



SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRAULICOS
SUBSECRETARIA DE INFRAESTRUCTURA HIDRAULICA
DIRECCION GENERAL DE GRANDE IRRIGACION
SUBDIRECCION DE PROYECTOS
DEPARTAMENTO DE ZONAS DE RIEGO

P R O G R A M A

CUARTO CURSO DE ESPECIALIZACION PARA
INGENIEROS PROYECTISTAS DE ZONAS DE RIEGO

UNIDAD DE ORGANIZACION, METODOS Y PROGRAMACION
OFICINA DE CAPACITACION Y DESARROLLO DE PERSONAL

AGOSTO 81

10. 1. 1950. 10. 1. 1950. 10. 1. 1950.

11. 1. 1950.

12. 1. 1950.

13. 1. 1950.

14. 1. 1950.

15. 1. 1950.

16. 1. 1950.

17. 1. 1950.

18. 1. 1950.

I N D I C E

- I PRESENTACION
- II DIRIGIDO A :
- III OBJETIVOS
- IV CONTENIDO TEMATICO.
- V CALENDARIO
- VI METODOLOGIA
- VII EVALUACION.
- VIII REQUISITOS Y DISPOSICIONES ACADEMICAS
- IX BIBLIOGRAFIA

SECRET

DECLASSIFICATION AUTHORITY DERIVED FROM: E.O. 13526

DATE OF REVIEW: 08/14/2014 BY: 60322 UCBAW

SECRET

SECRET

RELATIONSHIP BETWEEN THE UNITED STATES AND THE UNITED STATES

BY THE UNITED STATES AND THE UNITED STATES AND THE UNITED STATES

AND THE UNITED STATES AND THE UNITED STATES AND THE UNITED STATES

AND THE UNITED STATES AND THE UNITED STATES AND THE UNITED STATES

AND THE UNITED STATES AND THE UNITED STATES AND THE UNITED STATES

AND THE UNITED STATES AND THE UNITED STATES AND THE UNITED STATES

AND THE UNITED STATES AND THE UNITED STATES AND THE UNITED STATES

AND THE UNITED STATES AND THE UNITED STATES AND THE UNITED STATES

AND THE UNITED STATES AND THE UNITED STATES AND THE UNITED STATES

AND THE UNITED STATES AND THE UNITED STATES AND THE UNITED STATES

AND THE UNITED STATES AND THE UNITED STATES AND THE UNITED STATES

SECRET

I PRESENTACION

LA CRECIENTE NECESIDAD QUE TIENE EL PAIS DE PERSONAL ESPECIALIZADO Y CON EL FIN DE PODER CUMPLIR CON EL PROGRAMA DE EJECUCION DE OBRAS DE RIEGO DE LA DIRECCION GENERAL DE GRANDE IRRIGACION Y PARA DISPONER A LA MAYOR BREVEDAD POSIBLE DE TECNICOS CAPACITADOS PARA DESARROLLAR ADECUADAMENTE LOS PROYECTOS RESPECTIVOS EN LAS RESIDENCIAS ESTABLECIDAS EN DIFERENTES ESTADOS DE LA REPUBLICA, SE ORGANIZO EL " CUARTO CURSO DE ESPECIALIZACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS DE ZONAS DE RIEGO " .

EL PROGRAMA CONTEMPLA, ENTRE OTRAS COSAS: OBJETIVOS, TEMARIO, CALENDARIO, METODOLOGIA, EVALUACION, BIBLIOGRAFIA.

II DIRIGIDO A:

INGENIEROS O PASANTES QUE LABORAN EN LAS DIFERENTES RESIDENCIAS DE PROYECTOS DE LA DIRECCION GENERAL DE GRANDE IRRIGACION.

NUMBER OF THE YEAR 1954
THE JOURNAL OF THE
ROYAL SOCIETY OF MEDICINE
VOLUME 47 PART 1
1954
PUBLISHED BY THE SOCIETY
11, BEDFORD SQUARE, LONDON, W.1
AND BY THE AMERICAN BRANCH
535 N. DEARBORN AVENUE, CHICAGO, ILL.
Subscription prices: 10s. 6d. per annum in advance
including postage and insurance. Single copies 6s. 6d.
The American Branch price is \$18.00 per annum in advance
including postage and insurance. Single copies \$3.00.
Orders, which must be accompanied by payment, may be sent to
any bookseller or to the publishers.

1954
1954

III OBJETIVOS GENERALES

- CAPACITAR A TECNICOS PARA LA EJECUCION ADECUADA DE LOS SISTEMAS DE RIEGO QUE REQUIERE EL PAIS.
- FORMAR PERSONAL ESPECIALIZADO PARA EL DESARROLLO TEORICO-PRACTICO DE LOS PROGRAMAS DE ZONAS DE RIEGO DE LA DIRECCION GENERAL DE GRANDE IRRIGACION.

IV CONTENIDO TEMÁTICO

- INTEGRACION
- INDUCCION INSTITUCIONAL
- * ANTECEDENTES HISTORICOS
- * LEY ORGANICA DE LA ADMINISTRACION PUBLICA FEDERAL.
- * ESTRUCTURA ORGANICA DE LA SECRETARIA
- * REGLAMENTO INTERIOR
- * ESTRUCTURA ORGANICA DE LA DIRECCION GENERAL
- * OBJETIVOS
- * POLITICAS
- * FUNCIONES
- HIDRAULICA
- * HIDROSTATICA
- * ECUACIONES FUNDAMENTALES DE LA HIDRAULICA
- * RESISTENCIA AL FLUJO EN CONDUCTOS A PRESION
- * ASPECTOS GENERALES SOBRE EL FLUJO PERMANENTE EN CANALES
- * FLUJO UNIFORME
- * CLASIFICACION DEL REGIMEN DE UN CANAL
- * FLUJO GRADUALMENTE VARIADO
- * FLUJO RAPIDAMENTE VARIADO

- * FLUJO EN CANALES NO PRISMATICOS
- * DISEÑO HIDRAULICO DE LAS ESTRUCTURAS DE:
DISTRIBUCION
PROTECCION
CAUCE
- * PRESAS DE DERIVACION
- MECANICA DE SUELOS Y LABORATORIO DE
MATERIALES
- A SUELOS
- * LOS SUELOS COMO APOYO DE LAS OBRAS
- * INFORMACION QUE DEBE TOMARSE EN CUENTA
PARA EL PROYECTO
- * EMPUJE DE TIERRAS
- * LOS SUELOS COMO MATERIALES DE CONSTRUCCION

B REVESTIMIENTO DE CANALES

- * TIPOS DE REVESTIMIENTO
- * CONCRETO HIDRAULICO PARA REVESTIMIENTO DE
CANALES
- * FACTORES QUE AFECTAN EL PROYECTO

C ESTRUCTURAS DE CONCRETO

* MATERIALES MANUFACTURADOS

D PRESAS DERIVADORAS

E CAMINO Y AEROPISTAS

F EL CONTROL DE CALIDAD

- PLANEACION DE ZONAS DE RIEGO

A RELACION SUELO-PLANTA-AGUA

B METODOS DE RIEGO Y CALCULOS DE COEFICIENTE UNITARIOS

C PLANIFICACION DE UNA ZONA DE RIEGO

D DISEÑO FISICO-HIDRAULICO DE LOS SISTEMAS DE CONDUCCION Y DISTRIBUCION DE UNA ZONA DE RIEGO

- DISEÑO ESTRUCTURAL

* ESTRUCTURA REPRESA-PUENTE-CAIDA

* MUROS DE SOSTENIMIENTO

* PLANTA DE BOMBEO

* ALCANTARILLAS Y SIFONES

* PUENTES

* CONCRETO PREESFORZADO

* ADAPTACIONES DE OTROS PROYECTOS

- INTEGRACION DE DATOS PARA CONCURSOS DE OBRA
 - A. EQUIPO PARA CONSTRUCCION
 - B. PROGRAMACION DE OBRAS
 - C. ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS Y ELABORACION DE PRESUPUESTOS
 - D. DOCUMENTACION PARA CONCURSO Y TRAMITES CORRESPONDIENTES
 - * DOCUMENTACION TECNICA
 - E. ORGANIZACION DE RESIDENCIAS DE PROYECTOS
- DRENAJE EN ZONAS DE RIEGO
 - A. HIDROLOGIA
 - * CICLO HIDROLOGICO
 - * PRINCIPALES CARACTERISTICAS DE UNA CUENCA
 - B. CONCEPTOS BASICOS DE DRENAJE EN ZONAS DE RIEGO

* IMPORTANCIA Y BENEFICIOS DEL DRENAJE EN LA AGRICULTURA .

* DRENAJE EN ZONAS ARIDAS Y TROPICALES

C. DISEÑO DE SISTEMAS DE DRENES EN ZONAS DE RIEGO

D. EJEMPLOS PRACTICOS

V CALENDARIO

FECHA	TEMAS	TIEMPO	INSTRUCTOR
17-VIII-81	INAUGURACION	30 MIN.	AUTORIDADES
	PRESENTACION	30 MIN.	LIC. PABLO ARENAS E.
	INTEGRACION	5 HRS.	LIC. PABLO ARENAS E.
	INDUCCION INSTITUCIONAL	2 HRS.	LIC. ARACELY BRAVO ING. J. HUMBERTO BER LANGA OCHOA
18-VIII-AL 07-IX-81	HIDRAULICA	90 HRS.	ING. MARIO CARVAJAL ING. JAIME CAMARGO
08-IX-AL 25-IX-81	MECANICA DE SUELOS Y LABORATORIO DE MATE- RIALES	78 HRS.	ING. EZEQUIEL SAAVE DRA ING. CARLOS VELAZ- QUEZ
28-IX-AL 19-X-81	PLANEACION DE ZONAS DE RIEGO	90 HRS.	ING. OSCAR R. PLAI- SANT. ING. RODOLFO A. OR TEGA A.
20-X-AL 06-XI-81	DRENAJE EN ZONAS DE RIEGO	78 HRS.	ING. FERNANDO LOZA NO M. ING. HECTOR GOMEZ
09-XI-AL 26-XI-81	DISEÑO ESTRUCTURAL	78 HRS.	ING. FILIBERTO CAM POS

FECHA	TEMAS	TIEMPO	INSTRUCTOR
			ING. ALEJANDRO HURTADO
27-XI-AL 11-XII-81	INTEGRACION DE DATOS PARA CONCURSOS DE OBRA	66 HRS.	ING. JESUS GUZMAN R. ING. FRANCISCO GUERRA
12-XII-AL 18-XII-81	VIAJE DE PRACTICAS	40 HRS.	

VI METODOLOGIA

EN LA CONDUCCION DE LOS TEMAS Y DESARROLLO DE LAS ACTIVIDADES PROGRAMADAS QUE CONTIENE EL TEMARIO, SE HARA USO DE TECNICAS INSTRUCCIONALES O DIDACTICAS -- QUE FACILITARAN EL ANALISIS Y DISCUSION DE LOS CONTENIDOS.

LOS INSTRUCTORES EXPONDRAN SUS TEMAS DENTRO DEL AULA APOYANDOSE EN LAS EXPOSICIONES VERBALES, APUNTES Y BIBLIOGRAFIA QUE ENTREGARAN A LOS PARTICIPANTES ANTES Y DURANTE EL DESARROLLO DE LOS TEMAS. TAMBIÉN UTILIZARAN ACETATOS, LAMINAS, PELICULAS, ETC, PARA REAFIRMAR EL APRENDIZAJE DE LOS PARTICIPANTES.

SE HARAN PRACTICAS DE LABORATORIO; DONDE SE ANALIZARAN LAS MUESTRAS. ASI MISMO SE HARAN PRACTICAS DE CAMPO.



VII EVALUACION

CON EL OBJETO DE COMPROBAR, SI LOS ESFUERZOS Y RECURSOS DESTINADOS A LA CAPACITACION SON APROVECHADOS EFICAZMENTE, LOS INSTRUCTORES ESTARAN CONSTANTEMENTE EVALUANDO. TAMBIEN SE HARA UNA EVALUACION DE LOS ASPECTOS QUE INTERVIENEN DIRECTA O INDIRECTAMENTE EN EL PROGRAMA.

ALGUNOS DE LOS ASPECTOS A EVALUAR SERAN LOS SIGUIENTES:

- BASES TEORICAS DE HIDRAULICA
- MECANICA DE LOS SUELOS
- PLANEACION DE ZONAS DE RIEGO
- DRENAJE EN ZONAS DE RIEGO
- DISEÑO ESTRUCTURAL

- INTEGRACION DE DATOS PARA CONCURSOS DE OBRAS
ASI COMO TAMBIEN SE EVALUARAN LAS ACTITUDES DE LOS PARTICIPANTES, POR MEDIO DE LA INTEGRACION GRUPAL.

LA EVALUACION SERA EFECTUADA POR LOS INSTRUCTORES COORDINADORES RESPONSABLES DEL CURSO Y POR LOS MISMOS CAPACITANDOS.

VIII REQUISITOS Y DISPOSICIONES ACADEMICAS

- SER PROFESIONAL, TECNICO O PASANTE
- TENER UN AÑO DE ANTIGUEDAD EN LA SECRETARIA
- COMPROMISO CONVENIO-BECA
- FIRMAR PAGARES DE CONVENIO-BECA
- TENER CONOCIMIENTOS TEORICOS-PRACTICOS DE OBRAS DE RIEGO
- EL CURSO SE CONTEMPLARA PARA EL SISTEMA ESCALAFONARIO DE LA S.A.R.H.
- PARA QUE LOS PARTICIPANTES PUEDAN TENER DERECHO A LA CARTA CONSTANCIA O DIPLOMA DEBERA CUBRIR UN 90% DE ASISTENCIA EN LAS ACTIVIDADES PROGRAMADAS Y EL 90% DE LAS EVALUACIONES QUE SE APLIQUEN

IX BIBLIOGRAFIA

TITULO	AUTOR
- HIDRAULICA GENERAL	GILBERTO SOTELO AVILA
- HIDRAULICA GENERAL	FRANCISCO J. DOMINGUEZ S.
- HIDRAULICA GENERAL	JORGE E. RUSELL
- OPEN CHANNEL HYDRAULICS	VEN T. CHOW
- MECANICA DE SUELOS (3 TOMOS)	JUAREZ BADILLO-RICO RODRIGUEZ
- LOS DISTRITOS DE RIEGO	ENRIQUE ESPINOZA VICENTE
- EL RIEGO	JOSEPH D. ZIMMERMAN
- HIDROLOGIA	ROLANDO SPRINGALL GALINDO
- HIDROLOGIA	CH. O. WISLER- E. F. BRATER
- ESCURRIMIENTO EN CUENCAS GRANDES	ROLANDO SPRINGALL GALINDO
- DRENAJE EN CUENCAS PEQUEÑAS	ROLANDO SPRINGALL GALINDO
- APPLIED HYDROLOGY	R. K. LINSLEY, M.A KOHLER S.L. PAULHUS
- ESPECIFICACIONES DE PUENTES PARA CAMINO	S.A.H.O.P. 1964
- ANALISIS ESTADISTICO Y PROBABILISTICO DE DATOS HIDROLOGICOS	ROLANDO SPRINGALL GALINDO
- CONCRETO PREFORZADO	T.Y. LIN

TITULO

AUTOR

- ASPECTOS FUNDAMENTALES
DEL CONCRETO REFORZADO

OSCAR M. GONZALEZ C.-
FRANCISCO ROBLES F.V.-
JUAN CASTILLAS-ROGER
DIAZ DE COSSIO

- DISEÑO DE PRESAS PEQUEÑAS
- METODOS, PLANTEAMIENTO Y
EQUIPOS DE CONSTRUCCION

BUREAU INTERIOR U.S.A.
R.L. PEURIFOY



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

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

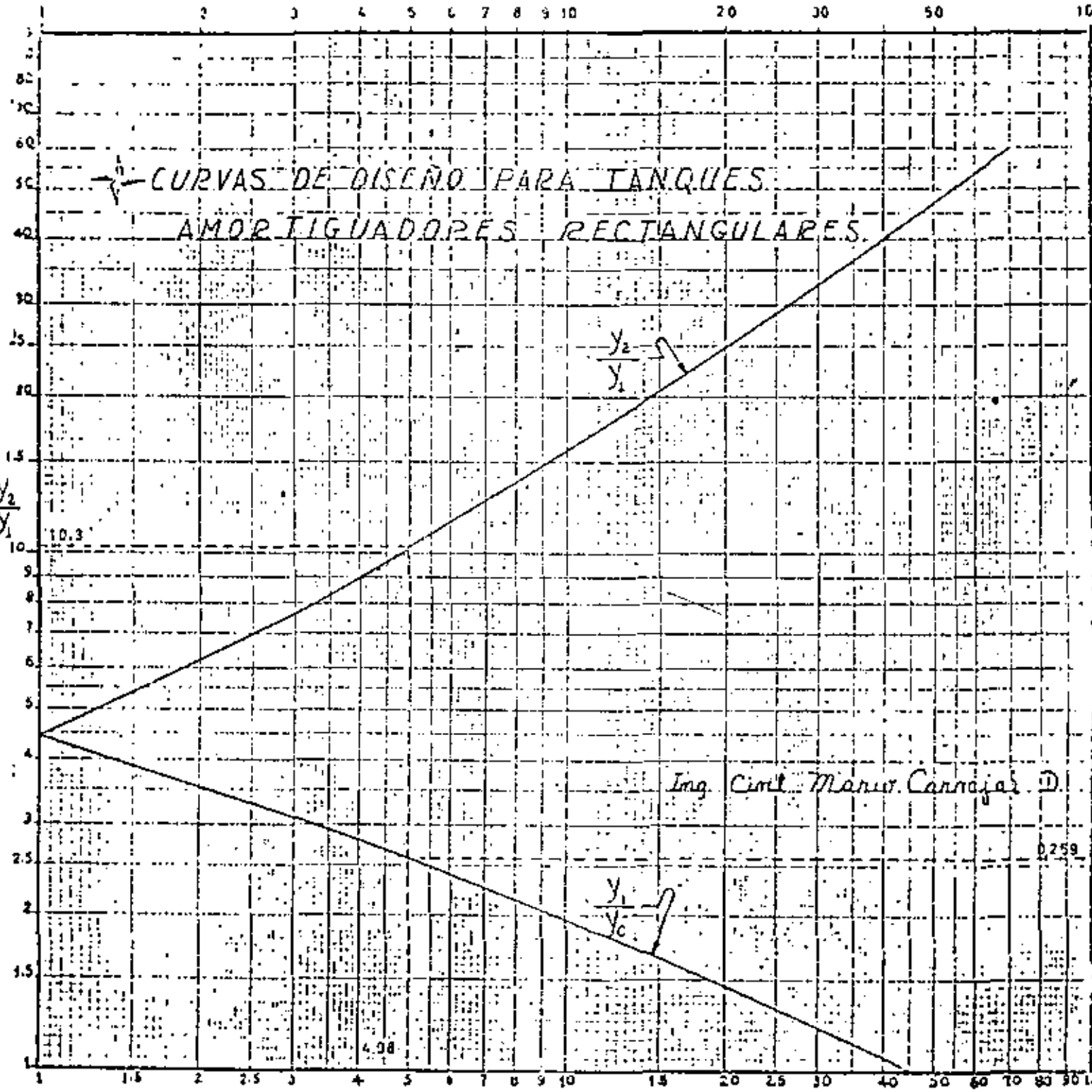
MATERIA: HIDRAULICA

PROF: ING. MARIO CARVAJAL DIAZ.

AGOSTO, 1981.

