2200	14.1	3.03	7.02	2500	14.2	3.14	5.46
2300	16.0	4.00	8.50	2600	16.3	4.12	7.07
2400	19.2	5.75	12.0	2700	18.3	5.20	8.91
2500	22.4	7.84	17.5	2800	20.3	6.42	11.00
2600	25.7	10.2	22.6	2900	24.4	8.29	15.90

12" 11.935" inside dia.				14" 14.020" inside dia.			
U.S. Gals. Per Min.	vel. f f.p.s.	vel. head f/2g feet	frict. loss h/100 feet	U.S. Gals. Per Min.	vel. f f.p.s.	vel. head f/2g feet	frict. loss h/100 feet
600	2.29	0.08	0.110	2000	3.73	0.51	0.770
650	2.46	0.09	0.151	2100	6.01	0.56	0.853
700	2.58	0.10	0.173	2200	6.29	0.61	0.926
750	2.72	0.12	0.191	2300	7.17	0.80	1.167
800	2.87	0.13	0.210	2400	8.60	1.15	1.63
1100	3.15	0.15	0.251	2500	10.0	1.56	2.23
1200	3.44	0.18	0.296	2600	11.5	2.04	2.92
1300	3.73	0.22	0.311	2700	12.9	2.59	3.63
1400	4.01	0.25	0.353	2800	14.3	3.19	4.47
1500	4.30	0.29	0.400	2900	17.2	4.60	6.39
1600	4.59	0.33	0.509	3000	20.1	6.26	8.63
1700	4.87	0.37	0.572	3100	22.9	8.17	11.20
1800	5.18	0.41	0.626	3200	25.8	10.3	14.10
1900	5.45	0.46	0.703				

CAUTION: No allowance has been made for age, difference in diameter resulting from manufacturing tolerances or any abnormal conditions of interior pipe surface. It is recommended that for commercial application a reserve or margin of safety to cover these effects be added to the values shown in the table. Where no careful analysis of these effects are made a reserve of 15% is recommended.

3232

3232

TABLE I. (Cont.)

FRICITION LOSS PER 100 FEET FOR WATER I. NEW WROUGHT IRON OR SCHEDULE 40 STEEL PIPE

14" 13.125" inside dia.				16" 15.000" inside dia.			
U.S. Gal. Per Min.	vel. f p.s.	vel. head f <sup>2</sup> /2g feet	frict. loss by feet	U.S. Gal. Per Min.	vel. f p.s.	vel. head f <sup>2</sup> /2g feet	frict. loss by feet
1000	2.37	0.09	0.131	1100	2.54	0.10	0.127
1100	2.61	0.11	0.137	1200	2.72	0.12	0.13
1200	2.85	0.13	0.142	1300	2.90	0.13	0.143
1300	3.05	0.15	0.145	1400	3.09	0.15	0.143
1400	3.23	0.17	0.147	1500	3.27	0.17	0.143
1500	3.56	0.20	0.151	1600	3.45	0.19	0.147
1600	3.79	0.22	0.153	1700	3.63	0.21	0.147
1700	4.03	0.25	0.155	1800	4.51	0.25	0.153
1800	4.27	0.28	0.155	1900	5.45	0.46	0.153
1900	4.50	0.31	0.153	2000	6.35	0.63	0.148
2000	4.74	0.35	0.152	4000	7.26	0.82	0.131
2200	5.93	0.55	0.125	4500	8.17	1.04	0.115
2400	7.11	0.79	0.101	5000	9.08	1.28	0.11
2500	8.30	1.07	0.10	6000	10.9	1.84	0.091
2600	9.45	1.40	0.101	7000	12.7	2.51	0.08
3000	10.7	1.78	0.101	8000	14.5	3.28	0.074
3500	11.9	2.18	0.09	9000	16.3	4.15	0.068
4000	14.2	3.14	0.08	10000	18.2	5.12	0.063
4500	16.6	4.28	0.07	11000	20.0	6.22	0.058
5000	18.0	5.59	0.06	12000	21.8	7.33	0.055
5500	21.3	7.05	0.05	13000	23.6	8.66	0.051
6000	23.7	8.74	0.047	14000	25.4	10.01	0.048
6500	26.0	10.55	0.043	15000	27.2	11.50	0.045
7000	28.3	12.60	0.039	16000	29.0	13.10	0.042

18"

16.576" inside dia.

U.S. Gal. Per Min.	vel. f p.s.	vel. head f <sup>2</sup> /2g feet	frict. loss by feet	U.S. Gal. Per Min.	vel. f p.s.	vel. head f <sup>2</sup> /2g feet	frict. loss by feet
1500	2.55	0.10	0.144	7000	10.0	1.57	1.49
1600	2.73	0.12	0.146	8000	11.5	2.05	1.92
1700	2.87	0.13	0.148	9000	12.9	2.59	2.42
1800	3.09	0.20	0.148	10000	14.3	3.20	2.97
1900	3.23	0.22	0.147	11000	15.8	3.93	3.57
2000	3.52	0.29	0.147	12000	17.2	4.60	4.21
2200	3.79	0.31	0.144	13000	18.6	5.37	4.89
2400	4.15	0.45	0.14	14000	20.1	6.27	5.69
2600	4.47	0.50	0.138	15000	21.5	7.18	6.50
2800	4.81	0.63	0.13	16000	22.9	8.19	7.41
				17000	25.4	10.36	8.33
				18000	28.7	12.8	9.5

TABLE I. (Cont.)

FRICITION LOSS PER 100 FEET FOR WATER IN NEW WROUGHT IRON OR SCHEDULE 40 STEEL PIPE

20" 18.875" inside dia.				24" 22.626" inside dia.			
U.S. Gal. Per Min.	vel. f p.s.	vel. head f <sup>2</sup> /2g feet	frict. loss by feet	U.S. Gal. Per Min.	vel. f p.s.	vel. head f <sup>2</sup> /2g feet	frict. loss by feet
2400	2.31	0.08	0.0812	3000	2.39	0.09	0.079
2500	2.69	0.13	0.123	3500	2.79	0.17	0.073
2600	3.46	0.19	0.171	4000	3.19	0.16	0.129
2700	4.04	0.25	0.222	4500	3.59	0.29	0.149
2800	4.62	0.33	0.293	5000	3.99	0.25	0.181
2900	5.19	0.42	0.372	6000	4.79	0.36	0.237
3000	5.77	0.52	0.455	7000	5.59	0.49	0.313
3200	6.92	0.75	0.615	8000	6.35	0.63	0.411
3400	8.03	1.01	0.862	9000	7.18	0.69	0.521
3600	9.23	1.32	1.11	10000	7.98	0.99	0.671
4000	10.39	1.68	1.39	11000	8.78	1.20	0.819
4500	11.5	2.07	1.70	12000	9.58	1.42	0.929
5000	12.7	2.51	2.05	13000	10.4	1.63	1.12
5500	13.8	2.98	2.44	14000	11.2	1.91	1.29
6000	15.0	3.50	2.86	15000	12.0	2.24	1.49
6500	16.2	4.05	3.29	16000	12.8	2.53	1.67
7000	17.3	4.65	3.75	17000	13.6	2.88	1.85
7500	18.5	5.30	4.25	18000	14.4	3.21	2.10
8000	20.0	6.71	5.25	19000	15.2	3.59	2.33
8500	22.1	8.28	6.56	20000	16.0	3.96	2.53
9000	25.4	10.02	7.91	25000	20.0	6.20	4.01
9500	27.7	11.9	9.39	30000	23.9	8.91	5.63
				35000	27.9	12.20	7.73

30"

29.000" inside dia.

U.S. Gal. Per Min.	vel. f p.s.	vel. head f <sup>2</sup> /2g feet	frict. loss by feet	U.S. Gal. Per Min.	vel. f p.s.	vel. head f <sup>2</sup> /2g feet	frict. loss by feet
5000	2.43	0.09	0.073	17000	7.28	0.83	0.126
6000	2.91	0.13	0.075	18000	7.77	0.94	0.151
7000	3.40	0.18	0.100	19000	8.25	1.06	0.183
8000	3.89	0.24	0.129	20000	8.74	1.19	0.223
9000	4.37	0.30	0.161	21000	9.21	1.32	0.269
10000	4.85	0.37	0.196	22000	9.71	1.47	0.322
11000	5.35	0.44	0.237	23000	12.1	2.29	1.13
12000	5.83	0.53	0.277	24000	14.6	3.30	1.61
13000	6.31	0.63	0.320	25000	17.0	4.49	2.17
14000	6.80	0.72	0.371	30000	19.4	6.87	2.83
				45000	21.9	1.42	3.86
				60000	24.3	0.17	4.29
				80000	29.1	13.2	6.23

CAUTION: No allowance has been made for age, differences in diameter resulting from manufacturing tolerances or any abnormal conditions of interior pipe surface. It is recommended that for corrosive applications a reserve or margin of safety be used. These effects be added to the values shown in the tables. Where no careful analysis of these effects are made a reserve of 15% is recommended.

CAUTION: No allowance has been made for age, differences in diameter resulting from manufacturing tolerances or any abnormal conditions of interior pipe surface. It is recommended that for corrosive applications a reserve or margin of safety be used. These effects be added to the values shown in the tables. Where no careful analysis of these effects are made a reserve of 15% is recommended.

TABLE I. (Cont.)

FRICITION LOSS PER 100 FEET FOR WATER IN NEW WROUGHT IRON OR SCHEDULE 40 STEEL PIPE

36" 36.000" inside dia.				42" 42.000" inside dia.			
U.S. Gals. Per Min.	vel. f f.p.s.	vel. head f' 2g feet	frict. loss h <sub>f</sub> feet	U.S. Gals. Per Min.	vel. f f.p.s.	vel. head f' 2g feet	frict. loss h <sub>f</sub> feet
5000	2.52	0.10	0.041	10000	2.32	0.08	0.0314
6000	2.54	0.13	0.053	11000	2.55	0.10	0.0380
8000	3.15	0.15	0.067	12000	2.73	0.12	0.0441
11000	3.26	0.19	0.081	13000	3.01	0.14	0.0511
15000	3.73	0.22	0.094	14000	3.24	0.16	0.0581
20000	4.10	0.26	0.107	15000	3.47	0.19	0.0650
25000	4.41	0.30	0.126	16000	3.71	0.21	0.0733
30000	4.73	0.35	0.141	17000	3.91	0.24	0.0832
35000	5.01	0.40	0.162	18000	4.17	0.27	0.0941
40000	5.35	0.45	0.182	19000	4.40	0.30	0.1061
45000	5.67	0.50	0.203	20000	4.63	0.33	0.1185
50000	5.93	0.57	0.224	25000	5.79	0.52	0.176
60000	6.30	0.62	0.243	30000	6.95	0.75	0.250
70000	7.83	0.87	0.313	35000	8.11	1.02	0.331
80000	9.45	1.39	0.510	40000	9.26	1.33	0.433
90000	11.0	1.89	0.724	45000	10.4	1.69	0.515
100000	12.6	2.47	0.911	50000	11.6	2.08	0.608
150000	14.1	3.13	1.18	60000	13.9	3.00	0.916
200000	15.8	3.86	1.45	70000	16.2	4.05	1.27
300000	15.9	5.56	2.07	80000	18.5	5.33	1.66
400000	22.1	7.56	2.81	90000	20.8	6.75	2.03
500000	25.2	9.83	3.66	100000	23.2	8.33	2.57
600000	29.4	12.5	4.52	120000	27.8	12.0	3.67

48"  
48" inside dia.

U.S. Gals. Per Min.	vel. f f.p.s.	vel. head f' 2g feet	frict. loss h <sub>f</sub> feet	U.S. Gals. Per Min.	vel. f f.p.s.	vel. head f' 2g feet	frict. loss h <sub>f</sub> feet
10000	2.43	0.10	0.031	60000	10.64	1.76	0.434
16000	2.54	0.13	0.039	70000	12.4	2.39	0.652
18000	3.19	0.16	0.049	80000	14.2	3.19	0.919
20000	3.55	0.20	0.060	90000	16.0	3.96	1.06
25000	4.43	0.31	0.091	100000	17.7	4.89	1.30
30000	5.33	0.44	0.128	120000	21.3	7.03	1.87
35000	6.21	0.60	0.172	130000	24.0	9.57	2.51
40000	7.09	0.78	0.222	160000	28.4	12.5	3.26
45000	7.93	0.99	0.278				
50000	8.67	1.22	0.341				

CAUTION: No allowance has been made for any differences in diameter resulting from manufacturing tolerances or any other condition of interior pipe surface. It is recommended that for critical applications a reserve or margin of safety be provided which will be added to the values shown in the tables. Where no critical analysis of these effects are made a reserve of 15% is recommended.

TABLE I. (Cont.)

FRICITION LOSS PER 100 FEET FOR WATER IN NEW WROUGHT IRON OR SCHEDULE 40 STEEL PIPE

54" 54" inside dia.				60" 60" inside dia.			
U.S. Gals. Per Min.	vel. f f.p.s.	vel. head f' 2g feet	frict. loss h <sub>f</sub> feet	U.S. Gals. Per Min.	vel. f f.p.s.	vel. head f' 2g feet	frict. loss h <sub>f</sub> feet
15000	2.52	0.10	0.027	20000	2.27	0.08	
20000	2.50	0.12	0.033	25000	2.84	0.13	
25000	3.50	0.19	0.050	30000	3.40	0.18	0.312
30000	4.30	0.27	0.071	35000	3.97	0.25	0.457
35000	4.90	0.37	0.096	40000	4.54	0.32	0.673
40000	5.60	0.49	0.124	45000	5.11	0.41	0.953
45000	6.30	0.62	0.155	50000	5.67	0.50	1.312
50000	7.00	0.76	0.193	60000	6.81	0.72	1.853
60000	8.40	1.10	0.267	70000	7.94	0.98	2.579
70000	9.81	1.49	0.353	80000	9.03	1.23	3.523
80000	11.21	1.95	0.465	90000	10.21	1.62	4.711
90000	12.6	2.47	0.596	100000	11.3	2.00	6.120
100000	14.0	3.05	0.745	120000	13.6	2.83	8.600
120000	16.0	4.23	1.02	140000	15.9	3.92	12.506
140000	19.6	5.98	1.38	160000	18.2	5.12	16.010
160000	22.4	7.81	1.80	180000	20.4	6.48	21.32
180000	25.2	9.83	2.28	200000	22.7	8.00	28.163
200000	28.0	12.2	2.77	250000	23.4	12.5	37.7

72"  
72" inside dia.

U.S. Gals. Per Min.	vel. f f.p.s.	vel. head f' 2g feet	frict. loss h <sub>f</sub> feet
30000	2.37	0.09	0.023
35000	2.76	0.12	0.029
40000	3.16	0.16	0.038
45000	3.55	0.20	0.047
50000	3.94	0.24	0.058
60000	4.73	0.35	0.084
70000	5.52	0.47	0.113
80000	6.31	0.62	0.146
90000	7.10	0.78	0.183
100000	7.89	0.97	0.224
120000	9.47	1.39	0.317
140000	11.0	1.89	0.424
160000	12.6	2.47	0.551
180000	14.2	3.13	0.692
200000	15.8	3.87	0.842
250000	19.7	6.04	1.30
300000	23.7	8.70	1.82
350000	27.6	11.6	2.52

CAUTION: No allowance has been made for any differences in diameter resulting from manufacturing tolerances or any other condition of interior pipe surface. It is recommended that for critical applications a reserve or margin of safety be provided which will be added to the values shown in the tables. Where no critical analysis of these effects are made a reserve of 15% is recommended.

### V.2.1.- Tubería de ademe.

La tubería de ademe se introduce en un pozo para mantener en su sitio las paredes del pozo evitando derrumbes y deslizamientos causados tanto por las presiones naturales del terreno, como por la acción dinámica del flujo de agua bombeada. Parte de la tubería de ademe se ranura para dar paso al flujo de agua que se está explotando evidentemente, una vez que ha quedado totalmente instalada la tubería, la parte ranurada debe coincidir con la zona en donde se localiza el manto acuífero. La parte de la tubería que no se ranura se denomina ademe ciego.

Las dimensiones de las ranuras dependen de las características granulométricas del filtro de grava que se coloca entre la pared del pozo y la tubería de ademe y que sirve de protección contra los arrastres de sólidos en suspensión en el agua. El número de ranuras depende de la velocidad de infiltración del agua al interior de la tubería de ademe. Esta velocidad de infiltración no deberá exceder de 15 cm./seg. cabe hacer notar que esta velocidad de infiltración es meramente técnica, ya que es de suponer que una vez instalada la tubería se presentan incrustaciones de innumerables granos del filtro de grava o bien de los que



proviene del pozo, reduciendo notablemente el área de infiltración.

El diámetro de la tubería de ademe se fija de acuerdo con el diámetro del filtro de grava y tomando en cuenta, principalmente, las dimensiones máximas de la bomba posible a instalar en el pozo.

Se hace una selección tentativa de la bomba con el dato del gasto de explotación del proyecto y el nivel de bombeo, con esto ya se tiene idea de las dimensiones probables de la bomba.

## V.2.2.- Aforo del pozo.

### V.2.2.1.- Instrumentos de medición.

Los instrumentos de medición que se utilizan para hacer las tres lecturas, como en la velocidad de rotación de la bomba, el gasto que se esté bombeando y el nivel de bombeo, son los siguientes:

1.- Tacómetro.- Este instrumento sirve para medir la velocidad de rotación de la bomba.

2.- Sonda eléctrica o neumática.- Existen dos métodos que comúnmente se emplean para conocer la distancia vertical que existe entre el nivel del agua en el pozo un punto de referencia fijado arbitrariamente. Uno de ellos emplea la sonda eléctrica, haciendo descender por el interior de la tubería de ademe un electrodo se lo

gra que al efectuarse el contacto entre dicho electrodo y el agua establece un circuito eléctrico que se registra en la caja del aparato por medio de un galvanómetro o un sistema de focos. Una vez que se establece el circuito eléctrico se deja descender la sonda, la cual nos indicará en el cable conductor el valor del nivel de bombeo del agua a la parte de referencia seleccionada.

Otro instrumento que se emplea para medir el nivel de bombeo es la sonda neumática, la cual no es más que un tubo que en su extremo superior se conecta un manómetro. Debajo del manómetro se conecta la manguera de una bomba para aire con válvula de retención del tipo usado en llantas neumáticas. El procedimiento para llevar a cabo la medición es el siguiente:

- a).- Se introduce en tubo de cobre de 1/4" de diámetro al interior del pozo, procurando que dicho tubo quede sumergido en el agua 10' ó 20'. La longitud total del tubo debe ser perfectamente conocida.
- b).- Una vez colocado el tubo y conectada la manguera de la bomba para aire, se inyecta aire hasta que la aguja indicadora de presión en el manómetro se estabiliza.

c).- La profundidad del agua en el pozo se será la resta de la longitud total de la tubería y la lectura obtenida en el manómetro en metros.

3.- Placa de orificio para medir el gasto.

Uno de los métodos más usados por la práctica de su aplicación para medir el gasto en una tubería, es el que utiliza una placa con orificio interconectada entre dos bridas con un diámetro menor que el de la tubería. Al efectuarse el estrangulamiento de la sección de flujo, parte de la carga de velocidad se transforma en carga de presión, midiéndose ésta por medio de un piezómetro instalado a una distancia mínima de 60 cm. a tres veces el diámetro de la tubería, medidas a partir del orificio.

Por medio de la siguiente fórmula se puede calcular el gasto que pasa por la tubería:

$$Q = K A \sqrt{2 g H}$$

En donde:

Q = Gasto en l.p.s.

A = Area del orificio en m<sup>2</sup>.

H = Carga piezométrica en m.

K = Coeficiente que depende de la relación que existe entre el diámetro del orificio y el diámetro de la tubería:  $\frac{d}{D}$

g = Aceleración de la gravedad 9.81 m/seg<sup>2</sup>

Otra forma de medir el gasto en una tubería es utilizando una escuadra graduada en ca. 6 pulgs., la cual debe tener un lado que mide 4" como en la figura siguiente.

Este procedimiento tiene el inconveniente de que no es muy preciso y solo se emplea para obtener datos preliminares que pueden variar considerablemente de la realidad.

Una vez que se ha llevado a cabo la limpieza del pozo se procede con la manobra de desarrollo que tiene por finalidad de aumentar la porosidad y permeabilidad del filtro de grava y las formaciones acuíferas adyacentes al pozo. La manobra de desarrollo se inicia trabajando la bomba a bajas velocidades y bombeando un gasto pequeño. A medida que se observa que el agua se va limpiando, se aumentan las revoluciones de la bomba de 100 en 100 r.p.m., procurando variar la velocidad en cada paso hasta que se obtenga agua limpia, y así se continúa hasta llegar a un máximo de sobrebombeo del orden de 25 al 50% arriba de la capacidad de explotación del proyecto.

El aforo que consiste en la medición de los gastos que bombea el equipo a diferentes velocidades y de los niveles de bombeo corres-



..25

pendientes en cada lectura, se inicia - después de que se considera terminado el desarrollo, realizando simultáneamente - las lecturas necesarias y a partir de - ese momento se considera iniciado el afo - ro. Se continúa bombeando durante una ho - ra con la misma velocidad de rotación y - al final se realizan de nuevo las lectu - ras, efectuado lo cual, se disminuye la ve - locidad de la bomba en 100 r.p.m. y se - mantiene durante una hora para efectuar - las lecturas correspondientes a esa velo - cidad, y así se continúa bombeando, bajan - do la velocidad de 100 en 100 r.p.m. en - cada intervalo de una hora hasta obtener - cuando menos 10 lecturas. Una vez termi - nado el trabajo, se sube la velocidad has - ta la magnitud de iniciación, efectuándo - se las últimas lecturas.

Con los datos tomados del aforo, se traza una curva en la cual las ordenadas defi - nen los niveles de bombeo y las abscisas los gastos bombeados. Se obtendrá de esta forma una línea recta que tendrá origen en el punto correspondiente al nivel estático sobre el eje de las ordenadas.

Como margen de seguridad, se tiene por norma explotar los pozos un 25% abajo del gas - to máximo obtenido en el aforo ó 25% abajo del punto de inflexión cuando éste se pre - senta, siempre y cuando las condiciones es - tructurales y la economía de explotación del pozo lo permitan.

### Nivel de bombeo.

Otro de los datos importantes que se requieren para seleccionar el equipo de bombeo para un pozo es el nivel de bombeo. Este nivel de bombeo se determina con la ayuda de la curva de aforo. El punto que indica el gasto de explotación, se traza una línea horizontal hacia la izquierda de la curva y la intersección con el eje de las ordenadas nos indicará el nivel de bombeo correspondiente al gasto de explotación.

En algunas zonas los niveles de bombeo bajan considerablemente a medida que transcurre el tiempo. Es importante tener una idea de la magnitud de la variación del nivel de bombeo, para seleccionar el equipo adecuado que trabaje eficientemente en las condiciones futuras de operación.

**VI.- CAUSAS QUE ORIGINAN LAS FALLAS EN BOMBAS CENTRIFUGAS.**

<u>SINTOMA.</u>	<u>CAUSAS POSIBLES.</u>
VI.1.- La bomba no descarga agua.	1,2,3,4,6,11,14,16,17, 22, 23.
VI.2.- Capacidad de descarga insuficiente.	2,3,4,5,6,7,8,9,10,11, 14,17,20,22,23,29,30,31.
VI.3.- Presión desarrollada insuficiente.	5,14,16,17,20,22,29,30, 31.
VI.4.- La bomba pierde el cebado después de arrancar.	2,3,5,6,7,8,11,12,13.
VI.5.- La bomba requiere fuerza excesiva.	15,16,17,18,19,20,23,24, 26,27,29,33,34,37.
VI.6.- El estopero escurre excesivamente.	13,24,26,32,33,34,35,36, 38,39, 40.
VI.7.- El empaque dura poco.	12,13,24,26,28,32,33,34,35, 36,37,38,39,40.
VI.8.- La bomba vibra o hace ruido.	2,3,4,9,10,11,21,23,24,25, 26,27,28,30,35,36,41,42,43, 44,45,46,47.
VI.9.- Los cojinetes tienen vida corta.	24,26,27,28,35,36,41,42, 44,45,46,47.
VI.10.- La bomba se sobrecalienta y se pega.	1,4,21,22,24,27,28,35,36,41.



C L A V E .

- 1.- No está cebada la bomba.
- 2.- Bomba o tubería de succión no completamente llena de agua.
- 3.- Elevación de succión muy alta.
- 4.- Margen insuficiente entre la presión de succión y la presión de vapor.
- 5.- Cantidad excesiva de aire o gas en el líquido.
- 6.- Bolsa de aire en la línea de succión.
- 7.- Entrada de aire a la línea de succión.
- 8.- Entrada de aire a la bomba por los estoperos.
- 9.- Válvula de pie muy chica.
- 10.- Válvula de pie parcialmente atascada.
- 11.- Sumersión insuficiente del tubo de entrada de succión.
- 12.- Tubería del sello de agua tapada.
- 13.- Jaula de sello incorrectamente colocada en el estopero, evitando que el líquido sella dor entre al espacio para formar el sello.

-.51  
 -.21  
 -.21  
 -.71  
 -.81  
 -.21  
 -.15  
 -.25

Dificultades en la succión.

6.-  
 7.-

- 14.- Velocidad muy baja.
- 15.- Velocidad muy alta.
- 16.- Dirección de rotación invertida.
- 17.- Carga total del sistema más alta que la carga de diseño de la bomba.
- 18.- Carga total del sistema más baja que la carga de diseño de la bomba.
- 19.- Peso específico del líquido diferente al del diseño.
- 20.- Viscosidad del líquido distinto a la que se usó para el diseño.
- 21.- Operación a capacidad muy baja.
- 22.- Operación inadecuada de bombas en paralelo para esa operación.

} Dificultades en el sistema

- 23.- Cuerpos extraños en el impulsor.
- 24.- Desalineamiento.
- 25.- Cimentación no rígida.
- 26.- Flecha doblada.
- 27.- Parte giratoria que roza en una parte estacionaria.
- 28.- Cojinetes gastados.
- 29.- Anillos de desgaste gastados.
- 30.- Impulsor dañado.
- 31.- Junta de la cubierta defectuosa permitiendo escurrimiento interior.
- 32.- Flechas o manguitos de flecha gastados o rayados en la empaquetadura.
- 33.- Empaquetadura incorrectamente colocada.
- 34.- Tipo incorrecto de empaquetadura para las condiciones de operación.
- 35.- Flecha que opera descentrada por cojinetes gastados o por desalineamiento.
- 36.- Rotor desbalanceado que causa vibración.
- 37.- Prensa estopa muy apretado que da por resultado que no fluya líquido para lubricar la empaquetadura.
- 38.- Falta de alimentación de líquido de enfriamiento a estoperos enfriados por agua.
- 39.- Espacio libre excesivo en el fondo del estopero entre la flecha y la cubierta, haciendo que se fuerce la empaquetadura al interior de la bomba.
- 40.- Mugre o tierra en el líquido sellador que origina que se raye la flecha o el manguito.
- 41.- Empuje excesivo causado por una falla mecánica dentro de la bomba o por falla del dispositivo de balance hidráulico si lo hay.

Dificultades Mecánicas.

- 42.- Cantidad excesiva de grasa o aceite - -  
en la caja de un cojinete antifricción, o  
falta de enfriamiento que causa temperatu  
ra alta en el cojinete.
- 43.- Falta de lubricación.
- 44.- Instalación indebida de cojinetes antifric  
ción ( daño durante el montaje, montaje in  
correcto de cojinetes de balas en pila, -  
uso de baleros diferentes como par ).
- 45.- Huye que entra a los cojinetes.
- 46.- Oxidación de cojinetes debida a entrada de  
agua a la caja.
- 47.- Enfriamiento excesivo de cojinetes enfriados  
con agua, dando por resultado la condensación  
de la humedad de la atmósfera en la caja de -  
los cojinetes.

Dificultades  
Mecánicas.

**VII.- METODOS DE PRUEBAS DE BOMBAS CENTRIFUGAS.**

**VII.1.- Gasto, Potencia, Lecturas Eléctricas e Hidráulicas, etc.**

El método que comunmente es usado para hacer las pruebas hidráulicas a una bomba centrífuga es - aquel en el que la medición de cada una de las - variables se hacen por separado. Este método con siste en determinar el gasto, carga que desarro - lla la bomba, potencia que requiere la bomba. Los instrumentos de medición deberán estar muy bien - calibrados para lograr resultados más precisos. - Los instrumentos de medición que se utilizan son los siguientes:

Para medir el gasto se utiliza el tubo venturi ba - sado en el principio de diferencia de presiones. La diferencia de presiones se obtiene en un piezó - metro, conectando su extremo a la entrada del van - turi y el otro extremo en el lado de la descarga.

La carga que desarrolla la bomba se mide con un ma - nómetro.

La potencia que requiere la bomba se conoce median - te las lecturas eléctricas del wáttmetro.

Un tacómetro se utiliza para medir la velocidad a - que gira la bomba.

Antes de iniciar la prueba, los instrumentos de me - dición deberán calibrarse para confiar en sus lectu - ras y poder obtener resultados correctos.

Se prepara una hoja de pruebas en la cual se anotan las diferentes lecturas que se vayan tomando.

Una vez que se arrancó la bomba, se manobra una válvula de compuerta a tal posición en que se provoquen pérdidas de carga en el tubo venturi en la magnitud deseable. Después de que se logra provocar las pérdidas de carga que se deseen se toman las demás lecturas.

El siguiente paso es semejante al anterior, con la diferencia de que ahora deberán provocarse mayores pérdidas en el tubo venturi. Después de que se logra obtener la pérdida de carga deseada, se toman de nuevo las lecturas en cada instrumento y que corresponderán al siguiente punto. Así sucesivamente se van tomando lecturas en cada intervalo hasta obtener 10 ó más puntos. A cada punto corresponde un valor distinto de carga y de gasto. Estos valores se grafican en un sistema de coordenadas, cuyas ordenadas representan las cargas y las abscisas los gastos.

La carga que desarrolla la bomba se obtiene directamente del manómetro, y el gasto se calcula mediante la siguiente fórmula:

$$Q = K \sqrt{H}$$

Q = Gasto en G.P.M. o l.p.s.

K = Constante que depende de las dimensiones del tubo venturi.

H = Pérdida de carga en el tubo venturi en pulgadas de mercurio.

Los valores de carga y gasto correspondiente a - 50  
cada lectura, nos determinarán varios puntos en  
el sistema de coordenadas, mismas que definirán  
la curva que registró el comportamiento de la bomba.

### VIII.- EJEMPLO DE SELECCION DE UNA BOMBA HORIZONTAL, 51

En la Ciudad de Gómez Palacio, Dgo. que se encuentra a una altura sobre el nivel del mar de 1135 m., se va a instalar una bomba centrífuga horizontal para extraer un gasto de - 30 l.p.s. y descargarlo a una altura estática de 50 m. Las pérdidas en el tubo de succión son de 0.50 m. y en la tubería de descarga son de 1.50 m., incluyendo la carga de velocidad. Determinar la altura máxima a la cual debe quedar instalada la bomba respecto al nivel del agua si la carga neta de succión positiva requerida es de 17 ft (5.18 m.), y también la potencia del motor eléctrico que impulsará la bomba.

#### VIII.1.- Altura máxima de instalación.

La altura máxima se calcula con la siguiente expresión.

$$h_s = h_b - h_r - h_f - h_v$$

En donde,

$h_s$  = Altura en metros columna de agua del eje de la bomba al nivel del líquido.

$h_b$  = Altura en m. equivalente a la presión atmosférica sobre la superficie del agua.

$h_r$  = Altura equivalente de la carga neta de succión positiva requerida en m.

$h_f$  = Altura equivalente a las pérdidas de carga en la succión.

$h_v$  = Altura equivalente a la presión de vapor del agua.

..36

Según la tabla siguiente, la altura equivalente a la presión atmosférica en el lugar de instalación es de 29 ft = 8.84 m. =  $h_b$

La  $h_f$  es igual a 0.50

La  $h_v$  se desprecia por tratarse de agua fría.

Sustituyendo.

$$h_s = 8.84 - (5.18 + 0.50 + 0)$$

$$h_s = 3.16 \text{ m.}$$

Como la altura  $h_s$  es la máxima permisible para fines prácticos se dejará a 2.50 m. la altura que habrá entre el eje del impulsor y la superficie libre del agua.

#### VIII.2.- Potencia del Motor Eléctrico.

La potencia del motor eléctrico será de acuerdo con la potencia requerida por la bomba, que se calcula como sigue:

$$N = \frac{30 \times 62}{76 \times 0.7} = 29.3 \text{ HP.}$$

Siendo la potencia del motor eléctrico de 30 HP.



**IX.- EJEMPLO DE SELECCION DE UN EQUIPO DE BOMBEO PARA CARCAMO HUMEDO.**

Seleccionar un equipo de bombeo que manejará un gasto de 150 l.p.s. a una altura de 20 m.

**IX.1.- Tipo de bomba.**

La bomba será del tipo turbina para operación vertical en cárcamo húmedo y con descarga bajo la superficie del piso de operación del equipo. (Ver. dibujo).

**IX.2.- Cálculo de la carga total.**

La carga total con que trabajará la bomba se determinará sumando la carga estática, las pérdidas de carga en la tubería y la carga de velocidad.

**IX.2.1.- Carga estática.**

La carga estática es de 9 m.

Cálculo de las pérdidas de carga.

Para calcular las pérdidas por fricción se requiere conocer el diámetro de la columna y tubería de descarga.

El diámetro de la tubería se seleccionará tomando como base que la velocidad en la columna y tubería no sea mayor de 2.50 m./seg. Entonces, el diámetro de la tubería será:

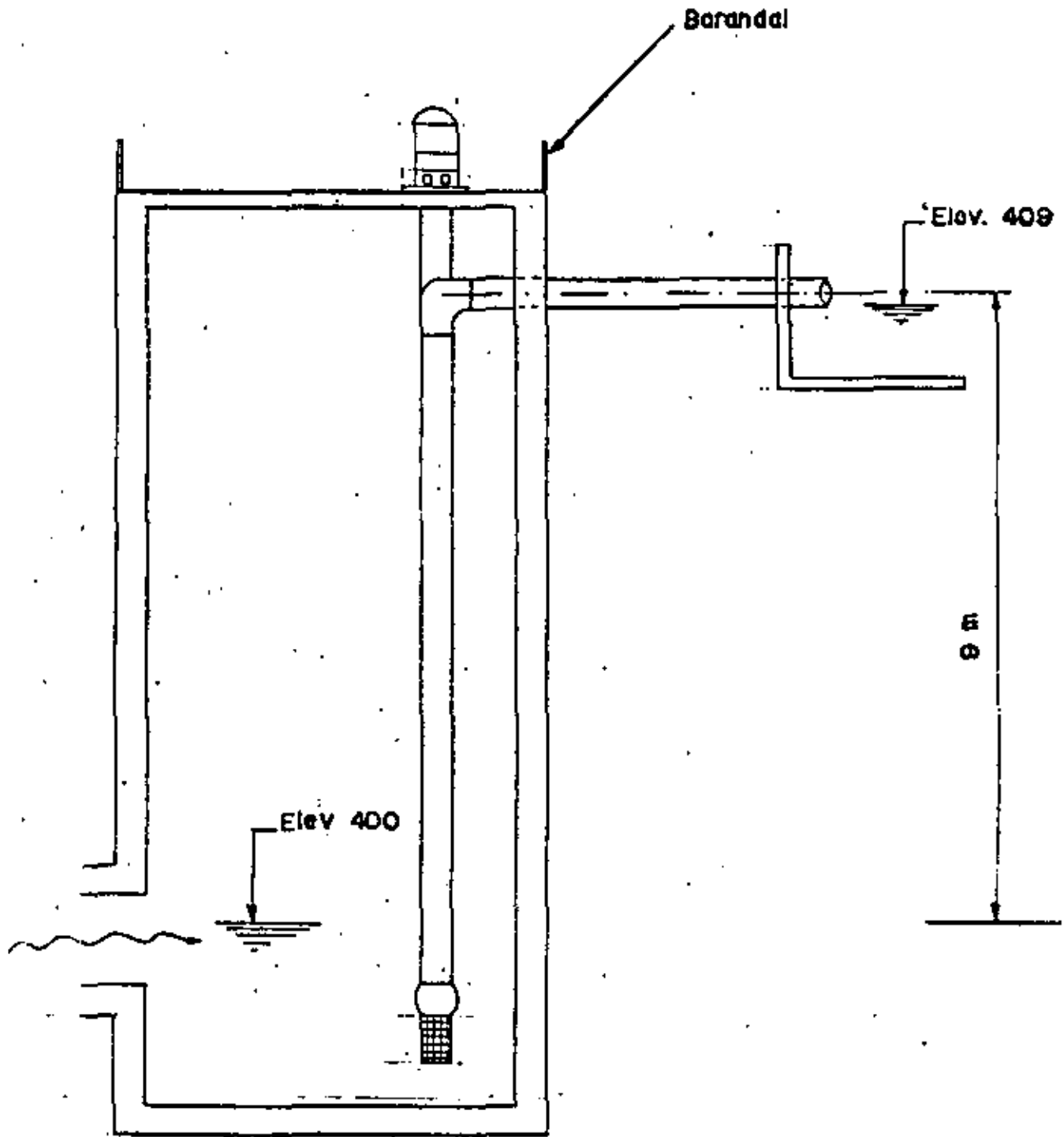


TABLE 24. ATMOSPHERIC PRESSURE, BAROMETER READING AND BOILING POINT OF WATER AT VARIOUS ALTITUDES

Altitude		Barometer Reading		Atmos. Press.		Boiling Point of Water °F
Feet	Meters	In. Hg.	mm. Hg.	psi	Fl. Water	
- 1000	- 304.8	31.0	788	15.2	33.2	213.8
- 500	- 152.4	30.5	775	15.0	31.6	212.9
0	0.0	29.9	760	14.7	33.9	212.0
+ 500	+ 152.4	29.4	747	14.4	33.3	211.1
+ 1000	304.8	28.9	734	14.2	32.8	210.2
1500	457.2	28.3	719	13.9	32.1	209.3
2000	609.6	27.8	706	13.7	31.6	208.4
2500	762.0	27.3	694	13.4	31.0	207.4
3000	914.4	26.8	681	13.2	30.4	206.5
3500	1066.8	26.3	668	12.9	29.8	205.6
4000	1219.2	25.8	655	12.7	29.2	204.7
4500	1371.6	25.4	645	12.4	28.8	203.8
5000	1524.0	24.9	633	12.2	28.2	202.9
5500	1676.4	24.4	620	12.0	27.6	201.9
6000	1828.8	24.0	610	11.8	27.2	201.0
6500	1981.2	23.5	597	11.5	26.7	200.1
7000	2133.6	23.1	587	11.3	26.2	199.2
7500	2286.0	22.7	577	11.1	25.7	198.3
8000	2438.4	22.2	564	10.9	25.2	197.4
8500	2590.8	21.8	554	10.7	24.7	196.5
9000	2743.2	21.4	544	10.5	24.3	195.5
9500	2895.6	21.0	533	10.3	23.8	194.6
10000	3048.0	20.6	523	10.1	23.4	193.7
15000	4572.0	19.0	479	8.3	19.0	181.0

TABLE 25. WATER REQUIRED TO FEED BOILERS, U. S. GPM.

Boiler Hp	gpm	lb. hr.	Boiler Hp	gpm	lb. hr.
10	0.7	345	175	12.1	6037
20	1.4	690	200	13.8	6900
30	2.1	1035	225	15.5	7762
40	2.8	1380	250	17.2	8625
50	3.5	1725	300	20.7	10350
60	4.1	2070	350	24.1	12075
70	4.8	2415	400	27.6	13800
80	5.5	2760	450	31.1	15525
90	6.2	3105	500	34.5	17250
100	6.9	3450	600	41.4	20700
125	8.6	4312	750	51.8	25875
150	10.4	5175	1000	69.0	34500

A Boiler horsepower is equivalent to the evaporation of 34.5 lbs. of water per hour from a feed water temperature of 212°F into steam at 212°F or, in other terms, is equal to the evaporation of 0.069 gpm per Boiler hp. The accompanying table of water requirements is based on these values.

In selecting a Boiler Feed Pump it should be remembered that most Boilers are operated at more than 100% of their rating. With modern firing methods 200% to 300% is not uncommon even with small Boilers. For example a 200 Hp Boiler operating at 300% of rating will actually evaporate 600 Boiler Hp or 41.4 gpm.

A Boiler Feed pump should always develop a pressure higher than the Boiler pressure. The amount the pump pressure exceeds the Boiler pressure is called the Excess Pressure. This excess pressure is needed to overcome the friction losses in the check valve, regulating valve, piping and in the static elevation difference between the pump location and the water level in the boiler. The amount of excess pressure required should be determined from the layout of the installation. Generally, for estimating purposes, excess pressures of 25 lbs. for 100 lb. pressure Boilers to 50 lbs. for 300 lb. Boilers can be used.

$$Q = VA = V \times 0.785 D^2$$

56

$$D = \sqrt{\frac{Q}{V \times 0.785}} = \sqrt{\frac{0.150}{2.50 \times 0.785}}$$

$$= 0.276 \text{ m.} = 27.6 \text{ cm.}$$

Se elegirá un diámetro de 30.4 cm. (12") para la tubería de descarga y el diámetro de la columna también será de 30.5 cm. (12").

#### IX.2.2.- Pérdidas en la columna.

Consultando la siguiente tabla se tiene que para un gasto de 150 l.p.s. (2377.5 G.P.M.), se observa que es necesario conocer el diámetro de la flecha para conocer las pérdidas de carga en la columna, por lo que se calculará la potencia aproximada requerida por la bomba para conocer el diámetro de la flecha, consultando la tabla siguiente.

$$N = \frac{P Q H}{76 \times \eta}$$

N = Potencia requerida por la bomba en HP

P = Peso específico del agua = 1000 Kg/m<sup>3</sup>

Q = Gasto de bombeo en m<sup>3</sup>/seg.

H = Carga total en metros.

76 = Factor de conversión de  $\frac{\text{Kg-m}}{\text{seg}}$   
a H.P.

$\eta$  = Eficiencia de la bomba.

Para fines de cálculos aproximados - el valor de  $\eta$ , se considerará una eficiencia de 70% de la bomba.

Sustituyendo:

$$H = \frac{1000 \times 0.150 \times 9}{76 \times 0.70}$$

$$= 25.3 \text{ HP.}$$

Ahora consultando la siguiente tabla, para una velocidad de 1175 r.p.m. de la bomba, el diámetro de la flecha es de 1". Observando la tabla de pérdidas en columna, se tiene una pérdida de 1.7 ft, entonces la pérdida en una columna de 11 m. (36') es:

$$h_{f_c} = \frac{1.7}{100} \times 36 = 0.60 \text{ ft} =$$

$$= 0.18 \text{ m.}$$

### IX.2.3.- Pérdidas en el codo cabezal.

En la siguiente tabla se observa que la pérdida de carga en un codo de 12", 90", la pérdida es:

COLUMN FRICTION LOSS CHART  
1500 - 15,000 GPM

6

LOSS IN FEET OF HEAD PER 100 FEET OF COLUMN  
OPEN OR ENCLOSED LINESHAFT

COL. SIZE	SHAFT SIZE	CAPACITY IN GALLONS PER MINUTE																	
		1100	1200	1300	1400	1500	1600	1700	1800	1900	2000	2100	2200	2300	2400	2500	2600	2700	2800
8	3/4	5.7	6.3	7.8	9.5	11.0													
	1	6.2	6.9	8.6	10.5														
	1 1/8	6.8	7.6	9.4	11.4														
10	1	1.6	1.8	2.2	2.7	3.2	3.7	4.3	5.0	5.6	6.3	7.0	7.8	8.7	9.6				
	1 1/8	1.8	2.0	2.5	3.0	3.6	4.2	4.9	5.6	6.4	7.1	8.0	8.9	9.8					
	1 1/2 - 1 3/8	2.0	2.3	2.8	3.5	4.1	4.8	5.6	6.4	7.2	8.2	9.1							
	1 3/8	2.5	2.8	3.4	4.2	5.0	5.8	6.8	7.8	8.9	10.0								
	2 1/8 - 2 3/8	3.0	3.4	4.3	5.2	6.1	7.2	8.2	9.4										
2 3/8	3.9	4.5	5.5	6.7	7.9	9.3													
12	1 3/8			1.0	1.2	1.4	1.7	1.9	2.2	2.5	2.8	3.1	3.5	3.9	4.2	4.8	5.3	5.8	6.4
	1 1/2 - 1 3/8		.9	1.1	1.4	1.6	1.9	2.2	2.5	2.9	3.2	3.6	4.0	4.4	4.8	5.3	6.0	6.6	7.3
	1 3/8	.9	1.0	1.3	1.6	1.9	2.2	2.5	2.9	3.3	3.7	4.1	4.6	5.1	5.6	6.3	7.0	7.8	8.5
	2 1/8 - 2 3/8	1.1	1.2	1.5	1.8	2.1	2.5	2.9	3.3	3.8	4.3	4.8	5.4	5.9	6.5	7.2	8.0	8.8	9.7
	2 3/8	1.3	1.4	1.8	2.1	2.5	3.0	3.5	4.0	4.5	5.1	5.7	6.4	7.1	7.8	8.8	9.9		
14	1 1/2 - 1 3/8						1.0	1.2	1.3	1.5	1.7	1.9	2.1	2.3	2.6	2.9	3.2	3.6	4.0
	1 3/8					.9	1.1	1.3	1.5	1.7	1.9	2.1	2.4	2.6	2.9	3.2	3.5	3.9	4.3
	2 1/8 - 2 3/8			.9	1.1	1.3	1.5	1.7	2.0	2.2	2.4	2.7	3.0	3.3	3.7	4.0	4.4	4.9	
	2 3/8		.9	1.0	1.2	1.4	1.7	2.0	2.2	2.5	2.7	3.1	3.4	3.8	4.2	4.6	5.0	5.5	
	2 1/2 - 3 1/8	.9	1.0	1.1	1.4	1.6	1.9	2.2	2.5	2.9	3.2	3.6	4.0	4.4	4.9	5.4	5.9	6.7	7.2
16	1 1/2 - 1 3/8											1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.6	1.8	1.9
	1 3/8										.9	1.1	1.2	1.3	1.4	1.6	1.7	1.9	2.1
	2 1/8 - 2 3/8								.9	1.0	1.1	1.3	1.4	1.5	1.7	1.9	2.1	2.3	
	2 3/8							.9	1.0	1.1	1.2	1.4	1.5	1.6	1.8	2.0	2.2	2.5	
	2 1/2 - 3 1/8					.9	1.0	1.1	1.3	1.4	1.6	1.8	1.9	2.1	2.4	2.7	2.9		

COL. SIZE	SHAFT SIZE	CAPACITY IN GALLONS PER MINUTE																	
		4500	4750	5000	5500	6000	6500	7000	7500	8000	8500	9000	9500	10000	11000	12000	13000	14000	15000
14	1 1/2 - 1 3/8	3.2	3.6	4.0	4.7	5.6	6.4	7.4	8.5	9.7									
	1 3/8	3.5	3.9	4.3	5.1	6.0	7.0	8.0											
	2 1/8 - 2 3/8	4.0	4.4	4.9	5.8	6.9	8.0	9.2											
	2 3/8	4.6	5.0	5.5	6.7	8.0	9.3												
16	1 1/2 - 1 3/8	1.6	1.8	1.9	2.3	2.6	3.1	3.6	4.1	4.6	5.2	5.8	6.4	7.1	7.8	8.6			
	1 3/8	1.7	1.9	2.1	2.5	3.0	3.4	3.8	4.3	4.8	5.4	6.0	6.6	7.2	7.9				
	2 1/8 - 2 3/8	1.9	2.1	2.3	2.7	3.3	3.8	4.4	5.0	5.6	6.3	7.0	7.7	8.5					
	2 3/8	2.0	2.2	2.5	2.9	3.5	4.0	4.6	5.3	5.9	6.5	7.3	8.0	8.8					
18	2 1/8 - 2 3/8	2.4	2.7	2.9	3.5	4.1	4.7	5.4	6.1	6.8	7.6	8.3	9.0						
	1 3/8		1.0	1.1	1.4	1.6	1.9	2.1	2.4	2.7	3.1	3.4	3.8	4.2	4.9	5.8	6.8	7.8	8.8
	2 3/8	1.0	1.1	1.2	1.5	1.7	2.0	2.3	2.6	2.9	3.3	3.6	4.0	4.4	5.3	6.2	7.2	8.3	9.4
	2 1/2	1.1	1.2	1.3	1.6	1.8	2.1	2.5	2.8	3.2	3.6	4.0	4.4	4.8	5.7	6.7	7.8	9.0	
20	2 1/2 - 3 1/8	1.2	1.4	1.5	1.8	2.1	2.4	2.8	3.1	3.5	4.0	4.4	4.9	5.2	6.4	7.5	8.8		
	1 3/8				.9	1.0	1.2	1.4	1.6	1.7	1.9	2.1	2.3	2.7	3.2	3.7	4.2	4.9	
	2 3/8 - 2 1/2				1.0	1.1	1.3	1.5	1.7	1.9	2.1	2.3	2.5	3.0	3.6	4.1	4.7	5.3	
	2 1/2			.9	1.1	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.3	2.5	2.7	3.2	3.8	4.4	5.0	5.7	
20	2 1/2 - 3 1/8		.9	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.3	2.6	2.8	3.1	3.7	4.3	5.0	5.8	6.6	

Page -  
January 1, 1962

Glendora, California  
ESTABLISHED 1909

**COLUMN FRICTION LOSS CHART**  
10,000 - 30,000 GPM

LOSS IN FEET OF HEAD PER 100 FEET OF COLUMN  
OPEN OR ENCLOSED LINESHAFT

SHAFT SIZE	CAPACITY IN THOUSANDS OF GALLONS PER MINUTE																	
	10	11	12	13	14	15	16	18	20	22	24	26	28	30	31	34	36	38
1 1/4"	4.2	4.9	5.8	6.8	7.8	8.8												
2 1/4"-2 3/4"	4.4	5.3	6.2	7.2	8.3	9.4												
2 1/2"	4.8	5.7	6.7	7.8	9.0													
2 1/2"-3 1/4"	5.2	6.4	7.5	8.8														
1 1/2"	2.3	2.7	3.2	3.7	4.2	4.9	5.5	6.8	8.2									
2 1/4"-2 3/4"	2.5	3.0	3.6	4.1	4.7	5.3	6.0	7.5	9.1									
2 1/2"	2.7	3.2	3.8	4.4	5.0	5.7	6.5	8.0										
2 1/2"-3 1/4"	3.1	3.7	4.3	5.0	5.8	6.6	7.4	9.2										
24	2 1/4"-2 3/4"	1.0	1.1	1.3	1.5	1.6	2.0	2.3	2.8	3.4	4.1	4.8	5.6	6.4	7.2	8.2		
	2 1/2"	1.0	1.2	1.4	1.6	1.9	2.2	2.4	3.0	3.6	4.4	5.2	6.0	6.8	7.8			
	2 1/2"-3 1/4"	1.1	1.3	1.6	1.8	2.1	2.4	2.7	3.4	4.1	4.9	5.7	6.6	7.6	8.7			
	3 1/4"-3 1/2"	1.2	1.5	1.8	2.1	2.4	2.7	3.0	3.8	4.6	5.5	6.5	7.6	8.6				
30	2 1/2"								1.0	1.1	1.2	1.5	1.8	2.0	2.3	2.6	2.9	3.2
	2 1/2"-3 1/4"							.9	1.0	1.2	1.4	1.7	2.0	2.2	2.5	2.8	3.1	3.4
	3 1/4"-3 1/2"							1.0	1.2	1.4	1.6	1.9	2.2	2.5	2.8	3.2	3.5	3.9

### COLUMN FRICTION LOSS CHART 10-1400 GPM

Friction losses listed below conform to ARA Specification 154.1 and AWWA Specification A101, where applicable. Bold face type figures indicate capacities which are permissible under above specifications.

#### LOSS IN FEET OF HEAD PER 100 FEET OF COLUMN OPEN OR ENCLOSED LINESHAFT

SHAFT SIZE	CAPACITY IN GALLONS PER MINUTE																	
	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	125	150	175	200	225	250	275	300
1/4	1.0	2.3	3.9	5.4	7.2	9.0	11.5											
3/8		1.0	1.9	3.0	4.4	6.0	7.8	9.7	11.6	14.1								
1/2		1.2	2.3	3.7	5.4	7.3	9.5	14.0										
3/4						.9	1.2	1.5	1.8	2.2	3.2	4.4	5.7	7.3	9.0	10.8	12.8	15.0
1					.9	1.2	1.5	1.9	2.4	2.8	4.2	5.7	7.5	9.5	11.5	14.0		
1 1/4			1.1	1.6	2.2	2.9	3.6	4.4	5.3	7.7	10.5	13.5						
1 1/2										.8	1.1	1.4	1.8	2.3	2.7	3.2	3.8	
1 3/4										1.0	1.3	1.7	2.2	2.7	3.3	3.9	4.5	
2									.9	1.4	1.9	2.5	3.1	3.9	4.6	5.5	6.4	
2 1/4									1.0	1.2	1.8	2.5	3.2	4.0	5.0	6.0	7.1	8.3
2 1/2																	1.0	1.2
3															.9	1.1	1.3	1.5
3 1/2														1.0	1.2	1.4	1.7	2.0
4													.9	1.1	1.4	1.7	2.0	2.4
4 1/2										.9	1.3	1.7	2.2	2.7	3.3	3.9	4.5	

SHAFT SIZE	CAPACITY IN GALLONS PER MINUTE																	
	325	350	375	400	450	500	550	600	650	700	750	800	900	1000	1100	1200	1300	1400
1/2	4.4	4.9	5.6	6.2	7.8	9.3	11.0											
3/4	5.2	5.9	6.6	7.5	9.3	11.2												
1	7.2	8.3	9.4	10.5														
1 1/4	1.4	1.6	1.8	2.0	2.5	3.0	3.6	4.2	4.8	5.5	6.2	7.0	8.6	10.4				
1 1/2	1.7	2.0	2.2	2.5	3.1	3.7	4.4	5.2	6.0	6.8	7.7	8.6	10.7					
1 3/4	2.3	2.6	2.9	3.3	4.1	4.9	5.8	6.8	7.8	9.0	10.1							
2	3.2	3.6	4.1	4.6	5.7	6.9	8.1	9.5	11.0									
2 1/4	5.2	6.0	6.7	7.5	9.3	11.5												
2 1/2									1.0	1.2	1.5	1.8	2.3	2.8	3.2	3.9	4.4	5.0
3						.9	1.1	1.3	1.5	1.7	1.9	2.2	2.7	3.2	3.8	4.5	5.2	6.0
3 1/2				.9	1.1	1.3	1.5	1.8	2.0	2.3	2.6	3.2	3.9	4.6	5.4	6.2	7.2	
4		.9	1.0	1.2	1.5	1.8	2.1	2.4	2.8	3.2	3.6	4.5	5.4	6.4	7.5	8.8	10.0	
4 1/2		1.1	1.3	1.5	1.8	2.2	2.6	3.0	3.5	4.1	4.6	5.2	6.4	7.8	9.4			
5																1.1	1.2	1.4
5 1/2															1.0	1.2	1.4	1.6
6														1.0	1.2	1.4	1.6	1.8
6 1/2													1.0	1.2	1.4	1.6	1.9	2.2
7										.9	1.2	1.4	1.7	2.0	2.3	2.7	2.7	
7 1/2								1.0	1.1	1.3	1.6	1.9	2.2	2.6	3.0	3.5		



DISCHARGE HEAD FRICTION LOSS CHART  
CAST "A," "AB," "B" AND "C" DISCHARGE HEADS

DISCHARGE SIZE	CAPACITY IN GALLONS PER MINUTE													
	10	75	100	125	150	175	200	250	300	350	400	450	500	550
2	.27	.59	1.0	1.7	2.4									
2½	.12	.27	.49	.77	1.1	1.5	2.0	3.0						
3		.14	.25	.38	.55	.75	1.0	1.5	2.2	3.0				
4				.12	.18	.24	.32	.49	.70	.97	1.2	1.5	1.9	2.3
	CAPACITY IN GALLONS PER MINUTE													
	500	600	800	1000	1250	1500	1750	2000	2500	3000	3500	4000	4500	5000
6	.37	.54	.96	1.5	2.4	3.4								
8		.17	.31	.47	.74	1.1	1.5	2.0	3.0					
10				.19	.30	.43	.59	.77	1.2	1.7	2.4	3.0		
12						.21	.29	.37	.58	.85	1.2	1.5	1.9	2.3
14								.20	.31	.45	.65	.80	1.0	1.2

## FABRICATED "A," "AU," "B," AND "C" DISCHARGE HEADS

DISCHARGE SIZE	CAPACITY IN GALLONS PER MINUTE													
	20	40	60	75	100	125	150	175	200	250	300	350	400	450
1½	.44	.77	1.2	2.7										
2	.16	.29	.45	1.0	1.8	2.8								
2½		.14	.21	.49	.87	1.4	2.0	2.8						
3				.20	.36	.57	.82	1.1	1.5	2.3	3.2			
4					.12	.19	.27	.38	.50	.79	1.1	1.5	2.0	2.5
5									.20	.31	.45	.61	.80	1.0
	CAPACITY IN GALLONS PER MINUTE													
	500	600	800	1000	1250	1500	1750	2000	2500	3000	3500	4000	4500	5000
5	1.2	1.9	3.1											
6	.60	.86	1.5	2.4										
8	.20	.29	.51	.78	1.2	1.8	2.3	3.2						
10			.20	.31	.48	.69	.95	1.2	1.9	2.8				
12				.16	.24	.34	.48	.61	.96	1.4	1.9	2.4	3.0	
14					.16	.23	.31	.41	.63	.92	1.3	1.6	2.1	2.5

For losses in a 3 section elbow, refer to the elbow friction loss chart in the propeller pump section.

LINESHAFT SELECTION AND MECHANICAL FRICTION CHART  
(Continued)

MATERIAL	MULTIPLIER
Stainless Steel - Type 304	.875
Stainless Steel - Type 316	.75
Heat-Treated Stainless Steel - Type 416	1.75

MATERIAL	MULTIPLIER
Heat-Treated Stainless Steel - 17-4 PH	2.40
Monel	1.25

For engine-driven pumps using engines with less than 4 cylinders or with engine speeds less than 500 RPM, multiply horsepower and thrust ratings by .75.

Since horsepower ratings are dependent upon the pump thrust, the following rules may be applied, if necessary:

1. If pump thrust exceeds that listed by 50%, multiply horsepower rating by .958.
  2. If pump thrust is only 50% of that listed, multiply horsepower rating by 1.025.
- Interpolations between these thrust ratings are permissible.

60 CYCLE SPEEDS

SHAFT DIAMETER	WT. PER FT. (LBS.)	MAXIMUM THRUST (L)	MAXIMUM HORSEPOWER RATINGS AT RPM SHOWN									
			3500	1760	1375	873	700	563	500	440	390	
3/4	1.54	2240	38.6 .61	19.4 .31	13.0 .20	9.7 .15						
1	2.77	3800	91.6 1.07	46.1 .54	30.8 .36	22.9 .28	18.3 .22					
1 1/16	3.92	5600	161 1.40	81.3 .70	54.2 .47	40.3 .35	32.3 .28	27.0 .23				
1 1/2	6.21	8800	322 2.32	162 1.17	108 .78	80.5 .58	64.4 .46	53.9 .39	46.1 .33			
1 1/4	7.90	11500	485 2.83	244 1.42	163 .95	121 .71	97.0 .57	81.0 .47	69.3 .41	61.0 .36		
1 5/16	10.5	15500		381 1.83	254 1.22	189 .91	151 .73	127 .61	108 .52	95.2 .46	84.4 .40	
2 1/16	13.5	20000		562 2.30	375 1.54	279 1.14	223 .92	186 .76	160 .65	140 .58	124 .51	
2 1/8	16.9	25000		792 2.89	529 1.93	394 1.44	315 1.15	263 .96	225 .82	198 .72	175 .64	
2 1/4	20.5	30000		1035 3.24	691 2.23	514 1.66	412 1.33	346 1.11	294 .95	259 .83	229 .74	
2 3/16	24.5	36500			916 2.66	693 1.98	546 1.58	456 1.32	390 1.13	345 .99	304 .88	
3 1/16	28.8	43000			1190 3.22	884 2.40	707 1.92	591 1.60	505 1.37	444 1.21	394 1.07	
3 1/8	33.5	46000			1300 3.73	967 2.78	774 2.22	646 1.86	553 1.59	486 1.40	433 1.24	
3 1/2	40.0	53500			1635 4.28	1218 3.19	973 2.55	814 2.13	695 1.82	611 1.60	542 1.42	
4	46.0	62000			2025 4.87	1508 3.62	1206 2.90	1009 2.42	862 2.07	758 1.82	672 1.62	
4 1/2	62.0	70000				2300 4.50	1840 3.60	1540 3.00	1315 2.58	1158 2.26	1025 2.00	
5	76.0	80000				3200 5.50	2560 4.40	2140 3.68	1830 3.14	1610 2.76	1425 2.45	

(1) Refer to rules regarding pump thrust at top of page.

## BOWL DATA

BOWL SIZE	THRUST FACTOR "G"	BOWL SHAFT DIAMETER	PRESSURE LIMITATIONS			
			CAST IRON - CL 38		CAST IRON - CL 40	
			PSI	FEET (1)	PSI	FEET (1)
4AXS-AS-BS	1.2	3/8	620	1430	825	1900
6AXC-6AC	2.9	3/8	545	1260	725	1675
6AXS-6AS	2.0	3/8	570	1315	760	1750
6BS-CS-DS	3.2	1	545	1260	725	1675
6EC	4.8	1	545	1260	725	1675
7AXC-AC-APC	3.7	1 1/8	510	1180	680	1570
7BC-CC	4.6	1 1/8	450	1040	600	1385
7BS-7CS	3.8	1 1/8	450	1040	600	1385
8AC	4.6	1 1/8	500	1155	665	1540
8CC	6.8	1 1/8	500	1155	665	1540
8BS-CS	6.3	1 1/8	450	1040	600	1385
8ES	7.8	1 1/8	450	1040	600	1385
8CC	8.5	1 1/8	450	1040	600	1385
10AC	8.6	1 1/2	360	830	480	1110
10BC-CC	10.0	1 1/2	360	830	480	1110
10DC-EC	12.0	1 1/2	360	830	480	1110
10CS	9.6	1 1/2	360	830	480	1110
10DS-ES	11.2	1 1/2	360	830	480	1110
12AC	10.3	1 3/8	400	925	535	1235
12BC-CC	13.6	1 3/8	330	760	440	1015
12DC-EC	15.7	1 3/8	330	760	440	1015
12CS	14.0	1 3/8	330	760	440	1015
12ES	15.4	1 3/8	330	760	440	1015
14AC-BC	14.2	1 3/8	335	775	445	1030
14CC	20.5	1 3/8	280	650	375	865
14DC-EC	23.3	1 3/8	280	650	375	865
14DS-ES	22.7	1 3/8	280	650	375	865
16A/C-AHC	17.5	2 1/8	360	830	480	1110
16C/LC-CMC-CHC	27.5	2 1/8	330	760	440	1020
18CC-DC-EC	34.1	2 3/8	350	810	465	1070
20CC-DC-EC-FC	48.4	2 3/8	340	785	450	1040
20CS	43.0	2 3/8	340	785	450	1040
20ES	47.2	2 3/8	340	785	450	1040
24CC-DC-EC	67.2	2 3/8	325	750	425	980
27CC-DC-EC	83.5	3 1/8	285	660	380	880
30CC-DC-EC	112.6	3 1/4	300	690	400	925
33C/LC-CMC-CHC	139.0	3 3/8	300	690	400	925
36CC-DC-EC	166.0	4	280	650	375	865

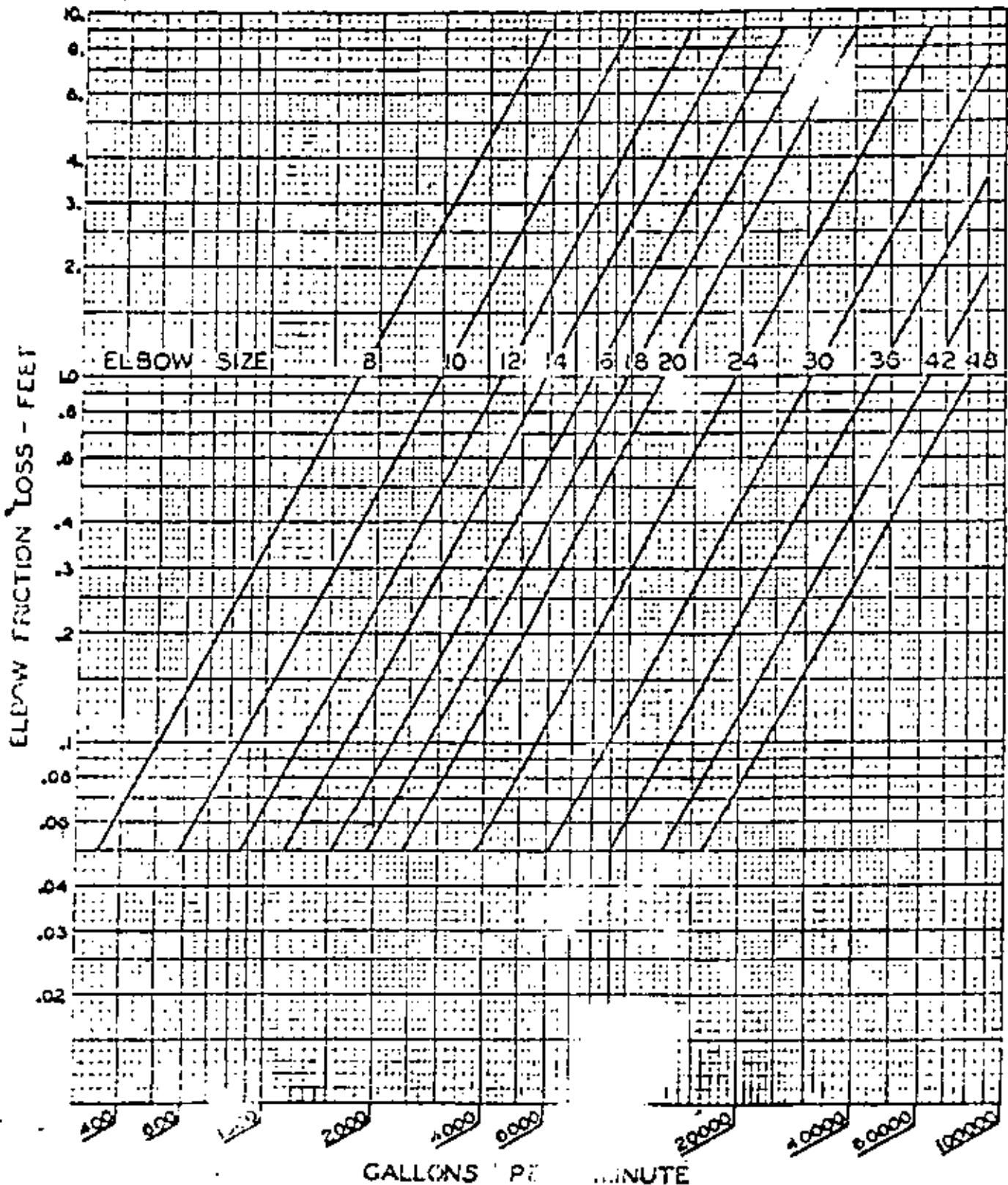
Bowl shaft horsepower rating is same as lineshaft of same size. (Refer to Lineshaft Horsepower Chart.)

(1) Where pressure limit is given in feet, it is assumed that water with a specific gravity of 1.0 is being pumped. Do not use this as a pump setting limitation.

Rev.  
Serial  
Part  
Sept. 3, 1964

10

ELBOW FRICTION LOSS CHART



65  
10

# JOHNSTON PUMP COMPANY

Glendale, California  
ESTABLISHED 1909

61

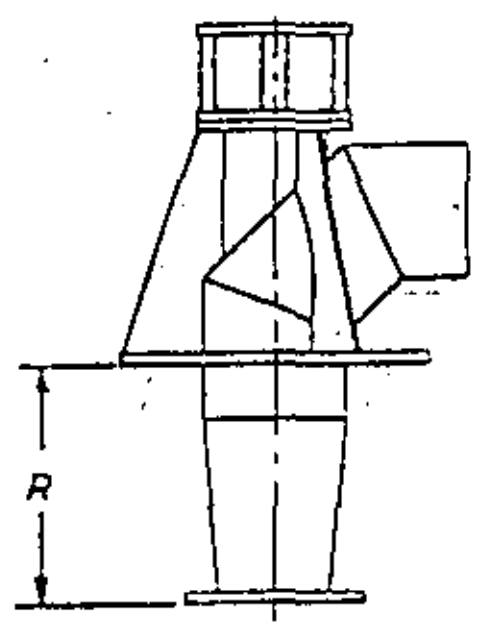
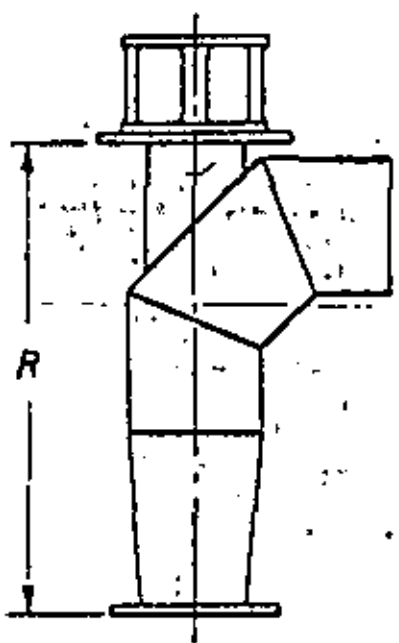
Price Book 1002  
Section 5  
Page 5  
September 3, 1968

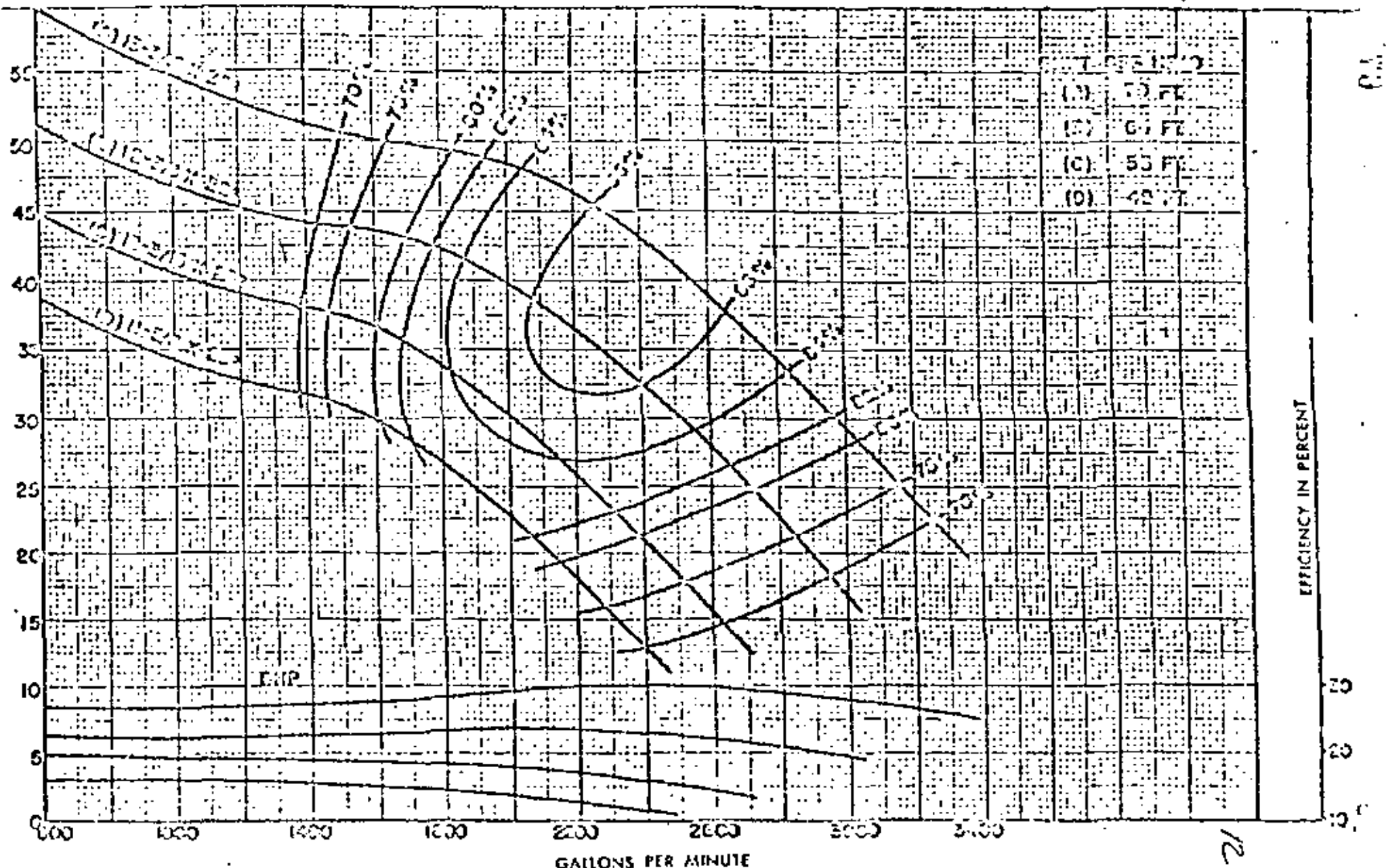
## PROPELLER AND MIXED FLOW PUMPS COLUMN AND ELBOW PRICING

The prices for column and elbow assembly on the following pages include all parts required for a complete pump except for the bowl assembly and driver. The "low head" elbow assembly is suitable for use on applications where the total bowl head does not exceed 30 feet and the "high head" elbows are suitable for applications where the total bowl head does not exceed 100 feet. For applications over 100 feet of head, use the turbine pump column and discharge head pricing in Section 2B.

The parts supplied with a column and elbow assembly are listed below.

OIL LUBRICATED	WATER LUBRICATED
1. Column, Tube and Shaft to make up length ordered.	1. Column and Shaft to make up length ordered.
2. Elbow Assembly with plain end discharge and base plate.	2. Elbow Assembly with plain end discharge and base plate.
3. Motor Stand to fit Driver.	3. Motor Stand to fit Driver.
4. Headshaft with Adjusting Nut and Key.	4. Headshaft with Adjusting Nut and Key.
5. Tube Tension Plate and Bearing Assembly.	5. 6-Ring Packing Box Assembly.
6. 1 Gallon Manual or Solenoid Oiler Assembly.	





**TURBINE PUMPS**

Performance based on pumping clean, fresh water at a temperature not over 85°F., and free of sand, or any abrasives, and with heads properly adjusted and lubricated.

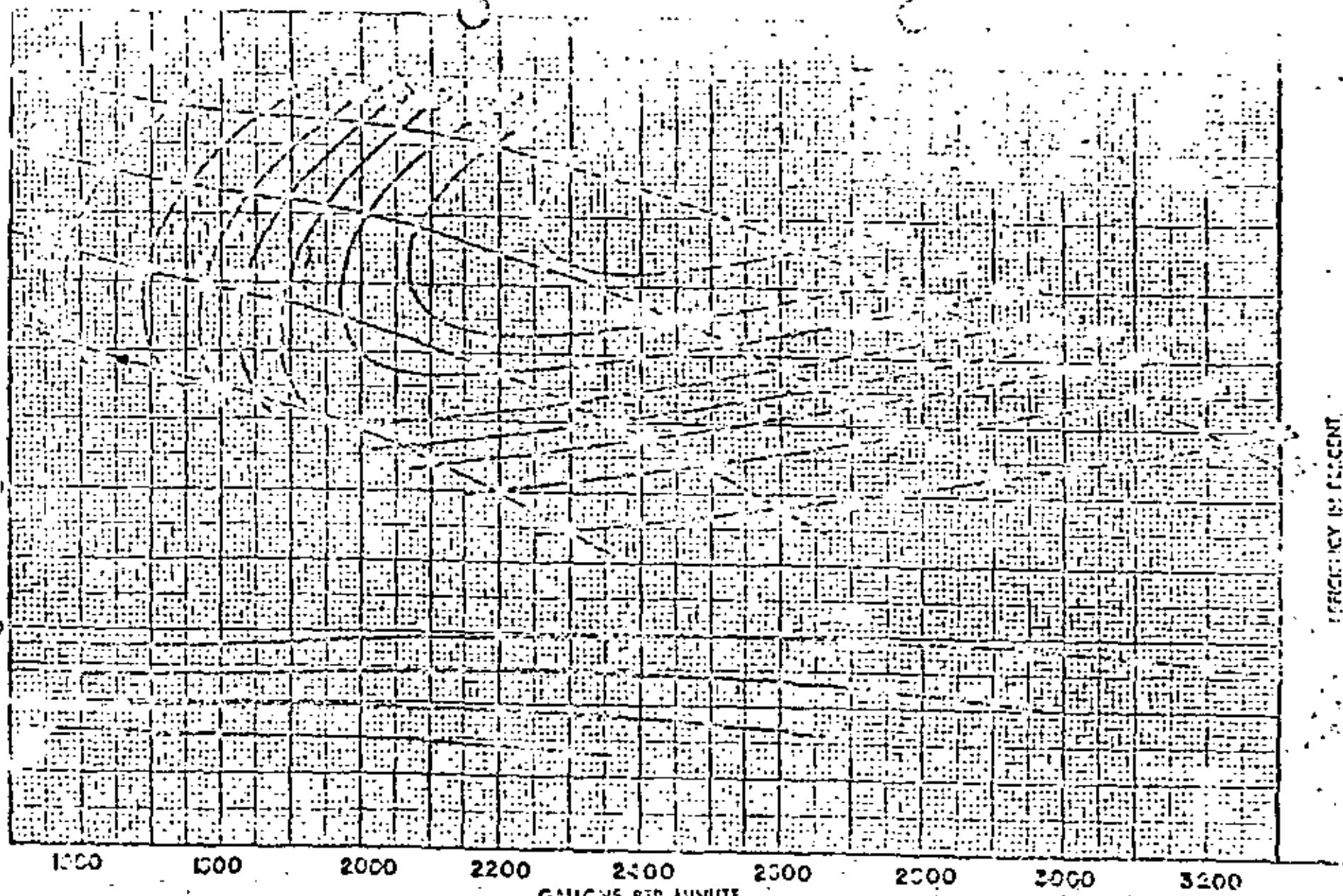
NUMBER OF POWIS	CHANGE EFFICIENCY AS FOLLOWS
1	-3
2	-2
3	-1

Cowl Dia. 15-1/4 In.  
Cowl No. 310-S, C.L. BRASS  
Impeller No. 310, BRONZE  
Eye Area 67.5 sq. In.

STAGE PERFORMANCE

Curve No. 12-2-30  
E. P. M. 11.5  
Flow

666



EFFICIENCY IN PERCENT

1000 1500 2000 2200 2400 2600 2800 3000 3200  
GALLONS PER MINUTE

Performance based on pumping clear, fresh water at a temperature of about 60°F and a head of 100 feet. The pump is a centrifugal pump of the type shown in the drawing.

NUMBER OF STAGES	CHANGE EFFICIENCY AS FOLLOWS
1	100%
2	100%
3	100%
4	100%
5	100%
6	100%
7	100%
8	100%
9	100%
10	100%

Imp. Dia. 15-1/4 in.  
 Bowl No. 3110, C.I. EMERSON  
 Imp. Dia. No. 3112, 25.0125  
 Bowl No. 3113, 61.0 in.

STAGE PERFORMANCE

Curve No.	1
R. P. M.	1750
Bowl	3110

$$h_{fco} = 0.32 \text{ ft} = 0.09 \text{ m.}$$

#### IX.2.4.- Pérdidas en la tubería.

Según la tabla correspondiente, las pérdidas por cada 100 ft, son de 1.187 ft, por lo tanto en una tubería de 10 m. de longitud (32.8'), la pérdida es:

$$h_{ft} = \frac{1.187}{100} \times 32.8 = 0.38 \text{ ft}$$

$$= 0.11 \text{ m.}$$

#### IX.2.5.- Carga de velocidad.

En la misma tabla de pérdidas, se localiza la carga de velocidad.

$$h_{vd} = 0.80 \text{ ft} = 0.24 \text{ m.}$$

Sumando.

$$h_f = 0.18 + 0.09 + 0.11 + 0.24$$

$$= 0.62 \text{ m.}$$

La carga total que deberá desarrollar la bomba es

$$H = 9 + 0.62 = 9.62 \text{ m. (31.5')}.$$



Ahora se consultan las curvas de comportamiento de las bombas para seleccionar aquella más adecuada que cumpla con los requisitos de carga y gasto, a su máxima eficiencia.

En el catálogo de Jacuzzi, se selecciona la bomba marca Jacuzzi, curva No. 16 M-39, Mod. 16 MS a 1160 r.p.m., y con eficiencia de 86%.

IX.3.- La potencia requerida por la bomba será:

$$N = \frac{1000 \times 0.15 \times 9.62}{76 \times .86}$$

$$= 22 \text{ HP}$$

IX.4.- Motor Eléctrico.

Tomando en cuenta que el motor eléctrico deberá estar sobrado en un 15% respecto a la potencia requerida por la bomba, el motor eléctrico tendrá una capacidad de:

$$N = 22 + 3.3 = 25.3 \text{ HP.}$$

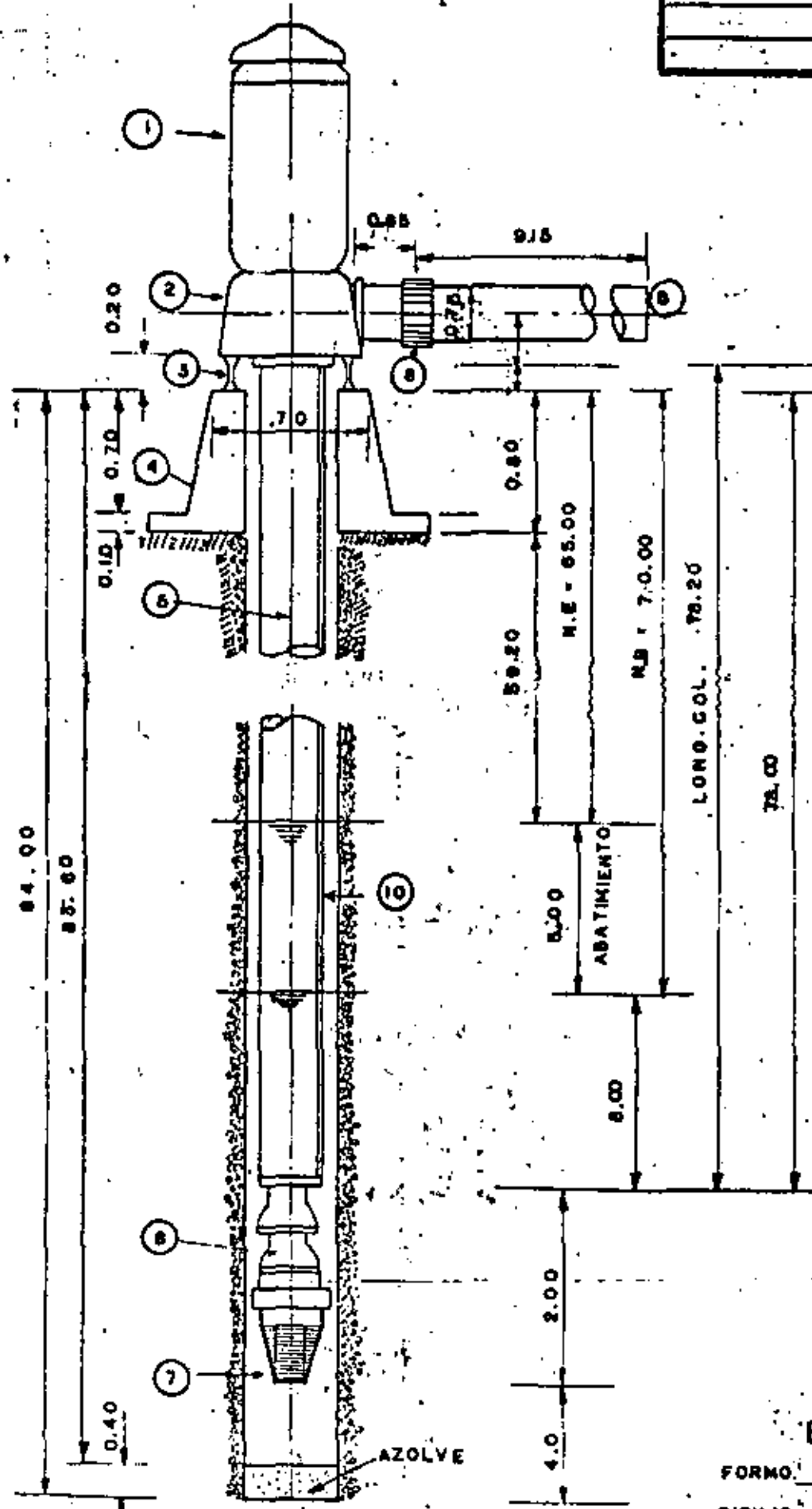
Entonces, el motor eléctrico se seleccionará para una potencia de 30 HP, a 1160 r.p.m.

X.- SELECCION DE UN EQUIPO DE BOMBEO PARA POZO PROFUNDO.

X.1.- Datos Generales y Selección.

Seleccionar un equipo de bombeo para pozo profundo que suministrará un gasto de 100 l. p.s. a una altura estática de 70 m.

En el siguiente dibujo se consignan los datos del pozo. El equipo de bombeo será seleccionada tomando como modelo la siguiente hoja de selección en la cual se anotarán los datos, cálculos y características del equipo seleccionado.



### NOMENCLATURA

- 1 MOTOR ELECTRICO
- 2 CABEZAL DE DESCARGA
- 3 VIQUETAS I Y ANCLAJE
- 4 BASE DE CONCRETO
- 5 COLUMNA
- 6 CUERPO IMPELENTE
- 7 COLADOR CONICO
- 8 COPLE DRESSER
- 9 TUBERIA DE DESCARGA
- 10 POLIDUCTO PARA Sonda

### NOTA:

ACOTACIONES EN METROS EXCEPTO LAS INDICADAS EN OTRA UNIDAD.

S. R. H.

### EQUIPO DE BOMBEO

FORMO \_\_\_\_\_

DIBUJO \_\_\_\_\_

J. VALENTIN R.

**SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS**  
**DEPARTAMENTO DE INGENIERIA ELECTROMECHANICA**

1272

**HOJA DE SELECCION DE EQUIPOS DE BOMBEO DE POZO PROFUNDO**

COMPANIA: \_\_\_\_\_ CONTRATO: \_\_\_\_\_ POZO N° \_\_\_\_\_  
 DISTRITO DE RIEGO: \_\_\_\_\_ LOCALIZACION: \_\_\_\_\_ FECHA: 15

**EQUIPO DE BOMBEO PERMANENTE**

	ACTUAL	FUTURA		ACTUAL	FUTURA
<b>1) LONGITUD COLUMNA</b>			<b>6) MOTOR ELECTRICO</b>		
ALTURA VIGUETAS EN M.	0.20		MARCA	US	
NIVEL DE BOMBEO EN M.	70.00		POTENCIA EN H. P.	150	
SUMERGENCIA EN M.	3.00		SERIE		
ABATIMIENTO ADICIONAL EN M.	5.00		VELOCIDAD EN R. P. M.	1760	
<b>SUMA</b>	<b>78.20</b>		EJE	Vertical	
LONGITUD REAL EN M.	77.30		FLECHA	buena	
NUMERO DE TRAMOS	26				
<b>2) PERDIDAS FRICCION HDRS.</b>			<b>7) CABEZAL DE DESCARGA</b>		
LONG. COLUMNA X 0.023	1.87		MARCA	Quincy	
LONG. TUBO SUCCION X 0.012	0.03		MODELO (TAMARO)	8" x 10" x 20"	
LONG. TUB DESCARGA X 0.012	0.12		SERIE		
LONG. CODOS X 0.49 ft	0.13		NEMA	20"	
<b>SUMA (m)</b>	<b>2.10</b>		COLUMNA # EN CM.	25.4 (10")	
<b>3) CARGA DINAMICA (H)</b>			TUBO DE DESCARGA #	25.4 (10")	
SOBRE ELEVACION EN M.	0.00				
ALTURA DEL EJE S/BASE EN M.	0.25		<b>8) COLUMNA</b>		
ALTURA VIGUETAS EN M.	0.20		LUBRICACION	Acetate	
NIVEL DE BOMBEO EN M.	70.00		LONGITUD EN M.	77.30	
PERDIDAS FRICCION HDRS. EN M.	2.10		DIAMETRO TUBO EN CM.	25.4	
CARGA DE VELOCIDAD EN M.	0.20		DIAMETRO CAMISA EN CM.	6.35	
<b>SUMA</b>	<b>72.75</b>		DIAMETRO FLECHA EN CM.	3.81	
H. AISLADA EN PIES	237' (72.6)				
H. FUTURA INMEDIATA EN PIES			<b>9) CUERPO BOMBA</b>		
<b>4) POTENCIA DEL MOTOR</b>			GASTO EN L. P. S.	100	
GASTO EN L. P. S.	100		CARGA TOTAL EN M.	72.75	
GASTO EN G. P. M.	15.85		TAZON MODELO	12 H 5	
H. AISLADA EN M.	72.75		DIAMETRO EXTERIOR EN CM.	25.55 (10 1/4")	
EFICIENCIA EN %	10		DIAMETRO IMPULSOR EN CM.	24.75 (9 7/8")	
POTENCIA HIDRAULICA EN H. P.	119.6 + 316		EFICIENCIA EN %	80	
POTENCIA REQUERIDA EN H. P.	122.76				
POTENCIA DEL MOTOR EN H. P.	150		<b>10) TUBOS</b>		
<b>5) EQUIPO DE BOMBEO</b>			LONG. TUBO DE SUCCION EN M.	3.05	
MARCA	Quincy		DIAM. TUBO DE SUCCION EN CM.	25.4 (10")	
MODELO	12 H 5		LONGITUD TUBO DESC. EN M.	10	
CURVA N°	12H-64		DIAM TUBO DESCARGA EN CM.	25.4 (10")	
IMPELENTE N°	2155	Curva de 10"			
CURVA DEL IMPULSOR	AK (10")	Curva de 10"	<b>11) COLADOR CONICO GALV.</b>		
N° DE IMPULSORES	5		LONGITUD EN CM.	14.5	
TIPO DEL IMPULSOR	Semicanalito		DIAMETRO EN CM.	25.4 (10")	
			<b>12) TUBO PARA LA SONDA</b>		
			TUBO DE	PVC	
			LONGITUD EN M.	20	
			DIAMETRO EN CM.	1.5	

Tabla de pérdidas por fricción en columnas de fundina

Columna	Extensión	Cubierta	Interior	Carga	Espesor	Pérdida de carga en pies por cada 100' (6 mts. en cada 100 mts.) de columna																																																																																																																											
						1"	2"	3"	4"	5"	6"	8"	10"	12"	15"	20"	25"																																																																																																																
Columna	3"	4"	5"	6"	7"	1.8	2.5	3.2	4.0	4.8	5.6	6.4	7.2	8.0	8.8	9.6	10.4	11.2	12.0	12.8	13.6	14.4	15.2	16.0	16.8	17.6	18.4	19.2	20.0	20.8	21.6	22.4	23.2	24.0	24.8	25.6	26.4	27.2	28.0	28.8	29.6	30.4	31.2	32.0	32.8	33.6	34.4	35.2	36.0	36.8	37.6	38.4	39.2	40.0	40.8	41.6	42.4	43.2	44.0	44.8	45.6	46.4	47.2	48.0	48.8	49.6	50.4	51.2	52.0	52.8	53.6	54.4	55.2	56.0	56.8	57.6	58.4	59.2	60.0	60.8	61.6	62.4	63.2	64.0	64.8	65.6	66.4	67.2	68.0	68.8	69.6	70.4	71.2	72.0	72.8	73.6	74.4	75.2	76.0	76.8	77.6	78.4	79.2	80.0	80.8	81.6	82.4	83.2	84.0	84.8	85.6	86.4	87.2	88.0	88.8	89.6	90.4	91.2	92.0	92.8	93.6	94.4	95.2	96.0	96.8	97.6	98.4	99.2	100.0

La tabla siguiente servirá como guía al calcular pérdidas por fricción tomando en cuenta las condiciones de la tubería

Condicio- Estando actor, use los valo- nes de la del tubo según sea arriba m- rados en- tido al uso - dicados en la- (ver for 10) oratorio en diámetros por tubo

may lista

MAX 6 LINDOS 1 1/2 años 1-52

ASCEA 6 6 años 2-35

HOJA DE INFORMACION TECNICA

México, D. F. - Cuadrijera, 1911

MONTERREY, N. L.

*Acero y Cemento S.A.*

FRICCION MECANICA

12

EN LAS FLECHAS DE LAS BOMBAS TURBINAS

Longitud de la Flecha		DIAMETRO DE LA FLECHA							
		1 3/7	1 11/16	1 15/16	2 3/16	2 7/16	2 11/16	2 15/16	3 3/16
		Fricción Mecánica en M.P. a 1160 R.P.M.							
Salto	Piso								
7.6	25	.19	.23	.30	.38	.46	.55	.66	.74
15.2	50	.37	.46	.60	.75	.93	1.10	1.32	1.52
22.9	75	.56	.69	.90	1.13	1.39	1.65	1.98	2.28
30.5	100	.74	.92	1.20	1.50	1.85	2.20	2.64	3.04
38.1	125	.93	1.15	1.50	1.88	2.31	2.75	3.30	3.80
45.7	150	1.11	1.38	1.80	2.25	2.76	3.30	3.96	4.54
53.3	175	1.30	1.61	2.10	2.63	3.24	3.85	4.62	5.32
61.0	200	1.48	1.84	2.40	3.00	3.70	4.40	5.28	6.08
68.6	225	1.67	2.07	2.70	3.36	4.18	4.95	5.94	6.84
76.2	250	1.85	2.30	3.00	3.75	4.63	5.50	6.60	7.50
83.8	275	2.04	2.53	3.30	4.13	5.09	6.05	7.26	8.34
91.4	300	2.22	2.76	3.60	4.50	5.55	6.60	7.92	9.12
99.0	325	2.41	2.99	3.90	4.88	6.03	7.15	8.58	9.84
106.7	350	2.59	3.22	4.20	5.28	6.48	7.70	9.24	10.56
114.3	375	2.78	3.45	4.50	5.63	6.94	8.25	9.90	11.40
121.9	400	2.96	3.68	4.80	6.00	7.40	8.80	10.56	12.24
129.5	425	3.15	3.91	5.10	6.38	7.86	9.35	11.22	12.92
137.1	450	3.33	4.14	5.40	6.75	8.33	9.90	11.64	13.68
144.6	475	3.52	4.37	5.70	7.13	8.79	10.45	12.54	14.46
152.4	500	3.70	4.60	6.00	7.50	9.25	11.00	13.20	15.24
		Fricción Mecánica en M.P. a 670 R.P.M.							
7.6	25	.14	.18	.23	.29	.35	.42	.50	.56
15.2	50	.28	.35	.45	.58	.70	.84	1.00	1.14
22.9	75	.42	.53	.68	.85	1.05	1.26	1.50	1.72
30.5	100	.56	.70	.90	1.15	1.40	1.68	2.00	2.30
38.1	125	.70	.88	1.13	1.44	1.75	2.10	2.50	2.88
45.7	150	.84	1.05	1.35	1.73	2.10	2.52	3.00	3.45
53.3	175	.98	1.23	1.58	2.01	2.45	2.94	3.50	4.04
61.0	200	1.12	1.40	1.80	2.30	2.80	3.36	4.00	4.60
68.6	225	1.26	1.58	2.03	2.59	3.15	3.78	4.50	5.16
76.2	250	1.40	1.75	2.25	2.88	3.50	4.20	5.00	5.76
83.8	275	1.54	1.94	2.48	3.16	3.85	4.62	5.50	6.36
91.4	300	1.68	2.10	2.70	3.45	4.20	5.04	6.00	6.96
99.0	325	1.82	2.28	2.97	3.74	4.55	5.46	6.50	7.56
106.7	350	1.96	2.45	3.15	4.03	4.90	5.89	7.00	8.16
114.3	375	2.10	2.63	3.38	4.31	5.25	6.30	7.50	8.76
121.9	400	2.24	2.80	3.60	4.60	5.60	6.72	8.00	9.36
129.5	425	2.38	2.97	3.83	4.89	5.95	7.14	8.50	9.96
137.1	450	2.52	3.15	4.05	5.18	6.30	7.56	9.00	10.56
144.6	475	2.66	3.33	4.28	5.46	6.65	7.98	9.50	11.24
152.4	500	2.80	3.50	4.50	5.75	7.00	8.43	10.00	11.92

*Jacuzzi-Universal, S.A.*

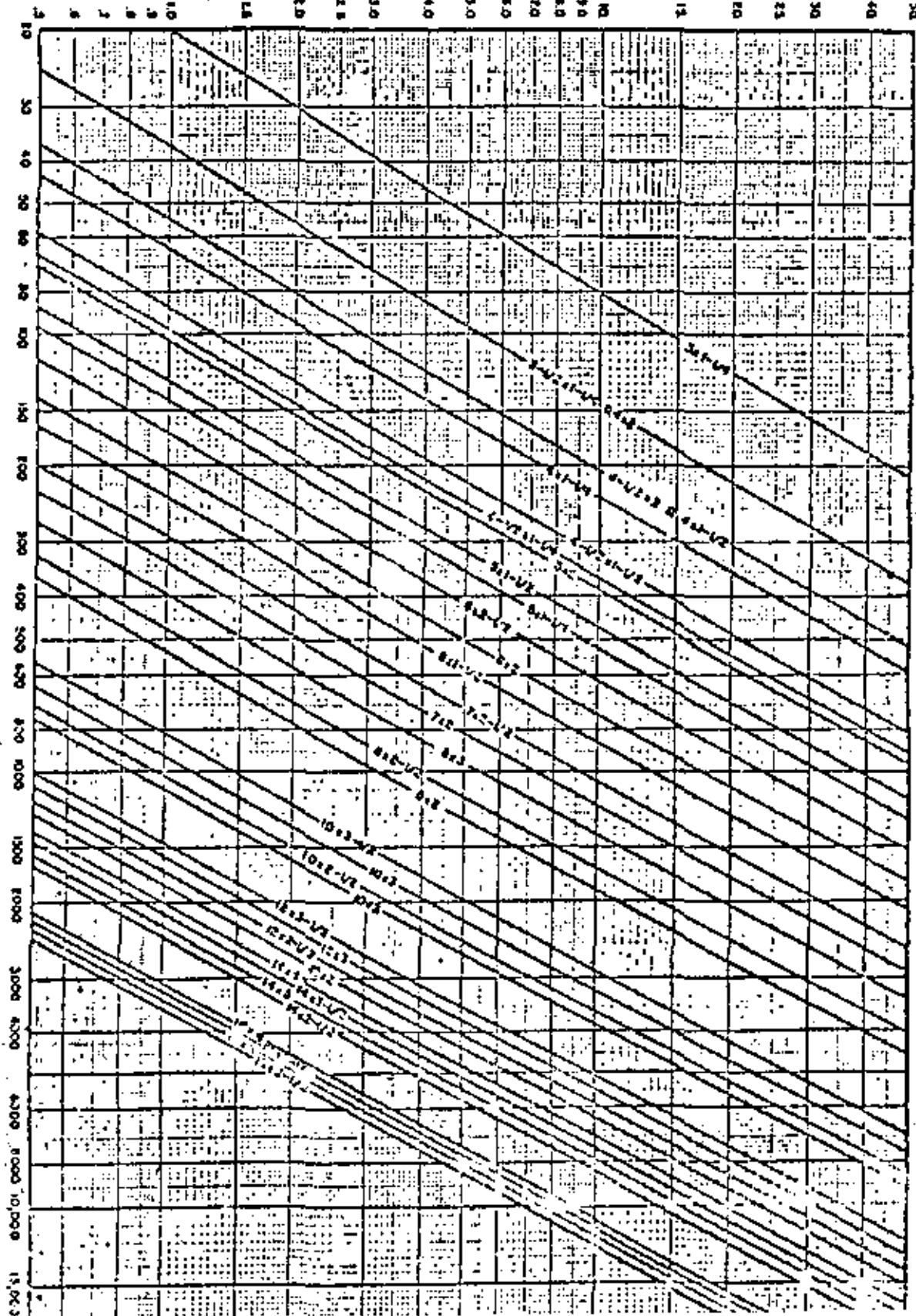
MONTERREY, N. L.

México, D. F. - Guadalajara, Jal.

HOJA DE  
INFORMACION  
TECNICA

GRAFICA DE PERDIDA POR FRICCION EN COLUMNA DE TURBINA  
LUBRICACION POR ACEITE

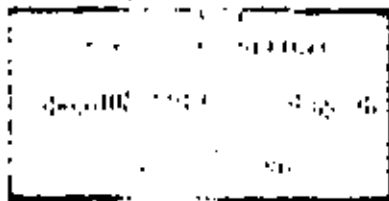
PARA CONVERTIR GALONES POR MINUTO  
EN GALONES POR HORA  
ESTE EN GALONES POR MINUTO  
MULTIPLIQUE POR 60



FRICCION MECANICA  
EN LAS FLECHAS DE LAS BOMBAS TURBINAS

LONGITUD DE LA FLECHA		DIAMETRO DE LA FLECHA										
		3/4"	1"	1 3/16"	1 7/16"	1 1/2"	1 11/16"	1 15/16"	2 3/16"	2 1/16"	2 11/16"	2 35/64"
MUESTRA	PLAN	Fricción Mecánica en H.P. A 1750 R.P.M.										
7.1	75	.08	.13	.18	.25	.29	.35	.45	.58	.71	.84	1.07
15.2	50	.15	.26	.36	.50	.58	.70	.90	1.15	1.47	1.84	2.07
22.2	75	.23	.39	.54	.75	.86	1.05	1.35	1.73	2.18	2.51	3.07
31.5	100	.30	.52	.72	1.00	1.15	1.40	1.80	2.30	2.55	3.35	4.07
34.1	125	.38	.65	.90	1.25	1.44	1.75	2.25	2.88	3.58	4.19	5.05
45.7	150	.45	.78	1.08	1.50	1.73	2.10	2.70	3.45	4.27	5.03	6.50
50.3	175	.53	.93	1.26	1.75	2.01	2.45	3.15	4.03	4.99	5.66	7.63
61.0	200	.60	1.04	1.44	2.00	2.30	2.80	3.60	4.50	5.70	6.70	9.07
65.5	225	.68	1.17	1.62	2.25	2.59	3.15	4.05	5.18	6.41	7.54	9.60
74.2	250	.75	1.30	1.80	2.50	2.88	3.50	4.50	5.75	7.12	8.38	10.60
83.9	275	.83	1.43	1.99	2.75	3.16	3.85	4.95	6.33	7.84	9.21	11.60
91.4	300	.90	1.56	2.16	3.00	3.45	4.20	5.40	6.90	8.55	10.05	12.00
99.0	325	.98	1.69	2.34	3.25	3.74	4.55	5.85	7.48	9.26	10.84	13.09
104.7	350	1.05	1.82	2.52	3.50	4.03	4.90	6.30	8.05	9.97	11.73	14.00
114.3	375	1.13	1.95	2.70	3.75	4.31	5.25	6.75	8.63	10.69	12.56	15.00
121.9	400	1.20	2.08	2.88	4.00	4.60	5.60	7.20	9.20	11.40	13.40	16.50
129.5	425	1.28	2.21	3.06	4.25	4.89	5.95	7.65	9.75	12.34	14.24	17.07
137.1	450	1.35	2.34	3.24	4.50	5.18	6.30	8.10	10.35	12.87	15.04	18.00
144.7	475	1.43	2.47	3.42	4.75	5.46	6.65	8.55	10.93	13.54	15.91	19.07
152.4	500	1.50	2.60	3.60	5.00	5.75	7.00	9.00	11.50	14.25	16.75	20.00
Fricción Mecánica en H.P. A 1450 R.P.M.												
7.1	75	.06	.11	.15	.23	.24	.30	.34	.44	.50	.63	.80
15.2	50	.12	.23	.30	.45	.48	.60	.75	.95	1.20	1.44	1.75
22.2	75	.19	.34	.45	.68	.71	.90	1.17	1.47	1.80	2.14	2.71
31.5	100	.25	.45	.60	.90	.95	1.20	1.50	1.90	2.40	2.90	3.60
34.1	125	.31	.56	.75	1.13	1.19	1.50	1.88	2.30	3.00	3.61	4.75
45.7	150	.38	.68	.90	1.35	1.41	1.80	2.25	2.65	3.40	4.15	5.39
50.3	175	.44	.79	1.05	1.53	1.66	2.10	2.63	3.32	4.20	5.04	6.50
61.0	200	.50	.90	1.20	1.80	1.90	2.40	3.00	3.80	4.80	5.80	7.60
65.5	225	.56	1.01	1.35	2.03	2.14	2.70	3.38	4.28	5.40	6.53	8.55
74.2	250	.63	1.13	1.50	2.25	2.38	3.00	3.75	4.75	6.00	7.25	9.50
83.9	275	.69	1.24	1.65	2.48	2.61	3.30	4.13	5.22	6.60	7.94	10.35
91.4	300	.75	1.35	1.80	2.70	2.85	3.60	4.50	5.70	7.20	8.70	11.25
99.0	325	.81	1.46	1.95	2.93	3.09	3.90	4.88	6.17	7.80	9.41	12.25
104.7	350	.88	1.58	2.10	3.15	3.33	4.20	5.25	6.65	8.40	10.15	13.00
114.3	375	.94	1.69	2.25	3.38	3.56	4.50	5.63	7.15	9.00	10.84	14.00
121.9	400	1.00	1.80	2.40	3.60	3.80	4.80	6.00	7.60	9.60	11.60	15.00
129.5	425	1.06	1.91	2.55	3.83	4.04	5.10	6.38	8.07	10.20	12.33	16.00
137.1	450	1.13	2.03	2.70	4.05	4.28	5.40	6.75	8.55	10.80	13.05	17.00
144.7	475	1.19	2.14	2.85	4.28	4.51	5.70	7.13	9.04	11.40	13.74	18.00
152.4	500	1.25	2.25	3.00	4.50	4.75	6.00	7.50	9.50	12.00	14.50	19.00





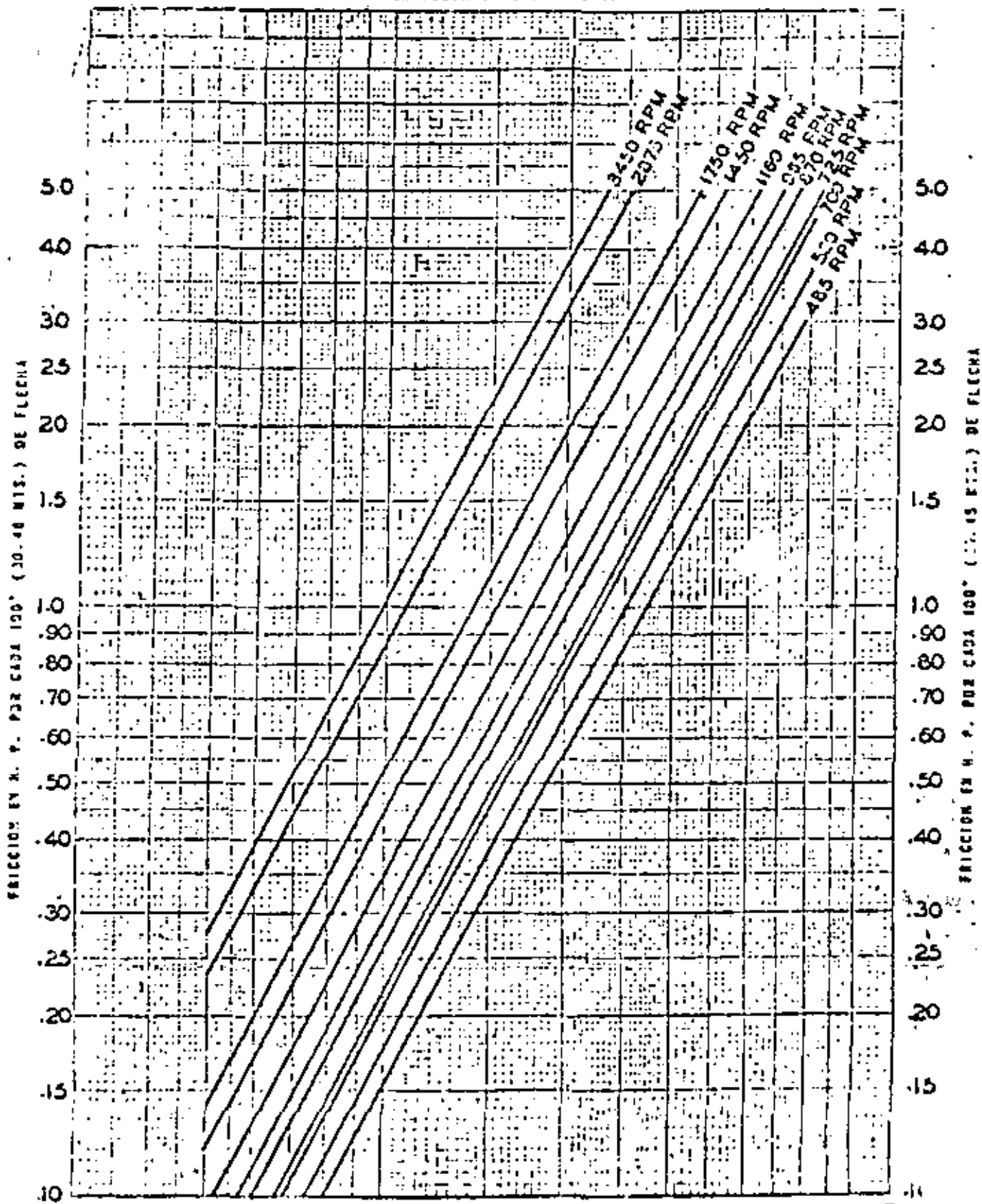
Jacuzzi-Universa S.A.

MONTERREY, N. L.

México, D. F. - Guadalajara, Jal.

HOJA DE  
INFORMACION  
TECNICA

FRICCION MECANICA  
EN FLECHAS DE BOMBAS TURBINAS



HOJA  
INFORMACION  
TECNICA

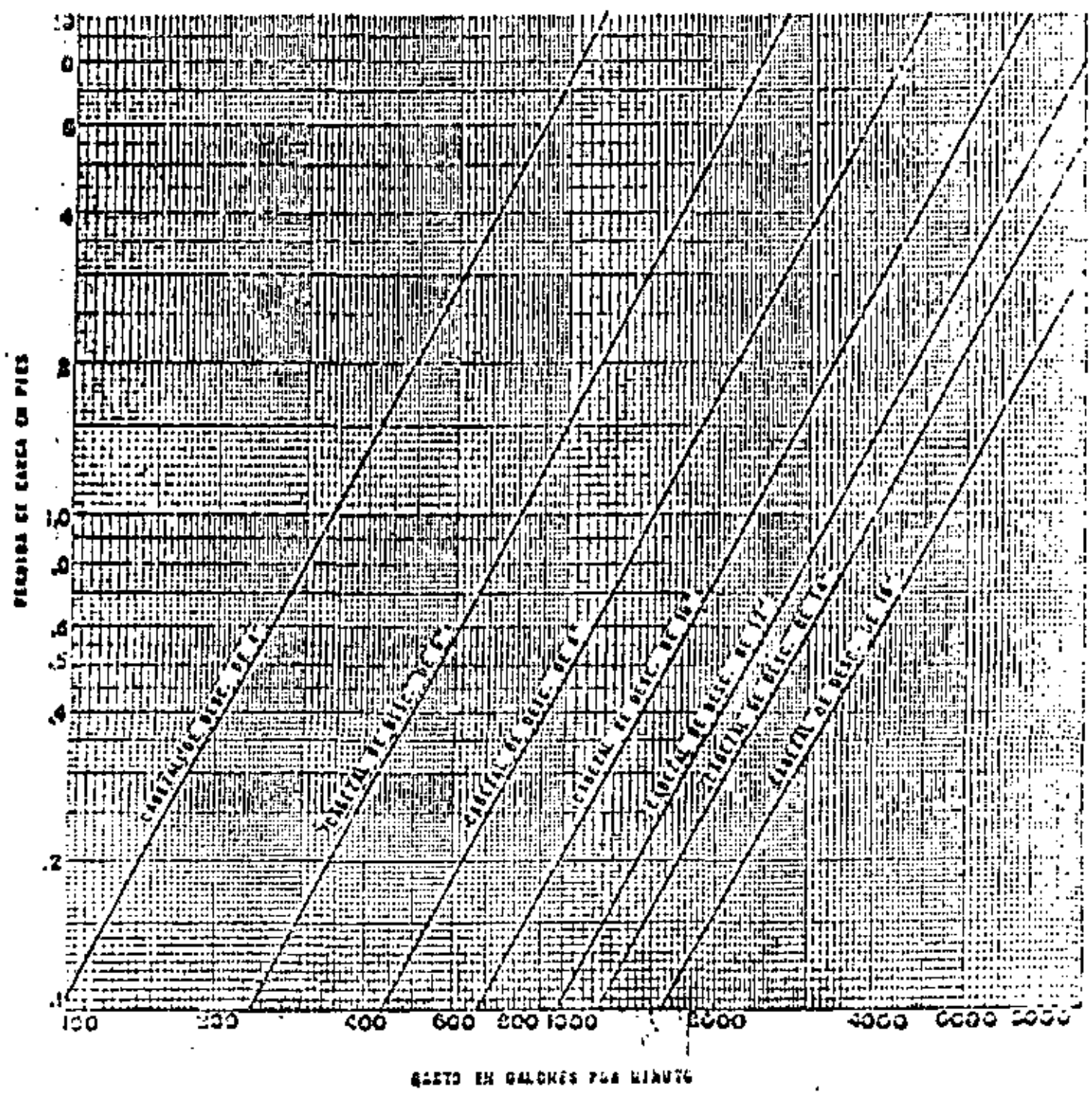
Jacuzzi-Universal, S.A.

MONTERREY, N. L.

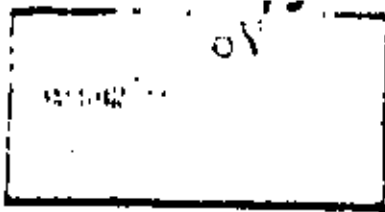
México, D. F. - Guadalajara, Jal.


19

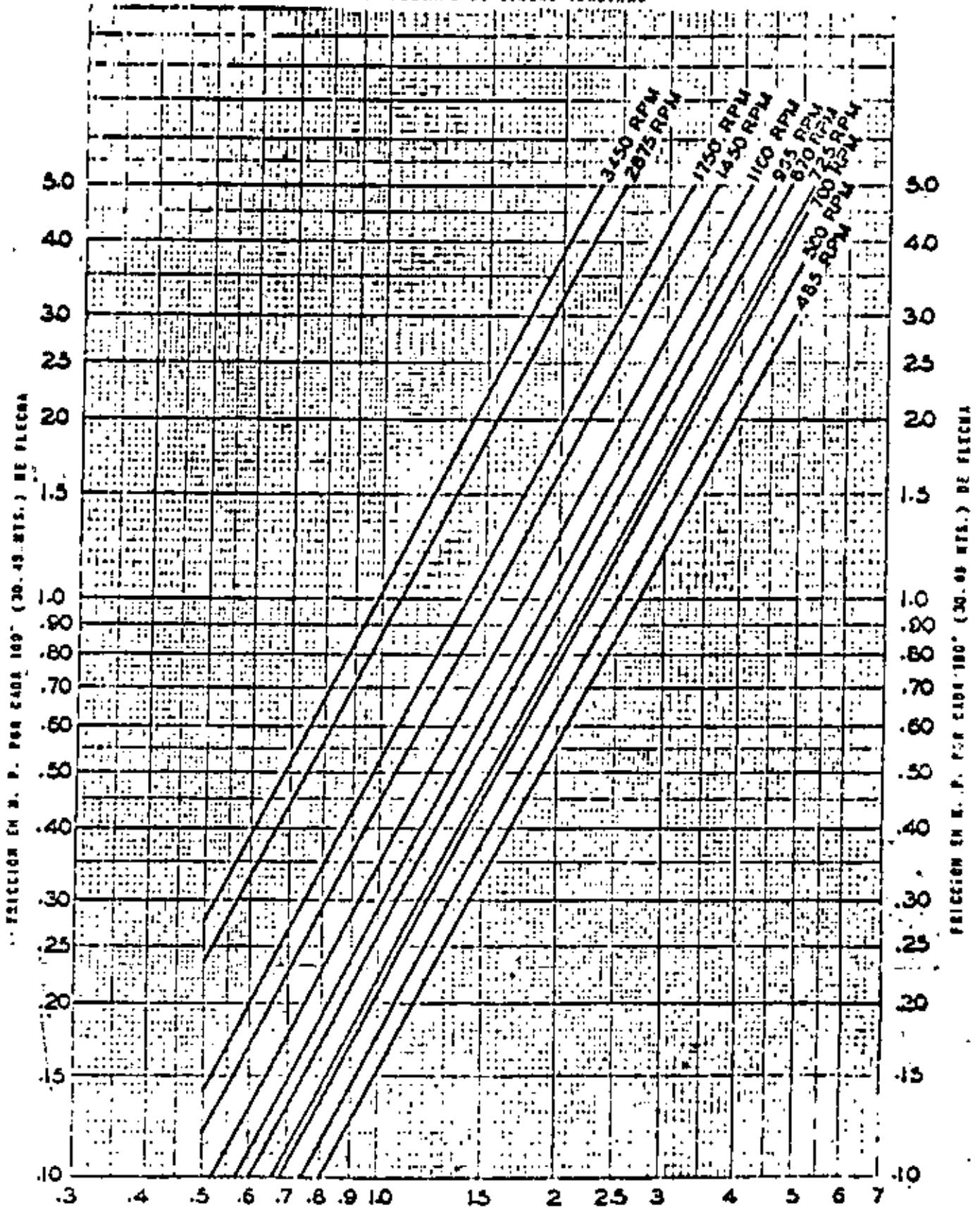
GRAFICA DE PERDIDAS POR FRICCION  
EN CARREZALES DE DESCARGA DE BOMBAS TURBINAS



PARA CONVERTIR GALONES A LITROS MULTIPLIQUE POR 3.785



FRICCIÓN MECÁNICA  
EN PLECHAS DE BOMBAS TURBINAS



HOJA DE  
INFORMACION  
TECNICA

*Acuzzi-Universal, S.A.*

MONTERREY, N. L.

México, D. F. - Guadalajara, Jal.

ESTADO 2000

**TABLA DE SELECCION DE FLECHAS  
DE ACERO C-1048**

DIAMETRO DE LA FLECHA N.º (PULG.)	Velocidad (RPM)	TRACCION EN LA FLECHA ROS. (LBS)								
		454	907	1,361	2,268	3,402	4,536	6,804	9,072	13,608
		1,000	2,000	3,000	5,000	7,500	10,000	15,000	20,000	30,000
Potencia Admisible - HP										
17.08 (3/4)	1,740	20.0	19.5	18.4	15.3					
	1,150	13.2	12.9	12.4	10.7					
	840	9.6	9.5	9.2	8.0					
28.4 (1)	3,500	94.5	93.4	93.0	89.5	62.5				
	2,740	47.5	47.2	46.7	45.0	41.5				
	2,160	31.3	31.1	30.8	29.7	27.3				
30.16 (1 3/16)	440	23.2	23.1	22.9	22.0	20.3				
	3,500	167	167	166	163	157	149			
	1,740	84.0	84.0	83.5	82.0	79.0	75.0			
31.16 (1 1/2)	3,160	55.4	55.4	55.0	54.1	52.1	49.4			
	440	41.0	41.0	40.7	40.0	38.6	36.6			
	3,500			296	294	289	263	254		
36.51 (1 7/16)	1,740			149	146	145	142	133		
	1,160			99.3	97.6	96.0	94.0	87.6		
	840			72.7	72.3	71.0	69.5	64.4		
38.10 (1 1/2)	3,500			336	334	330	324	316		
	1,740			169	169	166	163	154		
	1,160			111.2	110.7	109.2	107.2	101.4		
42.86 (1 11/16)	440			82.6	82.1	81.1	79.6	75.2		
	1,740			252	251	249	246	237	227	
	1,160			166	165	164	162	157	150	
47.21 (1 15/16)	440			123	122	121	120	117	111	
	1,740				193	192	190	187	177	167
	1,160				259	258	257	252	246	237
55.56 (2 3/16)	440				192	192	193		182	172
	1,740				578	577	576	570	562	554
	1,160				382	381	380	375	371	366
61.91 (2 1/16)	440				293	292	291	273	274	265
	1,740					814	815	811	802	793
	1,160					537	537	533	527	521
68.26 (2 11/16)	440					398	398	395	382	373
	1,740						1,070	1,062	1,055	1,047
	1,160						703	700	694	687
75.00 (3)	440						520	518	515	507

\* Se determina de acuerdo con las páginas 9 y 10 de esta misma Sección.

**SELECCION DE LOS COPLES**

TIPO DE IMPULSOR	TIPO DE COPLE	PROFUNDIDAD MAXIMA RECOMENDABLE NTS. (PIES)
Cerrado	Auto-desconexión	60.96 (200')
	No-retroceso	152.43 (500')
Semi-abierto	Auto-desconexión	30.48 (100')
	No-retroceso	60.96 (200')

Para profundidades mayores que las indicadas o para cargas lentas que excedan las 600', dirijase a la oficina. Para grandes profundidades altas cargas revítese el alargamiento de la flecha.

## SELLO DEL IMPULSOR - JUEGO EXTREMO - CONSTANTE DE EMPUJE

TAZONES CON IMPULSOR CERRADO			TAZONES CON IMPULSOR SEMI-ABIERTO		
Modelo del Tazón	Juego Extremo (Pulgadas)	Constante de Empuje Lbs./pie de carga	Modelo del Tazón	Juego Extremo (Pulgadas)	Constante de Empuje Lbs./pie de carga
			H4	3/8	1.5
			H4	1/4	1.5
61C	3/8	1.56	61S	3/8	1.74
61C	3/8	1.56	61S	3/8	1.77
61C	1/2	2.24	61S	1/2	2.43
61C	1/2	2.28	61S	1/2	2.29
61C	5/8	2.83	61S	5/8	2.35
61C	7/16	2.98	61S	7/16	3.52
61C	7/16	2.98	61S	7/16	3.24
61C	7/16	3.93	61S	7/16	4.52
61C	7/16	3.93	61S	7/16	4.38
61C	3/8	5.4	61S	3/8	5.4
101C	1/2	6.6			
101C-XD	1	6.6	101S	1/2	7.5
101C	5/8	6.6			
101C-XD	1	6.6	101S	5/8	7.5
101C	5/8	9.1			
101C-XD	1 1/4	8.1	101S	5/8	9.2
101C	7/8	10.3			
101C	3/4	10.3	101S	7/8	11.2
101C	1/2	13.7			
101C	1/2	13.7	101S	3/4	11.4
121C	7/8	10.6			
121C-XD	1 1/4	10.6	121S	7/8	12.5
121C	3/4	10.6			
121C-XD	1 1/4	10.6	121S	3/4	12.5
121C	3/4	16.5			
121C-XD	1 1/4	16.5	121S	3/4	19.0
121C	7/8	19.9			
141C	7/8	17.2			
141C	3/8	21.8	141S	7/8	19.7
141C	7/8	21.8			
141C	7/8	21.8	141S	7/8	23.4
141C	7/8	21.8			
141C	7/8	21.8	141S	7/8	25.2
161C	1	34.9			
161C	1	34.9	161S	1	21.4
161C	1 1/2	39.0			
161C	1 1/2	39.0			
161C	2	59.0			
161C	2 1/2	83.6			

Invólucro a la fábrica si se requiere juego adicional.  
 \* \* \* \* \* XD indica construcción extra fuerte para colocarse a grandes profundidades.  
 NOTAS 1 - El material de que se construyen normalmente los impulsores es el bronce. Todos los de 11 y mayores con juego cerrado pueden sustituirse también de hierro a solicitud y con un plazo de entrega mayor.

LISTA DE PRECIOS  
Sujeta a nuestras condiciones  
de venta publicadas.

# JACUZZI - UNIVERSAL, S.A.

MONTERREY, N. L.

MÉXICO, D. F. GUADALAJARA, JAL.

82  
CATÁLOGO  
DE TURBINAS  
SECCION 230  
PÁGINA  
MAR. 28 DE 51

## COLUMNA COMPLETA ESTANDAR

PARA BOMBAS TIPO TURBINA LUBRICADAS POR ACEITE  
(PARA VELOCIDADES HASTA DE 2200 R. P. M.)

### PRECIOS GRUPO X

Diámetro de la flecha mm. (2ulg)	Diámetro de la cubierta mm. (2ulg)	DIÁMETRO COLUMNA EXTERIOR (1)		CAPACIDAD MÁXIMA (2)		PRECIOS		Peso aprox. en kgs. x framo de 30.5 cms. (1*)		ADICIÓN POR VELOCIDAD 37.5 cms. (1*) por flecha y framo de acero inoxidable.	
						Tramos de 3.048	Tramos de 1.524				
		cms.	ulg.	L.P.S.	G.P.M.	Mts. (10')	Mts. (5')	Acete	Agua		
29.1 (1 3/4")	31.8 (1 1/4")	7.6	3	1.5	55	\$ 1,100	\$ 750	6	5	\$ 30	\$ 40
		10.2	4	2.0	140	1,350	750	7	6		
		15.2	6	3.0	425	1,750	1,100	11	10		
28.4 (1")	30.1 (1 1/2")	7.6	3	2.2	80	1,320	830	7	6	80	70
		10.2	4	3.0	150	1,460	960	8	6		
		15.2	6	3.9	400	1,880	1,200	12	10		
29.7 (1 3/16")	30.8 (2")	7.6	4	4.2	135	2,250	1,450	15	13	70	100
		10.2	4	5.9	125	1,780	1,100	10	7		
		15.2	5	7.5	520	2,310	1,380	24	11		
		20.3	5	8.0	1350	2,670	1,640	19	24		
29.1 (1 1/2")	63.5 (2 1/2")	15.2	10	10.2	2600	3,040	1,920	20	10	120	160
		20.3	10	14.4	450	2,720	1,680	16	12		
		25.4	10	17.8	1125	3,070	1,870	19	15		
		30.5	10	22.9	2450	3,470	2,210	22	19		
32. (1 11/16")	63.5 (2 1/2")	15.2	10	14.4	450	2,720	1,680	16	12	140	180
		20.3	10	17.8	1125	3,160	2,000	20	16		
		25.4	10	22.9	2450	3,620	2,300	23	20		
		30.5	10	29.2	4700	4,440	2,810	26	26		
33. (1 11/16")	76.2 (3")	15.2	10	17.8	1125	3,400	2,050	19	14	140	180
		20.3	10	22.9	2450	3,700	2,250	21	17		
		25.4	10	29.2	4700	4,120	2,570	24	21		
		30.5	10	37.6	7750	4,950	3,060	28	27		
35.7 (1 13/16")	76.2 (3")	15.2	10	22.9	2450	3,700	2,250	21	17	160	230
		20.3	10	29.2	4700	4,340	2,700	26	22		
		25.4	10	37.6	7750	5,160	3,240	31	28		
35.7 (1 13/16")	89.5 (3 1/2")	15.2	10	29.2	4700	5,850	3,500	29	21	220	260
		20.3	10	37.6	7750	6,670	4,000	35	29		

(1) Normalmente se suministran flechas a tope.

(2) Basada en pérdida por fricción de la columna de 1.52 mts. (5') por cada 30.5 mts. (100').

\*\*\* No es apropiada para usarse en velocidades de 1650 R.P.M. y 2000 R.P.M.

\* Normalmente no se tiene disponible en lubricación por grasa. Consulte a la fábrica.

\*\* PRECAUCIÓN: Para flechas de acero inoxidable tipo 303, el material de admisión para transmitir es solamente

MONTERREY, N. L.

MEXICO, D. F. GUADALAJARA, JAL.

## COLUMNA COMPLETA ESTANDAR

PARA BOMBAS TIPO TURBINA LUBRICADAS POR AGUA O ACEITE

PARA VELOCIDADES HASTA DE 2,200 R.P.M., LOS PRECIOS INCLUYEN:

LUBRICACION POR ACEITE - Sección de 3.0' (10''):

Sección Superior.- El precio está considerado como una sección de 3.05 Mts. (10'') e incluye: -  
1.02 Mts. (6'') de flecha de extensión con cople, 1.52 Mts. (5'') de cubierta interior, cu-  
bierta interior de extensión, cubierta interior adaptadora, dos chumaceras de bronce y -  
3.05 Mts. (10'') de columna exterior R. A. E. (Rosca en ambos extremos).

Sección Intermedia.- Incluye: 3.05 Mts. (10'') de flecha con cople, dos tramos de cubierta Intg  
rior de 1.52 Mts. (5''), dos chumaceras de bronce y 3.05 Mts. (10'') de columna exterior -  
con cople.

LUBRICACION POR AGUA - Sección de 3.05 Mts. (10''):

Sección Superior e Inferior.- El precio de estas dos secciones es igual al de una sección in-  
termedia de 3.05 Mts. (10'').

Sección Superior.- Incluye aproximadamente 1.22 Mts. (6'') de flecha de extensión con cople y -  
1.52 Mts. (5'') de columna exterior.

Sección Inferior.- Incluye 1.52 Mts. (5'') de flecha de extensión metalizada en los puntos de -  
contacto con la chumacera de hule de la araña, cople para la flecha, araña de bronce con  
chumacera de hule y 1.52 Mts. (5'') de columna interior con cople.

Sección Intermedia.- Incluye 3.05 Mts. (10'') de flecha metalizada en los puntos de contacto -  
con la chumacera de hule de la araña, cople para la flecha, araña de bronce con chumacera  
de hule y 3.05 Mts. (10'') de columna exterior con cople.

PARA VELOCIDADES DE 2,200 R.P.M. A 3,600 R.P.M.:

LUBRICACION POR ACEITE - Sección de 3.05 Mts. (10'') PARA OBTENER SU PRECIO ADICIONE A CADA SECCION  
LA MITAD DEL PRECIO DE LISTA DE LA CUBIERTA INTERIOR Y FLECHA CORRESPONDIENTES DE LA PAGINA -  
NO. 9 DE ESTA MISMA SECCION.

Los precios incluyen: 3.05 Mts. (10'') de flecha con cople, tres tramos de cubierta interior de 1.02  
Mts. (3'-8''), tres chumaceras de bronce y 3.05 Mts. (10'') de columna exterior con cople.

LUBRICACION POR AGUA. - Sección de 3.05 Mts. (10'') - El precio de cada sección es 3.05 Mts. (10'') -  
es igual al de las dos tramos de 1.52 Mts. (5'').

Los precios incluyen: dos tramos de 1.52 Mts. (5'') de flecha metalizada en los puntos de contacto -  
con la chumacera de hule de la araña, dos coples para las flechas, dos arañas de bronce con  
chumaceras de hule y dos tramos de 1.52 Mts. (5'') de columna exterior con cople.

Incluye sin cargo adicional, una araña de hule por cada 12.19 Mts. (40'') de columna lubricada por  
aceite.

Esta Columna Estándar está de acuerdo con las siguientes especificaciones:

ANSI A161-60

ASA B52.1 - 1961

LISTA DE PRECIOS  
Sujeta a nuestras condiciones  
de venta publicadas.

# JACUZZI - UNIVERSAL, S.A.

MONTERREY, N. L.  
MEXICO, D. F. GUADALAJARA, JAL.

84 84  
CATALOGO  
DE TURBINAS  
SECCION 2300  
PAGINA 13  
MAR. 28 DE 1970

22

## ACCESORIOS

PRECIOS GRUPO X  
TUBERIA Y COPLES

DESCRIPCION DE LA TUBERIA (cm. (Pulg.))	3.05 Mts. (10')		1.52 Mts. (5')		PESO APROX. (Kgs.)	COPLES (Pulg.)	
	R.A.E.	R.U.E.	R.A.E.	R.U.E.		PRECIO UNIT.	PRECIO (Kgs.)
1.52 (5')	\$ 420	\$ 370	\$ 240	\$ 210	1.5	\$ 140	3.0
2.03 (6.6')	540	520	330	290	2.0	200	3.2
2.54 (8.3')	670	660	400	470	2.5	270	3.7
3.05 (10')	1,080	1,050	610	570	3.0	370	4.0
3.56 (11.7')	1,410	1,310	700	750	3.5	510	5.4
4.07 (13.4')	2,100	2,070	1,150	1,090	4.0	650	7.4
4.58 (15.0')	2,700	2,670	1,500	1,430	4.5	800	9.0
5.09 (16.7')	3,300	3,270	1,850	1,780	5.0	950	10.6
5.60 (18.4')	3,900	3,870	2,200	2,130	5.5	1,100	12.2
6.11 (19.9')	4,500	4,470	2,550	2,480	6.0	1,250	13.8
6.62 (21.6')	5,100	5,070	2,900	2,830	6.5	1,400	15.4

A. A. E.: Rosca en ambos extremos (Sin Cople)  
R. U. E.: Rosca en un extremo (Sin cople)

NOTA: Para tramos menores de 1.52 Mts. (5') se aplica el precio del tramo de 1.52 Mts. (5')  
Para tramos entre 1.52 Mts. (5') y 3.05 Mts. (10') se aplica el precio del tramo de 3.05 Mts. (10')

Lubricación por aceite: Especificarse si se requieren roscas a tope o cónicas.

Lubricación por agua: Se recomiendan solamente las roscas a tope.

### COLADERAS TIPO CONICO

MEDIDA (cm. (Pulg.))	CON COPLE A TOPE		CON WIPLE ESCADO		Peso Aprox. (Kgs.)	Diametro aprox. (cm. (Pulg.))
	Modelo	Precio	Modelo	Precio		
1.52 (5')	54c-3c	\$ 170	54c-3n	\$ 170	2	1.52 (5')
2.03 (6.6')	54c-4c	220	54c-4n	220	3	2.03 (6.6')
2.54 (8.3')	54c-5c	300	54c-5n	300	4	2.54 (8.3')
3.05 (10')	54c-6c	430	54c-6n	430	5	3.05 (10')
3.56 (11.7')	54c-7c	570	54c-7n	570	6	3.56 (11.7')
4.07 (13.4')	54c-8c	720	54c-8n	720	7	4.07 (13.4')
4.58 (15.0')	54c-9c	870	54c-9n	870	8	4.58 (15.0')

### COLADERA TIPO CANASTA

MEDIDA (cm. (Pulg.))	CON COPLE A TOPE		CON WIPLE ESCADO		Peso Aprox. (Kgs.)	Dimensiones de la boca (cm. (Pulg.))	
	Modelo	Precio	Modelo	Precio		DIAM. (D.T.)	ALTEZA (H.T.)
1.52 (5')	54j-3	\$ 220	54jn-3	\$ 220	3	1.52 (5')	1.52 (5')
2.03 (6.6')	54j-4	270	54jn-4	270	4	2.03 (6.6')	2.03 (6.6')
2.54 (8.3')	54j-5	450	54jn-5	450	5	2.54 (8.3')	2.54 (8.3')
3.05 (10')	54j-6	510	54jn-6	510	6	3.05 (10')	3.05 (10')
3.56 (11.7')	54j-10	720	54jn-10	720	10	3.56 (11.7')	3.56 (11.7')
4.07 (13.4')	54j-12	870	54jn-12	870	12	4.07 (13.4')	4.07 (13.4')



modelo 54c



modelo 54j



850  
 DE TUN...  
 SECCION...  
 R. 28 DE 1970

...SUZZI - UNIV. S.A.

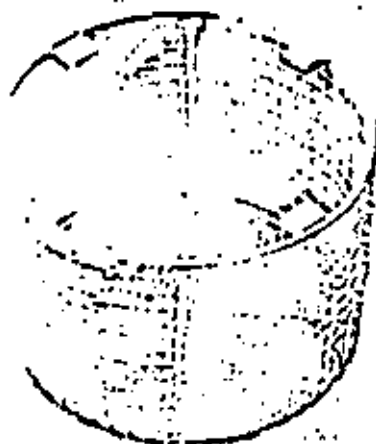
LISTA DE PREC...  
 Sujeta a nuestras condiciones  
 de venta publicadas.

MONTERREY,  
 MEXICO D.F. GUADALAJ...

# COLADERAS Y VALVULAS DE PIE

PRECIOS GRUPO X

COLADERAS TIPO CANASTA  
 PARA BOMBAS TIPO TURBINA CON CAMPANA DE SUCCION



Modelo 541

coladera con armazón  
 de acero y tela de  
 nylon 50/50.

MODELO No.	PRECIO	Diámetro Exterior Nominal del Tazón cms. (pulg.)	Dimensiones de la Coladera			PESO Aprox. KGS.
			Diámetro Exterior cms. (pulg.)	Altura cms. (pulg.)	Malla n.º. (pulg.)	
541-6	5 480	15.24(6")	13.42 (5 1/4")	15.24 (6")	13 x 13 (1/2" x 1/2")	6
541-8	540	20.32(8")	17.50 (6 7/8")	15.24 (6")	13 x 13 (1/2" x 1/2")	5
541-10	640	25.40(10")	20.50 (8 1/4")	25.40 (10")	19 x 19 (3/4" x 3/4")	7
541-12	750	30.48(12")	23.46 (9 1/4")	25.40 (10")	19 x 19 (3/4" x 3/4")	8
541-14	870	35.56(14")	28.76 (11 1/4")	30.48 (12")	19 x 19 (3/4" x 3/4")	10
541-16	960	40.64(16")	35.42 (13 7/8")	30.48 (12")	25 x 25 (1" x 1")	17
541-18	1,070	45.72(18")	40.64 (16")	30.48 (12")	25 x 25 (1" x 1")	18
541-20	1,120	50.80(20")	45.50 (17 7/8")	30.48 (12")	25 x 25 (1" x 1")	20
541-24	1,160	50.80(20")	41.28 (16 1/4")	40.64 (16")	25 x 25 (1" x 1")	23
541-28	1,260	55.88(22")	46.52 (18 3/4")	45.72 (18")	25 x 25 (1" x 1")	24

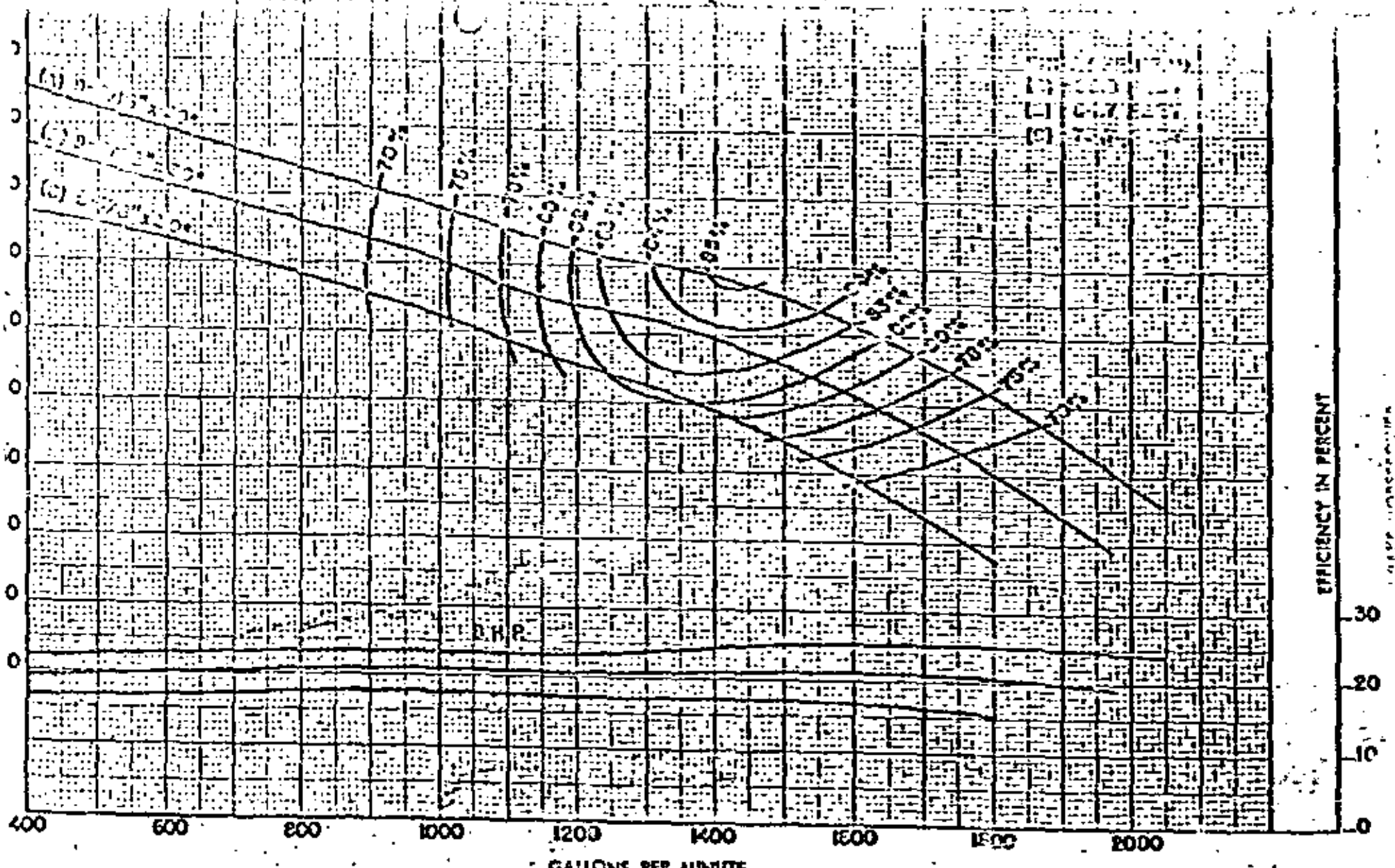
## VALVULAS DE PIE DE FIERRO CON COLADERA



Modelo 542

MEDIDA cms. (pulg.)	MODELO No.	PRECIO	DIMENSIONES		PESO Aprox. KGS.
			Diám. Ext. cms. (pulg.)	Largo Total cms. (pulg.)	
12.62(3")	542-3	5 460	12.58(4 7/8")	20.32(8")	5
17.51(6")	542-4	510	16.51(6 1/2")	24.13(9 1/2")	11
19.24(6")	542-6	790	21.91(8 5/8")	32.19(12 3/4")	20
25.32(8")	542-8	1,320	27.43(10 7/8")	40.64(16")	40
25.40(10")	542-10	1,750	23.68(9 3/8")	45.72(18")	77

Esta válvula de pie permite un flujo sin restricción alguna, y permite una operación silenciosa. Se limpia por sí misma y posee un filtro reemplazable.



**GOODYEAR**  
**TURBINE PUMPS**  
 5-7-55

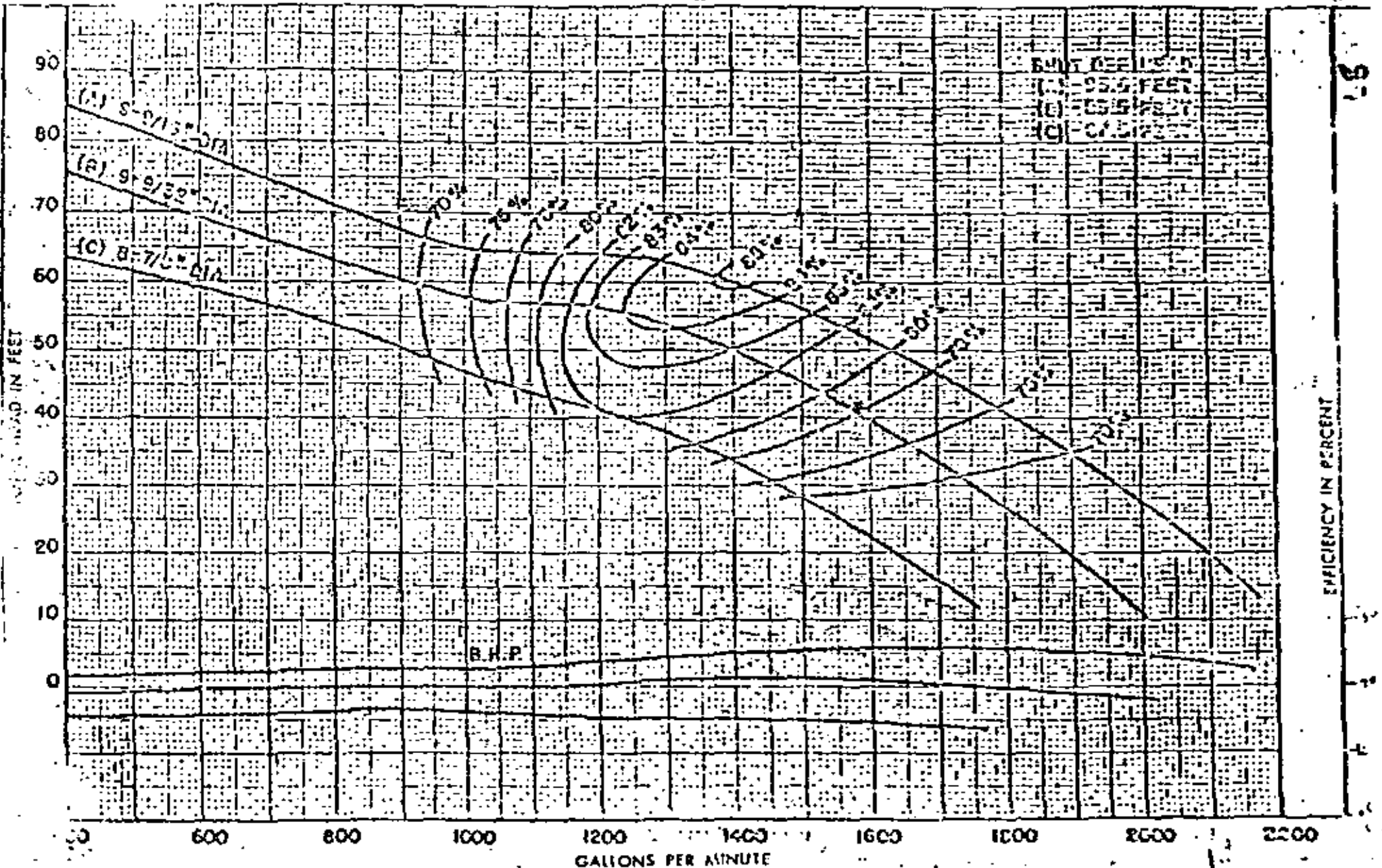
Performance based on pumping clear, fresh water at a temperature not over 85°F., and free of gas, air or abrasives, and with bowls properly adjusted and submerged.

NUMBER OF BOWLS	CHANGE EFFICIENCY AS FOLLOWS
1	-4
2	-2
3	-1

Change in efficiency may be both head and horsepower.

Bowl Dia. 11-1/4 in.  
 Bowl No. 2915 CL ENAMEL  
 Impeller No. 2914 BRONZE  
 Eye Area 32.4 Sq. In.  
 Imp. Type CLOSED K=155

STAGE PERFORMANCE	
Curve No.	12H-51
L. P. M.	1700
Bowl	12



**TURBINE PUMPS**

Performance based on pumping clear, fresh water at a temperature not over 85°F., and free of gas, air or abrasives, and with bowl properly adjusted and submerged.

NUMBER OF BOWLS	CHANGE EFFICIENCY AS FOLLOWS
1	-4
2	-2
3	-1
Change in efficiency effect	

Bowl Dia. 1 1/4 in.  
 Bowl No. 2015-S CL. ENAM.  
 Impeller No 2053 BRONZE  
 Eye Area 32.4 Sq. In.

**STAGE PERFORMANCE**

Curve No. 1211-53  
 R. F. M. 1960  
 Bowl

## XI.- EJEMPLO DEL PROYECTO DE UNA PLANTA DE BOMBEO.

Para regar una superficie de terreno de 5000 ha., se tiene necesidad de bombear un gasto de  $5 \text{ m}^3/\text{seg.}$  a una altura máxima de 33.00 m. Para el desarrollo del proyecto, se proporcionan además los siguientes datos:

Fuente de abastecimiento.	Rfo.
Nivel de aguas mínimo normales en la succión.	Elev. 1569.00 m.s.n.m.
Nivel de aguas máximo normales en la succión.	Elev. 1575.00 m.s.n.m.
Nivel de aguas máximo extraordinario.	Elev. 1580.00 m.s.n.m.
Nivel del agua en la descarga.	Elev. 1584.00 m.l.n.m.
Longitud de la tubería de conducción.	L = 80 m.
Voltaje en alta tensión de la energía eléctrica.	V = 13200 Volt.
Frecuencia.	f = 60 c.p.s.

### XI.1.- Tipo de bomba.

Generalmente el tipo de bomba que conviene escoger cuando se trata de Plantas de Bombeo cuya fuente de abastecimiento es un

rfo, es la bomba vertical para cárcamo húmedo, es decir, aquella que trabaja ahogada en el agua con la flecha de transmisión en posición vertical. Las razones fundamentales por las que se escoge este tipo de bomba son:

- 10.- El motor eléctrico puede quedar a la altura que se desee y a salvo de inundaciones.
- 20.- No existe problema de cebado, como sucede en las bombas horizontales.
- 30.- La carga neta de succión positiva disponible se puede aumentar al valor que se requiera.
- 40.- Ocupa poco espacio.

#### XI.2.- Número de unidades.

Para determinar el número de unidades que se instalará en la planta, el método más sencillo que se sigue es proponer 2 ó 3 tamaños diferentes de bombas que nos resultará un determinado número de cada tamaño y comparando cada uno de ellos en cuanto a su costo inicial y de operación. Para decidir sobre la mejor alternativa, básicamente se considerarán que el metro cúbico bombeado se obtenga al mínimo costo. Los factores que nos determinan el costo del metro cúbico y que deberán analizarse con detalle son: Los costos iniciales y costos de operación. En los primeros se comparan costos del equipo, tomando en cuenta la vida útil y calidad del mis-

mo, en los segundos se toma en cuenta la eficiencia con que van a trabajar, seleccionando aquel que cumple con la máxima eficiencia. Otro factor que deberá analizarse es la flexibilidad en la operación, ya que en ocasiones las demandas de riego son muy variables que hacen que los equipos se encuentren arrancando en periodos muy cortos de tiempo, lo que afecta su vida útil y los problemas de reparación y mantenimiento se presentan con más frecuencia.

En este proyecto no se analizarán los factores antes mencionados sino que arbitrariamente consideramos que con la instalación de 6 unidades se obtiene el metro cúbico al mismo costo y la flexibilidad en la operación es aceptable. Se hace esta suposición porque el análisis comparativo resultará laborioso, además de que algunos datos son difíciles de conseguir y no se está en posibilidad de hacerlo por falta de tiempo.

Como se instalarán 6 unidades de bombeo, cada una de ellos deberá suministrar un gasto de  $0,833 \text{ m}^3/\text{seg.}$  para que el total del gasto sea de  $5 \text{ m}^3/\text{seg.}$

### XI.3.- Cálculo de la carga total.

Para seleccionar el equipo de bombeo se requiere conocer otro dato importante, además el gasto, que es la carga que deberá desarrollar cada bomba para que suministre el gasto requerido.

La carga que desarrollará la bomba se determina sumando la carga estática, pérdidas por fricción

y la carga de velocidad.

Debido a que existirá en el rfo variaciones - en el nivel del agua, se presentarán valores distintos de carga estática y por lo tanto las bombas trabajarán con carga variable. Se determinarán los valores de la carga máxima y mínima con que normalmente trabajarán las bombas.

XI.3.1.- Carga estática máxima.

La carga estática máxima es:

$$h_{em\acute{a}x.} = 1584.00 - 1569.00 = 15 \text{ m.}$$

XI.3.2.- Pérdidas de carga.

Para determinar las pérdidas de carga es necesario conocer el diámetro de la tubería por la cual se conducirá el agua hasta su descarga.

Se hace hincapie en que es muy importante la selección adecuada del diámetro de una tubería que se utilizará para conducir el agua que suministren equipo de bombeo, ya que una selección inadecuada del diámetro de la tubería, redundará en un aumento de los costos iniciales del equipo o de los costos de operación. Para un determinado gasto, mientras mayor sea el diámetro de la tubería los costos iniciales aumentará y

los de operación disminuirán y viceversa, mientras menor sea el diámetro, - los costos iniciales disminuirán y las de operación aumentarán. Por esta razón es importante establecer un balance económico de tal manera que los costos iniciales y de operación sean los mínimos para un determinado diámetro. Un análisis de costos para establecer el balance económico que decidirá el diámetro económico de la tubería, resulta laborioso hacerlo, en este Proyecto, por lo que para determinar el diámetro se tomará como base de que la velocidad en la tubería no deberá exceder de 2 m/seg.

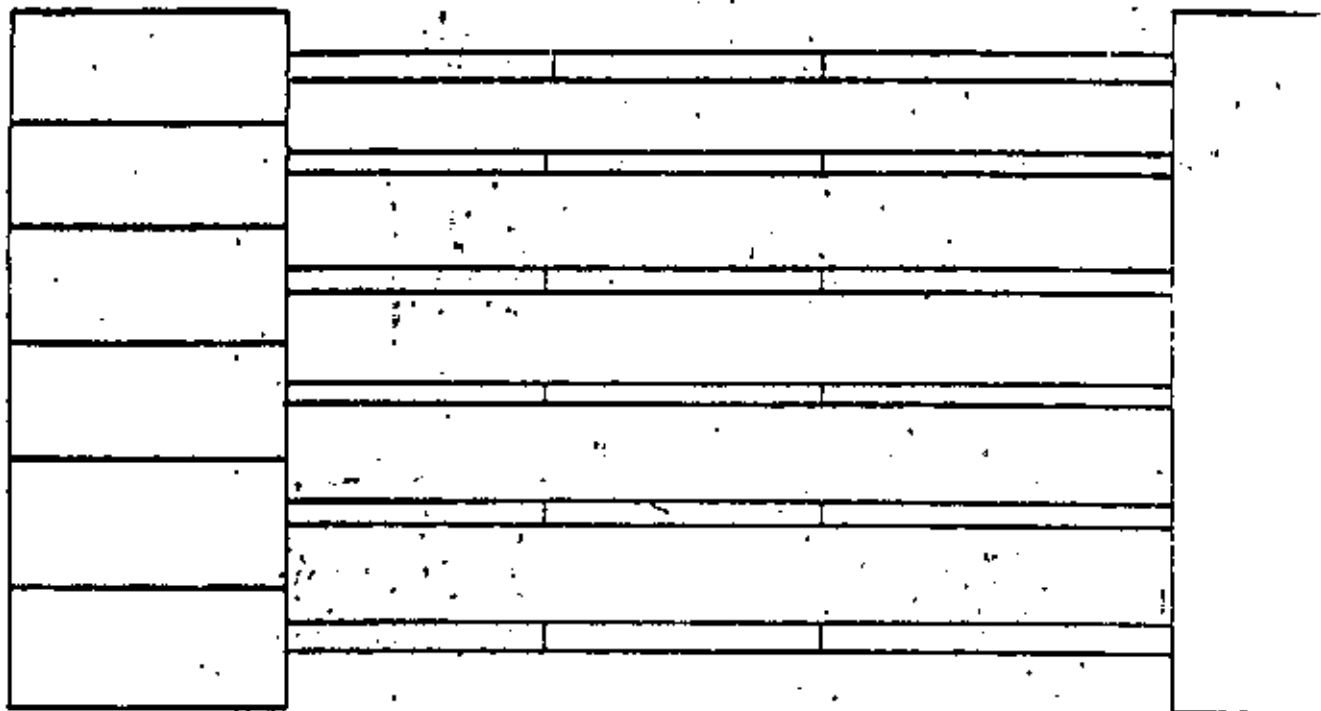
Sustituyendo. El diámetro de la tubería será:

$$D = \sqrt{\frac{0.833}{2 \times 0.785}} = \sqrt{0.53} = 0.729 \text{ m.}$$

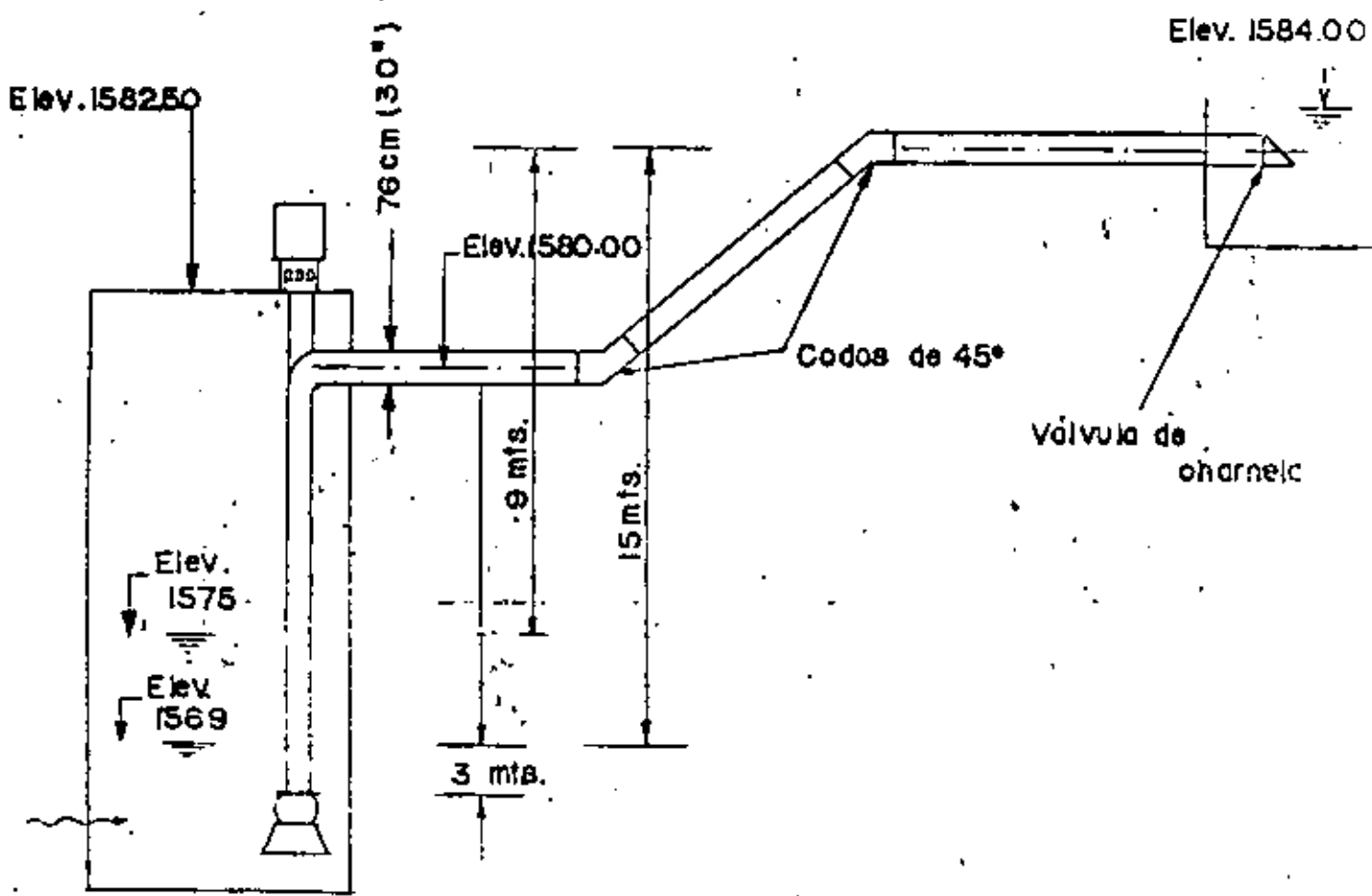
El diámetro comercial inmediato superior es de 76.2 cm. (30") por lo que se elegirá este diámetro.

Antes de calcular las pérdidas de carga, se ilustra en el siguiente esquema la disposición de las tuberías de descarga.





PLANTA



ELEVACION

En las hojas de pérdidas por fricción se observa los distintos valores de - pérdidas y son como sigue:

Columna:

$$h_{f_c} = \frac{0.05}{10} \times 46' = 0.23 \text{ ft} = 0.07 \text{ m.}$$

Codo Cabezal:

$$h_{f_{c_0}} = 0.18 \text{ ft} = 0.05 \text{ m.}$$

Tubería y codos de 45°.

$$L_{\text{codos}} = 22.8$$

$$L_t = 80 + 22.8 = 102.8 \text{ m} = 337 \text{ ft}$$

$$h_{f_t} = \frac{0.36}{100} \times 337 = 1.21 \text{ ft} = 0.36 \text{ m.}$$

Válvula de charnela:

$$h_{f_v} = 0.052 \text{ ft} = \underline{0.01}$$

$$\text{S U M A .} \quad 0.49 \text{ m.}$$

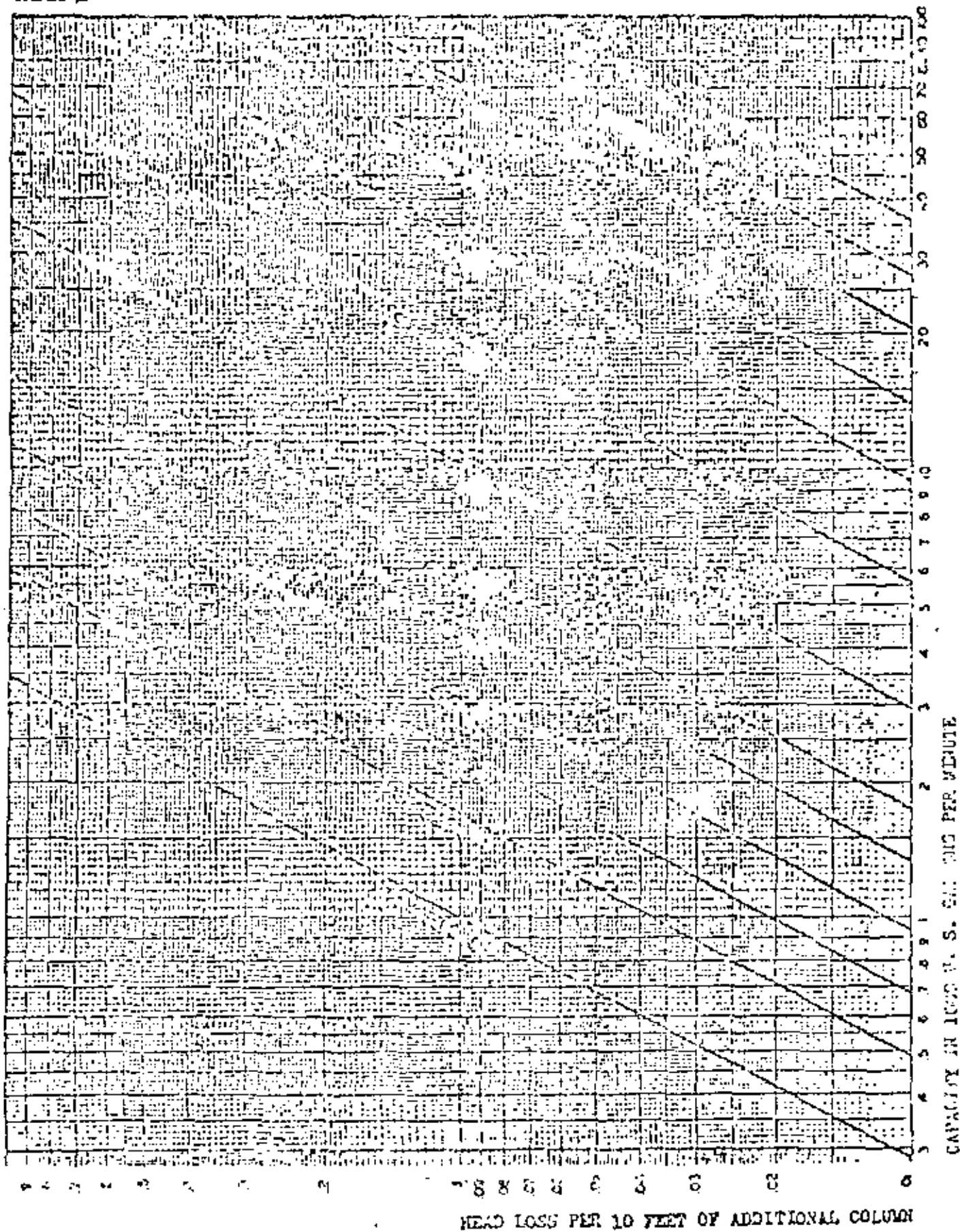
Carga de Velocidad:

$$h_r = 0.64 \text{ ft} = \underline{0.19}$$

$$\text{T O T A L .} \quad 0.68 \text{ m.}$$

TABLE L

HEAD LOSS PER 10 FEET OF ADDITIONAL COLUMN



HEAD LOSS CHART FOR LIGHT FLAP VALVES

96

TABLE J

Sizes Noted are Diameters in Inches



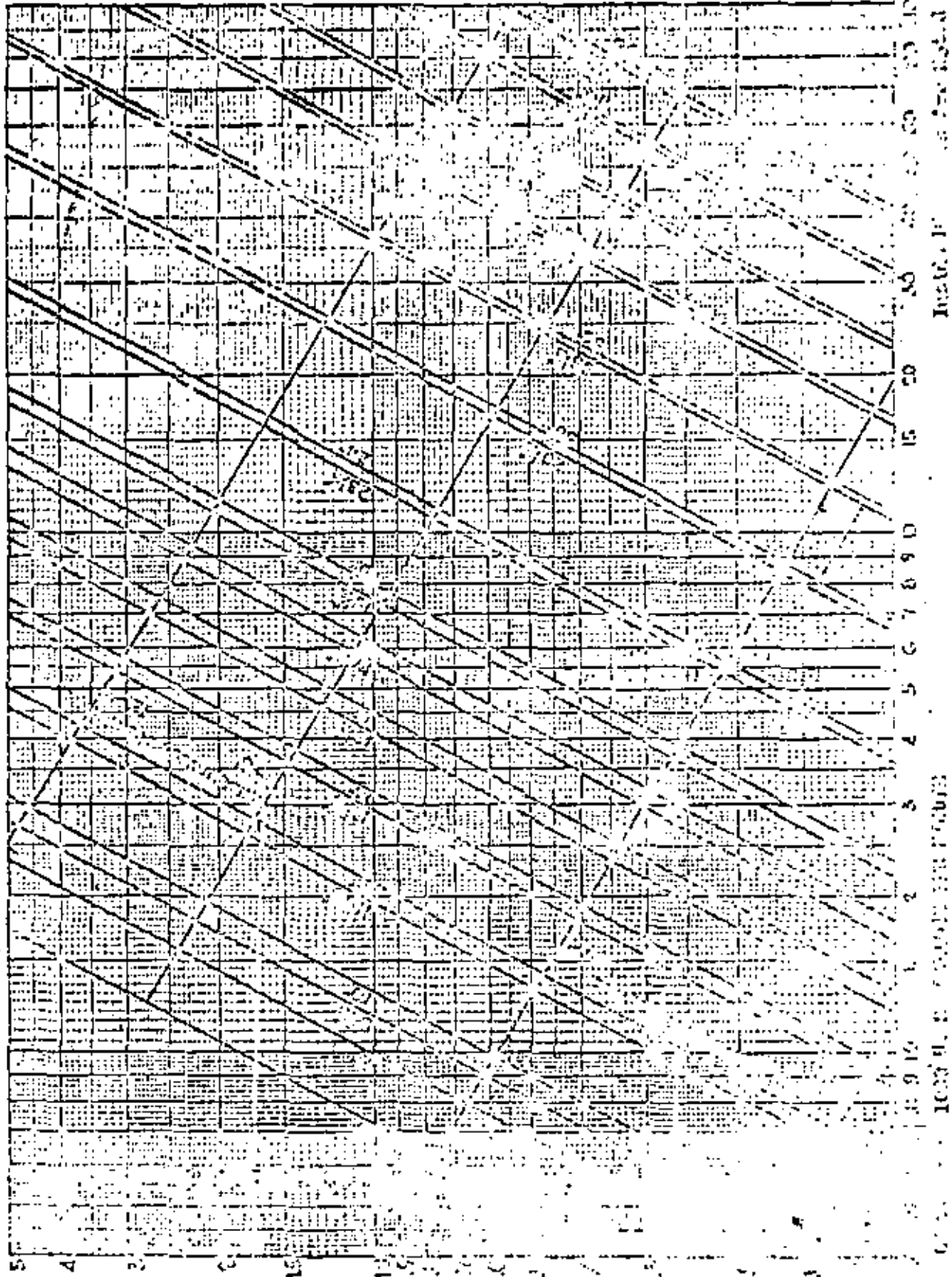
U. S. GOVERNMENT PRINTING OFFICE

08

Based on the William & Hason Formula  $C = 130$

32

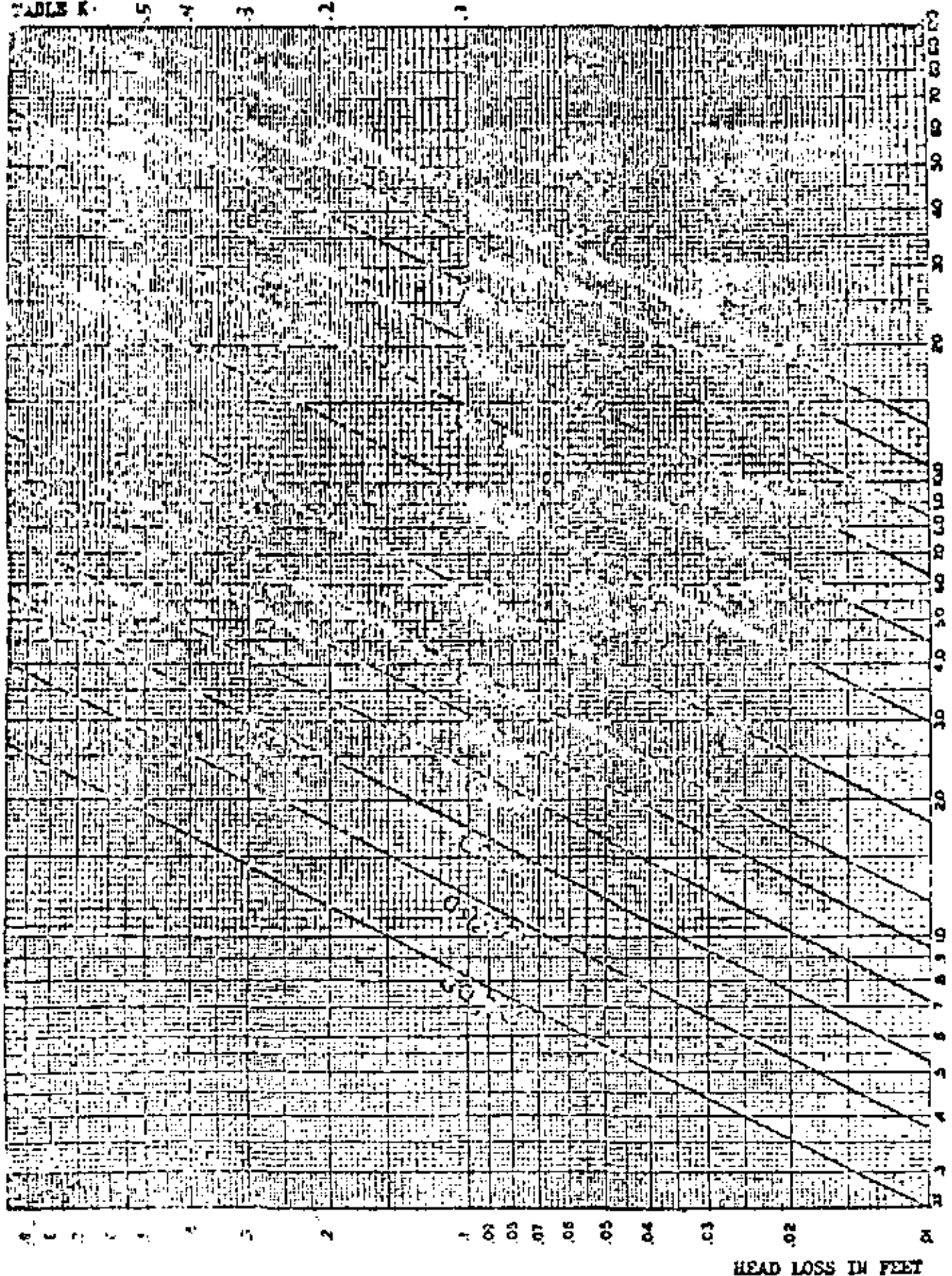
TABLE II



98.6

HEAD LOSS CHART FOR STANDARD VANED ELBOW  
(Hydraulic losses shown are for vaned turn only)

TABLE K



99

..49

La carga máxima total será:

$$\begin{aligned} H_{m\acute{a}x.} &= 15 + 0.68 \\ &= 15.68 \text{ m. (51')} \end{aligned}$$

La carga mínima total será:

$$\begin{aligned} H_{m\acute{i}n} &= 9 + 0.68 \\ &= 9.68 \text{ m. (31.7')} \end{aligned}$$

#### XI.4.- Selección de la bomba.

Con los datos de gasto de  $0.833 \text{ m}^3/\text{seg.}$  (13203 G.P.M.) y carga máxima de 15.68 m. (51 ft), - seleccionamos la bomba marca Byron Jackson 30 HxH 1 paso, a 885 r.p.m. con eficiencia de - 83%. Nótese que el punto de operación se localiza en la parte izquierda de la zona de máxima eficiencia, esto es con el fin de mejorar la eficiencia, ya que al subir el nivel del agua en el cárcamo. La carga que desarrolle la bomba disminuirá y el punto de operación tenderá a desplazarse hacia el lado derecho de la curva en tanto se observan eficiencias más altas.

#### XI.5.- Selección de la máquina motriz.

Las máquinas que usualmente se emplean para el accionamiento de las bombas, son los motores eléctricos y los de combustión interna. Estos últimos se utilizan en aquellos lugares donde no se dispone de energía eléctrica; su costo de operación es mayor que el de los motores

eléctricos, tienen la ventaja de que la velocidad de operación se puede variar para obtener gastos diferentes y desventaja de que su costo inicial es alto. Los motores eléctricos son siempre preferidos para mover las bombas centrífugas por su bajo costo inicial, bajo costo de operación y reducción de los problemas de reparación y mantenimiento.

En nuestro proyecto seleccionaremos el motor eléctrico para impulsar las bombas, que las ventajas que se han señalado arriba.