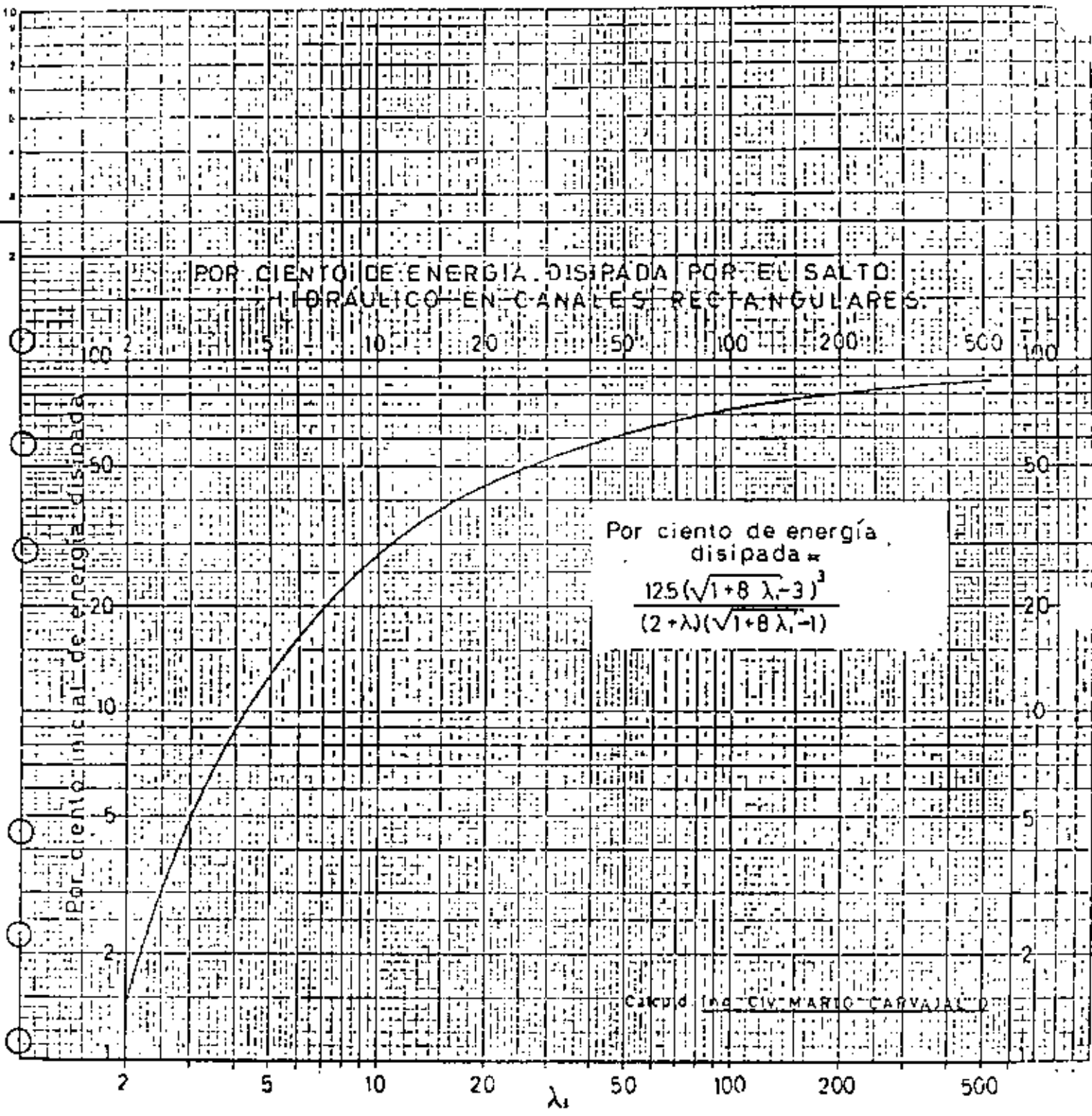
Palacio de Minería Calle de Tacuba 5 primer piso México 1, D. F. Tel: 521-40-20 Apdo. Postal M-2285



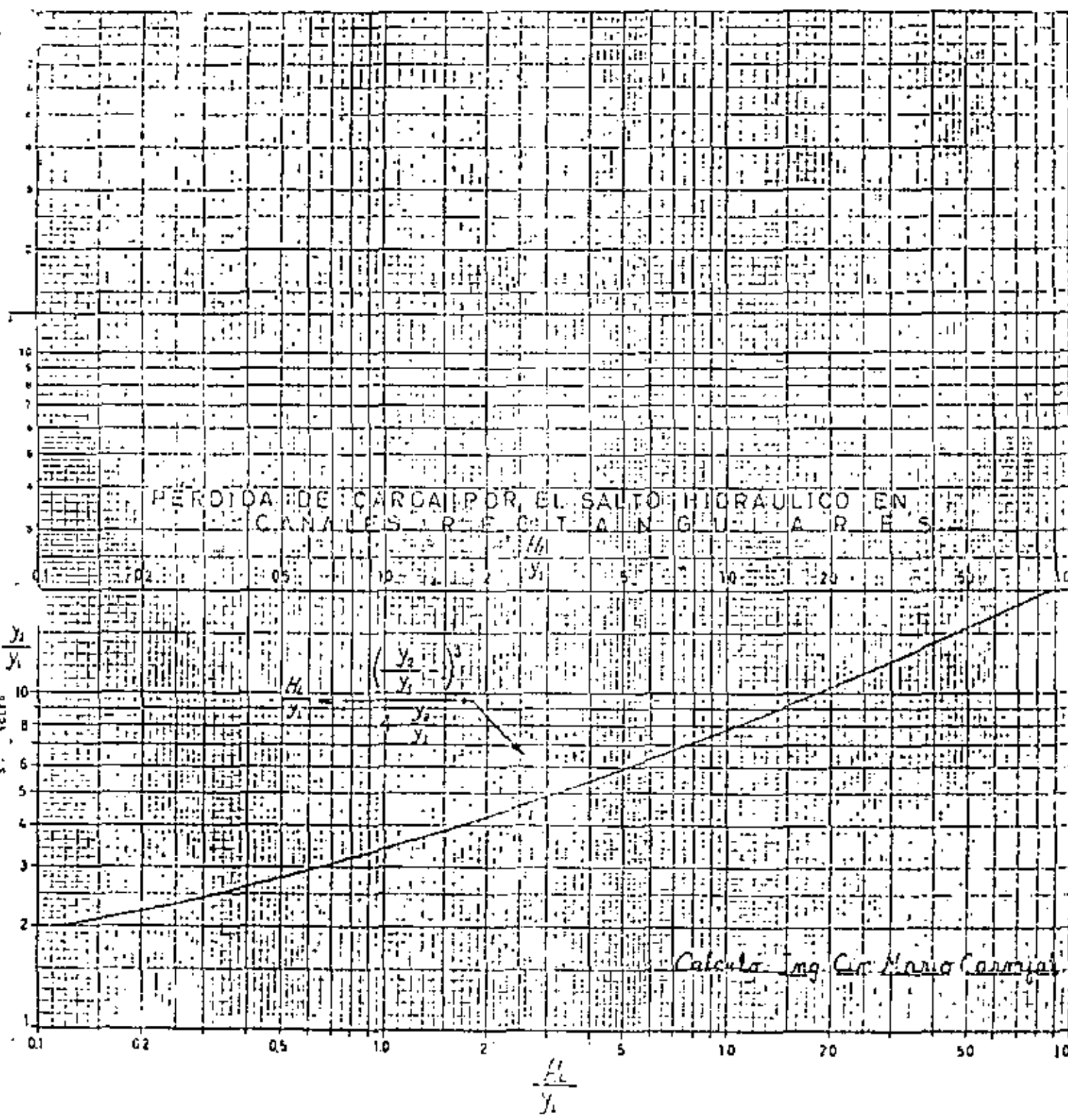


EDWARD A. FLEEVATOR #1

POR CIENTO DE ENERGÍA DISIPADA POR EL SALTO:
HIDRÁULICO EN CANALES RECTANGULARES.

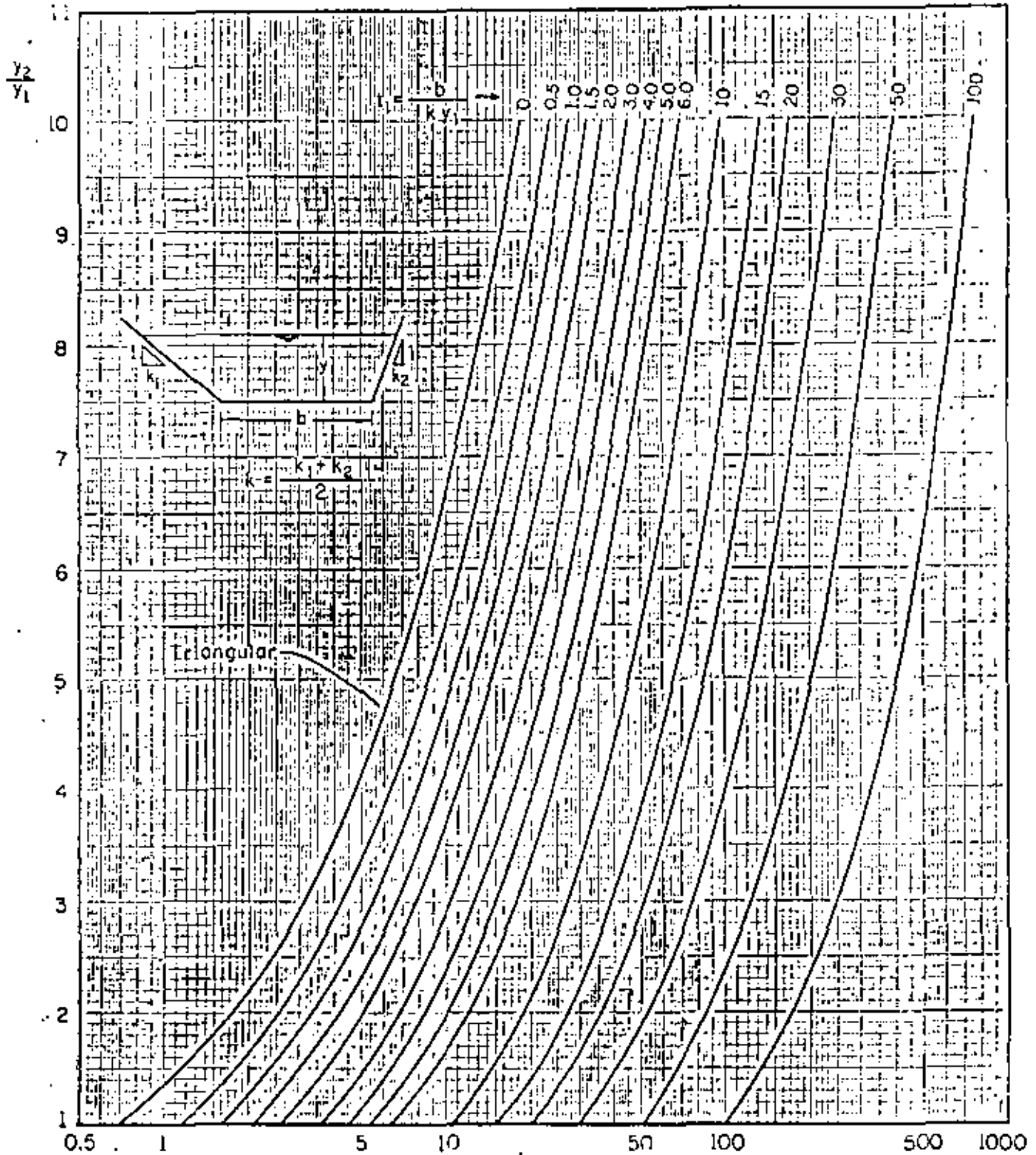


PERIODO DE CARCA POR EL SALTO HIDRAULICO EN
 CANALES RECTANGULARES



Calcula Ing. C. Mario Carrizosa

UNIVERSIDAD NACIONAL DE LA PLATA
 FACULTAD DE INGENIERIA
 CATEDRA DE HIDRAULICA



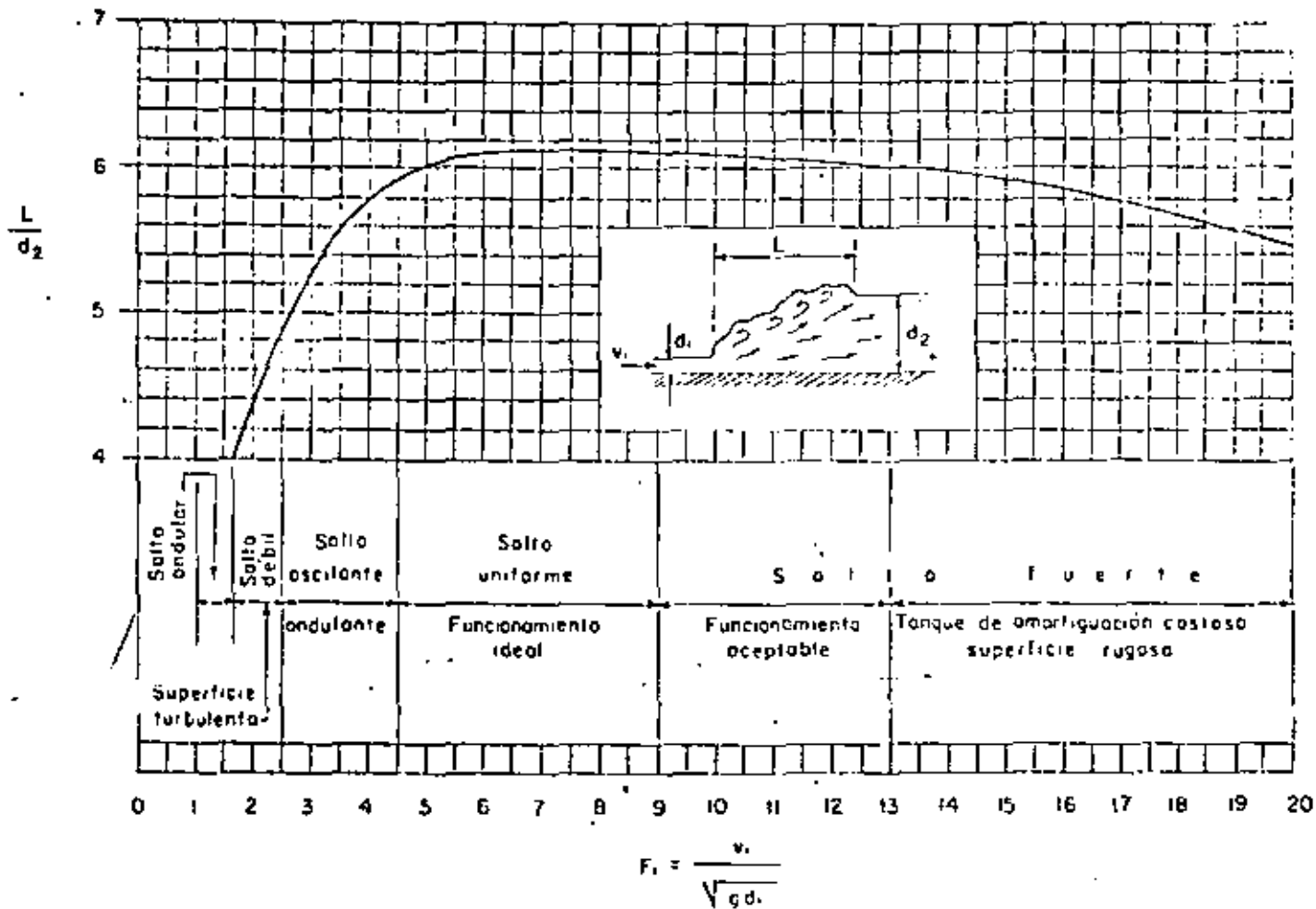
$$F_{1M} = \frac{Q}{g^{1/2} k^{5/2} y_1}$$

$$F_{1M} = (1 + 1) F_1$$

CANALES DE SECCION TRAPEZIAL (TRIANGULAR INCLUIDA)

Fig 11 Gráfica para la determinación del tirante subcrítico,
conocido el régimen supercrítico

Macardí



LONGITUD DE TANQUES DE AMORTIGUACION EN FUNCION DE d_2
 (SEGUN VEN TE CHOW)

Macardi

CURVAS PARA DETERMINAR EL TIRANTE CRITICO

Values of $Z/b^{2.5}$ for trapezoidal sections (Valores de $Z/b^{2.5}$ para secciones trapezoidales)

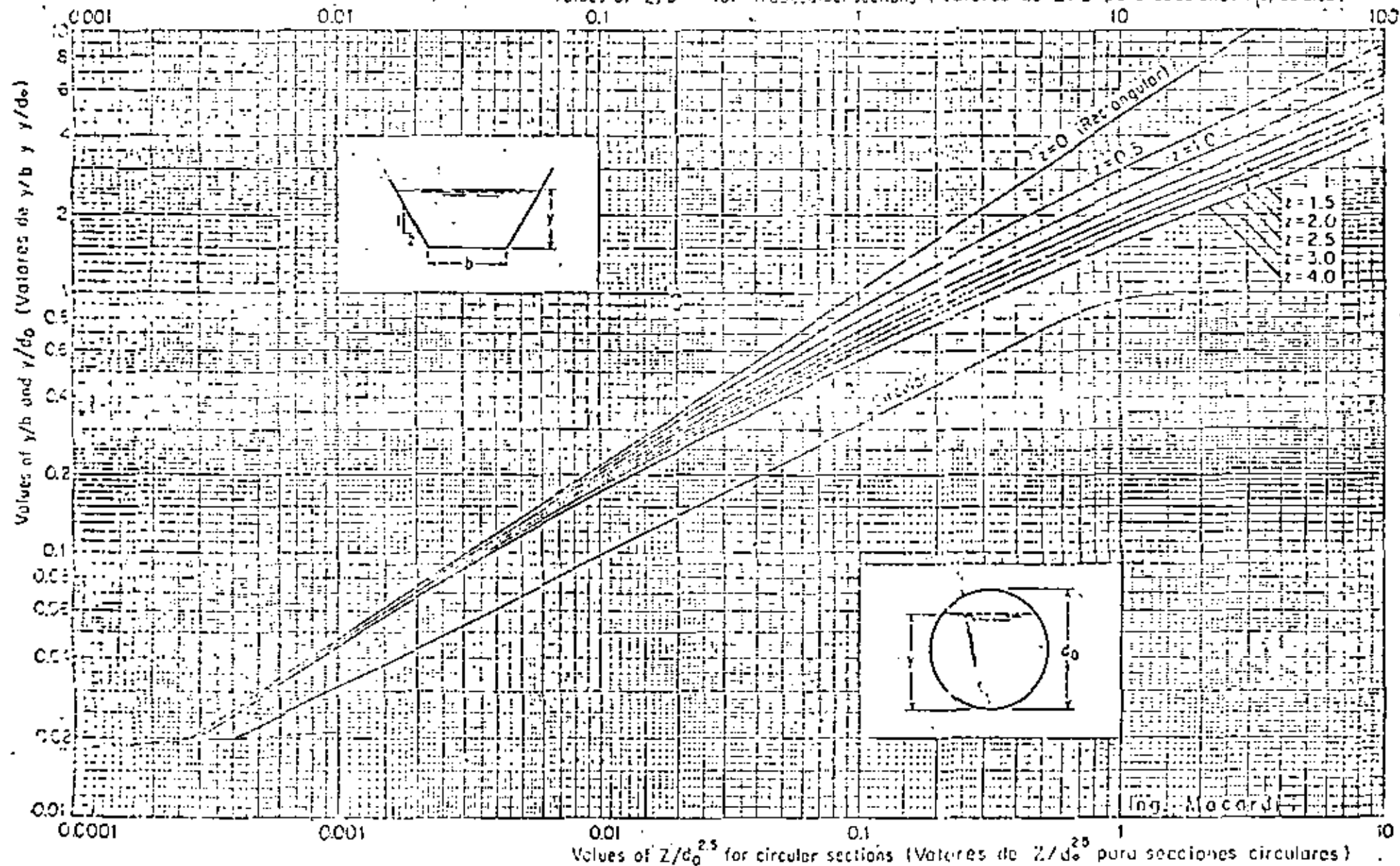


Fig. 1-1. Curves for determining the critical depth.

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

$$V_1 = 1.59714 \times 0.819364 = 1.309 \text{ m/seg}$$

$$V_2 = \frac{6.11}{4.66485} = 1.309 \text{ m/seg}$$

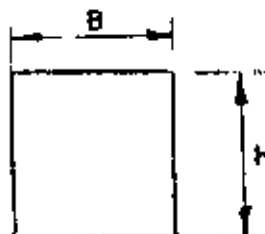
$$V_1 = V_2 \text{ (tirante supuesto es el correcto)}$$

$$h_v = \frac{V^2}{2g} = \frac{1.309^2}{2 \times 9.81} = 0.087 \text{ m}$$

Diseño de la sección del conducto.

Proponiendo una sección rectangular ésta debe de cumplir la siguiente relación:

$$\frac{h}{H} = 1.25$$



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

$$n = 0.014$$

$$A = 2.15 \times 1.75 - \left(\frac{0.15 \times 0.15}{2}\right) 4 = 3.7175 \text{ m}^2$$

$$p = (1.75 - 0.30)^2 + (2.15 - 0.30)^2 + 4 \sqrt{0.15^2 + 0.15^2} = 7.448528 \text{ m}$$

$$r = \frac{3.7175}{7.448528} = 0.499091 \text{ m}$$

$$r^{2/3} = 0.629198$$

$$V = \frac{6.11}{3.7175} = 1.644 \text{ m/seg}$$

lio de secciones de la transición sea brusco y con el cual se reduce ligeramente el costo de los muros. 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.

$$T = b + 2 \text{ md} = 1.35 + 2 \times 1.37 \times 1.5 = 5.46 \text{ m}$$

$$t = 1.75 \text{ m}$$

$$L = \left[\frac{5.46 - 1.75}{2} \right] \frac{2.414}{1} = 4.48 \text{ m}$$

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 presentan en el sifón.