La capacidad del motor eléctrico dependerá de la potencia requerida por la bomba, esta potencia se calcula como sigue:

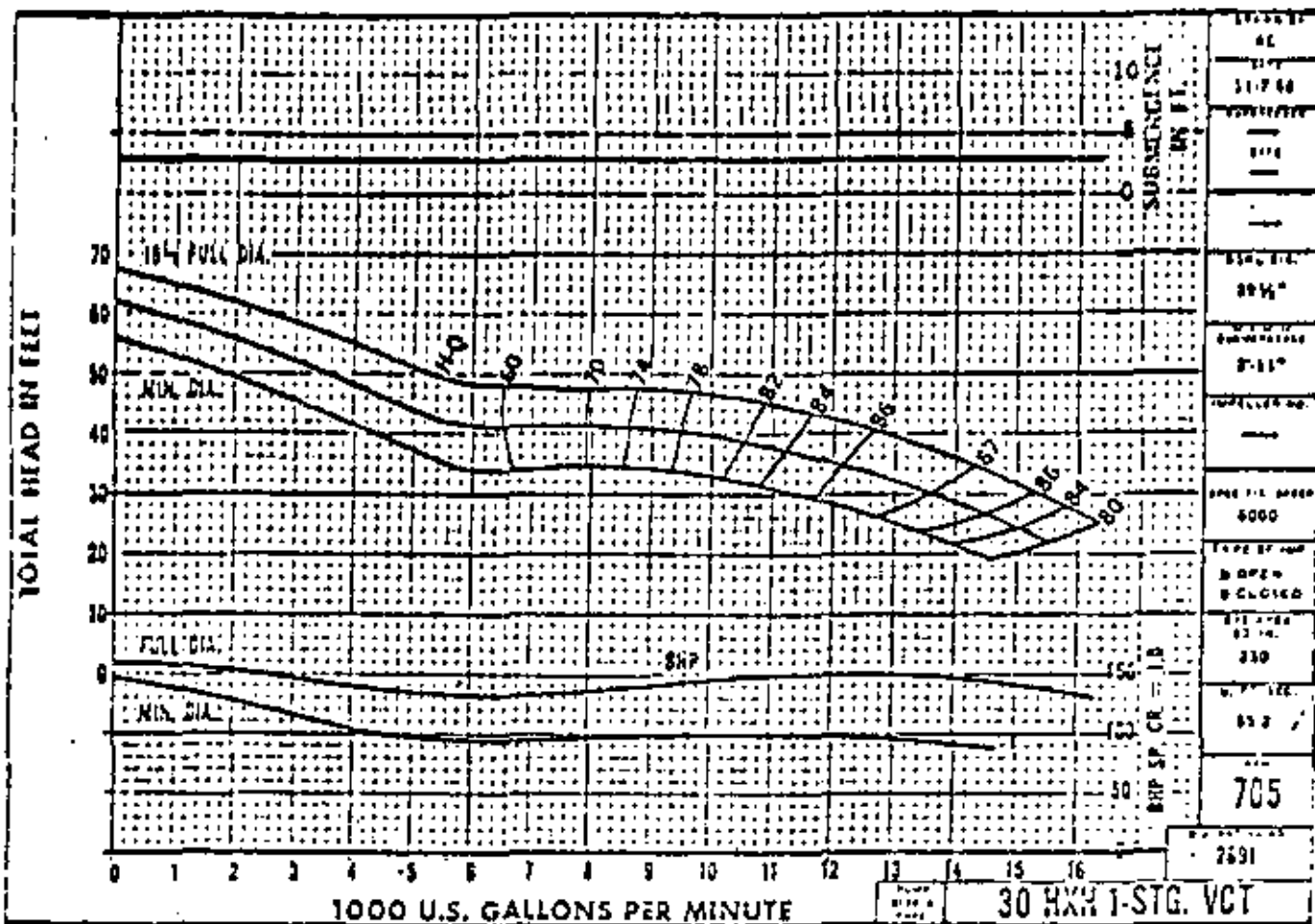
$$N = \frac{833 \times 15.68}{76 \times 0.83} = 207 \text{ HP}$$

El motor eléctrico inmediato superior y de capacidad comercial es de 250 HP., por lo que se seleccionará este motor. El motor eléctrico será para operar a 440 Volts., 885 r.p.m., 60 c.p.s.

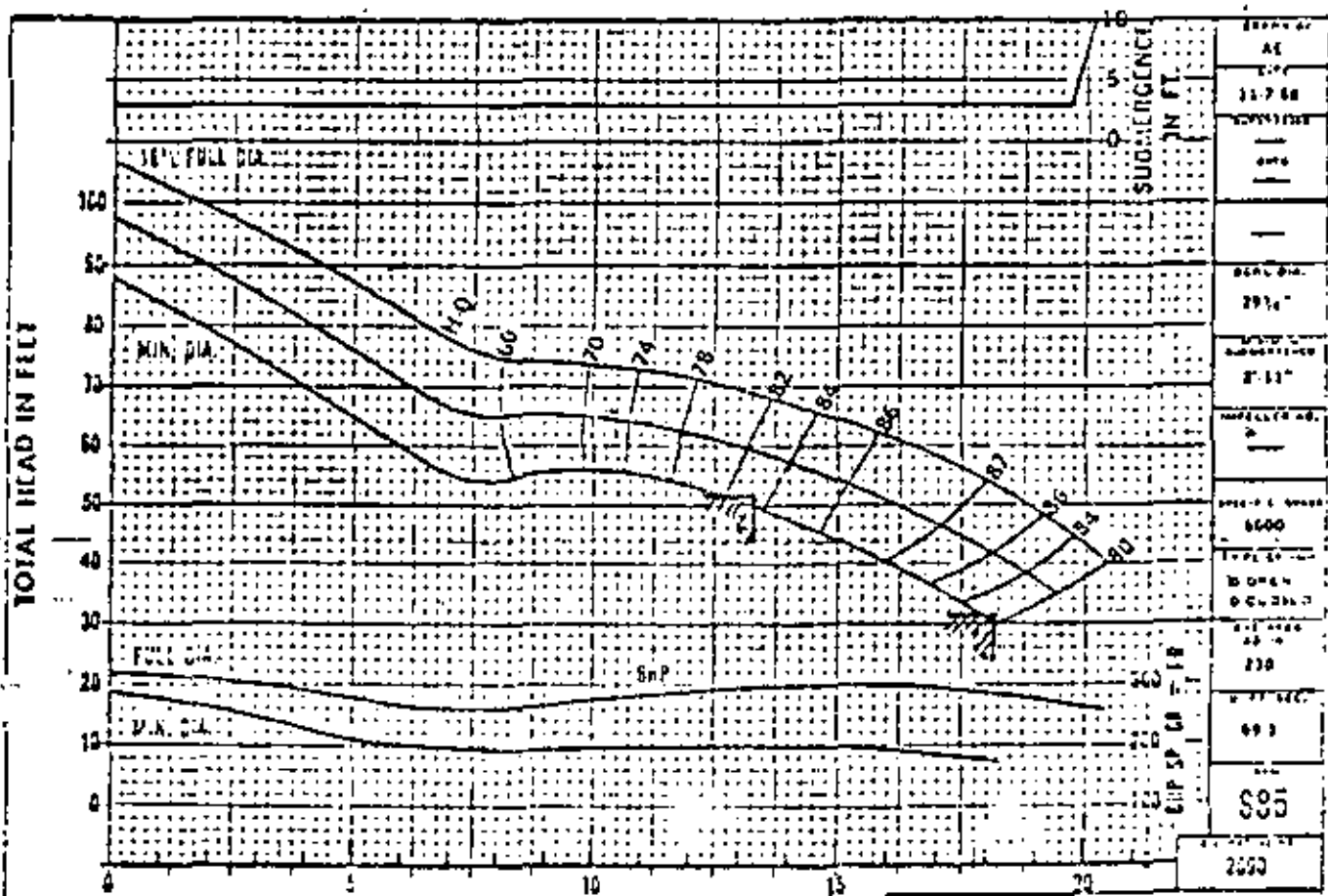
#### XI.6.- Diseño hidráulico del cárcamo.

El cárcamo es un depósito donde "tomarán" el agua las bombas su forma geométrica y dimensiones son características muy importantes que determinar para lograr un buen funcionamiento de los equipos. Un mal diseño del cárcamo puede provocar una distribución desigual del flujo en





36



la zona de succión de las bombas, lo que a su vez favorecerá la formación de remolinos, turbulencias que puede afectar el funcionamiento de las bombas, reduciendo su vida útil y su eficiencia. Es por ello que se debe prestar atención especial al diseño del cárcamo, para evitar cualquier irregularidad durante la operación.

En base a diferentes pruebas de varios tamaños y modelos de bombas el Instituto de Hidráulica de Estados Unidos ha elaborado normas para dimensionar cárcamos de bombeo. Estas normas están en función del diámetro mayor de la campana de succión de la bomba, y como provienen de varios tamaños y modelos de bombas no deben considerarse como definitivos, sino aumentar un determinado porcentaje para tener margen de seguridad en la operación.

Las dimensiones del cárcamo se determinarán de acuerdo con la siguiente hoja. Según dato del fabricante el diámetro de la campana de succión es de  $39'' = 99.06$  cm.

Sustituyendo, se tiene:

Ancho del cárcamo.  $B = 2 \frac{1}{2} D = 2 \frac{1}{2} \times 99 =$   
 $= 247.5$  cm.  
 $B = 300.0$  cm.

Distancia del eje  
de la bomba al muro  
frontal.

$F = 1 \frac{1}{2} D = 1 \frac{1}{2} \times 99 =$   
 $= 148.5$  cm.  
 $F = 180.0$  cm.

Distancia vertical de la  
campana de succión al -  
fondo del cárcamo.

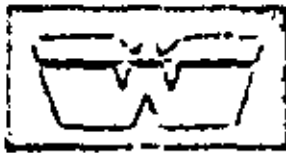
$E = 3/4 D = 0.75 \times 99 = 74.25$  cm.  
E = 100 cm.

Sumergencia mínima.

C = 4 D = 4 \times 99 = 396 cm.  
C = 500 cm.

México, D. F., a 24 de septiembre de 1974.

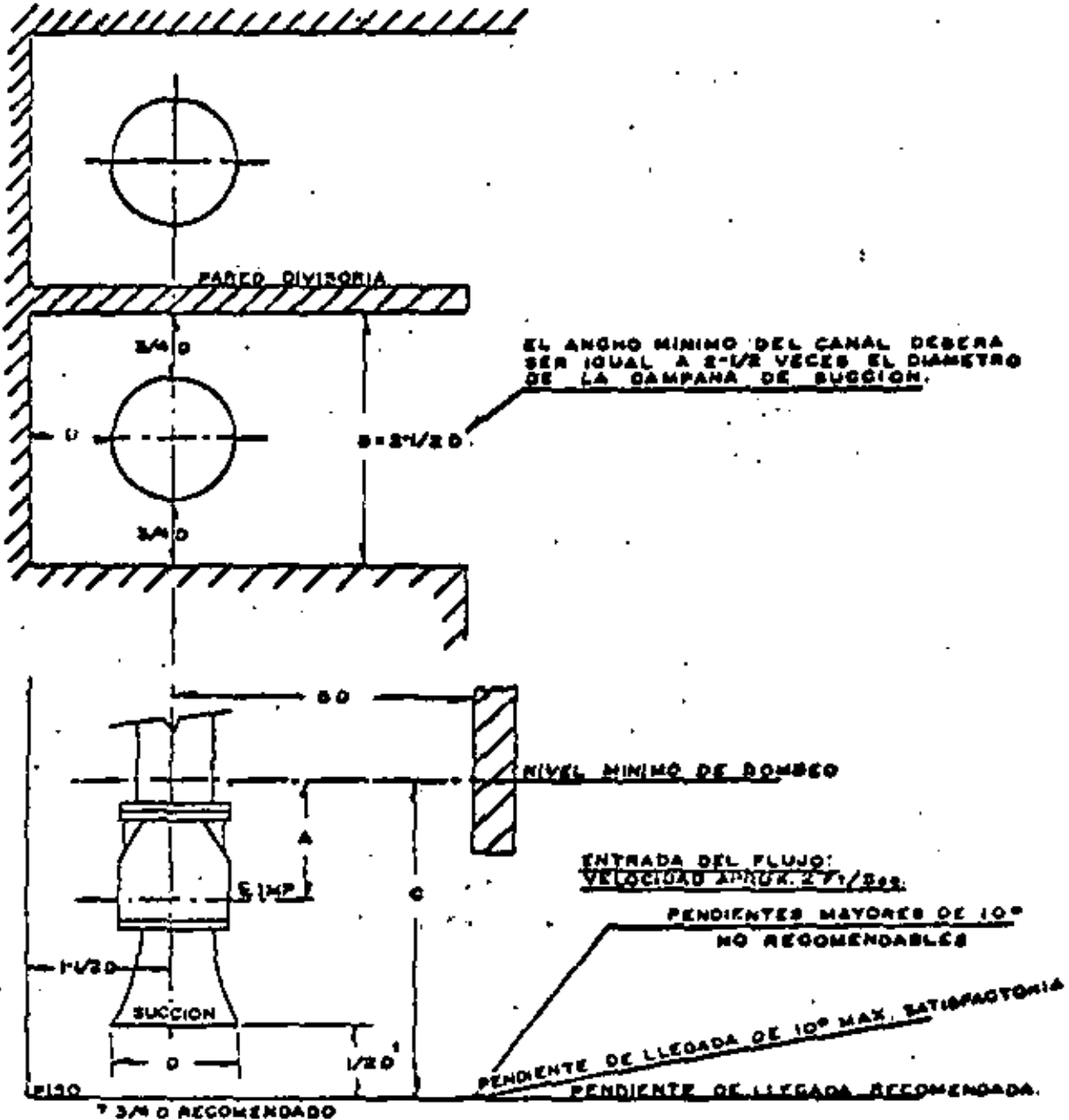
IGM/eca.



WORTHINGTON DE MEXICO, S.A.

DATOS TÉCNICOS  
INGENIERIA COMERCIAL

RECOMENDACIONES DE DISEÑO PARA CANALES Y CARGAMOS  
NUMEROS.

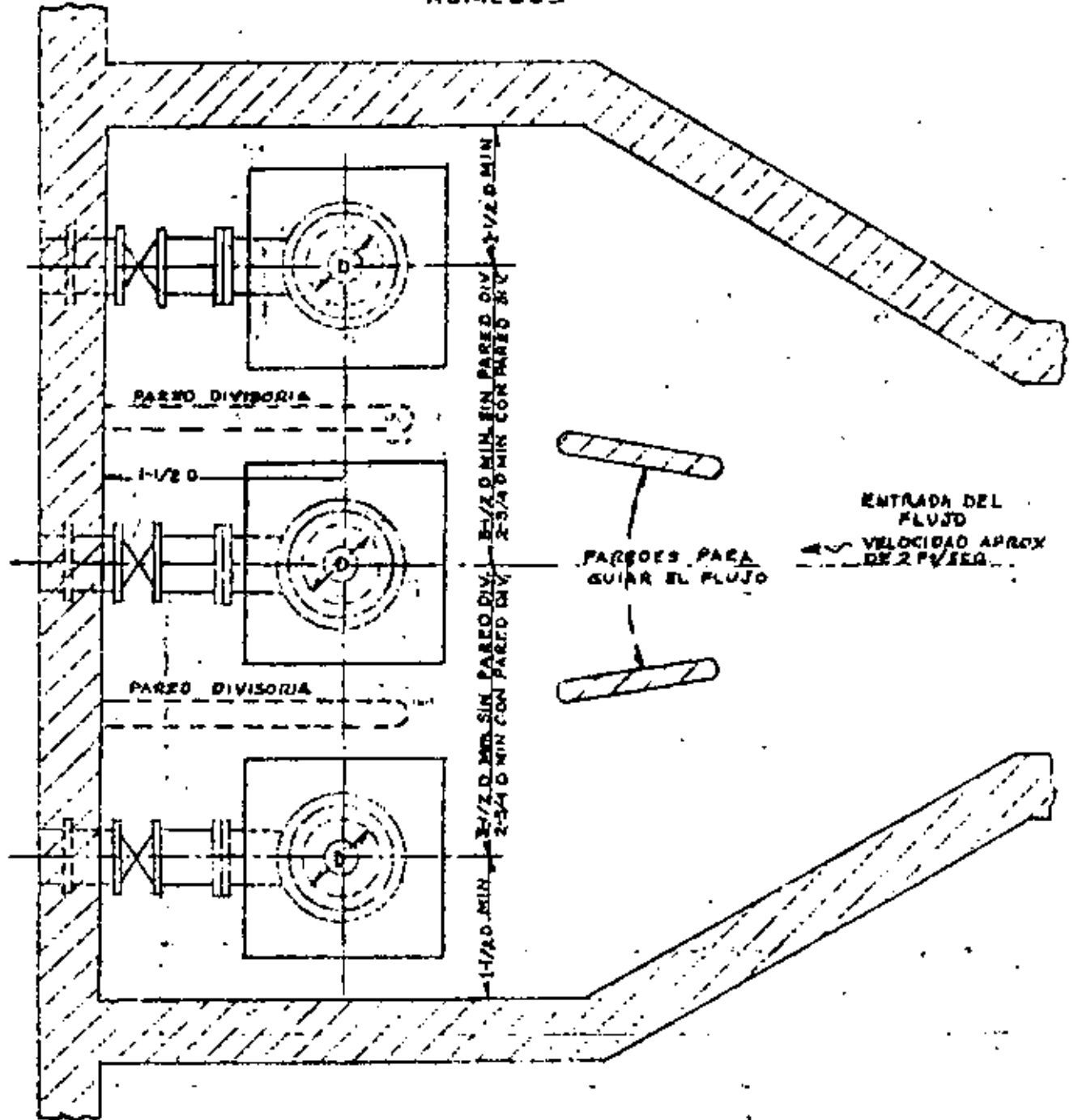


- A) LA MINIMA SUMERGENCIA SOBRE LA LINEA DE CENTROS DEL IMPULSOR DEPENDE DE LAS CARACTERISTICAS DE CAVITACION DE LA BOMBA.
- B) ANCHO MINIMO DEL CANAL.
- C) MINIMA PROFUNDIDAD DEL CARGAMO O CANAL. APROX. 40.
- D) DIAMETRO DE LA CAMPANA DE SUCCION.

EL AREA TRANSVERSAL DEL CANAL (B x C) NO DEBERA SER MENOR QUE DIEZ VECES

DATOS TÉCNICOS

RECOMENDACIONES DE DISEÑO PARA CANALES Y CARCAMOS HUMEDOS







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

**IV CURSO DE CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS  
DE ZONAS DE RIEGO**

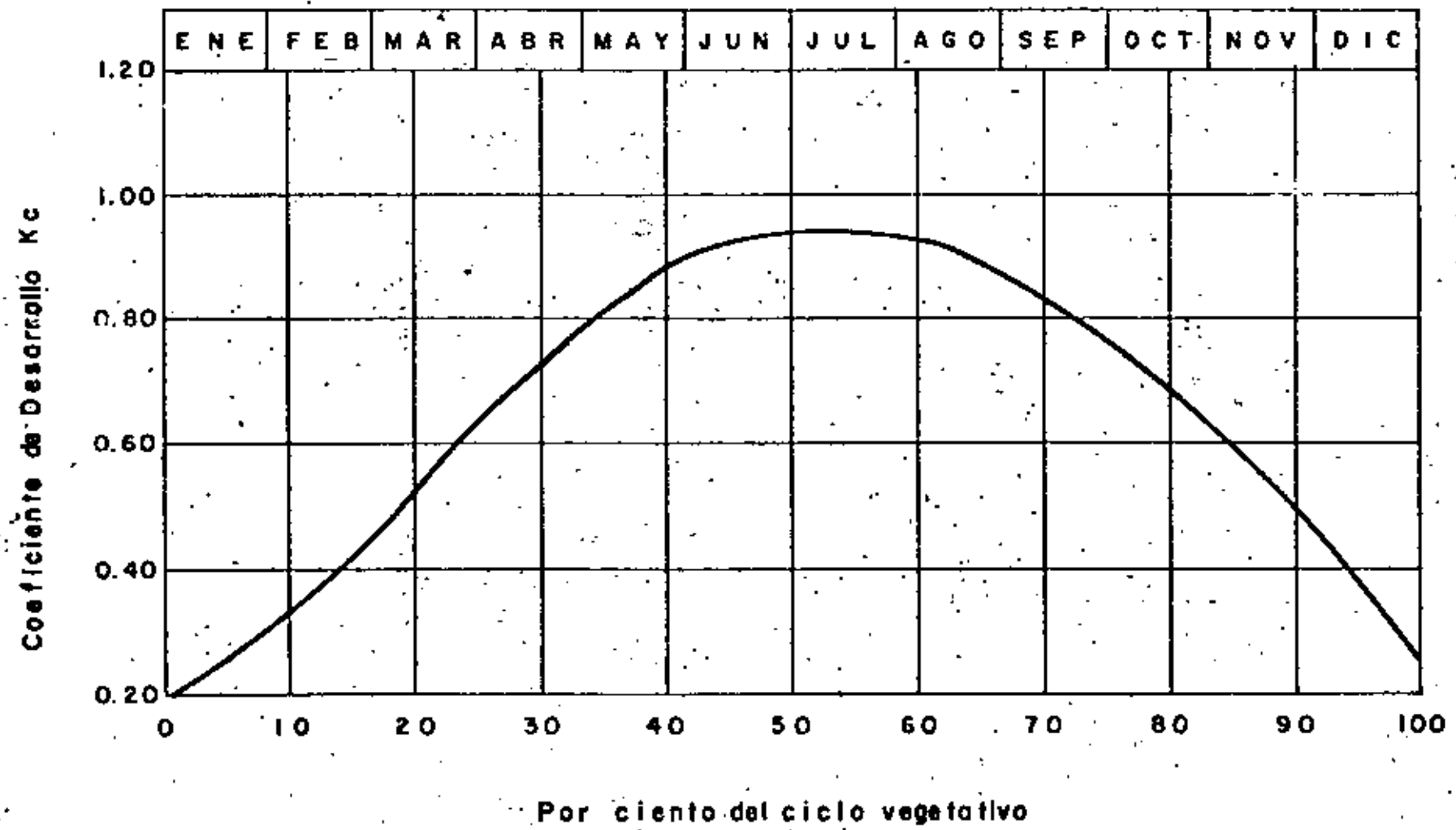
**CICLO VEGETATIVO DE CULTIVOS**

**PROFESOR: :  
ING. OSCAR PLAISANT WONG**

**OCTUBRE, 1981.**

# CULTIVO: PASTOS

CICLOS VEGETATIVO = 360 DIAS

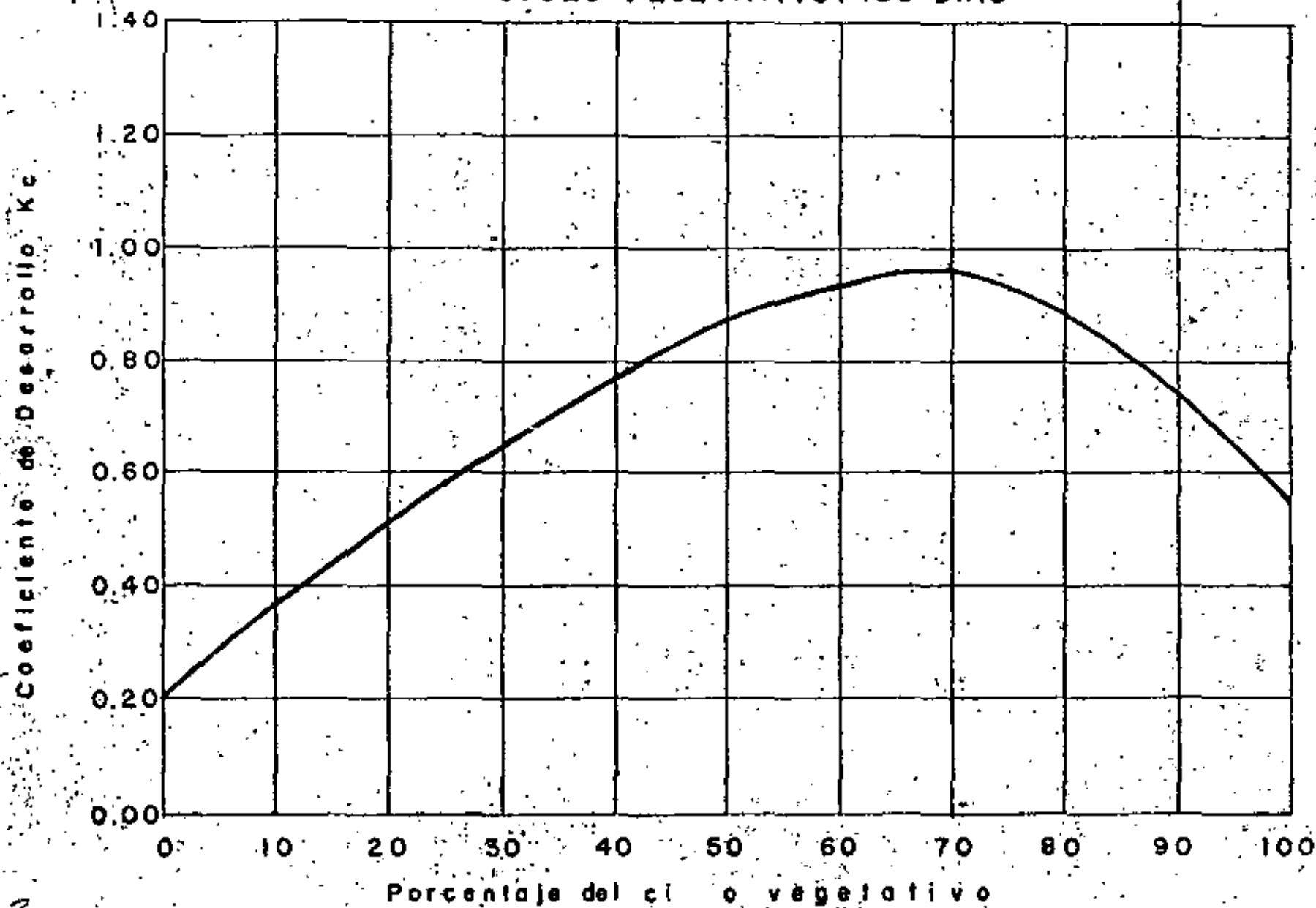


10



CULTIVO: TRIGO  
CICLO VEGETATIVO: 150 DIAS

(2)

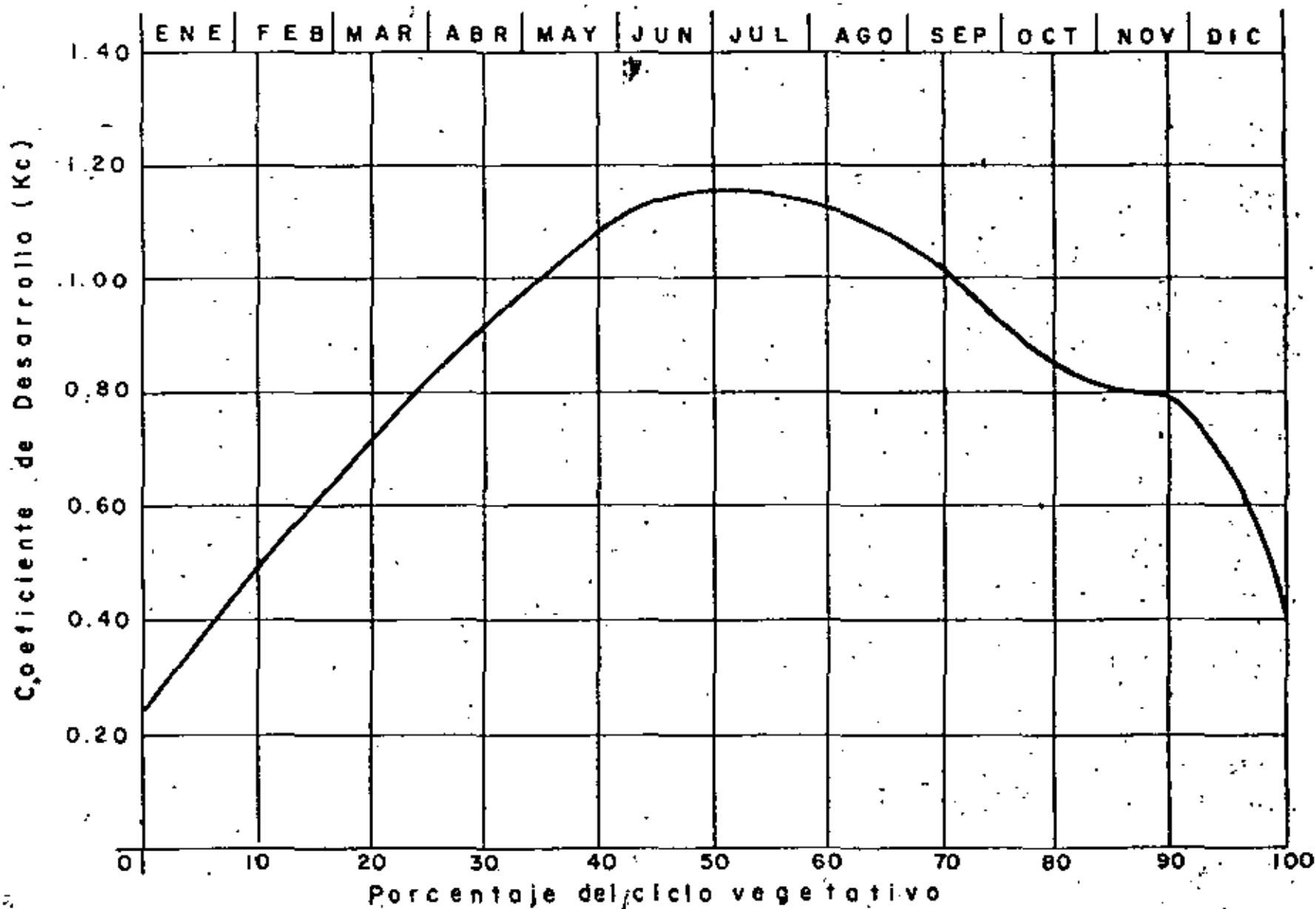


2

2

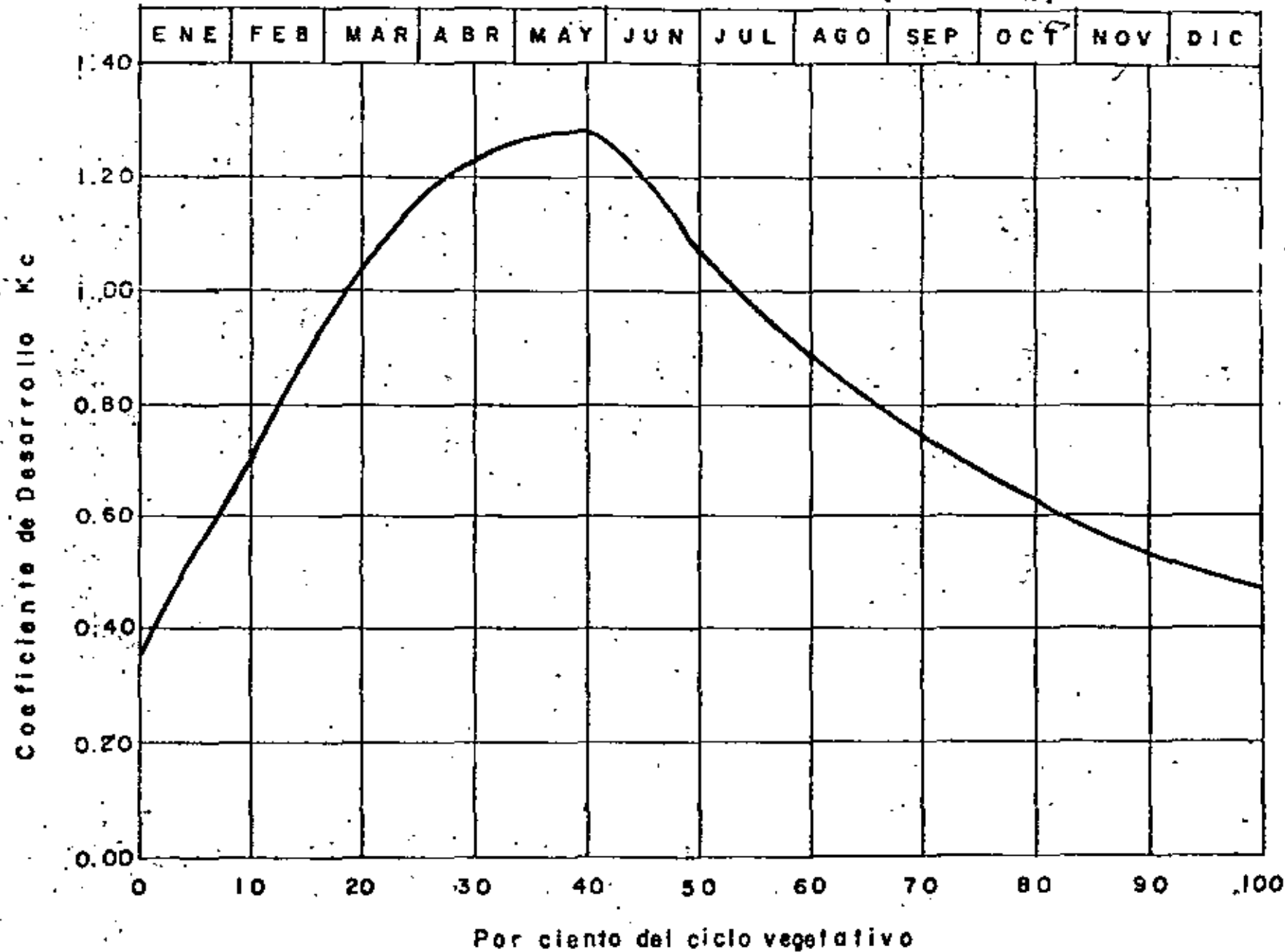
CULTIVO: ALFALFA  
CICLO VEGETATIVO: 360 DIAS (PERENNE)

(3)



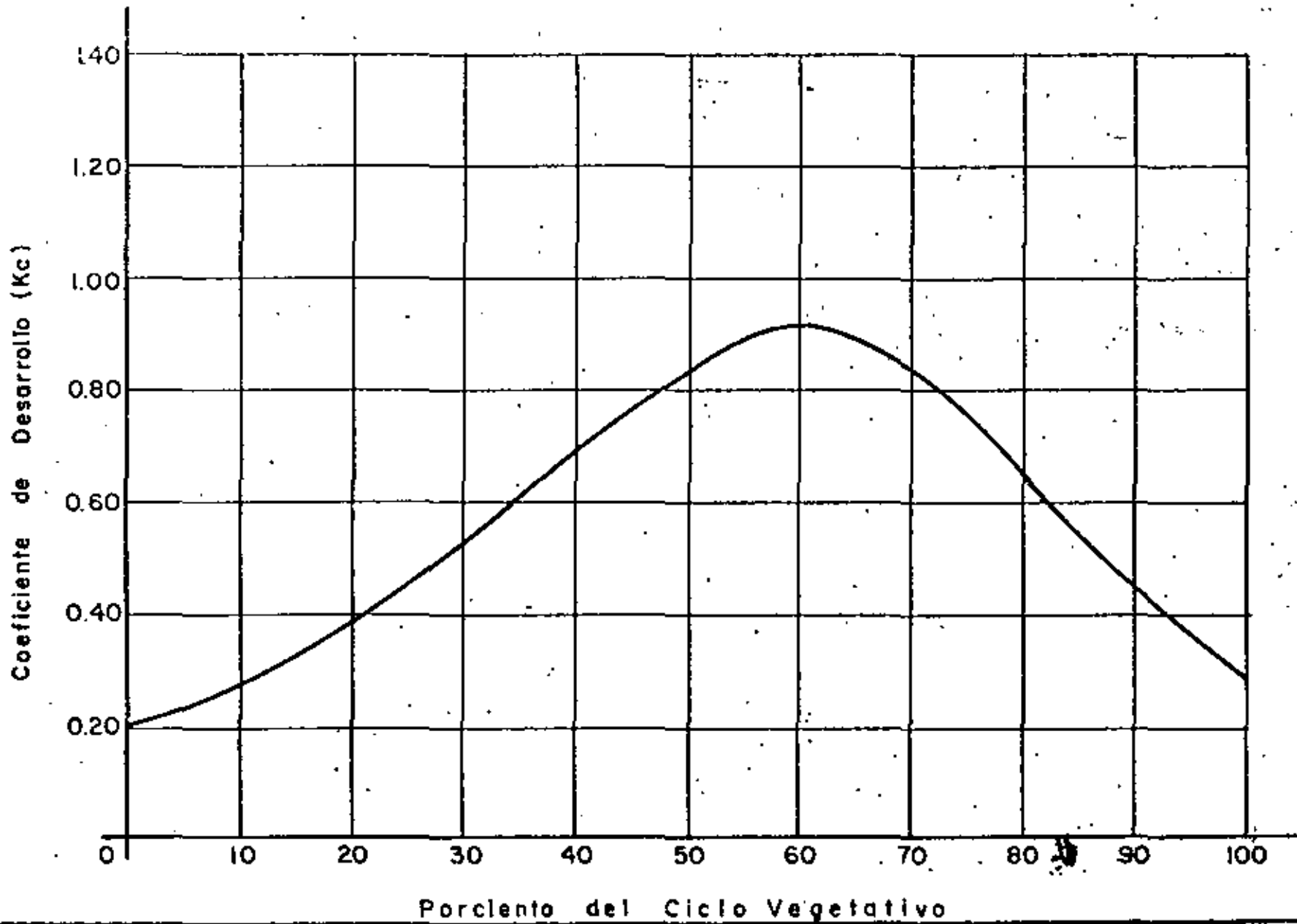
**CULTIVO: CAÑA**  
**CICLO VEGETATIVO = 360 DIAS (PERENNE)**

(4)



Cultivo: S O Y A  
Ciclo vegetativo: 90 a 150 días

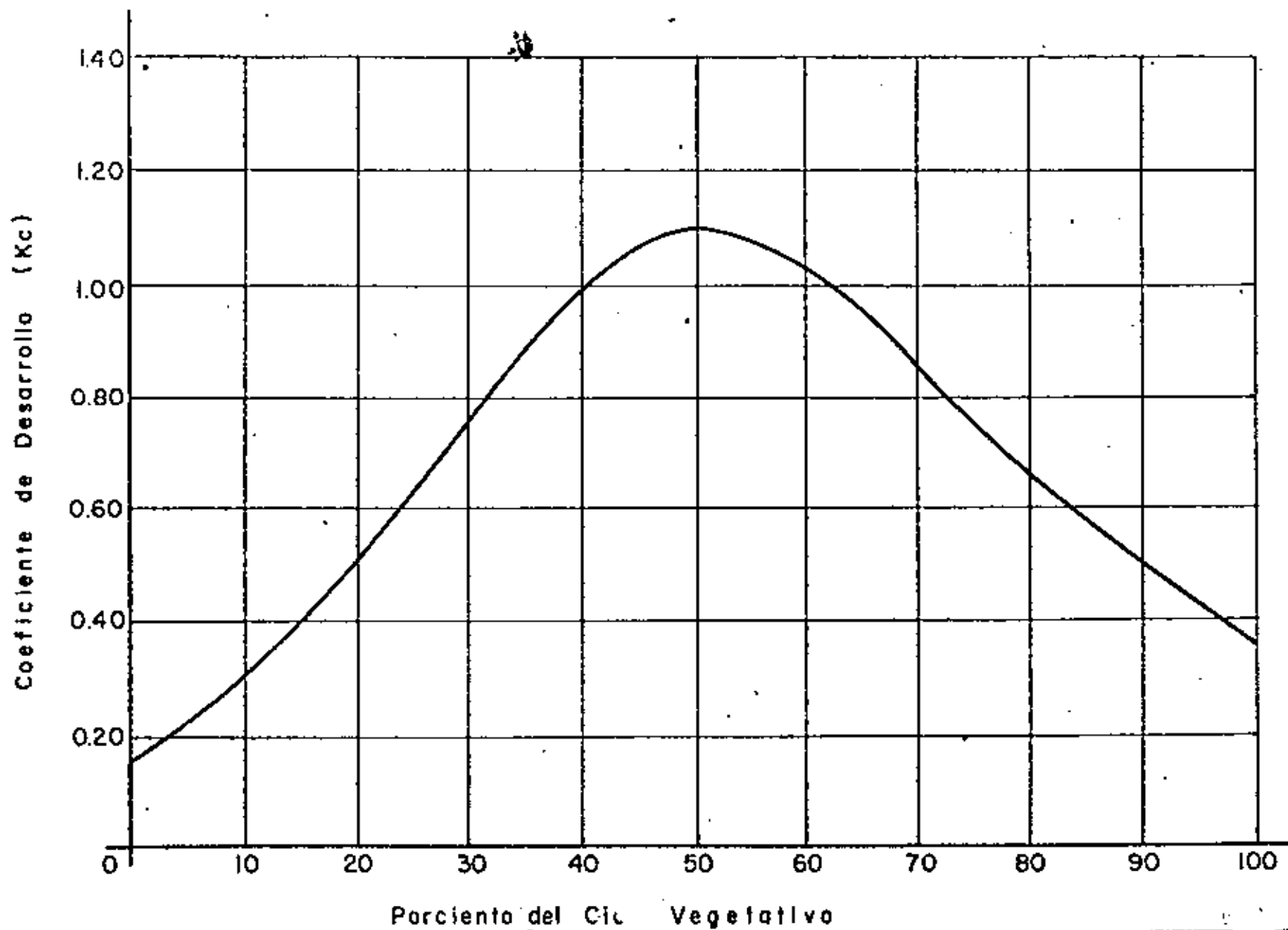
(5)



Cultivo: S O R G O

Ciclo vegetativo: 90 a 150 días.

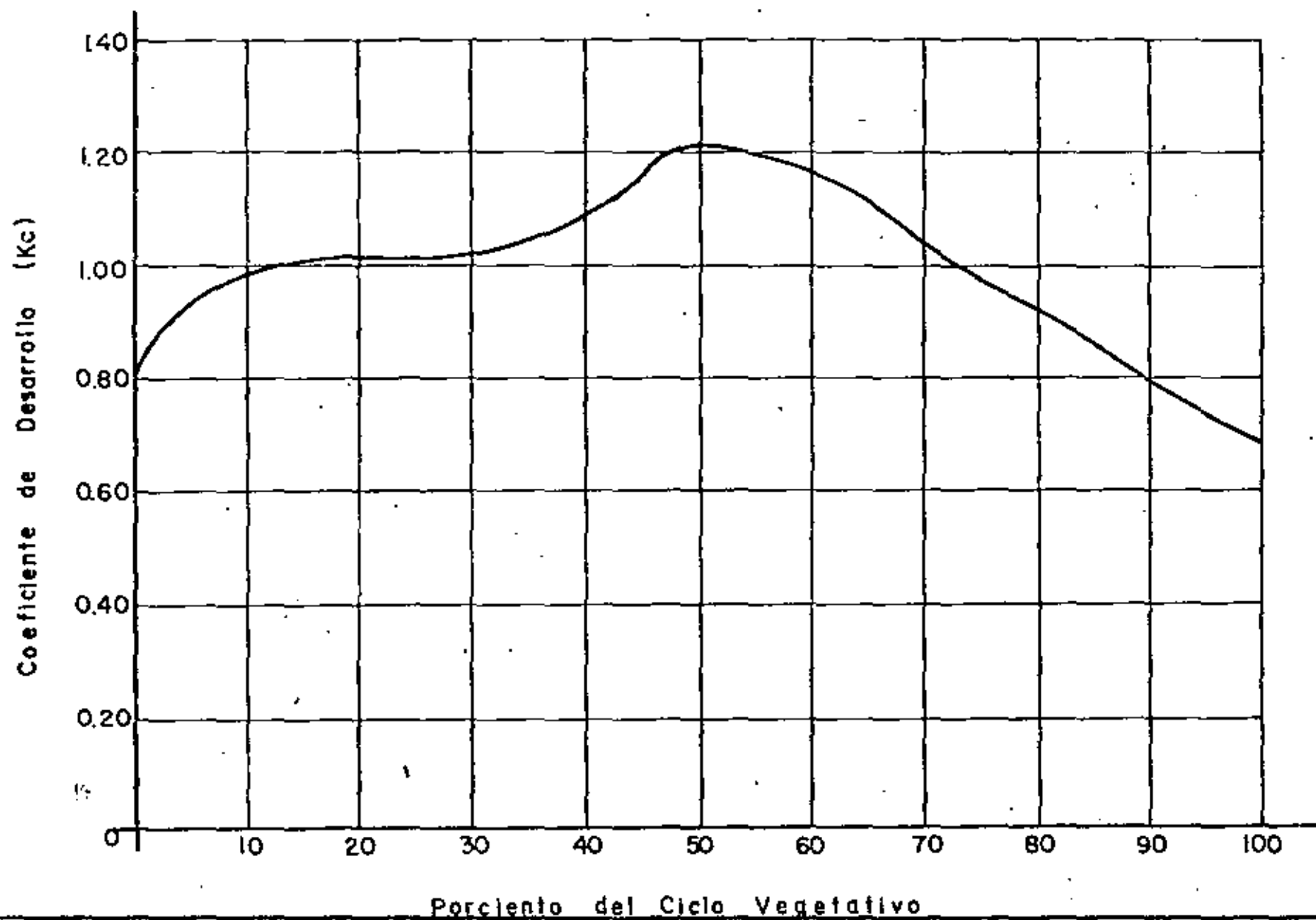
(6)



Cultivo: ARROZ

Ciclo vegetativo: 180 a 210 días

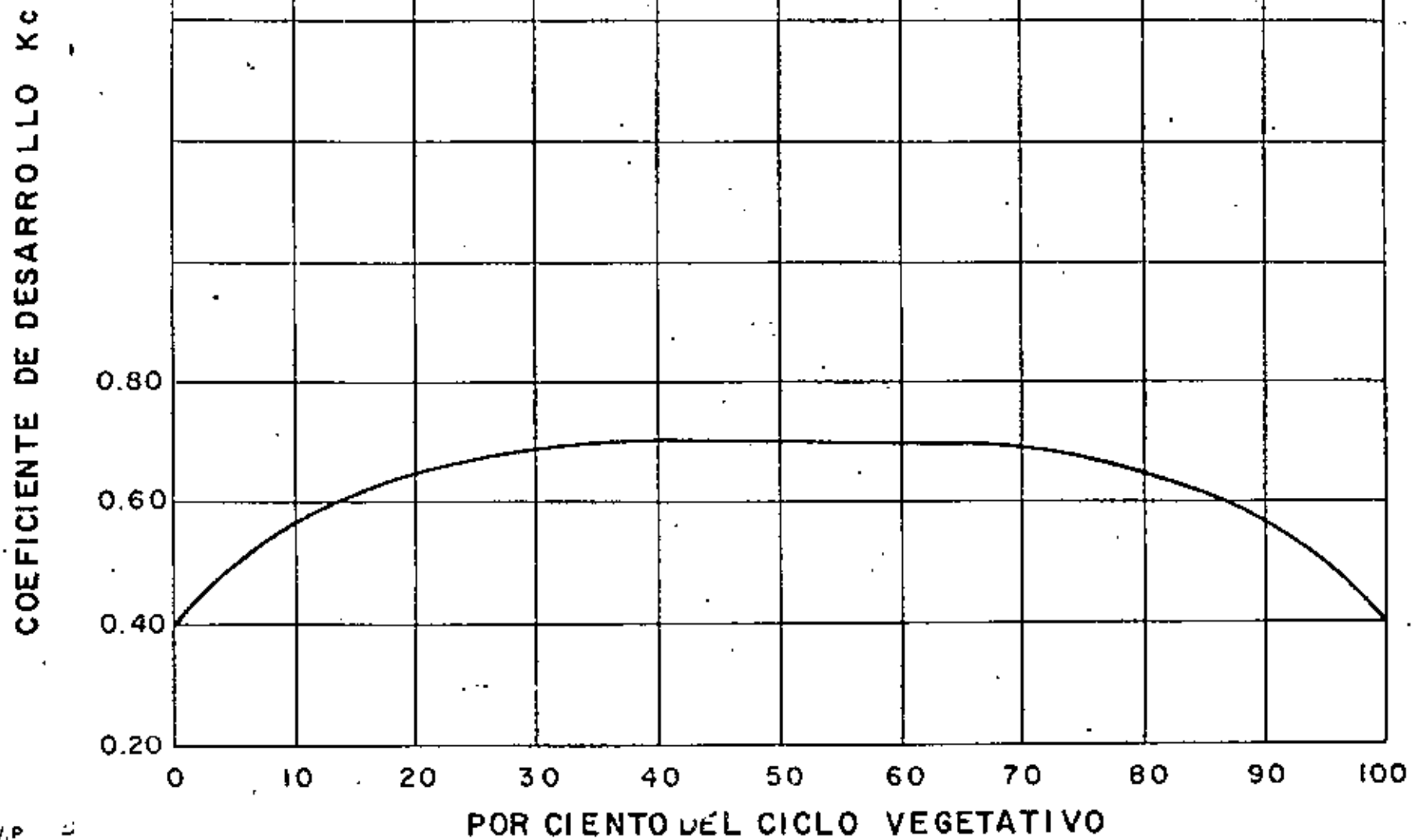
(7)



CULTIVO = FRIJOL

(8)

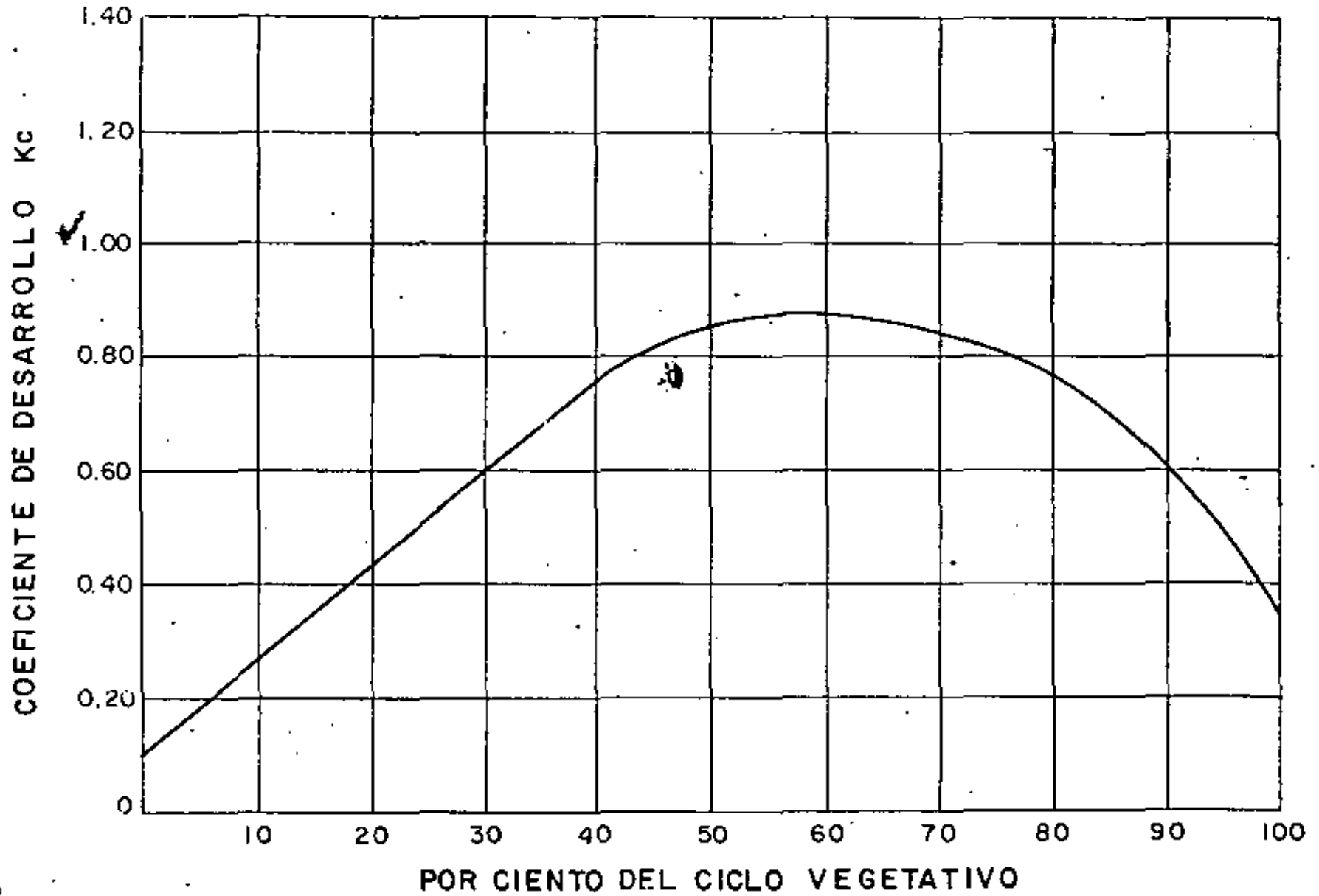
CICLO VEGETATIVO = 90 A 120 DIAS



CULTIVO = ALGODON

(9)

CICLO VEGETATIVO = 180 A 210 DIAS

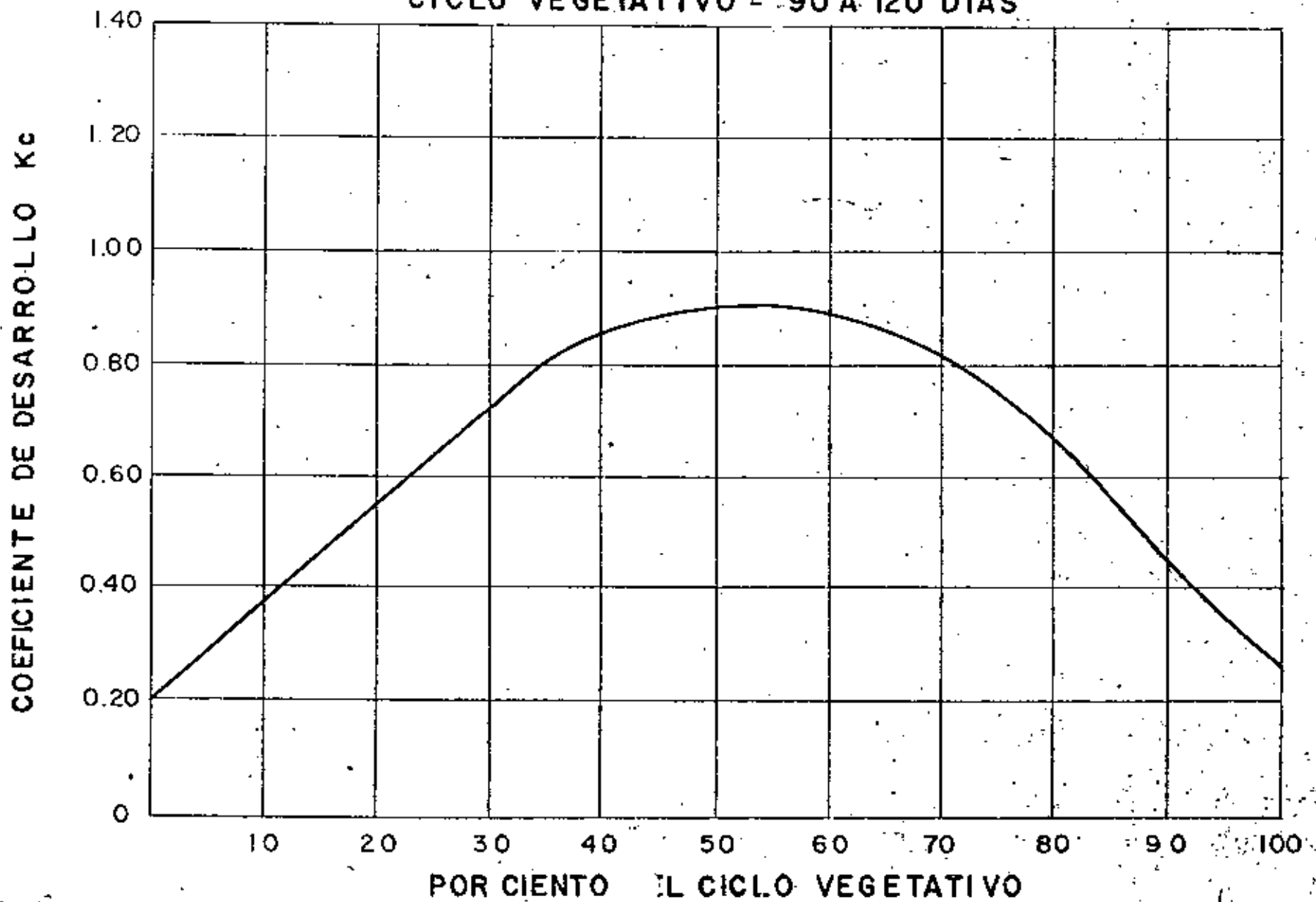


6



CULTIVO = AJONJOLI  
CICLO VEGETATIVO = 90 A 120 DIAS

(10)

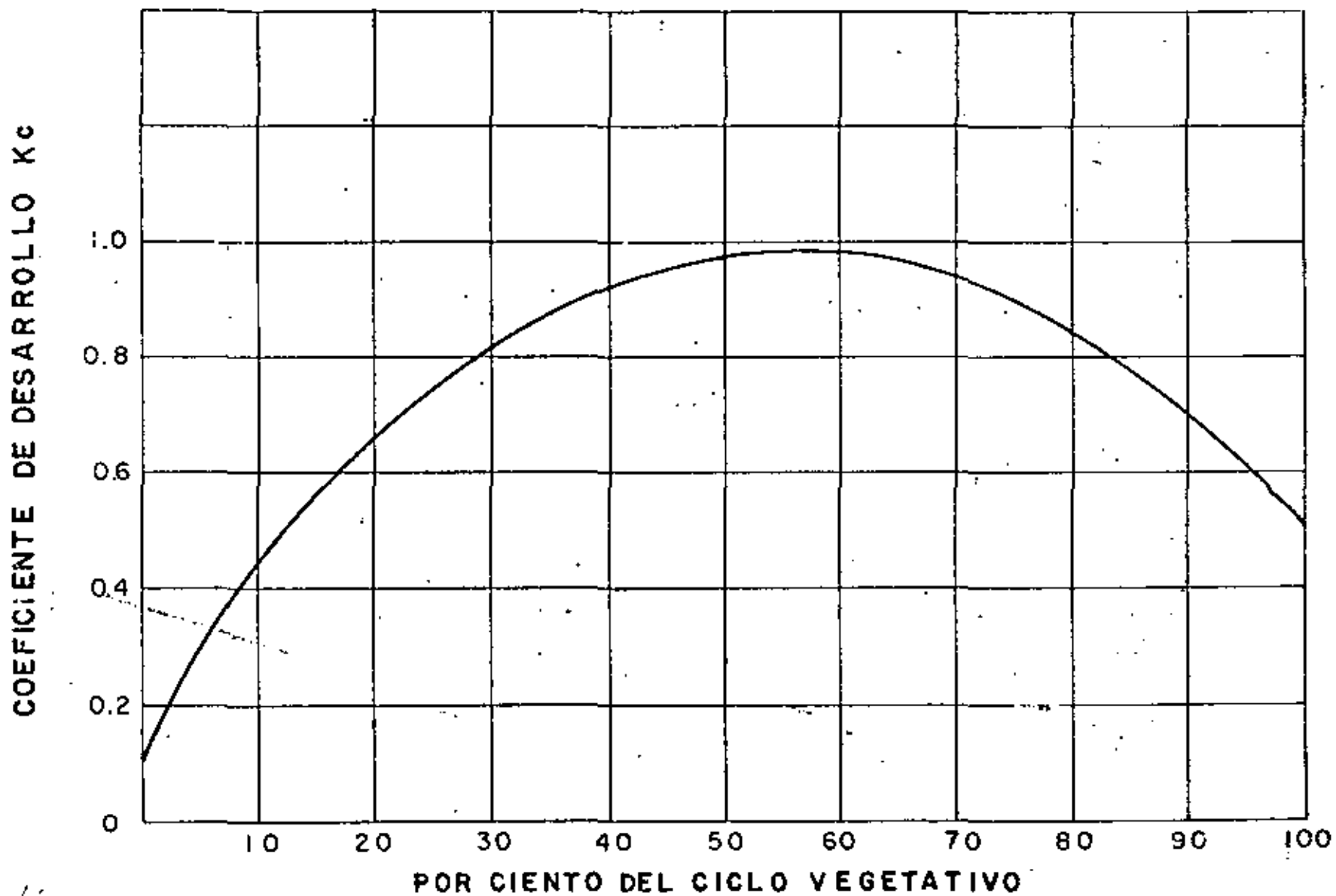


10

CULTIVO = JITOMATE  
CICLO VEGETATIVO = 120 DIAS

(II)

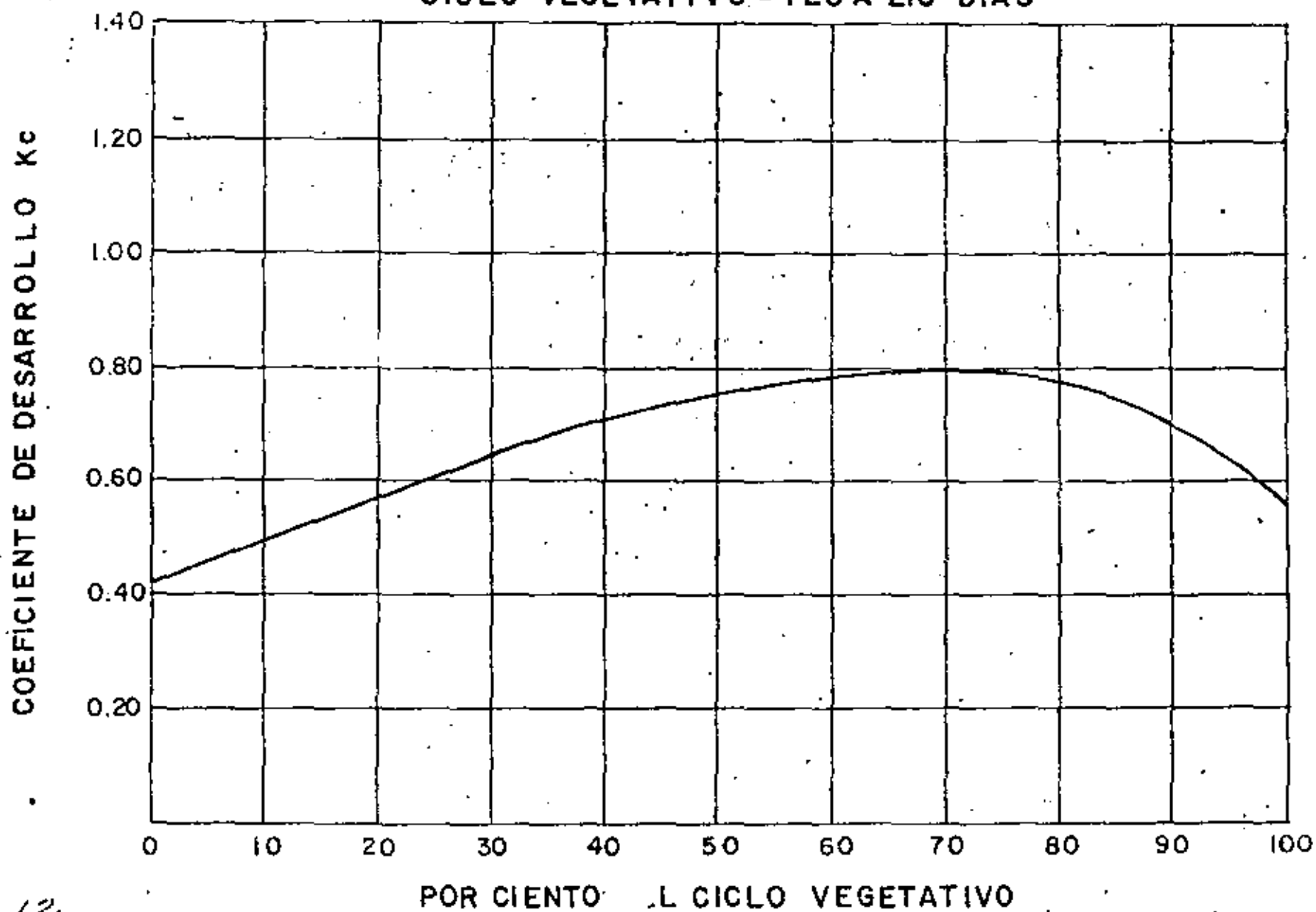
11



CULTIVO=MAIZ

(12)

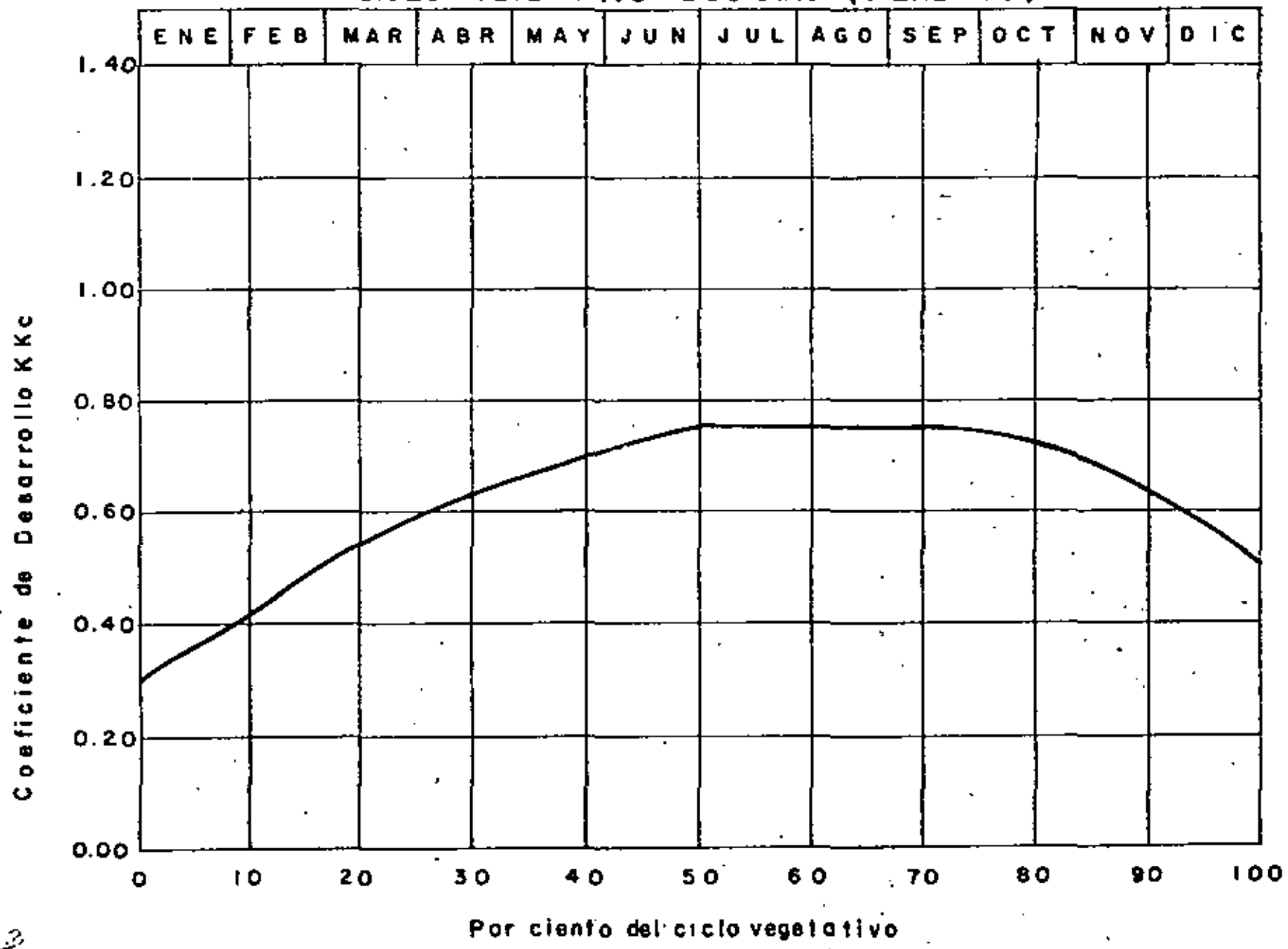
CICLO VEGETATIVO = 120 A 210 DIAS



12

**CULTIVO: FRUTALES**  
**CICLO VEGETATIVO = 360 DIAS (PERENNE)**

(13)



13

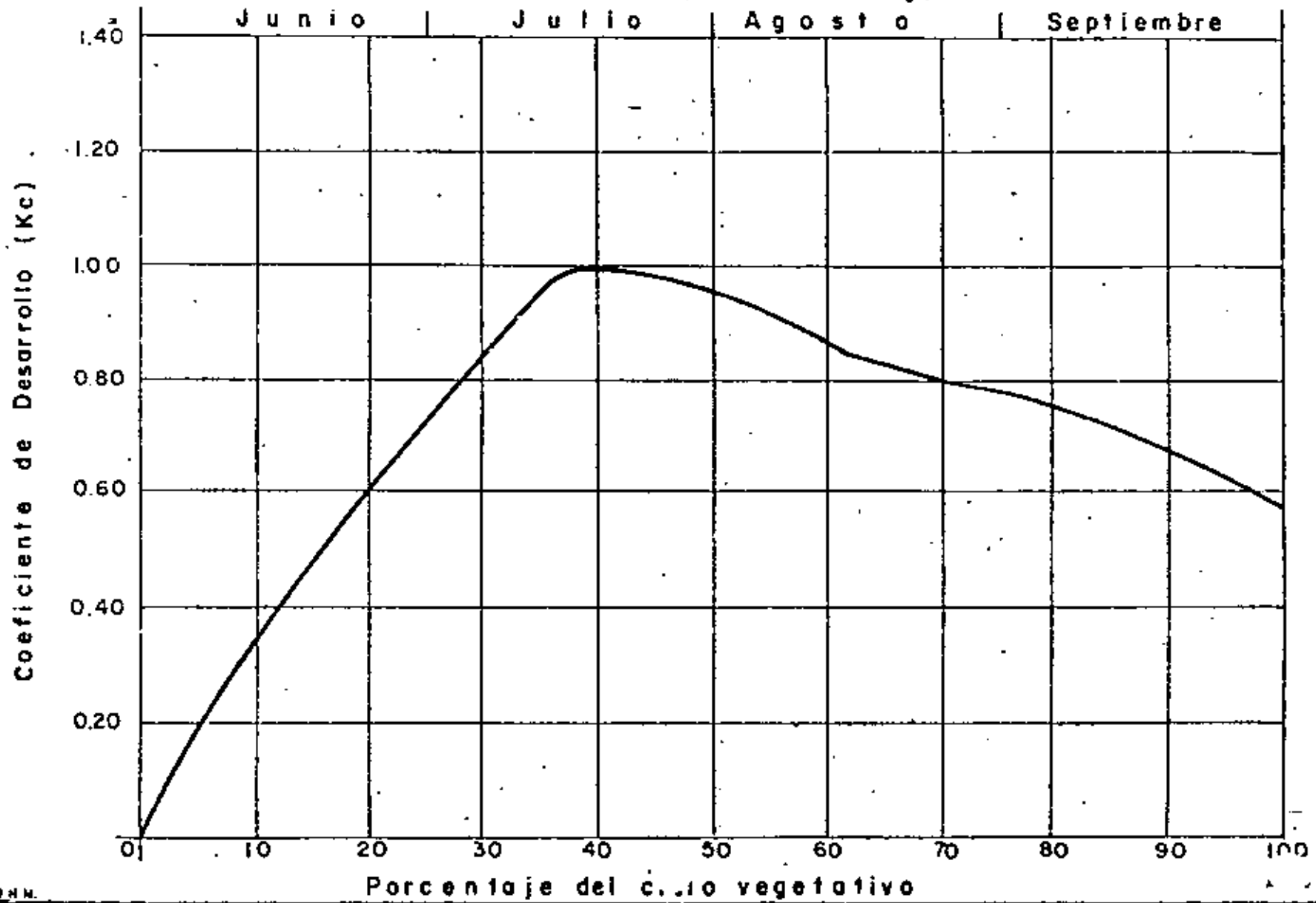
13

Cultivo: SORGO

Ciclo vegetativo: 120 días

Estado: Arizona (Salt River Valley).

(14)



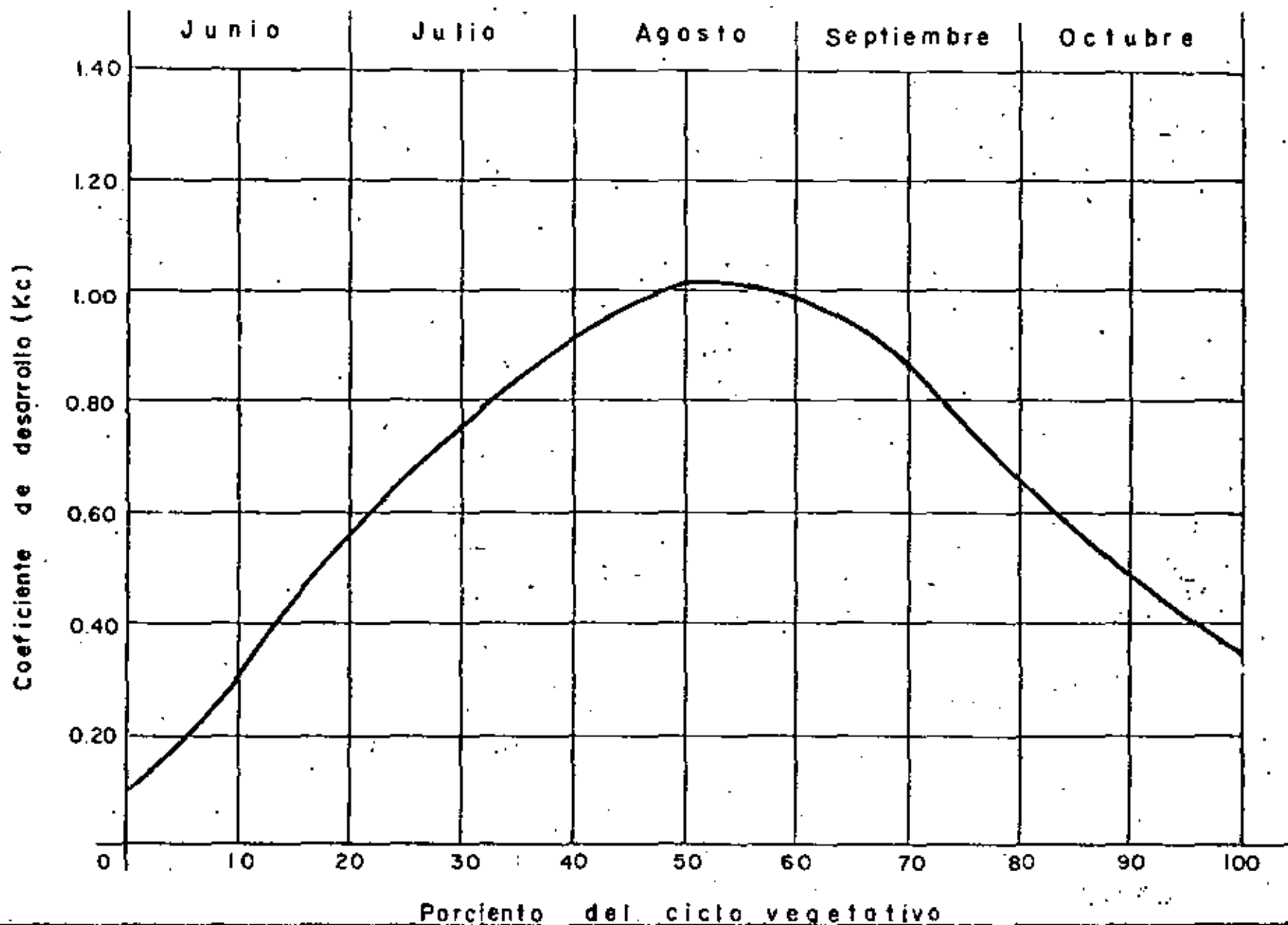
14

Cultivo: SORGO

Ciclo vegetativo: 150 días

Estado: Texas (Great Plains Field Station)

(15)

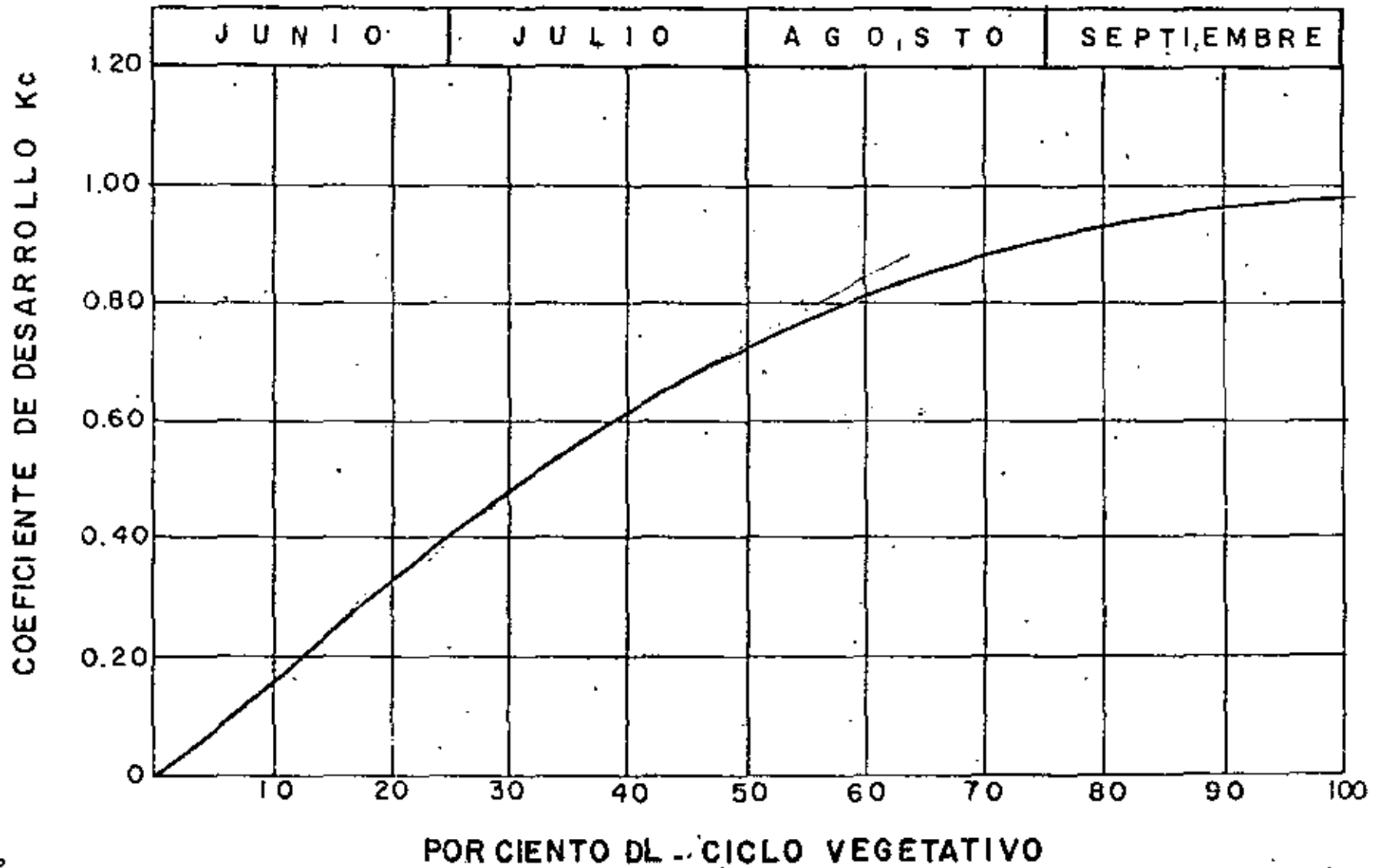


15

CULTIVO : P A P A  
CICLO VEGETATIVO = 120 DIAS

(16)

ESTADO NEBRASKA (SCOTT SBLUFF)



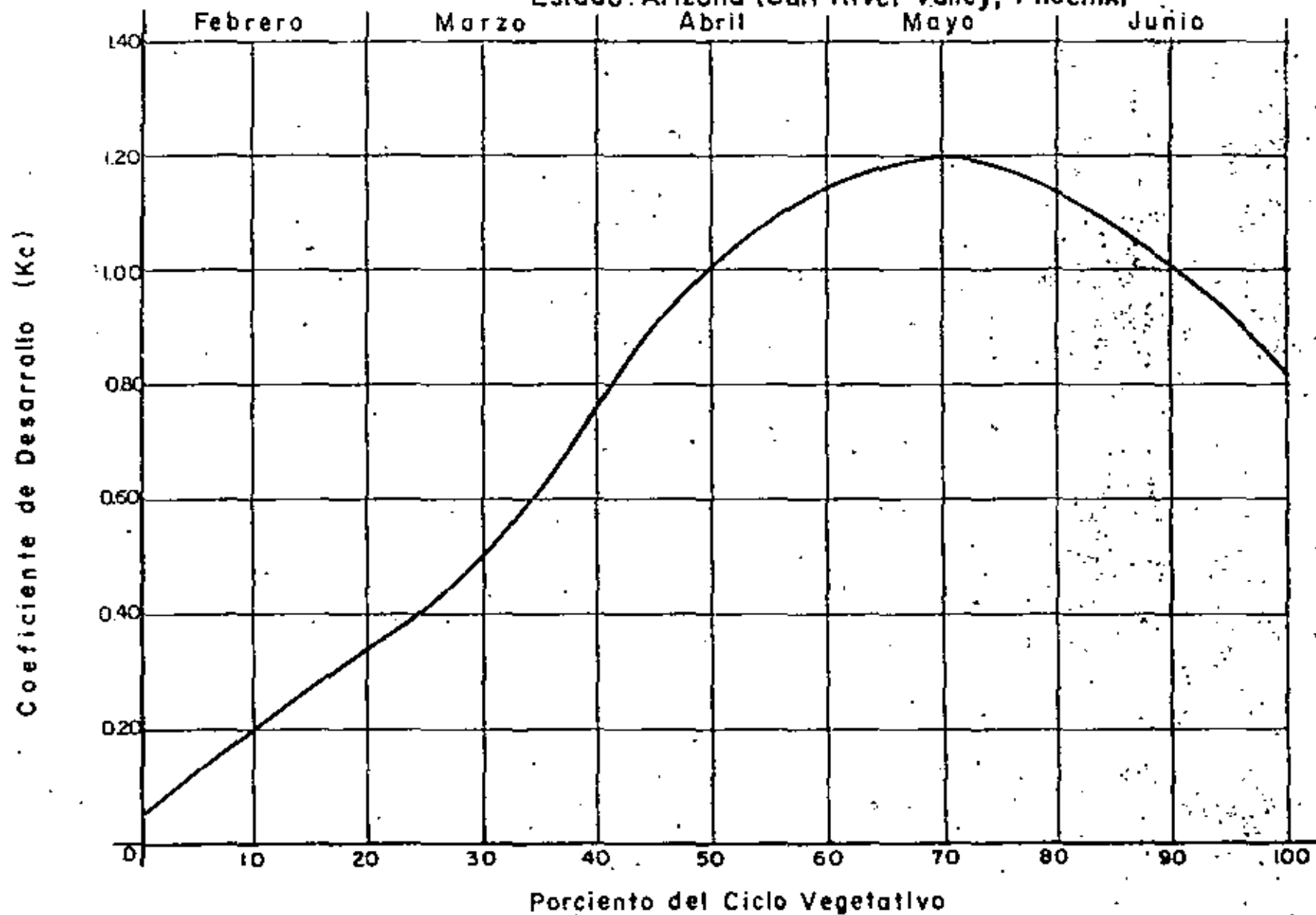
16

Cultivo: P A P A S

Ciclo vegetativo: 150 días.

Estado: Arizona (Salt River Valley, Phoenix)

(17)

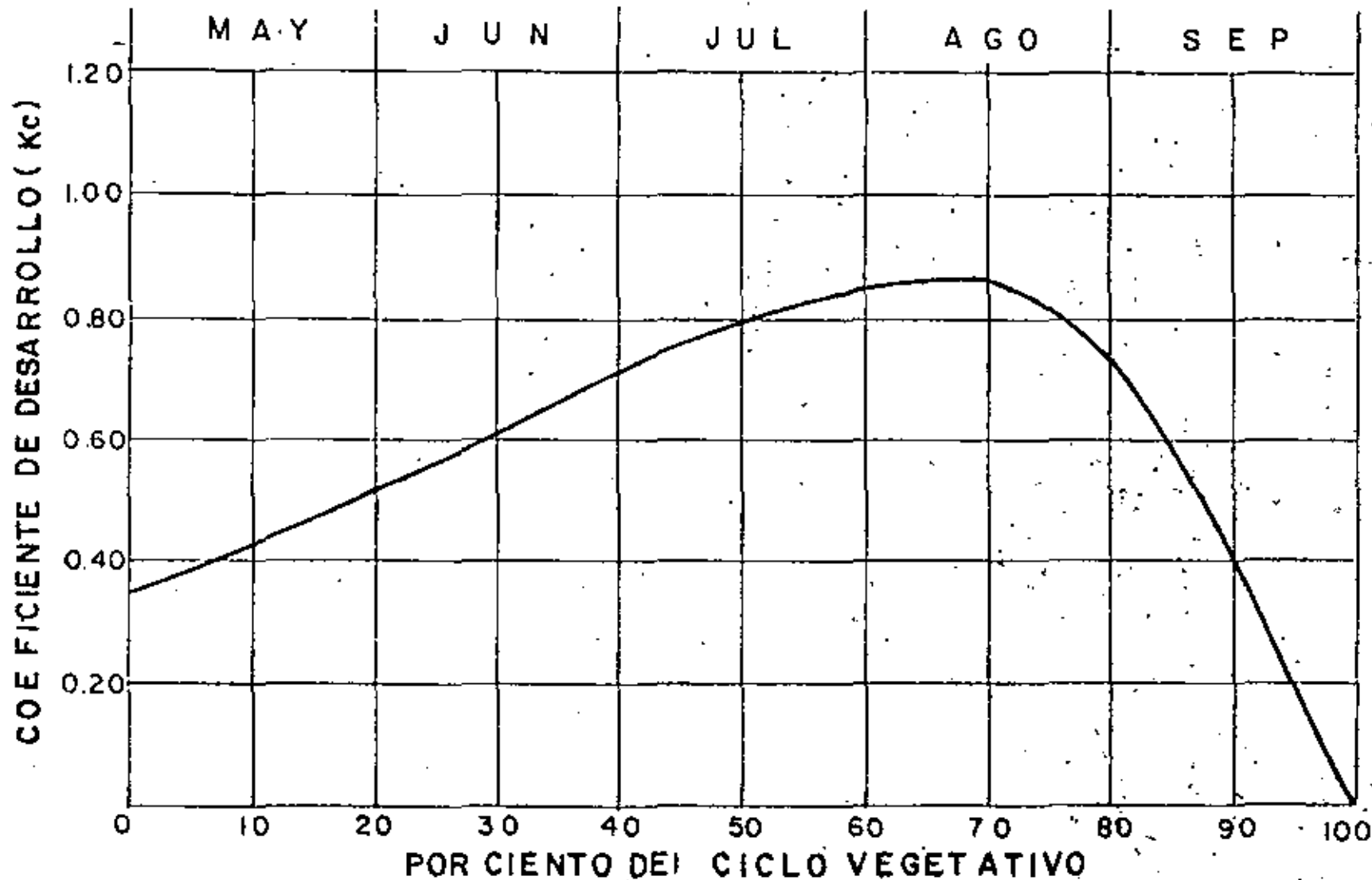


17



CULTIVO = PAPAS  
CICLO VEGETATIVO = 150 DIAS  
ESTADO: SOUTH DAKOTA

(18)

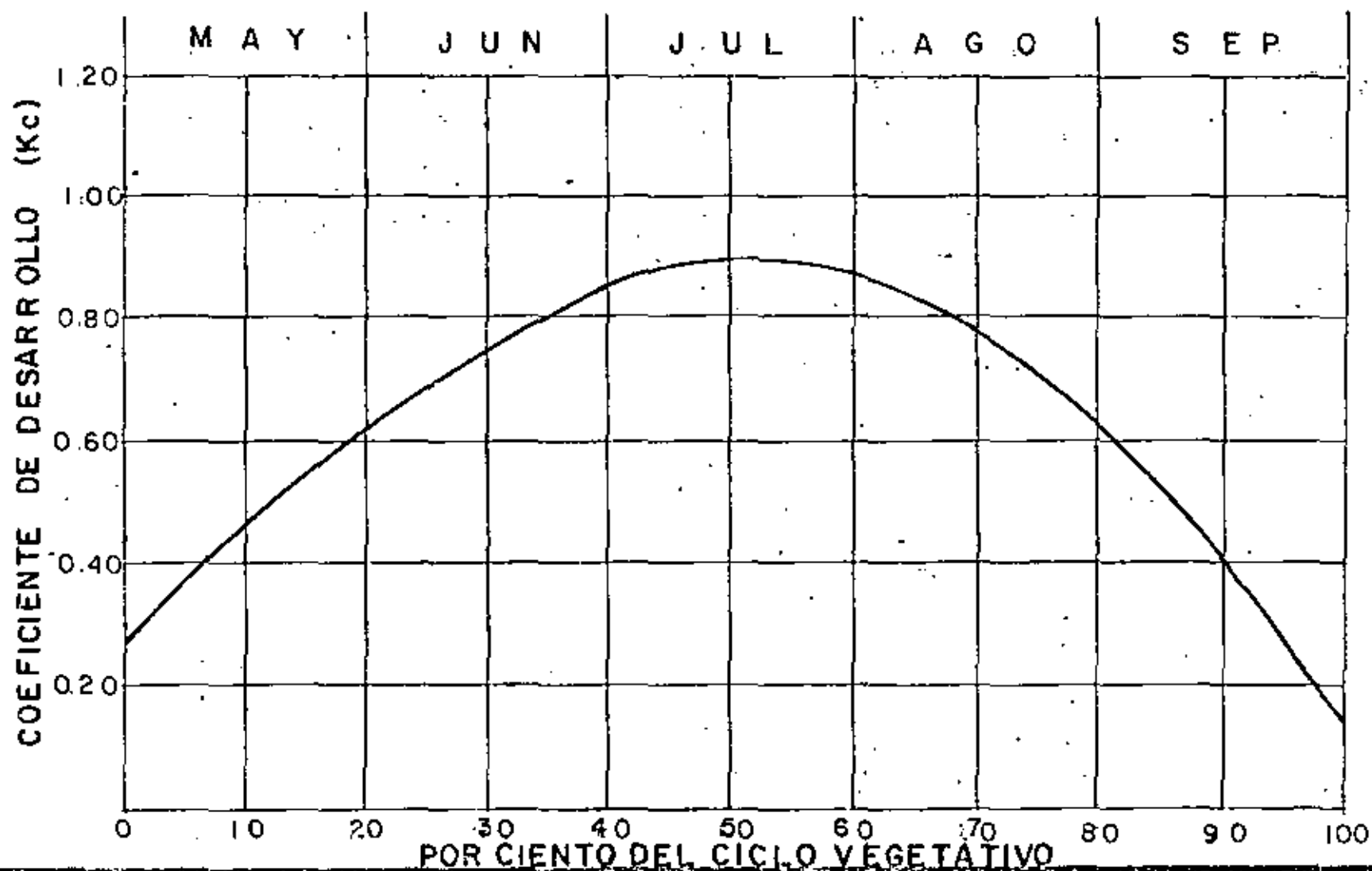


18

CULTIVO = P A P A S  
CICLO VEGETATIVO = 150 DIAS  
ESTADO: NORTH DAKOTA

(19)

19

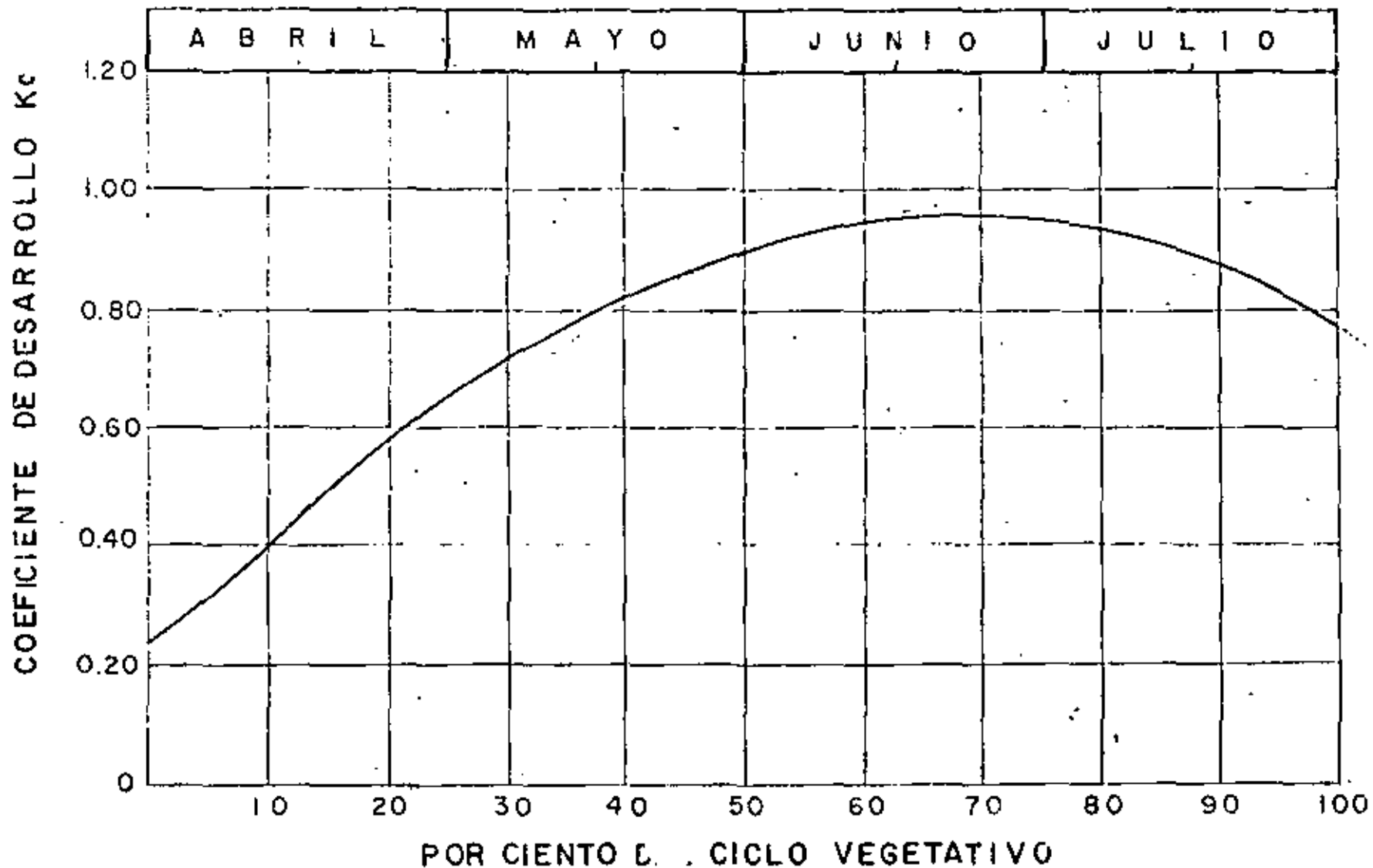


CULTIVO = PAPAS  
CICLO VEGETATIVO = 120 DIAS

(20)

ESTADO CALIFORNIA (DAVIS SACRAMENTO)

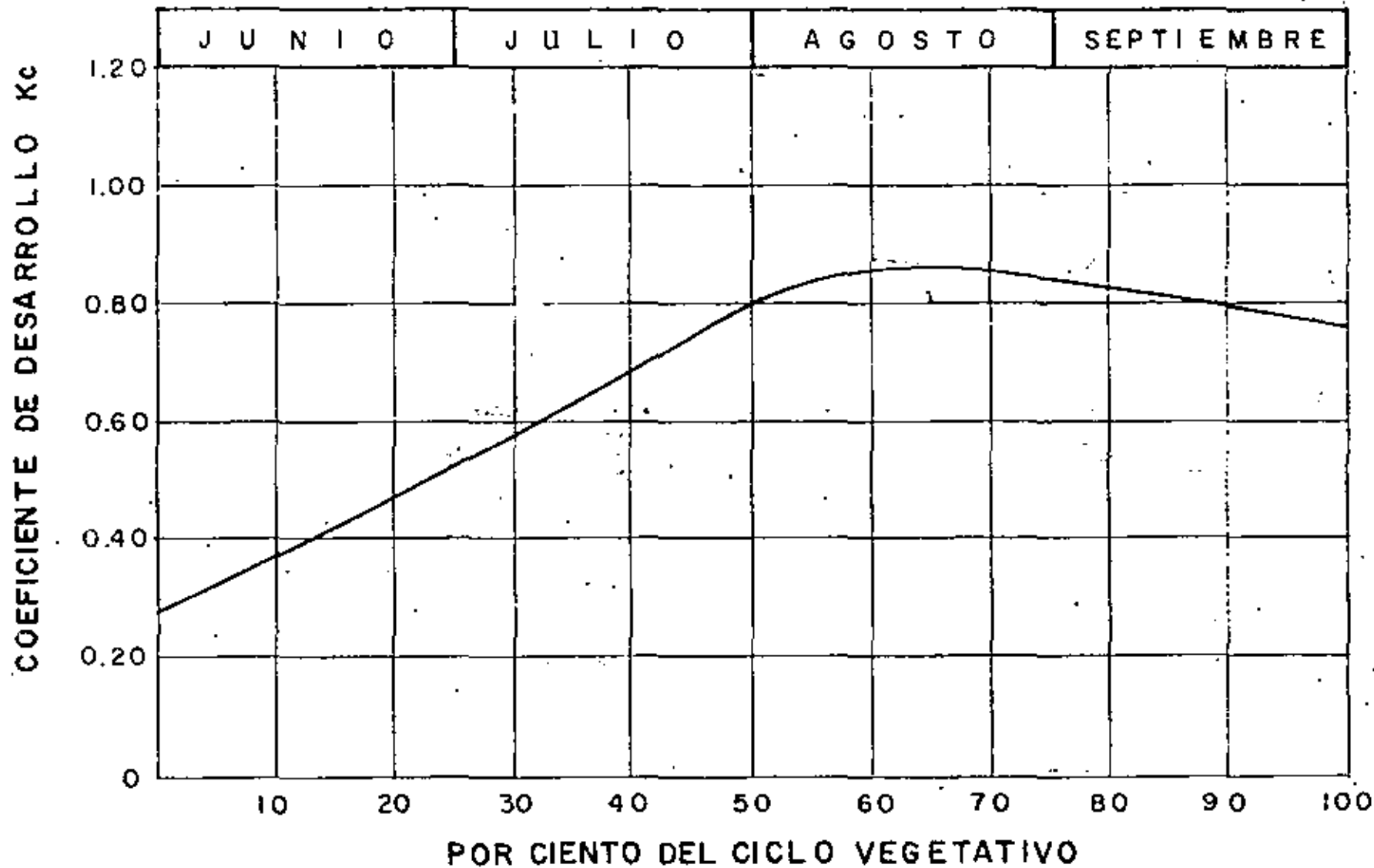
211



CULTIVO = PAPA  
CICLO VEGETATIVO = 120 DIAS

(21)

ESTADO : UTAH (LOGAN)



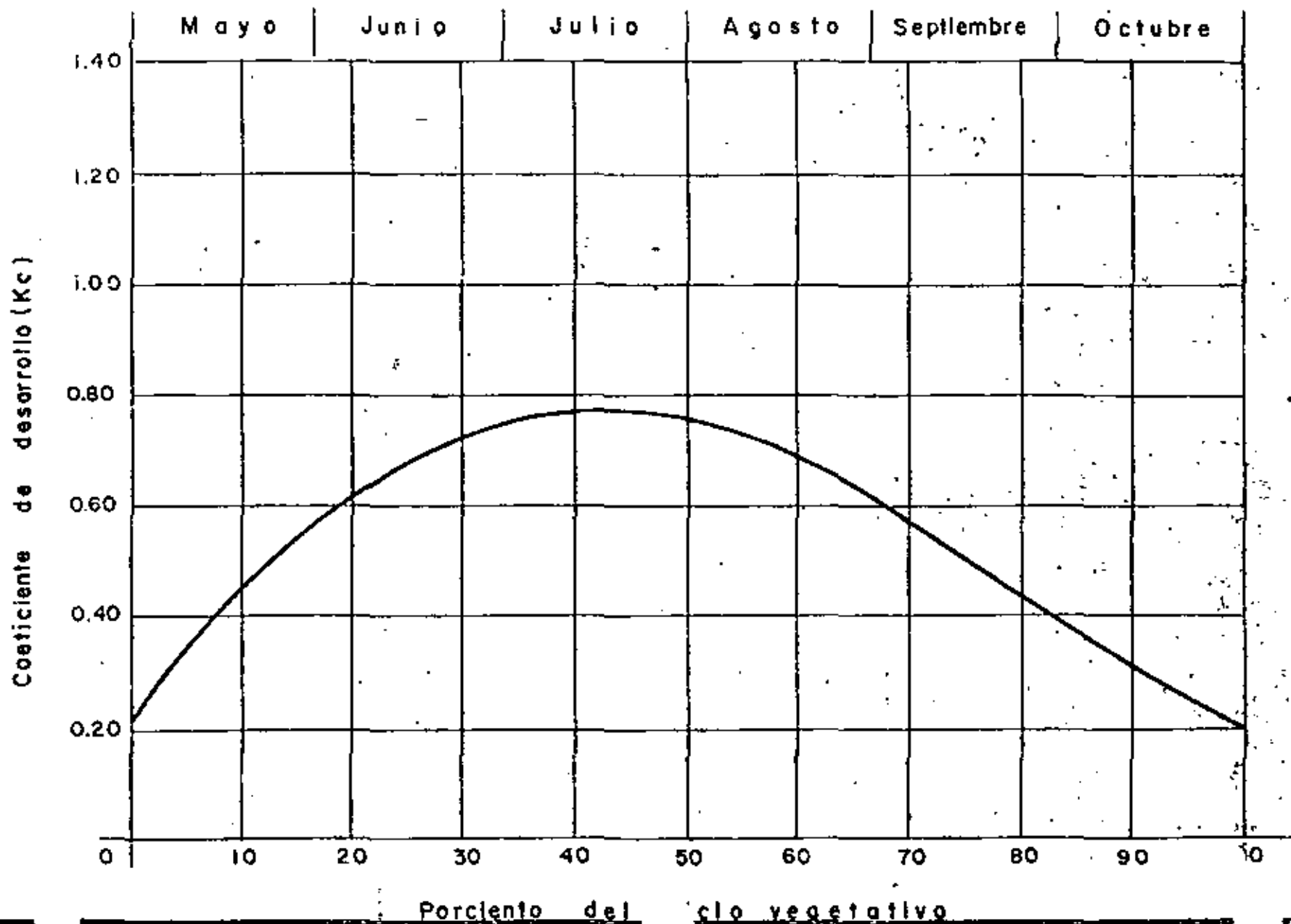
21

Cultivo: BETABEL

Ciclo vegetativo: 180 días

Estado: California (Santa Ynez)

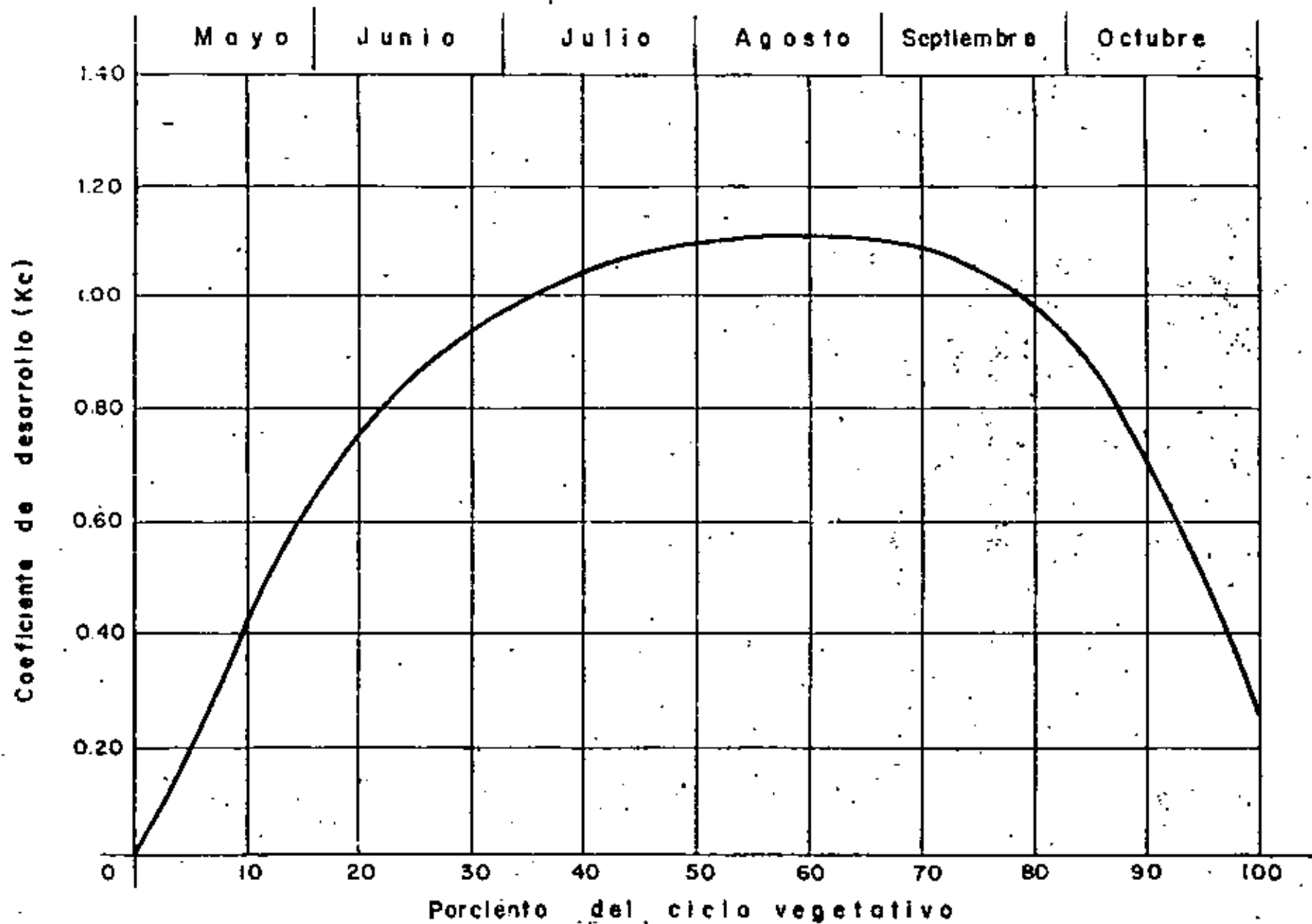
(22)



22

Cultivo: BETABEL  
Ciclo vegetativo: 180 días  
Estado: Montana (Huntley)

(23)



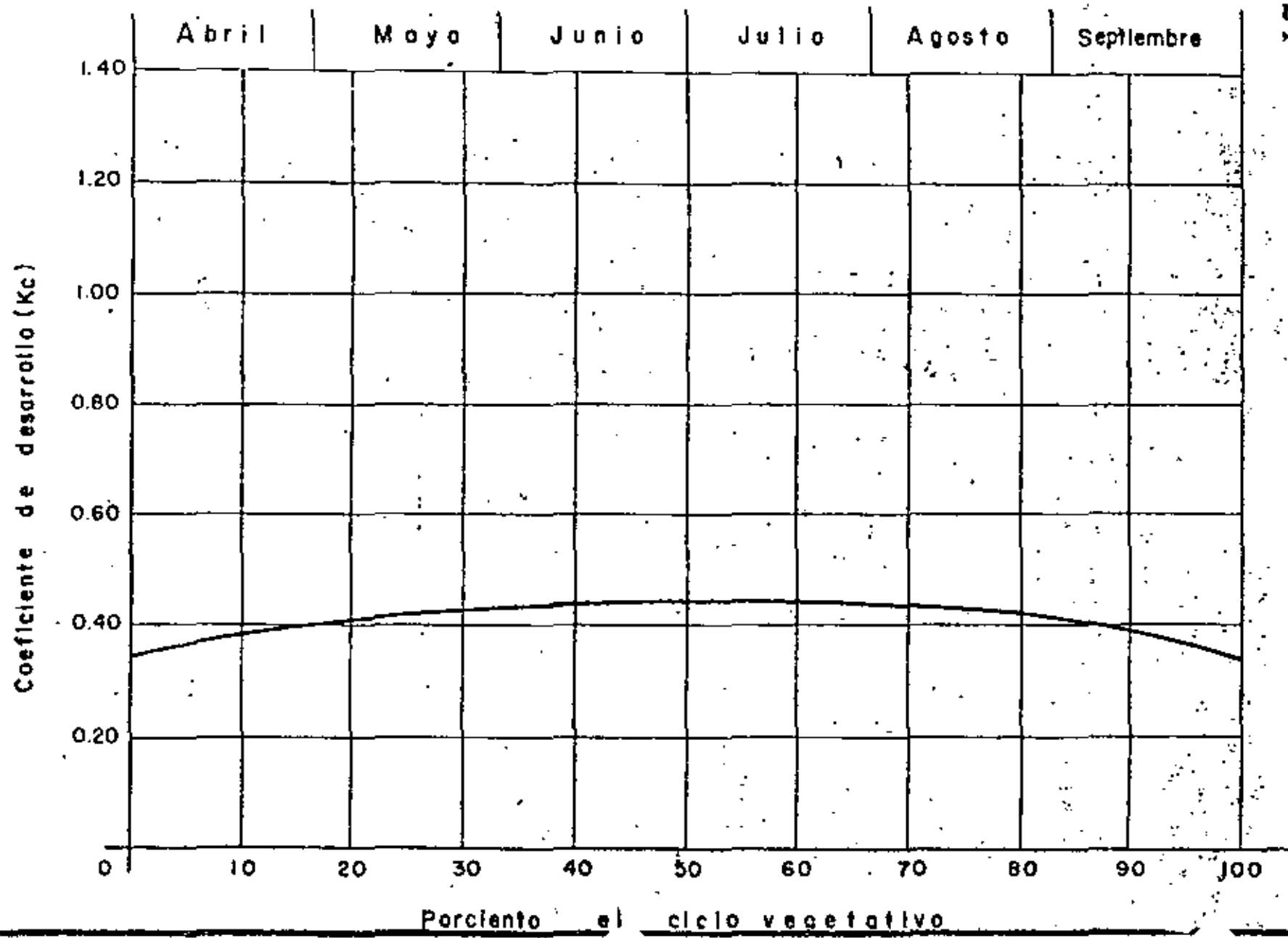
Cultivo : BETABEL

Ciclo vegetativo: 180 días

Estado: California (Regiones Costeras)

(24)

24

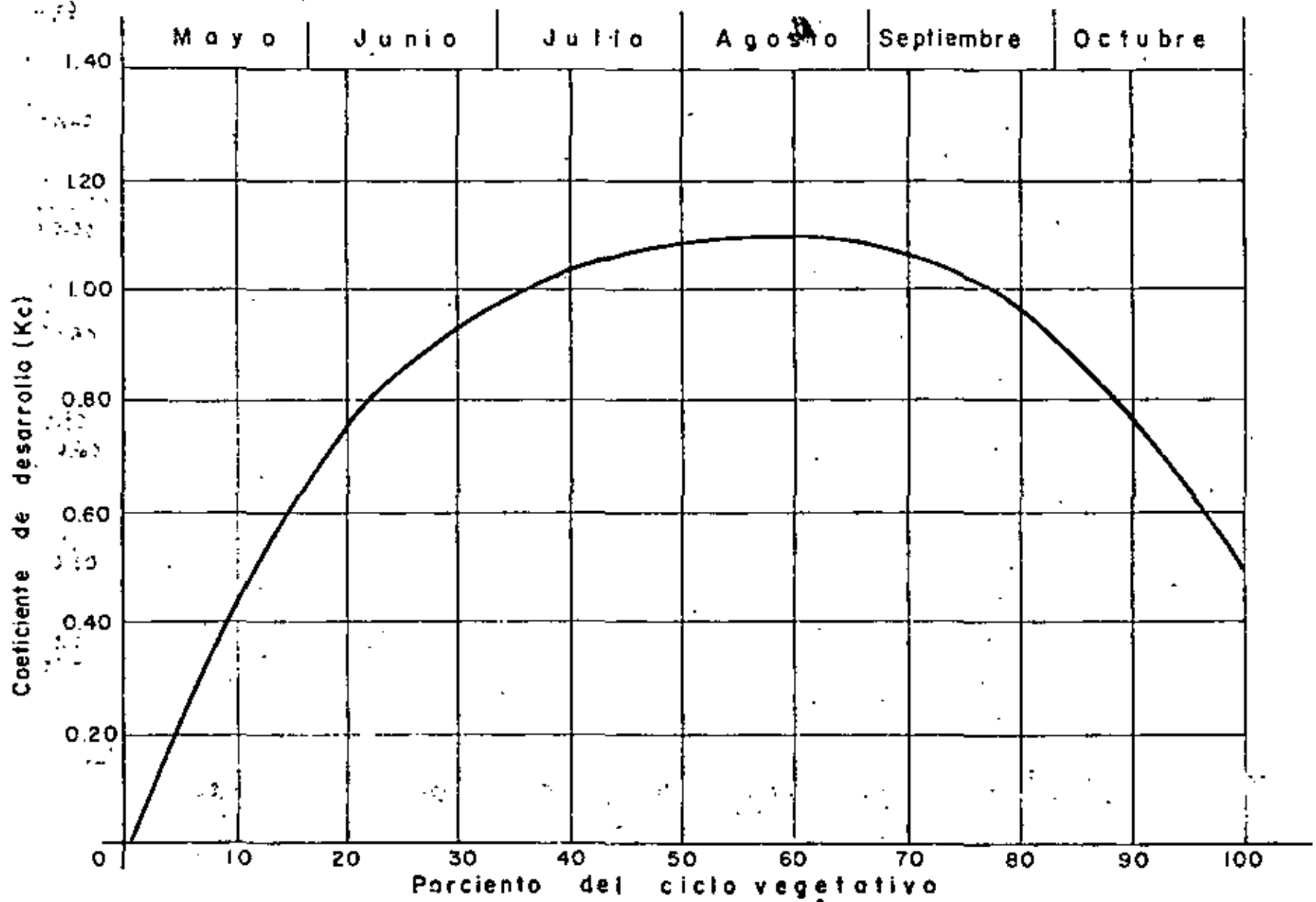


# Cultivo: BETABEL

(25)

Ciclo vegetativo: 180 días

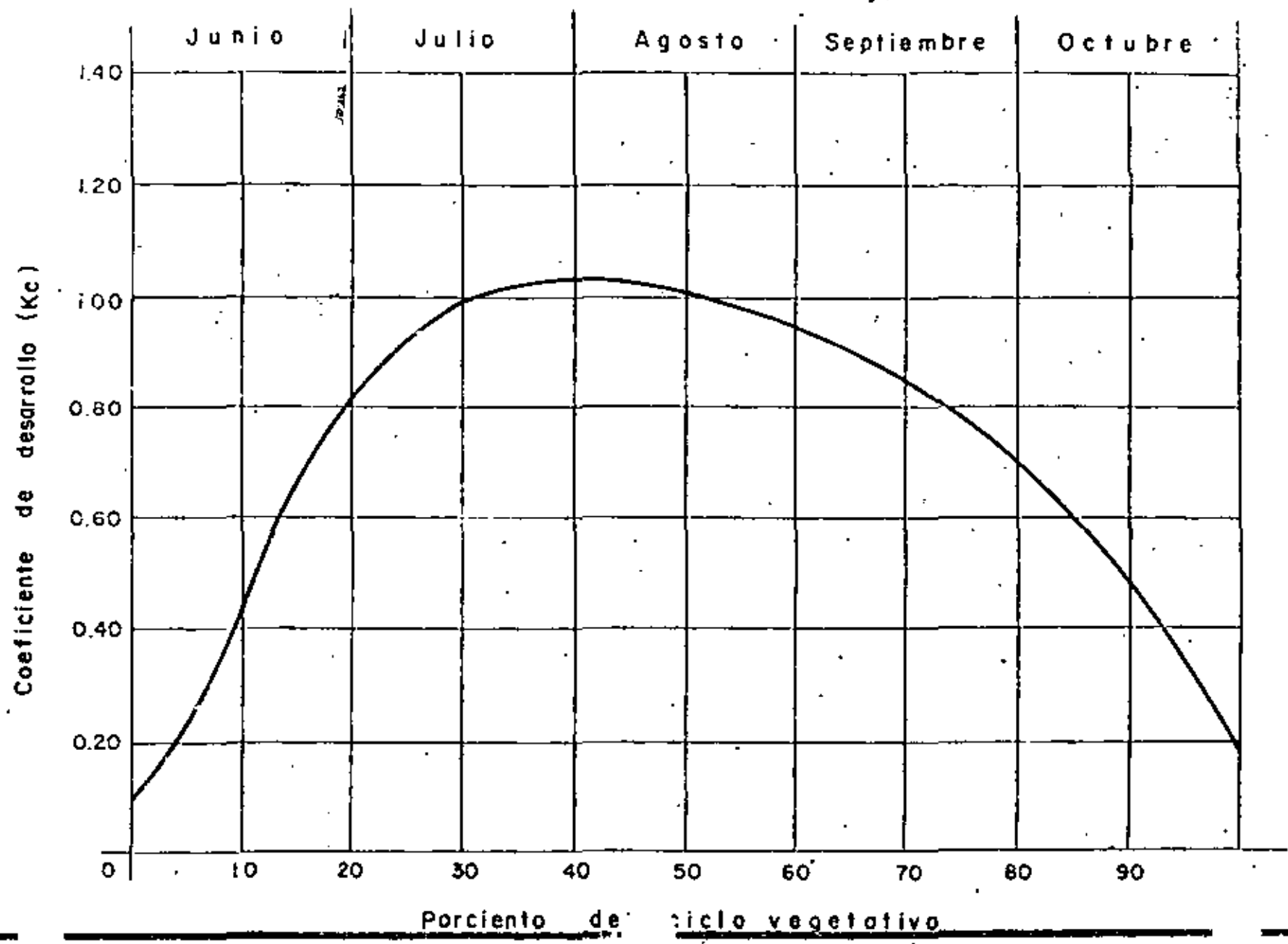
Estado: South Dakota (Redfield Development Farm)





Cultivo: SORGO  
Ciclo vegetativo: 150 días  
Estado: Kansas (Garden City)

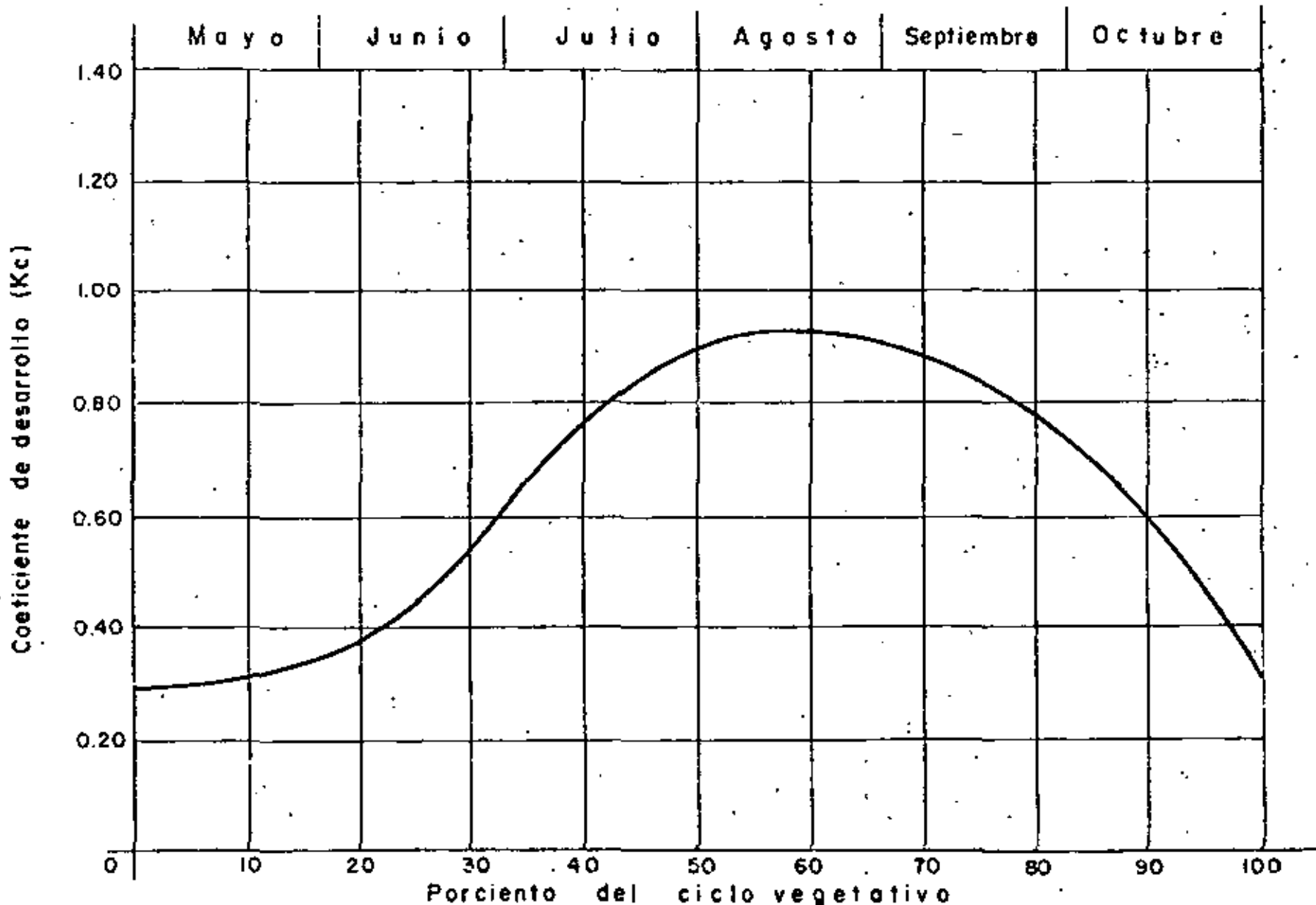
(26)



26

Cultivo: BETABEL  
Ciclo vegetativo: 180 días  
Estado: Utah (Logan)

(27)

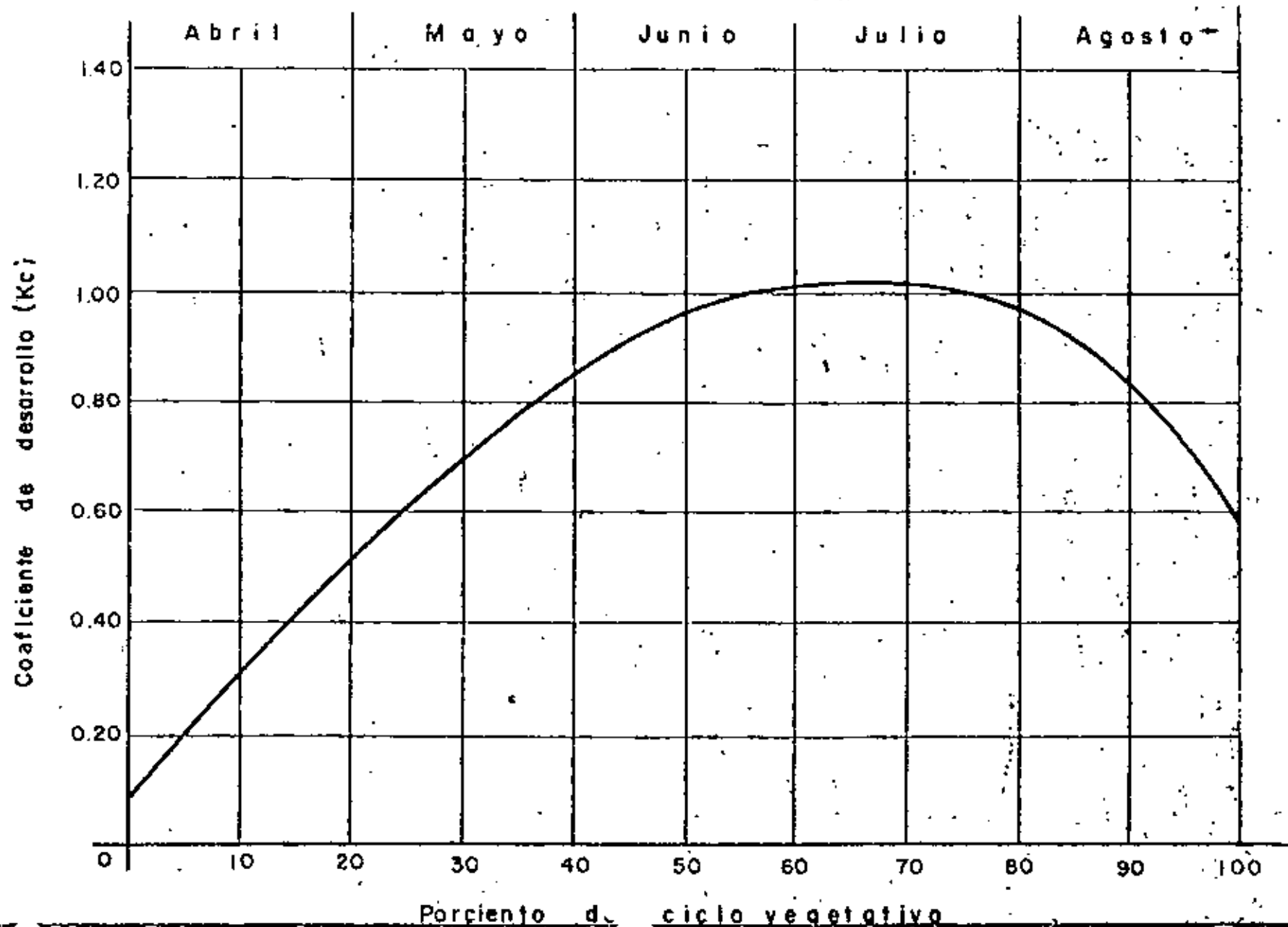


Cultivo: BETABEL

(28)

Ciclo vegetativo: 150 días

Estado: Norte de California

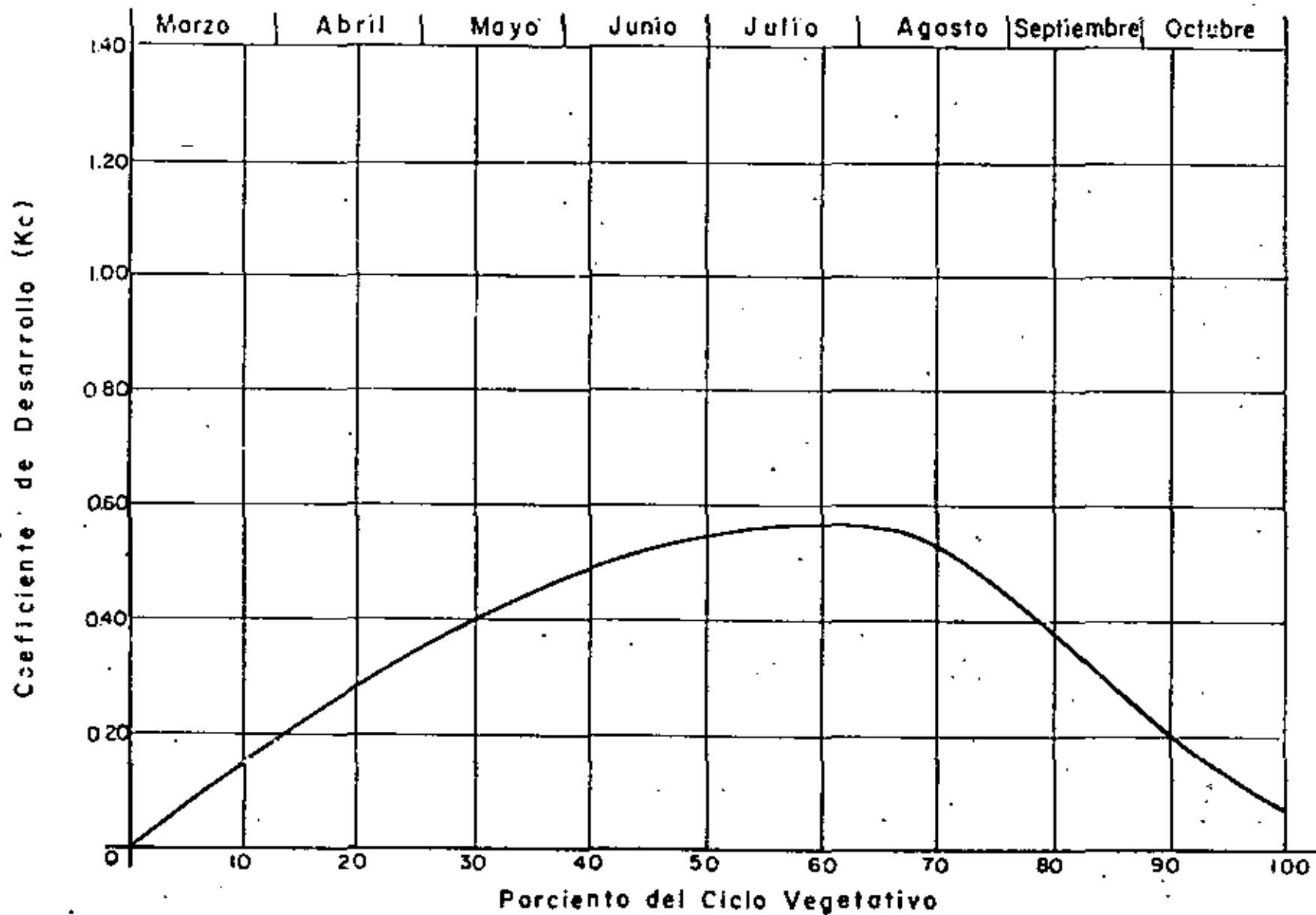


Cultivo: PASTOS

Ciclo vegetativo: 240 días

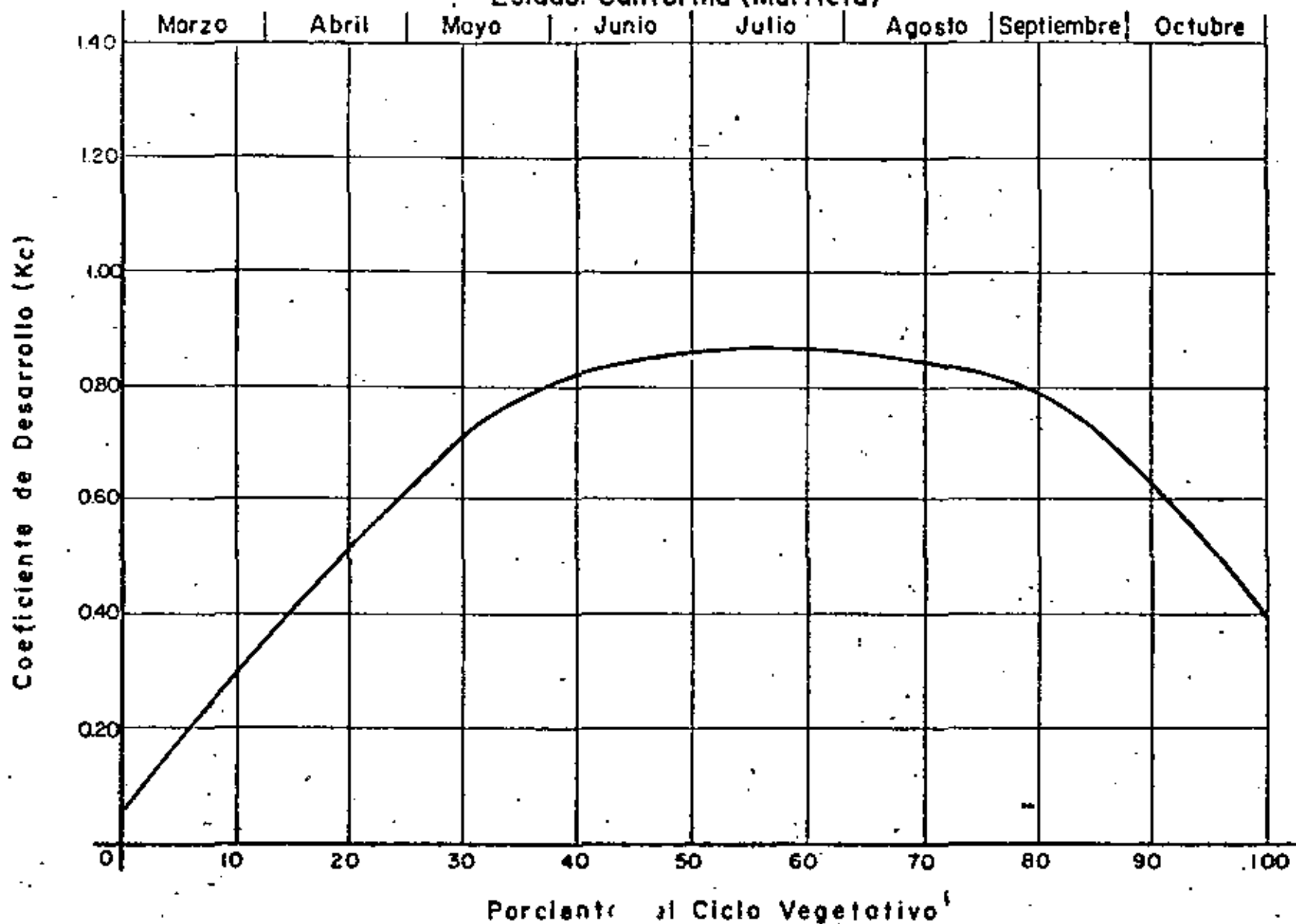
Estado: California (Davis, Sacramento)

(29)

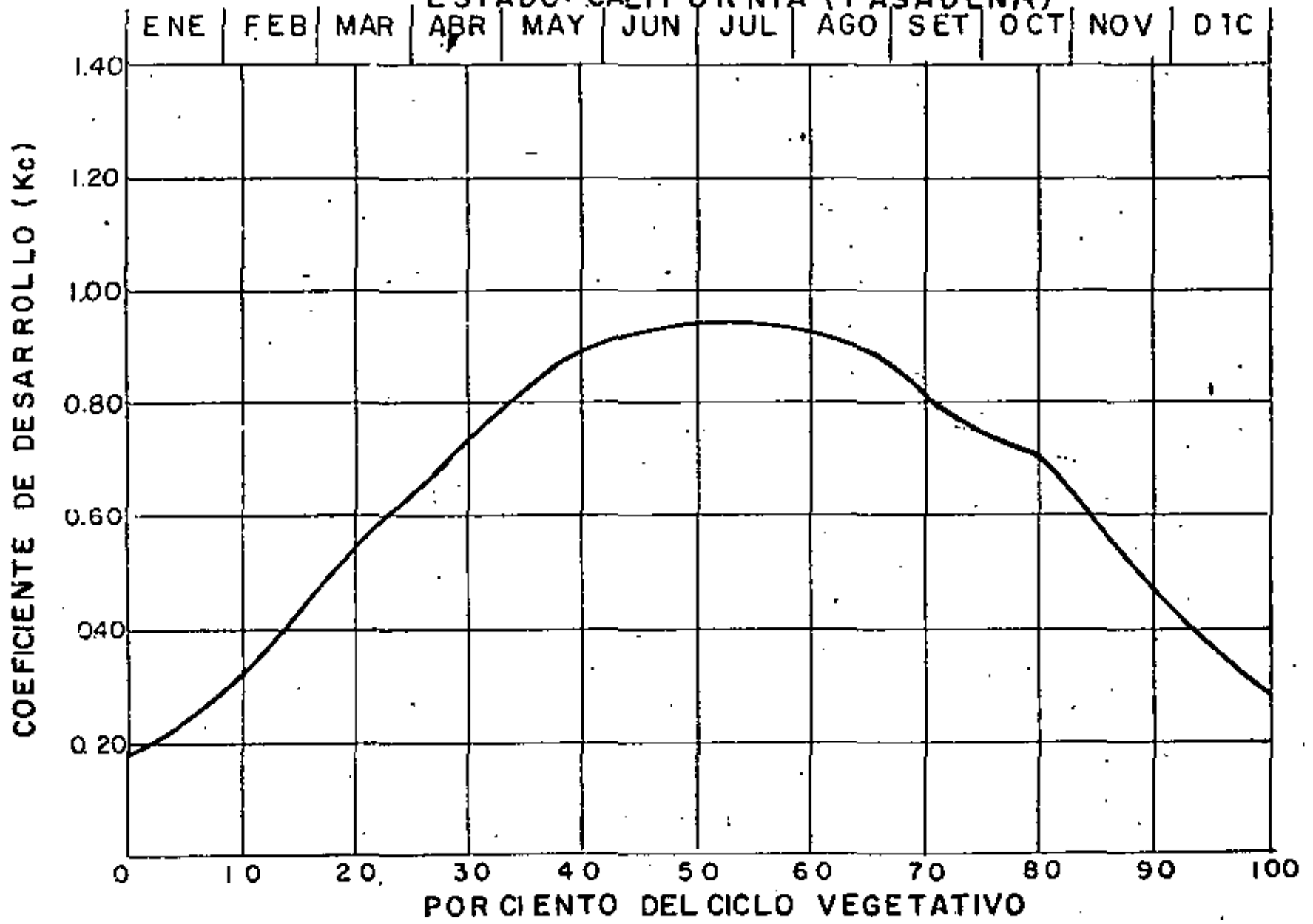


Cultivo: PASTOS  
Ciclo vegetativo: 240 días.  
Estado: California (Murrleta)

(30)

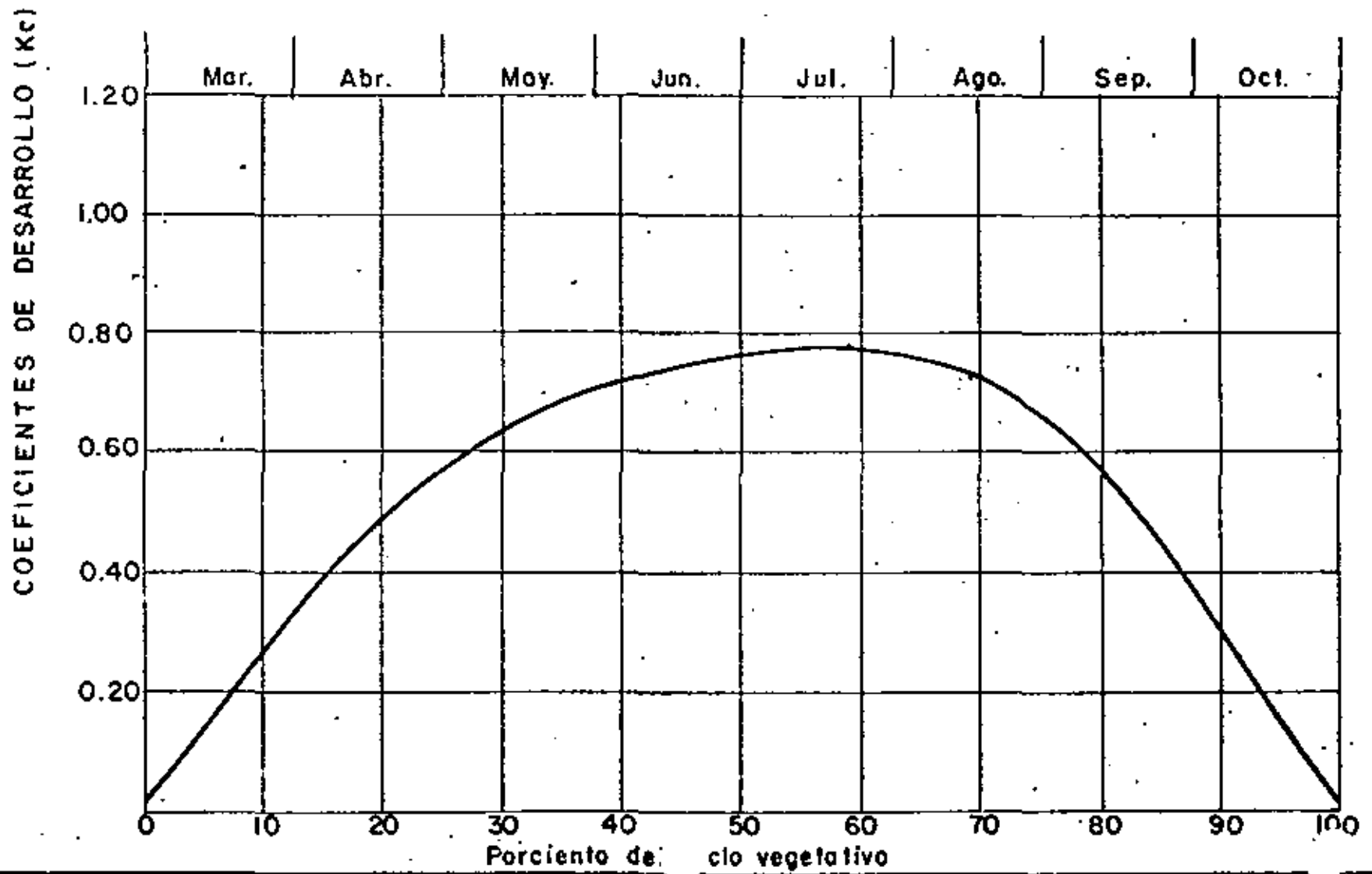


CULTIVO = PASTO  
CICLO VEGETATIVO = 360 DIAS  
ESTADO: CALIFORNIA (PASADENA)

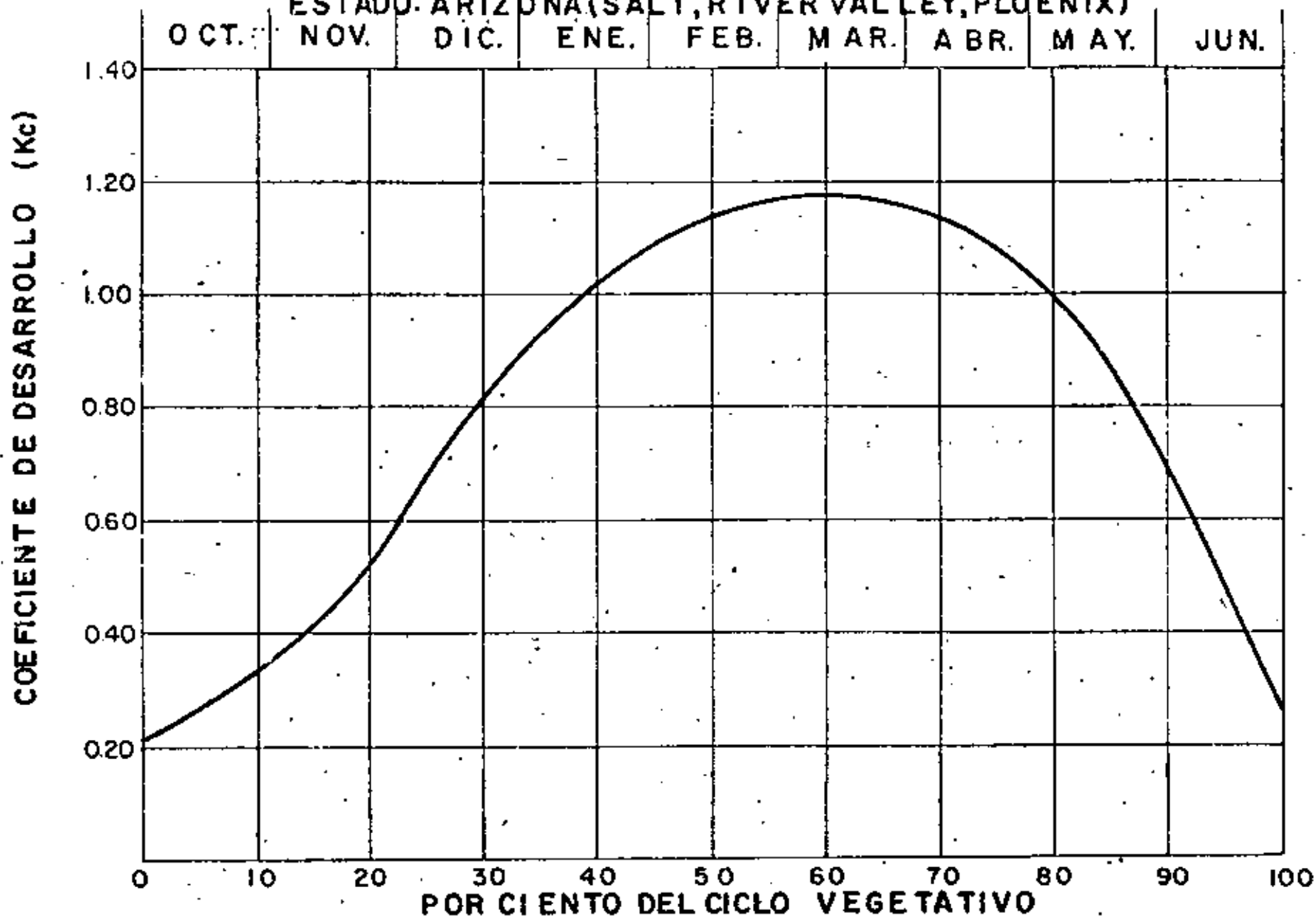


CULTIVO: PASTOS  
Ciclo vegetativo: 240 días  
Estado: California (Merced)

(32)



CULTIVO = LINO  
CICLO VEGETATIVO = 270 DIAS  
ESTADO: ARIZONA (SALT RIVER VALLEY, PLOENIX)

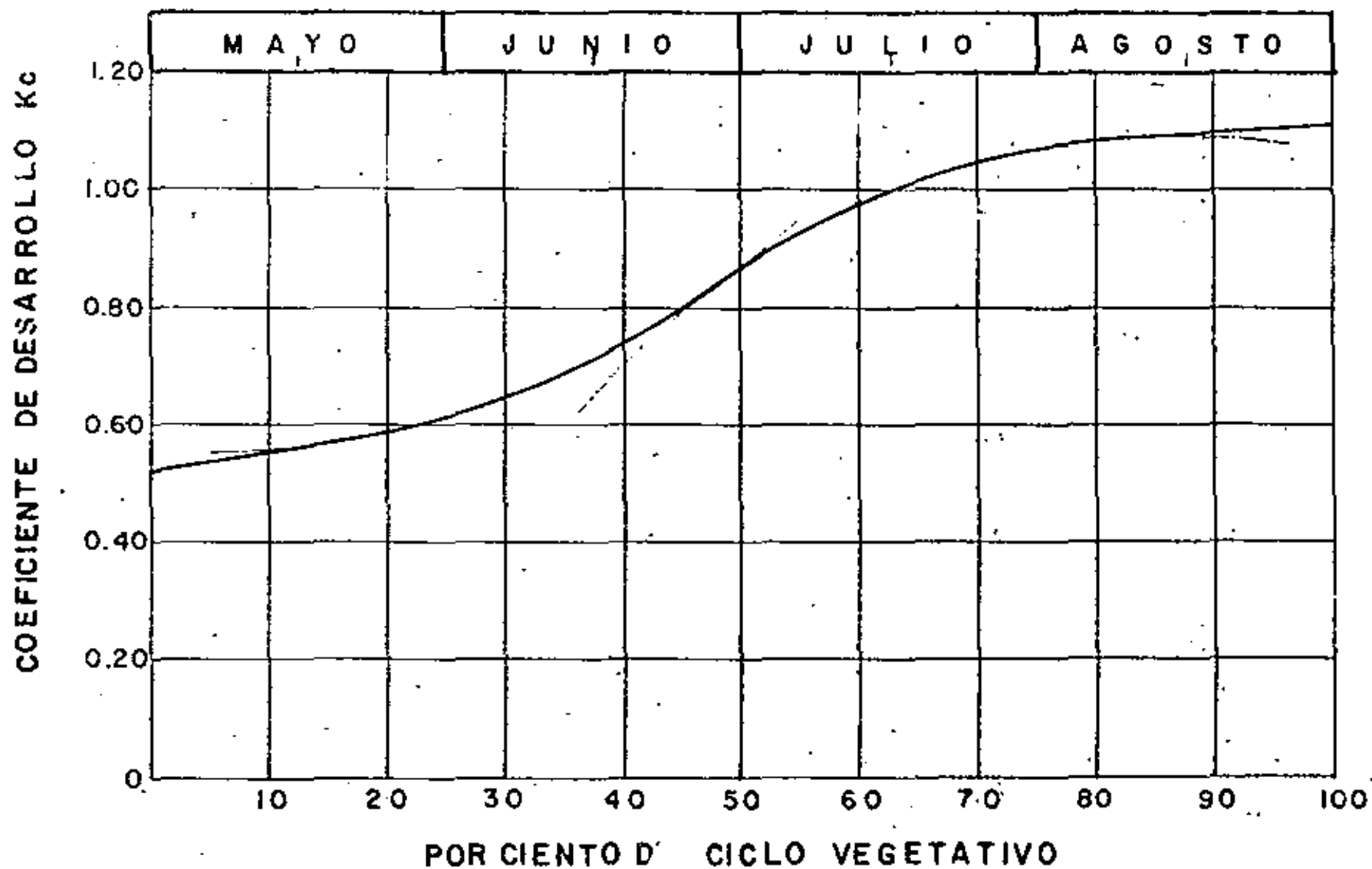




CULTIVO : L I N O  
CICLO VEGETATIVO = 120 DIAS

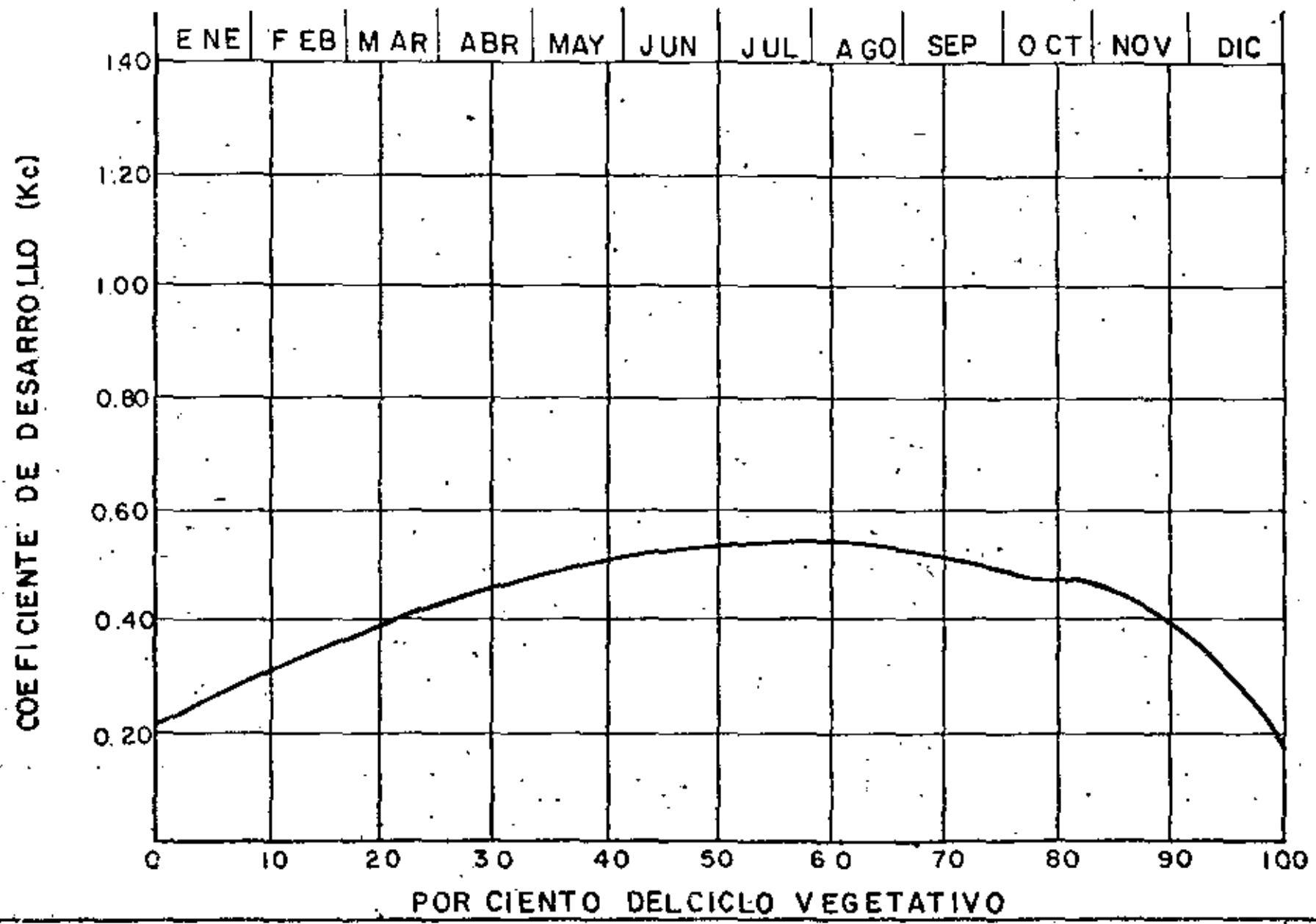
(34)

ESTADO : SOUTH DAKOTA : REDFIELD DEVELOPMENT FARM

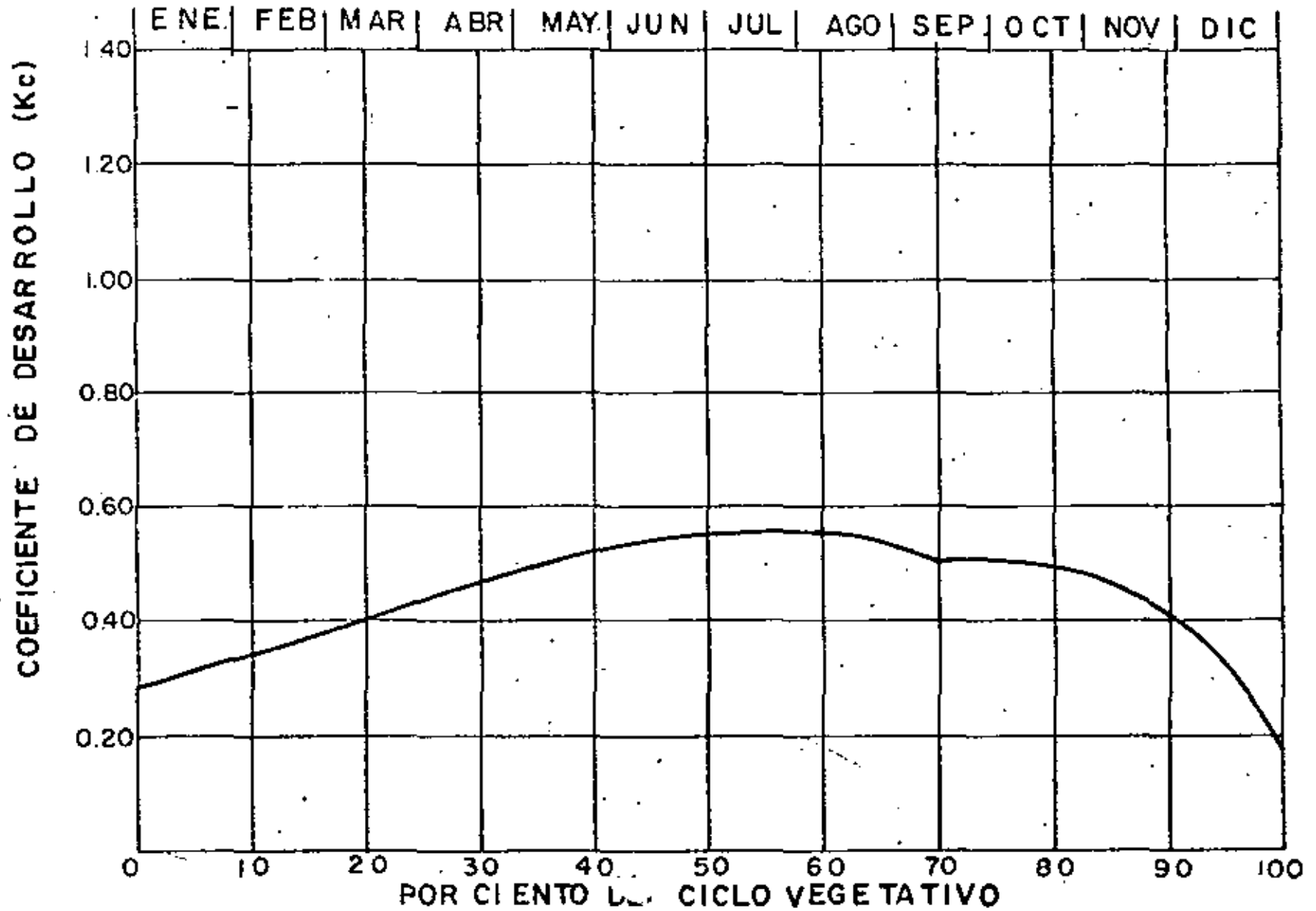


CULTIVO = NARANJA  
CICLO VEGETATIVO = 360 DIAS.  
ESTADO: CALIFORNIA (REGIONES COSTERAS)

(35)

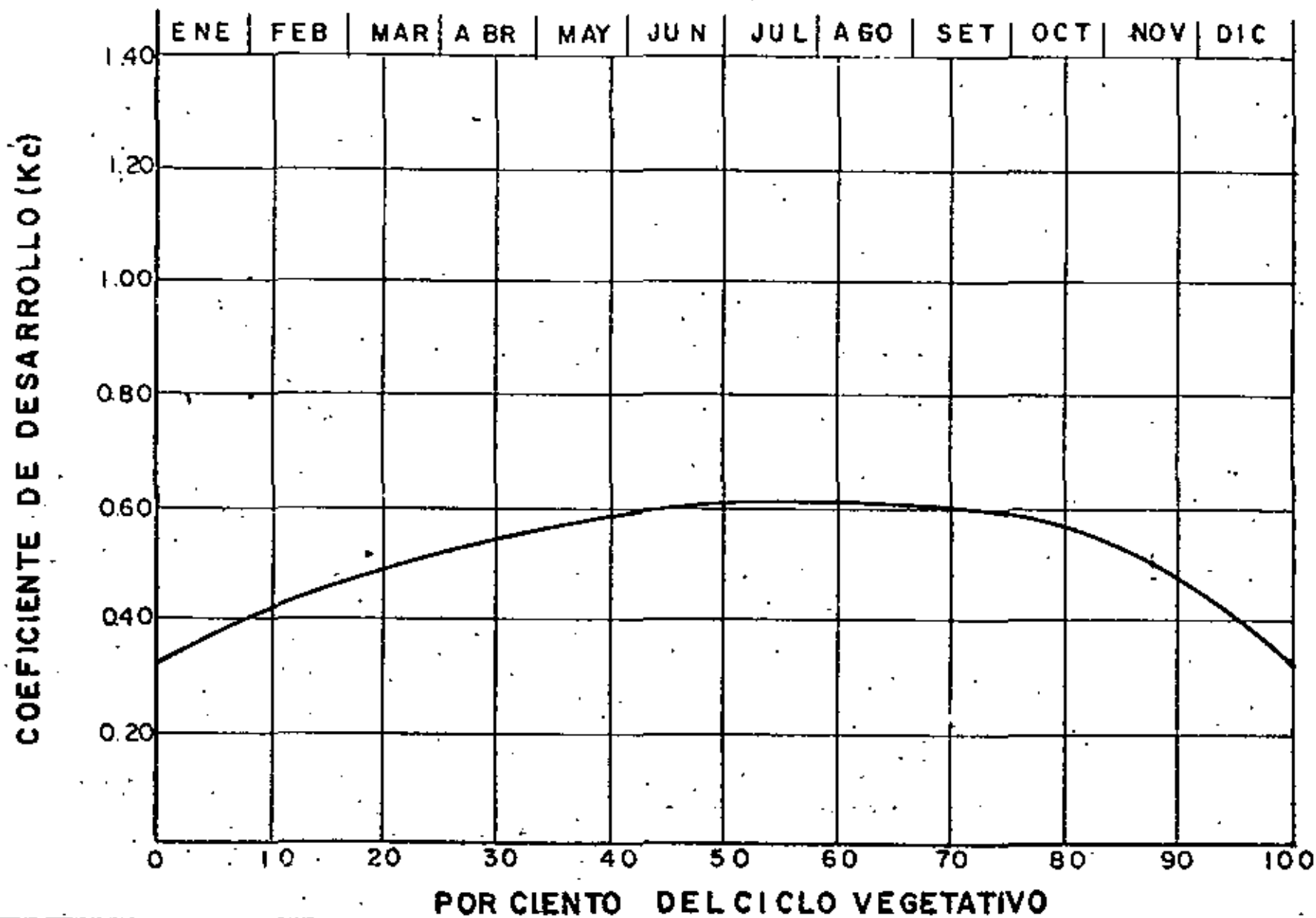


CULTIVO = NARANJA  
CICLO VEGETATIVO = 360 DIAS  
ESTADO: CALIFORNIA (LOS ANGELES)



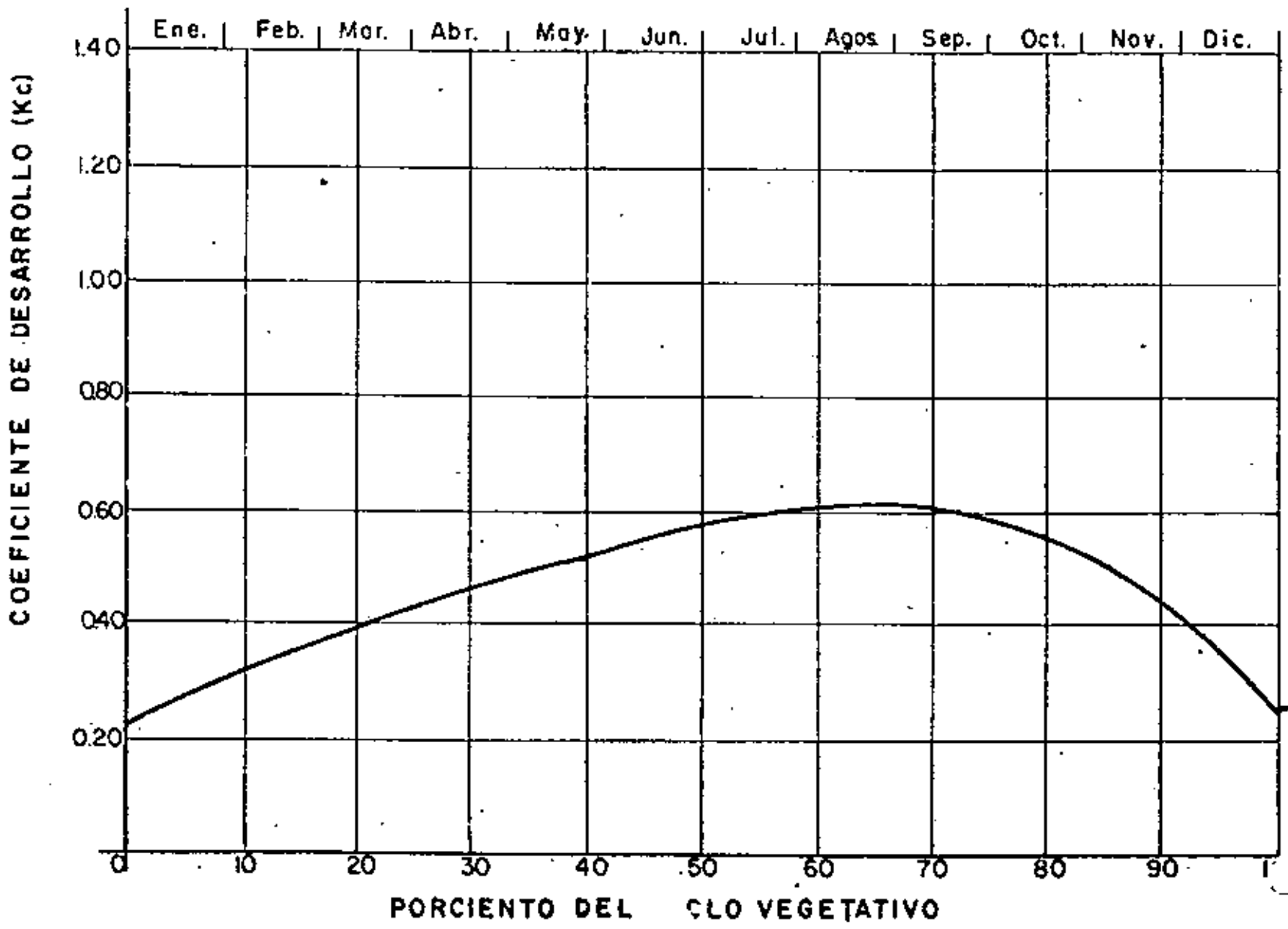
CULTIVO = NARANJA  
CICLO VEGETATIVO = 360 DIAS  
ESTADO: CALIFORNIA (REGIONES INTERIORES)

(37)



CULTIVO: NARANJA  
CICLO VEGETATIVO: 360 días  
ESTADO: Arizona (Salt River Valley, Phoenix)

(38)

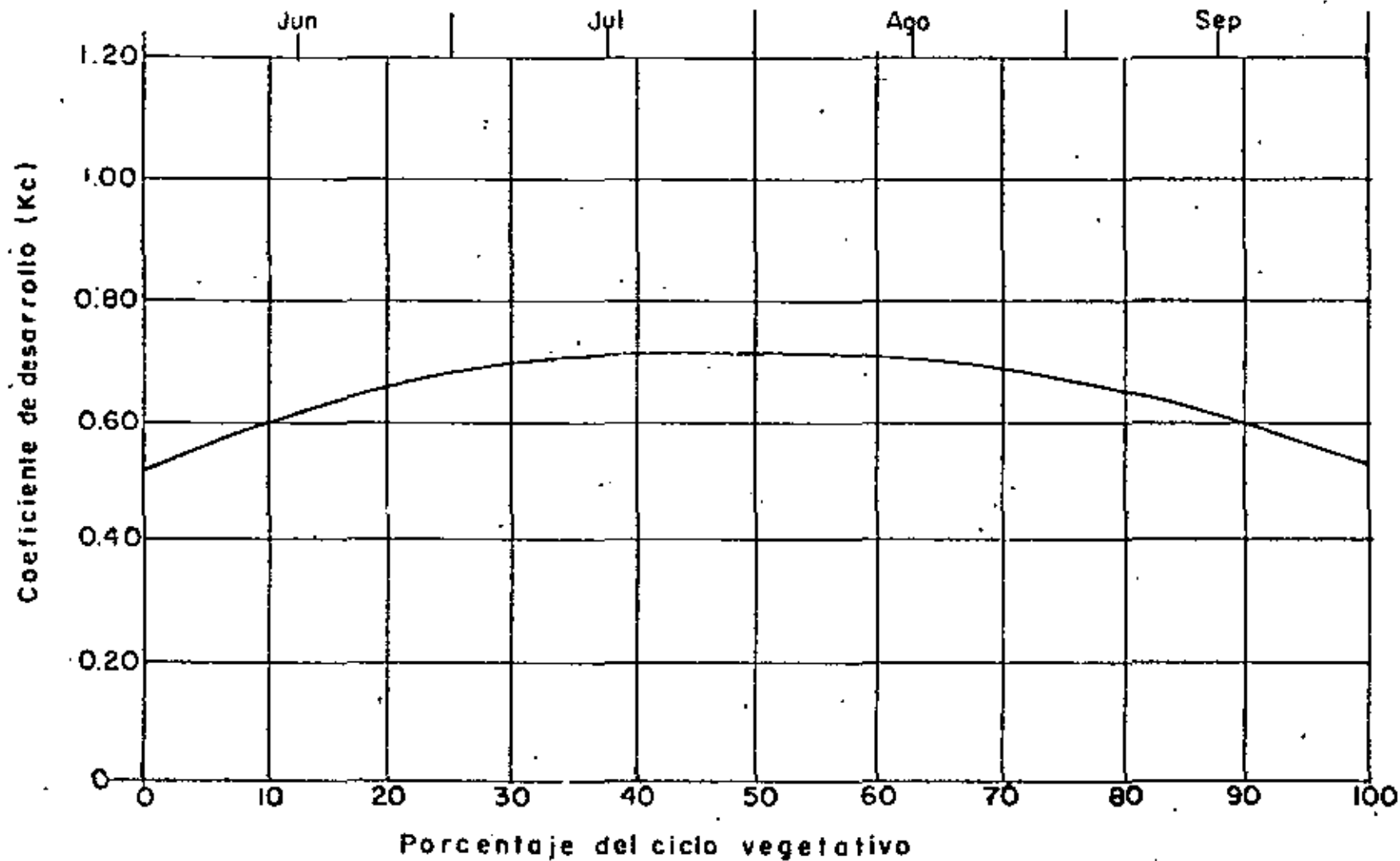




Cultivo: FRIJOL

Ciclo vegetativo: 120 días

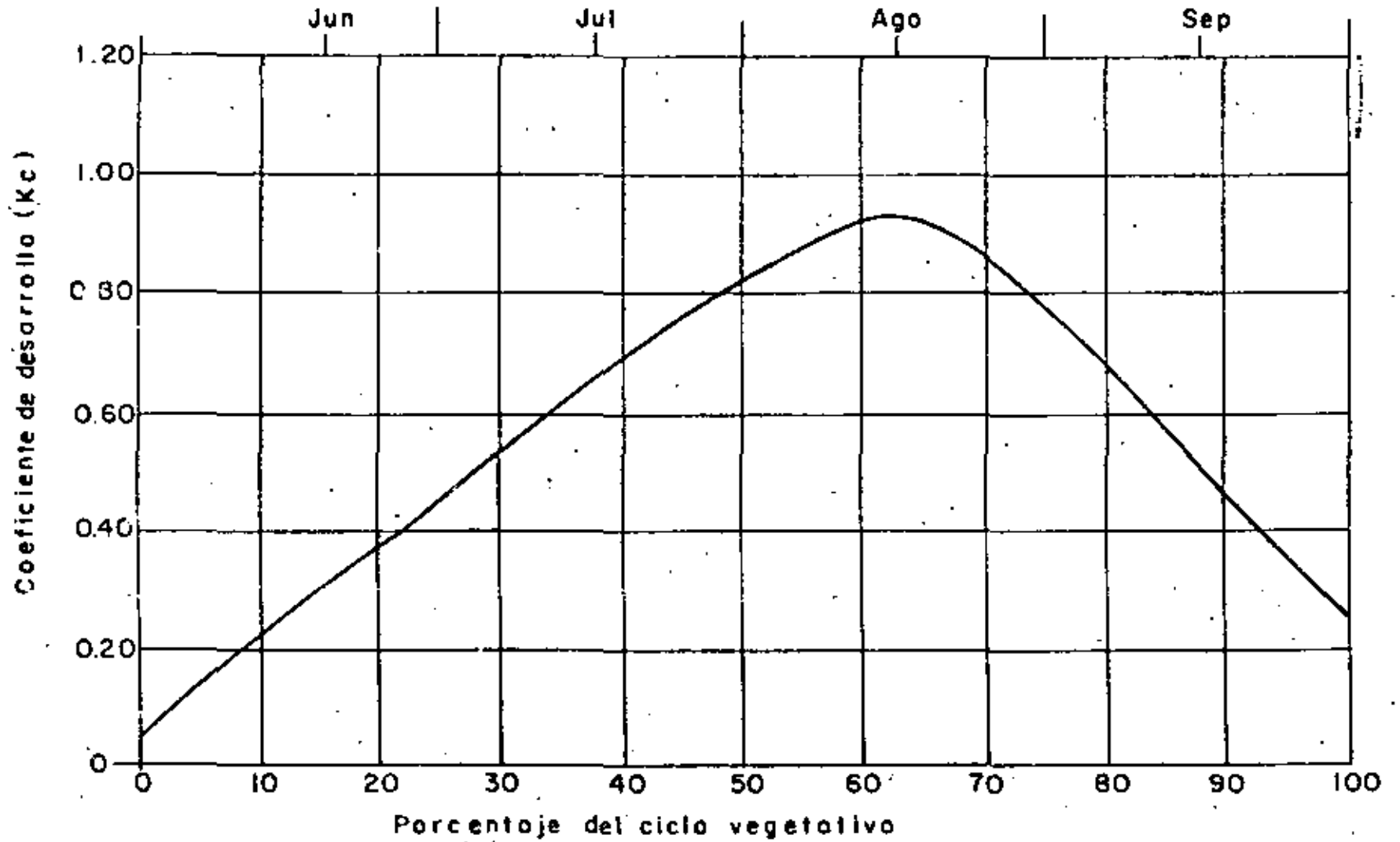
Estado: California (Santa Ynez Valley, Santa Bárbara)



Cultivo: FRIJOL SOYA

Ciclo vegetativo: 120 días

Estado: Arizona (Salt River Valley, Phoenix)





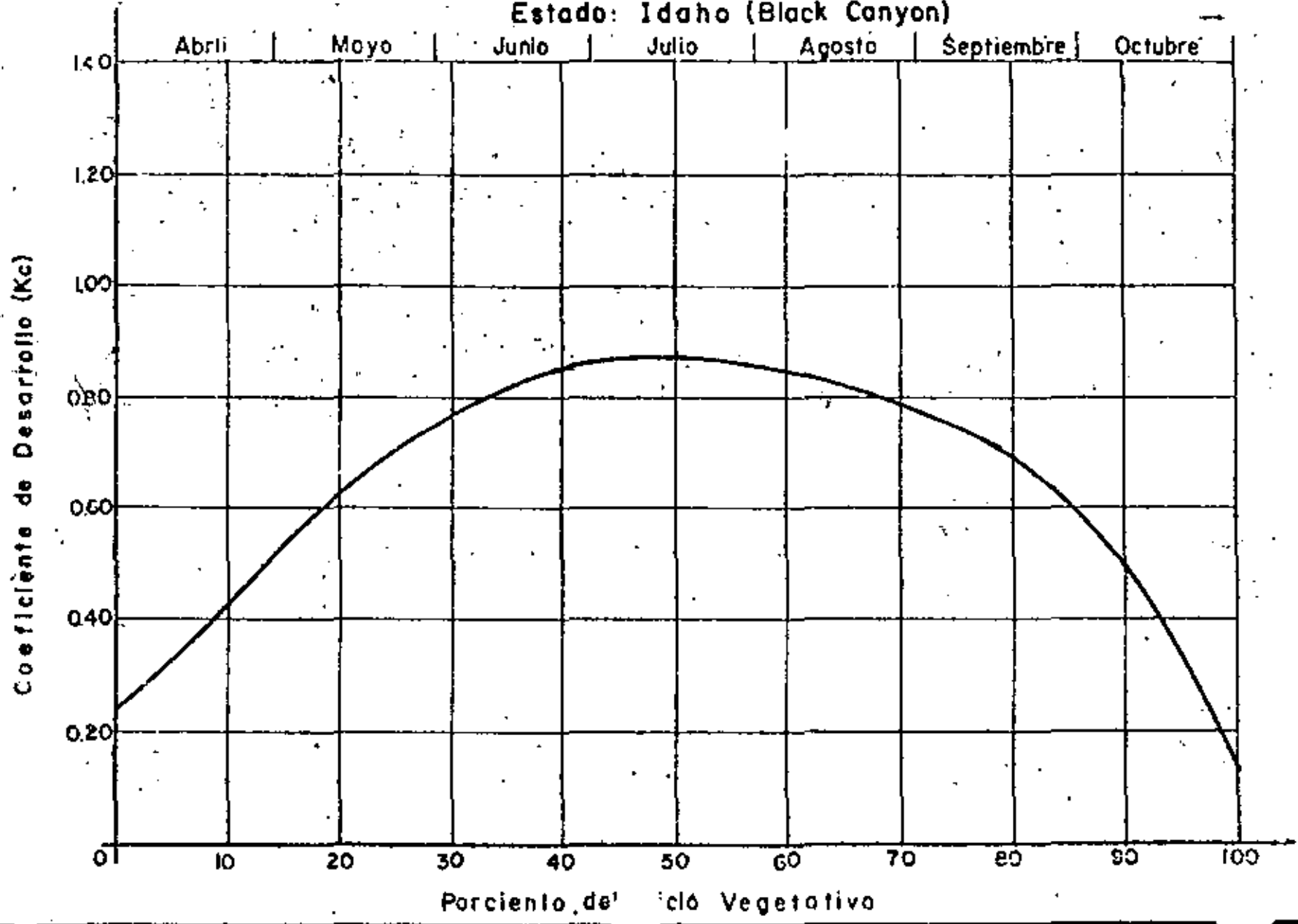
Trébol

Cultivo: ~~ALGODÓN~~ ROJO

Ciclo vegetativo: 210 días

Estado: Idaho (Black Canyon)