Así pues, las pérdidas de carga que se tienen son:

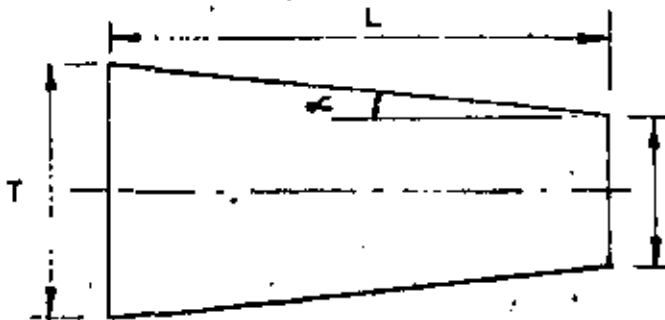
$$h_v = \frac{1.644^2}{19.62} = 0.138 \text{ m}$$

$$h_f = \left(\frac{V_n}{2.7}\right)^2 h_f = \left(\frac{1.644 \times 0.014}{0.629198}\right)^2 h_f = 0.001338 L$$

Longitud de transición.

Las transiciones tienen su justificación cuando el canal en su localización tenga que intercalársela 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 deba 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 r.

h_v = Diferencia de cargas de velocidad entre los puntos 1 y 2

$$z_1 = 1980.72 - 1978.83 = 1.89 \text{ m}$$

$$d_1 = 1.37 \text{ m}$$

$$h_{v1} = 0.087 \text{ m}$$

$$d_2 + h_{v2} - h_{t_s} = 1.89 + 1.37 + 0.087$$

$$d_2 + h_{v2} - h_{t_s} = 3.347 \text{ m} \dots\dots\dots (I)$$

Suponiendo $d_2 = 3.296 \text{ m}$

$$A_2 = 1.75 \times 3.296 = 5.768 \text{ m}^2$$

$$v_2 = \frac{6.11}{5.768} = 1.059 \text{ m/seg}$$

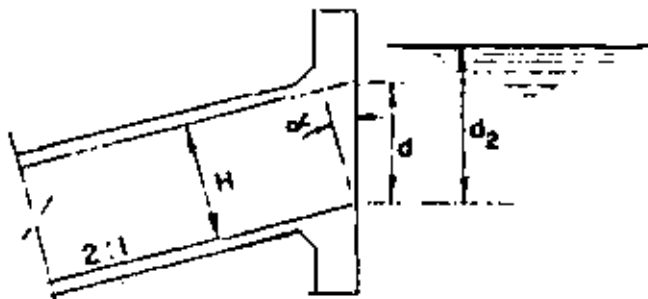
$$h_{v2} = \frac{1.059^2}{19.62} = 0.057$$

$$h_{t_s} = 0.2 (0.087 - 0.057) = 0.006 \text{ m}$$

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

$$d_3 + h_{v3} + \frac{P_3}{\gamma} = d_2 + h_{v2} + h_s \dots\dots\dots (II)$$

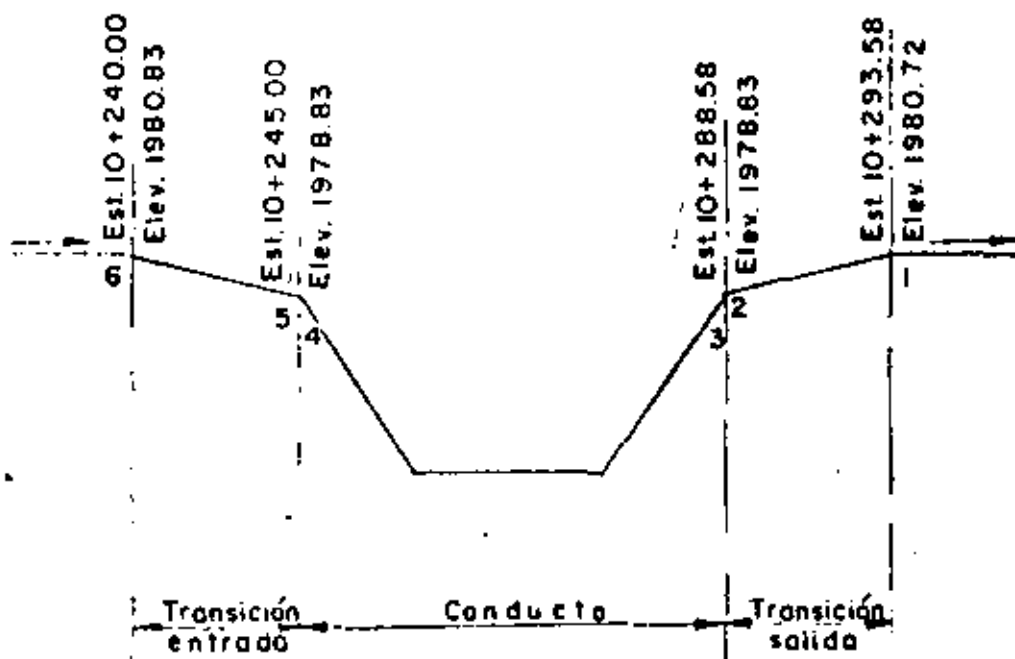
$$h_s = \text{pérdida de carga por salida} = 0.2 \Delta h_v$$

d_3 = altura interior del conducto

h_{v3} = carga de velocidad en el conducto

$\frac{P_3}{\gamma}$ = presión 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

$$d_2 + hv_2 = Z_1 + d_1 + hv_1 + h_{t_s}$$

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

h_{t_s} = pérdida de carga por transición exterior de salida

$$h_{t_s} = 0.2 \Delta hv$$

$$d_3 = 2.15 \text{ m} \quad d_2 = 3.296 \text{ m}$$

$$hv_3 = 0.138 \text{ m} \quad hv_2 = 0.057 \text{ m}$$

$$h_0 = 0.2 (0.138 - 0.057) = 0.016 \text{ m}$$

Sustituyendo en II

$$2.15 + 0.138 + \frac{P_3}{\rho} = 3.296 + 0.057 + 0.016$$

$$\frac{P_3}{\rho} = 1.081 \text{ m}$$

Bernoulli entre 3 y 4

$$z_4 + d_4 + hv_4 + \frac{P_4}{\rho} = z_3 + d_3 + hv_3 + \frac{P_3}{\rho} + h_f + h_c$$

$$z_4 = \text{desnivel entre los puntos 3 y 4} = 0$$

$$d_4 = d_3$$

$$hv_4 = hv_3$$

$$\frac{P_4}{\rho} = \frac{P_3}{\rho} + h_f + h_c \quad (\text{III})$$

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 Hinds).

$$\Delta = \text{Angulo de la deflexión} = 26^\circ 34' = 26.57^\circ$$

$$hv_c = \text{Carga de velocidad en el conducto} = 0.138 \text{ m}$$

$$h_c = 2 \times 0.25 \sqrt{\frac{26.57^\circ}{90^\circ}} (0.138) = 0.037 \text{ m}$$

$$\frac{P_3}{\rho} = 1.001 \text{ m}$$

Sustituyendo en (III)

$$\frac{P_4}{\rho} = 1.081 + 0.064 + 0.037 = 1.182 \text{ m}$$

Bernoulli entre 4 y 5

$$d_5 + hv_5 = d_4 + hv_4 + \frac{P_4}{\rho} + h_e$$

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 = $0.1 \Delta v$

$$d_4 = 2.15 \text{ m}$$

$$hv_4 = 0.138 \text{ m}$$

$$\frac{P_4}{\rho} = 1.182 \text{ m}$$

$$d_5 + hv_5 - h_e = 2.15 + 0.138 + 1.182$$

$$d_5 + hv_5 - h_e = 3.47 \text{ m}$$

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

$$z_5 = \text{ desnivel entre los puntos 5 y 6} = 1980.83 - 1978.83 = 2.00 \text{ m}$$

$ht_c =$ 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
	Σh	<u>0.135 m</u>

Bernoulli entre 1 y 6

$$Z_6 + d_6 + hv_6 = d_1 + hv_1 + \Sigma h$$

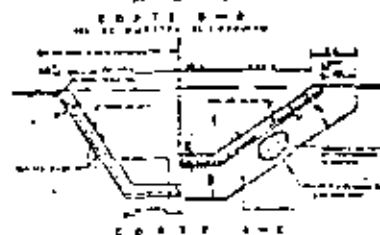
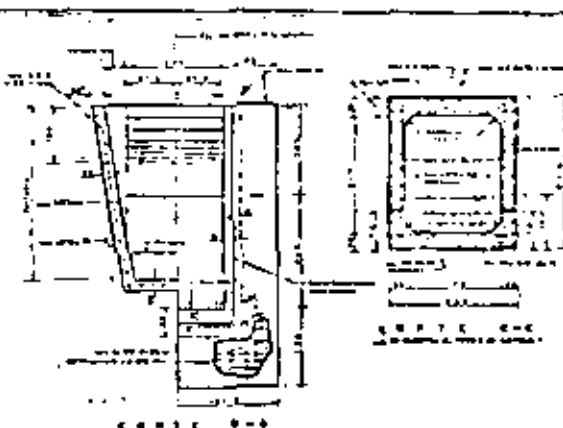
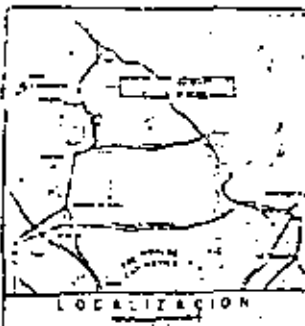
$$Z_6 = 1980.83 - 1980.72 = 0.11 \text{ m}$$

$$0.11 + 1.40 + 0.082 = 1.37 + 0.087 + 0.135$$

Carga disponible = 0.110 m

Suma de pérdidas = 0.135 m

Hay un resaca de 2.5 cm aguas arriba del conducto.



DETALLE DE LAS JUNTAS

TIPO DE MATERIALES

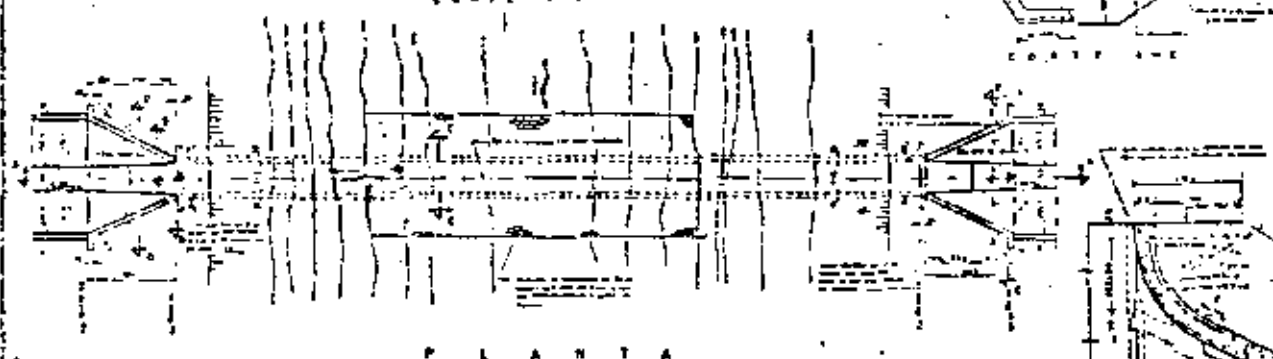
Material	Cantidad	Unidad

CANTIDADES ESTIMADAS

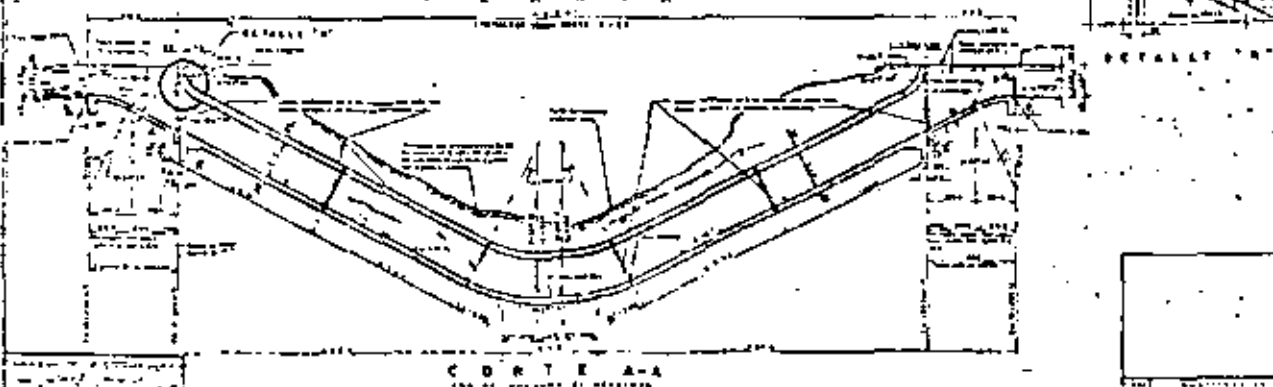
Item	Cantidad	Unidad

PROMEDIOS DE CUBRA

Item	Cantidad	Unidad



DETALLE 1/2"



NOTAS

1. Este plano muestra el proyecto de canalización de la zona de...
 2. Las dimensiones y cantidades son estimadas...
 3. Se debe considerar el tipo de terreno...
 4. El plano debe ser aprobado por el...
 5. El plano debe ser aprobado por el...

ESTE PLANO ANEXAL IDEO-A-74

SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS
 SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS

CANAL Y OBRAS DE OBRAS PUBLICAS

SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS

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 pueda 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^2 y a la diferencia de las cargas de velocidad producidas en las dos secciones extremas de la transición.

$$h_t = K_t \left(\frac{v_1^2}{2g} - \frac{v_2^2}{2g} \right) \dots\dots\dots(A)$$

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 misma.
 g = Aceleración de la gravedad (9.8 m/seg²)

En transiciones alabeadas $K_t = 0.1$

En Transiciones con aristas vivas $K_t = 0.2$

II.- PERDIDA POR ENTRADA AL CONDUCTO.

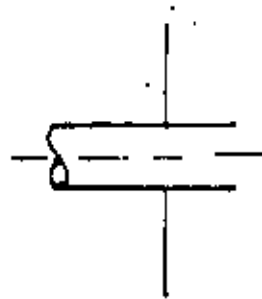
Esta pérdida de carga es tanto menor cuanto menos dificultad (menor cambio de dirección) tengan los filetes al penetrar al conducto y además es proporcional a la carga de velocidad del conducto. Está dada por la fórmula:

$$h_{ec} = K_e \frac{v_c^2}{2g} \dots\dots\dots(B)$$

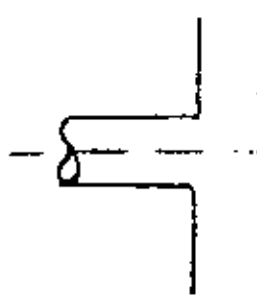
donde: K_e = Coeficiente que depende del grado de abocinamiento de la entrada.

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



$$K_B = 0.75$$



$$K_B = 0.50$$



$$K_B = 0.25$$



$$K_B = 0.0$$

III.- PÉRDIDA POR TRANSICIÓN INTERIOR DE ENTRADA.

La pérdida de carga por transición interior de entrada es la debida al cambio de una sección ^{rectangular a una sección} circular o herradura, efectuando dicho cambio de sección en forma gradual para tratar de lograr la menor pérdida de carga posible.

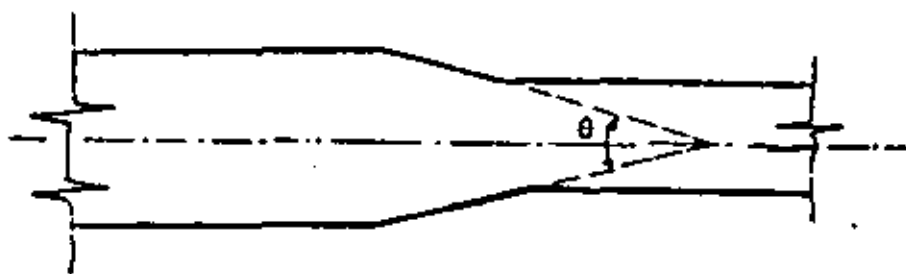
La fórmula usada es la siguiente:

$$h_{t10} = K_T \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots (C)$$

donde:

V = Velocidad de la sección mayor.

K_T = Coeficiente que depende del ángulo de reducción, dado por la siguiente tabla:



θ°	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:

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

$$h_f = \left(\frac{n \cdot V_o}{R^{2/3}} \right)^2 L \dots\dots\dots (D)$$

- Donde: V_o = 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-

$$h_f = \left(\frac{4.427}{8.86 \log.d + N} \right)^2 \cdot \frac{L}{d} \cdot \frac{v^2}{2g}$$

-Darcy-Weisbach-

$$h_f = f \cdot \frac{L}{d} \cdot \frac{v^2}{2g}$$

-Hazen-Williams-

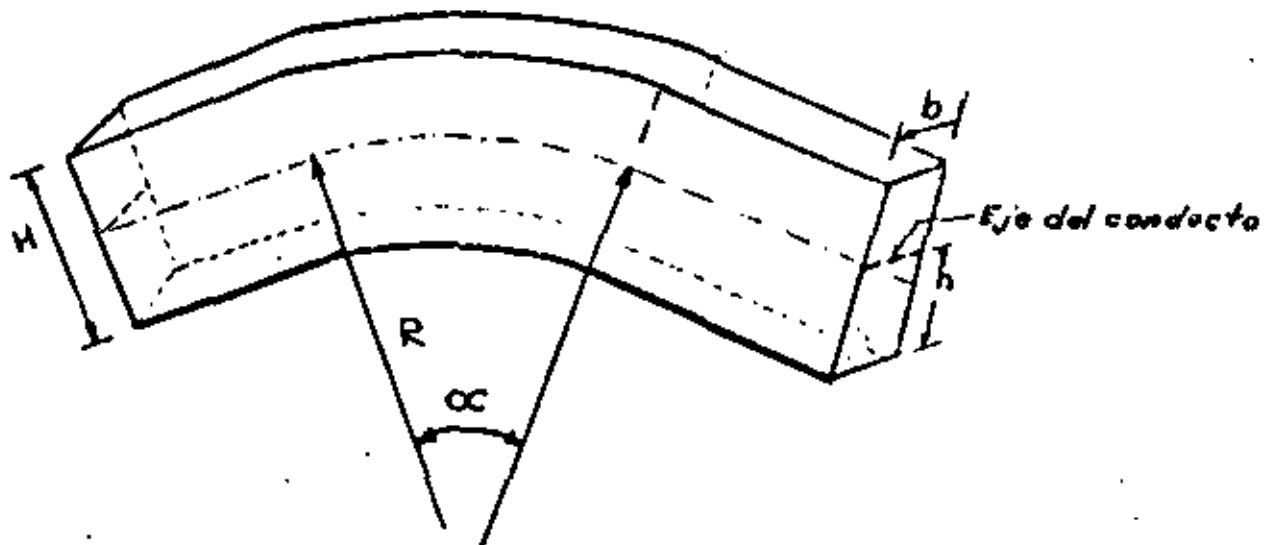
$$h_f = \frac{L \cdot Q^{1.851}}{(0.2785 C)^{1.851} d^{4.868}}$$

778-

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 Weishbach para conducto rectangular.

$$h_o = \sum \frac{\alpha}{90} \frac{v^2}{2g} = K_c \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots (E)$$

Valor de $\sum = 0.124 + 3.098 (h/R)^{3.5}$



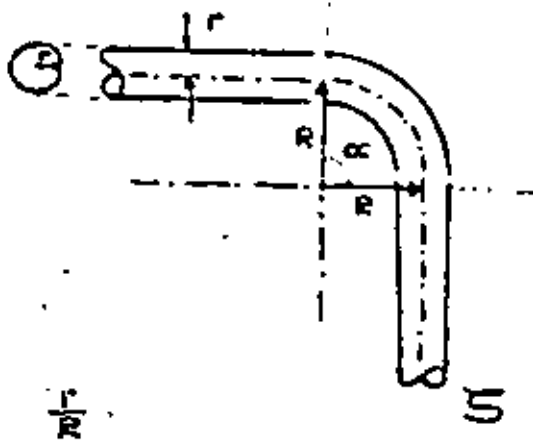
Para conducto circular la fórmula de Weishbach es la siguiente:

$$h_o = \sum \frac{\alpha}{90} \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots (E - 1)$$

$$\sum = 0.131 + 1.847 \left(\frac{r}{R} \right)^{7/2}$$

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



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.

$$h_{t1s} = \left(\frac{a_2}{a_1} - 1 \right)^2 K_w \frac{v_2^2}{2g} \dots\dots\dots (P)$$

- 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.