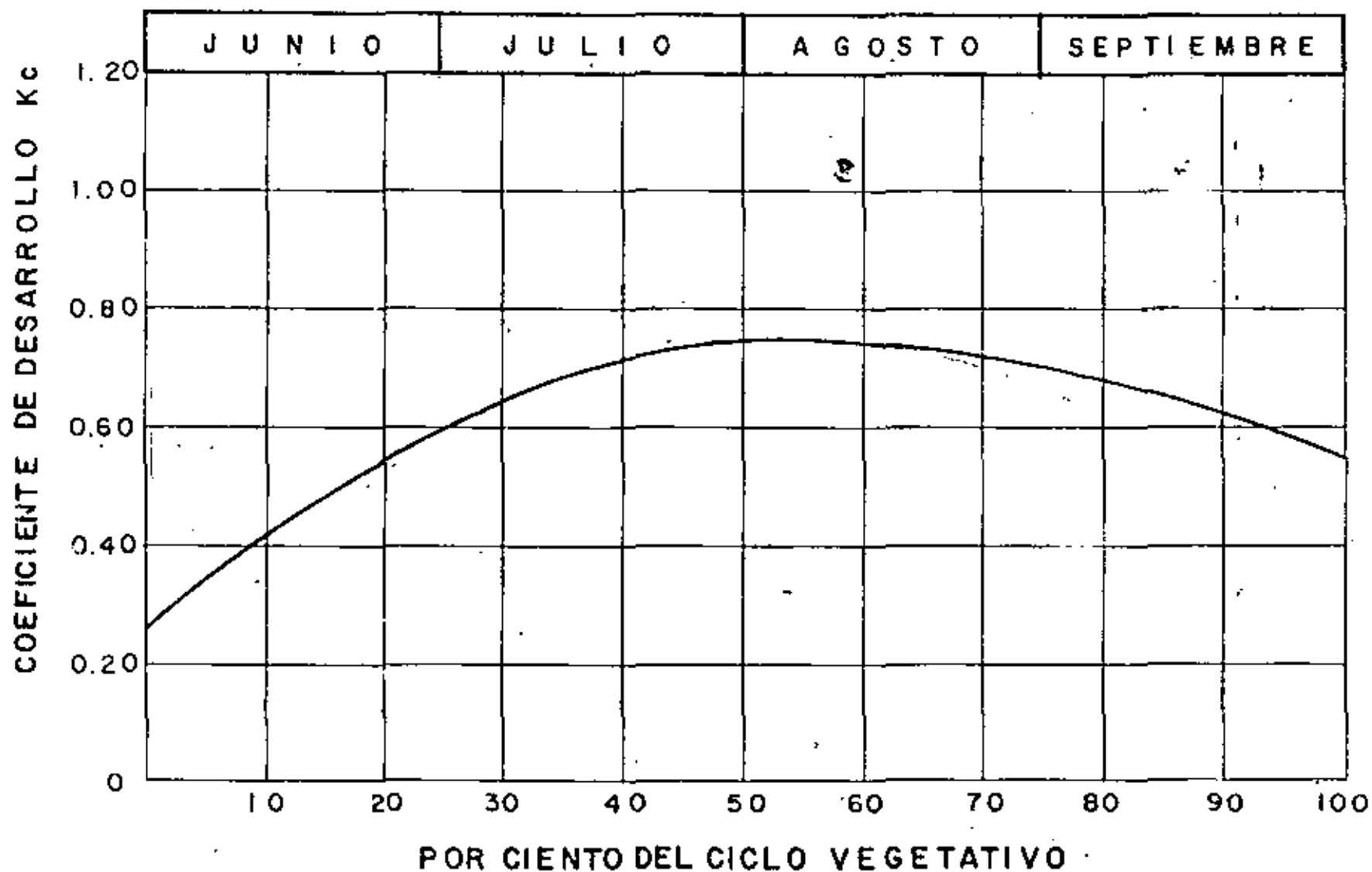
(42)



CULTIVO = MELON  
CICLO VEGETATIVO = 120 DIAS

(43)

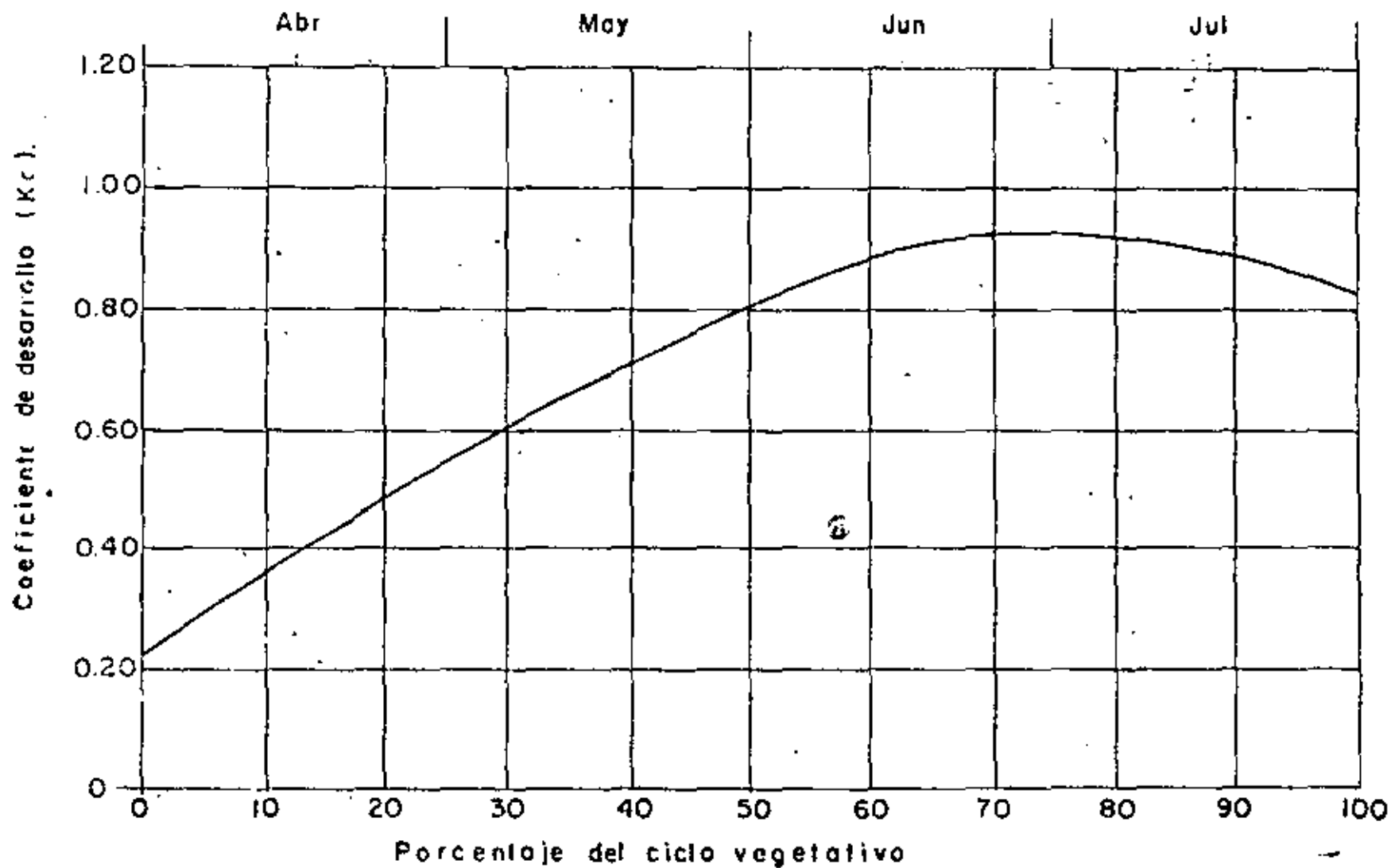
ESTADO : CALIFORNIA (MURRIETA)



Cultivo: VARIEDAD DE MELON

Ciclo vegetativo: 120 días

Estado: Arizona (Mesa)

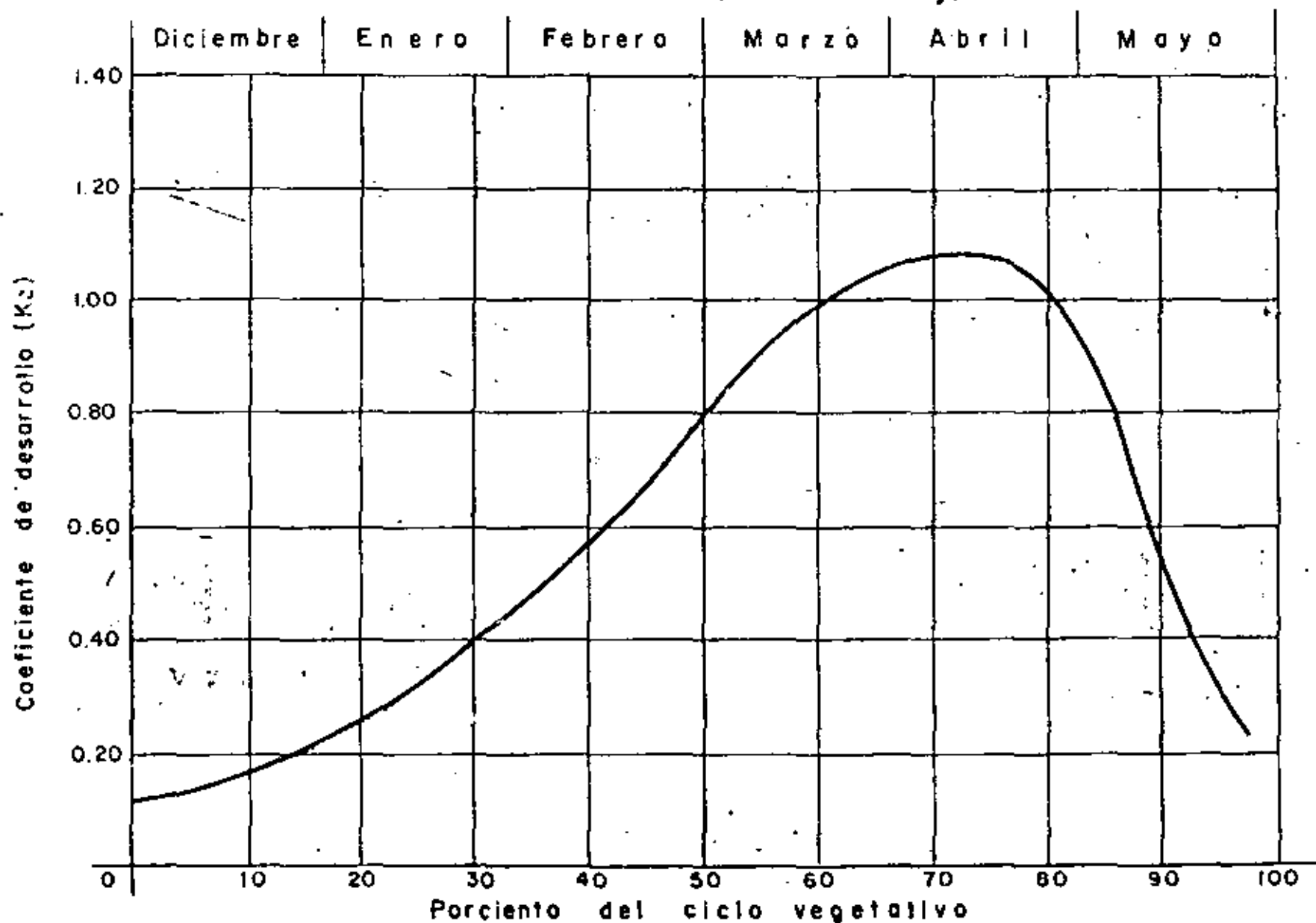


Cultivo: CEBADA

(45)

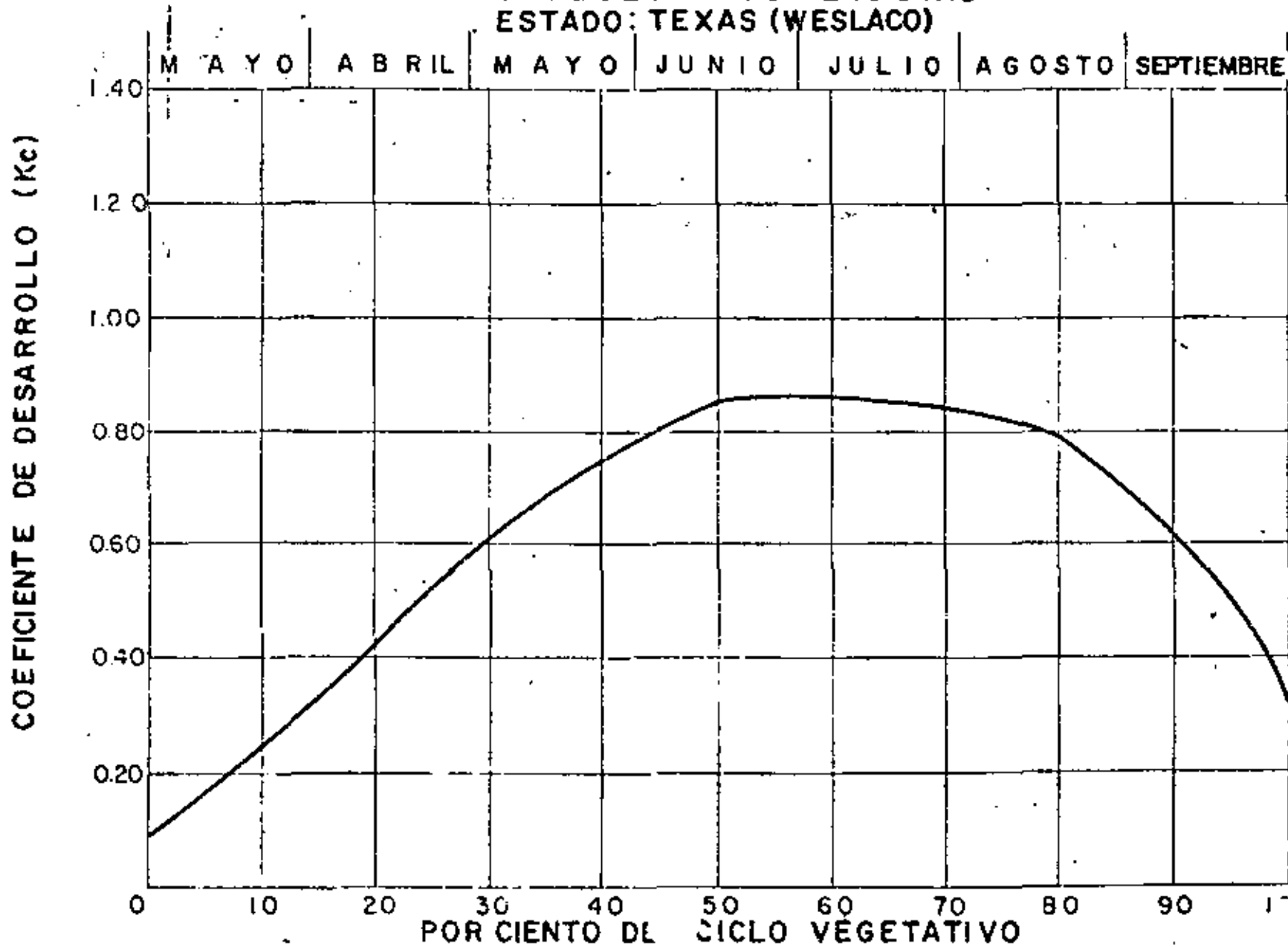
Ciclo vegetativo: 180 días

Estado: Arizona (Salt River Valley)



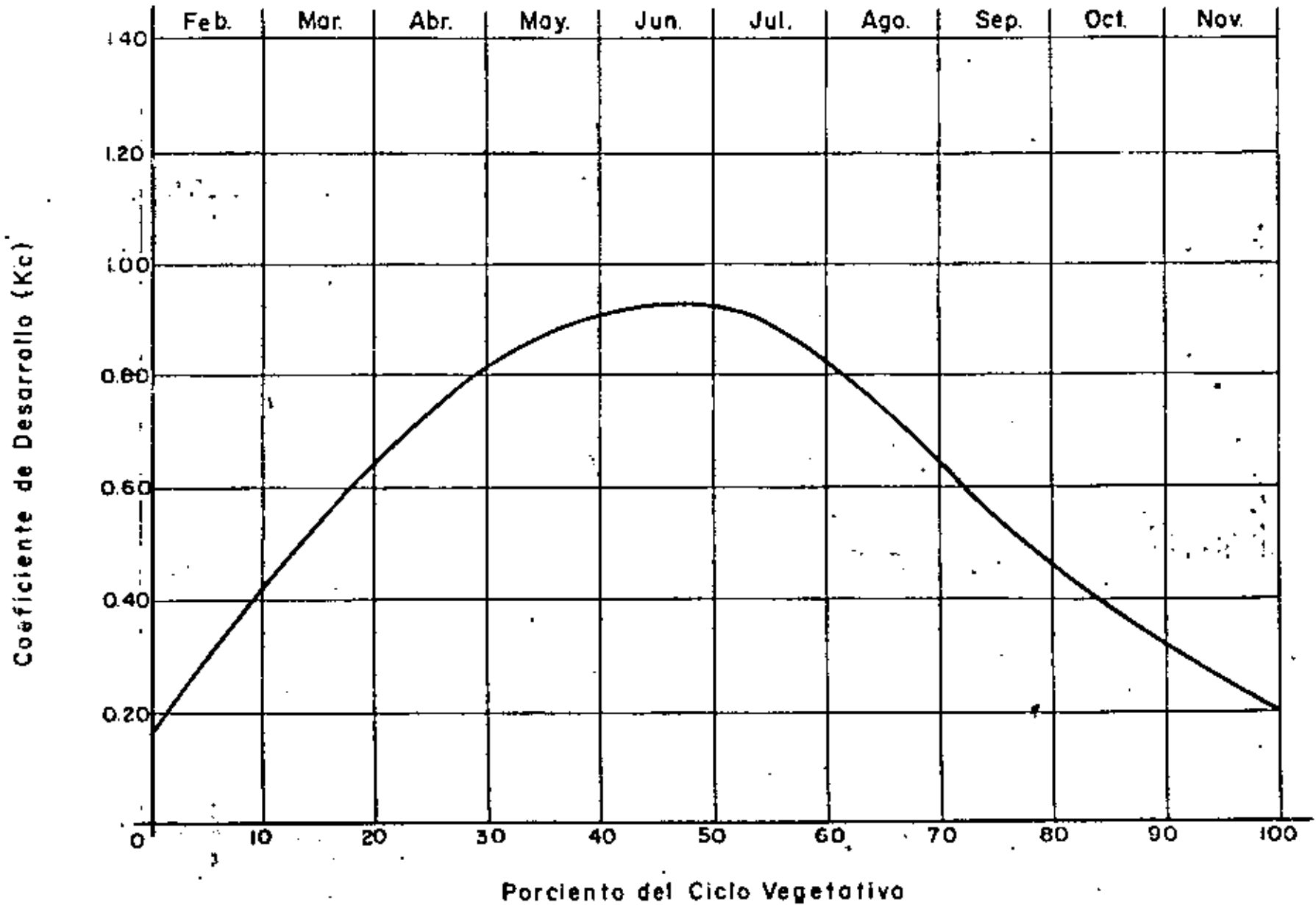
CULTIVO = ALGODON  
CICLO VEGETATIVO = 210 DIAS  
ESTADO: TEXAS (WESLACO)

(46)



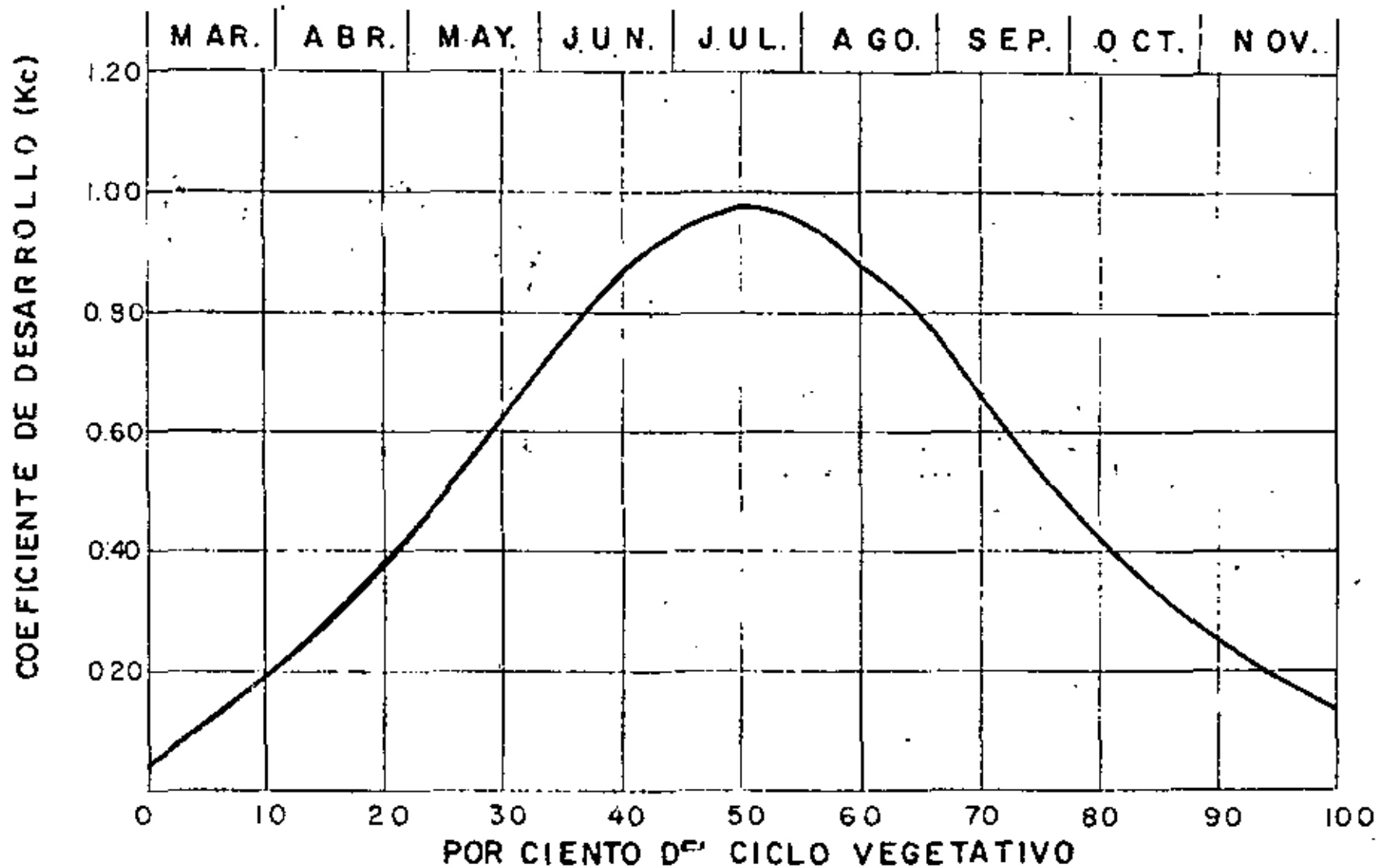
Cultivo: N U E Z  
Ciclo vegetativo: 300 días.  
Estado: California (Southern areas)

(47)



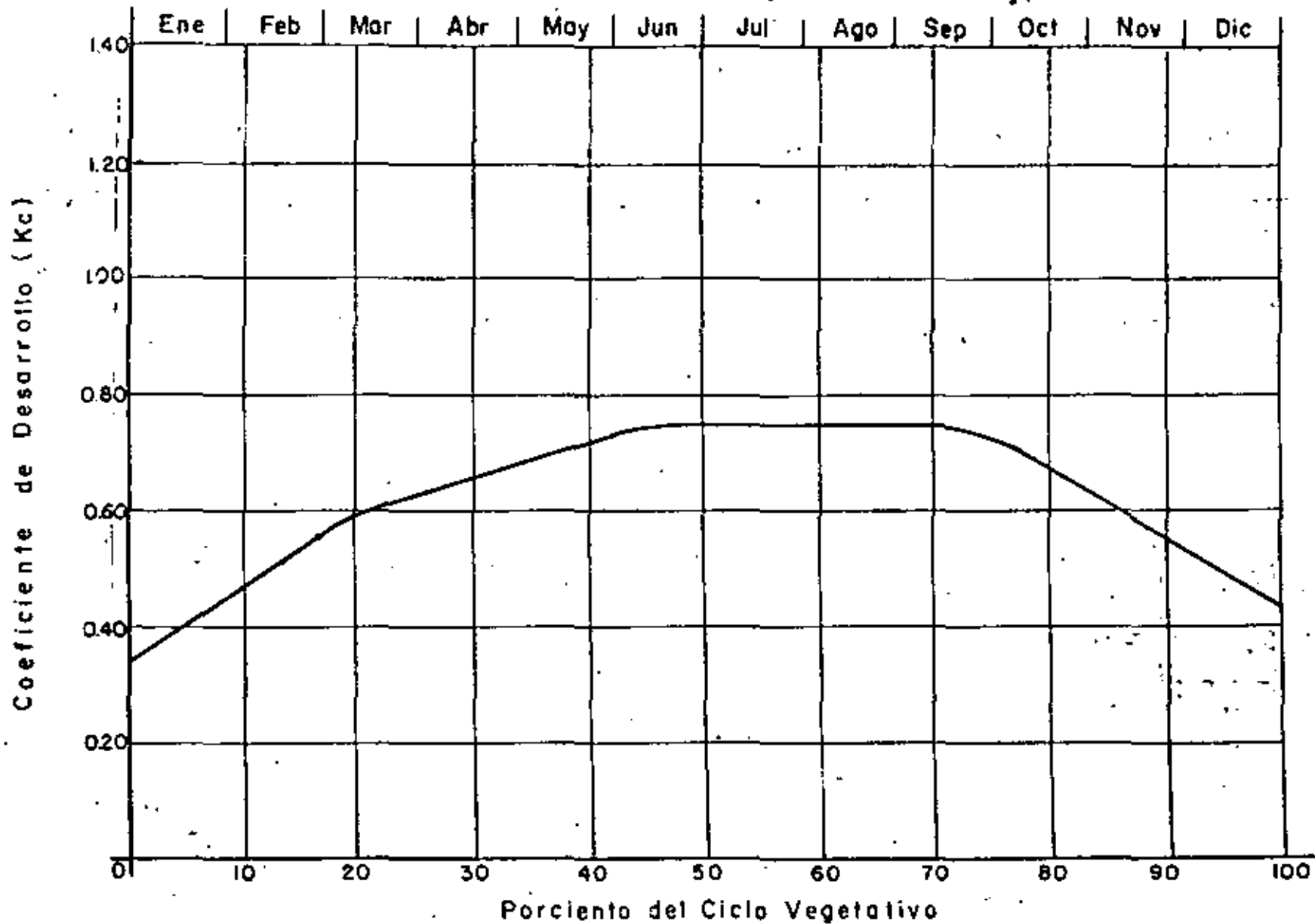
CULTIVO = NUEZ  
CICLO VEGETATIVO = 270 DIAS  
ESTADO: CALIFORNIA (DAVIS SACRAMENTO)

(48)



Cultivo: TORONJA  
Ciclo vegetativo: 360 días  
Estado: Arizona (Salt River Valley)

(49)



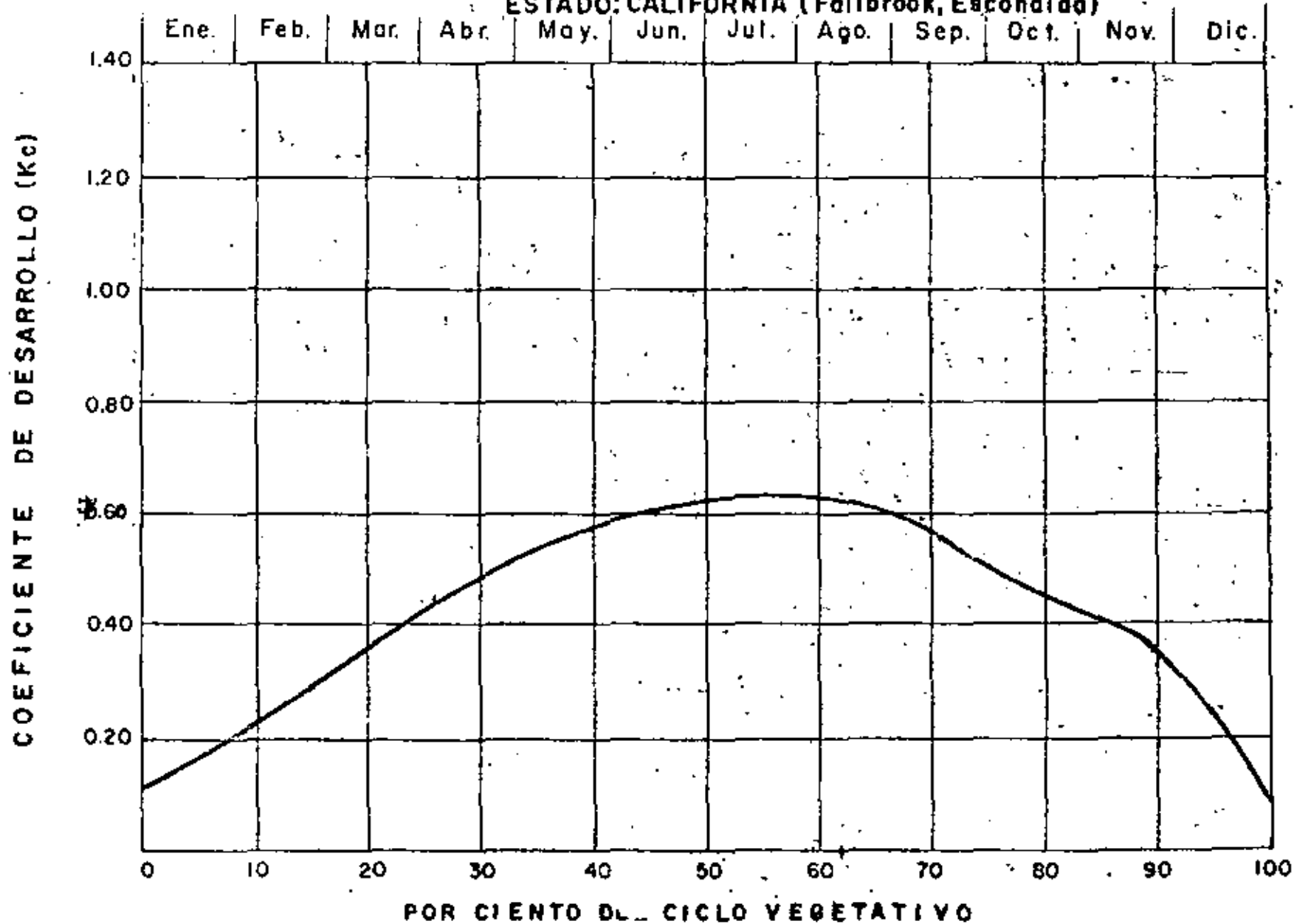


CULTIVO: AGUACATE

CICLO VEG: 360 días (Perenne)

ESTADO: CALIFORNIA (Fallbrook, Escondido)

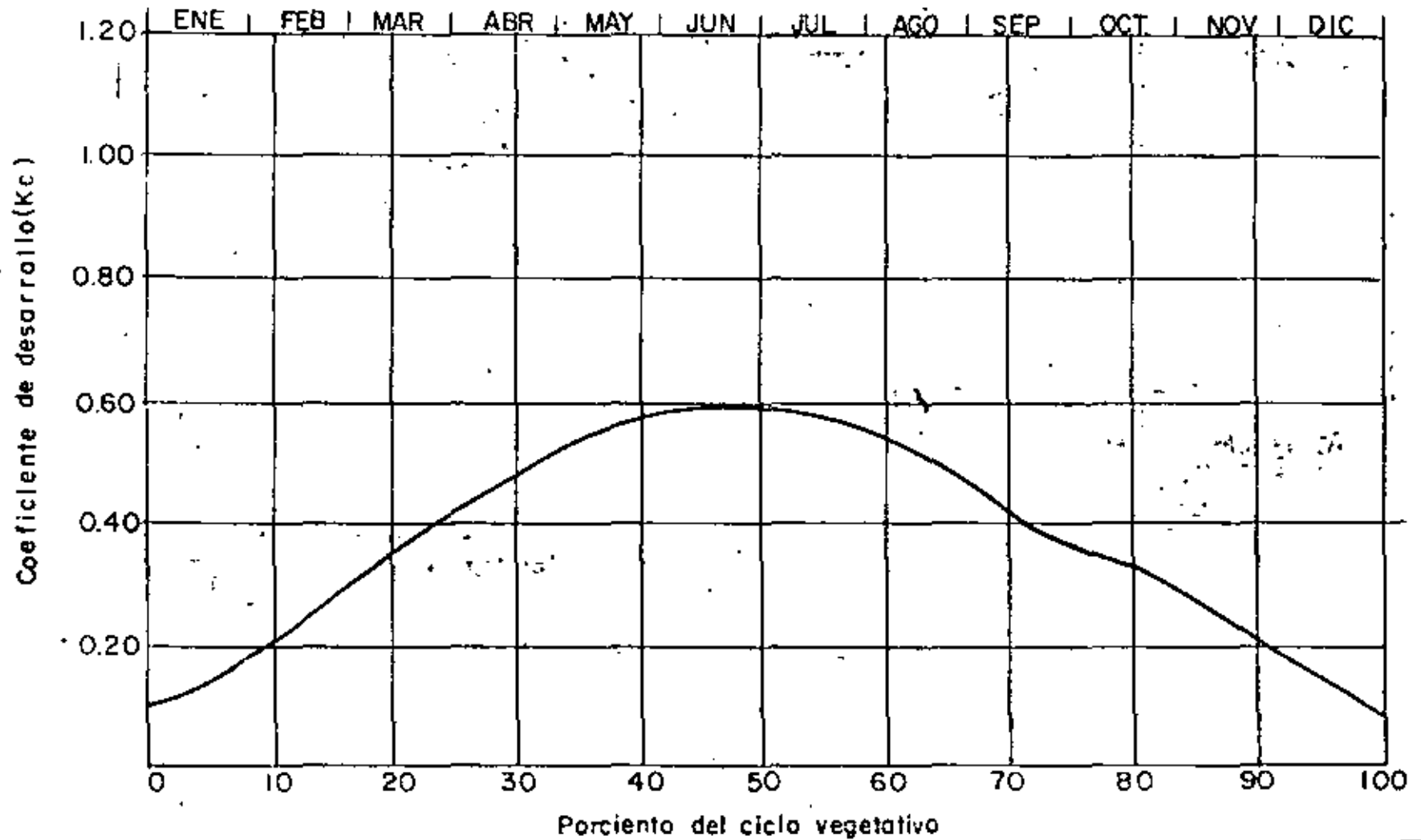
(50)



Cultivo : AGUACATE

Ciclo veg: 360 días (Perenne)

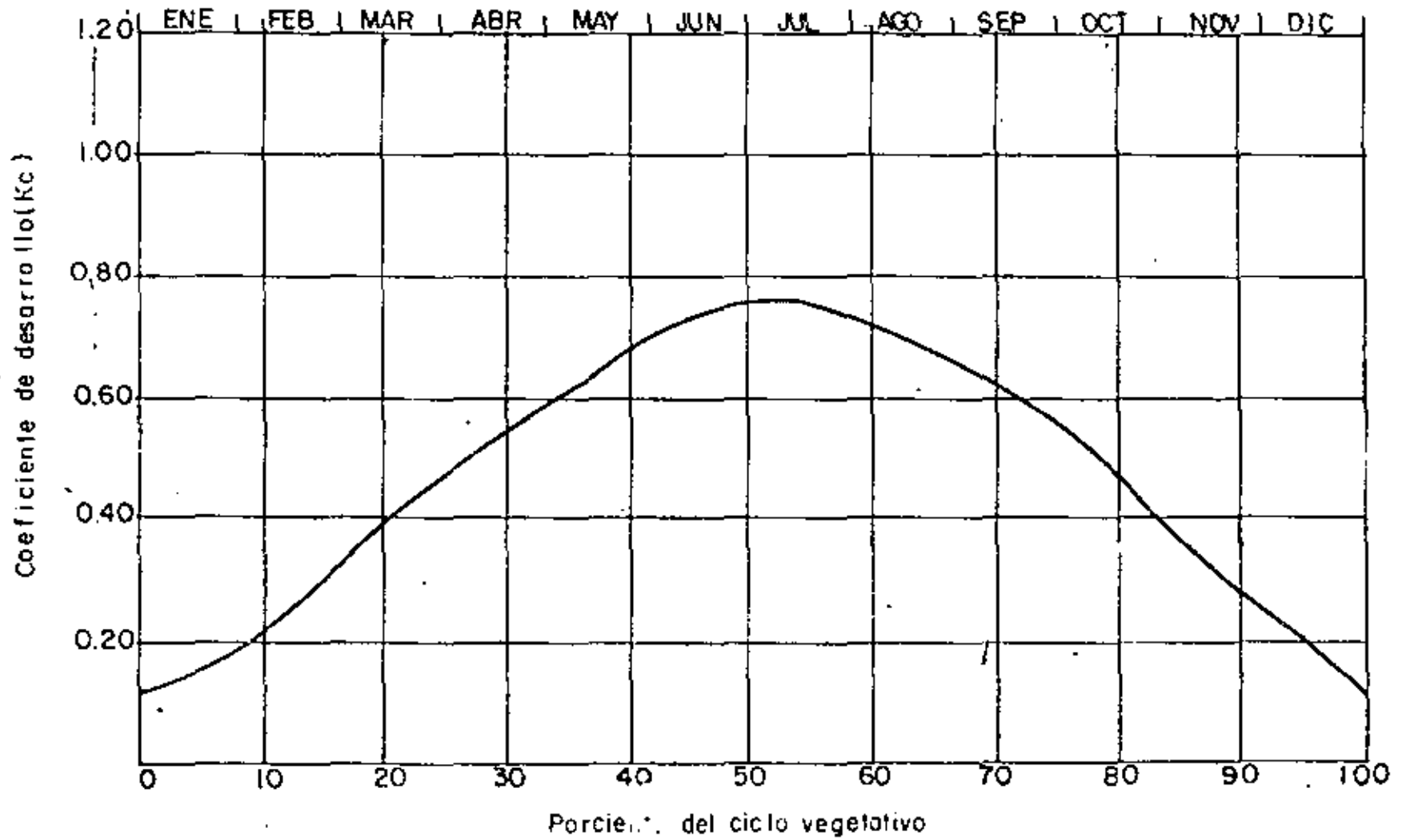
Estado : California (Carpentería, Sta. Bárbara)



Cultivo : AGUACATE

Ciclo veg: 360 días (Perenne)

Estado: California (Goleta, Sta. Bárbara)

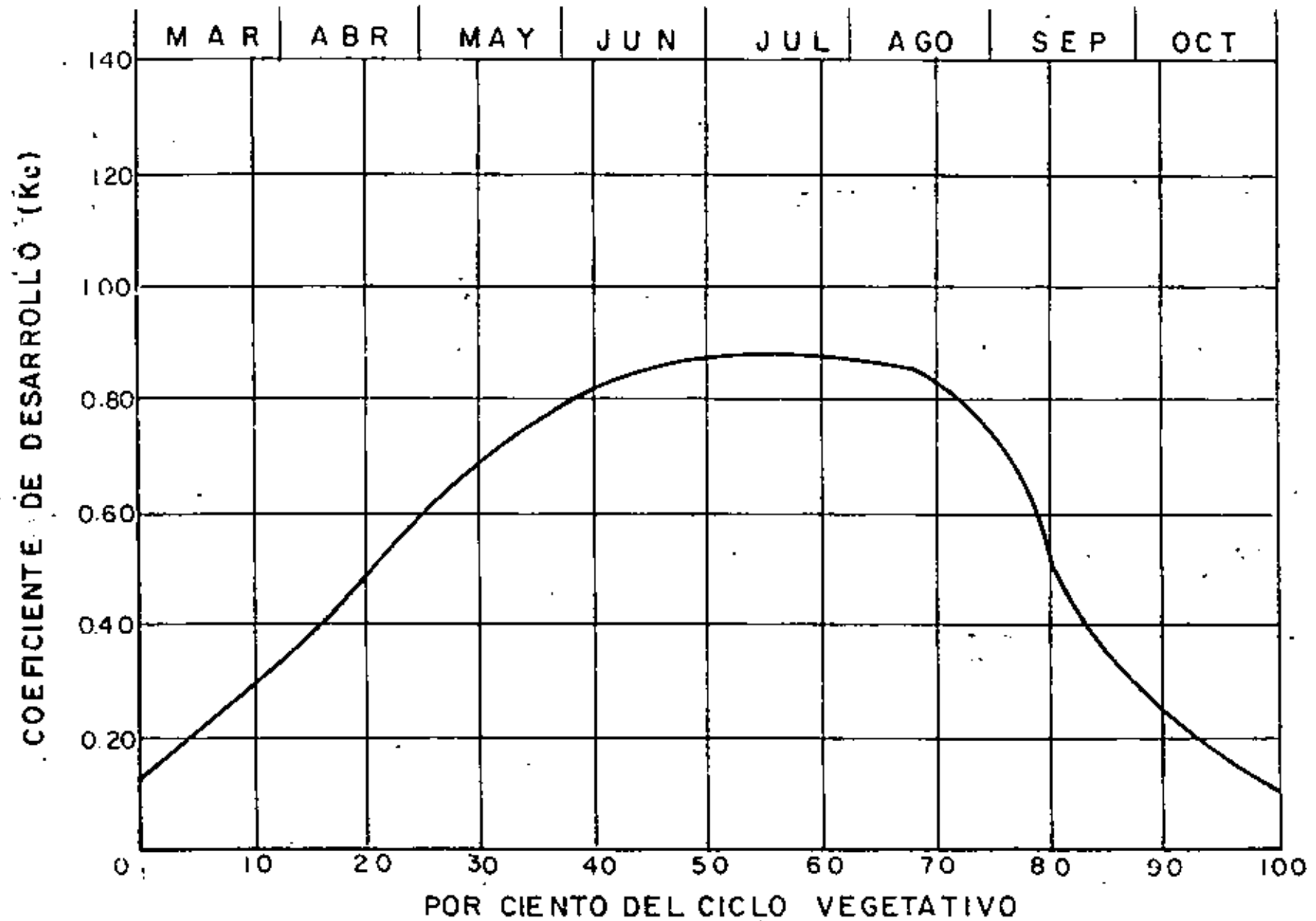


CULTIVO = FRUTAS DE HUERTO (DE HOJA DECIDUA

(53)

CICLO VEGETATIVO = 240 DIAS

ESTADO: CALIFORNIA (SAN JOAQUIN)

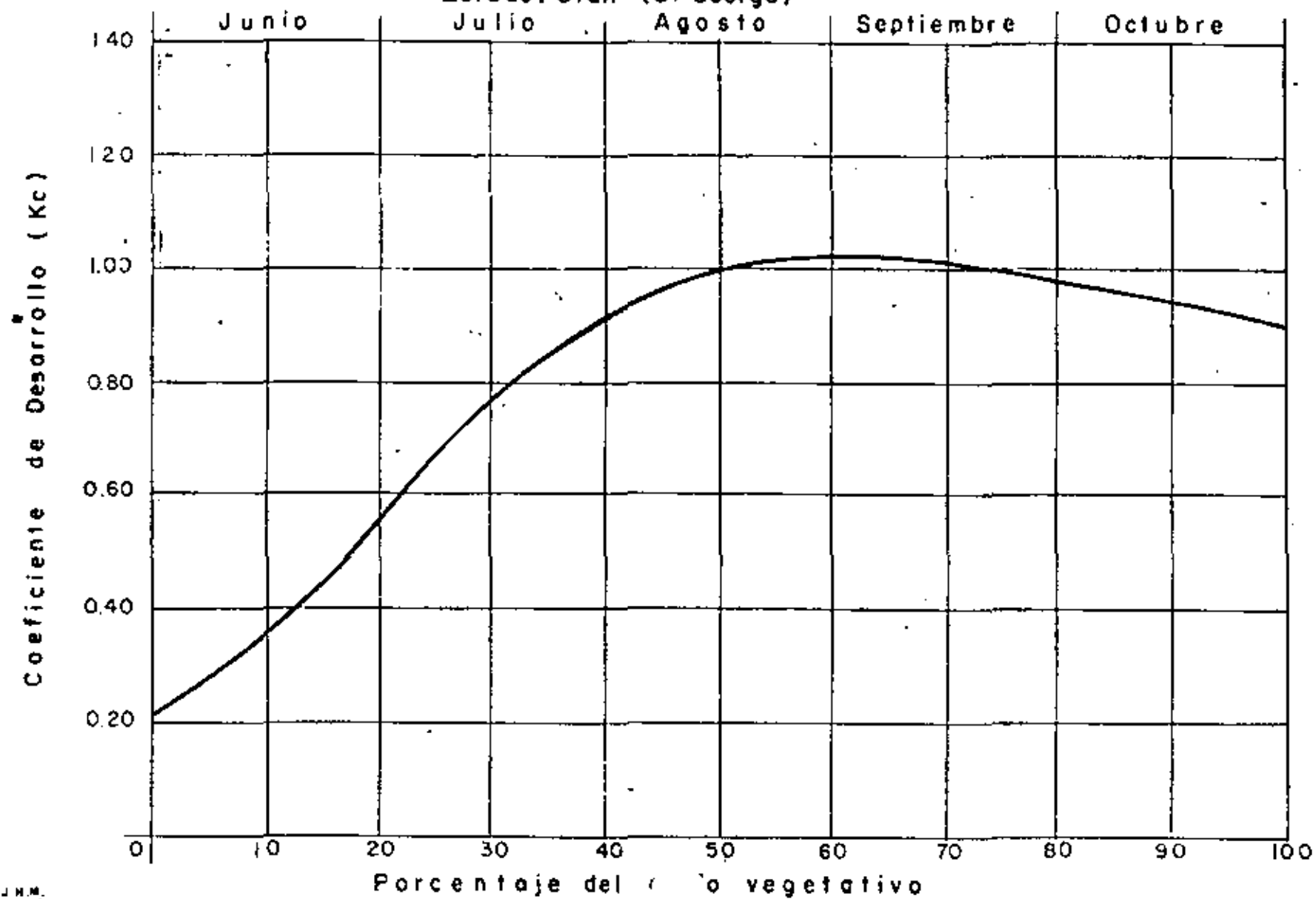


Cultivo: HEGARI

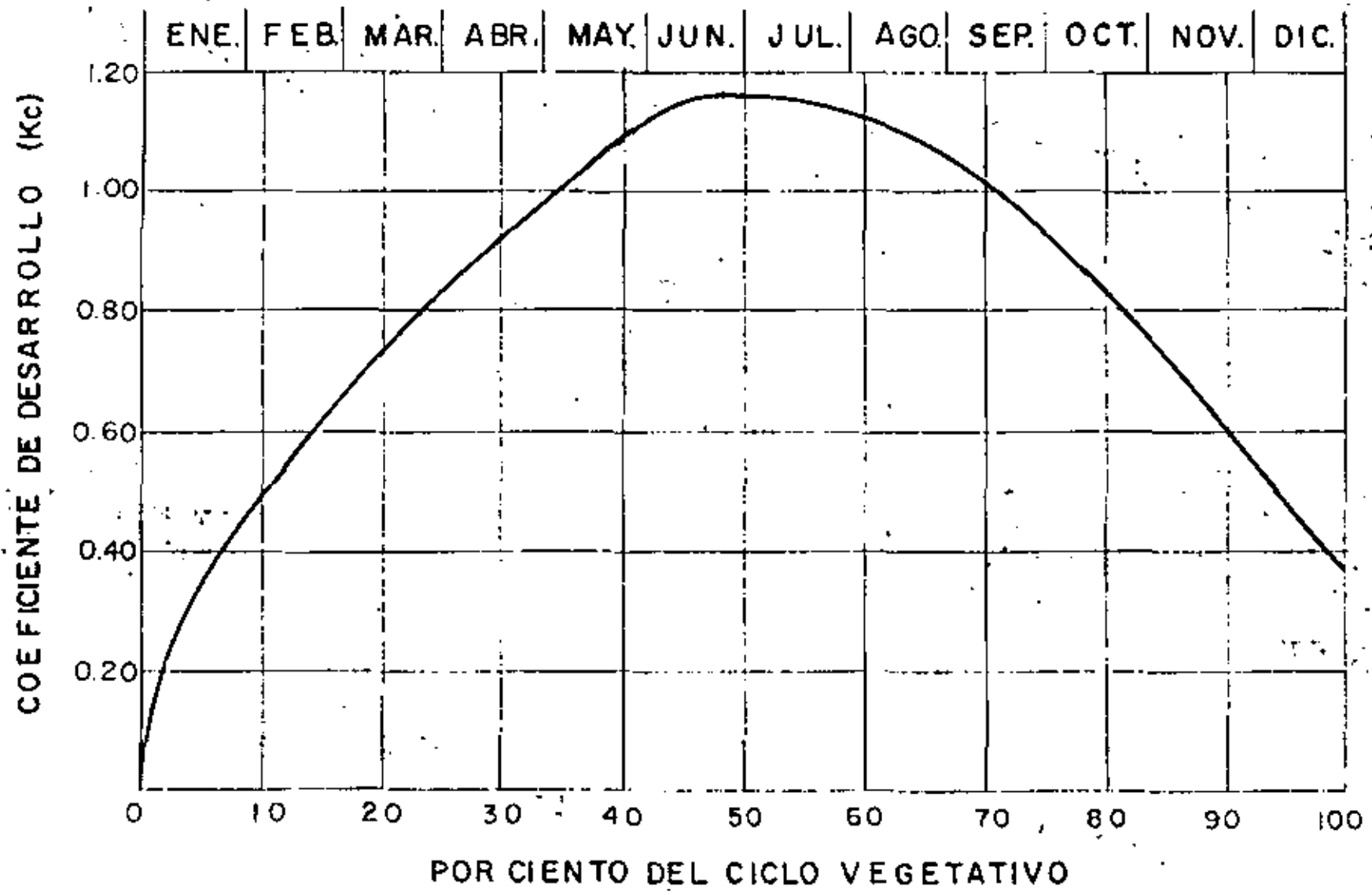
Ciclo vegetativo: 150 días

Estado: Utah (St George)

(54)



CULTIVO = ALFALFA  
CICLO VEGETATIVO = 360 DIAS (PERENNE)  
ESTADO: ARIZONA

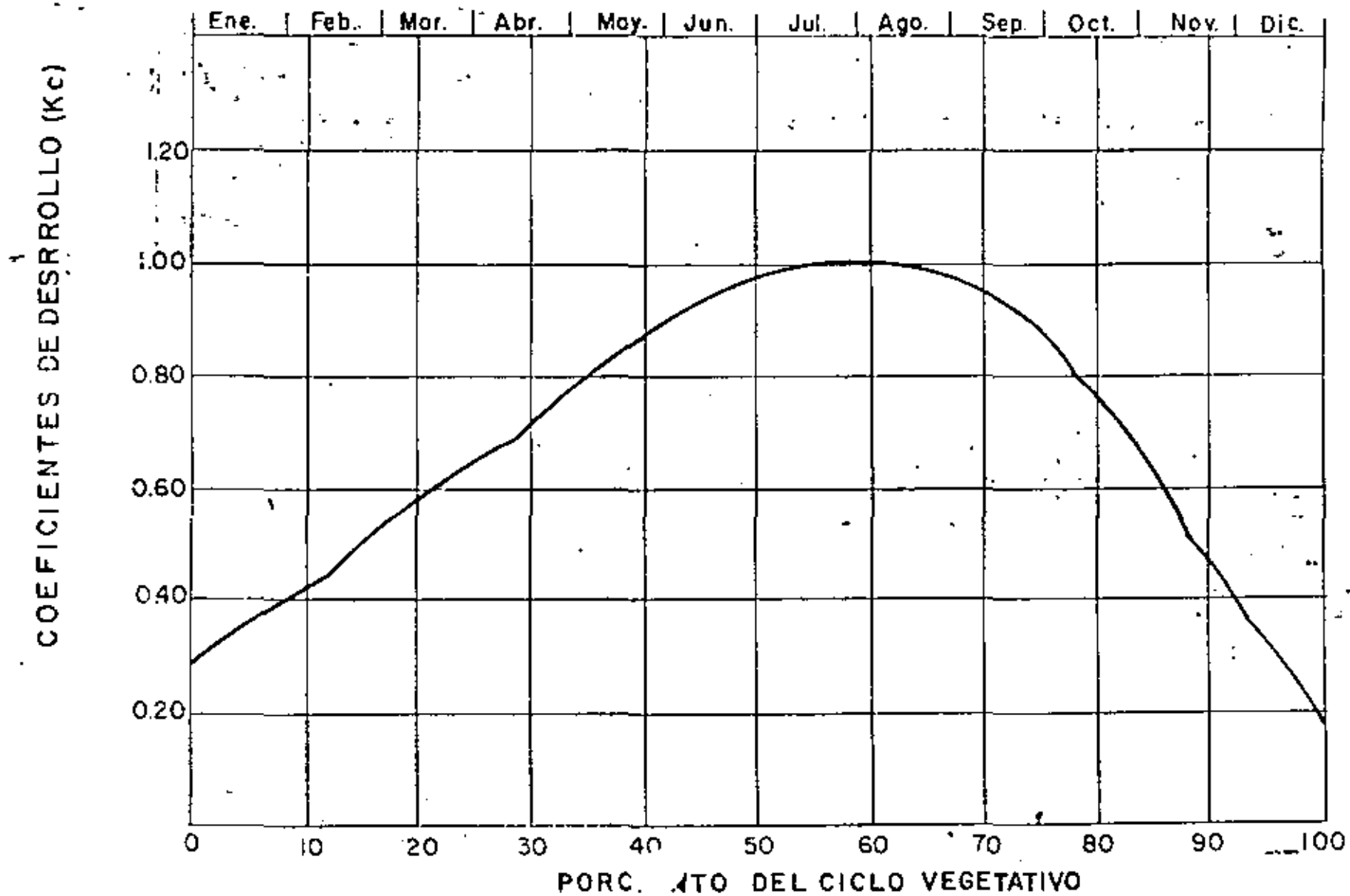


CULTIVO: ALFALFA.

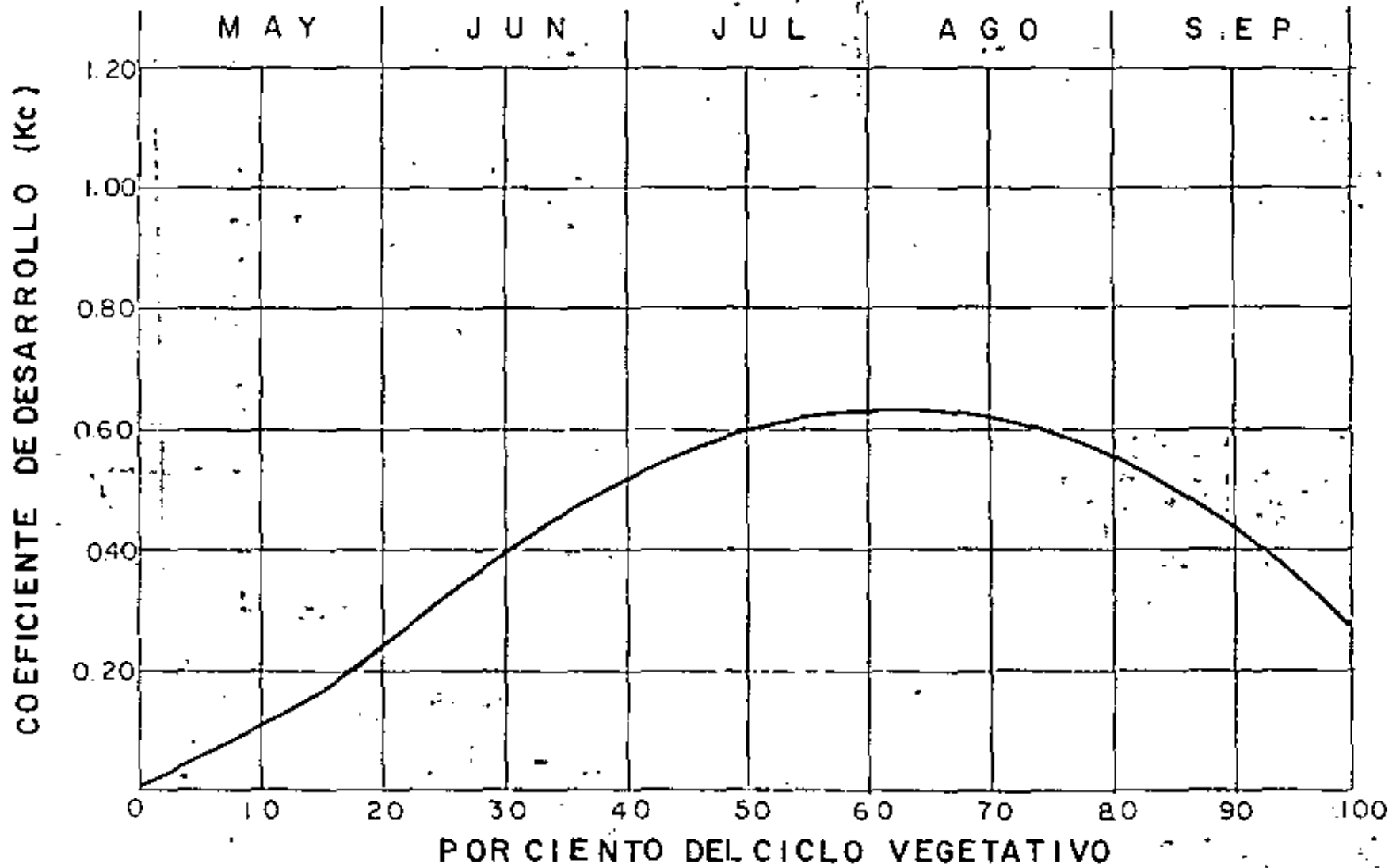
CICLO VEG.: 360 días (Perenne)

ESTADO: CALIFORNIA (SAN FERNANDO VALLEY)

(56)



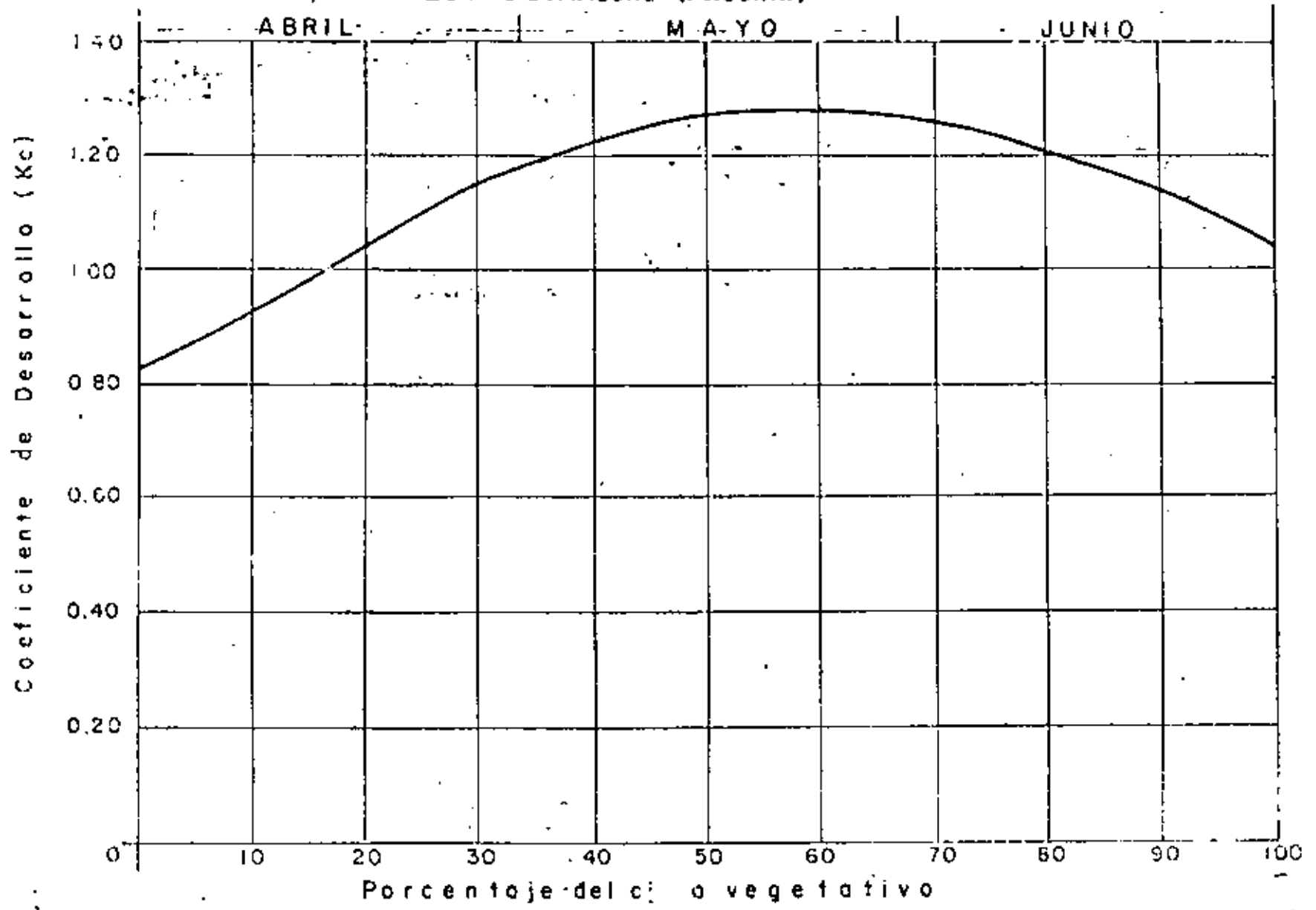
CULTIVO = MAIZ  
CICLO VEGETATIVO = 150 DIAS  
ESTADO: CALIFORNIA ( DAVIS AND SACRAMENTO)





CULTIVO: MAIZ  
CICLO VEGETATIVO: 90 dias  
ESTADO: Arizona (Phoenix)

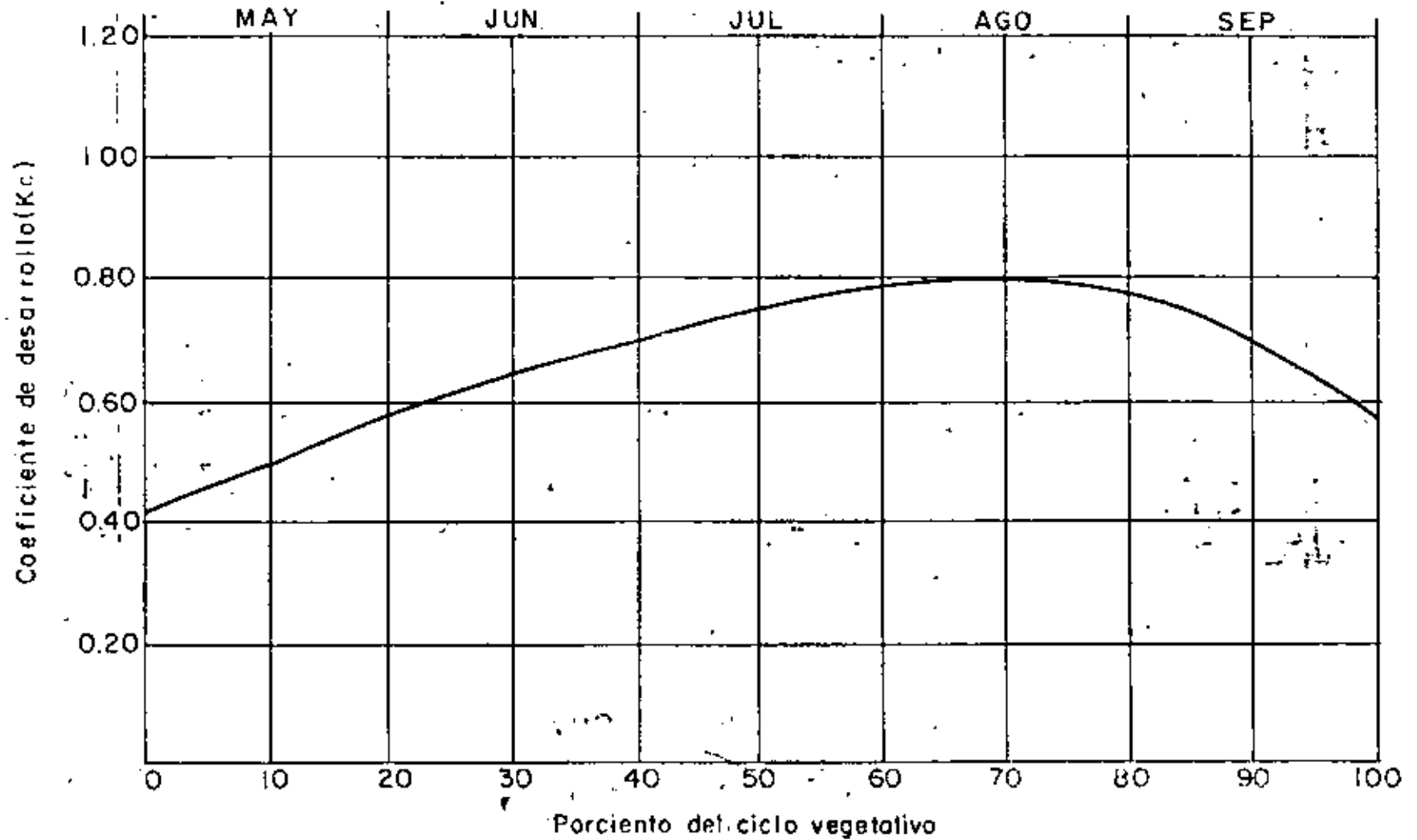
(58)



Cultivo : MAIZ

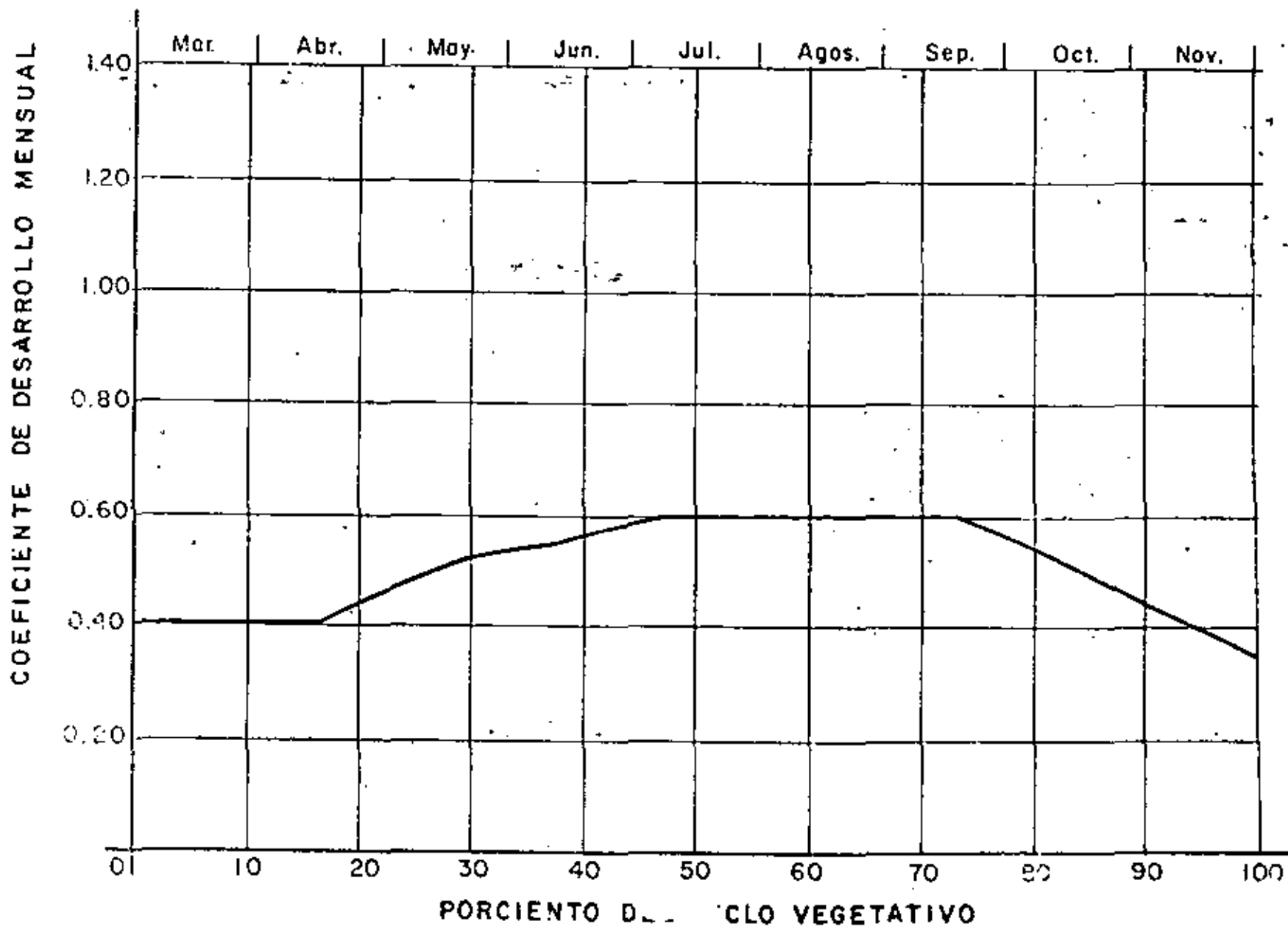
Ciclo veg: 150 días

Estado: North Dakota (Redfield Development Farm, Mandon)



CULTIVO: LIMON  
CICLO VEGETATIVO: 270 dias.  
ESTADO: California

(60)

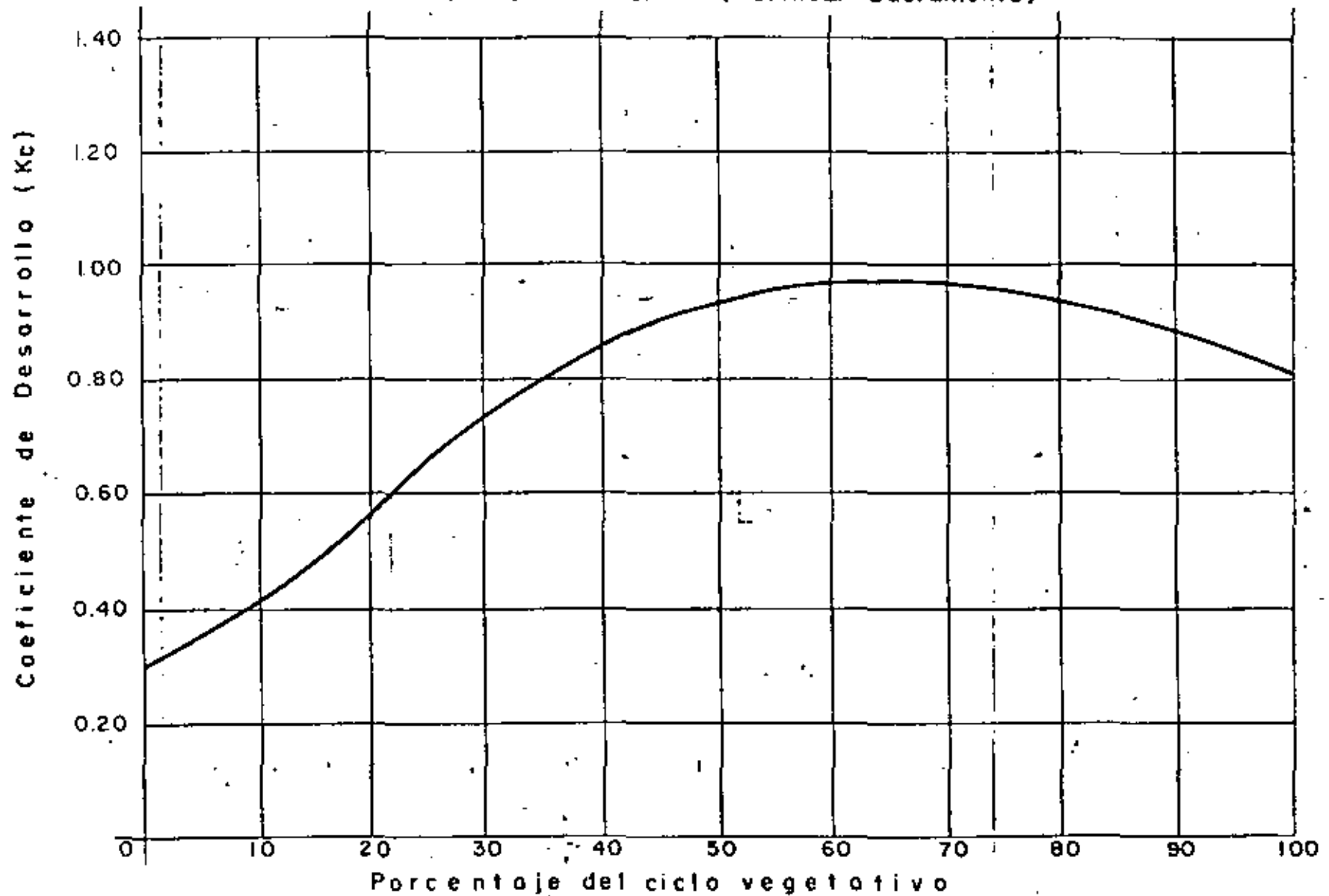


Cultivo: JITOMATE

Ciclo vegetativo: 150 días

Estado: California (Northern Sacramento)

(61)

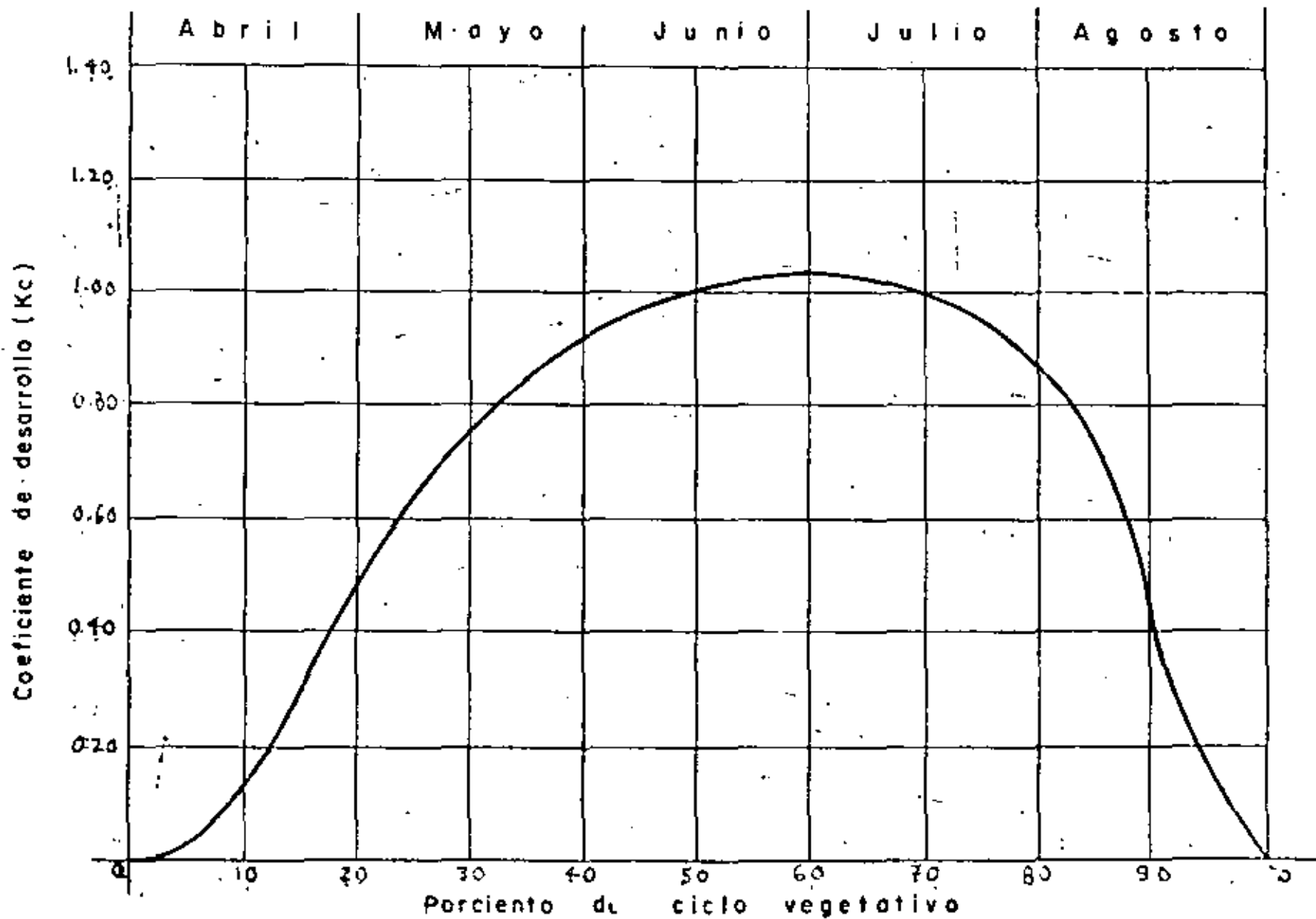


Cultivo: CEBADA.

Ciclo vegetativo: 150 días

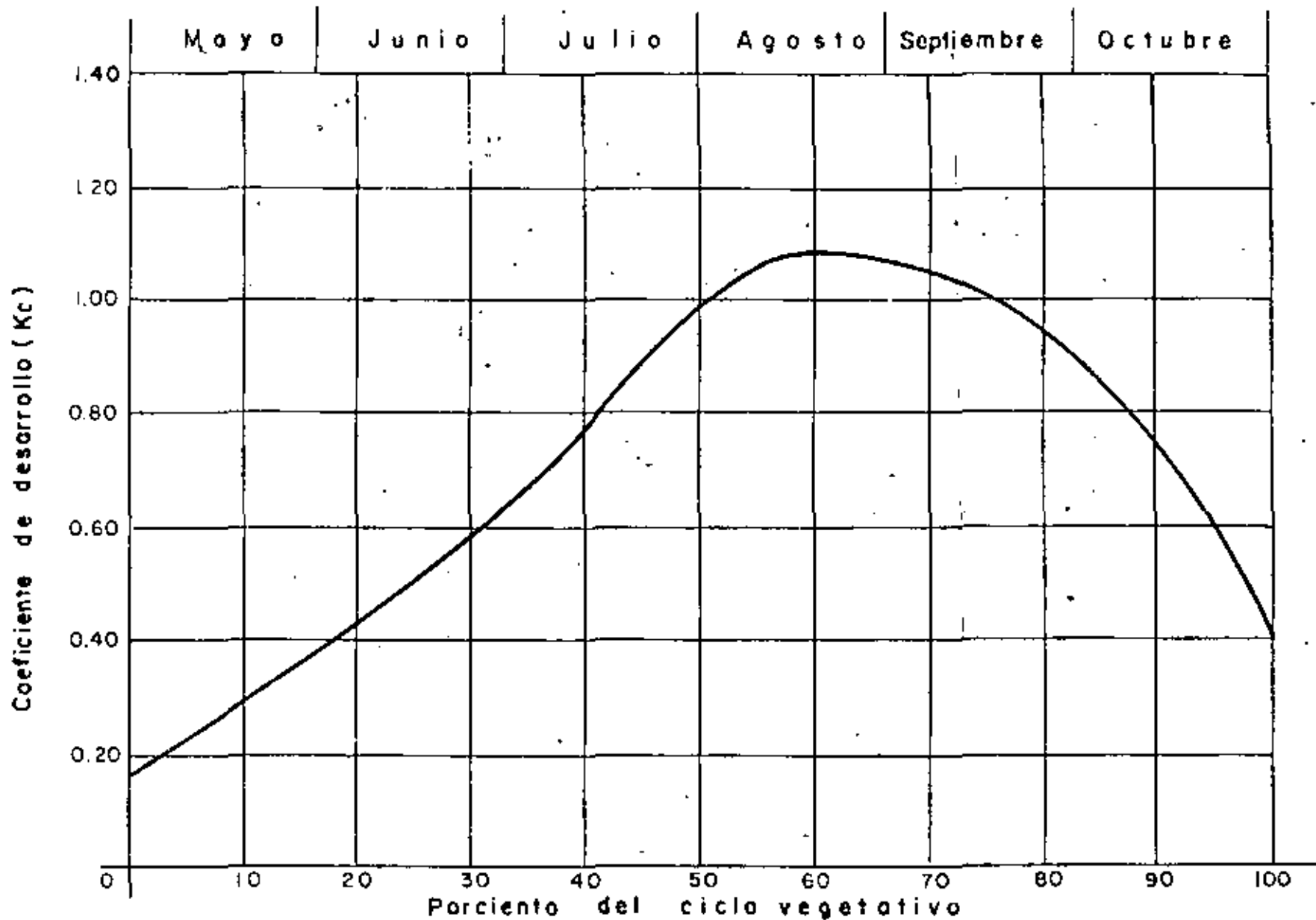
Estado: North Dakota (Deep River Development Farm)

(62)

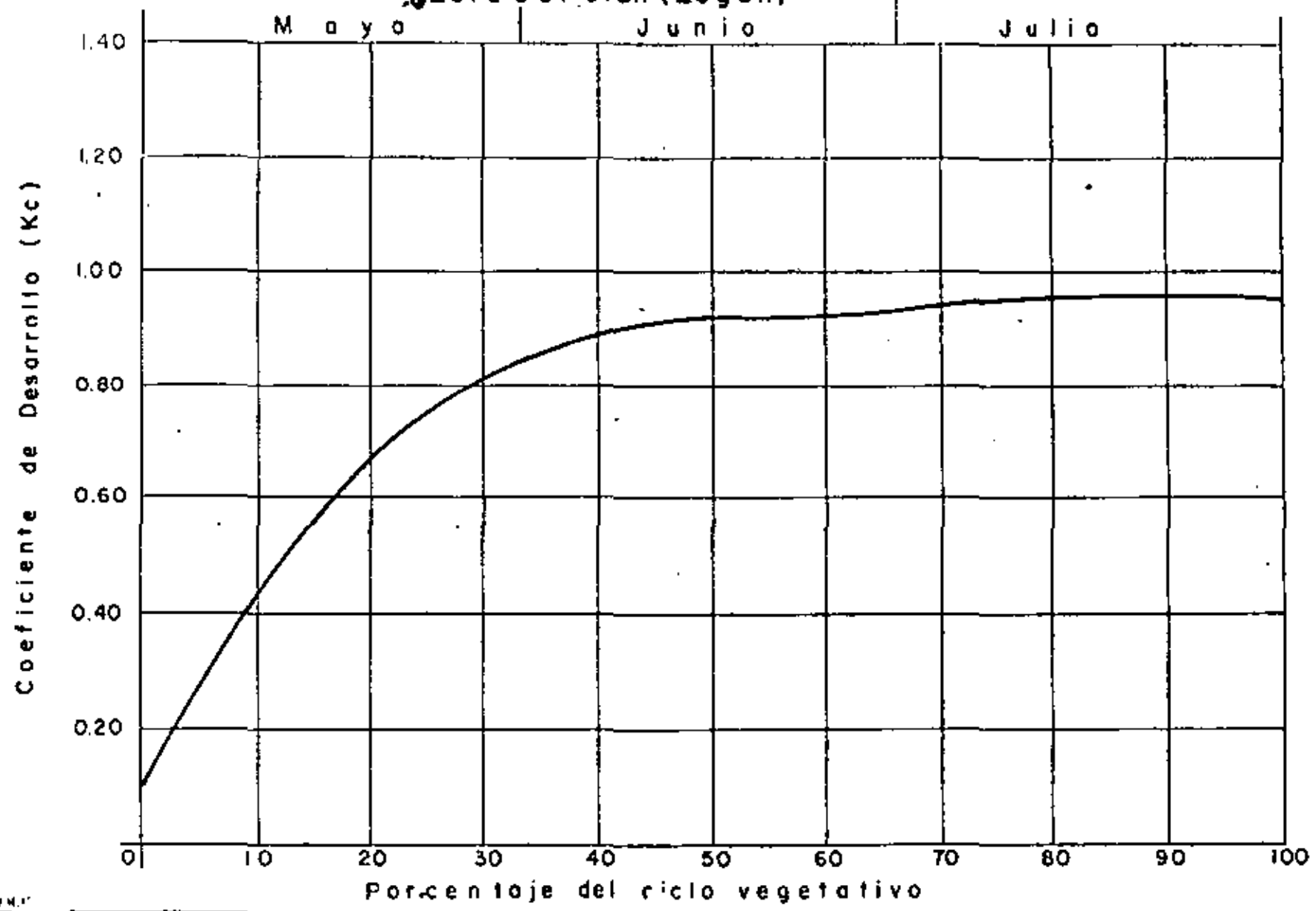


Cultivo: CEBADA  
Ciclo vegetativo: 180 días  
Estado: Nebraska (Scottsbluff)

(63)

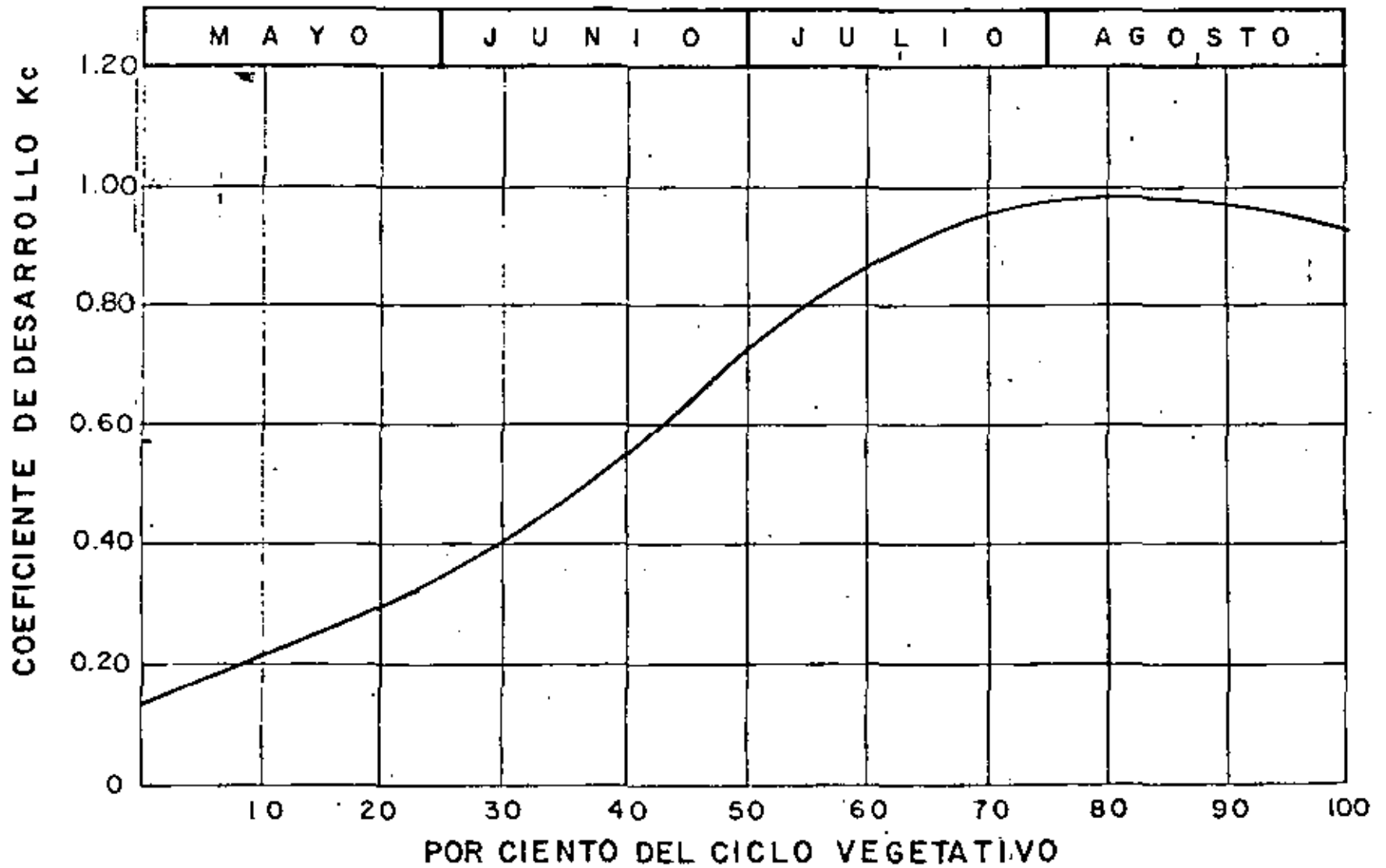


Cultivo: CEBADA  
Ciclo vegetativo: 90 días  
Estado: Utah (Logan)



CULTIVO = CHICHARO  
CICLO VEGETATIVO = 120 DIAS

ESTADO : UTAH (LOGAN)



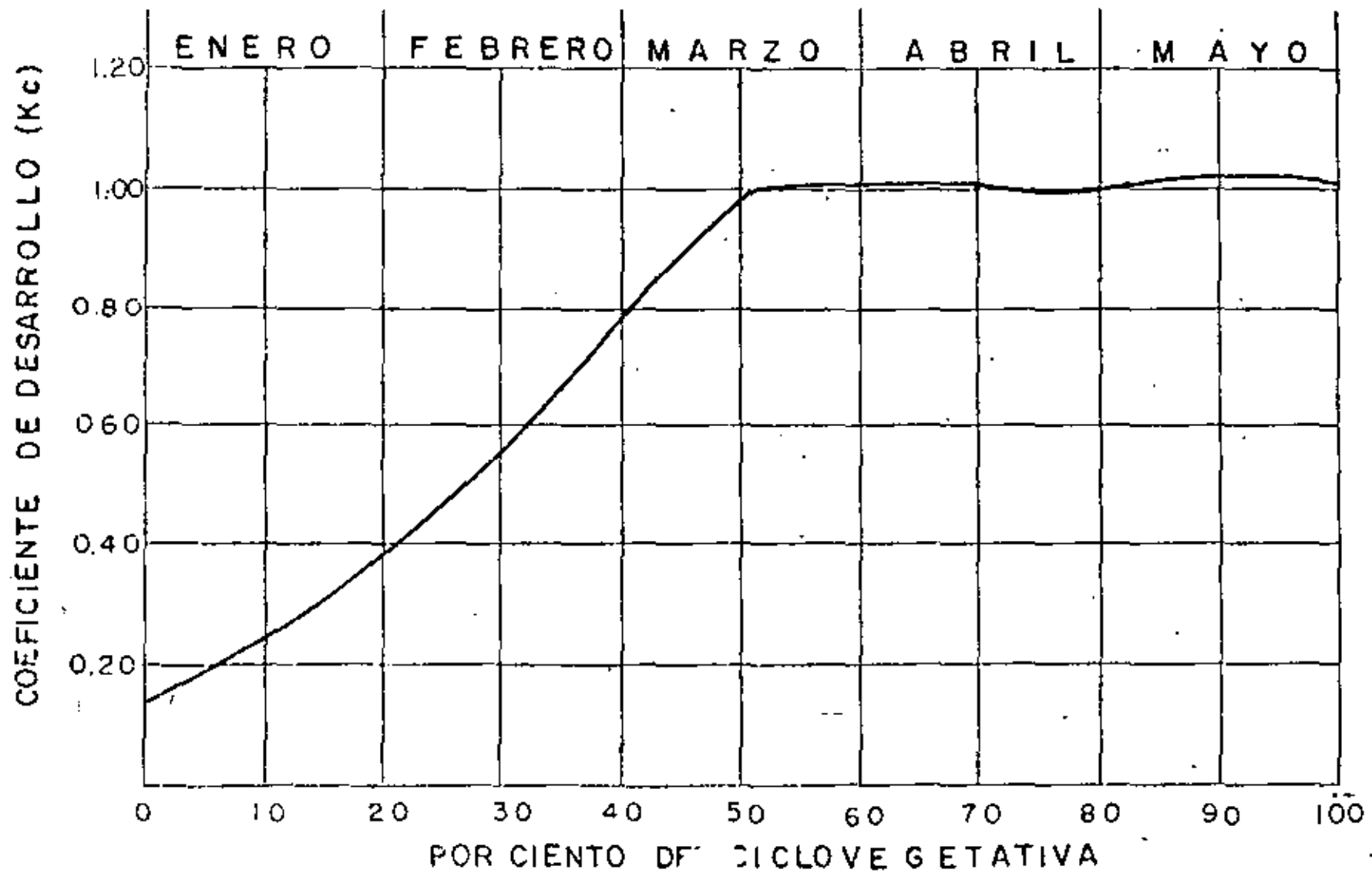


CULTIVO: CHICHAROS

CICLO VEG: 150 días

ESTADO: Arizona (Salt River Valley, Phoenix)

(66)

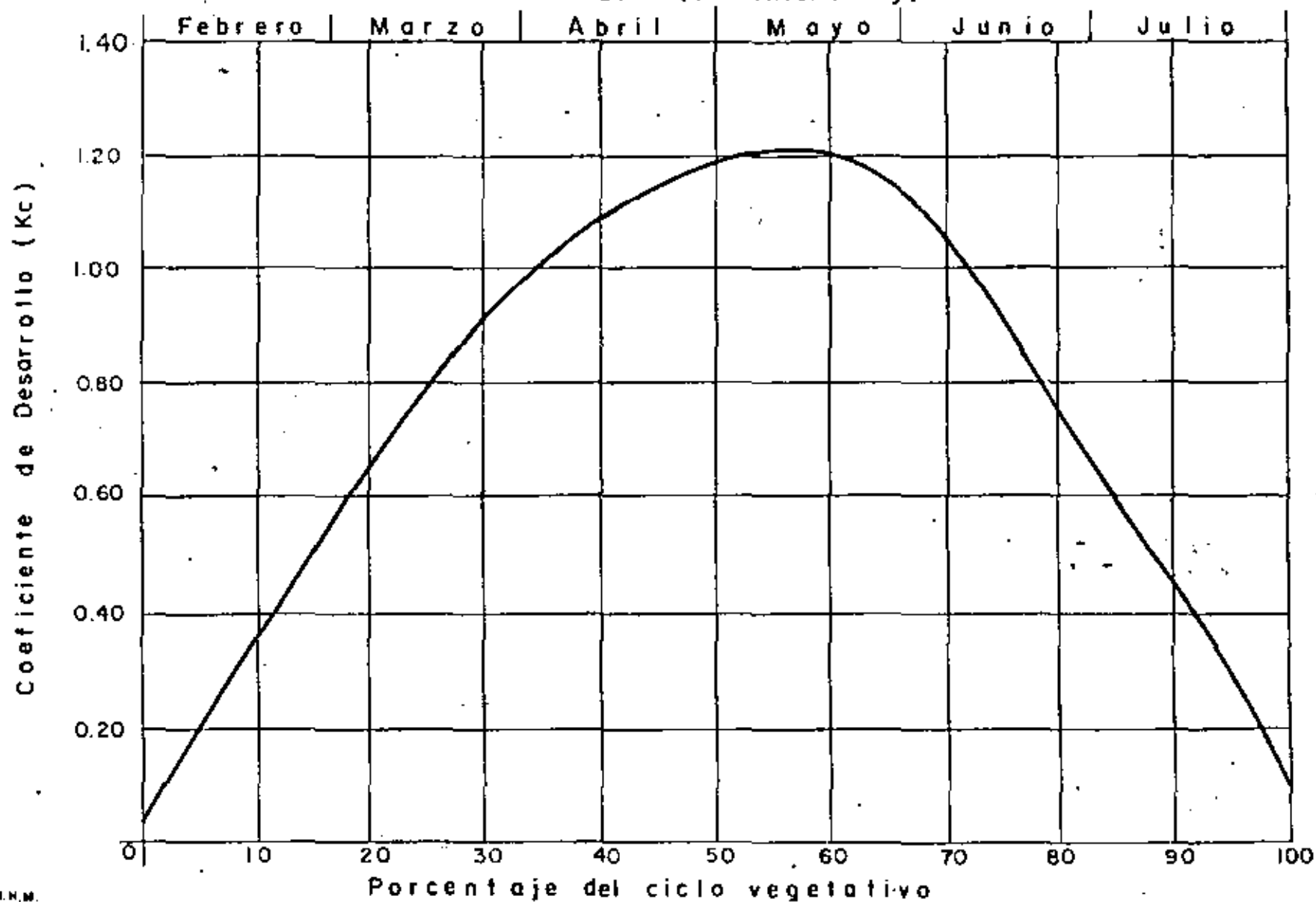


# Cultivo: AVENA

(67)

Ciclo vegetativo: 180 días

Estado: Arizona (Salt River Valley)

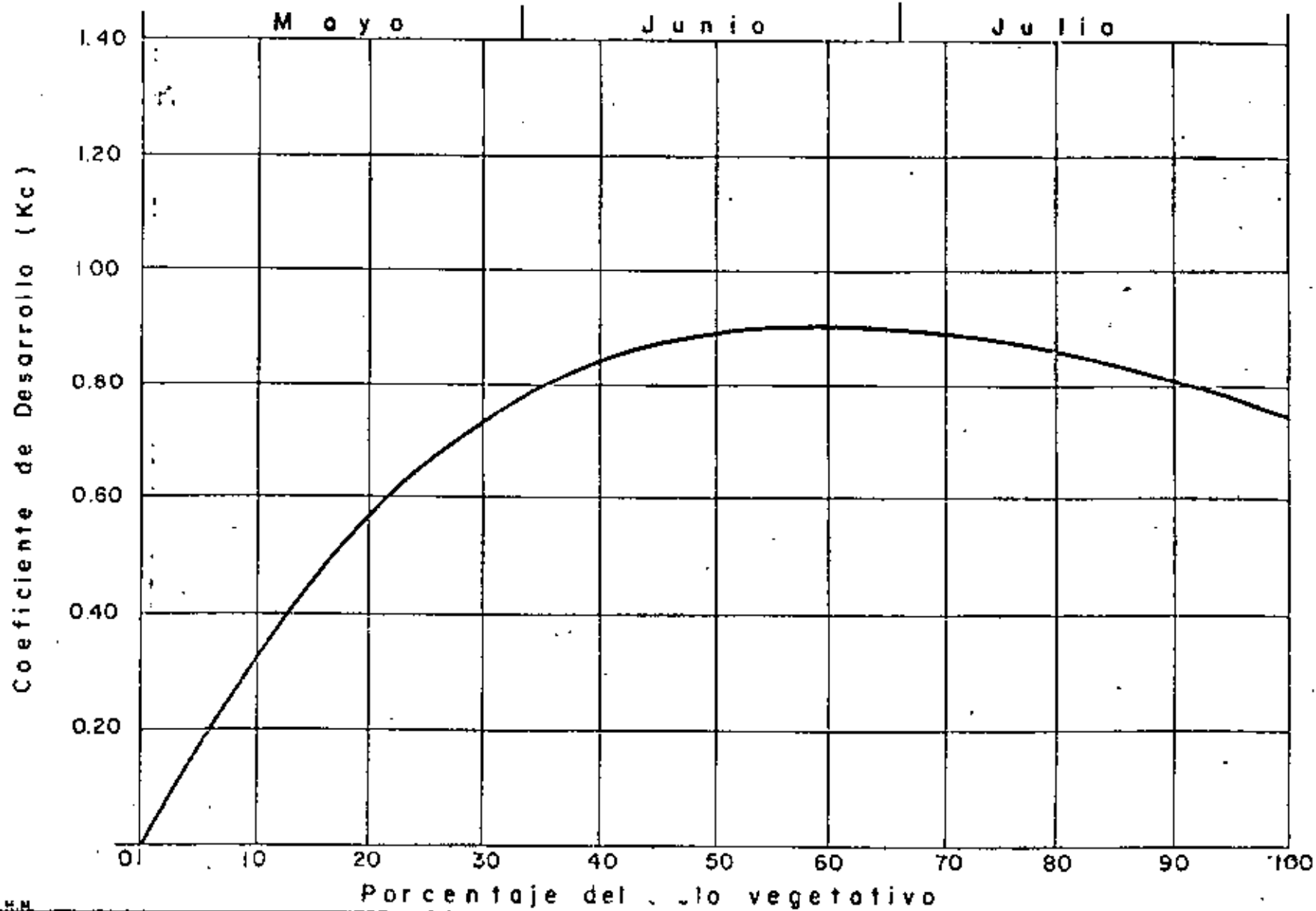


Cultivo: AVENA

Ciclo vegetativo: 90 días

Estado: Nebraska

(68)

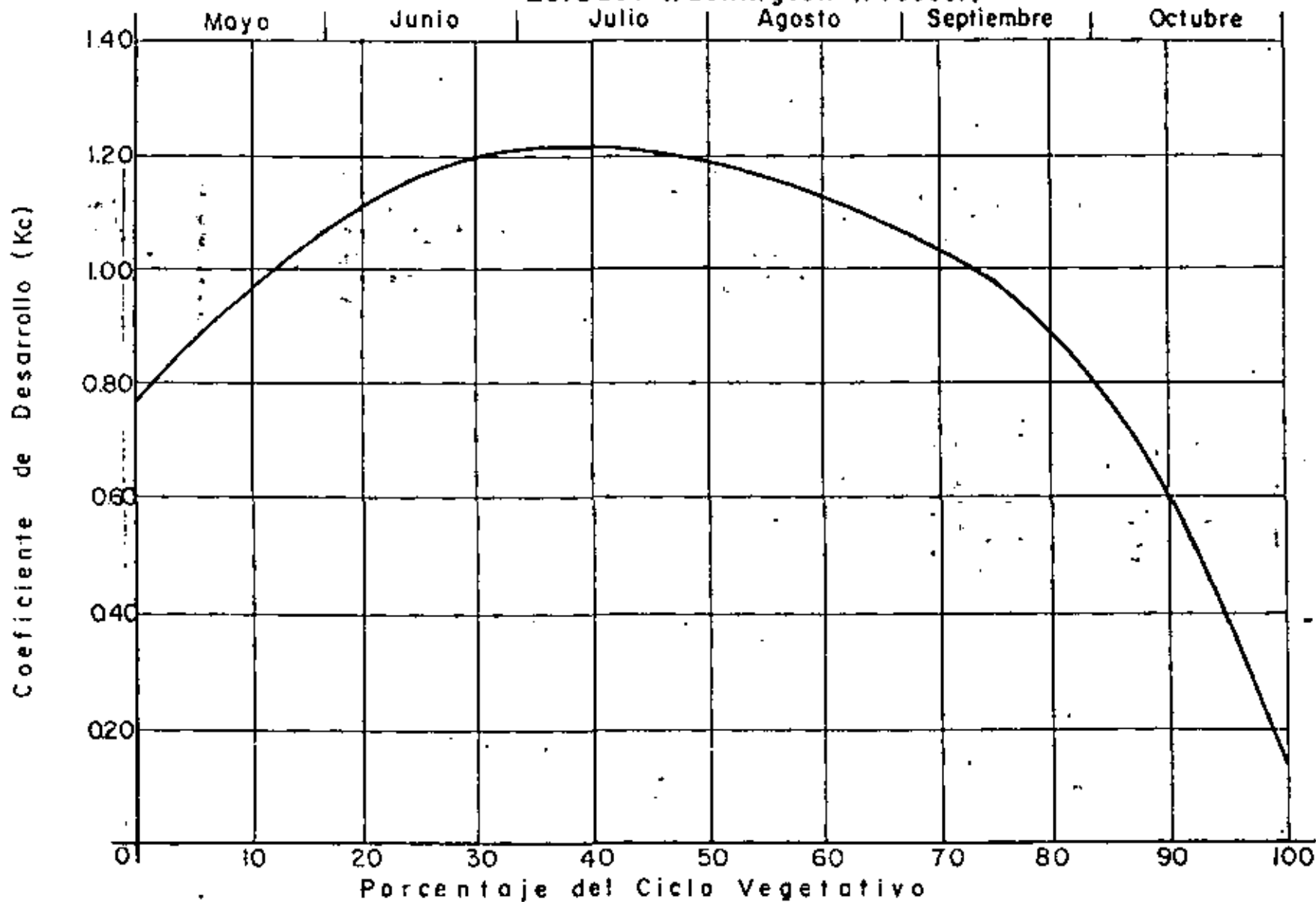


Cultivo: TREBOL

(69)

Ciclo vegetativo: 180 días

Estado: Washington (Presser)

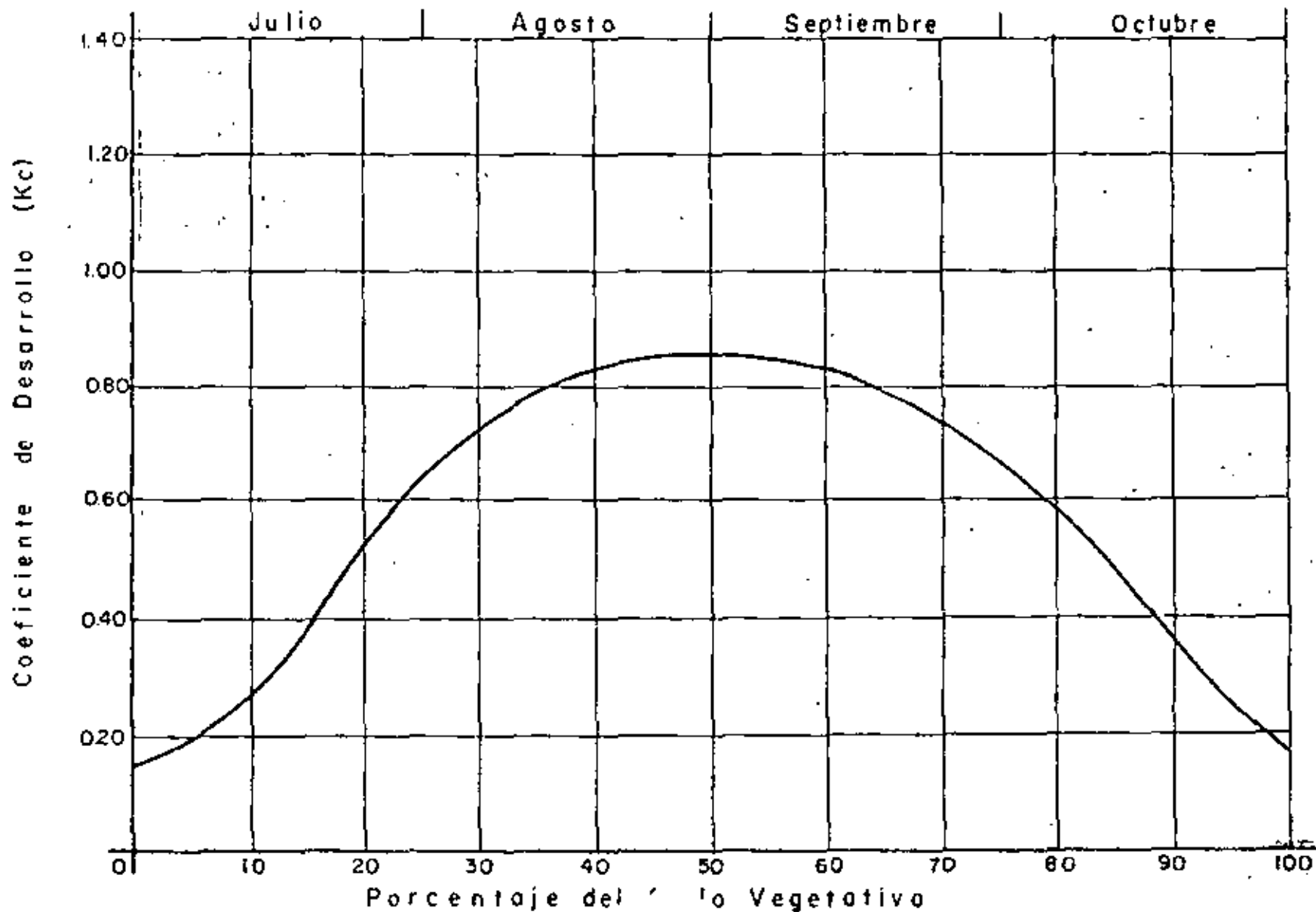


Cultivo: GUAR

Ciclo vegetativo: 120 días

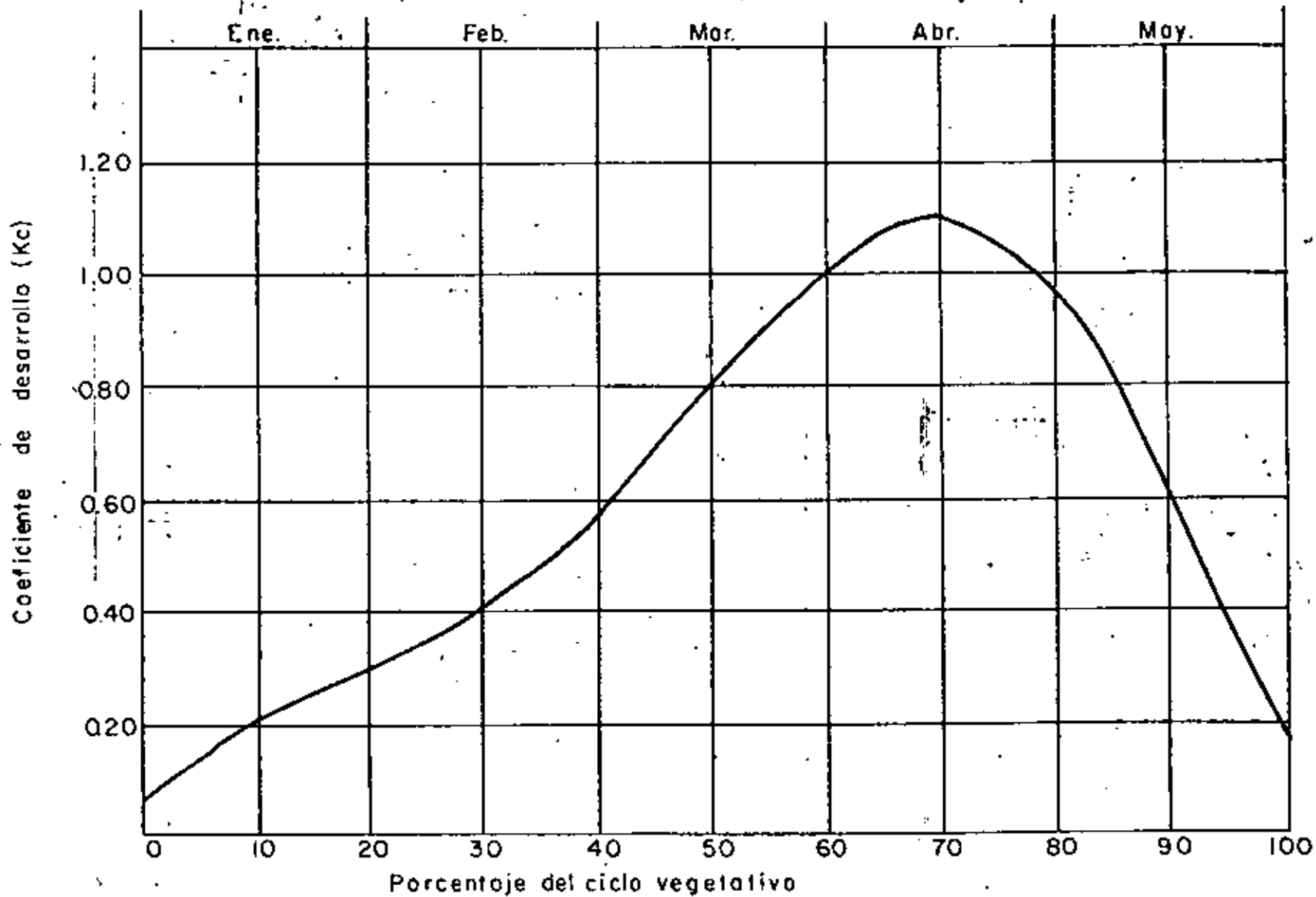
Estado: Arizona (Salt River Valley, Phoenix)

(70)



Cultivo: TRIGO  
Ciclo vegetativo: 150 días  
Estado: Arizona (Salt River Valley)

(71)

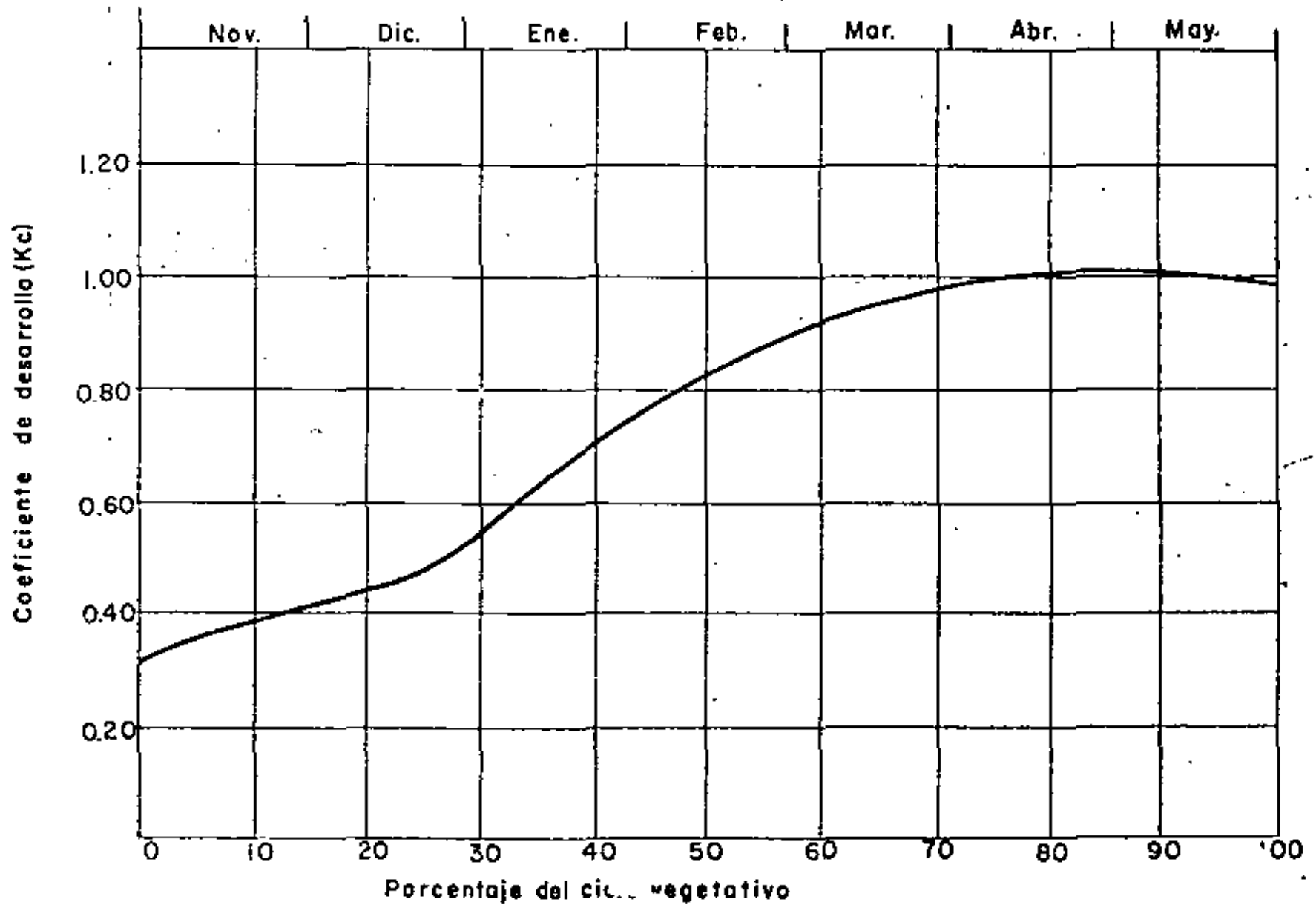


Cultivo: TRIGO

(72)

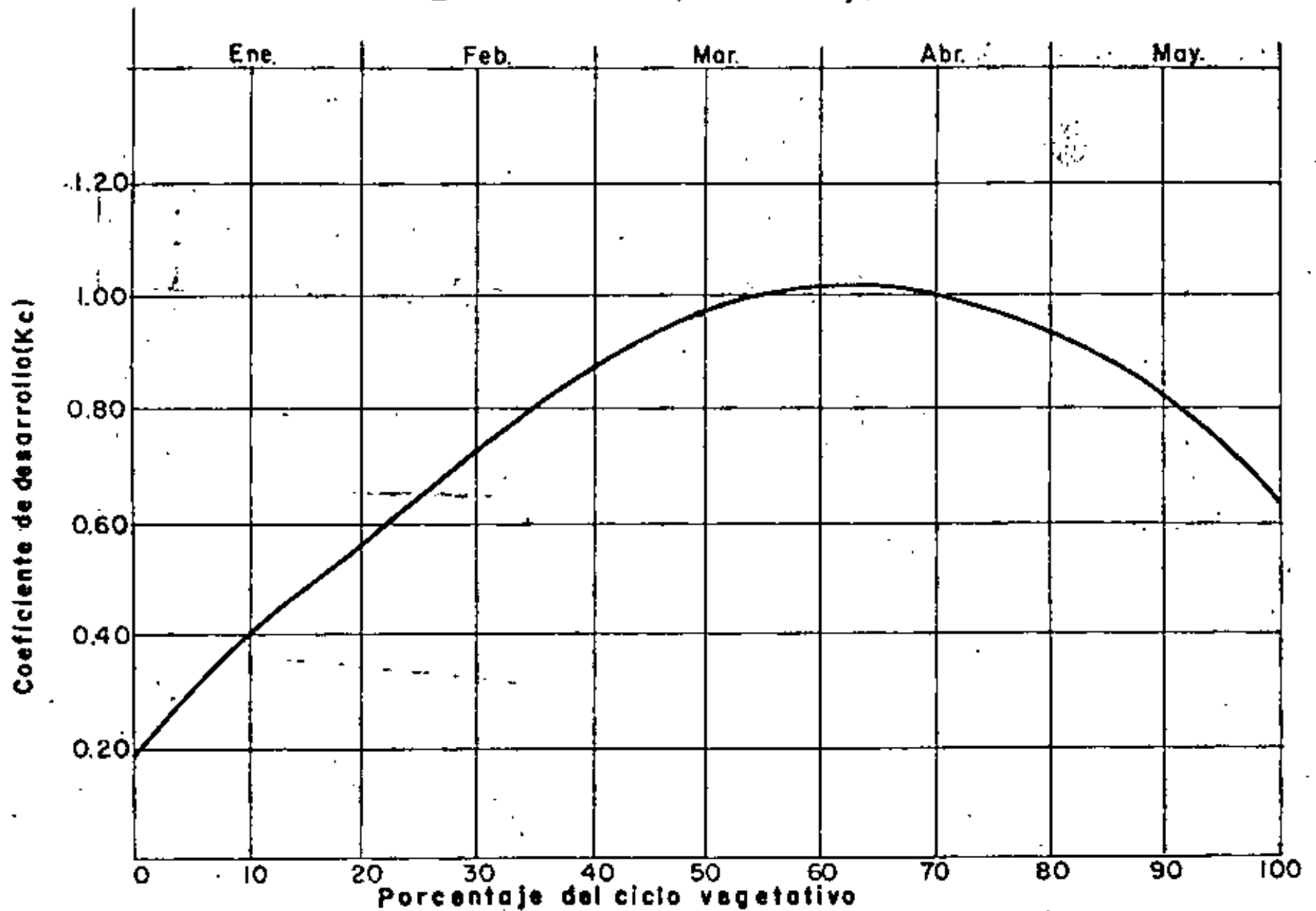
Ciclo vegetativo: 210 días.

Estado: Texas (Southwest Great Plains Field Station)



Cultivo: TRIGO  
Ciclo vegetativo: 150 días  
Estado: Kansos (Garden City)

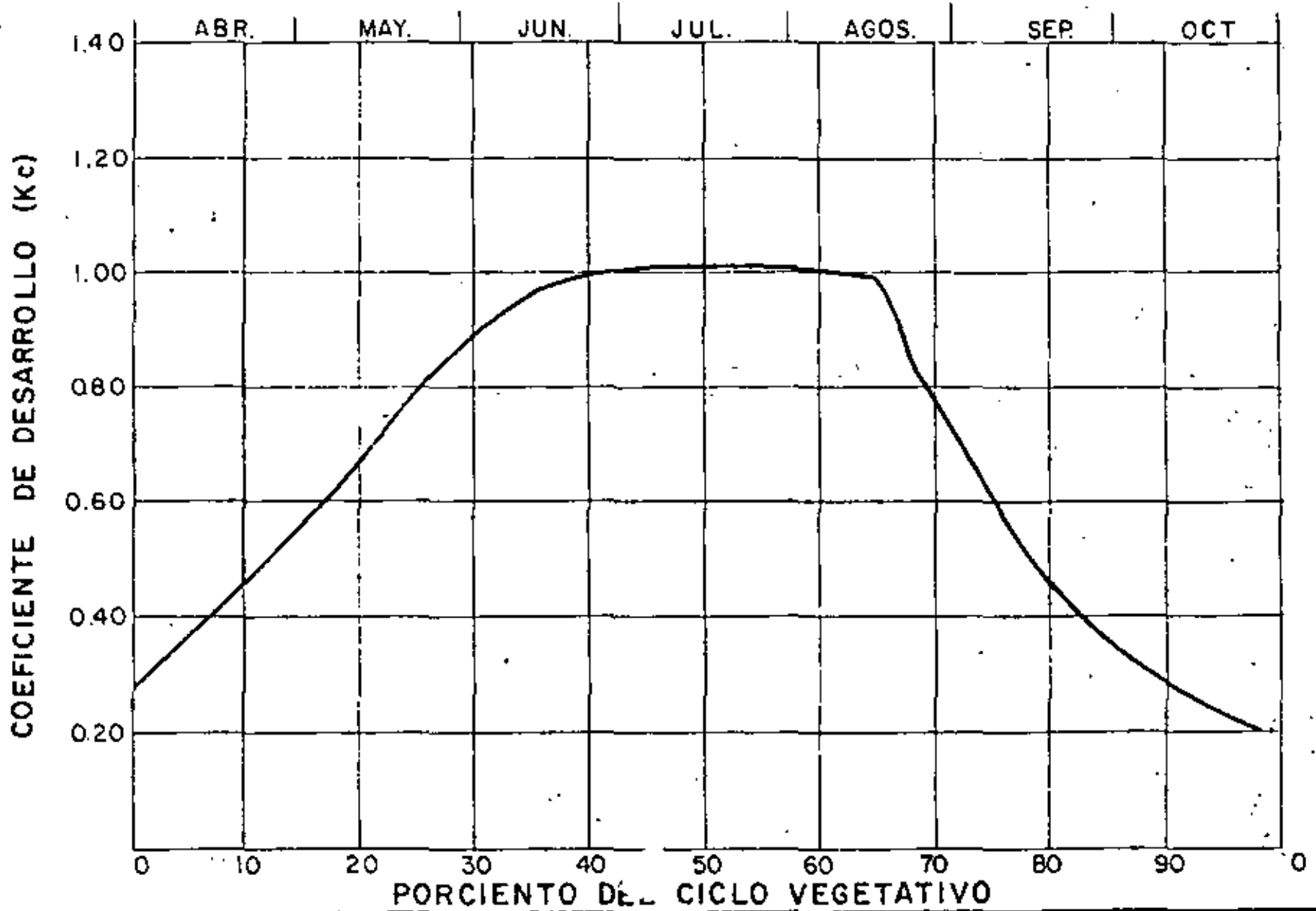
(73)





CULTIVO: BROMEGAS  
CICLO VEG: 210 días  
ESTADO: North Dakota (Deep River Development Farm)

(74)

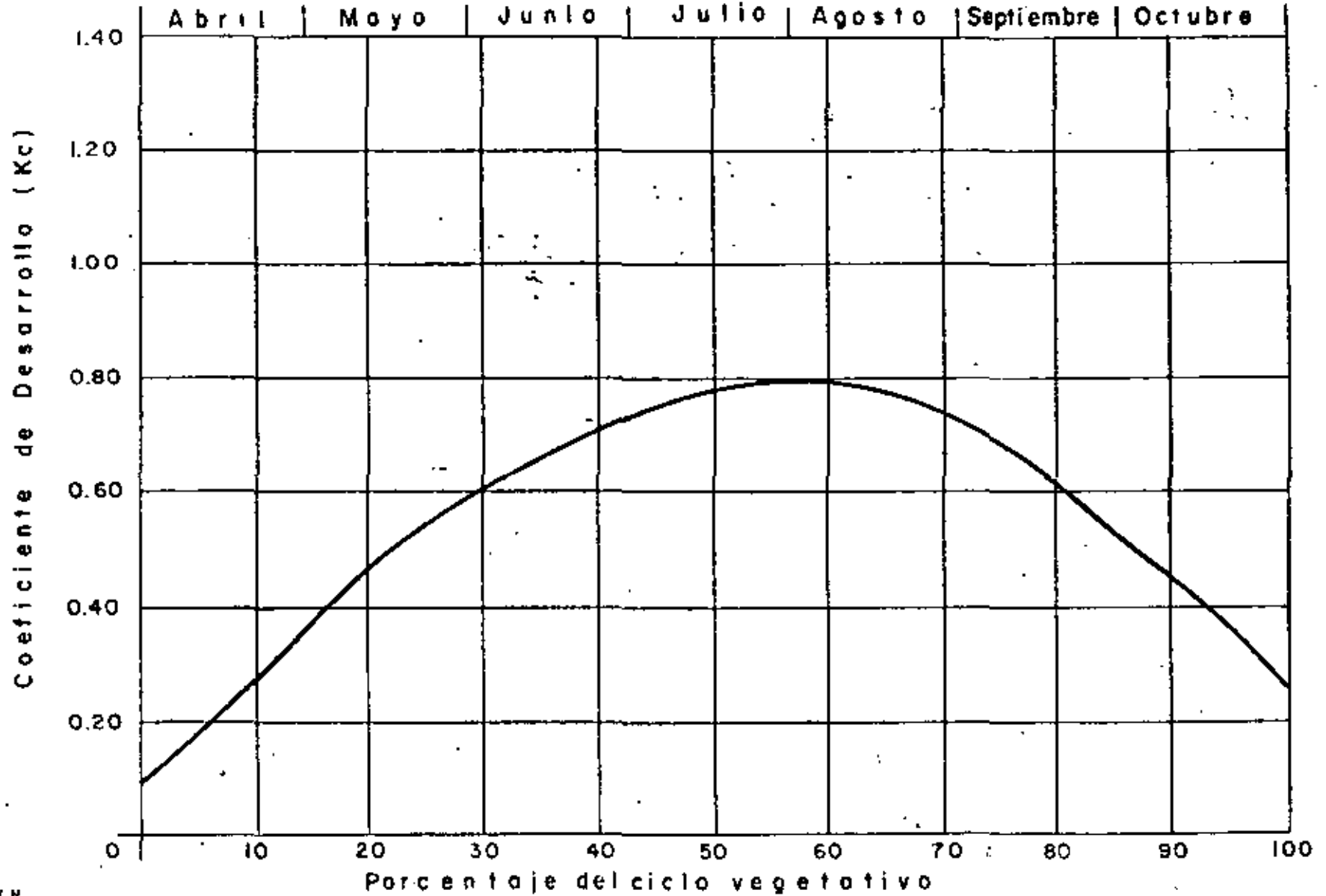


**Cultivo: LEGUMBRES**

(75)

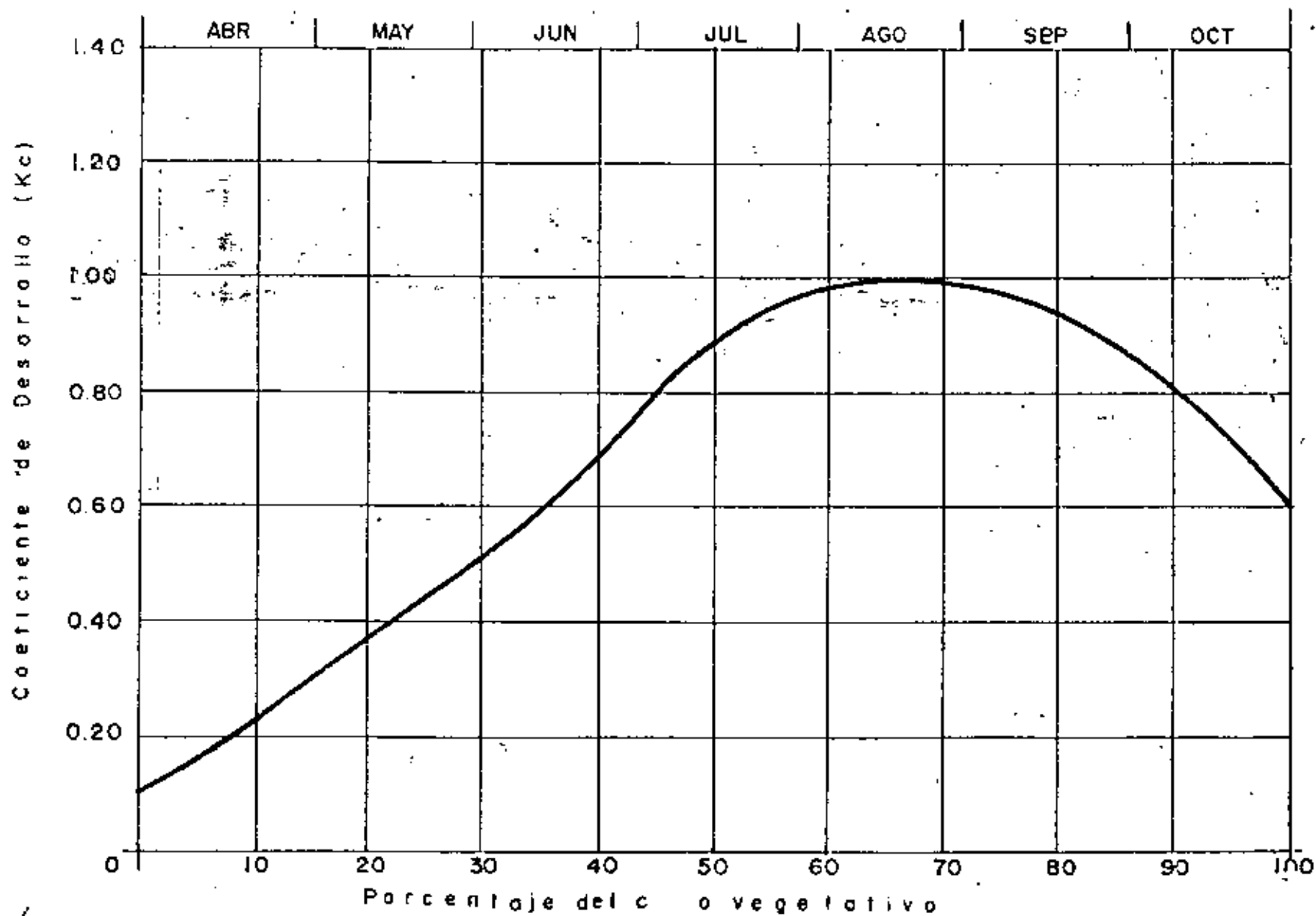
Ciclo vegetativo: 210 días

Estado: California (Delta)



CULTIVO: ALGODON  
CICLO VEGETATIVO: 210 días  
ESTADO: ARIZONA ( Salt River Valley, Phoenix)

(76)

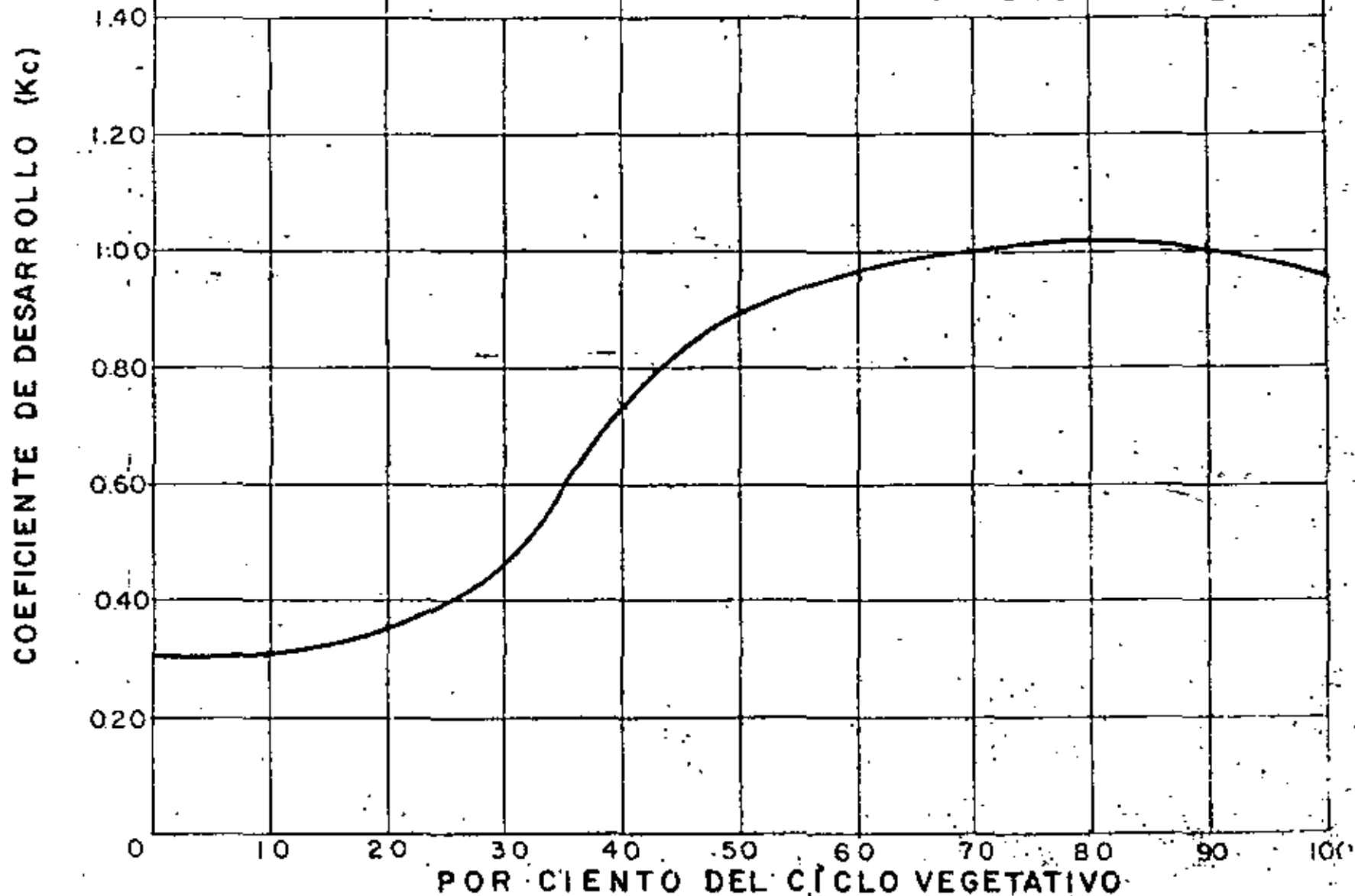


CULTIVO = ALGODON

(77)

CICLO VEGETATIVO = 150 DIAS  
ESTADO: CALIFORNIA (FIREBAUGH, SHAFTER, BAKERSFIELD)

M A Y O    J U N I O    J U L I O    A G O S T O    S E P T I E M B R E





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

**IV CURSO DE CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS  
DE ZONAS DE RIEGO**

**PRESAS DE DERIVACION**

**OCTUBRE, 1981.**

# SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS

SECRETARIO  
EDUARDO CHAVEZ R.

SUB-SECRETARIO  
ING. LUIS ECHEAGARAY BABLOT

OFICIAL MAYOR  
JOSE PEREZ MORENO

## IRRIGACION Y CONTROL DE RIOS

INGENIERO EN JEFE  
ING. AURELIO BENASSINI V.

# PRESAS DE DERIVACION



1955

## P R O L O G O

En este folleto se presenta una breve descripción de algunas de las principales presas de derivación construidas por la extinta Comisión Nacional de Irrigación y la Secretaría de Recursos Hidráulicos. Los resúmenes de cada una de estas presas fueron seleccionados entre todas las existentes, tratando de mostrar obras de varios tipos y características, usados bajo diferentes condiciones topográficas, geológicas y de disponibilidad de materiales. Asimismo se ha tratado de mostrar la evolución en el diseño de presas derivadoras, a través de 30 años de experiencia, hasta llegar a las presas de enrocamiento, cuyo diseño ha sido desarrollado por la Secretaría de Recursos Hidráulicos y es el resultado de la experiencia obtenida en las obras de este tipo construidas.

Para los fines de esta publicación, los planos estructurales detallados de las presas, han sido substituídos por planes funcionales muy simplificados.

Los diferentes estudios previos e investigaciones que deben realizarse para elaborar el proyecto de una presa derivadora, así como los procedimientos de construcción seguidos para realizar la obra tienen muchos aspectos interesantes, sin embargo, en este resumen no ha sido posible incluirlos todos, limitándonos solamente a hacer una breve descripción de los diseños estructurales y a describir muy brevemente los procedimientos seguidos para la construcción, incluyendo también una reseña de los costos y los beneficios directos aportados por cada presa.

México, D.F., Agosto de 1955.

## I N D I C E

## PRESAS DE DERIVACION

Marcos, S.C.....	1
San Pedro, Chih.....	8
El Sufragio, Sin.....	13
Cahuinehua, Sin.....	18
Culiacán, Sin.....	22
San Lorenzo, Sin.....	27
Pabellón, Ags.....	32
Jocoqui, Ags.....	34
Las Pilas, Oax.....	37



## PRESA DERIVADORA MORELOS

### DISERITO DE RIEGO DEL RIO COLORADO, B.C. SON.

La presa derivadora Morelos está situada sobre el río Colorado en el tramo limítrofe entre México y los Estados Unidos, a 1.5 Km al Sur de la línea internacional y cerca del poblado de Los Algodones, a unos 70 Km al Este de la ciudad de Mexicali, en el municipio del mismo nombre del Estado de Baja California. Situación

La presa derivadora Morelos tiene por objeto derivar las aguas del río Colorado, que le corresponden a México de acuerdo con el Tratado Internacional de Aguas celebrado en 1944, hacia los valles de Mexicali, B.C. y San Luis, Son., para riego de una superficie de 200 000 hectáreas. Objeto

En la primera decena del presente siglo se inició en los Estados Unidos la derivación de aguas del río Colorado para riego de terrenos del valle Imperial, en California. Antecedentes

Debido a la escasez de medios y al desconocimiento de una técnica adecuada, no fué posible construir entonces un canal de gravedad que corriera exclusivamente por territorio americano. En consecuencia, el gobierno americano obtuvo del gobierno mexicano una concesión para pasar a través del valle de Mexicali, en territorio de nuestro país, aguas derivadas del río Colorado en los Estados Unidos, utilizando el canal del Alamo, que las conducía al valle Imperial. En esta concesión se estipulaba que hasta un 50% de las aguas que pasaran por este canal se utilizaran en riego de tierras mexicanas. Gracias a la construcción del canal del Alamo a través de nuestro territorio, pudieron desarrollarse el valle Imperial en los Estados Unidos y el de Mexicali en México.

En el año de 1930 se inició en los Estados Unidos la construcción de la presa Hoover, con capacidad de 37 622 millones de m<sup>3</sup>, para controlar el régimen del río Colorado. Esta obra fué terminada en 1935.

Para evitar que las aguas destinadas al riego del valle Imperial pasaran por México y estuvieran sujetas a la concesión que permitía a nuestro país aprovechar la mitad del gasto que conducía el canal del Alamo, el gobierno americano inició el mismo año de 1935 la construcción del canal Todo Americano, que se inicia en la presa derivadora Imperial y atraviesa el desierto de dunas arenosas de Yuma, quedando alojado totalmente en territorio americano. Este canal fué puesto en servicio en 1942 y a partir de ese año el gobierno americano dejó de construir el barrage que anualmente construía en el río para asegurar la derivación al canal del Alamo, y en pocos años el río modificó su cauce en tal forma que ya no fué posible hacer la derivación. El agua destinada a México se derivaba por el canal Todo Ameri

5

caso dejándola pasar al canal del Alamo a través de la caída Pilot - Knob, teniendo que pagar nuestro país una renta anual por el uso del canal primero mencionado. Para esas fechas ya se regaban en el valle de Mexicali unas 100 000 Ha.

La construcción de la presa Hoover y del canal Todo Americano - indicaron que de no llegar a un acuerdo con los Estados Unidos, México quedaba sujeto a cultivar solamente aquellas tierras que pudieran ser regadas con los sobrantes del río Colorado que entraron al país - por su propio cauce, ya que al desarrollarse todas las tierras del valle Imperial no había la posibilidad de que se abastecieran las tierras del valle de Mexicali en la forma descrita.

Esta situación incierta y otras circunstancias especiales hicieron ver la necesidad de llegar a un arreglo con los Estados Unidos para el uso de las aguas del río Colorado. El Tratado Internacional de Aguas que se celebró el 3 de Febrero de 1944, dejó claramente definida la situación de México en el problema del aprovechamiento de las aguas del río Colorado en riego de terrenos del valle de Mexicali.

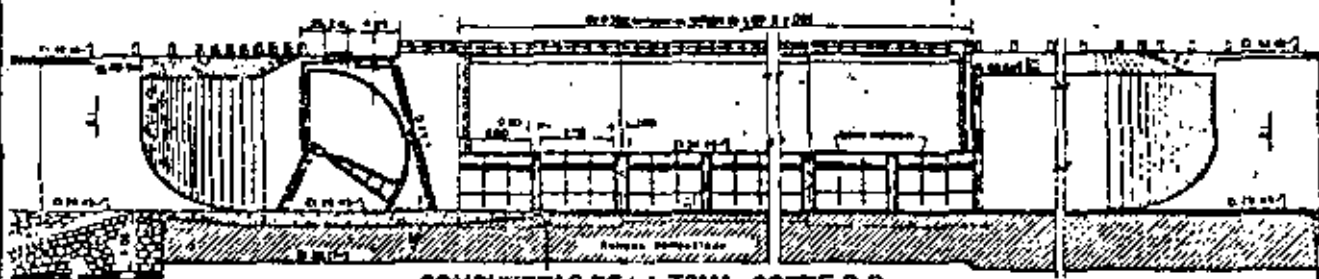
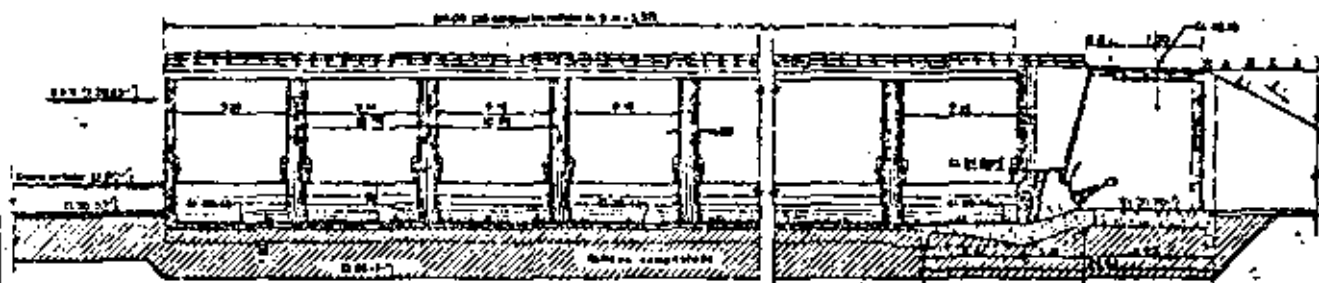
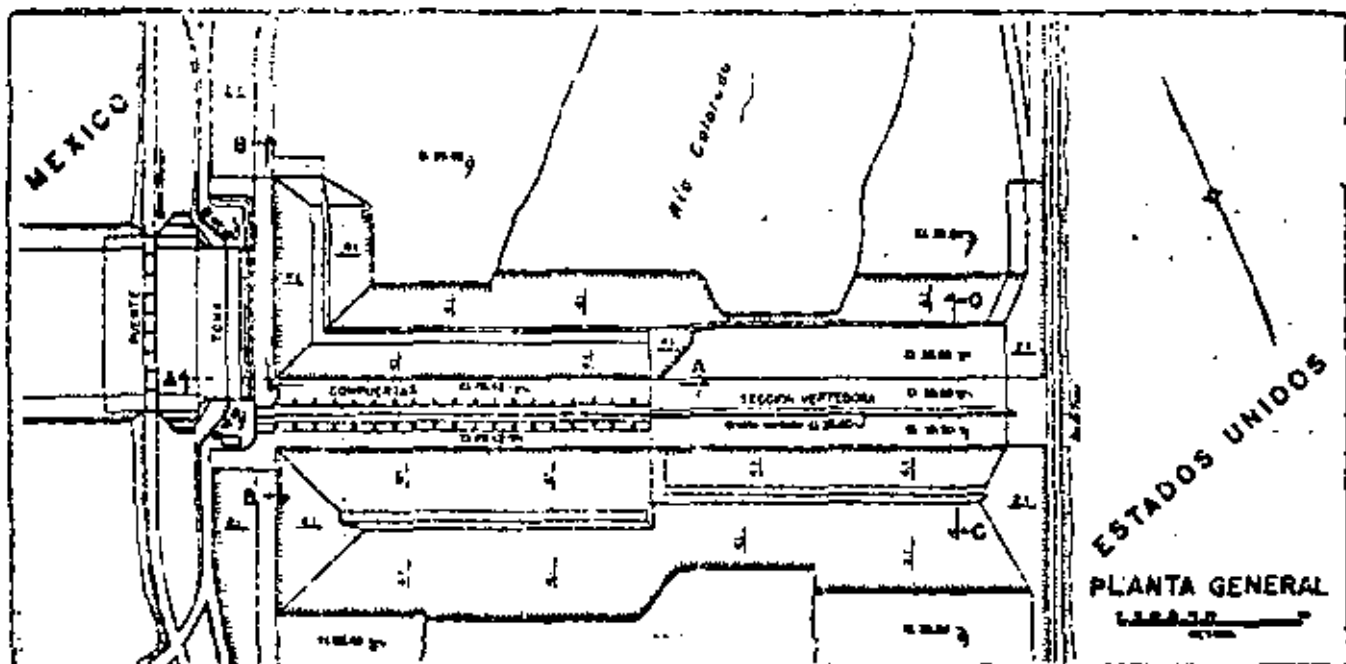
Tratado Internacional de Aguas

El Artículo 10º del Tratado indica que de las aguas del río Colorado, cualesquiera que sea su fuente, se asigna a México un volumen garantizado de 1 850 234 000 m<sup>3</sup> anuales, susceptible de aumentarse -- hasta 2 096 931 000 m<sup>3</sup> cuando existan sobrantes después de abastecer los consumos de los Estados Unidos y el volumen garantizado anualmente a México. El volumen asignado a México le permitirá beneficiar -- con riego a la mayor parte de los terrenos disponibles en los valles de Mexicali, B.C. y San Luis, Son.

El Artículo 12º del Tratado de referencia establece que México construirá a sus expensas, en un plazo de 5 años contados a partir de la fecha en que entre en vigor el Tratado, una estructura principal - de derivación ubicada aguas abajo del punto en que la parte más al -- Norte de la línea divisoria internacional terrestre encuentra al río Colorado. Asimismo, se indica que en caso de que la presa se localice en el trazo limítrofe del río, su ubicación, proyecto y construcción se sujetarán a la aprobación de la Comisión Internacional de Límites. Una vez construida la estructura, la propia Comisión la operará y mantendrá a expensas de México.

El sitio seleccionado para la construcción de la presa derivadora fué el de Algodones, situado en el trazo limítrofe del río y a 1.5 Km aguas abajo de la línea internacional, quedando por lo tanto sujetos el proyecto y construcción de la estructura a la aprobación de la Comisión Internacional de Límites.

Los gobiernos de México y de los Estados Unidos, representados el primero por la Sección Mexicana de la Comisión Internacional de Límites, asesorada por la Secretaría de Recursos Hidráulicos, y el segundo por la Sección Americana de la propia Comisión, asesorada por el Bureau of Reclamation, conjuntamente estudiaron el sitio y los di-



**DATOS DEL PROYECTO**

El ancho de la presa derivadora	30 00 m
El ancho de la presa de control	461 30 m
Longitud total	4900 00 m
Carga máxima permitida sobre el río	7 15 m
El ancho de la planta de la presa	30 70 m
El ancho del muro del agua en la presa	32 20 m
Coeficiente de fricción	0 25
Coeficiente de fricción en la compuerta	0 20
Coeficiente de fricción en el vertedero	0 20

DISTRITO DE RIEGO DEL RIO COLORADO, E.C.  
PRESA DERIVADORA MORELOS

seños para la ejecución de la obra, hasta llegar a dejar perfectamente definidos cada uno de los aspectos constructivos.

El gobierno mexicano encomendó a la Secretaría de Recursos Hidráulicos la construcción de la obra que fué ejecutada a contrato por la compañía Morrison Knudsen de Sonora, S.A., dentro del plazo estipulado, inaugurándose el día 23 de Septiembre de 1950.

La presa derivadora Morelos es de tipo flotante y ocupa el cauce del río, de unos 400 m de anchura, entre los bordos Ockerson, por el lado mexicano, y Yuza, por el lado de Estados Unidos. Consiste esencialmente en: a) Una sección de compuertas de 214.08 m de longitud, que cubre el lado derecho del cauce; b) Un trazo vertedor de cresta fija de 181.30 m de longitud que cierra el lado izquierdo; y c) La obra de toma, situada en la margen izquierda, donde se inicia el Canal Mexicano, que conecta la estructura con el antiguo canal del Alamo. Como complemento se construyó sobre el Canal Mexicano, inmediatamente aguas abajo de la bocatoma, un puente carretero que establece la comunicación a lo largo del bordo Ockerson, o sea el bordo derecho del río Colorado.

Descripción general de la obra

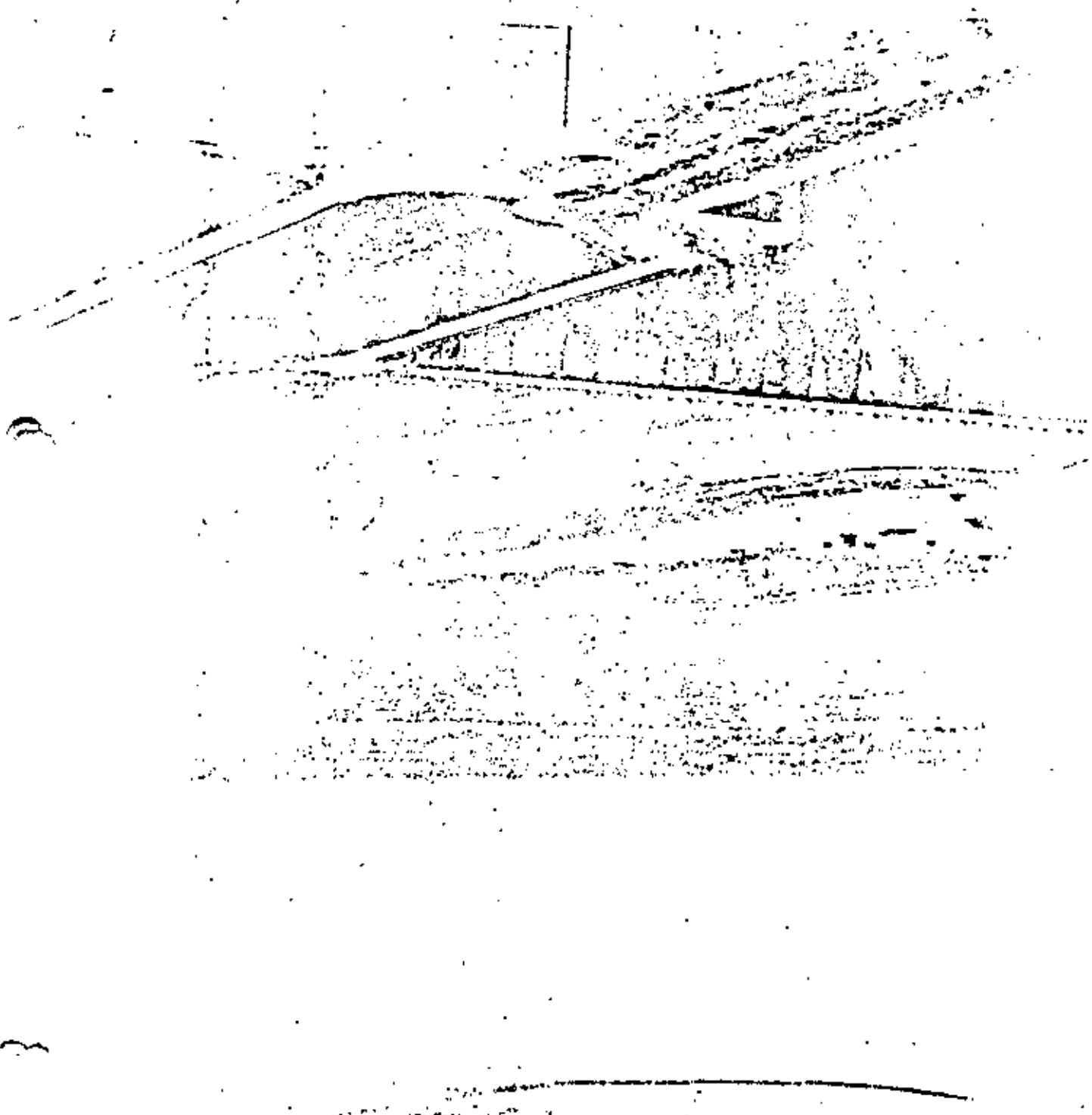
Una característica importante de la presa derivadora Morelos es la de que las diversas partes estructurales que la forman se construyeron como unidades independientes, llevando juntas de hule entre lo mo y loco, y juntas de contracción rellenas con material asfáltico entre las superficies de contacto.

La sección de compuertas tiene 214.08 m de longitud, cubre el lado derecho del cauce y consta de 20 compuertas radiales de 9.14 m de anchura por 3.37 m de altura y 7.30 m de radio, con su umbral a la elevación 29.43 m y alojadas en machones de concreto de 1.60 m de espesor y 12.21 m de altura, sobre los que descansa un puente de maniobras de 6.70 m de anchura con su rasante a la elevación 42.10 m. Las compuertas cerradas permiten derivaciones con el agua en el río hasta la elevación 32.80 m, que corresponde a la cresta vertedora fija que cierra el resto del cauce. Las compuertas abiertas dejan un claro libre hasta la elevación 40.54 m, para dar paso a las avenidas.

La plataforma de concreto que constituye la cimentación de los machones tiene 1.60 m de espesor y unos 40 m de anchura, y dentellones en ambos lados, estando protegida tanto aguas arriba como aguas abajo con ataguías metálicas y enrocamientos.

Toda la estructura se desplanta sobre una capa de material impermeable consolidado de unos 3 m de espesor, que se inicia en la elevación 25.17 m y queda confinada entre las ataguías metálicas.

El trazo vertedor, que cierra el lado izquierdo del cauce, tiene 181.30 m de longitud, la cresta se encuentra a la elevación 32.80 m y tiene 2.30 m de altura, estando construido de concreto y ligado a delanteles del mismo material con dentellones en sus extremos y prote



3

8

gidos por ataguías metálicas y enrocamientos, tanto aguas arriba como aguas abajo. Los delantales tienen unos 15 m de longitud y están a la elevación 30.50 m; los enrocamientos tienen, aguas arriba, unos 30 m de longitud y 1.20 m de espesor y aguas abajo unos 26 m de longitud con espesor de 1.80 m. La estructura está desplantada sobre una capa de material impermeable consolidado de unos 3 m de espesor, confinada entre las ataguías metálicas y que se inicia en la elevación 26.74 m.

La presa se diseñó para dar paso a una avenida máxima de -- 10 000 m<sup>3</sup>/s.

La bocatoma de la margen derecha, por donde se extraerá el agua derivada, está limitada lateralmente por muro de retención y consta de 12 compuertas radiales de 6.00 m de anchura por 2.00 m de altura y 2.80 m de radio, con su umbral a la elevación 30.70 m y alojadas en pilas de concreto de 10.84 m de altura que soportan un puente de maniobras y un puente carretero, respectivamente de 2.00 y 7.00 m de anchura, con su rasante a la elevación 42.10 m. La bocatoma está provista en su extremo de aguas arriba de una pantalla de concreto para formar orificio.

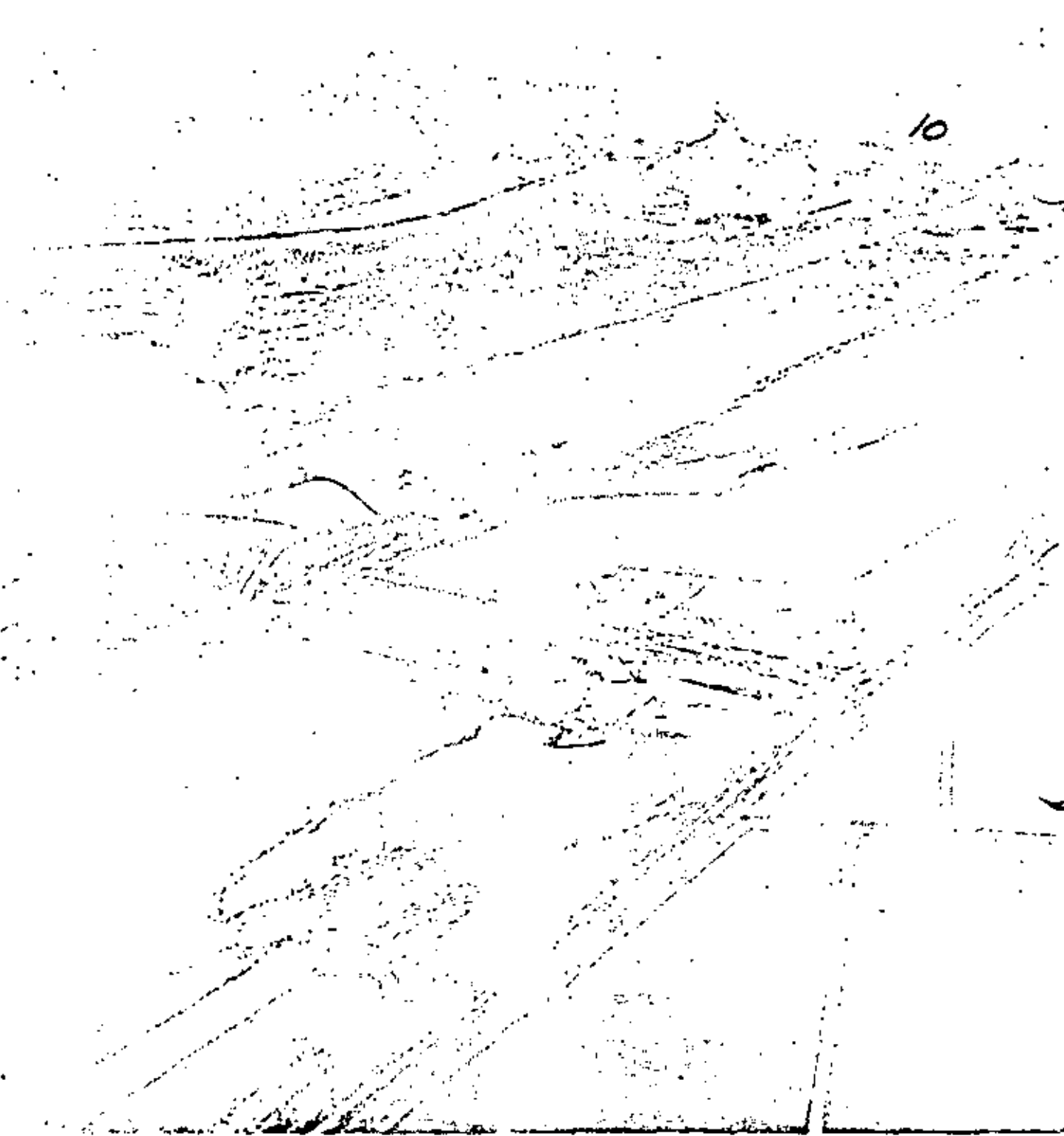
La estructura está cimentada sobre una plataforma de concreto de 25 m de anchura, que se prolonga hacia aguas abajo por medio de un delantal de unos 25 m de longitud, con dentellones tanto aguas arriba como aguas abajo y protegida con ataguías metálicas y enrocamientos. La estructura está desplantada sobre una capa de material impermeable consolidado de espesor variable de 3.56 a 4.53 m, de acuerdo con los espesores de la losa de cimentación, y confinada entre las ataguías metálicas de los dentellones de aguas arriba y aguas abajo, iniciándose a la elevación 25.17 m.

Esta estructura tiene capacidad para un gasto de 228 m<sup>3</sup>/s.

Como complemento de las obras se construyó sobre el Canal Mexicano, inmediatamente aguas abajo de la bocatoma, el puente carretero que establece la comunicación a lo largo del bardo Ockerson, en la -- margen derecha del río Colorado, que tiene 9 claros ( 7 de 10.77 y 2 de 10.52 m) con una longitud total de 96.43 m y una anchura de 7.00 m, quedando su rasante a la elevación 40.08 m. La subestructura está constituida por pilas y estribos de concreto y la superestructura es de viguetas de acero sobre las que descansa una losa de concreto. Las pilas tienen 10.95 m de altura y se apoyan en zapatas de 6.50 x 10.00 m, desplantadas sobre una capa de material impermeable consolidado de 2.00 m de espesor colocada a todo lo ancho de las zapatas, sobresaliendo 2.00 m fuera del contorno determinado por éstas.

La obra comprende asimismo una excavación para ampliar el cauce del río, tanto aguas arriba como aguas abajo de la presa y en ambas -- márgenes.

En ambas márgenes del río así como aguas arriba y aguas abajo -- de las estructuras se colocaron enrocamientos de protección.



AREA DERIVADORA MORELOS. Trabajos dentro de la ataguía de la margen izquierda.  
Febrero de 1950.

5.  
//

De acuerdo con el resultado de una convocatoria pública la Secretaría de Recursos Hidráulicos otorgó a la compañía Morrison-Knudsen de Sonora, S.A. el contrato para la construcción de la presa derivada en Morelos, llevándose la dirección y supervisión de los trabajos por medio de una Residencia. Ejecución -  
de la obra

Las obras de la presa Morelos se iniciaron el 3 de Septiembre de 1948 y se terminaron en Julio de 1950, antes del plazo fijado por el contrato respectivo, que fijaba como fecha de terminación el 14 de Agosto de 1950.

El programa de trabajo para construcción de la obra se dividió en dos etapas:

Primera Etapa. - Mediante la construcción en el lado mexicano de una ataguía de tierra y roca, que entraba al río hasta desviar las aguas por un canal de unos 130 m de anchura, junto a la margen americana, se aisló un recinto para la construcción de 12 unidades de la estructura de compuertas del río, la bocatoma y el puente sobre el Canal Mexicano, con sus correspondientes enrocamientos.

Segunda Etapa. - Se construyó una ataguía en la siguiente forma: la ranura paralela al eje del río estaba formada por 10 ataguías celulares metálicas y las ramas de aguas arriba y aguas abajo, para unir la ataguía celular con la margen americana del río, era de tierra. La rama de ataguías celulares se construyó al terminar la Primera Etapa, antes de remover la ataguía de tierra de ésta; y las dos ramas de ataguías de tierra se construyeron después de remover la mencionada ataguía de la Primera Etapa.

Al ser terminada la ataguía de la Segunda Etapa el río corría por la margen mexicana, pasando a través de la parte de la presa ya construida y limitó un nuevo recinto que permitió construir el resto de la estructura de compuertas del río y el muro vertedor.

Las excavaciones ejecutadas, necesarias para la construcción de las distintas estructuras de la presa y para el ensuciamiento del río se dividieron en tres partes:

1) Excavaciones en la zona de las estructuras de concreto. Con excepción de los primeros cortes que se hicieron en los bancos primitivos del río, todo el resto de la excavación necesaria, tanto para la cimentación de las estructuras como para alojar los enrocamientos de aguas arriba y aguas abajo de las mismas, se ejecutó ya dentro del recinto de las ataguías. Estas excavaciones dentro de las ataguías se ejecutaron eliminando el agua.

2) Excavaciones en los accesos de las estructuras y para alojar los enrocamientos de protección de los bordos Ockerson y Yuma. Las excavaciones en los taludes y al pie de éstos, para la colocación de los enrocamientos, se hicieron en seco, eliminando el agua; el resto de la excavación en los accesos se hizo dentro de el agua.





PRESA DERIVADORA MORELOS. Vista general. 15 de Septiembre de 1950

3) Excavación del Canal Mexicano, desde el final del enrocamiento de aguas abajo de la toma, hasta conectar con el canal del Alamo. Estas excavaciones se hicieron dentro del agua, auxiliándose con bombos superficial para abatir en parte el nivel de élla.

Teniendo en cuenta la experiencia obtenida en la presa Imperial y considerando que el material que se encontró en las excavaciones de la presa Morelos, limo y arena, era semejante al encontrado en la cimentación de aquélla, se decidió usar el mismo sistema de bombeo, ligado de puntos de succión (Well-points), que dió magníficos resultados.

Durante el período de mayor actividad se llegaron a tener dentro del recinto de la ataguía 3 700 puntos de succión y 38 equipos de bombeo, o sea, un promedio de 97 puntos por equipo. El gasto máximo bombeado en esta época llegó a ser de 1.100 m<sup>3</sup>/s, dato que se obtuvo aforando en las descargas de las bombas. Fuera de la ataguía se llegaron a tener 1 000 puntos de succión y 10 equipos de bombeo, o sea, un promedio de 100 puntos por equipo. Se extrajo un gasto máximo de 6.300 m<sup>3</sup>/s.

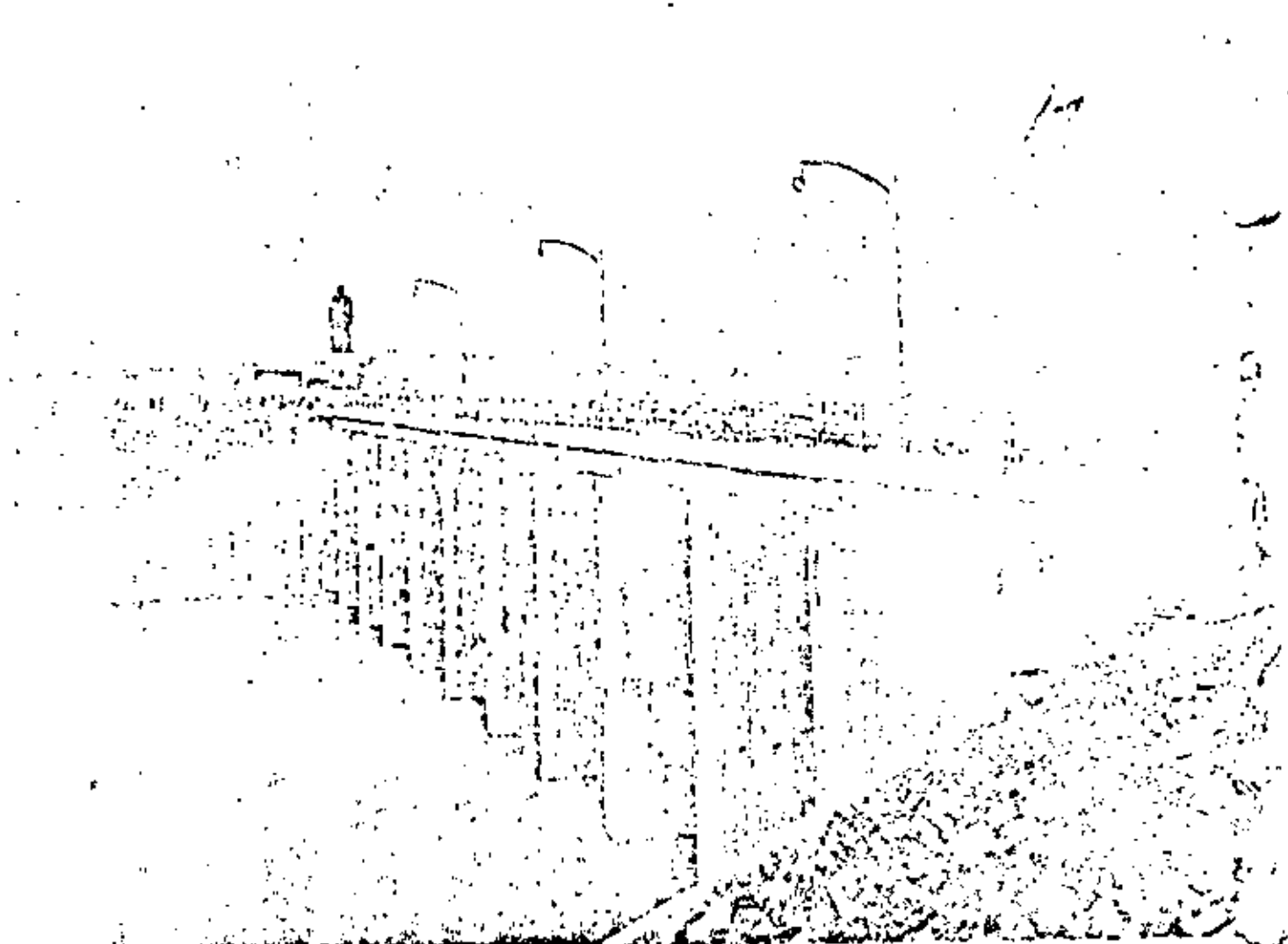
Después de seguir el proceso de bombeo seguido en la presa Morelos, no es aventurado asegurar que, de no haberse contado con el sistema de bombeo de puntos de succión, no se hubiera podido llegar a hacer el desagüe del sitio y, por lo tanto, hubiera sido imposible construir la obra. El éxito se debió especialmente a que el material encontrado en el sitio era limo y arena fina, ya que la presencia de grava o capas gruesas de arcilla hubieran hecho inadecuado el procedimiento.

En virtud de la naturaleza del material encontrado en el sitio al hacer las excavaciones, se juzgó conveniente substituirlo por material impermeable consolidado sobre el que se desplantaron las estructuras en la forma descrita antes.

Los enrocamientos se colocaron en capas de espesores considerables, tanto aguas arriba como aguas abajo de la presa y en los bordos Ockerson y Yuma, variando desde 5.03 m hasta 1.83 m, aun cuando en el Canal Mexicano únicamente fueron de 1 m de espesor. En todos los enrocamientos colocados en taludes se dejó una capa de material de reza de 0.60 m de espesor entre la roca y el terreno natural, para evitar el arrastre del material de éste. Los enrocamientos se colocaron a volteo, con excepción del correspondiente al Canal Mexicano, que es semi-acostado. Los taludes de roca se afinaron con draga de arrastre.

La fabricación del concreto fué motivo de muy diversos estudios y de una cuidadosa inspección.

Para la construcción de la presa derivadora Morelos fué necesario ejecutar las siguientes cantidades de trabajo, empleando los materiales que se citan:



PRESA DERIVADORA MORELOS. Salida de la obra de toma.

<u>Concepto</u>	<u>Cantidad</u>
1 - Excavación	1 640 014 m3
2 - Enrocamientos	216 931 m3
3 - Material compactado	54 894 m3
4 - Concreto	27 251 m3
5 - Ataguías metálicas	838 439 Kg
6 - Acero de refuerzo	1 741 063 Kg
7 - Juntas de hule	2 333 m
8 - Compuertas de la toma	65 991 Kg
9 - Compuertas del río	205 440 Kg
10 - Malacates de la toma	20 081 Kg
11 - Malacates del río	60 106 Kg

Los trabajos de construcción de la presa derivadora Morelos tuvieron un costo total de \$ 52 417 368.00, distribuidos en la siguiente forma: Costos

Parte de la Obra	Importe de los conceptos de trabajo	Importe de los materiales	T o t a l
1 Control del río	\$ 3 827 648.00		\$ 3 827 648.00
2 Accesos	7 314 468.00	\$ 2 228 095.00	9 542 563.00
3 Sección vertedora	5 494 993.00	3 742 635.00	9 237 628.00
4 Estructura del río	11 623 865.00	5 958 747.00	17 582 612.00
5 Bocatoma y canal	7 278 958.00	2 663 388.00	9 942 346.00
6 Bordo Ockerson, - desviación y puen- ta	1 207 811.00	1 076 760.00	2 284 571.00
<b>Total:</b>	<b>\$36 747 743.00</b>	<b>\$15 669 625.00</b>	<b>\$52 417 368.00</b>

La construcción de la presa derivadora Morelos y su conexión, - Beneficios  
por medio del Canal Mexicano y sus estructuras, con el antiguo y deficiente sistema de conducción y distribución, en proceso de adaptación y mejoramiento, ha permitido ampliar la superficie regada en el Distrito hasta unas 156 000 Ha, que en el futuro y una vez construido el sifón Sánchez Majorada para cruzar las aguas a la margen izquierda del río Colorado, en el Estado de Sonora, se ampliará hasta 200 000 Ha.

Es preciso dejar asentado que la prosperidad actual y futura de esta importante región está basada en el Tratado de Aguas Internacionales, celebrado entre México y los Estados Unidos, que señala los derechos de nuestro país al uso de las aguas del río Colorado, y que terminó con la incertidumbre que venía entorpeciendo el desarrollo agrícola de la región.

PRESA DERIVADORA DE SAN PEDRO

DISTRITO DE RIEGO DE DELICIAS, CHIE.

La presa derivadora de San Pedro está situada sobre el río del mismo nombre, afluente del río Conchos, a 1.5 Km aguas abajo de la presa de almacenamiento Francisco I. Madero (Las Vírgenes), y a unos 16 Km aguas arriba del puente del ferrocarril de México a Ciudad Juárez, en el municipio de Rosales del Estado de Chihuahua. Situación

La presa de San Pedro tiene por objeto derivar las aguas del río San Pedro, extraídas a la presa Francisco I. Madero (Las Vírgenes) junto con las aguas que descarga por la margen derecha al canal del Conchos, hacia ambas márgenes, para regar en la margen izquierda los terrenos que se extienden hasta el arroyo de Bachimba y en la margen derecha los terrenos inmediatos al río San Pedro. Objeto

El desarrollo del Distrito de Riego del Río Conchos se inició en 1927, cuando la ahora extinta Comisión Nacional de Irrigación intervino para aprovechar las aguas extraídas a la presa de la Boquilla para fines de generación, en riego de los terrenos agrícolas situados en la margen izquierda del río Conchos. Antecedentes

Las obras de riego se iniciaron con el aprovechamiento de las aguas del río Conchos, regularizadas en el sistema de presas Boquilla-Colina, construidas por la compañía Agrícola y de Fuerza Eléctrica del Río Conchos, para regar los terrenos situados al Sur del río San Pedro.

A continuación se iniciaron las obras para el aprovechamiento de las aguas del río San Pedro, en unión de las aguas sobrantes del río Conchos, para regar los terrenos situados al Norte de aquella corriente y que se extienden hasta el arroyo de Bachimba. Primeramente se construyó de 1936 a 1938, la presa derivadora de San Pedro y los primeros kilómetros del canal principal de la margen izquierda y posteriormente se construyó la presa de almacenamiento Francisco I. Madero (Las Vírgenes) prolongándose el canal principal hasta descargar en el arroyo de Bachimba.

Una vez terminadas las obras que comprende el Distrito de Riego de Delicias se regará una superficie total de 69 700 Ha.

El sitio de la derivación está constituido por una corriente ba- sáltica que cubre ambas laderas y el fondo del cauce. En esta forma- ción se desplantó la presa derivadora sin que el fracturamiento de la roca fuera un inconveniente, dada la reducida altura del muro vertedor. Característi- cas del sitio

El cauce del río está dividido en dos brazos, separados por un macizo rocoso de unos 85 m de anchura. El brazo izquierdo tiene unos 60 m de anchura y por su cauce pasaba prácticamente todo el escurri -

nimiento del río, ya que por el brazo derecho, que tiene unos 70 m de anchura y está situado 2 m más alto, únicamente pasaba agua en las grandes avenidas. Ambas laderas están formadas por promontorios rocosos de gran altura. En el fondo del cauce el lecho rocoso estaba cubierto por una capa de material de acarreo de 1.50 m de espesor.

El río San Pedro tiene un carácter eminentemente torrencial, con gastos de estiaje menores de 1 m<sup>3</sup>/s y gastos máximos de gran intensidad que ocurren en los meses de Julio a Septiembre.

Avenidas del río San Pedro

Aunque no se disponía de un amplio período de datos, se contó con las observaciones recabadas en 1932, año en que ocurrió una avenida de magnitud extraordinaria con gasto máximo de 4 000 m<sup>3</sup>/s, estimándose que fue semejante a las otras avenidas extraordinarias de que se tiene noticia, ocurridas en 1882 y 1904. Esta última destruyó el puente del ferrocarril de la línea México-Ciudad Juárez.

Aunque hay la probabilidad de que ocurran avenidas mayores que la ocurrida en 1932, de 4 000 m<sup>3</sup>/s, esta fue la cifra que se adoptó para el diseño de la presa derivadora, teniéndose en cuenta que el efecto regulador del vaso de la presa Francisco I. Madero reducirá el gasto máximo de cualesquiera avenida a un gasto menor del adoptado.

Para fijar la altura de la cresta vertedora se hizo un cuidadoso estudio, ya que si se construía una presa baja tendría menor costo y se aumentaría la generación de energía en las caídas que se producen en la descarga del canal principal en el río San Pedro y en la presa Francisco I. Madero y, por otra parte, a mayor altura de la presa se dominaría mayor extensión de tierras y debido a la topografía especial de la región se obtendría una localización más económica del canal principal.

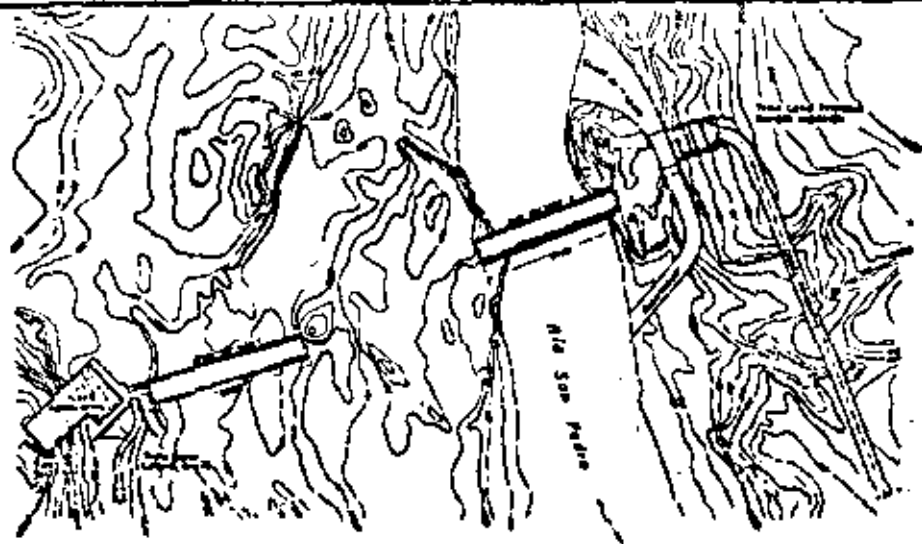
Altura de la cresta vertedora

Se estudiaron los factores citados y sus relaciones entre sí: a) Costo de la presa a diferentes alturas, b) Costo de las terracerías del canal principal, c) Créditos obtenidos por producción de energía eléctrica y d) Superficies beneficiadas por el riego.

Del estudio y combinación de estos factores se llegó a la conclusión de que la cresta vertedora a la elevación 1191.00 m era la más económica.

Para seleccionar el tipo de presa más económico se estudiaron alternativas para una presa hueca de concreto, una de mampostería de piedra y otra de concreto ciclópeo, habiéndose elegido esta última. Sin embargo, tomando en cuenta la calidad de la roca de que se podía disponer, así como su acarreo y colocación en la obra, se hizo un estudio comparativo entre el costo unitario del concreto ciclópeo y el de un concreto en masa que admitía en su mezcla grava hasta de 6", llegando a la conclusión de que el muro de concreto en masa era el más económico.

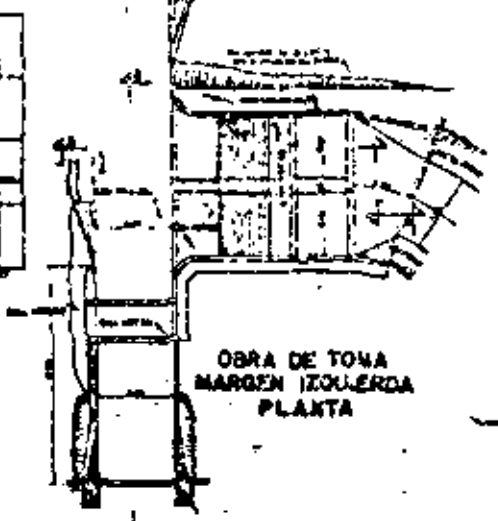
Tipo del vertedor



PLANTA GENERAL

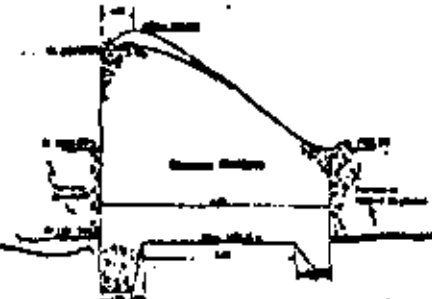


PERFIL DEL MURO VERTEDOR

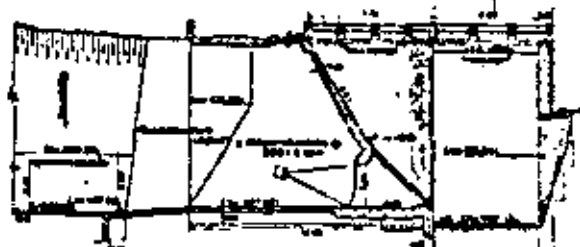


OBRA DE TOMA MARGEN IZQUIERDA PLANTA

DATOS DEL PROYECTO	
Extensi3n de la Obra	100.000 m <sup>2</sup>
Longitud de la Obra	100.000 m
Costo estimado de la Obra	1.000.000.000
Plazo de construcci3n de la Obra	1200 d <sup>as</sup>
Plazo de construcci3n de la Obra	1200 d <sup>as</sup>
Plazo de construcci3n de la Obra	1200 d <sup>as</sup>
Plazo de construcci3n de la Obra	1200 d <sup>as</sup>



SECCION DEL MURO VERTEDOR



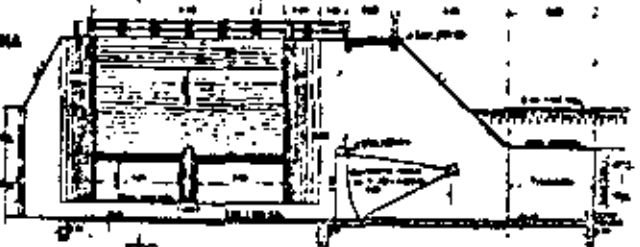
OBRA DE TOMA MARGEN IZQUIERDA CORTE A-A



OBRA DE TOMA MARGEN DERECHA PLANTA



OBRA DE TOMA MARGEN DERECHA CORTE B-B



OBRA DE TOMA MARGEN IZQUIERDA CORTE B-B



OBRA DE TOMA MARGEN DERECHA CORTE C-C



CORTE C-C

DISTRITO DE RIEGO DE DELICIAS, CHIH.  
PRESA DERIVADORA DE SAN PEDRO

<p>La presa está constituida esencialmente por la sección vertedero, dividida en dos tramos, y obras de toma con sus correspondientes desarenadores en ambas márgenes.</p>	<p>Descripción de la obra.</p>
--	--------------------------------

La sección vertedera tiene unos 125 m de longitud, correspondiendo 57 m al cauce principal, situado a la izquierda, y 68 m al cauce secundario, que es el de la derecha. Consiste en un muro de concreto con perfil en cimacio y provisto de dentellones aguas arriba y aguas abajo, que tiene 10 m de altura sobre el cauce y su cresta está a la elevación 1191.00 m.

El colado del muro se hizo en tramos de 4.80 m de longitud, alternados. El concreto se vació por gravedad a través de canalones teniendo especial cuidado de que los agregados no se separaran. El dentellón de aguas arriba se profundizó entre 2 y 3 m habiéndose hecho inyecciones de mortero de cemento cada 3 m a una profundidad de 10 a 12 m y usando presiones de 40 a 60 libras por pulgada cuadrada. El dentellón de aguas abajo se profundizó entre 1 y 2 m. En la construcción del muro vertedor se usaron 4 770 m<sup>3</sup> de concreto.

Las obras de desviación de la corriente consistieron esencialmente en una atagüa de tierra construida a unos 50 m aguas arriba del eje de la presa y apoyada directamente en el material de acarreo del río, que desviaba las aguas para hacerlas pasar a través de los canales de arrastre y descarga de la margen izquierda, previamente construidos, y este último prolongado unos 250 m hacia aguas abajo, donde las aguas regresaban al cauce. Con objeto de abatir el nivel de las aguas abajo de la estructura, fué necesario destruir la antigua presa provisional y abrir un canal de unos 300 m de longitud en el centro y a lo largo del cauce. Para mantener en seco las excavaciones se instalaron 6 bombas de 10", de las cuales bastaban 2 para agotar el agua y las 8 restantes se tenían para emergencia.

La avenida máxima considerada, de 4 000 m<sup>3</sup>/s, pasa sobre la cresta con una carga de 5.50 m, alcanzando el agua la elevación 1196.50 m.

Las obras de limpia y de toma de la margen izquierda tienen por objeto alimentar al canal principal de San Pedro y están cubiertas en la ladera izquierda del cañón, separadas del cauce principal por un promontorio de roca de unos 25 m de anchura.

La estructura consiste esencialmente de las siguientes partes:  
 a) El canal de arrastre, b) La estructura de limpia, c) El canal de descarga y d) La obra de toma.

Debido a la localización de la obra, fuera del cauce del río, fué necesario construir un canal de arrastre, que tiene 58 m de longitud, 0.00035 de pendiente y cuya anchura de plantilla se va reduciendo gradualmente de 30 m que tiene en la entrada, a 6 m que tiene al llegar a la estructura de limpia, cuyo piso está a la elevación





PRESA DERIVADORA DE SAN PEDRO. Vista desde la margen derecha.

21

1186.63 m, coincidiendo aproximadamente con el nivel del fondo del cauce. Este canal está excavado en roca en toda su longitud.

La obra de limpia está situada aproximadamente sobre la prolongación del eje de la sección vertedora. La entrada del agua se controla por medio de una compuerta radial de 6.00 m de anchura por 4.00 m de altura, que cierra un claro de iguales dimensiones, quedando su umbral a la elevación 1186.63 m. La compuerta se acciona desde un puente de maniobras con su rasante a la elevación 1197.50 m. Considerando que las aguas del río San Pedro arrastran gran cantidad de azolve, se tuvo especial cuidado en el diseño de esta estructura, estimándose que con un gasto de 75 m<sup>3</sup>/s, la compuerta trabaja libremente y se tiene una velocidad de 5 m/s, que es suficiente para arrastrar los azolves que se depositen en el canal de arrastre.

El canal de descarga se inicia inmediatamente a la salida de la obra de limpia, tiene 76 m de longitud, 0.005 de pendiente, 6 m de anchura de plantilla y taludes de 1:1. Está excavado en roca en toda su longitud, habiéndose revestido de concreto los primeros 25 m.

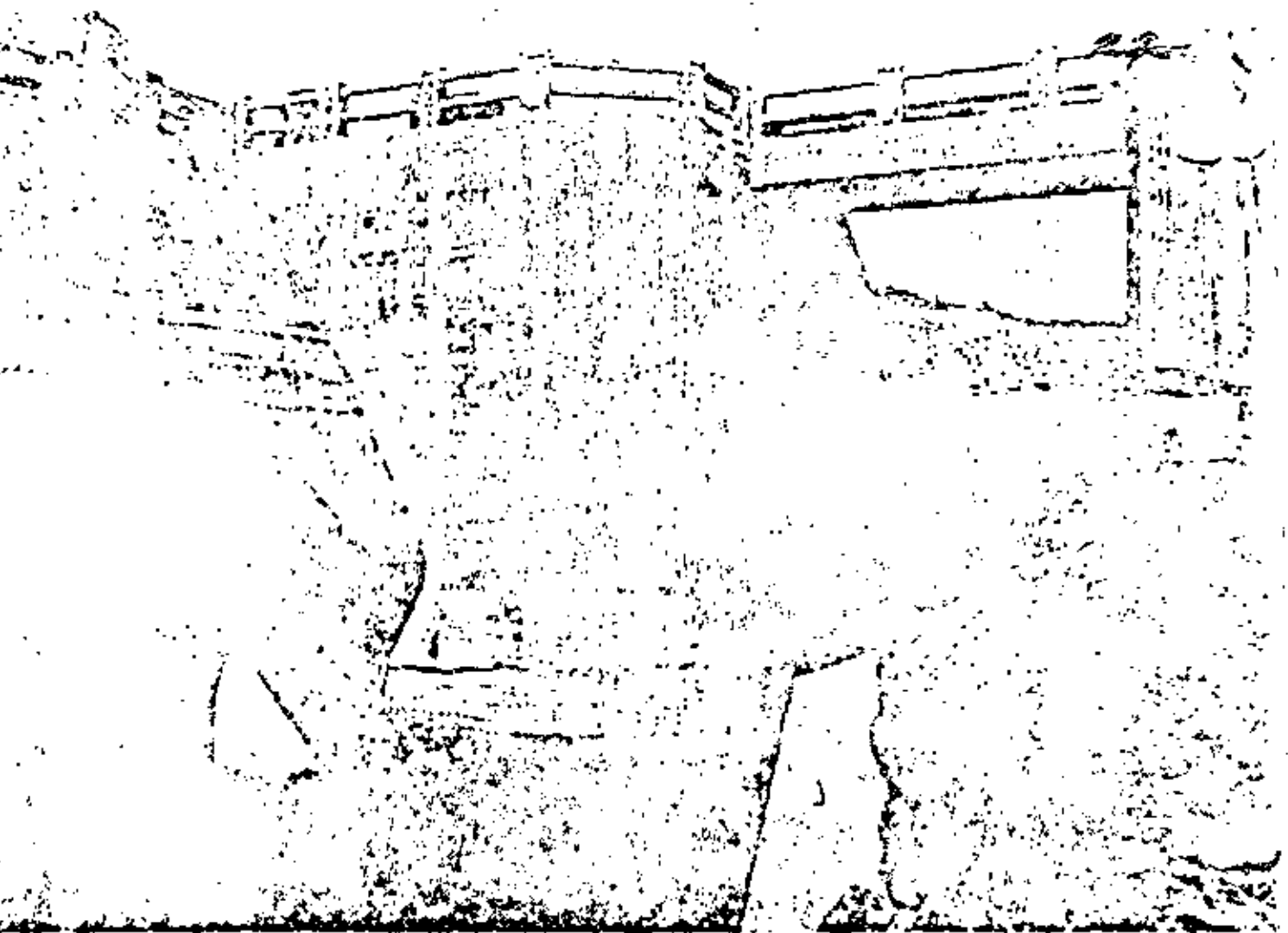
La obra de toma se construyó de concreto reforzado, ligada con la obra de limpia y normal a ésta, quedando su acceso enfrente del canal de arrastre.

La entrada del agua se controla por medio de dos compuertas radiales de 5.00 m de anchura por 2.50 m de altura, alojadas en los extremos en muros verticales y con una pila intermedia de 1.00 m de espesor, quedando su umbral a la elevación 1187.60 m, o sea 0.97 m arriba del nivel de la plantilla del canal de arrastre. El frente de la toma está cerrado por una pantalla de concreto con talud de 0.6:1, para formar orificio. Las compuertas se accionan desde un puente de maniobras que es prolongación del correspondiente a la obra de limpia, quedando su rasante a igual altura que la de ésta. La estructura de toma se liga con el canal principal de San Pedro por medio de una transición de 5.00 m de longitud, que reduce la plantilla de los 11.00 m que tiene en la toma, a 6.00 m, que es la anchura de plantilla del canal. La obra de toma tiene capacidad para un gasto de 37.7 m<sup>3</sup>/s.

Teniendo el nivel de aguas máximas la elevación 1196.50 m, queda un bordo libre de 1.00 para llegar al piso de los puentes de maniobras, que está a la elevación 1197.50 m.

En la construcción de este conjunto de obras de la margen izquierda entraron 1 340 m<sup>3</sup> de concreto.

La obra de toma de la margen derecha se construyó ligada al extremo derecho del muro vertedor y tiene por objeto alimentar al lateral Km-105, que aproximadamente sigue la localización del antiguo canal de Paso de Piedra y riega las tierras dominadas por éste, así como una superficie adicional situada aguas abajo. Esta estructura se



PRESA DERIVADORA DE SAN PEDRO. Estructuras de toma y de limpia de la margen izquierda.

construyó de concreto, tiene una capacidad de 5.5 m<sup>3</sup>/s y está provista de obra de limpia.

La estructura de limpia está situada inmediatamente a la derecha del muro vertedor y con su eje perpendicular al de éste. La entrada del agua se controla por medio de una compuerta radial de 4.00 m de anchura por 3.00 m de altura, que cierra un orificio de iguales dimensiones, quedando su umbral a la elevación 1187.20 m. La compuerta se acciona desde un puente de maniobras con su rasante a la elevación 1196.50 m. Aguas arriba de la compuerta se dejaron en las pilas ranuras de 0.15 x 0.25 m, para colocar agujas de madera de 0.25 x 0.25 m. Inmediatamente aguas abajo del desarenador se excavó en la roca un canal de 4.00 m de anchura de plantilla, que conduce las aguas al centro del cauce.

La estructura de toma propiamente dicha está situada entre el desarenador y el talud rocoso de la margen derecha, quedando su eje paralelo al del desarenador. Consiste esencialmente de un conducto cerrado de sección cuadrada de 2.00 x 2.00 m, con revestimiento de concreto reforzado de 0.30 m de espesor, cuya entrada se controla por medio de una compuerta deslizante de sección cuadrada, de 2.50 m por lado, que se acciona desde un puente de maniobras que es prolongación del correspondiente al desarenador. El umbral de la compuerta queda a la elevación 1188.00 m y la plantilla del conducto está 0.20 m arriba, o sea a la elevación 1188.20 m, quedando por lo tanto 1.00 m arriba de la plantilla del desarenador. El conducto cerrado se prolonga unos 50 m con pendiente de 0.0014, hasta descargar en el origen del lateral Km-105. Aguas arriba de la compuerta deslizante se dejaron ranuras de 0.15 x 0.25 m en las pilas, para colocar agujas de madera de 0.25 x 0.25 m, y cerrar herméticamente la entrada del conducto en casos de emergencia.

En la construcción de las estructuras de limpia y de toma de la margen derecha se utilizaron 240 m<sup>3</sup> de concreto reforzado.

Desde su terminación en el año de 1938, la presa derivadora de San Pedro ha venido trabajando normalmente, sin que se hayan presentado crecientes de grandes proporciones.

La presa derivadora de San Pedro se construyó por administración de 1936 a 1938, con un costo total de unos \$ 600 000.00, incluyendo la cantidad erogada en los estudios previos. Costos

Durante los años en que se construyó la presa, los costos para obras semejantes eran mucho más bajos que los actuales.

La presa derivadora de San Pedro inicialmente permitió aprovechar el régimen natural del río San Pedro, así como los sobrantes del río Conchos, en riego de terrenos situados en las márgenes de aquella corriente. Posteriormente, una vez construida aguas arriba la presa Francisco I. Madero, permitió el aprovechamiento total del río San Pedro y de los sobrantes del río Conchos, mejorándose el abastecimiento de agua en las zonas abiertas al cultivo antes. Beneficios

PRESA DERIVADORA DE EL SUFRAGIO

DISTRITO DE RIEGO DEL RIO FUERTE, SIN.

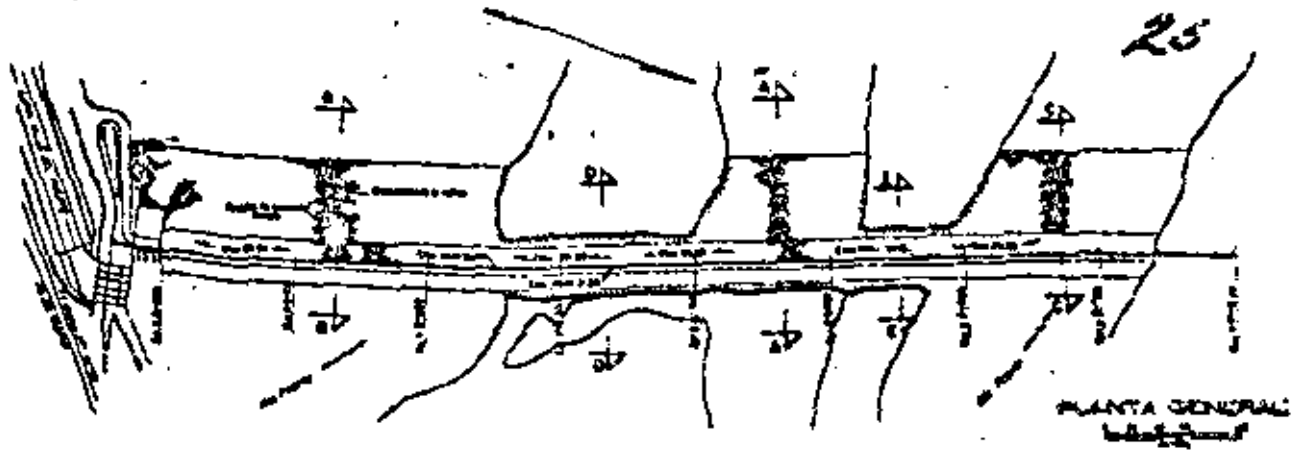
La presa derivadora de El Sufragio está situada sobre el río - **Situación**  
Fuerte, a unos 3 Km aguas abajo de la población de San Blas, en el mu-  
nicipio del Fuerte del Estado de Sinaloa.

La presa derivadora de El Sufragio se construyó con el objeto **Objeto**  
de derivar las aguas del río Fuerte, mediante el canal SICAE, para re-  
gar en la Primera Etapa de desarrollo del Distrito, que corresponde -  
al aprovechamiento del régimen natural de esta corriente, una superfi-  
cie de 40 000 Ha de terrenos de la margen izquierda. En la Segunda -  
Etapa de desarrollo del Distrito, que corresponde al aprovechamiento -  
de las aguas del río Fuerte controladas en la presa Miguel Hidalgo, la  
derivación para riego de la margen izquierda se hará en la misma pre-  
sa de El Sufragio, aprovechando un tramo del canal SICAE, con las co-  
ndiciones y adaptaciones que se requieren para alimentar el canal  
del Valle del Fuerte (Canal Bajo) con la misma estructura, pasando a  
regarse una superficie total de 160 000 Ha.

El desarrollo del actual Distrito de Riego del Río Fuerte se - **Antecedentes**  
inició en 1918, cuando la United Sugar Companies, propietaria de la  
mayor parte de los terrenos de la zona baja del valle del río Fuerte,  
inició en la margen izquierda la construcción de un sistema de riego  
por bombeo para aprovechar las aguas de estiaje. Las obras consis-  
tían en varios canales principales y una red de distribución completa  
y estaban destinados casi exclusivamente a proporcionar riego a los  
cultivos de caña de azúcar del ingenio de Los Mochis. Dicho sistema  
se fue ampliando paulatinamente de acuerdo con las necesidades del in-  
genio y del gasto de estiaje de la corriente.

En el año de 1938 fueron expropiados los terrenos de la compa-  
ñía para dotar a los ejidatarios de la región, constituyéndose la So-  
ciedad de Interés Colectivo Agrícola Ejidal, Emancipación Proletaria  
de R.S. (SICAE). Esta Sociedad conservó y amplió las obras proporci-  
nando riego no solamente a los cultivos de caña de azúcar del ingenio  
de Los Mochis, sino también a otra clase de cultivos, tanto en los te-  
rrenos de la propia SICAE como en ejidos independientes y en pequeñas  
propiedades.

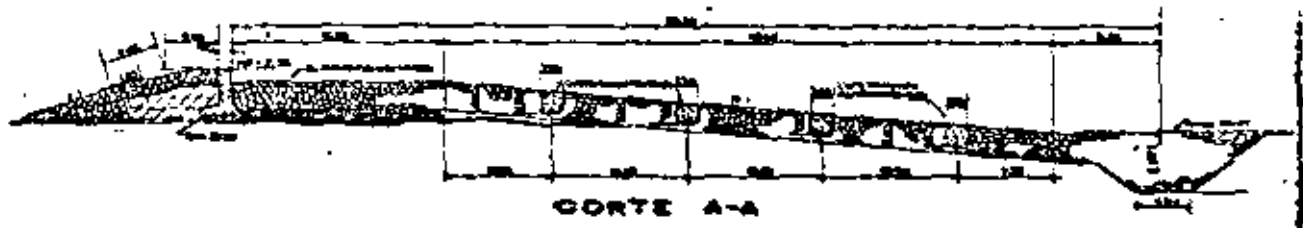
Considerando que la explotación del sistema de bombeo resulta-  
ba sumamente costosa y además se tenían serias dificultades para ope-  
rar los equipos dentro del cauce del río, dado el carácter divagante  
de éste en la planicie costera, requiriéndose limpiar anualmente los  
canales alimentadores y estando en constante peligro las instalacio-  
nes, la SICAE promovió en el año de 1945 la construcción de un siste-  
ma de riego por gravedad que aprovecharía aguas de estiaje y avenidas  
del río Fuerte y que además permitiría ampliar la superficie de riego



PLANTA GENERAL



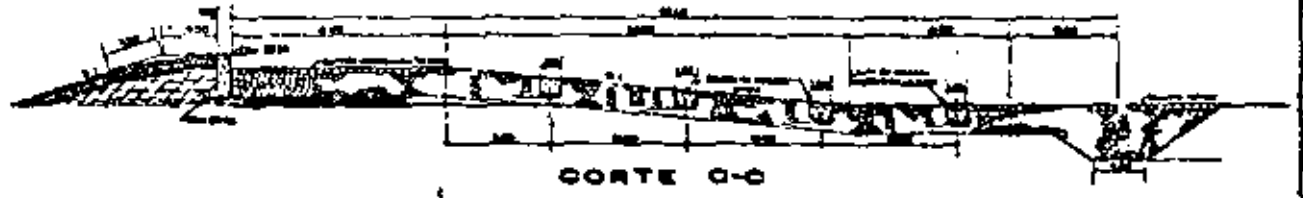
PERFIL POR EL EJE



CORTE A-A



CORTE B-B



CORTE C-C



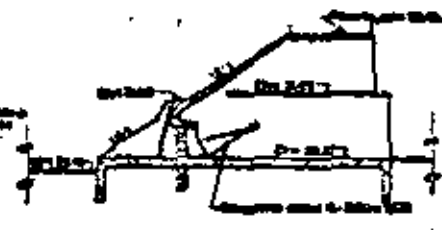
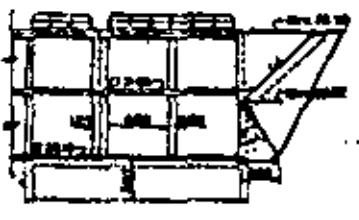
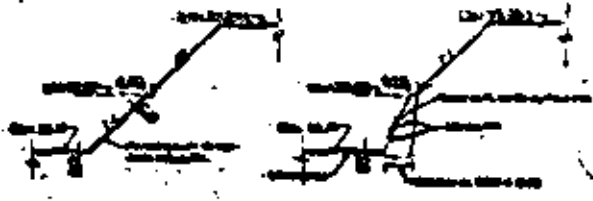
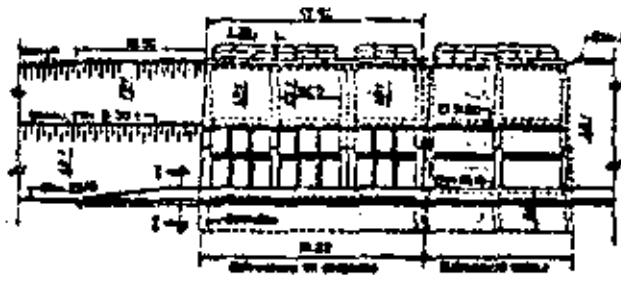
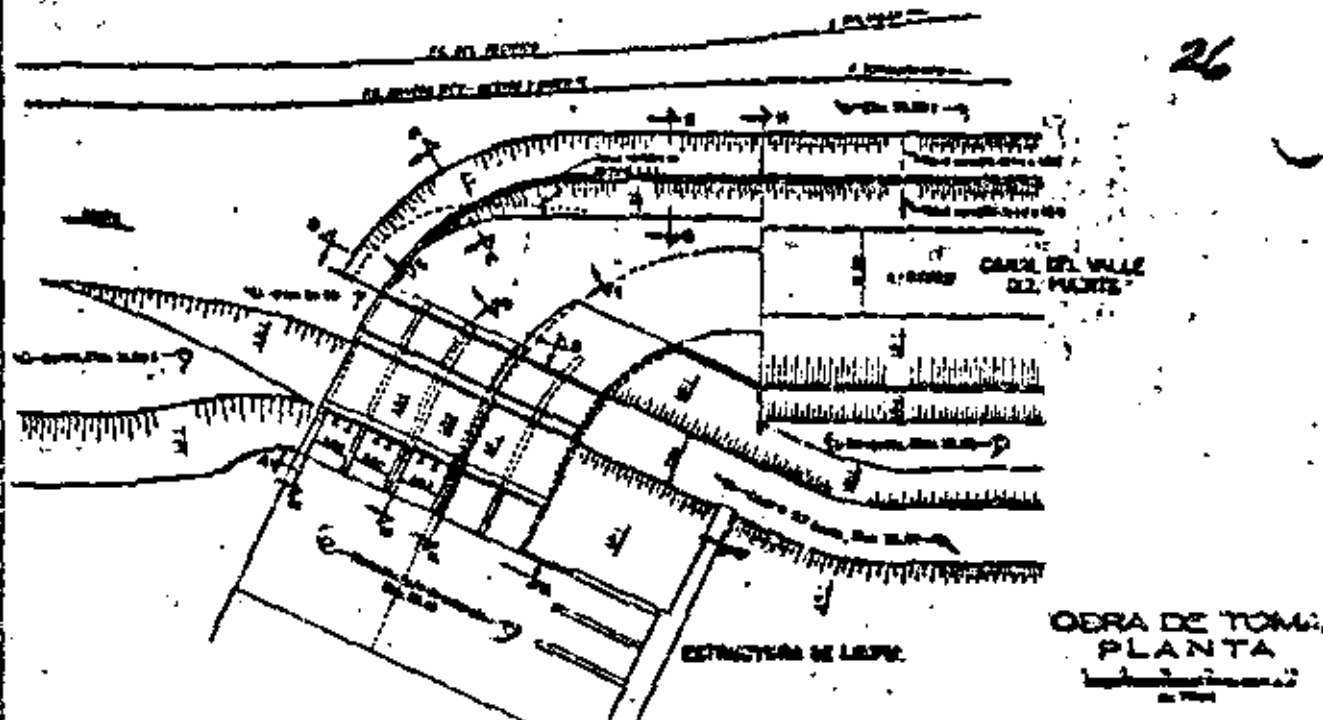
CORTE D-D



CORTE E-E

DATOS DEL PROYECTO	
Longitud de la presa (metros)	700.00 m
Superficie de la presa (hectáreas)	10.00 ha
Superficie de la zona (hectáreas)	100.00 ha
Superficie de la zona (hectáreas)	100.00 ha
Superficie de la zona (hectáreas)	100.00 ha
Superficie de la zona (hectáreas)	100.00 ha

COMISION DEL RIO FUERTE, S.A.  
PRESA DERIVADORA DEL SUFRAGIO



**MODIFICACIONES A LOS DATOS DEL PROYECTO**

Completado en la fecha ..... 1920

Dir. de la planta de la obra ..... S.M. de

Dir. del departamento de Obras ..... S.M. de



**COMISION DEL RIO FUERTE, SIN PRESA DERIVADORA DEL SUFRAGIO**

**MODIFICACIONES A LA OBRA DE TOMA**

de 18 000 Ha a 25 000 Ha. La construcción de dicho sistema se inició desde luego mediante un convenio celebrado entre la ahora extinta Comisión Nacional de Irrigación y la mencionada SICAE, llegándose a regar una superficie de 40 000 Ha, de las cuales, 20 600 Ha ya recibían riego con anterioridad, en parte fuera del control de la citada Sociedad.

Originalmente el Sistema SICAE consistía en la presa derivadora de El Sufragio y el canal SICAE, que se iniciaba en su extremo izquierdo con capacidad de 40 m<sup>3</sup>/s, tenía un desarrollo total de 44.4 km y conectaba con los antiguos sistemas de conducción y distribución.

Actualmente, correspondiendo con la construcción de la presa - Miguel Hidalgo (El Manone), se está construyendo el Canal del Valle del Fuerte, que se inicia en la obra de toma de la presa derivadora de El Sufragio, que está siendo acondicionada. Para la localización de este canal se aprovecharon los primeros 3.2 Km del canal SICAE que se ampliaron de su capacidad original de 40 m<sup>3</sup>/s a 147 m<sup>3</sup>/s. El canal SICAE pasará a ser un lateral del mencionado Canal del Valle del Fuerte y será alimentado por éste.

La presa derivadora de El Sufragio se construyó en un sitio del río Fuerte donde el cauce está dividido en dos brazos, siendo el más importante el de la izquierda. La presa está constituida por una sección vertedora dividida en dos tramos, uno en cada brazo, y las estructuras de limpia y de toma, situadas en el extremo izquierdo de la presa y ligadas con la sección vertedora.

Descripción  
General de  
la obra

Para hacer la derivación durante la Primera Etapa, la presa se construyó con las siguientes características:

La sección vertedora tiene unos 410 m de longitud, correspondiendo 240 m al tramo izquierdo y 170 m al derecho, y 3.10 m de altura máxima. Está construida en su mayor parte de enrocamiento a volteo colocado sobre el material de acarreo del río, previa limpia.

La cresta vertedora está formada por un muro de concreto simple de 3.10 m de altura y 1.00 m de espesor, provisto de una zapata de 2.00 m de anchura en la base, que se desplantó sobre el lecho del río, quedando su cresta a la elevación 29.60 m. En el paramento de aguas arriba se apoya un relleno de tierra vaciada a volteo y compactada con el paso de los vehículos, que está empotrado en el material de acarreo del río mediante una trinchera de 1.50 m de profundidad. Este relleno está protegido con una capa de roca de 1.00 m de espesor y talud de 3:1, con una ligera curvatura en la parte superior para pasar a la altura de la cresta vertedora, vaciándose concreto en los huecos que quedan entre las rocas en una faja de 8.00 m inmediata a ésta.

Aguas abajo del muro vertedor se construyó un amplio delantal de enrocamiento de unos 70 m de anchura y unos 2.00 m de espesor mínimo, que se inicia 1.00 m abajo de la cresta vertedora con una banquetta de 16.00 m de anchura, acondicionada como vado para el paso de ve-





Obra de toma y canal SICAF.

zículos; siguiendo a continuación con una pendiente de 12:1 por una distancia de unos 50 m, hasta encontrar el lecho del río, terminando en una trinchera de forma trapezoidal de 5.00 m de anchura de plantilla, unos 4.00 m de profundidad y taludes de 1.5:1, rellena de roca, que liga con la zona de enrocamiento del delantal y cuya parte superior coincide con el lecho del río.

La superficie del enrocamiento en este delantal está formada por piedras de gran tamaño y sin finos intermedios, con el recodo necesario para evitar la formación de cauces que pudieran ampliarse con el escurrimiento del agua. En una faja de 24.00 m de anchura inmediata al muro vertedero y a lo largo de éste, los huecos superficiales se rellenaron de concreto.

En el delantal de enrocamiento se construyeron 4 costillas de concreto paralelas al muro vertedero y espaciadas 10.00 m de centro a centro, quedando la primera a 24.00 m de éste, es decir, donde termina la zona rellenada de concreto en los huecos superficiales. Estas costillas tienen como mínimo 1.50 m de anchura en la superficie, 1.00 m en la base y 1.50 m de profundidad y para alojarlas se excavaron zanjas en el enrocamiento, que se rellenaron de concreto con las precauciones necesarias para ligar las rocas de las paredes y el fondo.

Las estructuras de limpia y de toma están situadas en el extremo izquierdo de la presa, ligadas con la sección vertedera de ésta y se construyeron de concreto reforzado.

La obra de limpia consiste en una losa de concreto de 0.70 m de espesor, cuya cara superior constituye el piso de la estructura y donde se desplantan 5 machones de 0.90 m de espesor, 11.90 m de altura y espaciados 4.00 m, formando 4 cámaras que soportan al puente de maniobras situado en la parte superior, con su rasante a la elevación 37.00 m. En los machones se alojan 4 compuertas radiales de 4.00 m de anchura por 5.00 m de altura, con su umbral a la elevación 25.10 m, que aproximadamente coincide con la elevación del lecho del río. Aguas arriba la estructura está provista de una pantalla de concreto con talud de 0.25:1, para formar orificio. Inmediatamente aguas arriba de los orificios se dejaron ranuras para colocar agujas que, en caso necesario, permiten cerrar herméticamente los conductos. Las agujas se operan desde una losa de concreto de 1.50 m de anchura que se coló a la elevación 30.10 m, inmediatamente abajo de la pantalla y ligada con ésta.

El vado de la sección vertedera está ligado por medio de una rampa con pendiente de 0.040, con el puente que pasa inmediatamente aguas abajo de los machones, que tiene 5.00 m de anchura y su rasante está a la elevación 29.60 m.

La obra de toma se construyó normal a la obra de limpia y ligada con la estructura de ésta, quedando su entrada enfrente del canal de arrastre. La estructura consiste esencialmente en una losa o plataforma de concreto donde se desplantan muros verticales en los extremos y un machón intermedio, que soportan al puente de maniobras cons-



PRESA DERIVADORA DE EL SUFRAGIO.

Obras de toma y de limpieza en la Primera Etapa.

31

truido en la parte superior. En el lado de aguas arriba la estructura está provista de una pantalla de concreto con talud de 1.5:1 para formar orificio. La derivación se controla por medio de 2 compuertas radiales de 5.00 m de anchura por 2.50 m de altura, con su umbral a la elevación 26.10 m, o sea 1.00 m más alto que el piso de la estructura de limpia. Las compuertas se accionan desde el puente de maniobras, que tiene su rasante a la elevación 36.50 m.

Inmediatamente aguas arriba de los orificios se dejaron razuras para colocar agujas que en caso necesario permiten cerrar herméticamente los conductos. Las agujas se operan desde una losa de concreto que se coló inmediatamente arriba, ligada con la estructura y situada a la elevación 31.00 m.

Esta obra se construyó para una capacidad de 40 m<sup>3</sup>/s.

En la construcción de la presa derivadora de El Sufragio con estas características se emplearon 162 168 m<sup>3</sup> de roca, 20 211 m<sup>3</sup> de concreto simple y 1 864 m<sup>3</sup> de concreto reforzado.

El diseño de la presa se hizo tomando en cuenta el nivel máximo alcanzado por el agua en la creciente extraordinaria ocurrida el 9 de Diciembre de 1943, que ascendió hasta la elevación 34.70 m, con un gasto de 12 675 m<sup>3</sup>/s. Sobre esta elevación se dejó un bordo libre de 1.80 m para fijar la rasante del puente de maniobras de la toma y la elevación de la corona de los bordos, que están a la elevación 36.50

Operación de la presa

La presa se terminó en Abril de 1952 y funcionó normalmente -- dando paso a las avenidas sin que la estructura sufriera averías y derivando el agua para riego de 40 000 Ha.

La presa derivadora de El Sufragio fue construida a contrato -- por las compañías Central de Sanalona, S.A. y Techo Eterno Eureka, S.A., mancomunada y solidariamente entre Marzo de 1951 y Abril de 1952, según contrato número I-50-4.

Costo de la obra en la Primera Etapa

La presa derivadora de El Sufragio tuvo un costo de --- \$ 4 872 363.93 correspondiendo \$ 3 792 784.93 a los pagos hechos a la compañía contratista, \$ 813 375.00 al importe del cemento y acero de refuerzo, y \$ 266 204.00 al costo de las compuertas y sus mecanismos, así como la instalación de los sifones.

Con objeto de adaptar la presa derivadora de El Sufragio a las necesidades de la Segunda Etapa de desarrollo del Distrito de Riego -- del Río Puerte, fue necesario hacer una serie de modificaciones a la estructura, que se iniciaron a fines de 1954, otorgándosele el contrato correspondiente a la compañía contratista La Victoria y Asociados, S.A.

Modificaciones a la presa

Las modificaciones consisten esencialmente en la sobreelevación y prolongación de la sección vertedora, hasta cubrir todo el cauce de avenidas; en la demolición de una parte de la estructura de toma y su

ampliación para instalar 3 compuertas adicionales, de las mismas dimensiones de las que estaban originalmente en servicio, para que la toma definitiva cuenta con 5 compuertas; y la estabilización del cauce del río por medio de enrocamientos.

El 15 de Enero de 1955 y encontrándose las obras de adaptación de la presa en proceso de construcción, se presentó una avenida extraordinaria con gasto máximo de 8 700 m<sup>3</sup>/s, que amplió el brazo izquierdo del río hacia la derecha del cauce, requiriéndose prolongar la sección vertedora de aquel brazo hasta unirse con la correspondiente al brazo derecho.

Las modificaciones a la sección vertedora consistieron en prolongarla, de 410 m de longitud que tenía entre los dos tramos, a 740 m de longitud, cubriendo todo el cauce. En el tramo que corresponde al brazo izquierdo, el muro vertedor se sobreelevó 0.60 m, quedando la cresta vertedora a la elevación 30.20 m. En el tramo restante la cresta vertedora se dejó a mayor altura y en forma escalonada longitudinalmente. El enrocamiento de protección del lado de aguas arriba se sobreelevó hasta quedar a la misma altura de la cresta vertedora.

La estructura de la obra de toma se amplió, aumentándole 3 cámaras para alojar otras tantas compuertas quedando provista definitivamente de 5 compuertas radiales de 5.00 m de anchura por 2.50 m de altura.

Como complemento de la estructura se están haciendo trabajos de estabilización del cauce en ambos lados de la presa, consistentes especialmente en enrocamientos de protección.

Mediante estas adaptaciones se aumentará la capacidad de la toma de 40 m<sup>3</sup>/s a 147 m<sup>3</sup>/s.

Los trabajos de adaptación de la presa se encuentran actualmente en construcción y quedarán terminados en 1955, después de la temporada de avenidas de verano.

La presa derivadora de El Sufragio permitió regar por gravedad los terrenos de la margen izquierda del río Fuerte que originalmente se regaban por bombeo, y ampliar la superficie regada hasta 40 000 Ha. Beneficios

En la Segunda Etapa de desarrollo del Distrito pasará a regar una superficie total de 160 000 Ha de la margen izquierda, con el consiguiente ahorro obtenido al evitar la construcción de una nueva presa derivadora.

PRESA DERIVADORA DE CAHUINAHUADISTRITO DE RIEGO DEL RIO FUERTE, SIN

La presa derivadora de Cahuinahua está situada sobre el río -- Situación  
Fuerte, a unos 7 Km aguas abajo de la presa derivadora de El Sufragio  
y 10 Km aguas abajo de la población de San Blas, en el municipio del  
Fuerte del Estado de Sinaloa.

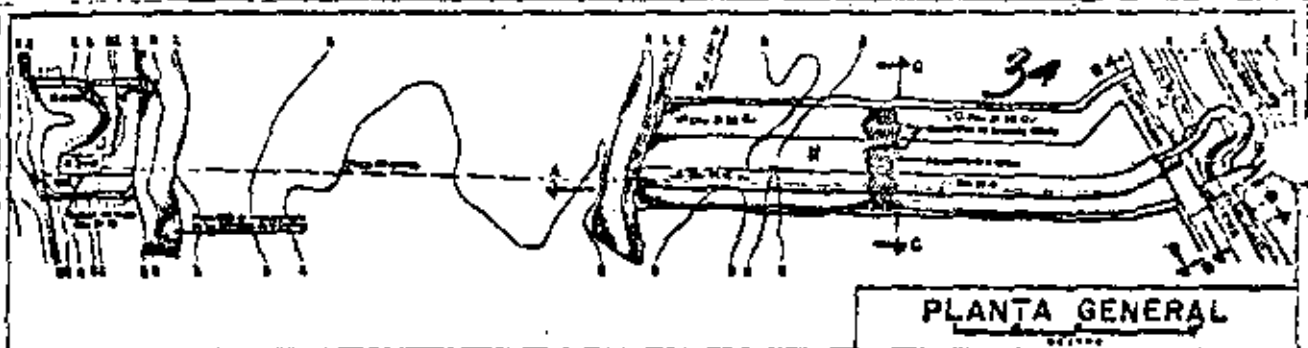
La presa derivadora de Cahuinahua tiene por objeto derivar las -- Objeto  
aguas del río Fuerte, mediante el canal Cahuinahua, para regar terrenos  
de la margen derecha. En la Primera Etapa de desarrollo del Distrito,  
que comprende el aprovechamiento del régimen natural del río Fuerte,  
se riega mediante estas obras una superficie de 30 000 Ha, --  
susceptible de ampliarse hasta 37 500 Ha al terminar la Segunda Etapa,  
que requiere la terminación de la presa de almacenamiento Miguel Hidalgo.

El desarrollo agrícola de los terrenos de la margen derecha del Antecedentes  
río Fuerte se inició después que los de la margen izquierda, debido --  
principalmente a que en esta margen se aprovechaba prácticamente todo  
el gasto de estiaje del río. Inicialmente el aprovechamiento se hacía  
mediante bombeo, para regar con aguas de avenidas los terrenos situa-  
dos en las vegas, y las obras consistían en varias plantas de bombeo  
con sus correspondientes sistemas de conducción y distribución, instala-  
das y operadas por iniciativa privada, que permitieron llegar a re-  
gar, con deficiencias y mediante fuertes inversiones anuales, una su-  
perficie de 15 000 Ha.

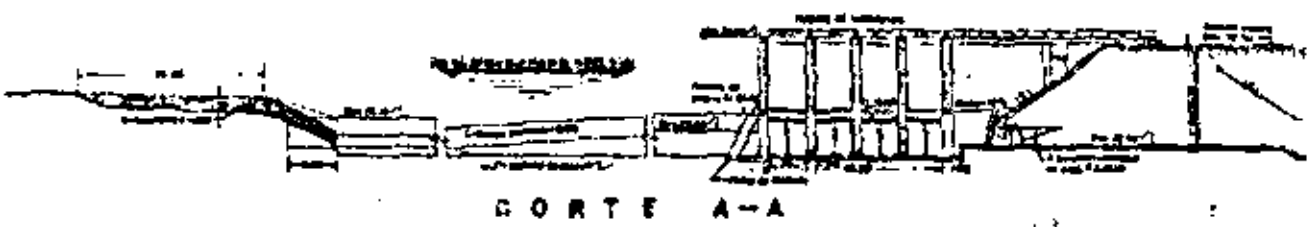
Teniendo en cuenta que la potencialidad del régimen natural del  
río Fuerte permitía ampliar la superficie de riego aprovechando aguas  
de avenidas, y en vista del éxito obtenido con el sistema SICAE, por  
iniciativa de los agricultores de la margen derecha y con su ayuda --  
económica se construyó el canal Cahuinahua, con su correspondiente --  
presa derivadora, que actualmente riega una superficie de 30 000 Ha, --  
que incluyen las 15 000 Ha que antes se regaban por bombeo.

Una vez terminada la presa de almacenamiento Miguel Hidalgo se  
podrá ampliar la superficie de riego de esta margen hasta 37 500 Ha,  
mediante la construcción del lateral Tavelojeca, que se inicia en el  
extremo del canal Cahuinahua y riega una faja de terrenos inmediatos  
al litoral.

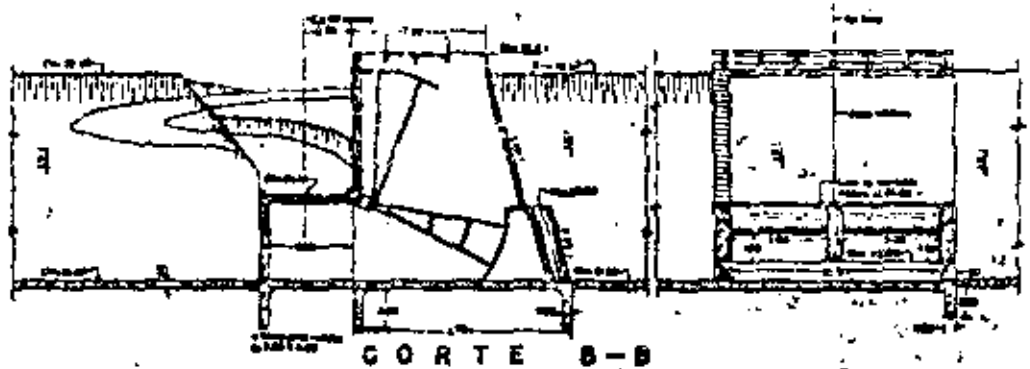
La presa derivadora de Cahuinahua se construyó sobre el río -- Descripción  
Fuerte, en un sitio donde el cauce está dividido en dos brazos, sien- -- general de  
do el más importante el de la derecha. La presa está constituida -- la obra  
esencialmente por una sección vertedera dividida en dos tramos, uno --  
en cada brazo, y las estructuras desarenadora y de toma, situadas en  
el extremo derecho de la presa y ligadas con ésta.



**PLANTA GENERAL**



**CORTE A-A**



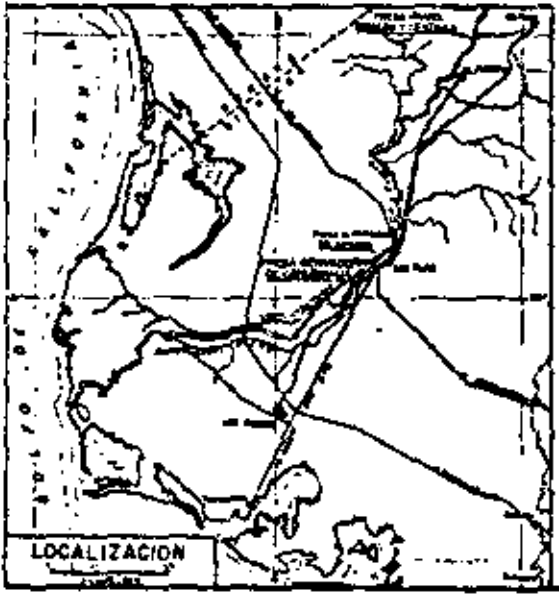
**CORTE B-B**



**CORTE C-C**



**CORTE D-D**



**LOCALIZACION**

DATOS DEL PROYECTO	
Longitud de la presa vertedera	347.00 m.
Elevación de la cresta vertedera	85.10 m.
Área máxima (promedio de 1943)	28,978.00 m.²
Carga máxima (cresta) Edo. 20 años	6.40 m.
Elevación de la cresta del fondo	34.90 m.
Capacidad de la presa	30.00 m.³
Elevación de la planicie de la presa	33.90 m.
Elevación del nivel del agua en la presa	34.77 m.

**COMISION DEL RIO FUERTE, S.A.  
PRESA DERIVADORA DE GAHUIAHUA**

La sección vertedora tiene unos 547 m de longitud, correspondiendo 510 m al tramo derecho y unos 37 m al izquierdo, y 3.10 m de altura máxima. Está construida en su mayor parte de enrocamiento a volteo colocado sobre el material de acarreo del río, previa limpieza.

La cresta vertedora está formada por un muro de concreto simple de 3.10 m de altura y 1 m de espesor, provisto de una zapata de 2.00 m de anchura en la base, que se desplantó desde el lecho del río, quedando su cresta a la elevación 25.10 m. En el paramento de aguas arriba se apoya un relleno de tierra vaciada a volteo y compactada con el paso de los vehículos, que está empotrado en el material de acarreo del río mediante una trinchera de 1.50 m de profundidad. Este relleno está protegido con una capa de roca de 1.00 m de espesor y talud de 3:1, con una ligera curvatura en la parte superior para rematar a la altura de la cresta vertedora, vaciándose concreto en los huecos que quedan entre las rocas en una faja de 8.00 m inmediata a ésta.

Aguas abajo del muro vertedor se construyó un amplio delantal de enrocamiento de unos 70 m de anchura, y unos 2.00 m de espesor mínimo, que se inicia 1.00 m abajo de la cresta vertedora con una banquetta de 16 m de anchura, acondicionada como vado para el paso de vehículos; siguiendo a continuación con una pendiente de 12:1 por una distancia de unos 50 m, hasta encontrar el lecho del río, terminando en una trinchera de forma trapecial de 5.00 m de anchura de plantilla, unos 4.00 m de profundidad y taludes de 1.5:1 rellena de roca, que liga con la zona de enrocamiento del delantal y cuya parte superior coincide con el fondo del lecho del río.

La superficie del enrocamiento en este delantal está formada por piedras de gran tamaño y sin finos intermedios, con el acomodo necesario para evitar la formación de cauces que pudieran ampliarse con el escurrimiento del agua. En una faja de 26.00 m de anchura, inmediata al muro vertedor y a lo largo de éste, los huecos superficiales se rellenaron de concreto.

En el delantal de enrocamiento se construyeron 4 costillas de concreto paralelas al muro vertedor y espaciadas 10.00 m de centro a centro, quedando la primera a 26.00 m de éste, es decir, donde termina la zona rellena de concreto en los huecos superficiales. Estas costillas tienen como mínimo 1.50 m de anchura en la superficie, 1.00 m en la base y 1.50 m de profundidad y para formarlas se excavaron zanjas en el enrocamiento, que se rellenaron de concreto con las precauciones necesarias para ligar las rocas de las paredes y el fondo.

En los extremos de la sección vertedora se colocaron delantales de roca como protección.

Las estructuras de limpia y de toma están situadas en el extremo derecho de la presa, ligadas con ésta, y se construyeron totalmente de concreto reforzado.





PRESA DERIVADORA DE CAUITAHUA. Estructura de la obra de liupia, en const

La estructura de limpia consiste esencialmente en una losa de 0.50 m de espesor, cuya cara superior constituye el piso de la estructura, y donde están desplantadas 3 pilas de 0.90 m de espesor, unos 12 m de altura y espaciadas 3.90 m, así como dos muros verticales en sus extremos, de 0.85 m de espesor, que soportan al puente de maniobras situado en la parte superior. Entre los muros y las pilas se alojan 4 compuertas radiales de 3.90 m de anchura por 4.00 m de altura, con su umbral a la elevación 21.50 m que aproximadamente coincide con la elevación del lecho del río. El agua llega a la estructura por un canal de arrastre de 18 m de anchura de plantilla y 40 m de longitud y descarga por un canal de igual anchura de plantilla y 60 m de longitud. Las compuertas se accionan desde el puente de maniobras, que tiene su rasante a la elevación 33.50 m. La estructura está provista en su extremo de aguas arriba de una pantalla de concreto con talud de 0.25:1 para formar orificio.

El vado de la sección vertedora está ligado por medio de una rampa con pendiente de 0.05, con el puente que pasa inmediatamente aguas abajo de las pilas, que tiene 5.00 m de anchura y su rasante está a la elevación 26.10 m.

La obra de toma está ligada con la estructura de limpia y su eje forma un ángulo de 90° con el de ésta quedando precisamente enfrente del canal de arrastre. La estructura consiste en una losa o plataforma donde se desplantan muros verticales en los extremos y un machón intermedio, que separa dos cámaras de compuertas y soporta al puente de maniobras construido en la parte superior. En el lado de aguas arriba se construyó una pantalla de concreto con talud de 1.5:1 para formar orificio. La derivación se controla por medio de 2 compuertas radiales de 5.00 m de anchura por 2.00 m de altura, con su umbral a la elevación 22.50 m, o sea 1.00 m más alto que el piso de la estructura de limpia. Las compuertas se accionan desde el puente de maniobras, que tiene su rasante a la elevación 32.50 m.

Inmediatamente aguas arriba de los orificios se dejaron ranuras para colocar agujas, que en caso necesario permiten cerrar herméticamente los conductos. Las agujas se operan desde una losa de concreto que se coló inmediatamente arriba, ligada con la estructura y situada a la elevación 26.62 m.

El extremo de aguas abajo de la estructura de toma, de sección rectangular, se liga por medio de una transición con la sección trapezoidal del canal Cahuinahua.

La obra de toma tiene una capacidad total de 30 m<sup>3</sup>/s.

La estructura se proyectó tomando en cuenta el nivel máximo alcanzado por el agua en la creciente extraordinaria ocurrida el 9 de Diciembre de 1943, que fué la elevación 31.50 m, con un gasto de 12 675 m<sup>3</sup>/s. Sobre esta elevación se dejó 1.00 m de bordo libre para fijar la elevación de la rasante del puente de maniobras de la toma y la elevación de la corona de los bordos.

Operación de la presa

La presa se terminó en Diciembre de 1952 y desde esta fecha ha estado funcionando normalmente, dando paso a las avenidas sin que la estructura haya sufrido averías. El día 16 de Enero de 1955 se presentó una avenida de 8 700 m<sup>3</sup>/s, que es la máxima ocurrida desde la terminación de la obra, sin que se registrara ninguna anomalía en el funcionamiento de ésta.

La presa derivadora de Cahuínahua fué construida a contrato por la compañía Constructores, S.A. de C.V. conforme al contrato L-50-2 y a subcontrato por Central Sanlona, S.A. y Techo Stermo Euzkialde S.A., entre Octubre de 1950 y Diciembre de 1952. En la construcción de la obra entraron 257 891 m<sup>3</sup> de roca y 23 643 m<sup>3</sup> de concreto. Costos

La presa derivadora de Cahuínahua tuvo un costo total de - - - 3 6 118 359.30, correspondiendo aproximadamente \$ 1 000 000.00 al importe del cemento, acero de refuerzo, compuertas y mecanismos elevadores y el resto al importe de los pagos hechos a la compañía contratista.

La presa derivadora de Cahuínahua es una obra típica entre las muchas presas derivadoras construidas por la Secretaría de Recursos Hidráulicos en las regiones áridas y semi-áridas del país, para llevar el agua hacia las tierras fértiles. Beneficios

La construcción de esta presa y el canal Cahuínahua permiten regar por gravedad las 15 000 Ha de terrenos de la margen derecha del río Fuerte que se venían regando por bombeo, en forma deficiente, y una superficie adicional de 15 000 Ha de terrenos que se encontraban cubiertos de vegetación. Además, en el futuro se puede ampliar la superficie de riego en 7 500 Ha, mediante la construcción del lateral Tavalojeca.

39

PRESA DERIVADORA DE CULIACAN

DISTRITO DE RIEGO DEL RIO CULIACAN, SIN.

La presa derivadora de Culiacán está situada sobre el río del mismo nombre, inmediatamente aguas abajo del puente del ferrocarril del Pacífico y en las inmediaciones de la ciudad de Culiacán, en el municipio de igual nombre del Estado de Sinaloa. Situación

La presa derivadora de Culiacán tiene por objeto derivar las aguas extraídas a la presa de Sanalona, construida sobre el río Tamazula, que completan el régimen generaco en el resto de la cuenca del río Culiacán, para satisfacer las demandas de riego de una superficie de 83 400 Ha situadas en el valle de Culiacán, susceptible de ampliarse hasta 95 000 Ha, cuando se construya la presa de El Humaya, sobre el río del mismo nombre. Objeto

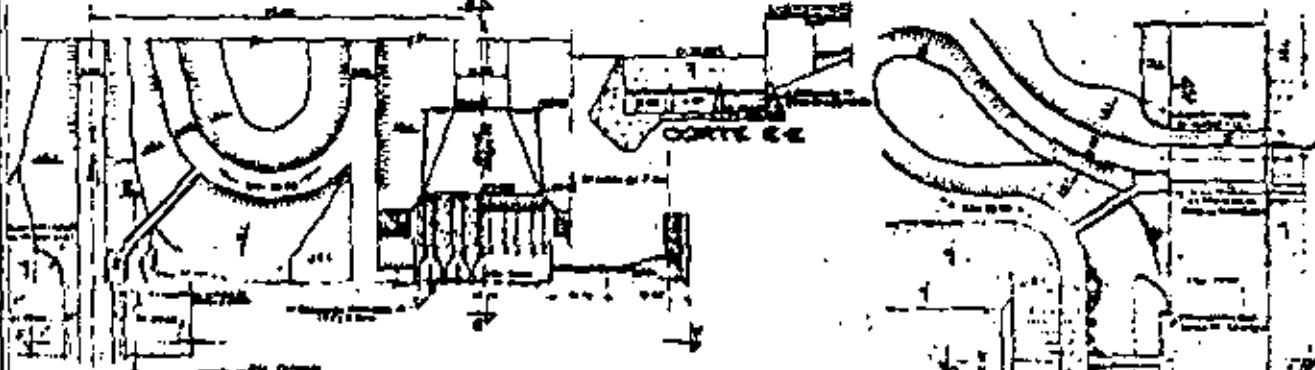
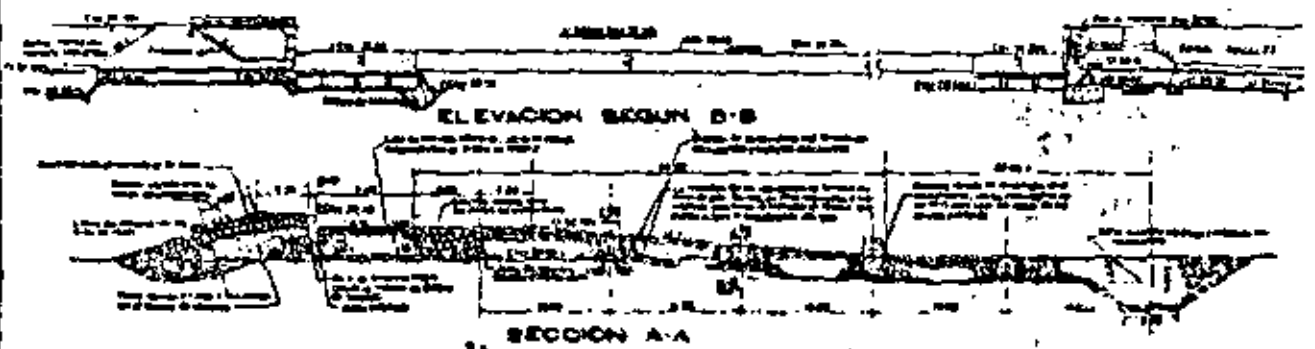
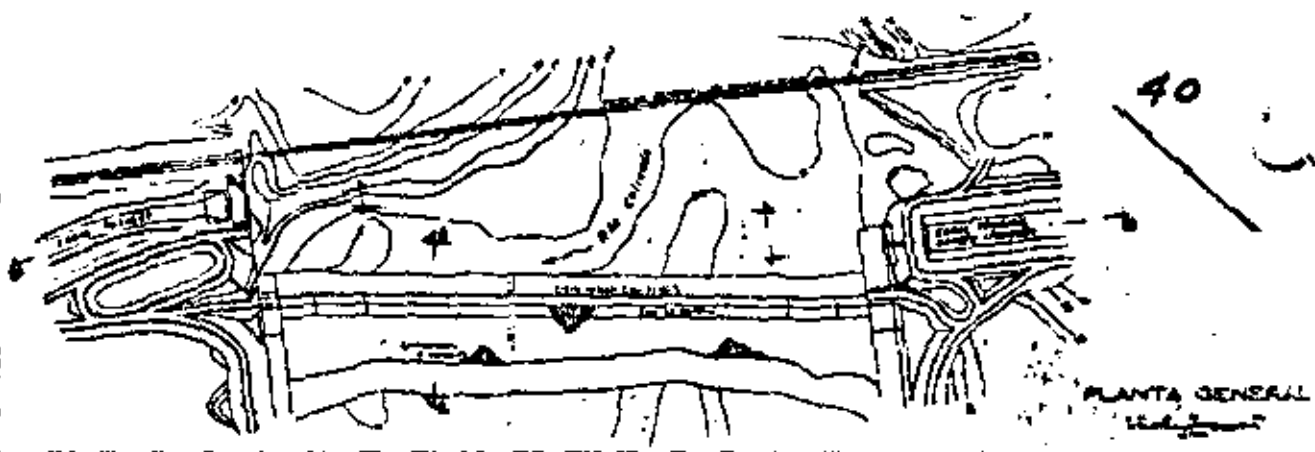
Las primeras obras para el aprovechamiento de las aguas del río Culiacán, que fueron efectuadas a fines del siglo pasado por la compañía Azucarera Alameda, S.A., consistieron en la construcción de la bocatoma Cañedo y sus correspondientes obras de conducción y distribución, para aprovechar las aguas de estiaje y avenidas del río en riego de terrenos de la margen izquierda, llegándose a regar una superficie de 6 000 Ha. Antecedentes

Considerando el éxito obtenido en la margen izquierda, a partir de 1908 se hicieron varios intentos para regar terrenos de la margen derecha, pero fué hasta el año de 1920 cuando la compañía Irrigadora del Humaya, S.A. inició la construcción de la bocatoma llamada Rosales, enfrente de la bocatoma Cañedo, así como del canal principal del mismo nombre y los laterales del Norte y del Sur. Estas obras, aun sin terminar, fueron puestas en servicio a fines de 1922, continuando se su operación hasta 1932, y encontrándose bajo riego para entonces una superficie de 7 000 Ha.

En Enero de 1933 la Comisión Nacional de Irrigación se hizo cargo de las obras, recibiendo una superficie de 13 000 Ha abiertas al cultivo comprendidas en el barrote del río y que se regaban aprovechando las aguas de estiaje y avenidas.

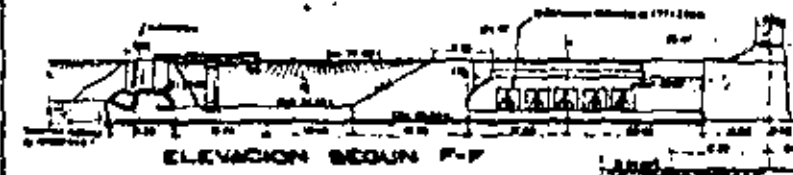
La derivación se hacía mediante un dique provisional localizado inmediatamente aguas abajo de las bocatomas, que se reponía anualmente después del paso de las avenidas, cuando el río tenía un gasto de 60 m<sup>3</sup>/s con tendencia a disminuir, utilizándose en su construcción principalmente grava y arena del cauce. Durante las avenidas el río Culiacán tenía un tirante suficiente para poder derivar el gasto máximo que podían conducir los canales.

Mediante los trabajos de mejoramiento y ampliación del Distrito realizados por la Comisión Nacional de Irrigación, se llegó a regar una superficie de 31 400 Ha.



CORTA DE TOMA MARGEN DERECHA PLANTA

CORTA DE TOMA MARGEN IZQUIERDA PLANTA



DATOS DEL PROYECTO	
1. Distancia de la presa al punto de toma	11.000 m
2. Longitud del canal principal	400.000 m
3. Ancho del canal	10.000 m
4. Carga hidráulica normal en la presa	1.000 m
5. Carga hidráulica normal en el canal principal	1.000 m
6. Carga hidráulica normal en el canal secundario	1.000 m
7. Carga hidráulica normal en el canal terciario	1.000 m
8. Carga hidráulica normal en el canal cuaternario	1.000 m
9. Carga hidráulica normal en el canal quinario	1.000 m
10. Carga hidráulica normal en el canal senario	1.000 m
11. Carga hidráulica normal en el canal septenario	1.000 m
12. Carga hidráulica normal en el canal octenario	1.000 m
13. Carga hidráulica normal en el canal nonario	1.000 m
14. Carga hidráulica normal en el canal decenario	1.000 m
15. Carga hidráulica normal en el canal undecenario	1.000 m
16. Carga hidráulica normal en el canal duodenario	1.000 m
17. Carga hidráulica normal en el canal tredecenario	1.000 m
18. Carga hidráulica normal en el canal catorcenario	1.000 m
19. Carga hidráulica normal en el canal quinceenario	1.000 m
20. Carga hidráulica normal en el canal dieciseisenario	1.000 m
21. Carga hidráulica normal en el canal diecisieteenario	1.000 m
22. Carga hidráulica normal en el canal dieciochoenario	1.000 m
23. Carga hidráulica normal en el canal dieinueveenario	1.000 m
24. Carga hidráulica normal en el canal veinteenario	1.000 m

DISTRITO DE RIEGO DE CULIACAN, SIN.  
PRESA DERIVADORA DE CULIACAN

Con objeto de evitar los inconvenientes que presentaba el aprovechamiento del régimen natural de la corriente, debido a la limitación de los cultivos que podían desarrollarse, así como para hacer el máximo aprovechamiento de los recursos hidráulicos disponibles y proteger contra inundaciones a las poblaciones y tierras agrícolas de aguas abajo, la propia Comisión estudió las posibilidades de almacenamiento de la cuenca, construyendo a continuación la presa de Sanalona sobre el río Tamazula, que permitió una nueva y considerable ampliación en la superficie de riego, haciéndose entonces indispensable la construcción de una presa de derivación definitiva.

La construcción de la presa derivadora de Culiacán se inició en Enero de 1949 y se terminó el mismo mes del año de 1951, llegándose a regar una superficie de 83 400 Ha en el valle de Culiacán, susceptible de ampliarse, según se señala antes, al construir un almacenamiento sobre el río Humaya.

La presa derivadora de Culiacán se construyó inmediatamente aguas abajo de la confluencia de los ríos Humaya y Tamazula, donde el río Culiacán sale a la gran planicie costera del Estado de Sinaloa y precisamente en el sitio donde se construía la presa provisional.

Descripción general de la obra

La presa está constituida esencialmente por una sección vertedora y estructuras de toma y de limpia para cada margen, ligadas con aquella.

La sección vertedora tiene 490 m de longitud y 3.50 m de altura máxima sobre el lecho del río. Está construida en su mayor parte de enrocamiento a volteo colocado sobre el material de acarreo del río, previa limpia.

La cresta vertedora está formada por un muro de concreto simple de 2.30 m de altura y 0.60 m de espesor, provisto de una zapata de 1.50 m de anchura en la base, que se desplantó sobre una capa de enrocamiento de 1.20 m de espesor, quedando su cresta a la elevación 33.50 m. En el paramento de aguas arriba se apoya una zona de relleno de tierra vaciada a volteo y compactada mediante el tránsito de camiones, de unos 15 m de anchura y que está empotrada en el material de acarreo del río mediante una trinchera de 1.50 m de profundidad. Este relleno está protegido con una capa de roca de 1.00 m de espesor y talud de 3:1 con una ligera curvatura en la parte superior para remarcar a la altura de la cresta vertedora, vaciándose concreto en los huecos que quedan entre las rocas en una faja de 8.00 m inmediata a aquella.

Aguas abajo del muro vertedor se construyó un amplio delantal de enrocamiento de unos 70 m de anchura y 2.50 m de espesor, que se inicia 1.00 m abajo de la cresta vertedora con una banquetta de 16.40 m de anchura, siguiendo a continuación con una pendiente de 12:1 por una distancia de 27 m, hasta encontrar el lecho del río, para seguir después unos 15 m a lo largo de éste, terminando en una zanja de sección trapecial de 5 m de anchura de plantilla, unos 4 m de profundi-



13

dad y taludes de 1.5:1, rellena de roca, que liga con la zona de enrocamiento del delantal y cuya parte superior coincide con el nivel del lecho del río, (más o menos a la elevación 30.00 m).

La superficie del enrocamiento en este delantal está formada por piedras de gran tamaño y sin finos intermedios, con el acomodamiento necesario para evitar la formación de cauces que pudieran ampliarse con el escurrimiento del agua.

Sobre el delantal de enrocamiento e inmediata al muro vertedor se coló una losa de concreto armado, de 7.40 m de anchura y 0.30 m de espesor a todo lo largo de la presa y que queda 1 m abajo de la cresta vertedora, o sea en la elevación 32.50 m. En la unión del muro vertedor y la losa de concreto armado se dejó una junta asfáltica para independizar ambos concretos. La losa está provista en su extremo de aguas abajo de un dentellón de 1 m de profundidad para amarrar con el enrocamiento. Esta losa corresponde al vado para el paso de vehículos.

En el delantal de enrocamiento se construyeron 4 costillas de concreto paralelas al muro vertedor y espaciadas 10.00 m de centro a centro, quedando la primera a 15.00 m del extremo de la losa. Estas costillas tienen como mínimo 1.50 m de espesor en la superficie, 1.00 m en la base y 1.50 m de profundidad y para alojarlas se excavaron zanjas en el enrocamiento, que se rellenaron de concreto con las precauciones necesarias para ligar las rocas con las paredes y el fondo.

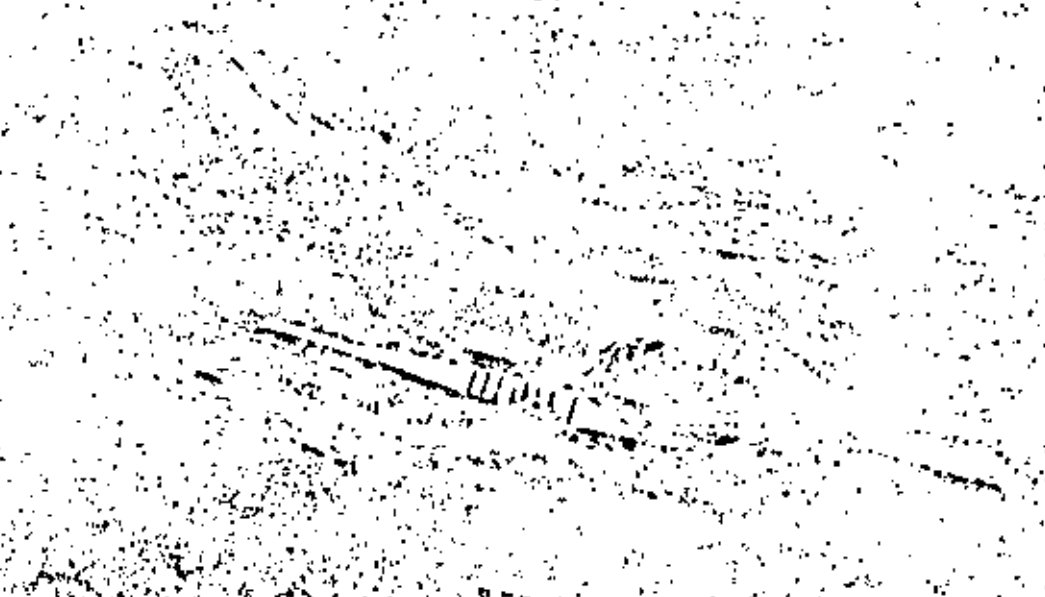
En una faja de 5.00 m de anchura a todo lo largo de la presa y a partir del extremo de la losa, los huecos superficiales entre las rocas se rellenaron de concreto.

Tanto el muro vertedor como la losa de concreto reforzado son horizontales en la parte central del cauce, aquél a la elevación 33.50 m y ésta a la elevación 32.50 m, pero al llegar a las orillas se enlazan mediante rampas con la corona de las estructuras de ambas márgenes.

En la margen derecha se aprovechó la antigua bocatoma Rosales, con muy ligeras modificaciones y adaptaciones, construyéndose inmediatamente a la izquierda y ligada con ella la estructura de limpieza correspondiente.

La bocatoma se construyó de concreto armado y está situada inmediatamente aguas abajo del puente del Ferrocarril del Pacífico, ligada con el estribo Norte de éste y normal a la corriente. Está provista de dos series de compuertas; la primera serie consiste en 10 compuertas de tipo deslizante, que están formadas cada una por tres hojas independientes, quedando su umbral a la elevación 30.16 m; la segunda serie, localizada arriba de la anterior, se utilizaba antes de la construcción de la presa para tomar agua del río durante las grandes crecientes, cerrando previamente las compuertas de la primera serie. Ambas series de compuertas controlan la entrada del agua a 5





FRES. DERIVADORA DE CULIACAN. ... Obra de limpia de la margen derecha en construcción

conductos que descargan en una transición de 16 m de longitud en cuyo extremo se inicia una batería formada por 5 tubos de concreto de 1.80 m de diámetro y de 340 m de longitud, que descargan en el canal principal. La estructura tiene capacidad para derivar un gasto de 36 m<sup>3</sup>/s.

La obra de limpia está situada entre la sección vertedora y la obra de toma. Es una estructura de concreto armado que tiene su piso a la elevación 29.60 m, que aproximadamente es la elevación del fondo del cauce, quedando 0.56 m abajo del piso de la obra de toma. Consiste esencialmente en 3 orificios que se controlan por medio de otras tantas compuertas radiales de 4.00 m de anchura por 2.00 m de altura y 3.50 m de radio, alojadas en la estructura. La parte superior de la estructura está a la elevación 35.00 m y es la prolongación del vado de la sección vertedora.

La obra de toma de la margen izquierda se construyó normal a la corriente y ligada con la obra de limpia, quedando su entrada enfrente del canal de arrastre de ésta. La estructura consiste esencialmente en 10 conductos cerrados de sección cuadrada de 1.52 por lado y 31.50 m de longitud, con revestimiento de concreto reforzado de 0.30 m de espesor, cuya entrada se controla por medio de 10 compuertas deslizantes de 1.52 x 1.52 m que se accionan por medio de mecanismos elevadores desde un puente de maniobras que tiene su rasante a la elevación 39.00 m. El umbral de las compuertas está a la elevación 30.60 m, que es la misma de las plantillas de los conductos, quedando precisamente 1.00 m arriba del piso de la obra de limpia. Los conductos descargan en una transición donde se inicia el canal principal de la margen izquierda.

La obra de toma de la margen izquierda tiene una capacidad total de 80 m<sup>3</sup>/s.

La estructura de limpia está situada entre la obra de toma y la sección vertedora y consiste esencialmente en 4 orificios de 4.00 m de anchura por 2.00 m de altura que se controlan por medio de otras tantas compuertas radiales de iguales dimensiones y 3.50 m de radio, con su umbral a la elevación 29.60 m, que sensiblemente coincide con la elevación del lecho del río. Las compuertas están alojadas en pilas de concreto reforzado de forma aerodinámica y paralelas a la dirección de la corriente, que forman parte del vado de la sección vertedora.

La presa se proyectó tomando en cuenta la avenida ocurrida el 9 de Diciembre de 1943, que tuvo un gasto máximo de 11 000 m<sup>3</sup>/s y es la máxima ocurrida en el período 1924-54. Durante esta creciente el nivel del agua ascendió hasta la elevación 36.27 m. El piso de los puentes de maniobras está a la elevación 39.00 m, quedando un bordo libre de 2.73 m, con la circunstancia de que el río Tamazula, uno de los formadores del río Culiacán, ya está controlado por la presa de Sanalona.

Operación de la presa



PRESA DERIVADORA DE CULIACAN. Obras de toma y de limpia de la margen izquierda  
durante de construcción.

# CALCULO DE LAS CURVAS DEL CANAL PRINCIPAL

CURVA

PI N° 1 =  $\Delta = 45^\circ$       PI N° 1 = PI N° 2 =

$R = 4T \text{ a } 7T$

T = Espejo libre del agua.

R = Radio de curvatura.

1°  $R = 7T \approx 7 \times 7.7 = 53.90$       Se deja  $R = 60m$

2° Calculo de la sub tangente.

$ST = R \operatorname{tg} \frac{\Delta}{2} = 60 \operatorname{tg} \left( \frac{45^\circ}{2} \right) = 24.85$

$LC = \frac{20 \Delta}{G} = \frac{20 \times 45}{1.3013} = 47.19m$

$G = \frac{1145.48}{R} = 19.0913^\circ$

$R = \frac{10}{\operatorname{Sen}(\frac{1}{2}G)} \approx 60.30 \approx 60 \text{ OK}$

SE PROPONE:

$R = 12T \approx 12 \times 7.7 = 92.4m$       Se adapta  $R = 100$

$ST = R \operatorname{tg} \frac{\Delta}{2} = 41.42m$

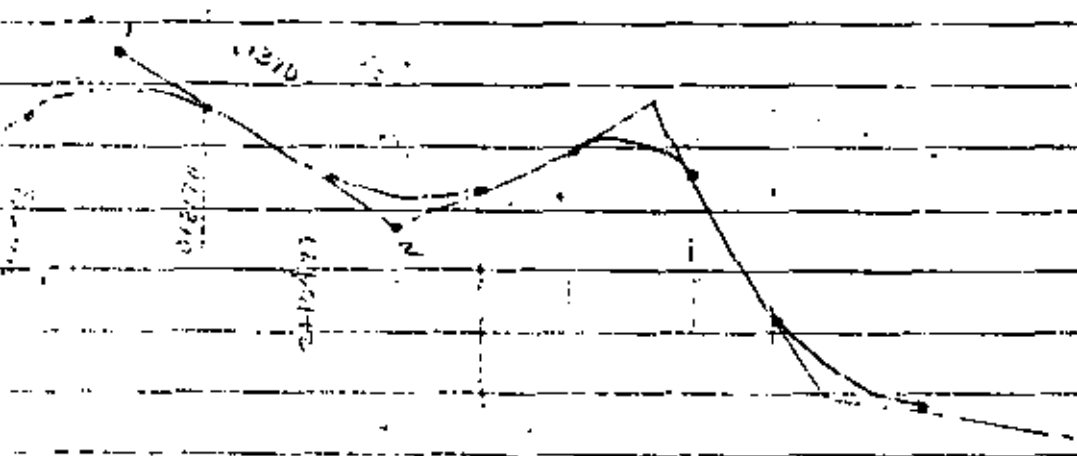
$LC = \frac{20 \Delta}{G} = \frac{20 \times 45}{11.46} = 78.63$

$G = \frac{1145.48}{100} = 11.46^\circ$

27

CURVA

Estac	Dist. a PI	PI - ST = PC	PT = PC + LC
0+1000	0	..... (4)	= 73
	780	$0 + 780 - 0 + 0.41 \cdot 42 = 738.58$	$738.58 + 78.53 = 01817.11 = PT$
	$\frac{1}{2}(0+780) = 390$	$PC = PT + 390 = 817.11$	$PT = PC + LC$



PI N° 3  $\Delta = 90^\circ$

1°  $R = 7T = 53.9$  ; Se deja  $R = 60m$  ;  
2° Cálculo de la Subtangente -

$$ST = R \tan \frac{\Delta}{2} = 60 \tan \frac{90}{2} = 60m$$

3° Cálculo de la long. de curva :-

$$LC = \frac{20 \Delta}{G} = \frac{20 \times 90}{19.0913} = 94.28$$

$$G = \frac{1145.48}{R} = \frac{1145.48}{60} = 19.0913$$

PI N° 4  $\Delta = 45^\circ$

$R = 7T$   $R = 7 \times 7.7 = 53.9$  SE ADOPTA  $R = 60$

ESTA CURVA ES IGUAL A LA DEL PI N° 1



sobre elevación del tirante por efecto de la curva en el canal

$$\Delta y = C \frac{V^2}{g} \frac{W}{r}$$

$$V = \text{m/s} ; W = b + 2td$$

$$g = 9.81 \text{ m/s}^2 \quad r = \text{radio de la curva}$$

C = coeficiente según el tipo de sección y el tipo de régimen ver pag. 159

$\Delta y$  = sobre elevación en metros:

$$V = 1.27 \text{ m/s} ; W = 2 + 2 \times 1.5 \times 1.9 = 7.7$$

$$\Delta y = C \frac{1.27^2}{9.81} \times \frac{7.7}{60} = 0.011 \text{ m}$$



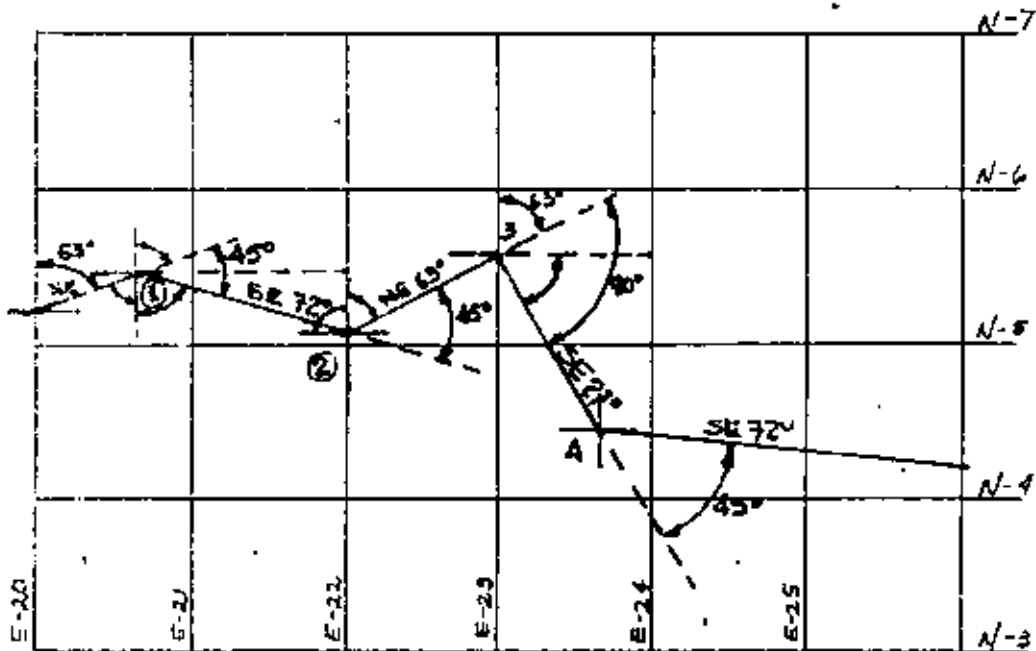
### Datos de los curvos

Nº	ESTACIONES			DIMENSIONES EN M			ÁNGULOS °		COORDENADAS (P.I.)			
	PI	PC	PT	ST	LC	R	Δ	θ	Ex	Wx	Ny	Sy
1	0+780	0+738.58	0+817.11	41.42	78.53	100	45°	11.46°				
2	2+145.69	2+104.27	2+182.8	41.42	78.53	100	45°	11.46°				
3	3+261.38	3+201.38	3+295.66	60.00	94.28	50	90°	19.09°				
4	4+505.66	4+464.24	4+542.77	41.42	78.53	100	45°	11.46°				

Nº P.I.	(L) LONG. ENTRE P.I.	Estacion Preliminar del P.I.	CURVA Nº	ST <sub>i</sub>	LC	CADENAMIENTO REAL		
						$PC_i = PI - ST$	$PT_i = PC_i + LC_i$	$PC_i = PT + L - ST_i - ST_{(i-1)}$
0		0+000						
1	780	0+780	1	41.42	78.53	$0+780 - 41.42 =$ $0+738.58$	$0+738.58 + 78.53 =$ $0+817.11$	
2	1370	2+150	2	41.42	78.53		$2+104.27 + 78.53 =$ $2+182.8$	$0+817.11 + 1370 - 41.42 - 41.42 =$ $= 2+104.27$
3	1120	3+270	3	60.00	94.28		$3+201.38 + 94.28 =$ $3+295.66$	$2+182.8 + 1120 - 41.42 - 60 =$ $= 3+201.38$
4	1270	4+540	4	41.42	78.53		$4+464.24 + 78.53 =$ $= 4+542.77$	$3+295.66 + 1270 - 60 - 41.42 =$ $= 4+464.24$

# CÁLCULO DE LA POLIGONAL

LADO	LONG.	R. CAL.	SEN R	COS R	PROYECCIONES ORIGINALES			
					Ex	Wy	Ny	Sy
0	0	-	-	-	20.000		5.200	
01	780	N 63° E	0.891	0.454	694.98		354.12	
12	1370	S 72° E	0.951	0.309	1302.87			423.33
23	1120	N 63° E	0.891	0.454	997.92		508.48	
34	1270	S 27° E	0.454	0.891	576.58			1131.57
45		S 72° E	0.951	0.309				
COORDENADAS					COORDENADAS (P1)			
LADO	E	W	N	S	X	Y		
0	30000		5200		20000	5200		
01	20.694.98		5584.12		20694.98	5584.12		
12	21997.85			5130.79	21997.85	6130.79		
23	22995.77		5639.27		22995.77	5639.27		
34	23572.35			4507.7	23572.35	4507.7		
45								



0 R = 63°

1 =  $-(90-63)+45 = 18$ ; R =  $90-18 = 72°$

2 =  $-(90-72)+45 = 27$ ; R =  $90-27 = 63°$

3 =  $-(90-63)+90 = 63$ ; R =  $90-63 = 27°$

4 =  $27+45 = 72°$  R =  $72°$

CÁLCULO HIDRÁULICO DEL ARROYO

$Q_{\text{arroyo}} = 14.0 \text{ m}^3/\text{s}$



Suponiendo un tirante de 1m.

$\therefore A = 10 \times \frac{1}{2} + 10 \times \frac{1}{2} = 10 \text{ m}^2$

Área hidráulica

$A = 10 \times \frac{1}{2} + 10 \times \frac{1}{2} = 10 \text{ m}^2$

Perímetro mojado

$P = 2\sqrt{10^2 + 1^2} = 20.1 \text{ m}$

Radio hidráulico

$R = \frac{A}{P} = \frac{10}{20.1} = 0.4975 \text{ m}; R^{2/3} = 0.6279 \text{ m}$

$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} = \frac{1}{0.04} (0.6279) \times (0.00833)^{1/2} = 1.43 \text{ m/s}$

$Q = AV = 10 \times 1.43 = 14.3 \text{ m}^3/\text{s}$

Cálculo hidráulico del sifón  $Q_{\text{sifón}} = 11.711 \text{ m}^3/\text{seg}$

Suponiendo una  $V = 2.5 \text{ m/s}$

$A = \frac{\pi d^2}{4}; A = \frac{Q}{V} = \frac{11.711}{2.5} = 4.684 \text{ m}^2$

$d = \sqrt{\frac{4A}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 4.684}{\pi}} = 2.44 \text{ mts}$

Se dejará  $d_c = 2.5 \text{ m} \therefore A_{\text{REAL}} = \frac{\pi d_c^2}{4} = 4.9087 \text{ m}^2$

$V = \frac{Q}{A_R} = \frac{11.711}{4.9087} = 2.385 \text{ m/seg}$ .  $2 < V < 3$  OK

$R_s = \frac{d}{4} = \frac{2.5}{4} = 0.625 \text{ m} \therefore R_s^{2/3} = 0.731$

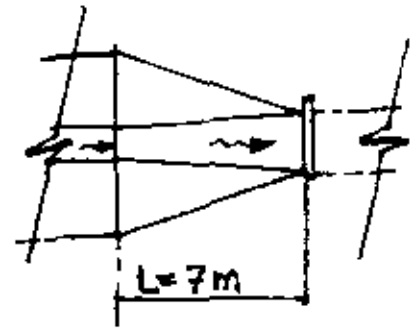
Longitud de transición  $\alpha = 22.5^\circ$

$$L = \frac{T-t}{2} \cot \alpha = \frac{7.7-2.5}{2} \cot 22.5^\circ = 6.28 \text{ m}$$

Se adopta  $L = 7 \text{ mts.}$

$$T = b + 2td = 2 + 1.5 \times 1.90 = 7.70$$

Para conocer la elevación aproximada de la rasante del canal a la salida del sifón se supone una pérdida de carga  $q$  es aproximadamente igual a  $h_T \approx 1.5 h_f$



$$h_f = \left( \frac{V_s \eta}{R_s^{2/3}} \right)^2 L$$

$$h_f = \left( \frac{2.39 \times 0.014}{0.731} \right)^2 \times 50 = 0.105$$

$$h_T = 1.5 \times 0.105 \approx 0.16 \quad \text{se adopta } \approx 0.20$$

donde  $V_s = 2.55 \text{ m/s}$

$$h = 0.014$$

$$R_s^{2/3} = 0.731$$

$$L \approx 50 \text{ mts}$$

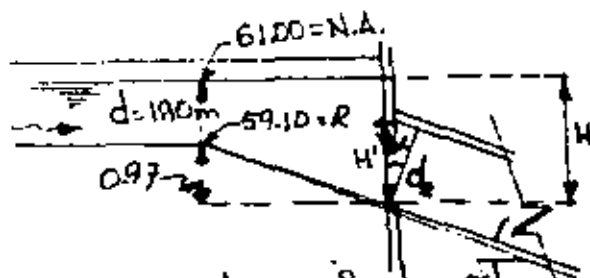
∴ Elevación de la rasante a la salida del sifón (en el canal)

$$R = 59.1 - 0.20 = 58.90 \text{ m}$$

"Ahogamiento en el Sifón"

$$\alpha \approx 10^\circ \quad \cos \alpha = \frac{d}{H'} \quad \therefore H' = \frac{2.5}{\cos 10^\circ}$$

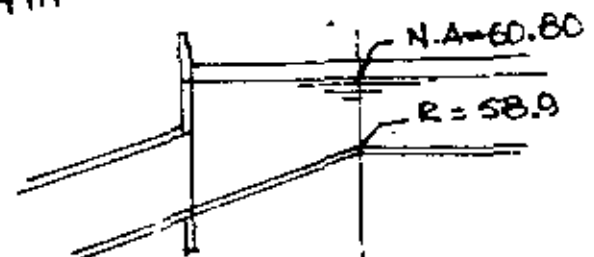
$$H' = 2.54 \text{ m}$$



dando un ahogamiento  $\approx 13\%$

$$H = 2.54 (1.13) = 2.87 \text{ m}$$

$$2.87 - 1.90 = 0.97 \text{ m}$$



Ver croquis del sifón.

TIPO 21

$$\varphi = 11.711 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$A = 9.21 \text{ m}^2$$

$$v = 1.271 \text{ m/s}$$

$$d = 1.9$$

$$b = 2.0$$

$$R = 1.04$$

$$n = 0.014$$

$$t = 1.5:1$$

$$s = 0.0003$$

TIPO 20

$$\varphi = 10.615 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$A = 8.560 \text{ m}^2$$

$$v = 1.241 \text{ m/s}$$

$$d = 1.85 \text{ m.}$$

$$b = 1.85 \text{ m.}$$

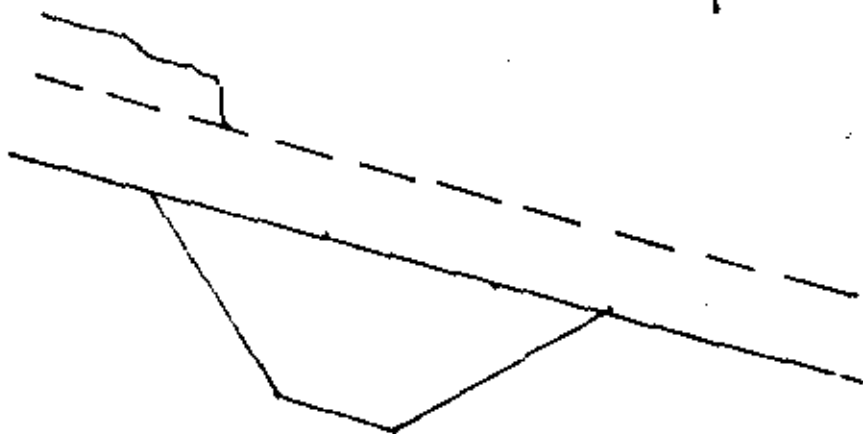
$$R = 1.004$$

$$n = 0.014$$

$$t = 1.5:1$$

$$s = 0.0003$$

NOTA. - EN EL SIFÓN LA RASANTE PUEDE QUEDAR IGUAL; COMO SI NO EXISTIERA EL SIFÓN, solo que habría sobre elevación a la entrada y solo habría que chequear que la sobre elevación no sobrepase el borde libre



## CÁLCULO DE LA LONGITUD DE REPRESAS EN EL CANAL PRINCIPAL

$$L_{\text{máx.}} = d - \frac{(0.25d + \Delta h)}{s} - 0.50$$

$$L_{\text{mín}} = d - \frac{(0.25d + \Delta h)}{s} - 0.4d$$

$$L_{\text{máx por subpresión}} \rightarrow L_{\text{máx}_s} = \frac{d}{3s}$$

Se tomará  $\Delta h \approx 0.15$  (Tomas laterales)  
 $\Delta h \approx 0.10$  (Tomas Granja)


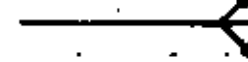















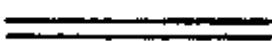





DATOS: para  $d = 1.90 \text{ m}$ ;  $\Delta h = 0.15 \text{ m}$ ;  $s = 0.0003$

$$L_{\text{máx}} = 1.90 - \frac{(0.25 \times 1.90 + 0.15)}{0.0003} - 0.50 = 2178.0 \text{ mts}$$

$$L_{\text{mín}} = \frac{1.90 - (0.25 \times 1.90 + 0.15)}{0.0003} - 0.4 \times 1.90 = 1717.0 \text{ m}$$

$$L_{\text{máx}_s} = \frac{1.90}{3 \times 0.0003} = 2111$$

Rigen como  $L_{\text{máx}} = 2178$  y  $L_{\text{mín}} = 1717 \text{ m}$   
 (Ver planta y su ubicación)

SIMBOLOGÍA	DEFINICIÓN
7 	TOMA GRANJA
8 	DOBLE TOMA GRANJA
9 	REPRESA
10 	CAIDA
12 	ENTRADA DE AGUA AL CANAL
11 	SIFÓN
13 	ENTRADA DE AGUA DE RASO SUPERIOR
14 	DEBAGUE DE EXCEDENCIAS
15 	DEBAGUE TOTAL
19 	PUENTE PARA VEHÍCULOS
20 	ALCANTARILLA EN CANALES O DRENES
16 	ENTRADA DE AGUA A DREN TIPO ALCANTARILLA
17 	REMATE FINAL
18 	ENTRADA DE AGUA DE DREN A DREN
4 	CANAL
5 	DREN NUEVO
6 	ARROYO RECTIFICADO
1 	CAMINO PAVIMENTADO
2 	CAMINO REVESTIDO
3 	LINDERO DE LOTE
23 	CASETA PARA CAVALERO
21 	PUENTE PARA PEATONES
22 	VADO

CÁLCULO DE LA CURVA EN EL LATERAL DER. 1+630 (PI = 0+910)

$$\Delta = 90^\circ$$

$$R = 4T \text{ a } 7T$$

$$\text{Se tomara } R = 5T$$

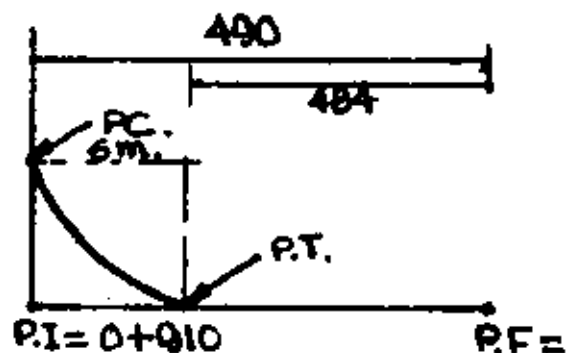
$$\text{Sección tipo - 1 } \Rightarrow T = b + 2td = 0.3 + 1.5 \times 2 \times 0.3 = 1.2$$

$$R = 5T = 5 \times 1.2 = 6 \text{ m ; } \Delta = 90^\circ$$

$$S.T. = R \tan \frac{\Delta}{2} = 6 \text{ m}$$

$$G = \frac{1145.48}{R} = \frac{1145.48}{6} = 190.91333$$

$$L.C. = 20 \frac{\Delta}{G} = \frac{20 \times 90}{190.91333} = 9.43 \text{ m.}$$



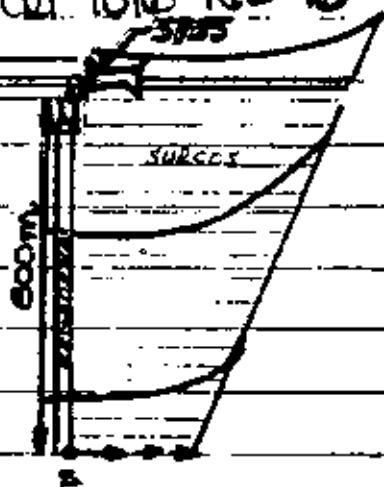
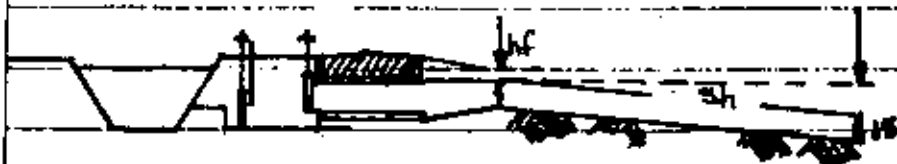
$$P.C. = 0+910 - 6 = 0+904$$

$$P.T. = 0+904 + 9.43 = 0+913.43$$

$$P.F. = 0+913.43 + 484 = 1+397.43$$



Cálculo de la superficie libre del agua.  
 en los tomos Granja. (Este caso es el TG del lote No 10  
 1º Tomo Granja/1100)



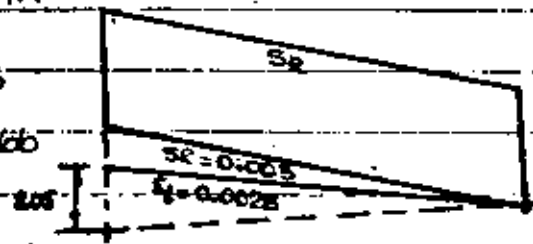
$Q \text{ aprox} = 50.4 \text{ Hs/seg} = 0.0504 \text{ m}^3/\text{s}$   
 Sección aprox de Boidera.



$S_1 = \frac{57.85 - 55.80}{800} = 0.0026$   
 SURCOS

Proponemos  $S_2 = 0.003 = S_1$  y  $b = 0.30 \text{ m}$

$\frac{Qn}{S^{1/2}} = \frac{A^{2/3}}{P^{2/3}} = \frac{(0.3d + 1.5d^2)^{1.666}}{(0.3 + 3.606d)^{1.666}}$



$\frac{0.0504 \times 0.03}{(0.003)^{1/2}} = 0.0276$

Se cumple para  $d = 0.196 \therefore \frac{A^{2/3}}{P^{2/3}} = 0.0276$

Comprobación  $A = 0.3 \times 0.196 + 1.5(0.196)^2 = 0.1164 \text{ m}^2$

$P = 0.3 + 3.606(0.196) = 1.0068$   $R = \frac{A}{P} = \frac{0.1164}{1.0068} = 0.1156$   
 $R^{2/3} = 0.2373$

$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} = \frac{1}{0.03} (0.2373)(0.003)^{1/2} = 0.433 \text{ m/s}$

$Q = VA = 0.433 \times 0.1164 = 0.0505 \approx 0.0504 \text{ OK}$

$hf = \left( \frac{Vn}{R^{2/3}} \right)^2 L = \left( \frac{0.433 \times 0.03}{0.2373} \right)^2 800 = 2.40$

$hf = SL \approx 0.003 \times 800 = 2.4 \text{ OK}$

Riego en Fajas con caballones (MELGAS)

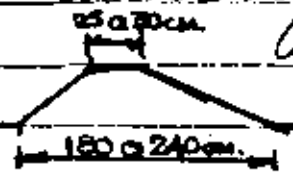
B de 90 cm L de 100 a 400 m.  
 la superficie debe ser horizontal para q' el agua la cubra en toda su anchura  
 la pendiente de 2 a 4% (1% hasta 7.5% dependiendo del tipo de suelo pendientes muy fuertes no son recomendables son muy erosionados los tierras



Q por melga de 14 a 280 lts/seg.

Esto es apropiado para suelos de textura heterogénea los suelos bastante impermeables (suelos francos y compactos) permiten la construcción de franjas muy largas los suelos porosos y abiertos con subsuelo de grava exigen fajas cortas y estrechas.

DIMENSIONES DE CABALONES.-



RIEGO POR SURCOS

Pendientes de 0.5 a 3% son las mejores pendientes de 3 a 6% (para algunos tipos de suelos de 10 a 15% para pequeños caudales solo q' habrá q' vigilar la erosión.



CULTIVOS  
 Huertas

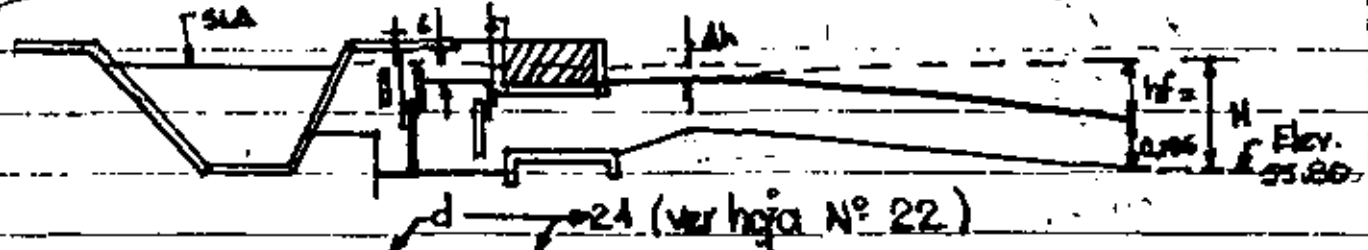
L	h
0.9 a 1.8 m	2 a 3 cm

Para suelos de condiciones capilares muy buenas o de subs. impermeable...

Papa, papa, Remolacha.

3 a 3.6 m	0.07 a 0.13
-----------	-------------

EN BASE AL PLANO G-C (para determinar la carga mínima en la toma y a suaves en el canal alimentador se tiene:



$0.196 + S_p L = 0.196 + 0.003 \times 800 = 2.596 \text{ m.}$

Dependiendo del tipo de aforadora.

$\Delta h \approx 0.10 \text{ cm.} \therefore \text{SLA} = \text{Elev. } 53.8 + 2.596 + 0.10 = 58.496$

$\text{SLA} \approx 58.5 *$

Aplicando el criterio de Paseta que al T.N. se le exige de 40 a 60 cms. se tiene.

$\therefore \text{Elev. del T.N.} = 57.85 \quad \text{Elev. de SLA} = 57.85 + 0.6 =$

$\text{SLA} = 58.45 \text{ m. (60 cm)}$

$\text{SLA} = 58.25 \text{ m. (40 cm)}$

\*

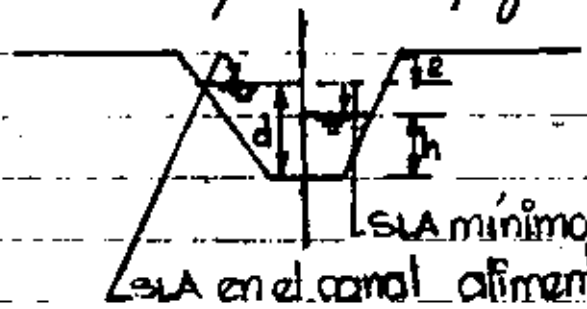
se tomará 58.50

Para la toma granja N° II se tomará.

$\text{Elev. SLA} = \text{Elev. T.N.} + 0.40 \text{ m} = 58.30 + 0.4 = 58.70 \text{ m.}$

CÁLCULO DE EL NIVEL DE OPERACION

# Nivel de operación (pág. 19-23 y 164 plano TC-C-248)



SLA mínimo para alimentar al canal q distribuye  
SLA en el canal alimentador.

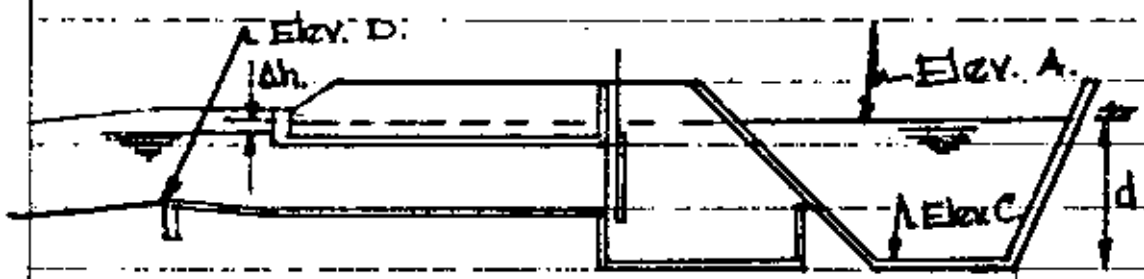
Valores de R mínimos

Si  $d \leq 50\text{cm}$ ;  $R = 15\text{cm}$   $\therefore h = d - 15$

$50 < d < 200\text{cm}$ ;  $30 > R > 15$   $\therefore h = d - 15$  o  $h = d - 30$

$d > 200\text{cm}$ ;  $R = 0.15d$   $h = 0.85d$

En nuestro caso  $d = 1.96\text{m}$   $\therefore R$  es de 30 a 15 cm  
se toma  $h = 1.96 - 30 = 1.66$

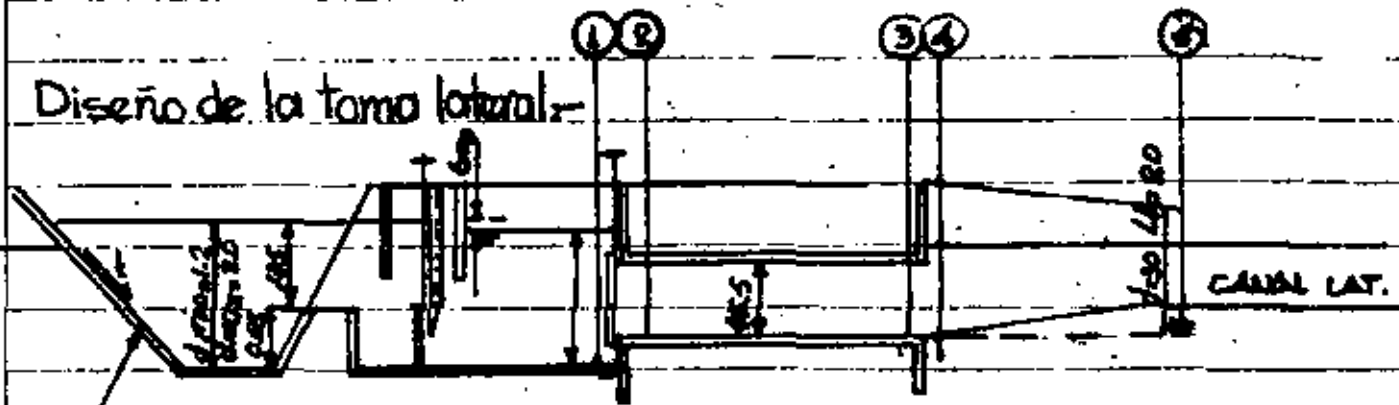


$\text{Elev. D} - \text{Elev. C} = 0.4d$  máximo ó 50cm. mínimo

$\text{Elev. A} - \text{Elev. B} = (0.25d + \Delta h)$  mínimo

de acuerdo a nuestro caso  $0.4(1.96) = 0.784$  max.  
0.5 mín.

Diseño de la toma lateral:-



Canal Principal

Datos hidráulicos del canal principal

$$Q = 11.711 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$A = 9.21 \text{ m}^2$$

$$V = 1.271 \text{ m/s}$$

$$b = 2.0$$

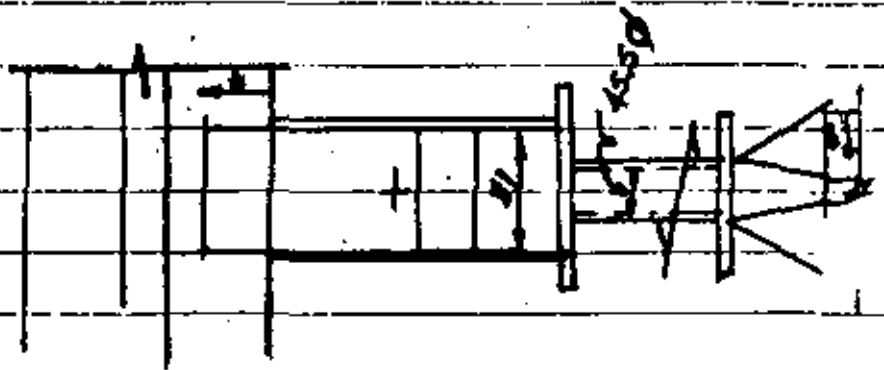
$$d_{\text{normal}} = 1.90$$

$$f = 1.5:1$$

$$S = 0.0003$$

$$n = 0.014$$

$$R = 1.004$$



Datos hidráulicos del canal lateral

$$Q_{\text{necesario}} = 122.2 \text{ lts/seg.}$$

$$Q_{\text{adaptado}} = 0.144 \text{ lts/seg. } V = 0.64 \text{ m/s.}$$

$$A = 0.220$$

$$b = 0.3$$

$$d = 0.3$$

$$S = 0.0009$$

$$n = 0.014$$

$$f = 1.5:1$$

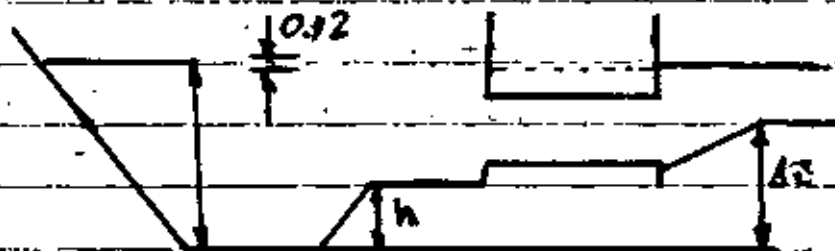
$$e = 0.05$$

$$Lb = 0.2$$

Nivel de operación como el frente normal del canal principal es 1.9 m y la toma lateral requiere 144 lts/seg. adoptamos la Estructura o tipo TC-C-563.  
1º Nivel mín. de operación =

De acuerdo al plano.  
TC-C-248 (pág. 164)

Se tiene



$$\text{Elev. A. - Elev B.} = (0.25d + \Delta h)_{\text{mín}} = 0.25(1.9) + 0.12$$

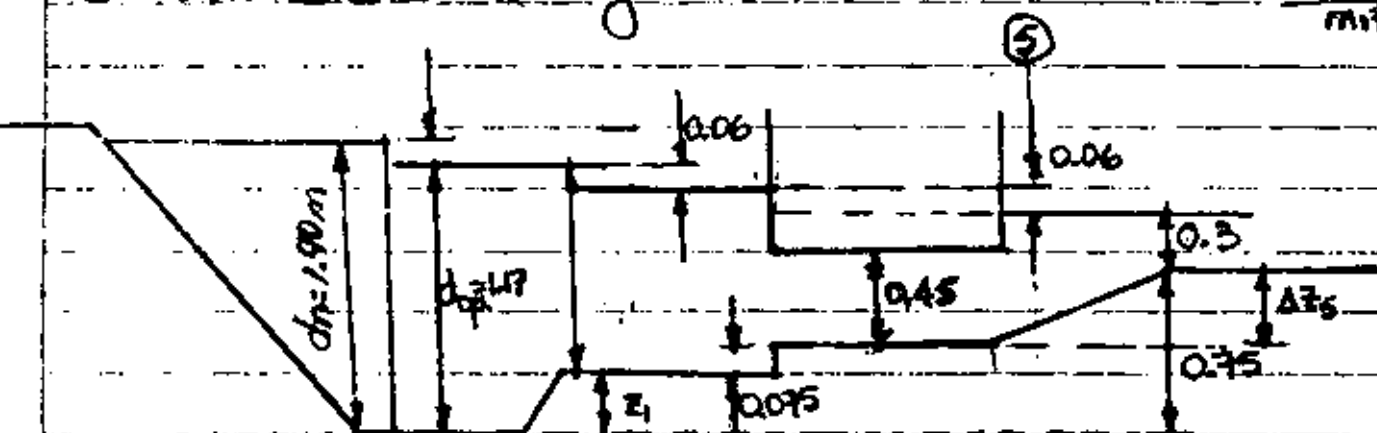
0.12 (se pierden 6 en la Estructura tipo y consideramos 6 de pérdida total al reanular  $\therefore 0.25(1.9) + 0.12 = 0.575 \text{ m. mín.}$

2º Escalón. - 0.4 d max y 50 cm. mín.

$$\therefore \Delta z = 0.4 \times 1.9 = 0.76 \text{ max y } 0.5 \text{ m. mín.}$$

Se tomará  $\Delta z = 0.75 \text{ cm.}$

3º Considerando la regla de  $-0.5 < d < 2 \therefore R = 150 \frac{30 \text{ m.}}{\text{mín.}}$



Como el lateral es ST-1  $\therefore d = 0.3$  calcularemos por el escalón  $z_1$ , 1º Consideramos un chagamiento en ⑤  $\therefore$  de 30%  $\therefore$

$$0.45 \times 1.3 = 0.59; \Delta z_s = 0.59 - 0.3 \approx 0.29; \text{ y } z_1 = 0.75 - 0.29 - 0.06 = 0.40$$

Se tomará  $z_1 = 0.4$  cumpliendo con las Restricciones anteriores tendremos  $d_{op} = 0.75 + 0.3 + 0.12 = 1.17$ .

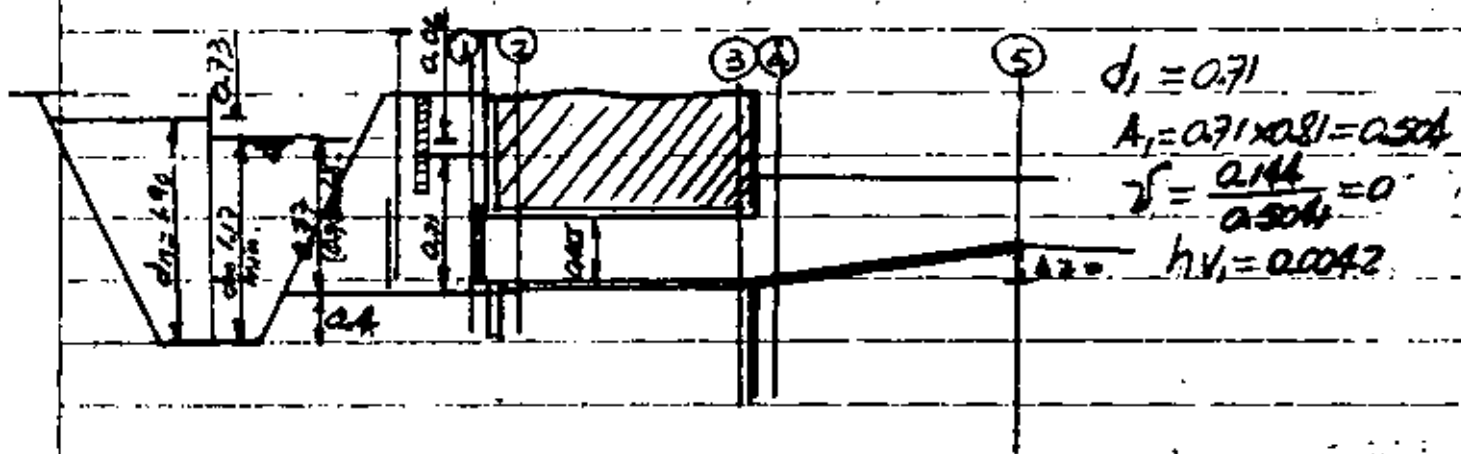
$$d_{op} = 1.17 \therefore d_n = 1.90 \quad R = 1.9 - 1.17 = 0.73$$

y R como mínimo fue 0.995 OK ✓

además de acuerdo al plano TC-C-563 se tiene 75 min y en esa zona tendremos

$$d = 1.17 - 0.4 = 0.77 > 0.75 \text{ OK ✓}$$

En base a lo anterior se llevará el diseño hidráulico de esa toma. —



Bernoulli entre ① y ②

$$d_1 + h_{v1} = d_2 + h_{v2} + \epsilon P_{1,2} + \frac{P_2}{\omega} + z_2$$

$$d_2 = 0.455; \quad \epsilon P_{1,2} = 0.2(h_{v2} - h_{v1}); \quad z_2 = 0.075 \text{ m}$$

$$A_2 = \frac{\pi d^2}{4} = 0.1626 \text{ m}^2; \quad 0.2(0.0398 - 0.0042) = 0.00712$$

$$v_2 = \frac{Q}{A_2} = \frac{0.144}{0.163} = 0.8834 \text{ m/s}; \quad h_{v2} = 0.0398 \text{ m}$$

$$0.71 + 0.0042 = 0.455 + 0.0398 + 0.00712 + \frac{P_2}{\omega} + 0.075 =$$

$$\frac{P_2}{\omega} = 0.1373$$

3 - ② y ③

$$d/2 + hv/2 + \frac{P_2}{W} = d/3 + hv/3 + \frac{P_3}{W} + hf$$

$$\frac{P_3}{W} = \frac{P_2}{W} - hf \quad \therefore hf = \left(\frac{2kn}{1.49}\right)^2 L$$

$$hf = \left(\frac{0.884 \times 0.012}{(0.11375)^{0.49}}\right)^2 \times 7 = 0.0143 \text{ m}$$

n. - en este tipo de tubos

n. - de 0.009 a 0.012

se toma n = 0.012 debido a

juntos. -

$$\frac{P_3}{W} = \frac{P_2}{W} - hf = 0.1373 - 0.0143$$

$$R = \frac{d}{4} = \frac{0.455}{4} = 0.11375$$

$$L = 7 \text{ m}$$

$$\frac{P_3}{W} = 0.123 \text{ m}$$

B - ③ - ④

$$d_3 + hv_3 + \frac{P_3}{W} = d_4 + hv_4 + \epsilon P_{3-4}$$

$$d_3 = 0.455 \text{ m}; hv_3 = hv_2 = 0.0398 \text{ m}; \frac{P_3}{W} = 0.123 \text{ m}$$

$$\epsilon P_{3-4} = 0.4 (hv_3 - hv_4) = 0.4 (0.0398 - 0.0145) = 0.0101$$

$$d_3 + 0.6 hv_3 + \frac{P_3}{W} = d_4 + 0.6 hv_4$$

$$0.455 + 0.6(0.0398) + 0.123 = d_4 + 0.6 hv_4$$

$$0.6019 = d_4 + 0.6 hv_4$$

Se cumple para  $d_4 = 0.594$ .

$$A_4 = 0.455 \times 0.594 = 0.2703$$

$$\sqrt{A_4} = \frac{Q}{A_4} = \frac{0.144}{0.2703} = 0.5328$$

$$hv_4 = 0.0145$$

$$0.6019 = 0.594 + 0.6(0.0145) = 0.602 \text{ OK}$$



B

$$d_4 + h_{v4} = d_5 + h_{v5} + \Delta z_5 + \epsilon P_{4-5}$$

$$d_4 = 0.594; h_{v4} = 0.0145$$

$$d_5 = 0.3 \quad v_5 = 0.64 \text{ m/s} \quad h_{v5} = 0.0209 \checkmark$$

$$\epsilon P_{4-5} = 0.2(h_{v5} - h_{v4}) = 0.2(0.0209 - 0.0145) = 0.00128$$

$$0.594 + 0.0145 - 0.3 - 0.0209 - 0.00128 = \Delta z_5 = 0.286$$

## Resumen de Pérdidas

$$1) \text{ Por entrada} = 0.00712$$

$$2) \text{ Por Fricción} = 0.043$$

$$3) \text{ Por Salida} = 0.0101$$

$$4) \text{ Por trans. de Salida} = 0.00128$$

$$0.0328$$

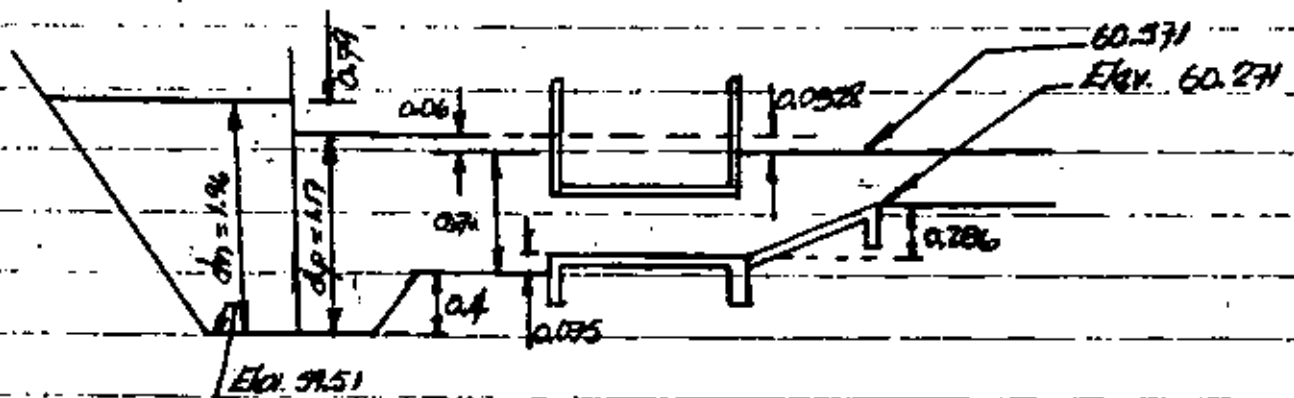
Comprobación B ①-⑤ N.R. por la rozante del tubo

$$h_{v1} + d_1 - \Delta z_2 = d_5 + h_{v5} + \Delta z_5 + \epsilon P_{4-5}$$

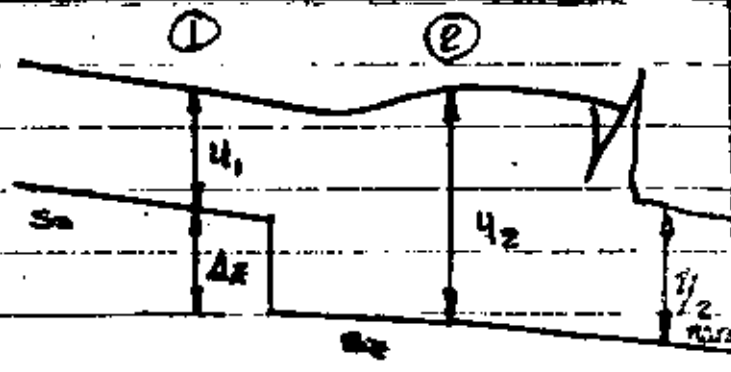
$$0.0042 + 0.71 - 0.095 = 0.3 + 0.0209 + 0.286 + 0.0328$$

$$0.6392 \approx 0.6397 \quad \text{OK} \quad \checkmark$$

$$\text{Si Dato } \Delta z = 0$$



Escalón de 20 cm  
Q = 0.068 m³/s



$$h_{f-2} \approx 0$$

$$E_1 = E_2 - \Delta x$$

$$E_1 = y_1 + \frac{V_1^2}{2g}; y_1 = 0.30 \text{ m}; V_1 = 0.64 \text{ m/s}; h_{v1} = 0.0209 \text{ m}$$

$$E_2 = y_2 + \frac{V_2^2}{2g}$$

$$y_1 + \frac{V_1^2}{2g} + \Delta x = y_2 + \frac{V_2^2}{2g}$$

$$0.3 + 0.0209 + 0.2 = y_2 + h_{v2}$$

$$0.5209 = y_2 + h_{v2}$$

$$\Delta z = 0.3 \times 0.52 + 1.5 \times 0.52^2 = 0.5616$$

también se cumple para  $y_2 = 0.52$

$$V_2 = \frac{0.068}{0.5616} = 0.121 \quad h_{v2} = 0.0008 \therefore y_2 + h_{v2} = 0.52 + 0.0008$$

$$y_2 + h_{v2} = 0.5208 \approx 0.5209 \text{ OK.}$$

$y_2$  se incrementa en este caso para  $Q = 0.068$

y para  $ST=1$   $d=0.3$  y  $Lb=0.2$  m  $\therefore d+Lb=0.5$  m

El agua se desbordaría, no conviene hacer los escalones a menos q se justifiquen.

# Calculo de la longitud de Represas

CANAL LAT. DIB. K-14630

$$L_{\text{m\acute{a}x}} = \frac{d - (0.15d + \Delta h) - 0.20}{S}$$

$$L_{\text{m\acute{i}n}} = \frac{d - (0.15d + \Delta h) - 0.4d}{S}$$

$$L_{\text{m\acute{a}x}} = \frac{d}{3S}$$

1º para  $S = 0.0002$  y  $d = 0.3$   $\Delta h \approx 0.05 \text{ m}$ .

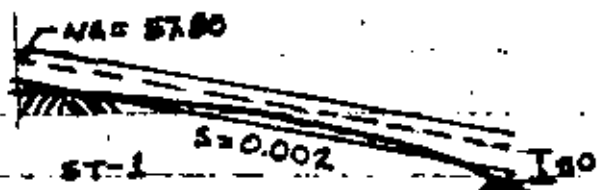
$$L_{\text{m\acute{a}x}} = \frac{0.3 - (0.15(0.3) + 0.05) - 0.20}{0.0002} = \frac{0.005}{0.0002} = 25 \text{ m}$$

$$L_{\text{m\acute{i}n}} = \frac{0.3 - (0.15(0.3) + 0.05) - 0.4d}{0.0002} = \frac{0.085}{0.0002} = 425 \text{ m}$$

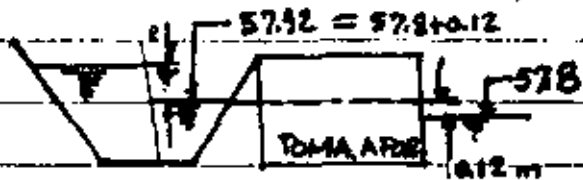
$$L_{\text{m\acute{a}x}} \text{ SP} = \frac{0.3}{3 \times 0.0002} = 500 \text{ m} \Rightarrow ?$$

NOTA: Estas fórmulas no son válidas en canales pequeños pues se daría represa por cada toma granfa o toma lateral de acuerdo al criterio que se adapte.

Diseño del canal sub-lat-der K-1+000



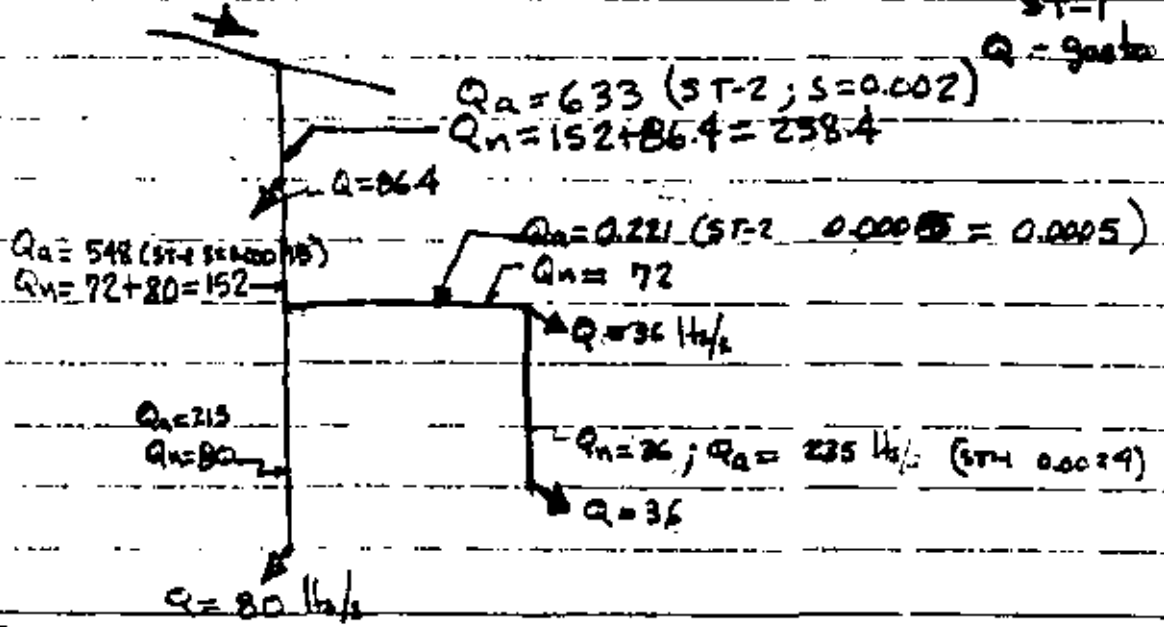
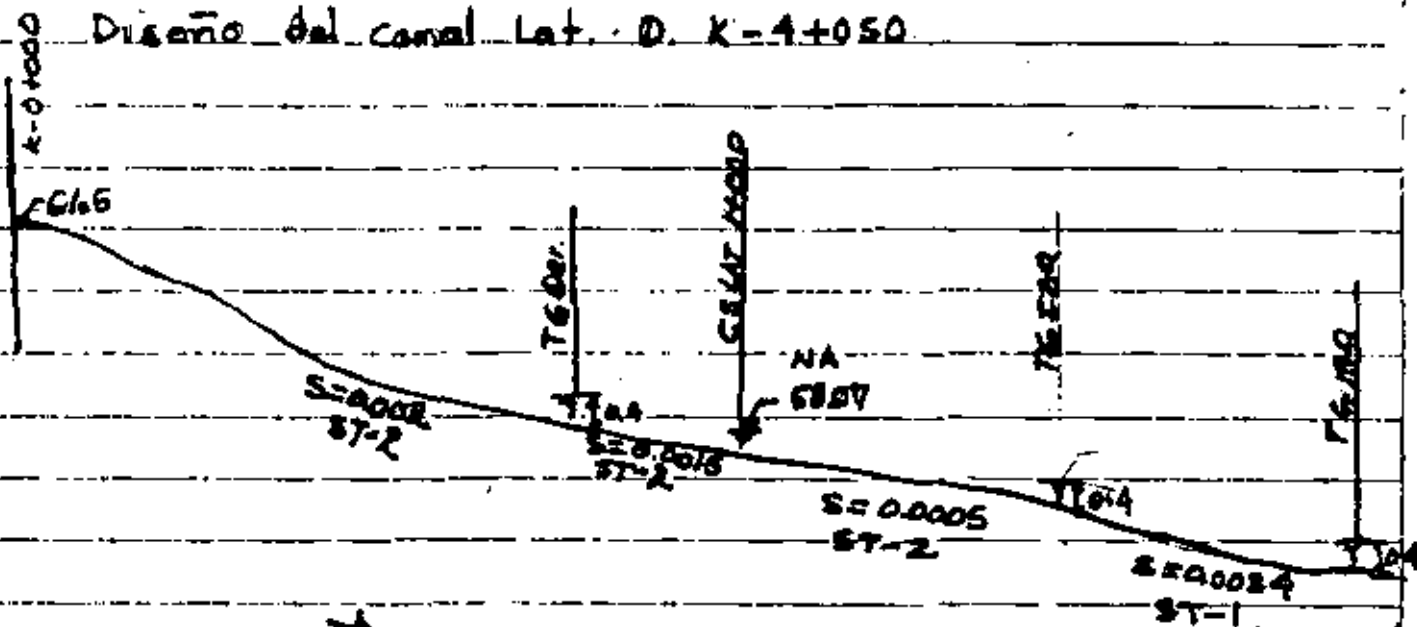
$Q = 0.215 \cdot V = 0.954 \text{ m}^3/\text{s} \quad s = 0.002$

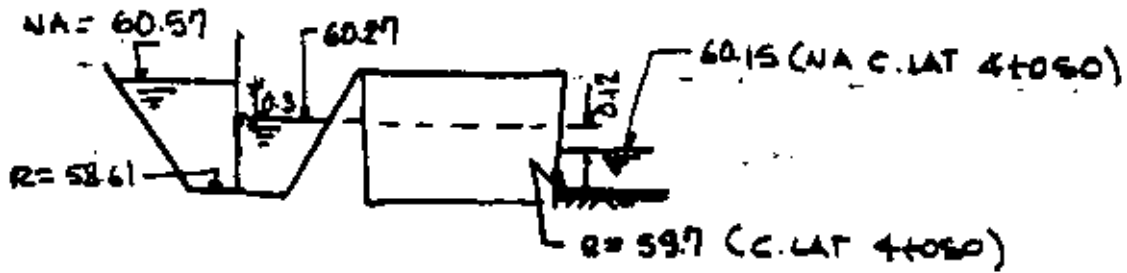


$R \cdot 2.15 \therefore NA \text{ mín} = 57.92 = 57.92$

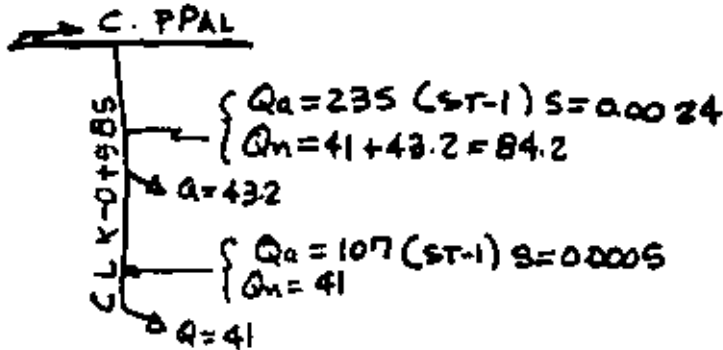
$NA \text{ normal} = 57.92 + 0.15 = 58.07 \text{ OK}$

Diseño del canal Lat. D. K-1+050

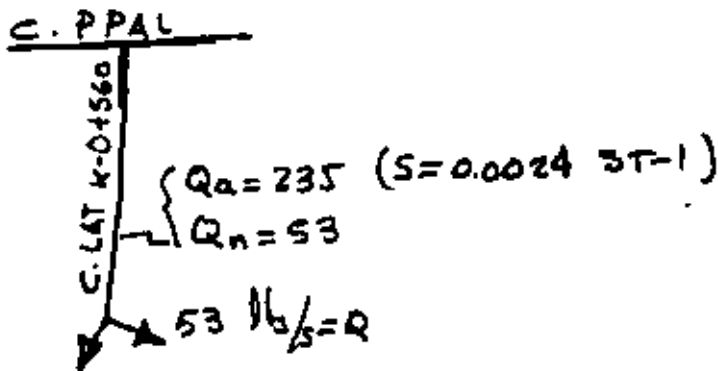




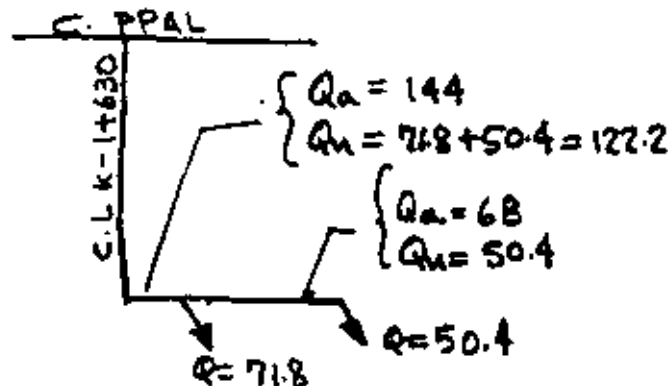
Gastos del canal lat. Der. k-0+985

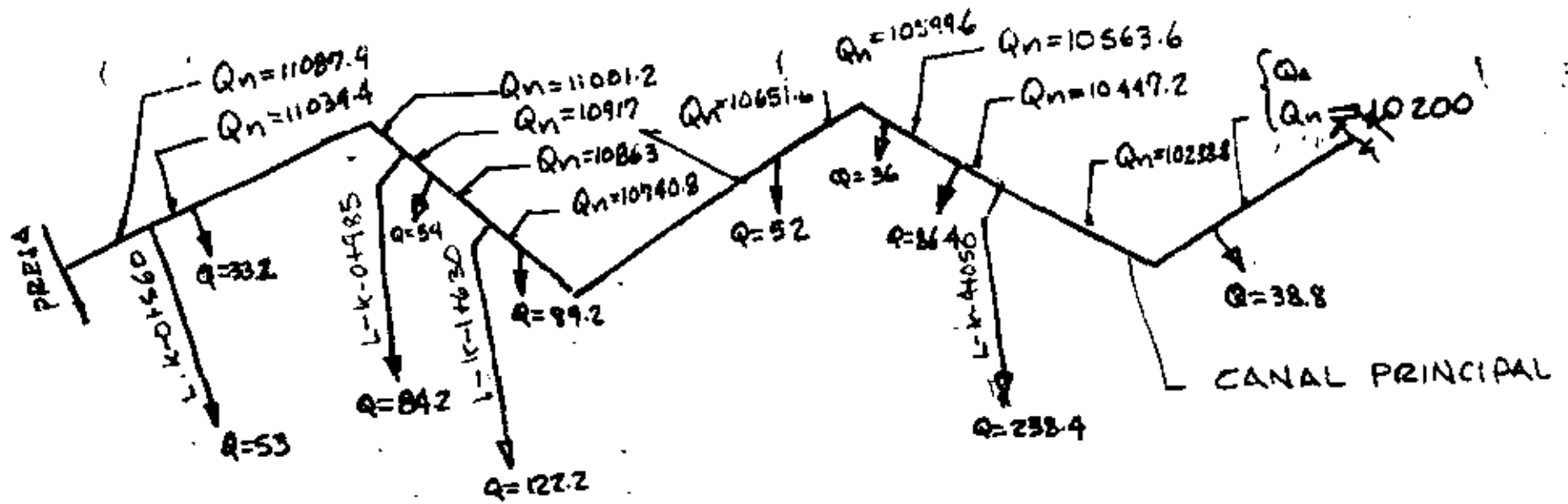


Gastos del canal lat. 0+560



Gastos del canal lat. 1+630





ESTACION	$Q_n$ m <sup>3</sup> /s	$Q_a$ m <sup>3</sup> /s
0+000 AL 4+700	11.087	11.711
4+700 AL —	10.200	10.615

ESTACION TOMA		$(l/s)$ $Q_{TOMA\ neces.}$	$(m^3/s)$ $Q_{necesario\ acom.}$	$(m^3/s)$ $Q_{adoplado}$	AREA ha Parcial	AREA ha Acomulada
0+000						
0+560	L.D.	53	11.087	11.711	26.5	5543.7
0+580	TGD	33.2	11.034	"	16.6	5517.2
0+985	LD	84.2	11.001	"	42.1	5500.6
1+020	TGD	54.0	10.917	"	27.0	5458.5
1+630	LD	122.2	10.863	"	61.1	5431.5
1+650	TGD	89.2	10.741	"	44.6	5370.4
2+600	TGD	52.0	10.652	"	26.0	5325.8
3+400	TGD	36.0	10.600	"	18.0	5299.8
4+030	TGD	86.4	10.564	"	43.2	5281.8
4+050	LD	238.4	10.447	"	119.2	5238.6
4+700	TGD	38.8	10.239	"	19.4	5119.4
4+700	EN ADELANTE	10200.0	10.200	10.615 $\leq$	5100.0	5100

CANAL	ESTACION	Q (m³/s)	V (m/s)	R (m)	n
UB-LAT 1+800	80	215	1	0.002	
LAT 4+050	36	235	1	0.0024	
"	72	316	2	0.0005	
"	152	548	2	0.0015	
"	238.4	693	2	0.002	
LAT-1+630	584	680	1	0.0002	
"	122.2	144	1	0.0009	
LAT-0+985	41	107	1	0.0005	
"	89.2	235	1	0.0024	
LAT-0+560	53	235	1	0.0024	

DATOS HIDRAULICOS DEL CANAL PRINCIPAL

ESTACION	$R_c (m)$	$Q_c (m³/s)$	$A (m²)$	$V (m/s)$	$b (m)$	$d_m (m)$	$R_m (m)$	$n$	$t$	$S$	ST-	$e$
DEL 0+000 AL 0+560	11.0874	11.711	9.21	1.271	2.00	1.90	1.04	0.014	1.5:1	0.0003	21	
DEL 0+560 AL 0+580	11.0344	11.711	9.21	1.271	2.00	1.90	1.0400	0.014	1.5:1	0.0003	21	
DEL 0+580 AL 0+985	11.0012	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
DEL 0+985 AL 1+020	10.917	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
DEL 1+020 AL 1+630	10.863	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
DEL 1+630 AL 1+650	10.741	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
DEL 1+650 AL 2+600	10.692	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
DEL 2+600 AL 3+400	10.600	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
DEL 3+400 AL 4+050	10.569	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
DEL 4+050 AL 4+250	10.447	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
DEL 4+250 AL 4+300	10.259	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
DEL 4+300 AL 4+350	10.200	10.615	9.556	1.221	1.8	1.85	1.004	0.014	1.5:1	0.0003	20	16



# Selección de un equipo de Bombeo para pozo profundo

$Q = 100 \text{ lts/s} = 1585 \text{ GPM}$ ; se supone  $H = 2.5 \text{ m}$   
Carga estática  $\approx 70 \text{ m} = H_0$

$$Q = VA = v d^2 \frac{\pi}{4} \therefore d = \sqrt{\frac{4Q}{\pi v}} = 0.22 \text{ m}$$

Se tomará un diametro de columna = 10" = 25.4 cm

Calculo de la -

- Pérdida de fricción en la columna sin flecha

Para un diametro  $\phi = 10''$  y  $Q = 1585 \text{ GPM}$   
y de acuerdo a la tabla de la pag 32 se tiene:

1500	-	1.07'	$\therefore$	100 gpm	=	85 gpm	89
1600	-	1.21'		0.14'		x	
100		0.14				$\therefore x = 0.119'$	

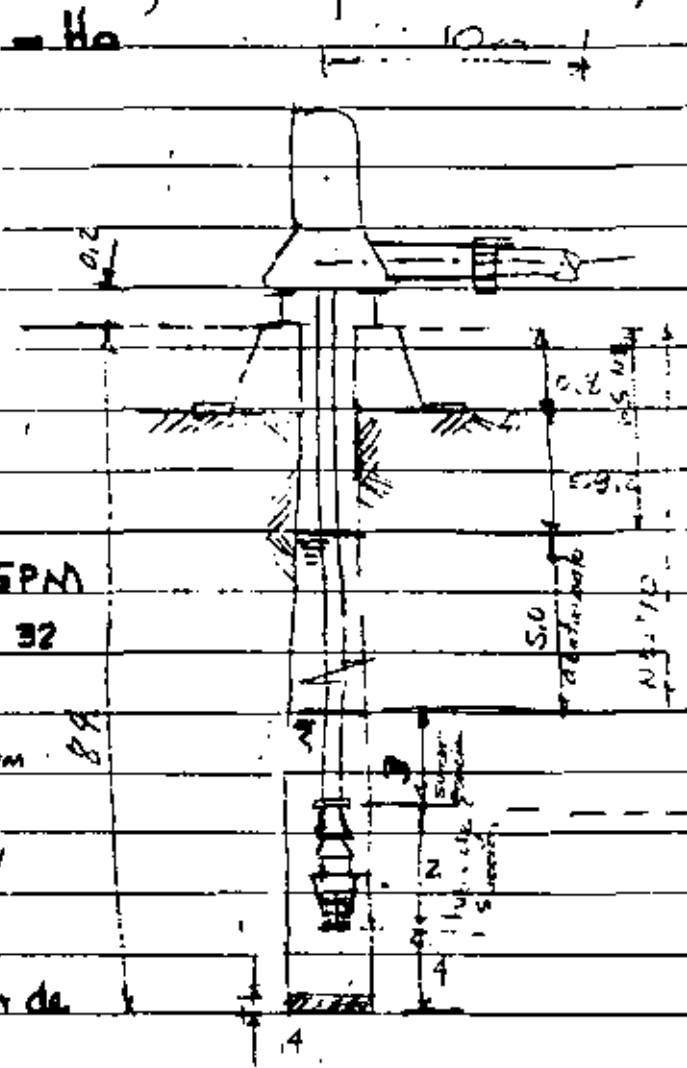
$h_f = \frac{1.07' + 0.119'}{100'} = 0.01189'$  como factor de seguridad se toma

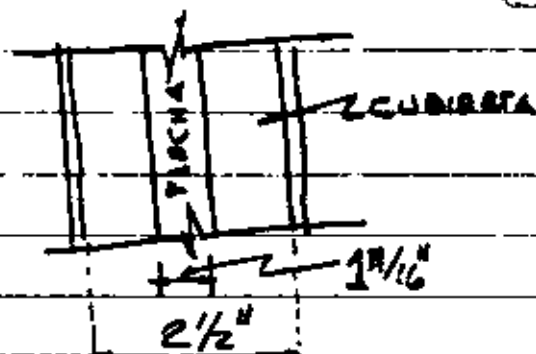
$h_f = \frac{1.21'}{100'} = 0.0121$ ; (pérdida por fricción por cada pie o cada metro de tubería de succión y de descarga; (Nota =  $\frac{1.21'}{100'} = \frac{1.21 \text{ m}}{100 \text{ m}}$ ))

CALCULO DE LA POTENCIA;  $P = \frac{\gamma Q H_0}{76 \eta} = \frac{1000(0.1 \times 70)}{76 \times 0.74} \approx 125 \text{ HP}$

CALCULO DE LA FLECHA. - Para  $P = 125 \text{ HP}$  y  $1760 \text{ RPM}$  y de acuerdo a la tabla pag 80 se escoge un flecha  $\approx 1 \frac{7}{16}''$

de acuerdo a la tabla pag 82 el  $\phi$  flecha mas proximo al antes calculado es de  $1 \frac{1}{16}''$  para una cubierta de  $2 \frac{1}{2}''$  de  $\phi$





Perdida de carga en la columna con flecha Ver pag. 60

se entra con  $\phi_{\text{columna}} = 10''$

y  $\phi_{\text{flecha}} = 1\frac{7}{16}''$  y  $Q = 1585 \text{ GPM}$

$$\begin{array}{r} \text{para } 1600 \quad - 2.3 \\ 1500 \quad - 2.00 \quad \Rightarrow 1585 \approx 2.2' \\ 100 \quad 0.30 \end{array}$$

Se toma  $2.3' / 100'$  de columna o  $\frac{2.3 \text{ m}}{100 \text{ m}}$

$$\Delta P = 2.3 \times 10^{-2} = 0.023$$

$$h_f = \Delta P \times L = 0.023 \times 79.3$$

$$\begin{aligned} * 79.3 &= \text{Altura de Viguetas} + \text{N.B} + \text{SUMERGENCIA} + \text{abatimiento} \\ &= 0.20 + 70 + 300 + 5 = 78.20 \end{aligned}$$

se colocaran piezas de  $10' = 3.05 \text{ m}$ .

$$\text{N}^\circ \text{ de Tramos} = \frac{78.20}{3.05} = 25.7 \text{ tramos de redondeo a } 26$$

$$L = 26 \times 3.05 = 79.30 \text{ m} * \text{ OK}$$

longitud Real del tubo de columna = 79.30 m ✓

longitud del tubo de succión es 2 m se toma 2.5 m ✓

" " " " Descarga  $\approx$  10 m

L Tubo de descarga  $\approx 9.15 + 0.85 = 10\text{m}$

Pérdida en el cabezal de descarga (Codo) pag 78  
para  $Q = 100\text{ lts/s} = 1600\text{ gpm}$  y  $D = 10'$

Se tiene  $h = 0.45' = 0.13\text{m}$  ok



Pérdidas por fricción Hidráulica = P.F.H.

1º	long. de columna	$h_f = 79.30 \times 0.023$	$= 1.82\text{m}$
2º	" Tubo de succión	$h_f = 2.5 \times 0.012$	$= 0.03\text{m}$
3º	" " de descarga	$h_f = 10 \times 0.012$	$= 0.12$
4º	Cabezal de descarga		$= 0.13$
		SUMA	$2.10\text{m}$

Carga Dinámica H

Sobre elevación en mts	-----	0.0
Altura del eje sobre la base	-----	0.25
Altura de viguetas	-----	0.20
Nivel de Bombeo	-----	70.00
Pérdidas por f. H.	-----	2.10
Carga de velocidad (pag. 32 $= 0.658' \approx 0.20$ )	-----	0.20
		$72.75\text{m}$

$H = 72.75\text{m} = 238'$  (para un tazón NO hay capacidad)  
se meterán 5 Tazones  $\rightarrow$

$\frac{238'}{5} = 47.6'$  y con  $1585\text{ gpm}$   
en la pag 87 obtenemos  $\xi = 79\%$

### TABLA PARA % de EFICIENCIA segun el N° de TAZONES

Número de Tazones	% de eficiencia q' se leo quita a las curvas.
1	4
2	2
3	1
4	0
5	0
10	0

(10 TAZONES COMO MAXIMO)

para nuestro caso el % de E = 0

Curva	abatimiento por año aprox.	
A	0 - 30	cm
B	0 - 80	"
C	80 -	"

la perdida  $\Delta f = \frac{\% \text{ pierda}}{100 \text{ pies}}$  ya sea en tubo de descarga o de columna. siempre debe de ser  $< 5\%$   
 en caso de ser mayor de 5% se seleccionara otro diametro

### 4ª Potencia del Motor

Gasto en lts/seg — 100 lts/seg

" GPM 1585

Carga Dinamica 72.75m

Eficiencia en % 80%

Potencia Hidraulica en HP =  $\frac{\gamma Q H}{76 \eta} = \frac{1000 \times 9.81 \times 72.75}{76 \times 0.8} = 119.6$

En pag. 80 se checa para 1760 RPM y HP = 119.6

Para esta tabla el  $\phi$  de flecha da 1 7/8"

luego en pag. 76 la tabla da valores de fricción Mecánica en las flechas o las pérdidas de HP. Para 1 1/2" que está entre 1 7/16" y 1 1/4" se tiene que para aproximadamente 83.80m de flecha se pierden 3.16 HP también en la pag. 79 hay una grafica para tabular dicho valor de acuerdo a esta grafica es 1.15 HP/100' de columna

$$HP_{\text{TOTALES}} = 119.6 + 3.16 = 122.76 \text{ (POTENCIA REQUERIDA)}$$

$$79.3 \text{ m} = 260'$$

$$\frac{100'}{1.15} = \frac{260'}{x} \quad x = 3.16 \text{ HP}$$

SE SELECCIONA UNA POTENCIA DEL MOTOR = 150 HP.

luego en pag. 87 se tiene

Equipo de Bombas

Marca = JACUZZI

Modelo = 12 HS

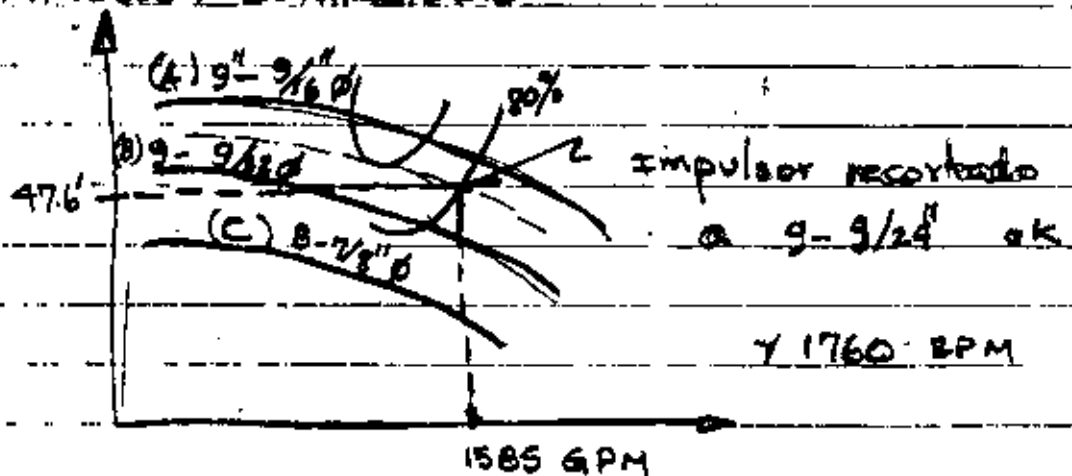
Curva N° = 12 H-64

IMPELENTE N° = 2953

CURVA DEL IMPULSOR = A RECORTADO

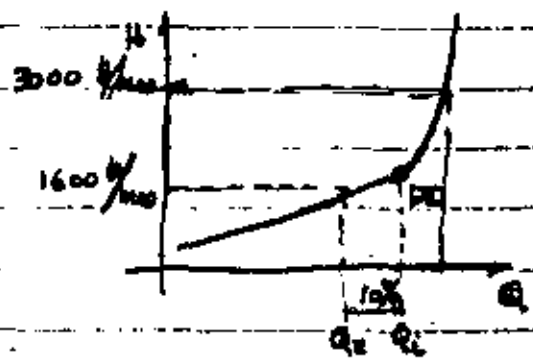
N° DE IMPULSORES = 5

TIPO DE IMPULSOR = SEMIALBERTO



si no recortamos el impulsor se tendria  $53' \times 5 = 265$

Y como se necesita 476 en realidad  
 daria 2000 GPM esto quiere decir:



Gasto de explotación =  $100 \text{ lb/día} = 1585$   
 Gasto de inflexión =  $1585 \times 1.1 = 1745$

y estaríamos bombeando 2000 y esto incrementa fuertemente la altura  $q'$  se traduce en costo y arrastrana mucha arena.

El modelo mas eficiente seria aquel  $q'$  para un  $Q$  y  $H$  dados  
 tendríamos una mayor eficiencia %  $\epsilon$  y un menor  $H.P.$   
 si en nuestro caso existen fuertes abutamientos nos <sup>interesa</sup> ~~concernen~~  
 curvas de  $QH$  lo mas inclinada posible ~~presen~~



\$ - 110,000

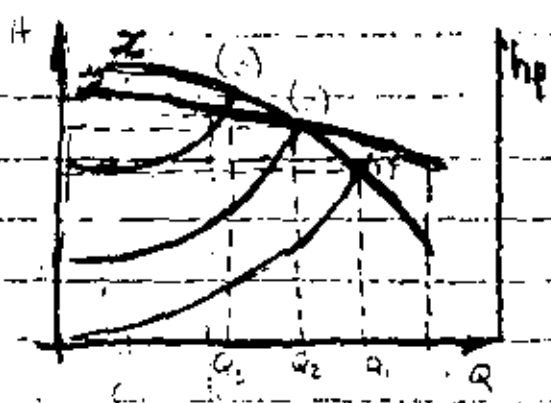
buena Selección



100,000

mala Selección

- se tiene aproximadamente 50 con ~~hilo~~



curvas de perdidas debido al (1, 2, 3) estrangulamiento de la Valvula

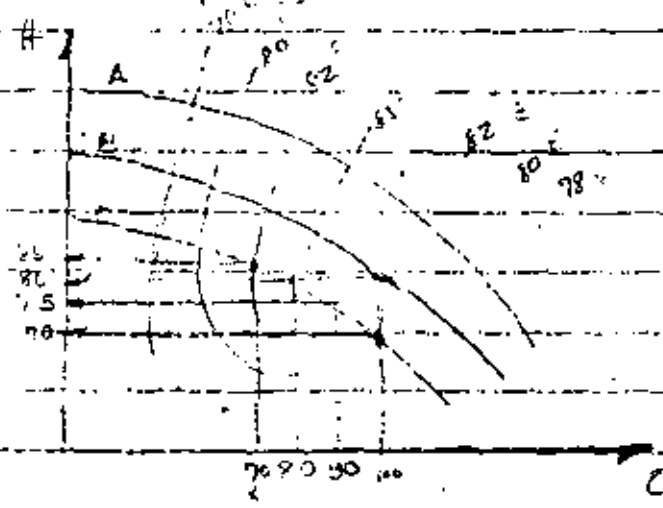
- (1) Valvula abierta
- (2) Valvula poco cerrada
- (3) " " cerrada

Si escogemos x se tienen gastos casi iguales sin embargo la carga se reduce mucho

x Si escogemos y se tienen Q muy diferentes para cargas casi iguales

En pozos el criterio es ejim  $E = 80\%$   $Q_{min} = 80 \text{ lts/seg}$

$H = 70 \text{ m}$   
 $Q = 100 \text{ lts/seg}$



Selección	Q	H	E
1º TAZÓN	100	70	80
2º " "	90	75	82
3º " "	80	80	85
x 4º " "	70	85	82
5º TAZÓN	100	80	82
6º " "	95	85	83
7º " "			

hasta no dar me el Q deseado:

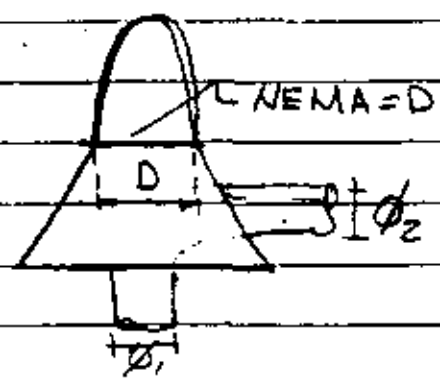
xº TAZÓN

o sea la bomba trabaja 3.33 años cada tipo de tazones total 10 años si me da otro tipo de tazón tengo que quitar la flecha

los tramos de columnas se venden por 10 pies (3.05m) o 5 pies (1.525m)

HP.	IEM D. (in)	U.S. D. (in)
1.1	10	10
1.5	-	-
2	-	-
3	-	-
5	-	-
7.5	-	-
10	16 1/2	-
15	-	12
20	-	12
25	-	16 1/2
30	-	-
40	-	-
50	-	-
60	-	-
75	-	-
100	-	-
125	24 1/2	20
150	-	-
200	-	-
250	-	-
300	-	-
!	-	-
1500	-	-

Para 60 cps.  $\Rightarrow$  1750 R.P.M.  
 y para 50 cps.  $\Rightarrow$  1450 R.P.M.



$\phi_1$	$\phi_2$	D.
8" x 8"		16 1/2"
10 x 10		16 1/2"
10 x 10		20" $\Rightarrow$
10 x 10		24 1/2"

ejem  $\phi = 200$  } 75 HP  
 $h = 25$   
 $\phi = 200$  } 150 HP  
 $h = 50$   
 $\phi = 200$  } 250 HP  
 $h = 75$



## 6.- MOTOR ELECTRICO.-

MARCA U.S

POTENCIA EN HP. 150

SERIE

VELOCIDAD R.P.M. 1760

EJE Vertical

FLECHA Inversa

## 7.- CABEZAL DE DESCARGA

MARCA FACUZZI

→ MODELO TAMAÑO 10" X 10" X 20" -

SERIE

→ NEMA 20" -

COLUMNA Ø EN CMS. 25.4 (10")

TUBO DE DESCARGA 25.4 (10")

## 8.- COLUMNA

LUBRICACIÓN ACEITE

LONG. EN. M. 79.30

Ø TUBO EN. CM. 25.4

→ Ø CAMISA EN CM. 6.35 (2 1/2")

Ø FLECHA " " 3.81 (1 1/2")

## 9).- CUERPO BOMBA

GASTO L.P.S 100

CARGA TOTAL M. 72.75

TAZON MODELO 12 HS

DIAMETRO EXTERIOR CMS. 28.58 1 1/4"

" IMPULSOR 24.28 9 9/16

EFICIENCIA EN % 80

## 10.- TUBOS

Long. tubo de succión en m.	3.05
∅ tubo " " cm.	25.4 (10")
Long. tubo de Descarga en m.	10
∅ tubo " " an cm	25.4 (10")

## 11).- COLADOR CÓNICO GALVANIZADO (pag. 84)

LONG. en cm.	74.93 (29 1/2")
∅ en cm.	25.4 (10")

## 12).- TUBO PARA SONDA.

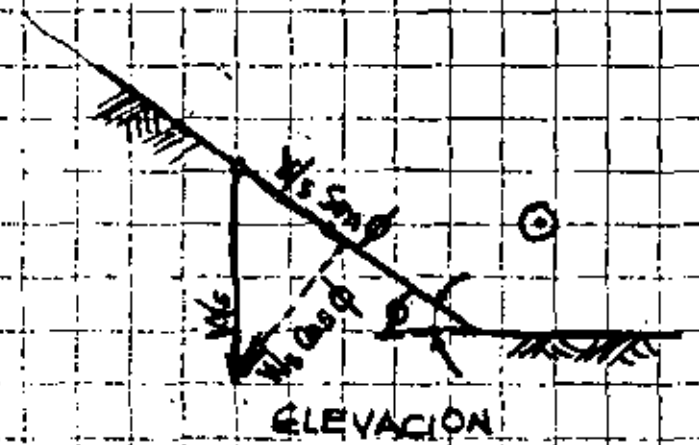
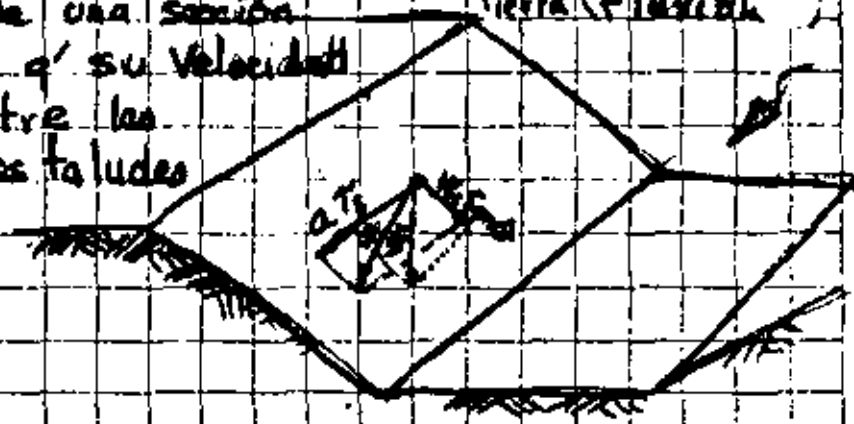
TUBO DE	P.V.C.
LONGITUD. m	80
∅ en cm.	1.9 (3/4")

# Método de Fuerza Tractiva

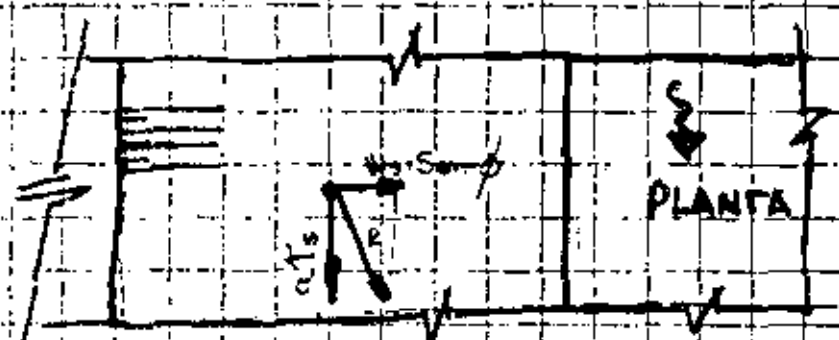
funciona para materiales granulares no cohesivos

El Método de la fuerza tractiva = (canales en material de tierra flexible) obtiene datos hidráulicos de una sección de un canal de tal manera q' su velocidad máxima no erosione o arrastre las partículas del fondo ni la de los taludes (LANE 1953)

partícula en un talud =



θ - ángulo de reposo del material  
φ - ángulo del talud del canal respecto a la horizontal



aTs - fuerza tractiva  
Ws - fuerza gravitacional debida al peso de una partícula sumergida en agua en el talud  
a - área efectiva de la partícula

$$R = \sqrt{aT_s^2 + W_s \text{Sen}^2 \phi}$$

Tc - fuerza tractiva unitaria en el talud

la fuerza q' se opone al mov. de la partícula debido al principio de fricción en movimiento de partículas en mecánica es  $W_s \text{Cos} \phi \text{tg} \theta$

$$W_s \text{Cos} \phi \text{tg} \theta = \sqrt{a^2 T_s^2 + W_s^2 \text{Sen}^2 \phi}$$

$$a^2 T_s^2 = W_s^2 \text{Cos}^2 \phi \text{tg}^2 \theta - W_s^2 \text{Sen}^2 \phi$$

$$a^2 T_s^2 = W_s^2 \cos^2 \phi \operatorname{tg}^2 \theta - W_s^2 \operatorname{sen}^2 \phi$$

$$= W_s^2 (\cos^2 \phi \operatorname{tg}^2 \theta - \operatorname{sen}^2 \phi) \quad \operatorname{sen}^2 \phi = \operatorname{tg}^2 \phi \cos^2 \phi$$

$$\therefore W_s^2 (\cos^2 \phi \operatorname{tg}^2 \theta - \operatorname{tg}^2 \phi \cos^2 \phi)$$

Sacando como factor comun  $\cos^2 \phi$  :

$$a^2 T_s^2 = W_s^2 \cos^2 \phi (\operatorname{tg}^2 \theta - \operatorname{tg}^2 \phi)$$

Dividiendo todo entre  $\operatorname{tg}^2 \theta$

$$\frac{a^2 T_s^2}{\operatorname{tg}^2 \theta} = W_s^2 \cos^2 \phi \left( \frac{\operatorname{tg}^2 \theta}{\operatorname{tg}^2 \theta} - \frac{\operatorname{tg}^2 \phi}{\operatorname{tg}^2 \theta} \right) = W_s^2 \cos^2 \phi \left( 1 - \frac{\operatorname{tg}^2 \phi}{\operatorname{tg}^2 \theta} \right)$$

$$\therefore T_s^2 = \frac{W_s^2 \cos^2 \phi \operatorname{tg}^2 \theta}{a^2} \left( 1 - \frac{\operatorname{tg}^2 \phi}{\operatorname{tg}^2 \theta} \right)$$

$$T_s = \frac{W_s}{a} \cos \phi \operatorname{tg} \theta \sqrt{1 - \frac{\operatorname{tg}^2 \phi}{\operatorname{tg}^2 \theta}}$$

→ FUERZA TRACTIVA EN EL TALUD

En la planchilla sera' la misma ecuación sólo que

$$T_s = T_L \quad \text{y} \quad \phi = 0 \quad \therefore \quad \cos \phi = 1; \quad (\operatorname{tg} \phi)^2 = 0$$

$$T_L = \frac{W_s}{a} \operatorname{tg} \theta \sqrt{1 - 0} = \quad \therefore \quad \frac{\operatorname{tg}^2 \phi}{\operatorname{tg}^2 \theta} = \frac{0}{\operatorname{tg}^2 \theta} = 0$$

$$T_L = \frac{W_s \operatorname{tg} \theta}{a} \Rightarrow \text{FUERZA TRACTIVA EN RELACION A LA PLANTILLA}$$

# LA RELACION DE FUERZA TRACTIVA EN TALUD PLANTILLASERA

$$K = \frac{T_s}{T_L} \Rightarrow \frac{\frac{W_s}{a} \cos \phi \cdot \frac{1}{\sin \theta} \sqrt{1 - \frac{\sin^2 \phi}{\sin^2 \theta}}}{\frac{W_s}{a} \cdot \frac{1}{\sin \theta}} = \cos \phi \sqrt{1 - \frac{\sin^2 \phi}{\sin^2 \theta}}$$

$$\therefore K = \cos \phi \sqrt{1 - \frac{\sin^2 \phi}{\sin^2 \theta}} = \sqrt{1 - \frac{\sin^2 \phi}{\sin^2 \theta}}$$

$$K = \frac{T_s}{T_L} = \sqrt{1 - \frac{\sin^2 \phi}{\sin^2 \theta}}$$

Item de

Fuerza tractiva permisible. (libro de Ven Te Chow. Pdg. 175). 4

Ejemplo.- Diseñar un canal trapecial sobre una pendiente de 0.0016 y ocaínea una descarga de 400  $\text{ft}^3/\text{seg}$  ( $Q = 12.35 \text{ m}^3/\text{seg}$ ). El canal está excavado en tierra contiene material no cohesivo, gravas toscas y piedrecillas, del cual 25% tiene un diámetro mayor de 1.25 pulg (0.032 m).  $n = 0.025$

Solución.- Para canales trapeciales, la máxima fuerza tractiva unitaria en el talud es usualmente menor que el de la plantilla (Fig 7-7) por tanto, el lado fuerte es el valor que interviene en el análisis. El diseño del canal incluye por tanto:

a) - proporcionando las dimensiones de la sección para la máxima fuerza tractiva unitaria en los taludes y b) - examinando las dimensiones proporcionales para la máxima fuerza tractiva unitaria en la plantilla.

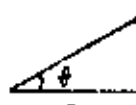
a) - Proporcionando las dimensiones de la sección. Dando el talud 2:1 (Ver tabla 7-1) sea  $t=2$  y una relación base tirante  $b = 5$ , la máxima fuerza tractiva unitaria en el talud (Fig 7-7, Pag 169) es  $0.775 w y$ .

$$0.775 w y = 0.775 \times 62.4 \times 0.0016 y = 0.0774 y \text{ lb/ft}^2$$

para convertirlo en  $\text{kg/m}^2$  se multiplica por 4.882

$$0.0774 y \times 4.882 = 0.378 \text{ kg/m}^2$$

Considerando un material muy redondeado 1.25 pulg (0.032 m) de diámetro, el ángulo de reposo (Fig 7-9, Pag 172) es  $\theta = 33.5^\circ$  con  $\theta = 33.5^\circ$  y  $t=2$ , sea  $\phi = 22.5^\circ$ ; la fuerza tractiva del radio con la ec (7-11 Pag 171)


$$k = \sqrt{1 - \frac{\sin^2 \phi}{\sin^2 \theta}} = \sqrt{1 - \frac{\sin^2 22.5^\circ}{\sin^2 33.5^\circ}} = \sqrt{1 - \frac{0.1491}{0.3046}} = 0.589$$

$$\phi = \arctan \left( \frac{1}{2} \right)$$

Para un tamaño de 1.25 pulg. (0.032 m), la fuerza tractiva permisible en la plantilla es  $T_L = 0.4 \times 1.25 = 0.5 \text{ lb/ft}^2$

$$T_L = 0.5 \times 4.882 = 2.441 \text{ kg/m}^2$$

La fuerza tractiva permisible en los taludes es:

$$T_s = k T_L = 0.589 \times 0.5 = 0.295 \text{ lb/ft}^2$$

$$T_s = 0.295 \times 4.882 = 1.44 \text{ kg/m}^2$$

Una condición para impedir movimiento de las partículas en los taludes

$$\text{es } 0.0774 y = 0.295, \text{ donde } y = \frac{0.295}{0.0774} = 3.81 \text{ pies}$$

$$y = 3.81 \times 0.305 = 1.16 \text{ m.}$$

Por tanto, el ancho de plantilla es  $b = 3.81 \times 5 = 19.05$  pies

$$b = 19.05 \times 0.305 = 5.81 \text{ m}$$

Para esta sección trapezoidal

$$A = (b + ty) y = (19.05 + 2 \times 3.81) 3.81 = 101.61 \text{ pies}^2$$

$$A = 101.61 \times 0.305^2 = 9.45 \text{ m}^2$$

$$P = b + 2y \sqrt{1+t^2} = 19.05 + 2 \times 3.81 \sqrt{1+2^2} = 36.09 \text{ pies}$$

$$P = 36.09 \times 0.305 = 11.01 \text{ m}$$

$$R = \frac{101.61}{36.09} = 2.82 \text{ pies} \quad R = 0.86 \text{ m}$$

con  $n = 0.025$  y  $s = 0.0016$ , la descarga para la fórmula de Manning es  $Q = AV = \frac{1.49}{n} R^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}}$

$$Q = \frac{101.61}{0.025} \frac{2.82^{\frac{2}{3}} \times 0.0016^{\frac{1}{2}} \times 1.49}{1} = 483 \text{ pies}^3/\text{seg}$$

$$Q = 483 \times 0.02837 = 13.70 \text{ m}^3/\text{seg}$$

resulta mayor que el dado

Disponiendo de cálculos adelantados, mostrando que para  $t = 2$  y  $\frac{b}{y} = 4.1$ , las dimensiones de la sección son:

$y = 3.82 \text{ pies} = 1.17 \text{ m}$  y  $b = 15.66 \text{ pies} = 4.78 \text{ m}$  y la  
descarga es  $414 \text{ pies}^3/\text{seg} = 414 \times 0.02837 = 11.75 \text{ m}^3/\text{seg}$ , lo cual  
se cierra el diseño de descarga

Las alternativas de las dimensiones de la sección puede  
ser obtenida por tanto, con otros valores de  $t$  de  $t_{total}$

b) Examinando las dimensiones de la sección con  $t = 2$  y  $\frac{b}{y} = 4.1$   
la máxima fuerza tractiva unitaria en el fondo del canal  
(Fig 7-7, pág 169) es  $0.97 \text{ w/s} = 0.97 \times 624 \times 0.882 \times 0.0016 = 0.370 \text{ lb/pie}^2$   
 $0.370 \times 4.882 = 1.81 \text{ Kg/m}^2$

menor que  $0.6 \text{ lb/pie}^2 = 2.44 \text{ Kg/m}^2$

lo cual es la fuerza tractiva permisible en la plantilla



## Velocidad permisible (Pág. 168. VENTE CHOW)

7.