Valores de w°	de 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 recipinete 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.

$$h_s = \frac{v_s^2}{2g}$$

Siendo v_s la velocidad en la sección inmediatamente anterior a la salida, y si la descarga se hace a un canal, la pérdida se valda 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 del 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/seg²)

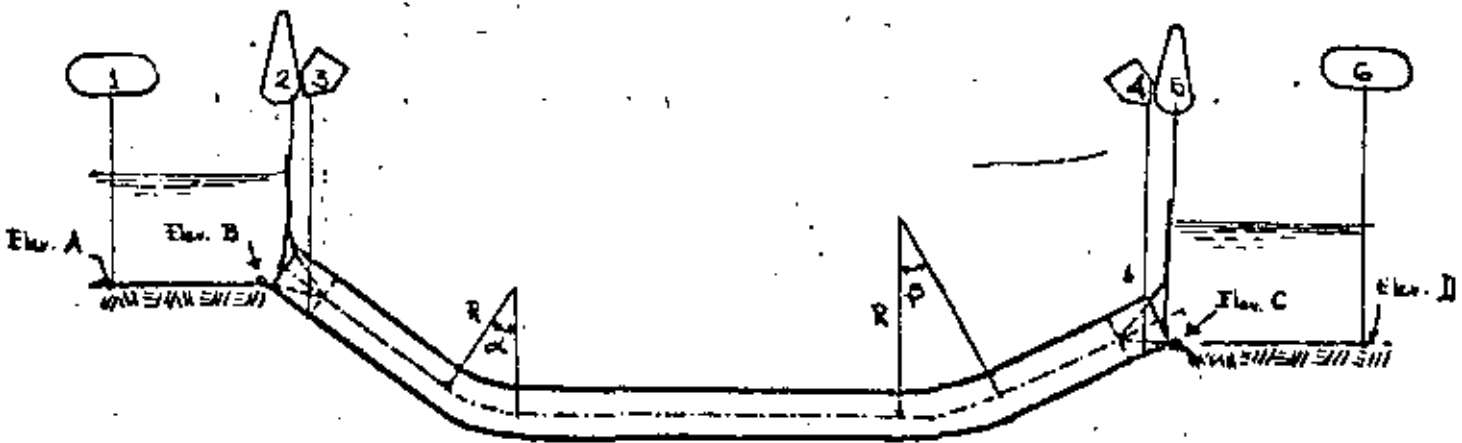
Valores de K_t

Para transición alabeada	0.2
Transición con aristas vivas	0.3

DETERMINACION DE LAS ELEVACIONES DE LAS DISTINTAS SECCIONES DEL SIFON

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:



Handwritten signature

De la observación de la anterior figura y por la ecuación de Bernoulli:

Para las secciones 5 y 6:

$$d_5 + h_{v_5} = \frac{(Z_6 - Z_5)}{S_1} + d_6 + h_{v_6} + \underbrace{0.3(h_{v_5} - h_{v_6})}_{h_{t_{ee}}}$$

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

$$d_3 + h_{v_3} + \frac{(Z_3 - Z_4)}{S_1} + \frac{P_3}{W} = d_4 + h_{v_4} + h_f + h_c + \frac{P_4}{W}$$

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

$$d_1 + h_{v_1} + (Z_1 - Z_2) = d_2 + h_{v_2} + \underbrace{0.2(h_{v_2} - h_{v_1})}_{h_{t_{ee}}}$$

Para comprobación se puede aplicar entre la transición 1 a 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 obstruya el paso del agua; también que no ocasione grandes pérdidas de caudal 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 plantilla — del conducto para lo cual se dejará un ahogamiento que aminore la posible reducción de la capacidad del conducto, motivada por la introducción de aire.

Se seguirán en este caso, las especificaciones del libro: "OPEN CHANNEL HYDRAULICS" que indican: El valor recomendado del ahogamiento en la entrada se encuentra entre un mínimo de $1.1 \Delta h_v$ y un máximo de 18 pulgs. (46 cm.) o $1.5 \Delta h_v$ eligiéndose el mayor para este segundo caso. Para la salida se deja un ahogamiento igual a Δh_v .

Δh_v = Diferencia de cargas de velocidad entre el conducto y el canal.

LONGITUD DE LAS TRANSICIONES.

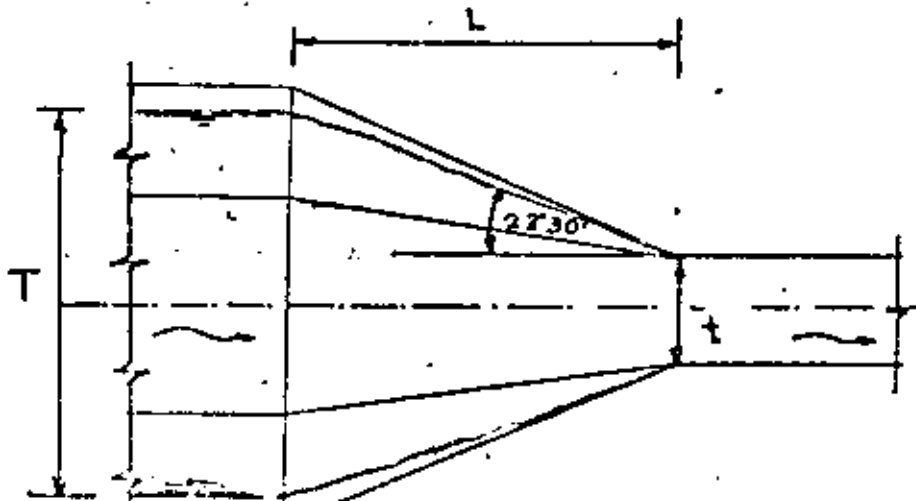
Una regla adoptada por la oficina de tierras y aguas de los Estados Unidos consiste en hacer la longitud de la estructura de transición, en la sección longitudinal de ésta; de tal magnitud que la recta que une los extremos de las líneas superiores de los canales formen un ángulo de $12^\circ 30'$. Según 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 sección rectangular y circular.

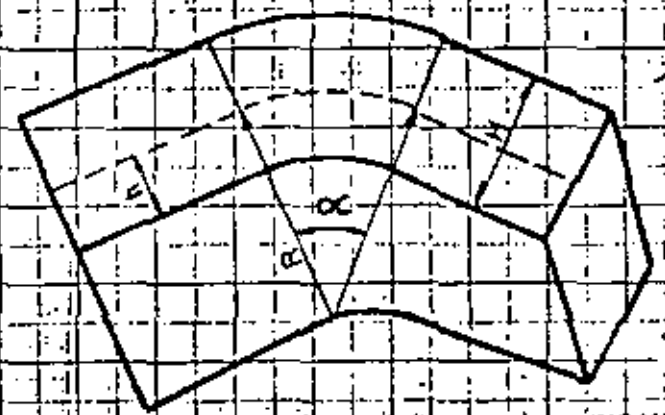
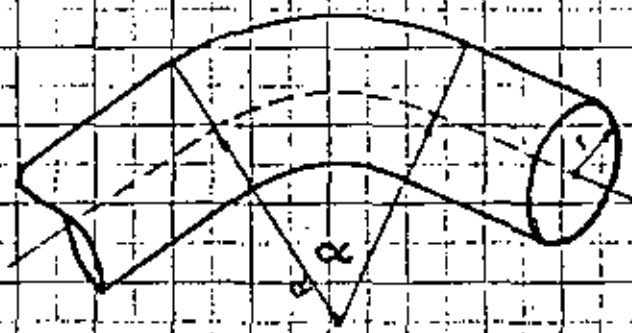
fórmula

$$h = \zeta \frac{\alpha}{90} \frac{v^2}{2g} = K_c \frac{v^2}{2g}$$

Valores de Zeta $\zeta = 0.124 + 3.099 \left(\frac{h}{R}\right)^{3.5}$
 para conductos rectangulares

Valores Zeta para conductos circulares:

$$\zeta = 0.131 + 1.847 \left(\frac{r}{R}\right)^{3.5}$$

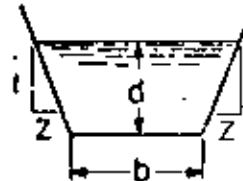


VALORES DEL FACTOR DE GASTO K
EN LA FORMULA DE ROBERTO MANNING

$$Q = \frac{K}{n} d^{8/3} \sqrt{s}$$

PARA CANALES RECTANGULARES,
TRAPECIALES Y TRIANGULARES, CON
REGIMEN UNIFORME

$$K = \frac{Q n}{d^{8/3} \sqrt{s}}$$



d/b	VALORES DE "Z"									
	0	1/4	1/2	3/4	1	1 1/2	2	2 1/2	3	4
0.01	99.72	99.06	99.33	99.60	99.80	100.14	100.41	100.61	100.83	101.28
0.02	48.7	49.0	49.4	49.6	49.8	50.1	50.4	50.6	50.8	51.3
0.03	32.0	31.4	31.7	31.9	32.1	32.3	32.7	33.0	33.2	34.7
0.04	24.7	24.0	24.4	24.6	24.8	25.1	25.4	25.7	25.9	26.4
0.05	18.7	18.1	18.4	18.6	18.8	19.1	19.5	19.7	19.9	21.5
0.06	15.4	15.8	16.0	16.3	16.5	16.8	17.1	17.4	17.7	18.2
0.07	13.1	13.4	13.7	13.9	14.1	14.5	14.8	15.0	15.3	15.8
0.08	11.3	11.6	11.9	12.1	12.3	12.7	13.0	13.3	13.5	14.1
0.09	9.9	10.2	10.5	10.8	11.0	11.3	11.7	11.9	12.2	12.7
0.10	8.8	9.2	9.4	9.6	9.9	10.2	10.5	10.9	11.1	11.7
0.11	7.96	8.29	8.58	8.82	9.03	9.35	9.69	10.0	10.29	10.83
0.12	7.22	7.55	7.84	8.07	8.28	8.61	8.95	9.28	9.55	10.09
0.13	6.59	6.92	7.20	7.44	7.65	8.00	8.34	8.68	8.95	9.48
0.14	6.05	6.38	6.66	6.90	7.11	7.47	7.80	8.07	8.41	9.01
0.15	5.58	5.92	6.20	6.44	6.64	7.02	7.35	7.67	7.94	8.54
0.16	5.19	5.51	5.79	6.02	6.23	6.60	6.92	7.23	7.53	8.14
0.17	4.83	5.16	5.43	5.67	5.88	6.24	6.57	6.88	7.18	7.80
0.18	4.52	4.81	5.12	5.35	5.56	5.92	6.25	6.56	6.87	7.47
0.19	4.24	4.56	4.83	5.07	5.28	5.64	5.97	6.28	6.59	7.20
0.20	3.99	4.30	4.58	4.81	5.02	5.39	5.72	6.03	6.34	6.93
0.21	3.76	4.07	4.35	4.58	4.79	5.16	5.49	5.80	6.11	6.72
0.22	3.56	3.87	4.14	4.38	4.58	4.95	5.28	5.60	5.91	6.52
0.23	3.37	3.68	3.95	4.18	4.39	4.76	5.10	5.41	5.72	6.34
0.24	3.21	3.51	3.78	4.01	4.21	4.58	4.92	5.24	5.55	6.17
0.25	3.05	3.35	3.62	3.85	4.06	4.42	4.76	5.08	5.40	6.02
0.26	2.90	3.21	3.47	3.70	3.91	4.28	4.62	4.94	5.25	5.88
0.27	2.77	3.07	3.33	3.57	3.78	4.15	4.48	4.81	5.12	5.74
0.28	2.65	2.94	3.21	3.44	3.65	4.02	4.36	4.68	5.00	5.62
0.29	2.54	2.83	3.09	3.33	3.55	3.91	4.24	4.56	4.88	5.51
0.30	2.43	2.72	2.98	3.21	3.42	3.79	4.13	4.46	4.77	5.41
0.31	2.34	2.62	2.88	3.11	3.32	3.69	4.03	4.36	4.68	5.30
0.32	2.24	2.53	2.79	3.02	3.23	3.60	3.94	4.26	4.58	5.21
0.33	2.16	2.44	2.70	2.93	3.14	3.51	3.85	4.17	4.50	5.12
0.34	2.07	2.36	2.61	2.84	3.05	3.43	3.76	4.09	4.41	5.04
0.35	2.00	2.28	2.54	2.77	2.98	3.35	3.69	4.01	4.34	4.97
0.36	1.93	2.21	2.46	2.69	2.90	3.27	3.62	3.94	4.26	4.89
0.37	1.87	2.14	2.40	2.62	2.83	3.20	3.54	3.87	4.19	4.83
0.38	1.81	2.07	2.33	2.56	2.76	3.14	3.47	3.80	4.13	4.77
0.39	1.74	2.01	2.27	2.49	2.70	3.07	3.41	3.74	4.07	4.70
0.40	1.68	1.96	2.21	2.43	2.64	3.01	3.35	3.68	4.01	4.63
0.41	1.63	1.90	2.15	2.38	2.59	2.96	3.30	3.63	3.95	4.58
0.42	1.58	1.85	2.10	2.32	2.53	2.90	3.25	3.58	3.90	4.54
0.43	1.54	1.81	2.05	2.27	2.48	2.85	3.20	3.53	3.85	4.48
0.44	1.49	1.75	2.00	2.22	2.43	2.80	3.14	3.47	3.80	4.44
0.45	1.44	1.71	1.95	2.18	2.38	2.75	3.10	3.43	3.76	4.40

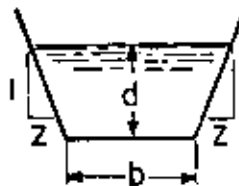
Cuando d/b sea menor que 0.04, es preferible considerar a R = d, que la interpolación en la tabla.

VALORES DEL FACTOR DE GASTO K
EN LA FORMULA DE ROBERTO MANNING

$$Q = \frac{K}{n} d^{8/3} \sqrt{s}$$

PARA CANALES RECTANGULARES,
TRAPECIALES Y TRIANGULARES, CON
REGIMEN UNIFORME

$$K = \frac{Q n}{d^{8/3} \sqrt{s}}$$



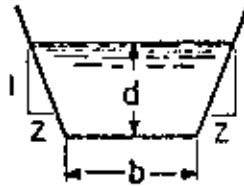
d/b	VALORES DE "Z"									
	0	1/4	1/2	3/4	1	1 1/2	2	2 1/2	3	4
0.46	1.40	1.66	1.91	2.14	2.34	2.51	2.67	2.82	2.96	3.09
0.47	1.36	1.62	1.87	2.09	2.29	2.46	2.62	2.77	2.91	3.04
0.48	1.33	1.58	1.83	2.05	2.25	2.42	2.58	2.73	2.87	2.99
0.49	1.29	1.55	1.79	2.01	2.21	2.38	2.54	2.69	2.83	2.95
0.50	1.25	1.52	1.75	1.97	2.18	2.35	2.51	2.66	2.80	2.92
0.51	1.22	1.48	1.72	1.94	2.14	2.32	2.48	2.63	2.77	2.89
0.52	1.19	1.45	1.68	1.91	2.11	2.29	2.45	2.60	2.74	2.86
0.53	1.16	1.41	1.65	1.87	2.07	2.25	2.41	2.56	2.70	2.82
0.54	1.13	1.38	1.62	1.84	2.03	2.21	2.37	2.52	2.66	2.78
0.55	1.11	1.35	1.59	1.81	2.01	2.18	2.34	2.49	2.63	2.75
0.56	1.08	1.33	1.56	1.79	1.99	2.16	2.32	2.47	2.61	2.73
0.57	1.04	1.30	1.54	1.75	1.96	2.13	2.29	2.44	2.58	2.70
0.58	1.02	1.27	1.51	1.72	1.93	2.10	2.26	2.41	2.55	2.67
0.59	1.00	1.25	1.48	1.70	1.91	2.08	2.24	2.39	2.53	2.65
0.60	0.98	1.23	1.46	1.68	1.88	2.05	2.21	2.36	2.50	2.62
0.61	0.96	1.20	1.44	1.65	1.85	2.02	2.18	2.33	2.47	2.59
0.62	0.94	1.18	1.41	1.63	1.83	2.00	2.16	2.31	2.45	2.57
0.63	0.92	1.16	1.39	1.60	1.81	1.98	2.14	2.29	2.43	2.55
0.64	0.90	1.14	1.37	1.58	1.79	1.96	2.12	2.27	2.41	2.53
0.65	0.88	1.12	1.35	1.56	1.76	1.93	2.10	2.25	2.39	2.51
0.66	0.86	1.10	1.33	1.54	1.75	1.92	2.08	2.23	2.37	2.49
0.67	0.84	1.08	1.31	1.52	1.73	1.90	2.06	2.21	2.35	2.47
0.68	0.82	1.06	1.29	1.50	1.70	1.87	2.03	2.18	2.32	2.44
0.69	0.81	1.04	1.27	1.48	1.68	1.85	2.01	2.16	2.30	2.42
0.70	0.79	1.02	1.25	1.47	1.66	1.83	1.99	2.14	2.28	2.40
0.71	0.78	1.01	1.23	1.45	1.65	1.82	1.98	2.13	2.27	2.39
0.72	0.76	0.99	1.22	1.43	1.63	1.80	1.96	2.11	2.25	2.37
0.73	0.75	0.98	1.20	1.41	1.62	1.79	1.95	2.10	2.24	2.36
0.74	0.74	0.96	1.19	1.40	1.60	1.77	1.93	2.08	2.22	2.34
0.75	0.72	0.94	1.17	1.38	1.58	1.75	1.91	2.06	2.20	2.32
0.76	0.710	0.93	1.16	1.37	1.56	1.73	1.89	2.04	2.18	2.30
0.77	0.697	0.92	1.14	1.35	1.55	1.72	1.88	2.03	2.17	2.29
0.78	0.685	0.90	1.13	1.34	1.54	1.71	1.87	2.02	2.16	2.28
0.79	0.672	0.89	1.11	1.32	1.52	1.69	1.85	2.00	2.14	2.26
0.80	0.660	0.88	1.10	1.31	1.51	1.68	1.84	1.99	2.13	2.25
0.81	0.649	0.87	1.09	1.30	1.50	1.67	1.83	1.98	2.12	2.24
0.82	0.638	0.86	1.08	1.29	1.48	1.65	1.81	1.96	2.10	2.22
0.83	0.627	0.84	1.07	1.27	1.47	1.64	1.80	1.95	2.09	2.21
0.84	0.617	0.83	1.05	1.26	1.46	1.63	1.79	1.94	2.08	2.20
0.85	0.607	0.82	1.04	1.25	1.45	1.62	1.78	1.93	2.07	2.19
0.86	0.596	0.81	1.03	1.24	1.44	1.60	1.76	1.91	2.05	2.17
0.87	0.586	0.80	1.02	1.23	1.42	1.59	1.75	1.90	2.04	2.16
0.88	0.577	0.79	1.01	1.22	1.41	1.58	1.74	1.89	2.03	2.15
0.89	0.567	0.78	1.00	1.20	1.40	1.57	1.73	1.88	2.02	2.14
0.90	0.559	0.77	0.99	1.19	1.39	1.56	1.72	1.87	2.01	2.13