Ejemplo - Calcular el ancho de plantilla y el tirante del canal de un canal trapecial sobre una pendiente 0.0016 y acarrea una carga de diseño de 400 pies<sup>2</sup>/seg. El canal está excavado en tierra, contiene material no coloidal, gravas toscas y piedrecillas.

Solución: - Para las condiciones dadas, cantidades estimadas son:  $n = 0.025$ ,  $t = 2$  y la máxima velocidad permisible = 4.5 pies/seg

Usando la fórmula de Manning resolver para  $R$ .

$$v = \frac{1.49}{n} R^{2/3} S^{1/2}$$

$$4.5 = \frac{1.49}{0.025} R^{2/3} 0.0016^{1/2}$$

$$R^{2/3} = \frac{4.5 \times 0.025}{1.49 \times 0.0016^{1/2}} = 1.89$$

$$R = 2.60 \text{ pies} = 0.793 \text{ m}$$

$$\text{Donde } A = \frac{400}{4.5} = 88.89 \text{ pies}^2 = 8.27 \text{ m}^2$$

$$P = \frac{A}{R} = \frac{88.89}{2.60} = 34.20 \text{ pies} = 10.43 \text{ m}$$

$$\text{Ahora: } A = (b + 2y)y = 88.89 \text{ pies}^2$$

$$P = b + 2y\sqrt{5} = 34.20 \text{ pies}$$

Resolviendo estas dos ecuaciones simultáneamente se obtiene  $b = 18.7 \text{ pies} = 5.70 \text{ m}^3/\text{seg}$  y  $y = 3.46 \text{ pies} = 1.06 \text{ m}$

$$p = b + 2y\sqrt{1+z^2} = b + 2\sqrt{5}y = 34.20 \text{ pies}$$

Resolviendo estas ecuac. Simultaneas)

87

$$-1 \quad b + 2y^2 = 88.89$$

$$y \quad b + 4.47y = 34.20$$

$$-b \quad -2y^2 = -88.89$$

$$+b \quad +4.47y^2 = 34.20y$$

$$+2.47y^2 = 34.20y - 88.89$$

$$2.47y^2 - 34.20y + 88.89 = 0$$

$$y = \frac{34.20 \pm \sqrt{34.2^2 - 4(2.47 \times 88.89)}}{2 \times 2.47} = 3.47 \text{ pies} = 1.06 \text{ m}$$

$$b + 4.47(3.47) = 34.20$$

$$b = 18.69 \text{ pies} = 5.70 \text{ m}$$

# CANALES REVESTIDOS DE CONCRETO

DATOS	SECCIONES TIPO									
	1		2		3		4		5	
b	0.40	0.40	0.40	0.40	0.50	0.50	0.50	0.50	0.60	0.60
d	0.35	0.40	0.40	0.40	0.45	0.50	0.50	0.50	0.55	0.55
A	0.324	0.40	0.40	0.40	0.529	0.625	0.625	0.625	0.784	0.784
P	1.662	1.042	1.042	1.042	2.123	2.303	2.303	2.303	2.583	2.583
r	0.195	0.2172	0.2172	0.2172	0.2492	0.274	0.274	0.274	0.3035	0.3035
n	0.018	0.018	0.018	0.018	0.018	0.018	0.018	0.018	0.018	0.018
s	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
0.00010	0.187	0.061	0.201	0.080	0.220	0.116	0.233	0.146	0.251	0.197
0.00015	0.229	0.074	0.246	0.098	0.269	0.142	0.285	0.178	0.307	0.241
0.00020	0.264	0.086	0.284	0.114	0.311	0.165	0.329	0.206	0.355	0.278
0.00025	0.295	0.096	0.317	0.127	0.348	0.184	0.368	0.230	0.397	0.311
0.00030	0.324	0.105	0.348	0.139	0.381	0.202	0.403	0.252	0.435	0.341
0.00035	0.350	0.113	0.376	0.150	0.412	0.213	0.436	0.273	0.469	0.368
0.00040	0.374	0.121	0.401	0.160	0.440	0.233	0.466	0.291	0.502	0.394
0.00045	0.396	0.128	0.426	0.170	0.467	0.247	0.494	0.309	0.532	0.417
0.00050	0.418	0.135	0.449	0.180	0.492	0.260	0.521	0.326	0.561	0.4
0.00055	0.438	0.142	0.471	0.188	0.516	0.273	0.546	0.341	0.588	0.4
0.00060	0.458	0.148	0.492	0.197	0.539	0.285	0.571	0.357	0.615	0.432
0.00065	0.476	0.154	0.512	0.205	0.561	0.297	0.594	0.371	0.640	0.502
0.00070	0.494	0.160	0.531	0.212	0.582	0.308	0.616	0.385	0.664	0.521
0.00075	0.512	0.166	0.550	0.220	0.603	0.319	0.638	0.399	0.687	0.539
0.00080	0.529	0.171	0.568	0.227	0.622	0.329	0.659	0.412	0.710	0.557
0.00085	0.545	0.177	0.585	0.224	0.642	0.340	0.679	0.424	0.732	0.574
0.00090	0.560	0.181	0.602	0.241	0.660	0.349	0.699	0.437	0.753	0.590
0.00095	0.576	0.187	0.619	0.248	0.673	0.359	0.718	0.449	0.773	0.606
0.00100	0.591	0.191	0.635	0.254	0.696	0.368	0.734	0.459	0.794	0.622
0.00110	0.620	0.201	0.666	0.266	0.730	0.386	0.772	0.482	0.832	0.652
0.00120	0.647	0.210	0.696	0.278	0.762	0.403	0.807	0.504	0.869	0.681
0.00130	0.674	0.218	0.724	0.290	0.793	0.419	0.840	0.525	0.905	0.709
0.00140	0.699	0.226	0.751	0.300	0.823	0.435	0.871	0.544	0.939	0.736
0.00150	0.724	0.236	0.777	0.311	0.852	0.451	0.902	0.564	0.972	0.762
0.00160	0.747	0.242	0.803	0.321	0.880	0.466	0.932	0.582	1.004	0.787
0.00170	0.770	0.249	0.828	0.331	0.907	0.480	0.960	0.600	1.034	0.811
0.00180	0.793	0.257	0.852	0.341	0.933	0.494	0.988	0.618	1.065	0.835
0.00190	0.814	0.263	0.875	0.350	0.959	0.507	1.015	0.634	1.094	0.858
0.00200	0.836	0.271	0.898	0.359	0.984	0.521	1.041	0.651	1.122	0.880
0.00220	0.876	0.284	0.942	0.377	1.032	0.546	1.092	0.683	1.177	0.923
0.00240	0.915	0.296	0.983	0.393	1.078	0.570	1.141	0.713	1.229	0.9
0.00260	0.953	0.309	1.023	0.409	1.122	0.593	1.188	0.743	1.279	1.003
0.00280	0.989	0.320	1.062	0.425	1.164	0.616	1.232	0.770	1.323	1.041
0.00300	1.023	0.331	1.099	0.440	1.205	0.637	1.276	0.798	1.374	1.077
0.00320	1.057	0.342	1.135	0.454	1.244	0.652	1.317	0.823	1.419	1.112
0.00340	1.089	0.353	1.170	0.468	1.283	0.679	1.358	0.849	1.463	1.147





# CANALES REVESTIDOS DE CONCRETO

DATOS	SECCIONES TIPO									
	11		12		13		14		15	
b	0.90		0.90		0.90		0.90		1.05	
d	0.75		0.80		0.85		0.90		0.90	
A	1.519		1.680		1.849		2.025		2.160	
f	3.604		3.784		3.965		4.145		4.295	
r	0.425		0.444		0.4663		0.4885		0.5029	
n	0.018		0.018		0.017		0.017		0.017	
s	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
0.00010	0.312	0.474	0.323	0.543	0.354	0.695	0.365	0.739	0.372	0.804
0.00015	0.383	0.582	0.396	0.665	0.433	0.801	0.447	0.905	0.456	0.985
0.00020	0.442	0.671	0.457	0.768	0.500	0.925	0.516	1.045	0.526	1.136
0.00025	0.494	0.750	0.511	0.858	0.559	1.034	0.577	1.168	0.588	1.270
0.00030	0.541	0.822	0.560	0.941	0.613	1.133	0.632	1.280	0.644	1.391
0.00035	0.584	0.887	0.605	1.016	0.662	1.224	0.683	1.383	0.696	1.503
0.00040	0.625	0.949	0.647	1.087	0.707	1.307	0.730	1.478	0.744	1.607
0.00045	0.663	1.007	0.686	1.152	0.751	1.389	0.774	1.567	0.789	1.704
0.00050	0.698	1.060	0.723	1.215	0.791	1.463	0.816	1.652	0.832	1.797
0.00055	0.732	1.112	0.758	1.273	0.829	1.533	0.856	1.733	0.872	1.881
0.00060	0.765	1.152	0.792	1.331	0.867	1.603	0.894	1.810	0.911	1.966
0.00065	0.796	1.209	0.824	1.384	0.902	1.665	0.930	1.883	0.949	2.050
0.00070	0.826	1.255	0.856	1.438	0.936	1.731	0.965	1.954	0.984	2.125
0.00075	0.855	1.299	0.886	1.488	0.969	1.792	0.999	2.023	1.019	2.201
0.00080	0.884	1.343	0.915	1.537	1.001	1.851	1.032	2.090	1.052	2.272
0.00085	0.911	1.384	0.943	1.584	1.031	1.906	1.064	2.155	1.085	2.344
0.00090	0.937	1.423	0.970	1.630	1.061	1.962	1.095	2.217	1.116	2.411
0.00095	0.963	1.463	0.997	1.675	1.090	2.015	1.125	2.278	1.147	2.478
0.00100	0.988	1.501	1.023	1.719	1.119	2.069	1.154	2.337	1.177	2.542
0.00110	1.036	1.574	1.072	1.801	1.173	2.169	1.210	2.450	1.234	2.665
0.00120	1.082	1.644	1.120	1.882	1.226	2.267	1.264	2.560	1.289	2.784
0.00130	1.126	1.710	1.166	1.959	1.275	2.357	1.316	2.665	1.341	2.897
0.00140	1.169	1.776	1.210	2.033	1.324	2.448	1.365	2.764	1.392	3.007
0.00150	1.210	1.838	1.252	2.103	1.370	2.533	1.413	2.861	1.441	3.113
0.00160	1.249	1.897	1.293	2.172	1.413	2.616	1.460	2.956	1.488	3.214
0.00170	1.288	1.956	1.333	2.239	1.458	2.696	1.504	3.046	1.534	3.313
0.00180	1.325	2.013	1.372	2.305	1.501	2.775	1.549	3.135	1.578	3.408
0.00190	1.361	2.067	1.409	2.367	1.542	2.851	1.591	3.222	1.622	3.504
0.00200	1.397	2.122	1.446	2.429	1.582	2.925	1.632	3.305	1.664	3.594
0.00220	1.465	2.225	1.517	2.549	1.659	3.067	1.712	3.467	1.745	3.769
0.00240	1.530	2.324	1.584	2.661	1.773	3.204	1.788	3.621	1.822	3.936
0.00260	1.593	2.420	1.649	2.770	1.804	3.336	1.861	3.769	1.897	4.09
0.00280	1.653	2.511								
0.00300										
0.00320										
0.00340										

## CANALES REVESTIDOS DE CONCRETO

DATOS	SECCIONES TIPO									
	16		17		18		19		20	
b	1.05		1.05		1.05		1.20		1.20	
d	0.95		1.00		1.05		1.05		1.10	
A	2.352		2.55		2.757		2.914		3.135	
P	4.475		4.656		4.836		4.986		5.166	
r	0.5256		0.5477		0.5701		0.5844		0.6069	
n	0.017		0.017		0.017		0.017		0.017	
s	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
0.00010	0.383	0.901	0.394	1.005	0.404	1.114	0.411	1.198	0.422	1.329
0.00015	0.469	1.103	0.482	1.229	0.495	1.365	0.504	1.469	0.517	1.621
0.00020	0.542	1.275	0.557	1.420	0.572	1.577	0.581	1.693	0.596	1.860
0.00025	0.606	1.425	0.623	1.589	0.639	1.762	0.650	1.894	0.667	2.097
0.00030	0.664	1.562	0.678	1.729	0.700	1.930	0.712	2.075	0.730	2.289
0.00035	0.717	1.686	0.737	1.879	0.757	2.087	0.769	2.241	0.789	2.474
0.00040	0.766	1.802	0.788	2.009	0.809	2.230	0.822	2.395	0.843	2.643
0.00045	0.813	0.912	0.836	2.132	0.858	2.366	0.873	2.544	0.895	2.806
0.00050	0.857	2.016	0.880	2.244	0.904	2.492	0.919	2.678	0.943	2.956
0.00055	0.898	2.112	0.923	2.354	0.948	2.614	0.964	2.809	0.989	3.107
0.00060	0.939	2.209	0.965	2.461	0.991	2.732	1.007	2.934	1.033	3.23
0.00065	0.977	2.298	1.004	2.560	1.031	2.842	1.048	3.054	1.075	3.370
0.00070	1.014	2.385	1.042	2.657	1.070	2.950	1.088	3.170	1.116	3.499
0.00075	1.049	2.467	1.079	2.751	1.108	3.055	1.126	3.281	1.155	3.621
0.00080	1.084	2.550	1.114	2.841	1.144	3.154	1.163	3.389	1.193	3.740
0.00085	1.117	2.627	1.148	2.927	1.179	3.251	1.199	3.494	1.229	3.853
0.00090	1.149	2.702	1.181	3.012	1.213	3.344	1.234	3.596	1.265	3.966
0.00095	1.181	2.778	1.214	3.096	1.247	3.438	1.268	3.695	1.300	4.076
0.00100	1.212	2.851	1.246	3.177	1.280	3.529	1.301	3.791	1.334	4.182
0.00110	1.271	2.980	1.306	3.330	1.341	3.697	1.364	3.975	1.399	4.386
0.00120	1.328	3.123	1.364	3.478	1.401	3.863	1.425	4.152	1.461	4.580
0.00130	1.382	3.250	1.420	3.621	1.458	4.020	1.483	4.321	1.520	4.765
0.00140	1.434	3.373	1.473	3.756	1.513	4.171	1.539	4.485	1.576	4.947
0.00150	1.484	3.490	1.525	3.889	1.566	4.317	1.592	4.639	1.633	5.119
0.00160	1.532	3.603	1.575	4.016	1.618	4.461	1.645	4.794	1.687	5.289
0.00170	1.579	3.714	1.623	4.139	1.667	4.590	1.695	4.939	1.738	5.449
0.00180	1.626	3.824	1.671	4.261	1.716	4.731	1.745	5.085	1.789	5.609
0.00190	1.670	3.928	1.716	4.376	1.763	4.861	1.793	5.225	1.838	5.762
0.00200	1.713	4.029	1.761	4.491	1.809	4.987	1.839	5.359	1.886	5.913
0.00220	1.797	4.226	1.847	4.710	1.897	5.230	1.929	5.621	1.978	6.201
0.00240	1.877	4.415	1.929	4.919	1.981	5.462	2.014	5.869	2.066	6.477
0.00260	1.954	4.596								

## CANALES REVESTIDOS DE CONCRETO

DATOS	SECCIONES TIPO										
	21		22		23		24		25		
	b	d	A	P	r	n	s	V	Q	V	Q
b	1.20	1.20	1.35	1.35	1.35	1.35					
d	1.15	1.20	1.20	1.25	1.30						
A	3.364	3.600	3.780	4.032	4.290						
P	5.346	5.527	5.677	5.857	6.037						
r	0.6293	0.6513	0.6658	0.6884	0.7106						
n	0.017	0.017	0.017	0.017	0.017						
s	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q	
0.00010	0.432	1.453	0.442	1.591	0.449	1.697	0.459	1.851	0.468	2.008	
0.00015	0.529	1.779	0.541	1.948	0.549	2.075	0.562	2.266	0.574	2.462	
0.00020	0.611	2.055	0.625	2.250	0.634	2.397	0.649	2.617	0.662	2.840	
0.00025	0.683	2.298	0.699	2.516	0.709	2.680	0.725	2.923	0.741	3.179	
0.00030	0.748	2.516	0.766	2.758	0.777	2.937	0.794	3.201	0.811	3.479	
0.00035	0.808	2.718	0.827	2.977	0.839	3.171	0.858	3.459	0.876	3.758	
0.00040	0.864	2.906	0.884	3.182	0.897	3.391	0.917	3.697	0.937	4.020	
0.00045	0.917	3.085	0.938	3.377	0.952	3.599	0.973	4.023	0.994	4.264	
0.00050	0.966	3.250	0.988	3.557	1.003	3.791	1.025	4.133	1.047	4.492	
0.00055	1.013	3.408	1.036	3.730	1.052	3.977	1.075	4.334	1.098	4.710	
0.00060	1.058	3.559	1.083	3.899	1.099	4.154	1.124	4.532	1.148	4.925	
0.00065	1.102	3.707	1.127	4.057	1.144	4.324	1.169	4.713	1.194	5.122	
0.00070	1.143	3.845	1.169	4.208	1.187	4.487	1.213	4.891	1.239	5.315	
0.00075	1.183	3.980	1.211	4.360	1.229	4.646	1.256	5.064	1.283	5.504	
0.00080	1.222	4.111	1.250	4.500	1.269	4.797	1.297	5.229	1.325	5.684	
0.00085	1.260	4.239	1.289	4.640	1.308	4.944	1.337	5.391	1.366	5.860	
0.00090	1.296	4.360	1.326	4.774	1.346	5.088	1.376	5.548	1.405	6.027	
0.00095	1.332	4.481	1.363	4.907	1.383	5.228	1.414	5.701	1.444	6.195	
0.00100	1.367	4.599	1.398	5.033	1.419	5.364	1.451	5.850	1.482	6.358	
0.00110	1.433	4.821	1.466	5.278	1.488	5.625	1.521	6.133	1.554	6.667	
0.00120	1.497	5.036	1.532	5.515	1.554	5.874	1.589	6.407	1.623	6.963	
0.00130	1.558	5.241	1.594	5.738	1.617	6.112	1.654	6.669	1.689	7.246	
0.00140	1.617	5.440	1.654	5.954	1.678	6.343	1.716	6.919	1.753	7.520	
0.00150	1.673	5.628	1.712	6.163	1.737	6.566	1.776	7.161	1.814	7.782	
0.00160	1.728	5.813	1.768	6.369	1.794	6.781	1.834	7.395	1.874	8.039	
0.00170	1.781	5.991	1.822	6.559	1.849	6.989	1.891	7.625	1.931	8.284	
0.00180	1.833	6.166	1.875	6.750	1.903	7.193	1.946	7.846	1.987	8.524	
0.00190	1.883	6.334	1.927	6.937	1.955	7.390	1.999	8.060	2.042	8.760	
0.00200	1.932	6.499	1.977	7.117	2.006	7.583	2.051	8.270	2.095	8.988	
0.00220	2.027	6.819	2.073	7.463	2.104	7.953	2.151	8.673	2.197	9.425	
0.00240	2.116	7.116	2.165	7.794	2.197	8.305	2.247	9.060			



## CANALES REVESTIDOS DE CONCRETO

DATOS	SECCIONES TIPO									
	26		27		28		29		30	
b	1.35		1.50		1.50		1.50		1.50	
d	1.35		1.35		1.40		1.45		1.50	
A	4.557		4.764		5.040		5.329		5.625	
P	6.218		6.368		6.548		6.720		6.908	
r	0.7329		0.7481		0.7697		0.7921		0.8143	
h	0.017		0.016		0.016		0.016		0.016	
s	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
0.00010	0.478	2.173	0.515	2.453	0.525	2.640	0.535	2.851	0.545	3.066
0.00015	0.585	2.670	0.631	3.006	0.643	3.241	0.655	3.490	0.668	3.756
0.00020	0.676	3.081	0.728	3.468	0.742	3.740	0.757	4.034	0.771	4.357
0.00025	0.756	3.445	0.814	3.878	0.830	4.183	0.846	4.508	0.862	4.849
0.00030	0.828	3.773	0.892	4.249	0.909	4.581	0.927	4.940	0.944	5.310
0.00035	0.895	4.075	0.964	4.592	0.982	4.949	1.001	5.334	1.020	5.733
0.00040	0.956	4.356	1.030	4.907	1.050	5.292	1.070	5.702	1.090	6.131
0.00045	1.015	4.625	1.093	5.207	1.114	5.615	1.135	6.048	1.156	6.503
0.00050	1.069	4.871	1.152	5.488	1.174	5.917	1.196	6.373	1.219	6.857
0.00055	1.121	5.100	1.208	5.755	1.231	6.204	1.255	6.688	1.278	7.189
0.00060	1.172	5.341	1.262	6.012	1.286	6.481	1.311	6.986	1.335	7.501
0.00065	1.219	5.555	1.313	6.255	1.339	6.749	1.364	7.269	1.390	7.819
0.00070	1.265	5.755	1.363	6.493	1.389	7.001	1.416	7.546	1.442	8.111
0.00075	1.310	5.970	1.411	6.722	1.438	7.248	1.466	7.812	1.493	8.398
0.00080	1.353	6.166	1.457	6.941	1.485	7.484	1.514	8.068	1.542	8.674
0.00085	1.394	6.352	1.502	7.156	1.531	7.716	1.560	8.313	1.589	8.935
0.00090	1.435	6.539	1.545	7.360	1.575	7.933	1.605	8.553	1.635	9.197
0.00095	1.474	6.717	1.588	7.565	1.618	8.155	1.650	8.793	1.680	9.450
0.00100	1.513	6.895	1.630	7.765	1.661	8.371	1.693	9.022	1.724	9.693
0.00110	1.585	7.227	1.708	8.137	1.741	8.775	1.775	9.459	1.808	10.110
0.00120	1.657	7.551	1.785	8.504	1.819	9.168	1.854	9.880	1.896	10.620
0.00130	1.724	7.856	1.857	8.847	1.893	9.541	1.929	10.280	1.965	11.053
0.00140	1.789	8.152	1.927	9.180	1.964	9.899	2.002	10.669	2.039	11.489
0.00150	1.852	8.440	1.995	9.504	2.033	10.246	2.072	11.042	2.110	11.959
0.00160	1.913	8.713	2.060	9.814	2.100	10.584	2.140	11.404	2.180	12.260
0.00170	1.972	8.966	2.124	10.119	2.164	10.907	2.206	11.756	2.247	12.630
0.00180	2.029	9.246	2.185	10.409	2.227	11.224	2.270	12.097	2.312	13.035
0.00190	2.084	9.497	2.245	10.695	2.288	11.532	2.332	12.427	2.376	13.365
0.00200	2.138	9.743			2.348	11.834	2.393	12.752	2.437	13.708
0.00220	2.243	10.221								
0.00240										
0.00260										
0.00280										
0.00300										
0.00320										
0.00340										

## CANALES REVESTIDOS DE CONCRETO

DATOS	SECCIONES TIPO									
	31		32		33		34		35	
b	1.70		1.70		1.70		1.85		1.85	
d	1.50		1.60		1.70		1.70		1.85	
A	5.925		6.560		7.225		7.480		8.557	
P	7.108		7.469		7.829		7.979		8.520	
r	0.8336		0.8783		0.9229		0.9375		1.004	
n	0.016		0.016		0.016		0.016		0.016	
s	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
0.00010	0.554	3.282	0.573	3.759	0.592	4.277	0.599	4.481	0.627	5.215
0.00015	0.678	4.017	0.702	4.605	0.726	5.245	0.733	5.483	0.768	6.513
0.00020	0.783	4.639	0.811	5.320	0.838	6.055	0.847	6.336	0.887	7.591
0.00025	0.875	5.184	0.903	5.943	0.937	6.770	0.947	7.084	0.991	8.480
0.00030	0.959	5.682	0.993	6.514	1.026	7.413	1.037	7.757	1.086	9.293
0.00035	1.036	6.138	1.072	7.032	1.108	8.005	1.120	8.378	1.173	10.037
0.00040	1.107	6.559	1.146	7.518	1.185	8.562	1.197	8.954	1.254	10.730
0.00045	1.175	6.962	1.216	7.977	1.257	9.082	1.270	9.500	1.330	11.381
0.00050	1.238	7.335	1.282	8.410	1.325	9.573	1.339	10.016	1.402	11.997
0.00055	1.298	7.691	1.344	8.817	1.389	10.036	1.404	10.502	1.470	12.57
0.00060	1.356	8.034	1.404	9.210	1.451	10.483	1.467	10.973	1.536	13.11
0.00065	1.412	8.366	1.462	9.591	1.511	10.917	1.527	11.422	1.599	13.683
0.00070	1.465	8.680	1.517	9.952	1.568	11.329	1.584	11.848	1.659	14.196
0.00075	1.516	8.982	1.570	10.299	1.623	11.726	1.640	12.267	1.717	14.692
0.00080	1.566	9.279	1.622	10.640	1.676	12.109	1.694	12.671	1.773	15.172
0.00085	1.614	9.563	1.671	10.962	1.728	12.485	1.746	13.060	1.828	15.642
0.00090	1.661	9.841	1.720	11.283	1.777	12.839	1.796	13.434	1.881	16.096
0.00095	1.707	10.114	1.767	11.592	1.826	13.193	1.846	13.808	1.933	16.541
0.00100	1.751	10.375	1.814	11.900	1.874	13.540	1.894	14.167	1.983	16.968
0.00110	1.836	10.878	1.901	12.471	1.965	14.197	1.986	14.855	2.079	17.790
0.00120	1.918	11.364	1.986	13.028	2.053	14.833	2.074	15.514	2.172	18.586
0.00130	1.996	11.826	2.067	13.559	2.136	15.433	2.159	16.149	2.261	19.347
0.00140	2.071	12.271	2.145	14.071	2.217	16.018	2.240	16.755	2.346	20.075
0.00150	2.144	12.703	2.220	14.563	2.295	16.581	2.319	17.346	2.428	20.776
0.00160	2.214	13.118	2.293	15.042	2.370	17.123	2.395	17.915	2.508	21.461
0.00170	2.282	13.521	2.363	15.501	2.443	17.651	2.463	18.461	2.585	22.120
0.00180	2.349	13.918	2.432	15.954	2.514	18.164	2.540	18.999	2.660	22.762
0.00190	2.413	14.297	2.499	16.393	2.582	18.655	2.610	19.523		
0.00200	2.476	14.670								

## CANALES REVESTIDOS DE CONCRETO

DATOS	SECCIONES TIPO									
	36		37		38		39		40	
	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
b	1.85		2.00		2.00		2.50		2.50	
d	2.00		1.50		1.60		1.50		1.50	
A	9.700		6.375		7.040		7.125		7.840	
P	9.061		7.408		7.769		7.908		8.169	
r	1.071		0.8606		0.9062		0.901		0.9101	
n	0.016		0.016		0.016		0.016		0.016	
s										
0.00010	0.654	6.344	0.566	3.608	0.585	4.118	0.583	4.154	0.607	4.730
0.00015	0.802	7.779	0.693	4.418	0.717	5.048	0.714	5.087	0.739	5.730
0.00020	0.925	8.973	0.800	5.100	0.823	5.829	0.825	5.878	0.853	6.650
0.00025	1.035	10.039	0.894	5.699	0.925	6.512	0.922	6.569	0.954	7.475
0.00030	1.133	10.990	0.979	6.241	1.014	7.139	1.010	7.196	1.045	8.15
0.00035	1.224	11.873	1.058	6.745	1.095	7.709	1.091	7.773	1.129	8.67
0.00040	1.309	12.697	1.131	7.210	1.171	8.244	1.166	8.308	1.206	9.4
0.00045	1.389	13.473	1.200	7.650	1.242	8.744	1.237	8.814	1.280	10.03
0.00050	1.463	14.191	1.264	8.058	1.309	9.215	1.304	9.291	1.349	10.57
0.00055	1.535	14.889	1.326	8.453	1.372	9.659	1.367	9.740	1.414	11.
0.00060	1.603	15.549	1.385	8.829	1.434	10.095	1.429	10.182	1.476	11.5
0.00065	1.669	16.189	1.442	9.193	1.492	10.504	1.487	10.595	1.538	12.03
0.00070	1.731	16.791	1.496	9.537	1.549	10.905	1.543	10.994	1.596	12.57
0.00075	1.792	17.382	1.549	9.875	1.603	11.285	1.597	11.379	1.652	13.09
0.00080	1.851	17.955	1.600	10.200	1.658	11.658	1.649	11.749	1.706	13.59
0.00085	1.908	18.508	1.649	10.512	1.707	12.017	1.700	12.113	1.759	14.09
0.00090	1.963	19.041	1.697	10.818	1.756	12.362	1.749	12.462	1.809	14.59
0.00095	2.017	19.565	1.743	11.112	1.804	12.700	1.798	12.811	1.860	15.08
0.00100	2.070	20.079	1.789	11.405	1.852	13.033	1.845	13.143	1.908	15.58
0.00110	2.171	21.059	1.876	11.960	1.941	13.665	1.934	13.780	2.000	16.68
0.00120	2.267	21.990	1.959	12.489	2.028	14.277	2.020	14.393	2.090	17.300
0.00130	2.360	22.892	2.039	12.999	2.110	14.854	2.103	14.984	2.175	17.952
0.00140	2.447	23.755	2.116	13.489	2.190	15.418	2.182	15.547	2.257	18.609
0.00150	2.535	24.582	2.190	13.961	2.267	15.960	2.258	16.088	2.336	19.181
0.00160	2.618	25.395	2.262	14.420	2.341	16.481	2.332	16.616	2.413	19.815
0.00170	2.698	26.171	2.332	14.867	2.413	16.998	2.404	17.129	2.487	20.408
0.00180	2.777	26.937	2.399	15.294	2.483	17.480	2.474	17.627	2.559	20.967
0.00190			2.465	15.714	2.551	17.959	2.542	18.112		

# CANALES REVESTIDOS DE CONCRETO

DATOS	SECCIONES TIPO									
	41		42		43		44			
b	3.00		3.00		3.50		3.50			
d	1.50		1.60		1.50		1.60			
A	7.875		8.64		8.625		9.44			
P	8.408		8.769		8.908		9.269			
r	0.9366		0.9853		0.9682		1.0184			
n	0.016		0.016		0.016		0.016			
s	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
0.00010	0.598	4.709	0.617	5.348	0.612	5.279	0.633	9.976		
0.00015	0.733	5.772	0.758	6.549	0.749	6.460	0.775	7.316		
0.00020	0.846	6.662	0.875	7.560	0.865	7.461	0.895	8.449		
0.00025	0.946	7.450	0.978	8.450	0.967	8.340	1.000	9.440		
0.00030	1.036	8.159	1.072	9.262	1.059	9.134	1.096	10.346		
0.00035	1.119	8.812	1.158	10.005	1.144	9.867	1.184	11.177		
0.00040	1.197	9.426	1.238	10.696	1.223	10.548	1.265	11.942		
0.00045	1.270	10.001	1.313	11.344	1.298	11.195	1.342	12.668		
0.00050	1.338	10.537	1.383	11.949	1.368	11.729	1.415	13.358		
0.00055	1.403	11.049	1.451	12.537	1.434	12.368	1.484	14.009		
0.00060	1.466	11.545	1.516	13.098	1.499	12.929	1.550	14.632		
0.00065	1.526	12.017	1.578	13.634	1.560	13.455	1.613	15.227		
0.00070	1.583	12.466	1.619	14.152	1.619	13.964	1.674	15.803		
0.00075	1.639	12.903	1.695	14.649	1.675	14.447	1.733	16.360		
0.00080	1.693	13.332	1.751	15.129	1.730	14.921	1.790	16.898		
0.00085	1.745	13.742	1.805	15.595	1.784	15.387	1.845	17.417		
0.00090	1.795	14.136	1.857	16.044	1.835	15.827	1.898	17.917		
0.00095	1.845	14.529	1.908	16.485	1.886	16.267	1.950	18.408		
0.00100	1.893	14.907	1.958	16.917	1.935	16.689	2.002	18.899		
0.00110	1.985	15.633	2.053	17.738	2.029	17.500	2.094	19.767		
0.00120	2.073	16.325	2.144	18.524	2.119	18.276	2.192	20.692		
0.00130	2.158	16.994	2.232	19.284	2.206	19.027	2.281	21.533		
0.00140	2.239	17.632	2.316	20.010	2.289	19.743	2.367	22.344		
0.00150	2.317	18.246	2.397	20.710	2.369	20.433	2.450	23.128		
0.00160	2.393	18.845	2.476	21.393	2.447	21.105	2.531	23.893		
0.00170	2.467	19.423	2.552	22.049	2.522	21.752	2.608	24.620		
0.00180	2.539	19.995	2.626	22.689	2.595	22.382	2.684	25.337		
0.00190										

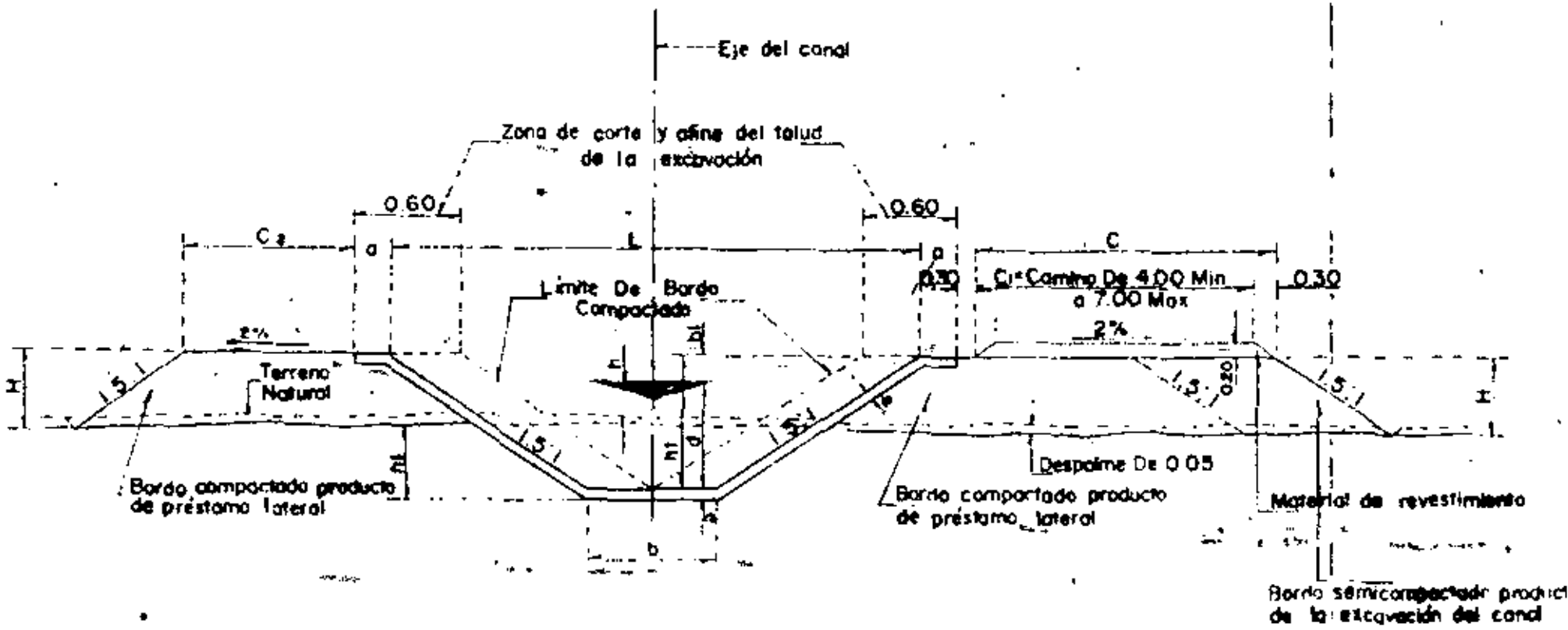
DATOS	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
b	0.40	0.40	0.50	0.50	0.60	0.60	0.75	0.75	0.75	0.75
d	0.35	0.40	0.45	0.50	0.55	0.60	0.60	0.65	0.70	0.75
b.l	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15
h.f	0.50	0.55	0.60	0.65	0.70	0.75	0.75	0.80	0.85	0.90
e	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
a	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.15
H	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60
h	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40
h <sub>1</sub>	0.05	0.00	0.05	0.10	0.15	0.20	0.20	0.25	0.30	0.25
C	4.60	4.60	4.60	4.60	4.60	4.60	4.60	4.60	4.60	4.60
C <sub>1</sub>	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00
C <sub>2</sub>	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
L	1.90	2.05	2.30	2.45	2.70	2.85	3.00	3.15	3.30	3.45
n	0.018	0.018	0.018	0.018	0.018	0.018	0.018	0.018	0.018	0.018

DATOS	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
b	0.90	0.90	0.90	0.90	1.05	1.05	1.05	1.05	1.20	1.20
d	0.75	0.80	0.85	0.90	0.90	0.95	1.00	1.05	1.05	1.10
b.l	0.15	0.15	0.15	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20
h.f	0.90	0.95	1.00	1.10	1.10	1.15	1.20	1.25	1.25	1.30
e	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.06	0.06	0.06
a	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15
H	0.60	0.60	0.60	0.65	0.65	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
h	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
h <sub>1</sub>	0.35	0.40	0.45	0.50	0.50	0.45	0.50	0.56	0.56	0.61
C	4.60	4.60	4.60	4.60	4.60	4.60	4.60	4.60	4.60	4.60
C <sub>1</sub>	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00
C <sub>2</sub>	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
L	3.60	3.75	3.90	4.20	4.35	4.50	4.65	4.80	4.95	5.10
n	0.018	0.018	0.017	0.017	0.017	0.017	0.017	0.017	0.017	0.017

DATOS	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
b	1.20	1.20	1.35	1.35	1.35	1.35	1.50	1.50	1.50	1.50
d	1.15	1.20	1.20	1.25	1.30	1.35	1.35	1.40	1.45	1.50
b.l	0.20	0.20	0.20	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.30	0.30
h.f	1.35	1.40	1.40	1.50	1.55	1.60	1.60	1.65	1.75	1.80
e	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.07	0.07	0.07
a	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15
H	0.75	0.75	0.75	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.90	0.90
h	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.55	0.55
h <sub>1</sub>	0.66	0.71	0.71	0.76	0.81	0.86	0.86	0.92	0.92	0.97
C	4.60	6.60	6.60	6.60	6.60	6.60	6.60	6.60	6.60	6.60
C <sub>1</sub>	4.00	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00
C <sub>2</sub>	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.50	2.50
L	5.25	5.40	5.55	5.85	6.00	6.15	6.30	6.45	6.75	6.90
n	0.017	0.017	0.017	0.017	0.017	0.017	0.016	0.016	0.016	0.016



**CANALES REVESTIDOS DE CONCRETO  
 SECCIONES TIPO**



**SECCION TIPO**

**NOTAS-** Todos los datos de las tablas y anotaciones del dibujo están anotados en metros.  
 Todas las secciones se construirán con dos bordos compactados de altura "H" hasta las líneas de corte y afine de la excavación que se indican dentro de la cubeta del canal.  
 Para la compactación de los bordos, véase las normas particulares de diseño en el proyecto correspondiente de los canales que se elijan. La velocidad máxima será V, y deberá cumplir la siguiente especificación:  $2.5 \geq V \leq 0.8 V_c$   
 (Vc = Velocidad crítica.)



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

**IV CURSO DE CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS  
DE ZONAS DE RIEGO**

**PLANEACION DE ZONAS DE RIEGO**

**PROFESOR:  
ING. OSCAR PLEASANT WONG**

**OCTUBRE, 1981.**





**SUBSECRETARIA DE AGRICULTURA Y  
OPERACION**



**SARH**

DIRECCION GENERAL DE DISTRITOS Y  
UNIDADES DE RIEGO

**Catálogo General  
de las Publicaciones Editadas**

DEPARTAMENTO DE ASESORIA TECNICA E INFORMACION

MEXICO, D. F. DICIEMBRE DE 1977.

MEMORANDUMS TECNICOS

(CLASIFICACION)

- I. IRRIGACION. PLANEACION. PROYECTO. CONSTRUCCION.
  - a) Hidrologia
  - b) Obras Principales
  - c) Canales y Drenes
- II. RIEGO. NIVEL PARCELARIO
  - a) Planeación del Riego
  - b) Métodos Ordinarios de Riego
  - c) Métodos Avanzados de Riego
  - d) Relaciones Suelo - Agua - Planta - Clima
- III. AGROCLIMATOLOGIA.
- IV. SALINIDAD Y DRENAJE.
- V. SUELOS Y FERTILIDAD.
  - a) Aspecto Fisico
  - b) Aspecto Químico
- VI. CONSERVACION DE OBRAS.
  - a) Combate de Hierbas
- VII. AGRONOMIA Y ECOLOGIA.
  - a) Cultivos
  - b) Acuacultura
- VIII. ECONOMIA Y ADMINISTRACION.
- IX. OTROS.

## I. IRRIGACION

2. Informe sobre las Necesidades de Agua para Riego en México. (Febrero - 1947). (Agotado).
30. Ciclos Lluviosos y Ciclos Secos en la Comarca Lagunera. (Junio 1949). - (Agotado).
39. Hidrología de México. (Marzo 1950). (Agotado).
44. La Geofísica en la Exploración y Conservación del Agua. (Agosto 1950). (Agotado).
45. Inundaciones y Destrucción de Terrenos en el Valle de Paraíba. (Septiembre 1950). (Agotado).
57. Nuevas posibilidades de Abastecimiento de Aguas para Riego. (Septiembre 1951). (Agotado).
62. El Agua y El Mundo. (Febrero 1952). (Agotado).
74. Análisis Comparativo de Dos Métodos de Cálculo de Presas Arco Delgado - con Espesor Constante. (Febrero 1953). (Agotado).
97. Importancia y Aspectos de la Investigación en las Zonas bajo Riego. - (Enero 1955). (Agotado).
104. Método para la Determinación del Rendimiento Específico de un Pozo mediante el Uso de un Pozo Auxiliar de Observación. (Agosto 1955). - (Agotado).
105. Esparcimiento superficial de Aguas Broncas para su Almacenamiento Subterráneo. (Septiembre 1955). (Agotado).
115. México y su Política de Irrigación. (Julio 1956).  
Se analiza brevemente la Historia de la Irrigación en México, desde la época prehispánica hasta la época actual. Se presentan también, estadísticas sobre riego, superficies regadas, cultivos, relación de distritos de riego, ejidos, etc.; así como las diversas políticas que han influido en el Desarrollo de la Irrigación en nuestro País.
127. La Sequía, sus Causas y Efectos. (Julio 1957). (Agotado).
130. Aguas Subterráneas para el Riego de las Cosechas. (Octubre 1957). - (Agotado).
138. Introducción al Curso Internacional sobre Pequeñas Obras de Riego. (Junio 1958). (Agotado).

139. Reconocimientos Preliminares (Curso Internacional sobre Pequeñas Obras de Riego). (Julio 1958). (Agotado).
140. II. Estudio y Planeación de las Obras de Riego (Curso Internacional sobre Pequeñas Obras de Riego). B. Estudios Hidrológicos. (Agosto 1958). - (Agotado).
144. III. Proyecto de las Obras de Pequeña Irrigación. PRIMERA PARTE. (Curso Internacional sobre Pequeñas Obras de Riego), TOMO SEPTIMO. (Diciembre 1958). (Agotado).
145. III. Proyecto de las Obras de Pequeña Irrigación SEGUNDA PARTE. (Curso Internacional sobre Pequeñas Obras de Riego) TOMO OCTAVO. (Enero 1959). (Agotado).
146. IV. Construcción de las Obras (Curso Internacional sobre Pequeñas Obras de Riego) TOMO NOVENO. (Febrero 1959). (Agotado).
147. V. Operación de Distritos de Riego (Curso Internacional sobre Pequeñas Obras de Riego) TOMO DECIMO. (Marzo 1959). (Agotado).
148. V. Operación de los Distritos de Riego B. Distribución de Agua (Curso Internacional sobre Pequeñas Obras de Riego) TOMO UNDICESIMO. (Abril 1959). (Agotado).
149. V. Operación de los Distritos de Riego C. Legislación de Aguas de Inspección de los Distritos de Riego (Curso Internacional sobre Pequeñas Obras de Riego) TOMO DOCE. (Mayo 1959). (Agotado).
151. Características Especiales de las Pequeñas Obras de Riego en México (Curso Internacional sobre Pequeñas Obras de Riego) TOMO TRECE. (Julio 1959). (Agotado).
168. Las Obras de Regadío y de Aprovechamiento de la región del Ródano Interior y del Languedoc en Francia. (Diciembre 1960). (Agotado).
172. Nueva Fórmula para el Cálculo de Canales y Conductos Cylindricos. (Abril 1961). (Agotado).
181. Los Recursos Hidráulicos de México y su Relación con los Problemas Agrícolas y Económicos del País. PRIMERA PARTE. Proposiciones para establecer las Bases de su Desarrollo y Planeación. (Enero 1962). (Agotado).
192. Dirección de Operación. Conocimientos Generales para que los Aforadores y Canaleros desempeñen eficientemente sus labores. (Diciembre 1962). - (Agotado).
193. Los Recursos Hidráulicos de México y su relación con los Problemas Agrícolas y Económicos del País. Proposiciones para Establecer las Bases de su planeación y Desarrollo Futuros TERCERA PARTE. (Enero 1963). (Agotado).

203. Nuevos Métodos de Planeación, Programación y Control de Obras. (Noviembre 1963).  
En base a las nuevas técnicas administrativas se señalan los métodos de planeación y programación; breve exposición del método Pert (planificación de redes o camino crítico), para facilitar la programación y un levantamiento topográfico de una zona de riego de 10,000 hectáreas.
217. Progreso en la Investigación sobre las Necesidades Futuras de Aguas de Riego. (Enero 1965). (Agotado).
221. El Riego en la República Argentina, con Especial Referencia a la Provincia de Río Negro. (Mayo 1965). (Agotado).
234. Algunas Normas para la Organización y Control de los Costos en las Obras. (Junio 1966). (Agotado).
235. Clases de Canales o Tubería para Riego. (Julio 1966). (Agotado).
253. La Política Hidráulica en México. (Enero 1968). (Agotado).
264. Recursos Hidráulicos Potenciales para Sacar la Sed en el Mundo. (Diciembre 1968). (Agotado).
269. Elementos Esenciales para el Éxito de la Agricultura de Riego. (Mayo 1969). (Agotado).
275. El Plan Chontalpa Tabasco, Méx. (Ejemplo de Reforma Agraria Integral en Zonas Tropicales). Comisión del Grijalva. (Nov. 1969). (Agotado).
276. El Plan Chac (Obra de Riego en una Región Subdesarrollada y de Ecología Particular). (Diciembre 1969). (Agotado).
288. Automatización del Riego. (Diciembre 1970). (Agotado).
302. Balance Hidrológico entre el Agua Disponible y la Demanda en un Distrito de Riego. (Febrero 1972).  
Se propone un procedimiento para lograr la interpretación de toda la información obtenida del balance hidrológico, o sea las entradas y salidas de agua en los distritos de riego, con el propósito de planear bajo riego conocidos, la mejor forma de aprovechar los recursos hidráulicos y las tierras bajo riego, bajo condiciones de demanda establecidas. También se exponen nuevas modalidades en la determinación de la lluvia efectiva, las demandas de riego y las características del modelo para simular el funcionamiento hidráulico de un distrito de riego.
330. Elementos de Escurrimiento Superficial. (Junio 1974).  
Se analizan los factores que determinan el escurrimiento de una corriente y se estudia el escurrimiento mismo como fenómeno físico. Se describen los métodos y estructuras más adecuados para el aforo de las corrientes. Se estudia el fenómeno de las avenidas, la clasificación de éstas,

la determinación del gasto máximo analizando diferentes métodos, y las obras y técnicas para su control. (Agotado).

342. La Ordenación Integrada de las Aguas en la Agricultura. (Junio 1975). Se plantea la necesidad de una nueva concepción del aprovechamiento del agua para la agricultura. Se presenta un enfoque integrado de la agricultura de riego y de los proyectos de aprovechamiento de aguas. Se señalan medidas para mejorar la ordenación del uso del agua, así como las investigaciones necesarias para basar dichas medidas. Por último, se consideran los diseños para riego y drenaje y los incentivos para el establecimiento del riego.
349. La Situación de la Alimentación en el mundo y los Proyectos de Riego. - (Enero 1976). En este trabajo, se analiza la importancia que tienen los proyectos de riego para el Desarrollo y se examina la orientación que debe dárseles considerando los aspectos económicos y sociales, de tal forma que el desarrollo de un riego eficiente, contribuya adecuadamente a una transformación general de la sociedad rural.

## II. RIEGO

7. El Uso Consuntivo del Agua en Irrigación. (Junio 1947). (Agotado).
16. El Sifón Portátil para Riego y la Nueva Válvula para Cabo de Sifones. - (Abril 1948). (Agotado).
20. Interpretación de los Análisis de Aguas de Riego y Tolerancia Relativa de las Plantas Cultivadas. (Agosto 1948). (Agotado).
26. Riego y Cultivo de los Huertos Frutales. (Febrero 1949). (Agotado).
38. El Equivalente de Humedad como Medida de la Capacidad de Campo de los Suelos. (Febrero 1950). (Agotado).
47. Las Prácticas de Riego en la Producción de Alfalfa. (Noviembre 1950). - (Agotado).
49. Riego por Aspersión. (Enero 1951). (Agotado).
50. La Evaporación de los Suelos y la Transpiración. (Febrero 1951). (Agotado).
51. Empleo de Tensiómetros para Medir el Agua Disponible para las Plantas. - (Marzo 1951). (Agotado).
52. La Capacidad de Retención del Agua por los Suelos y Su Efecto sobre la Práctica del Riego. (Abril 1951). (Agotado).
54. Las Relaciones Energéticas de la Humedad del Suelo. (Junio 1951). Agotado
55. Nuevo Medidor Portátil. (Julio 1951). (Agotado).
63. Tablas y Nomogramas para el Uso de Medidores Parshal. (Marzo 1952). - (Agotado).
65. Capacidades de los Canales para el Método de Riego por Aniegos. (Mayo - 1952). (Agotado).
66. Métodos Indirectos para la Determinación del Uso Consuntivo de Aguas por las Plantas Cultivadas. (Junio 1952). (Agotado).
69. Experimentos sobre el Riego del Olivo. (Septiembre 1952). (Agotado).
76. Método de Riego con Bordos. (Abril 1953). (Agotado).
81. El Momento de Regar, Pruebas Sencillas para Determinar Cuando Debe Regarse. (Septiembre 1953). (Agotado).



- 94. Influencia de Algunos Factores sobre la Penetración del Agua de Riego en el Suelo. (Octubre 1954). (Agotado).
- 95. El Riego del Plátano en Centroamérica, Riegos por Aspersión y por Gravedad. (Noviembre 1954). (Agotado).
- 106. Prácticas de Fertilización y Riego del Maíz en las Nuevas Tierras de Riego. (Octubre 1955). (Agotado).
- 109. Coeficientes Brutos de Riego para los Principales Cultivos de las Zonas de los Distritos de Riego. (Enero 1956). (Agotado).
- 116. La Humedad del Suelo en Relación con el Crecimiento de la Planta. (Agosto 1956). (Agotado).
- 117. El Agua en Relación con el Crecimiento de las Plantas. (Septiembre 1956). (Agotado).
- 118. Momento de Regar y Cantidad de Agua que debe Aplicarse. (Octubre 1956).- (Agotado).
- 119. El Medidor tipo Compuerta "CALCO". (Noviembre 1956). (Agotado).
- 121. Método de la Resistencia Eléctrica para la Medición Continua de la Humedad del Suelo en Condiciones de Campo. (Enero 1957). Se describe este método de medición de la humedad del suelo. Se detallan experimentos realizados y los resultados obtenidos.
- 124. Influencia de Diversos Tratamientos de Riego sobre el Algodón. (Abril - 1957). (Agotado).
- 136. Empleo y Economía de las Tuberías de Concreto en los Sistemas de Riego.- (Abril 1958). (Agotado).
- 137. El Riego de Algodón. (Mayo 1958). (Agotado).
- 153. El Uso Eficaz del Agua para la Producción de Maíz. (Septiembre 1959). - (Agotado).
- 154. Relación del Suelo, el Agua y las Plantas. (Octubre 1959). (Agotado).
- 155. Pérdidas de Conducción de Canales. (Noviembre 1959). (Agotado).
- 157. Determinación de la Calidad del Agua para Riego. (Enero 1960). (Agotado).
- 158. El Agua del Suelo y Desarrollo de las Plantas. (Febrero 1960): (Agotado).
- 160. Nivel de la Tierra para el Riego. (Abril 1960). (Agotado).
- 161. Conductividad Eléctrica Potencial. (Mayo 1960). (Agotado).

162. Relación entre la Carga de Agua y Avance del Frente Húmedo en el Surco. (Junio 1960). (Agotado).
163. Aplicación de Riego Restringido por Aspersión. (Julio 1960). (Agotado).
165. El Buen Aprovechamiento del Agua de Riego. (Septiembre 1960). (Agotado).
169. Ejemplo del Cálculo de las Dotaciones de Riego Necesarias para los Cultivos. (Enero 1961). (Agotado).
170. Estudio Preliminar de Métodos para Determinar la Condición del Agua en el Suelo. (Febrero 1961). (Agotado).
171. La Capacidad de Campo en Relación con el Porcentaje de Humedad a 40 cms. de Succión. (Marzo 1961). (Agotado).
173. El Agua en el Desarrollo Fisiológico y en el Rendimiento de Cosechas. (Mayo 1961). (Agotado).
174. Clasificación y Uso de las Aguas para Riego. (Junio 1961). (Agotado).
175. Ensayo de Riego en Algodón, Necesidades Hídricas del Algodón. (Julio 1961). (Agotado).
176. Determinación del Contenido Interno de Agua de las Plantas Vivas mediante el Uso de Rayos Beta. (Agosto 1961). (Agotado).
177. La Utilización del Agua por Arboles Jóvenes de Limonero en Relación con la Compactación del Suelo y Crecimiento del Arbol. (Sept. 1961). (Agotado).
178. Necesidades de Agua del Maíz. Periodos Críticos. (Oct. 1961). (Agotado).
179. El Riego de Maíz en el Este de los Estados Unidos. (Nov. 1961). (Agotado).
184. La Humedad del Suelo en la Primera Parte del Ciclo en Relación al Rendimiento del Maíz. (Abril 1962). (Agotado).
185. Calificación de Algunos Aspectos de las Prácticas de Riego Usadas en las Siembras de Trigo en el Bajío y su Relación con Respuestas a Fertilizantes. (Mayo 1962). (Agotado).
186. Variaciones en la Humedad del Suelo Durante el Ciclo del Trigo en el Bajío y su Influencia en Varias Características del Cultivo. (Jun. 1962) Agotado
188. Los Coeficientes de Riego en los Distritos de Ciénega de Chapala y Taré - cuate, Mich. (Agosto 1962). (Agotado).
191. El Uso Consuntivo. Método para su Determinación. (Nov. 1962) (Agotado).

195. **Cuánto, Cuándo y Cómo Regar.** (Marzo 1963).  
Es un estudio detallado de los factores implicados en el logro de mejores resultados en la siembra. Se señalan las inconveniencias principales, - así como los momentos y situaciones en que es adecuado regar.
196. **Utilización de las Compuertas de las Bocatomas y Represas como Estructura Aforadora.** (Abril 1963).  
Se detallan los métodos y sistemas de óptima utilización de las compuertas y represas en los sistemas de riego.
201. **El Riego y los Sorgos de Grano.** (Septiembre 1963). (Agotado).
204. **Coefficientes Brutos de Riego para los Principales Cultivos.** (Diciembre 1963). (Agotado).
210. **Uso del Agua en los Campos de Arroz Inundados.** (Jun. 1964). (Agotado).
218. **Selección de Medidas y Datos para el Estudio Experimental de las Relaciones Agua - Suelo - Planta.** (Febrero 1965). (Agotado).
229. **Los Métodos y el Desarrollo del Riego en Francia.** (Enero 1966) (Agotado)
231. **Determinación Práctica del Uso Consuntivo.** (Marzo 1966). (Agotado).
233. **Principios Generales para la Planeación del Riego.** (Mayo 1966) (Agotado).
236. **Determinación del Coeficiente "K" Regional para el Cálculo del Uso Consuntivo del Frijol Negro Criollo en los Distritos del Estado de Veracruz.** - (Agosto 1966). (Agotado).
238. **El Riego por Aspersión en Costières Du Gard, Bajo Ródano, Francia.** (Oct. 1966). (Agotado).
239. **Métodos Económicos para Medir la Humedad del Suelo.** (Nov. 1966) (Agotado).
242. **La Medida de Agua para Riego.** (Febrero 1967). (Agotado).
244. **Riego Subsuperficial de Terrenos de Pasto.** (Abril 1967). (Agotado).
245. **Evaluación de la Eficiencia de Riego.** (Mayo 1967). (Agotado).
247. **Modificación de las Tierras para el Uso Eficiente del Agua.** (Julio 1967) (Agotado).
248. **Análisis de la Eficiencia de la Aplicación del Riego Superficial.** (Agosto 1967). (Agotado).
249. **Procedimientos para Evaluar Métodos de Riego.** (Sept. 1967). (Agotado).
252. **El Uso del Agua para Riego en los Valles de México y de El Mezquital, Hgo.** (Diciembre 1967). (Agotado).

256. Planificación de los Sistemas Parcelarios de Riego. (Abril 1968) Agotado
257. Bloques de Yeso para detectar las Variaciones de Humedad en el Suelo. - (Mayo 1968). Agotado.
258. Riego por Surcos con Reducción del Gasto durante el Riego. (Junio 1968) Agotado.
260. Necesidades de Agua de los Cultivos y Eficiencia en el Riego. (Agosto - 1968). Agotado.
262. Bases para proyectar bien un Sistema de Riego Parcelario. (Octubre 1968) Agotado.
263. El Riego por Goteo. Un Método apropiado para Condiciones Áridas y De - sérticas de Suelos y Agua de Elevada Salinidad. (Nov. 1968) Agotado
268. Influencia de la Eficiencia del Riego sobre las Necesidades de Agua de los Cultivos. (Abril 1969). Agotado.
272. Usos Consuntivos de los Cultivos de Mayor Importancia (Zonas Pacífico - Norte, Norte Centro y Noreste). (Agosto 1969). Agotado.
273. Usos Consuntivos de los Cultivos de Mayor Importancia (Cuenca del Río - Lerma). (Septiembre 1969). Agotado.
274. Usos Consuntivos de los Cultivos de Mayor Importancia (Zonas Centro, - Golfo de México y Sur). (Octubre 1969). Agotado.
277. Evaluación de las Medidas de Infiltración. (Enero 1970). Agotado.
278. Evaluación de las Pérdidas por Filtración en Canales de Tierra. (Feb.- 1970). Agotado.
279. Aprovechamiento del Agua de Riego en el Cultivo del Algodón. (Marzo - 1970). Agotado.
281. Uso Consuntivo de Agua por los Cultivos en Arizona. (Mayo 1970) Agotado
289. Medición Rápida en el Campo del Valor de la Entrada de Aire y de la Con - ductividad Hidráulica del Suelo, como Parámetros Importantes en los Aná - lisis de los Sistemas de Flujo. (Enero 1971). Agotado.
290. Metodología para la Determinación y Cálculo del Uso Consuntivo del Agua. (Febrero 1971). Agotado.
291. Instrucciones y Criterios para Preparación de Guías de Riego. (Marzo - 1971). Agotado.
292. Predicción de las Necesidades de Riego de los Cultivos. (Abril 1971).- Agotado.

293. Diseño Hidráulico del Proyecto de Riego por Goteo "YAHUALICA". (Marzo - 1971). (Agotado).
296. Principios Básicos del Riego por Goteo. (Agosto 1971). (Agotado).
307. Conceptos de Lluvia Efectiva y su Aplicación en la Programación de los Riegos. (Julio 1972). (Agotado).
308. El Riego por Goteo del Maíz en el Delta del Río Yaquí, Son. (Agosto - 1972).  
Se describe un experimento sobre aplicación del riego por goteo al maíz, para determinar la mejor lámina y la frecuencia más conveniente. Los índices para la evaluación de los tratamientos fueron la producción de grano por hectárea, la producción por grano de millar de metros cúbicos y el tonelaje de materia verde por hectárea. Se recomienda el riego diario basándose en la curva de consumo de agua por el cultivo y la implantación del cultivo del maíz en los huertos familiares.
311. Análisis Hidráulico en una Tubería con Salidas Múltiples y su Aplicación a un Sistema de Riego por Goteo. (Noviembre 1972). (Agotado).
313. Láminas Mínimas de Riego y Máximo Rendimiento del Algodón, Fertilizado con Nitrógeno y Fósforo, en la Costa de Hermosillo. (Enero 1973).  
Se estudian las necesidades de agua en las diferentes etapas fisiológicas del algodón, para reducir al mínimo las láminas, así como determinar las cantidades de nitrógeno y fósforo que deberán emplearse, para obtener rendimientos máximos de algodón, en la Costa de Hermosillo, Son.
314. Efectos Fisiológicos de la Lámina y del Intervalo de Riego por Goteo en el Cultivo de la Sandía en el Valle del Yaquí, Son. y su Análisis Económico. (Febrero 1973).  
Se dan a conocer los efectos fisiológicos determinado por la lámina y el intervalo de riego por goteo, en el desarrollo de la sandía, su interacción con el uso consuntivo de la planta, en condiciones de evapotranspiración potencial y la evaporación medida en tanque tipo "A". Se hace un análisis económico integral del costo de producción y de la rentabilidad del riego por goteo aplicado a dicho cultivo, y se infiere la posibilidad de aplicarlo económicamente en otras hortalizas.
318. Desarrollo de la Fruticultura por un Sistema Práctico y Económico de Riego en Zonas Áridas y Semi - Áridas. (Junio 1973).  
Se describe un método de riego directo de los frutales, llevando el agua en tanques montados sobre ruedas, dotados de mangueras para verter el agua en el cajete de cada árbol. Se expone una variante que permite realizar dentro del sistema un riego a base de goteo. (Agotado).
320. Riego por Goteo del Chile Caribe en el Distrito de Riego del Río Yaquí, Son. (Agosto 1973).  
Se describe un experimento sobre riego por goteo, destinado a determinar los efectos de la aplicación de tres láminas totales, con dos formas de la curva masa en las láminas aplicadas, sobre el rendimiento y la calidad del chile Caribe. Se presentan los resultados y se hacen las recomen-

ciones que sugieran éstos.

324. **Tecnificación. PLAMEPA Aplicado al Cultivo de la Caña de Azúcar.** (Dic. 1973).  
Se presentan los antecedentes más importantes para el riego de la caña de azúcar y se describen las normas que conviene seguir para aplicar el Plan de Mejoramiento Parcelario al cultivo de dicha planta, haciéndose recomendaciones prácticas para el desarrollo de los trabajos y el debido control de todas las operaciones.
332. **Respuesta de la Papa a Diferentes Regímenes de Humedad.** (Agosto 1975).  
Se describe un experimento de cuatro años de duración, para estudiar el efecto de una escasez de agua en la planta; sobre los rendimientos de tubérculos de la papa y su calidad. Se llega a la conclusión de que el rendimiento de la papa está correlacionado linealmente con el uso de agua por el cultivo, desde la emergencia hasta la defoliación. Se estudia la relación entre la resistencia de la hoja a la transpiración y el contenido relativo de agua de la hoja.
333. **Eficiencia del Riego. Definiciones Relativas y Diversos Conceptos sobre la Eficiencia en el Uso del Agua.** (Septiembre 1974).  
Se presentan diversas definiciones a distintos niveles, analizando las contenidas en el Diccionario Técnico Multilingüe de la ICID. Se comparan las definiciones en inglés y en francés, así como definiciones de otras fuentes, y se sugieren las que debieran preferirse.
335. **Resultados de Diez Experimentos Realizados en los Distritos de Riego durante el Invierno. Relaciones Agua - Suelo - Planta - Clima.** (Nov. 1974).  
Se describen diez experimentos realizados en el subciclo de invierno de 1974, en diferentes Distritos de Riego y con distintos cultivos. En cada experimento se presenta el diseño, los tratamientos, los resultados, el análisis estadístico y la interpretación para fundamentar las recomendaciones oportunas.
336. **Estudio sobre Diferentes Procedimientos de Aplicación del Riego por Goteo en el Cultivo del Tomate. Evaluación Económica y de Producción en el Valle del Yaqui, Son.** (Diciembre 1974).  
Se describe un experimento para la aplicación del riego por goteo al cultivo del tomate, comparando tres niveles de lámina de riego, con intervalos variable y fijo. Se presentan los resultados y el análisis físico y económico de los mismos, y se hacen recomendaciones como consecuencia de dichos resultados.
340. **Principios Básicos del Riego por Goteo y Experiencias de su Aplicación en la República Mexicana.** (Abril 1975). (Agotado).
345. **Resultados de ocho experimentos realizados en los Distritos de Riego durante el Sub Ciclo Primavera - Verano, 1973-74. Relaciones Agua - Suelo - Planta - Clima.** (Septiembre 1975).  
Se describen ocho experimentos llevados a cabo en diferentes Distritos de Riego, para determinar el momento de regar en relación con la humedad del

suelo y el efecto de los fertilizantes nitrogenados y fosfatados en los cultivos de algodón, soya, maíz y sorgo.

348. Diseño de las principales Líneas en los Sistemas de Riego por Goteo. (Diciembre 1975).  
Se estudia el diseño de la línea principal en los sistemas de riego por goteo, basándose en la determinación del gradiente de energía que genera el costo mínimo. Se presenta un monograma diseñado para el proyecto de la línea principal. Se expone también un ejemplo de diseño.
350. Sobre las Eficiencias de Riego. (Febrero 1976).  
Con el fin de conocer los distintos aspectos de la eficiencia en el uso del agua para riego, se describe como se realizó una encuesta en predios de poca extensión en todo el mundo; se presentan los resultados obtenidos y se extraen conclusiones de un gran interés.
354. Desarrollo de la Fruticultura por un Sistema de Riego Directo por Conducción, en Zonas Semi - Áridas. (Junio 1976).  
Se describe un sistema de riego para huertos frutales, a base de conducción por tubería y distribución por medio de mangueras a los cajetes de los árboles. Se compara el método con los de riego convencional y por goteo. Se estudia la aplicación del sistema a huertos colectivos, así como su financiamiento y su economía.
355. Sistema de Riegoconservación. (Julio 1976).  
Cuando se hace un mal uso del agua de riego, se originan daños al suelo por efectos de erosión, acumulación del álcali, deslave o encharcamiento. En el trabajo se dan normas para evitar estos efectos, y se describe el sistema denominado "Riegoconservación". Se indican los modos de adaptar algunos métodos comunes de riego a este sistema.
357. Resultados de Once Experimentos Realizados en los Distritos de Riego durante el Subciclo de Invierno 1974-75. (Septiembre 1976).  
Se describen once experimentos realizados en el subciclo de invierno de 1974-75 en diferentes Distritos de Riego y con distintos cultivos. En cada experimento se presenta el diseño, los tratamientos, los resultados, el análisis estadístico y su interpretación para fundamentar las recomendaciones oportunas. (Agotado)
358. Funciones para Predecir Programas Óptimos de Riego. (Octubre 1976).  
Se presenta una metodología para planear los programas óptimos de riego, estableciendo algunas funciones que relacionan al rendimiento del cultivo con la lámina de riego y el rendimiento del cultivo con la evapotranspiración. Se estudia la influencia de las deficiencias de evaporación en las láminas necesarias y en los rendimientos, y el papel del agua almacenada en el suelo. Se estudia igualmente la influencia en estos procesos de cada fracción de la lámina de riego y los aspectos económicos del problema.
359. Riego de la Caña de Azúcar en el Estado de Morelos. (Noviembre 1976). -

Se describe una técnica de riego que ha dado muy buenos resultados en el Distrito de Riego Núm. 16, Estado de Morelos. Se indican el trazo del riego, el acondicionamiento del terreno para el riego, la forma de aplicación del agua y el programa de riegos.

362. El Cálculo de las Pérdidas por Filtración en los Canales. (Febrero 1977)  
Se explican cuatro métodos de medición de las filtraciones en los canales de distribución, así como experimentos y resultados obtenidos de éstos.
371. Respuesta de la Lechuga a Diferentes Dosis de Fertilización, Frecuencias y Láminas de Riego Aplicadas con Riego por Goteo. (Noviembre 1977)  
El presente experimento se realizó en la Comarca Lagunera durante el ciclo de invierno 1973-74, sus objetivos fueron: determinar el porcentaje (K) de evaporación adecuada, para aplicarse como lámina de riego en este cultivo; encontrar la mejor frecuencia de riego y la fertilización nitrogenada óptima, utilizando el método de riego por goteo, así como también comparar el riego por goteo con el riego tradicional por gravedad (Testigo). El diseño experimental utilizado fue de bloques al azar con cuatro repeticiones, el arreglo de tratamientos fue factorial  $3 \times 3 \times 2$ .



### III. AGROCLIMATOLOGIA

59. Determinación de la Necesidad de Agua en las Zonas de Riego por medio de Datos Climatológicos y de Riego. (Noviembre 1951). (Agotado).
98. Instalación de Campo para Determinar la Evapotranspiración Máxima. (Feb. 1955). (Agotado).
134. Comparación Climageográfica de los Distritos de Riego con otras Regiones del Mundo. (Febrero 1958). (Agotado).
197. Algunos Aspectos de la Aplicación de la Meteorología a la Ciencia del Suelo y a la Agronomía. (Mayo 1963). (Agotado).
220. Estudio de la Probabilidad de las Lluvias para el Aprovechamiento de las mismas. (Abril 1965). (Agotado).
272. Ecoclimatología. (Junio 1965). (Agotado).
226. Los Climas de los Distritos de Riego de México. (Octubre 1965). (Agotado).
255. Estimación de la Evaporación desde Tanque y la Evapotranspiración a partir de Datos Climatológicos. (Marzo 1968). (Agotado).
261. Determinación del Uso Consuntivo a Partir de Datos de Evaporación de Tanque. (Septiembre 1968). (Agotado).
267. Influencia de los Factores del Clima sobre las Necesidades de Agua de los Cultivos. (Marzo 1969). (Agotado).
282. Formulación de Calendarios de Riego Usando Datos Climatológicos de Cultivos y de Suelos. (Junio 1970). (Agotado).

#### IV. SALINIDAD Y DRENAJE

11. El Drenaje de las Tierras de Riego. (Noviembre 1947). (Agotado).
23. Estudios sobre el Agua Subterránea en Relación con el Drenaje. (Nov. - 1948). (Agotado).
34. Selección de Cultivos para Terrenos Salinos. (Octubre 1949). (Agotado).
53. La Salinidad del Suelo en Relación con el Riego. (Mayo 1951) (Agotad.).
64. Determinaciones de la Permeabilidad del Suelo como Base para la Conservación del Suelo y del Agua. (Abril 1952). (Agotado).
70. El Drenaje de las Tierras. (Octubre 1952). (Agotado).
72. Aprovechamiento del Suelo en Holanda. (Diciembre 1952). (Agotado).
73. Desecación y Drenaje de Terrenos. (Enero 1953). (Agotado).
79. El Aumento de la Producción Agrícola por Medio del Drenaje. (Julio 1953) (Agotado).
80. Influencia de las Labores del Subsuelo y de la Fertilización sobre el Rendimiento de la Caña de Azúcar y la Capacidad de Infiltración del Suelo. (Agosto 1953). (Agotado).
85. Mejora de los Suelos Alcalinos. (Enero 1954). (Agotado).
86. Algunos Aspectos del Drenaje en las Obras de Riego. (Febrero 1954). - (Agotado).
91. Corrección de la Alcalinidad de un Suelo con Aplicaciones de Azufre, Yeso y Lexiviación. (Julio 1954). (Agotado).
108. Electrificación del Suelo. (Diciembre 1955). (Agotado).
113. La Intrusión Salina. (Mayo 1956). (Agotado).
133. Problemas de Salinidad del Valle de Juárez, Chih. en Relación con la Escasez de Agua de Gravedad para Riego y con la Explotación de Mantos Subterráneos. (Enero 1958). (Agotado).
189. Uso de Aguas Ricas en Sales, como Flocculantes y Fuente de Cationes Divalentes para el Mejoramiento de los Suelos Sódicos. (Sept. 1962) (Agotado).
194. La Concentración de Sales en los Suelos y sus Efectos sobre Movimiento del Agua. (Febrero 1963). (Agotado).

208. Técnica de la Desalinización por Lavado y los Gastos de Cultivo Suplementarios que Resultan de su Aplicación. (Abril 1964). (Agotado).
211. Las Estaciones de Bombeo en los Sistemas de Drenaje. (Julio 1964). - (Agotado).
224. El Uso del Agua Salina para el Riego. (Agosto 1965). (Agotado).
225. La Desalinización y sus Aspectos Técnicos, Económicos, Políticos y Sociales. (Septiembre 1965). (Agotado).
228. Cálculo de la Capacidad Natural de Drenaje y Proyecto de Drenes Complementarios para Fines de Lavado de Suelos. (Diciembre 1965). (Agotado).
240. Normas para el Estudio y Proyecto de Sistemas de Drenaje de Aguas Freáticas en los Distritos de Riego. (Diciembre 1966).  
Este trabajo representó a la S. R. H. en el IV Seminario Latinoamericano de Irrigación celebrado en Bogotá, Colombia en Octubre de 1966.  
Se describe la metodología aplicada para investigar, comprender y resolver los problemas que implica el drenaje de aguas freáticas.
250. Normas para un buen Drenaje de las Tierras. (Octubre 1967). (Agotado).
283. Una Forma Sencilla de Emplear el Factor Salinidad en la Clasificación Agrícola. (Julio 1970).  
Se presenta una nueva metodología para clasificar los suelos en relación con la salinidad, basándose en el análisis de el extracto de saturación y en el establecimiento de planos de suelos, fundados en información cualitativa, llegando a una clasificación en gran número de grupos y subgrupos, que puede ser de gran utilidad.
285. Balance de Sales, Eficiencia de Riego y Diseño de Drenaje. (Septiembre - 1970). (Agotado).
286. Infiltración del Agua a Través de los Suelos no Uniformes. (Octubre - 1970). (Agotado).
295. Efecto de Niveles de Humedad del Suelo, Nitrógeno y Potasio en el Crecimiento de la Caña de Azúcar. (Julio 1971). (Agotado).
305. Condiciones de Drenaje Interno en el Distrito de Riego del Río Yaqui, Son. (Mayo 1972). (Agotado).
306. Dos Casos Específicos de Drenaje Agrícola. (Junio 1972).  
Se presentan dos trabajos. El primero se refiere al aspecto económico del drenaje agrícola y se analiza un método de cálculo del óptimo económico mediante el uso de conducciones subterráneas, ofreciendo soluciones gráficas y analíticas. En el segundo trabajo se describe un proyecto de drenaje por tubería para una parte del delta del Nilo y se indica la mejora obtenida en los rendimientos de las cosechas.

315. Riego por Medio de Drenes Subsuperficiales. (Marzo 1973). (Agotado).
317. Efecto de la Temperatura del Suelo sobre el Crecimiento de las Plantas - en los Suelos Salinos. (mayo 1973).  
Se presentan los resultados de una investigación para comparar el efecto de diferentes temperaturas del suelo sobre el desarrollo de las plantas en suelos salinos y no salinos, incluyendo fertilización con fósforos. - La investigación se llevó a cabo sobre trébol, mijo y maíz. (Agotado).
321. Desalado en las Zonas Áridas. (Septiembre 1973).  
Se describen los métodos más adecuados para desalar las aguas saladas y las aguas salobres; entre ellos, la destilación, la ósmosis, la electrodiálisis y el intercambio de iones. Se sugieren programas para el levantamiento de los recursos de aguas salobres y para la investigación sobre el desalado. Se presentan datos sobre los recursos de aguas salobres - identificados hasta ahora en el Continente Americano. (Agotado).
322. Vocabulario de la Ciencia del Suelo. (Octubre 1973). (Agotado).
323. La Salinidad y el Mejoramiento de los Suelos. (Noviembre 1973).  
Se estudia el proceso de salinización de los suelos en el curso del tiempo y la influencia que tiene en el mismo el manejo de los propios suelos y las condiciones ecológicas. Se analizan los cambios en la composición de las sales en los suelos regados y las leyes que regulan el ensaltramiento de dichos suelos, y se estudian las medidas que puedan emplearse para corregir la salinidad.
331. Cálculo de la Componente Drenaje en el Escurrimiento del Agua en el Suelo. (Julio 1974).  
Se estudian métodos para estimar el drenaje inmediato al riego, en tres tipos de suelo diferentes sembrados con alfalfa. Se estudia la aplicación de una ecuación para obtener el coeficiente de drenaje y se comparan los valores calculados con los realmente medidos, obteniéndose una coincidencia satisfactoria. Se concluye que el coeficiente de drenaje es función del contenido de agua del suelo e independiente del agua extraída por las plantas.
337. El Suelo, Medio Ambiente de las Raíces. (Enero 1975).  
Se describe brevemente el origen de los suelos, su formación y evolución, así como sus características generales físicas, químicas y biológicas, - indicando como influyen directamente en el desarrollo de los cultivos.
338. La Salinización del Suelo y del Agua Subterránea bajo una Agricultura. - (Febrero 1975).  
Se presenta un estudio a nivel de campo, para evaluar las relaciones - entre distintas clases de cultivo y las concentraciones de sales en el suelo y en el agua subterránea. Se muestra que la variabilidad de la salinidad depende de la clase de cultivo y de su manejo. Se muestra - también que la salinidad del agua subterránea puede relacionarse con la salinidad del suelo y se indican métodos para determinar el papel que - tiene la agricultura de riego en los problemas que crea la salinidad del

agua subterránea.

341. Metodología establecida para la determinación y solución de los problemas de Drenaje en los Distritos de Riego de la República Mexicana. (Mayo - 1975).

Se analiza la determinación de las condiciones actuales del drenaje y se estudian los factores que originan problemas en relación con el mismo. - Se describen medidas correctivas y preventivas y se dan normas para el cálculo de drenes parcelarios y la construcción de drenes subterráneos.

346. Las Interacciones entre Iones específicos de los Fertilizantes y de las Sales del Suelo. (Octubre 1975).

Se describen dos experimentos en invernadero, uno para determinar el efecto de los fertilizantes sobre el desarrollo y la tolerancia a la salinidad de plantas de cebada, la toxicidad comparativa de los cloruros de sodio y de potasio, y el efecto de ambos sobre la solubilidad del fosforo, y otro, para estudiar el efecto del potasio sobre la toxicidad del sodio, el antagonismo entre los cloruros y los fosfatos y la influencia del sulfato de sodio sobre el rendimiento de la cebada.

351. Salinidad de los Suelos y Calidad del Agua de Riego. (Marzo 1976).

Se dan a conocer diversos trabajos presentados por la Comisión para el Estudio de la Salinidad del Distrito de Riego Núm. 14, Río Colorado e invitados a la Reunión celebrada en Mexicali, B. C., del 30 de Abril al 2 de Mayo de 1975.

Dichos trabajos tuvieron como propósito fundamental, dar a conocer los problemas actuales y probables de salinidad en los Distritos de Riego, con objeto de poder adoptar medidas adecuadas para su solución.

364. Trabajos de Investigación Desarrollados en el Distrito de Riego el Río Yaquí, Son. 1a. Parte. (Abril 1977).

Contiene los siguientes trabajos presentados en diferentes Congresos de la Sociedad Mexicana de la Ciencia del Suelo:

- El Trigo como complemento en la recuperación de los suelos afectados por sales.
- Uso del Agua proveniente de los drenes en la recuperación de los suelos con problemas de sales.
- Caracterización de la afectación salina mediante el uso de transparencias aéreas a color.
- Observaciones sobre el efecto del riego por succión en el rendimiento y desarrollo del maíz.

365. Trabajos de Investigación Desarrollados en el Distrito de Riego el Río Yaquí, Son. 2a. Parte. (Mayo 1977).

Incluye dos trabajos de experimentación sobre salinidad realizados por el personal técnico del Distrito de Riego Núm. 41:

- Evaluación de diferentes fraccionamientos para la aplicación de una lámina de lavado en la recuperación de suelos afectados por sales.
- Evaluación de la tolerancia a las sales de doce variedades de trigo.

366. Definición Óptimo - Económica del Tamaño de Muestra y de la Intensidad de

Lavado para la Recuperación de Suelos con Problemas de Sales. (Junio - 1977). En el presente trabajo se desarrolla una metodología que permite plantear y resolver el problema de minimizar los costos medios esperados de la recuperación de suelos. Para ello considera dos cuestiones: la definición de "un tamaño de muestra" y la selección de un determinado valor de salinidad con el cual se habrá de calcular la lámina de lavado a utilizar.

368. Drenaje Agrícola de la Chontalpa, Tabasco. (Agosto 1977).  
En este trabajo se presenta un estudio frestométrico de la región para caracterizar las condiciones del drenaje agrícola, y así conocer: la distribución y magnitud de las áreas con diferentes condiciones de humedad en el suelo, las causas de enpautamiento y las medidas convenientes para su corrección.  
El estudio se complementa con información general del área en cuanto a: suelos, calidad y cantidad de las aguas para riego, clima, tipos y variedades de cultivos, aspectos socio - económicos, etc.
372. Tolerancia de los Cultivos a las Sales. (Diciembre 1977).  
Este trabajo intenta compilar y uniformizar todos los datos disponibles de tolerancia a las sales en los últimos 30 años, para presentar una evaluación actual de la tolerancia a las sales de los cultivos agrícolas. Incluye solamente aquellos datos que correlacionan la respuesta de la planta a las sales solubles del suelo y las toxicidades de iones específicos.

V. SUELO Y FERTILIDAD.

43. El Cultivo Algodonero y la Fertilidad de los Suelos en la Región Lagunera. (Julio 1950). (Agotado).
48. Influencia del Suelo Seco sobre la Expansión de las Raíces. (Diciembre - 1950). (Agotado).
51. Fertilizantes, Análisis de los Suelos y Nutrición de las plantas. (Nov. - 1952). (Agotado).
100. La Infiltración y el Movimiento del Agua en el Suelo durante el Riego. (Abril 1955). (Agotado).
129. La pérdida de la Materia Orgánica del Suelo. (Sept. 1957). (Agotado).
141. II Estudio y Planeación de las Obras de Riego. (Curso Internacional - Sobre Pequeñas Obras de Riego). C. Estudios Geológicos. TOMO CUARTO. (Septiembre 1958). (Agotado).
142. II Estudio y Planeación de las Obras de Riego. (Curso Internacional - Sobre Pequeñas Obras de Riego). D. Estudios Topográficos. TOMO QUINTO. (Octubre 1958). (Agotado).
143. II Estudio y Planeación de las Obras de Riego. (Curso Internacional - Sobre Pequeñas Obras de Riego). E. Los Estudios de los Suelos. TOMO SEXTO. (Noviembre 1958). (Agotado).
156. Análisis Sísmicos de los Suelos para el Estudio del Movimiento de Tierras. (Diciembre 1959). (Agotado).
159. Efectos de Diversas Mezclas de Fertilizantes sobre el Contenido de Sales de la Solución del Suelo. (Marzo 1960). (Agotado).
164. Algunos Aspectos de los Suelos y del Riego de las zonas Áridas. (Ago 1960). (Agotado).
237. Notas sobre la Fertilidad de los Suelos Tropicales y su Mejoramiento. (Septiembre 1966). (Agotado).
266. Influencia de los Factores del Suelo sobre las Necesidades de Agua de los Cultivos. (Febrero 1969). (Agotado).

VI. CONSERVACION

12. El Combate de las Hierbas Acuáticas. (Diciembre 1947). (Agotado).
14. El Combate de la Vegetación en las Obras de los Distritos de Riego. (Febrero 1948). (Agotado).
17. Diseño de Canales para Desagüe de Terrazas, Revestidos de Pasto Azul. (Abril 1948). (Agotado).
18. Método para Proyectar Canales Revestidos de Hierba. (Junio 1948). Agotado.
25. Canales para Desagüe de Terrazas Revestidas de Pasto Azul de Kentucky. (Enero 1949). (Agotado).
40. Combate de las Hierbas Acuáticas y de las Hierbas de los Bordos de los Canales. (Abril 1950). (Agotado).
41. Plantaciones en Cauces y Bordos para Combatir la Erosión. (Mayo 1950). (Agotado).
56. El Combate de las Hierbas Acuáticas Sumergidas, con solventes aromáticos, en los Sistemas de Riego. (Agosto 1951). (Agotado).
61. Proyecto, Construcción y Uso de una Forma Deslizante para el Revestimiento de Canales en el Distrito de Riego de Arizona, E. U. A. (Enero 1952). (Agotado).
67. Los Freatófitos y su Influencia en las Pérdidas de Agua de las Zona de Bajo Riego. (Julio 1952). (Agotado).
68. La Extirpación de los Freatófitos en los Distritos de Riego. (Agosto 1952). (Agotado).
78. El Revestimiento de los Canales de Riego. (Junio 1953). (Agotado).
83. La Erosión y la Conservación del Suelo en los Estados Unidos. (Noviembre 1953). (Agotado).
99. Cortinas de Arboles contra el Viento. (Marzo 1955). (Agotado).
107. Conservación de la Capacidad de Conducción de los Canales de Riego. (Nov. 1955). (Agotado).
135. Estudio del Azolve de los Vasos de Almacenamiento de Los Estados Unidos. (Marzo 1958). (Agotado).
150. V Operación de los Distritos de Riego. D. Conservación y Mejoramiento de las Obras. (Curso Internacional sobre Pequeñas Obras de Riego). TOMO -



- TRECE. (Junio 1959). (Agotado).
166. La Conservación de los Sistemas de Drenaje. (Octubre 1960). (Agotado).
187. Combate Químico de las Malas Hierbas de las Cosechas. (Julio 1962). - (Agotado).
202. Deshierbe de Drenes con Draga y un Rastrillo de Nuevo Diseño en el Distrito de Riego el Río Yaquí, Son. (Octubre 1963). (Agotado).
205. Destrucción de la Vegetación Acuática o Semiacuática que Invasa las Corrientes de Agua. (Enero 1964). (Agotado).
206. Equivalente de Medidas y Factores de Conservación. (Febrero 1964). - (Agotado).
227. Prácticas para el Control de Malezas y Empleo de Herbicidas Químicos para Complementar la Conservación de los Drenes de Riego del Río Yaquí, Son. - (Noviembre 1965.)  
Se describen los sistemas actualmente utilizados en el Distrito para la conservación de sus canales principales por medio del uso de herbicidas químicos, a fin de exterminar las malas hierbas que con el tiempo impiden el funcionamiento adecuado de los canales.
270. Terrazas en Bancal para la Conservación del Suelo y el Agua. (Junio 1969) (Agotado).
310. El Combate de las Malas Hierbas en las Areas de Riego de las Zonas Áridas. (Octubre 1972).  
Se describen los programas de destrucción de las malas hierbas en el Distrito de Riego de Río Grande de los Estados Unidos. Se estudian con detalle las ventajas e inconvenientes de los métodos mecánicos, de la quema y de los métodos a base de tratamientos químicos, y se llega a la conclusión de que cualquier programa tiene que considerar el uso de diversos métodos.
316. Traslado de la Teoría Agrícola Moderna a la Práctica. (Abril 1973).  
Se analiza la necesidad de la investigación como base del progreso y se estudian las normas básicas para hacer llegar las recomendaciones deducidas de los estudios teóricos a los agricultores, para que puedan aplicarlas en la práctica.
329. Los Vientos en la Agricultura y los Rompevientos. (Mayo 1974).  
Se estudian los vientos, su origen y sus características. Se describe el papel de los vientos en la agricultura, y sus efectos favorables y adversos para los cultivos. Se estudia el establecimiento de cortinas rompevientos, sus características, su influencia sobre la velocidad del viento y sobre el medio en general, así como sobre el clima del suelo, y sobre la producción de los cultivos en el área protegida. (Agotado).
339. Conservación de los Recursos Naturales. (Marzo 1975).

Se define el concepto de recursos naturales y se hace resaltar su importancia, indicando el mal uso que se ha hecho de ellos. Se describe el Plan Nacional Hidráulico, elaborado para prever las necesidades futuras y el modo de cubrirlas. Se estudian los problemas de conservación de los recursos hidráulicos y las medidas destinadas a evitar su contaminación y a propiciar su aprovechamiento correcto y, a través de ello, incrementar la productividad.

369. Un programa para Conservación de Cuencas Pequeñas. (Septiembre - 1977).
- Se presentan las recomendaciones formuladas, a principios de 1977, por el Comité Especial de Estudio del Congreso Nacional del Agua - de los Estados Unidos; para mejorar la Efectividad del Programa de Cuencas Pequeñas ejecutado de acuerdo con la Ley P. L. 566.
- Considera ocho áreas de interés: Orientación de Programas, autoridades adicionales, participación pública, planeación de cuencas, - responsabilidades estatales y locales, el tratamiento a las tierras, políticas federales de financiamiento y evaluaciones posteriores de los proyectos.

VII. AGRONOMIA Y ECOLOGIA

1. Hábito de Desarrollo del Sistema Radicular de la Alfalfa. (Enero 1947).  
(Agotado).
3. Hábito de Desarrollo del Sistema Radicular del Maíz. (Marzo 1947). -  
(Agotado).
4. Hábito de Desarrollo del Sistema Radicular del Chile. (Abril 1947). -  
(Agotado).
5. Hábito de Desarrollo del Sistema Radicular de la Papa. (Mayo 1947). -  
(Agotado).
6. Hábito de Desarrollo del Sistema Radicular del Píjolo. (Junio 1947). -  
(Agotado).
8. Crecimiento de Las Plántulas de Maíz en Relación con la Temperatura. -  
(Agosto 1947). (Agotado).
9. Hábito de Desarrollo de las Raíces del Trigo. (Septiembre 1947). (Agotado)
10. Datos sobre la Mejora del Trigo y del Maíz en México. (Octubre 1947). -  
(Agotado).
13. Hábito de Desarrollo del Sistema Radicular del Jitomate. (Enero 1948). -  
(Agotado).
21. Las Hormonas Sintéticas como Herbicidas. (Septiembre 1948). (Agotado).
22. La Genética de la Herencia en el Chahuixtle del Maíz. (Octubre 1948). -  
(Agotado).
24. El Aumento de la Producción Agrícola como base de la Mejor Alimentación -  
del Pueblo de México. (Diciembre 1948). (Agotado).
27. Un Nuevo Herbicida para el Combate de las Hierbas Acuáticas. (Marzo 1949).  
(Agotado).
32. Lagunas y Estanques de Peces en la Finca Agrícola para Alimento y Buena -  
Utilización de la Tierra. (Agosto 1949). (Agotado).
33. Estanques de Reproducción de Peces. (Septiembre 1949). (Agotado).
36. Manejo de los Huertos de Cítricos en el Valle Bajo del Río Bravo. -  
(Diciembre 1949). (Agotado).
37. Progreso de la Lucha Química contra las Malas Hierbas. (Enero 1950). -  
(Agotado).

42. Mejoras en la Técnica de la Hibridación del Algodón. (Junio 1950). -  
(Agotado).
58. Nuevas Ideas sobre el Fotoperiodismo. (Octubre 1951). (Agotado).
77. La Caña de Azúcar y el Agua. (Mayo 1953). (Agotado).
84. Períodos de Siembra y Recolección de los Cultivos Anuales en los Distritos de Riego. (Diciembre 1953). (Agotado).
87. Las Variedades del Algodón, su Adaptación a las Diferentes Condiciones.- (Marzo 1954). (Agotado).
90. La Piscicultura como Medio para el Combate de las Plantas Acuáticas en Aguas Interiores. (Junio 1954). (Agotado).
92. Plantación y Cultivos Perennes en Contorno. (Agosto 1954). (Agotado).
96. El Nopal y la Oveja. (Diciembre 1954). (Agotado).
101. Pláticas Hidrobiológicas. (Mayo 1955). (Agotado).
103. El Crecimiento de los Árboles y la Lluvia. (Julio 1955). (Agotado).
111. Los Recursos Pesqueros del Sureste de México. (Marzo 1956). (Agotado).
120. Insecticidas contra las Plagas. (Diciembre 1956). (Agotado).
123. Aspectos Biológicos y Económicos de la Pesquería de Sardina, Sardinops, - Caerulea, Girard, 1854 en Aguas Mexicanas del Pacífico. (Marzo 1957). - (Agotado).
131. Variedades Mejoradas de Trigo para las Siembras del Ciclo 1957-58. - (Noviembre 1957). (Agotado).
132. El Uso de las Plantas Cultivadas para Coberturas y como Abonos Verdes. - (Diciembre 1957). (Agotado).
182. Catálogo de Plantas de Interés para la Agricultura con sus nombres Latinos y Vulgares en Español y en Inglés. (Febrero 1962).  
Enumeración por orden alfabético en español de los nombres de las plantas, con su traducción al inglés y sus nombres científicos.
199. Por qué Difieren las Necesidades de Fertilizantes y la Composición Mineral de las Plantas. (Julio 1963). (Agotado).
209. Cultivo de Cártamo. (Mayo 1964). (Agotado).
216. Cultivo de Sorgo. (Diciembre 1964). (Agotado).
219. Períodos de Siembra y Recolección de los Cultivos Anuales en los Distri -

- tos de Riego. (Marzo 1965). (Agotado).
223. El Papel de la Genética en la Mejora de la Eficiencia del Uso del Agua - por las Cosechas. (Julio 1965).  
Cita, a grandes rasgos, diversos estudios genéticos que se han realizado con el objeto de mejorar la eficiencia del uso del agua por los cultivos.
230. Comportamiento del *Heliothis* spp. en Siembras de Algodonero, tratadas con Liberaciones masivas de *Trichograma* en la Comarca Lagunera. (Feb. 1966).  
Análisis detallado de cómo, cuándo y cuántos parásitos del género *trichogramma* se deben liberar para combatir al gusano bollotero del género *Heliothis*, el cual o es inmune a los insecticidas o bien, por razones naturales o económicas, no es posible controlar químicamente.
243. El Cultivo de la Fresa. (Marzo 1967).  
Se recomiendan algunos métodos para el cultivo de la fresa en zonas con condiciones similares a las de la Parte Oriental de Estados Unidos, que es la región donde se desarrolló el presente estudio.
246. La Rodadora o Cardo Ruso (*Salsola Kali* L., Var. *Tenuifolia* Taush) en los Distritos de Riego. (Junio 1967). (Agotado).
251. Influencia del Zinc sobre el Desarrollo de las Hortalizas en la Región - del Bajío. (Noviembre 1967). (Agotado).
254. Insectos e Insecticidas, Malas Hierbas y Herbicidas. (Febrero 1968). - (Agotado).
259. Praderas Tecnificadas tipo Temascalcingo. (Julio 1968).  
Se describen las características generales del Valle de Temascalcingo; - se analizan sistemas que se han implantado en esta zona para obtener los máximos beneficios con el debido aprovechamiento de los recursos técnicos, económicos y naturales.
265. Se pueden reducir las Pérdidas causadas por la Pudrición de la Raíz en - el Algodón. (Enero 1969). (Agotado).
284. Los Distritos de Riego y la Genética. (Agosto 1970). (Agotado).
287. Utilidad de los Análisis de Tejidos Vegetales. (Nov. 1970). (Agotado).
298. Aplicación de Métodos Climatológicos a los Problemas de la Introducción de Nuevos Cultivos. (Octubre 1971). (Agotado).
299. Período de Siembra y Recolección de los Cultivos Anuales de los Distritos de Riego. (Noviembre 1971). (Agotado).
303. Las Técnicas Nucleares y la Revolución Verde. (Marzo 1972). (Agotado).
304. El Cultivo del Arroz en el Noreste y sus Problemas Agronómicos. -

(Abril 1972).

Se estudia el cultivo del arroz en el Distrito de Riego No. 10, Culiacán. Se describe su importancia con respecto a los demás cultivos del Distrito. Como Aspecto fundamental se dan a conocer las investigaciones realizadas para reducir el coeficiente de riego, y se hacen recomendaciones para lograr este objetivo.

319. El Uso del Muestreo Aleatorio en la Investigación de Campo de los Distritos de Riego. (Julio 1973). (Agotado).
326. Temperatura y Humedad de las Tierras. (Febrero 1974).  
Se estudia la relación entre el aire y el suelo a través del vegetal, las manifestaciones y variaciones del calor del suelo y la medida del mismo, la importancia del factor agua y de sus movimientos dentro del suelo, la medida de la humedad del suelo y el complejo aguacalor de los suelos que determina el clima del suelo.
327. La Lluvia y los Cultivos. (Marzo 1974).  
Se describen: el ciclo hidrológico y los meteoros acuosos; la medición de la lluvia; el papel de la lluvia en la agricultura; los regímenes pluviales en México; la adaptación de los cultivos a los climas. Se estudia además, el fenómeno de las tormentas, incluidas las de granizo, sus causas y su pronóstico. (Agotado).
328. Desarrollo histórico de los Diferentes Cultivos en los Distritos de Riego de México, 1960-61 a 1971-72. (Abril 1974).  
Se presentan en cuadros específicos para cada uno de los cultivos practicados en las Áreas de los Distritos de Riego, y para cada uno de los ciclos comprendidos entre 1960-61 y 1971-72, la superficie cosechada, el rendimiento medio en toneladas por hectárea, la producción en toneladas, el precio medio rural por tonelada y el valor de la cosecha.
334. La Soya, su Cultivo y Usos. (Octubre 1974).  
Se dan datos de la producción mundial y nacional de soya. Se describe la planta, se estudia su ecología, sus variedades, las prácticas de cultivo, las principales investigaciones llevadas a cabo en México y en los Estados Unidos, y las plagas y enfermedades. Se presentan datos sobre costos de producción. Se describen los usos que tiene la soya y su importancia para la alimentación del hombre.
352. Praderas Tecnificadas tipo Temascalcingo, en el Centro Nacional para Educación, Investigación y Extensión de la Zootecnia. (Abril 1976).  
Se presentan los resultados de una investigación realizada sobre el establecimiento y utilización de praderas tecnificadas, llevadas a cabo conjuntamente por Técnicos de la Facultad de Veterinaria y Zootecnia de la UNAM y de la Subsecretaría de Operación de la S. R. H. Se proporciona información sobre el uso de agua, los rendimientos y los aspectos económicos de la producción.

361. Aspectos Ecológicos del Combate de las Plantas Acuáticas. (Enero 1977). Se describen sucintamente los problemas que acarrea la presencia de hierbas acuáticas en la infraestructura de riego tales como: deficiencias en la operación y conservación de los sistemas de riego, reducción de la capacidad de las obras, etc. Se examina el impacto ecológico que ocasionaría el combate químico de las malas hierbas acuáticas en el Oeste de los Estados Unidos.
370. Producción de Maíz Forrajero Regado con Aguas Negras en el Distrito de Riego No. 88, Chiconautla, Méx. (Octubre 1977). El presente trabajo es un reporte de 15 experimentos de campo establecidos en el Distrito 88, para la producción de maíz forrajero. En cada uno de ellos se emplearon diferentes fórmulas de fertilización, tipos de semillas, prácticas culturales, etc., con objeto de obtener información relacionada con las recomendaciones óptimo - económicas de los insumos y de las prácticas para la producción de dicho forraje. Se describen los procedimientos seguidos en los experimentos, el método estadístico empleado para el análisis de los datos y las conclusiones que se infieren de los resultados.

VIII. ECONOMIA Y ADMINISTRACION

15. Estudio Técnico y Económico sobre Quince Distritos de Riego de los Estados Unidos. (Marzo 1948). (Agotado).
28. El Distrito de Riego Central de Arizona, U. S. A. (Abril 1949). (Agotado)
31. Problemas de la Mecanización de las Pequeñas Fincas Agrícolas. (Julio - 1949). (Agotado).
35. La Agricultura en la Economía de las Naciones Latinoamericanas. (Noviembre 1949). (Agotado).
46. El Caballo y el Tractor. (Octubre 1950). (Agotado).
60. Planeación Agrícola del Distrito de Riego de Tehuantepec, Oax. desde el - Punto de Vista del Clima y de las Disponibilidades Hidráulicas. (Diciembre 1951). (Agotado).
82. El Riego en Relación con la Producción de Alimento. (Octubre 1953). - (Agotado).
88. La Operación y Conservación de los Distritos de Riego. (Abril 1954). - (Agotado).
89. Función Económica y Social de los Distritos de Riego. (Mayo 1954). - (Agotado).
102. El Método Fisiológico - Matemático Mischlerlich para el Aumento de la - Productividad de las Tierras. (Junio 1955). (Agotado).
112. Planeación Agrícola, su Aspecto Económico y Social. (Abril 1956). - (Agotado).
122. Importancia del Aprovechamiento Optimo del Agua en los Distritos de Riego. (Febrero 1957). (Agotado).
126. Croquis de los Distritos de Riego en Operación. (Junio 1957). (Agotado)
128. Glosario de Términos Empleados en los Distritos de Riego. (Agosto 1957). (Agotado).
167. Costo de Distribución del Agua de Riego por el Método de Aspersión. - (Noviembre 1960). (Agotado).
180. Resumen de la Situación Económica de la Agricultura y la Ganadería en - México. (Diciembre 1961). (Agotado).
183. Financiamientos. (Marzo 1962). (Agotado).



190. Estudio Económico Comparativo entre los Costos de Construcción de Sistemas de Riego con Canales de Tierra y Sistemas de Riego con sus Canales Revestidos de Concreto. (Octubre 1962).  
Análisis de los factores que intervienen en el costo para operar canales de tierra y la diferencia con los resultados que se obtienen en la operación con canales revestidos de concreto.
198. Análisis Económico de Dieciocho Productos Agrícolas Importantes del País. (Junio 1963). (Agotado).
200. Productividad Económica Bruta de las Tierras de Riego, Dentro de los Distritos de Riego en el Ciclo Agrícola 1959-60. (Agosto 1963). (Agotado).
207. Evaluación de Inversiones para la Recuperación de Tierras desde el punto de Vista de la Economía Nacional. (Marzo 1964). (Agotado).
213. Cuantificación de los Factores del Desarrollo Agrícola de México. (Septiembre 1964). (Agotado).
214. Modelo de Programación Inter-regional para la Planificación del Desarrollo Agrícola. (Octubre 1964). (Agotado).
215. Postulados, Fundamentos y Posibilidades de la Planificación. (Noviembre 1964). (Agotado).
232. Dinámica del Desarrollo Agrícola de México. (Abril 1966). (Agotado).
241. Estudio Estadístico sobre los Rendimientos del Maíz en los Distritos de Riego de México. (Enero 1967). (Agotado).
271. Plan de Rehabilitación del Distrito de Riego de la Región Lagunera. (Julio 1969). (Agotado).
280. Algunas Aplicaciones de los Métodos Estadísticos a la Operación de los Distritos de Riego. (Abril 1970). (Agotado).
294. El Valle de Mexicali. (Junio 1971). (Agotado).
297. Administración por Objetivos. (Septiembre 1971).  
Se explica el significado y alcance de la administración por objetivos y se describen las relaciones entre jefes y subordinados, el concepto de dirección y la organización de las estructuras, analizando los conceptos de planeación, programación, comunicación, coordinación, control, responsabilidad y autoridad.
300. El Ejido Piloto de "Presa de Pastores" en El Bajío. (Diciembre 1971). (Agotado).
309. Hacia un Programa Nacional de Organizaciones Agropecuarias. (Septiembre 1972).

Se justifica la necesidad de organizar a los productores de los distritos de riego y se delinea un programa para tal fin, señalando las ventajas del mismo y sus principales objetivos. Se indica cuales serian la participación institucional y las medidas iniciales y se dan normas para la se lección de unidades piloto.

312. La Administración del Agua Base de la Agricultura Moderna. (Diciembre - 1972).

Se estudian los problemas de una buena administración de agua y se señalan los principios básicos para lograrla. Se indica la necesidad de adoptar nuevas técnicas, así como las cuestiones fundamentales a que tienen que atender los gobiernos para lograr cambios de importancia en la administración del agua.

343. Los Distritos de Riego en México, fundamentos legales para su creación y Operación. (Julio 1975). (Agrupado).

344. Los Distritos de Riego de México - Evolución - Operación - Conservación - Administración - Tecnificación. (Agosto 1975).

Se describe la historia de los Distritos de Riego en México, su organización actual y su marco legal, los logros obtenidos con su operación, los problemas de su conservación y administración, las actividades desarrolladas para la tecnificación del riego y el mejoramiento a nivel parcelario, y el impacto de la obra hidráulica en la economía nacional.

347. Relaciones entre la Agricultura y las Carreteras en los Países en Vías de Desarrollo. (Noviembre 1975).

Se estudia la influencia que puede tener un camino sobre el desarrollo socio-económico y agrícola de su área de influencia. Se analizan algunos de los problemas que surgen para la determinación de los beneficios inducidos por un nuevo camino y los reflejos de éste sobre el empleo de la mano de obra agrícola utilizada anteriormente para los transportes.

353. Las Cooperativas y el Desarrollo Económico en los Países Tropicales. (Mayo 1976).

Se estudian las carencias estructurales en el proceso del desarrollo en lo que se refiere al fenómeno de la asociación. Se analiza la situación económica de los países en desarrollo de las regiones tropicales, y se muestra el papel que pueden tener las cooperativas en el citado proceso.

356. Un Nuevo Enfoque de la Aplicación de la Ingeniería Civil en los Distritos de Riego. (Agosto 1976).

Ante la necesidad de aprovechar al máximo los recursos hidráulicos disponibles en el país, debido al excesivo crecimiento demográfico, se plantea un enfoque que permitiría dotar a los proyectos de los Distritos de Riego de un sentido realista, enmarcándolos en condiciones de obtener resultados óptimos a partir de hipótesis fundamentadas y con la menor recurrencia posible a técnicas y coeficientes empíricos.

360. La Operación de un Distrito de Riego del Sur de Italia. (Diciembre 1976)  
Se describen las condiciones ambientales del área del distrito de riego estudiado, así como los problemas que ofrece el funcionamiento de la red de riego y el cálculo de las necesidades hídricas, las dotaciones, los volúmenes de riego y los turnos para el uso del agua.
363. Monografía de un Distrito de Riego. El Río Colorado. (Marzo 1977).  
En este trabajo se presenta una Reseña Histórica de la Cuenca del Río Colorado, las obras que se han realizado, los problemas de salinidad, sus soluciones, obras de rehabilitación; así como, las características generales de El Río Colorado y el Distrito de Riego No. 14.
367. Guía para la Operación de Distritos de Riego. (Julio 1977).  
En el presente trabajo se hace una explicación de las labores, normas y procedimientos que a juicio del autor, constituyen la Operación de un Distrito de Riego en la parte relativa a la Distribución y Manejo del Agua. Considera, entre otros, los siguientes aspectos: análisis y manejo de la información necesaria para la operación del Distrito, elaboración de Plan de Riegos, proceso de distribución del agua de riego, factores que interfieren la operación y procedimientos especiales a seguir en casos de emergencia (lluvia, escasez y avenidas).

IX. OTROS

19. El Abastecimiento de Agua a la Ciudad de México. (Julio 1948). (Agotado)
29. Postas para Comunicación Telefónica y Conducción Eléctrica. (Mayo 1949). Se describen las variedades de postes; cómo conservarlos, dónde y en qué forma colocarlos, así como la diversidad de usos que se les da.
75. La Revolución Causada por la Ingeniería en la Agricultura de los E. U. A. (Marzo 1953). (Agotado).
93. Selección de Motores Eléctricos. (Septiembre 1954). (Agotado).
110. Polución, Contaminación Industrial, Agrícola, y Doméstica de las Aguas. - (Febrero 1956). (Agotado).
114. El Problema de la Escasez de Agua en los Estados Unidos. (Junio 1956). - (Agotado).
125. Perspectivas de las Disponibilidades Futuras de Agua en los Estados Unidos. (Mayo 1957). (Agotado).
152. Signos Convencionales y Especificaciones para Dibujo de Planos. (Agosto 1959). (Agotado).
212. El Problema de la Alimentación en América Latina. (Agosto 1964). (Agotado)
301. Fundamentos y Alcance de la Ley Federal de Aguas de 30 de Diciembre 1971. (Enero 1972). (Agotado).
325. La Divulgación de la Tecnología Favorece a los Agricultores. (Enero 1974) Se indica la conveniencia de divulgar la nueva tecnología, clasificando al efecto los tipos de sociedades desde el punto económico y señalando su grado de progreso. Se analizan los diferentes métodos de divulgación en relación con los aspectos técnicos y sociales. Se describen los sistemas de comunicación de los resultados de las investigaciones.

INSTRUCTIVOS TECNICOS

1. Instalación y Manejo del Limnógrafo Stevens Tipo F. (Junio 1948) (Agotado)
2. Instructivo para el Manejo de la Forma Destinada al Registro del Régimen de Almacenamientos en los Vasos (Julio 1948).
3. Instructivo para el Manejo de las Formas de Conservación de Obras que - Usarán los Distritos de Riego (Agoato 1948) (Agotado).
4. Instructivo para el Manejo de las Formas que servirán para Rendir la Información Mensual sobre Distribución de Aguas en los Distritos Nacionales de Riego (Septiembre 1948).
5. Instructivo para el Manejo de las Formas que servirán para Rendir los Informes Mensuales sobre Distribución de Aguas de Bombeo, en los Distritos Nacionales de Riego (Octubre 1948)
6. Reglamento para las Visitas de Inspección de Auditoría de las Dependencias de la Dirección General de Distritos de Riego (Noviembre 1948) (Cancelado y Agotado).
7. Instructivo sobre Datos que se Acompañarán a las Solicitudes de Perforación de Pozos e Información que debe Rendirse hasta poner en Operación - Las Plantas de Bombeo (Diciembre 1948) (Agotado).
8. Instructivo para Formular los Presupuestos Anuales de los Distritos de Riego (Enero 1949) (Cancelado y Agotado).
9. Instructivo sobre el Contenido Esencial de las Normas Reglamentarias Económicas para la Distribución de Aguas en un Distrito de Riego (Febrero 1949) (Agotado).
10. instructivo para la Nomenclatura de Canales y Estructuras en los Distritos Nacionales de Riego (Marzo 1949) (Agotado).
11. Instructivo para el Manejo de las Formas E.A.1 a E.A.9 destinadas al Envío de los Datos de Producción Agrícola en los Distritos de Riego (Abril 1949) (Agotado).
12. Instructivo para la Formilación de Planes de Riego en los Distritos. 2a. Edición (Diciembre 1958).
13. Instructivo para la Observación y Registro de las Temperaturas en las -- Estaciones Meteorológicas de los Distritos Nacionales de Riego (Junio - 1949) (Agotado).
14. Instructivo para la Observación y Registro de la Precipitación en las Estaciones Meteorológicas en los Distritos Nacionales de Riego (Julio 1949)

15. Instructivo para la Observación y Registro de la Evaporación en las Estaciones Meteorológicas de los Distritos Nacionales de Riego (Agosto 1949)
16. Instructivo para Hacer los Cargos Fijos en la Operación de la Maquinaria (Septiembre 1949) (Agotado).
17. Instrucciones Generales para la Formulación de los Presupuestos Anuales en los Distritos de Riego (Diciembre 1951) (Agotado).
18. Instructivo para llenar las Formas C-1 y C-3 relativas a la Distribución de la Posesión de la Tierra y la Forma de Asociación de los Usuarios de los Distritos de Riego (Junio 1952). (Agotado).
19. Instrucciones Generales para la Rendición de Informes Mensuales del Ejercicio del Presupuesto (Cancelado y Agotado).
20. Instrucciones sobre Contabilidad de los Distritos de Riego en Operación (Primera Parte) (Enero 1954) (Agotado).
21. Instructivo para Determinar la Superficie que puede Regar cada Usuario en función del Volumen de agua Disponible (Enero 1954) (Agotado).
22. Instrucciones para la Rendición de la Cuenta a la Secretaría de Hacienda y Crédito Público por el Movimiento de Fondos entre los Distritos de Riego en Operación (Agosto 1955) (Agotado).
23. Instructivo de Contabilidad sobre los Distritos de Riego en Operación -- (Segunda Parte) (Agotado).
24. Instructivo para la Operación y Conservación de los Distritos de Riego - (Noviembre 1958).
25. Instructivo para el Control en el Ejercicio de los Planes de Riego (Noviembre 1962).
26. Instructivo para el Manejo de las Formas EM-1 y EM-2 Relativas a la Mecanización de la Agricultura en los Distritos de Riego (Diciembre 1962).
27. Instructivo para el Manejo de las Formas E.F.1 y E.F.2 relativas al Uso de Fertilizantes en los Distritos de Riego (Septiembre 1965).
28. Instructivo para el Manejo de la Forma Modelo 7, relativa a Superficies Regadas y Volúmenes de Agua Distribuidos (Octubre 1971) (Agotado).
29. Instructivo para el Manejo de las Formas E.V.M.-1, E.V.M.-2 relativas al Uso de Semillas de Variedades Mejoradas en los Distritos de Riego (Octubre 1971) (Agotado).
30. Normas para la Aplicación del Artículo 60 de la Ley Federal de Aguas (Julio 1973).

31. Instructivo para la obtención y Envío de los Datos Destinados a Elaborar - el Avance Mensual del Desarrollo del Ciclo Agrícola (Agosto 1974).
  32. Instructivo para el Manejo de las Formas E.A.4, E.A.5 y E.A.6, relativas a la Producción Pecuaria, a la producción Industrial Agrícola y a la Producción de Semillas Mejoradas Respectivamente. (Agosto 1975).
- Instrucciones Generales para la Localización y Diseño de Canales y sus Estructuras Menores (2a. Edición 1961).

PUBLICACIONES LEGALES

1. Normas Reglamentarias Económicas y Provisionales para la Distribución de las Aguas y Conservación de las Obras en los Distritos de Riego del Bajo Río San Juan, Tamps. (Marzo 1949) (Agotado).
2. Ley de Riegos (Abril 1949).
3. Ley Federal de Colonización (Mayo 1949) (Agotado).
4. Ley de Aguas de Propiedad Nacional y su Reglamento (Junio 1951) (Quinta Edición) (Cancelada).
5. Ley Reglamentaria del Párrafo V y del Artículo 27 Constitucional en Materia de Aguas del Subsuelo (Diciembre 1951) (Agotado).
6. Acuerdo Presidencial que Crea Consejos Consultivos en los Distritos de Riego (Junio 1952) (Cancelado y Agotado).
7. Tabulador para el Personal de Lista de Raya y Reglamento para su Aplicación (Septiembre 1952) (Agotado).
8. Disposiciones Legales sobre los Comités Directivos de los Distritos de Riego (Mayo 1956).
9. Ley Reglamentaria del Párrafo V del Artículo 27 Constitucional en Materia de Aguas del Subsuelo (Segunda Edición) (Enero 1957) (Agotado).
- Ley Reglamentaria del Párrafo V del Artículo 27 Constitucional en Materia de Aguas del Subsuelo de 29 de diciembre de 1956 y su Reglamento de 27 de febrero de 1958 (Mayo 1969).
11. Disposiciones relativas a los Distritos y Unidades de Riego supervisados -- (Octubre 1966)
12. Ley Federal de Reforma Agraria (Agoato 1971) (Agotado).
13. Ley Federal de Aguas de 31 de diciembre de 1971 (Enero 1972).



INFORMES ESTADÍSTICOS

1. Estadística Agrícola del Ciclo 1945-1946
2. Estadística Agrícola del Ciclo 1946-1947
3. Estadística Agrícola del Ciclo 1947-1948
4. Estadística Agrícola del Ciclo 1948-1949
5. Estadística Agrícola del Ciclo 1949-1950
6. Estadística Agrícola del Ciclo 1950-1951
7. Estadística Agrícola del Ciclo 1951-1952
8. Estadística Agrícola del Ciclo 1952-1953
9. La Distribución de la Propiedad y la Forma de Asociación de los Usuarios en los Distritos de Riego (Septiembre 1955).
10. Estadística Agrícola del Ciclo 1953-1954.
11. Estadística Agrícola del Ciclo 1954-1955
12. Estadística Agrícola del Ciclo 1955-1956 (Agotado).
13. Estadística Agrícola del Ciclo 1956-1957
14. Superficies Regadas y Volúmenes de Agua Distribuidos en los Distritos de Riego en el Ciclo Agrícola 1957-1958
15. La Distribución de la Propiedad y la Forma de Asociación de los Usuarios en los Distritos de Riego en el año 1958-59 (Octubre 1959)
16. Estadística Agrícola del Ciclo 1957-1958
17. Superficies Regadas y Volúmenes de Agua Distribuidos en los Distritos de Riego en el Ciclo Agrícola 1958-1959.
18. Estadística Agrícola del Ciclo 1958-1959
19. Superficies Regadas, Volúmenes de Agua Distribuidos en los Distritos de Riego en el Ciclo Agrícola 1959-1960 (Julio 1961)

20. Estadística Agrícola del Ciclo Agrícola 1959-1960 (Diciembre 1961) (Agotado)
21. Superficies Regadas y Volúmenes de Agua Distribuidos en los Distritos de Riego en el Ciclo Agrícola 1960-1961 (Octubre 1962) (Agotado).
22. Estadística Agrícola del Ciclo 1960-1961 (Diciembre 1962).
23. Superficies Regadas y Volúmenes de Agua Distribuidos en los Distritos de Riego en el Ciclo Agrícola 1961-1962 (Septiembre 1963) (Agotado).
24. Estadística Agrícola del Ciclo 1961-1962 (Septiembre 1963) (Agotado).
25. Superficies Regadas y Volúmenes de Agua Distribuidos en los Distritos de Riego en el Ciclo Agrícola 1962-1963 (Junio 1964)
26. Estadística Agrícola del Ciclo 1962-1963)
27. La Mecanización Agrícola en los Distritos de Riego Ciclo 1962-1963 (Septiembre 1964)
28. Superficies Regadas y Volúmenes de Agua Distribuidos en los Distritos de Riego en el Ciclo Agrícola 1963-1964 (Agosto 1965)
29. Estadística Agrícola del Ciclo 1963-1964 (Octubre 1965)
30. La Mecanización Agrícola en los Distritos de Riego Ciclo 1963-1964 (Septiembre 1965)
31. Superficies Regadas y Volúmenes de Agua Distribuidos en los Distritos de Riego en el Ciclo 1964-1965
32. Estadística Agrícola del Ciclo 1964-1965 (Octubre 1966) (Agotado).
33. La Mecanización Agrícola en los Distritos de Riego Ciclo 1964-1965 (Septiembre 1966)
34. El Uso de Fertilizantes en los Distritos de Riego en el Ciclo Agrícola 1965-1966 (Agosto 1967)
35. Superficies Regadas y Volúmenes de Agua en los Distritos de Riego Ciclo Agrícola 1965-1966 (Septiembre 1967)
36. Estadística Agrícola del Ciclo 1965-1966 (Octubre 1967)
37. La Mecanización Agrícola en los Distritos de Riego, Ciclo 1965-1966 (Noviembre 1967)
38. El Uso de Fertilizantes en los Distritos de Riego en el Ciclo Agrícola 1966-1967 (Agosto 1968) (Agotado)

39. Estadística Agrícola del Ciclo 1966-1967 (Septiembre 1968) (Agotado)
40. Superficies Regadas y Volúmenes de Agua Distribuidos en los Distritos de Riego en el Ciclo Agrícola 1966-1967 (Agosto 1968)
41. La Mecanización Agrícola en los Distritos de Riego Ciclo 1966-1967 (Octubre 1968)
42. El Uso de Fertilizantes en los Distritos de Riego en el Ciclo Agrícola - 1967-1968 (Julio 1969)
43. Estadística Agrícola del Ciclo 1967-1968 (Septiembre 1969)
44. Superficies Regadas y Volúmenes de Agua Distribuidos en los Distritos de Riego en el Ciclo Agrícola 1967-1968 (Agosto 1969)
45. La Mecanización Agrícola en los Distritos de Riego Ciclo 1967-1968 (Octubre 1969)
46. Costos de Producción de los principales Cultivos en los Distritos de Riego (Octubre 1969) (Agotado)
47. El Uso de Fertilizantes en los Distritos de Riego en el Ciclo Agrícola - 1968-1969 (Julio 1970)
48. Estadística Agrícola del Ciclo 1968-1969 (Agosto 1970)
49. Superficies Regadas y Volúmenes de Agua Distribuidos en los Distritos de Riego en el Ciclo Agrícola 1968 (Julio 1970) (Agotado).
50. La Mecanización Agrícola en los Distritos de Riego Ciclo 1968-1969 (Octubre 1970)
51. Producción de la Ganadería de las Industrias y de las Semillas Mejoradas en los Distritos de Riego en el Ciclo Agrícola 1968-1969 (Diciembre 1970)
52. El Uso de Fertilizantes en los Distritos de Riego en el Ciclo Agrícola -- 1969-1970 (Julio 1971) (Agotado)
53. Superficies Regadas y Volúmenes de Agua Distribuidos en los Distritos de Riego en el Ciclo Agrícola 1969-1970 (Julio 1971) (Agotado)
54. Estadística Agrícola del Ciclo 1969-1970 (Octubre 1971) (Agotado)
55. La Mecanización Agrícola en los Distritos de Riego Ciclo 1969-1970 (Octubre 1971) (Agotado).
56. Producción de la Ganadería, de las Industrias y de Semillas Mejoradas en los Distritos de Riego en el Ciclo Agrícola 1969-1970 (Diciembre 1971)

57. Estadística Agrícola del Ciclo 1970-1971 (Agosto 1972)
58. Superficies Regadas y Volúmenes de Agua Distribuidos en los Distritos de Riego en el Ciclo Agrícola 1970-1971 (Noviembre 1972)
59. La Mecanización Agrícola en los Distritos de Riego Ciclo 1970-1971 (Octubre 1972).
60. El Uso de Fertilizantes en los Distritos de Riego en el Ciclo Agrícola 1970-1971 (Noviembre 1972) (Agotado)
61. Producción de la Ganadería, de las Industrias y de Semillas Mejoradas en los Distritos de Riego en el Ciclo Agrícola 1970-1971 (Diciembre 1972)
62. Estadística Agrícola del Ciclo 1971-1972 (Julio 1973)
63. Superficies Regadas y Volúmenes de Agua Distribuidos en los Distritos de Riego en el Ciclo Agrícola 1971-1972 (Octubre 1973)
64. La Mecanización Agrícola en los Distritos de Riego Ciclo 1971-1972 (Octubre 1973)
65. Costos de Producción de los Cultivos en los Distritos de Riego de la Zona Centro (Diciembre 1973)
66. El Uso de Fertilizantes en los Distritos de Riego en el Ciclo Agrícola 1971-1972 (Noviembre 1973)
67. Producción de la Ganadería de las Industrias y de Semillas Mejoradas en los Distritos de Riego en el Ciclo Agrícola 1971-1972 (Diciembre 1973)
68. La Mecanización Agrícola en los Distritos de Riego, Ciclo 1972-1973 (Octubre 1974)
69. Superficies Regadas y Volúmenes de Agua Distribuidos en los Distritos de Riego en el Ciclo Agrícola 1972-1973 (Octubre 1974) (Agotado)
70. El Uso de los Fertilizantes en los Distritos de Riego en el Ciclo Agrícola 1972-1973 (Noviembre 1974)
71. Estadística Agrícola 1972-1973 (Diciembre 1974) (Agotado).
72. Producción de la Ganadería, de las Industrias y de Semillas Mejoradas en los Distritos de Riego, en el Ciclo Agrícola 1972-1973 (Diciembre 1974).
73. Costos de Producción de los Cultivos en los Distritos de Riego de las Zonas Golfo de México y Sur (Agosto 1975).
74. Estadística Agrícola del Ciclo 1973-1974 (Octubre 1975)
75. Superficies Regadas y Volúmenes de Agua Distribuidos en los Distritos de Riego en el Ciclo Agrícola 1973-1974 (Octubre 1975)

76. La Mecanización Agrícola en los Distritos de Riego, Ciclo 1973-1974 (Octubre 1975)
77. El Uso de Fertilizantes en los Distritos de Riego en el Ciclo 1973-1974 - (Noviembre 1975)
78. Producción de la Ganadería, de las Industrias y de Semillas Mejoradas en los Distritos de Riego en el Ciclo Agrícola 1973-1974 (Diciembre 1975)
79. Estadística Agrícola del Ciclo 1974-1975 (Octubre 1976)
80. El uso de Fertilizantes en los Distritos de Riego en el Ciclo Agrícola -- 1974-1975 (Noviembre 1976).
81. Costos de Producción de los Cultivos en los Distritos de Riego de la Zona Norte Centro.
82. La Mecanización Agrícola en los Distritos de Riego, Ciclo 1974-1975 (Noviembre 1976)
83. Producción de la Ganadería de las Industrias y de Semillas Mejoradas en los Distritos de Riego en el Ciclo Agrícola 1974-1975 (Diciembre 1976)
84. Superficies Regadas y Volúmenes de Agua Distribuidos en los Distritos de Riego en el Ciclo Agrícola 1974-1975 (Noviembre 1976).
85. Estadística Agrícola de los Distritos de Riego en el Ciclo 1975-1976 (Agosto 1977)

INFORMES BIBLIOGRAFICOS

1. Publicaciones Recibidas de marzo a junio de 1962 (Octubre 1962)
2. Publicaciones Recibidas de julio a diciembre de 1962 (Enero 1963)
3. Publicaciones Recibidas de enero a marzo de 1963 (Abril 1963)
4. Publicaciones Recibidas de abril a junio de 1963 (Julio 1963)
5. Bibliografía parcial sobre los Principales Temas relacionados con la Irrigación (Septiembre 1963)
6. Publicaciones Recibidas de julio a septiembre de 1963 (Noviembre 1963)
7. Publicaciones Recibidas de octubre a diciembre de 1963 (Enero 1964)
8. Publicaciones Recibidas de enero a marzo de 1964 (Junio 1964)
9. Publicaciones Recibidas durante el trimestre abril-mayo-junio de 1964 (Septiembre 1964)
10. Publicaciones Recibidas durante el trimestre julio-agosto-septiembre de 1964 (Noviembre 1964)
11. Publicaciones Recibidas durante el trimestre octubre-noviembre-diciembre de 1964 (Enero 1965)
12. Publicaciones Recibidas durante el semestre enero a junio de 1965 (Julio 1965)
13. Publicaciones recibidas durante el semestre julio a diciembre 1965 (Enero 1965).
14. Publicaciones Recibidas durante el semestre enero a junio de 1966 (Julio 1966)
15. Publicaciones Recibidas durante el semestre de agosto a diciembre de - - 1966 (Enero 1967)
16. Publicaciones Recibidas durante el semestre de enero a junio de 1967 (Julio 1967)
17. Publicaciones Recibidas durante el semestre de julio a diciembre de 1967 (Enero 1968)
18. Publicaciones Recibidas durante el semestre de enero a junio de 1968 (Julio 1968)

19. Publicaciones Recibidas durante el semestre de julio a diciembre de 1968 (Enero 1968)
20. Publicaciones Recibidas durante el semestre de enero a junio de 1969 (Julio 1969)
21. Publicaciones Recibidas durante el semestre de julio a diciembre de 1969 (Enero 1970)
22. Publicaciones Recibidas durante el semestre de enero a junio de 1970 (Julio 1970)
23. Publicaciones Recibidas durante el semestre julio a diciembre de 1970 (Diciembre 1970)
24. Publicaciones Recibidas durante el semestre enero a junio de 1971. (Julio 1971)
25. Publicaciones Recibidas durante el semestre de julio a diciembre de 1971 (Diciembre 1971)

MEMORIA DEL TERCER SEMINARIO LATINOAMERICANO DE IRRIGACION

- Tomo I. Generalidades del Seminario, Grandes Proyectos e Investigaciones.
- Tomo II. Hidrología, Azolves, Geología.
- Tomo III. Suelos
- Tomo IV. Estudios Geohidrológicos
- Tomo V. Diseño y Construcción
- Tomo VI. Pequeña Irrigación
- Tomo VII. Organización de los Distritos de Riego
- Tomo VIII. Cuotas
- Tomo X. Conservación
- Tomo XI. Ingeniería de Riego y Drenaje
- Tomo XII. Agricultura (Agotado)
- Tomo XIII. Legislación
- Tomo XIV. Discursos, Informes y Resoluciones. (Agotado).

MEMORIA DEL SEMINARIO SOBRE EL MEJOR APROVECHAMIENTO DEL AGUA DE RIEGO,  
OAXTEPEC, MOR., 1969.

Tomo Unico (Agotado).



CARACTERÍSTICAS DE LOS DISTRITOS DE RIEGO

Primera Edición, 1967, Tomos I, II y III (Agotadas).

Segunda Edición, 1969, Tomos I, II y III (Agotadas).

Tercera Edición, 1970, Tomos I, II y III (Agotadas).

Cuarta Edición, 1973, Tomos I, II y III

Quinta Edición, 1976, Tomos I, II y III

- NUM. 373 (ENERO) METODOS PARA ESTIMAR LA CONDUCTIVIDAD HIDRAULICA "K"
- NUM. 374 (FEBRERO) DISEÑO, PROYECTO Y ESTABLECIMIENTO DE EQUIPOS DE RIEGO POR GOTEO.
- NUM. 375 (MARZO) ANALISIS Y DISEÑO DE SISTEMAS DE RIEGO POR ASPERSION
- NUM. 376 (ABRIL) CALCULO DE NECESIDADES DE MAQUINARIA AGRICOLA Y VALORACION DE COSTOS.
- NUM. 377 (MAYO) EL SEGURO AGRICOLA: ORGANIZACION ACTUAL Y OBJETIVOS.
- NUM. 378 (JUNIO) MANUAL DE CONSTRUCCION Y OPERACION DE INVERNADEROS FAMILIARES PARA LA PRODUCCION DE HORTALIZAS CON RIEGO POR GOTEO.
- NUM. 379 (JULIO) RIEGO POR ASPERSION EN EL CULTIVO DEL CARTAMO EN PARCELAS EJIDALES.
- NUM. 380 INSTRUCTIVO PARA EL MANEJO Y REPORTE DE EXPERIMENTOS AGRICOLAS BAJO CONDICIONES DE RIEGO (AGOSTO).
- NUM. 381 DISEÑO Y DISEÑO DE RIEGO (SEPTIEMBRE)
- NUM. 382 CUANDO Y CUANTO PASTOREAR (OCTUBRE).
- NUM. 383 RECOMENDACIONES PRACTICAS SOBRE RIEGO POR GOTEO (NOVIEMBRE).
- NUM. 384 EVALUACION DEL METODO DE RIEGO POR ASPERSION BASADA EN PATRONES DE APLICACION. (DICIEMBRE).
- NUM. 385 PROYECTO DE DRENAJE SUPERFICIAL (ENERO-1979)





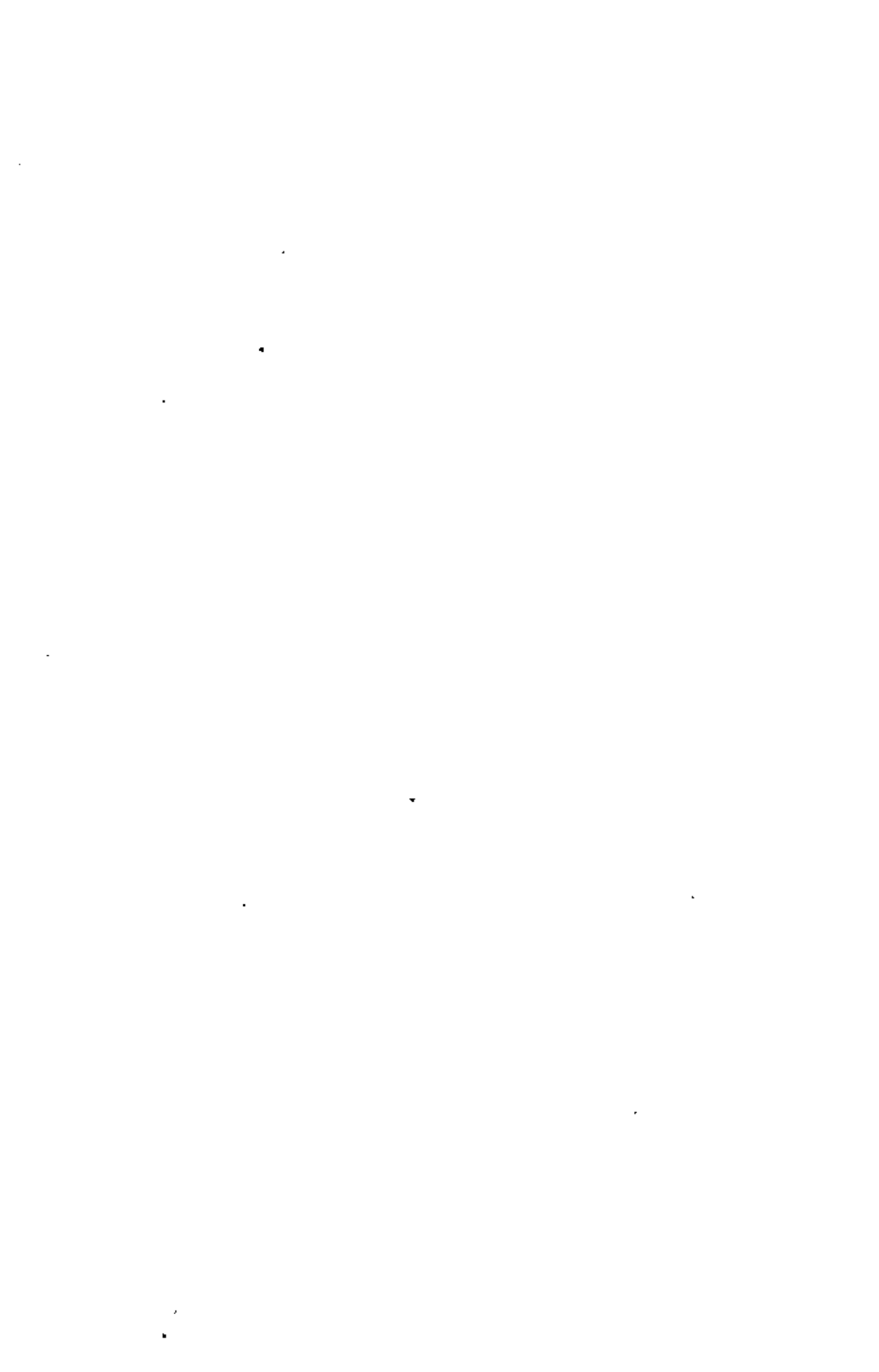
**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

**IV CURSO DE CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS  
DE ZONAS DE RIEGO.**

**HIDRAULICA  
(COMPLEMENTO)**

**PROFESOR:  
MARIO CARVAJAL DIAZ**

**OCTUBRE, 1981.**



SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS  
DIRECCION DE PROYECTOS.  
DEPARTAMENTO DE CANALES

DATOS HIDRAULICOS DEL CANAL.

$$Q = 6.11 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$b = 1.35 \text{ m}$$

$$S = 0.0005$$

$$n = 0.014$$

$$m = 1.5:1$$

$$V_1 = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} = \frac{1}{0.014} R^{2/3} (0.0005)^{1/2} = 1.59714 R^{2/3}$$

$$V_2 = \frac{Q}{A} = \frac{6.11}{A}$$

Suponiendo  $d = 1.37 \text{ m}$

$$A = d (b + md) = 1.37 (1.35 + 1.5 \times 1.37) = 4.66485 \text{ m}^2$$

$$P = b + 2d \sqrt{1 + m^2} = 1.35 + 2 \times 1.37 \sqrt{1 + 1.5^2} = 6.289604 \text{ m}$$

$$r = \frac{A}{P} = \frac{4.66485}{6.289604} = 0.741676 \text{ m}$$

$$r^{2/3} = 0.819364$$

Sustituyendo

$$V_1 = 1.59714 \times 0.819364 = 1.309 \text{ m/seg}$$

$$V_2 = \frac{6.11}{4.66485} = 1.309 \text{ m/seg}$$

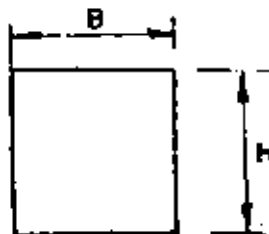
$$V_1 = V_2 \text{ (tirante supuesto es el correcto)}$$

$$h_v = \frac{V^2}{2g} = \frac{1.309^2}{2 \times 9.81} = 0.087 \text{ m}$$

Diseño de la sección del conducto.

Proponiendo una sección rectangular ésta debe de cumplir la siguiente relación:

$$\frac{H}{B} = 1.25$$





H = Altura interior del conducto

B = Ancho de la plantilla del conducto

$$H = 1.25 B \quad (1)$$

$$A = B H \quad (2)$$

A = Area de la sección del conducto.

Sustituyendo "1" en "2"

$$A = 1.25 B^2$$

Despejando "B"

$$B = \sqrt{\frac{A}{1.25}}$$

En función de la carga hidráulica disponible se propusieron varias secciones, suponiendo diferentes velocidades y se escogió la que dió una suma de pérdidas más o menos igual a la carga disponible.

Suponiendo una velocidad igual a 1.60 m/seg

$$A = \frac{Q}{V} = \frac{6.11}{1.60} = 3.819 \text{ m}^2$$

$$B = \sqrt{\frac{3.819}{1.25}} = 1.75$$

$$H = 1.75 \times 1.25 = 2.18$$

Se adopta H = 2.15 m

Datos hidráulicos del conducto.

$$Q = 6.11 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$B = 1.75 \text{ m}$$

$$H = 2.15 \text{ m}$$

Carteles de 15 x 15 cm

$$n = 0.014$$

$$A = 2.15 \times 1.75 - \left(\frac{0.15 \times 0.15}{2}\right) 4 = 3.7175 \text{ m}^2$$

$$P = (1.75 - 0.30)^2 + (2.15 - 0.30)^2 + 4 \sqrt{0.15^2 + 0.15^2} = 7.448528 \text{ m}$$

$$r = \frac{3.7175}{7.448528} = 0.499091 \text{ m}$$

$$r^{2/3} = 0.629198$$

$$V = \frac{6.11}{3.7175} = 1.644 \text{ m/seg}$$





bio de secciones de la transición esa branca y con el cual se reduce ligeramente el costo de los mismos. Por lo tanto nuestra longitud queda dada por la fórmula:

$$L = \left( \frac{T - t}{2} \right) \cot 22^\circ 30'$$

Si al resolver la expresión anterior se encuentra un valor fraccionario, es recomendable redondearlo.

$$T = b + 2 \text{ md} = 1.35 + 2 \times 1.37 \times 1.5 = 5.46 \text{ m}$$

$$t = 1.75 \text{ m}$$

$$L = \left[ \frac{5.46 - 1.75}{2} \right] \frac{2.414}{1} = 4.42 \text{ m}$$

Se adopta  $L = 5.00 \text{ m}$

#### Funcionamiento hidráulico del sifón.

Una vez escogida la sección del conducto y determinadas la longitud de transición; con la topografía detallada del cruce se traza el perfil del terreno y sobre éste dibujamos el perfil longitudinal del sifón.

Se dejó un relleno de 2.00 m de la rasante del arroyo a la parte superior del conducto en la zona del cauce; en las laderas se dejó un colchón mínimo de 1.00 m. Las transiciones se localizaron fuera de las laderas del arroyo, quedando totalmente enterradas en el terreno natural.

Trazado el sifón procedemos a calcular la geometría del mismo; hecho esto se tendrán los lugares en los cuales puede haber pérdidas de carga.

El desnivel entre los gradientes de energía de entrada y de salida de la estructura tendrá que ser igual a la suma de todas las pérdidas de carga que se presenten en el sifón.

Así pues, las pérdidas de carga que se presentan son:



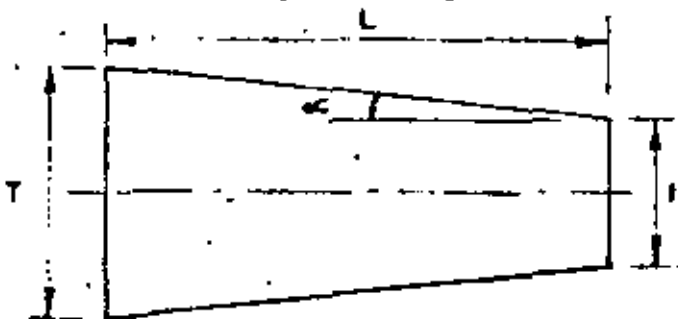
$$h_v = \frac{1.644^2}{19.62} = 0.138 \text{ m}$$

$$h_f = \left(\frac{v_n}{2/3}\right)^2 h_f = \left(\frac{1.644 \times 0.014}{0.629198}\right)^2 h_f = 0.001338 \text{ L}$$

Longitud de transición.

Las transiciones tienen su justificación cuando el canal en su localización tenga que intercalársele una estructura que nos obliga a cambiar de sección, ya que este cambio no debe de hacerse bruscamente, sino por medio de transiciones con la finalidad de reducir al mínimo las pérdidas de carga y obtener por ende, la mayor eficiencia hidráulica posible.

La longitud de la transición se determina de acuerdo con el criterio de Hinds, que consiste en considerar que el ángulo que debe formar la intersección de la superficie del agua y la pared, en el principio y fin de la transición, con el eje de la estructura sea  $12^\circ 30'$



Siendo:

T = ancho de la superficie libre del agua en el canal.

t = ancho de la superficie libre del agua a la entrada del conducto.

L = longitud de transición.

$$\cot \alpha = \frac{L}{\left(\frac{T-t}{2}\right)}$$

despejando L

$$L = \left(\frac{T-t}{2}\right) \cot \alpha \quad \alpha = 12^\circ 30'$$

Según experiencias de la antigua Comisión Nacional de Irrigación, el ángulo puede ser aumentado hasta  $22^\circ 30'$  sin que el cam-



hv = Diferencia de cargas de velocidad entre los puntos 1 y 2

$$z_1 = 1980.72 - 1978.83 = 1.89 \text{ m}$$

$$d_1 = 1.37 \text{ m}$$

$$hv_1 = 0.087 \text{ m}$$

$$d_2 + hv_2 = ht_s = 1.89 + 1.37 + 0.087$$

$$d_2 + hv_2 = ht_s = 3.347 \text{ m} \dots\dots\dots (I)$$

Suponiendo  $d_2 = 3.296 \text{ m}$

$$A_2 = 1.75 \times 3.296 = 5.768 \text{ m}^2$$

$$V_2 = \frac{6.11}{5.768} = 1.059 \text{ m/seg}$$

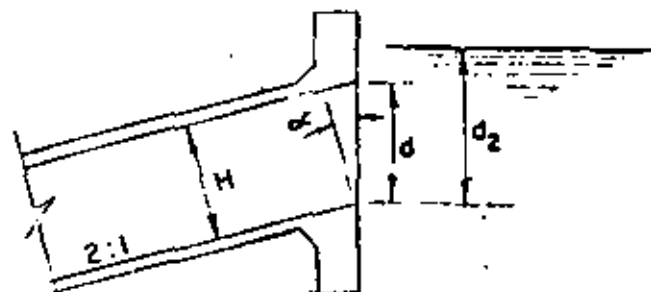
$$hv_2 = \frac{1.059^2}{19.62} = 0.057$$

$$ht_s = 0.2 (0.087 - 0.057) = 0.006 \text{ m}$$

Sustituyendo en (I)

$$3.296 + 0.057 - 0.006 = 3.347$$

El tirante supuesto es el correcto.



$$\text{Cot } \alpha = 2$$

$$\alpha = 26^\circ 34'$$

$$\text{Cos } \alpha = \frac{H}{d}$$

$$d = \frac{H}{\text{Cos } \alpha} = \frac{2.15}{0.89442} = 2.40$$

$$\% \text{ de ahogamiento} = \frac{3.296 - 2.40}{2.40} = 0.373$$

$$\% \text{ ahogamiento} = 37.3 \% > 10\%$$

Bernoulli entre 2 y 3

$$d_3 + hv_3 + \frac{P_3}{\rho} = d_2 + hv_2 + h_s \dots\dots\dots (II)$$

$$h_s = \text{p\u00e9rdida de carga por salida} = 0.2 \Delta hv$$

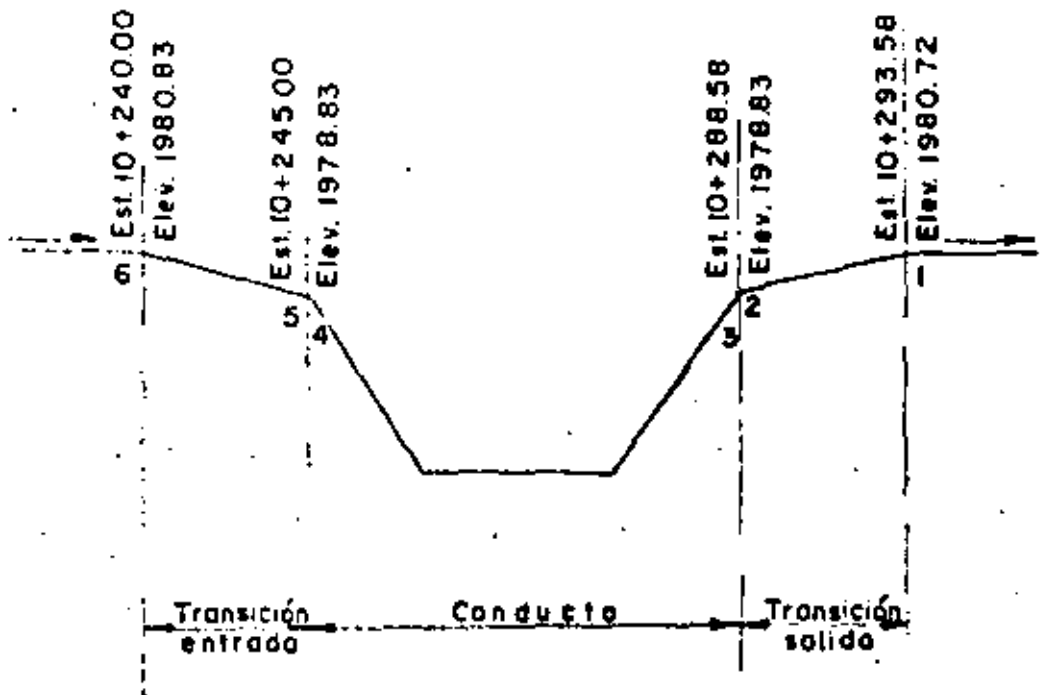
$d_3$  = altura interior del conducto

$hv_3$  = carga de velocidad en el conducto

$\frac{P_3}{\rho}$  = presi\u00f3n interior del agua en el punto 3



- 1.- Transición exterior de entrada
- 2.- Entrada al conducto
- 3.- Fricción en los conductos
- 4.- Codos o cambios de dirección
- 5.- Salida del conducto
- 6.- Transición exterior de salida.



Aplicando el Teorema de Bernoulli de aguas abajo hacia aguas arriba, por tratarse de un régimen tranquilo.

Bernoulli entre 1 y 2

$$d_2 + hv_2 = Z_1 + d_1 + hv_1 + ht_s$$

$Z_1$  = Desnivel entre los puntos 1 y 2

$d_1$  = tirante normal del canal

$hv_1$  = carga de velocidad en el canal

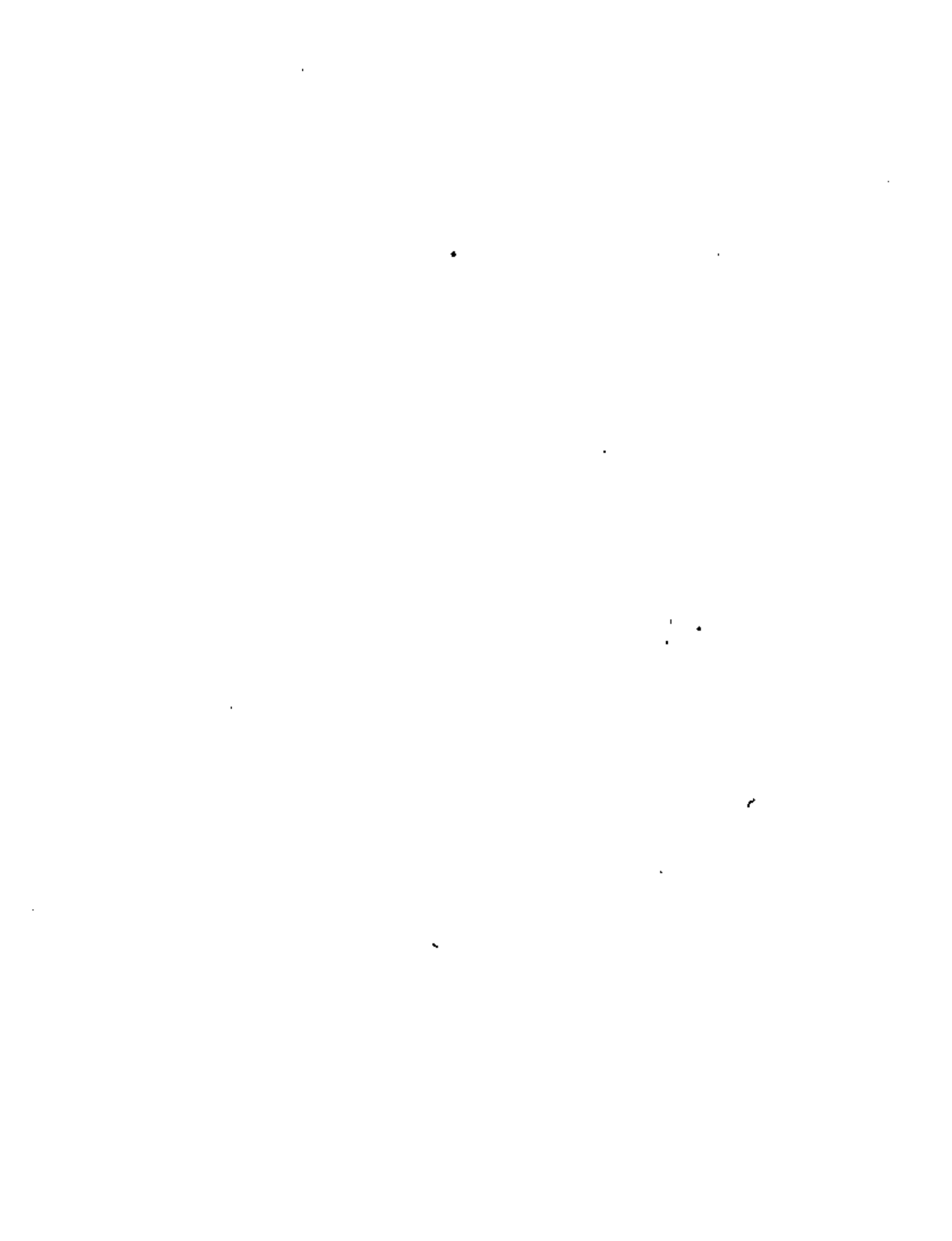
$d_2$  = tirante a la salida del conducto

$hv_2$  = carga de velocidad a la salida del conducto

$ht_s$  = pérdida de carga por transición exterior de salida

$$ht_s = 0.2 \Delta hv$$





$$d_3 = 2.15 \text{ m}$$

$$d_2 = 3.296 \text{ m}$$

$$hv_3 = 0.138 \text{ m}$$

$$hv_2 = 0.057 \text{ m}$$

$$h_2 = 0.2 (0.138 - 0.057) = 0.016 \text{ m}$$

Sustituyendo en II

$$2.15 + 0.138 + \frac{P_3}{\gamma} = 3.296 + 0.057 + 0.016$$

$$\frac{P_3}{\gamma} = 1.081 \text{ m}$$

Bernoulli entre 3 y 4

$$Z_4 + d_4 + hv_4 + \frac{P_4}{\gamma} = Z_3 + d_3 + hv_3 + \frac{P_3}{\gamma} + h_f + h_c$$

$$Z_4 = \text{desnivel entre los puntos 3 y 4} = 0$$

$$d_4 = d_3$$

$$hv_4 = hv_3$$

$$\frac{P_4}{\gamma} = \frac{P_3}{\gamma} + h_f + h_c \quad (\text{III})$$

$h_f$  = pérdida de carga por fricción en el interior del conducto.

$$h_f = 0.001338 L \quad L = 48.10 \text{ m}$$

$$h_f = 0.001338 \times 48.10 = 0.064 \text{ m}$$

$h_c$  = pérdida de carga por cambio de dirección del conducto.

$$h_c = C \sqrt{\frac{\Delta}{90^\circ}} hv_c$$

números de codos = 2

C = Coeficiente que está en función de la deflexión cuyo valor comúnmente se adopta de 0.25 (según llinda).

$$\text{Angulo de la deflexión} = 26^\circ 34' = 26.57^\circ$$

$$hv_c = \text{Carga de velocidad en el conducto} = 0.138 \text{ m}$$

$$h_c = 2 \times 0.25 \sqrt{\frac{26.57^\circ}{90^\circ}} (0.138) = 0.037 \text{ m}$$

$$\frac{P_3}{\gamma} = 1.001 \text{ m}$$



Sustituyendo en (III)

$$\frac{P_4}{\gamma} = 1.081 + 0.064 + 0.037 = 1.182 \text{ m}$$

Bernoulli entre 4 y 5

$$d_5 + hv_5 = d_4 + hv_4 + \frac{P_4}{\gamma} + h_e$$

$d_5$  = tirante a la entrada del conducto

$hv_5$  = carga de velocidad a la entrada del conducto

$h_e$  = pérdida de carga por entrada =  $0.1 \Delta v$

$$d_4 = 2.15 \text{ m}$$

$$hv_4 = 0.138 \text{ m}$$

$$\frac{P_4}{\gamma} = 1.182 \text{ m}$$

$$d_5 + hv_5 - h_e = 2.15 + 0.138 + 1.182$$

$$d_5 + hv_5 - h_e = 3.47 \text{ m}$$

Suponiendo  $d_5 = 3.426 \text{ m}$

$$A_5 = 1.75 \times 3.426 = 5.986 \text{ m}^2$$

$$v_5 = \frac{6.11}{5.986} = 1.019 \text{ m/seg}$$

$$hv_5 = \frac{1.019^2}{19.62} = 0.053 \text{ m}$$

$$h_e = 0.1 (0.138 - 0.053) = 0.009 \text{ m}$$

Sustituyendo en IV

$$3.426 + 0.053 - 0.009 = 3.47$$

Bernoulli entre 5 y 6

$$z_6 + d_6 + hv_6 = d_5 + hv_5 + h_{te}$$

$d_6$  = tirante en el canal

$hv_6$  = carga de velocidad en el canal

$$z_6 = \text{desnivel entre los puntos 5 y 6} = 1980.83 - 1978.83 = 2.00 \text{ m}$$



$ht_c =$  pérdida de carga por transición exterior de entrada  $= 0.1 \Delta hv$

$$d_5 = 3.426 \text{ m}$$

$$hv_5 = 0.053 \text{ m}$$

$$d_6 + hv_6 - ht_c = 1.479 \text{ m} \dots\dots\dots(V)$$

Suponiendo  $d_6 = 1.40 \text{ m}$

$$A_6 = 1.40 (1.35 + 1.5 \times 1.40) = 4.83 \text{ m}^2$$

$$V_6 = \frac{6.11}{4.83} = 1.265 \text{ m/seg}$$

$$hv_6 = \frac{1.265^2}{19.62} = 0.082$$

$$ht_c = 0.1 (0.082 - 0.053) = 0.003$$

Sustituyendo en (V)

$$1.40 + 0.082 - 0.003 = 1.479$$

Resumen de pérdidas:

Transición de entrada	=	0.003 m
entrada	=	0.009 m
fricción	=	0.064 m
codos	=	0.037 m
salida	=	0.016 m
Transición de salida	=	0.006 m
$\Sigma h$	=	<u>0.135 m</u>

Bernoulli entre 1 y 6

$$Z_6 + d_6 + hv_6 = d_1 + hv_1 + \Sigma h$$

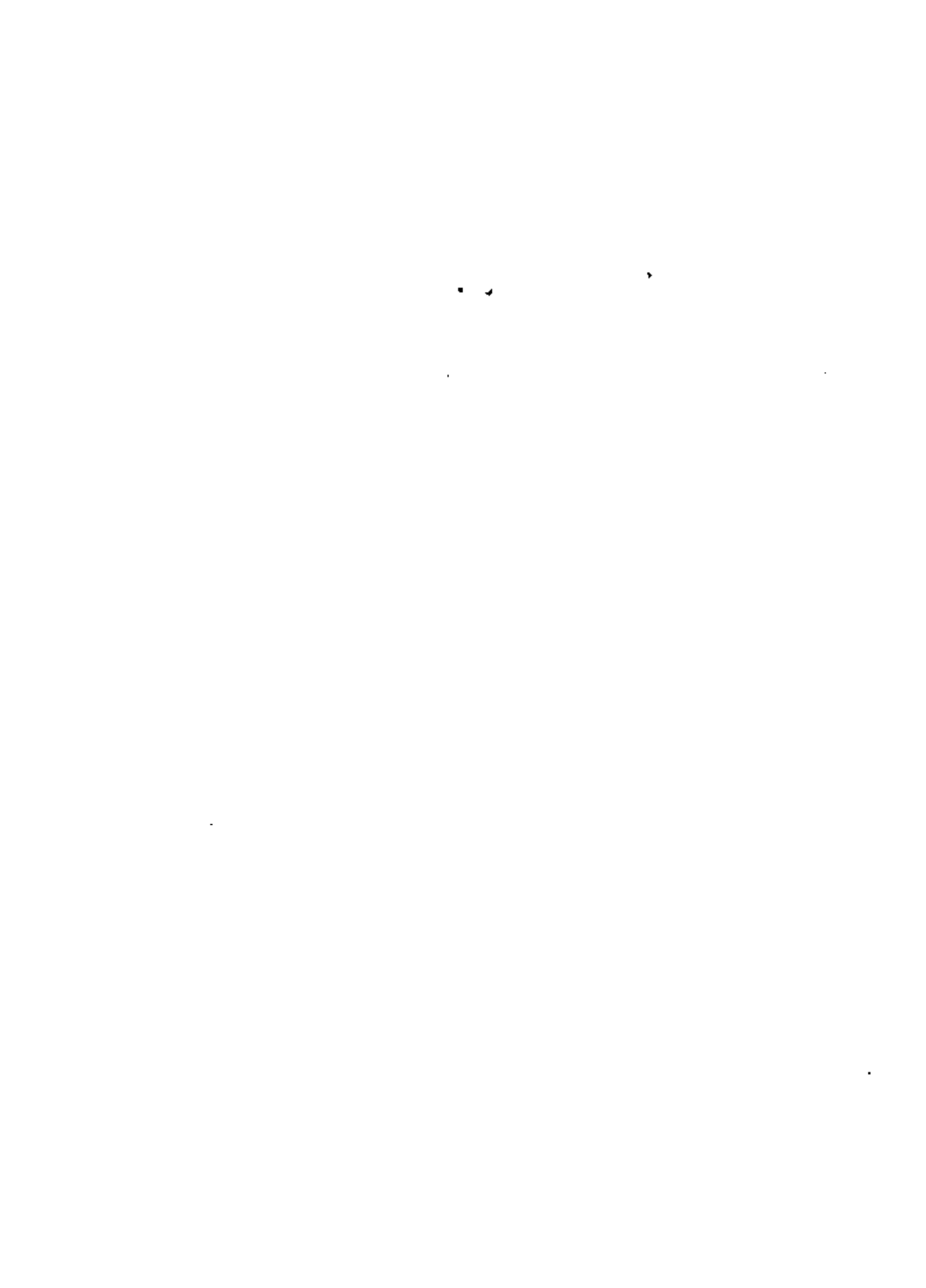
$$Z_6 = 1980.83 - 1980.72 = 0.11 \text{ m}$$

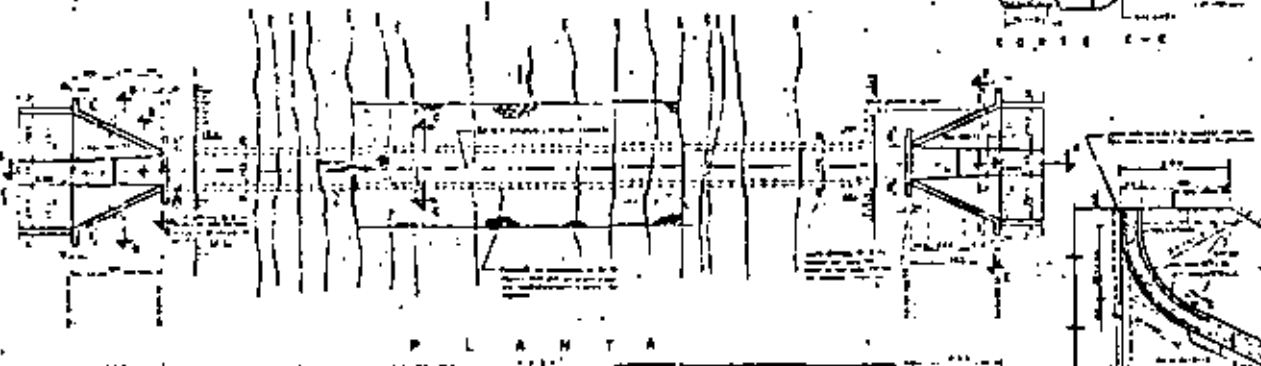
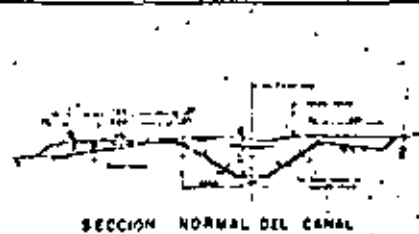
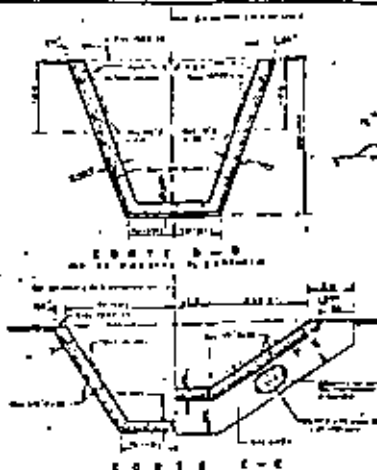
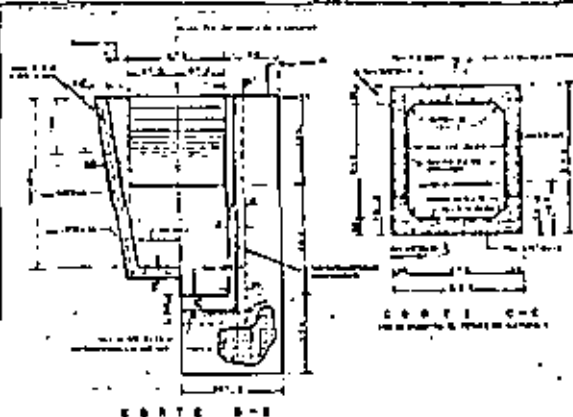
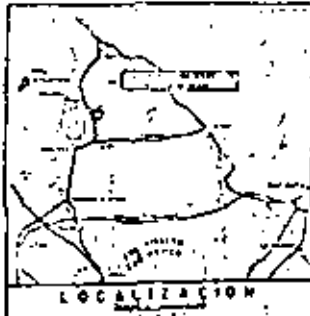
$$0.11 + 1.40 + 0.082 = 1.37 + 0.087 + 0.135$$

Carga disponible = 0.110 m

Suma de pérdidas = 0.135 m

Hay un resaca de 2.5 cm aguas arriba del conducto.

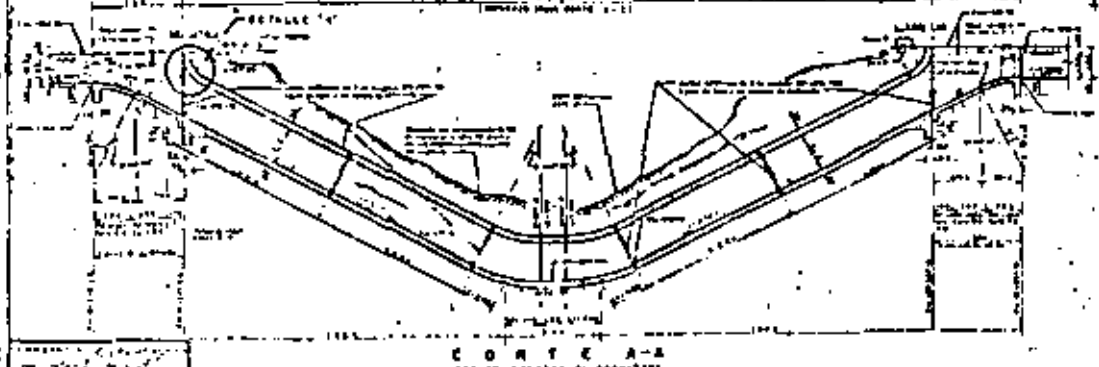




DATOS HIDRAULICOS	
Velocidad (m/s)	0.45
Coeficiente de rugosidad (n)	0.025
Coeficiente de contracción (Kc)	0.5
Coeficiente de expansión (Ke)	0.5
Coeficiente de fricción (f)	0.02
Coeficiente de pérdida de carga (K)	0.5

CAMBIOS ESTIMADOS	
Longitud (m)	100
Superficie (m²)	1000
Volumen (m³)	10000
Costo (COP)	1000000

REQUISITOS DE MATERIA	
Cemento (m³)	100
Grava (m³)	1000
Terreno (m³)	10000
Mano de obra (h)	10000



**NOTAS**

1. Este plano muestra el diseño de un canal de riego de tipo trapecoidal con fondo plano y taludes de 1:1.

2. El canal tiene una longitud total de 100 metros.

3. El ancho de boca del canal es de 10 metros.

4. El fondo del canal está a una cota de 100.00 metros.

5. El coeficiente de rugosidad (n) es de 0.025.

6. El coeficiente de contracción (Kc) es de 0.5.

7. El coeficiente de expansión (Ke) es de 0.5.

8. El coeficiente de fricción (f) es de 0.02.

9. El coeficiente de pérdida de carga (K) es de 0.5.

ESTE PLANO ANEXA AL 1020-B-70

SECRETARIA DE AGRICULTURA Y REPOSICION DE TIERRAS

<b>CANAL RIEGAL NO. 1020-B-70</b> AREA DE CUERPO DEL CANAL 100.00 METROS CUADRADOS	100.00 1000.00 10000.00 1000000.00
--	---





## INSTRUCTIVO PARA EL CALCULO HIDRAULICO DE UN SIFON INVERTIDO.

Una vez elegida la sección del conducto y conociendo el perfil longitudinal del terreno en el cruce, se procederá a un trazo geométrico preliminar para cuantificar las pérdidas de carga que se presentan en el sifón.

El funcionamiento hidráulico correcto será aquél en que el desnivel entre los gradientes de energía de entrada y salida de la estructura, sea igual a la suma de todas las pérdidas de carga que se presenten en el sifón.

Se puede presentar el caso en que se tenga obligado el desnivel entre las plantillas de los canales de llegada y salida; cuando se tenga esta condición se manifestarán los siguientes efectos:

1o.- Cuando la suma de las pérdidas de carga en el sifón sean mayores que el desnivel entre las plantillas de los canales, se tendrá un remanso a la entrada de la estructura, que puede ser tolerable siempre y cuando no ponga en peligro un desbordamiento en el canal.

2o.- Cuando el desnivel entre las plantillas de los canales es mayor que la suma de las pérdidas de cargas en el sifón, se formará un abatimiento del nivel del agua ocasionando un aumento en la velocidad en la entrada a la estructura que puede llegar a ser perjudicial en el canal de llegada, cuando éste no se encuentre protegido con revestimiento.

La forma de los conductos puede ser cuadrada, rectangular, circular, herradura, etc. Desde el punto de vista hidráulico, lo aconsejable sería la sección circular y para fines de construcción se recomienda la rectangular guardando siempre la relación que la altura sea de 1.25 del ancho del conducto, dándole como mínimo un ancho de un metro.

Las principales pérdidas de carga en un sifón invertido que llegan a presentarse son las siguientes:

- 1.- Por transición exterior de entrada.
- 2.- Por entrada (s) a (el)(los) conducto (s).
- 3.- Por transición interior de entrada.
- 4.- Por fricción en el (los) conducto (s).
- 5.- Por cambios de dirección.
- 6.- Por Transición interior de salida
- 7.- Por salida del conducto.
- 8.- Por transición exterior de salida.



I.- PERDIDA POR TRANSICIÓN EXTERIOR DE ENTRADA.

La pérdida de carga por cambio de sección por transición de entrada se considerará igual a un coeficiente de la forma de la m... a... y a la diferencia de las cargas de velocidad producidas en las dos secciones extremas de la transición.

$$h_{t\text{ee}} = K_t \left( \frac{v_1^2}{2g} - \frac{v_2^2}{2g} \right) \dots\dots\dots(A)$$

donde:  $V_2$  = Velocidad del agua en el canal.

$V_1$  = Velocidad del agua al término de la transición.

$K_t$  = Coeficiente que depende de la forma de la m... ma.

$g$  = Aceleración de la gravedad (9.8 m/seg<sup>2</sup>)

En transiciones alabeadas  $K_t = 0.1$

En Transiciones con aristas vivas  $K_t = 0.2$

II.- PERDIDA POR ENTRADA AL CONDUCTO.

Esta pérdida de carga es tanto menor cuanto menos dificultad (menor cambio de dirección) tengan los filletes al penetrar al conducto y además es proporcional a la carga de velocidad del conducto. Está dada por la fórmula:

$$h_{ec} = K_e \cdot \frac{v_c^2}{2g} \dots\dots\dots(B)$$

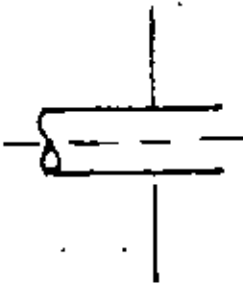
Donde:  $K_e$  = Coeficiente que depende del grado de abocinamiento de la entrada.

Valores de  $K_e$

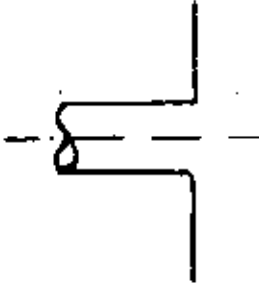
Tubo entrente .....	0.75
Entrada con aristas rectas .....	0.50
Entrada con aristas ligeramente redondeadas	0.25
Entrada Abocinada .....	0.05

AA





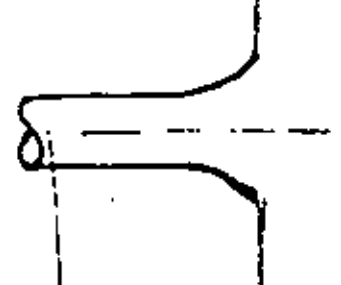
$K_e = 0.75$



$K_e = 0.50$



$K_e = 0.25$



$K_e = 0$

III.- PÉRDIDA POR TRANSICION INTERIOR DE ENTRADA.

La pérdida de carga por transición interior de entrada es la debida al cambio de una sección <sup>rectangular a una sección</sup> circular o herradura, efectuando dicho cambio de sección en forma gradual para tratar de lograr la menor pérdida de carga posible.

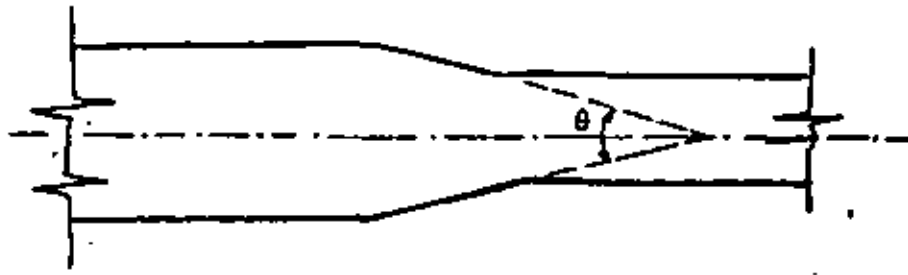
La fórmula usada es la siguiente:

$$h_{t10} = K_T \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots (C)$$

donde:

V = Velocidad de la sección mayor.

$K_T$  = Coefeciente que depende del ángulo de reducción, dado por la siguiente tabla:



$\theta^\circ$	$K_T$
5	0.06
15	0.18
20	0.20
25	0.22
30	0.24
45	0.30
60	0.32
75	0.34



IV.- PERDIDA POR FRICCION EN LOS CONDUCTOS.

Esta pérdida es proporcional a la longitud y velocidad del conducto, y es además, la de mayor importancia en la generalidad de los casos.

En el cálculo para cualquier forma de conducto se usará la fórmula de Chezy con el coef. de Manning.

$$V = C\sqrt{RS} = C(RS)^{1/2} \dots\dots\dots (1)$$

donde  $C = \frac{1}{n} R^{1/6}$

Sustituyendo el valor de C en la fórmula de Chezy (1) se tiene:

$$V = \frac{1}{n} R^{1/6} R^{1/2} S^{1/2} = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$$

Sabiendo que la pendiente hidráulica es de:

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

$$h_f = \left( \frac{n \cdot V_0}{R^{2/3}} \right)^2 L \dots\dots\dots (D)$$

- Donde:  $V_0$  = Velocidad del agua en el conducto.
- $R$  = Radio hidráulico del conducto.
- $n$  = Coeficiente de rugosidad.
- $L$  = Longitud del conducto.

Cuando el conducto es circular, también puede valuarse la pérdida por fricción por medio de las siguientes fórmulas:

-Josef. Kozeny-

$$h_f = \left( \frac{4.427}{8.86 \text{ Log.}d + N} \right)^2 \cdot \frac{L}{d} \cdot \frac{v^2}{2g}$$

-Darcy-Weisbách-

$$h_f = f \cdot \frac{L}{d} \cdot \frac{v^2}{2g}$$

-Hazen-Williams-

$$h_f = \frac{L \cdot Q^{1.851}}{(0.2785 C)^{1.851} d^{4.868}}$$

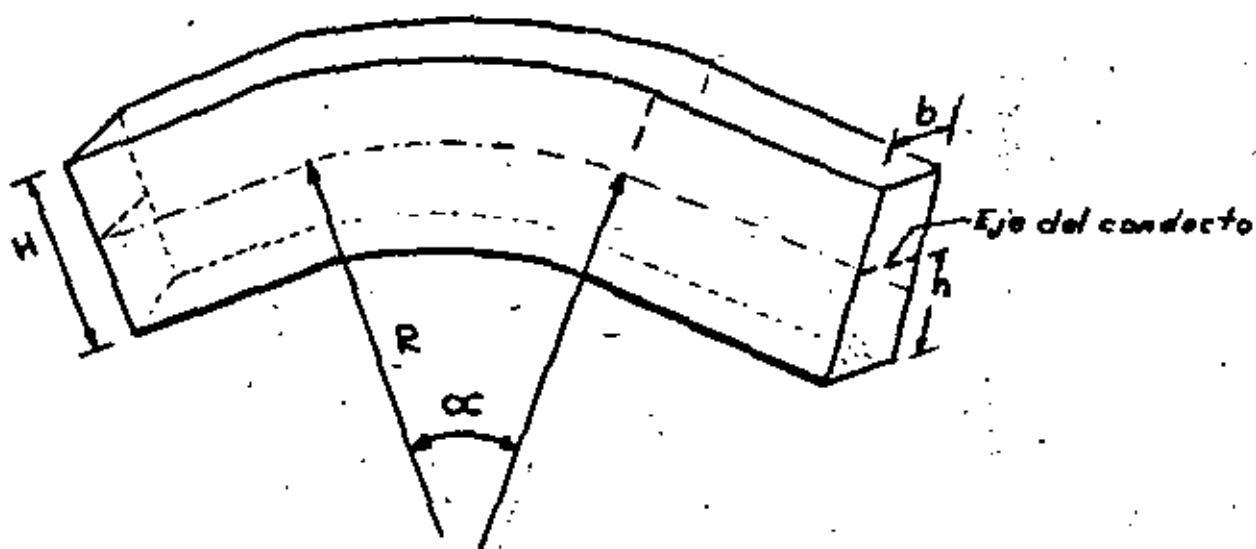




Como el perfil del conducto no es recto sino una línea quebrada, formada por tramos rectos unidos por medio de codos, cada cambio de dirección en la circulación es motivo de una pérdida de carga. Esta pérdida de carga se obtiene aplicando la fórmula de Weisbach para conducto rectangular.

$$h_c = \sum \frac{\alpha}{90} \frac{v^2}{2g} = K_c \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots (E)$$

Valor de  $\sum = 0.124 + 3.098 (h/R)^{3.5}$

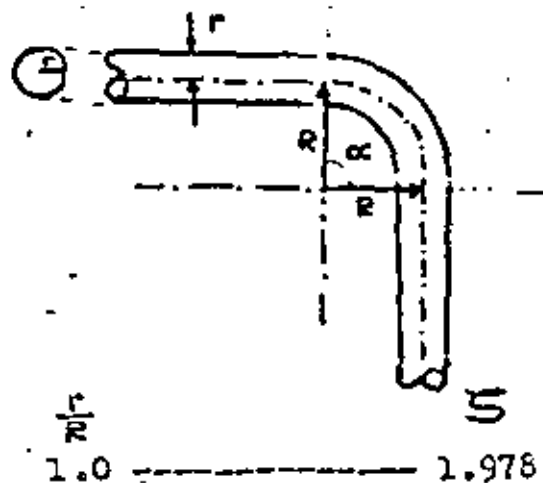


Para conducto circular la fórmula de Weisbach es la siguiente:

$$h_c = \sum \frac{\alpha}{90} \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots (E - 1)$$

$$\sum = 0.131 + 1.847 \left( \frac{r}{R} \right)^{7/2}$$

Para :



$\frac{r}{R}$	$\sum$
0.1	0.131
0.2	0.138
0.3	0.158
0.4	0.206
0.5	0.294
0.6	0.440
0.7	0.661
0.8	0.977
0.9	1.408

$\frac{r}{R}$   
1.0 ----- 1.978



## VI.-

PÉRDIDA POR TRANSICIÓN INTERIOR DE SALIDA.

La pérdida de carga por transición interior de salida, al igual que la de transición interior de entrada, es tanto menor cuanto menos dificultad haya en el cambio de sección. La fórmula empleada es la de Gibson.

$$h_{t_{12}} = \left( \frac{a_2}{a_1} - 1 \right)^2 K_w \frac{V_2^2}{2g} \dots\dots\dots (F)$$

donde:  $a_2$  = Area del conducto de mayor dimensión.

$a_1$  = Area del conducto de menor dimensión

$K_w$  = Coeficiente que depende del ángulo con que se efectuará la ampliación.

$V_2$  = Velocidad en el conducto de mayor dimensión.

V a l o r e s de  $K_w$

$\omega^\circ$	$K_w$
6 -----	0.14
10 -----	0.20
15 -----	0.30
20 -----	0.40
30 -----	0.70
40 -----	0.90
50 -----	1.00
60-90 -----	1.10

## VII.-

PÉRDIDA POR SALIDA DEL CONDUCTO.

Si la descarga se hace a un recipiente que contenga una gran masa líquida, al operarse el mecanismo de difusión la carga de velocidad se pierde en lo que podría llamarse pérdida por desaceleración:

$$h_B = \frac{V_S^2}{2g}$$

Siendo  $V_B$  la velocidad en la sección inmediatamente anterior a la salida, y si la descarga se hace a un canal, la pérdida se valdrá de acuerdo con la fórmula de Borda:

$$h_B = \frac{(V_B - V_C)^2}{2g}$$

Siendo  $V_C$  la velocidad en el canal



VIII.- PERDIDA POR TRANSICION EXTERIOR DE SALIDA.

Esta pérdida depende de la forma de esta misma salida y de el incremento de cargas de velocidad producidas entre la dos secciones extremas de la transición.

$$h_{tes} = K_t \left( \frac{v_1^2 - v_2^2}{2g} \right)$$

donde:  $v_1$  = Velocidad del agua al principio de la transición.

$v_2$  = Velocidad del agua en el canal.

$K_t$  = Coeficiente que depende de la forma de la misma.

$g$  = Aceleración de la gravedad ( 9.8 m/seg<sup>2</sup> )

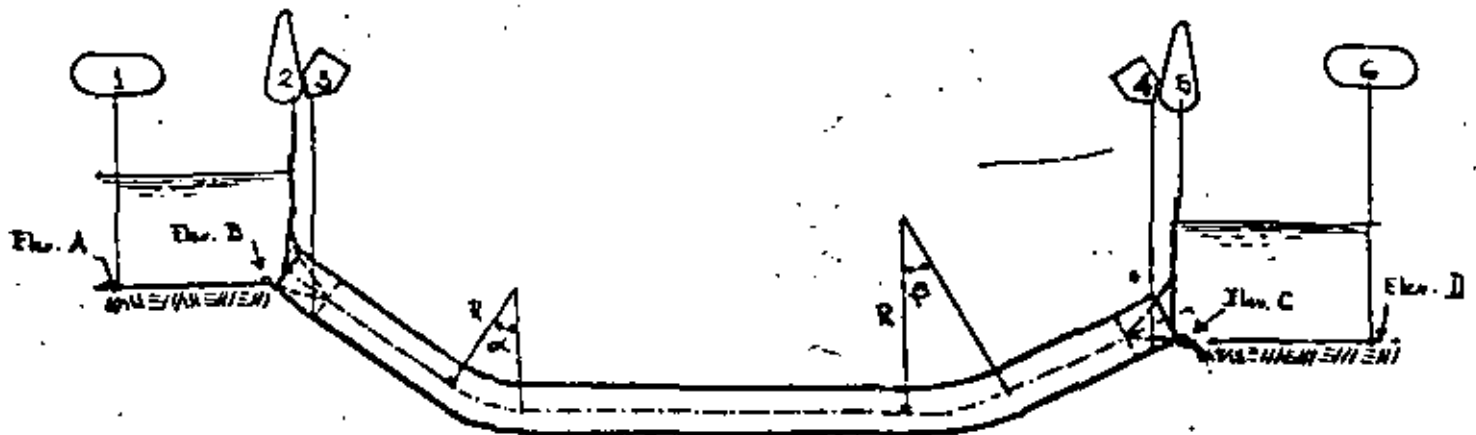
Valores de  $K_t$

Para transición alabeada .....	0.2
Transición con aristas vivas .....	0.3

DETERMINACION DE LAS ELEVACIONES DE LAS DISTINTAS SECCIONES DEL SIPON

Partiendo de la elevación de la plantilla del canal en la salida se pueden determinar las siguientes elevaciones.

Aplicando la ecuación de Energías de Daniel Bernoulli:





De la observación de la anterior figura y por la ecuación de Bernoulli:

Para las secciones 5 y 6:

$$d_5 + h_{v_5} = (Z_6 - Z_5) + d_6 + h_{v_6} + \underbrace{0.3(h_{v_5} - h_{v_6})}_{ht_{ee}}$$

Para las secciones 5 y 4

$$d_4 + h_{v_4} + \frac{P_4}{W} = d_5 + h_{v_5} + h_s$$

Para las secciones 4 y 3

$$d_3 + h_{v_3} + (Z_3 - Z_4) + \frac{P_3}{W} = d_4 + h_{v_4} + h_f + h_c + \frac{P_4}{W}$$

Para las secciones 3 y 2

$$d_2 + h_{v_2} = d_3 + h_{v_3} + \frac{P_3}{W} + h_e$$

Para las secciones 2 y 1

$$d_1 + h_{v_1} + (Z_1 - Z_2) = d_2 + h_{v_2} + \underbrace{0.2(h_{v_2} - h_{v_1})}_{ht_{ee}}$$

Para comprobación se puede aplicar entre la transición la 6:

$$d_1 + h_{v_1} + (Z_1 - Z_6) = d_6 + h_{v_6} + (\text{Suma de pérdidas de 1 a 6})$$

$$d_1 + h_{v_1} + (\text{Elev. A} - \text{Elev. D}) = d_6 + h_{v_6} + \sum h$$

El sifón invertido es una estructura empleada con mucha frecuencia para salvar ríos, arroyos, barrancas, vías férreas, carreteras, etc.

En el sifón invertido el escurrimiento se produce por efecto de la acción de la gravedad debido al desnivel que existe entre la entrada y la salida (Diferencia de cargas) y su explicación se justifica en el principio de los vasos comunicantes.

#### VELOCIDAD EN EL CONDUCTO.

Se fijará una velocidad que no provoque erosión en el material de que está construida la obra, o que evite azolves que obstruyan el paso del agua; también que no ocasione grandes pérdidas de carga, quedando entonces comprendida entre los límites:

$$2 \text{ m/seg} \quad \text{-----} \quad \text{y} \quad \text{-----} \quad 3 \text{ m/seg.}$$





Para fijar las elevaciones de la clave y de la planta del conducto para lo cual se dejará un ahogamiento que amir posible reducción de la capacidad del conducto, motivada por reducción de aire.

Se seguirán en este caso, las especificaciones de "OPEN CHANNEL HYDRAULICS" que indican: El valor recomendado del ahogamiento en la entrada se encuentra entre un mínimo de  $1.1 \Delta hv$  y un máximo de 18 pulgs. (46 cm.) o  $1.5 \Delta hv$  eligiéndose el mayor para este segundo caso. Para la salida se deja un ahogamiento igual a  $\Delta hv$ .

$\Delta hv$  = Diferencia de cargas de velocidad entre el conducto y el canal.

### LONGITUD DE LAS TRANSICIONES.

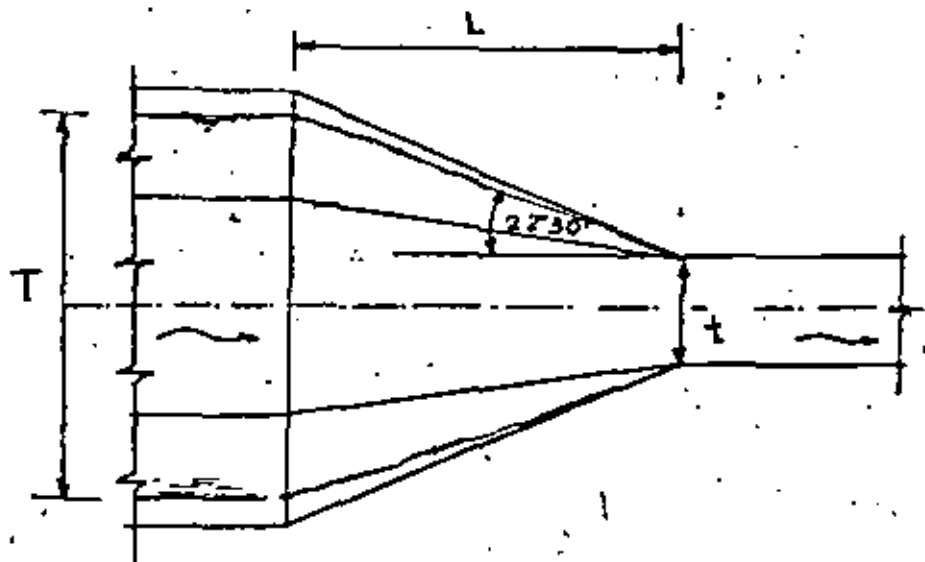
Una regla adoptada por la oficina de tierras y aguas de los Estados Unidos consiste en hacer la longitud de la estructura de transición, en la sección longitudinal de ésta; de tal magnitud que la recta que une los extremos de las líneas superiores de los canales formen un ángulo de  $22^{\circ} 30'$ . Según las experiencias de la antigua "Comisión Nacional de Irrigación", el ángulo puede ser aumentado a  $22^{\circ} 30'$  sin que el cambio de secciones en la transición sea brusca; según esto:

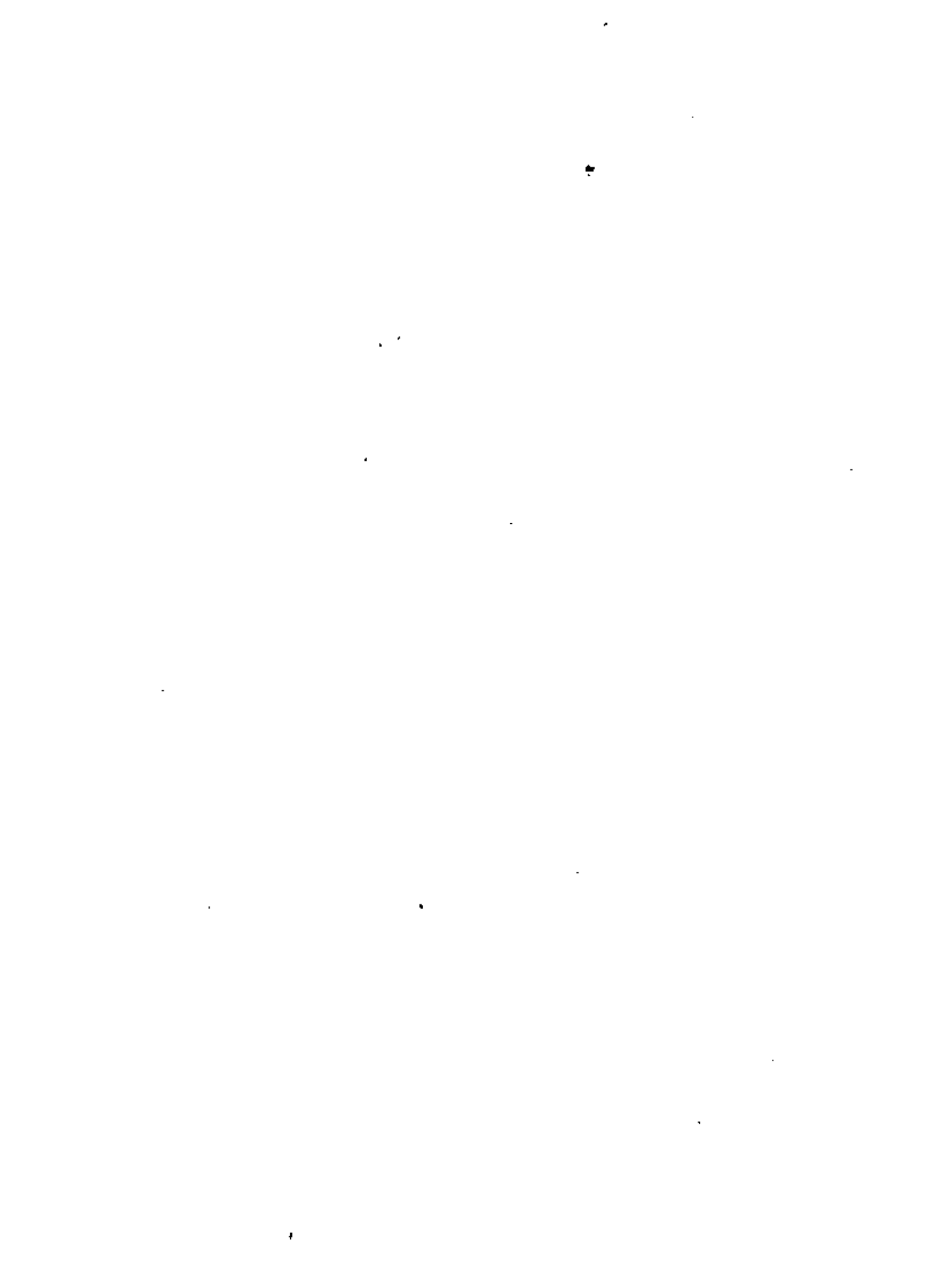
$$L = \frac{T - t}{2} \text{ Cot. } 22^{\circ} 30' = (T - t) \times 1.2071$$

$$L = 1.2071(T - t)$$

Donde:

$T$  y  $t$  = Ancho de la superficie libre del agua en las secciones extremas de la transición.





CONDUCTO CIRCULAR

CONDUCTO RECTANGULAR

PERDIDAS POR CAMBIOS DE DIRECCION

Fórmulas de Weishbach para conductos de seccion rectangular y circular.

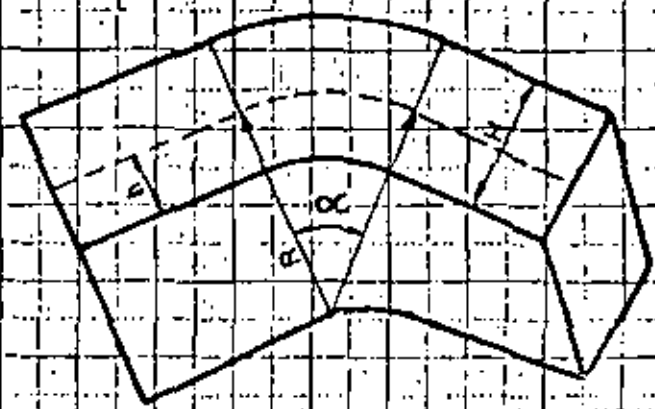
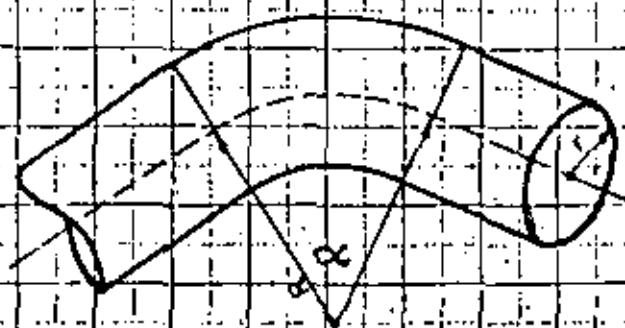
fórmula

$$h = \sum \frac{\alpha}{90} \frac{v^3}{2g} = K_c \frac{v^3}{2g}$$

Valores de Zeta  $\zeta = 0.124 + 3.099 (h/R)^{3.5}$  para conductos rectangulares

Valores Zeta para conductos circulares:

$$\zeta = 0.131 + 1.847 \left(\frac{L}{R}\right)^{3.5}$$







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

**IV CURSO DE CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS  
DE ZONAS DE RIEGO**

**MECANICA DE SUELOS**

**PROFESOR:  
ING. MIGUEL ANGEL DEL TORNO.**

**OCTUBRE, 1981.**



# PROBLEMAS DE CIMENTACIONES.

1.- Calcular la capacidad de carga admisible para una zapata corrida de planta toda en la superficie. El ensayo obtenido en el subsuelo en las pruebas de carga de zona libre son como sigue dando los siguientes valores:  $4.2 \text{ T/m}^2$ ,  $4.4 \text{ T/m}^2$ ,  $3.8 \text{ T/m}^2$ ,  $4.5 \text{ T/m}^2$ ,  $4.9 \text{ T/m}^2$ ,  $4.3 \text{ T/m}^2$  y  $4.1 \text{ T/m}^2$ .

$$F_{u \text{ prom}} = \frac{\sum F_u}{7} = \frac{30}{7} = 4.28 \text{ T/m}^2$$

$$c = \frac{4.28}{2} = 2.14 \text{ T/m}^2$$

El punto se encuentra cohesionado, por lo que se considera un  $\phi = 0^\circ$ .

a) Empleando Terzaghi

$$F_c = 2.85 q_0 \left(1 + 0.3 \frac{B}{L}\right) + 4D_f$$

como se es una zapata corrida  $\frac{B}{L} = 0$

se implanta en la superficie  $D_f = 0$

$$\therefore F_c = 2.85 \times 4.28 = 12.2 \text{ T/m}^2$$

$$q_{ad} = \frac{12.2}{3} = \underline{\underline{4.1 \text{ T/m}^2}}$$

b) Empleando Skempton, que es el más indicado para punto que tiene cohesión.

$$F_c = c N_c + 4D_f \quad D_f = 0 \quad \phi = 0^\circ \quad N_c = 5.14$$

El valor  $N_c$  se determina en la gráfica VII-16 del libro de Terzaghi, Beddoe, Terzaghi, Tomo II, pag. 257.

$$F_c = 2.16 \times 5.14 = 11.0 \text{ T/m}^2$$

$$q_{ad} = \frac{11.0}{3} = \underline{\underline{3.7 \text{ T/m}^2}}$$



2.5)

Encontrar la carga total admisible ( $Q_{ad}$ ) de una zapata aislada según se muestra en la figura cuando:

- a) Terreno seco
- b) NAF en la superficie
- c)  $\phi = 35^\circ$ ,  $c = 0$   
(Terreno seco)
- d)  $\phi = 0$ ,  $c = 27 \text{ kPa}$   
(Terreno seco)



Completar con Terzaghi y como se muestra en zapata aislada que pondremos una falla local, por lo que se tomará la línea que se indica en la fig. 10-8 de Libro Javier Barilla, Tomo II pag. 253

- a) Terreno seco.  $B = 1.57 \text{ m}$   $A_m = 25.0 \text{ m}^2$   
Para  $\phi = 35^\circ$ .  $N_c = 24$   $N_q = 13$   $N_\gamma = 10$

$$F_c = \frac{2}{3} c N_c + \gamma D_f N_q + 0.4 \gamma B N_\gamma$$

$$F_c = 0.67 \times 2 \times 24 + 1.5 \times 13 + 0.4 \times 1.5 \times 10 = 32.16 + 19.5 + 6 = 57.66$$

$$Q_{ad} = \frac{57.66}{3} = 19.22 \text{ T/m}^2 \quad Q_{ad} = 19.22 \times 25 = 480.5 \text{ Ton.}$$

- b) NAF en la superficie

Lo que varía es  $\gamma D_f = (1.5 - 1.0) \times 3 = 1.5 \text{ T/m}^2$   
 $\gamma = 1.5 - 1.0 = 0.5 \text{ T/m}^3$

$$F_c = 0.67 \times 2 \times 24 + 1.5 \times 13 + 0.4 \times 0.5 \times 25 \times 10 = 32.16 + 19.5 + 50 = 101.66 \text{ T/m}^2$$

$$Q_{ad} = 20.6 \text{ T/m}^2 \quad Q_{ad} = 20.6 \times 25 = 515.5 \text{ Ton.}$$

- c)  $\phi = 35^\circ$ ,  $c = 0$ , únicamente el término  $\frac{2}{3} c N_c$ , por lo que se queda:

$$F_c = \gamma D_f N_q + 0.4 \gamma B N_\gamma = 19.5 + 6 = 25.5 \text{ T/m}^2$$

$$Q_{ad} = \frac{25.5}{3} = 8.5 \text{ T/m}^2 \quad Q_{ad} = 8.5 \times 25 = 212.5 \text{ Ton.}$$

5. Cual es el ancho de una columna cuando en la carga total admisible ( $Q_{ad}$ ) es de  $10 \text{ T/m}^2$  y está desplazada a  $1.50 \text{ m}$  por debajo de la superficie del terreno. Considerar folla general



Σ, carga:  $Q_{ad} = 10 \text{ T/m}^2$   $q_0 = \frac{3Q_{ad}}{B} = \frac{3 \cdot 10}{B} = \frac{30}{B}$

Tercer

$$T_c = c N_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} B \gamma N_\gamma$$

de la figura EE-1  $N_c = 31, N_q = 18, N_\gamma = 17$

$$\frac{30}{B} = c N_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} B \gamma N_\gamma$$

$$30 = B (c N_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} B \gamma N_\gamma)$$

$$30 = B (1.7 \cdot 31 + 1.7 \cdot 1.5 \cdot 18 + 0.5 B \cdot 1.7 \cdot 17)$$

$$30 = 31 B + 45.9 B + 14.45 B^2$$

$$14.45 B^2 + 76.9 B - 30 = 0$$

$$B^2 + 5.32 B - 2.08 = 0 \quad \text{ecuación de 2º grado}$$

$$B = \frac{-5.32 \pm \sqrt{5.32^2 + 4 \cdot 2.08}}{2} = \frac{-5.32 \pm 6.05}{2}$$

$$\frac{-5.32 + 6.05}{2} = 0.365 \text{ m.}$$

$B = 36.5 \text{ cm}$ . significamente que el ancho real más mejor:

1)  $\alpha = 0^\circ$  y  $C = 2 \text{ T/m}^2$ , por esto dato se considera como un punto que forma la columna por la que se producen imprints a 5 kmpm. -

$$F_c = c N_c = 1 D$$

$$D_f = D = 2 \dots B = 500$$

$$D/B = 0.6$$

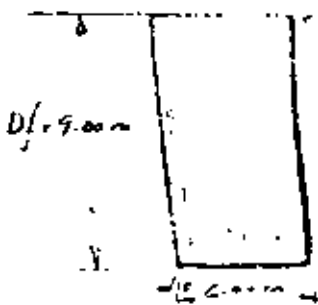
con la figura VII-11 se tiene para una zapata ancha  $N_c = 7.1$

$$F_c = 2 \cdot 7.1 + 1.5 \cdot 3 = 14.2 + 4.5 = 18.7 \text{ T/m}^2$$

$$F_{cd} = \frac{14.2}{2} + 4.5 = 7.2 \text{ T/m}^2$$

$$Q_{cd} = 230.8 \text{ Ton.}$$

4. Calcular la carga total admisible de una pila circular de 6.00m  $\phi$  y 9.00m de largo, dispuesta en punto aislado con resistencia (c) al corte de 1.75 T/m<sup>2</sup> y  $f_c = 1.9 T/m^2$ . Usar con F.S. = 2



Por ser punto aislado simplificar la resistencia de Skempton para pilas en piletas

$$Q_c = 5.64 S + \frac{A L f_s}{A} + c D_f$$

5.64 resistencia al corte  
 $A L f_s$  área perimetral

$A$  = área de la pila

$f_s$  = resistencia por el fuste que se puede tomar = 0.75 S

$$A L = \pi d D_f = 3.1416 \times 6 \times 9 = 169.65 \text{ m}^2$$

$$A = 0.785 d^2 = 0.785 \times 6^2 = 28.27 \text{ m}^2$$

$$f_s = 0.75 \times 1.95 = 1.46 \text{ T/m}^2$$

$$Q_c = 5.64 \times 1.95 + \frac{169.65 \times 1.46}{28.27} + 1.9 \times 9 =$$

$$= 11.00 + 8.78 + 17.1 = 36.88 \text{ T/m}^2$$

$$Q_{ad} = \frac{36.88}{2} = 18.44 \text{ T/m}^2$$

carga total admisible

$$Q_{ad} = 18.44 \times 28.27 = 521.3 \text{ Ton.}$$

En la pila se simplificará a nivel de la superficie

$$Q_c = 5.64 S = 5.64 \times 1.95 = 11.00 \text{ T/m}^2$$

$$Q_{ad} = \frac{11}{2} = 5.5 \text{ T/m}^2$$

$$Q_{ad} = 5.5 \times 28.27 = 155.5 \text{ Ton.}$$

o p. de la pila se simplificará a nivel de la superficie

La rigueur  $\frac{1}{2}$

$$f_c = c N_c + \sigma' D_f \quad D_f = 0 \quad c = S = 1.95 \text{ T/m}^2$$

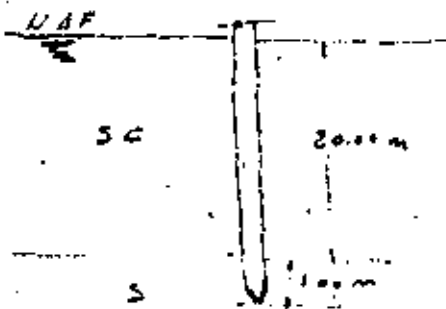
$N_c$  d la figure VIII-11 (2)  $N_c = 6.2$

$$f_c = 6.2 \times 1.95 = 12.09 \quad f_{ad} = 6.05 \text{ T/m}^2$$

$$Q_{ad} = 6.05 \times 28.27 = 170.9 \text{ Ton}$$

(5)

Una punta de concreto reforzada de acero, en donde el diámetro es de 0.40 m por todo su largo excepto de un punto consistente por un depósito de arena - grava pulita, con un espesor de 20.00 m, y queda empotrada 1.00 m dentro de un suelo de arena muy compacta. Si la arena suelta tiene un peso volumétrico de  $1.7 \text{ T/m}^3$  y el ángulo de fricción interna de la arena muy compacta es de  $35^\circ$ , calcule la capacidad de carga por punta.



La capacidad de carga por punta se calcula con la siguiente expresión:

$$Q_p = f_p A_p$$

$f_p = f_c$  de la fórmula de Terzaghi para cimentación en punta,  $A_p$  es el área del punta.

(Se debe a que la arena suelta se encuentra en estado suelto, se considera que el mecanismo de falla es el tipo de Terzaghi Pág. 249 Tomo II Mecánica de Suelos de Scafi - Dardelli)

$$f_c = 1.3 \cdot \gamma \cdot N_q \cdot \left( 1 + \frac{0.4}{B} \right) \cdot N_q$$

$$f_c = 1.3 \cdot \gamma \cdot N_q \cdot \left( 1 + \frac{0.4}{B} \right) \cdot N_q$$

$$= 1.3 \cdot 1.7 \cdot 42 \cdot \left( 1 + \frac{0.4}{0.4} \right) \cdot 42 =$$

$$= 588 + 4.7 = 592.7 \text{ T/m}^2$$

$$Q_p = f_p A_p$$

$$Q_p = 592.7 \cdot 0.4^2 = 94.8 \text{ Ton}$$

Una placa isotrópica homogénea de forma circular de la capacidad de carga es de 2.50 mm de profundidad y de 5.00 mm en el diámetro exterior. El material es de tipo SAE 1020 con un límite de fluencia de 200 MPa de tensión.

- (A) Acero laminado suelto  $\mu = 28^\circ$   $\gamma = 28 \text{ T/m}^2$
- (B) Lino acriso suelto de bajo plasticidad  $\mu = 27^\circ$   $\gamma = 1.5 \text{ T/m}^2$
- (C) Acero de media dureza alta plasticidad de consenso  $\mu = 20^\circ$   $\gamma = 1.8 \text{ T/m}^2$
- (D) Acero de alta dureza  $\mu = 20^\circ$   $\gamma = 1.8 \text{ T/m}^2$

- (A) Acero laminado suelto  $\mu = 28^\circ$   $\gamma = 28 \text{ T/m}^2$
- (B) Lino acriso suelto de bajo plasticidad  $\mu = 27^\circ$   $\gamma = 1.5 \text{ T/m}^2$
- (C) Acero de media dureza alta plasticidad de consenso  $\mu = 20^\circ$   $\gamma = 1.8 \text{ T/m}^2$
- (D) Acero de alta dureza  $\mu = 20^\circ$   $\gamma = 1.8 \text{ T/m}^2$

Criterio 1 - Empujamiento Terzaghi

$$q_c = c N_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

$\mu = 27^\circ$   $N_c = 27$   $N_q = 15$   $N_\gamma = 13$

$\gamma D_f = 1.8 \times 1.5 + 1.5 \times 1.5 = 4.2 \text{ T/m}^2$

$q_c = 4.2 \times 15 + 0.5 \times 2 \times 1.7 \times 13 = 85.1 \text{ T/m}^2$

$F_{ad} = 28.4 \text{ T/m}^2$   $Q_{ad} = 28.4 \times 2 = 56.8 \text{ T/m.l.}$

Criterio 2 - Empujamiento de Terzaghi por peso de desplante en suelo suelto

$$q_c = c N_c + \gamma D_f$$

$\gamma D_f = 1.8 \times 1.5 + 1.5 \times 1.3 + 1.8 \times 1 = 4 \text{ T/m}^2$

$D_f/B = \frac{1}{2} = 0.5$   $N_c = 57$

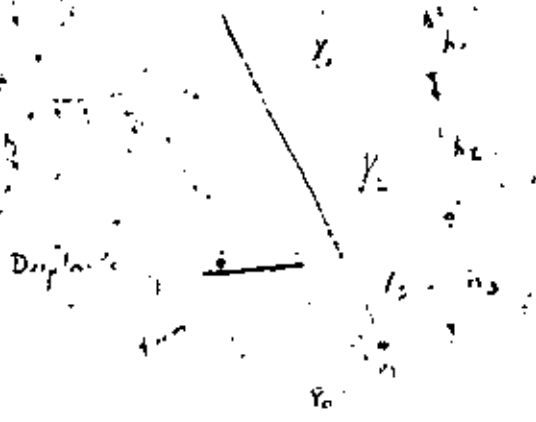
$q_c = \frac{20 \times 57}{2} + 4 = 48 \text{ T/m}^2$   $Q_{ad} = 96 \text{ T/m.l.}$

El valor del empujamiento para el criterio 2 considerando la carga concentrada para el problema, en el caso de columna del micropiloto de primera empalmada se toma

$$\Delta P = \frac{1}{2} = \frac{20}{2} = 10$$

$$\Delta p = \frac{3 \times 10^6}{2 \times 3.14} \times \frac{1}{8^2} = 100.50 \text{ kg/m}^2 \quad \Delta p = 10.29 \text{ kg/cm}^2$$

2. Calculer la pression effective à la profondeur de la sonde en calculant d'abord la pression



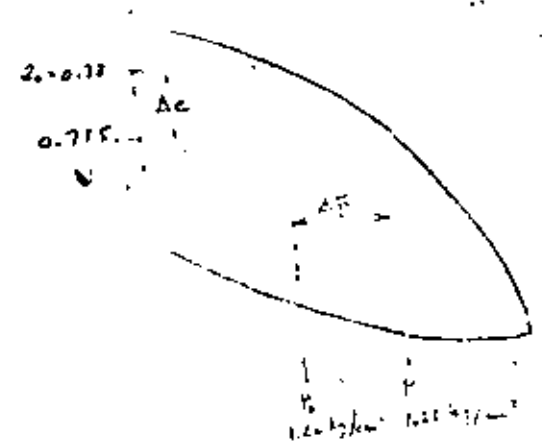
$$p_0 = \gamma_0 h_1 + \gamma_0 h_2 = 1.26 \times 3 = 3.78 \text{ kg/cm}^2$$

$$= 1.2 \times 1.5 + 1.5 \times 3 + 1.2 \times 3 = 12.6 \text{ kg/cm}^2$$

$$p_0 = 1.26 \text{ kg/cm}^2$$

3. Et en tenant compte de la colonne d'air en la présence de la pression

$$\Delta H = m_0 \Delta p \quad m_0 = \frac{\Delta v}{1 + \epsilon} = \Delta v \frac{1}{\Delta p}$$



$$\Delta v = \frac{0.015}{0.27} = 0.056$$

$$m_0 = \frac{0.056}{1.73} = 0.032$$

$$\Delta H = 0.032 \times 0.29 \times 400 = 3.72 \text{ cm}$$







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

**IV CURSO DE CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS  
DE ZONAS DE RIEGO.**

**PROYECTOS DE PLANTAS DE  
BOMBEO**

**PROFESORES:  
ING. OSCAR PLAISANT WONG  
ING. RODOLFO ORTEGA A.**

**OCTUBRE, 1981.**



## CAPITULO I

### PROYECTOS DE PLANTAS DE BOMBEO

#### I - 1. - Estudios y datos para un Proyecto.

En todo proyecto de riego, es necesario llevar a cabo una serie de estudios mediante los cuales, se conocen y obtienen los datos del problema para darle la solución adecuada o conveniente.

En el caso de una planta de bombeo para riego, estos estudios son semejantes a los que origina cualquier otro aprovechamiento para la misma finalidad.

A continuación se citan los que generalmente se efectúan y los datos que se obtienen de ellos una vez realizados; no se dirá la manera de efectuarlos ya que existen trabajos sobre estos temas publicados por la S. R. H., los cuales se recomienda consultarlos. Únicamente se tratarán en forma detenida aquellos puntos que se relacionan directamente con el problema, cuando se juzgue necesarios.

Tomando en cuenta la etapa en que se efectúen estos estudios y lo que comprenden, se clasifican en: Preliminares y Definitivos.

Con los primeros se recaban los datos y características básicas que definen al aprovechamiento y se está en la posibilidad de dictaminar su factibilidad, perspectiva y trascendencia. Con los segundos se conocen en detalle, los elementos para elaborar el proyecto y suelen agruparse, ambos estudios, dada su finalidad en:

Topográficos	Agrológicos
Hidrológicos	Agro-económicos
Geológicos	Socio-económicos
Mecánica de Suelos	Aspecto constructivo

#### Estudios Preliminares.

Considerando la metodología señalada para el desarrollo de la comunidad rural que ha adoptado la Dirección General, los estudios preliminares consisten fundamentalmente en una visita de inspección, cuyos objetivos principales son:

- Definir la factibilidad del aprovechamiento
- Verificar si se tienen las condiciones mínimas que exige la obra, MODELO MEXICO No. 8, de acuerdo con la estrategia del desarrollo del Plan Nacional de Obras de Riego para el Desarrollo Rural.
- Jerarquizar los estudios previos correspondientes, tales como: Hidrológicos, Topográficos, Socio-económicos, etc.

Con el fin de facilitar la labor del personal encargado de estas visitas de inspección, se ha elaborado un cuestionario en el que se destacan los aspectos sociales y técnicos más importantes, que permiten diagnosticar lo favorable, posible, o desfavorable del aprovechamiento.

Se estima que un proyecto es favorable cuando existe la ausencia de problemas, tanto de aspecto técnico como social, por ejemplo, los relativos a limitaciones hidrológicas, tenencia de la tierra, ausencia de interés por el tipo de obra, etc.

En las obras consideradas como posibles, los problemas que existen, de cualquier índole, pueden ser superados de inmediato o en un plazo más o menos corto.

Se dice que un proyecto es desfavorable cuando los problemas inherentes tienen un grado de dificultad tal, que en algunos casos son insuperables y en otros la solución de ellos llevaría un tiempo considerablemente largo, de tal suerte, que se aconseja suspender de inmediato cualquier otro estudio, en tanto no sean superados esos problemas, por ejemplo: los relativos al aspecto legal de la tenencia de la tierra; que el aprovechamiento se encuentra en una zona estrictamente vedada; que el interés de los usuarios por el tipo de obra sea nula, etc.

Se incluye en el presente trabajo y como vía de ejemplo el cuestionario de la visita de inspección practicada al proyecto denominado Acatlán, Mpio. Chilapa, Edo. Guerrero. (véase pag. No. 5 )

Se recomienda especial atención en lo que se refiere a la auscultación y recabo de los datos socioeconómicos señalados en el cuestionario, con el fin de conocer las condiciones en las que se promueve el proyecto, lo cual ayudará en gran parte a normar el criterio relativo a la concepción y características de la planta de bombeo.

Estudios definitivos:

Los datos que fundamentalmente se obtienen con estos estudios son:

#### Topográficos

- Sitio de captación
- Sitio para ubicar el cárcamo.
- Perfil desde la captación a la descarga según el eje del conducto alimentador.
- Plano topográfico para la localización del conjunto de las estructuras que formarán el sistema de bombeo.
- Plano de la zona de riego.

#### Hidrológicos

Al hacer estos estudios se conoce:

- Régimen de la fuente de abastecimiento y caudal disponible para aprovecharse.
- Elevaciones máximas y mínimas de la superficie libre del agua en el sitio de captación.
- Demandas de riego mensuales.
- Gasto máximo de bombeo.
- En este estudio también se incluyen otros datos como: tipo de azoles, tamaño y naturaleza de los sólidos en suspensión en las aguas que se van a aprovechar y un análisis químico general de las mismas.
- Número considerado de horas de bombeo en el día.
- Número de días útiles considerados en el mes.
- Planeación de la zona de riego.

### Geológicos

Características geológicas del terreno en donde se construirán las obras que formarán el sistema de riego.

### Mecánica de Suelos

Características y propiedades de los suelos en donde se alojarán las estructuras, principalmente el correspondiente al conducto de la toma y cárcamo, así como de los materiales que se emplearán en la construcción (materiales pétreos).

### Agrológicos

- Clasificación de los terrenos agrícolas.
- Plano de suelos.
- Superficie de riego factible de beneficiar.
- Tipo de cultivos recomendables.
- Tipo de riego recomendable, sus características, por ejemplo: si es por surco; longitud de éste, su pendiente, etc.
- Calidad del agua.
- Coeficiente de riego.
- Avalúo de los terrenos agrícolas.
- Lotificación recomendada.
- Drenaje necesario.
- Abonos.
- Atributos positivos o negativos que influyan en la fertilidad del suelo

### Agroeconómicos

En este estudio se conocen y analizan las circunstancias y elementos exteriores al suelo que influyen en el éxito de la producción agrícola de la zona estudiada.

## Socio-económicos

Puesto que el objetivo principal de las obras de riego es mejorar la agricultura y consecuentemente contribuir al mejoramiento económico y social de los usuarios, al hacer este estudio se conocen los alcances de ese mejoramiento, relacionándolo con la nueva obra de riego.

### Aspecto constructivo

En los estudios de aspecto constructivo de la obra, se considera principalmente, la existencia de los materiales locales y regionales desde el punto de vista de su localización, abundancia y calidad. Además se prevén los problemas para la construcción y determinan los programas y procedimientos adecuados al respecto.

## 1.2. - Partes que integran una planta de bombeo

Las partes que, en general, integran una planta de bombeo con fines de riego, se clasifican como sigue:

- CAPTACION U OBRA DE TOMA.
- OBRA DE SUCCION O CARCAMO.
- EQUIPO DE BOMBEO.
- DESCARGA.
- CASETA DE CONTROLES.
- SUBESTACION ELECTRICA.
- ALMACENAMIENTO DE COMBUSTIBLE.
- CASA HABITACION DEL OPERADOR.

### 1. - CAPTACION.

Por medio de la obra de captación se toma el agua requerida de la fuente de abastecimiento para después conducirla hasta el cárcamo en donde opera el equipo de bombeo.

De acuerdo con las características de la fuente y del proyecto, la obra de captación adquiere características propias, pudiendo consistir desde un simple tajo en la margen de un río, hasta en una presa de almacenamiento. Aunque este último caso es poco frecuente no debe descartarse la posibilidad; ello sucede por ejemplo, cuando debido a las condiciones del proyecto y después de efectuar un estudio económico este indica que económicamente es más conveniente regar los terrenos aledaños al vaso, bombeando el agua de la presa, que construir un canal principal de gran longitud, con estructuras de cruce y en geología poco atractiva para el riego de terrenos aguas abajo de la cortina.

En la lámina No. 1.1. se tienen esquemáticamente algunos ejemplos típicos de bombeo. Como puede observarse en los casos A y B, no fue necesario, propiamente, una obra de captación aparte, ya que los tubos de succión de las bombas están introducidos directamente en el agua de la laguna, por lo que, el problema se redujo, prácticamente, a instalar el equipo de bombeo en una plataforma localizada adecuadamente: éstos sólo son aplicables para gastos pequeños y en aguas casi límpidas y tranquilas. En la D, la obra de captación puede ser una presa de almacenamiento o de derivación. En los esquemas E y C, se indica que el agua se capta mediante una galería filtrante para agua subálvea y una toma directa, respectivamente.

Localización. - La localización en los casos de tener como obra de captación una presa, ya sea de almacenamiento o de derivación, queda sujeta a los problemas que originan esta clase de estructuras y no se tratarán aquí. El caso de captar el agua subálvea o de manantial corresponde, más bien, a un estudio geohidrológico detallado.



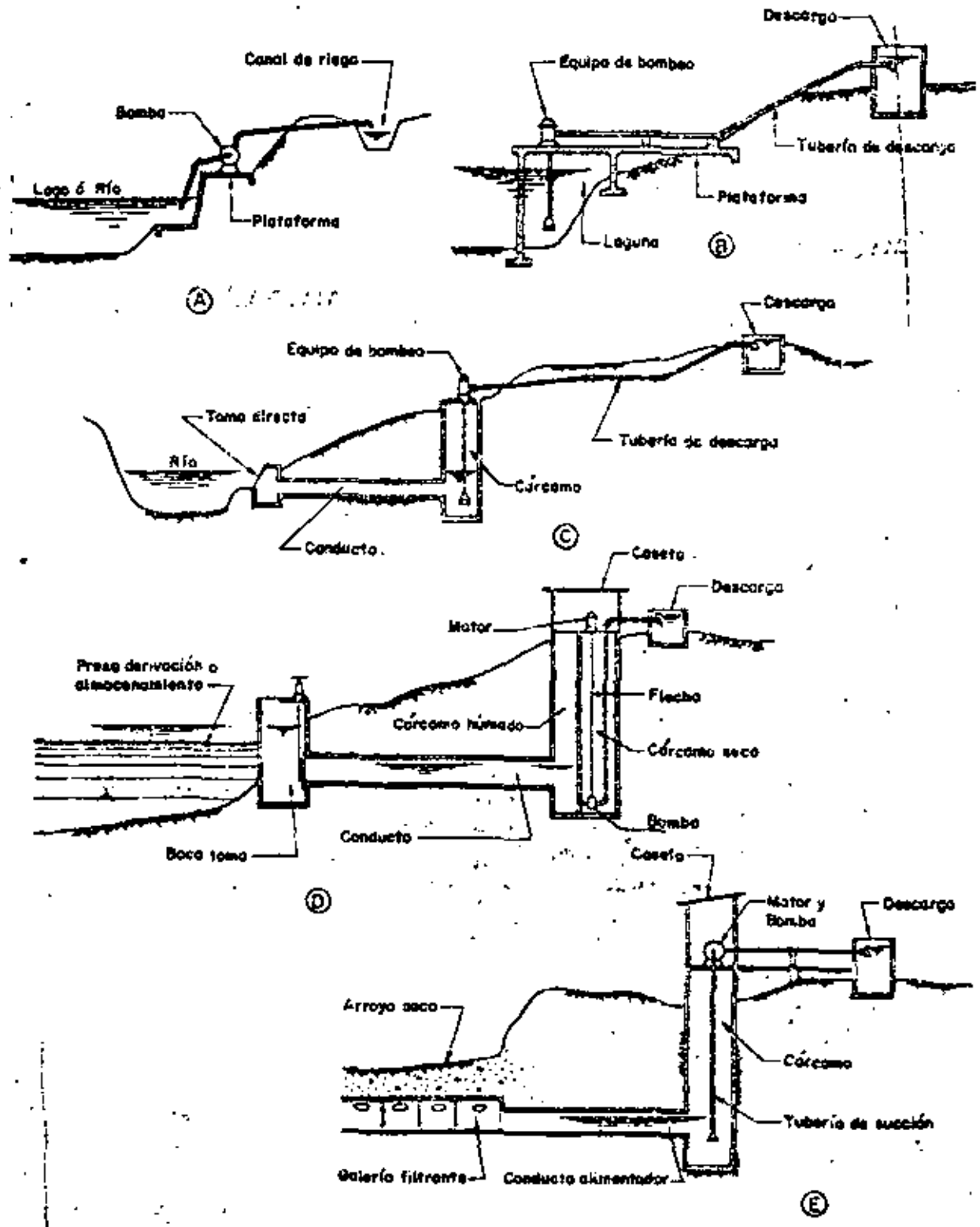


FIG. 1.1 - Casos típicos de bombeo

Por lo anterior y tomando en cuenta lo más común y corriente del caso, para la explicación del tema, se enfocará el problema al aprovechamiento de una corriente superficial de régimen permanente; por ejemplo un río, un canal, un dren, etc.; y en general una corriente de cauce más o menos definido. Después de esta aclaración se hacen las siguientes recomendaciones para ubicar la TOMA DIRECTA, para derivar las aguas de un río.

1. - La distancia a la zona de riego o a la probable descarga deberá ser la mínima posible.

2. - El tramo de la corriente que se escoja para la obra, no deberá estar expuesto a socavaciones ni a depósitos excesivos de azolves, por los perjuicios que éstos ocasionan; y por ello se recomienda elegir un tramo lo más recto posible de la corriente y evitar localizaciones en curvas. Fig. No. 1.2.

Cuando por condiciones naturales esto no fuera posible y la magnitud del problema lo ameritara; se podría llegar a rectificar el cauce en un tramo determinado antes y después de la toma. En ocasiones se situará la estructura alejada de la margen del río comunicándola mediante un canal de acceso de características de anchura y pendiente amplias, con el objeto de dar oportunidad a que los azolves se sedimenten en este canal antes de llegar a las rejillas.

3. - Se evitarán lugares cercanos a caídas y rápidas de la corriente para no tener velocidades fuertes del agua al frente de la estructura. En otras palabras, la pendiente del río deberá ser suave y más o menos uniforme.

4. - Geológicamente el terreno deberá ser lo suficientemente resistente para desplantar la estructura, evitando las zonas de derrumbes o cauce inestable. Un buen indicio de geología apropiada para el efecto puede ser que la corriente tenga un cauce definido.

5. - Desde el punto de vista topográfico, además de pendiente adecuada y trazo recto, se procurará localizar las obras de modo de no tener excesivas excavaciones.

6. - Por otra parte es conveniente procurar bancos de materiales, como grava y arena, lo más próximos posible a la obra.

En tratándose de bombear las aguas de una laguna, se deberá localizar y proyectar la obra de toma previendo evitar en lo posible su azolvamiento debido a los fenómenos que ocurren en estas masas de agua. En lo posible deberá situarse en una área fuera de las corrientes de fondo y fenómenos de oleaje.

#### Partes de la toma

Canal de acceso. - Se construye para comunicar, en forma gradual, la fuente con la toma y también se aprovecha el paso del agua por él para sedimentar materias en suspensión que lleva el agua.

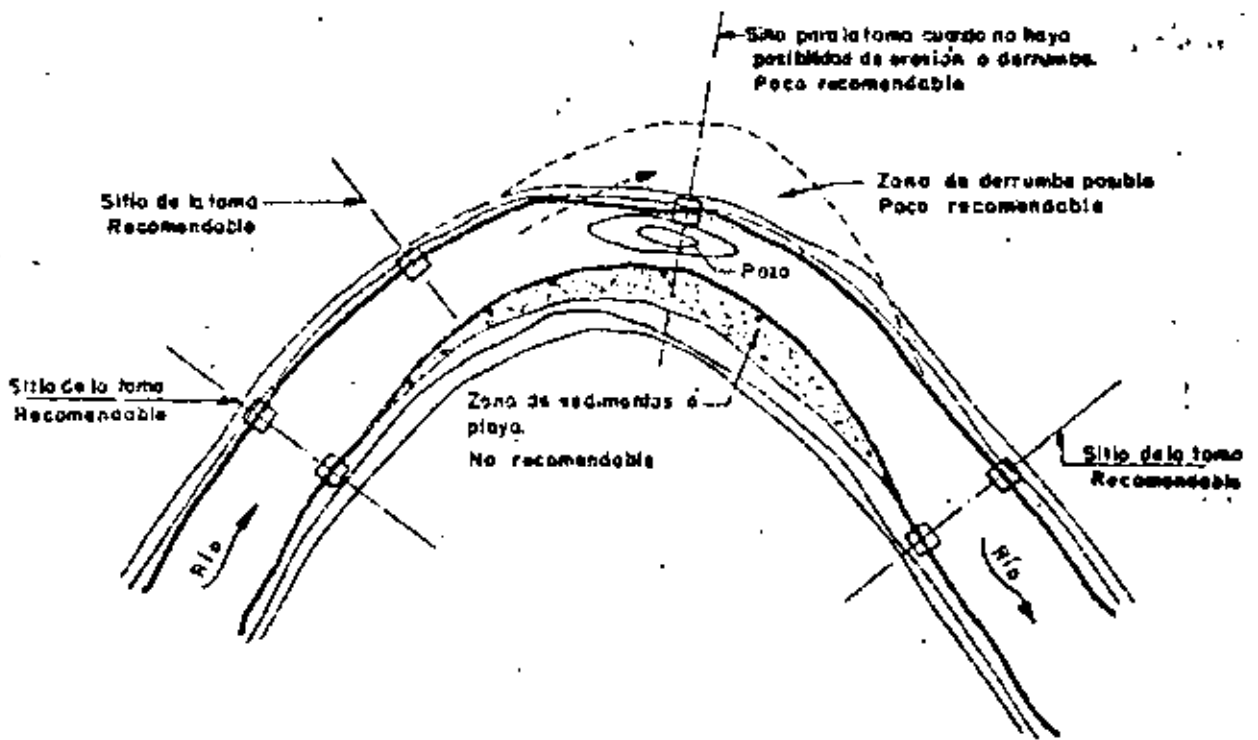


fig. 1.2 localización recomendable de la toma directa en curvas

Las dimensiones que se le asignan están de acuerdo con el gasto y la velocidad que se considere debe dársele al agua para entrar a la toma (de 0.40 a 0.80 m/seg.), además del procedimiento de construcción empleado y la clase de material en donde se aloje. Conviene diseñar la plantilla de este acceso, en contra-pendiente y disminuyendo su ancho hacia la toma hasta tener la dimensión horizontal de la rejilla.

Si es de longitud considerable, conviene que por lo menos en un tramo adjunto a la entrada sea revestido para facilitar su limpieza periódica.

Estructura de entrada. - Constituye la entrada del agua sirviendo de apoyo a las rejillas. Aloja los mecanismos o sistemas de control para el paso del agua, así como lo necesario para facilitar su inspección y limpieza cada vez que lo requiera. En ocasiones cerca de ella se antepone un muro para retener y desviar peces.

En la figura 1.3. se dibujan algunos casos que pueden servir para tener idea de su variabilidad.

Rejillas. - Adquiere formas y tamaños diversos que dependen de la naturaleza de los cuerpos que va a retener, gastos y características del equipo de bombeo, de la manera para apoyarlas, así como de su accesibilidad para lograr su limpieza y restitución.

La rejilla debe ser paralela a la corriente del río, para evitar que quede expuesta a los choques directos con los cuerpos de arraste, lo que trae como consecuencia su deterioro, sobre todo cuando se localiza muy cerca o en el cauce de la fuente. Esto evita también la entrada de azolves.

Adoptar una posición vertical o inclinada para apoyarla en la estructura, es cuestión de considerar dadas las circunstancias del caso, la facilidad para su limpieza, extracción, etc., y alguna conveniencia de limitación de espacio.

Se construyen con perfiles laminados de fierro estructural, empleando generalmente soleras para los barrotes que se sueldan a un marco formado con ángulos o también con soletas.

La separación de los barrotes es muy importante en problemas de bombeo, pues para fijarlas, de antemano se debe conocer aunque sea aproximadamente el tamaño máximo de los cuerpos arrastrados por el agua que pueden pasar por el equipo sin ningún perjuicio. Los fabricantes de bombas proporcionan este dato característico, al que se llama "paso de esfera" que se refiere a la medida mayor de un cuerpo que puede pasar por los impulsores sin inconvenientes. Por lo que la separación entre barras tendrá como valor máximo esa medida, si es que no queda limitada por otro concepto.

Conocidos el gasto de bombeo y el "paso de esfera" se estará en la posibilidad de proporcionar la rejilla.

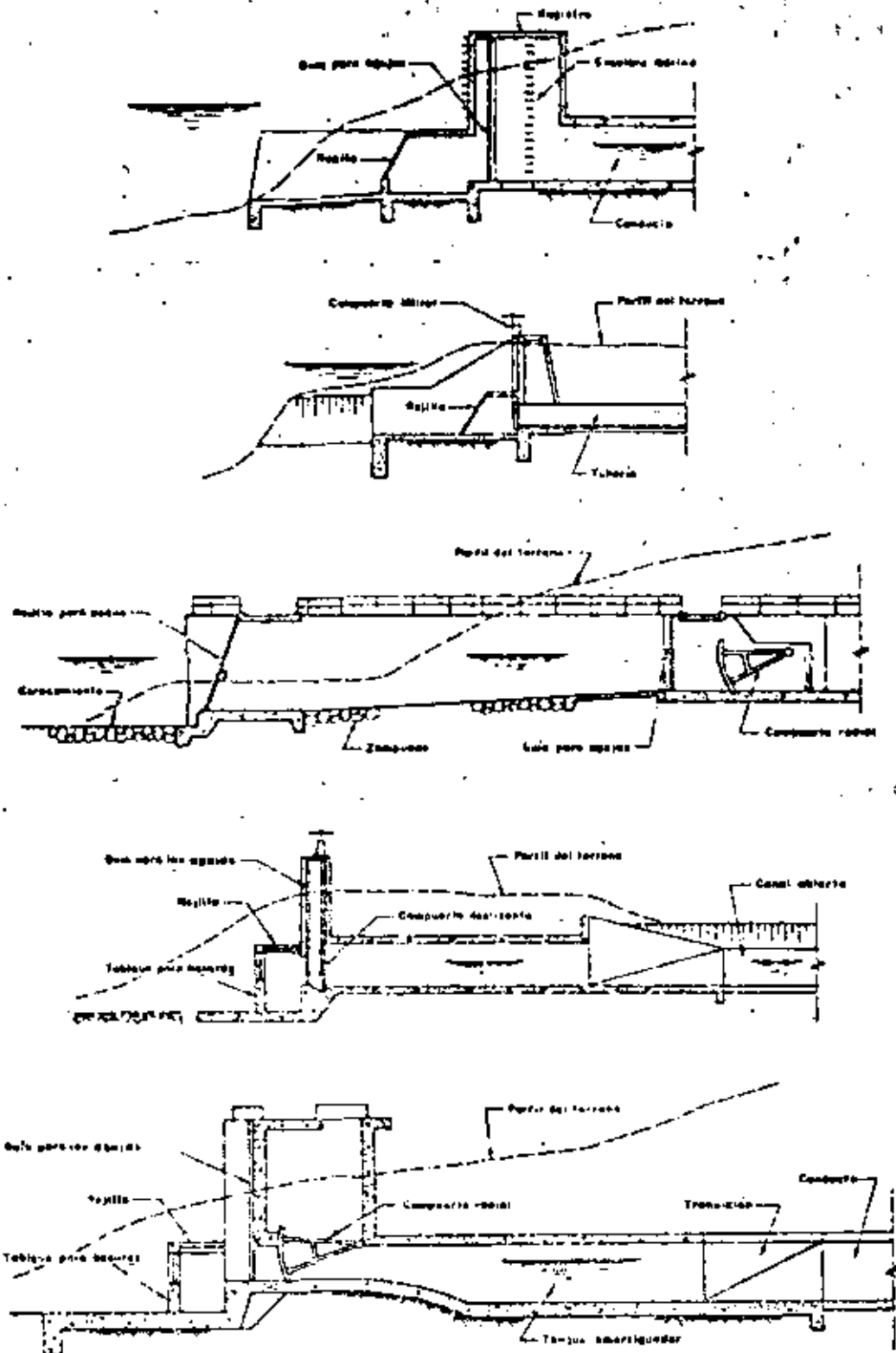


Fig. 4-3.—TOMAS DIRECTAS - Casos típicos

El área neta necesaria se determina con la fórmula hidráulica de la continuidad, que es:

$$Q = A_n V \text{ de donde: } A_n = \frac{Q}{V} ; \text{ en m}^2.$$

Representando:

$A_n$  = área neta en  $\text{m}^2$ .

$Q$  = gasto de bombeo en  $\text{m}^3/\text{seg}$ .

$V$  = velocidad al entrar el agua cuyo valor se fija entre 0.40 y 0.80  $\text{m}/\text{seg}$ .

Al calcular la sección transversal de las soleras estructuralmente, y adoptar su separación correspondiente podrá conocerse el área de la rejilla (área bruta), procediendo a diseñarla de manera que, en lo posible quede constituida por tableros de peso tal que sea fácil de transportar y mover con la fuerza humana.

El cálculo de la rejilla se hace considerando que está totalmente obstruida, y que se rompe con carga máxima exteriormente con un mínimo de 6 m. de agua.

Ocasionalmente, la abundancia de peces origina la necesidad de instalar una rejilla localizada adecuadamente antes de la estructura de entrada y de magnitud independiente al gasto de bombeo. En esta rejilla la separación entre barras es bastante reducida, debiéndose prever la facilidad y necesidad de limpiarla o de sustituirla periódicamente.

Aunque no en nuestro medio, en otros países el problema de peces que se aglomeran en las estructuras ha sido objeto de un estudio cuidadoso y así, se han construido ante las tomas estructuras diseñadas en tal forma que se obliga a los peces a concentrarse en un sitio determinado para después sacarlos y devolverlos al río por medio de una bomba de impulsor sin álabes. En otros casos la solución fue anteponer una red eléctrica para poder alejarlos.

En general este problema se acentúa cuando las tomas se localizan adentro del río, es decir cuando no tienen canal de acceso y para volúmenes de bombeo bastante grandes.

### Controles

El principal problema de control que se tiene en estas estructuras es de clausurar el paso del agua cuando se requiera. Esto se necesita al efectuar la limpieza periódica del conducto y cárcamo o al hacerles alguna reparación.

ción. También es conveniente impedir el flujo cuando las bombas no estén trabajando ya que se evita la acumulación de arenas y lodos en el interior de las estructuras.

Decimos que solamente se necesita ese control que propiamente es el llamado de emergencia, porque el gasto requerido según las necesidades de riego o la variación provocada por las fluctuaciones del nivel del agua en el río se regula con el mismo equipo de bombeo, como se verá más adelante al tratar lo relativo a la selección de las bombas.

Si el problema es de poca magnitud bastará con tener en la estructura de entrada y antes de iniciarse el conducto, un sistema de agujas de madera localizando un acceso para el interior de la galería y del cárcamo en lugar apropiado, de dimensiones suficientes para las maniobras que se requieran. En otros casos las compuertas tipo Miller o deslizantes pueden ser la solución y ocasionalmente una compuerta deslizante o hasta radial puede ser la indicada. El acceso a las agujas o para maniobrar las compuertas, generalmente se hace mediante una torre que sobresale del nivel máximo o por lo menos normal del agua en el río o a otro nivel libre de inundaciones frecuentes.

Concreto

Para llevar el agua de la toma al cárcamo, se emplean las estructuras que se agrupan en:

- Canales abiertos
- Túneles
- Conductos enterrados

Desde el punto de vista hidráulico, es conveniente que cualquier tipo de conducto adoptado funcione como canal y con régimen lento, principalmente para la condición de tener el nivel mínimo del agua en el río y requerir el gasto máximo de bombeo. Esto se hace con el objeto de evitar fuertes velocidades en la descarga, que en este caso es el cárcamo. Más adelante al tratar lo relativo a esta estructura se dirán las condiciones con las que el agua debe entrar a él. Por ahora sólo se comentará el uso de uno u otro tipo de conducto.

Canales abiertos. - Se emplean generalmente para gastos pequeños y en longitudes cortas; además si las condiciones topográficas y geológicas permiten hacerlo, como cuando se localizan a poca profundidad, donde no sean probables los problemas de derrumbes y consecuentemente de su limpieza. Es factible hacer canal abierto cuando el río transporta pocos azolves en épocas de crecientes o cuando estas aguas no pueden entrar libremente por arriba del canal. Por otra parte, puede limitarse su uso debido a problemas de carácter legal por las molestias que ocasiona al estar descubierto.

Se recomienda revestir la sección hidráulica, y en los tramos de mayor profundidad hacer la excavación escalonada, es decir, dejando banquetas, para la mejor estabilidad del tajo y evitar en parte que las basuras y terrenos de la superficie lleguen al fondo.

Estos canales necesitan de un servicio de desazolve constante.

**Túneles.** - Fundamentalmente, si las características geológicas y topográficas del lugar, son favorables para su construcción y la longitud del conducto y gasto de bombeo lo ameriten es casi seguro que convenga un túnel.

Desde el punto de vista estructural, la sección circular es la mejor, pero hidráulicamente - en este caso de circulación libre del agua - es más recomendable otra con base rectangular y coronada con un arco o del tipo herradura. Las dimensiones se eligen considerando el área hidráulica y los requisitos mínimos que exige la práctica de construcción.

Revestir un túnel o no, depende de la bondad del material en donde se practica y de su función. En este caso conviene siempre revestirlo para evitar filtraciones y saturación del terreno adyacente. Sin embargo, cuando se tenga la seguridad de que el nivel del agua en cualquier época no va a llenar el túnel, probablemente convenga revestirlo hasta una altura determinada.

**Conductos enterrados.** - Se recurre a ellos cuando las condiciones del terreno no son las indicadas para perforar un túnel o que el área hidráulica necesaria sea tal, que no se justifique hacer esa construcción. En ocasiones ante la alternativa de emplear un canal abierto lo mejor es decidirse por un conducto enterrado.

Es frecuente determinar el uso de un conducto cerrado, cuando las excavaciones para su construcción son de poca profundidad y que exista el peligro de azolves abundantes. En estos casos se construye a cielo abierto sosteniendo los taludes de un modo provisional durante la construcción o dándole inclinación estable durante el lapso de la obra. Una vez colocado el conducto se rellena en su derredor y en la clave por lo menos lo necesario para su protección. El resto de la excavación, generalmente se deja abierta.

Las secciones usuales son trapeciales, rectangulares o circulares o una combinación de estas dos últimas, fabricándose de concreto o mampostería. También suele emplearse tubería prefabricada de asbesto-cemento o de concreto.

Si al calcular el área hidráulica para el gasto requerido, resulta relativamente pequeña, es conveniente aumentar su sección para facilitar su limpieza de lodos o arenas que con el tiempo pueden tenerse. Por este motivo se recomienda construir pozos de visita a distancias no mayores de 100 m.



Finalmente, ante la posibilidad de emplear indistintamente cualquier tipo de conducto, el factor económico, que no hay que perder de vista, ayudará a tomar la decisión correspondiente.

## 2. - C A R C A M O

El pozo de succión o cárcamo es la estructura vertical en donde descarga el conducto de la toma y se instalan las bombas para elevar el agua al nivel deseado.

Consiste generalmente en un depósito enterrado construido de concreto o mampostería cuyas dimensiones están en función de la magnitud del equipo que se vaya a instalar y del procedimiento empleado en su construcción. Además en su diseño se toma en cuenta la facilidad que se debe tener para su inspección y limpieza periódicas.

### Localización

Para definir su localización se deben considerar las condiciones físicas que ofrece el lugar donde ha de hacerse la instalación, y su situación con respecto a las estructuras de toma y descarga. La combinación de estas circunstancias permitirá elegir el sitio más conveniente.

El cárcamo deberá ubicarse en un lugar estable, sin peligro de derrumbes, lejos de cruces con arroyos y en general en un terreno consistente. La falta de esta última característica se traduce en el aumento del costo de la estructura ya que no es igual excavar en un terreno rocoso que en una arcilla deleznable; se puede aseverar que para una misma profundidad los problemas de ademe serían mayores en el segundo caso.

Es recomendable situarlo en un lugar más alto de la traza que forma el nivel de aguas máximas del río con la ladera del cauce, a una distancia mínima que se obtiene conociendo o estimando el ángulo de reposo del material. Véase Fig. 1.4.

En ocasiones, para la localización pueden influir factores especiales, como el acceso rápido a un camino existente cercano a la línea de conducción, a la facilidad para derivar la energía eléctrica de una línea que pasa en un lugar próximo, etc.

Ordinariamente el sitio de la descarga está más o menos obligado y se elige antes que el del cárcamo, lo mismo que la toma, por lo que para saber la conveniencia de ubicarlo lejos, cerca o junto a una de esas estructuras, es necesario efectuar un estudio comparativo, de carácter económico, considerando las consecuencias de cada alternativa.

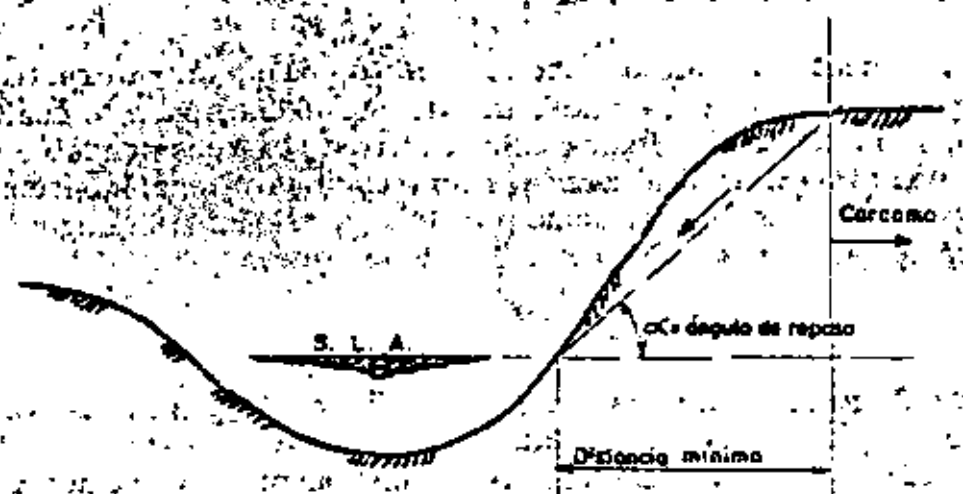


Fig. 1-4—Localización cárcamo.

Ahora bien, siendo la finalidad de dicho estudio la de conocer una conveniencia más para ubicar el cárcamo, pero, que en general, no es determinante para elegir el sitio, el análisis que se hace no es del todo exhaustivo sino más bien aproximado, por lo tanto, con el gasto de bombeo y el perfil de la conducción se puede calcular la magnitud aproximada de los otros elementos -cárcamo, tuberías, etc. - y se estará en la posibilidad de conocer la disposición que convenga emplear.

Un equipo de bombeo cerca de la captación como se indica en la Fig. 1.1C, origina, principalmente, la necesidad de instalar una tubería a presión para llevar el agua hasta el sitio requerido; consecuentemente, se tendrán durante la operación pérdidas de energía por fricción y las debidas a válvulas que será necesario instalar para el control y protección de la tubería de descarga, lo que redundará en la adquisición de un equipo más potente y seguramente con gastos de operación y conservación mayores, que en el caso de tener las bombas junto al tanque de descarga. En el primer caso, en cambio, la longitud del conducto alimentador sería menor, el cárcamo tendría menos profundidad y naturalmente, los volúmenes de excavación en estas estructuras se reducirían. Por otra parte, la longitud de la tubería de succión se acortaría y esto para el caso de bombas horizontales es importante.

En el caso de tener el equipo junto a la descarga es obvio que el cárcamo y conducto crecen, comparativamente con el caso comentado arriba; las tuberías

berfas de descarga prácticamente se eliminan y probablemente ya no sean necesarias las válvulas de retención.

Desde el punto de vista de funcionamiento, cualquier alternativa puede ser buena y sólo depende que lo sea, de un buen diseño, para lo cual deberán considerarse los factores citados. Sin embargo, es recomendable que en lo posible las bombas tengan una descarga inmediata para tener concentrada en un solo lugar su operación y el principio de la distribución del agua; pero esto dependerá de las condiciones generales del proyecto.

#### Diseño:

Siendo el cárcamo el depósito de donde "toman" el agua las bombas, se ha comprobado que de un buen diseño, desde el punto de vista hidráulico, dependen en gran parte las características de funcionamiento deseado y la durabilidad de esas unidades.

El diseño de esa estructura merece especial atención, sobre todo cuando se vayan a instalar centrifugas verticales cuyo cuerpo de impulsores estará sumergido en el agua del cárcamo.

En general, la forma y dimensiones que se le asignan, se determinan principalmente con el tamaño y número de bombas, por lo que para su proporcionamiento definitivo, previamente se deberá elegir el equipo de bombeo. Inicialmente las dimensiones pueden suponerse basándose en el diseño de otros proyectos similares.

La forma adoptada para la planta del cárcamo suele ser rectangular, circular o una combinación de éstas; en ocasiones, se prefiere la circular por las ventajas que ofrece esta geometría para su construcción; por ejemplo, en terrenos blandos, donde es factible hincar anillos de concreto (tipo pozo indio) que a la vez sirven de ademe durante su excavación.

A continuación se transcribe una traducción del inglés, de un artículo obtenido del catálogo Standards of the Hydraulic Institute de los Estados Unidos, relativo al proyecto de cárcamos. Contiene comentarios y recomendaciones al respecto, que se han encontrado mediante algunos estudios con modelos reducidos.

Dada la autoridad de ese Instituto, en esta clase de problemas y a falta de otras fuentes y de nuestras propias experiencias, los lineamientos que señalan en su catálogo son lo que se recomienda consultar para el diseño de estas estructuras.

Dice el Standards of the Hydraulic Institute:

B-63 PLANEACION DE UNA TOMA, (DE AGUA QUE SE VA A BOMBLEAR, N. del T)

La función de un depósito del cual se va a tomar agua, en cualquier parte que esté localizado, ya sea en un canal abierto o en un túnel que tenga un perímetro húmedo a cien por ciento, es para proporcionar en todos los casos, la distribución del flujo del agua hacia la campana de succión; una distribución desigual del flujo caracterizada por fuertes corrientes locales favorece la formación de torbellinos y con bajos valores de sumergencia puede introducir aire en la bomba reduciendo su capacidad y produciendo mucho ruido. Una distribución desigual también puede aumentar o disminuir el consumo de energía; con un cambio total en la uniformidad de la carga se podrán producir remolinos que no aparecen en la superficie y esto puede tener resultados adversos.

Una velocidad desigual en la distribución, conduce a la rotación de porciones de la masa de agua a lo largo de la línea de succión en forma turbulenta que podrá poner en movimiento la línea central.

La distribución desigual del flujo puede ser causada por la geometría del depósito de succión y la manera en que el agua se introduce en el cárcamo.

Calculando un promedio de velocidad bajo, no es una base propia para juzgar la excelencia de la toma. Altas velocidades locales en las corrientes y remolinos, se pueden presentar en las tomas que tengan un promedio bajo de velocidad. Efectivamente, la distribución desigual que representan, ocurre menos en flujos de altas velocidades con bastante turbulencia para oponerse a la formación gradual de un vórtice más y más grande en cualquier región. Se pueden presentar pequeños y numerosos remolinos que no causarán inconvenientes.

Las proporciones satisfactorias del valor de la sumergencia (véase Párrafo B-54) dependen, principalmente, del acceso a la toma y del tamaño de la bomba. Los fabricantes de bombas, generalmente proporcionan información de los problemas específicos, cuando el diseño del cárcamo es en forma preliminar, y si este diseño contiene todos los dibujos necesarios para la instalación que proporcionen las limitaciones físicas del lugar.

Un análisis completo de las estructuras de los depósitos es mejor que esté acompañado con estudios de modelos a escala (véase Párrafo B-65)

Se pueden hacer algunas recomendaciones preliminares para casos en particular y para la operación de una bomba, como las que se mencionan en seguida sujetas a la calificación de las siguientes recomendaciones:

1. - El acondicionamiento ideal del acceso, es un canal recto que llegue directamente hacia la bomba; las curvas y las obstrucciones son perjudiciales desde el momento que causen corrientes y remolinos con tendencia a formar torbellinos. La campana de succión debe de estar localizada cerca de la pared trasera o posterior y no a muy grande distancia de la base o piso del pozo de succión.

2. - El flujo del agua no debe de pasar de una bomba para llegar a la siguiente, siempre que esto se pueda evitar; si las bombas tienen que estar localizadas en la línea del flujo, se deberá construir una celdivilla alrededor de cada bomba o poner paletas móviles bajo la bomba para deflejar el agua hacia arriba. El modelo de un pozo de succión deberá ser probado para verificar estos requisitos.

3. - En lo que sea posible, la trayectoria del flujo deberá ser en forma que reduzca el arrastre alterno de remolinos tras la bomba y obstruir la corriente del flujo.

4. - Figura BF-36 (1.5) ha sido proyectada para mostrar las sugerencias para construir un pozo de succión con las medidas correctas, en vista de que estos valores provienen de promedios obtenidos de diferentes clases y tipos de bombas y se refieren a una línea entera de velocidades específicas; no deberán ser tomados como valores absolutos, sino, únicamente, como guías básicas sujetas a posibles variaciones. (ver página No. 35 )

5. - La dimensión "C" es un valor promedio que puede ser mayor o menor y está sujeto a consultas con el fabricante de la bomba.

6. - La dimensión "B" se ha sugerido como máxima que puede depender en cierta forma de la campana de succión y del diámetro de la válvula de succión propuestos por el Constructor; la orilla de la campana debe de estar lo más cercana posible a la pared trasera del depósito o cárcamo; algunas veces la posición de la campana de succión está sujeta al espacio que requiere el motor en el piso superior, si esto aumenta la dimensión "B", excesivamente, deberá instalarse un muro falso.

7. - Dimensión "S" es la mínima para el ancho del depósito para la instalación de una sola bomba, esta dimensión puede ser aumentada pero si se hace menor deberá consultarse con el fabricante para saber si es la adecuada.

8. - La dimensión "H" es el valor mínimo y está basada en el nivel normal del agua en la campana de succión de la bomba, tomando en consideración las pérdidas por fricción a través de la pichancha, rejilla y acceso a la toma; esta dimensión puede ser considerablemente menor, momentáneamente, o con poca frecuencia, sin que por eso se produzca un grave daño para la bomba. Sin embargo, deberá recordarse que esta situación no representa la sumergencia. La sumergencia se ha estimado por medio de la dimensión "H" menos "C" esto representa la altura física del nivel del agua arriba de la entrada de la campana de succión.

La sumergencia efectiva de la bomba es un poco menor que ésta desde el momento de que la abertura del impulsor está a cierta distancia arriba de la entrada de la campana de succión, posiblemente de 3 a 4 pies. Para el propósito de proyectar un buen diseño para el depósito, en relación con el proyecto, se sobreentiende que la bomba ha sido seleccionada de acuerdo con las indica-

ciones especificadas, Figuras: BF-32, BI-33, BF-34 y BF-35 (no se presentan estas figuras: N. del T); la sumersión referida es con el objeto de obtener una corriente continua y evitar la formación de remolinos.

9. - Dimensiones "Y" y "A" son las recomendadas como valores mínimos; estas dimensiones pueden ser tan grandes como se desee, pero deberán estar limitadas a las restricciones indicadas en la curva. Si el diseño no incluye la rejilla, se puede considerar la dimensión "A" más grande, las dimensiones de anchura y de altura de la rejilla no deberán ser, substancialmente, menores que "S" y "H", respectivamente.

10. - Si la velocidad de la corriente principal, es mayor que 2 pies -- por segundo, será necesario construir en línea recta, separadores en el canal de acceso, aumentar la dimensión "A", hacer un ensayo con un modelo de la instalación o idear una combinación de estos factores.

11. - Todas las dimensiones que se muestran en la Figura BF-36 (1.5) están basadas en la capacidad de la bomba de acuerdo con la carga. Cualquier aumento en la capacidad arriba de éstos deben ser momentáneos o por tiempo muy limitado. Si las operaciones con una capacidad aumentada se practica durante períodos considerablemente largos de tiempo, se deberá usar la capacidad máxima para obtener las dimensiones efectivas del diseño del cárcamo.

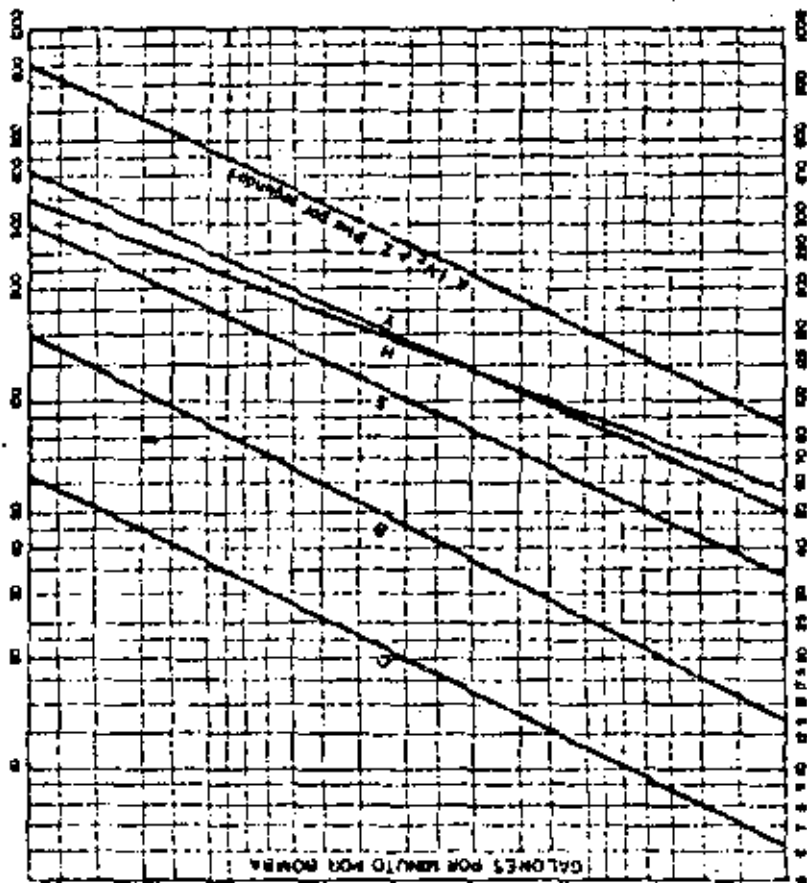
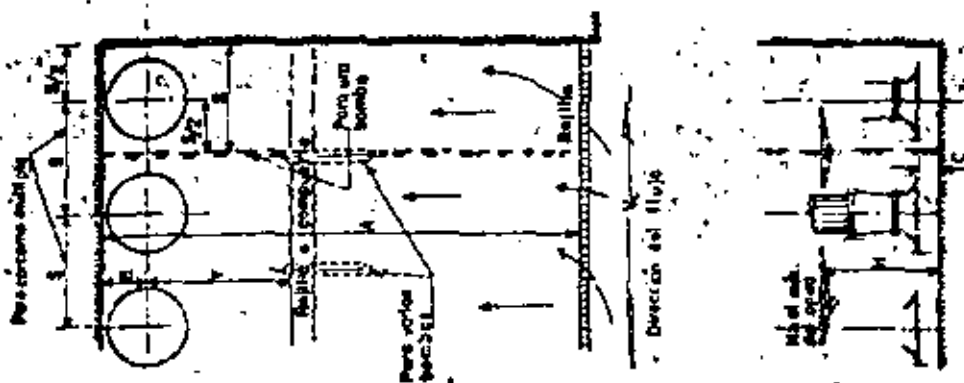
Todas las condiciones anteriores también son aplicables cuando se trata de instalaciones múltiples de bombas, en las cuales "S" viene a ser el ancho para una celda individual de una bomba o sea la distancia de centro entre dos bombas, si no se usan muros de división.

Las dimensiones recomendadas en la Figura BF-36 (1.5) también son aplicables como se dice arriba, pero deberán agregarse las siguientes determinaciones:

Figura BF-37 (a) - (1.6) - Para el diseño del cárcamo se recomienda en primer lugar, que el agua llegue simultáneamente a todas las bombas con baja velocidad y con flujo recto y uniforme. Las velocidades cerca de la bomba deberán ser alrededor de un pie por segundo. No se recomiendan cambios bruscos en el tamaño del tubo de succión, en el cárcamo y en el tubo de alimentación.

Figura BF-37 (b) - (1.6) - Un número de bombas determinado trabajando en el mismo cárcamo, operará mejor sin muros divisorios a menos que todas las bombas estén en operación al mismo tiempo, en cuyo caso el uso de muros de separación no es perjudicial. Si se usan paredes de separación con fines estructurales y las bombas van a operar intermitentemente, déjese un espacio atrás de cada pared, partiendo del piso del cárcamo por lo menos - hasta la altura del nivel del agua. Si es necesario usar estas paredes aumentese la dimensión (S) por medio de la anchura de la pared para corregir el es-

# ESTANDAR DEL INSTITUTO DE HIDRAULICA DIMENSIONES DEL CARCAMO CON RELACION AL FLUJO



DIMENSIONES RECOMENDADAS EN PULSADAS

Véanse notas explicativas en el lado del artículo sobre B-83. Dimensiones aplicadas en aguas limpias. Para líquidos que contienen sedimentos, póngase especificaciones al comprador.

pacio en la línea central; ya sea que las terminales de los separadores sean en forma redonda u ojival, no se recomienda la localización de cierto número de bombas alrededor del borde del cárcamo con o sin paredes divisorias.

Figura BF-37 (c) - (1.6) - Cualquier cambio brusco que se haga en la dimensión del tubo de succión o del canal de acceso a la bomba, no es recomendable.

Un tubo, relativamente pequeño para alimentar una bomba de gran tamaño dentro del cárcamo, deberá acoplarse usando una sección cónica de diámetro gradualmente menor a mayor. El ángulo deberá ser lo más grande posible de preferencia no menos de 45 grados; con este arreglo, las velocidades deberán ser menores de un pie por segundo, que es lo deseable. Especialmente no se recomienda nunca conectar un tubo pequeño directamente a un cárcamo grande cuando las bombas queden muy cerca de la toma; en este caso, el flujo tendrá un gran cambio de dirección para llegar a la mayoría de las bombas. Centrando las bombas en el cárcamo produce grandes áreas de turbulencia atrás de las bombas con el resultado perjudicial en la operación de las mismas.

Figura BF-37 (d) - (1.6) - Si se puede mantener la velocidad dentro del cárcamo bastante baja (menos de 1 pie por segundo), un cambio brusco entre el tubo de entrada y el cárcamo se puede arreglar si su longitud es igual o excede a los valores que se muestran. Queda asentado que cuando la relación W/P aumenta, la velocidad de la toma en "P" aumentará hasta un máximo permisible de 8 pies por segundo, en W/P igual a 10.

No es recomendable la instalación de las bombas en línea, a menos de que la relación entre cárcamo y bomba sea bastante grande y las bombas estén separadas por un margen longitudinal amplio; un cárcamo construido empleando en su diseño las presentes recomendaciones, generalmente resulta de menor costo.

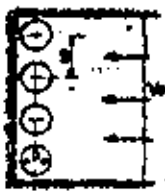
Figura BF-37 (e) - (1.6) - Muchas veces es de desearse la instalación de bombas en túneles o en líneas de tuberías. Un tubo protector o una lumbre-  
ra para alojar la bomba provista de un tubo de succión con entrada en "L" orientado hacia la corriente, será satisfactorio en aquellos flujos hasta de 8 pies por segundo; cuando no se instala la entrada en forma de "L", la campana de la bomba deberá ser localizada por lo menos el doble de dos diámetros verticales arriba de la parte superior del túnel y no suspendida dentro del flujo del túnel, especialmente en aquellos casos en que las velocidades en el túnel sean de 2 pies por segundo o mayores.

No deberán existir corrientes de aire a lo largo de la parte superior del túnel. En este caso será necesario ahondar la excavación o conservar el nivel del agua a su mínimo cuando se trate de un pozo vertical.

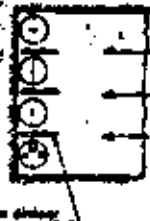


ESTANDAR DEL INSTITUTO DE HIDRAULICA  
 CARCAMO PARA VARIAS BOMBAS

RECOMENDADO



$V_p \le 1$  pie por segundo o menos  
 $D = 1 \frac{1}{2} \times 20$



Aumentar el espesor del muro dentro la distancia entre los de la curva  
 Extremidades de las mallas ejiales y circulares  
 Entre la pared y el muro debe haber un espacio de  $\frac{1}{8}$  como mínimo

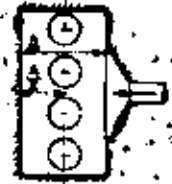
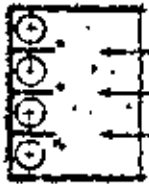


al menos 45°  
 o preferible 70°

NO RECOMENDADO



Alimentación  
 $V_p \ge 2$  pies por segundo o más  
 Si D es mayor de 8

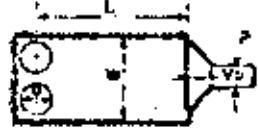


(a)

(b)

(c)

RECOMENDADO

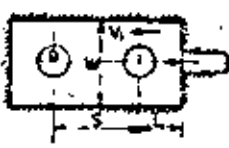


W	1 1/2	1 5/8	2	2 1/2	3	4	5
L	10	12	15	20	25	30	40
Vp	1	2	4	6	8		



Las desordenadas, rejas y pichanetas deben colocarse perpendicularmente a la entrada del conal y al principio de la sección más estrecha

NO RECOMENDADO A MENOS QUE:



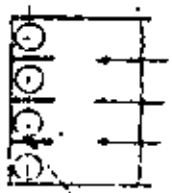
W = 5 diámetros o más  
 $V_p \ge 0.2$  pies/seg o menos  
 L = Igual que el cubo anterior  
 S mayor que 40



(a)

(c)

RECOMENDADO ALTERNADO CON (b)



Abre huecos en el separador

(c)

Fig. BF-37 (1-6)

Figura BF-37 (f) - (1.6) - Una alternativa para (b) es establecer respiraderos en las paredes laterales, partiendo del centro al punto más bajo del nivel mínimo del agua; esto permitirá desalojar el flujo de las cámaras donde no existe el bombeo.

B-64

### CORRECCION DE LOS CARCAMOS EXISTENTES.

Se ha establecido definitivamente que la turbulencia en los cárcamos para la succión de bombas es perjudicial para las bombas, para la toma y para las estructuras. También es una verdad, que es de una magnitud pequeña la fuerza que puede desarrollar u originar un remolino. Mientras se puedan evitar estos fenómenos en el nuevo diseño de estructuras ya existentes y en las cuales los problemas son ya aparentes o cuando se necesita hacer una ampliación del cárcamo, es necesario aplicar medidas de corrección. La revisión de las diversas medidas para corregir en particular los problemas de los cárcamos, se muestra en la Figura BF-38 - (1.7). En muchos casos las modificaciones que se hacen en el campo son muy caras y no garantizan el éxito y se recomienda que el modelo de cárcamo debe ser probado hasta el punto de que se tenga la seguridad de su funcionamiento efectivo para hacer los cambios aprobados.

Figura BF-38 (a) - (1.7) - Reducción de la velocidad de entrada des-parramado el flujo en un área de gran tamaño o cambiar la dirección y la velocidad de entrada por medio de regularizadores.

1. - Levantar el piso en forma de que se extienda arriba del nivel mínimo del flujo.

2. - Suspendiendo y extendiendo alternativamente cerca del piso y cerca del nivel mínimo del flujo.

Figura BF-38 (b) - (1.7) - Cambiar la localización de las bombas en relación con la toma.

Figura BF-38 (c) - (1.7) - Cambiar la dirección del flujo agregando se-paradores en el piso y en la pared posterior del depósito, bajo el eje central de la bomba.

1. - Paralelos al flujo de entrada.

2. - Ajustarlos a la campana de la bomba si el piso es inaccesible.

Figura BF-38 (d) - (1.7) - Proveer interruptores para "detener el flujo" en caso de cárcamos de bombas múltiple y separados por paredes que tengan terminales en forma redonda u ojival.

Figura BF-38 (e) - (1.7) - Eliminar las paredes de separación.

ESTANDAR DEL INSTITUTO DE HIDRAULICA  
CORRECCION A CARCAMOS EXISTENTES

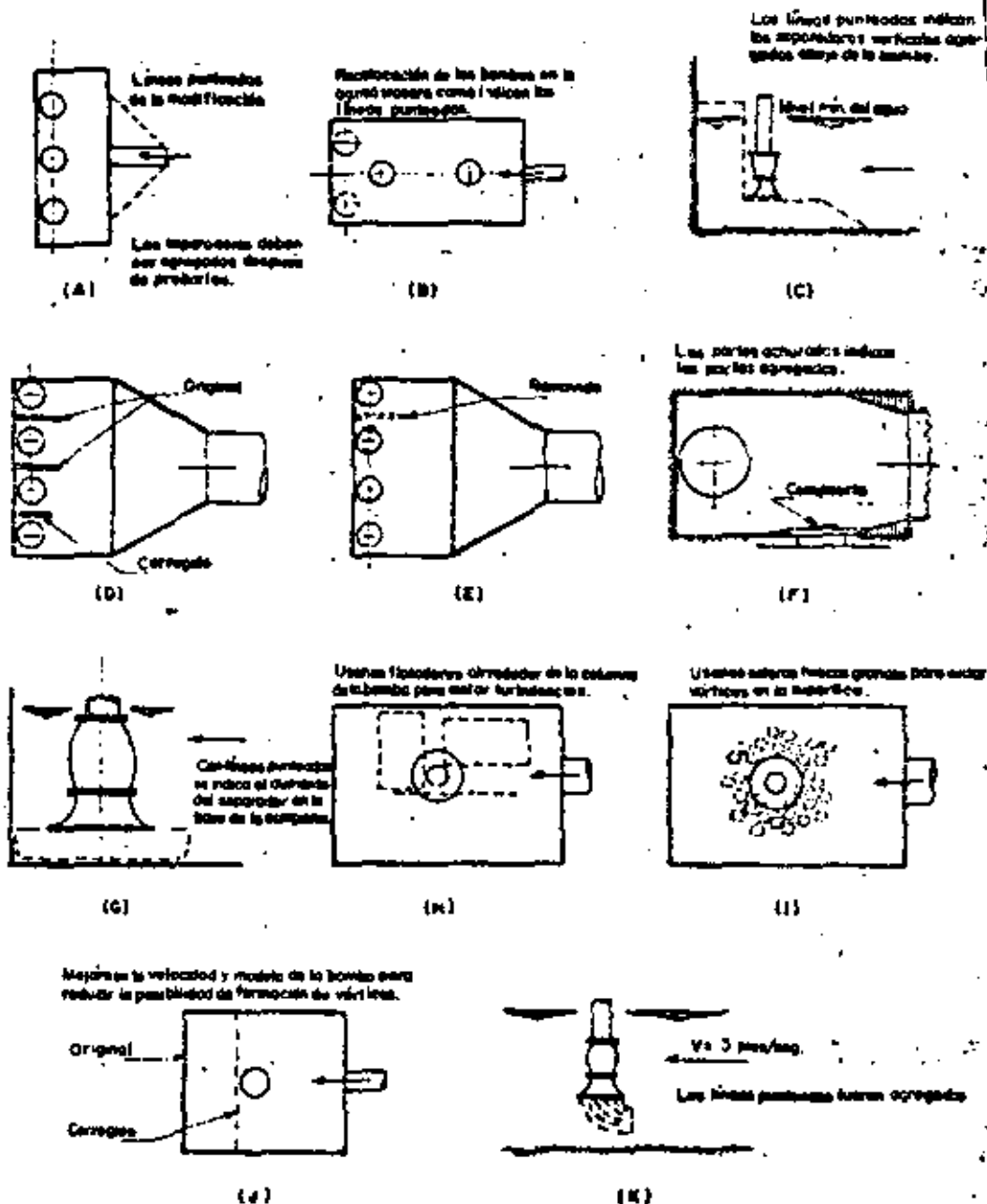


Figura BF-38 (f) - (1.7) - Eliminar los cortes rectos en las esquinas amortiguándolas en las compuertas, rejillas, etc., haciendo relieves para obtener contornos suaves.

Figura BF-38 (g) - (1.7) - Reducir la velocidad del flujo y eliminar las turbulencias, añadiendo a la campana de succión una placa de extensión y un separador.

Figura BF-38 (h) - (1.7) - Colocar tarimas reticulares de madera alrededor de la columna de la bomba para impedir los remolinos superficiales.

Figura BF-38 (i) - (1.7) - Usar esferas grandes para impedir los remolinos superficiales.

Figura BF-38 (j) - (1.7) - Mejorar la velocidad del modelo de la bomba para reducir la posibilidad de la formación de remolinos.

Figura BF-38 (k) - (1.7) - Cambiar la dirección de la entrada del flujo gradualmente por medio de paletas curvas paralelas.

En general:

1. - Conservar el flujo de entrada abajo de 2 pies por segundo.
2. - Conservar el flujo en el cárcamo abajo de 1 pie por segundo.
3. - Evitar el cambio de dirección del flujo de la toma a la bomba.
4. - Cambiar la dirección, gradualmente, en forma suave e independiente.

Cualquiera de estas alteraciones, ya sean individualmente o en combinación, ayudarán a crear un flujo mejor en el cárcamo; si persisten las molestias será necesario limitar el flujo total o cambiar tanto las velocidades como el tamaño de la bomba.

B-65

## PRUEBA CON LOS MODELOS DE ENTRADA

Muy a menudo, el análisis de los diseños propuestos sólo se puede obtener haciendo pruebas con modelos a escala de la toma. Los ingenieros responsables para el diseño de una estación de bombas, deben consultar con el fabricante de la misma para establecer uno o más arreglos de la entrada. Las pruebas para un modelo de cárcamo deberán ser, en este caso, dirigidas por la Universidad o por el fabricante de la bomba. Las pruebas del modelo de cárcamo pueden mostrar modificaciones en la estructura o en el arreglo de los amortiguadores cuando sea necesario y algunas veces las pruebas de modelos de cárcamo muestran lo considerable de la economía que se puede hacer en el diseño de la estructura de la entrada. El modelo deberá ser bastante extenso para incluir todas las partes del canal que puedan afectar el flujo cerca de la bomba, incluyendo rejillas y compuertas.

Pueden producirse diferencias entre el modelo y el prototipo, en vista de que todas las consideraciones de similitud no pueden producirse simultáneamente; por consiguiente el rango de niveles y velocidades debe de ser estudiado hasta reducir, en lo posible, cualquier acontecimiento desfavorable o indeseable que parezca, a la simple vista, insipiente en condiciones matemáticas análogas.

El flujo comparable en el modelo que se considera, puede ser obtenido por medio de los números de Froude, sobre esta base:

$$V_m = V_p \sqrt{R}$$

En donde:

$V_m$  = Es la velocidad del agua en el modelo.

$V_p$  = Es la velocidad del agua en el prototipo.

$R$  = Es la relación lineal entre el modelo y el prototipo, ó

$$\frac{L_m}{L_p}$$

entonces:

$L_m$  = Es cualquier dimensión lineal en el modelo.

$L_p$  = Es la dimensión en el prototipo que corresponde a cualquier dimensión  $L_m$  en el modelo.

Varios investigadores han encontrado una gran aproximación entre el modelo y el prototipo cuando las velocidades son iguales y cuando estas velocidades están de acuerdo con el número de Froude; por de pronto establece, y con artículo de precaución, que toda la gama de velocidades deberá ser estudiada en el modelo de prueba.

(Hasta aquí el artículo del Estándar de Hidráulica, No del T.)

Accesorios:

**Plataforma.** - Se localiza en la corona del cárcamo y es en ella en donde se instala el equipo de bombeo.

Consiste en una losa de concreto armado con vanos; unos para dejar pasar las columnas de succión y otros para poder tener acceso a las escaleras que se tienen en el interior, y ventilar el depósito. En estos últimos se colocan rejillas metálicas móviles que pueden formarse con fierros "Te"

soldados a un marco de fierro ángulo. Las aberturas entre "tes" no deberá ser mayor de 5 cm. colocando el patín arriba para comodidad del piso y mejor trabajo estructural.

En ocasiones, toda la plataforma es metálica empleando en su estructura perfiles laminados de Fe. estructural que pueden servir a la vez para soportar directamente las bases de las bombas. En este caso las dimensiones de las rejillas quedan supeditadas a la separación de las vigas, recomendándose que tengan cierta uniformidad y facilidad para moverlas.

En su cálculo estructural se considera, además de las cargas muertas, el peso del equipo de bombeo incrementado en un 20%, para absorber en esta forma el impacto que se origina al trabajar y, pensando en las manobras que se hacen sobre de ella la carga viva, puede adoptarse de 750 Kg/m<sup>2</sup> ó la correspondiente a una bodega de maquinaria pesada especificada por el reglamento de construcciones.

Escaleras. - Se instalan en el interior, para poder llegar al fondo desde la plataforma, con el objeto de inspeccionar, limpiar o hacer alguna reparación sencilla a los elementos de succión: también pueden servir para llegar al conducto de la toma.

Suelen emplearse del tipo marino formadas con varilla lisa de 2.54 cm. de diámetro (1") fijadas a las paredes y con descansos de losa de concreto armado a cada 3.50 m. aproximadamente. Se recomienda rodearla de una malla de alambre u otro material conveniente para formar así, una especie de cilindro en toda su longitud y dar confianza y mayor protección al que la use.

Fondo. - Aun cuando lo recomendable es evitar que al cárcamo llegue con el agua demasiada materia en suspensión, lo cual se procura desde la localización de la toma y a lo largo del conducto, en la práctica, casi siempre se tienen depósitos de lodos y arenas en el fondo, debido a que se acumulan principalmente, cuando no está operando el equipo; pudiendo llegar hasta atascar las bombas, en casos extremos; para no dar lugar a ello o como una medida más para la protección de las unidades lo más fácil sería dejar un cierto espacio entre el fondo del cárcamo y la parte inferior del colador o la caja de impulsores. Sin embargo, este espacio generalmente es corto y debe limitarse para el buen funcionamiento del equipo, de acuerdo con las recomendaciones del "Standards of Hydraulic", por lo tanto se debe buscar otra solución, por ejemplo: construir el fondo del cárcamo en dos niveles considerando el superior para efectos de fijar la altura "C" recomendada. La diferencia entre estos dos niveles puede ser de más o menos 1.20 m. Fig. 1.8 Otra forma sería dividir por medio de un muro la sección del cárcamo, de tal manera que se tenga un compartimiento antes del espacio que ocupan las columnas de succión. Estas medidas, también facilitarían la limpieza que será necesaria aun de vez en cuando.

Ocasionalmente lo anterior puede no ser necesario, por ejemplo en aguas limpias de manantial, y solamente se tendrá el espacio debido a la altura "C".

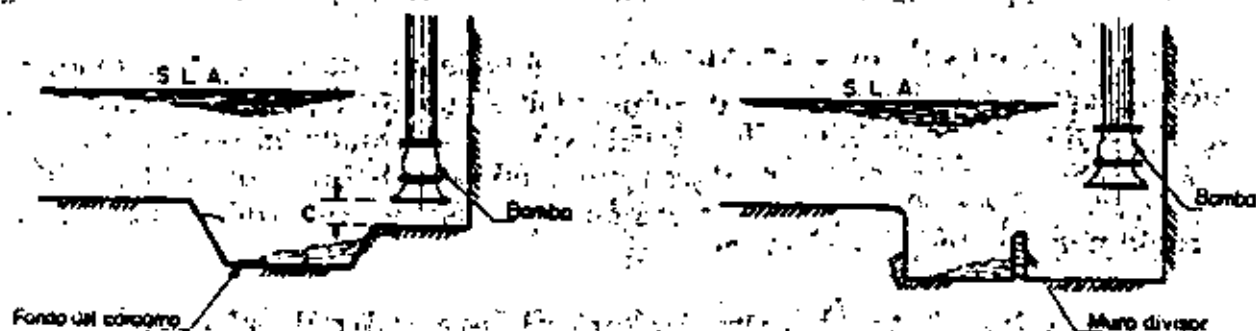


Fig. 18. - Fondo del cárcamo.

#### Cálculo estructural.

Es una estructura cerrada, sometida principalmente a cargas exteriores, debidas al empuje de tierras. Su condición de trabajo más desfavorable es cuando está vacío.

Si se construye de concreto armado, puede tratarse como un marco rígido analizando secciones horizontales de un metro de altura a diferentes elevaciones tomando en cuenta la variación del empuje de acuerdo con la clase de material y altura considerada. En este caso, por facilidad de construcción los espesores de las paredes se dejan constantes y se varía el armado de refuerzo.

Cuando se emplea mampostería el análisis será semejante, sólo que la estructura deberá quedar sujeta a esfuerzos de compresión únicamente.

Verticalmente trabaja como una columna hueca. Generalmente ya no es necesario analizarlo así, después de hacer el cálculo de secciones horizontales, porque las cargas verticales son pequeñas comparadas con el empuje de tierras.

Algunas veces, cuando el terreno es consistente solamente es necesario un revestimiento a la excavación procurando que sea impermeable. Ocasionalmente el pozo de succión puede labrarse en roca, si se tiene este material, aguas más o menos claras, en proyectos pequeños.

## Elevación del fondo:

Para fijar la elevación del fondo en el cárcamo es necesario conocer algunos datos que corresponden a cada bomba y que son proporcionados por los fabricantes.

En la Fig. 1.9 se tiene esquemáticamente un caso, que puede tomarse como general y representa una centrífuga vertical. Las acotaciones indican:

- $d_c$  es el tirante crítico en la descarga al cárcamo, determinado para las condiciones críticas de bombeo, y suponiendo una entrada libre. Cuando existan compuertas en la entrada, habrá que determinar el nivel del agua dentro del cárcamo considerando el tirante antes de la compuerta y las pérdidas por entrada.
- C' Altura vertical del espacio entre el fondo y la campana de succión.
- Elev. T : Elevación de la plantilla al final del conducto.
- Elev. F Elevación del Fondo.
- Elev. R Elevación del nivel mínimo del agua en el cárcamo.

## Características de Fabricación de la Bomba.

- K Sumergencia mínima, requerida por la bomba (véase pag. 106)
- N Altura que ocupa un paso de impulsores.
- P Altura de la campana de succión.
- M Espacio vertical, ocupado por la bomba, incluyendo todos los pasos y el de la campana de succión.
- Z Altura entre el nivel mínimo del agua en el cárcamo y la brida de la campana de succión.

Es claro, que la elevación del fondo se determinará como sigue:

$$\text{Elev. F} = \text{Elev. T} + d_c - (Z + P + c)$$

$$Z = K + N$$

Se recomienda no considerar el mínimo valor de Z, sino un poco mayor y para ello se aumenta K, ya que N es fijo para un caso dado.



... ..

... ..

... ..

... ..

... ..

... ..

... ..

... ..

... ..

... ..

... ..

... ..

... ..

darase el caso de que, de acuerdo con el estudio agrológico e hidrológico, se necesita el gasto máximo en una época en que dicho nivel no es precisamente el mínimo; esto dependerá del calendario de riego.

En cualquier caso, el cálculo hidráulico es análogo al que se expone a continuación, para lo cual servirá la figura 1.10

Se propone una sección hidráulica para el conducto que alimentará al cárcamo y se calcula el tirante crítico empleando la fórmula que define un régimen crítico, es decir:

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{A^3}{T} \quad \text{Fórmula general.} \quad d_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{B^2 g}} \quad \text{Para sección rectangular.}$$

En estas fórmulas:

Q = Gasto en m<sup>3</sup>/seg.

g = Aceleración de la gravedad 9.81 m/seg/seg.

A = Area hidráulica en m<sup>2</sup>.

T = Ancho, normal al flujo, de la superficie del agua en m.

B = Ancho de la plantilla de la sección en m.

d<sub>c</sub> = Tirante crítico en m.

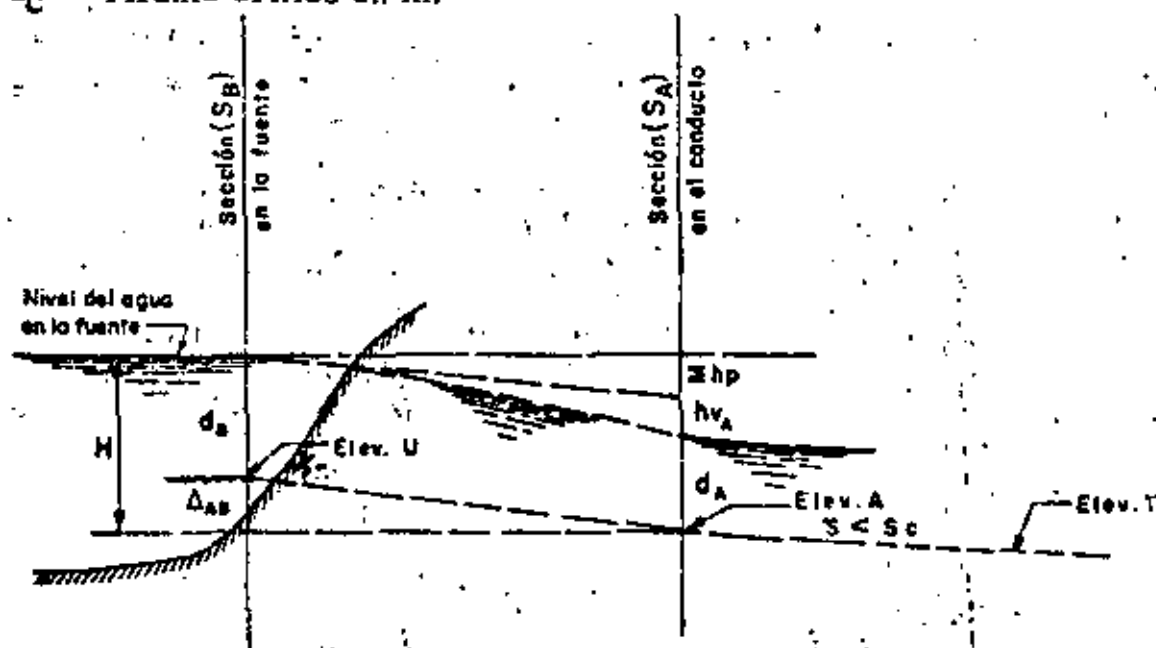


FIG. 1.10. - Hidráulica de la toma

Conocido este tirante, se puede calcular la pendiente crítica con la fórmula general de la velocidad de Chezy; empleando para  $c$  el coeficiente de Manning, Kutter, Bazin o de cualquier otro investigador. Generalmente se emplea Manning.

$$v = c \sqrt{rs} \quad \text{Chezy.}$$

$$c = \frac{1}{n} r^{1/6} \quad \text{Manning.}$$

$$v = \frac{1}{n} r^{2/3} S^{1/2} ; \quad S_c = \left( \frac{v_c \cdot n}{r_c^{2/3}} \right)^2 \quad \text{Pendiente crítica.}$$

$S_c$  = Pendiente crítica.  $v_c$  = Velocidad crítica en m/seg.

$n$  = Coeficiente de rugosidad.  $r_c$  = Radio hidráulico crítico en m.

A continuación, se elige, para el conducto, una pendiente menor que la crítica para tener un régimen de escurrimiento tranquilo; calculándose el tirante normal y la velocidad correspondiente.

$$\frac{Qn}{S^{1/2}} = A_r^{2/3}, \quad \text{Para calcular el tirante normal.}$$

$$S < S_c \quad \text{y,} \quad v = \frac{Q}{A} \quad \text{velocidad en m/seg.}$$

Se recomienda que esta velocidad tenga un valor alrededor de 1.00 m/seg. y 1.50 m/seg. para no tener problemas de velocidades altas en la entrada al cárcamo.

Si con la sección y pendiente propuestas, no se consigue lo anterior, se hacen otros tanteos hasta lograrlo, ya sea variando las características geométricas de la sección, la pendiente o ambos elementos.

Teniendo la sección definitiva del conducto y el tirante normal, se plantea el teorema de Bernoulli entre una sección del conducto y otra antes de la toma, con el objeto de determinar la carga hidráulica para que se verifique el escurrimiento del gasto  $Q$ .

Por lo tanto se tendrá (véase Fig. 1.10)

$$d_A + h_{vA} + \sum h_p = \Delta_{A-B} + d_B + h_{vB} \quad (a)$$

y si se considera que  $v_B = 0$  y  $h_{v_B} = 0$  (velocidad en la fuente).

$$d_A + h_{v_A} + \sum h_p = \Delta_{A-B} + d_B \quad (a')$$

Si convencionalmente aceptamos que:

$d_A$  = Tirante normal en la sección "A"

$h_{v_A}$  = Carga de velocidad en sección "A"

$\Delta_{A-B}$  = Desenivel entre las dos secciones.

$d_B$  = Tirante en la sección "B"

$h_{v_B}$  = Carga de velocidad en la sección "B".

$\sum h_p$  = Suma de pérdidas de energía entre las dos secciones.

Las pérdidas de carga en general serán:

$h_r$  ; por rejillas.

$h_e$  ; por entrada al conducto.

$h_f$  ; por fricción entre las dos secciones.

$h_t$  ; por transición entre las dos secciones.

$h_x$  ; por pérdidas por otros conceptos.

$$\text{Si: } \Delta_{A-B} + d_B = H$$

De acuerdo con la (a') se tendrá:

$$d_A + h_{v_A} + \sum h_p = H$$

Que es la carga necesaria para que escurra el gasto  $Q$  con el tirante

$d_A$

Elevación umbral de la toma.

Llamémosle elevación  $U$ , por lo tanto:

$$\text{Elev. U} = \text{Elev. N. A. Min. Río} - d_B$$

Como observación se dirá que la magnitud vertical del área expuesta de la rejilla deberá ser igual o menor que el tirante en el río  $d_B$ , aun cuando por otras conveniencias la magnitud vertical de la rejilla se deje mayor.

Elevación del conducto.

Si se llama elevación A a la elevación de la plantilla inicial del conducto se tiene que:

$$\text{Elev. A} = \text{Elev. N. A. Min. Río} - d_B - \Delta_{A-B}$$

Elevación final del conducto

Si la pendiente (s) es constante, la elevación T valdrá al final de la longitud L del conducto.

$$\text{Elev. T} = \text{Elev. A} - sL$$

Nivel mínimo del agua en el cárcamo

Generalmente, antes de descargar el conducto se construye la plantilla horizontal y en ocasiones es requerida una ampliación a la entrada al cárcamo. Se calculará el tirante crítico correspondiente a la última sección y la elevación del nivel de aguas mínimas será:

$$\text{Elev. N. A. Min. Cárcamo} = \text{Elev. R} = \text{Elev. T} + d_c$$

y para el caso de tener compuertas:

$$\text{Elev. R} = \text{Elev. T} + d_n - \sum h_p$$

siendo  $d_n$  el tirante normal en el conducto y  $\sum h_p$  las pérdidas por entrada.

Funcionamiento de la toma.

Si el nivel del agua en el río aumenta con relación al nivel considerado en el cálculo de la toma, el tirante en el conducto es mayor y consecuentemente el gasto que llega al cárcamo; pero el equipo solamente elevará una cantidad de agua de acuerdo con su capacidad.

Cuando el nivel del agua en el cárcamo sea superior a la clave del conducto, el funcionamiento que se tendrá será de vasos comunicantes y se puede considerar que el nivel del agua en la fuente es el mismo que el que existiría en el cárcamo.

### 3. EQUIPO DE BOMBEO

Lo constituyen todas las unidades (bomba y motor) de bombeo instaladas para proporcionar el gasto requerido, así como los accesorios de control y protección (válvulas) antes de iniciarse la descarga común y los dispositivos de arranque y parada.

En el capítulo III se expone un ejemplo para determinar las características de las unidades de bombeo.

### 4. DESCARGA

Puede decirse que la descarga de una planta de bombeo comprende todos los elementos e instalaciones que se requieren para conducir el agua, desde la salida de la bomba hasta donde se inicia su distribución.

De acuerdo con lo anterior, en la descarga de la planta se distinguen básicamente los siguientes elementos: tubería de descarga y tanque de descarga.

#### Tanque de Descarga

Dependiendo de la magnitud del proyecto podrá ser o no necesario un tanque de descarga propiamente dicho, pues en ocasiones para gastos pequeños, la bomba puede descargar directamente al canal de riego en un tramo que desde luego deberá estar revestido.

Ordinariamente este tanque se construye sobre la superficie, de sección rectangular, pero puede presentarse la necesidad de sobreelevarlo con relación al terreno, es decir, construir un tanque elevado con el fin de proporcionar en la zona de riego las presiones requeridas: por ejemplo, tratándose de un riego por aspersión. Este último se hace, cuando por circunstancias del proyecto no convenga conectar la tubería de descarga directamente con la red de distribución, proporcionando con el mismo equipo de bombeo las presiones deseadas, que es lo que generalmente se acostumbra.

#### Localización del Tanque

En general, cuando se trata de proporcionar el riego mediante conductos funcionados por gravedad, la localización del tanque de descarga, en cierto modo, esta condicionada principalmente: a la topografía de la zona de riego, a la extensión de la misma y a la ubicación del equipo de bombeo. Es decir, topográficamente se buscará situarlo a una elevación suficiente para dominar todos los terrenos, procurando que en lo posible, los canales principales de --

riego que se inicien en este sitio sean cortos y buscando además, una extensión proporcional y equilibrada de las áreas de riego dominadas por cada uno de ellos. Respecto a la ubicación del equipo de bombeo, ésta deberá considerarse a fin de prever en cada posibilidad de descarga: la longitud de tubería, problemas de cruce, topografía y clase de terreno por el eje de la tubería de descarga.

No en todos los proyectos será visible la conveniencia de efectuar la descarga del gasto total hasta los terrenos más altos. En varias ocasiones, debido a la topografía, extensión y forma de la zona de riego, deberá buscarse la posibilidad de hacer varias descargas parciales a diferentes elevaciones o bien, elegir una altura para desfogar el gasto total y de este sitio hacer el rebombeo únicamente del gasto requerido para los terrenos más altos. La fig. 1.11 muestra el caso de dos descargas.

Lo anterior se hace, con la idea de abatir el costo de operación del sistema de riego, así como el de construcción de los canales, sin que sea notable el incremento de la inversión inicial del proyecto, debido a las instalaciones adicionales que pueda originar este tipo de solución.

Por otro lado, también es frecuente, que se pretenda regar las tierras localizadas a lo largo de las márgenes de un río. En este caso, las descargas son inmediatas o cortas, y su elevación es fácil de elegir, pero en muchas ocasiones los canales de riego resultan costosos, debido a la forma alargada de la zona de riego; por lo que se recomienda que para estos proyectos se comparen económicamente las posibilidades de tener:

- a. - Una planta de bombeo más o menos grande, para regar toda la zona del proyecto.
- b. - Construir varias plantas de bombeo pequeñas, con las cuales se pueda regar toda la superficie, teniendo así canales cortos, y de menores dimensiones.

Cuando se ha decidido la posibilidad (b) se sugiere seleccionar a las bombas, previendo en lo posible una uniformidad en los equipos de bombeo de las plantas, con el objeto de poder intercambiar, refacciones y demás accesorios del sistema, durante su operación, lo cual redundaría en obvias ventajas. Véase Fig. 1.12.

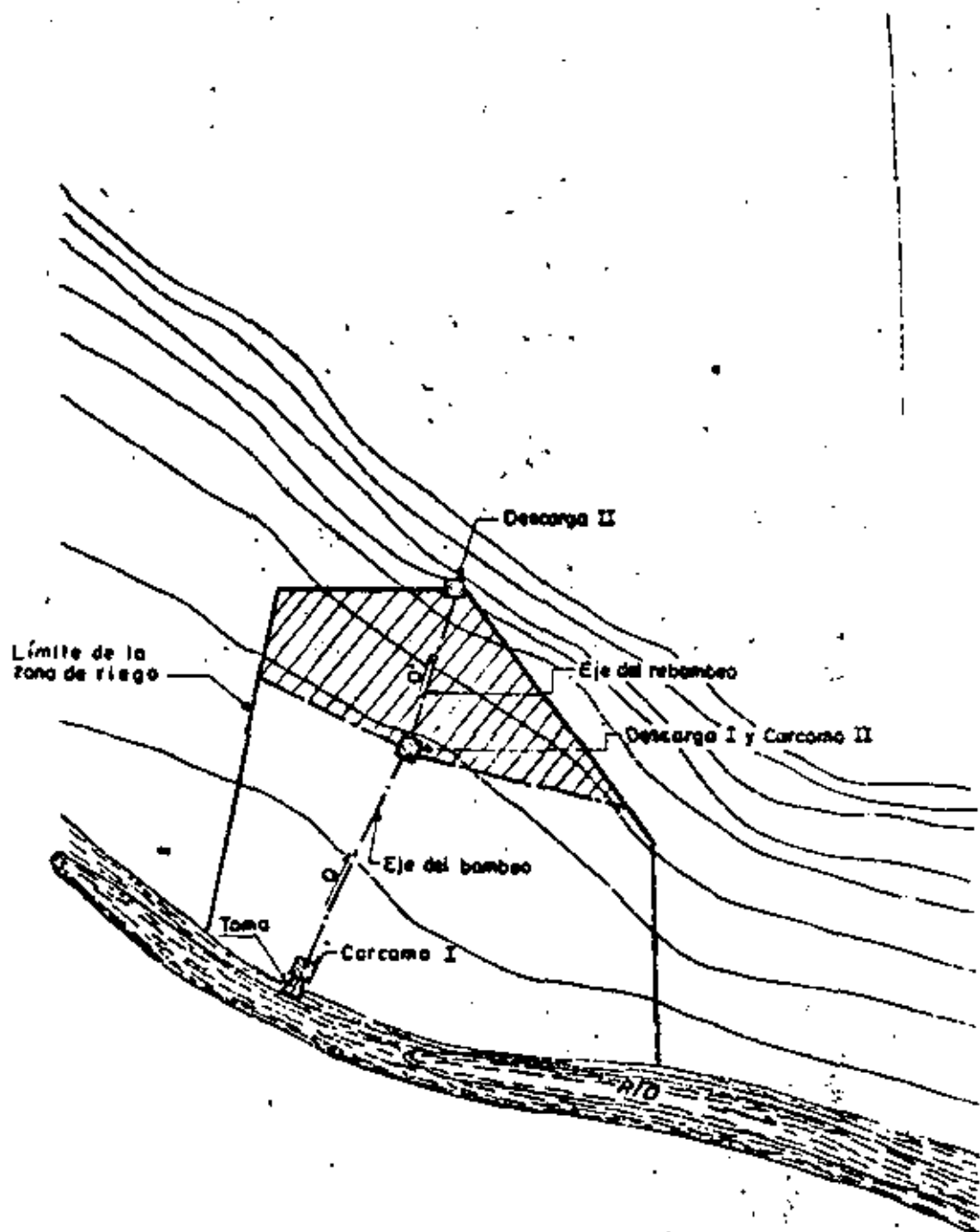


Fig. 1.11 Bambeo con dos descargas



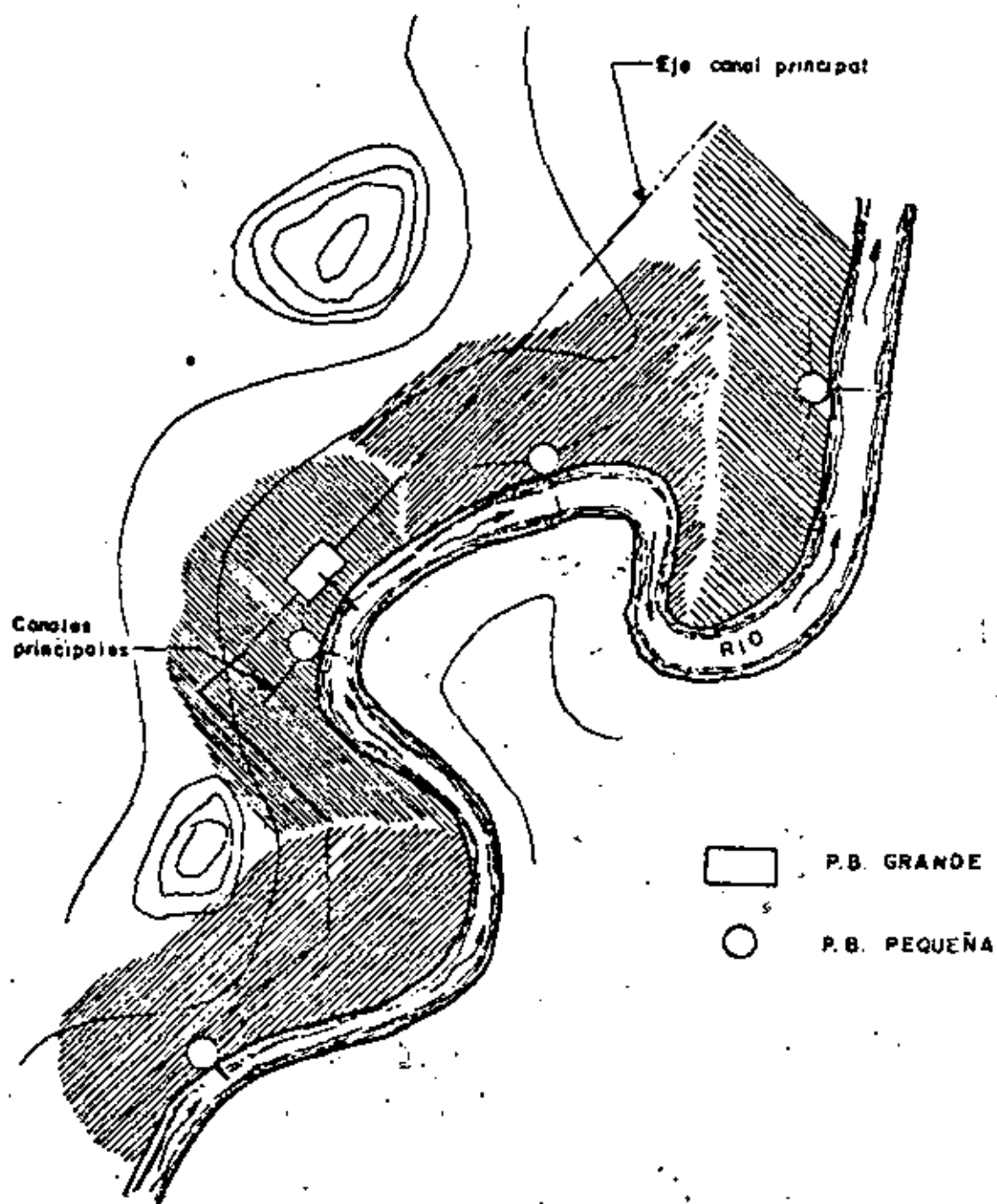


Fig. 1.12 Alternativa de riego, con una P.B. grande o varias pequeñas

### Curva Elevaciones - Areas Dominadas

La elevación indicada para la descarga o descargas desde el punto de vista económico, se puede conocer trazando una gráfica que se le ha nombrado "Curva de Elevaciones-Areas dominadas", para lo cual se necesita contar con el plano topográfico de la zona de riego, conocer la ubicación del equipo de bombeo y haber elegido un eje para la tubería de descarga.

Esta gráfica se construye sobre un sistema de ejes cartesianos, anotando como ordenadas, las elevaciones según el eje de la tubería, fijando como origen el nivel del agua en la succión y como abscisas las áreas dominadas correspondientes en cada elevación, de acuerdo con un trazo aproximado de los canales. Esquemáticamente se muestra un ejemplo con la figura No. 1. 13.

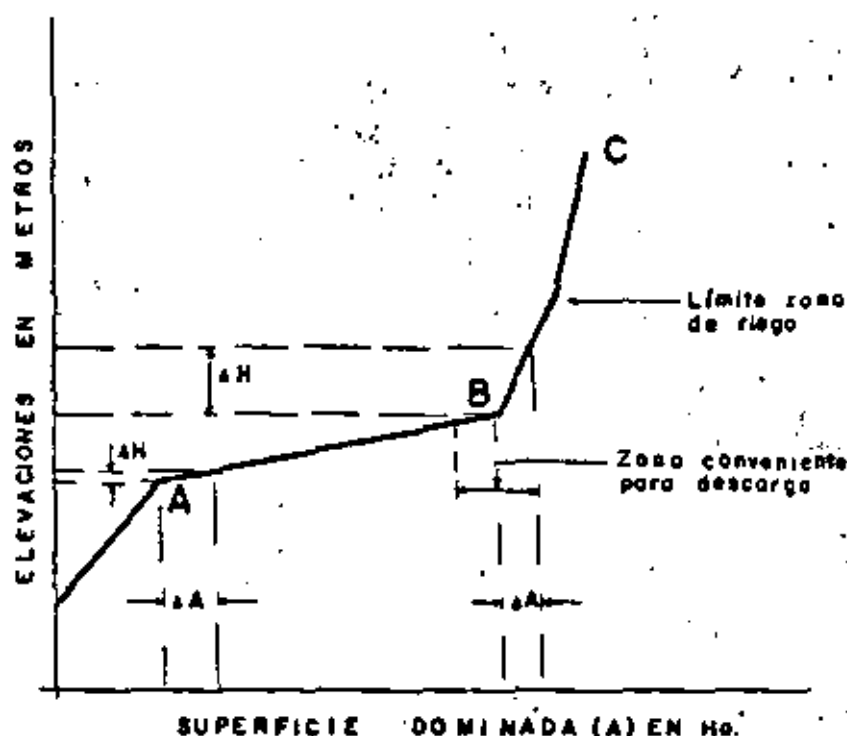


Fig. 1.13 Gráfica Elev. Ha. dominadas

En general, esta curva presenta dos zonas tales como la AB y la BC de la Fig. 1.13, las cuales, en la primera, las áreas dominadas son más o menos proporcionales a las cargas estáticas de bombeo; en cambio, en la segunda (BC) se observará que los incrementos de superficie dominada ya no son normalmen

te proporcionales a los de la carga estática, del problema en cuestión. Por lo tanto, la transición entre estas dos zonas será un indicador que permita elegir la elevación conveniente de descargar e iniciar, si se justifica, el rebombear.

Considerando las elevaciones viables para la descarga apoyándose en esta curva, se aconseja calcular para cada una de ellas los datos que a continuación se indican, con el objeto de evaluar y discutir cada alternativa para finalmente decidir la elevación y forma de efectuar la descarga.

La serie de datos referidos son los siguientes y se han anotado según el orden cronológico de cálculo, además, se ha considerado energía eléctrica para el impulso de los motores. La forma de conocer estos conceptos se expone en los capítulos de estos apuntes.

### Datos Generales

- Elevación de la Descarga
- Área dominada
- Gasto requerido
- Carga estática del bombeo
- Longitud de tubería de descarga
- Diámetro y clase de la tubería de descarga
- Pérdidas de energía mayores en la tubería
- Carga total de bombeo aproximada
- Características del equipo de bombeo (número y tipo)
- Tipo y Potencia de motores
- Accesorios de control y protección (válvulas, compuertas, etc.)
- Características de las obras de Ingeniería Civil (cárcamo y canales)
- Características de la Subestación eléctrica
- Características de la Electrificación

### Datos de Costos

- Costo tubería de descarga
- Costo Equipo de Bombeo
- Costo accesorios de control y protección
- Costo de las obras de Ingeniería Civil
- Costo obras de Ingeniería Eléctrica
- Costo cuota fija de electrificación
- Costo aproximado del metro cúbico de agua bombeada

### Dimensiones del Tanque

Puesto que el gasto requerido en la zona de riego, en un momento dado, es proporcionado con el equipo de bombeo y los canales principales, se diseñan para el gasto máximo necesario; este tanque no es empleado como estructura.

regularizadora de gasto como sucede por ejemplo, en los problemas de abastecimiento de agua a poblaciones y únicamente sirve de transición entre la descarga de las tuberías y el inicio de los canales de riego. Por lo tanto, el gasto de llegada será igual al de salida y en el diseño de este tanque no se considera ningún volumen de agua retenido. Sus dimensiones, más que por otro factor, estarán en función del diámetro de las tuberías de llegada, y el espacio entre ellas: número y tamaño de las "tomas" necesarias, carga hidrostática requerida para estas tomas, así como de la facilidad para operarias. Además, a estos datos habrá que agregar en su proporcionamiento definitivo el criterio y juicio del proyectista.

### Tomas en el Tanque

Cuando un solo canal principal se inicia en el tanque de descarga, no es necesario instalar una toma controlada ya que, bastará con hacer en el tanque una escotadura de forma igual a la sección del canal para establecer el flujo; en el caso de iniciarse más de un canal puede ser necesaria la instalación de compuertas como por ejemplo las del tipo Miller o deslizantes.

Con el objeto de medir el gasto hidráulico que proporciona el equipo de bombeo y saber el que se entrega a la zona de riego (datos importantes en la operación del sistema) cerca del tanque de descarga y en los canales principales se construyen dispositivos o se instalan aparatos para esa finalidad; es usual y suficiente construir un vertedor de pared delgada con sus escalas de gastos correspondientes, también son útiles los medidores tipo Ventury o Parshall.

Existen en el mercado diversos tipos de medidores mecánicos automáticos, para ser instalados en tuberías o canales. Se recomienda instalar de este tipo, ya sea a la salida de las tuberías o en el inicio de los canales, pero siempre y cuando se tenga la certeza de su efectividad.

En ocasiones, se han instalado medidores mecánicos que por su grado de sensibilidad pueden obtenerse con ellos datos erróneos, por lo cual, se recomienda solicitar y consultar el catálogo de las casas vendedoras a fin de contar con información relativa a la medición del agua y el tipo de medidor que más convenga emplear, dadas las condiciones del caso.

En la Fig. No. 1. 14 se tiene un medidor de aspas, para ser instalado en un canal. Registra el volumen de agua acumulado que pasa por él y con ayuda de un cronómetro puede determinarse el gasto en un momento dado.

### Nivel del Agua en la Descarga

La elevación de la superficie libre del agua del tanque (elevación D) estará supeditada a la elevación requerida por la plantilla del canal en el origen (elevación P) del tirante correspondiente al gasto máximo (d) y de la carga hidráulica necesaria para operar las tomas o medidores.

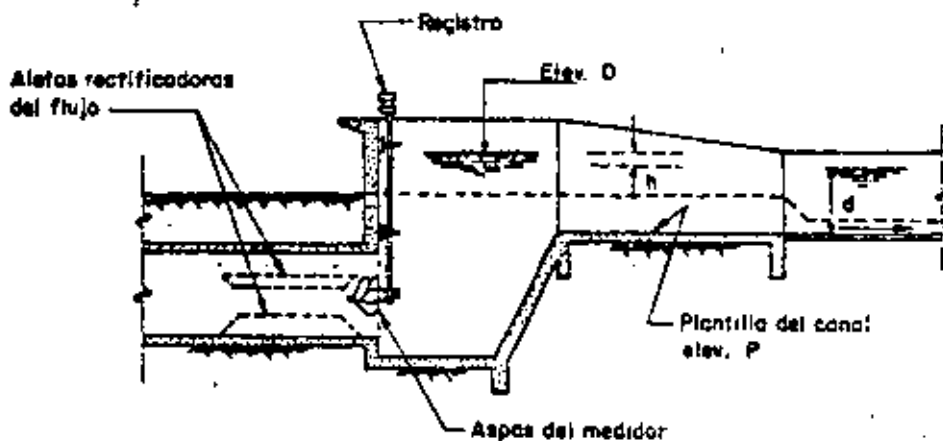


Fig. 1-14. — Medidor de aspas en un canal

Por lo tanto:

$$\text{Elevación D} = \text{Elevación (P)} + d + h$$

## TUBERIAS DE DESCARGA

### Descargas cortas

Cuando la descarga se hace inmediatamente al cárcamo, lo más conveniente es que cada bomba desfogue individualmente a un tanque o pileta, mediante una tubería que resulta ser corta y cuyo diámetro se elige igual al diámetro de la descarga de la bomba que, en el caso de bombas verticales será del codo cabezal. Esto generalmente se usa para evitar piezas especiales de reducción o ampliación que no se justifican dado la longitud de la tubería.

En estos casos el fenómeno del golpe de ariete que se puede tener por el paro de las bombas no es considerable y los accesorios de protección como son las válvulas; tanto para las bombas como para las tuberías, se eliminan.

En general, para evitar que el impulsor de las bombas gire en sentido contrario al normal de trabajo, debido al regreso del poco volumen de agua retenido en la tubería y columna de succión; en el caso de bombas verticales los motores eléctricos están provistos de un control llamado "trinquete de no retroceso" y en el caso de motores de combustión y bombas verticales, el cabezal de engranes

4  
es el que impide ese movimiento. Por otra parte el regreso de este volumen de agua, ocasiona un lavado a los impulsores de la bomba, lo cual es beneficioso.

### Descargas largas

Quando la descarga se localiza lejos del equipo de bombeo y se tengan varias bombas, cada una de ellas también puede descargar individualmente, no obstante, es usual por razones económicas, conectarlas a una tubería común de mayor diámetro y con ella conducir el gasto total hasta el sitio elegido. En ocasiones será necesario o conveniente más de una tubería común lo cual dependerá de la magnitud del gasto, del número de bombas y de la forma que se prevea para combinar la operación del sistema, de tal manera que el gasto suministrado esté de acuerdo con las necesidades del riego.

Las características de la tubería de descarga, como son: diámetro, material, espesor, etc., se determinan mediante un estudio técnico-económico que permita elegir aquella que ofrezca mayor seguridad contra los esfuerzos a que estará sometida, previendo todas las contingencias, pero que además se tengan los mínimos costos, tanto iniciales como de conservación, así como los que se originan por las pérdidas por fricción que se tengan en el sistema.

Respecto al diámetro debe considerarse que para un gasto (Q) y clase de tuberías dadas, en una de menor diámetro se tienen mayores pérdidas de energía por fricción y consecuentemente esto origina un aumento de la carga de descarga del sistema y por lo tanto en la potencia requerida por la bomba, lo cual se traduce en el aumento en los costos de operación. No obstante, el costo de esta tubería es menor y los accesorios, como son las válvulas, piezas especiales, etc., también lo serán. Una tubería de diámetro mayor cuesta más inicialmente, pero al producirse en ella menos pérdidas de energía, se puede tener un ahorro en la potencia, que a la larga y en muchas ocasiones es mayor que el costo adicional en su precio inicial, comparado con otra de menor diámetro.

El cuadro de la página No. 59 puede ser útil para hacer un análisis económico en la elección del diámetro que convenga, desde este punto de vista y empleando tubería del mismo material. Después de efectuar varias alternativas, variando material y diámetro se podrá llegar a definir las características de la tubería de descarga.

Es recomendable en la elección del diámetro de la tubería de descarga, un análisis más o menos detallado, especialmente cuando se trata de una longitud grande, pues en ocasiones las pérdidas por fricción que se puedan tener en ella, ocasionan una variación en el valor de la carga manométrica, en tal forma, que puede influir notablemente en la elección del tamaño del motor y en los costos operativos de la planta, esto, independientemente de otros factores intangibles del proyecto en cuestión.

### SELECCION DE LA TUBERIA DE DESCARGA

PROYECTO \_\_\_\_\_

MUNICIPIO \_\_\_\_\_

ESTADO \_\_\_\_\_

CLASE DE TUBERIA _____		GASTO _____ m <sup>3</sup> /seg			FORMULA EMPLEADA EN EL CALCULO DE PERDIDA POR FRICCION _____				
DIAMETRO DE TUBERIA Y ESPESOR	LONGITUD TOTAL (m)	PERDIDA POR FRICCION			C O S T O S				
		metro/m.	TOTAL (2) x (3) (m)	ANUAL O EN TIEMPO T (4) x (5)	POTENCIA GASTADA EN FRICCION ANUAL O EN TIEMPO (T)	TUBERIA INCLUYENDO INSTALACION (m)	TOTAL TUBERIA (7) x (2)	ANUAL TUBERIA O EN TIEMPO (T) (8) x (%) *	TOTAL ANUAL O EN TIEMPO (T) (6) + (9)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10

**Nota** — La columna (6) se valorará según se trate de usar energía eléctrica (costo de los KW) o combustible gastado

\* Porcentaje aplicado en la columna (9) igual con % interés + % amortización + % conservación

En cuanto al material y espesor de las tuberías, éstos dependerán principalmente de los esfuerzos a que estará sometida debido a las presiones normales de trabajo y las que se tienen por producirse el fenómeno llamado "golpe de ariete", que se presenta en el arranque y paro de las bombas. Las tuberías empleadas con más frecuencia son las de asbesto-cemento, acero, fierro y concreto.

En varios proyectos, la clase de tubería se elige de inmediato, al considerar las presiones que se tienen en el problema y los diámetros y resistencias de las tuberías que existen en el mercado mediante unos cálculos sencillos, por ejemplo: Considérese un bombeo como el que se indica en la Fig. No. 1.15 cuyos datos son:

Elevación de la succión	200 m.
Elevación de la descarga	270 m.
Gasto Total	1 m <sup>3</sup> /seg.
Longitud de descarga	2,500 m.

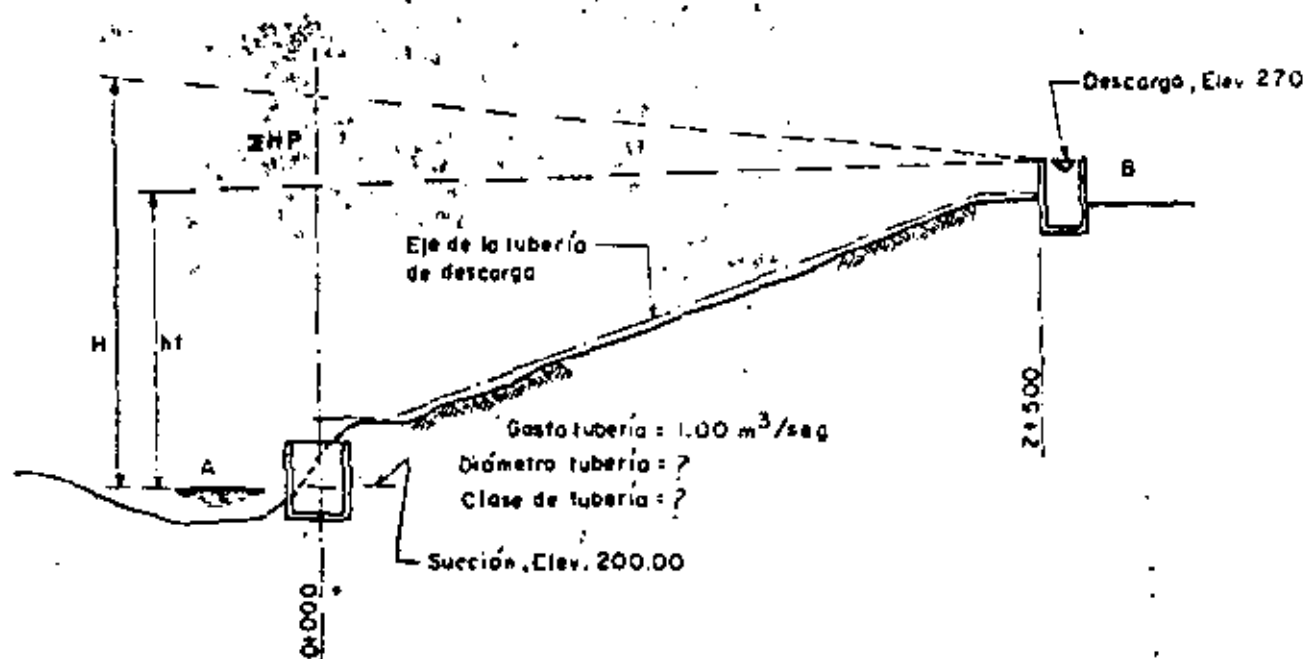


Fig. 1.15 Croquis de bombeo de A-B

De acuerdo con los datos anteriores, las cargas de presión normales serán, aproximadamente, las siguientes:



$H = \text{Carga estática} + \text{pérdidas mayores} + \text{pérdidas menores}$

Carga estática:

Elevación de descarga	270
Elevación de succión	-200
<b>Carga estática</b>	<b>70 m.</b>

Presión = 7 Kg/cm<sup>2</sup>.

Pérdidas mayores:

Carga por fricción:

Considerando una velocidad en la tubería de 2.50 m/seg., se tiene que el diámetro de la tubería deberá ser:

Para:  $Q = 1.0 \text{ m}^3/\text{seg.}$  y  $v = 2.50 \text{ m/seg.}$

Como:  $Q = v \cdot A$

Luego:  $A = \frac{Q}{v} = \frac{1.0}{2.5} = 0.4 \text{ m}^2$

$A = 0.4 \text{ m}^2 = 0.785 D^2$

De donde:

$$D = \sqrt{\frac{A}{0.785}} = \sqrt{\frac{0.4}{0.785}} = \sqrt{0.52} = 0.72 \text{ m.}$$

$$D = 0.72 \text{ m.} = 28.35''$$

Diámetro Comercial (inmediato superior) = 30" = 76 cm.

La velocidad correspondiente a este diámetro es:

$$v = \frac{Q}{A} = \frac{1.0}{0.785 \times 0.76^2} = 2.21 \text{ m/seg.}$$

Empleando la fórmula de Manning:

$$v = \frac{1}{n} r^{2/3} S^{1/2}; \quad \text{para el cálculo de las pérdidas por fricción.}$$

Según el nomograma que resuelve esta fórmula, se tiene para tubería de asbesto:

$$h_f = 4.3 \quad (\text{véase nomograma}) \text{ Pág. 206.}$$

$$h_f = \frac{4.3}{1000} \times L = 0.0043 \times 2500 = 10.75 \text{ m.}$$

**Pérdidas menores:**

Suponiendo que las pérdidas menores por accesorios (válvulas, codos, etc.), vale de acuerdo con la experiencia, 2.50 m.; el valor de la presión total, aproximadamente, será:

Carga estática total ( $h_{et}$ )	70.00 m.
Pérdidas mayores ( $h_f$ )	10.75 m.
Pérdidas menores ( $h_{acces.}$ )	2.50 m.
Carga dinámica total aprox. ( $H_D$ )	$83.25 = 84.00$ m.
Presión normal aproximada	$8.4 \text{ Kg/cm}^2$ .

### Sobrepresión por Golpe de Ariete

El fenómeno de golpe de ariete que se presenta al abrir o cerrar una válvula, es semejante al que se tiene por el paro o arranque de las bombas, ya sea en condiciones de operación normales o por una interrupción de la energía eléctrica, cuando ésta se utiliza en los motores que impulsan a las bombas.

Existen métodos analíticos y gráficos para el cálculo de la sobrepresión por "golpe de ariete" para sistemas de bombeo. No obstante, un análisis minucioso de este fenómeno es generalmente complejo y laborioso, sobre todo cuando se trata de varias bombas conectadas a una tubería. Fig. 124. En la mayoría de los casos, dada la magnitud del problema, no se justifica efectuar dicho análisis si se considera el tiempo necesario para hacerlo y además, los valores que se obtienen, quedan dentro de los calculados en forma menos aproximada.

Por otro lado, se tiene la inquietud de elaborar en un futuro, un programa para cálculo electrónico, que en forma abreviada y adaptado al rango de los problemas de bombeo para riego, en cuestión, permita determinar más aproximadamente la magnitud de este fenómeno que por ahora no es posible efectuar. Así pues, para cálculo de sobrepresión por golpe de ariete se ha

70  
 adoptado la fórmula de Lorenzo Allievi que se escribe a continuación. Con esta fórmula se obtiene el valor máximo que puede adquirir esta sobrepresión ya que fue deducida considerando las condiciones más críticas para el cierre de una válvula, esto es, aceptando que la máxima sobrepresión se verifica al instante de la primera fase del fenómeno y que el tiempo de cierre es:  $T = \frac{2L}{a}$

La fórmula es:

$$h_i = \frac{145 v}{\sqrt{1 + \frac{E_a d}{E_t e}}} \quad ; \quad \text{para} \quad T = \frac{2L}{a}$$

Representando:

$h_i$  = Sobrepresión de inercia por golpe de ariete en, m.

$v$  = Velocidad del agua en la tubería, en m/seg.

$E_a$  = Módulo de elasticidad del agua, en Kg/cm<sup>2</sup>.

$D$  = Diámetro interior de la tubería, en cm.

$e$  = Espesor de la tubería, en cm.

$E_t$  = Módulo de elasticidad del material de la tubería, en Kg/cm<sup>2</sup>.

$L$  = Longitud de la tubería, en m.

$a$  = Celeridad de la onda de presión, en m/seg.

Módulos de elasticidad para algunos materiales:

<u>Material</u>	<u>Kg/cm<sup>2</sup></u>
Acero	2.100.000
Hierro fundido	930.000
Concreto simple	125.000
Asbesto - cemento	210.000
Agua	20.700

Volviendo al ejemplo:

49

Alievi.

Se tienen los siguientes datos para sustituirlos en la fórmula de --

$$v = 2.21 \text{ m/seg.}$$

$$E_g = 20,700 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E_t = 210,000 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (asbesto - cemento)}$$

$$d = 76 \text{ cm.}$$

$$e = 8 \text{ cm. (se vé en catálogos)}$$

$$h_1 = \frac{145 \times 2.21}{\sqrt{1 + \frac{20,700 \times 76}{210,000 \times 8}}} = \frac{320}{\sqrt{1 + \frac{1,573,200}{1,680,000}}} = \frac{320}{\sqrt{1 + 0.936}}$$

$$h_1 = \frac{320}{\sqrt{1.936}} = \frac{320}{1.39} = 230.21 \text{ m.}$$

$$h_1 = 230.21 \text{ m.}$$

$$h_1 = P_1 = 23.02 \text{ Kg/cm}^2$$

De acuerdo con los cálculos se tiene que las presiones en el sistema son:

$$\text{Presión normal } (P_n) = 83.40 = 8.4 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Sobrepresión por G. A. } (P_j) = 230.2 \text{ m.} = 23.02 \text{ Kg/cm}^2$$

Observando los valores anteriores, se puede pensar en las siguientes posibilidades.

- a). - Emplear tubería de asbesto-cemento de 30" de diámetro con válvulas de alivio.
- b). - Emplear tubería de acero con válvulas de alivio.
- c). - Emplear tubería de acero capaz de resistir la presión total - para el caso más crítico de funcionamiento o sea cuando:  
 $P_t = 8.4 + 23.02 = 31.4 \text{ Kg/cm}^2$ .

Posibilidad ( a )

De acuerdo con la experiencia, se acostumbra considerarle a las válvulas de alivio una eficiencia de 80%, por lo tanto, la presión que servirá para la elección de la tubería, empleando válvulas de alivio es:

$$P_t = P_n + 20\% P_1$$

y para el caso en cuestión, se tiene:

$$P_t = 8.4 + 0.20 \times 23 = 8.4 + 4.6 = 13.0 \text{ Kg/cm}^2$$

$$P_t = 13.0 \text{ Kg/cm}^2$$

Que sería la presión soportada por la línea y observando este valor se deberá emplear una tubería de asbesto-cemento de 30" de diámetro tipo A-14. (14.0 Kg/cm<sup>2</sup>).

Posibilidad ( b )

Espesor de la tubería de acero:

Considerando el rango de los diámetros y presiones que ordinariamente se tienen para las tuberías de descarga en estas plantas de bombeo; el espesor se determina consultando las especificaciones de los fabricantes de tubería, teniendo como datos el diámetro y la presión considerada. La tubería empleada es la fabricada con acero "Grado B", según especificaciones de la A. P. I. (American, Petroleum Institute).

En forma aproximada se puede calcular el espesor con la fórmula llamada del "cilindro delgado" que es:

$$e = \frac{P d}{2 f_s} + c$$

Siendo:

e = espesor en cm.

P = Presión total considerada en Kg/cm<sup>2</sup>.

d = diámetro interior en cm.

f<sub>s</sub> = 0.6 f<sub>y</sub> = 0.6 x 1900 = 1140 Kg/cm<sup>2</sup>.

c = Espesor adicional previsto para corrosión y que no se considera en la resistencia de la tubería. Su valor varía de 1.5 a 2.5 mm. Generalmente se adopta 1.5 mm.

Consultando el catálogo de tubería de acero para:  $P = 13.0 \text{ Kg/cm}^2$  y  $d = 30'' \phi$  se observa que la tubería deberá tener  $0.635 (1/4'')$  de espesor.

### Posibilidad (c)

$$P = 31.4 \text{ Kg/cm}^2 ; d = 30'' ; e = 1.27 (1/2'')$$

De acuerdo con los cálculos anteriores, es claro que en este ejemplo se vislumbra que lo conveniente es emplear tubería de acero y válvulas de alivio (Posibilidad (b)), ya que, para estos diámetros y estas presiones la de asbesto-cemento es más costosa, así como también la de acero de  $1/2''$  de espesor. No obstante, esa aseveración se aclara con la comparación de costos aproximados de las tres líneas que se indican a continuación, y en los cuales se han considerado los conceptos más importantes que afectan a la inversión inicial en cada posibilidad. El costo de las válvulas de alivio no se consideró porque afectan a las dos posibilidades más viables (a) y (b).

Posibilidad	Precio por m. \$/m	Costo jun- teo, inst. y prueba. \$/m	Pintura anticorrosiva \$/m	Costo aprox. Total \$/m
(a) Tubería de a-c A-14 de $30'' \phi$	1 500	60	-	1 560
(b) Tubería de acẽ-ro, $30'' \phi \times 1/4''$	700	200	75	975
(c) Tubería de ace-ro, $30'' \phi \times 1/2''$	1 160	365	75	1 600

En términos generales se prefiere tubería de acero para descargas mayores de  $24''$  de diámetro; no obstante deberá hacerse siempre un estudio económico para decidir la elección.

Con la idea de adoptar para la línea de descarga, una solución en la cual se tengan las menores pérdidas de energía y un ahorro en su costo; es aconsejable, proponer y analizar varias posibilidades, por ejemplo, en la Figura No.1. 16 se presentan 4 soluciones propuestas para la descarga del problema de bombeo AB. Como puede observarse, en la solución (a) dadas las condiciones topográficas y de acuerdo con el gradiente de energía, se propone usar tubería de acero en el tramo AC y tubería de asbesto de C a B. En la proposición (b) en el punto C se ha considerado la construcción de una caja rompedora de presión e instalar tubería de acero de A a C y un sifón de concreto de C a B. La proposición (c) indica la posibilidad semejante a la anterior pero en lugar del sifón de concreto se ha pensado en un canal postizo o puente canal pa

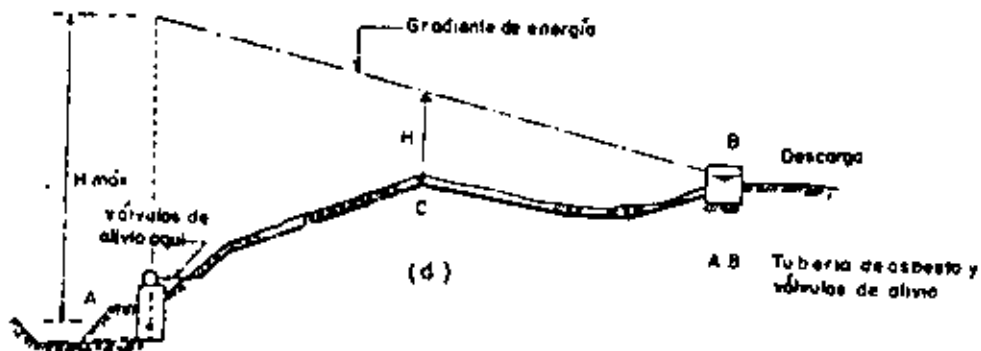
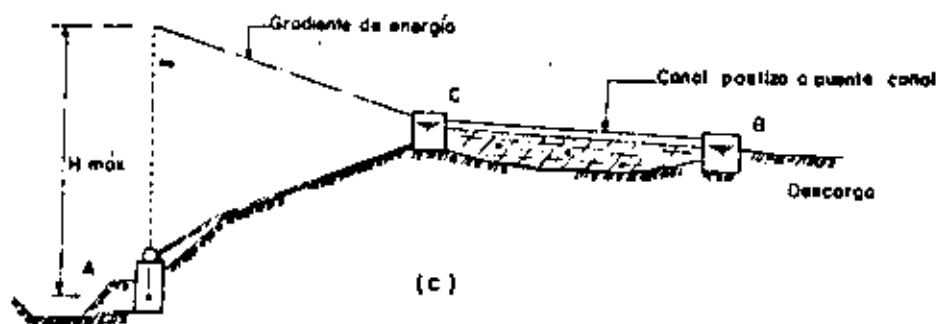
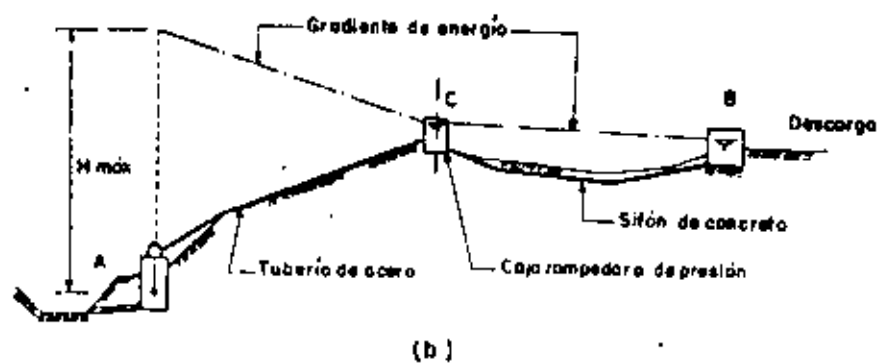
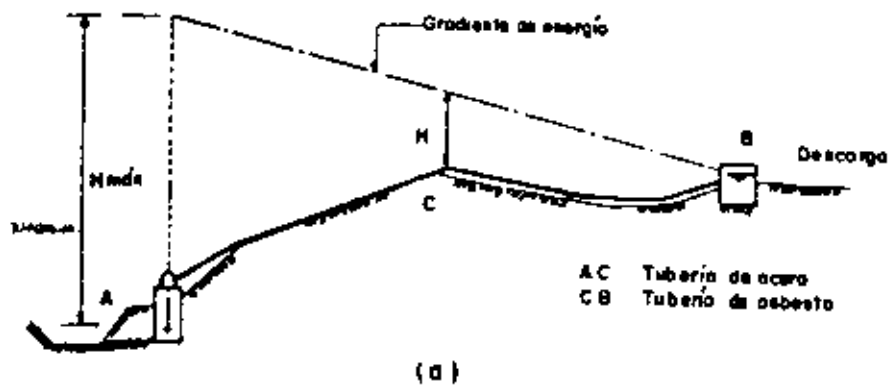


Fig. 116- Cuatro soluciones para la descarga A B

ra el tramo CB. Por último, otra proposición (d) para este sistema de bombas podría ser la de emplear de A a B una tubería de asbesto-cemento, si las presiones normales que se van a tener de A a C puedan ser resistidas por esta clase de tubería e instalar "válvulas de alivio" en el punto A, es decir, al principio de la descarga, con el objeto de amortiguar el fenómeno de golpe de agua.

El ejemplo anterior es muy frecuente y se sugiere pensar en las posibilidades de descarga señaladas, cuando se tenga un caso semejante.

### Instalación de Tuberías

Las tuberías se instalan sobre la superficie, enterradas o combinando estas dos maneras. Esto dependerá de la topografía, clase de tubería y geología del terreno; por ejemplo, en un terreno rocoso es probable que convenga llevarla superficialmente. En el tipo de instalación que se adopte también se deben considerar otros factores relacionados con la protección de la línea y así, una tubería que está propensa al deterioro o mal trato de personas y animales es preferible enterrarla; especialmente cuando es de asbesto o concreto. Cualquiera que sea la forma de tubería o instalación se deberá procurar evitar en lo posible los quiebres, tanto horizontales como verticales, con el objeto de eliminar codos y otras piezas especiales necesarias para dar los cambios de dirección. Los quiebres aumentan las pérdidas de la carga, el costo de la instalación y en ocasiones pueden propiciar el confinamiento del aire mezclado con el agua.

Se acostumbra clasificar a las tuberías, por la forma de instalarlas en: visibles y enterradas; y dependiendo de llevar juntas de dilatación o no, en: abiertas y cerradas. En general cuando se utilizan tuberías de acero se prefieren las visibles y abiertas.

No es por demás recordar que para la instalación de las tuberías de descarga se consulten los catálogos e instructivos formados por las casas vendedoras de este material, con el fin de eliminar la posibilidad de alguna falla durante la operación del sistema, causada por una instalación inadecuada. Es conveniente hacer un plano de la instalación de esta tubería en el cual se indique claramente las válvulas de protección (Check, Alivio, Eliminadoras de aire, etc.) y control; codos, atraques o machones y silletas, así como juntas de dilatación, si el caso lo amerita.

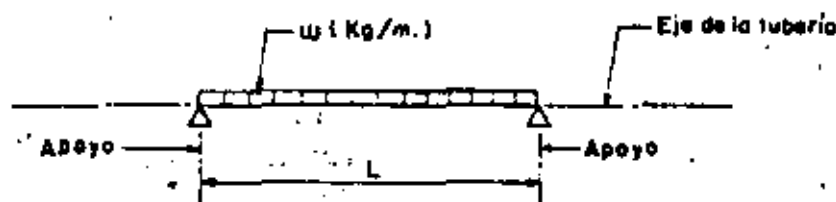
### Silletas

Ordinariamente las tuberías de acero empleadas son apoyadas sobre silletas sin anillos atesadores.

Para determinar el espacio máximo entre silletas de una tubería de acero, ésta se supone como una viga continua y un cantiliver formado por el extremo de la tubería que se conecta a una junta de dilatación.



En forma aproximada el tramo de tubería entre dos apoyos se puede considerar como una viga simplemente apoyada, teniendo entonces:



El momento flexionante vale:

$$M = \frac{\omega l^2}{8} = \frac{\omega l l}{8} = \frac{W l}{8} ; \text{ siendo: } W = \omega l$$

Por otro lado:  $M = f_s ; S = \frac{W l}{8}$

Por lo tanto:  $l = \frac{8 f_s S}{W}$

representando:

$l$  = Longitud de la tubería entre silletas. en m.

$S$  = Módulo de la sección de la tubería, en  $\text{cm}^3$ .

$$S = \frac{(D - d)^4}{32 D} ; \text{ en } \text{cm}^3; D = \text{Diámetro exterior};$$

$d$  = Diámetro interior.

$W$  = Carga total en la tubería igual a  $\omega l$ ; en Kg.

$\omega$  = Carga unitaria considerada (Kg/m). Las cargas para valuar son:

Peso propio de la tubería (Kg/m) y peso del agua dentro de la tubería en tránsito.

$f_s$  = Esfuerzo a la tensión de la tubería (1265 ó 1140 Kg/cm<sup>2</sup>)

Cuando por condiciones topográficas no sea posible adoptar la máxima separación entre silletas, es claro que deberán colocarse tan cercanas como sea necesario. Esto último es frecuente en cantiles y terrenos escarpados.

Las silletas pueden quedar formadas con perfiles de fierro estructural a base de ángulos, placas y soleras o bien de concreto armado. Por facilidad de construcción se prefieren estas últimas y se calculan con la carga que les trasmite la tubería. Las figuras Nos. 1.17, 1.18 y 1.19 representan el tipo de silletas que se emplean con más frecuencia.

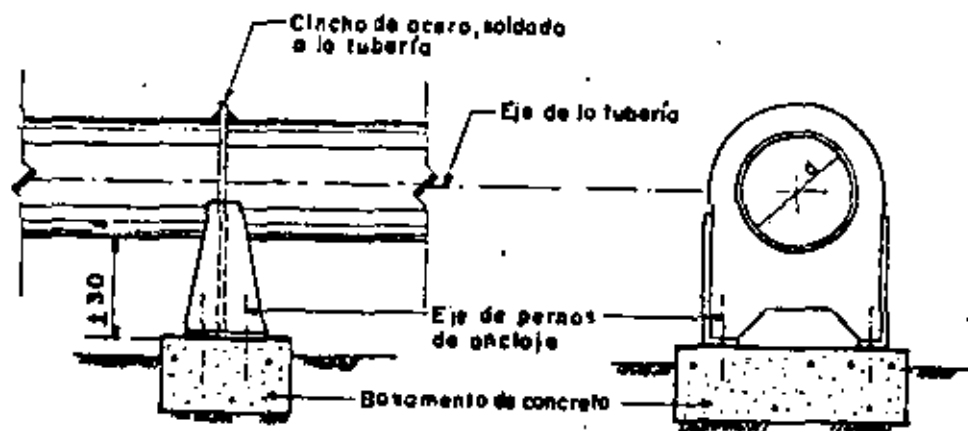
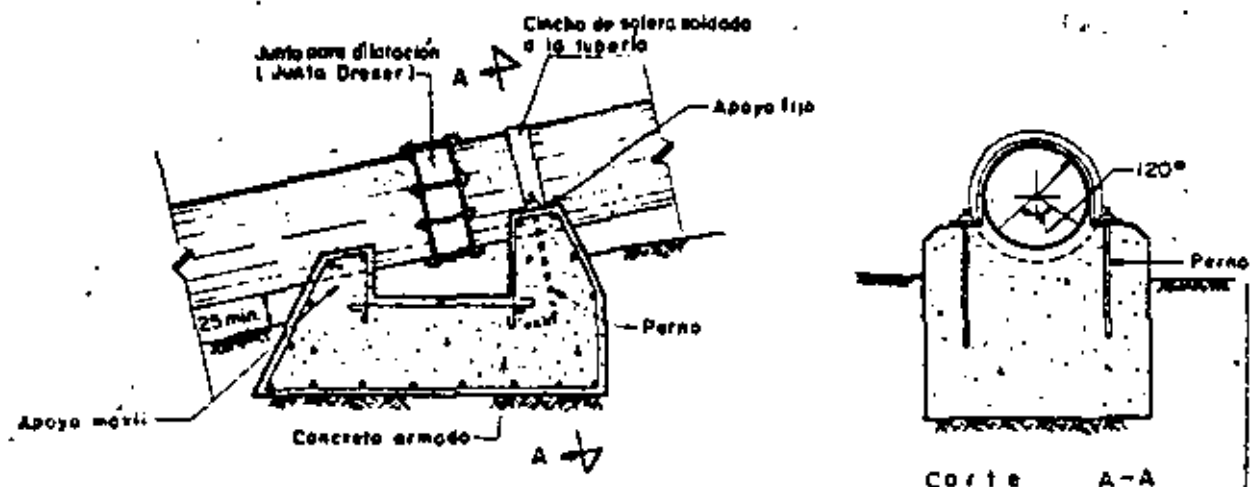


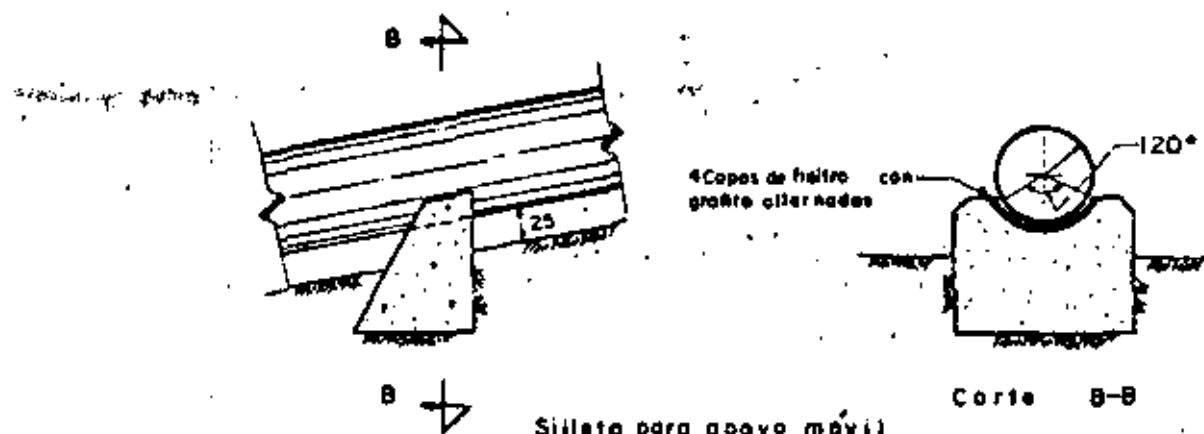
Fig. 1.17.—Silleta de acero para apoyo fijo

54



Corte A-A

Sillita para apoyo fijo y móvil



Corte B-B

Sillita para apoyo móvil

Fig. 1.18 Sillitas de concreto

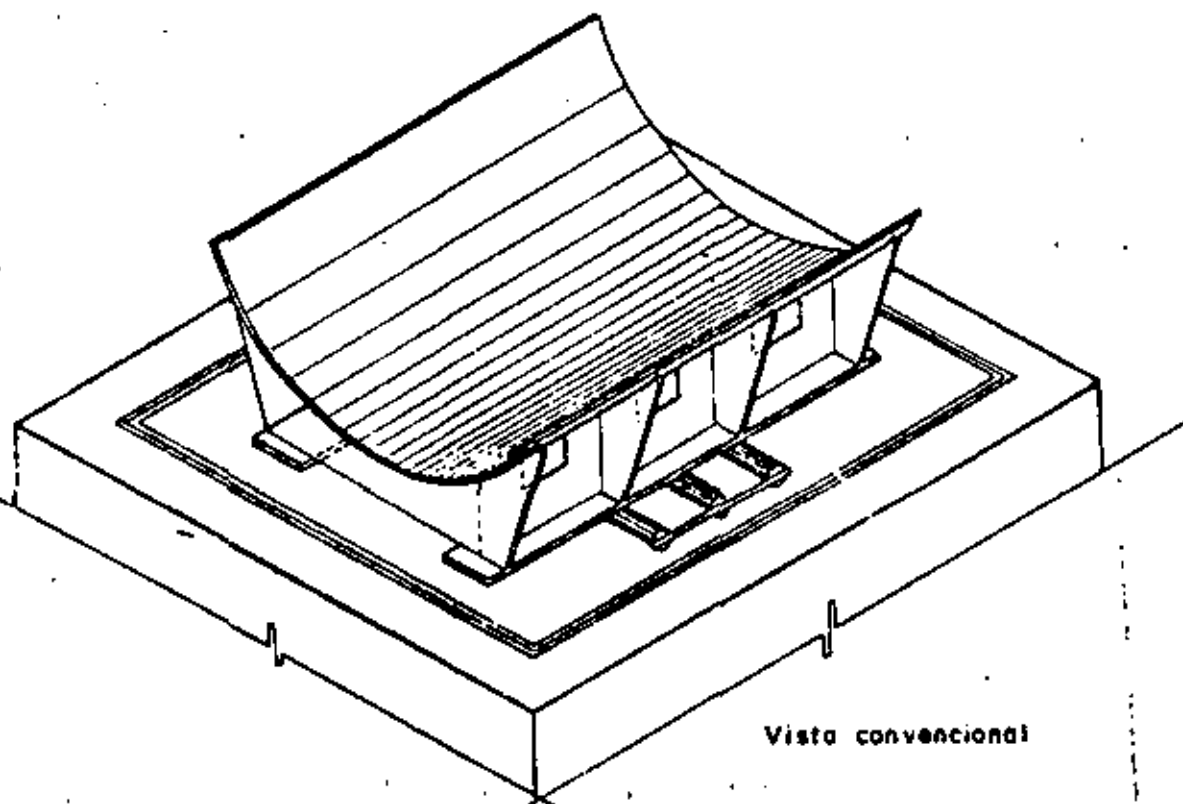
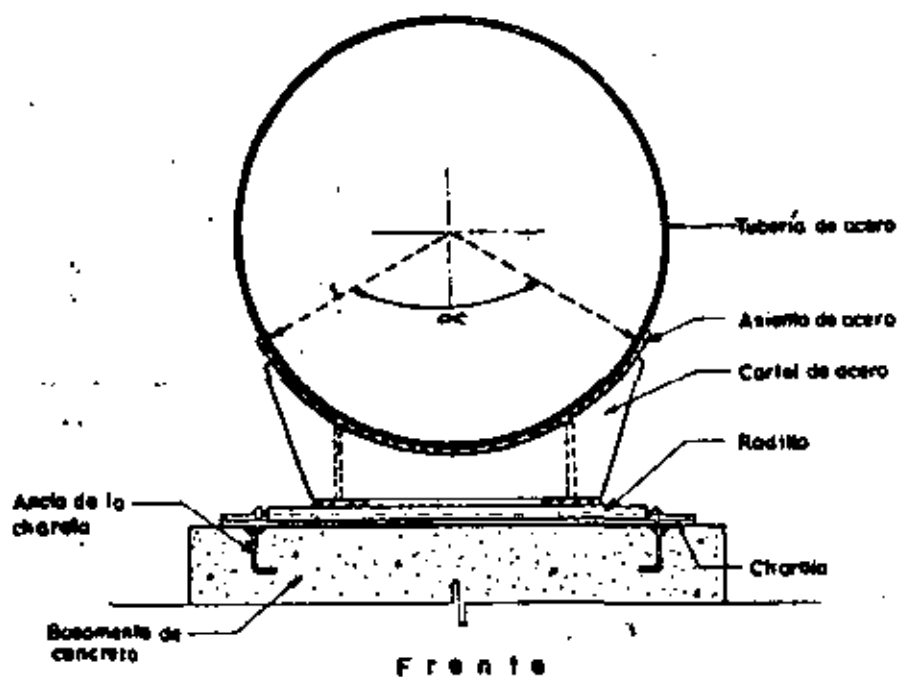


Fig. 1.19 Apoyo móvil para tubería de acero

Machones

La fuerza que se considera en el cálculo de los machones o atraque que sean necesarios en las deflexiones de la tubería, es la que corresponde a la suma de la fuerza total resultante, debido a la presión hidrostática y la resultante originada por el impulso y la reacción que ejerce el agua sobre el codo.

Observando la figura No. 1. 20y de acuerdo con los principios de la hidráulica se tiene:

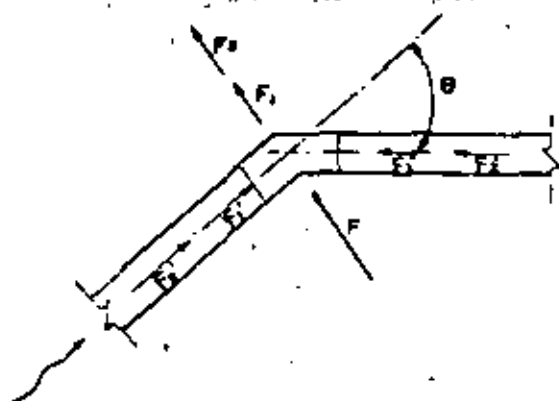


Fig. 120 Fuerza total resultante sobre el codo de una tubería, con agua en circulación

$$F = F_1 + F_2$$

$$F_1 = 2ap \operatorname{sen} \frac{\theta}{2} = ap \sqrt{2(1 - \cos \theta)}$$

$$F_2 = 2a\omega \frac{v^2}{g} \operatorname{sen} \frac{\theta}{2} = \frac{a\omega v^2}{g} \sqrt{2(1 - \cos \theta)}$$

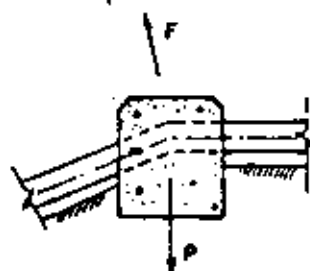
Por lo tanto:

$$F = 2a \left( p + \frac{\omega v^2}{g} \right) \operatorname{sen} \frac{\theta}{2}$$

En esta fórmula:

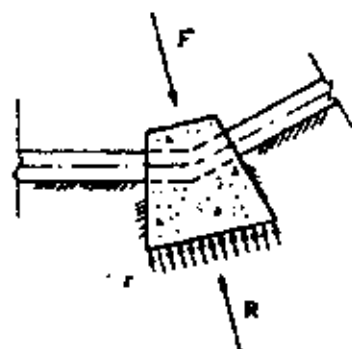
- $F$  = Fuerza total sobre el codo, en Kg.  
 $a$  = Area de la sección transversal del tubo, en  $m^2$ .  
 $p$  = Presión en la tubería, incluyendo la debida al golpe de ariete ( $Kg/m^2$ )  
 $\omega$  = Peso específico del agua, en  $Kg/m^3$ .  
 $v$  = Velocidad del agua dentro de la tubería en m/seg.  
 $g$  = Aceleración de la gravedad (9.81 m/seg/seg.)  
 $\theta$  = Angulo de deflexión del eje de la tubería.

El diseño del atraque dependerá del sentido que tenga esta fuerza sobre el codo de la tubería. La fig. No. 1.21 muestra los casos más frecuentes que se presentan, indicando el principio de cálculo.



$$P \geq F$$

El peso del mchón  $P$  debe contrarrestar la fuerza  $F$



$$AT = R \geq F$$

El area de contacto  $A$  por la reacción del terreno  $\underline{r}$ , soportan la fuerza  $F$



El atraque trabaja como muro de retención que se opone a la fuerza  $F$

Fig. 1.21 Atraques típicos en tuberías

### Atraque para válvula Check

Se ha ideado un atraque para la válvula de retención (Check, Duo-check, etc.) en las plantas de bombeo, con el objeto de asegurar la rigidez de la conexión y además para poder desmontar fácilmente dicha válvula cuando sea necesario. Este atraque se sitúa en el extremo aguas abajo de la válvula Check y consiste fundamentalmente, en una placa de acero, con una ranura igual a la sección interior de la tubería; y con agujeros que se corresponden con los de las bridas del tubo y de la válvula. Esta placa se fija en la losa de piso, como lo indica la fig. No. 1.22. En el cálculo del espesor de esta placa se considera la presión por golpe de ariete y se acepta un espesor mínimo de una pulgada.