VALORES DEL FACTOR DE GASTO K
EN LA FORMULA DE ROBERTO MANNING

$$Q = \frac{K}{n} d^{8/3} \sqrt{s}$$

PARA CANALES RECTANGULARES,
TRAPECIALES Y TRIANGULARES, CON
REGIMEN UNIFORME

$$K = \frac{Q n}{d^{8/3} \sqrt{s}}$$



d/b	VALORES DE "Z"									
	0	1/4	1/2	3/4	1	1 1/2	2	2 1/2	3	4
0.91	0.550	0.76	0.98	1.18	1.38	1.75	2.09	2.43	2.76	3.49
0.92	0.541	0.75	0.97	1.17	1.37	1.74	2.08	2.42	2.74	3.39
0.93	0.533	0.74	0.96	1.16	1.36	1.73	2.07	2.41	2.73	3.38
0.94	0.525	0.74	0.95	1.15	1.35	1.71	2.06	2.40	2.72	3.37
0.95	0.517	0.72	0.94	1.14	1.34	1.70	2.05	2.39	2.71	3.36
0.96	0.510	0.72	0.93	1.13	1.33	1.70	2.04	2.38	2.71	3.35
0.97	0.502	0.71	0.92	1.13	1.32	1.69	2.03	2.37	2.70	3.34
0.98	0.495	0.70	0.91	1.12	1.31	1.68	2.02	2.36	2.69	3.33
0.99	0.488	0.69	0.90	1.11	1.30	1.67	2.01	2.35	2.68	3.32
1.00	0.480	0.68	0.89	1.10	1.29	1.66	2.01	2.34	2.67	3.31
1.01	0.473	0.680	0.88	1.09	1.29	1.65	2.00	2.33	2.66	3.31
1.02	0.467	0.673	0.88	1.08	1.28	1.64	1.99	2.32	2.65	3.30
1.03	0.460	0.665	0.87	1.07	1.27	1.63	1.98	2.32	2.64	3.29
1.04	0.454	0.658	0.87	1.07	1.26	1.62	1.97	2.31	2.63	3.28
1.05	0.448	0.651	0.86	1.06	1.25	1.62	1.96	2.30	2.63	3.27
1.06	0.442	0.644	0.85	1.05	1.25	1.61	1.95	2.29	2.62	3.27
1.07	0.436	0.638	0.84	1.05	1.24	1.60	1.95	2.28	2.61	3.26
1.08	0.430	0.631	0.84	1.04	1.23	1.60	1.94	2.28	2.61	3.25
1.09	0.424	0.625	0.83	1.03	1.22	1.59	1.93	2.27	2.60	3.25
1.10	0.418	0.618	0.82	1.02	1.21	1.58	1.93	2.26	2.59	3.24
1.11	0.413	0.613	0.82	1.02	1.21	1.57	1.92	2.26	2.58	3.23
1.12	0.407	0.607	0.81	1.01	1.20	1.56	1.91	2.25	2.57	3.23
1.13	0.402	0.601	0.80	1.00	1.19	1.56	1.91	2.24	2.57	3.21
1.14	0.397	0.595	0.80	1.00	1.19	1.55	1.90	2.24	2.56	3.21
1.15	0.392	0.589	0.79	0.99	1.18	1.54	1.89	2.23	2.55	3.20
1.16	0.387	0.581	0.78	0.99	1.17	1.54	1.89	2.22	2.55	3.19
1.17	0.382	0.578	0.78	0.98	1.17	1.54	1.88	2.22	2.54	3.18
1.18	0.377	0.572	0.77	0.97	1.17	1.53	1.87	2.21	2.53	3.18
1.19	0.372	0.568	0.76	0.96	1.16	1.52	1.87	2.20	2.53	3.18
1.20	0.368	0.562	0.76	0.96	1.15	1.52	1.86	2.20	2.53	3.17
1.21	0.364	0.557	0.75	0.95	1.15	1.51	1.85	2.19	2.52	3.16
1.22	0.360	0.552	0.75	0.95	1.14	1.50	1.85	2.18	2.51	3.16
1.23	0.355	0.547	0.74	0.94	1.13	1.50	1.85	2.18	2.51	3.15
1.24	0.351	0.543	0.74	0.94	1.13	1.49	1.84	2.17	2.50	3.14
1.25	0.347	0.538	0.74	0.93	1.13	1.49	1.83	2.17	2.49	3.14
1.26	0.343	0.533	0.73	0.92	1.12	1.48	1.83	2.16	2.49	3.14
1.27	0.339	0.529	0.72	0.92	1.11	1.48	1.82	2.16	2.49	3.13
1.28	0.335	0.524	0.72	0.92	1.11	1.47	1.81	2.15	2.48	3.12
1.29	0.331	0.520	0.72	0.91	1.11	1.46	1.81	2.14	2.47	3.12
1.30	0.327	0.516	0.71	0.90	1.10	1.46	1.81	2.14	2.46	3.12
1.31	0.323	0.511	0.70	0.90	1.09	1.46	1.80	2.14	2.46	3.11
1.32	0.320	0.507	0.70	0.90	1.09	1.45	1.79	2.13	2.46	3.10
1.33	0.316	0.503	0.70	0.89	1.09	1.44	1.79	2.12	2.45	3.10
1.34	0.312	0.499	0.69	0.89	1.08	1.44	1.79	2.12	2.45	3.10
1.35	0.309	0.495	0.69	0.88	1.07	1.43	1.78	2.11	2.44	3.09

VALORES DEL FACTOR DE GASTO K
EN LA FORMULA DE ROBERTO MANNING

$$Q = \frac{K}{n} d^{8/3} \sqrt{s}$$

PARA CANALES RECTANGULARES,
TRAPECIALES Y TRIANGULARES, CON
REGIMEN UNIFORME

$$K = \frac{Q n}{d^{8/3} \sqrt{s}}$$



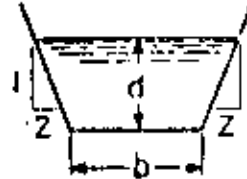
d/b	VALORES DE "Z"									
	0	1/4	1/2	3/4	1	1 1/2	2	2 1/2	3	4
1.36	0.306	0.401	0.488	0.568	0.641	0.707	0.767	0.821	0.870	0.914
1.37	0.302	0.400	0.488	0.568	0.641	0.707	0.767	0.821	0.870	0.914
1.38	0.299	0.401	0.489	0.570	0.643	0.709	0.769	0.823	0.872	0.916
1.39	0.296	0.400	0.490	0.571	0.644	0.710	0.770	0.824	0.873	0.917
1.40	0.293	0.400	0.491	0.572	0.645	0.711	0.771	0.825	0.874	0.918
1.41	0.290	0.400	0.492	0.573	0.646	0.712	0.772	0.826	0.875	0.919
1.42	0.287	0.400	0.493	0.574	0.647	0.713	0.773	0.827	0.876	0.920
1.43	0.284	0.400	0.494	0.575	0.648	0.714	0.774	0.828	0.877	0.921
1.44	0.281	0.400	0.495	0.576	0.649	0.715	0.775	0.829	0.878	0.922
1.45	0.278	0.400	0.496	0.577	0.650	0.716	0.776	0.830	0.879	0.923
1.46	0.275	0.400	0.497	0.578	0.651	0.717	0.777	0.831	0.880	0.924
1.47	0.272	0.400	0.498	0.579	0.652	0.718	0.778	0.832	0.881	0.925
1.48	0.270	0.400	0.499	0.580	0.653	0.719	0.779	0.833	0.882	0.926
1.49	0.267	0.400	0.500	0.581	0.654	0.720	0.780	0.834	0.883	0.927
1.50	0.264	0.400	0.501	0.582	0.655	0.721	0.781	0.835	0.884	0.928
1.51	0.262	0.400	0.502	0.583	0.656	0.722	0.782	0.836	0.885	0.929
1.52	0.259	0.400	0.503	0.584	0.657	0.723	0.783	0.837	0.886	0.930
1.53	0.257	0.400	0.504	0.585	0.658	0.724	0.784	0.838	0.887	0.931
1.54	0.254	0.400	0.505	0.586	0.659	0.725	0.785	0.839	0.888	0.932
1.55	0.251	0.400	0.506	0.587	0.660	0.726	0.786	0.840	0.889	0.933
1.56	0.249	0.400	0.507	0.588	0.661	0.727	0.787	0.841	0.890	0.934
1.57	0.247	0.400	0.508	0.589	0.662	0.728	0.788	0.842	0.891	0.935
1.58	0.245	0.400	0.509	0.590	0.663	0.729	0.789	0.843	0.892	0.936
1.59	0.242	0.400	0.510	0.591	0.664	0.730	0.790	0.844	0.893	0.937
1.60	0.240	0.400	0.511	0.592	0.665	0.731	0.791	0.845	0.894	0.938
1.61	0.237	0.400	0.512	0.593	0.666	0.732	0.792	0.846	0.895	0.939
1.62	0.235	0.400	0.513	0.594	0.667	0.733	0.793	0.847	0.896	0.940
1.63	0.233	0.400	0.514	0.595	0.668	0.734	0.794	0.848	0.897	0.941
1.64	0.231	0.400	0.515	0.596	0.669	0.735	0.795	0.849	0.898	0.942
1.65	0.229	0.400	0.516	0.597	0.670	0.736	0.796	0.850	0.899	0.943
1.66	0.226	0.400	0.517	0.598	0.671	0.737	0.797	0.851	0.900	0.944
1.67	0.225	0.400	0.518	0.599	0.672	0.738	0.798	0.852	0.901	0.945
1.68	0.223	0.400	0.519	0.600	0.673	0.739	0.799	0.853	0.902	0.946
1.69	0.221	0.400	0.520	0.601	0.674	0.740	0.800	0.854	0.903	0.947
1.70	0.219	0.400	0.521	0.602	0.675	0.741	0.801	0.855	0.904	0.948
1.71	0.217	0.400	0.522	0.603	0.676	0.742	0.802	0.856	0.905	0.949
1.72	0.215	0.400	0.523	0.604	0.677	0.743	0.803	0.857	0.906	0.950
1.73	0.213	0.400	0.524	0.605	0.678	0.744	0.804	0.858	0.907	0.951
1.74	0.211	0.400	0.525	0.606	0.679	0.745	0.805	0.859	0.908	0.952
1.75	0.210	0.400	0.526	0.607	0.680	0.746	0.806	0.860	0.909	0.953
1.76	0.208	0.400	0.527	0.608	0.681	0.747	0.807	0.861	0.910	0.954
1.77	0.206	0.400	0.528	0.609	0.682	0.748	0.808	0.862	0.911	0.955
1.78	0.204	0.400	0.529	0.610	0.683	0.749	0.809	0.863	0.912	0.956
1.79	0.202	0.400	0.530	0.611	0.684	0.750	0.810	0.864	0.913	0.957
1.80	0.200	0.400	0.531	0.612	0.685	0.751	0.811	0.865	0.914	0.958

VALORES DEL FACTOR DE GASTO K
EN LA FORMULA DE ROBERTO MANNING

$$Q = \frac{K}{n} d^{8/3} \sqrt{s}$$

PARA CANALES RECTANGULARES,
TRAPECIALES Y TRIANGULARES, CON
REGIMEN UNIFORME

$$K = \frac{Q n}{d^{8/3} \sqrt{s}}$$



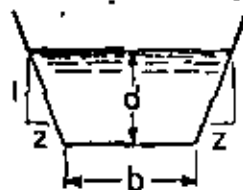
d/b	VALORES DE "Z"									
	0	1/4	1/2	3/4	1	1 1/2	2	2 1/2	3	4
1.81	0.199	0.363	0.550	0.74	0.92	1.20	1.62	1.95	2.29	2.93
1.82	0.197	0.363	0.547	0.73	0.92	1.20	1.62	1.95	2.28	2.92
1.83	0.196	0.361	0.545	0.73	0.92	1.20	1.62	1.95	2.28	2.91
1.84	0.194	0.359	0.543	0.73	0.91	1.27	1.61	1.95	2.28	2.91
1.85	0.192	0.357	0.541	0.72	0.91	1.27	1.61	1.95	2.27	2.92
1.86	0.191	0.355	0.539	0.72	0.91	1.27	1.61	1.94	2.27	2.92
1.87	0.190	0.353	0.536	0.72	0.91	1.26	1.61	1.94	2.27	2.92
1.88	0.188	0.351	0.534	0.72	0.91	1.26	1.61	1.94	2.26	2.91
1.89	0.186	0.350	0.532	0.72	0.91	1.26	1.61	1.94	2.26	2.91
1.90	0.185	0.348	0.530	0.72	0.90	1.25	1.60	1.94	2.26	2.91
1.91	0.184	0.346	0.528	0.71	0.90	1.25	1.60	1.93	2.26	2.90
1.92	0.182	0.344	0.526	0.71	0.90	1.25	1.60	1.93	2.25	2.90
1.93	0.180	0.342	0.524	0.71	0.89	1.25	1.59	1.93	2.25	2.90
1.94	0.179	0.340	0.522	0.70	0.89	1.25	1.59	1.92	2.25	2.90
1.95	0.177	0.339	0.521	0.70	0.89	1.25	1.59	1.92	2.25	2.90
1.96	0.176	0.337	0.519	0.70	0.89	1.24	1.59	1.92	2.25	2.90
1.97	0.175	0.336	0.517	0.70	0.89	1.24	1.59	1.92	2.24	2.89
1.98	0.173	0.334	0.515	0.70	0.89	1.24	1.59	1.92	2.24	2.89
1.99	0.172	0.332	0.513	0.70	0.88	1.24	1.58	1.92	2.24	2.89
2.00	0.171	0.330	0.511	0.70	0.88	1.24	1.58	1.91	2.24	2.88
2.01	0.169	0.329	0.509	0.69	0.88	1.24	1.58	1.91	2.24	2.88
2.02	0.168	0.328	0.507	0.69	0.87	1.23	1.57	1.91	2.24	2.88
2.03	0.167	0.326	0.506	0.69	0.87	1.23	1.57	1.91	2.23	2.88
2.04	0.166	0.324	0.504	0.68	0.87	1.23	1.57	1.90	2.23	2.88
2.05	0.165	0.323	0.502	0.68	0.87	1.23	1.57	1.90	2.23	2.88
2.06	0.163	0.321	0.501	0.68	0.87	1.22	1.57	1.90	2.22	2.88
2.07	0.162	0.319	0.498	0.68	0.87	1.22	1.57	1.89	2.22	2.87
2.08	0.161	0.318	0.497	0.68	0.87	1.22	1.57	1.89	2.22	2.87
2.09	0.159	0.317	0.495	0.68	0.86	1.22	1.56	1.89	2.22	2.87
2.10	0.158	0.315	0.494	0.68	0.86	1.22	1.56	1.89	2.22	2.86
2.11	0.157	0.313	0.492	0.67	0.86	1.22	1.56	1.89	2.22	2.86
2.12	0.156	0.312	0.490	0.67	0.86	1.22	1.55	1.89	2.22	2.86
2.13	0.155	0.310	0.489	0.67	0.85	1.21	1.55	1.89	2.21	2.86
2.14	0.154	0.309	0.487	0.67	0.85	1.21	1.55	1.88	2.21	2.86
2.15	0.153	0.308	0.486	0.67	0.85	1.21	1.55	1.88	2.21	2.86
2.16	0.152	0.307	0.484	0.66	0.85	1.20	1.54	1.88	2.21	2.86
2.17	0.151	0.305	0.483	0.67	0.84	1.20	1.54	1.88	2.20	2.85
2.18	0.150	0.304	0.481	0.67	0.84	1.20	1.54	1.87	2.20	2.85
2.19	0.149	0.303	0.480	0.67	0.84	1.20	1.54	1.87	2.20	2.85
2.20	0.147	0.301	0.478	0.66	0.84	1.19	1.54	1.87	2.20	2.85
2.21	0.146	0.300	0.477	0.66	0.84	1.19	1.54	1.87	2.20	2.84
2.22	0.145	0.299	0.475	0.66	0.84	1.19	1.54	1.87	2.20	2.84
2.23	0.144	0.297	0.474	0.67	0.84	1.19	1.53	1.87	2.20	2.84
2.24	0.143	0.296	0.472	0.66	0.84	1.19	1.53	1.87	2.19	2.84
2.25	0.142	0.295	0.471	0.65	0.83	1.19	1.53	1.86	2.19	2.84
∞	0.000	0.061	0.184	0.336	0.500	0.834	1.17	1.50	1.82	2.47

VALORES DEL FACTOR DE GASTO K'
EN LA FORMULA DE ROBERTO MANNING

$$Q = \frac{K'}{n} b^{8/3} \sqrt{s}$$

PARA CANALES RECTANGULARES
Y TRAPECIALES, CON REGIMEN
UNIFORME

$$K' = \frac{Q n}{b^{8/3} \sqrt{s}}$$



d/b	VALORES DE "Z"									
	0	1/4	1/2	3/4	1	1 1/2	2	2 1/2	3	4
0.01	0.00045	0.00045	0.00046	0.00046	0.00046	0.00046	0.00046	0.00046	0.00047	0.00047
0.02	0.00115	0.00115	0.00115	0.00115	0.00115	0.00115	0.00115	0.00115	0.00116	0.00116
0.03	0.00218	0.00218	0.00218	0.00218	0.00218	0.00218	0.00218	0.00218	0.00219	0.00219
0.04	0.00344	0.00344	0.00344	0.00344	0.00344	0.00344	0.00344	0.00344	0.00345	0.00345
0.05	0.00495	0.00495	0.00495	0.00495	0.00495	0.00495	0.00495	0.00495	0.00496	0.00496
0.06	0.00675	0.00675	0.00675	0.00675	0.00675	0.00675	0.00675	0.00675	0.00676	0.00676
0.07	0.00885	0.00885	0.00885	0.00885	0.00885	0.00885	0.00885	0.00885	0.00886	0.00886
0.08	0.01125	0.01125	0.01125	0.01125	0.01125	0.01125	0.01125	0.01125	0.01126	0.01126
0.09	0.01405	0.01405	0.01405	0.01405	0.01405	0.01405	0.01405	0.01405	0.01406	0.01406
0.10	0.01725	0.01725	0.01725	0.01725	0.01725	0.01725	0.01725	0.01725	0.01726	0.01726
0.11	0.02085	0.02085	0.02085	0.02085	0.02085	0.02085	0.02085	0.02085	0.02086	0.02086
0.12	0.02485	0.02485	0.02485	0.02485	0.02485	0.02485	0.02485	0.02485	0.02486	0.02486
0.13	0.02925	0.02925	0.02925	0.02925	0.02925	0.02925	0.02925	0.02925	0.02926	0.02926
0.14	0.03405	0.03405	0.03405	0.03405	0.03405	0.03405	0.03405	0.03405	0.03406	0.03406
0.15	0.03925	0.03925	0.03925	0.03925	0.03925	0.03925	0.03925	0.03925	0.03926	0.03926
0.16	0.04485	0.04485	0.04485	0.04485	0.04485	0.04485	0.04485	0.04485	0.04486	0.04486
0.17	0.05085	0.05085	0.05085	0.05085	0.05085	0.05085	0.05085	0.05085	0.05086	0.05086
0.18	0.05725	0.05725	0.05725	0.05725	0.05725	0.05725	0.05725	0.05725	0.05726	0.05726
0.19	0.06405	0.06405	0.06405	0.06405	0.06405	0.06405	0.06405	0.06405	0.06406	0.06406
0.20	0.07125	0.07125	0.07125	0.07125	0.07125	0.07125	0.07125	0.07125	0.07126	0.07126
0.21	0.07885	0.07885	0.07885	0.07885	0.07885	0.07885	0.07885	0.07885	0.07886	0.07886
0.22	0.08685	0.08685	0.08685	0.08685	0.08685	0.08685	0.08685	0.08685	0.08686	0.08686
0.23	0.09525	0.09525	0.09525	0.09525	0.09525	0.09525	0.09525	0.09525	0.09526	0.09526
0.24	0.10405	0.10405	0.10405	0.10405	0.10405	0.10405	0.10405	0.10405	0.10406	0.10406
0.25	0.11325	0.11325	0.11325	0.11325	0.11325	0.11325	0.11325	0.11325	0.11326	0.11326
0.26	0.12285	0.12285	0.12285	0.12285	0.12285	0.12285	0.12285	0.12285	0.12286	0.12286
0.27	0.13285	0.13285	0.13285	0.13285	0.13285	0.13285	0.13285	0.13285	0.13286	0.13286
0.28	0.14325	0.14325	0.14325	0.14325	0.14325	0.14325	0.14325	0.14325	0.14326	0.14326
0.29	0.15405	0.15405	0.15405	0.15405	0.15405	0.15405	0.15405	0.15405	0.15406	0.15406
0.30	0.16525	0.16525	0.16525	0.16525	0.16525	0.16525	0.16525	0.16525	0.16526	0.16526
0.31	0.17685	0.17685	0.17685	0.17685	0.17685	0.17685	0.17685	0.17685	0.17686	0.17686
0.32	0.18885	0.18885	0.18885	0.18885	0.18885	0.18885	0.18885	0.18885	0.18886	0.18886
0.33	0.20125	0.20125	0.20125	0.20125	0.20125	0.20125	0.20125	0.20125	0.20126	0.20126
0.34	0.21405	0.21405	0.21405	0.21405	0.21405	0.21405	0.21405	0.21405	0.21406	0.21406
0.35	0.22725	0.22725	0.22725	0.22725	0.22725	0.22725	0.22725	0.22725	0.22726	0.22726
0.36	0.24085	0.24085	0.24085	0.24085	0.24085	0.24085	0.24085	0.24085	0.24086	0.24086
0.37	0.25485	0.25485	0.25485	0.25485	0.25485	0.25485	0.25485	0.25485	0.25486	0.25486
0.38	0.26925	0.26925	0.26925	0.26925	0.26925	0.26925	0.26925	0.26925	0.26926	0.26926
0.39	0.28405	0.28405	0.28405	0.28405	0.28405	0.28405	0.28405	0.28405	0.28406	0.28406
0.40	0.29925	0.29925	0.29925	0.29925	0.29925	0.29925	0.29925	0.29925	0.29926	0.29926
0.41	0.31485	0.31485	0.31485	0.31485	0.31485	0.31485	0.31485	0.31485	0.31486	0.31486
0.42	0.33085	0.33085	0.33085	0.33085	0.33085	0.33085	0.33085	0.33085	0.33086	0.33086
0.43	0.34725	0.34725	0.34725	0.34725	0.34725	0.34725	0.34725	0.34725	0.34726	0.34726
0.44	0.36405	0.36405	0.36405	0.36405	0.36405	0.36405	0.36405	0.36405	0.36406	0.36406
0.45	0.38125	0.38125	0.38125	0.38125	0.38125	0.38125	0.38125	0.38125	0.38126	0.38126

Cuando d/b sea menor que 0.04 es preferible considerar a $R = d$, que la interpolación en la tabla.

VALORES DEL FACTOR DE GASTO K'
EN LA FORMULA DE ROBERTO MANNING

$$Q = \frac{K'}{n} b^{8/3} \sqrt{s}$$

PARA CANALES RECTANGULARES
Y TRAPECIALES, CON REGIMEN
UNIFORME

$$K' = \frac{Q n}{b^{8/3} \sqrt{s}}$$



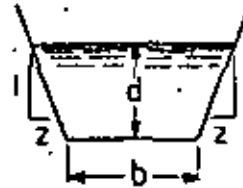
d/b	VALORES DE "Z"									
	0	1/4	1/2	3/4	1	1 1/2	2	2 1/2	3	4
0.46	0.122	0.210	0.241	0.270	0.291	0.342	0.386	0.428	0.468	0.549
0.47	0.182	0.217	0.240	0.260	0.280	0.303	0.353	0.403	0.447	0.526
0.48	0.188	0.225	0.248	0.261	0.281	0.319	0.372	0.420	0.468	0.603
0.49	0.193	0.231	0.268	0.301	0.322	0.387	0.439	0.488	0.536	0.632
0.50	0.198	0.239	0.277	0.311	0.344	0.402	0.457	0.507	0.560	0.661
0.51	0.204	0.246	0.286	0.323	0.356	0.418	0.476	0.531	0.585	0.693
0.52	0.209	0.251	0.291	0.334	0.369	0.433	0.493	0.553	0.610	0.720
0.53	0.214	0.256	0.301	0.345	0.383	0.451	0.515	0.576	0.636	0.754
0.54	0.220	0.264	0.314	0.357	0.396	0.468	0.535	0.597	0.662	0.787
0.55	0.225	0.276	0.324	0.369	0.410	0.483	0.556	0.623	0.690	0.823
0.56	0.231	0.281	0.334	0.381	0.424	0.503	0.577	0.648	0.720	0.854
0.57	0.236	0.291	0.344	0.393	0.438	0.521	0.598	0.675	0.747	0.888
0.58	0.241	0.299	0.354	0.405	0.451	0.539	0.620	0.698	0.774	0.922
0.59	0.247	0.307	0.363	0.418	0.467	0.558	0.643	0.724	0.807	0.962
0.60	0.252	0.315	0.373	0.431	0.482	0.577	0.666	0.751	0.834	1.00
0.61	0.258	0.323	0.381	0.443	0.497	0.597	0.686	0.780	0.868	1.03
0.62	0.263	0.331	0.391	0.456	0.513	0.616	0.713	0.807	0.895	1.08
0.63	0.268	0.339	0.400	0.470	0.528	0.636	0.740	0.834	0.929	1.12
0.64	0.274	0.347	0.417	0.483	0.544	0.657	0.760	0.861	0.962	1.16
0.65	0.280	0.356	0.428	0.496	0.560	0.678	0.787	0.895	0.996	1.20
0.66	0.285	0.364	0.439	0.511	0.577	0.700	0.814	0.922	1.03	1.24
0.67	0.291	0.372	0.451	0.525	0.593	0.720	0.841	0.953	1.07	1.28
0.68	0.297	0.381	0.462	0.539	0.610	0.740	0.858	0.980	1.10	1.33
0.69	0.302	0.389	0.474	0.553	0.628	0.767	0.891	1.01	1.14	1.38
0.70	0.307	0.398	0.486	0.568	0.645	0.787	0.922	1.05	1.18	1.43
0.71	0.313	0.406	0.497	0.583	0.663	0.814	0.949	1.08	1.22	1.47
0.72	0.319	0.415	0.507	0.598	0.681	0.834	0.982	1.12	1.25	1.52
0.73	0.325	0.424	0.521	0.613	0.697	0.854	1.01	1.15	1.29	1.57
0.74	0.330	0.433	0.533	0.628	0.718	0.881	1.03	1.19	1.33	1.62
0.75	0.336	0.442	0.546	0.644	0.737	0.908	1.07	1.22	1.38	1.67
0.76	0.342	0.451	0.558	0.660	0.751	0.935	1.10	1.26	1.42	1.73
0.77	0.347	0.460	0.571	0.676	0.771	0.957	1.13	1.30	1.46	1.78
0.78	0.353	0.469	0.583	0.692	0.791	0.982	1.16	1.34	1.51	1.84
0.79	0.358	0.478	0.597	0.708	0.814	1.01	1.20	1.37	1.55	1.89
0.80	0.363	0.488	0.610	0.725	0.834	1.03	1.23	1.41	1.59	1.95
0.81	0.370	0.497	0.622	0.740	0.854	1.05	1.26	1.45	1.64	2.00
0.82	0.375	0.507	0.636	0.756	0.875	1.09	1.30	1.49	1.69	2.06
0.83	0.381	0.516	0.649	0.774	0.895	1.12	1.33	1.53	1.73	2.12
0.84	0.387	0.525	0.663	0.791	0.915	1.15	1.36	1.57	1.78	2.19
0.85	0.393	0.535	0.677	0.814	0.932	1.18	1.40	1.62	1.83	2.25
0.86	0.399	0.543	0.693	0.828	0.952	1.20	1.44	1.66	1.88	2.31
0.87	0.405	0.553	0.706	0.848	0.982	1.24	1.47	1.71	1.93	2.38
0.88	0.410	0.564	0.720	0.864	1.003	1.26	1.51	1.75	1.98	2.44
0.89	0.416	0.575	0.733	0.881	1.023	1.30	1.55	1.80	2.04	2.51
0.90	0.422	0.585	0.747	0.902	1.05	1.33	1.59	1.84	2.09	2.58

VALORES DEL FACTOR DE GASTO K'
EN LA FORMULA DE ROBERTO MANNING

$$Q = \frac{K'}{n} b^{8/3} \sqrt{s}$$

PARA CANALES RECTANGULARES
Y TRAPECIALES, CON REGIMEN
UNIFORME

$$K' = \frac{Q \cdot n}{b^{8/3} \sqrt{s}}$$



d/b	VALORES DE "Z"									
	0	1/4	1/2	3/4	1	1 1/2	2	2 1/2	3	4
0.91	0.428	0.595	0.760	0.922	1.08	1.36	1.63	1.89	2.15	2.64
0.92	0.434	0.605	0.774	0.932	1.09	1.39	1.67	1.94	2.20	2.72
0.93	0.439	0.615	0.784	0.942	1.12	1.43	1.71	1.98	2.25	2.78
0.94	0.445	0.625	0.807	0.962	1.14	1.46	1.75	2.03	2.31	2.86
0.95	0.451	0.635	0.821	1.00	1.17	1.49	1.79	2.08	2.37	2.93
0.96	0.457	0.646	0.834	1.02	1.20	1.53	1.84	2.15	2.43	3.01
0.97	0.463	0.656	0.854	1.03	1.22	1.56	1.88	2.19	2.49	3.08
0.98	0.469	0.667	0.878	1.06	1.24	1.59	1.92	2.24	2.55	3.16
0.99	0.475	0.677	0.881	1.08	1.27	1.63	1.96	2.29	2.61	3.24
1.00	0.480	0.688	0.895	1.10	1.30	1.66	2.01	2.34	2.67	3.32
1.01	0.485	0.700	0.915	1.12	1.32	1.70	2.05	2.39	2.73	3.40
1.02	0.492	0.706	0.929	1.14	1.35	1.73	2.10	2.45	2.80	3.48
1.03	0.498	0.720	0.949	1.16	1.38	1.77	2.15	2.51	2.87	3.57
1.04	0.504	0.733	0.962	1.19	1.40	1.81	2.19	2.56	2.93	3.65
1.05	0.510	0.740	0.982	1.21	1.43	1.85	2.24	2.62	2.99	3.73
1.06	0.516	0.754	0.996	1.23	1.46	1.88	2.29	2.68	3.06	3.82
1.07	0.522	0.767	1.01	1.25	1.49	1.92	2.34	2.74	3.13	3.91
1.08	0.527	0.774	1.03	1.28	1.51	1.96	2.39	2.80	3.20	4.00
1.09	0.533	0.787	1.05	1.30	1.54	2.00	2.43	2.86	3.27	4.08
1.10	0.540	0.801	1.06	1.32	1.57	2.04	2.49	2.92	3.34	4.18
1.11	0.546	0.807	1.08	1.34	1.60	2.08	2.54	2.98	3.42	4.27
1.12	0.552	0.821	1.10	1.37	1.63	2.12	2.59	3.05	3.49	4.37
1.13	0.558	0.834	1.12	1.39	1.66	2.17	2.64	3.11	3.57	4.46
1.14	0.563	0.841	1.14	1.42	1.69	2.21	2.70	3.17	3.64	4.55
1.15	0.569	0.854	1.15	1.44	1.72	2.25	2.75	3.24	3.71	4.66
1.16	0.575	0.878	1.17	1.47	1.75	2.29	2.80	3.30	3.79	4.75
1.17	0.581	0.881	1.19	1.49	1.78	2.33	2.86	3.37	3.87	4.85
1.18	0.587	0.898	1.20	1.51	1.82	2.38	2.92	3.44	3.95	4.95
1.19	0.593	0.901	1.22	1.54	1.85	2.43	2.97	3.50	4.03	5.06
1.20	0.599	0.915	1.24	1.57	1.88	2.47	3.03	3.58	4.11	5.16
1.21	0.605	0.929	1.26	1.59	1.91	2.52	3.09	3.65	4.19	5.27
1.22	0.611	0.942	1.28	1.62	1.94	2.56	3.15	3.71	4.27	5.38
1.23	0.617	0.949	1.30	1.64	1.98	2.61	3.21	3.79	4.36	5.48
1.24	0.623	0.962	1.32	1.67	2.01	2.66	3.27	3.86	4.45	5.59
1.25	0.629	0.976	1.34	1.69	2.04	2.70	3.33	3.94	4.53	5.71
1.26	0.635	0.989	1.36	1.72	2.08	2.75	3.39	4.01	4.61	5.81
1.27	0.641	1.00	1.38	1.75	2.11	2.80	3.45	4.08	4.70	5.93
1.28	0.647	1.01	1.40	1.77	2.15	2.85	3.51	4.16	4.80	6.04
1.29	0.653	1.02	1.42	1.81	2.18	2.90	3.56	4.24	4.88	6.16
1.30	0.659	1.03	1.44	1.81	2.22	2.95	3.64	4.31	4.96	6.28
1.31	0.665	1.05	1.46	1.86	2.25	3.00	3.71	4.39	5.07	6.40
1.32	0.671	1.06	1.48	1.89	2.29	3.05	3.77	4.47	5.16	6.52
1.33	0.677	1.08	1.50	1.92	2.33	3.10	3.84	4.55	5.25	6.64
1.34	0.683	1.09	1.52	1.95	2.36	3.15	3.91	4.64	5.36	6.76
1.35	0.689	1.10	1.54	1.98	2.40	3.21	3.98	4.72	5.45	6.89

VALORES DEL FACTOR DE GASTO K'
EN LA FORMULA DE ROBERTO MANNING

$$Q = \frac{K'}{n} b^{2/3} \sqrt{s}$$

PARA CANALES RECTANGULARES
Y TRAPECIALES, CON REGIMEN
UNIFORME

$$K' = \frac{Q n}{b^{2/3} \sqrt{s}}$$



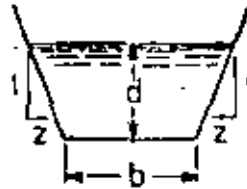
d/b	VALORES DE "z"									
	0	1/4	1/2	3/4	1	1 1/2	2	2 1/2	3	4
1.36	0.693	1.12	1.56	2.00	2.43	3.26	4.04	4.80	5.54	7.00
1.37	0.700	1.13	1.58	2.01	2.47	3.32	4.11	4.88	5.64	7.13
1.38	0.706	1.14	1.60	2.05	2.52	3.37	4.18	4.97	5.75	7.27
1.39	0.713	1.16	1.63	2.09	2.55	3.42	4.25	5.05	5.85	7.40
1.40	0.720	1.17	1.65	2.12	2.59	3.48	4.32	5.14	5.95	7.54
1.41	0.726	1.18	1.67	2.16	2.63	3.53	4.39	5.23	6.05	7.67
1.42	0.733	1.20	1.69	2.19	2.67	3.59	4.47	5.32	6.16	7.80
1.43	0.740	1.21	1.71	2.22	2.71	3.65	4.54	5.41	6.26	7.94
1.44	0.747	1.22	1.73	2.25	2.75	3.71	4.61	5.50	6.36	8.07
1.45	0.747	1.24	1.75	2.28	2.79	3.76	4.69	5.59	6.47	8.21
1.46	0.754	1.25	1.78	2.31	2.83	3.82	4.76	5.69	6.58	8.34
1.47	0.760	1.26	1.80	2.35	2.87	3.88	4.84	5.78	6.69	8.48
1.48	0.767	1.28	1.82	2.37	2.91	3.94	4.92	5.87	6.80	8.61
1.49	0.774	1.29	1.85	2.41	2.95	4.00	5.00	5.97	6.92	8.81
1.50	0.780	1.30	1.87	2.44	3.00	4.06	5.07	6.06	7.03	8.95
1.51	0.787	1.32	1.90	2.47	3.04	4.12	5.15	6.16	7.13	9.08
1.52	0.794	1.33	1.92	2.51	3.08	4.18	5.23	6.26	7.27	9.21
1.53	0.801	1.34	1.94	2.54	3.13	4.24	5.31	6.36	7.40	9.42
1.54	0.807	1.36	1.96	2.58	3.17	4.31	5.40	6.45	7.47	9.55
1.55	0.807	1.38	1.99	2.61	3.22	4.37	5.48	6.55	7.60	9.69
1.56	0.814	1.39	2.02	2.64	3.26	4.44	5.56	6.65	7.74	9.82
1.57	0.821	1.40	2.05	2.68	3.30	4.50	5.65	6.76	7.87	10.0
1.58	0.828	1.42	2.06	2.71	3.35	4.57	5.73	6.86	8.01	10.1
1.59	0.834	1.43	2.09	2.75	3.40	4.64	5.82	6.97	8.07	10.3
1.60	0.841	1.45	2.11	2.78	3.44	4.70	5.91	7.08	8.21	10.5
1.61	0.848	1.47	2.14	2.82	3.48	4.77	5.99	7.20	8.34	10.6
1.62	0.854	1.48	2.17	2.86	3.53	4.84	6.08	7.32	8.48	10.8
1.63	0.861	1.49	2.19	2.89	3.58	4.90	6.17	7.45	8.61	10.9
1.64	0.868	1.51	2.21	2.93	3.63	4.97	6.26	7.56	8.75	11.2
1.65	0.868	1.53	2.24	2.97	3.68	5.05	6.35	7.69	8.88	11.3
1.66	0.875	1.54	2.27	3.00	3.73	5.11	6.44	7.74	9.02	11.5
1.67	0.881	1.55	2.29	3.04	3.77	5.18	6.53	7.87	9.15	11.6
1.68	0.888	1.57	2.32	3.07	3.82	5.25	6.63	7.94	9.29	11.8
1.69	0.895	1.59	2.35	3.11	3.87	5.33	6.72	8.07	9.42	12.0
1.70	0.902	1.60	2.37	3.15	3.92	5.40	6.82	8.21	9.55	12.2
1.71	0.908	1.61	2.39	3.19	3.97	5.47	6.91	8.28	9.69	12.4
1.72	0.915	1.63	2.42	3.23	4.02	5.54	7.00	8.41	9.82	12.6
1.73	0.922	1.65	2.45	3.27	4.08	5.62	7.13	8.55	9.96	12.7
1.74	0.929	1.66	2.47	3.31	4.12	5.69	7.20	8.68	10.1	12.9
1.75	0.935	1.68	2.51	3.35	4.18	5.77	7.27	8.81	10.23	13.1
1.76	0.941	1.69	2.54	3.39	4.23	5.85	7.40	8.88	10.3	13.3
1.77	0.948	1.71	2.56	3.43	4.28	5.92	7.47	9.02	10.5	13.5
1.78	0.954	1.73	2.59	3.47	4.33	6.00	7.60	9.15	10.7	13.6
1.79	0.955	1.74	2.62	3.51	4.39	6.08	7.67	9.29	10.8	13.8
1.80	0.962	1.76	2.65	3.55	4.44	6.16	7.80	9.42	10.9	14.0

VALORES DEL FACTOR DE GASTO K'
EN LA FORMULA DE ROBERTO MANNING

$$Q = \frac{K'}{n} b^{8/3} \sqrt{s}$$

PARA CANALES RECTANGULARES
Y TRAPECIALES, CON REGIMEN
UNIFORME

$$K' = \frac{Q n}{b^{8/3} \sqrt{s}}$$



d/b	VALORES DE "Z"									
	0	1/4	1/2	3/4	1	1 1/2	2	2 1/2	3	4
1.81	0.969	1.77	2.67	3.59	4.49	5.74	7.87	9.55	11.1	14.2
1.82	0.976	1.79	2.70	3.63	4.55	5.82	8.01	9.69	11.3	14.4
1.83	0.982	1.81	2.73	3.67	4.60	5.89	8.14	9.76	11.4	14.7
1.84	0.989	1.82	2.76	3.71	4.66	5.98	8.21	9.85	11.6	14.9
1.85	0.996	1.84	2.79	3.76	4.72	6.06	8.34	10.0	11.8	15.1
1.86	1.00	1.86	2.82	3.80	4.77	6.14	8.41	10.1	11.9	15.3
1.87	1.00	1.88	2.85	3.85	4.83	6.22	8.55	10.3	12.0	15.5
1.88	1.01	1.89	2.88	3.89	4.88	6.31	8.68	10.4	12.2	15.7
1.89	1.01	1.91	2.91	3.93	4.94	6.39	8.75	10.5	12.4	15.9
1.90	1.02	1.92	2.93	3.98	5.00	6.48	8.88	10.7	12.5	16.1
1.91	1.03	1.94	2.97	4.02	5.06	7.06	9.02	10.8	12.7	16.3
1.92	1.03	1.96	2.99	4.06	5.11	7.13	9.08	10.9	12.8	16.5
1.93	1.04	1.98	3.03	4.10	5.17	7.22	9.22	11.2	13.0	16.7
1.94	1.05	1.99	3.06	4.15	5.23	7.33	9.35	11.3	13.2	17.0
1.95	1.05	2.01	3.09	4.20	5.29	7.40	9.42	11.4	13.4	17.2
1.96	1.06	2.03	3.12	4.24	5.36	7.47	9.55	11.6	13.5	17.4
1.97	1.07	2.04	3.15	4.29	5.42	7.60	9.69	11.7	13.7	17.6
1.98	1.08	2.06	3.18	4.33	5.48	7.67	9.87	11.8	13.8	17.9
1.99	1.08	2.08	3.22	4.38	5.54	7.74	9.89	12.0	14.0	18.1
2.00	1.08	2.10	3.24	4.43	5.60	7.87	10.0	12.2	14.2	18.4
2.01	1.09	2.12	3.28	4.47	5.66	7.94	10.1	12.3	14.4	18.6
2.02	1.10	2.13	3.31	4.52	5.72	8.07	10.3	12.4	14.6	18.8
2.03	1.10	2.15	3.34	4.57	5.79	8.14	10.4	12.6	14.8	19.0
2.04	1.11	2.17	3.37	4.61	5.85	8.21	10.5	12.8	14.9	19.3
2.05	1.12	2.19	3.40	4.66	5.91	8.34	10.6	12.9	15.1	19.5
2.06	1.12	2.21	3.44	4.71	5.97	8.41	10.7	13.0	15.3	19.8
2.07	1.13	2.23	3.47	4.76	6.04	8.55	10.9	13.2	15.5	20.0
2.08	1.14	2.24	3.50	4.81	6.11	8.61	11.0	13.4	15.7	20.2
2.09	1.14	2.26	3.54	4.86	6.17	8.68	11.2	13.5	15.9	20.5
2.10	1.14	2.28	3.57	4.91	6.24	8.81	11.3	13.7	16.1	20.7
2.11	1.15	2.30	3.60	4.96	6.30	8.88	11.4	13.8	16.3	21.0
2.12	1.16	2.31	3.64	5.01	6.37	9.02	11.6	14.0	16.5	21.2
2.13	1.16	2.33	3.67	5.06	6.44	9.08	11.7	14.2	16.6	21.5
2.14	1.17	2.35	3.71	5.11	6.51	9.22	11.8	14.3	16.8	21.7
2.15	1.18	2.37	3.74	5.16	6.57	9.29	12.0	14.5	17.0	22.0
2.16	1.18	2.39	3.77	5.21	6.64	9.42	12.1	14.6	17.2	22.3
2.17	1.19	2.41	3.81	5.26	6.71	9.49	12.2	14.8	17.4	22.5
2.18	1.19	2.43	3.85	5.31	6.78	9.62	12.4	15.0	17.6	22.8
2.19	1.20	2.45	3.88	5.37	6.85	9.76	12.5	15.2	17.8	23.1
2.20	1.21	2.47	3.92	5.42	6.92	9.82	12.6	15.3	18.0	23.3
2.21	1.22	2.49	3.95	5.48	7.00	9.96	12.8	15.5	18.2	23.6
2.22	1.22	2.51	3.99	5.53	7.06	10.0	12.9	15.7	18.4	23.9
2.23	1.23	2.52	4.02	5.58	7.13	10.1	13.0	15.9	18.6	24.1
2.24	1.23	2.54	4.06	5.63	7.20	10.2	13.2	16.1	18.8	24.4
2.25	1.24	2.56	4.10	5.69	7.27	10.3	13.3	16.2	19.1	24.7