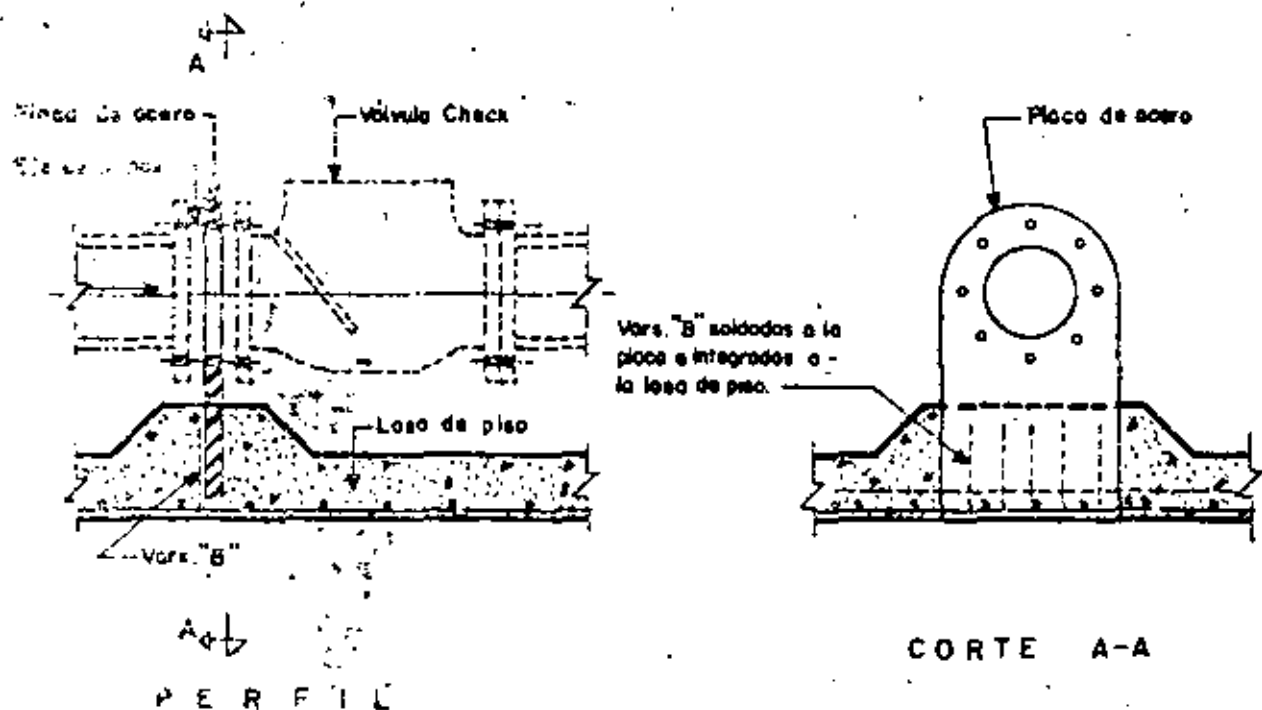


Fig. 1.22.-Atraque para válvula check

### Juntas de Dilatación

Se instalan para absorber los alargamientos o acortamientos de la tubería, debido a los cambios de temperatura, y con el fin de no originar esfuerzos excesivos por este motivo, en las sillerías o machones.

Se acepta que el coeficiente de dilatación en las tuberías es:  $12 \times 10^{-6}$  por cada grado centígrado, y por lo tanto el incremento o decremento de la longitud vale:

$$\Delta l = 12 \times 10^{-6} L \quad \text{siendo } L \text{ la longitud de la tubería entre dos atraques.}$$

Se ha adoptado el uso de las juntas Dresser para absorber el efecto de los cambios de temperatura en la tubería para los casos comunes y corrientes. En ocasiones será necesario la adquisición de una junta de expansión especial que exista en el mercado y deberá consultarse el catálogo respectivo para conocer los alargamientos que se pueden absorber con este accesorio.

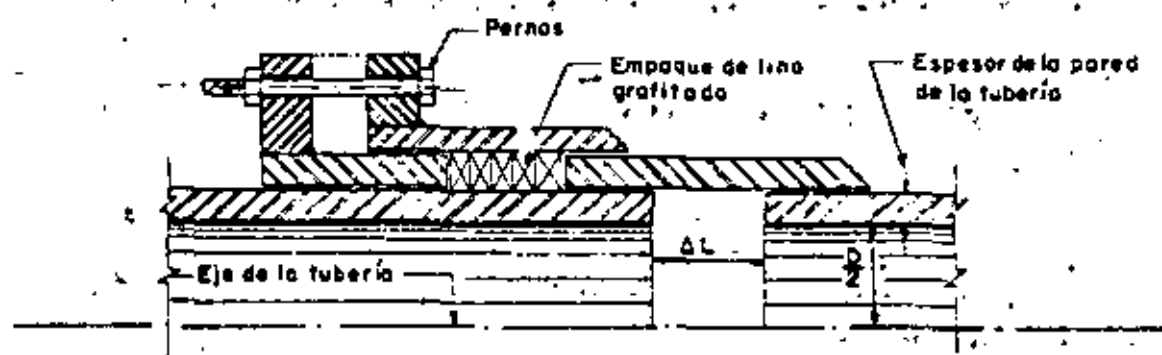


Fig. 1.23-Junta de dilatación típica

#### Extremo final de la tubería

Al final de la tubería se acostumbra conectar un codo a  $90^\circ$  con el objeto de guiar la dirección del chorro hacia el fondo del tanque de descarga. Esta descarga se amortigua con el colchón que se preve en el diseño del tanque y se aconseja que tenga un espesor de por lo menos un metro.

Debe aclararse que el choque del agua en el tanque, es más o menos suave puesto que, la velocidad de escurrimiento en la tubería es siempre baja. Algunas veces se elimina el codo, introduciendo la tubería en el tanque, a un nivel inferior al del origen de la plantilla del canal principal de riego, con el objeto de lograr un ahogamiento constante. Cuando la descarga se hace en sifón, se deberán tomar las medidas previsorias para que dicho dispositivo funcione en forma deseada, lo cual se indicará al tratarse el cálculo de la carga de descarga. (véase página No. 97)



## CAPITULO II

## TERMINOS USADOS EN BOMBEO

Al estudiar lo relativo al equipo de bombeo intervienen algunos conceptos que se deben tener presentes y que conviene recordar y aclarar. Los que se citan a continuación son los más empleados y están de acuerdo con la práctica usual.

2.1. Presión

**Presión atmosférica.** - También se le llama presión barométrica, - por los aparatos (barómetros) que se usan para medirla y es aquella que se tiene en un lugar debida al peso de la atmósfera, por lo cual, varía con la altura con relación al nivel del mar, teniendo a cero metros un valor de 1.033 Kg/cm<sup>2</sup> (en condiciones normales), que corresponden a una columna de mercurio de 0.760 m. ó a 10.33 m. de columna de agua. Figs. 2.1 y 2.3

**Presión Manométrica.** - Es la presión que se tiene en una superficie, sin considerar la presión atmosférica y por ello suele llamársele presión relativa.

**Presión Absoluta.** - Se llama así, a la presión resultante de considerar la atmosférica, más aquella que la producen otras causas o sea la manométrica. Se mide arriba del cero absoluto y puede estar arriba o abajo de la presión atmosférica.

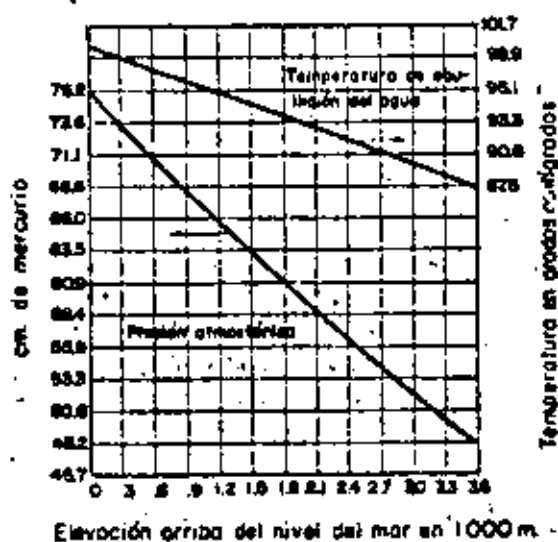


Fig. 2-1.—Presiones atmosféricas para altitudes hasta de 3660 metros

Presión negativa. - Cuando la presión absoluta es menor que la atmosférica se dice que se tiene una presión negativa. Un ejemplo sencillo de cuando se tiene esta clase de presión es el siguiente:

Si se introduce un tubo, abierto en ambos extremos, en un recipiente con agua Fig. 2.2; el nivel del líquido será igual dentro y fuera del tubo. Si con una bomba se extrae el aire por su parte superior; el agua subirá dentro del tubo, debido a la presión atmosférica y al vacío efectuado, hasta una altura igual a la del barómetro en ese lugar, suponiendo un vacío perfecto y despreciando la tensión del vapor del agua. En estas condiciones, la presión absoluta en A, ( $P_A$ ) será igual a la presión manométrica. Esta presión con relación a la de B, ( $P_B$ ) es mayor en un valor correspondiente a la carga hidrostática  $h$ , por lo tanto:

$$P_A = P_B + \delta h$$

siendo  $\delta$  el peso específico del agua.

Luego:

$$P_B = P_A - \delta h$$

La presión manométrica en B, ( $P_B$ ) valdrá:

$$P_B = P_A - \delta h - P_A$$

puesto que  $P_A$  es igual a la presión atmosférica.

Por lo tanto:

$$P_B = - \delta h; \text{ y la carga será: } - \frac{\delta h}{\delta} = - h$$

A esta carga también se le llama carga de vacío o de succión (véase pag. 110)

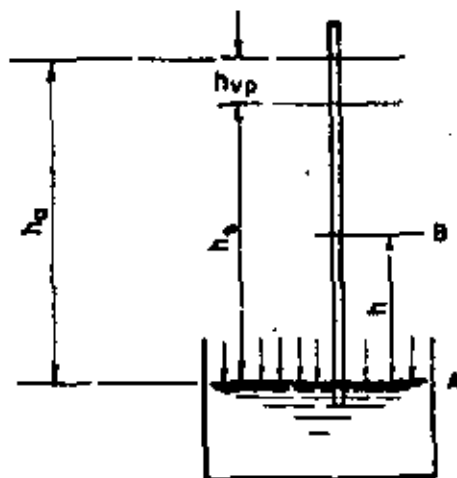


Fig. 2-2. - Presión negativa

Límite de la carga negativa. Si  $h_a$  es la altura que corresponde a la presión barométrica y  $h_{vp}$  es la equivalente a la tensión del vapor, la altura límite de la columna ( $h_s$ ) será:

$$h_s = h_a - h_{vp}$$

Aun cuando la bomba extractora de aire, continuara trabajando después de que el agua alcanzó la altura  $h_s$ , el nivel dentro del tubo ya no subiría más y lo que se consigue es extraer el vapor de la superficie dentro del tubo. Cuando el líquido se llegara a calentar la altura  $h_s$  descendería porque  $h_{vp}$  aumenta y en el punto de ebullición  $h_s$  valdría cero.

Por lo anterior la carga negativa máxima que puede tenerse depende de la presión barométrica del lugar y de la tensión del vapor y ésta de la temperatura. Al nivel del mar la altura de succión máxima teórica es de 10.33m.

Presión de vapor. - Es la presión que ejerce el vapor de la superficie libre de un líquido cuando éste se encuentra a una temperatura arriba de su congelación. También se define como la presión a la cual se vaporiza un líquido si se le agrega calor o a la que el vapor de una cierta temperatura se condensa a líquido y se le quita calor.

En el caso del agua, la presión de vapor tiene valores definidos a cualquier temperatura y se pueden ver en las tablas de vapor. Al convertir las presiones de vapor a carga en metros, se debe considerar la temperatura del agua bombeada.

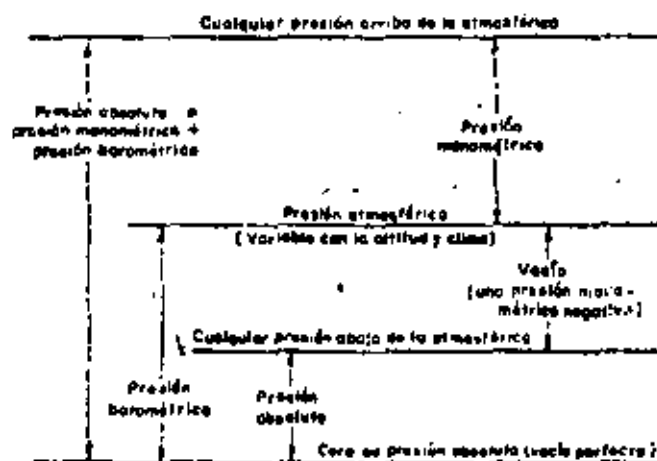


Fig. 2-3.-PRESIONES -Relación de términos empleados

Unidades de presión. - Las presiones se expresan en unidades de fuerza entre unidades de superficie o bien en metros de columna correspondiente, de acuerdo con el peso específico del líquido considerado.

En problemas de bombeo de agua, se acostumbra expresarlas en metros y es usual trabajar con presiones manométricas:

$$1 \text{ Kg/cm}^2 = 10 \text{ m. col. de agua} = 1 \text{ atm. métrica.}$$

$$0.10 \text{ Kg/cm}^2 = 1 \text{ m. " " " } = 3.28 \text{ pies.}$$

$$1 \text{ Kg/cm}^2 = 14.223 \text{ lbs/pulg}^2 = 32.808 \text{ pies.}$$

## 2.2 Columna o carga total de bombeo.

Definición. - Es un sistema de bombeo, se le da el nombre de columna o carga total, a la suma de las energías contra las que debe operar una bomba para mover determinada cantidad de agua de un punto a otro.

De acuerdo con lo anterior, la carga total ( $H$ ) para una bomba centrífuga horizontal, es igual a la diferencia entre la carga de descarga ( $H_D$ ) y la carga de succión ( $H_S$ ) es decir:

$$H = H_D - H_S \quad (1)$$

En la Fig. 2.4 se presentan dos casos típicos de instalación de bombas centrífugas horizontales. - Difieren entre sí por lo siguiente:

En el caso 2.4a, la bomba se localiza en un nivel superior al de la superficie del agua en la succión (lo más frecuente en problemas de riego) actuando únicamente la presión atmosférica, tanto en la succión como en la descarga. En el 2.4.b, la bomba se encuentra a un nivel inferior al del agua en la succión, y además se supone que, en la succión o en la descarga o bien en ambos, actúa una presión  $P_S$  y  $P_D$  respectivamente, que es diferente a la atmosférica.

Valor de la columna en 2.4. a.

En este caso la carga de succión es una carga negativa, por lo que, la columna valdrá numéricamente, la suma de  $H_D$  y  $H_S$ . Aclaremos:

$$H_S = - h_s - h_{fs} \quad (a)$$

$$- H_S = h_s + h_{fs}$$

$$H_D = h_d + h_{fd} + h_{vd} \quad (b)$$

Sustituyendo (a) y (b) en (1)

$$H = h_d + h_{fd} + h_{vd} + h_s + h_{fs}; \text{ valor de la carga total.}$$

o también:

$$H = h_{et} + h_{fd} + h_{vd} + h_{fs}$$

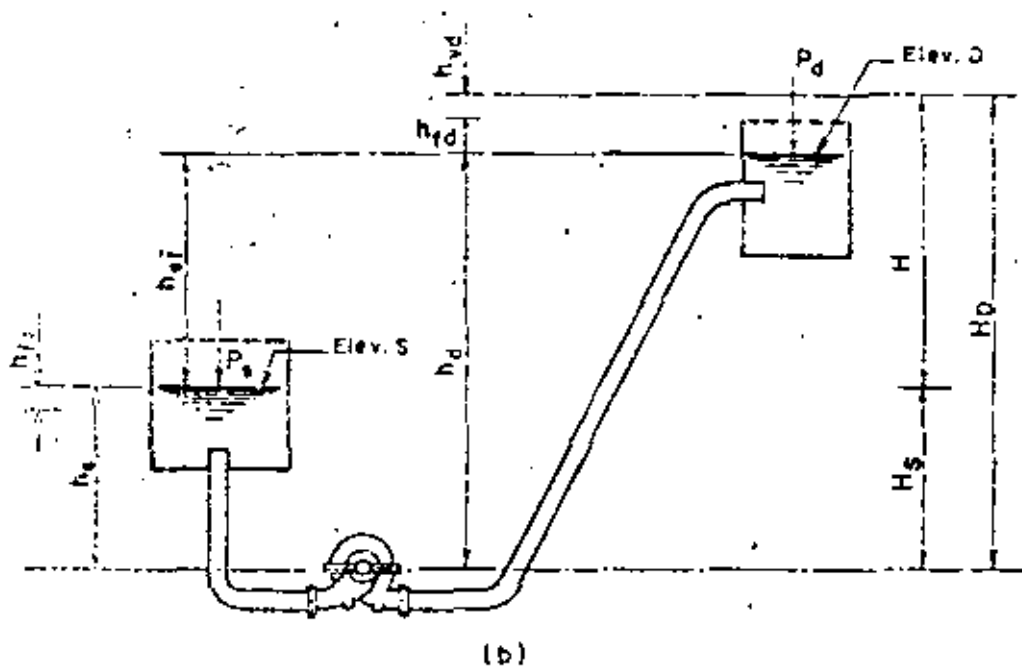
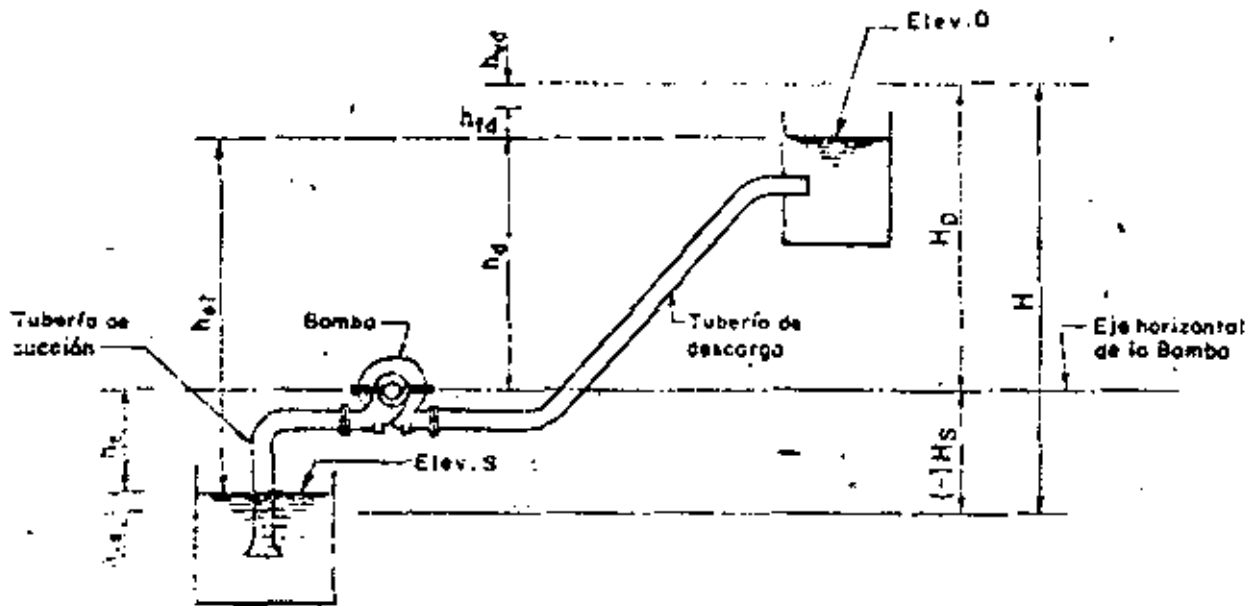


Fig. 2-4. Instalaciones típicas de bombas centrífugas horizontales

Porque:

$$h_{et} = h_s + h_d = \text{Elev. D} - \text{Elev. S.}$$

Valor de la columna en 2. 4. b.

$$H = h_s - h_{f_s} \quad (a')$$

$$H_D = h_d + h_{f_d} + h_{v_d} \quad (b')$$

Sustituyendo (a') y (b') en (1)

$$H = h_d + h_{f_d} + h_{v_d} - h_s + h_{f_s} \quad \text{Valor de la carga total.}$$

o también:

$$H = h_{e_t} + h_{f_d} + h_{v_d} + h_{f_s}$$

porque:

$$h_{e_t} = h_d - h_s = \text{Elev. D} - \text{Elev. S.}$$

Si se considera que se tienen las presiones, diferentes a la atmosférica  $P_s$  y  $P_d$  el valor de la carga será:

$$H_s = h_s - h_{f_s} + P_s$$

$$H_D = h_d + h_{f_d} + h_{v_d} + P_d$$

$$H = h_d + h_{f_d} + h_{v_d} + P_d - h_s + h_{f_s} - P_s$$

$$H = h_d + h_{f_d} + h_{v_d} - h_s + h_{f_s} + P_d - P_s$$

Como:

$$h_d - h_s = h_{e_t}, \text{ se tiene finalmente que:}$$

$$H = h_{e_t} + h_{f_d} + h_{v_d} + h_{f_s} + (P_d - P_s)$$

Si solamente en la descarga se tiene la presión  $P_d$ , el valor de la carga total será:

$$H = h_{e_t} + h_{f_d} + h_{v_d} + h_{f_s} + P_d$$

En las expresiones anteriores, los términos representan lo siguiente:

$H$  = Carga total. - Suma de las energías que se tienen en el sistema cuando trabaja la bomba a determinada capacidad. Se expresa en metros de columna de agua absolutas o manométricas. Usualmente manométricas.

$H_s$  = Elevación de succión o carga de succión. - Se le da el primer nombre cuando la bomba se localiza arriba del nivel del agua en la succión (como en el caso 2. 4. a ), y el segundo, si la elevación de ese nivel es superior al sitio de la bomba, caso 2. 4. b.

Su valor es igual a la carga estática de succión, menos todas las pérdidas de energía que se tengan en la succión más alguna otra presión (diferente a la atmosférica) que se tenga en ese sitio, convertida naturalmente en metros de columna de agua.

$h_s$  = Elevación estática de succión o carga estática de succión - Recibe uno u otro nombre según que la bomba se encuentre arriba o abajo del nivel libre del agua en la succión.

Su valor es igual a la diferencia de elevaciones entre el eje horizontal de la bomba y la superficie del agua en el suministro. Nótese que en el caso 2. 4. a, tiene un valor negativo pero se suma algebraicamente en el cálculo de la columna.

$h_{f_s}$  = Carga de fricción en la succión. - Es la carga equivalente en metros, que se necesita para vencer todas las pérdidas de energía debidas al flujo en la tubería de succión.

Las pérdidas son principalmente:

Pérdidas por entrada. - Su magnitud dependerá del diseño del extremo de la tubería en la entrada del agua, por lo que es recomendable un abocinamiento para disminuir su valor. También dependerá de los accesorios, por ejemplo válvulas y coladeras, que se tengan en la entrada.

Pérdidas por accesorios. - Es debida a codos, válvulas, etc. que se tengan en la succión. Se acostumbra incluir esta pérdida en el cálculo de la fricción, para lo cual se expresa en longitud equivalente a la tubería que se use.

$H_D$  = Carga de descarga. - Es la suma de las cargas estática ( $h_d$ ), de fricción ( $h_{f_d}$ ) y de velocidad ( $h_{v_d}$ ) en la línea de descarga. Ocasionalmente se considera la presión  $P_d$  diferente a la atmosférica que se pudiera tener en el sitio de la descarga. Esto último casi no se presenta en bombeo para riego.

Ordinariamente, tanto la carga ( $H_D$ ) como la de succión ( $H_s$ ) se expresan con relación al eje horizontal de la bomba; sin embargo puede tomarse como referencia otra elevación haciendo la aclaración correspondiente.

En la Fig. 2.5. se tienen 3 casos más de descarga. En el sistema 2.5. a, la carga estática ( $h_d$ ) de descarga, es mayor que como se define generalmente; en la 2.5. c, se suma con signo negativo ya que actúa en favor del escurrimiento y en la 2.5. b, se muestra un caso típico de descarga con sifón.

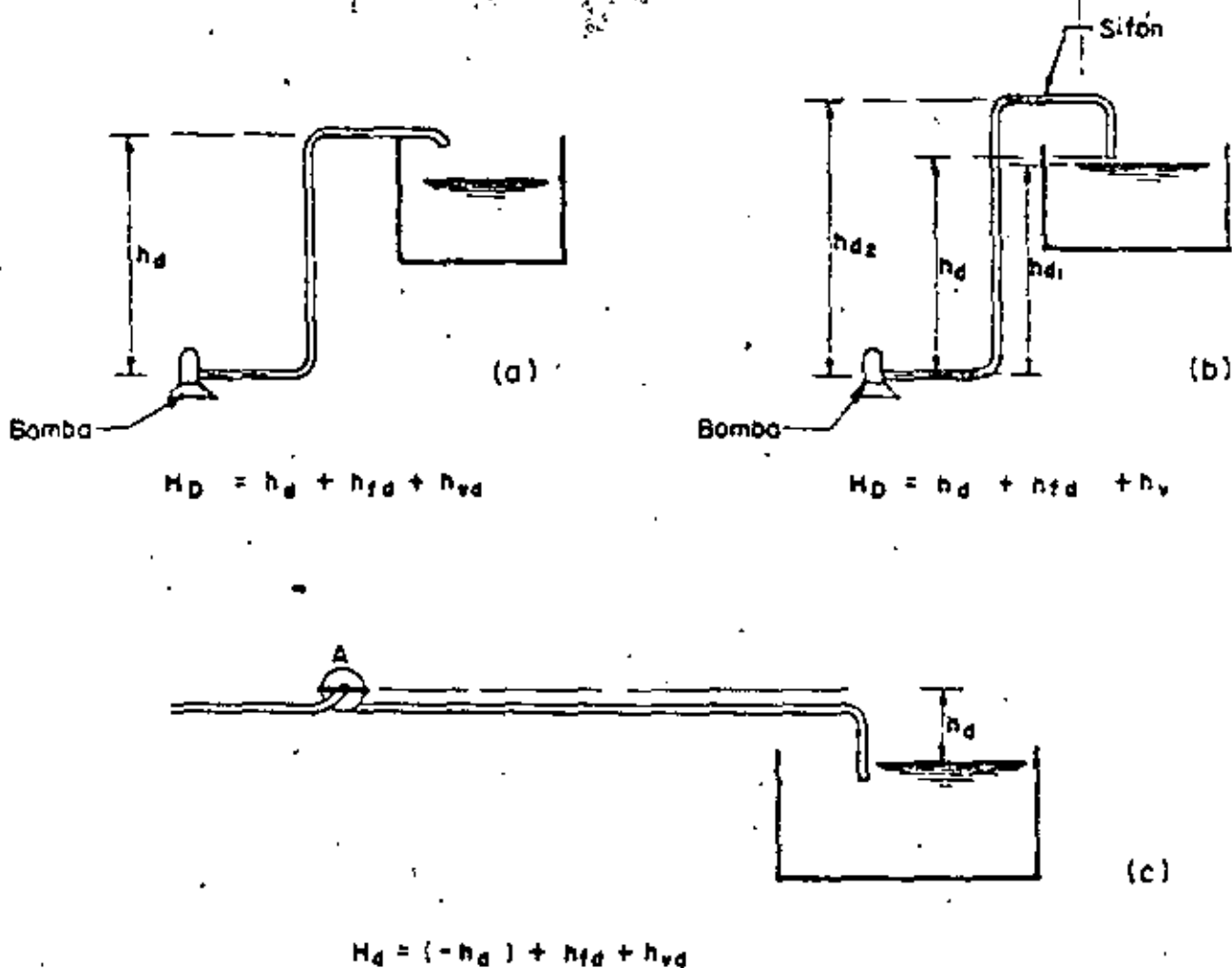


Fig. 2.5.- Descargas típicas

Descarga con sifón. - Se usa este tipo de descarga, con el objeto de reducir la columna o carga total de la bomba durante la operación, aprovechando la forma de trabajo de este dispositivo; se consigue por lo tanto, reducir la potencia y probablemente un equipo de menor capacidad.



Lo que se recomienda en estos casos es estudiar con cuidado la ayuda que puede dar el sifón y las pérdidas por fricción que se deben incluir en la columna de descarga. Además, en su diseño se debe prever la eliminación del aire en su interior -- cuando empieza a operar la bomba (por ejemplo instalando -- en la cresta una válvula de aire) para que se establezca el flujo, ya que si esa eliminación no se efectúa, la bomba operaría contra la carga estática ( $h_{d_2}$ ), dando por resultado una carga de arranque mayor que la de su operación normal o deseada.

También se debe prestar cuidado en el valor de la presión que se tendrá en la cresta del sifón para posibles condiciones de operación; esta presión, deberá ser siempre mayor que el correspondiente al vapor del agua bombeada, para evitar la vaporización y consecuentemente un fenómeno semejante al de la cavitación, en ese sitio.

La altura máxima que puede tener la pierna de un sifón depende principalmente de la presión atmosférica en el lugar, del gasto y del tamaño de la tubería.

$h_d$  = Carga estática de descarga. - Es la diferencia de elevación entre el nivel libre del agua en la descarga y el eje horizontal de la bomba.

Esta medida vertical se define así, porque generalmente la terminal de la tubería de descarga se ahoga con el objeto de disipar la energía de velocidad o evitar la entrada del aire en ella, pero como el caso de la Fig. 2.5 a, la carga real es la distancia  $h_g$  o sea se debe considerar la elevación del eje horizontal de la tubería antes del codo o bien la correspondiente a la clave de dicha tubería.

$h_{et}$  = Carga estática total. - En general, la columna estática total de una bomba es la diferencia de la elevación de descarga y la elevación del nivel del agua en la succión.

En el caso 2.4 a, será igual a la suma aritmética de la elevación de succión ( $h_s$ ) y la carga estática de descarga ( $h_d$ ). -- Cuando el nivel de succión es superior al del eje horizontal de la bomba caso 2.4 b, su valor estará dado por la diferencia entre la carga estática de descarga y la carga estática de succión.

$h_{fd}$  = Carga de fricción en la descarga. - Incluye todas las pérdidas de energía que se tienen a partir de la boquilla de la bomba y en la tubería de descarga. Estas pérdidas son debidas a la fricción a lo largo de dicha tubería, a cambios de dirección y a todos accesorios que se tengan en la misma.

$h_{vd}$  = Carga de velocidad en la descarga. - Puede definirse como la altura de la cual, una cantidad de agua debe caer para adquirir una cierta velocidad. Su valor se calcula con la siguiente igualdad:

$$h_{vd} = \frac{v^2}{2g}$$

$h_{vd}$  = Carga de velocidad en m.

$v$  = Velocidad del agua en la tubería de descarga en m/seg.

$g$  = Aceleración de la gravedad igual a 9.81 m/seg./seg.

Esta carga equivale a la energía cinética que se tiene en un sistema de bombeo. Por lo tanto, para conocer el valor de la columna total (suma de energías cinéticas y potencial) a la lectura manométrica en un aparato instalado en cualquier punto de una tubería en funcionamiento, deberá sumársele la carga de velocidad ya que un manómetro sólo registra lo relativo a la energía potencial.

En general su valor es relativamente pequeño y considerarlo en la determinación de la columna total no afecta substancialmente el valor final. Se ha observado, prácticamente, que en instalaciones con columnas grandes, su valor es menos digno de tomarse en cuenta; pero cuando se tienen columnas relativamente pequeñas siempre se debe considerar.

#### Carga total de una Bomba de eje Vertical.

Las definiciones y términos que se han dado antes, son también aplicables para las bombas verticales y en general para cualquier tipo. En estas bombas, al conducto que une el cuerpo de impulsores con el cabezal de descarga se le llama también columna de succión o simplemente columna de la bomba.

Debido al funcionamiento e instalación de las bombas verticales, la carga total valdrá siempre, la suma de la carga de succión y la carga de descarga, como puede observarse en la Fig. 2.6 que representa un caso típico de bombeo con este tipo de unidades.

Por lo tanto se puede escribir:

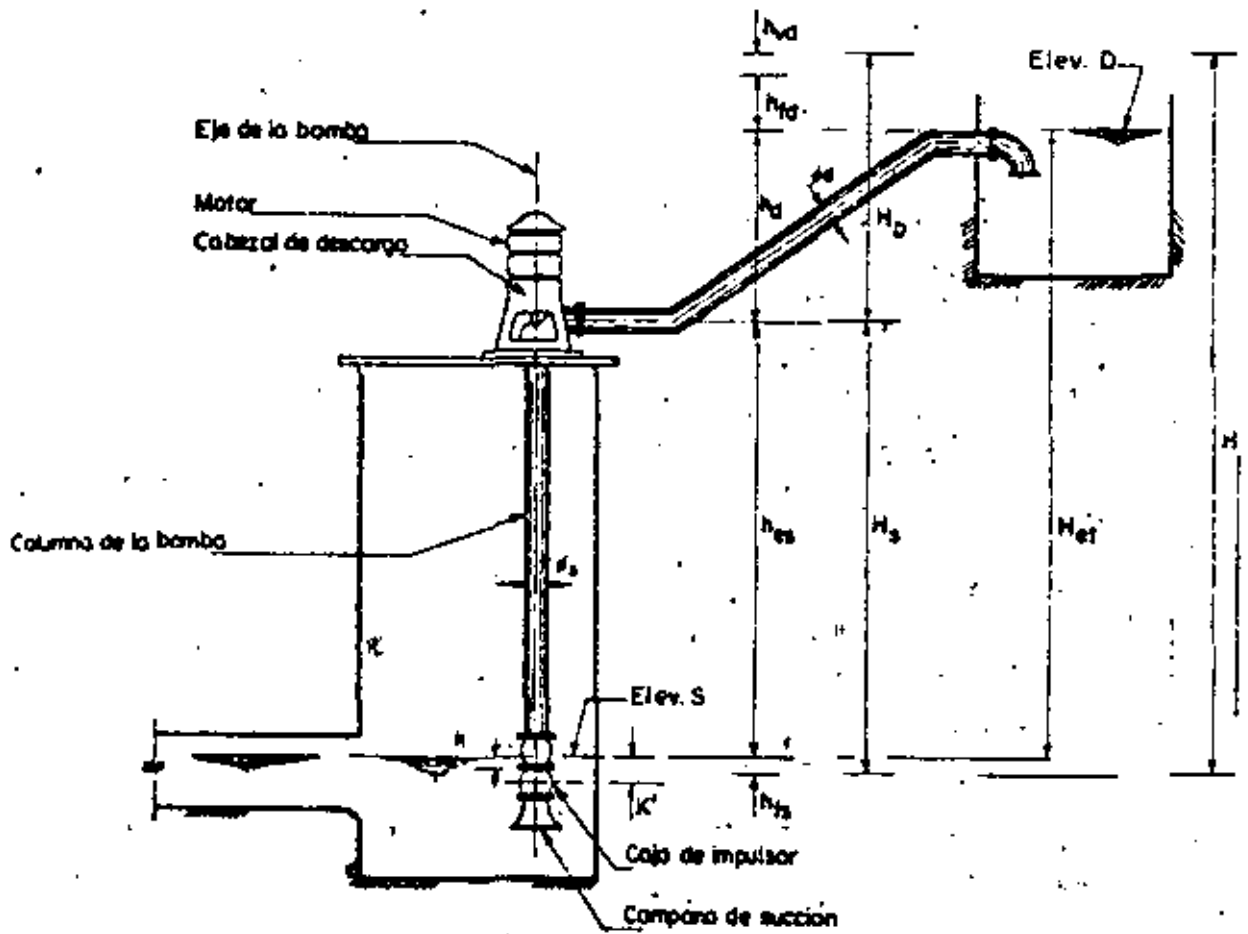
$$H = H_s + H_D \quad (1)$$

$$H_s = h_s + h_{f_s} \quad (a)$$

$$H_D = h_d + h_{f_d} + h_{vd} \quad (b)$$

sustituyendo (a) y (b) en (1):

$$H = h_s + h_{f_s} + h_d + h_{f_d} + h_{vd}$$



$$H = h_{et} + h_{fs} + h_{fd} + h_{vd} = H_S + H_D \quad \text{Para } \phi_s = \phi_d$$

$$H = H_S + H_D - h_{vd} - h_{vs} \quad \text{Para } \phi_s \neq \phi_d$$

Fig.— 2-6.—Instalación típica de una bomba vertical

o bien:

$$H = h_{et} + h_{f_s} + h_{f_d} + h_{v_d}, \text{ ya que:}$$

$$h_{et} = h_s + h_d$$

Representando:

$H$  = Carga dinámica total o altura manométrica total.

$H_s$  = Carga total en la succión.

$h_s$  = Carga estática de succión.

$h_{f_s}$  = Pérdida por fricción en la columna de succión y cabezal de descarga.

$H_D$  = Carga de descarga.

$h_d$  = Carga estática de descarga.

$h_{f_d}$  = Carga de fricción en la descarga.

$h_{v_d}$  = Carga de velocidad en la descarga.

Para calcular la pérdida en la columna de succión, lo más práctico y recomendable es consultar las tablas o nomogramas que registran este dato en función del gasto de bombeo y de las dimensiones transversales de los elementos de la columna de succión. Véase Pág. 133. Otra forma de hacerlo es aplicar alguna de las fórmulas que se conocen para valuar las pérdidas por fricción en tuberías, sin olvidar que en estos casos el área hidráulica es de forma anular.

### 2.3 Carga neta de succión positiva (CNSP o NPSH)

Se define como la presión disponible o requerida para establecer un flujo a través del elemento de succión al ojo del impulsor o carcasa de una bomba, cuyo valor nunca deberá reducirse al correspondiente a la presión de vapor del líquido manejado. Se expresa en metros de columna del líquido bombeado - equivalente a una presión en Kg/cm<sup>2</sup>.

Se ha observado (lo dicen las autoridades relacionadas con problemas de bombeo) que una determinación incorrecta de la C. N. S. P. puede ocasionar - fundamentalmente problemas de cavitación en menor o mayor grado, disminución de la eficiencia de las unidades y por ende problemas en la operación de un sistema de bombeo.

Antes de seguir adelante, se hace la aclaración que es usual en los fa-

bricantes de bombas emplear las siglas del nombre en inglés de este concepto o sea N.P.S.H. (Net Positive Suction Head).

**C. N. S. P. Requerida.** - Es la diferencia mínima de presión entre la carga de succión y la presión de vapor del líquido manejado, que necesita una bomba para operar a determinada capacidad. En nuestro caso la presión de vapor corresponderá al agua.

Su valor depende del diseño de cada bomba, siendo diferente para cada tipo y modelo, pero principalmente, es función de la capacidad de trabajo y de las velocidades del agua en la succión y en los impulsores; por lo tanto los siguientes factores influyen para valuar su magnitud; forma y área de los conductos de succión, diámetro del ojo del impulsor, forma y número de álabes, espacio entre ellos, velocidad específica de la bomba y otras características propias de fabricación, como la flecha y cubo del impulsor.

Siendo la C. N. S. P. una característica propia de cada modelo de bomba, su valor es un dato proporcionado por los fabricantes y se puede encontrar en catálogos editados por las casas vendedoras. Esta carga generalmente la refiere al eje horizontal de la bomba o del impulsor.

**C. N. S. P. Disponible.** - Es la diferencia entre la presión absoluta que se tiene en una instalación y la presión de vapor de agua.

De acuerdo con la definición anterior, la C. N. S. P. disponible, dependerá fundamentalmente del lugar en que se lleve a cabo el bombeo y de la presión de vapor del agua a la temperatura dominante en ese lugar, así como de las condiciones físicas de la instalación; considerando lo último, será factible, si se desea alterar su valor ( lo cual no puede hacerse con la C. N. S. P. requerida ) dadas unas características, variando algún elemento de esas condiciones; por ejemplo: si se quiere aumentarlo para tener la exigida por una bomba horizontal, se puede variar el diámetro y longitud de la tubería de succión o cambiar la localización de la bomba a otro nivel o una combinación de estas posibilidades; en otras palabras, hacer que el término  $h_s$  (carga estática de succión) y  $h_{fs}$  (carga de fricción) cambien de valor, convenientemente, en las ecuaciones I y II, de los casos que se tratan enseguida. En bombas verticales muchas veces para lograr mayor C. N. S. P. disponible se recurre al aumento de la sumergencia. En otras ocasiones, también se podrá disminuir el gasto de cada unidad aumentando el número de bombas.

En toda instalación y para cualquier condición de trabajo, la C. N. S. P. disponible deberá ser como mínimo, igual al valor de la C. N. S. P. requerida por la bomba de que se trate; pero se recomienda que ese valor mínimo sea un poco mayor, por lo que podemos escribir:

$$C. N. S. P. \text{ disponible} \geq C. N. S. P. \text{ requerida.}$$

$$(C. N. S. P.)_d \geq (C. N. S. P.)_r$$

C. N. S. P. disponible en casos típicos.

A continuación se dan las expresiones matemáticas para el cálculo de la C. N. S. P. disponible, de acuerdo con los esquemas de bombeo indicados en la Fig. 2.7 .

En las siguientes igualdades todos los términos se expresan en metros y significan lo siguiente:

$(\text{CNSP})_d$  = Carga neta de succión positiva disponible.

$P_{ab}$  = Presión absoluta.

$P_v$  = Presión de vapor de agua a la temperatura de bombeo.

$H_{ab}$  = Carga equivalente a la presión absoluta.

$h_b$  = Carga correspondiente a la presión barométrica o atmosférica.

$H_s$  = Carga de succión.

$h_s$  = Carga estática de succión.

$h_{fs}$  = Carga de fricción en la succión.

## CASO I

Nivel del agua en la succión, expuesta a la presión atmosférica y arriba del eje horizontal de la bomba.

$$(\text{CNSP})_d = P_{ab} - P_v \quad (a)$$

$$P_{ab} = H_{ab} = h_b + H_s$$

pero:

$$H_s = h_s + h_{fs}$$

Luego:

$$H_{ab} = h_b + h_s + h_{fs} \quad (b)$$

Sustituyendo (b) en (a);

$$(\text{CNSP})_d = h_b + h_s + h_{fs} - P_v$$

$$(\text{CNSP})_d = h_b + h_s - (h_{fs} + P_v) \quad (I)$$

## CASO I I

Nivel del agua en la succión, expuesta a la presión atmosférica y abajo del eje horizontal de la bomba.

$$(CNSP)_d = P_{ab} - P_v \quad (a')$$

$$P_{ab} = H_{ab} = h_b + H_s$$

pero :

$$H_s = - h_s - h_{fs}$$

Luego :

$$H_{ab} = h_b - h_s - h_{fs} \quad (b')$$

Sustituyendo ( b' ) en ( a' )

$$(CNSP)_d = h_b - h_s - h_{fs} - P_v = h_b - (h_s + h_{fs} + P_v) \quad (II)$$

$$(CNSP)_d = h_b - (h_s + h_{fs} + P_v)$$

## CASO I I I

Los casos I y II pero existiendo en el suministro o succión una presión diferente a la atmosférica.

Cuando se tiene esta característica el valor de  $h_b$  (presión barométrica) se sustituye por la que realmente se tiene. Por lo tanto las expresiones I y II para los casos correspondientes serán, si  $P_{da}$  es aquella presión:

$$(CNSP)_d = P_{da} + h_s - (h_{fs} + P_v) \quad \text{Caso I.}$$

$$(CNSP)_d = P_{da} - (h_s + h_{fs} + P_v) \quad \text{Caso II.}$$

## CASO IV.

Cuando en la instalación se tiene una bomba vertical.

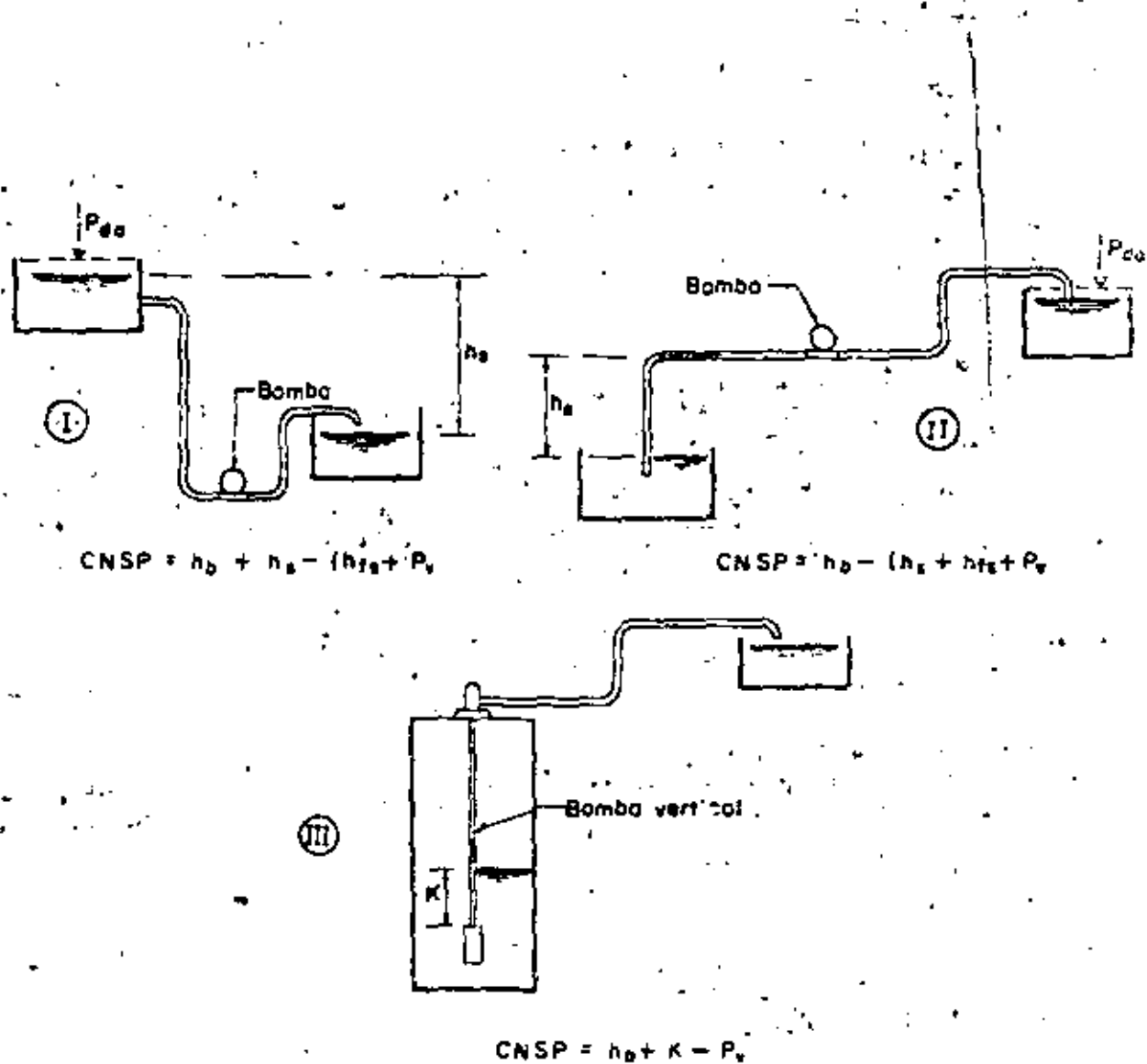
Haciendo un razonamiento análogo a los anteriores se tiene:

$$(CNSP)_d = P_{ab} - P_v \quad (a''')$$

Para este caso :

$$P_{ab} = H_{ab} = h_b + K \quad (b''')$$

Sustituyendo a''' en b''':  $(CNSP)_d = h_b + K - P_v$



Si existe ( $P_{da}$ ) sustitúyase  $h_b$  por ese valor.

Fig. 2-7.- CNSP Disponible en casos típicos.



## 2.4 Otros términos

### Sumergencia de una Bomba Vertical.

Puede definirse como la carga estática que actúa en la bomba debido al ahogamiento del primer impulsor. Numéricamente es la distancia vertical, en metros, entre el nivel del agua en el cárcamo y el eje horizontal del primer impelente; que es el adyacente a la campana de succión. En la Fig. 2.6 se ha acotado con la letra K'.

Esta carga es siempre necesaria para el funcionamiento en sí, de la bomba; también evita la posibilidad de que el aire que se encuentre arriba de la superficie del agua entre al impulsor (disminuyendo su eficiencia) durante el funcionamiento y además favorece a una instalación al aumentar el N. P. S. H. (carga neta de succión positiva) en forma semejante a lo que sucede con la carga estática de succión en una bomba de eje horizontal que se localiza abajo del nivel del agua en el suministro. Fig. 2.4 b .

La sumergencia mínima requerida por una bomba, operando en determinadas condiciones, es dato del fabricante y generalmente puede verse en la carta que contiene la curva de eficiencia del modelo.

En algunas bombas el valor de la sumergencia es relativamente pequeño y en otras puede ser grande; por ello, este factor debe tomarse en cuenta al seleccionar el equipo ya que puede influir en forma notable, para fijar la profundidad del cárcamo y longitud de la columna de succión.

Como al seleccionar un modelo de bomba no se tiene bien definido el eje del impulsor, se acostumbra en la práctica, por comodidad, medir la sumergencia considerando la elevación de la brida que une el tazón correspondiente con la columna o con otro tazón en lugar de dicho eje. La diferencia es relativamente pequeña y además es favorable para la bomba. En la Fig. 2.6 se ha representado esta distancia práctica, con la letra K.

Nivel dinámico. - Se acostumbra llamar así, al nivel del agua en el suministro cuando opera la bomba.

Este término es más propio y usual en problemas de bombeo de agua subterránea, porque en este caso sí hay una diferencia, generalmente notable, entre el nivel estático del acuífero, que es cuando no trabaja el equipo y el que se tiene en el pozo estando funcionando aquél.

En bombeo de aguas superficiales, como el que nos ocupa, se supone que el nivel del agua existente en el cárcamo para cualquier condición de operación permanece constante, es decir no se establece ninguna diferencia. Esto se hace basándose en que el abatimiento de la superficie del agua que se pudiera tener durante la operación, tiene un valor pequeño y prácticamente despreciable.

Un cono de abatimiento de consideración se presentaría, si el gasto que succionaran las bombas fuera mayor que el que alimentara al cárcamo; - esto no ocurre puesto que dada la naturaleza del problema a resolver, el gasto máximo de bombeo en un momento dado será igual al mínimo que entre al cárcamo y esta es una de las condiciones críticas que se prevén al diseñar el sistema. Para cuando el gasto de llegada sea mayor que el extraído, el abatimiento del nivel es menos importante todavía. Por otra parte, antes de preocuparse por el incremento de carga que se pudiera tener debido a un abatimiento accidental (la cual sería muy pequeña comparada con las otras cargas del sistema) se debe tener cuidado en fijar la sumergencia para evitar la entrada del aire a la bomba, que esto sí es perjudicial.

**Velocidad específica.** - Se define como la velocidad en revoluciones - por minuto a que debe girar un modelo reducido de impulsor de determinado tipo de bomba, para descargar la unidad de gasto, operando contra una carga unitaria.

Su expresión matemática general y simplificada es la siguiente:

$$N_S = \frac{NQ^{1/2}}{H^{3/4}} \quad \text{Sistema Inglés.}$$

Representando:

$N_S$  = Velocidad específica en r. p. m.

$N$  = Velocidad de rotación en r. p. m.

$Q$  = Gasto de la bomba en g. p. m.

$H$  = Carga total de cada paso en pies.

Si se trabaja con unidades métricas  $Q$  y  $H$  se expresarán en litros/ minuto y metros respectivamente y además la fórmula se afectará de un coeficiente de transformación, quedando:

$$N_S = 0.211 \frac{NQ^{1/2}}{H^{3/4}} \quad \text{Sistema métrico.}$$

Mediante este concepto, que relaciona a los tres factores principales que influyen en el funcionamiento de una bomba (gasto, carga y velocidad) y la teoría de la similitud, los investigadores han encontrado formas y condiciones de operación convenientes para diferentes impulsores, y basándose en estos datos los fabricantes construyen sus diversos tipos y tamaños de bomba. En la práctica, la velocidad específica es un índice más que permite predecir el tipo de bomba conveniente a emplear y esperar, en general, un buen funcionamiento.

Aunque son varios los factores que pueden afectar la operación de una centrífuga, de entre los cuales el NPSH y la altura de succión son básicos y principales, se acostumbra verificar la velocidad específica de un modelo propuesto por un fabricante o de algún tipo de bomba que se tenga en mente.

En la Fig. 2.8 se indican unos valores de la  $N_s$ .

**Cavitación.** - Cuando en el seno de un líquido en movimiento, la presión local se reduce a la correspondiente al vapor de ese líquido a la temperatura dominante, se presenta una formación de bolsas de vapor que desaparecen súbitamente al entrar en otra zona donde la presión tiene un valor tal, que se condensan, es decir, se tornan a líquido suavemente. A este fenómeno de formación y desaparición rápida de cavidades llenas de vapor del líquido que fluye porque pasa de una baja a alta presión, se le llama cavitación.

Este fenómeno se puede presentar en las turbinas, bombas, válvulas, en los cambios bruscos de la sección de tubería, etc., así como en las partes estacionarias de las estructuras hidráulicas que están propensas a baja presión y alta velocidad del agua, por ejemplo: en la zona inmediata de la descarga de compuertas deslizantes, en tomas para presas; en la parte inferior del chorro de agua en un deflector, etc.

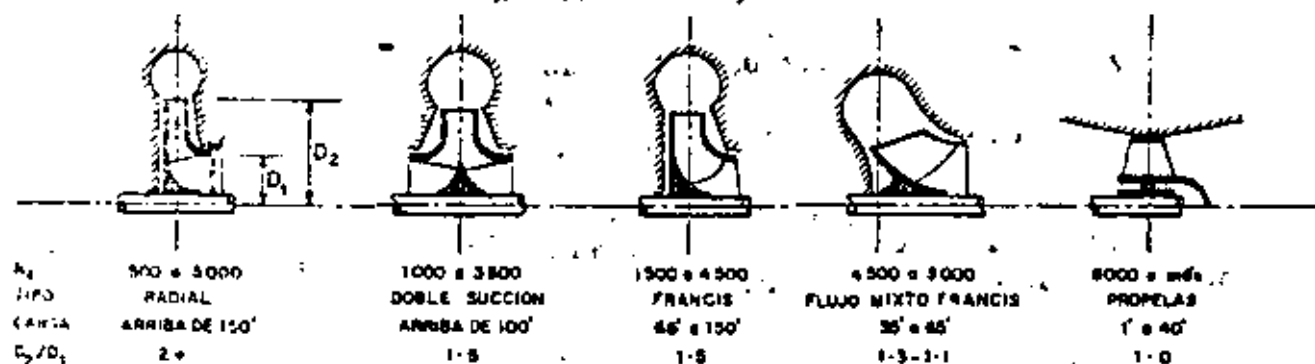


Fig. 2.8.-Relación de la velocidad específica

La cavitación en las máquinas hidráulicas ocasiona una disminución en su rendimiento, ruido, vibración y generalmente las corroe. Esto último hizo pensar a los investigadores que este fenómeno era de naturaleza química (debido a la oxidación) o electrolítica. Sin embargo, de acuerdo con los estudios y observaciones realizados al respecto se ha comprobado y aceptado que más

bien su naturaleza es mecánica, ya que también se llega a presentar en materiales como la madera, el concreto y hasta en el vidrio.

Cuando las bolsas de vapor se originan en la succión o entrada del impulsor de una bomba, las burbujas son arrastradas al interior de los álabes, sufriendo así un cambio de baja a alta presión y por lo tanto, se condensan súbitamente, originando al mismo tiempo una implosión. El proceso en sí y su repetición constante causa un choque de fuerte presión en las superficies metálicas de tal suerte que pueden llegar a provocar fatigas de ruptura del material y consecuentemente la picadura y erosión del mismo, ésto amén de menor rendimiento, ruido y vibraciones perjudiciales.

De acuerdo con lo anterior, lo primero que se nos ocurre pensar para evitar la cavitación en bombas, es no dar lugar a la vaporización del agua, en otras palabras, mantener siempre en la succión una presión arriba de la del vapor de agua y concretamente contar con un CNSP suficiente. Además de cuidar este concepto, algunos fabricantes recomiendan otras medidas prácticas como las siguientes:

En bombas horizontales:

1. - Cargas mucho menores que la correspondiente a la máxima eficiencia.
2. - Capacidad mucho mayor que la que se tiene con la máxima eficiencia.
3. - Elevación de succión mayor o CNSP menor que la recomendada por el fabricante.
4. - Temperaturas del líquido mayores que las consideradas en el diseño del sistema.
5. - Velocidades superiores que las recomendadas por el fabricante.

En bombas verticales:

1. - Cargas mayores que la correspondiente a la máxima eficiencia.
2. - Capacidad mucho menor que la correspondiente a la máxima eficiencia.

Los puntos 3, 4 y 5 anotados arriba.

Altura máxima de succión. - Teóricamente es la diferencia entre la carga manométrica del lugar ( $h_h$ ) y la carga correspondiente a la presión de vapor de agua ( $h_{vp}$ ) a la temperatura ambiente, es decir:

$$h_{st} = h_b - h_{vp} \quad (\text{succión teórica máxima})$$

Pero en la instalación de una bomba centrífuga horizontal se deberá considerar además de los conceptos anteriores, las cargas de velocidad ( $h_{vs}$ ) y de fricción en la succión ( $h_{fs}$ ). Por lo tanto se tiene que:

$$h_{s\text{máx.}} = h_b - h_{pv} - h_{vs} - h_{fs}$$

Se recomienda que principalmente en el caso de querer aprovechar la altura máxima de aspiración en un proyecto, se consulte lo relativo, con el fabricante de la bomba propuesta, además de haberla calculado.

Generalmente, el dato práctico es menor que el que se encuentra con la expresión anterior, con el objeto de tener un margen más de seguridad para evitar el mal funcionamiento, cavitación, etc.

**Bombas empleadas.** - En proyectos de riego por bombeo, las bombas más empleadas son las centrífugas, tanto horizontales como verticales. Esto es debido a las características de servicio requeridas generalmente (gastos y cargas - velocidades) y las que pueden ofrecer dichas máquinas dado el avance que se ha obtenido en el diseño. Dentro del campo de las bombas centrífugas se tiene una gran variedad de tipos y tamaños que se han clasificado atendiendo a la forma del impulsor, a la del flujo dentro de él o alguna otra particularidad de un determinado modelo y así, cuando se mencionan esas características, se tiene una idea clara o más clara de qué bomba se trata, por ejemplo, si se dice que una bomba centrífuga es horizontal de flujo mixto con impulsor cerrado y de admisión simple, esto se refiere a una bomba de eje horizontal con un diseño de impulsor tal, que el flujo tiene tanto componente radial como axial a su eje (lo que hace aumentar su capacidad de carga); tendrá paredes laterales unidas a los álabes, por eso es cerrado y la entrada del agua será por un solo lado (admisión simple) requiriendo, consecuentemente, un solo tubo de succión.

Tanto la centrífuga horizontal, como la vertical tienen ventajas y desventajas, dependiendo de las características del problema y para elegir un tipo solo cuestión de averiguar las capacidades de las que existan en el mercado y relacionarlas con el dato, carga capacidad del proyecto, así como considerar las condiciones físicas de la instalación.

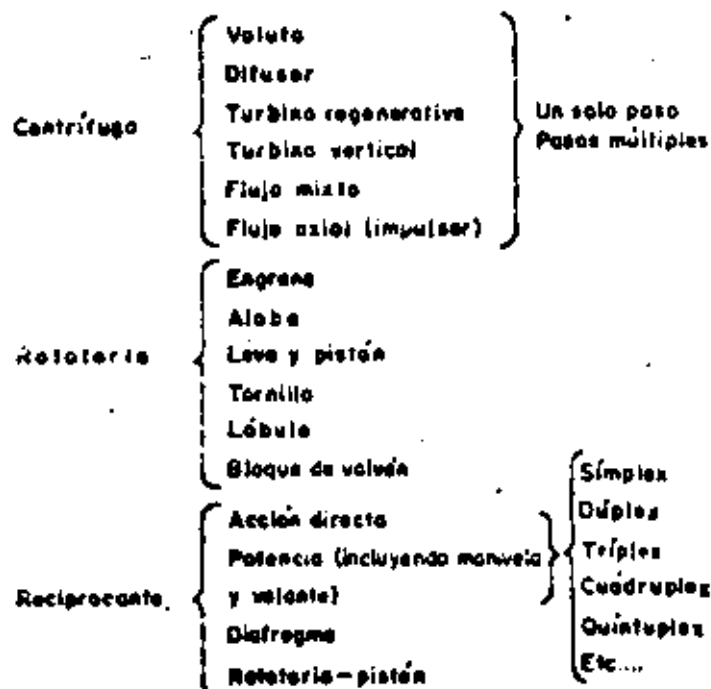
Una de las ventajas de la bomba vertical sobre la horizontal, la cual muchas veces decide la elección y con frecuencia la hace preferente, es que se puede colocar el motor a cualquier altura de tal manera que quede a salvo de inundaciones, además, el problema de cebado se elimina; la (CNSP)<sub>d</sub> puede mejorarse (véase Pág. 102) más fácilmente, ocupa menos espacio en su instalación y en general su eficiencia es más alta. Sin embargo, tiene la desventaja de existir la posibilidad de pegarse cuando no funciona o de dañarse con objetos flotantes (cuando no se evita su paso) y es más difícil su extracción para desmontarla, en caso de reparación o inspección.

Existen varios sistemas para el cebado de las bombas centrífugas horizontales, unos son automáticos, otros manuales, o una combinación de ambos. No obstante, lo más práctico y recomendable, para eliminar el problema de cebado, es instalar la centrífuga en un cárcamo seco, de tal manera que el nivel mínimo del agua en la succión permanezca siempre arriba del eje de la bomba. El plano de la Pág. 204 muestra una instalación típica de bomba horizontal para riego.

Ante la posibilidad del empleo de centrífugas verticales y horizontales; un estudio de costo de las Obras de Ingeniería Civil necesarias, y las ventajas consecuentes de tipo operativo de la planta para un determinado proyecto, serán factores que influyan en la elección del tipo de centrífuga.

Generalmente los fabricantes ofrecen bombas con mayor capacidad en el tipo vertical ya sea para foso lleno o para foso seco, porque la horizontal adolece de una limitante que es la altura de aspiración.

Es recomendable que antes de abordar un problema de riego por bomba el proyectista se entere de todo lo relativo a las bombas; para lo cual será necesario consultar libros que traten sobre el tema desde el punto de vista teórico-práctico y catálogos de fabricación para enterarse de lo existente en el mercado.



TIPOS Y CLASES DE BOMBAS MODERNAS

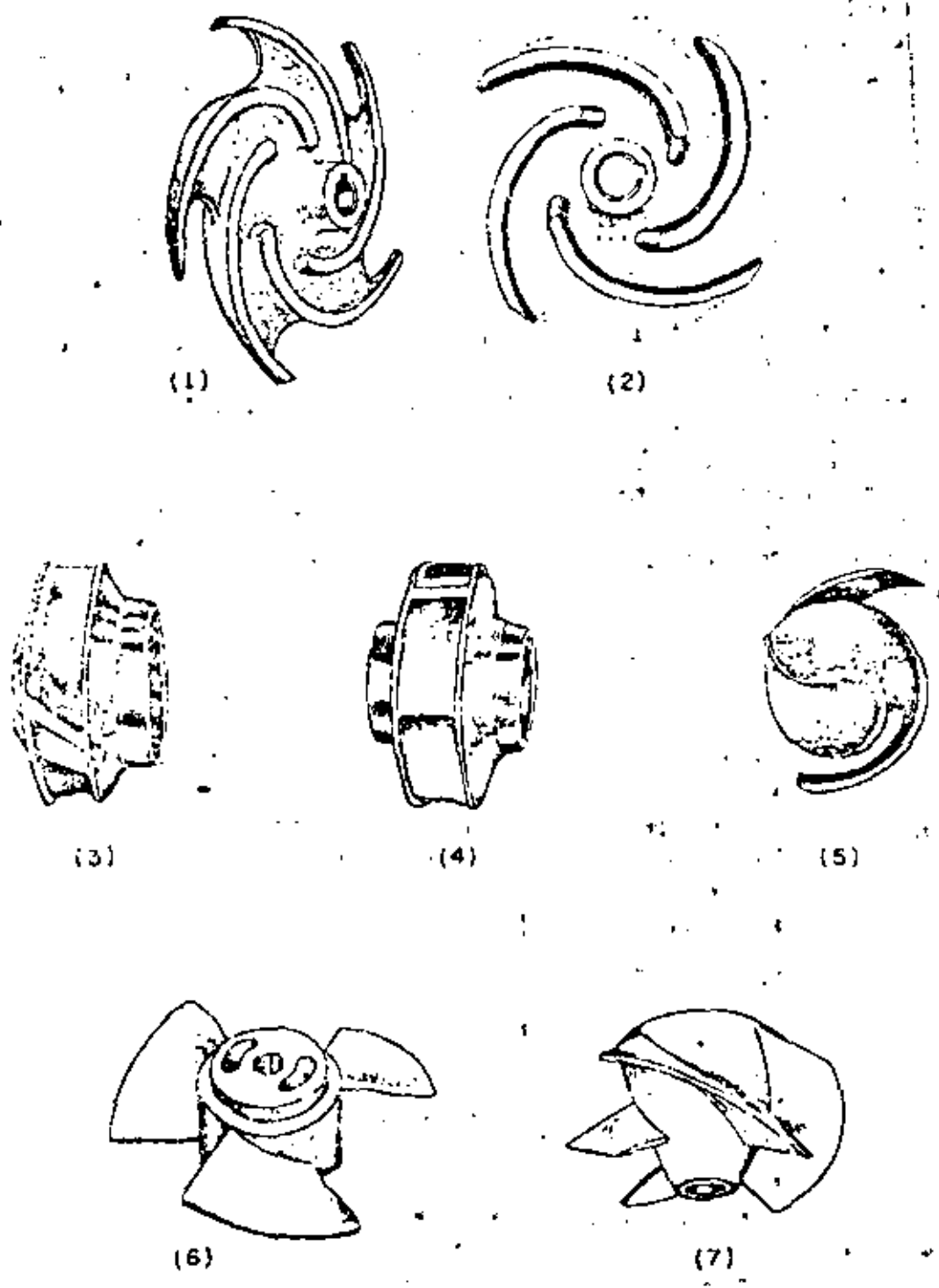


Fig. 2.9 IMPULSORES TÍPICOS: (1)-Abierto (2)-Semiabierto (3)-Cerrado de admisión simple (4)-Cerrado de doble admisión (5)-Abierto (para pulpa de papel) (6)-De flujo axial (hélice) (7)-De flujo mixto

## CAPITULO III

## ELECCION DE UN EQUIPO DE BOMBEO

La secuencia que se propone para determinar un equipo de bombeo; comprenderá los siguientes puntos.

## 1. - DATOS NECESARIOS.

## 2. - DETERMINACION DEL NUMERO DE BOMBAS. \*

- Capacidad de cada bomba.
- Porcentaje de utilización del equipo y flexibilidad de operación.

## 3. - SELECCION DE LA BOMBA TIPO.

- Condiciones de operación.
- Carga total aproximada.
- Sumergencia.
- ( CNSP ) disponible.
- Características de varias bombas. Consideraciones.
- Bomba tipo probable.

## 4. - CALCULO AFINADO DE LA BOMBA.

- Condiciones de operación.
- Carga total.
- Empuje axial.
- Velocidad específica.
- Capacidad del motor.
- Resumen del cálculo. Características de la bomba.
- Composición del equipo de bombeo.
- Dimensiones del cárcamo.

## 5. - COTIZACION DEL FABRICANTE.

- Datos para solicitar una cotización.
- Bomba elegida. Características.

## 6. - ELECCION DEL MOTOR.

- Análisis económico para decidir el empleo de energía eléctrica o motores de combustión. Costo del m<sup>3</sup> de agua bombeada.



Antes de continuar se hace la siguiente observación: Los fabricantes de bombas en general de equipo de bombeo diseñan sus productos basándose en las mismas leyes y adelantos de la ciencia hidráulica, así como bajo ciertas normas y reglas generales que, en muchos aspectos, son hasta universales; consecuentemente no existen en estos productos diferencias acentuadas; por ejemplo una bomba con impulsores de flujo axial, será semejante en todos los casos. Sin embargo cada fabricante elabora un catálogo con las características propias de sus productos y, exceptuando algunas variantes, el contenido de estos catálogos es similar en todos.

A fin de exponer el ejemplo con datos reales, en el presente trabajo se hizo uso del catálogo de la casa "Johnston Howe de México", únicamente por tenerse a disposición. (Véanse páginas 152 y siguientes).

### 5.1 Datos necesarios

#### 1. - Del lugar:

- Coordenadas geográficas

Latitud

Longitud

Altitud

- Temperatura ambiente:

Máxima

Mínima

Media

#### 2. - De la fuente en el sitio de la captación.

- Temperatura del agua
- Análisis químico del agua
- Naturaleza y tamaño de los sólidos en suspensión
- Registros diarios o mensuales de niveles del agua
- Curva de gastos de la corriente
- Niveles del agua importantes y época en que se tienen
  - Mínimo extraordinario
  - Mínimo ordinario o de estiaje normal
  - Máximo ordinario y extraordinario

#### 3. - Del cárcamo

- Ubicación
- Niveles del agua
  - Mínimo extraordinario y gasto correspondiente
  - Mínimo ordinario y gasto correspondiente
- Elevación de la plataforma o corona

#### 4. - De la descarga

- Ubicación
- Nivel del agua

- Energía adicional. Puede tenerse en el caso de emplear el riego por aspersión y proporcionar, con el equipo de bombeo, la carga disponible que se debe tener al iniciar la distribución.

#### 5. - Del Riego.

- Demandas de agua mensuales
- Tiempo máximo en que debe proporcionarse
- Frecuencia
- Horas de bombeo diarias consideradas en el estudio hidrológico.

#### 6. - De la energía disponible.

- Eléctrica
  - Voltaje
  - Ciclaje
  - Número de fases
  - Capacidad interruptiva
- Energéticos
  - Gasolina
  - Diesel, etc., etc.

#### 7. - Perfil topográfico, desde la captación hasta la descarga, por el eje del conducto de la toma y Esquema de la disposición del cárcamo y descarga.

#### 8. - Varios

- Nomogramas y tablas para el cálculo de pérdidas de energía por fricción en tuberías y accesorios.
- Catálogos de bombas, motores y accesorios que existan en el mercado. Curvas características.
- Información relativa a cercanía, prestigio, servicio de refacciones, cumplimiento, etc., de las casas vendedoras de equipos de bombeo.
- Antecedentes en general.

### 2. Determinación del número de bombas

Al haber hecho la planeación de la zona de riego para un plan de cultivos determinado y llegar a obtener las demandas de agua mensuales, se observará - en general, éstas son diferentes, presentándose en uno de los meses su - - - - - mayor valor.

El equipo de bombeo deberá elegirse para cubrir la demanda máxima, - - - - - formada a un gasto ( $m^3/seg$ ) que también será el máximo necesario y que - - - - - debla, tomando en cuenta la frecuencia de riego y el tiempo diario de bombeo.

Por lo tanto, si la capacidad de las bombas son iguales, el gasto por uni

dad que convencionalmente se le designará por  $q$  valdrá :

$$q = \frac{\text{Gasto Máximo}}{\text{No. de Unidades}} = \frac{Q \text{ Máx.}}{\text{No. U.}}$$

En proyectos pequeños ( por ejemplo con  $Q$  máx = 120 l. p. s. ) puede usarse una sola bomba y con ella proporcionar un servicio aceptable, considerando que el bombeo para riego es intermitente; sin embargo, es preferible, y esta práctica se ha seguido, dividir el gasto en dos unidades, previendo que, en el caso de descompostura de una de ellas, por lo menos se cuente con el 50% del servicio mientras dure la correspondiente reparación; además puede alternarse la operación de las máquinas y tener tiempo de darles servicio o de mantenimiento y conservación.

En los casos en los que el gasto máximo requerido es ya considerable y se pretenda emplear una sola unidad, es casi seguro que estará, muy "sobrada" para los meses en que el gasto máximo no se requiera y ello originaría un costo de energía innecesaria, mal distribución y aprovechamiento del agua y probablemente dificultades en la operación, porque sería una sola bomba. Aun cuando es posible regular el gasto de una bomba (dicho sea de paso, estrangulando su descarga o variando la velocidad de rotación, para lo cual se necesita un motor de velocidad o de acoplamiento variable), en problemas de riego es más práctico y conveniente la solución de instalar más de una unidad; pero elegir un número determinado sin algún estudio que nos permita normar un criterio en la elección no es correcto.

No hay un método que en forma directa nos indique cuál debe ser el número apropiado para un caso dado y elegir un equipo de bombeo considerando y variando los factores múltiples que intervienen no es tarea sencilla. Sin embargo, lo que se recomienda y es suficiente, dado el carácter del problema es hacer una serie de ensayos o tanteos (de carácter comparativo) considerando un cierto número de unidades y prediciendo la forma en que podrían operarse, así como estimando su costo inicial y de funcionamiento. Como el número de unidades y el tipo empleado de bomba están íntimamente ligados, para decidirse por una instalación determinada, una o mejor dicho varias combinaciones de estos factores (número y tipo) ayudarán a tomar la decisión correspondiente que, desde luego, deberá inclinarse a aquélla que reúna principalmente las características económicas y de flexibilidad de operación más favorables. Se dice que un equipo de bombeo es más económico cuando el litro de agua bombeado se obtiene con el costo mínimo durante la vida útil de la bomba (véase Pág. 186 ).

En forma resumida y general, los siguientes factores influyen de manera directa o indirecta en la selección de las bombas, una vez que hayan establecido y definido las características hidráulicas de un sistema:

#### Factores Técnicos:

- Número de unidades

- Características de operación (flexibilidad).
- Eficiencia máxima y de la zona contigua de la curva característica.
- Motor requerido.
- Accesorios necesarios.
- Tamaño y peso de las unidades.
- Garantías del fabricante.
- Servicio de refacciones.
- Alguna característica especial de fabricación de la bomba.

#### Factores Económicos:

- Costo inicial del equipo.
- Costo de instalación.
- Costo de operación y mantenimiento.
- Vida útil estimada de cada unidad.
- Posible sustitución de refacciones con otras marcas.
- Recuperación de la inversión.
- Prestigio, cercanía y tiempo de entrega de la casa vendedora.

### EJEMPLO DE SELECCION

Se expone a continuación la secuela que se siguió para elegir el equipo del caso "Vichinchijol".

"Vhichinchijol", es un proyecto de riego por bombeo que se localiza en el municipio de Tamuín, del Estado de San Luis Potosí. La fuente aprovechada es el río Pánuco y la superficie de terrenos que se pondrán bajo riego con esta obra será de 2 000 Ha., que pertenecen al ejido que le da nombre al proyecto. En estas tierras, que se encuentran en una zona principalmente agropecuaria, se cultivan en su mayoría plantas forrajeras y en menor grado hortalizas y frutas.

El aprovechamiento queda constituido por todas las partes que, en general, forman un sistema de riego con captación por bombeo, es decir, obra de toma, cárcamo de bombeo, tanque de descarga, casetas de control, de vigilancia, una subestación eléctrica y la zona de riego cuyos canales de distribución son vestidos de concreto simple y "gunite".

#### Porcentaje de utilización del Equipo

Con la idea de utilizar al máximo la instalación de un equipo de bombeo, tomando en cuenta que únicamente operará completo cuando sea requerido el mayor gasto en la zona de riego, una manera de estimar el número conveniente de bombas a instalar puede ser la siguiente:

Proponer un cierto número de unidades y comparar el tiempo anual de horas de trabajo que se tendría operando todo el equipo y considerando las horas

de bombeo que se aplicaron para la obtención del gasto máximo (horas-Máquina anual máximo), con las horas-máquina que realmente se van a tener o que serán necesarias en el año, de acuerdo con las necesidades de riego y las unidades propuestas. Esta comparación se puede apreciar en forma cualitativa -- como sigue:

$$\% \text{ utilización equipo} = \frac{\text{hs} - \text{Máq. Anual necesario}}{\text{hs} - \text{Máq. Anual Máx.}}$$

Para obtener lo anterior se formaron las tablas que se muestran de la pág. 119 a la pág. 122 para tres, cuatro, cinco y seis unidades respectivamente. Con estos cuadros también se conocen otros datos, como: las unidades necesarias para cubrir un determinado gasto mensual, las que permanecen sin trabajar y meses en que esto ocurre, así como las horas diarias de operación, etc. Se han anotado los niveles del agua mínimos mensuales que se presentan en la fuente de aprovechamiento, con el objeto de ver la posibilidad de proporcionar un gasto mensual (que no sea el gasto máximo) con un número menor de unidades que el que resulta de considerar la capacidad de cada bomba para obtener el gasto máximo o sea el gasto de proyecto. Esto se hace, tomando en cuenta que, en general, la demanda máxima mensual coincide en la época del año cuando se tienen los niveles mínimos en el río y que el gasto de una bomba aumenta cuando disminuye la carga estática, como se verá más adelante. Así pues, el porcentaje de utilización y los conceptos que se tienen a la derecha -- del cuadro de cada alternativa, son un índice para inclinarse hacia una de ellas.

Para el caso en cuestión, se observa que la alternativa No. 2 (4 unidades) parece más atractiva, porque: el 68 % de aprovechamiento (prácticamente 70%) del equipo resultó mayor que en las otras; se podrá disponer de una unidad como reserva (lo cual es ventajoso) en casi todos los meses, excepto en mayo y agosto que son los meses de por sí críticos, pues nótese que en abril y julio el gasto lo podrían dar tres bombas trabajando el tiempo máximo de proyecto. En el supuesto de fallar una, requiriéndose de las cuatro, el servicio se disminuiría en un 25% en meses que no son consecutivos o sea en mayo y agosto. Las horas diarias de bombeo que serán necesarias, con relación al tiempo considerado en el proyecto son aceptables.

De la alternativa con tres unidades, se advierte con relación a la de -- cuatro, un funcionamiento semejante, aun cuando tiene menor porcentaje de utilización ( 64% ) y en dos meses más, septiembre y octubre, se requiere de todo el equipo para dar el gasto correspondiente; sin embargo existe la posibilidad de cubrir la demanda con dos bombas trabajando más tiempo o bien que, como el nivel del agua en la fuente en estos meses no es el mínimo, minimórum, dos bombas proporcionen el gasto requerido, debido al aumento de su capacidad por la -- disminución de la carga estática y así se tendría una bomba en reserva. Serían unidades mayores, pero es una menos.

PROYECTO "VICHINCHIJOL" MPID. TAMUÍN, S.L.P.  
SELECCION EQUIPO DE BOMBEO

Alternativa N<sup>o</sup>. 1      1 Unidades.-  $q = 0.667 \text{ m}^3/\text{seg.}$

$Q \text{ máx.} = 2.00 \text{ m}^3/\text{seg.}$  - Considerando 30 días y 23 hs. diarias de bombeo máxima mensual

M e s e s	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Ag.	Sep.	Oct.	Nov.	Dic.
Demandas mensuales, miles de m <sup>3</sup>	1818	2669	2772	3964	4648	2428	3922	4577	3588	3715	1760	2024
Nivel máximo en el río, elevación en metros	3.80	3.56	3.42	3.21	3.42 1.90	3.26	3.46	3.47	3.45	3.52	4.24	3.88
Número de bombas para satisfacer el gasto necesario	2	2	2	3	3	2	3	3	3	3	2	2
Gasto necesario, m <sup>3</sup> /seg.	0.74	1.20	1.20	1.60	2.00	1.00	1.60	2.00	1.50	1.50	0.71	0.82
Bombas sin operar	1	1	1	0	0	1	0	0	0	0	1	1
Gasto suministrado por las bombas en operación	1.33	1.33	1.33	2.00	2.00	1.33	2.00	2.00	2.00	2.00	1.33	1.33
Horas máquina diarias, necesarias por bomba	12.8	20.75	20.75	18.40	23.00	17.27	18.40	23.00	17.25	17.25	12.25	14.16
Horas máquina diarias, Totales	25.60	41.50	20.75	55.20	69.00	34.54	55.20	69.00	51.75	51.75	24.50	28.32

Horas - Máquina anual, máxima =  $30 \times 23 \times 12 \times 3 = 24,840 \text{ hs.}$

Horas - Máquina anual, necesarias =  $527.11 \times 30 = 15,813.3 \text{ hs.}$

% Utilización del equipo =  $\frac{15,813.3}{24,840.0} = 64\%$

PROYECTO "VICHINCHIJOL" MPIO. TAMUÍN, S.L.P.  
SELECCIÓN EQUIPO DE BOMBEO

Alternativa N° 2 4 Unidades.-  $q = 0.500 \text{ m}^3/\text{seg.}$

$Q \text{ máx.} = 2.00 \text{ m}^3/\text{seg.}$  - Considerando 30 días y 23 hs. diarias de bombeo máximo mensual

M e s e s	Ene	Feb	Mar.	Abr.	May.	Jun.	JUL	Ag.	Sep.	Oct.	Nov.	Dic.
Demanda mensual, miles de m <sup>3</sup>	1818	2669	2772	3864	4648	2428	3922	4577	3588	3715	1760	2024
Nivel mínimo en el río, elevación en metros	3.80	3.56	3.42	3.21	$\frac{3.42}{1.90}$	3.26	3.46	3.47	3.45	3.52	4.24	3.88
Número de bombas para satisfacer el gasto necesario	2	3	3	4	4	2	4	4	3	3	2	2
Gasto necesario, m <sup>3</sup> /seg.	0.74	1.20	1.20	1.60	2.00	1.00	1.60	2.00	1.50	1.50	0.71	0.82
Bombas sin operar	2	1	1	0	0	2	0	0	1	1	2	2
Gasto suministrado por las bombas en operación	1.00	1.50	1.50	2.00	2.00	1.00	2.00	2.00	1.50	1.50	1.00	1.00
Horas máquina diarias, necesarias por bomba	17.02	18.40	18.40	18.40	21.00	23.00	18.40	21.00	23.00	23.00	16.35	18.90
Horas máquina diarias. Total	34.04	55.20	55.20	73.60	92.00	46.00	92.00	92.00	69.00	69.00	32.70	37.80

Horas - Máquina anual, máximo =  $30 \times 23 \times 12 \times 4 = 33,120 \text{ hs.}$   
 Horas - Máquina anual, necesarias =  $748.54 \times 30 = 22,456.2 \text{ hs.}$   
 % Utilización del equipo =  $\frac{22,456.2}{33,120.0} = 67.8\% = 68\%$

PROYECTO "VICHINCHIJOL" MF.O. TAMUÍN, S.L.P.

SELECCION EQUIPO DE BOMBEO

Alternativa N<sup>o</sup>. 3 5 Unidades.-  $q = 0.490$  m<sup>3</sup>/seg.

Q máx. = 2.00 m<sup>3</sup>/seg. - Considerando 30 días y 23 hs. diarias de bombeo máximo mensual

M e s e s	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Agt.	Sep.	Oct.	Nov.	Dic.
Demandas mensuales, miles de m <sup>3</sup>	1818	2669	2772	3964	4648	2428	3922	4577	3588	3715	1760	2024
Nivel mínimo en el río, elevación en metros	3.80	3.56	3.42	3.21	$\frac{3.42}{1.90}$	3.26	3.45	3.47	3.45	3.52	4.24	3.88
Número de bombas para satisfacer el gasto necesario	2	3	3	4	5	3	4	5	4	4	2	3
Gasto necesario, m <sup>3</sup> /seg.	0.74	1.20	1.20	1.60	2.00	1.00	1.60	2.00	1.50	1.50	0.71	0.82
Bombas sin operar	3	2	2	1	0	2	1	0	1	1	3	2
Gasto suministrado por las bombas en operación	0.80	1.20	1.20	1.60	2.00	1.20	1.60	2.00	1.60	1.60	0.80	1.20
Horas máquina diarias, neces. varias por bomba	21.27	23.00	23.00	23.00	23.00	19.15	23.00	23.00	21.50	21.50	20.40	15.70
Horas máquina diarias, Totales	42.54	69.00	69.00	92.00	115.00	57.45	92.00	115.00	86.00	86.00	40.80	47.10

Horas - Máquina anual, máxima =  $30 \times 23 \times 12 \times 5 = 41,400$  hs.

Horas - Máquina anual, necesarias =  $911.89 \times 30 = 27,356.7$  hs

% Utilización del equipo =  $\frac{27,356.7}{41,400.0} = 66\%$



PROYECTO "VICHINCHIJOL" MPIO. TAMUÍN, S.L.P.  
SELECCION EQUIPO DE BOMBEO

Alternativa N° 4 6 Unidades -  $q = 0.333 \text{ m}^3/\text{seg.}$

$Q \text{ máx.} = 2.00 \text{ m}^3/\text{seg.}$  - Considerando 30 días y 23 hs. diarias de bombeo máximo mensual

M e s e s	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Ago.	Sep.	Oct.	Nov.	Dic.
Demandas mensuales, miles de m <sup>3</sup>	1818	2669	2772	3864	4648	2428	3922	4577	3588	3715	1760	2064
Nivel mínimo en el río, elevación en metros	3.80	3.56	3.42	3.21	3.42 1.90	2.26	3.46	3.47	3.45	3.52	4.24	3.88
Número de bombas para satisfacer el gasto necesario	3	4	4	5	6	4	5	6	5	5	3	3
Gasto necesario, m <sup>3</sup> /seg.	0.74	1.20	1.20	1.60	2.00	1.00	1.60	2.00	1.50	1.50	0.71	0.82
Bombas sin operar	3	2	2	1	0	2	1	0	1	1	3	3
Gasto suministrado por las bombas en operación	1.00	1.33	1.33	1.66	2.00	1.83	1.66	2.00	1.66	1.66	1.00	1.00
Horas máquina diarias, necesarias por bomba	17.02	20.70	20.70	22.10	23.00	17.27	22.10	23.00	20.76	20.76	16.33	18.86
Horas máquina diarias, Totales	51.06	82.80	82.80	110.50	138.00	69.08	110.50	138.00	103.80	103.80	49.00	56.58

Horas - Máquina anual, máxima =  $30 \times 23 \times 12 \times 6 = 49,680 \text{ hs.}$

Horas - Máquina anual, necesarias =  $1095.92 \times 30 = 32,877.6$

% Utilización del equipo =  $\frac{32,877.6}{49,680.0} = 66\%$

En las proposiciones de cinco y seis unidades el porcentaje de utilización es menor que en la de cuatro, a pesar de ser más bombas y además se observa que parte del equipo permanecería ocioso más tiempo. Por otra parte, la estructura de instalación sería mayor.

Con los datos del gasto requerido y el dado por el equipo, obtenido de las tablas, se puede formar una gráfica para observar en forma más objetiva la variación mensual de estos conceptos; por ejemplo, los meses en que se puede suministrar mayor volumen de agua con las bombas en caso necesario, etc. En las figuras 3.1 y 3.2 se muestran las correspondientes a las alternativas uno y dos que son las que se antojan más atractivas, según lo dicho anteriormente.

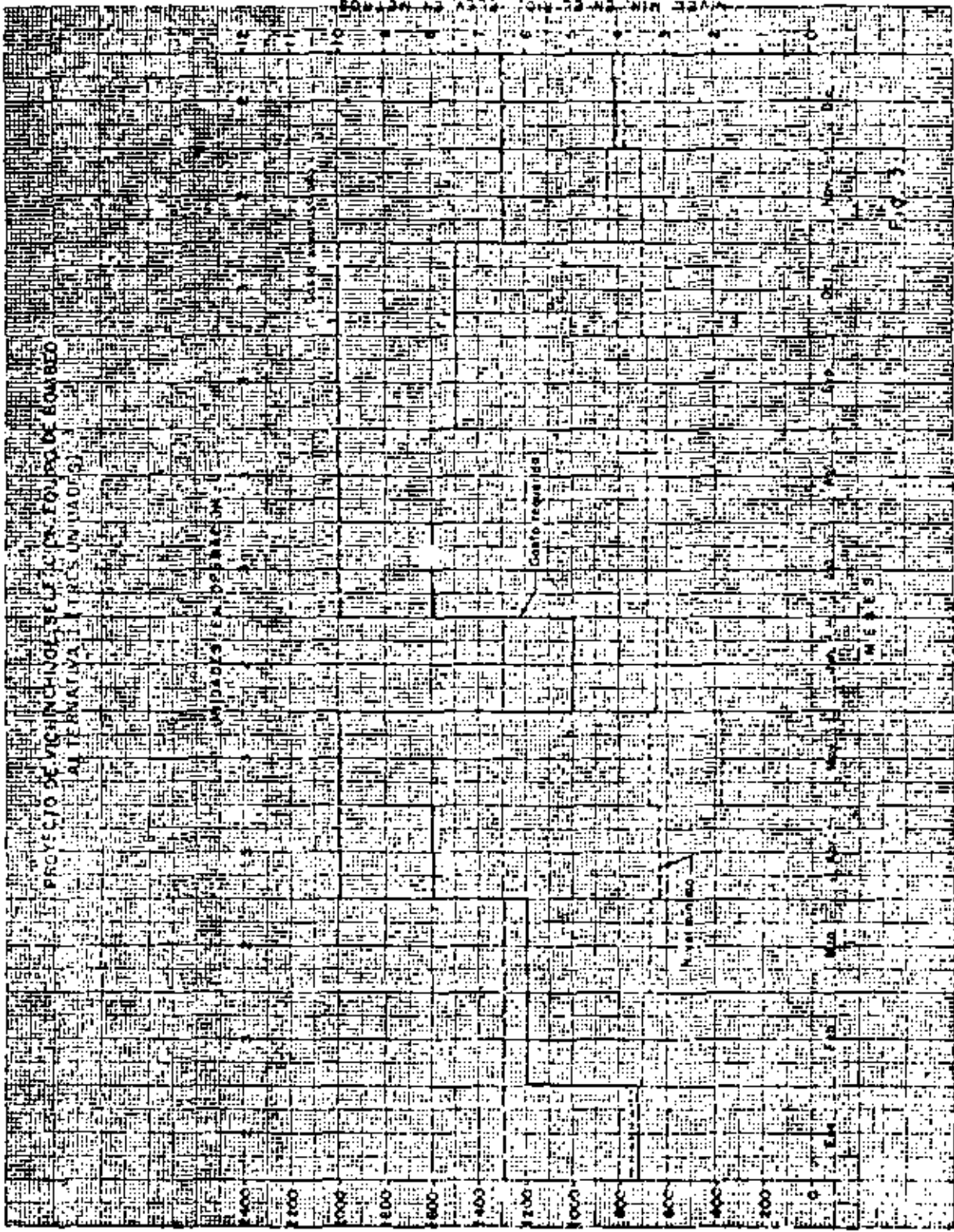
Antes de continuar con la siguiente etapa de la secuela que nos ocupa, se harán las siguientes observaciones:

Es claro que el 100% de utilización de una instalación se obtendría cuando el gasto necesario en la zona de riego fuera constante y tal vez, en estas condiciones, el problema de seleccionar el equipo de bombeo, se reduzca a elegir el tamaño y tipo de las unidades. Ordinariamente en instalación de bombas para riego, ese porcentaje de utilización no se obtiene debido a la variación de las demandas; por lo tanto, de este concepto dependerá, en parte, el mayor aprovechamiento de las instalaciones y como aquéllas (las demandas) son función del plan de cultivos considerados, conviene que cuando se utilice el bombeo con fines de riego se piense en un plan de cultivos tal, que la mira sea sacarle a la instalación el mayor proyecho posible.

En algunos proyectos, se llegan a tener, en uno o más meses, demandas (gastos) pequeñas en comparación con la demanda máxima y ello puede afectar la apreciación del 1% de aprovechamiento que se busca, por lo que, para esos casos y a juicio, considérense o no todos los meses del año en la determinación de dicho porcentaje.

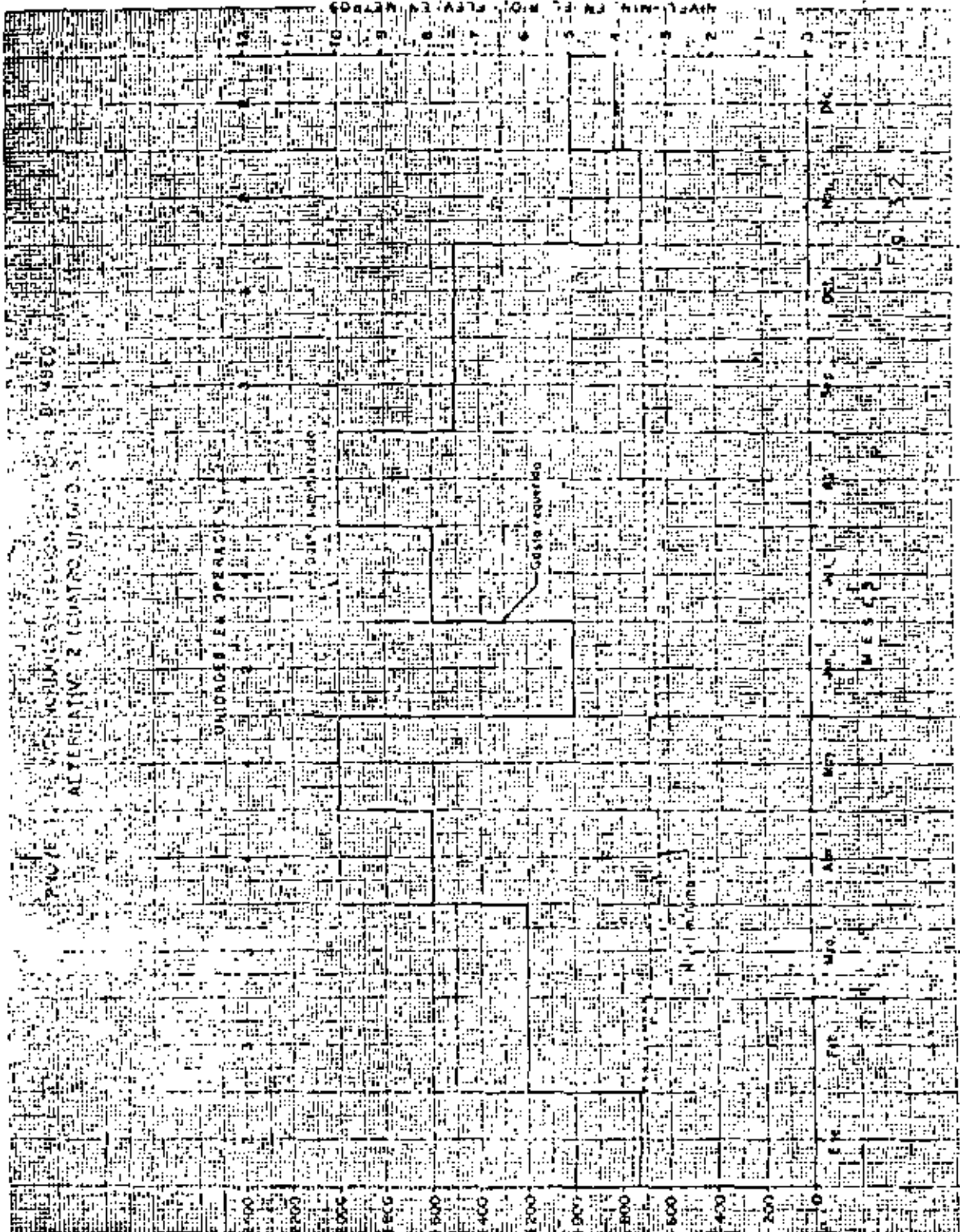
En otras ocasiones, el gasto máximo difiere bastante con los otros mensuales y al calcular el número de horas necesarias de bombeo diario, éste resulta bajo con relación al aplicado en la obtención del gasto máximo; esto origina tener el equipo ocioso en un tiempo mayor. Se sugiere para entonces, aumentar las horas de bombeo en el cálculo del gasto máximo para aumentar las horas de trabajo en los otros meses con lo cual, también se consigue disminuir la magnitud del equipo.

Es siempre recomendable tener unidades iguales, por las ventajas en la operación y conservación de un sistema; pero cuando las demandas de riego difieran mucho entre sí y en proyectos grandes es factible pensar y aplicar una solución con dos o más tipos de unidades y probablemente la magnitud del problema justifique esa solución. Se recomienda en estos casos tener por lo menos pares iguales.



GASTO M/seg.

Altitudin en metros sobre el nivel del mar



0 1000 2000 3000 4000 5000 6000 7000 8000 9000 10000

ALTERNATIVA 2 (CONSTRUCCION DE UNIDADES EN OPERACION)

UNIDADES EN OPERACION

Gaseo requerido

M. T. P. M.

Finalmente, si se tienen en la descarga canales que partan en distinta dirección y con diferente capacidad o se tenga una descarga parcial antes de la descarga principal, se debe considerar la capacidad de esos canales para fijar la capacidad de la bomba o viceversa, previendo la posible operación del sistema. En general deberá haber una relación entre la capacidad de los canales de riego y la capacidad de las bombas.

### 3.3 Selección de la bomba tipo

Considerando las alternativas más viables para elegir el número de unidades y consultando los catálogos de los fabricantes, se puede formar para cada una de esas alternativas una tabla en la cual se concentren las características principales de las bombas posibles de usar, con el objeto de compararlas en uno y otro caso y contar con más elementos para decidir la elección, tanto del número como del tipo.

Dentro de esas características, una de las más importantes es quizá la eficiencia de un determinado modelo, pues tómesese en cuenta que, de este factor dependerá en gran parte la economía que se tenga al operar el sistema durante su vida útil. En ocasiones ante la posibilidad de elegir cualquier modelo de bomba entre dos cuyo costo inicial sea diferente, casi siempre conviene elegir aquella con eficiencia más alta, aun cuando costara más y posiblemente esta decisión no afecte substancialmente la inversión inicial de una planta.

#### DATOS.

Para explorar las curvas características de varias bombas y formar la tabla a que nos hemos referido arriba se necesitan conocer:

- q Gasto de la bomba, cuyo valor será según la alternativa propuesta.
- ii Carga dinámica total aproximada y su posible variación.
- (CNSP)<sub>d</sub> Carga Neta de Succión Positiva disponible.

Además, tener presente el ciclaje de la energía eléctrica, en el caso que se vaya a disponer de ella, a fin de usar las curvas de eficiencia del ciclaje correspondiente.

Carga dinámica total aproximada y su posible variación.

Decimos que el valor de la carga total de operación para estos fines es aproximado, porque inicialmente se suponen las dimensiones de ciertos elementos que al final pueden hacer variar el valor de dicha carga; por ejemplo, el diámetro de la tubería de succión o el de la descarga y en ocasiones, pueden no ser

TABLA # 2 (PARA TUBOS DESCARGANDO PARCIALMENTE LLENOS) =

x/y	Z	x/y	Z	x/y	Z	x/y	Z
0.01	0.17	0.26	20.66	0.51	51.27	0.76	61.54
0.02	0.47	0.27	21.79	0.52	52.55	0.77	62.62
0.03	0.58	0.28	22.92	0.53	53.82	0.78	63.69
0.04	1.34	0.29	24.06	0.54	55.09	0.79	64.75
0.05	1.57	0.30	25.24	0.55	56.35	0.80	65.77
0.06	2.44	0.31	26.41	0.56	57.63	0.81	66.77
0.07	3.00	0.32	27.59	0.57	58.89	0.82	67.76
0.08	3.74	0.33	28.78	0.58	60.13	0.83	68.75
0.09	4.46	0.34	29.98	0.59	61.40	0.84	69.67
0.10	5.21	0.35	31.19	0.60	62.64	0.85	70.59
0.11	5.98	0.36	32.42	0.61	63.89	0.86	71.49
0.12	6.80	0.37	33.64	0.62	65.13	0.87	72.36
0.13	7.64	0.38	34.87	0.63	66.36	0.88	73.20
0.14	8.51	0.39	36.11	0.64	67.58	0.89	74.02
0.15	9.41	0.40	37.36	0.65	68.81	0.90	74.79
0.16	10.33	0.41	38.60	0.66	70.02	0.91	75.54
0.17	11.27	0.42	39.85	0.67	71.22	0.92	76.26
0.18	12.24	0.43	41.11	0.68	72.41	0.93	77.00
0.19	13.23	0.44	42.37	0.69	73.59	0.94	77.56
0.20	14.23	0.45	43.63	0.70	74.76	0.95	78.13
0.21	15.27	0.46	44.91	0.71	75.94	0.96	78.66
0.22	16.31	0.47	46.18	0.72	77.08	0.97	79.18
0.23	17.30	0.48	47.45	0.73	78.21	0.98	79.52
0.24	18.45	0.49	48.73	0.74	79.34	0.99	79.83
0.25	19.54	0.50	50.00	0.75	80.44	1.00	100.00

(VEASE FIGURA # 2)

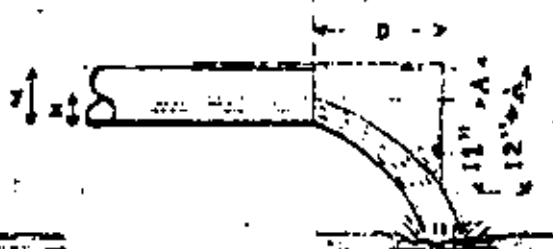
D = DISTANCIA HORIZONTAL EN CMTS.

Q = GASTO EN LITROS POR SEGUNDO.

FIGURA # 1 - PARA TUBOS LLENOS



FIGURA # 2 - PARA TUBOS PARCIALMENTE LLENOS



EJEMPLO # 1

TUBO DE 6"

D = 40 cmts. - Q = 35 lts. x seg.

EJEMPLO # 2

TUBO DE 6" y = 15 cmts.

x = 7.00 cmts.

D = 22 cmts.

Para x/y = 0.92 se obtiene Z de 92.93

(si fuera tubo lleno con D = 22 cmts. se tendrían Q = 16 lts. x seg.) así en este ejemplo sería:

D = 16 + 22.93 = 38.93 lts. x seg.

TABLE 1 (Continued) ...

MILLION LITERS	log. Gustavo Lopez J.						
	1	2	3	4	5	6	7
Cubic centimeters per liter							
20	1.7	3.7	6.4	14.6	25.3	39.7	56.9
22	1.9	4.1	7.0	16.0	27.8	43.7	62.8
24	2.0	4.6	7.7	17.5	30.3	47.7	68.3
26	2.2	4.8	8.3	19.0	32.8	51.7	73.9
28	2.4	5.2	9.0	20.4	35.4	55.6	79.6
30	2.6	5.6	9.6	21.9	37.9	59.6	85.3
32	2.7	6.0	10.2	23.3	40.4	63.6	91.0
34	2.9	6.3	10.9	24.8	42.9	67.6	96.7
36	3.1	6.7	11.5	26.2	45.5	71.7	102.4
38	3.2	7.0	12.2	27.7	48.0	75.5	108.1
40	3.4	7.4	12.8	29.2	50.5	79.5	113.8
42	3.6	7.8	13.4	30.6	53.0	83.5	119.4
44	3.7	8.3	14.1	32.1	55.6	87.4	125.1
46	3.9	8.6	14.7	33.5	58.1	91.4	130.8
48	4.1	8.9	15.4	35.0	60.6	95.4	136.5
50	4.3	9.3	16.0	36.5	63.2	99.4	142.2
52	4.4	9.7	16.6	37.9	65.7	103.3	147.9
54	4.6	10.0	17.3	39.4	68.3	107.3	153.6
56	4.8	10.4	17.9	40.8	70.7	111.3	159.0
58	4.9	10.8	18.6	42.3	73.3	115.2	165.0
60	5.1	11.2	19.2	43.7	75.8	119.3	170.6
62	5.3	11.5	19.8	45.2	78.3	123.2	176.3
64	5.4	11.9	20.5	46.7	80.8	127.2	182.0
66	5.6	12.3	21.1	48.1	83.4	131.1	187.7
68	5.8	12.6	21.8	49.6	85.9	135.1	193.4
70	6.0	13.0	22.4	51.0	88.4	139.1	199.1
72	6.1	13.4	23.0	52.5	90.9	143.1	204.8
74	6.4	13.8	23.7	53.9	93.5	147.0	210.5
76	6.5	14.1	24.3	55.3	96.0	151.0	216.1
78	6.6	14.5	25.0	56.9	98.5	155.0	221.8
80	6.8	14.9	25.6	58.3	101.0	159.0	227.5
82	7.0	15.3	26.3	59.8	103.6	162.9	233.2
84	7.1	15.6	26.9	61.2	106.1	166.9	239.0
86	7.3	16.0	27.5	62.7	108.6	170.9	244.8
88	7.5	16.4	28.2	64.2	111.1	174.9	250.3
90	7.7	16.7	28.9	65.6	113.7	178.8	256.0
92	7.8	17.1	29.4	67.1	116.2	182.2	261.6
94	8.0	17.5	30.0	68.5	118.7	186.0	267.2
96	8.2	17.9	30.7	70.0	121.2	190.0	273.0
98	8.3	18.2	31.4	71.4	123.8	194.7	278.7

## CONSTRUCTION AND USE OF PIPE CAP ORIFICE

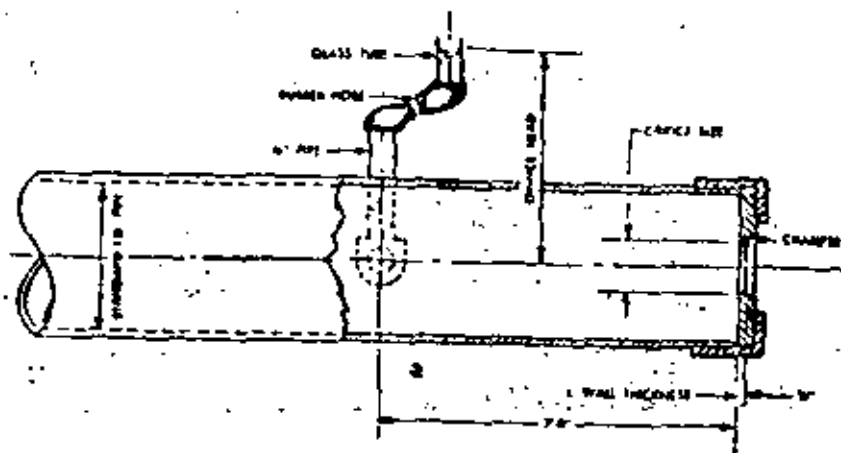


FIG. 70. Pipe cap orifice.

A pipe cap orifice is a form of sharp-edged orifice and is free flowing, since it is placed on the end of a pipe and allows the water to discharge into the atmosphere.

A number of precautions must be taken to insure accuracy of measurement.

1. Approach pipe must be smooth inside, straight and horizontal.

2. The distance between the orifice and any valves or fittings in the approach pipe must be greater than 2 pipe diameters.

3. The  $\frac{1}{8}$ " pressure opening should be two feet back of, and in the centerline plane of, the orifice. It should be fitted with a standard nipple, at right angles to the approach pipe and flush on the inside. A rubber tube and a piece of glass pipe complete the arrangement for easy reading of the head on the orifice. The rubber tube may be used as shown, or may be connected directly to the horizontal nipple.

4. The orifice must be a true bore, smooth, diameter accurate to  $\pm 0.001$ ", inside wall flush and smooth, edges square and sharp and  $\frac{1}{8}$ " thick, excess material chamfered at an angle of 45 deg. on outside as illustrated in Fig. 70.

• Capacities may be read directly in GPM from Fig. 71.

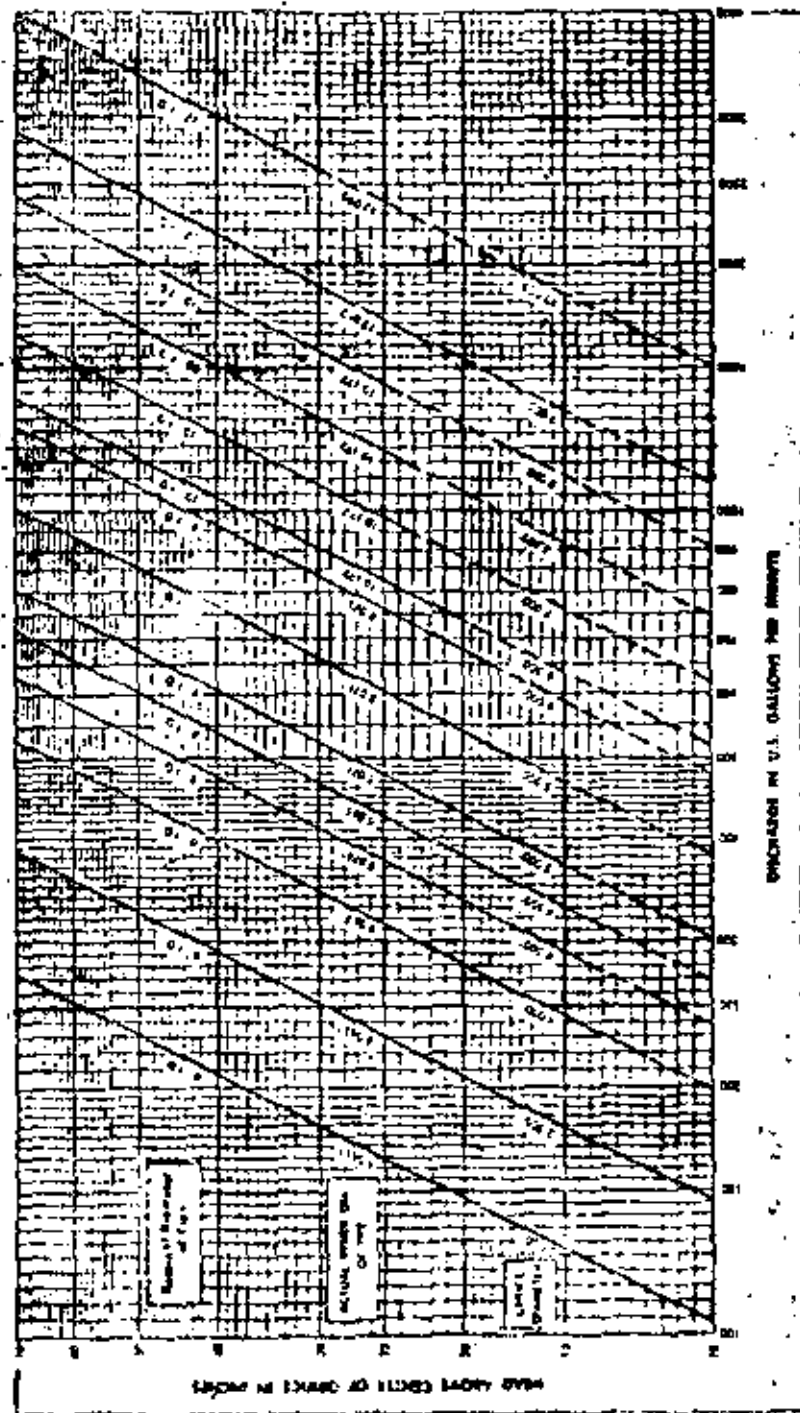


FIG. 71. Pipe cap orifice chart.



## SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS

IRRIGACION Y CONTROL DE RIOS

DIRECCION GENERAL DE CONSTRUCCION

Depto de Maquinaria

## INFORME DE ADEME

Fecha 28 de Dic. de 1955

Ora de Riego del Río Colorado Valle de Mexicali, B.C.

Pozo N° Alamog. 1

Lugar Ejido Torreón

Contratista Mexicana de Construcciones, S. A.

Zona

Contrato N° 767

De fecha 20 de Abril de 1956

Perforadora marca Walter núm. 13

## ADEME CIEGO

Diámetro	Espesor	Profundidad		Longitud instalada	Cable y rasca	Soldado a tope	Observaciones
		de	a				
20"	1/4"	1.00	35.42			X	Soldadura eléctrica.

## CEOAZO

Marca U.S. Steel

Tipo

Diámetro	Espesor	Profundidad		Longitud instalada	Tipo	Dimensiones ranura	Ranuras por metro	Area infiltración		Velocidad de infiltración	Observaciones
		de	a					por ml.	total	cm/seg	
20"	3/4"	35.42	64.70	29.28	Troq.	2 1/2" x 1/4"	198	8	234	8.5	Soldadura Eléctrica.

## FILTRO DE GRAVA

Volúmen	Temperatura de grava		Cuel	Observaciones
	Máxima	Mínima	Unifor.	
34	3/4"	1"		Cribada en el Banco de Algodones, B.C.

## CEMENTACION

Nivel aguas freáticas

Nivel estático después de la cementación

Diámetro Perforación	Espesor	Profundidad		Longitud instalada	Volúmen calculado	Volúmen empleado	Observaciones
		de	a				
NO	SE	USO					

TAPON DE FONDO NO

SELLOS DE PLOMO NO

EQUIPO EMPLEADO PARA LA CEMENTACION

PROCESO SEGUIDO:

## OBSERVACIONES

## PERSONAL QUE INTERVIENE

Supervisores

Orden dada por el Ing. Guillermo Galicia

Perforista H. Schleaf del Conto

Inspector Ing. G. Galicia S.R.H.



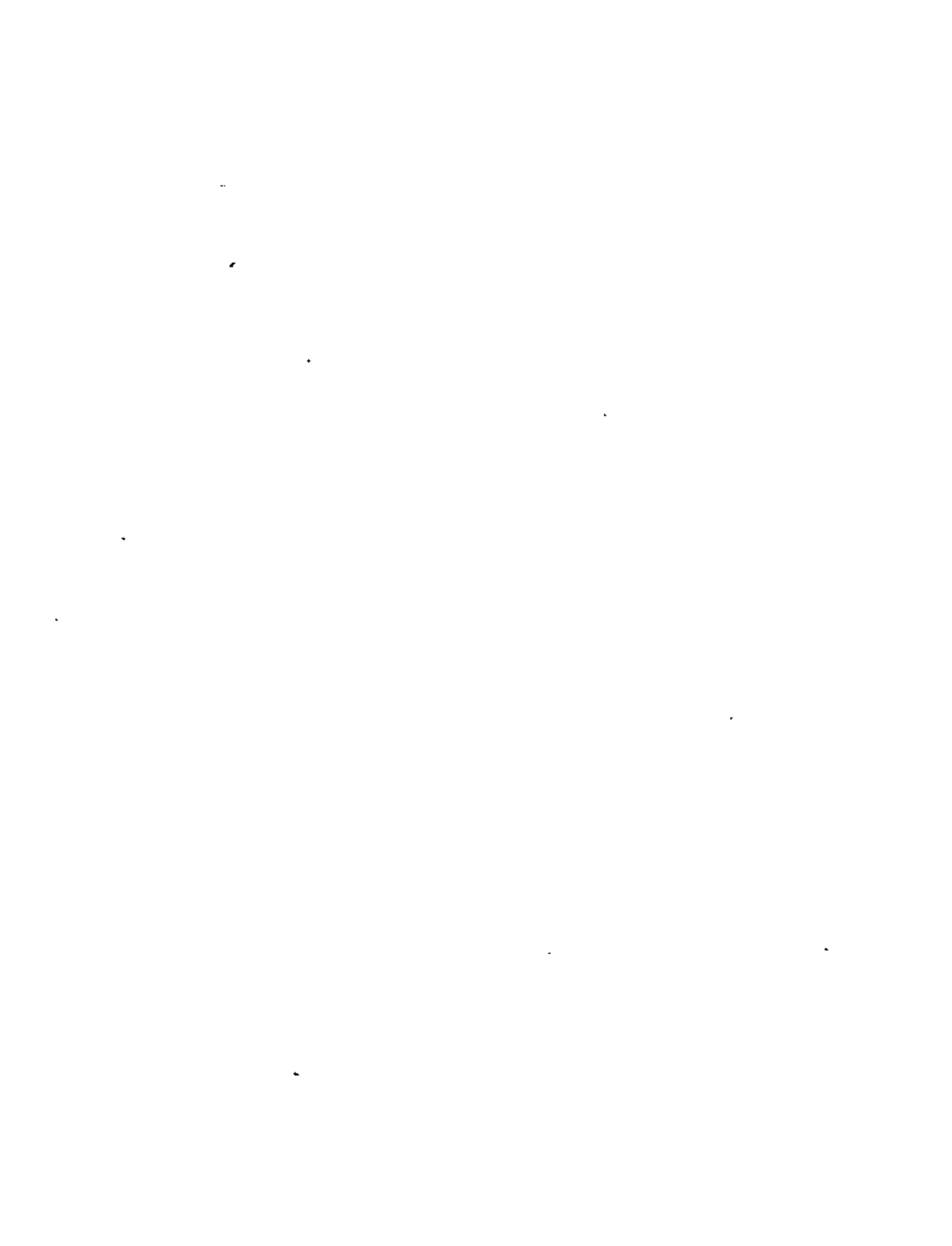
**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

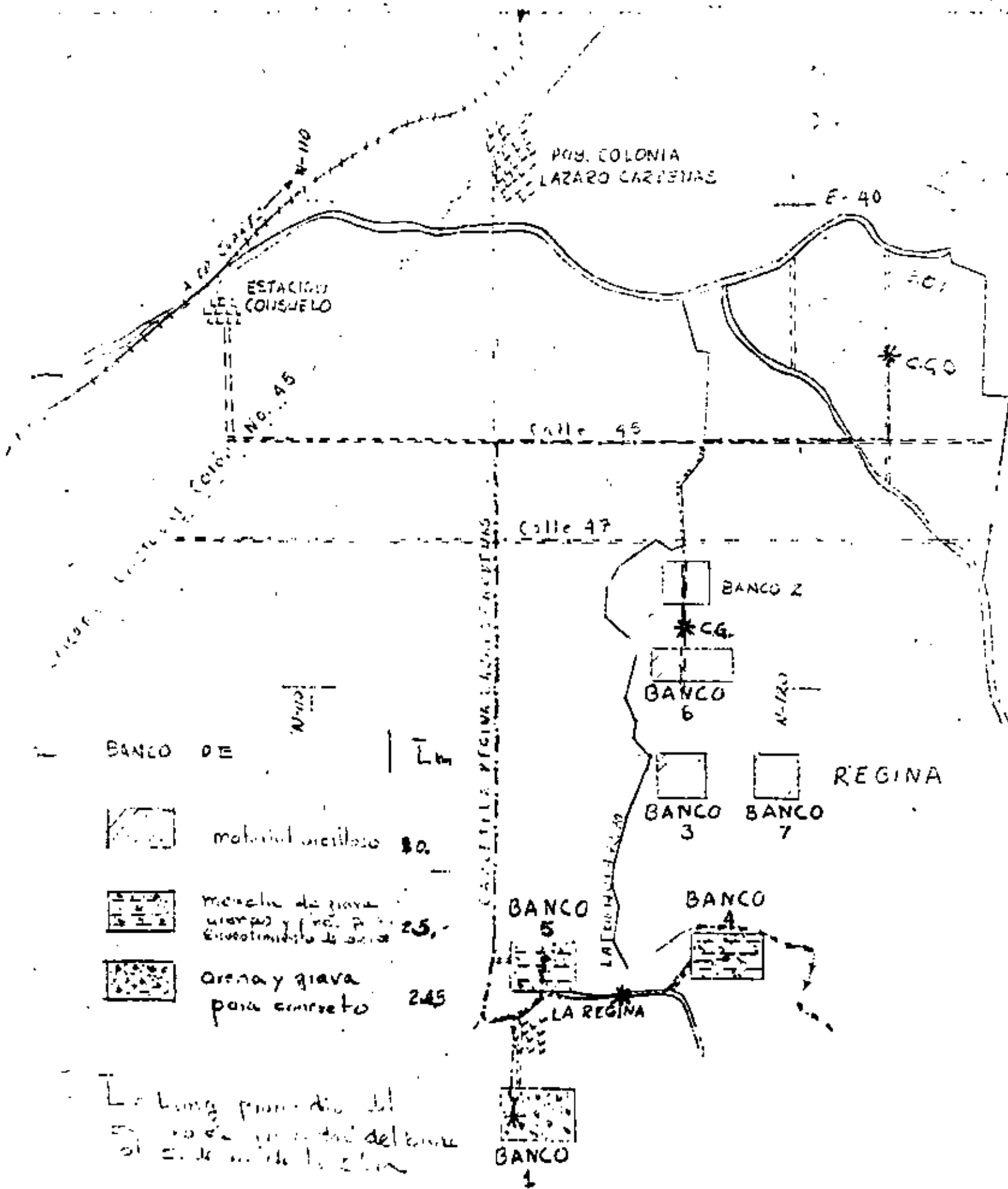
**IV CURSO DE CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS  
DE ZONAS DE RIEGO**

**PROYECTO DE AMPLIACION DE  
UN DISTRITO DE RIEGO.**

**PROFESOR:  
ING. RODOLFO ORTEGA ARMENDARIZ.**

**OCTUBRE, 1981.**





POB. COLONIA LAZARO CARDENAS

ESTACION CONSUELO

E-40

\*CGO

Calle 45

Calle 47

BANCO 2

BANCO 6

REGINA

BANCO 3

BANCO 7

BANCO 5

BANCO 4

LA REGINA

BANCO 1

BANCO DE	LEYENDA	LEYENDA
	material acilato	30.
	mezcla de grava uñas y fco. P Estructura de obra	25.
	arena y grava para concreto	245

La banca principal de la zona es la principal del banco 1 y de los bancos 2 y 3.

UNO,  
No. DE  
ORDEN

T I T U L O

CLASIFICACION

PLANOS GENERALES

1	REPUBLICA MEXICANA	DR-05A1-1
2	PLANO GENERAL DE LOCALIZACION	DR-05A1-2
3	BANCOS DE MATERIALES	DR-05A1-3
4	PLANEACION DEL PRIMER CONCURSO. SECCIONES Y ESTRUCTURAS.	DR-05A1-4
5	SECCIONES TIPO Y ETAPAS DE CONSTRUCCION PARA CANAL PRINCIPAL.	DR-05A1-5
6	DETALLES DEL REVESTIMIENTO DE CONCRETO.	DR-05A1-6
7	SECCIONES TIPO Y ETAPAS DE CONSTRUCCION PARA CANALES REVESTIDOS DE LA RED DE DISTRIBUCION.	DR-05A1-7

C A N A L E S

8	CANAL PPAL. AUXILIAR SAN PEDRO DEL K-5+500 AL K-7+500 PLANTA, PERFIL, PROYECTO Y SONDEO ESTRATIGRAFICOS.	DR-05A1-8
9	CANAL PPAL. AUXILIAR SAN PEDRO DEL K-7+500 AL K-9+500 PLANTA, PERFIL, PROYECTO Y SONDEOS ESTRATIGRAFICOS.	DR-05A1-9
10	CANAL LAT. DER. K-5+980 DEL CANAL PPAL. AUXILIAR SAN PEDRO K-0+000 AL K-1+653.58. PLANTA, PERFIL, PROYECTO Y SONDEOS ESTRATIGRAFICOS.	DR-05A1-10
11	CANAL LAT. DER. K-6+960 DEL CANAL PPAL. AUXILIAR SAN PEDRO K-0+000 AL K-2+000, PLANTA, PERFIL, PROYECTO Y SONDEOS ESTRATIGRAFICOS.	DR-05A1-11
12	CANAL LAT. DER. K-6+960 DEL CANAL PPAL. AUXILIAR SAN PEDRO K-2+000 AL K-2+497.20. PLANTA, PERFIL, PROYECTO Y SONDEOS ESTRATIGRAFICOS.	DR-05A1-12
13	CANAL LAT. DER. K-7+600 DEL CANAL PPAL. AUX. SAN PEDRO K-0+000 AL K-2+000, PLANTA, PERFIL, PROYECTO Y SONDEOS ESTRATIGRAFICOS.	DR-05A1-13
14	CANAL LAT. DER. K-7+600 DEL CANAL PPAL. AUXILIAR SAN PEDRO K-2+000 AL K-3+621.25, PLANTA, PERFIL, PROYECTO Y SONDEOS ESTRATIGRAFICOS.	DR-05A1-14
15	CANAL LAT. DER. K-8+620, DEL CANAL PPAL. AUXILIAR SAN PEDRO K-0+000 AL K-1+127.89, PLANTA, PERFIL, PROYECTO Y SONDEOS ESTRATIGRAFICOS.	DR-05A1-15

RELACION DE PLANOS PARA EL PRIMERO CONCURSO DE LA ZONA DE RIEGO UNIDAD BACHA  
BA.- ETAPA UNO.

No. DE ORDEN	T I T U L O	CLASIFICACION
28	ESTRUCTURA DE CARGA CONSTANTE Q=250 LPS BOCA TOMA DER. $d \leq 2.00$ M. MAX.	DR-05A1-28
29	KILOMETRO 0+550 CANAL LAT- DER. K-9+480 ESTRUCTURA DE CARGA CONSTANTE Q=2000 LPS.	DR-05A1-29
30	ESTRUCTURA DE CARGA CONSTANTE Q=750 LPS BOCA TOMA $d= 1.20$ M. MAX. ESTACION 1+350.	DR-05A1-30
31	ESTRUCTURA DE CARGA CONSTANTE Q=500LPS.	DR-05A1-31
32	TOMA GRANJA CON ESTRUCTURA AFORADORA TIPO "VENTURI"	DR-05A1-32
33.	TOMA GRANJA CON ESTRUCTURA AFORADORA TIPO "VENTURI"	DR-05A1-33
34	TOMA GRANJA CON ESTRUCTURA AFORADORA TIPO "VENTURI"	DR-05A1-34
34-A	TOMA GRANJA CON ESTRUCTURA AFORADORA TIPO "VENTURI"	DR-05A1-34a
35	ESTRUCTURA AFORADORA FINAL DE FRENTE TIPO "VENTURI"	DR-05A1-35
35-A	ESTRUCTURA REPARTIDORA PARA TOMA GRANJA.	DR-05A1-35a
36	REPRESA DEL CANAL PPAL. AUXILIAR SAN PEDRO. PLANO GENERAL.	DR-05A1-36
37	REPRESA DEL CANAL PPAL. AUXILIAR SAN PEDRO. PLANO ESTRUCTURAL.	DR-05A1-37
38	COMPUERTA RADIAL B= 3.00 m. A= 3.00 M. H= 3.00 M.	DR-05A1-38
39	REPRESA DEL CANAL LAT. K-9+480 DEL CANAL PPAL. AUX. SAN PEDRO. PLANO GENERAL.	DR-05A1-39
40	REPRESA DEL CANAL LAT. K-9+480 DEL CANAL PPAL. AUXILIAR SAN PEDRO. PLANO ESTRUCTURAL.	DR-05A1-40
41	COMPUERTA RADIAL B=2.50 A=2.00 H=2.00 M.	DR-05A1-41
42	REPRESAS CAIDA DE DOS COMPUERTAS DESLIZANTES.	DR-05A1-42
43	REPRESAS DE DOS COMPUERTAS DESLIZANTES.	DR-05A1-43
44	REPRESAS DE DOS COMPUERTAS DESLIZANTES	DR-05A1-44

ORDEN.	TITULO	CLASIFICACION.
16	CANAL LAT. DER. K-9+480 DEL CANAL PPAL. AUXILIAR SAN PEDRO DEL KM 1+520, PLANTA, PERFIL PROYECTO Y SONDEOS ESTRATIGRAFICOS.	DR-05A1-16
17	CANAL SUB-LATERAL DERECHO K-0+550 DEL CANAL LAT. DER. Km - 9+480 0+000 AL K-2+000, PLANTA PERFIL, PROYECTO Y SONDEOS ESTRATIGRAFICOS.	DR-05A1-17
18	CANAL SUB-LAT. DER. K-0+550 DEL CANAL LAT. DER K-9+480. - K-2+000 AL K-4+000 PLANTA, PERFIL, PROYECTO Y SONDEOS ESTRATIGRAFICOS.	DR-05A1-18
19	CANAL SUB-LAT. DER. K-0+550 DEL CANAL LAT. DER. K-9+480. - K-4+000 al Km 5+113.66 PLANTA, PERFIL, PROYECTO Y SONDEOS ESTRATIGRAFICOS.	DR-05A1-19
	CANAL RAMAL DER. K-1+350 DEL SUB-LAT. DER. Km 0+550 K-0+000 al K-2+000, PLANTA, PERFIL, PROYECTO Y SONDEOS ESTRATIGRAFICOS.	DR-05A1-20
21	CANAL RAMAL DER. K-1+350 DEL SUB-LAT. DER. K-0+550 K-2+000-AL K-2+520.11, PLANTA, PERFIL, PROYECTO Y SONDEOS ESTRATIGRAFICOS. CANAL SUB-RAMAL DER. 0+480 DEL RAMAL DER. K-1+350 - - K-2+000 AL K-2+103.05, PLANTA PERFIL, PROYECTO Y SONDEOS - ESTRATIGRAFICOS.	DR-05A1-21
22	CANAL SUB-RAMAL DER. K-0+480 DEL RAMAL DER. K-1+350 K-0+000 - AL K-2+000, PLANTA, PERFIL, PROYECTO Y SONDEOS ESTRATIGRAFICOS.	DR-05A1-22
23	CANAL SUB-LAT. DER. K-1+440 DEL CANAL LAT. DER. K-9+480 - - K-0+000 AL K-1+136, PLANTA, PERFIL, PROYECTO Y SONDEOS ESTRATIGRAFICOS.	DR-05A1-23
<u>E S T R U C T U R A S</u>		
24	TOMA LAT. DER. K-9+480 DEL CANAL PPAL. SAN PEDRO. PLANO GENERAL.	DR-05A1-24
25	TOMA LAT. DER. K-9+480 DEL CANAL PPAL. SAN PEDRO PLANO ESTRUCTURAL.	DR-05A1-25
25A	COMPUERTA DESLIZANTE PARA A=1.52 m y B = 1.52 m.	DR-05A1-25A
26	CANAL LAT. DER. K-9+480. ESTRUCTURA PARA EL AFORO K-0+100.	DR-05A1-26
27	ESTRUCTURA DE CARGA CONSTANTE Q=250 LP.S. BOCA TOMA DER. - d ≤ 1.20 M. MAX.	DR-05A1-27

RELACION DE PLANOS PARA EL PRIMER CONCURSO DE LA ZONA DE RIEGO UNIDAD SACHIMBA.- ETAPA UNO.

No. DE ORDEN	T I T U L O	CLASIFICACION
46	PUENTE PARA VEHICULOS SUPERESTRUCTURA LOSA CON DOS NERVADURAS DE 13.00MANCHO DE CALZADA 3.70 M. CARGA H2O S16 .	DR-05A1-46
47	PUENTE PARA VEHICULOS SUB-ESTRUCTURA LONG. PUENTE 13.00 m.- ANCHO DE CALZADA 3.70 m. CARGA H20-S16	DR-05A1-47
48	PUENTE ALCANTARILLA PARA CANALES REVESTIDOS	DR-05A1-48
49	PUENTE PEATONAL	DR-05A1-49
50	CAIDA DE SECCION TRANSVERSAL TRAPEZIAL	DR-05A1-50
51	RAPIDA	DR-05A1-51
52	DESAGUE DE FONDO Y EXCEDENCIAS	DR-05A1-52
53	ENTRADA DE AGUA TIPO VADO	DR-05A1-53
54	PASO INFERIOR CON REMATE FINAL DEL DREN III, EST. S+500 DEL CANAL PPAL. AUXILIAR SAN PEDRO PLANO GENERAL Y ESTRUCTURAL.	DR-05A1-54
55	PASO INFERIOR EN CRUCE CON CANAL. PLANO GENERAL Y ESTRUCTURAL.	DR-05A1-55
55A	COMPUERTAS CIRCULARES PARA TOMAS DE CANAL DIAMETROS 457 mm. 610 mm. 914mm.	DR-05A1-55a
D R E N E S		
56	DREN I.- Km. 0+027.72 AL Km. 1+800 PLANTA, PERFIL Y PROYECTO.	DR-05A1-56
57	DREN II.- K-0+040 AL K-2+000, PLANTA, PERFIL Y PROYECTO.	DR-05A1-57
58	DREN II.- K-2+000 AL K-3+120 PLANTA, PERFIL Y PROYECTO.	DR-05A1-58
59	DREN III.-K-0+017.30 AL K-4+000 PLANTA, PERFIL Y PROYECTO	DR-05A1-59
60	DREN III.- K-4+000 AL K-4+485.74 PLANTA PERFIL Y PROYECTO.	DR-05A1-60



PLANOS PARA EL PRIMER CONCURSO DE LA ZONA DE RIEGO UNIDAD SACHA  
 PA.- ETAPA UNO.

No. DE ORDEN	T I T U L O	CLASIFICACION
	DREN IIIa.- K-0+000 AL K=0+808.345 PLANTA, PERFIL Y PROYECTO.	
61	DREN IV.- K-0+000 AL K-1+940 PLANTA, PERFIL Y PROY.	DR-05A1-61
62	DREN V.- K-0+007.45 AL K-0+862.21, PLANTA, PERFIL Y PROYECTO.	DR-05A1-62
63	DREN VI.- K-0+009 AL K-4+000 PLANTA, PERFIL Y PROYECTO.	DR-05A1-63
64	DREN VI.- K-4+000 AL K-4+741.54. PLANTA, PERFIL Y PROYECTO.	DR-05A1-64
	DREN VIa.- K-0+000 AL K-0+823.47 PLANTA PERFIL Y PROYECTO.	
E S T R U C T U R A S		
65	CAIDAS EN DRENES.	DR-05A1-65
65a	CAIDAS EN DRENES.	DR-05A1-65a
66	ENTRADAS DE AGUA DERECHA E IZQUIERDA	DR-05A1-66
67	ENTRADAS DE AGUA DERECHA E IZQUIERDA	DR-05A1-67
68	CONFLUENCIA	DR-05A1-68
69	ESTRUCTURA DE DESCARGA DE DREN AL ARROYO BACHIMBA	DR-05A1-69
70	REMATE FINAL CON ENTRADA DE AGUA FRONTAL ABIERTA	DR-05A1-70
71	PUENTE VEHICULOS. SUPERESTRUCTURA LOSA CON DOS NERVADURAS DE 13 M. DE ANCHO DE CALZADA 3.7m. CARGA - H20-S16.	DR-05A1-71
	PUENTE PARA VEHICULOS SUB-ESTRUCTURA LONG. PUENTE 13 M. ANCHO DE CALZADA 3.7 M. CARGA H20-S16.	DR-05A1-72
	SUPERESTRUCTURA PARA PUENTE CARRETERO. LOSA DE CONCRETO REFORZADO CLARO DE 10.00 M. CARGA H20-S16 Y ANCHO DE CALZADA 3.7m.	DR-05A1-73
	SUBESTRUCTURA PUENTE DE L=10.00 M.	DR-05A1-74

RELACION DE PLANOS PARA EL PRIMER CONCURSO DE LA ZONA DE RIEGO UNIDAD SAGINAYO SA.- ETAPA UNO.

No. DE ORDEN	T I T U L O	CLASIFICACION
75	PASO INFERIOR EN CRUCE CON DREN  PLANOS COMPLEMENTARIOS	DR-05A1-75
76	CASA PARA CANALERO. INSTALACION ELECTRICA Y ESTRUCTURAS.	DR-05A1-76
77	FANTASMAS DE SEÑALAMIENTO, TUBOS DE CONCRETO REFORZADO Y SELLOS DE CLORURO DE POLIVINILO.	DR-05A1-77
78	DESCARGA DE CANALETA DE CANAL TIPO VADO	DR-05A1-78
79	ESTRUCTURA DE CONDUCCION, DESCARGA Y CRUCE DE CANALETA.	DR-05A1-79
80	PROGRAMA DE TRABAJO.	DR-05A1-80

ESPECIFICACIONES DE LOS CONCEPTOS DE TRABAJO PARA  
EL PROYECTO DE AMPLIACION DEL DISTRITO DE RIEGO -  
05, CO. DELICIAS, CHIH. UNIDAD BACHIMBA, ETAPA -  
UNO, PRIMER CONCURSO.

ESPECIFICACIONES DE LOS CONCEPTOS DE TRABAJO PARA EL PROYECTO AMPLIACION DEL DISTRITO DE RIEGO 05, CD. DELICIAS, CHIH., UNIDAD BACHIMBA, ETAPA UNO, PRIMER CONCURSO .

## G E N E R A L I D A D E S

### 1.- REFERENCIAS A LAS ESPECIFICACIONES GENERALES .

A las especificaciones de los Conceptos de Trabajo que a continuación se anotan complementan, modifican o amplían en su caso los consignados en la Obra "Conceptos Principales de Trabajo", a las que deberá apegarse el presente concurso.

Para abreviar, se llamará aquí "Especificaciones Generales" a las "Especificaciones Generales y Técnicas de Construcción", Primera Edición, publicadas por la Secretaría de Recursos Hidráulicos en 1975.

En caso de contradicción entre las "Especificaciones Generales y Técnicas" y las contenidas tanto en la Obra "Conceptos Principales de Trabajo", como en éste cuaderno serán éstas últimas las que rijan.

### 2. LO QUE INCLUYEN LOS PRECIOS DEL CATALOGO .

Con los precios correspondientes a los Conceptos de Trabajo que cotice el Postor en el Concurso, se considerarán cubiertos todos los gastos que el Contratista tenga que efectuar para realizar las actividades a que se refiere cada concepto de trabajo de acuerdo con los planos y especificaciones del presente contrato, incluyendo cada precio, en la parte que le corresponda o en conjunto según el caso, los gastos correspondientes a los renglones expresados en la Cláusula Vigésima del Contrato, con sus adiciones expuestas en la Cláusula Vigésima Segunda del mismo en las referencias correspondientes a la primera de las cláusulas citadas.

### 3. LINEAS DE PROYECTO .

En todos los casos de éstas especificaciones en que se indique "Líneas de Proyecto", ésto significará:

- a). Las líneas, niveles, acotaciones y en general, todas las indicaciones que aparezcan en los planos.
- b). Lo indicado en el inciso anterior, pero con las modificaciones o adiciones que, en su caso, haga el Ingeniero.
- c). Las líneas, niveles e indicaciones que dé el Ingeniero al Contratista directamente, sin estar anotadas en ningún plano.

#### 4. CANTIDADES DE TRABAJO.

Las cantidades que se indican en el Catálogo de Conceptos de Trabajo son aproximadas por lo que podrán variar en la práctica sin que ésto sea motivo de reclamación del Contratista.

#### 5. NATURALEZA DEL TERRENO .

En los Conceptos de Trabajo correspondientes a excavaciones, (tajos, cubeta del canal, drenes, caminos, etc.), serán clasificados los suelos en dos tipos: Excavación en cualquier Material Excepto Roca; y Excavación en Roca .

Se entenderá por ésto que el Contratista ejecutará dichas excavaciones por el precio estipulado para cada concepto y que el postor ha inspeccionado personalmente todos los sondeos y muestras de los mismos, para determinar el Precio Unitario propuesto, por lo que no se admitirá ninguna reclamación sobre el particular.

En caso de que la localización y trazo de las vías (canales, drenes y caminos) varíe durante el período de ejecución, dicha variante no dará lugar a que los Precios Unitarios propuestos en el concurso pierdan su vigencia, aplicándoseles únicamente los nuevos volúmenes obtenidos en los trabajos ejecutados.

Asímismo no será motivo de reclamación, el hecho de que las excavaciones tengan que ser realizadas en presencia de agua. En caso de que la cantidad de agua que aparezca al ejecutar las obras sea excesiva a Juicio del Ingeniero, éste determinará la conveniencia de eliminarla por medio de bombeo, drenaje o algún otro método, pagándose al Contratista dichos trabajos de eliminación de agua como trabajos extraordinarios.

#### 6. ACARREOS .

Los Precios Unitarios de los Conceptos de Trabajo correspondientes específicamente a acarreos, o los que incluyen acarreos o transportes, no varia -

rán por el hecho de que el Contratista tenga que ocupar determinados Sindicatos, gremios o cubrirles alguna regalía o cuota por no utilizar sus servicios, pues se considera que el postor previó esas circunstancias.

Asimismo, no será motivo de modificación de los Precios Unitarios o de cualquier reclamación, el hecho de que el Contratista tenga que efectuar los acarrees por rutas que señale la Secretaría en los casos en que la ruta que haya elegido el Contratista ocasione daños, ya sea a las mismas obras o terceros.

## 7. SOBREEXCAVACIONES .

Se entiende por sobreexcavaciones, para los efectos de estas especificaciones, la parte de una excavación practicada en exceso que quede fuera de las líneas y niveles, mostrados para la propia excavación en los planos o indicados por el Ingeniero.

Si el Contratista como resultado de sus operaciones de excavación, afloja o altera el material que la deba limitar, de manera que sea necesario la remoción de dicho material para la utilización adecuada de la superficie de la excavación en el desplante de estructuras, en el apoyo de revestimiento, o por otras causas a juicio del Ingeniero, deberá remover estos materiales utilizando procedimientos satisfactorios para el mismo Ingeniero, y la excavación excedente que resulte por esta operación será considerada "Sobre-excavación".

El Contratista conviene en que no recibirá ningún pago por las excavaciones excedentes practicadas o resultantes fuera de las líneas de proyecto o de pago indicadas en los planos o fijadas por el Ingeniero para las excavaciones correspondientes.

El Contratista se obliga a rellenar las sobreexcavaciones con los materiales o procedimientos indicados en las especificaciones o fijados por el Ingeniero y conviene en que no recibirá ningún pago o compensación de este trabajo ni por el suministro de los materiales que se empleen, ya que será de su responsabilidad, tomar las precauciones necesarias para que las excavaciones se ajusten a las líneas de proyecto o de que las superficies se conserven en condiciones adecuadas para el uso a que se destinen .

Si para ejecutar los rellenos a que se refiere el párrafo anterior, el Contratista emplea materiales proporcionados por la Secretaría o comprados por él por cuenta de ésta última el costo de dichos materiales se le cargará a su cuenta .

En caso de que el Ingeniero ordene o autorice al Contratista la ampliación de alguna excavación para cualquier fin favorable para la ejecución de las obras, ésta ampliación no se considerará como sobreexcavación y será pagada

al Contratista, así como el relleno de la misma si se requiere a los Precios Unitarios correspondientes consignados en el Catálogo.

#### 8. COORDINACIÓN ENTRE LA EXCAVACION Y LA UTILIZACION DE LOS MATERIALES.

Salvo los casos en que los Programas de Trabajo o que el Ingeniero indique algo en contrario, el Contratista deberá efectuar las excavaciones en forma coordinada cronológicamente para la utilización de los materiales producto de las excavaciones que sean aprovechables para la construcción de la obra.

#### 9. ABASTECIMIENTO DE AGUA .

El suministro de agua necesarios para los trabajos de terracerías, labados y agregados, elaboración de concreto, curado de los mismos y la que se use en otros conceptos de trabajo, deberá ser previsto en el programa del contratista.

Para la fabricación de concreto el precio que incluirá el Contratista será: Obtención, carga y acarreo de agua en el primer kilómetro, el agua que se utilice para el labado de los agregados y para la fabricación de morteros y concretos deberá recibir el tratamiento necesario para que cumpla con los requisitos de pureza y calidad establecidos en las especificaciones Generales 13-3.00.0.

Todas las erogaciones que tenga que hacer el contratista para disponer de los volúmenes de agua necesarios para sus trabajos incluyendo el manejo, transporte, almacenamiento y tratamiento deben estar incluidos en los Precios Unitarios Propuestos.

#### 10. MATERIALES QUE PROPORCIONARA LA SECRETARIA

La Secretaría proporcionará al Contratista todo el cemento y la puzolana requeridos para la obra, en la Fábrica de Cemento "CHIHUAHUA" en Chihuahua Chih., o en la Estación Ferroviaria de Mequí, Chih.

El fierro de refuerzo será entregado en la Estación de Ferrocarril de Mequí, Chih.

El transporte de la Estación, de la fábrica de cemento o de cualquier otro sitio de entrega que convengan de común acuerdo la Secretaría y el Contratista, será cubierta por él con cargo a los Precios Unitarios que proponga en el concurso para los conceptos onde se requiera el empleo de estos materiales.

El cemento empleado será del tipo V excepto se indique lo contrario.

## 11. INDEMNIZACIONES

Serán por cuenta de la Secretaría, las indemnizaciones correspondientes a los terrenos, cultivos, cercas, etc., que queden comprendidos en las áreas que de acuerdo con las líneas de proyecto ocupen las obras.

Quando por necesidad de sus trabajos el Contratista tenga que afectar terrenos, cultivos, cercas, etc., para la construcción de caminos de acceso, de construcción e instalaciones, etc., previamente éste deberá hacer los arreglos que sean necesarios con los propietarios, quedando estipulado que la Secretaría no asume ninguna responsabilidad o reclamaciones que deberán quedar satisfechas por el Contratista. Cuando sea necesario, la Secretaría auxiliará al Contratista en los arreglos de los propietarios.

## 12. PERSONAL DEL CONTRATISTA.

Los Precios Unitarios estipulados en el catálogo incluyen las erogaciones por parte del Contratista para sostener una planta de personal idóneo y eficiente que pueda llevar a cabo la ejecución de las obras y cumplir satisfactoriamente a juicio de la Secretaría con las siguientes actividades:

- a) Personal Directivo. Este personal deberá estar capacitado para dirigir y manejar las actividades de la empresa en tal forma que la obra cumpla con los requisitos de programa y calidad de acuerdo con las instrucciones que dé la Secretaría.
- b). Personal de Construcción. Este personal estará capacitado para llevar a cabo las obras de construcción en forma eficiente y correcta, de tal manera, que se cumplan todos los requisitos que pide la Secretaría.
- c). Personal de Ingeniería. Este personal estará capacitado para interpretar los ordenamientos técnicos que proporcione la Secretaría para interpretar los planos y las especificaciones y será el número suficiente para atender al proporcionamiento de líneas, niveles y dimensiones de detalles para la construcción de las obras, a partir de los datos base de líneas y niveles que proporcionará la Secretaría.

El personal de la Secretaría tendrá opción para revisar estos trabajos en cualquiera de sus puntos de avance.

En caso de que los datos de líneas y niveles proporcionados por la Secretaría sean dañados y removidos será por cuenta exclusiva del Contratista su reposición.



ESPECIFICACIONES ESPECIALES  
PARA CANAL PRINCIPAL

### 13. BANCOS.

La Secretaría proporcionará un plano de localización de bancos, para la obtención de materiales que intervengan en la Construcción de la obra, con sus volúmenes probables, tipos de material, localización, caminos existentes, caminos probables por construir, distancias de acarreos y sobreacarreos pero será de la exclusiva responsabilidad del contratista, verificar que los bancos que elija para estudiar sus proposiciones de Precios Unitarios sean los materiales adecuados para la ejecución de las obras, ya que en caso contrario, la Secretaría podrá fijar otros bancos de los contenidos en el plano correspondiente que cumplan con las especificaciones, sin que ésto sea motivo de reclamación por parte del Contratista.

Si el contratista propone a la Secretaría el cambio de cualquier banco que no aparezca en el plano de localización, efectuará su petición por escrito, anexando nueva proposición de precio o declarando que acepta explotar el nuevo banco por el mismo Precio Unitario. En este caso la Secretaría hará los estudios de calidad y economía que procedan, los que una vez terminados, conducirán a tomar la determinación correspondiente .



2.1.1.2.a.- DESPALME DE MATERIAL NO APTO PARA CIMENTACION-  
Y/O DESPALME DE TERRAPLENES Y DE LOS BANCOS DE  
PRESTAMO.

Por despalme se entiende el trabajo que se realiza posteriormente al desmonte y que consiste principalmente en la remoción de una capa superficial del terreno natural, cuyo material no resulta adecuado para la Construcción. Se efectúa en áreas destinadas al despalme de cimentaciones y terraplenes.

La profundidad del despalme estará en función de la calidad del material a remover, por lo consiguiente, ésta profundidad será determinada por el Ingeniero, para efectos de pago se medirán en metros cúbicos, los volúmenes de material excavado para efectuar el despalme y a esta cantidad con aproximación a una decimal, se le aplicará el Precio Unitario estipulado en el catálogo para este concepto.

21.2.1.a.- EXCAVACION EN CUALQUIER MATERIAL, EXCEPTO ROCA, EN EL TERRENO NATURAL PARA FORMAR LA CUBETA DEL CANAL.

Para fines de estas especificaciones, se entenderá por cubeta del canal, la parte de la sección del canal en la que se apoyará el revestimiento de concreto asfáltico.

Por el Precio Unitario consignado para éste concepto en el catálogo, el Contratista ejecutará apoyándose en los trazos que suministre el Ingeniero y sujetándose a los planos de proyecto o en su caso a las órdenes del Ingeniero, las excavaciones que se requieran para formar la cubeta del canal, en las cuales se aceptará una tolerancia máxima de 2 cm. en más o en menos, con las líneas de proyecto de la cubeta, siempre y cuando no se presenten éstas en forma sistemática.

Además de la excavación propiamente dicha, el Contratista ejecutará dentro del Precio Unitario que se aprueba para éste concepto, las operaciones siguientes:

- 1.- El afine de la sección excavada de acuerdo con las líneas de proyecto y en base a lo anteriormente señalado.
- 2.- El relleno, con el material y el procedimiento que indique el Ingeniero cuando por motivo de las sobreexcavaciones imputables al Contratista, existan oquedades fuera de las líneas de proyecto y mayores de la tolerancia especificada, como se indica en las Especificaciones Generales y Técnicas de Construcción para definir lo que corresponda a sobreexcavaciones, serán llenadas por el Contratista, no siendo motivo de pago alguno debiendo cubrir él mismo el importe del equipo, materiales y mano de obra utilizada para satisfacer lo anteriormente señalado.
- 3.- Formará los bordos o terraplenas que son parte integrante de la sección del canal con el producto de las excavaciones de la cubeta, con la disposición que se indica en los planos de proyecto o en su caso las que suministre el Ingeniero, con un acabado tal que ninguno de los puntos de los bordos después de tomados, diste más de 10 cm. del correspondiente de la línea de proyecto, en las partes no revestidas y a las líneas cuando los bordos sirvan de apoyo al revestimiento.

Previamente a la formación de los bordos despalmará la superficie de desplante y escarificará terreno natural si así lo ordena el Ingeniero.

4.- En los casos en que sobre material de la excavación, ampliara los bordos y terraplenes que son parte integrante de la Sección del Canal colocando el material sobrante con la disposición que se muestra en los planos de proyecto o lo sea ordenada por el Ingeniero.

5.- Cuando los bordos o terraplenes formados con el producto de las excavaciones vayan a servir de apoyo al revestimiento, el Contratista deberá ejecutar éstos colocando el material producto de las excavaciones en capas y si se ordena su compactación a un porcentaje mayor que el proporcionado por el equipo de construcción, se le cubrirá dicha operación de compactación con el Precio Unitario existente en el catálogo para éste concepto.

Queda estipulado que el Precio Unitario del concepto 2.1.2.1.a. ya incluye las cantidades necesarias para compensar al Contratista los gastos por traspaleos del material para colocarlo con la disposición que se indica en los planos de proyecto y órdenes del Ingeniero.

El lapso máximo que se permitirá entre el afine de las excavaciones y colocación de los correspondientes revestimientos de concreto, en cualquier tramo del canal, será de 4 (cuatro) días, por lo que el Contratista deberá programar con todo cuidado sus trabajos de excavación y revestimiento. La superficie contra la que se coloque el concreto deberá estar suficientemente húmeda para que no se tome agua del concreto de los revestimientos.

Para efectos de pago de las excavaciones ejecutadas al amparo de éste concepto el Ingeniero determinará en metros cúbicos, el volumen de excavación definido como sigue:

a).- En los casos en que parte de la cubeta del canal vaya en "postizo", el volumen de excavación a pagar quedará limitado por el terreno natural antes de la excavación y las líneas que en el proyecto indique la superficie de apoyo del revestimiento de concreto.

b).- En los casos en que la cubeta del canal queda alojada en tajos, el volumen de excavación a pagar quedará confinado por la línea horizontal que limite el bordo libre total (que coincidirá con las banquetas inferiores de la excavación), y las líneas que en el proyecto indique la superficie de apoyo del revestimiento de concreto. La excavación que se ejecute arriba de la línea horizontal que limita el bordo libre total, se pagará con cargos a los conceptos 2.1.2.2.1.1.a "Excavaciones en cualquier material en los tajos".

## HOJA N° 3 ( Continuación )

A los volúmenes así determinados se aplicará el Precio Unitario aplicado en el Catálogo para éste concepto, - para obtener la compensación del Contratista.

2.1.2.1.1.a.- EXCAVACION EN CUALQUIER MATERIAL EXCEPTO ROCA, EN EL TERRENO NATURAL PARA FORMAR LA CUBETA DEL CANAL CON ACARREO LIBRE DE UN KILOMETRO.

Para éste concepto regirán las mismas especificaciones del Concepto 2.1.2.1.1. - Excluyendo la posibilidad de excavar en roca.

CONCEPTO 2.1.2.2.a.- EXCAVACIONES EN CUALQUIER MATERIAL, EXCEPTO  
ROCA EN TAJOS.

Regirán para éste concepto las mismas especificaciones que para el Concepto 2.1.2.2., salvo se excluirá la posibilidad de excavación en cualquier tipo de roca ver "Conceptos Principales de trabajo".

CONCEPTO 2.12.2.1.1.a.- EXCAVACIONES EN CUALQUIER MATERIAL, EXCEPTO ROCA  
EN TAJOS CON ACARREO LIBRE DE 1 KM.

Este concepto será aplicable únicamente en los casos en que el Ingeniero ordene que el material producto de las excavaciones en los tajos sea colocado en los terraplenes que distan hasta 1 kilómetro o en otra parte específica de la obra que el propio Ingeniero determine, por lo que en éstos casos, el Contratista deberá coordinar sus operaciones de excavación con las operaciones de colocación de materiales en dichos terraplenes o en la parte de la obra que le sea señalada.

Regirán para éste concepto las mismas estipulaciones que para el concepto 2.1.2.2.a.-EXCAVACIONES EN CUALQUIER MATERIAL EXCEPTO ROCA EN TAJOS. Adicionalmente bajo el precio Unitario de éste concepto, se requerirá - que con el material obtenido de las excavaciones efectuadas, o con parte del mismo, se formen bordos, los cuales, a diferencia de los bordos a formar dentro del Precio Unitario del Concepto 2.1.2.2.a., no serán contruidos junto a las propias excavaciones, sino que se ubicarán en otras secciones del canal, requiriéndose el transporte del material en camión para contruirlos: Estos bordos se ejecutarán dentro del Precio Unitario de éste Concepto cuando la distancia de acarreo del material sea hasta de 1 (un) kilómetro, o bien si la distancia de acarreo es mayor, dentro del precio unitario adicionado con el pago de sobrecarreo de conformidad con el Concepto 2.1.4.1.a.- Podrá requerirse en otras ocasiones que el material sea cargado en los camiones con cierta selección que permita sea utilizado adecuadamente donde será empleado, debiendo ser descargado en los sitios específicos donde ordene el Ingeniero.

Para efectos de pago de éstas excavaciones, el Ingeniero determinará en metros cúbicos los volúmenes excavados comprendidos entre la superficie del terreno natural y la línea horizontal que pase por el punto más alto del revestimiento de concreto, o bien entre la superficie del terreno natural y las líneas de proyecto de las excavaciones cuando el canal no vaya a ser revestido.



CONCEPTO 2.1.2.2.1.1.a.- EXCAVACION DE MATERIAL INDESEABLE EN TALUDES Y  
PLANTILLA DEL CANAL.

Para fines de estas especificaciones, se entenderá por excavación de material indeseable en taludes y plantilla de la cuneta del canal, - las excavaciones adicionales para la remoción de material indeseable que marquen los planos de proyecto o que a juicio del Ingeniero sea necesario efectuar.

Por el Precio Unitario consignado para éste concepto en el catálogo, el Contratista efectuará las operaciones siguientes:

- 1).- Excavará adicionalmente fuera de líneas de proyecto dentro de la cuneta del canal el material indeseable (no apto para los fines de construcción) principalmente arcillas expansivas que a juicio del Ingeniero se deben extraer en áreas reducidas y en volúmenes por secciones (20 m<sup>3</sup> o menos por metro lineal del canal, 2,000 m<sup>3</sup> en tramo de 1 Km. del canal) como máximo.
- 2.- Material excavado mediante éste concepto será depositado en los sitios que señale el Ingeniero con acarreo libre de 100 (cien) metros.
- 3.- En el caso de que se ordene al Contratista a realizar volúmenes de a más de 100 (cien) metros al volumen excavado, se le aplicará el Concepto 2.1.2.2.1.1.a.

Para justificar la aplicación del Presente Concepto de Trabajo, deberá informarse con toda oportunidad de los tramos de canal donde se encuentre el material indeseable para así poder obtener la autorización para la aplicación de éste concepto.

Para efectos de pago, se estimarán los volúmenes expresados en metros cúbicos, que hayan sido removidos a satisfacción del Ingeniero, a fines de la sección antes de la rasca y las líneas que en el proyecto o de acuerdo con las órdenes del Ingeniero limiten las excavaciones adicionales. El volumen anterior calculado en metros cúbicos se multiplicará por el Precio Unitario consignado para éste concepto.

2.1.2.3.a.- EXCAVACION DE CUALQUIER MATERIAL EXCEPTO ROCA PARA FORMACION DE CONTRACUNETAS.

Para éste Concepto registrarán las mismas especificaciones del Concepto 2.1.2.3., excluyendo la posibilidad de excavar en roca.

CONCEPTO 2.1.3.1.5.a. - RELLENO DE MATERIAL INERTE EN LOS ESPACIO QUE SE REQUIEREN MOTIVADOS POR LAS EXCAVACIONES A ADICIONALES DE MATERIALES INDESEABLES SEGUN - CONCEPTO 2.1.2.2.1.a.

Por el Precio Unitario consignado en el Catálogo para éste Concepto, el Contratista suministrará en el sitio de su utilización y colocará el material que se requiera para rellenar las excavaciones adicionales, requeridas y ordenadas expresamente por el Ingeniero.

El Precio Unitario para el pago de éste Concepto, incluye además lo siguiente:

- 1.- Compactación de material colocado al 90% de la Prueba Proctor - (S.A.R.H.) o al 70% de densidad relativa, suministrando para — ello el agua que se requiera siendo ésta necesaria para proporcionar la humedad óptima al material.
- 2.- El contratista se obliga a realizar acarrees hasta 500 (quinientos) metros.
- 3.- En caso de que el Contratista ejecute acarrees a mayor distancia que la indicada en el punto dos se le pagarán éstos trabajos de acuerdo con los Conceptos 2.1.4.1.

Para fines de pago, se calcula el volúmen en metros cúbicos con — aproximación a la unidad, compactado a satisfacción del Ingeniero, — empleando para el cálculo del volúmen, los datos del proyecto y las secciones levantadas antes del ralleno. A éste volúmen se le aplicará el Precio Unitario consignado para éste Concepto.

2.1.3.2.1.a.- COMPENSACION ADICIONAL POR COMPACTACION DE LOS TERRAPLANES CONSTRUIDOS ; SEGUN LOS CONCEPTOS- NUMEROS 2.1.2.1.a.; 2.1.2.1.1.a.

Regirán para éste Concepto las mismas especificaciones que para el Concepto 2.1.3.2 de los — Conceptos principales de trabajo, además de los Conceptos arriba mencionados.

2.1

CONCEPTO 2.1.3.2.a.- COMPACTACION DEL TERRENO NATURAL PARA  
EL DESPLANTE DE BORDOS Y TERRAPLENES.

Cuando las condiciones del terreno natural en que se desplantarán los bordos, requieran compactarse a juicio del Ingeniero, el Contratista efectuará las siguientes operaciones.

Una vez efectuada la excavación del despalme, el Contratista adicionará el agua necesaria y procederá a efectuar el compactado de terracería del desplante de los bordos del canal, o terraplenes.

En suelos friccionantes: 90 % mínimo de la prueba Porter.

En suelos arcillo-limosos: 90% mínimo de la prueba Proctor. - -  
(S. A. R. H. )

Una vez efectuado el compactado, será aceptado por el Ingeniero - solamente cuando las calas tomadas a 30 centímetros de profundidad den el grado de compactación requerido.

Para fines de pago se medirá en metros cuadrados con aproximación de una decimal, la superficie compactada por el Contratista y recibida por el ingeniero a su entera satisfacción.

Esta superficie se multiplicará por el precio unitario consignado en el catálogo para éste concepto.

2.1.4.1.a. - ADARREO DE LOS MATERIALES PRODUCTO DE LAS ESCAVACIONES DE LOS CONCEPTOS 2.1.2.1.1.a, 2.1.2.2.1.1.a., 2.1.2.2.1.a. y 2.1.2.3.a. EN LOS KILOMETROS SUBSECUENTES AL PRIMERO.

Regirán para éste Concepto las mismas especificaciones que para el Concepto 2.1.4.1. de los Conceptos ——— principales de trabajo, además de los Conceptos arriba mencionados.

2.2.1.1.a. FABRICACION Y COLOCACION DE CONCRETO HIDRAULICO PARA EL REVESTIMIENTO DEL CANAL, INCLUYENDO OBTENCION - - CARGA Y ACARREO EN EL PRIMER KM DE LOS MATERIALES: - AGREGADOS PETREOS Y AGUA.

Por el Precio Unitario para éste concepto, el Contratista deberá formular dichos precios en base a que en la "Fabricación de Concreto" se incluye únicamente dentro del primer kilómetro, la obtención, carga y acarreo de los materiales agregados pétreos y agua, y los kilómetros subsecuentes al primero de dichos materiales y agua se pagarán de acuerdo a los conceptos 2.2.1.1.a.1. y 2.2.1.1.a.2, el resto de las especificaciones que consideran la ejecución de todas las fases que integran la fabricación y colocación de concreto hidráulico para el revestimiento de canales, concepto 2.2.1.1. de los conceptos principales de trabajo en su última edición, se mantendrán vigentes.

CONCEPTO 2.2'.1.1.a). SOBRECARRERO DE AGREGADOS PARA CONCRETO  
HIDRAULICO PARA REVESTIMIENTO DEL CANAL  
EN LOS KMS. SUBSECUENTES AL PRIMERO.

Por el Precio Unitario para este concepto, el Contratista acarreará los materiales, agregados pétreos, cuando éstos disten en más de un kilómetro de los bancos al sitios de su fabricación y colocación.

El Laboratorio proporcionará al Contratista un plano de bancos -- de materiales, donde se indican las posibles rutas y distancias -- aproximadas entre bancos y revestimientos, así como una tabulación de sobrecarreos para cada banco.

Para efecto de pago se determinará de acuerdo con el proporcionamiento volumétrico que indique el laboratorio para los revestimientos y se le agregará la distancia de sobrecarro, medidas en kilómetros con aproximación de una decimal.



CONCEPTO 2.2.1.1.a2. SOBRECARRERO DE AGUA PARA FABRICACION DE CONCRETO HIDRAULICO PARA EL REVESTIMIENTO DEL CANAL EN LOS KILOMETROS SUBSECUENTES AL PRIMERO.

Por el Precio Unitario para éste concepto, el Contratista deberá sobrecarrear todo el agua que se requiera con la fabricación de concreto, cuando ésta diste en más de un kilómetro entre la fuente de abastecimiento y el sitio de fabricación, de acuerdo con el Concepto 2.2.1.1.a.

Para efecto de pago, se determinará en metros cúbicos, dependiendo de las proporción agua-cemento que el laboratorio fije para su fabricación. Al resultado de dicho volúmen, se le agregará la distancia de sobrecarreo, medida en kilómetros con aproximación a una decimal.

### 2.2.3.5.a. COLOCACION DE SELLOS EN JUNTAS DE CONTRACCION EN LOS REVESTIMIENTOS DEL CONCRETO HIDRAULICO DEL CANAL.

Por el Precio Unitario estipulado en el catálogo para éste concepto, el contratista colocará los materiales de relleno de las juntas de contracción de los revestimientos del canal, situados en las ranuras correspondientes según lo indican los planos del proyecto.

El Contratista deberá hacer los trabajos preliminares para la colocación del sello; eliminación de humedad, así como la limpieza de la junta a satisfacción del Ingeniero.

El material a usarse es un compuesto adhesivo y resistente que deberá sellar las juntas en los revestimientos de concreto e impedirá el paso de agua através de las juntas de contracción y expansión de la junta. Su consistencia es tal que será colocado a cualquier temperatura entre 4° C a 50° C ya sea con pistola o cuchara sin necesidad de solventes adicionales o adulterantes, después de ser aplicado, el material no deberá correrse.

El Contratista hará las muestras necesarias, que a juicio del Ingeniero se requieran, y además transportará el material al sitio de su utilización y lo aplicará en la ranura previamente ejecutada a satisfacción del Ingeniero.

El material podrá colocarse en la ranura antes de efectuar el curado de concreto, o posteriormente a que el concreto de los revestimientos haya alcanzado la resistencia indicada y la ranura haya sido practicada según lo indicado en los planos a las órdenes del Ingeniero y llenos los requisitos de limpieza y se haya eliminado la humedad a satisfacción del Ingeniero.

Para efectos de pago se determinará la longitud en metros de juntas - rellenas a satisfacción del Ingeniero. A la longitud anterior se le aplicará el Precio Unitario correspondiente.

2.3.1.2.a.- EXCAVACION A MAQUINA EN CUALQUIER MATERIAL EXCEPTO ROCA PARA ALQUJAR LAS ESTRUCTURAS.

Regirá para éste concepto las mismas especificaciones que para el concepto 2.3.1.2. salvo se excluirá la posibilidad de excavación en roca y se dejará una capa de 10 cms. de espesor para el afine de la sección.

2.3.1.2.b.- EXCAVACION A MANO (AFINES) EN CUALQUIER MATERIAL - EXCEPTO ROCA PARA ALQUJAR LAS ESTRUCTURAS.

Por el precio unitario para éste concepto el contratista deberá remover una capa de 10 cms. de espesor y dejar el terreno ya excavado a las líneas de proyecto, así mismo deberá realizar todas las operaciones necesarias para obtener el afine a satisfacción del Ingeniero.

Para efectos de pago se determinará en m<sup>3</sup> con aproximación a una decimal y al resultado obtenido se le aplicará el precio unitario consignado para éste concepto.

2.3.2.3.1.a.- FABRICACION Y COLOCACION DE CONCRETO COMUN, INCLUYENDO OBTENCION CARGA Y ACARREO EN EL PRIMER KM. DE LOS MATERIALES; AGREGADOS PETREOS Y AGUA.

Por el Precio Unitario consignado para este concepto, el Contratista deberá formular dichos precios en base a que en la fabricación de concreto se incluye unicamente dentro del primer kilómetro la obtención, carga y acarreo de los materiales, agregados petreos y agua, y los kilómetros subsiguientes al primero de dichos materiales y agua, se pagarán de acuerdo a los Conceptos 2.3.2.3.a. y 2.3.2.3.b.

El resto de las especificaciones que consideran la ejecución de todas las fases que integran la fabricación y colocación de concreto común, Concepto 2.3.2.3. de los Conceptos principales de trabajo, en su última edición, se mantendrán vigentes.

2.3.2.3.a. .- SOBRE ACARREO DE AGREGADOS PARA CONCRETO  
COMUN EN LOS KILOMETROS SUBSECUENTES AL  
PRIMERO.

Por el precio unitario para este concepto el contratista acarreará los materiales, agregados petreos, cuando éstos disten en más de un kilómetro de los bancos al sitio de su fabricación y colocación.

El laboratorio proporcionará al contratista un plano de bancos de materiales, donde se indican las posibles rutas y distancias aproximadas entre bancos y probables estructuras, así como una tabulación de sobre acarreos para cada banco.

Para efectos de pago se determinará de acuerdo con el proporcionamiento volumétrico que indique el laboratorio para cada estructura y se le agregará la distancia de sobre acarreo medidas en kilómetros con aproximación a una decimal.

2.3.2.3.b.- SOBRE ACARREO DE AGUA PARA LA FABRICACION DE CONCRETO COMUN EN LOS KILOMETROS SUBSECUENTES AL PRIMERO.

Por el precio unitario para este concepto el Contratista deberá sobrecarrear toda el agua que se requiera en la fabricación de concreto, cuando ésta diste en más de un kilómetro, entre la fuente de abastecimiento y el sitio de fabricación de acuerdo con el concepto 2.3.2.3.1.a.

Para efecto de pago se determinará en metros cúbicos, dependiendo de la proporción agua cemento que el laboratorio fije para su fabricación. Al resultado de dicho volumen se le agregará la distancia de sobrecarreos medida en kilómetros con aproximación a una decimal.

2.3.4.2.a.- SUMINISTRO Y COLOCACION DE COMPUERTAS MILLER  
PARA TUBOS DE 61 CM. DE DIAMETRO.

Regirá para este Concepto las mismas especi-  
ficaciones del Concepto 3.4.4.1.3.

CONCEPTO 2.4.5.1.a.- SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBERIA DE CONCRETO DE 61 CM. DE DIAMETRO.

Al amparo de este Concepto de trabajo, el Contratista, suministrará e instalará las tuberías de concreto de los diámetros respectivos - estipulados en el proyecto y por cada concepto de trabajo, incluyendo los codos necesarios y suficientes señalados en los planos del - proyecto.

Se aplicará así mismo para este Concepto la especificación 5-32.02.0.

Las tuberías que suministre el Contratista deberán ser nuevas, de - primera calidad y cumplirán con todo lo especificado en los planos o en caso de que a juicio del Ingeniero sea necesario realizar pruebas mecánicas o hidráulicas, éstas deberán ser realizadas de acuerdo con lo estipulado en la norma A.S.T.M.- C -76 .

El Contratista instalará las tuberías de concreto, incluyendo los - codos que sean necesarios de acuerdo con las líneas señaladas por - el proyecto, operación que se sujetará a lo estipulado en las especificaciones generales 10-10.01.1 a 10-10.01.3.

Para fines de pago, las tuberías de concreto que suministre e instale el Contratista al amparo de este Concepto de trabajo, le será medida en metros lineales con aproximación a la unidad; para el efecto, se medirán los metros lineales de tubería efectivamente instalados en las estructuras de acuerdo con lo estipulado en el proyecto y a satisfacción del Ingeniero.

A solicitud del Contratista, la Secretaría le podrá hacer un pago a cuenta de 50% del importe de los conceptos de trabajo, cuando aquel disponga ya de las tuberías dentro de su almacén, (almacén de Contratista), haciéndose la estimación normal cuando ya estén instaladas las tuberías, y de ésta se descontará el pago a cuenta que se - hubiera hecho sobre las mismas.

Todos los transportes, así como los acarreos locales que se requieran serán por cuenta y cargo del Contratista, considerándose includos dentro del Precio Unitario correspondiente a cada uno de estos conceptos de trabajo.



CONCEPTO                    2.4.7.1.a.                    DEMOLICION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO.

Por el precio unitario consignado para estos conceptos el Contratista demolerá las estructuras de concreto que indiquen los planos de proyecto u ordene el Ingeniero hasta los límites y niveles que se le fijen.

El Contratista se obligará por el precio unitario a retirar el material a una distancia no mayor que un kilómetro; además, también en caso necesario, según instrucciones del Ingeniero, efectuará las demoliciones con el cuidado necesario -- con el cuidado necesario con el objeto de utilizar el material aprovechable que pueda ser recuperado, retirándolo a una distancia no mayor que un kilómetro, si así lo ordena el Ingeniero.

El material producto de la demolición será considerado como propiedad de la Secretaría.

Para efectos de pago, se medirán las estructuras a demoler en metros cúbicos, aplicándole el precio correspondiente para compensar al Contratista por las demoliciones efectivamente llevadas a cabo.

ESPECIFICACIONES ESPECIALES  
PARA ZONAS DE RIEGO

**CONCEPTO 3.1.1.2. ■ DESPALME DE LA ZONA DE CONSTRUCCION Y EN LOS PRESTAMOS LATERALES .**

Por despálme se entiende el trabajo que se realiza posteriormente al desmonte y que consiste principalmente en la remoción de una capa superficial del terreno natural, cuyo material no resulta adecuado para la Construcción. Se efectúa en áreas destinadas al desplante de cimentaciones y terraplenes .

La profundidad del despálme estará en función de la calidad del material a remover, por lo consiguiente, esta profundidad será determinada por el Ingeniero, para efectos de pago se medirán en metros cúbicos, los volúmenes de material excavado para efectuar el despálme y a esta cantidad con aproximación a una decimal, se le aplicará el Precio Unitario estipulado en el catálogo para éste concepto.

**CONCEPTO 3.1.1.3. EMPAREJAMIENTO CON EL PRODUCTO DEL DESPALME.**

El trabajo que se ejecute al amparo de este concepto, tendrá por objeto regresar el material, producto del despalle de las zonas afectadas (tierras de cultivo) cuando a juicio del Ingeniero se requiera.

Por el Precio Unitario estipulado para este concepto, el Contratista deberá efectuar todas las operaciones necesarias para el emparejamiento de las tierras y su nivelación, obteniendo una capa de 20 cms de espesor como máximo.

Para efectos de pago se estimará en metros cúbicos con aproximación a una decimal, a dicho volumen calculado se le aplicará el precio unitario correspondiente estipulado en el catálogo.

11

**CONCEPTO 3.1.2.1. a. EXCAVACION EN CUALQUIER MATERIAL, EXCEPTO  
ROCA EN EL TERRENO NATURAL PARA FORMAR LA  
CUBETA DEL CANAL.**

Para fines de estas especificaciones, se entenderá por cubeta del canal, la parte de la sección del canal en la que se apoyará el revestimiento de concreto hidráulico.

Por el Precio Unitario consignado para este concepto en el catálogo, el Contratista ejecutará apoyándose en los trazos que suministre el Ingeniero y sujetándose a los planos de proyecto o en su caso a las órdenes del Ingeniero, las excavaciones que se requieran para formar la cubeta del canal, en los cuales se aceptará una tolerancia máxima de 2 cm en más o en menos con las líneas de proyecto de la cubeta, siempre y cuando no se presenten éstos en forma sistemática.

Además de la excavación propiamente dicha, el Contratista ejecutará dentro del Precio Unitario que se aprueba para éste concepto, las operaciones siguientes:

1. El afine de la sección excavada de acuerdo con las líneas de proyecto y en base a lo anteriormente señalado.
2. El relleno, con el material y el procedimiento que indique el Ingeniero, cuando por motivo de las sobreexcavaciones imputables al Contratista, existan oquedades fuera de las líneas de proyecto y mayores de la tolerancia especificada, como se indica en las Especificaciones Generales y Técnicas de Construcción para definir lo que corresponda a sobreexcavaciones, serán llenadas por el contratista, no siendo motivo de pago alguno, debiendo cubrir él mismo el importe del equipo, materiales y mano de obra utilizada para satisfacer lo anteriormente señalado.

3. Formará los bordos o terraplenes que son parte integrante de la sección del canal con el producto de las excavaciones de la cubeta, con la disposición que se indica en los planos de proyecto o en su caso las que suministre el Ingeniero, con un acabado tal que ninguno de los puntos de los bordos después de formados, diste más de 10 cm del correspondiente de la línea de proyecto, en las partes no revestidas y a las líneas, cuando los bordos sirvan de apoyo al revestimiento.

Previamente a la formación de los bordos despalmará la superficie de desplante y escarificará terreno natural si así lo ordena el Ingeniero.

4. En los casos en que sobre material de la excavación, ampliará los bordos y terraplenes que son parte integrante de la Sección del canal colocando el material sobrante con la disposición que se muestra en los planos de proyecto o le sea ordenada por el Ingeniero.

5. Cuando los bordos o terraplenes formados con el producto de las excavaciones vayan a servir de apoyo al revestimiento, el Contratista deberá ejecutar éstos colocando el material producto de las excavaciones en capas y si se ordena su compactación a un porcentaje mayor que el proporcionado por el equipo de construcción, se le cubrirá dicha operación de compactación el Precio Unitario existente en el catálogo para este concepto.

Queda estipulado que el Precio Unitario del concepto 3.1.2.1.a., ya incluye las cantidades necesarias para compensar al Contratista los gastos por trabajos de peleos del material para colocarlo con la disposición que se indica en los planos de proyecto u órdenes del Ingeniero.