CANALES REVESTIDOS DE CONCRETO

DATOS	SECCIONES TIPO				
	1	2	3	4	5
b	0.300	0.450	0.600	0.600	0.750
d	0.300	0.450	0.500	0.600	0.650
A	0.420	0.510	0.670	0.900	1.120
r	0.160	0.240	0.280	0.330	0.360
n	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014
f	1.500	1.500	1.500	1.500	1.500

	3		V		Q		V		Q	
	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
0.00010	0.213	0.048	0.279	0.141	0.307	0.207	0.338	0.305	0.363	0.407
0.00015	0.201	0.059	0.342	0.173	0.376	0.254	0.414	0.373	0.445	0.499
0.00020	0.302	0.068	0.395	0.200	0.434	0.293	0.479	0.431	0.514	0.576
0.00025	0.337	0.076	0.442	0.224	0.485	0.327	0.535	0.452	0.575	0.644
0.00030	0.371	0.083	0.484	0.247	0.531	0.359	0.535	0.527	0.629	0.701
0.00035	0.399	0.090	0.523	0.265	0.574	0.387	0.633	0.570	0.680	0.762
0.00040	0.427	0.096	0.559	0.283	0.613	0.414	0.677	0.609	0.727	0.815
0.00045	0.452	0.102	0.593	0.300	0.650	0.439	0.718	0.646	0.771	0.864
0.00050	0.477	0.107	0.625	0.316	0.686	0.463	0.757	0.681	0.812	0.911
0.00055	0.500	0.113	0.655	0.332	0.719	0.485	0.794	0.714	0.852	0.955
0.00060	0.522	0.118	0.684	0.346	0.751	0.507	0.829	0.746	0.890	0.994
0.00065	0.544	0.122	0.712	0.361	0.782	0.528	0.863	0.776	0.926	1.039
0.00070	0.564	0.127	0.739	0.374	0.811	0.548	0.895	0.806	0.961	1.078
0.00075	0.584	0.131	0.765	0.387	0.830	0.567	0.927	0.834	0.995	1.116
0.00080	0.603	0.136	0.790	0.400	0.857	0.585	0.957	0.861	1.023	1.152
0.00085	0.622	0.140	0.815	0.413	0.884	0.603	0.987	0.885	1.059	1.189
0.00090	0.640	0.144	0.838	0.424	0.910	0.621	1.015	0.914	1.090	1.222
0.00095	0.657	0.148	0.861	0.436	0.935	0.638	1.043	0.939	1.120	1.253
0.00100	0.674	0.152	0.883	0.447	0.970	0.655	1.070	0.963	1.149	1.286
0.00110	0.707	0.159	0.927	0.465	1.017	0.686	1.122	1.010	1.205	1.351
0.00120	0.739	0.166	0.968	0.490	1.062	0.717	1.172	1.055	1.259	1.411
0.00130	0.769	0.173	1.007	0.510	1.106	0.746	1.220	1.096	1.310	1.469
0.00140	0.798	0.180	1.045	0.529	1.147	0.774	1.266	1.139	1.360	1.524
0.00150	0.825	0.186	1.082	0.548	1.186	0.802	1.311	1.179	1.407	1.573
0.00160	0.853	0.192	1.118	0.566	1.227	0.828	1.354	1.218	1.453	1.630
0.00170	0.879	0.198	1.152	0.583	1.264	0.853	1.395	1.256	1.498	1.680
0.00180	0.905	0.204	1.185	0.600	1.301	0.878	1.436	1.292	1.542	1.723
0.00190	0.930	0.209	1.218	0.617	1.337	0.902	1.475	1.327	1.584	1.773
0.00200	0.954	0.215	1.249	0.633	1.371	0.926
0.00220	1.021	0.225
0.00240	1.045	0.235

$$2.5 \geq V \leq 0.8 V_c$$

$$b/d = 1$$

CANALES REVESTIDOS DE CONCRETO

DATOS	SECCIONES TIPO									
	6		7		8		9		10	
h	0.750		0.900		0.900		1.050		1.050	
d	0.750		0.800		0.800		0.950		1.050	
A	1.410		1.680		2.020		2.350		2.760	
r	0.410		0.440		0.490		0.530		0.570	
n	0.014		0.014		0.014		0.014		0.014	
t	1.500		1.500		1.500		1.500		1.500	
Q	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
0.00010	0.393	0.552	0.416	0.699	0.443	0.898	0.465	1.094	0.491	1.354
0.00015	0.441	0.676	0.509	0.856	0.543	1.099	0.570	1.340	0.602	1.658
0.00020	0.555	0.781	0.588	0.988	0.627	1.269	0.658	1.547	0.695	1.915
0.00025	0.621	0.873	0.658	1.105	0.711	1.419	0.736	1.730	0.777	2.141
0.00030	0.680	0.956	0.720	1.210	0.788	1.555	0.806	1.895	0.851	2.345
0.00035	0.734	1.033	0.778	1.307	0.829	1.679	0.870	2.047	0.919	2.533
0.00040	0.785	1.104	0.832	1.397	0.867	1.795	0.931	2.188	0.982	2.708
0.00045	0.833	1.171	0.882	1.482	0.940	1.914	0.987	2.321	1.042	2.872
0.00050	0.878	1.235	0.930	1.562	0.991	2.007	1.040	2.446	1.098	3.027
0.00055	0.921	1.295	0.975	1.639	1.040	2.105	1.091	2.566	1.152	3.175
0.00060	0.962	1.352	1.019	1.711	1.086	2.199	1.140	2.680	1.203	3.316
0.00065	1.001	1.408	1.060	1.781	1.130	2.289	1.186	2.789	1.252	3.452
0.00070	1.039	1.461	1.100	1.849	1.173	2.375	1.231	2.894	1.300	3.582
0.00075	1.075	1.512	1.139	1.913	1.214	2.458	1.274	2.997	1.346	3.707
0.00080	1.110	1.562	1.176	1.978	1.254	2.539	1.316	3.094	1.389	3.829
0.00085	1.145	1.610	1.213	2.037	1.292	2.617	1.357	3.189	1.432	3.947
0.00090	1.178	1.656	1.248	2.096	1.329	2.693	1.396	3.282	1.474	4.062
0.00095	1.210	1.702	1.282	2.154	1.365	2.767	1.434	3.372	1.514	4.173
0.00100	1.241	1.746	1.315	2.209	1.402	2.839	1.471	3.459	1.553	4.281
0.00110	1.302	1.831	1.379	2.317	1.470	2.977	1.543	3.628	1.629	4.490
0.00120	1.360	1.912	1.441	2.420	1.536	3.110	1.612	3.790	1.702	4.690
0.00130	1.416	1.991	1.500	2.519	1.598	3.237	1.678	3.944	1.771	4.862
0.00140	1.469	2.066	1.556	2.614	1.659	3.359	1.741	4.093	1.839	5.066
0.00150	1.521	2.138	1.611	2.706	1.717	3.477	1.802	4.237	1.902	5.244
0.00160	1.570	2.208	1.664	2.795	1.773	3.591	1.861	4.376	1.965	5.416
0.00170	1.619	2.276	1.715	2.881	1.828	3.701	---	---	---	---
0.00180	1.666	2.342	---	---	---	---	---	---	---	---

$$2.5 \geq V \leq 0.8 V_c$$

$$b/d = 1$$

CANALES REVESTIDOS DE CONCRETO

DATOS	SECCIONES TIPO									
	1		2		3		4		5	
b	1.200		1.200		1.350		1.350		1.500	
d	1.110		1.200		1.250		1.350		1.400	
A	3.140		3.600		4.030		4.560		5.040	
r	0.610		0.650		0.690		0.730		0.770	
n	0.014		0.014		0.014		0.014		0.014	
f	1.500		1.500		1.500		1.500		1.500	
S	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
0.0010	0.512	1.606	0.537	1.933	0.557	2.245	0.581	2.646	0.600	3.024
0.0015	0.627	1.966	0.656	2.367	0.682	2.750	0.711	3.240	0.735	3.704
0.0020	0.724	2.271	0.759	2.733	0.788	3.175	0.821	3.742	0.849	4.277
0.0025	0.810	2.539	0.849	3.056	0.881	3.550	0.918	4.183	0.949	4.782
0.0030	0.887	2.781	0.930	3.348	0.955	3.889	1.006	4.583	1.039	5.239
0.0035	0.958	3.004	1.004	3.616	1.042	4.200	1.086	4.950	1.123	5.658
0.0040	1.024	3.211	1.074	3.866	1.114	4.491	1.161	5.292	1.200	6.048
0.0045	1.066	3.406	1.139	4.100	1.181	4.763	1.232	5.613	1.273	6.415
0.0050	1.145	3.590	1.201	4.322	1.245	5.021	1.298	5.916	1.342	6.762
0.0055	1.201	3.765	1.259	4.533	1.306	5.266	1.362	6.205	1.407	7.092
0.0060	1.255	3.933	1.315	4.734	1.364	5.500	1.422	6.481	1.470	7.408
0.0065	1.306	4.093	1.369	4.928	1.420	5.724	1.481	6.746	1.530	7.710
0.0070	1.355	4.248	1.420	5.114	1.474	5.940	1.536	7.000	1.580	8.001
0.0075	1.403	4.397	1.470	5.293	1.526	6.149	1.590	7.246	1.643	8.282
0.0080	1.449	4.541	1.519	5.467	1.575	6.351	1.642	7.484	1.697	8.552
0.0085	1.493	4.681	1.565	5.635	1.624	6.546	1.693	7.714	1.749	8.817
0.0090	1.536	4.817	1.611	5.798	1.671	6.736	1.742	7.939	1.800	9.072
0.0095	1.579	4.949	1.655	5.957	1.717	6.920	1.790	8.155	1.849	9.321
0.0100	1.620	5.077	1.698	6.112	1.761	7.100	1.836	8.367	1.897	9.563
0.0110	1.699	5.325	1.781	6.410	1.847	7.447	1.926	8.775	1.990	10.030
0.0120	1.774	5.562	1.860	6.695	1.929	7.778	2.012	9.165	2.079	10.476
0.0130	1.847	5.789	1.936	6.969	2.008	8.095	2.094	9.540	2.163	10.904
0.0140	1.916	6.008	2.009	7.232	2.094	8.401	2.173	9.900	2.245	11.315
0.0150	1.984	6.218	2.079	7.486	2.167	8.696	2.249	10.247	2.324	11.712
0.0160	2.049	6.422								

$2.5 \geq V \geq 0.8 V_c$
 $b/d = 1$

CANALES REVESTIDOS DE CONCRETO

DATOS	SECCIONES TIPO									
	16		17		18		19		20	
b	1.500		1.700		1.700		1.850		1.850	
d	1.500		1.550		1.700		1.750		1.850	
A	5.630		6.240		7.230		7.830		8.560	
r	0.810		0.860		0.920		0.960		1.000	
n	0.014		0.014		0.014		0.014		0.014	
t	1.500		1.500		1.500		1.500		1.500	
S	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
0.00010	0.623	3.504	0.644	4.018	0.677	4.892	0.695	5.443	0.716	6.129
0.00015	0.763	4.291	0.789	4.921	0.829	5.991	0.851	6.666	0.877	7.506
0.00020	0.881	4.955	0.911	5.682	0.958	6.918	0.983	7.897	1.013	8.667
0.00025	0.985	5.540	1.018	6.353	1.071	7.735	1.099	8.606	1.133	9.690
0.00030	1.079	6.060	1.115	6.990	1.173	8.473	1.204	9.427	1.241	10.615
0.00035	1.165	6.555	1.205	7.517	1.267	9.152	1.300	10.182	1.340	11.466
0.00040	1.246	7.008	1.288	8.036	1.354	9.784	1.390	10.886	1.433	12.258
0.00045	1.321	7.433	1.366	8.523	1.436	10.377	1.474	11.546	1.519	13.001
0.00050	1.393	7.835	1.440	8.984	1.514	10.938	1.554	12.170	1.602	13.704
0.00055	1.461	8.217	1.510	9.427	1.588	11.472	1.630	12.764	1.680	14.373
0.00060	1.526	8.583	1.577	9.841	1.658	11.982	1.702	13.332	1.755	15.012
0.00065	1.588	8.933	1.642	10.243	1.726	12.472	1.772	13.876	1.826	15.626
0.00070	1.648	9.270	1.704	10.630	1.791	12.943	1.839	14.400	1.895	16.215
0.00075	1.706	9.596	1.764	11.003	1.854	13.397	1.903	14.906	1.952	16.784
0.00080	1.762	9.911	1.822	11.364	1.915	13.836	1.966	15.394	2.026	17.335
0.00085	1.816	10.216	1.878	11.714	1.974	14.262	2.020	15.868	2.098	17.868
0.00090	1.869	10.512	1.932	12.053	2.031	14.675	2.085	16.328	2.149	18.386
0.00095	1.920	10.800	1.985	12.384	2.087	15.078	2.142	16.766	2.209	18.890
0.00100	1.970	11.080	2.037	12.705	2.141	15.469	2.198	17.212	2.265	19.381
0.00110	2.066	11.621	2.136	13.325	2.246	16.224	2.305	18.052	2.376	20.327
0.00120	2.158	12.138	2.231	13.918	2.345	16.946	2.408	18.854	2.481	21.231
0.00130	2.246	12.634	2.322	14.486	2.441	17.638	2.506	19.624	2.583	22.095
0.00140	2.331	13.110	2.410	15.033	2.533	18.304				

$2.5 \geq V \leq 0.8 V_c$
 $b/c = 1$

CANALES REVESTIDOS DE CONCRETO

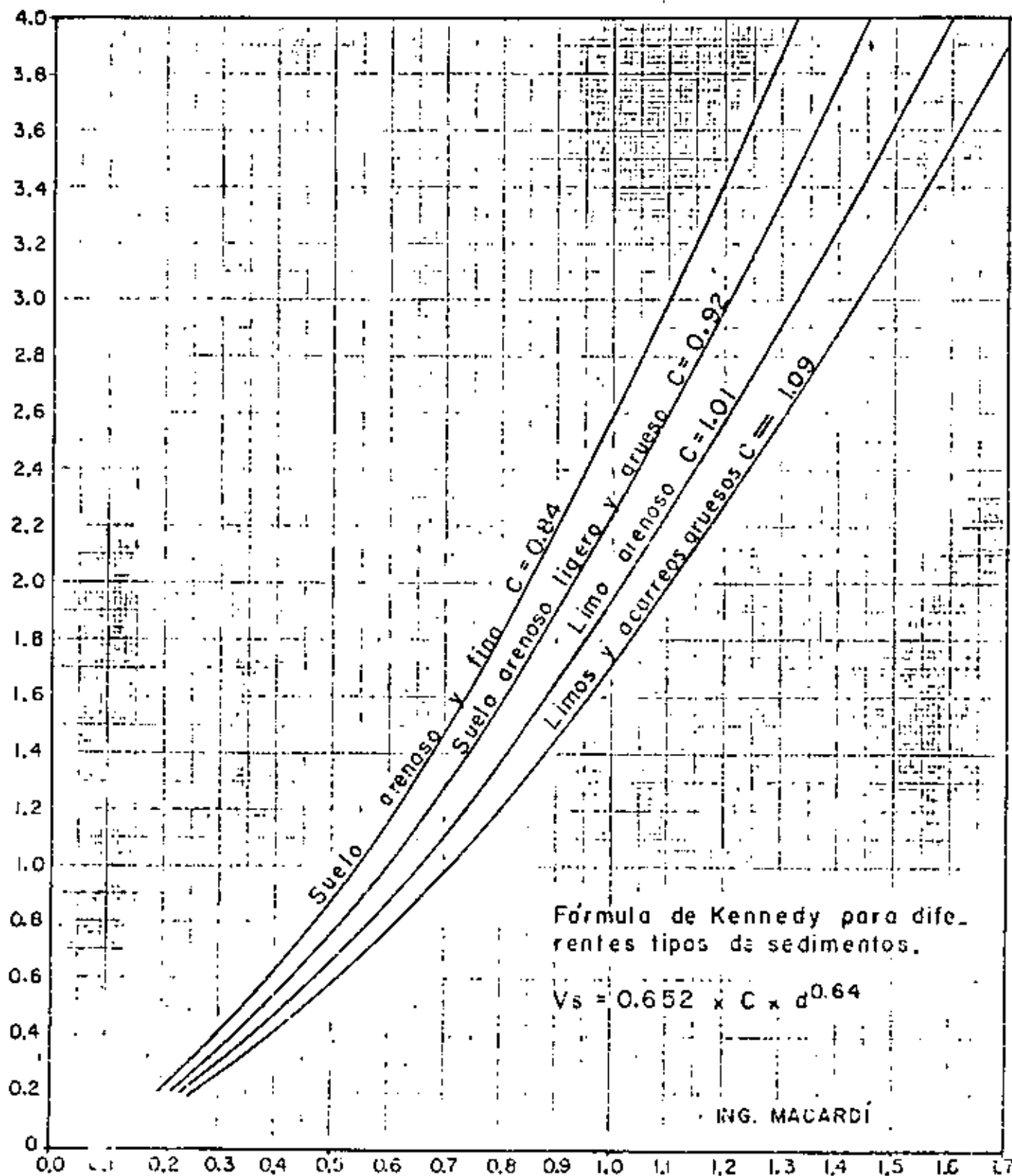
D A T O S	S E C C I O N E S T I P O								
	21		22						
b	2.000		2.000						
d	1.900		2.000						
A	9.210		10.000						
r	1.040		1.090						
n	0.014		0.014						
f	1.500		1.500						
V	Q	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
0.0010	0.734	0.761	0.754	7.545					
0.0015	0.899	8.281	0.924	9.210					
0.0020	1.038	9.562	1.067	10.670					
0.0025	1.160	10.691	1.193	11.929					
0.0030	1.271	11.711	1.307	13.068					
0.0035	1.373	12.649	1.411	14.115					
0.0040	1.467	13.523	1.509	15.089					
0.0045	1.557	14.343	1.600	16.005					
0.0050	1.641	15.119	1.687	16.870					
0.0055	1.721	15.857	1.789	17.894					
0.0060	1.797	16.562	1.848	18.481					
0.0065	1.871	17.238	1.924	19.235					
0.0070	1.941	17.889	1.996	19.961					
0.0075	2.009	18.517	2.066	20.662					
0.0080	2.075	19.124	2.134	21.340					
0.0085	2.139	19.713	2.200	21.998					
0.0090	2.201	20.284	2.263	22.634					
0.0095	2.262	20.840	2.325	23.254					
0.0100	2.320	21.382	2.386	23.858					
0.0110	2.434	22.425	2.502	25.023					
0.0120	2.542	23.422	2.614	26.136					
0.0130	2.646	24.379	2.720	27.203					