El lapso máximo que se permitirá entre el afine de las excavaciones y colocación de los correspondientes revestimientos de concreto, en cualquier tramo del canal, será de 4 (cuatro) días, por lo que el Contratista deberá programar con todo cuidado sus trabajos de excavación y revestimiento. La superficie contra la que se coloque el concreto deberá estar suficientemente húmeda para que no se tome agua del concreto de los revestimientos.

Para efectos de pago de las excavaciones ejecutadas al amparo de éste concepto, el Ingeniero determinará en metros cúbicos, el volumen de excavación definido como sigue:

a). En los casos en que parte de la cubeta del canal vaya en "postizo", el volumen de excavación a pagar quedará limitado por el terreno natural antes de la excavación y las líneas que en el proyecto indique la superficie de apoyo del revestimiento de concreto.

b). En los casos en que la cubeta del canal quede alojada en tajos, el volumen de excavación a pagar quedará confinado por la línea horizontal que limita el bordo libre total (que coincidirá con las banquetas inferiores de la excavación), y las líneas que en el proyecto indique la superficie de apoyo del revestimiento de concreto. La excavación que se ejecute arriba de la línea horizontal que limita el bordo libre total, se pagará con cargo a los conceptos 3.1.2.2.a y 3.1.2.2.1.1 "Excavaciones en cualquier material en los Tajos".

A los volúmenes así determinados se aplicará el Precio Unitario aplicado en el catálogo para este concepto, para obtener la compensación del Contratista.

3.1.2.1.1.a.- ESCAVACION EN CUALQUIER MATERIAL EXEPTO ROCA;  
EN EL TERRENO NATURAL PARA FORMAR LA CUBETA  
DEL CANAL, CON ACARREO LIBRE DE UN KM.

Regirán para este concepto las mismas especificaciones que para el concepto 3.1.2.1.1. de los conceptos principales de trabajo.



**CONCEPTO 3.1.2.2.a. EXCAVACION EN CUALQUIER MATERIAL, EXCEPTO  
ROCA EN TAJOS .**

Regirán para este concepto las mismas especificaciones que para el Concepto 3.1.2.2., salvo se excluirá la posibilidad de excavación en cualquier tipo de roca ver "Conceptos Principales de Trabajo".

**CONCEPTO 3.1.2.2.1.1. EXCAVACION EN CUALQUIER MATERIAL, EXCEPTO  
ROCA EN TAJOS CON ACARREO LIBRE DE 1 KM .**

Este concepto será aplicable únicamente en los casos en que el Ingeniero ordene que el material producto de las excavaciones en los tajos sea colocado en los terraplenes que disten hasta 1 kilómetro o en otra parte específica de la obra que el propio Ingeniero determine, por lo que en estos casos, el Contratista deberá coordinar sus operaciones de excavación con las operaciones de colocación de materiales en dichos terraplenes o en la parte de la obra que le sea señalada.

Rigen para este concepto las mismas estipulaciones que para el concepto 3.1.2.2.a. EXCAVACION EN CUALQUIER MATERIAL EN LOS TAJOS.

Adicionalmente bajo el Precio Unitario de este concepto, se requerirá que con el material obtenido de las excavaciones efectuadas, o con parte del mismo, se formen bordos, los cuales, a diferencia de los bordos a formar dentro del Precio Unitario del Concepto 3.1.2.2.a., no serán construídos junto a las propias excavaciones, sino que se ubicarán en otras secciones del canal, requiriéndose el transporte del material en camión para construirlos; estos bordos se ejecutarán dentro del Precio Unitario de este Concepto cuando la distancia de acarreo del material sea hasta de 1 (un) kilómetro, o bien si la distancia de acarreo es mayor, dentro del Precio Unitario adicionado con el pago de sobreacarreo de conformidad con el Concepto 3.1.4.2. Podrá requerirse en otras ocasiones que el material obtenido se utilice en

otros conceptos de relleno; que el material sea cargado en los camiones con cierta selección que permita sea utilizado adecuadamente donde será empleado, debiendo ser descargado en los sitios específicos donde ordene el Ingeniero.

Para efectos de pago de estas excavaciones, el Ingeniero determinará en metros cúbicos los volúmenes excavados comprendidos entre la superficie del terreno natural y la línea horizontal que pase por el punto más alto del revestimiento de concreto, o bien entre la superficie del terreno natural y las líneas de proyecto de las excavaciones cuando el canal no vaya a ser revestido.

**CONCEPTO 3.1.2.2.1.a. EXCAVACION DE MATERIAL INDESEABLE EN TALUDES Y PLANTILLA DEL CANAL :**

Para fines de estas especificaciones, se entenderá por excavación de material indeseable en taludes y plantilla de la cubeta del canal, las excavaciones adicionales para la remoción de material indeseable que marquen los planos de proyecto o que a juicio del Ingeniero sea necesario efectuar.

Por el Precio Unitario consignado para este concepto en el catálogo, el Contratista efectuará las operaciones siguientes:

- 1). Excavará adicionalmente fuera de líneas de proyecto dentro de la cubeta del canal el material indeseable (no apto para los fines de construcción) principalmente arcillas expansivas que a juicio del Ingeniero se deban extraer en áreas reducidas y en volúmenes pequeños (10 m<sup>3</sup> ó menos por metro lineal de canal, 2 000 m<sup>3</sup> en tramo de 1 km del canal) como máximo .
- 2). Material excavado mediante este concepto será depositado en los sitios que señale el Ingeniero con acarreo libre de 100 (cien) metros.
- 3). En los casos en que se ordene al contratista ejecutar excavaciones adicionales en taludes y plantilla, y este trabajo se pueda ejecutar con el equipo de construcción y sus volúmenes sean mayores que los indicados en el párrafo (1) se pagará con el concepto 3.1.2.2.1.a.
- 4). En el caso de que se ordene al contratista a realizar sobreacarreos, a más de 100 (cien) metros al volumen excavado se le aplicará el concepto 3.1.4.1.a.

Para justificar la aplicación del presente concepto de trabajo, deberá informarse con toda oportunidad de los tramos de canal donde se encuentre el material indeseable para así poder obtener la autorización para la aplicación de este concepto.

Para efectos de pago, se estimarán los volúmenes expresados en metros cúbicos, que hayan sido removidos a satisfacción de Ingeniero, a base de la sección antes de la remoción y las líneas que en el proyecto o de acuerdo con las órdenes del Ingeniero limiten las excavaciones adicionales. El volumen anterior calculado en metros cúbicos se multiplicará por el Precio Unitario consignado para éste concepto.

**3.1.2.3.a. EXCAVACION EN CUALQUIER MATERIAL, EXCEPTO ROCA PARA FORMACION DE CONTRACUENTAS.**

Regirá para éste concepto las mismas especificaciones que para el Concepto 3.1.2.3., excluyendo la posibilidad de excavar en roca.

**CONCEPTO 3.1.3.2.5.a RELLENO DE MATERIAL INERTE EN LOS ESPACIOS QUE SE REQUIEREN MOTIVADOS POR LAS EXCAVACIONES ADICIONALES DE MATERIALES INDESEABLES SEGUN CONCEPTO 3.1.2.2.1.a.**

Por el Precio Unitario consignado en el catálogo para este concepto, el Contratista suministrará en el sitio de su utilización y colocará el material que se requiera para rellenar las excavaciones adicionales requeridas y ordenadas expresamente por el Ingeniero.

Las excavaciones adicionales solo serán necesarias cuando al ejecutar las excavaciones a líneas de proyecto se encuentren materiales inadecuados ya sea para el desplante del revestimiento o para la operación del canal.

Las excavaciones adicionales solo serán ejecutadas bajo permiso escrito del Ingeniero, lo cual amparará el pago del presente concepto.

El Precio Unitario para el pago de este concepto, incluye además lo siguiente:

1. Compactación del material colocado al 90% de la prueba Proctor (S.R.H.) o al 70% de densidad relativa, suministrando para ello el agua que se requiera siendo ésta necesaria para proporcionar la humedad óptima al material.
2. El Contratista se obliga a realizar acarrees hasta 500 (quinientos) metros.
3. En caso de que el Contratista ejecute acarrees a mayor distancia que la indicada en el punto dos se le pagarán estos trabajos de acuerdo con los conceptos 3.1.3.2.4.

Para fines de pago, se calcule el volúmen en metros cúbicos con - aproximación a la unidad, compactado a satisfacción del Ingeniero, empleando para el cálculo del volúmen, los datos del proyecto y - las secciones levantadas antes del relleno. A éste volúmen, los - datos del proyecto y las secciones levantadas antes del relleno. A éste volúmen se le aplicará el Precio Unitario consignado para - éste concepto.

3.1.4.1.a.- ACARREO DE LOS MATERIALES PRODUCTO DE LAS EXCAVACIONES DE LOS CONCEPTOS 3.1.2.1.1.a. y 3.1.2.2.1.1.a. EN LOS KILOMETROS SUBSECUENTES AL PRIMERO.

Regirán para éste concepto las mismas especificaciones que para el concepto 3.1.4.1. de los Conceptos principales de trabajo, además de los conceptos arriba mencio- nados.

3.2.2.1.a.- EXCAVACION PARA DREÑES EN CUALQUIER MATERIAL EXCEPTO  
ROCA.

Regirá para éste concepto las mismas especificaciones que para el Concepto 3.2.2.1., excluyendo la posibilidad en excavar en roca.

3.3.1.1.1a. FABRICACION Y COLOCACION DE CONCRETO HIDRAULICO PARA EL REVESTIMIENTO DEL CANAL, INCLUYENDO OBTENCION CARGA Y ACARREO EN EL PRIMER KM DE LOS MATERIALES:AGREGADOS - - PÉTREOS Y AGUA.

Por el Precio Unitario para ésta Concepto, el Contratista deberá formular, dichos precios en base a que en la "Fabricación de Concreto" se incluye únicamente dentro del primero kilómetro, la obtención, carga y acarreo de los materiales agregados pétreos y agua, y los kilómetros subsecuentes al primero de dichos materiales y agua se pagarán de acuerdo a los conceptos 3.3.1.1.a. y - - - 3.3.1.1.b., el resto de las especificaciones que consideren la ejecución de todas las fases que integran la fabricación y colocación de concreto hidráulico para el revestimiento de canales, concepto 3.3.1.1. de los Conceptos Principales de trabajo en su última edición, se mantendrán vigentes.

**CONCEPTO 3.3.1.1.a. SOBRECARRÉO DE AGREGADOS PARA CONCRETO  
HIDRAULICO PARA REVESTIMIENTO DEL CANAL  
EN LOS KMS SUBSECUENTES AL PRIMERO .**

Por el Precio Unitario para este concepto, el Contratista acarreará los materiales, agregados pétreos, cuando éstos disten en más de un kilómetro de los bancos al sitio de su fabricación y colocación.

El Laboratorio proporcionará al Contratista un plano de bancos de materiales, donde se indican las posibles rutas y distancias aproximadas entre bancos y revestimientos, así como una tabulación de sobrecarreos para cada banco.

Para efecto de pago se determinará de acuerdo con el proporcionamiento volumétrico que indique el laboratorio para los revestimientos y se le agregará la distancia de sobrecarreo, medidos en kilómetros con aproximación de una decimal.



**CONCEPTO 3.3.1.1.b. SOBRECARRERO DE AGUA PARA FABRICACION DE CONCRETO HIDRAULICO PARA EL REVESTIMIENTO DEL CANAL EN LOS KILOMETROS SUBSECUENTES AL PRIMERO .**

Por el Precio Unitario para este concepto, el Contratista deberá sobrecarrear todo el agua que se requiera en la fabricación de concreto, cuando ésta diste en más de un kilómetro entre la fuente de abastecimiento y el sitio de fabricación, de acuerdo con el Concepto 3.3.1.1.a.

Para efecto de pago, se determinará en metros cúbicos, dependiendo de la proporción agua-cemento que el laboratorio fije para su fabricación. Al resultado de dicho volumen, se le agregará la distancia de sobrecarreo, medida en kilómetros con aproximación a una decimal.

### 3.3.3.5. COLOCACION DE SELLOS EN JUNTAS DE CONTRACCION EN LOS REVESTIMIENTOS DEL CONCRETO HIDRAULICO DEL CANAL .

Por el Precio Unitario estipulado en el catálogo para este concepto, el contratista colocará los materiales de relleno de las juntas de contracción de los revestimientos del canal, situados en las ranuras correspondientes según lo indican los planos del proyecto.

El Contratista deberá hacer los trabajos preliminares para la colocación del sello; eliminación de humedad, así como la limpia de la junta a satisfacción del Ingeniero.

El material a usarse es un compuesto adhesivo y resistente que deberá sellar las juntas en los revestimientos de concreto e impedirá el paso de agua a través de los ciclos de contracción y expansión de la junta. Su consistencia es tal que será colocado a cualquier temperatura entre 4°C a 50°C ya sea con pistola o cuchara sin necesidad de solventes adicionales o adyuvantes, después de ser aplicado, el material no deberá correrse.

El Contratista hará las muestras necesarias, que a juicio del Ingeniero se requieran, y además transportará el material al sitio de su utilización y lo aplicará en la ranura previamente ejecutada a satisfacción del Ingeniero.

El material podrá colocarse en la ranura antes de efectuar el curado de concreto, o posteriormente a que el concreto de los revestimientos haya alcanzado la resistencia indicada y la ranura haya sido practicada según lo indicado en los planos a las órdenes del Ingeniero y llene los requisitos de limpieza y se haya eliminado la humedad a satisfacción del Ingeniero.

Para efectos de pago se determinará la longitud en metros de juntas rellenas a satisfacción del Ingeniero. A la longitud anterior se le aplicará el Precio Unitario correspondiente.

CONCEPTO 3.4.1.2.a. EXCAVACION EN CUALQUIER MATERIAL, EXCEPTO  
ROCA, PARA ALCIJAR LAS ESTRUCTURAS.

Regirán para este concepto las mismas especificaciones que para el  
concepto 3.4.1.2; salvo se excluirá la posibilidad de excavación en  
roca.

**3.4.2.3.1. ■ FABRICACION Y COLOCACION DE CONCRETO COMUN, INCLUYEN-  
DO OBTENCION CARGA Y ACARREO EN EL PRIMER KM DE LOS  
MATERIALES; AGREGADOS PETREOS Y AGUA,**

Por el precio unitario consignado para este concepto, el Contratista deberá formular dichos precios en base a que, en la fabricación de concreto se incluye únicamente dentro del primer kilómetro la obtención, carga y acarreo de los materiales, agregados petreos y agua, y los kilómetros subsecuentes al primero de dichos materiales y agua, se pagarán de acuerdo a los conceptos 3.4.2.3.a. y 3.4.2.3.b.

El resto de las especificaciones que consideran la ejecución de todas las fases que integran la fabricación y colocación de concreto común, concepto 3.4.2.3. de los conceptos principales de trabajo, en su última edición, se mantendrán vigentes.

**3.4.2.3.a. SOBRECARRERO DE AGREGADOS PARA CONCRETO COMUN EN LOS KILOMETROS SUBSECUENTES AL PRIMERO .**

Por el Precio Unitario para este concepto el Contratista acarreará los materiales, agregados petreos, cuando éstos disten en más de un kilómetro de los bancos al sitio de su fabricación y colocación.

El laboratorio proporcionará al Contratista un plano de bancos de materiales, donde se indican las posibles rutas y distancias aproximadas entre bancos y probables estructuras, así como una tabulación de sobrecarreos para cada banco.

Para efectos de pago se determinará de acuerdo con el proporcionamiento volumétrico que indique el laboratorio para cada estructura y se le agregará la distancia de sobrecarreos medidos en kilómetros con aproximación a una decimal.

**3.4.2.3.b. SOBRECARRERO DE AGUA PARA LA FABRICACION DE CONCRETO COMUN EN LOS KILOMETROS SUBSECUENTES AL PRIMERO.**

Por el Precio Unitario para este concepto el Contratista deberá sobrecarrear toda el agua que se requiera en la fabricación de concreto, cuando ésta diste en más de un kilómetro, entre la fuente de abastecimiento y el sitio de fabricación de acuerdo con el concepto 3.4.2.3.a.

Para efecto de pago se determinará en metros cúbicos, dependiendo de la proporción agua cemento que el laboratorio fije para su fabricación. Al resultado de dicho volumen se le agregará la distancia de sobrecarreos medida en kilómetros con aproximación a una decimal.

**CONCEPTO 3.4.5.1.3.a. TUBO DE CONCRETO DE 61 CMS DE DIAMETRO .**

Al amparo de este concepto de trabajo, el Contratista suministrará e instalará las tuberías de concreto de los diámetros respectivos estipulados en el proyecto y por cada concepto de trabajo, incluyendo los codos necesarios y suficientes señalados en los planos del proyecto.

Se aplicará asimismo para este concepto la especificación 5-32.02.0.

Las tuberías que suministre el Contratista deberán ser nuevas, de primera calidad y cumplirán con todo lo especificado en los planos o en caso de que a juicio del Ingeniero sea necesario realizar pruebas mecánicas o hidráulicas, éstas deberán ser realizadas de acuerdo con lo estipulado en la norma A.S.T.M.-C-76.

El Contratista instalará las tuberías de concreto, incluyendo los codos que sean necesarios de acuerdo con las líneas señaladas por el proyecto, operación que se sujetará a lo estipulado en las especificaciones Generales 10-10.01.1 a 10-10.01.3

Para fines de pago, las tuberías de concreto que suministre e instale el Contratista al amparo de este concepto de trabajo, le será medida en metros lineales con aproximación a la unidad; para el efecto, se medirán los metros lineales de tubería efectivamente instalados en las estructuras de acuerdo con lo estipulado en el proyecto y a satisfacción del Ingeniero.

A solicitud del Contratista, la Secretaría le podrá hacer un pago a cuenta hasta de 50% del importe de los conceptos de trabajo, cuando aquel disponga ya de las tuberías dentro de su almacén, (almacén del Contratista) haciéndose la estimación normal cuando ya estén instaladas las tuberías, y de ésta se descontará el pago a cuenta que se hubiere hecho sobre las mismas.

Todos los transportes, así como los acarreos locales que se requieran serán por cuenta y cargo del Contratista, considerándose incluidos dentro del Precio Unitario correspondiente a cada uno de estos conceptos de trabajo.



S. A. R. H. SUBDIRECCION GENERAL DE CONSTRUCCION DE GRANDE APPLICACION		Proyecto de Ampliación del Distrito de Riego Nº 01, Cta. Bellinas, Chino, Unidad Geográfica El Alto (en. Lera, Concurso. Canal Ppeli. Auxiliar San Pedro, del Km. — 4-9-500. y zona de riego (1955 ha.)		NOMBRE Y FIRMA DEL REPRESENTANTE		NOMBRE Y FIRMA DEL POSTOR	
CONCEPTO		UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO ( CON LETRA )	PRECIO UNITARIO ( \$ )	IMPORTE ( \$ )	
CLASIFICACION	ENUNCIADO						
2.	CANAL PRINCIPAL.						
2.1.	TERRAZOS.						
2.1.1.	<u>DESCHOTE.</u>						
2.1.1.1.	Deschote, desarenado, desayrta y limpieza del terreno para propósitos de construcción.	M <sup>2</sup> .	11.2				
2.1.1.2.a	Deschote de material no apto para cimentación y/o despiece de terraplenes y de los bancos de préstamo.	M <sup>3</sup>	15,850.0				
2.1.2.	<u>Excavaciones.</u>						
2.1.2.1.a.	Excavación en cualquier material excepto roca en el terreno natural, para formar la cubeta del canal.	M <sup>3</sup>	21,399.0				
2.1.2.1.1.a	Excavación en cualquier material excepto roca en el terreno natural para formar la cubeta del canal con acarreó libre de un kilómetro.	M <sup>3</sup>	54,771.0				
2.1.2.2.1.a	Excavación en cualquier material excepto roca en los tajos con acarreó libre de un kilómetro.	M <sup>3</sup>	16,435.0				
2.1.2.2.1.a	Excavación de material indesmenuable en taludes y plantilla del canal.	M <sup>3</sup>	5,430.0				
2.1.2.3.a.	Excavación en cualquier material excepto roca para formación de contraescarpa.	M <sup>3</sup>	650.0				
2.1.3.	<u>Construcción de bordos y terrapién.</u>						
2.1.3.1.	Terrapién para bordos y caminos formado con material obtenido de préstamo con acarreó.						
2.1.3.1.1.	No mayor de 50 metros.	M <sup>3</sup>	21,399.0				
2.1.3.1.5.a	Repleno de material fuerte en los aspectos que se regularan, motivados por las excavaciones adicionales de materiales indesmenuables, según concepto 2.1.2.2.1.a.	M <sup>3</sup>	5,430.0				

S. A. R. H. DIRECCION GENERAL DE GRANDE IRRIGACION		Proyecto de Ampliacion del Distrito de Reg. 05, Cd. Calchic, Othm., Unidad Bachajon Etapa Uno, 1er. Concurso Canal Faja Auxiliar San Pedro del Cajon al 2-2-77 y zona de riego (170,76)		NOMBRE Y FIRMA DEL REPRESENTANTE		NOMBRE Y FIRMA DEL POSTOR	
CONCEPTO		UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO (CON LETRA)	PRECIO UNITARIO (\$)	IMPORTE (\$)	
CLASIFICACION	DESCRUCION						
2.1.3.2.1.a.	Deposición adicional por compactación de los - terreplenos construidos, según los conceptos 2.1. 2.1.a.- 2.1.2.1.1.a.	m <sup>3</sup>	12 320				
2.1.3.2.a.	Compactación del terreno natural para el despla- ta de tierra y terrepleno.	m <sup>2</sup>	10,000.0				
2.1.3.3.	Revestimiento de canales con acarreo libre						
2.1.3.3.3.	Revestimiento de canales con acarreo libre mayor de 300 y hasta 1000 m.	m <sup>3</sup>	5 040				
2.1.4.1.	Sobrecarros de terracerías.						
2.1.4.1.a.	Acarreo de los materiales producto de las excava- ciones de los conceptos 2.1.2.1.1.a., 2.1.2.2.1.1. a., 2.1.2.2.1.a. y 2.1.2.3.a., en los kilómetros sub-secuentes al primero.	m <sup>3</sup> -Km	155,794.0				
2.1.4.2.	Acarreo de los materiales utilizados en el con- cepto 2.1.3.3.3, en los kilómetros sub-secuentes al primero.	m <sup>3</sup> -Km	120,900.0				
2.2.	<u>REVESTIMIENTOS</u>						
2.2.1.1.a.	Fabricación y colocación de concreto hidráulico para el revestimiento del canal, incluyendo ab- tención carga y acarreo en el primer kilómetro - de los materiales: agregados pétreos y Agua.	m <sup>3</sup>	5 040.0				
2.2.1.1.a.1	Sobrecarros de agregados para concreto hidráu- lico para revestimientos del canal en los kilóme- tros sub-secuentes al primero.	m <sup>3</sup> -Km	15,228.0				
2.2.1.1.a.2	Sobrecarros de agua para concreto hidráulico - para revestimiento del canal en los kilómetros - sub-secuentes al primero.	m <sup>3</sup> -Km	1,825.0				
2.2.3.5.a.	Colocación de ejes en juntas de contracción en los revestimientos del concreto hidráulico del - canal.	m	29,466				
2.3.	<u>ESTRUCTURAS EN EL CANAL</u>						
2.3.1.	<u>Terracerías para estructuras</u>						
2.3.1.1.	Quemata, desmenuce, desyerbe y limpia del ter- reno para propósitos de construcción.	Ha.	0.5				
2.3.1.2.a.	Excavaciones a máquina en cualquier material, su- cepto roca, para alojar las estructuras.	m <sup>3</sup>	9,192				

**S. A. R. H.**  
**SUBDIRECCION GENERAL DE CONSTRUCCION**  
**DE GRANDE IRRIGACION**

Proyecto de Aplicación del Glacero de Ayud Eñ. Cd. Delfino, C.D. Ing. Unidad Frías. C.D. y C.D. Ing. Don Juan Daniel Post. Auxiliar San Pedro de la Cruz al Km 94.51. Una en plano 1/2000-1/1

NOMBRE Y FIRMA DEL REPRESENTANTE

NOMBRE Y FIRMA DEL POSTOR

CONCEPTO		UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO ( CON LETRA )	PRECIO UNITARIO (\$)	IMPORTE (\$)
CLASIFICACION	ENUNCIADO					
2.3.1.2.b.	Excavación a mano, (afines) en cualquier material excepto roca para alojar las estructuras.	M3	4,909.0			
2.3.1.3	Relleno sin compactar de cualquier material excepto roca, proveniente de excavaciones previas.	M3	194.0			
2.3.1.5.	Relleno compactado, de cualquier material excepto roca, proveniente de excavaciones previas.	M3	4,104.0			
2.3.1.9	Relleno de grava, o grava y arena, inclusive arenas, arenas y filtros.	M3	10.0			
2.3.2.	<u>Fabricación y colocación de materiales manufacturados para estructuras.</u>					
2.3.2.3.1	a. Fabricación y colocación de concreto común, incluyendo obtención, carga y acarreo en el primer kilómetro de los materiales, agregados pétreos y agua.	M3	987.0			
2.3.2.3.a.	Sobrecarros de agregados pétreos para concreto común en los kilómetros subsiguientes al primero.	M3-Km	27,833.0			
2.3.2.3.b.	Sobrecarros de agua para la fabricación de concreto común, en los kilómetros subsiguientes al primero.	M3-Km	240.0			
2.3.2.5.	Colocación de fierro de refuerzo para concreto.	Kg	79,304.0			
2.3.3.	<u>Acero Estructural.</u>					
2.3.3.1.	Suministro y colocación de acero estructural.	Kg	1,000.0			
2.3.4.	<u>Compuertas y compuertas.</u>					
2.3.4.1.	Suministro y colocación de compuertas radiales	Kg.	1,992.0			
2.3.4.2.a.	Suministro y colocación de compuertas "Miller" para tubo de 61 cm. de diámetro.	Pza	3.0			
2.3.4.2.	Suministro y colocación de compuertas deslizantes.	Kg.	1,208.0			
2.3.4.	Conceptos diversos.					

S. A. R. H.

SUBDIRECCION GENERAL DE CONSTRUCCION  
DE GRANDE IRRIGACIONPROYECTO DE OBRAS DE RECONSTRUCCION DE LA  
CANAL DE LA UNIDAD DE LA ETAPA UNALFER.  
DE LA ZONA DE LA UNIDAD DE LA ETAPA UNALFER.  
DE LA ZONA DE LA UNIDAD DE LA ETAPA UNALFER.

NOMBRE Y FIRMA DEL REPRESENTANTE

NOMBRE Y FIRMA DEL POSTOR

## CONCEPTO

CLASIFICACION	ENUNCIADO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO ( CON LETRA )	PRECIO UNITARIO (\$)	IMPORTE (\$)
2.3.5.1.	Suministro y colocación de juntas asfálticas de 2 (dos) centímetros de espesor.	M <sup>2</sup>	72.9			
2.3.5.2.	Suministro y colocación de sellos de hule de tres baldosas o de aluminio de perforación corrugada.	M	304.0			
2.3.5.3.	Suministro y colocación de branquias de tubo de fierro galvanizado de 5.08 cms. (2") de diámetro nominal.	Kg.	519.0			
2.3.5.4.	Suministro y colocación de escalones de verilla corrugada de 1.91 cms. (3/4") de diámetro.	Pz4.	26.0			
2.3.5.5.	Suministro y colocación de tubo de fierro galvanizado de 5.35 cms. (2 1/8") de diámetro nominal para lloviznas.	Pz4.	20.0			
2.4.5.1.a.	Suministro e instalación de subrosos de concreto por tubo de 61 cms. de diámetro.	M	24.0			
2.4.7.1.a.	Demoliciones de estructuras de concreto.	M <sup>3</sup>	1.5			

S. A. R. H.

SUBDIRECCION GENERAL DE CONSTRUCCION  
DE GRANDE OBRAJACIONProyecto de Ampliación del Dto. de Niño de Guzmán, Dpto. de  
Iscayas, Chet., Unidad Bachiway, Etapa 2da. - Primer  
Concurso, "Luz" Pte. Auxiliar, en el Dto. de Niño de Guzmán, Chet.

NOMBRE Y FORMA DEL RESUMEN DE

NOMBRE Y FORMA DEL ACTIVO

## C O N C E P T O

CLASIFICACION	ENUNCIADO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO ( CON LETRA )	PRECIO UNITARIO (\$)	IMPORTE (\$)
1.	Zona de Fiebre.					
1.1.	TERRAJERIAS PARA CANALES.					
1.1.1.	CEMENTOS.					
1.1.1.1.	Desmoldo, desmolado, desyerbo y limpieza del terreno para propósitos de construcción.	m <sup>2</sup> .	19.6			
1.1.1.2.a	Despalte de la zona de construcción y en los prós- tanos laterales.	m <sup>3</sup>	21,470.0			
1.1.1.2.b	Deposición con el producto del despalte	m <sup>3</sup>	18,470.0			
1.1.2.	Excavaciones.					
1.1.2.1.a	Excavación en cualquier material excepto roca, en el terreno natural para formar la cuneta del canal.	m <sup>3</sup>	25,819.0			
1.1.2.1.1.a	Excavación en cualquier material excepto roca, en el terreno natural para formar la cuneta del canal con acera: libre de un to.	m <sup>3</sup> + m	17,298.0			
1.1.2.2.a	Excavación en cualquier material excepto roca en talud.	m <sup>3</sup>	18,430.0			
1.1.2.2.1.a	Excavación en cualquier material excepto roca en talud, con acera: libre de un to.	m <sup>3</sup>	16,259.0			
1.1.2.2.1.b	Excavación en material indecomible en taludes y plantilla del canal.	m <sup>3</sup>	6,224.0			
1.1.2.3.a	Excavación en cualquier material excepto roca para formación de contracunetas.	m <sup>3</sup>	2,107.0			
1.1.3.	CONSTRUCCION DE SEÑOS Y TERRAPLENES.					
1.1.3.2.	Instalación para pozos y casinos forados con mate- rial obtenido de préstamo con acera.					
1.1.3.2.1.	No mayor de 50 metros.	m <sup>3</sup>	9,111.0			

S. A. R. H. SUBDIRECCION GENERAL DE CONSTRUCCION DE GRANDE NAVIGACION		Proyecto de ampliación al Distrito de Lago G3, Dpto. del Valle, D.A.H., Unidad Inicial No. Crapo Uno, Primer Concurso, Canal del Sur, 11.5 Km. desde el Km 44.0 al 74.00 y Zona de Aforo 11.5 Km.		NOMBRE Y FIRMA DEL REPRESENTANTE		NOMBRE Y FIRMA DEL POSTOR	
CLASIFICACION	CONCEPTO ENUNCIADO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO (CON LETRA)	PRECIO UNITARIO (\$)	IMPORTE (\$)	
3.1.3.2.3.	Mayor de 100 y hasta 500 metros	m3	17,096.0				
3.1.3.2.4.	Mayor de 500 y hasta 1000 metros.	m3	10,070.0				
3.1.3.2.5.a	Relleno de material suelta en los espacios que se requieran motivados por las excavaciones adicionales de materiales indesahables, según concepto 3.1.2.2.1.a.	m3	12,225.0				
3.1.3.3.	Compresión adicional por compactación en los terraplenes compactados según los conceptos 3.1.2.1.a, 3.1.2.2.a., 3.1.2.2.1.1.a., 3.1.3.2.1, 3.1.3.2.3, y 3.1.3.2.4.	m4	20,724.0				
3.1.4.	<u>SUBRECARGO DE TERRACERIAS PARA CANALES.</u>						
3.1.4.1.a.	Abrase de los materiales producidos de la excavación para el concepto 3.1.2.1.1.a. y 3.1.2.2.1.1.a. en los kilómetros subsiguientes al primero.	m3-km	175,395.0				
3.1.4.2.	Abrase de los materiales producidos de las excavaciones para el concepto 3.1.3.2.4 en los kilómetros subsiguientes al primero.	m3-km	26,535.0				
3.2.	<u>TERRACERIAS PARA DRENES.</u>						
3.2.1.1	Desmonte, desbroce, desyerbe y limpia del terreno para propósitos de construcción	Ha.	44.3	7			
3.2.2.	<u>EXCAVACIONES.</u>						
3.2.2.1.a	Excavación para drenes en cualquier material, excepto roca.	m3	419,583.0				
3.3	<u>REVESTIMIENTOS.</u>						
3.3.1	<u>Revestimiento de concreto.</u>						
3.3.1.1.a.	Fabricación y colocación de concreto hidráulico, para el revestimiento del canal, incluyendo colocación carga y acarreo en el primer kilómetro de los materiales; agregados pétreos y agua.	m3	4,047.6				
3.3.1.1.a	Sobrecarga de aporque de concreto hidráulico para el revestimiento del canal en los Km. subsiguientes al primero.	m3-km	114,198.0				

CONCEPTO		UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO ( CON LETRA )	PRECIO UNITARIO ( \$ )	IMPORTE ( \$ )
CLASIFICACION	ENUNCIADO					
3.3.1.1.b.	Sotrescarreo de agua para la fabricacion de concreto hidraulico para el revestimiento del canal, en los km. subsiguientes al primero.	M <sup>3</sup> -Km	615.0			
3.3.3.5.a.	Colocacion de sellos en juntas de contraccion, en los revestimientos del concreto hidraulico del canal.	M	21,611.0			
3.4.	<u>ESTRUCTURAS EN TERRENO</u>					
3.4.1.	<u>Excavaciones para estructuras</u>					
3.4.1.2.a.	Excavacion en cualquier material excepto roca para alisar las estructuras.	M <sup>3</sup>	52,131.0			
3.4.1.3.	relleno sin compactar, en cualquier material excepto la roca, proveniente de excavaciones previas.	M <sup>3</sup>	31,278.0			
3.4.1.5.	relleno compactado de cualquier material excepto roca, proveniente de excavaciones previas.	M <sup>3</sup>	21,863.0			
3.4.1.9.	relleno de grava o grava gruesa, inclusive drenes, lloraceros y filtros.	M <sup>3</sup>	25.0			
3.4.2.	<u>Fabricacion y colocacion de materiales manufacturados para estructuras</u>					
3.4.2.3.1.a.	Fabricacion y colocacion de concreto cuando incluye el transporte, carga y descarga en el primer kilómetro de los materiales; agregados pétreos y agua.	M <sup>3</sup>	4,007.0			
3.4.2.3.a.	Sotrescarreo de agregados para concreto cuando en los kilómetros subsiguientes al primero	M <sup>3</sup> -Km.	138,377.0			
3.4.2.3.b.	Sotrescarreo de agua para la fabricacion de concreto cuando en los kilómetros subsiguientes al primero.	M <sup>3</sup> -Km	912.0			

S. A. R. H. SUBDIRECCION GENERAL DE CONSTRUCCION DE GRANDE IRRIGACION		PROYECTO AMPLIACION DEL DISTRITO DE RIEGO DE LOS DELICIAS, QZD. - UNIDAD BAHIMBA, ETAPA UPAL - PRIMERA CONJUNTO. - Canal 1200. Auxiliar - en Progre.		NOMBRE Y FIRMA DEL REPRESENTANTE		NOMBRE Y FIRMA DEL POSTOR	
CONCEPTO				PRECIO UNITARIO (CON LETRA)	PRECIO UNITARIO (\$)	IMPORTE (\$)	
CLASIFICACION	ENUNCIADO	UNIDAD	CANTIDAD				
3.4.2.5.	Colocación de Hierro de refuerzo	Kg.	340,668.0				
3.4.4.	<u>Compuertas.</u>						
3.4.4.1.	<u>Suministro e instalación de compuertas tipo "Miller"</u>						
3.4.4.1.3.	Para tubo de 61 cms. de diámetro	Pza.	47.0				
3.4.4.3.	Suministro e instalación de compuertas cavilantes.	Kg.	1,651.0				
3.4.5.	<u>Tuberías de concreto.</u>						
3.4.5.1.	<u>Suministro e instalación de tuberías de Concreto.</u>						
3.4.5.1.3.	Tubo de 61 cms. de diámetro.	M	1,007.0				
3.4.8.	<u>Conceptos Diversos.</u>						
3.4.8.1.	Suministro y colocación de juntas neopreno de dos (2) cms. de espesor.	M <sup>2</sup>	240.0				
3.4.8.2.	Suministro y colocación de sello de tubo de tres bu- lones y de clavos de polivinilo corrugado.	M	1,047.0				
3.4.8.3.	Suministro y colocación de barandas de tubo de fierro galvanizado de 2.00 cms. (2") de diámetro nominal.	Kg.	1,746.0				
3.4.8.5.	Suministro y colocación de tubo de fierro galvaniza- do de 6.25 cms. (2 1/2") de diámetro nominal para llaves de paso.	Pza.	734.0				
3.4.8.6.	Suministro y colocación de tubo de concreto cemente- para desahogo de las puertas y las estructuras afora- de las.	M	200.0				
3.8.	<u>Trazo para cavilante.</u>						
3.8.1.	Demolición de obras para cavilante	M <sup>2</sup>	50.0				



S. A. R. H.  
SUBDIRECCION GENERAL DE CONSTRUCCION  
DE GRANDE IRRIGACION

PROYECTO AFILIACION DEL DISTRITO DE RIEGO DE, CD. -  
DELICIAS, CHIH. UNIDAD BASHIMCA, ETAPA I.A.C. -  
PRIMER CUADRANTE. CONSTRUCCION DE CANALES DE RIEGO DE  
1.500,00 M. DE LONGITUD.

NOMBRE Y FIRMA DEL REPRESENTANTE

NOMBRE Y FIRMA DEL POSTOR

CONCEPTO		UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO ( CON LETRA )	PRECIO UNITARIO (\$)	IMPORTE (\$)
CLASIFICACION	ENUNCIADO					
5.2.1.	<u>Revestimientos.</u>					
5.2.1.1.	Revestimiento de canales con escarros litros de 1 No.	m	19,025.0			
5.2.2.	<u>Cobrecarros de ferraces.</u>					
5.2.2.1.	Cobrecarros de materiales para revestimiento de canales de distancias mayores de un kilómetro.	m <sup>2</sup> -Km	457,090.0			













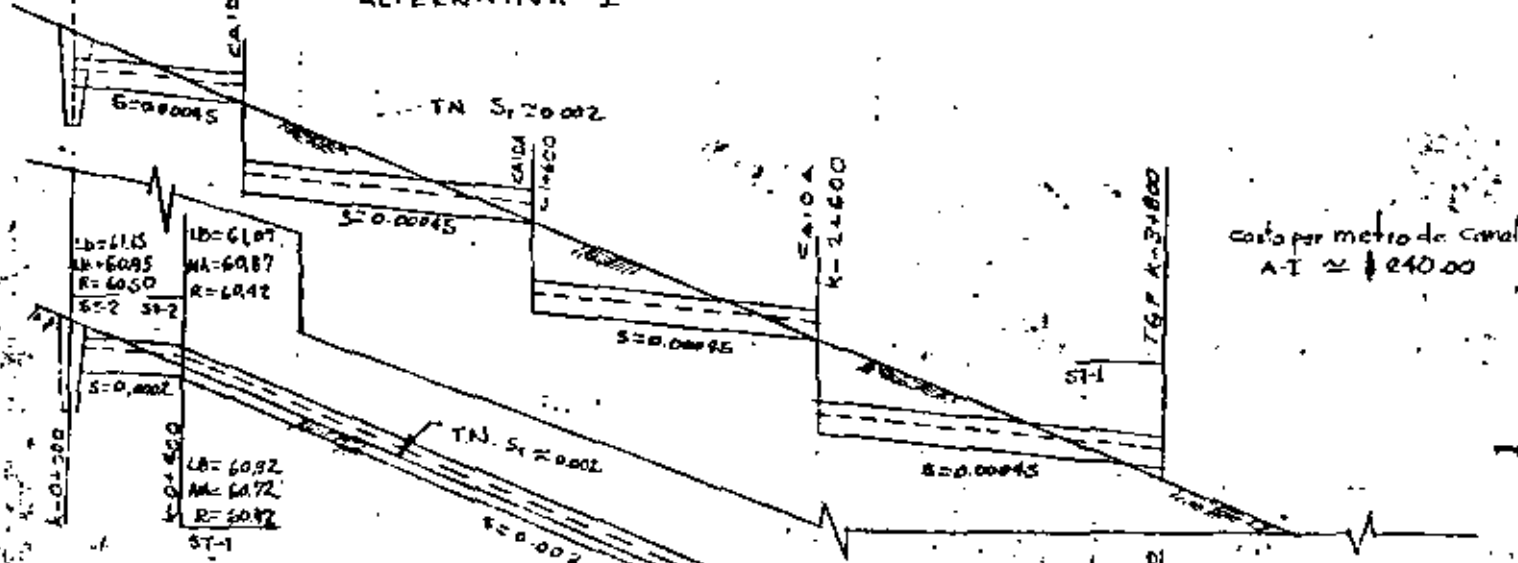






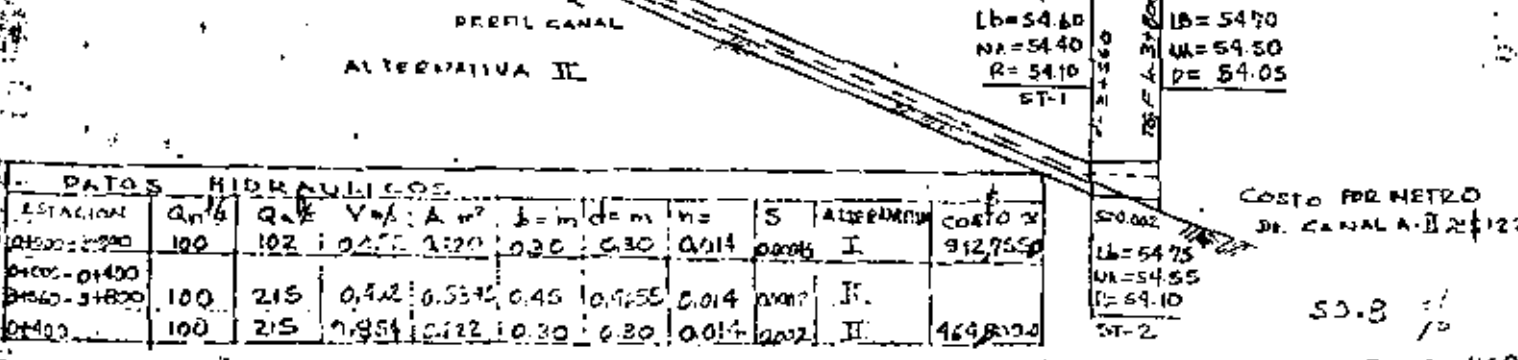
DATOS (2.º y 3.º)  $\left\{ \begin{array}{l} 3q = 4.00 \text{ m}^3/\text{s}; KSC = 0 \\ e = 0.05 \text{ B.L.} = 0.00 \\ t = 1.5:1 \end{array} \right.$

ALTERNATIVA I



Costo por metro de canal  
A-I  $\approx$  \$240.00

ALTERNATIVA II



COSTO POR METRO  
DE CANAL A-II  $\approx$  \$122

DATOS HIDRAULICOS										
ESTACION	Q m <sup>3</sup> /s	Q cfs	V m/s	A m <sup>2</sup>	b = m	d = m	n =	S	ALTERNATIVA	COSTO x
0+000-0+200	100	102	0.47	1.20	0.30	0.30	0.014	0.0005	I	912,765.0
0+200-0+400	100	215	0.42	0.53	0.45	0.45	0.014	0.0007	K	
0+400-0+600	100	215	0.35	0.22	0.30	0.30	0.014	0.002	II	469,000.0

LB=54.60  
NA=54.40  
RA=54.10  
ST-1

LB=54.70  
NA=54.50  
RA=54.05  
ST-1

S=0.002  
LB=54.75  
NA=54.55  
RA=54.10  
ST-2

53.8

MIL. FU. 000000



El Proyecto de Estudios de Ingeniería Civil de la  
 Oficina de Estudios de Ingeniería Civil, No. 2174-4-44  
 para el Proyecto de Obras de Riego, No. 2174-4-44  
 del Estado de Sonora.

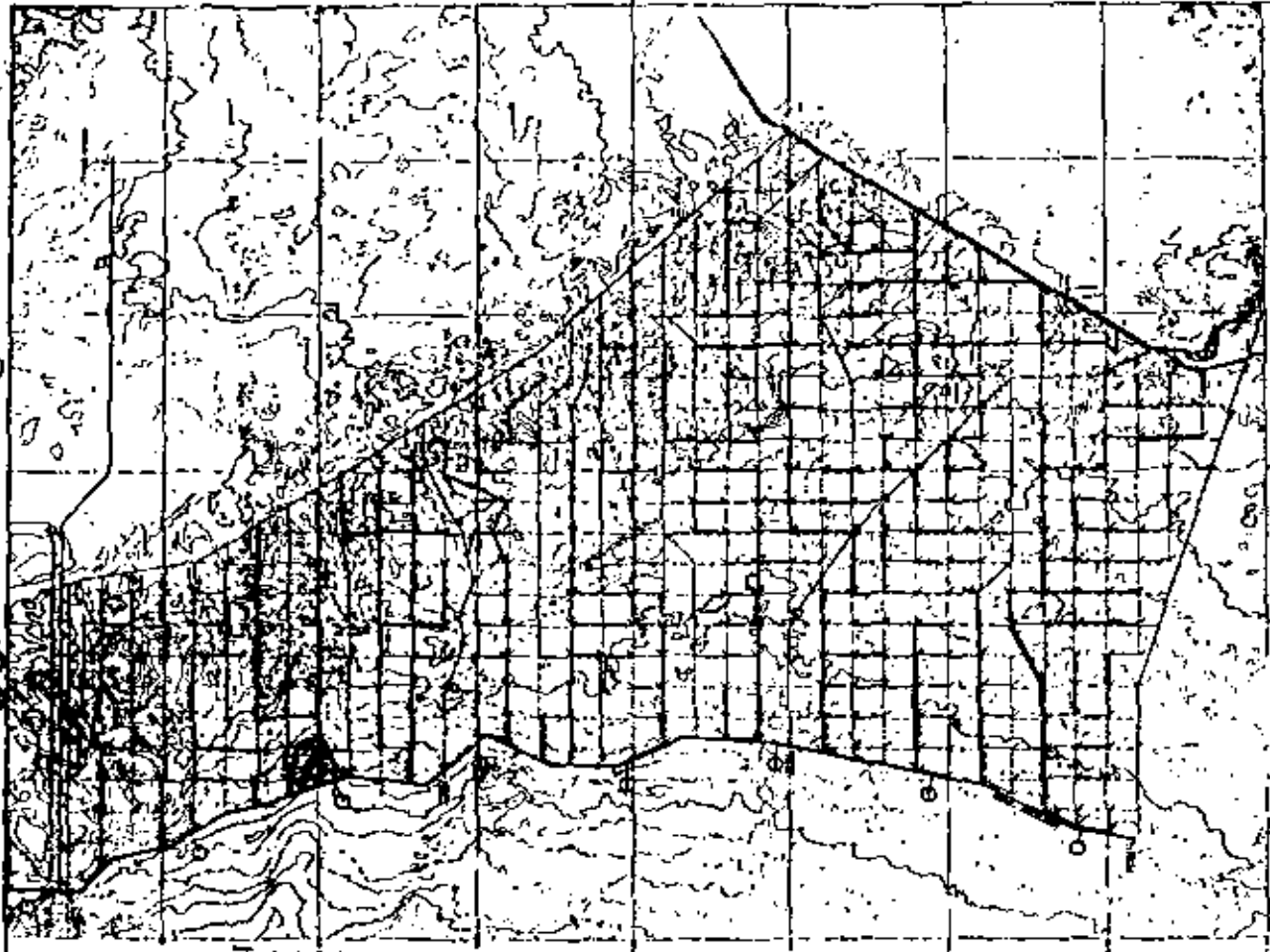
ESCALA 1:50,000

SECRETARIA DE AGRICULTURA, GANADERIA Y FUERZAS ARMADAS	
INSTITUTO NACIONAL DE ESTADÍSTICA Y GEOGRAFIA	
ESTADISTICA Y GEOGRAFIA	
ESTADISTICA Y GEOGRAFIA	
ESTADISTICA Y GEOGRAFIA	



1:10000  
 1973

СРЕДНЕАЗИАТИЧЕСКИЙ НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ ЦЕНТР  
 УЗБЕКСКО-КАЗАХСТАНСКОГО СОТРУДНИЧЕСТВА  
 УЗБЕКСКО-КАЗАХСТАНСКОЕ СОТРУДНИЧЕСТВО  
 УЗБЕКСКО-КАЗАХСТАНСКОЕ СОТРУДНИЧЕСТВО  
 УЗБЕКСКО-КАЗАХСТАНСКОЕ СОТРУДНИЧЕСТВО



1. Scale of 1:50,000  
 2. Contour Interval of 100 Feet  
 3. Projection of UTM Zone 18Q  
 4. Datum of 1958

UTM ZONE 18Q  
 EASTING 500,000  
 NORTHING 6,000,000

OFFICE OF THE DIRECTOR FEDERAL BUREAU OF INVESTIGATION WASHINGTON, D. C. 20535	
REPORT NUMBER FBI/DOJ-100-447000-1	DATE 10/12/78
TITLE AERIAL PHOTOGRAPHIC SURVEY OF THE AREA SURROUNDING THE FEDERAL BUREAU OF INVESTIGATION OFFICE, WASHINGTON, D. C.	AUTHOR FBI/DOJ-100-447000-1
DISTRIBUTION STATEMENT UNCLASSIFIED	SECURITY CLASSIFICATION UNCLASSIFIED

Fig. 5



## SECCION TIPO

(VER PLANO Nº 610 - C - 342 PARA NORMAS DE CONSTRUCCION)

























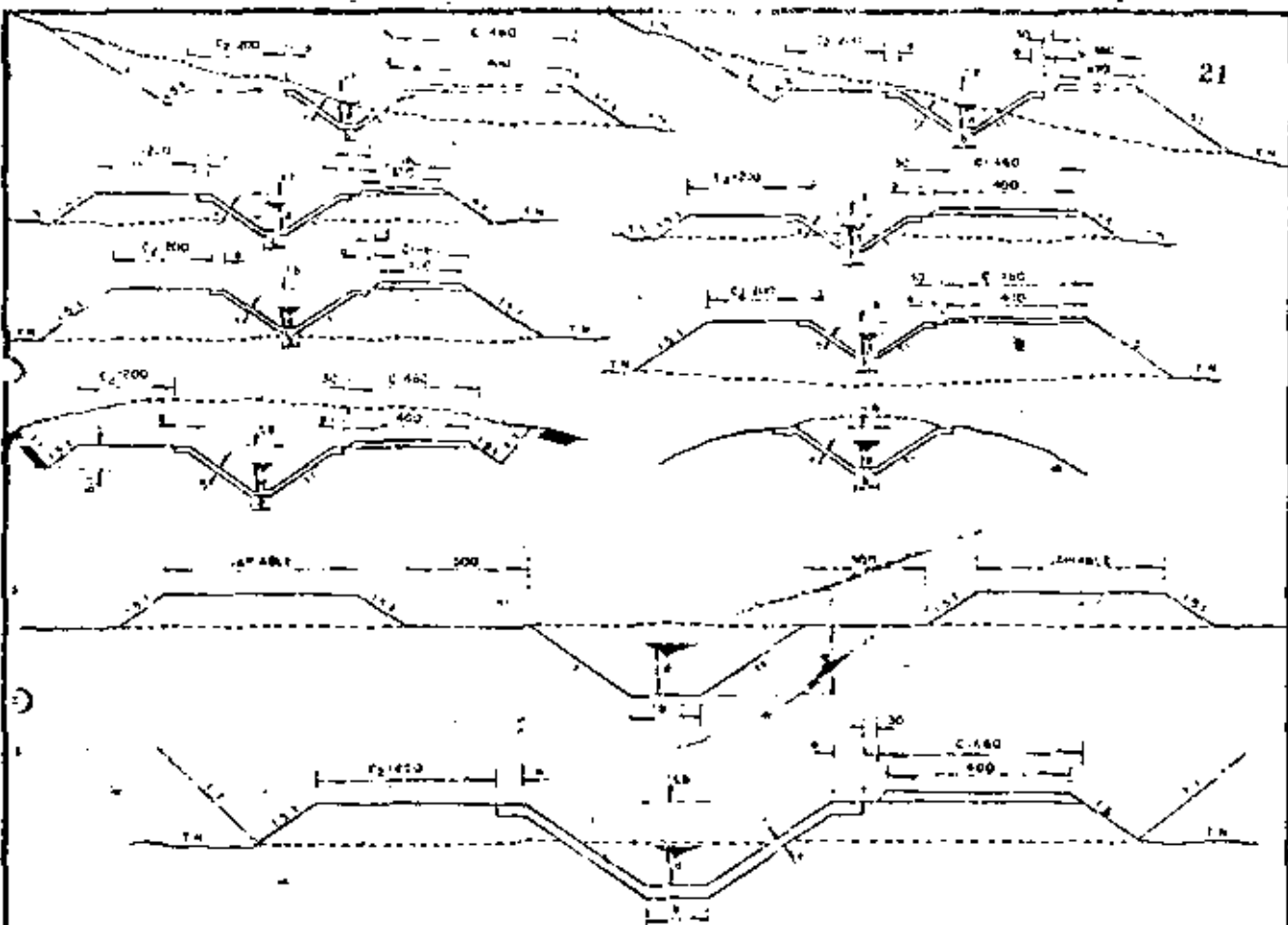






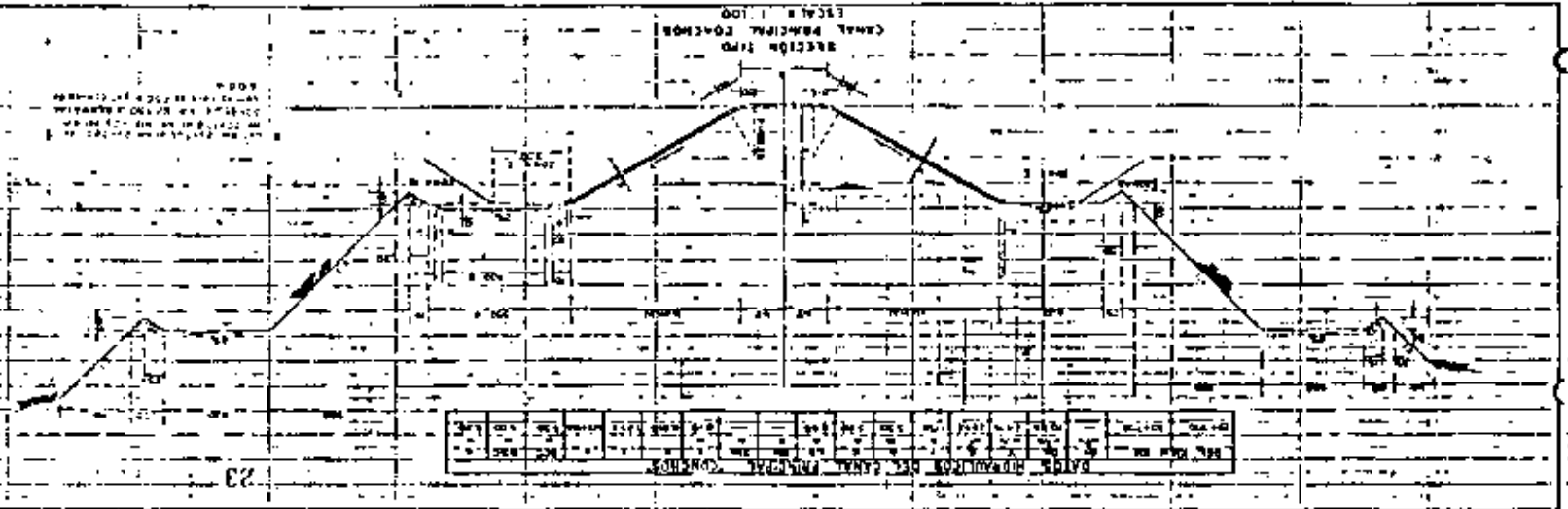








SECTION 1100  
CANAL PRINCIPAL LOCATION



SECTION 1100  
CANAL PRINCIPAL LOCATION

SECTION 1100  
CANAL PRINCIPAL LOCATION



## CONCRETO REFORZADO

CONSTANTES PARA CÁLCULO ELÁSTICO DE REFUERZOS DE ACERO

CONSTITUCIONES 22-518 - 22-519

Grado de Acero	Resistencia (kg/cm <sup>2</sup> )	Deformación (mm/mm)	Coeficiente de Poisson	Coeficiente de Dilatación Térmica	Coeficiente de Expansión	Coeficiente de Contracción	Coeficiente de Retención	Coeficiente de Diferencia	Coeficiente de Variación	Coeficiente de Corrección	Coeficiente de Ajuste	Coeficiente de Reducción
150	95 00	130,000 00	19.95	0.2275	0.2231	4.7928	0.2260	0.00260	0.00260	0.00260	0.00260	0.00260
170	85 00	127,500 00	11.27	0.2270	0.2231	4.7928	0.00443	0.00443	0.00443	0.00443	0.00443	0.00443
190	67 50	125,711 70	10.89	0.2267	0.2231	4.7928	0.00453	0.00453	0.00453	0.00453	0.00453	0.00453
210	78 70	126,431.25	10.06	0.2267	0.2231	4.7928	0.00509	0.00509	0.00509	0.00509	0.00509	0.00509
230	98 00	129,152 05	9.51	0.2279	0.2231	4.7928	0.00570	0.00570	0.00570	0.00570	0.00570	0.00570
240	84 50	127,596 48	8.70	0.2270	0.2231	4.7928	0.00716	0.00716	0.00716	0.00716	0.00716	0.00716
260	112 50	131,170 98	8.42	0.2277	0.2231	4.7928	0.00905	0.00905	0.00905	0.00905	0.00905	0.00905
300	132 00	138,807 82	7.70	0.2279	0.2231	4.7928	0.01254	0.01254	0.01254	0.01254	0.01254	0.01254
350	187 90	150,844 90	7.13	0.2293	0.2231	4.7928	0.01718	0.01718	0.01718	0.01718	0.01718	0.01718

Grado de Acero	Resistencia (kg/cm <sup>2</sup> )	Deformación (mm/mm)	Coeficiente de Poisson	Coeficiente de Dilatación Térmica	Coeficiente de Expansión	Coeficiente de Contracción	Coeficiente de Retención	Coeficiente de Diferencia	Coeficiente de Variación	Coeficiente de Corrección	Coeficiente de Ajuste	Coeficiente de Reducción
150	95 00	130,000 00	19.95	0.2275	0.2231	4.7928	0.00260	0.00260	0.00260	0.00260	0.00260	0.00260
170	85 00	127,500 00	11.27	0.2270	0.2231	4.7928	0.00443	0.00443	0.00443	0.00443	0.00443	0.00443
190	67 50	125,711 70	10.89	0.2267	0.2231	4.7928	0.00453	0.00453	0.00453	0.00453	0.00453	0.00453
210	78 70	126,431.25	10.06	0.2267	0.2231	4.7928	0.00509	0.00509	0.00509	0.00509	0.00509	0.00509
230	98 00	129,152 05	9.51	0.2279	0.2231	4.7928	0.00570	0.00570	0.00570	0.00570	0.00570	0.00570
240	84 50	127,596 48	8.70	0.2270	0.2231	4.7928	0.00716	0.00716	0.00716	0.00716	0.00716	0.00716
260	112 50	131,170 98	8.42	0.2277	0.2231	4.7928	0.00905	0.00905	0.00905	0.00905	0.00905	0.00905
300	132 00	138,807 82	7.70	0.2279	0.2231	4.7928	0.01254	0.01254	0.01254	0.01254	0.01254	0.01254
350	187 90	150,844 90	7.13	0.2293	0.2231	4.7928	0.01718	0.01718	0.01718	0.01718	0.01718	0.01718

## FORMULAS Y NOTAS:

1.  $E_c = 2000000$ 2.  $E_s = 2000000$ 3.  $\mu = 0.22$ 4.  $\alpha = 0.0001$ 5.  $\beta = 0.0001$ 6.  $\gamma = 0.0001$ 7.  $\delta = 0.0001$ 8.  $\epsilon = 0.0001$ 9.  $\zeta = 0.0001$ 10.  $\eta = 0.0001$ 

GANCHOS A 90°

S. A. R. M. (Deplo de Condoles)

CALLE DE LA PAZ 1234 - TEL. 12345678

AÑO 1980



### LUNDAO NI FORZADO

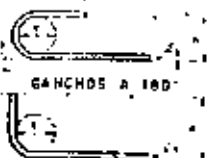
CANTIDADES PARA DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE TRÁNSITO  
Estructuras de Tránsito - A.C.T. - 214 - 1952

Clase	Material	Unidad	Cant.	Unidad	Cant.	Unidad	Cant.	Unidad	Cant.	Unidad	Cant.	Unidad	Cant.	Unidad	Cant.	Unidad	Cant.	Unidad	Cant.
1	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...
2	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...
3	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...
4	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...
5	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...
6	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...
7	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...
8	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...
9	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...
10	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...
11	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...
12	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...
13	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...
14	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...
15	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...

Clase	Material	Unidad	Cant.	Unidad	Cant.	Unidad	Cant.	Unidad	Cant.	Unidad	Cant.	Unidad	Cant.	Unidad	Cant.	Unidad	Cant.	Unidad	Cant.
1	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...
2	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...
3	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...
4	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...
5	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...
6	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...
7	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...
8	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...
9	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...
10	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...
11	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...
12	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...
13	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...
14	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...
15	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...

### FORMULAS Y NOTAS

1. ...
2. ...
3. ...
4. ...
5. ...
6. ...
7. ...
8. ...
9. ...
10. ...
11. ...
12. ...
13. ...
14. ...
15. ...



### GANCHOS A 90°

S. A. N. M. (Dep. de Con. de C. de C.)  
Comisión de Estudios y Proyectos de C. de C.  
Form. de C. de C. de C. de C.

**CONCRETO REFORZADO**

CONSTANTES PARA CÁLCULO DE LA RESISTENCIA DE TRACCIÓN

Explicación de los Símbolos:  $f_{ct}$  = Resistencia de Tracción

$f_{ct}$  = Resistencia de Tracción

$f_{ct}$	$f_{ct}^2$	$f_{ct}^3$	$f_{ct}^4$	$f_{ct}^5$	$f_{ct}^6$	$f_{ct}^7$	$f_{ct}^8$	$f_{ct}^9$	$f_{ct}^{10}$	$f_{ct}^{11}$	$f_{ct}^{12}$	$f_{ct}^{13}$	$f_{ct}^{14}$	$f_{ct}^{15}$	$f_{ct}^{16}$	$f_{ct}^{17}$	$f_{ct}^{18}$	$f_{ct}^{19}$	$f_{ct}^{20}$
100	10000	1000000	100000000	10000000000	1000000000000	10000000000000	100000000000000	1000000000000000	10000000000000000	100000000000000000	1000000000000000000	10000000000000000000	100000000000000000000	1000000000000000000000	10000000000000000000000	100000000000000000000000	1000000000000000000000000	10000000000000000000000000	100000000000000000000000000
110	12100	1331000	16771000	214368100	2854336100	37325697100	490582668100	6395408749100	84349496239100	1107844456620100	1458628902282100	19280917925103100	25799211717624100	344491332493865100	457440705733251100	6074847576532361100	8074451127302871100	10774416564994171100	14434414164691571100
120	14400	1728000	20736000	248832000	2985984000	35831808000	430001792000	5168021504000	62304259840000	753291118080000	9139493416960000	110913921023360000	1344127072280960000	1625123288737280000	1958448346485760000	2351443199802880000	2812448000000000000	3351443199802880000	3978443199802880000
130	16900	2197000	28549000	371237000	4826081000	62950067000	828352884000	10979603504000	146015625536000	193900733200000	2571129531680000	34043303911680000	451423250851840000	5988702261073760000	7941443199802880000	10491443199802880000	13881443199802880000	18381443199802880000	24381443199802880000
140	19600	2744000	38416000	501184000	6587584000	86963008000	115907840000	1559930880000	20999936000000	283999040000000	3769990400000000	49799904000000000	657999040000000000	8679990400000000000	11479990400000000000	15279990400000000000	20279990400000000000	26979990400000000000	36079990400000000000
150	22500	3375000	45150000	603375000	8051250000	106837500000	1433625000000	19323750000000	259762500000000	3504375000000000	46416250000000000	609937500000000000	8076625000000000000	10774437500000000000	14434437500000000000	19280937500000000000	25799237500000000000	34449137500000000000	45744073750000000000
160	25600	4096000	54016000	717056000	9514240000	125829760000	1689280000000	22642944000000	303123840000000	4021190400000000	53057408000000000	696799360000000000	9139493600000000000	12014432000000000000	15884432000000000000	21174432000000000000	28274432000000000000	37774432000000000000	50574432000000000000
170	28900	4913000	65513000	874761000	11618410000	155813008000	2089280000000	28223744000000	3739497600000000	49316272000000000	64999904000000000	867443040000000000	11544430400000000000	15474430400000000000	20774430400000000000	28174430400000000000	37574430400000000000	49774430400000000000	66274430400000000000
180	32400	5832000	77472000	1032144000	13762560000	183225600000	2456960000000	32794400000000	437169600000000	5814912000000000	76999904000000000	1024443040000000000	13744430400000000000	18474430400000000000	24974430400000000000	34174430400000000000	45974430400000000000	61974430400000000000	83174430400000000000
190	36100	6859000	91217000	1216789000	16112410000	211997600000	2832640000000	37429744000000	494169600000000	65416272000000000	86744304000000000	1154443040000000000	15474430400000000000	20774430400000000000	28174430400000000000	37574430400000000000	49774430400000000000	66274430400000000000	88174430400000000000
200	40000	8000000	107200000	1440000000	19200000000	256000000000	3440000000000	45760000000000	606400000000000	80640000000000000	107200000000000000	1440000000000000000	1920000000000000000	2560000000000000000	3440000000000000000	4576000000000000000	6064000000000000000	8064000000000000000	10720000000000000000

**FORMULAS Y NOTAS**

Nota (1) - Este es el número de la serie de ensayos.

Nota (2) -  $f_{ct} = 0.85 f_{cu} + 1.25 f_{tr}$

Nota (3) - Este es el número de ensayos realizados en el laboratorio.

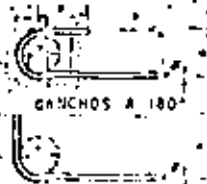
$N = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n f_{cti}$  - Número de ensayos realizados en el laboratorio.

$f_{ct} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N f_{cti}$  - Valor medio de los ensayos.

$f_{ct} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N f_{cti}$  - Valor medio de los ensayos.

$f_{ct} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N f_{cti}$  - Valor medio de los ensayos.

$f_{ct} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N f_{cti}$  - Valor medio de los ensayos.



**GANCHOS A 90°**

S. A. R. H. (Grupo de Construcción)  
 Construcción de edificios y obras de infraestructura  
 Calle 100 No. 100-100, Bogotá, Colombia







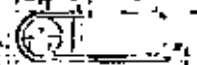
**CONCRETO REFORZADO**  
 CONSTANTES PARA DISEÑO ELÁSTICO DE ESTRUCTURAS DE TRABAJO  
 A. E. GONZÁLEZ GARCÍA, 1923-1924

f <sub>c</sub>	f <sub>tr</sub>	f <sub>s</sub>	n	k	j	r	ρ	ρ <sub>max</sub>	ρ <sub>min</sub>	ρ <sub>opt</sub>	ρ <sub>opt</sub> / ρ <sub>max</sub>	ρ <sub>opt</sub> / ρ <sub>min</sub>	ABSCISAS
100	65.00	150,000.00	11.25	0.2508	0.9254	4.9913	0.4508	0.00713	2.87	6.64	13.24	1.0000	0.0000
140	85.00	177,472.30	11.27	0.2610	0.9427	7.5814	0.5628	0.00413	2.85	6.68	13.80	1.0000	0.0000
150	87.50	180,717.79	10.89	0.2687	0.9124	9.2597	0.5420	0.00453	3.34	6.68	16.23	1.0000	0.0000
175	78.75	196,474.73	10.08	0.2891	0.9023	10.2374	0.5147	0.00435	3.69	6.74	17.33	1.0000	0.0000
200	90.00	212,124.03	9.43	0.2979	0.9037	12.0517	0.5074	0.00470	4.12	6.76	18.74	1.0000	0.0000
210	94.50	217,570.47	9.28	0.3020	0.9038	12.8711	0.4757	0.00476	4.23	6.72	19.20	1.0000	0.0000
250	112.50	237,170.82	8.43	0.3217	0.9025	15.1863	0.4466	0.00505	4.62	7.34	20.85	1.0000	0.0000
300	132.00	258,077.62	7.70	0.3419	0.8987	18.0001	0.4241	0.00519	5.08	8.04	22.95	1.0000	0.0000
350	157.50	280,624.33	7.13	0.3593	0.8923	21.9171	0.4001	0.00514	5.44	8.83	24.79	1.0000	0.0000

f <sub>c</sub>	f <sub>tr</sub>	f <sub>s</sub>	n	k	j	r	ρ	ρ <sub>max</sub>	ρ <sub>min</sub>	ρ <sub>opt</sub>	ρ <sub>opt</sub> / ρ <sub>max</sub>	ρ <sub>opt</sub> / ρ <sub>min</sub>	ABSCISAS
100	65.00	150,000.00	11.25	0.2508	0.9254	4.9913	0.4508	0.00713	2.87	6.64	13.24	1.0000	0.0000
140	85.00	177,472.30	11.27	0.2610	0.9427	7.5814	0.5628	0.00413	2.85	6.68	13.80	1.0000	0.0000
150	87.50	180,717.79	10.89	0.2687	0.9124	9.2597	0.5420	0.00453	3.34	6.68	16.23	1.0000	0.0000
175	78.75	196,474.73	10.08	0.2891	0.9023	10.2374	0.5147	0.00435	3.69	6.74	17.33	1.0000	0.0000
200	90.00	212,124.03	9.43	0.2979	0.9037	12.0517	0.5074	0.00470	4.12	6.76	18.74	1.0000	0.0000
210	94.50	217,570.47	9.28	0.3020	0.9038	12.8711	0.4757	0.00476	4.23	6.72	19.20	1.0000	0.0000
250	112.50	237,170.82	8.43	0.3217	0.9025	15.1863	0.4466	0.00505	4.62	7.34	20.85	1.0000	0.0000
300	132.00	258,077.62	7.70	0.3419	0.8987	18.0001	0.4241	0.00519	5.08	8.04	22.95	1.0000	0.0000
350	157.50	280,624.33	7.13	0.3593	0.8923	21.9171	0.4001	0.00514	5.44	8.83	24.79	1.0000	0.0000

**FORMULAS Y NOTAS:**

- 1.  $f_c$  = Resistencia a compresión del concreto
- 2.  $f_{tr}$  = Resistencia a tracción del concreto
- 3.  $f_s$  = Resistencia a tracción del acero
- 4.  $n$  = Relación de módulos de elasticidad
- 5.  $k$  = Coeficiente de distribución de esfuerzos
- 6.  $j$  = Coeficiente de distribución de esfuerzos
- 7.  $r$  = Radio de giro
- 8.  $\rho$  = Razón de acero
- 9.  $\rho_{max}$  = Límite superior de la razón de acero
- 10.  $\rho_{min}$  = Límite inferior de la razón de acero
- 11.  $\rho_{opt}$  = Razón de acero óptima



GANCHOS A 180°



GANCHOS A 90°

S. A. R. H. (Deplo. de Condos)  
 Edificio Central de la Universidad  
 Facultad de Ingeniería





## CONCRETO REFORZADO

CONSTANTES PARA DISEÑO PLÁSTICO DE EFUERZOS DE TRABAJO

Especificación No. 512 - 1945

Cemento Portland Tipo 1 - 150 lbs. / saco (70 kg)

f	f <sub>c</sub>	f <sub>c</sub> (MPa)	f <sub>t</sub>	f <sub>t</sub> (MPa)	k	k <sub>n</sub>	r	r <sub>n</sub>	ρ <sub>min</sub>	ρ <sub>max</sub>	ρ <sub>opt</sub>	ρ <sub>opt</sub> (MPa)	ρ <sub>opt</sub> (%)	ρ <sub>opt</sub> (kg/m <sup>3</sup> )
1.80	63.00	126.00	13.33	0.2309	0.9831	4.7983	0.4368	0.00260	2.82	4.44	13.78			
1.80	63.00	126.00	11.87	0.2680	0.9121	5.5168	0.4814	0.00413	3.85	4.49	15.68			
1.80	63.00	126.00	10.88	0.2987	0.8704	6.3485	0.5460	0.00403	3.88	4.88	16.23			
1.80	63.00	126.00	10.08	0.3241	0.8053	7.0279	0.5942	0.00529	3.88	5.14	17.13			
1.80	63.00	126.00	9.82	0.3379	0.8027	7.2939	0.6218	0.00670	4.13	5.58	18.74			
1.80	63.00	126.00	9.20	0.3650	0.8880	8.0713	0.7287	0.00719	4.25	6.71	19.20			
1.80	63.00	126.00	8.88	0.3777	0.8528	8.5866	0.7468	0.00805	4.67	7.34	20.85			
1.80	63.00	126.00	7.70	0.3818	0.8880	10.4508	0.9241	0.01194	6.08	8.04	22.85			
1.80	63.00	126.00	7.13	0.3938	0.8802	14.5173	1.2003	0.01416	8.98	8.88	24.75			

## FORMULAS Y NOTAS:

1.  $f_t = \frac{f_c}{10}$   
 2.  $k = \frac{1}{1 + \frac{f_c}{5000}}$   
 3.  $r = \frac{f_c}{1000}$   
 4.  $r_n = \frac{f_c}{1000}$   
 5.  $\rho_{min} = \frac{14}{f_c}$   
 6.  $\rho_{max} = \frac{18}{f_c}$   
 7.  $\rho_{opt} = \frac{1}{1 + \frac{f_c}{5000}}$

Nota (1): Este es el valor nominal de  $f_c$  de concreto.  
 Nota (2): Este es el valor nominal de  $f_t$  de concreto.

Nota (3): Este es el valor nominal de  $r$  de concreto.

Nota (4): Este es el valor nominal de  $r_n$  de concreto.

Nota (5): Este es el valor nominal de  $\rho_{min}$  de concreto.

Nota (6): Este es el valor nominal de  $\rho_{max}$  de concreto.

Nota (7): Este es el valor nominal de  $\rho_{opt}$  de concreto.

Nota (8): Este es el valor nominal de  $\rho_{opt}$  de concreto.

Nota (9): Este es el valor nominal de  $\rho_{opt}$  de concreto.

Nota (10): Este es el valor nominal de  $\rho_{opt}$  de concreto.

Nota (11): Este es el valor nominal de  $\rho_{opt}$  de concreto.

Nota (12): Este es el valor nominal de  $\rho_{opt}$  de concreto.

Nota (13): Este es el valor nominal de  $\rho_{opt}$  de concreto.

Nota (14): Este es el valor nominal de  $\rho_{opt}$  de concreto.

Nota (15): Este es el valor nominal de  $\rho_{opt}$  de concreto.

Nota (16): Este es el valor nominal de  $\rho_{opt}$  de concreto.

Nota (17): Este es el valor nominal de  $\rho_{opt}$  de concreto.



BANCHOS A 90°

S. A. H. (Deplo. de Conales)  
 Compañía de Obras y Construcciones S. A.  
 Calle 100 No. 200, San Juan, P. R.

CONCRETO REFORZADO

CONSTANTES PARA DISEÑO ELÁSTICO DE ESTRUCTURAS DE TRABAJO  
Especificación A.C.I. - 318 - 1963

$K$	$E_c$	$f_c$	$f_y$	$n$	$k$	$j$	$R$	$S$	$\mu$	$\phi$	$\beta$	REFERENCIA
3.00	150,000.00	3.000	40,000	10	0.240	0.875	4.233	0.456	0.00240	2.27	4.66	18.88
3.00	187,467.50	3.000	40,000	10	0.240	0.875	4.233	0.456	0.00240	2.27	4.66	18.88
4.00	145,712.75	4.000	40,000	10	0.240	0.875	4.233	0.456	0.00240	2.27	4.66	18.88
4.00	169,437.85	4.000	40,000	10	0.240	0.875	4.233	0.456	0.00240	2.27	4.66	18.88
5.00	127,352.83	5.000	40,000	10	0.240	0.875	4.233	0.456	0.00240	2.27	4.66	18.88
6.00	107,370.80	6.000	40,000	10	0.240	0.875	4.233	0.456	0.00240	2.27	4.66	18.88
7.00	95,857.82	7.000	40,000	10	0.240	0.875	4.233	0.456	0.00240	2.27	4.66	18.88
8.00	86,524.84	8.000	40,000	10	0.240	0.875	4.233	0.456	0.00240	2.27	4.66	18.88

FORMULAS Y NOTAS:

1.  $\rho = \frac{A_s}{bd}$  - Ratio de acero por área bruta de concreto  
 2.  $\rho_t = \frac{A_{st}}{b_w d}$  - Ratio de acero torsión  
 3.  $\rho = \rho_{min}$  a  $\rho_{max}$  - Ratio de acero mínimo y máximo  
 4.  $\mu = \frac{f_y A_s}{f_c A_c}$  - Ratio de acero  
 5.  $\beta = \frac{f_c}{f_y}$  - Ratio de resistencia  
 6.  $\phi = \frac{R}{S}$  - Coeficiente de resistencia

Armadura	$f_c$	$f_y$	$n$	$k$	$j$	$R$	$S$	$\mu$	$\beta$	$\phi$
A	3.000	40,000	10	0.240	0.875	4.233	0.456	0.00240	2.27	4.66
B	4.000	40,000	10	0.240	0.875	4.233	0.456	0.00240	2.27	4.66
C	5.000	40,000	10	0.240	0.875	4.233	0.456	0.00240	2.27	4.66
D	6.000	40,000	10	0.240	0.875	4.233	0.456	0.00240	2.27	4.66
E	7.000	40,000	10	0.240	0.875	4.233	0.456	0.00240	2.27	4.66
F	8.000	40,000	10	0.240	0.875	4.233	0.456	0.00240	2.27	4.66



GANCHOS A 90°  
 S. A. R. H. (Dpto de Concretos)  
 Consultores de Cálculo y Estructuras  
 Edificio No. 20469 - Av. 11 - Torre 3 - P.O. Box 3352

**CONCRETO REFORZADO**  
CONSTANTES PARA CÁLCULO PLÁSTICO DE ESFUERZOS DE TRABAJO  
Especificaciones A.C.I.-318 - 1985

F <sub>cd</sub>	F <sub>cd</sub> - 0.004	E <sub>c</sub> - 0.0007	m <sub>s</sub> - 0.25	F <sub>cd</sub> - 0.85	F <sub>cd</sub> - 0.85	F <sub>cd</sub> - 0.85	F <sub>cd</sub> - 0.85	F <sub>cd</sub> - 0.85	ESFUERZO DE TRABAJO			ADMINISTRACION
									1	2	3	
100	49.00	150,000.00	19.33	0.7176	0.8791	4.7826	0.4598	0.00240	0.07	0.44	2.13.98	
140	63.00	177,483.39	24.27	0.7828	0.8197	7.5519	0.3544	0.00419	0.09	0.49	15.99	
150	67.50	183,714.78	25.08	0.7987	0.8104	6.5563	0.3890	0.00453	0.08	0.48	16.89	
175	78.75	206,437.38	30.98	0.8841	0.8084	0.1274	0.5141	0.00559	0.08	0.44	17.85	
200	90.00	212,152.08	31.43	0.8976	0.8007	0.0737	0.3076	0.00676	0.13	0.34	18.74	
210	94.50	217,372.69	32.70	0.9050	0.8999	1.0711	0.2787	0.00716	0.09	0.78	19.20	
250	112.50	237,173.62	38.43	0.9317	0.8879	1.6185	0.2486	0.00905	0.07	2.34	20.99	
300	135.00	256,401.47	47.70	0.9416	0.8860	2.0404	0.2841	0.01154	0.04	8.04	22.98	
350	157.50	280,624.93	57.13	0.9393	0.8801	24.9173	0.2607	0.01416	0.04	8.43	24.75	

**FORMULAS Y NOTAS:**

$$f_c = \frac{f_{cd}}{1.25}$$

$f_c$  = esfuerzo de trabajo del concreto

$$m_s = 1.25 + 0.004 f_c$$

$m_s$  = coeficiente de seguridad

$E_c$  = módulo de elasticidad del concreto

$$E_c = 57,000 \sqrt{f_c}$$

$\phi = 0.85$  = coeficiente de reducción de esfuerzos

$$F_{cd} = \frac{F_c}{\phi}$$

$$F_{cd} = \frac{F_c}{\phi}$$

$$F_{cd} = \frac{F_c}{\phi}$$

$$F_{cd} = \frac{F_c}{\phi}$$

$$F_{cd} = \frac{F_c}{\phi}$$

$$F_{cd} = \frac{F_c}{\phi}$$

$$F_{cd} = \frac{F_c}{\phi}$$

$$F_{cd} = \frac{F_c}{\phi}$$

$$F_{cd} = \frac{F_c}{\phi}$$

$$F_{cd} = \frac{F_c}{\phi}$$

$$F_{cd} = \frac{F_c}{\phi}$$

$$F_{cd} = \frac{F_c}{\phi}$$

$$F_{cd} = \frac{F_c}{\phi}$$

$$F_{cd} = \frac{F_c}{\phi}$$

$$F_{cd} = \frac{F_c}{\phi}$$

$$F_{cd} = \frac{F_c}{\phi}$$

$$F_{cd} = \frac{F_c}{\phi}$$

$$F_{cd} = \frac{F_c}{\phi}$$

$$F_{cd} = \frac{F_c}{\phi}$$

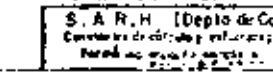
$$F_{cd} = \frac{F_c}{\phi}$$

$$F_{cd} = \frac{F_c}{\phi}$$

CANCHOS A 180°



CANCHOS A 90°



S. A. R. H. (Depto. de Constr.)

Compañía de Construcción y Mantenimiento S.A.

Caracas, Venezuela

**CONCRETO REFORZADO**  
 CONSTANTES PARA DISEÑO ELÁSTICO O DE PUERTOS DE TRABAJO  
 E. Aguilar (1937-44), A.C.I.-319-1948

f <sub>c</sub>	f <sub>cm</sub>	f <sub>cm</sub> /f <sub>c</sub>	f <sub>c</sub> /f <sub>cm</sub>	f <sub>c</sub> /f <sub>cm</sub>	f <sub>c</sub> /f <sub>cm</sub>	f <sub>c</sub> /f <sub>cm</sub>	f <sub>c</sub> /f <sub>cm</sub>	f <sub>c</sub> /f <sub>cm</sub>	f <sub>c</sub> /f <sub>cm</sub>	f <sub>c</sub> /f <sub>cm</sub>	f <sub>c</sub> /f <sub>cm</sub>	f <sub>c</sub> /f <sub>cm</sub>	f <sub>c</sub> /f <sub>cm</sub>
100	45.00	100.000000	1.17	0.718	0.823	0.7129	0.7129	0.00260	2.92	0.34	12.25	0.00260	0.00260
140	63.00	177.482.30	1.17	0.720	0.917	0.7318	0.7318	0.00413	3.59	0.42	18.48	0.00413	0.00413
190	87.00	181.711.72	10.88	0.2667	0.8104	0.7383	0.7383	0.00458	3.59	0.42	18.33	0.00458	0.00458
175	78.75	196.421.33	10.08	0.2844	0.9053	0.7474	0.7474	0.00529	3.86	0.44	17.57	0.00529	0.00529
208	96.00	212.137.63	8.61	0.2939	0.9067	0.7477	0.7477	0.00672	4.12	0.43	16.74	0.00672	0.00672
210	84.92	217.378.88	8.20	0.3030	0.8990	0.7471	0.7471	0.00716	4.23	0.32	16.70	0.00716	0.00716
228	112.00	237.170.88	8.42	0.3217	0.8528	0.7483	0.7483	0.00903	4.62	0.34	16.00	0.00903	0.00903
240	152.00	252.807.68	7.90	0.3416	0.8460	0.7491	0.7491	0.01134	5.06	0.34	16.00	0.01134	0.01134
250	157.50	260.624.80	7.12	0.3383	0.8607	0.7497	0.7497	0.01416	5.86	0.32	16.10	0.01416	0.01416

f <sub>c</sub>	f <sub>cm</sub>	f <sub>c</sub> /f <sub>cm</sub>	f <sub>cm</sub> /f <sub>c</sub>	f <sub>c</sub> /f <sub>cm</sub>	f <sub>cm</sub> /f <sub>c</sub>	f <sub>c</sub> /f <sub>cm</sub>	f <sub>cm</sub> /f <sub>c</sub>	f <sub>c</sub> /f <sub>cm</sub>	f <sub>cm</sub> /f <sub>c</sub>	f <sub>c</sub> /f <sub>cm</sub>	f <sub>cm</sub> /f <sub>c</sub>	f <sub>c</sub> /f <sub>cm</sub>		f <sub>cm</sub> /f <sub>c</sub>		f <sub>c</sub> /f <sub>cm</sub>	f <sub>cm</sub> /f <sub>c</sub>
												f <sub>c</sub> /f <sub>cm</sub>	f <sub>cm</sub> /f <sub>c</sub>	f <sub>c</sub> /f <sub>cm</sub>	f <sub>cm</sub> /f <sub>c</sub>		
100	45.00	100.000000	1.17	0.718	0.823	0.7129	0.7129	0.00260	2.92	0.34	12.25	0.00260	0.00260	0.00260	0.00260	0.00260	0.00260
140	63.00	177.482.30	1.17	0.720	0.917	0.7318	0.7318	0.00413	3.59	0.42	18.48	0.00413	0.00413	0.00413	0.00413	0.00413	0.00413
190	87.00	181.711.72	10.88	0.2667	0.8104	0.7383	0.7383	0.00458	3.59	0.42	18.33	0.00458	0.00458	0.00458	0.00458	0.00458	0.00458
175	78.75	196.421.33	10.08	0.2844	0.9053	0.7474	0.7474	0.00529	3.86	0.44	17.57	0.00529	0.00529	0.00529	0.00529	0.00529	0.00529
208	96.00	212.137.63	8.61	0.2939	0.9067	0.7477	0.7477	0.00672	4.12	0.43	16.74	0.00672	0.00672	0.00672	0.00672	0.00672	0.00672
210	84.92	217.378.88	8.20	0.3030	0.8990	0.7471	0.7471	0.00716	4.23	0.32	16.70	0.00716	0.00716	0.00716	0.00716	0.00716	0.00716
228	112.00	237.170.88	8.42	0.3217	0.8528	0.7483	0.7483	0.00903	4.62	0.34	16.00	0.00903	0.00903	0.00903	0.00903	0.00903	0.00903
240	152.00	252.807.68	7.90	0.3416	0.8460	0.7491	0.7491	0.01134	5.06	0.34	16.00	0.01134	0.01134	0.01134	0.01134	0.01134	0.01134
250	157.50	260.624.80	7.12	0.3383	0.8607	0.7497	0.7497	0.01416	5.86	0.32	16.10	0.01416	0.01416	0.01416	0.01416	0.01416	0.01416

**FORMULAS Y NOTAS:**

1.  $f_{cm} = \frac{f_c}{0.7129}$
2.  $f_c = 0.7129 f_{cm}$
3.  $f_{cm} = 1.361 f_c$
4.  $f_c = 0.7318 f_{cm}$
5.  $f_{cm} = 1.367 f_c$
6.  $f_c = 0.7383 f_{cm}$
7.  $f_{cm} = 1.355 f_c$
8.  $f_c = 0.7474 f_{cm}$
9.  $f_{cm} = 1.338 f_c$
10.  $f_c = 0.7477 f_{cm}$
11.  $f_{cm} = 1.337 f_c$
12.  $f_c = 0.7471 f_{cm}$
13.  $f_{cm} = 1.339 f_c$
14.  $f_c = 0.7483 f_{cm}$
15.  $f_{cm} = 1.337 f_c$
16.  $f_c = 0.7491 f_{cm}$
17.  $f_{cm} = 1.335 f_c$
18.  $f_c = 0.7497 f_{cm}$
19.  $f_{cm} = 1.334 f_c$
20.  $f_c = 0.75 f_{cm}$

**GANCHO A 90°**

**S. A. R. S. (Depto. de Conales)**  
 Construye los cuadros y las tablas para el  
 diseño de las estructuras de concreto armado.

**CONCRETO REFORZADO**  
 CONSTANTES PARA DISEÑO ELÁSTICO O ESTUFADO EN FRASES

F <sub>c</sub>	F <sub>c</sub> (CORR)	E <sub>c</sub> (CORR)	n	f <sub>r</sub>	f <sub>r</sub> - E	f <sub>r</sub> + E	f <sub>r</sub> - E	f <sub>r</sub> + E	f <sub>r</sub> - E	f <sub>r</sub> + E	f <sub>r</sub> - E	f <sub>r</sub> + E	f <sub>r</sub> - E	f <sub>r</sub> + E	f <sub>r</sub> - E	f <sub>r</sub> + E
100	25.00	150,000.00	13.91	0.2308	0.9331	4.7929	0.4169	0.00250	3.68	4.84	13.23	1.99	0.6111	0.8222	0.9331	1.0441
140	45.00	175,464.78	17.27	0.2820	0.9327	1.5716	0.3849	0.00413	3.48	5.49	15.48	3.48	0.6111	0.8222	0.9331	1.0441
180	67.93	188,744.73	19.98	0.2487	0.9104	1.7599	0.3609	0.00453	3.29	5.40	16.73	3.29	0.6111	0.8222	0.9331	1.0441
175	76.75	198,431.75	19.98	0.2843	0.9353	1.6274	0.3747	0.00453	3.29	5.40	16.73	3.29	0.6111	0.8222	0.9331	1.0441
200	80.00	218,172.05	21.81	0.2379	0.9007	1.7057	0.3878	0.00672	3.13	6.56	18.74	3.13	0.6111	0.8222	0.9331	1.0441
210	84.80	217,370.60	22.00	0.2050	0.8980	1.8271	0.3787	0.00710	4.23	6.12	19.20	4.23	0.6111	0.8222	0.9331	1.0441
220	112.80	237,176.22	24.41	0.2217	0.8829	1.6180	0.4088	0.00905	4.69	7.34	20.99	4.69	0.6111	0.8222	0.9331	1.0441
240	132.00	254,897.82	27.78	0.2619	0.8880	1.6430	0.4211	0.01154	5.64	8.04	22.95	5.64	0.6111	0.8222	0.9331	1.0441
250	147.50	260,626.32	27.73	0.2315	0.8882	1.6373	0.4083	0.01438	5.48	8.68	24.19	5.48	0.6111	0.8222	0.9331	1.0441

**FORMULAS Y NOTAS:**

1.  $f_r = \frac{f_c}{1.33}$   
 Nota (1): Este valor aplica para el otro sentido.  
 Nota (2): Este valor aplica para el otro sentido.  
 Nota (3): Este valor aplica para el otro sentido.  
 Nota (4): Este valor aplica para el otro sentido.  
 Nota (5): Este valor aplica para el otro sentido.  
 Nota (6): Este valor aplica para el otro sentido.  
 Nota (7): Este valor aplica para el otro sentido.  
 Nota (8): Este valor aplica para el otro sentido.  
 Nota (9): Este valor aplica para el otro sentido.  
 Nota (10): Este valor aplica para el otro sentido.



GANCHOS A 90'  
 S. A. R. H. (Depto. de Concretos)  
 Elaboración de planos y especificaciones  
 para la construcción de estructuras de concreto.



## CONCRETO REFORZADO

CONSTANTES PARA OCHO ELASTO O ESFUERZOS DE TRABAJO

Elasticidad ACI-318 - 1983

Gr.	Clase	f'c (5000 PSI)	fy (60,000)	fy/f'c	fy/60,000	fy/60,000	fy/60,000	fy/60,000	fy/60,000	fy/60,000	fy/60,000	fy/60,000	fy/60,000	fy/60,000	fy/60,000	fy/60,000	fy/60,000	fy/60,000	fy/60,000
180	85 75	180,000.00	55.55	0.308	0.923	4.7925	0.4568	0.00760	1.57	4.64	18.05								
140	85 60	175,442.58	55.57	0.310	0.927	7.5119	0.5414	0.00415	3.45	3.98	19.08								
150	87 90	180,711.78	56.85	0.340	0.918	6.5962	0.5400	0.00473	5.50	3.49	19.77								
175	78 75	180,411.37	58.08	0.294	0.923	6.1274	0.3482	0.00123	3.90	5.14	17.55								
260	80 00	112,132.09	9.43	0.296	0.907	17.0737	0.2978	0.00870	4.73	4.58	19.74								
210	84 80	117,510.87	9.70	0.303	0.950	12.8711	0.2787	0.00748	4.73	8.78	19.70								
350	112 50	121,170.98	9.43	0.317	0.924	16.1885	0.2488	0.00360	4.82	7.11	20.89								
380	139 00	251,657.62	7.70	0.319	0.980	28.4901	0.2211	0.01154	5.08	4.64	22.51								
350	137 50	280,424.10	9.75	0.327	0.902	34.5172	0.2002	0.01416	5.46	5.08	24.75								

## FORMULAS Y NOTAS:

$$W = \frac{f_c}{E_c} \left( \frac{1}{2} + \frac{1}{2} \frac{f_c}{f_y} \right)$$

Nota (1) - f'c es el esfuerzo de trabajo en el concreto

Nota (2) - f'c es el esfuerzo de trabajo en el acero

Nota (3) - f'c es el esfuerzo de trabajo en el concreto

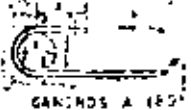
Nota (4) - f'c es el esfuerzo de trabajo en el concreto

Nota (5) - f'c es el esfuerzo de trabajo en el concreto

Nota (6) - f'c es el esfuerzo de trabajo en el concreto

Nota (7) - f'c es el esfuerzo de trabajo en el concreto

Nota (8) - f'c es el esfuerzo de trabajo en el concreto



GANCHOS A 180

GANCHOS A 90

S. A. R. H. (Instituto de Construcción)

Compañía de Ingeniería y Construcción

Calle 10 No. 11, San José, Costa Rica



CONCRETO REFORZADO  
CONSTANTES PARA DISEÑO ELASTICO DE REFORZADO DE FRABALO

f <sub>c</sub>	f <sub>t</sub>	f <sub>c</sub> (MPa)	f <sub>t</sub> (MPa)	E <sub>c</sub>	E <sub>t</sub>	n	ρ	ρ <sub>min</sub>	ρ <sub>max</sub>	f <sub>yk</sub>	f <sub>yk</sub> (MPa)	f <sub>yk</sub> (MPa)	ρ <sub>min</sub>	ρ <sub>max</sub>	ρ <sub>min</sub>	ρ <sub>max</sub>	ρ <sub>min</sub>	ρ <sub>max</sub>
10.3	47.00	10,000.00	13.55	0.3208	0.9231	8.7389	0.3559	0.00240	3.52	0.64	1.15.25							
14.0	63.00	177,462.59	17.27	0.3202	0.9787	7.5318	0.3954	0.00412	3.45	0.49	13.28							
13.0	67.50	147,719.78	18.83	0.2607	0.9184	8.7363	0.3490	0.00453	3.59	0.59	16.27							
17.1	78.71	194,431.34	18.08	0.2641	0.9053	10.1774	0.3148	0.00525	3.84	0.19	17.33							
87.0	80.80	712,739.03	9.43	0.2878	0.9027	12.0731	0.2878	0.00870	4.11	0.90	18.74							
71.0	94.80	717,370.43	9.20	0.3030	0.8880	13.0711	0.2787	0.00718	4.75	0.78	19.20							
85.0	112.55	157,179.84	8.45	0.3277	0.8828	14.2845	0.2487	0.00805	4.83	0.94	20.64							
22.0	128.00	394,807.42	7.96	0.3418	0.8860	20.4001	0.2271	0.01184	5.07	0.04	22.55							
25.0	157.00	387,626.34	7.15	0.3283	0.8803	24.8173	0.2001	0.01418	5.45	0.58	24.79							

Módulo de Elasticidad E <sub>c</sub>	Módulo de Elasticidad E <sub>t</sub>	Módulo de Elasticidad E <sub>s</sub>	Módulo de Elasticidad E <sub>sc</sub>	Módulo de Elasticidad E <sub>c</sub> (MPa)										Módulo de Elasticidad E <sub>t</sub> (MPa)										E <sub>c</sub> (MPa)	E <sub>t</sub> (MPa)														
				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				
10,000.00	13.55	0.9231	8.7389	10.3	14.0	13.0	17.1	87.0	71.0	85.0	22.0	25.0	10.3	14.0	13.0	17.1	87.0	71.0	85.0	22.0	25.0	10.3	14.0	13.0	17.1	87.0	71.0	85.0	22.0	25.0	10.3	14.0	13.0	17.1	87.0	71.0	85.0	22.0	25.0

## FORMULAS Y NOTAS:

1.  $f_{yk} = \frac{f_c}{1.1}$
2.  $f_{yk} = \frac{f_t}{1.1}$
3.  $n = \frac{E_s}{E_c}$
4.  $\rho = \frac{A_s}{b \cdot d}$
5.  $\rho_{min} = \frac{0.25 \cdot f_c}{f_{yk}}$
6.  $\rho_{max} = \frac{0.04 \cdot E_s}{f_{yk}}$
7.  $\rho_{sc} = \frac{A_{sc}}{b \cdot d}$
8.  $E_{sc} = \frac{E_c \cdot \rho_{sc}}{\rho + \rho_{sc}}$
9.  $E_{sc} = \frac{E_s \cdot \rho_{sc}}{\rho + \rho_{sc}}$
10.  $E_{sc} = \frac{E_c \cdot \rho_{sc}}{\rho + \rho_{sc}} + \frac{E_s \cdot \rho_{sc}}{\rho + \rho_{sc}}$
11.  $E_{sc} = \frac{E_c \cdot \rho_{sc}}{\rho + \rho_{sc}} + \frac{E_s \cdot \rho_{sc}}{\rho + \rho_{sc}}$
12.  $E_{sc} = \frac{E_c \cdot \rho_{sc}}{\rho + \rho_{sc}} + \frac{E_s \cdot \rho_{sc}}{\rho + \rho_{sc}}$
13.  $E_{sc} = \frac{E_c \cdot \rho_{sc}}{\rho + \rho_{sc}} + \frac{E_s \cdot \rho_{sc}}{\rho + \rho_{sc}}$
14.  $E_{sc} = \frac{E_c \cdot \rho_{sc}}{\rho + \rho_{sc}} + \frac{E_s \cdot \rho_{sc}}{\rho + \rho_{sc}}$

BANCOS A 180°

BANCOS A 90°

S. A. R. H. (Deplo. de Casales)  
Carretera de Casales, 100 - 28010 Casales  
Barcelonés - España

CONCRETO REFORZADO  
 CONSTANTES PARA DISEÑO ELEMENTOS DE TRABAJO  
 Estructura de concreto reforzado - P. 3

$f_c$	$f_{c'}$	$f_{c''}$	$f_{c'''}$	$R_{c'}$	$R_{c''}$	$R_{c'''}$	$R_{c''''}$	$R_{c''''}$	$R_{c''''}$	$R_{c''''}$	$R_{c''''}$	$R_{c''''}$	ARMADURA	
100	67.07	150.00	0.99	13.33	0.7598	0.9731	0.7628	0.9869	0.9526	2.97	0.64	15.75		
140	67.90	177.43	0.93	11.87	0.7420	0.9127	0.7412	0.9688	0.9543	3.42	0.48	15.68		
180	67.50	185.71	0.93	10.84	0.7487	0.9104	0.7385	0.9689	0.9555	3.88	0.48	15.82		
175	68.73	186.47	0.93	10.38	0.7447	0.9053	0.7374	0.9689	0.9559	3.88	0.44	17.83		
200	60.00	212.10	0.97	9.53	0.7576	0.9207	0.7278	0.9697	0.9670	4.13	0.39	18.76		
210	64.58	217.50	0.95	8.20	0.7620	0.9258	0.7278	0.9698	0.9678	4.25	0.38	19.49		
250	71.79	257.75	0.92	6.43	0.7717	0.9328	0.7280	0.9695	0.9687	4.87	0.34	20.65		
300	127.62	298.80	0.82	7.10	0.7848	0.9400	0.7281	0.9711	0.9714	5.08	0.32	22.93		
350	157.80	290.52	0.82	7.12	0.7593	0.9407	0.7273	0.9715	0.9715	5.35	0.30	21.76		

MOMENTO		DESPLAZAMIENTO		MOMENTO		DESPLAZAMIENTO		MOMENTO		DESPLAZAMIENTO		MOMENTO		DESPLAZAMIENTO		MOMENTO		DESPLAZAMIENTO		MOMENTO		DESPLAZAMIENTO		MOMENTO		DESPLAZAMIENTO			
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
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

## FORMULAS Y NOTAS:

1.  $\sigma_c = \frac{M}{S}$   
 2.  $\sigma_s = \frac{M}{S} \cdot \frac{e}{d}$   
 3.  $\sigma_s = \frac{M}{S} \cdot \frac{e}{d}$

Nota (2) - Estado máximo permisible  
 que alcanza el acero

4.  $\rho = \frac{A_s}{b \cdot d}$  - Número de barras de acero en el momento

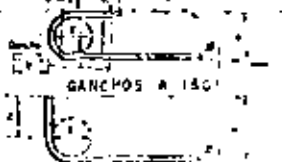
5. Lado superior  $A = \frac{M}{f_y \cdot S}$

6. Lado inferior  $B = \frac{M}{f_y \cdot S}$

7.  $\frac{M}{S} = \frac{f_y \cdot S}{e}$  - Distancia entre ejes de los ejes

8.  $\frac{M}{S} = \frac{f_y \cdot S}{e}$  - Distancia entre ejes de los ejes

9.  $\frac{M}{S} = \frac{f_y \cdot S}{e}$  - Distancia entre ejes de los ejes



GANCHOS A 90

S. A. R. N. Ingenieros de Construcción  
 Calle 14 de Julio, No. 207, Montevideo  
 Teléfono: 23.100

## CONCRETO REFORZADO

CONSTANTES PARA DISEÑO ELÁSTICO O DE DEFORMAS DE TRABAJO

Especificaciones A.C.I.-318-1985

F'c	F'cs	E	E <sub>c</sub>	E <sub>s</sub>	n	Módulo de Elasticidad		Módulo de Rotación		Módulo de Rotación	Módulo de Rotación	Módulo de Rotación	Módulo de Rotación	Módulo de Rotación	Módulo de Rotación	Módulo de Rotación	Módulo de Rotación	Módulo de Rotación	
						1000	psi	1000	psi										
100	65.00	53,200.00	15.55	0.2109	0.9451	4.7918	0.4588	0.00260	3.97	4.44	13.20								
140	63.00	57,400.00	15.87	0.2420	0.9397	7.8119	0.5053	0.0143	3.40	3.40	13.80								
180	67.50	74,771.74	16.89	0.2087	0.9104	6.3443	0.5440	0.00853	3.98	3.98	26.85								
175	78.75	146,454.39	18.00	0.2941	0.9073	8.1214	0.5742	0.00759	3.69	4.14	17.93								
200	80.00	228,132.00	9.93	0.2974	0.9107	12.0719	0.2876	0.00670	4.13	6.58	18.74								
210	84.50	215,370.61	9.70	0.3030	0.8980	12.6711	0.2767	0.00711	4.23	4.78	19.80								
220	72.00	217,120.82	9.82	0.3217	0.8821	14.1886	0.2468	0.00805	4.62	7.84	20.85								
250	117.00	279,807.62	7.70	0.3418	0.8680	20.4901	0.2271	0.01104	5.05	8.04	22.85								
30.0	16.00	268,024.00	7.45	0.3593	0.8502	24.9173	0.2003	0.01446	5.95	8.68	24.75								

F'c	F'cs	E	E <sub>c</sub>	E <sub>s</sub>	n	Módulo de Elasticidad		Módulo de Rotación		Módulo de Rotación	Módulo de Rotación	Módulo de Rotación	Módulo de Rotación	Módulo de Rotación	Módulo de Rotación	Módulo de Rotación	Módulo de Rotación	Módulo de Rotación	Módulo de Rotación	
						1000	psi	1000	psi											
100	65.00	53,200.00	15.55	0.2109	0.9451	4.7918	0.4588	0.00260	3.97	4.44	13.20									
140	63.00	57,400.00	15.87	0.2420	0.9397	7.8119	0.5053	0.0143	3.40	3.40	13.80									
180	67.50	74,771.74	16.89	0.2087	0.9104	6.3443	0.5440	0.00853	3.98	3.98	26.85									
175	78.75	146,454.39	18.00	0.2941	0.9073	8.1214	0.5742	0.00759	3.69	4.14	17.93									
200	80.00	228,132.00	9.93	0.2974	0.9107	12.0719	0.2876	0.00670	4.13	6.58	18.74									
210	84.50	215,370.61	9.70	0.3030	0.8980	12.6711	0.2767	0.00711	4.23	4.78	19.80									
220	72.00	217,120.82	9.82	0.3217	0.8821	14.1886	0.2468	0.00805	4.62	7.84	20.85									
250	117.00	279,807.62	7.70	0.3418	0.8680	20.4901	0.2271	0.01104	5.05	8.04	22.85									
30.0	16.00	268,024.00	7.45	0.3593	0.8502	24.9173	0.2003	0.01446	5.95	8.68	24.75									

## FORMULAS Y NOTAS

W<sub>u</sub> (1) =  $\frac{1}{2} \left( \frac{W_{dead}}{W_{total}} + \frac{W_{live}}{W_{total}} \right)$

W<sub>u</sub> (2) =  $0.75 W_{total}$

W<sub>u</sub> (3) =  $\frac{1}{2} \left( \frac{W_{dead}}{W_{total}} + \frac{W_{live}}{W_{total}} \right)$

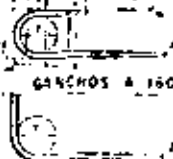
W<sub>u</sub> (4) =  $\frac{1}{2} \left( \frac{W_{dead}}{W_{total}} + \frac{W_{live}}{W_{total}} \right)$

W<sub>u</sub> (5) =  $\frac{1}{2} \left( \frac{W_{dead}}{W_{total}} + \frac{W_{live}}{W_{total}} \right)$

W<sub>u</sub> (6) =  $\frac{1}{2} \left( \frac{W_{dead}}{W_{total}} + \frac{W_{live}}{W_{total}} \right)$

W<sub>u</sub> (7) =  $\frac{1}{2} \left( \frac{W_{dead}}{W_{total}} + \frac{W_{live}}{W_{total}} \right)$

W<sub>u</sub> (8) =  $\frac{1}{2} \left( \frac{W_{dead}}{W_{total}} + \frac{W_{live}}{W_{total}} \right)$



GANCHOS A 180

GANCHOS A 90

S. A. R. M. (Empio de Concreto)

Calle 10 de Agosto No. 1000

Tel. 500 1000

### CONCRETO REFORZADO

CONSTITUENTES PARA CÁLCULO DE LOS RECURSOS DE TRABAJO  
 Experimentales 201-577-1943

2008 2011

FC	F. OMB.	E. OMB. (G)	E. OMB. (G)	E. OMB. (G)	E. OMB. (G)	E. OMB. (G)	E. OMB. (G)	E. OMB. (G)	E. OMB. (G)	E. OMB. (G)	E. OMB. (G)	E. OMB. (G)	E. OMB. (G)	E. OMB. (G)	E. OMB. (G)	E. OMB. (G)	E. OMB. (G)	E. OMB. (G)	E. OMB. (G)	E. OMB. (G)
170	43 00	100,700 00	12 33	0.2500	0.5251	4.7500	0.00280	2.92	5.84	12.25										
180	61 00	177,400 00	11 27	0.2810	0.5177	7.5000	0.00415	3.42	3.42	15.48										
190	67 50	187,700 00	10 07	0.2007	0.5100	8.7500	0.00453	3.60	3.60	16.25										
195	70 75	188,400 00	10 06	0.2003	0.5053	9.2500	0.00465	3.65	3.65	17.55										
200	80 00	217,300 00	8 43	0.2079	0.5007	1.2750	0.00670	4.13	4.56	18.74										
210	86 50	217,300 00	9 20	0.3050	0.5090	1.0750	0.00716	4.71	8.72	19.20										
220	112 50	237,300 00	8 43	0.2777	0.5079	1.1500	0.00800	4.80	7.34	20.50										
300	159 00	259,700 00	7 70	0.3410	0.5050	0.9000	0.00911	5.00	8.04	27.65										
350	177 00	263,675 00	7 72	0.3503	0.5000	1.1000	0.00916	5.00	8.00	28.75										

### FORMULAS Y NOTAS:

Wm (1) = Esbozo sobre el plano de trabajo

Wm (2) = Esbozo sobre el plano de trabajo

Wm (3) = Esbozo sobre el plano de trabajo

M =  $\frac{W}{L}$  = Número de espigas por metro de longitud

X = Esbozo inferior  $X = \frac{1.36 \sqrt{L}}{M}$

Y = Esbozo superior  $Y = \frac{1.36 \sqrt{L}}{M}$

A =  $\frac{1.36 \sqrt{L}}{M}$  = Aproximación (Vea del tipo superior)

B =  $\frac{1.36 \sqrt{L}}{M}$  = Aproximación (Vea del tipo inferior)



GANCHOS A 180°



GANCHOS A 90°

S. A. R. H. (Departamento de Construcción)  
 Construcción de Edificios y Obras de Ingeniería  
 Para S. R. H. y S. R. H. S. R. H.

**CONCRETO REFORZADO**

CONSTANTES PARA OBRAS CLASICO Y EFECTUOS DE TRABAJOS  
DISEÑO DE ACI-318-85

f'c	f'c-0.85	f'c-0.850	f'c	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85		
100	45.80	38,820 00	15 55	0 3320	0 3320	4 7928	0 4988	0 00360	8 82	4 88	13 88											
148	63 80	57,462 50	11 27	0 3420	0 3327	7 3119	0 3428	0 00419	3 88	8 49	19 88											
188	87 80	80,711 78	10 88	0 3877	0 3184	8 3848	0 3800	0 00453	7 38	6 88	18 88											
238	117 80	106,151 59	10 08	0 3845	0 3007	10 1274	0 3187	0 00568	3 88	8 74	17 88											
288	148 80	128,138 03	9 43	0 3813	0 3007	12 0737	0 3878	0 00670	4 13	8 84	18 74											
338	180 80	152,870 55	8 70	0 3880	0 2880	12 8711	0 3877	0 00716	4 83	8 74	18 20											
388	212 80	180,199 42	8 43	0 3717	0 2888	16 3843	0 3882	0 00829	4 88	8 74	18 88											
438	248 80	210,007 82	7 78	0 3418	0 2880	20 4837	0 3811	0 01174	5 88	8 84	18 88											
488	288 80	246,894 80	7 15	0 3885	0 2880	28 3178	0 3888	0 01488	8 48	8 88	18 88											

h	h/2	h/3	h/4	h/5	h/6	h/7	h/8	h/9	h/10	h/12	h/15	h/18	h/20	h/25	h/30	h/35	h/40	h/45	h/50	h/60	h/70	h/80
10	5	3.33	2.5	2	1.67	1.43	1.25	1.11	1	0.83	0.71	0.63	0.57	0.5	0.43	0.38	0.33	0.3	0.27	0.23	0.2	0.18
20	10	6.67	5	4	3.33	2.86	2.5	2.22	2	1.67	1.43	1.25	1.11	0.95	0.83	0.71	0.63	0.57	0.5	0.43	0.38	0.33
30	15	10	7.5	6	5	4.29	3.75	3.33	3	2.5	2.14	1.88	1.67	1.43	1.25	1.11	0.95	0.83	0.71	0.63	0.57	0.5
40	20	13.33	10	8	6.67	5.71	5	4.44	4	3.33	2.86	2.5	2.22	1.92	1.67	1.43	1.25	1.11	0.95	0.83	0.71	0.63
50	25	16.67	12.5	10	8.33	7.14	6.25	5.56	5	4	3.57	3	2.78	2.38	2	1.71	1.43	1.25	1.11	0.95	0.83	0.71
60	30	20	15	12	10	8.57	7.5	6.67	6	4.44	3.7	3.12	2.78	2.38	2	1.71	1.43	1.25	1.11	0.95	0.83	0.71
70	35	23.33	17.5	14	11.67	10	8.75	7.78	7	5.24	4.29	3.57	3.12	2.78	2.38	2	1.71	1.43	1.25	1.11	0.95	0.83
80	40	26.67	20	16	13.33	11.43	10	9	8	6	4.76	3.86	3.33	2.92	2.5	2.14	1.88	1.67	1.43	1.25	1.11	0.95
90	45	30	22.5	18	15	12.86	11.25	10	9	7	5.24	4.29	3.57	3.12	2.78	2.38	2	1.71	1.43	1.25	1.11	0.95

**FORMULAS Y NOTAS:**

1.  $f'c = 0.85 f'c - 0.85$
2.  $f'c = 0.85 f'c - 0.85$
3.  $f'c = 0.85 f'c - 0.85$
4.  $f'c = 0.85 f'c - 0.85$
5.  $f'c = 0.85 f'c - 0.85$
6.  $f'c = 0.85 f'c - 0.85$
7.  $f'c = 0.85 f'c - 0.85$
8.  $f'c = 0.85 f'c - 0.85$
9.  $f'c = 0.85 f'c - 0.85$
10.  $f'c = 0.85 f'c - 0.85$



**SANCOS A 180°**

**SANCOS A 90°**

**S. A. R. H. (Sociedad de Control)**  
Compañía de Control y Edificación S.A.  
Punto de venta: ...

**CONCRETO REFORZADO**  
**CONSTANTES PARA CÁLCULO ELÁSTICO O ESFUERZOS DE TRABAJO**

F'c	F'cd	E'c	E'cd	E'c/E'cd	E'c/E'cd	E'c/E'cd	E'c/E'cd	E'c/E'cd	E'c/E'cd	E'c/E'cd	E'c/E'cd	E'c/E'cd	E'c/E'cd	E'c/E'cd	E'c/E'cd	E'c/E'cd	E'c/E'cd	E'c/E'cd	E'c/E'cd	ARRANQUE				
																				1	2			
100	45.00	150,000.00	12.33	0.2300	0.2231	0.7928	0.4540	0.00260	0.02	4.44	15.20	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00		
140	63.00	177,482.39	11.37	0.2020	0.1937	1.5315	0.3611	0.00411	0.45	5.48	18.88	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00		
150	67.50	180,317.75	10.88	0.2007	0.1904	0.5383	0.4420	0.00451	5.58	5.98	10.23	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
175	78.75	190,451.35	10.04	0.2041	0.1957	10.1274	0.3142	0.00557	5.69	4.14	17.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
200	90.00	198,182.03	9.41	0.2079	0.1989	12.0027	0.2873	0.00670	5.13	6.56	16.76	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
210	94.50	207,470.95	9.18	0.2030	0.1940	12.8711	0.2767	0.00716	4.23	6.72	19.20	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
250	112.50	227,170.82	8.48	0.2017	0.1928	14.3385	0.2408	0.00803	5.62	7.24	20.65	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
300	135.00	259,407.62	7.70	0.2039	0.1960	20.4504	0.2211	0.01194	5.04	8.04	24.30	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
350	157.50	297,874.30	7.13	0.2053	0.1987	26.5173	0.2073	0.01416	5.44	8.48	28.75	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

**FORMULAS Y NOTAS:**

1.  $E'c$  = Módulo de elasticidad del concreto (kg/cm<sup>2</sup>)

2.  $E'cd$  = Módulo de elasticidad del acero (kg/cm<sup>2</sup>)

3.  $E'c/E'cd$  = Relación de módulos de elasticidad

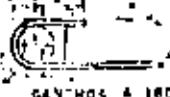
4.  $E'c/E'cd$  = Relación de módulos de elasticidad

5.  $E'c/E'cd$  = Relación de módulos de elasticidad

6.  $E'c/E'cd$  = Relación de módulos de elasticidad

7.  $E'c/E'cd$  = Relación de módulos de elasticidad

8.  $E'c/E'cd$  = Relación de módulos de elasticidad



BANCHOS A 180°

BANCHOS A 90°

**S. A. R. H. (Depto. de Conos)**  
 Construcción de Conos y Esfuerzos de Trabajo  
 Para el Diseño de Estructuras de Concreto Reforzado

**CONCRETO REFORZADO**  
 CONSTANTES PARA DISEÑO ELÁSTICO DE ESTRECHADOS DE TRABAJOS  
 DE REFORZAMIENTO A.C.I. - 318 - 88

F <sub>c</sub>	F <sub>yk</sub>	E <sub>c</sub> (G/CM <sup>2</sup> )	m	ρ <sub>min</sub>	ρ <sub>max</sub>	CÁLCULO		CÁLCULO		E <sub>s</sub>	E <sub>cs</sub>	E <sub>cs</sub> /E <sub>s</sub>	REFERENCIAS
						ρ <sub>min</sub>	ρ <sub>max</sub>	ρ <sub>min</sub>	ρ <sub>max</sub>				
100	43.00	19,000.00	11.55	0.230	0.815	4.925	0.00240	2.92	4.94	13.25	1.00	1.00	1.1
140	53.00	17,400.39	11.27	0.242	0.812	5.515	0.00415	3.43	5.43	18.80	1.00	1.00	1.1
150	67.00	18,710.92	10.89	0.267	0.810	6.243	0.00415	3.99	6.00	16.73	1.00	1.00	1.1
175	78.00	18,451.39	10.64	0.283	0.805	6.876	0.00545	3.84	6.14	17.93	1.00	1.00	1.1
200	98.00	17,182.03	9.41	0.328	0.800	12.075	0.00470	4.13	6.76	19.74	1.00	1.00	1.1
210	94.50	17,170.85	9.20	0.300	0.800	12.071	0.00716	4.23	6.72	19.20	1.00	1.00	1.1
250	117.50	15,770.02	8.43	0.327	0.800	16.545	0.00716	4.52	7.34	20.50	1.00	1.00	1.1
300	150.00	14,057.49	7.86	0.343	0.800	20.450	0.01134	5.20	8.04	22.93	1.00	1.00	1.1
35.0	143.52	14,030.24	7.12	0.355	0.800	24.515	0.01134	5.40	8.48	24.73	1.00	1.00	1.1

E <sub>s</sub>	E <sub>cs</sub>	E <sub>cs</sub> /E <sub>s</sub>	ρ <sub>min</sub>	ρ <sub>max</sub>	m	F <sub>yk</sub>	F <sub>c</sub>	E <sub>c</sub>	CÁLCULO		CÁLCULO		E <sub>s</sub>	E <sub>cs</sub>	E <sub>cs</sub> /E <sub>s</sub>	REFERENCIAS
									ρ <sub>min</sub>	ρ <sub>max</sub>	ρ <sub>min</sub>	ρ <sub>max</sub>				
100	43.00	19,000.00	11.55	0.230	0.815	4.925	0.00240	2.92	4.94	13.25	1.00	1.00	1.1	1.00	1.00	1.1
140	53.00	17,400.39	11.27	0.242	0.812	5.515	0.00415	3.43	5.43	18.80	1.00	1.00	1.1	1.00	1.00	1.1
150	67.00	18,710.92	10.89	0.267	0.810	6.243	0.00415	3.99	6.00	16.73	1.00	1.00	1.1	1.00	1.00	1.1
175	78.00	18,451.39	10.64	0.283	0.805	6.876	0.00545	3.84	6.14	17.93	1.00	1.00	1.1	1.00	1.00	1.1
200	98.00	17,182.03	9.41	0.328	0.800	12.075	0.00470	4.13	6.76	19.74	1.00	1.00	1.1	1.00	1.00	1.1
210	94.50	17,170.85	9.20	0.300	0.800	12.071	0.00716	4.23	6.72	19.20	1.00	1.00	1.1	1.00	1.00	1.1
250	117.50	15,770.02	8.43	0.327	0.800	16.545	0.00716	4.52	7.34	20.50	1.00	1.00	1.1	1.00	1.00	1.1
300	150.00	14,057.49	7.86	0.343	0.800	20.450	0.01134	5.20	8.04	22.93	1.00	1.00	1.1	1.00	1.00	1.1
35.0	143.52	14,030.24	7.12	0.355	0.800	24.515	0.01134	5.40	8.48	24.73	1.00	1.00	1.1	1.00	1.00	1.1

**FORMULAS Y NOTAS:**

1.  $E_{cs} = E_c \cdot \rho_{min} \cdot F_{yk} \cdot m$

2.  $E_{cs} = E_c \cdot \rho_{max} \cdot F_{yk} \cdot m$

3.  $E_{cs} = E_c \cdot \rho_{min} \cdot F_{yk} \cdot m$

4.  $E_{cs} = E_c \cdot \rho_{max} \cdot F_{yk} \cdot m$

5.  $E_{cs} = E_c \cdot \rho_{min} \cdot F_{yk} \cdot m$

6.  $E_{cs} = E_c \cdot \rho_{max} \cdot F_{yk} \cdot m$

7.  $E_{cs} = E_c \cdot \rho_{min} \cdot F_{yk} \cdot m$

8.  $E_{cs} = E_c \cdot \rho_{max} \cdot F_{yk} \cdot m$

**GANCHOS A 180°**

**GANCHOS A 90°**

**S. A. R. H. (Depto. de Construcción)**  
 Construcción de edificios y obras de infraestructura  
 Tel: 441 2222 ext. 222





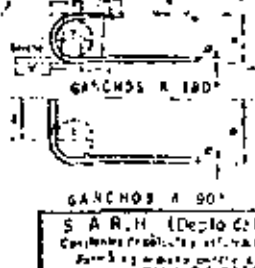
**CONCRETO REFORZADO**  
 CONSTANTES PARA DISEÑO DE ELEMENTOS DE TRABAJO  
 Especificaciones A.C.I. - 318 - 63

F <sub>c</sub>	F <sub>c</sub> (MPa)	F <sub>c</sub> (KSI)	E <sub>c</sub>	E <sub>c</sub> (MPa)	E <sub>c</sub> (KSI)	K	K	K	CANTIDAD DE BARRAS (cm <sup>2</sup> )			CANTIDAD DE BARRAS (in <sup>2</sup> )
									10	15	20	
10.0	41.00	10,000.00	11.51	0.2208	0.5231	4,768	0.568	0.0140	1.82	4.8	7.15	28
14.0	55.00	13,791.39	11.87	0.2870	0.9127	7,451.0	0.364	0.0145	3.45	5.4	15.9	30
18.0	67.50	16,711.75	12.28	0.2667	0.9104	8,743	0.540	0.0147	5.38	5.8	16.25	32
22.0	79.50	19,881.50	12.68	0.2447	0.9093	10,124	0.545	0.0150	5.88	6.1	17.33	34
28.0	98.00	24,732.00	13.43	0.2178	0.9077	12,077	0.293	0.0152	6.12	6.3	18.74	36
34.0	124.50	31,778.25	14.20	0.2050	0.9071	13,871	0.2767	0.0154	6.22	6.7	19.20	38
42.0	157.50	40,170.00	15.03	0.2219	0.9028	16,485	0.2428	0.0155	6.82	7.1	20.95	40
50.0	191.50	49,007.25	15.90	0.1818	0.9040	20,450	0.2311	0.0158	7.04	8.0	22.85	42
58.0	227.50	58,044.50	16.80	0.2355	0.9002	24,873	0.2005	0.0164	8.48	8.8	24.75	44

**FORMULAS Y NOTAS:**

1.  $A_s = \frac{M}{\phi \cdot f_y \cdot Z}$  - Cantidad de barras requerida para un momento  
 2.  $A_s = \frac{M}{\phi \cdot f_y \cdot Z} + \frac{V \cdot d}{\phi \cdot f_y \cdot Z}$   
 3.  $A_s = \frac{M}{\phi \cdot f_y \cdot Z} + \frac{V \cdot d}{\phi \cdot f_y \cdot Z} + \frac{N \cdot e}{\phi \cdot f_y \cdot Z}$   
 4.  $A_s = \frac{M}{\phi \cdot f_y \cdot Z} + \frac{V \cdot d}{\phi \cdot f_y \cdot Z}$   
 5.  $A_s = \frac{M}{\phi \cdot f_y \cdot Z} + \frac{V \cdot d}{\phi \cdot f_y \cdot Z} + \frac{N \cdot e}{\phi \cdot f_y \cdot Z}$   
 6.  $A_s = \frac{M}{\phi \cdot f_y \cdot Z} + \frac{V \cdot d}{\phi \cdot f_y \cdot Z}$   
 7.  $A_s = \frac{M}{\phi \cdot f_y \cdot Z} + \frac{V \cdot d}{\phi \cdot f_y \cdot Z} + \frac{N \cdot e}{\phi \cdot f_y \cdot Z}$   
 8.  $A_s = \frac{M}{\phi \cdot f_y \cdot Z} + \frac{V \cdot d}{\phi \cdot f_y \cdot Z}$   
 9.  $A_s = \frac{M}{\phi \cdot f_y \cdot Z} + \frac{V \cdot d}{\phi \cdot f_y \cdot Z} + \frac{N \cdot e}{\phi \cdot f_y \cdot Z}$   
 10.  $A_s = \frac{M}{\phi \cdot f_y \cdot Z} + \frac{V \cdot d}{\phi \cdot f_y \cdot Z}$   
 11.  $A_s = \frac{M}{\phi \cdot f_y \cdot Z} + \frac{V \cdot d}{\phi \cdot f_y \cdot Z} + \frac{N \cdot e}{\phi \cdot f_y \cdot Z}$

CANTIDAD DE BARRAS (cm <sup>2</sup> )	CANTIDAD DE BARRAS (in <sup>2</sup> )	CANTIDAD DE BARRAS (cm <sup>2</sup> )		CANTIDAD DE BARRAS (in <sup>2</sup> )		CANTIDAD DE BARRAS (cm <sup>2</sup> )		CANTIDAD DE BARRAS (in <sup>2</sup> )	
		10	15	20	25	30	35	40	45
28	30								
30	32								
32	34								
34	36								
36	38								
38	40								
40	42								
42	44								
44	46								
46	48								
48	50								
50	52								
52	54								
54	56								
56	58								
58	60								
60	62								
62	64								
64	66								
66	68								
68	70								
70	72								
72	74								
74	76								
76	78								
78	80								
80	82								
82	84								
84	86								
86	88								
88	90								
90	92								
92	94								
94	96								
96	98								
98	100								
100	102								
102	104								
104	106								
106	108								
108	110								
110	112								
112	114								
114	116								
116	118								
118	120								
120	122								
122	124								
124	126								
126	128								
128	130								
130	132								
132	134								
134	136								
136	138								
138	140								
140	142								
142	144								
144	146								
146	148								
148	150								
150	152								
152	154								
154	156								
156	158								
158	160								
160	162								
162	164								
164	166								
166	168								
168	170								
170	172								
172	174								
174	176								
176	178								
178	180								
180	182								
182	184								
184	186								
186	188								
188	190								
190	192								
192	194								
194	196								
196	198								
198	200								



**CONCRETO REFORZADO**  
 CONSTANTES PARA DISEÑO PLASTICO D ESENER 2005 DE TRABAJOS  
(Norma Ecuatoriana NTC 3100) AGZ-210 - 1983

f <sub>cd</sub>	f <sub>ctd</sub>	E <sub>c</sub> (10 <sup>10</sup> Kg/cm <sup>2</sup> )	f <sub>cd</sub> / f <sub>ctd</sub>		f <sub>cd</sub> / E <sub>c</sub>		E <sub>c</sub> / f <sub>ctd</sub>		f <sub>cd</sub> / E <sub>c</sub>		f <sub>cd</sub> / f <sub>ctd</sub>	f <sub>cd</sub> / E <sub>c</sub>	E <sub>c</sub> / f <sub>ctd</sub>
			f <sub>cd</sub> / f <sub>ctd</sub>	f <sub>cd</sub> / E <sub>c</sub>	E <sub>c</sub> / f <sub>ctd</sub>	f <sub>cd</sub> / E <sub>c</sub>	E <sub>c</sub> / f <sub>ctd</sub>						
10.0	45.00	150,000.00	15.53	0.2331	0.0228	0.4668	0.00209	3.81	0.64	13.25	15.53	0.2331	0.0228
14.0	63.00	177,489.39	11.27	0.2620	0.0377	0.3444	0.00413	3.40	0.49	19.49	11.27	0.2620	0.0377
18.0	81.00	199,747.74	10.45	0.2687	0.0384	0.2645	0.00492	3.58	0.48	18.25	10.45	0.2687	0.0384
22.0	99.00	222,139.88	10.00	0.2641	0.0381	0.2274	0.00339	3.68	0.34	17.67	10.00	0.2641	0.0381
26.0	117.00	244,766.84	9.43	0.2579	0.0380	0.1807	0.00370	3.60	0.28	16.74	9.43	0.2579	0.0380
30.0	135.00	267,637.49	9.20	0.3030	0.0900	0.0713	0.00716	4.23	0.72	19.00	9.20	0.3030	0.0900
34.0	152.50	291,190.65	8.45	0.2717	0.0388	0.1365	0.00385	3.82	0.74	20.23	8.45	0.2717	0.0388
38.0	170.00	315,027.49	7.70	0.2413	0.0380	0.0881	0.01134	4.04	0.04	22.93	7.70	0.2413	0.0380
42.0	187.50	339,189.39	7.15	0.2593	0.0902	0.0372	0.00418	3.48	0.48	24.70	7.15	0.2593	0.0902

f <sub>cd</sub>	f <sub>ctd</sub>	E <sub>c</sub>	f <sub>cd</sub> / f <sub>ctd</sub>	f <sub>cd</sub> / E <sub>c</sub>	E <sub>c</sub> / f <sub>ctd</sub>	f <sub>cd</sub> / E <sub>c</sub>	E <sub>c</sub> / f <sub>ctd</sub>	f <sub>cd</sub> / E <sub>c</sub>	E <sub>c</sub> / f <sub>ctd</sub>	f <sub>cd</sub> / E <sub>c</sub>	E <sub>c</sub> / f <sub>ctd</sub>	f <sub>cd</sub> / E <sub>c</sub>	E <sub>c</sub> / f <sub>ctd</sub>
10.0	45.00	150,000	15.53	0.2331	0.0228	0.4668	0.00209	3.81	0.64	13.25	15.53	0.2331	0.0228
14.0	63.00	177,489	11.27	0.2620	0.0377	0.3444	0.00413	3.40	0.49	19.49	11.27	0.2620	0.0377
18.0	81.00	199,748	10.45	0.2687	0.0384	0.2645	0.00492	3.58	0.48	18.25	10.45	0.2687	0.0384
22.0	99.00	222,139	10.00	0.2641	0.0381	0.2274	0.00339	3.68	0.34	17.67	10.00	0.2641	0.0381
26.0	117.00	244,767	9.43	0.2579	0.0380	0.1807	0.00370	3.60	0.28	16.74	9.43	0.2579	0.0380
30.0	135.00	267,637	9.20	0.3030	0.0900	0.0713	0.00716	4.23	0.72	19.00	9.20	0.3030	0.0900
34.0	152.50	291,191	8.45	0.2717	0.0388	0.1365	0.00385	3.82	0.74	20.23	8.45	0.2717	0.0388
38.0	170.00	315,027	7.70	0.2413	0.0380	0.0881	0.01134	4.04	0.04	22.93	7.70	0.2413	0.0380
42.0	187.50	339,189	7.15	0.2593	0.0902	0.0372	0.00418	3.48	0.48	24.70	7.15	0.2593	0.0902

**FORMULAS Y NOTAS:**

1.  $f_{ctd} = \frac{f_{ct}}{\gamma_c}$   
 Nota 1: Este coeficiente de seguridad se aplica a  $f_{ct}$   
 cuando  $f_{ct} < 0.2 f_{cd} + 1.0$

Nota 2: Este coeficiente de seguridad se aplica a  $f_{ct}$   
 cuando  $f_{ct} > 0.2 f_{cd} + 1.0$   
 $\gamma_c = 1.4$  - coeficiente de seguridad a compresión  
 $\gamma_t = 1.5$  - coeficiente de seguridad a tracción  
 $\gamma_s = 1.5$  - coeficiente de seguridad a flexión  
 $\gamma_v = 1.5$  - coeficiente de seguridad a corte  
 $\gamma_m = 1.5$  - coeficiente de seguridad a momento

- 1)  $1.2 \gamma_c$  - Admisión (Voz) del ancho superior  
 2)  $1.2 \gamma_c$  - Admisión (Voz) del ancho inferior



**GANCHOS A 180°**  
**GANCHOS A 90°**  
**S. A. R. H. (Sociedad Anónima)**  
 Construcción de Infraestructura y Obras Civiles  
 P.O. Box 111000 Quito, Ecuador

**CONCRETO REFORZADO**  
 CONSTANTES PARA DISEÑO ELEMENTOS RESISTENTES DE TRABAJO  
 A TENSION COMPRESIVA

f <sub>c</sub>	W <sub>c</sub>	f <sub>c</sub> W <sub>c</sub>	W <sub>c</sub> / f <sub>c</sub>	W <sub>c</sub> / f <sub>c</sub>	W <sub>c</sub> / f <sub>c</sub>	W <sub>c</sub> / f <sub>c</sub>	W <sub>c</sub> / f <sub>c</sub>	W <sub>c</sub> / f <sub>c</sub>	W <sub>c</sub> / f <sub>c</sub>	W <sub>c</sub> / f <sub>c</sub>	W <sub>c</sub> / f <sub>c</sub>	W <sub>c</sub> / f <sub>c</sub>	W <sub>c</sub> / f <sub>c</sub>	W <sub>c</sub> / f <sub>c</sub>	W <sub>c</sub> / f <sub>c</sub>	W <sub>c</sub> / f <sub>c</sub>
100	65.00	6500.00	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65
140	83.00	11620.00	0.83	0.83	0.83	0.83	0.83	0.83	0.83	0.83	0.83	0.83	0.83	0.83	0.83	0.83
150	87.50	13125.00	0.88	0.88	0.88	0.88	0.88	0.88	0.88	0.88	0.88	0.88	0.88	0.88	0.88	0.88
180	90.00	16200.00	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
210	94.50	19845.00	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95
240	102.00	24480.00	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02
270	110.00	29700.00	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10
300	118.50	35550.00	1.19	1.19	1.19	1.19	1.19	1.19	1.19	1.19	1.19	1.19	1.19	1.19	1.19	1.19
330	127.50	42075.00	1.28	1.28	1.28	1.28	1.28	1.28	1.28	1.28	1.28	1.28	1.28	1.28	1.28	1.28
360	136.50	49260.00	1.37	1.37	1.37	1.37	1.37	1.37	1.37	1.37	1.37	1.37	1.37	1.37	1.37	1.37

**FORMULAS Y NOTAS:**

1.  $f_c$  = Resistencia a compresión del concreto en lb/in<sup>2</sup>.
2.  $W_c$  = Factor de reducción de la resistencia del concreto.
3.  $f_c W_c$  = Resistencia efectiva del concreto.
4.  $W_c / f_c$  = Factor de reducción de la resistencia del concreto.
5.  $f_c W_c / f_c$  = Resistencia efectiva del concreto.
6.  $W_c / f_c$  = Factor de reducción de la resistencia del concreto.
7.  $f_c W_c / f_c$  = Resistencia efectiva del concreto.
8.  $W_c / f_c$  = Factor de reducción de la resistencia del concreto.
9.  $f_c W_c / f_c$  = Resistencia efectiva del concreto.
10.  $W_c / f_c$  = Factor de reducción de la resistencia del concreto.
11.  $f_c W_c / f_c$  = Resistencia efectiva del concreto.
12.  $W_c / f_c$  = Factor de reducción de la resistencia del concreto.
13.  $f_c W_c / f_c$  = Resistencia efectiva del concreto.
14.  $W_c / f_c$  = Factor de reducción de la resistencia del concreto.
15.  $f_c W_c / f_c$  = Resistencia efectiva del concreto.
16.  $W_c / f_c$  = Factor de reducción de la resistencia del concreto.
17.  $f_c W_c / f_c$  = Resistencia efectiva del concreto.
18.  $W_c / f_c$  = Factor de reducción de la resistencia del concreto.
19.  $f_c W_c / f_c$  = Resistencia efectiva del concreto.
20.  $W_c / f_c$  = Factor de reducción de la resistencia del concreto.
21.  $f_c W_c / f_c$  = Resistencia efectiva del concreto.
22.  $W_c / f_c$  = Factor de reducción de la resistencia del concreto.
23.  $f_c W_c / f_c$  = Resistencia efectiva del concreto.
24.  $W_c / f_c$  = Factor de reducción de la resistencia del concreto.
25.  $f_c W_c / f_c$  = Resistencia efectiva del concreto.
26.  $W_c / f_c$  = Factor de reducción de la resistencia del concreto.
27.  $f_c W_c / f_c$  = Resistencia efectiva del concreto.
28.  $W_c / f_c$  = Factor de reducción de la resistencia del concreto.
29.  $f_c W_c / f_c$  = Resistencia efectiva del concreto.
30.  $W_c / f_c$  = Factor de reducción de la resistencia del concreto.
31.  $f_c W_c / f_c$  = Resistencia efectiva del concreto.
32.  $W_c / f_c$  = Factor de reducción de la resistencia del concreto.
33.  $f_c W_c / f_c$  = Resistencia efectiva del concreto.
34.  $W_c / f_c$  = Factor de reducción de la resistencia del concreto.
35.  $f_c W_c / f_c$  = Resistencia efectiva del concreto.
36.  $W_c / f_c$  = Factor de reducción de la resistencia del concreto.
37.  $f_c W_c / f_c$  = Resistencia efectiva del concreto.
38.  $W_c / f_c$  = Factor de reducción de la resistencia del concreto.
39.  $f_c W_c / f_c$  = Resistencia efectiva del concreto.
40.  $W_c / f_c$  = Factor de reducción de la resistencia del concreto.
41.  $f_c W_c / f_c$  = Resistencia efectiva del concreto.
42.  $W_c / f_c$  = Factor de reducción de la resistencia del concreto.
43.  $f_c W_c / f_c$  = Resistencia efectiva del concreto.
44.  $W_c / f_c$  = Factor de reducción de la resistencia del concreto.
45.  $f_c W_c / f_c$  = Resistencia efectiva del concreto.
46.  $W_c / f_c$  = Factor de reducción de la resistencia del concreto.
47.  $f_c W_c / f_c$  = Resistencia efectiva del concreto.
48.  $W_c / f_c$  = Factor de reducción de la resistencia del concreto.
49.  $f_c W_c / f_c$  = Resistencia efectiva del concreto.
50.  $W_c / f_c$  = Factor de reducción de la resistencia del concreto.



**GANCHOS A 90°**  
 S. A. H. N. (Depto. de Control)  
 Construcción de Estructuras de Concreto Armado

### CONCRETO REFORZADO

CONSTANTES PARA DISEÑO ELÁSTICO O RESISTENTES DE TRABAJO

de especificaciones ACI-318-65

F'c	Tensión	E <sub>c</sub> - 5000 F'c	CANTIDAD DE ACEROS			RESISTENCIA DE TRABAJO			CANTIDAD DE ACEROS					
			ρ	ρ <sub>min</sub>	ρ <sub>max</sub>	f <sub>cr</sub>	f <sub>ty</sub>	f <sub>cy</sub>	ρ	ρ <sub>min</sub>	ρ <sub>max</sub>			
100	63.00	150,000.00	11.31	0.2560	0.877	8.793	0.6584	0.00370	3.92	4.54	13.73	0.0015	0.0020	0.0025
140	83.00	170,482.80	11.87	0.2420	0.9727	7.819	0.3624	0.00411	3.49	3.49	15.48	0.0015	0.0020	0.0025
180	97.00	186,711.72	10.88	0.2607	0.9104	9.292	0.5400	0.00421	3.58	3.40	16.72	0.0015	0.0020	0.0025
175	78.72	156,431.56	10.08	0.2641	0.9063	10.124	0.3142	0.00559	3.08	6.14	17.91	0.0015	0.0020	0.0025
190	80.00	170,000.00	9.43	0.2728	0.9087	11.817	0.2478	0.00610	2.13	6.34	18.74	0.0015	0.0020	0.0025
210	94.50	217,370.65	9.20	0.3050	0.8980	9.871	0.2787	0.00716	4.23	6.72	19.89	0.0015	0.0020	0.0025
250	112.50	273,170.62	8.43	0.3247	0.8920	8.796	0.3482	0.00775	4.81	7.34	20.95	0.0015	0.0020	0.0025
300	132.00	359,881.92	7.70	0.3419	0.8910	7.0450	0.3811	0.01154	5.84	8.84	22.99	0.0015	0.0020	0.0025
350	157.00	497,824.90	7.15	0.3535	0.8907	5.817	0.2053	0.01416	7.44	6.88	24.28	0.0015	0.0020	0.0025

F'c	Tensión	E <sub>c</sub> - 5000 F'c	CANTIDAD DE ACEROS			RESISTENCIA DE TRABAJO			CANTIDAD DE ACEROS					
			ρ	ρ <sub>min</sub>	ρ <sub>max</sub>	f <sub>cr</sub>	f <sub>ty</sub>	f <sub>cy</sub>	ρ	ρ <sub>min</sub>	ρ <sub>max</sub>			
100	63.00	150,000.00	11.31	0.2560	0.877	8.793	0.6584	0.00370	3.92	4.54	13.73	0.0015	0.0020	0.0025
140	83.00	170,482.80	11.87	0.2420	0.9727	7.819	0.3624	0.00411	3.49	3.49	15.48	0.0015	0.0020	0.0025
180	97.00	186,711.72	10.88	0.2607	0.9104	9.292	0.5400	0.00421	3.58	3.40	16.72	0.0015	0.0020	0.0025
175	78.72	156,431.56	10.08	0.2641	0.9063	10.124	0.3142	0.00559	3.08	6.14	17.91	0.0015	0.0020	0.0025
190	80.00	170,000.00	9.43	0.2728	0.9087	11.817	0.2478	0.00610	2.13	6.34	18.74	0.0015	0.0020	0.0025
210	94.50	217,370.65	9.20	0.3050	0.8980	9.871	0.2787	0.00716	4.23	6.72	19.89	0.0015	0.0020	0.0025
250	112.50	273,170.62	8.43	0.3247	0.8920	8.796	0.3482	0.00775	4.81	7.34	20.95	0.0015	0.0020	0.0025
300	132.00	359,881.92	7.70	0.3419	0.8910	7.0450	0.3811	0.01154	5.84	8.84	22.99	0.0015	0.0020	0.0025
350	157.00	497,824.90	7.15	0.3535	0.8907	5.817	0.2053	0.01416	7.44	6.88	24.28	0.0015	0.0020	0.0025

### FORMULAS Y NOTAS:

W<sub>12</sub> (1) = Esfuerzo mínimo permisible en el acero

W<sub>12</sub> (2) = Esfuerzo mínimo permisible en el concreto

M = P.L. + Momento de apl. en el momento de trabajo

S = Largo de apoyo

I = Momento de inercia

Δ = Deflexión

Δ<sub>1</sub> = Deflexión por el peso del tablero

Δ<sub>2</sub> = Deflexión por el peso del momento

Δ<sub>3</sub> = Deflexión por el peso del momento

Δ<sub>4</sub> = Deflexión por el peso del momento

Δ<sub>5</sub> = Deflexión por el peso del momento

Δ<sub>6</sub> = Deflexión por el peso del momento

Δ<sub>7</sub> = Deflexión por el peso del momento

Δ<sub>8</sub> = Deflexión por el peso del momento

Δ<sub>9</sub> = Deflexión por el peso del momento

Δ<sub>10</sub> = Deflexión por el peso del momento

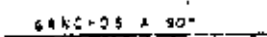
Δ<sub>11</sub> = Deflexión por el peso del momento

Δ<sub>12</sub> = Deflexión por el peso del momento

Δ<sub>13</sub> = Deflexión por el peso del momento

Δ<sub>14</sub> = Deflexión por el peso del momento

Δ<sub>15</sub> = Deflexión por el peso del momento



S. A. R. H. (Depto de Canales)  
 Construcción de obras de infraestructura  
 P.O. Box 100, San Juan, P.R.

**CONCRETO REFORZADO**CONSTANTES PARA MÓDULO ELÁSTICO O ESFUERZOS DE TRABAJO  
Elasticidad:  $A_{CI} - 313 - 1933$ 

W	W' / W	W' - W	W' + W	f <sub>c</sub> (lb/in. <sup>2</sup> )	f <sub>t</sub> (lb/in. <sup>2</sup> )	E <sub>c</sub> (lb/in. <sup>2</sup> )	E <sub>s</sub> (lb/in. <sup>2</sup> )	ρ	ρ <sub>max</sub>	ρ <sub>min</sub>	f <sub>max</sub> (lb/in. <sup>2</sup> )	f <sub>min</sub> (lb/in. <sup>2</sup> )	f <sub>avg</sub> (lb/in. <sup>2</sup> )	f <sub>max</sub> (lb/in. <sup>2</sup> )	f <sub>min</sub> (lb/in. <sup>2</sup> )	f <sub>avg</sub> (lb/in. <sup>2</sup> )	f <sub>max</sub> (lb/in. <sup>2</sup> )	f <sub>min</sub> (lb/in. <sup>2</sup> )	f <sub>avg</sub> (lb/in. <sup>2</sup> )	f <sub>max</sub> (lb/in. <sup>2</sup> )	f <sub>min</sub> (lb/in. <sup>2</sup> )	f <sub>avg</sub> (lb/in. <sup>2</sup> )
100	43.00	150,000.00	12.12	0.2556	0.2251	6,782.0	0.1999	0.00250	3.92	2.84	13.75	8.39	11.07	11.07	8.39	11.07	11.07	8.39	11.07	11.07	8.39	11.07
140	51.00	177,462.39	11.27	0.2626	0.2107	7,531.0	0.2054	0.00433	3.48	2.49	15.63	9.54	14.12	14.12	9.54	14.12	14.12	9.54	14.12	14.12	9.54	14.12
150	57.50	187,719.72	10.87	0.2697	0.2104	8,280.0	0.2100	0.00453	3.38	2.40	16.23	9.54	14.12	14.12	9.54	14.12	14.12	9.54	14.12	14.12	9.54	14.12
175	70.75	198,477.05	10.08	0.2768	0.2053	9,029.0	0.2155	0.00518	3.26	2.34	17.83	9.54	14.12	14.12	9.54	14.12	14.12	9.54	14.12	14.12	9.54	14.12
200	84.00	212,134.38	9.47	0.2839	0.2002	9,778.0	0.2210	0.00570	3.15	2.22	19.44	9.54	14.12	14.12	9.54	14.12	14.12	9.54	14.12	14.12	9.54	14.12
240	99.00	237,570.83	8.20	0.2910	0.1951	10,527.0	0.2265	0.00614	3.05	2.10	21.05	9.54	14.12	14.12	9.54	14.12	14.12	9.54	14.12	14.12	9.54	14.12
250	112.50	247,470.62	8.43	0.2977	0.1900	11,276.0	0.2320	0.00659	2.95	2.08	22.65	9.54	14.12	14.12	9.54	14.12	14.12	9.54	14.12	14.12	9.54	14.12
300	135.00	259,807.82	7.70	0.3048	0.1849	12,025.0	0.2375	0.00711	2.85	2.06	24.25	9.54	14.12	14.12	9.54	14.12	14.12	9.54	14.12	14.12	9.54	14.12
350	167.50	280,624.80	7.13	0.3119	0.1800	12,774.0	0.2430	0.00763	2.76	2.04	25.85	9.54	14.12	14.12	9.54	14.12	14.12	9.54	14.12	14.12	9.54	14.12

**FORMULAS Y NOTAS:**4 -  $f_{max} = \frac{f_c}{\rho}$ 10 -  $f_{min} = 0.11 \cdot E_s \cdot \rho_{max}$  (Cálculo de  $f_{min}$  en caso de  $\rho_{max}$ )11 -  $f_{avg} = 0.8 \cdot f_{max} + 0.2 \cdot f_{min}$ 12 -  $\rho_{max} = 0.11 \cdot E_s \cdot \rho_{min}$ 13 -  $\rho_{min} = 0.11 \cdot E_s \cdot \rho_{max}$ 14 -  $\rho_{max} = \frac{f_c}{f_{max}}$  (Número de varillas en caso de  $f_{max}$ )15 -  $\rho_{min} = \frac{f_c}{f_{min}}$ 16 -  $\rho_{avg} = \frac{f_c}{f_{avg}}$ 17 -  $\rho_{max} = \frac{f_c}{f_{min}}$ 18 -  $\rho_{min} = \frac{f_c}{f_{max}}$ 19 -  $\rho_{avg} = \frac{f_c}{f_{avg}}$ 20 -  $\rho_{max} = \frac{f_c}{f_{min}}$ 21 -  $\rho_{min} = \frac{f_c}{f_{max}}$ 22 -  $\rho_{avg} = \frac{f_c}{f_{avg}}$ 23 -  $\rho_{max} = \frac{f_c}{f_{min}}$ 24 -  $\rho_{min} = \frac{f_c}{f_{max}}$ 25 -  $\rho_{avg} = \frac{f_c}{f_{avg}}$ 26 -  $\rho_{max} = \frac{f_c}{f_{min}}$ 27 -  $\rho_{min} = \frac{f_c}{f_{max}}$ 28 -  $\rho_{avg} = \frac{f_c}{f_{avg}}$ 29 -  $\rho_{max} = \frac{f_c}{f_{min}}$ 30 -  $\rho_{min} = \frac{f_c}{f_{max}}$ 31 -  $\rho_{avg} = \frac{f_c}{f_{avg}}$ 32 -  $\rho_{max} = \frac{f_c}{f_{min}}$ 33 -  $\rho_{min} = \frac{f_c}{f_{max}}$ 34 -  $\rho_{avg} = \frac{f_c}{f_{avg}}$ 35 -  $\rho_{max} = \frac{f_c}{f_{min}}$ 36 -  $\rho_{min} = \frac{f_c}{f_{max}}$ 37 -  $\rho_{avg} = \frac{f_c}{f_{avg}}$ 38 -  $\rho_{max} = \frac{f_c}{f_{min}}$ 39 -  $\rho_{min} = \frac{f_c}{f_{max}}$ 40 -  $\rho_{avg} = \frac{f_c}{f_{avg}}$ 41 -  $\rho_{max} = \frac{f_c}{f_{min}}$ 42 -  $\rho_{min} = \frac{f_c}{f_{max}}$ 43 -  $\rho_{avg} = \frac{f_c}{f_{avg}}$ 44 -  $\rho_{max} = \frac{f_c}{f_{min}}$ 45 -  $\rho_{min} = \frac{f_c}{f_{max}}$ 46 -  $\rho_{avg} = \frac{f_c}{f_{avg}}$ 47 -  $\rho_{max} = \frac{f_c}{f_{min}}$ 48 -  $\rho_{min} = \frac{f_c}{f_{max}}$ 49 -  $\rho_{avg} = \frac{f_c}{f_{avg}}$ 50 -  $\rho_{max} = \frac{f_c}{f_{min}}$ 51 -  $\rho_{min} = \frac{f_c}{f_{max}}$ 52 -  $\rho_{avg} = \frac{f_c}{f_{avg}}$ 53 -  $\rho_{max} = \frac{f_c}{f_{min}}$ 54 -  $\rho_{min} = \frac{f_c}{f_{max}}$ 55 -  $\rho_{avg} = \frac{f_c}{f_{avg}}$ 56 -  $\rho_{max} = \frac{f_c}{f_{min}}$ 57 -  $\rho_{min} = \frac{f_c}{f_{max}}$ 58 -  $\rho_{avg} = \frac{f_c}{f_{avg}}$ 59 -  $\rho_{max} = \frac{f_c}{f_{min}}$ 60 -  $\rho_{min} = \frac{f_c}{f_{max}}$ 61 -  $\rho_{avg} = \frac{f_c}{f_{avg}}$ 62 -  $\rho_{max} = \frac{f_c}{f_{min}}$ 63 -  $\rho_{min} = \frac{f_c}{f_{max}}$ 64 -  $\rho_{avg} = \frac{f_c}{f_{avg}}$ 65 -  $\rho_{max} = \frac{f_c}{f_{min}}$ 66 -  $\rho_{min} = \frac{f_c}{f_{max}}$ 67 -  $\rho_{avg} = \frac{f_c}{f_{avg}}$ 68 -  $\rho_{max} = \frac{f_c}{f_{min}}$ 69 -  $\rho_{min} = \frac{f_c}{f_{max}}$ 70 -  $\rho_{avg} = \frac{f_c}{f_{avg}}$ 71 -  $\rho_{max} = \frac{f_c}{f_{min}}$ 72 -  $\rho_{min} = \frac{f_c}{f_{max}}$ 73 -  $\rho_{avg} = \frac{f_c}{f_{avg}}$ 74 -  $\rho_{max} = \frac{f_c}{f_{min}}$ 75 -  $\rho_{min} = \frac{f_c}{f_{max}}$ 76 -  $\rho_{avg} = \frac{f_c}{f_{avg}}$ 77 -  $\rho_{max} = \frac{f_c}{f_{min}}$ 78 -  $\rho_{min} = \frac{f_c}{f_{max}}$ 79 -  $\rho_{avg} = \frac{f_c}{f_{avg}}$ 80 -  $\rho_{max} = \frac{f_c}{f_{min}}$ 81 -  $\rho_{min} = \frac{f_c}{f_{max}}$ 82 -  $\rho_{avg} = \frac{f_c}{f_{avg}}$ 83 -  $\rho_{max} = \frac{f_c}{f_{min}}$ 84 -  $\rho_{min} = \frac{f_c}{f_{max}}$ 85 -  $\rho_{avg} = \frac{f_c}{f_{avg}}$ 86 -  $\rho_{max} = \frac{f_c}{f_{min}}$ 87 -  $\rho_{min} = \frac{f_c}{f_{max}}$ 88 -  $\rho_{avg} = \frac{f_c}{f_{avg}}$ 89 -  $\rho_{max} = \frac{f_c}{f_{min}}$ 90 -  $\rho_{min} = \frac{f_c}{f_{max}}$ 91 -  $\rho_{avg} = \frac{f_c}{f_{avg}}$ 92 -  $\rho_{max} = \frac{f_c}{f_{min}}$ 93 -  $\rho_{min} = \frac{f_c}{f_{max}}$ 94 -  $\rho_{avg} = \frac{f_c}{f_{avg}}$ 95 -  $\rho_{max} = \frac{f_c}{f_{min}}$ 96 -  $\rho_{min} = \frac{f_c}{f_{max}}$ 97 -  $\rho_{avg} = \frac{f_c}{f_{avg}}$ 98 -  $\rho_{max} = \frac{f_c}{f_{min}}$ 99 -  $\rho_{min} = \frac{f_c}{f_{max}}$ 100 -  $\rho_{avg} = \frac{f_c}{f_{avg}}$ 

S. A. R. H. (Departamento de Construcción)

Contrato de Obra No. 1000/1000

Forma No. 1000/1000

**CONCRETO REFORZADO**  
CONSTANTES PARA DISEÑO CLASICO O ESTADOS DE TRABAJO

f'c	f'adm	E <sub>c</sub> (DINOS/CM <sup>2</sup> )	E <sub>s</sub> (DINOS/CM <sup>2</sup> )	f'c			f'adm			E <sub>c</sub>			E <sub>s</sub>		
				1000	2000	3000	1000	2000	3000	1000	2000	3000	1000	2000	3000
100	43.00	59,000.00	19.23	7.2304	0.8711	4.7828	0.4568	0.00248	6.82	4.64	19.23	200000	2000000	20000000	
100	63.00	177,482.39	11.27	0.3420	0.8177	7.8410	0.5048	0.00413	5.46	8.40	10.88	200000	2000000	20000000	
150	67.80	183,717.78	10.85	0.2487	0.904	8.3463	0.3480	0.00411	5.58	8.60	10.33	200000	2000000	20000000	
175	78.75	156,431.35	10.08	0.2643	0.8053	10.1474	0.3482	0.00588	5.88	6.14	17.83	200000	2000000	20000000	
200	86.00	173,132.05	9.45	0.2878	0.8007	11.8019	0.2870	0.00470	4.13	4.90	19.74	200000	2000000	20000000	
210	96.82	217,570.85	8.70	0.3010	0.8880	11.9743	0.2787	0.00716	4.23	6.72	19.20	200000	2000000	20000000	
250	112.50	237,470.62	8.43	0.3237	0.8520	15.1369	0.2488	0.00805	4.62	7.34	20.55	200000	2000000	20000000	
300	119.00	237,802.62	7.70	0.3419	0.8880	10.4581	0.2111	0.0119	4.04	8.04	22.30	200000	2000000	20000000	
350	157.80	212,624.39	7.75	0.3185	0.8001	14.8175	0.3003	0.0149	4.40	6.88	24.75	200000	2000000	20000000	

**FORMULAS Y NOTAS:**

1.  $f'_{adm} = f'_{c} \cdot \lambda$

Nota (1) - Factor de reducción para el uso en otros países.

Nota (2) - Estando de 2000 psi por encima con respecto al 2000.

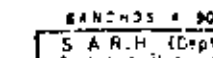
2.  $E_c = 57,000 \cdot \sqrt{f'_{c}}$

3.  $E_s = 29,000,000$

4.  $\lambda = \frac{f'_{adm}}{f'_{c}}$

5.  $\lambda = \frac{E_c}{29,000,000}$

6.  $\lambda = \frac{E_c}{29,000,000}$



S. A. R. H. (Depto. de Control)  
Constante de diseño por el uso en otros países  
Permisos de uso en otros países.

**CONCRETO REFORZADO**  
 CONSTANTES PARA CÁLCULO ELÁSTICO O DEFLEXIONES DE TRÁNSITO  
 (Sistema de Eje)

$P$	$A$	$E_c$	$P/A$	$L$	$H$	$E_s$	$P/E_s$	$E_c/E_s$	$P/E_s$	$E_c/E_s$	$P/E_s$	$E_c/E_s$	$P/E_s$	$E_c/E_s$	$P/E_s$	$E_c/E_s$	$P/E_s$	$E_c/E_s$	$P/E_s$	$E_c/E_s$
10	17.00	150,000.00	13.53	0.2508	0.248	4.7500	0.248	0.00280	2.22	4.64	13.26	0.248	0.00280	2.22	4.64	13.26	0.248	0.00280	2.22	4.64
140	63.00	177,492.56	11.87	0.2420	0.246	7.5615	0.246	0.00415	3.45	8.49	13.68	0.246	0.00415	3.45	8.49	13.68	0.246	0.00415	3.45	8.49
150	67.50	182,411.85	10.89	0.2407	0.244	8.2555	0.244	0.00455	3.58	9.59	14.20	0.244	0.00455	3.58	9.59	14.20	0.244	0.00455	3.58	9.59
175	78.75	196,451.38	10.08	0.2347	0.238	10.1274	0.238	0.00555	3.98	11.14	17.82	0.238	0.00555	3.98	11.14	17.82	0.238	0.00555	3.98	11.14
220	91.00	212,126.02	8.83	0.2379	0.236	12.0737	0.236	0.00670	4.45	12.56	18.78	0.236	0.00670	4.45	12.56	18.78	0.236	0.00670	4.45	12.56
270	99.50	217,376.85	9.20	0.2328	0.230	12.8711	0.230	0.00716	4.23	11.72	19.40	0.230	0.00716	4.23	11.72	19.40	0.230	0.00716	4.23	11.72
350	117.50	232,176.62	6.48	0.2217	0.220	14.7451	0.220	0.00800	4.50	7.84	20.93	0.220	0.00800	4.50	7.84	20.93	0.220	0.00800	4.50	7.84
500	137.00	259,607.88	7.70	0.2418	0.240	20.4501	0.240	0.01154	5.04	8.04	22.92	0.240	0.01154	5.04	8.04	22.92	0.240	0.01154	5.04	8.04
550	15.00	280,674.30	7.13	0.2525	0.248	24.5172	0.248	0.01488	5.48	9.08	24.78	0.248	0.01488	5.48	9.08	24.78	0.248	0.01488	5.48	9.08

**FORMULAS Y NOTAS:**

1 -  $E_c$  = Módulo de elasticidad del concreto  
 2 -  $E_s$  = Módulo de elasticidad del acero

$$K = \frac{P}{\Delta} = 0.257 \frac{P}{\Delta} - 34 \frac{P}{\Delta}$$

Nota (2) - Se debe indicar el número de varillas de acero en el área.

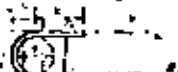
3 -  $P$  = Carga de servicio en las condiciones de servicio.

$$L = \text{Largo del vano} = \frac{1}{2} \left( \frac{L}{H} + 1 \right)$$

$$Z = \text{Largo del vano} = \frac{1}{2} \left( \frac{L}{H} + 1 \right)$$

4 -  $Z$  = Distancia (Voz de apoyo) a la fibra exterior

5 -  $Z$  = Distancia (Voz de apoyo) a la fibra exterior


**GANCOS A 180°**

**GANCOS A 90°**

S. A. R. II (Depto de Constr.)  
 Construcción de edificios en las zonas urbanas  
 Fecha: 22 de mayo de 1954

CONCRETO REFINADO  
CONSISTENTES PARA MOLDAR EN TUBOS DE TRABAJO  
EN TUBOS DE TRABAJO  
EN TUBOS DE TRABAJO

C	Temperatura	El agua	El cemento	El agregado	El agua	El cemento	El agregado	El agua	El cemento	El agregado	El agua	El cemento	El agregado	El agua	El cemento	El agregado	El agua	El cemento	El agregado
100	98.50	115,000.00	13.32	0.7308	0.8231	4.7828	0.2501	0.00780	4.58	5.84	215.78								
140	89.00	127,000.00	11.27	0.2020	0.0187	1.3018	0.3222	0.00415	5.46	8.43	110.00								
180	87.50	135,711.78	10.46	0.2867	0.0194	1.2644	0.3440	0.00455	5.60	8.88	100.23								
220	79.70	144,451.35	10.06	0.2941	0.0205	1.0376	0.3472	0.00489	5.83	9.14	117.33								
260	89.00	158,176.05	9.42	0.2578	0.0227	1.7562	0.3278	0.00770	6.73	8.95	100.74								
310	94.90	171,979.05	9.20	0.3050	0.0220	1.8741	0.2737	0.00718	6.83	8.72	115.30								
350	142.00	217,170.62	8.42	0.2317	0.0278	1.4565	0.2403	0.00663	6.82	7.24	200.25								
400	189.00	254,039.62	7.90	0.2419	0.0260	2.0461	0.2211	0.01194	6.94	8.04	220.23								
500	150.00	300,024.34	7.33	0.2593	0.0203	2.4573	0.2023	0.01416	5.48	8.58	240.75								

Temperatura		El agua	El cemento	El agregado	El agua	El cemento	El agregado	El agua	El cemento	El agregado	El agua	El cemento	El agregado	El agua	El cemento	El agregado	El agua	El cemento	El agregado	
100	98.50	115,000.00	13.32	0.7308	0.8231	4.7828	0.2501	0.00780	4.58	5.84	215.78									
140	89.00	127,000.00	11.27	0.2020	0.0187	1.3018	0.3222	0.00415	5.46	8.43	110.00									
180	87.50	135,711.78	10.46	0.2867	0.0194	1.2644	0.3440	0.00455	5.60	8.88	100.23									
220	79.70	144,451.35	10.06	0.2941	0.0205	1.0376	0.3472	0.00489	5.83	9.14	117.33									
260	89.00	158,176.05	9.42	0.2578	0.0227	1.7562	0.3278	0.00770	6.73	8.95	100.74									
310	94.90	171,979.05	9.20	0.3050	0.0220	1.8741	0.2737	0.00718	6.83	8.72	115.30									
350	142.00	217,170.62	8.42	0.2317	0.0278	1.4565	0.2403	0.00663	6.82	7.24	200.25									
400	189.00	254,039.62	7.90	0.2419	0.0260	2.0461	0.2211	0.01194	6.94	8.04	220.23									
500	150.00	300,024.34	7.33	0.2593	0.0203	2.4573	0.2023	0.01416	5.48	8.58	240.75									

FORMULAS Y NOTAS:

1.  $W = \frac{2.45}{2.45 + \sqrt{C}}$  (Valor de  $W$  para cada  $C$ )
2.  $W = \frac{0.0077}{0.0077 + \sqrt{C}}$  (Valor de  $W$  para cada  $C$ )
3.  $W = \frac{0.0077}{0.0077 + \sqrt{C}}$  (Valor de  $W$  para cada  $C$ )
4.  $W = \frac{0.0077}{0.0077 + \sqrt{C}}$  (Valor de  $W$  para cada  $C$ )
5.  $W = \frac{0.0077}{0.0077 + \sqrt{C}}$  (Valor de  $W$  para cada  $C$ )



CÁNCROS A 90°

S.A.R.H. (Dep'to de Cálculo)

Construcción de moldes para concreto

Hecho en España S.A.



## CONCRETO REFORZADO

CONSTANTES PARA DISEÑO ELÁSTICO O DE EFECTOS DE FRAGILIDAD

Elasticidad:  $E_c = 29,000,000$  lb/in<sup>2</sup>

F' (psi)	F' (ksi)	E <sub>c</sub> (psi)	E <sub>c</sub> (ksi)	E <sub>c</sub> (psi)		E <sub>c</sub> (ksi)		E <sub>c</sub> (psi)		E <sub>c</sub> (ksi)		A <sub>g</sub> (in <sup>2</sup> )	A <sub>g</sub> (in <sup>2</sup> )
				12"	18"	12"	18"	12"	18"	12"	18"		
4000	43.80	190,000,000	13.23	0.2888	0.9231	4.2925	0.5499	0.00280	2.82	0.44	7.2879		
5000	51.80	177,000,000	11.27	0.2620	0.8127	3.5519	0.4634	0.00243	3.45	0.49	10.68		
6000	67.80	163,700,000	10.09	0.2407	0.7104	3.2583	0.4280	0.00215	3.58	0.58	14.25		
7000	76.75	149,450,000	10.08	0.2643	0.6253	3.0274	0.3942	0.00189	3.08	0.64	17.83		
8000	90.00	132,700,000	9.43	0.2578	0.5607	2.7037	0.3678	0.00170	4.13	0.90	20.74		
9000	94.80	117,000,000	9.20	0.3080	0.4950	2.4711	0.3707	0.00148	4.23	0.72	19.20		
10000	112.90	107,170,000	8.43	0.3217	0.4478	2.2589	0.3498	0.00130	4.82	1.24	20.99		
12000	134.00	97,807,000	7.70	0.3419	0.3960	2.0420	0.3311	0.00119	5.08	0.64	22.85		
15000	167.00	790,824,000	7.12	0.3598	0.3502	1.8175	0.3003	0.00116	5.46	0.80	24.75		

## FORMULAS Y NOTAS:

$$M = \frac{w L^2}{8} \left( \frac{1}{2} + \frac{4e}{L} \right)$$

M = Momento (lb-in) en el apoyo o en el centro de la viga.

$$M = \frac{w L^2}{8} \left( \frac{1}{2} + \frac{4e}{L} \right)$$

M = Momento (lb-in) en el apoyo o en el centro de la viga.

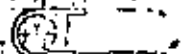
M = Momento (lb-in) en el apoyo o en el centro de la viga.

$$S = \frac{M}{f_c}$$

$$X = \frac{M}{f_c S}$$

M = Momento (lb-in) en el apoyo o en el centro de la viga.

M = Momento (lb-in) en el apoyo o en el centro de la viga.



GANCHOS A 180°



GANCHOS A 90°

S. A. R. H. (Depo de Canales)  
 Construcción de Canales y Estaciones de Bombeo  
 Para el Canal de las Indias

### CONCRETO REFORZADO

CONSTANTES PARA GRUPO ELÁSTICO O ESFUERZOS DE TRABAJO  
Satisfacciónes. A.C.I. - 1963

ff.	ANQUE	ES. DECO. T <sub>0</sub>	f <sub>ct</sub>	f <sub>cr</sub>	A <sub>1</sub>	A <sub>2</sub>	A <sub>3</sub>	A <sub>4</sub>	A <sub>5</sub>	A <sub>6</sub>	A <sub>7</sub>	A <sub>8</sub>	A <sub>9</sub>	A <sub>10</sub>	A <sub>11</sub>	A <sub>12</sub>	A <sub>13</sub>	A <sub>14</sub>	A <sub>15</sub>	A <sub>16</sub>	A <sub>17</sub>	A <sub>18</sub>	A <sub>19</sub>	A <sub>20</sub>	AGREGADO
160	45.00	17,810.00	15.85	0.2328	0.9231	4.7539	0.5368	0.02360	2.98	4.44	12.85														
180	53.00	17,484.36	15.87	0.2620	0.9127	4.5918	0.5635	0.0643	3.45	5.89	18.88														
190	61.50	15,711.75	16.88	0.2807	0.9104	0.5463	0.4480	0.0641	3.28	5.98	18.27														
178	78.00	16,431.36	16.89	0.2811	0.8995	0.5374	0.5182	0.0655	3.88	6.14	17.71														
186	96.00	14,752.87	18.83	0.2978	0.9001	0.5237	0.2978	0.0870	4.18	6.56	16.74														
218	166.00	7,717.83	22.89	0.3630	0.8980	0.5711	0.2287	0.0971	4.27	8.72	16.59														
228	112.50	12,170.08	18.83	0.3217	0.8918	0.5485	0.2486	0.0898	4.82	7.34	19.85														
200	129.00	15,817.87	17.70	0.3419	0.8860	0.5501	0.2291	0.0154	3.06	8.04	18.85														
250	157.30	12,326.54	17.12	0.3588	0.8801	0.5475	0.2005	0.0116	3.46	8.86	17.74														

ff.	ANQUE	ES. DECO. T <sub>0</sub>	f <sub>ct</sub>	f <sub>cr</sub>	A <sub>1</sub>	A <sub>2</sub>	A <sub>3</sub>	A <sub>4</sub>	A <sub>5</sub>	A <sub>6</sub>	A <sub>7</sub>	A <sub>8</sub>	A <sub>9</sub>	A <sub>10</sub>	A <sub>11</sub>	A <sub>12</sub>	A <sub>13</sub>	A <sub>14</sub>	A <sub>15</sub>	A <sub>16</sub>	A <sub>17</sub>	A <sub>18</sub>	A <sub>19</sub>	A <sub>20</sub>	AGREGADO		
																									W	C	
160	45.00	17,810.00	15.85	0.2328	0.9231	4.7539	0.5368	0.02360	2.98	4.44	12.85														W	C	
180	53.00	17,484.36	15.87	0.2620	0.9127	4.5918	0.5635	0.0643	3.45	5.89	18.88															W	C
190	61.50	15,711.75	16.88	0.2807	0.9104	0.5463	0.4480	0.0641	3.28	5.98	18.27															W	C
178	78.00	16,431.36	16.89	0.2811	0.8995	0.5374	0.5182	0.0655	3.88	6.14	17.71															W	C
186	96.00	14,752.87	18.83	0.2978	0.9001	0.5237	0.2978	0.0870	4.18	6.56	16.74															W	C
218	166.00	7,717.83	22.89	0.3630	0.8980	0.5711	0.2287	0.0971	4.27	8.72	16.59															W	C
228	112.50	12,170.08	18.83	0.3217	0.8918	0.5485	0.2486	0.0898	4.82	7.34	19.85															W	C
200	129.00	15,817.87	17.70	0.3419	0.8860	0.5501	0.2291	0.0154	3.06	8.04	18.85															W	C
250	157.30	12,326.54	17.12	0.3588	0.8801	0.5475	0.2005	0.0116	3.46	8.86	17.74															W	C

### FORMULAS Y NOTAS:

W = Litros de agua por metro cúbico de concreto

W = Litros de agua por metro cúbico de concreto

W = Litros de agua por metro cúbico de concreto

W = Litros de agua por metro cúbico de concreto

W = Litros de agua por metro cúbico de concreto

W = Litros de agua por metro cúbico de concreto

W = Litros de agua por metro cúbico de concreto

W = Litros de agua por metro cúbico de concreto



CANCHOS A 90°

S. A. R. H. (Sociedad de Concrete)  
Compañía de Construcción y Mantenimiento  
Frente al Edificio de la Municipalidad



**CONCRETO REFORZADO**  
 CONSTANTES PARA MÓDULO ELÁSTICO O ESFUERZOS DE TRABAJO  
 Especificaciones ACI-318 - 1963

f <sub>c</sub>	f <sub>c</sub> (ksi)	f <sub>c</sub> (MPa)	E <sub>c</sub>	f <sub>t</sub>	β <sub>1</sub>	ψ <sub>t</sub>	f <sub>cy</sub>	f <sub>cy</sub>	f <sub>cy</sub>	f <sub>cy</sub>	f <sub>cy</sub>	f <sub>cy</sub>	f <sub>cy</sub>	f <sub>cy</sub>	f <sub>cy</sub>	f <sub>cy</sub>	f <sub>cy</sub>	f <sub>cy</sub>
100	45.00	31.000 00	13.53	0.2308	0.8731	4.7925	0.4534	0.00743	2.02	4.84	15.25	0.011	0.012	0.013	0.014	0.015	0.016	0.017
140	63.00	43.468 87	11.27	0.2620	0.9127	7.5115	0.3849	0.00415	3.42	3.43	15.88	0.011	0.012	0.013	0.014	0.015	0.016	0.017
150	67.50	46.711 73	10.89	0.2667	0.9108	8.2663	0.3480	0.00475	3.56	3.58	16.23	0.011	0.012	0.013	0.014	0.015	0.016	0.017
175	78.75	54.637 35	10.08	0.2841	0.9095	10.1274	0.3162	0.00559	3.88	3.18	17.55	0.011	0.012	0.013	0.014	0.015	0.016	0.017
200	90.00	63.437 03	9.43	0.2978	0.9091	12.0957	0.2978	0.00670	4.75	4.58	18.74	0.011	0.012	0.013	0.014	0.015	0.016	0.017
210	94.50	65.730 44	9.20	0.3030	0.9110	12.8713	0.2767	0.00718	4.73	4.72	19.20	0.011	0.012	0.013	0.014	0.015	0.016	0.017
250	112.50	78.170 82	8.45	0.3243	0.9085	16.1755	0.2438	0.00923	4.25	4.54	20.90	0.011	0.012	0.013	0.014	0.015	0.016	0.017
320	141.00	98.057 82	7.70	0.3448	0.9160	20.4521	0.2211	0.01134	3.08	8.04	22.55	0.011	0.012	0.013	0.014	0.015	0.016	0.017
350	157.50	109.634 30	7.13	0.3585	0.9252	24.7473	0.2009	0.01404	3.48	8.88	24.78	0.011	0.012	0.013	0.014	0.015	0.016	0.017

Grado de Refuerzo		Grado de Refuerzo		Grado de Refuerzo		Grado de Refuerzo		Grado de Refuerzo		Grado de Refuerzo		Grado de Refuerzo		Grado de Refuerzo		Grado de Refuerzo		Grado de Refuerzo	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20

**FORMULAS Y NOTAS:**

- $f_c = 14.7 \sqrt{f'_{ci}}$   
 Nota (1) - Efecto de mayor contenido de agua en el concreto.  
 $f_t = 12 \sqrt{f'_{ci}}$   
 Nota (2) - Efecto de mayor contenido de agua en el concreto.  
 $\beta_1 = \frac{4}{6} + \frac{2}{3} \frac{f_c}{f'_{ci}}$   
 $\psi_t = \frac{2500}{f'_{ci}}$   
 $f_{cy} = \frac{f_y}{1.5}$   
 $f_{cy} = \frac{f_y}{1.5}$   
 (a)  $25 \sqrt{f_c}$  - Adherencia (Valor del voto superior)  
 (b)  $32 \sqrt{f_c}$  - Adherencia (Valor del voto inferior)



GANCHOS A 180°

GANCHOS A 90°

S. A. R. H. (Instituto de Construcción)

Carretera del Aeropuerto No. 125, Pinar del Río, Cuba

F.M.S. 401.0001.001.001