$2.5 \geq V \leq 0.8 V_c$

$b/t \geq 1$

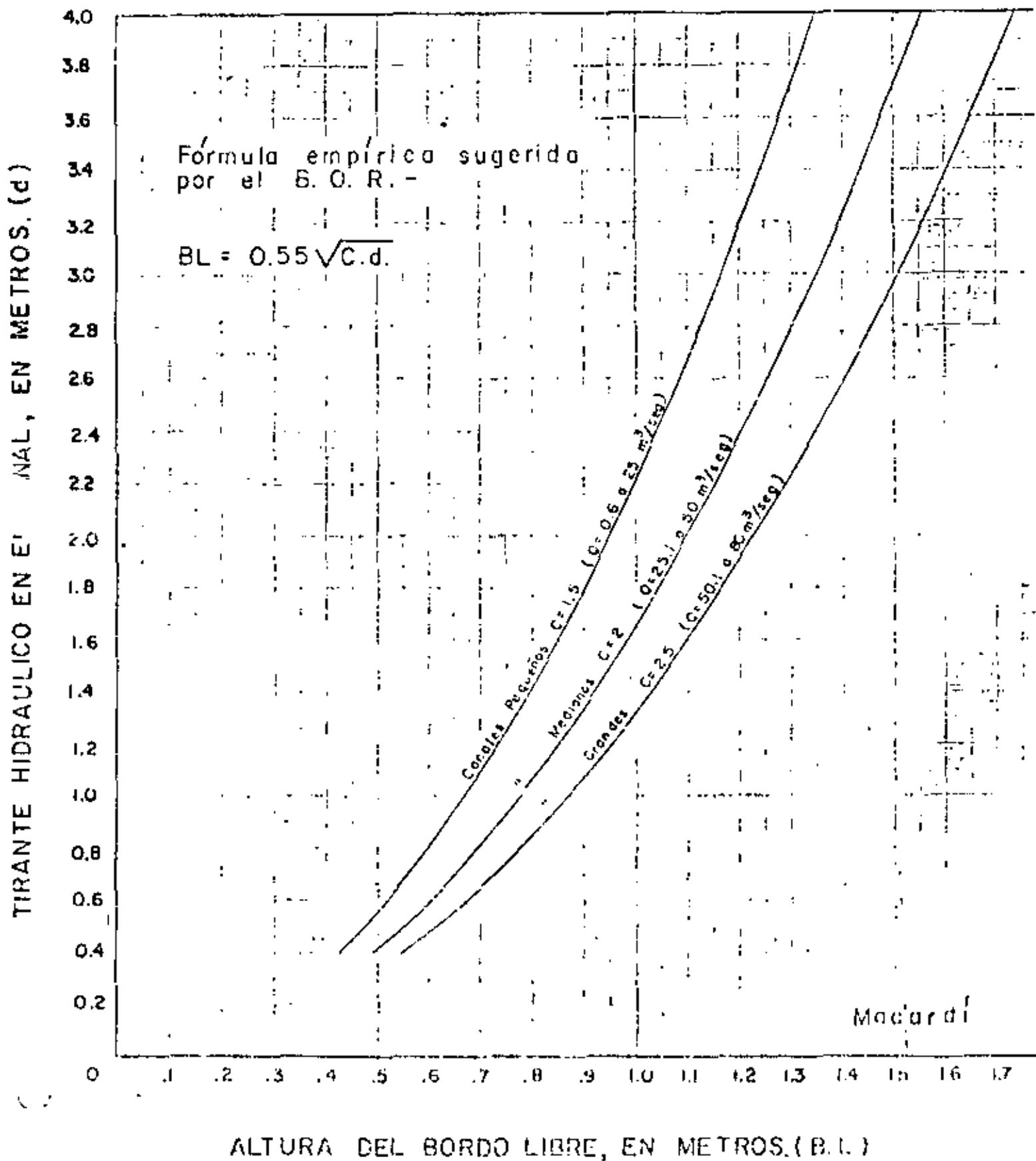
VELOCIDAD MINIMA PERMISIBLE EN CANALES SIN REVESTIR PARA QUE NO SE PRODUZCA SEDIMENTACION.

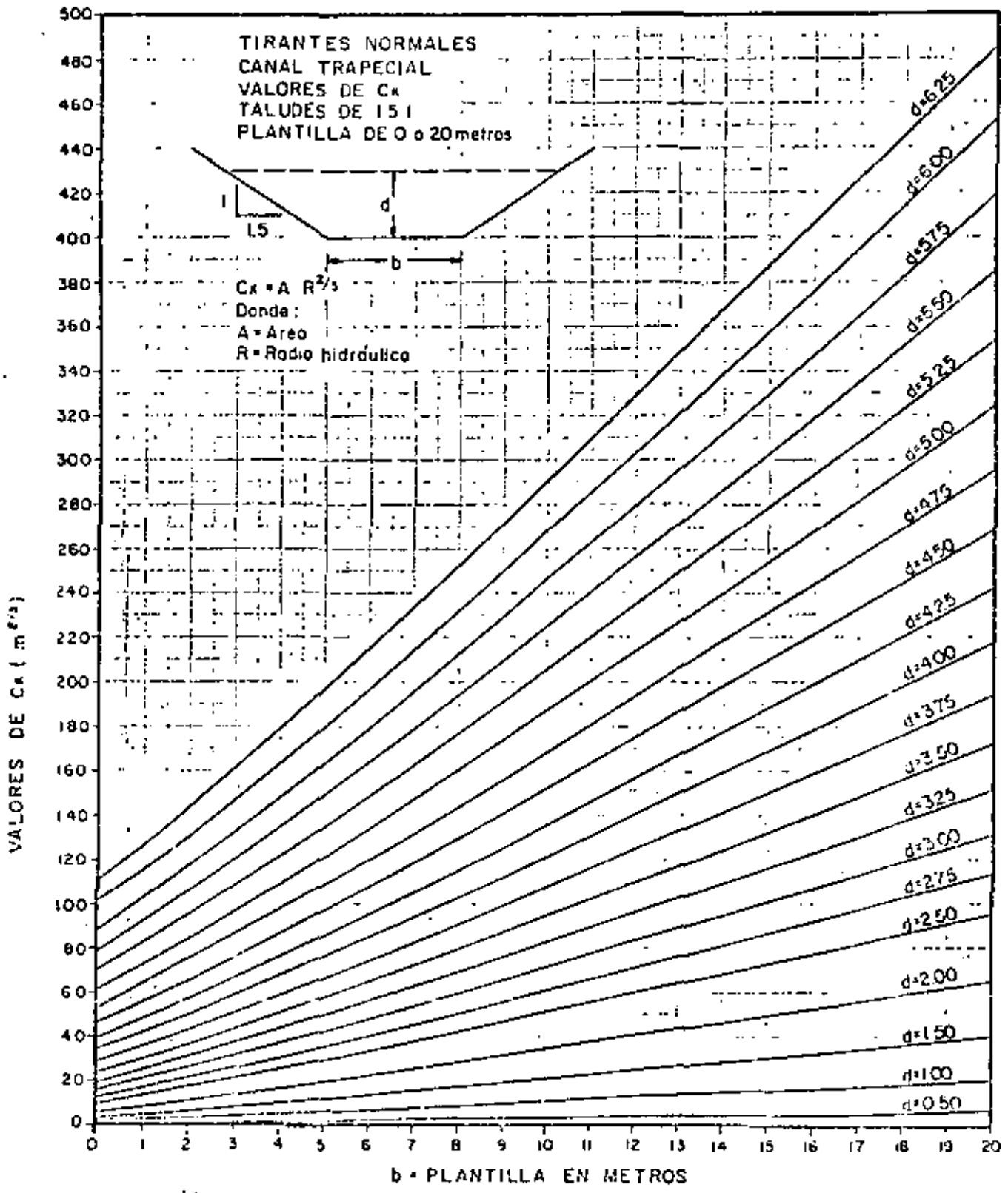
TIRANTE HIDRAULICO EN EL CANAL, EN METROS (d.)

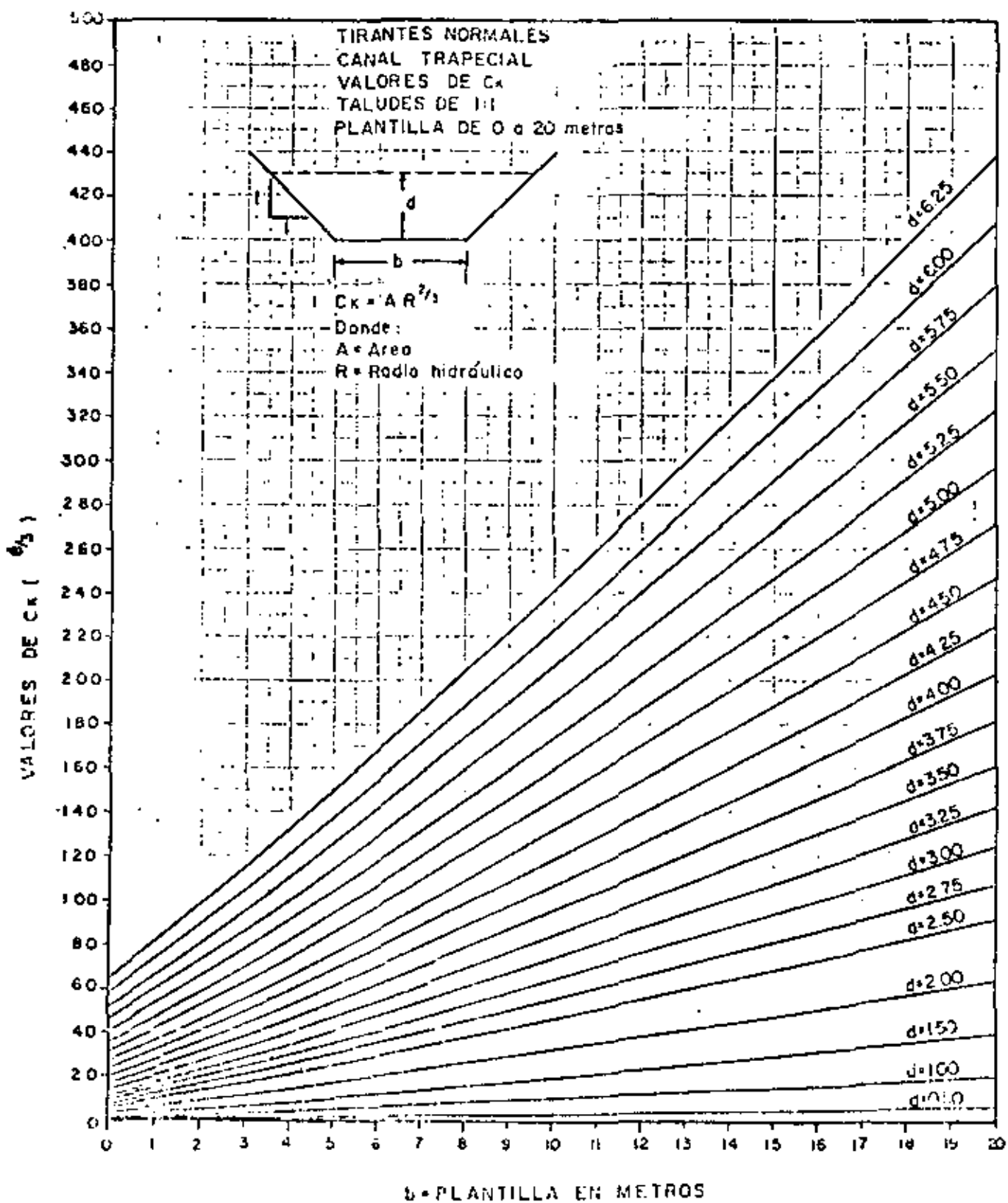


VELOCIDAD DE SEDIMENTACION, EN M/SEG (Vs.)

ESTIMACION PRELIMINAR DEL BORDO LIBRE EN CANALES SIN REVESTIR.

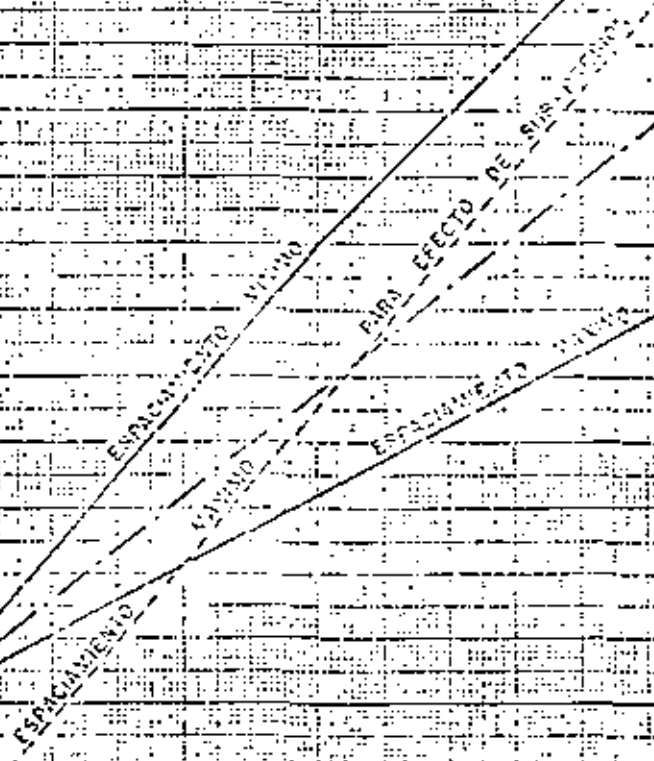






ESPACIAMIENTO ENTRE REPRESAS EN METROS

ESPACIAMIENTO ENTRE REPRESAS EN METROS



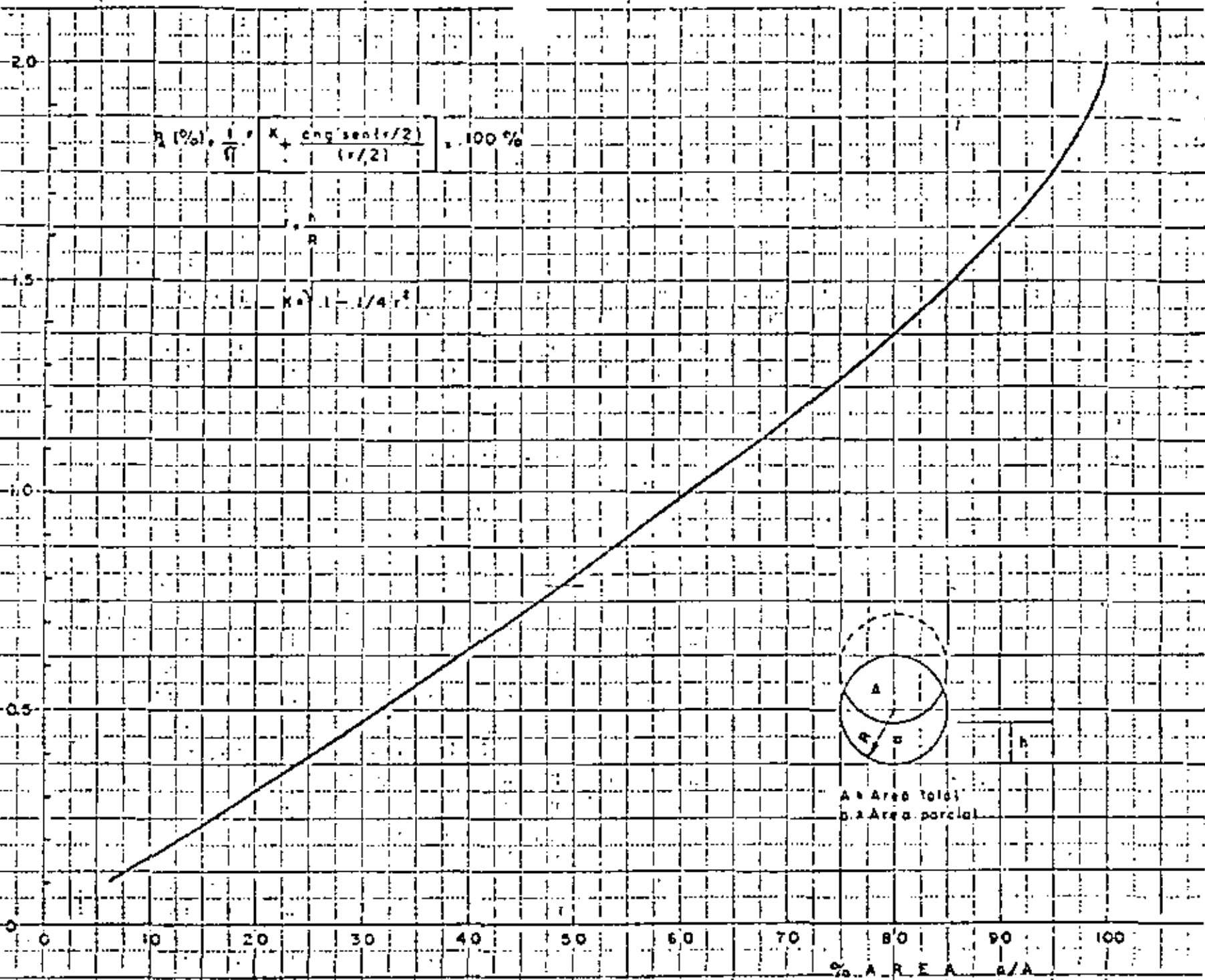
ESPACIAMIENTO ENTRE REPRESAS PARA CANALES REVESTIDOS

PENDIENTE	FACTOR DE CORRECCION	PENDIENTE	FACTOR DE CORRECCION
0.0010	10.857	0.0020	0.555
0.0015	6.866	0.0030	0.389
0.0020	5.000	0.0040	0.274
0.0025	4.000	0.0050	0.222
0.0030	3.333	0.0060	0.185
0.0035	2.857	0.0070	0.159
0.0040	2.500	0.0080	0.138
0.0045	2.222	0.0090	0.125
0.0050	2.000	0.0100	0.113
0.0055	1.818	0.0110	0.103
0.0060	1.666	0.0120	0.095
0.0065	1.538	0.0130	0.088
0.0070	1.428	0.0140	0.082
0.0075	1.333	0.0150	0.077
0.0080	1.250	0.0160	0.072
0.0085	1.176	0.0170	0.068
0.0090	1.111	0.0180	0.064
0.0095	1.053	0.0190	0.061
0.0100	1.000	0.0200	0.058
0.0110	0.909	0.0210	0.055

W. Macrae

LONGITUD ENTRE REPRESAS EN METROS

% ABERTURA W/R



AREA DE LA ABERTURA DE LA COMPUERTA EN PORCIENTO

$$K_3 = \frac{2 g n^2 L}{R^{4/3}}$$

$$\text{Si } R = \frac{D}{4} \quad R^{4/3} = \frac{D^{4/3}}{4^{4/3}} = \frac{D^{4/3}}{6.349604}$$

$$n = 0.014, \quad g = 9.8 \text{ m/seg}^2$$

$$K_3 = \frac{2 \times 9.8 \times 0.014^2 \times 6.34964 L}{D^{4/3}}$$

$$K_3 = \frac{0.0244 L}{D^{4/3}} \quad \therefore 0.5169$$

VALORES TABULADOS DEL COEFICIENTE K_3 (pérdidas por fricción)

Longitud de la tubería (metros)	D I A M E T R O D E L O S T U B O S											E N P U L G A D A S										
	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36	38	40	42	44	46	48	50	52	54	56	58	60
4	0.277	.241	.212	.189	.170	.154	.140	.128	.118	.110	.102	.096	.090	.084	.079	.075	.071	.067	.064	.061	.058	.055
6	.416	.361	.318	.283	.254	.231	.210	.193	.178	.165	.153	.143	.134	.125	.119	.112	.106	.101	.096	.091	.087	.083
8	.554	.482	.424	.377	.340	.307	.280	.257	.237	.220	.205	.191	.179	.168	.158	.150	.142	.135	.128	.122	.116	.111
10	.693	.602	.530	.472	.424	.384	.351	.322	.296	.275	.256	.239	.224	.210	.198	.187	.177	.168	.160	.152	.145	.139
15	1.039	.903	.795	.708	.636	.577	.526	.482	.445	.412	.384	.358	.336	.316	.297	.281	.266	.253	.240	.228	.216	.208
20	1.386	1.204	1.060	.944	.848	.769	.701	.643	.593	.550	.511	.478	.448	.421	.396	.375	.355	.337	.320	.305	.291	.278
25	1.732	1.505	1.326	1.180	1.061	.961	.876	.804	.742	.687	.640	.597	.560	.526	.496	.468	.443	.421	.400	.381	.363	.347
30	2.078	1.806	1.591	1.416	1.273	1.153	1.052	.965	.890	.825	.767	.717	.671	.631	.595	.562	.532	.505	.480	.457	.436	.417
35	2.425	2.107	1.856	1.652	1.485	1.345	1.227	1.126	1.036	.962	.895	.836	.783	.736	.694	.656	.621	.589	.560	.533	.509	.487
40	2.771	2.408	2.121	1.868	1.697	1.537	1.402	1.287	1.187	1.100	1.023	.956	.895	.841	.793	.750	.710	.673	.640	.610	.582	.556
45	3.116	2.700	2.386	2.124	1.903	1.729	1.578	1.447	1.335	1.237	1.151	1.079	1.007	.947	.892	.843	.798	.758	.720	.684	.655	.626
50	3.464	3.010	2.651	2.360	2.121	1.922	1.753	1.608	1.483	1.375	1.279	1.194	1.119	1.052	.991	.937	.887	.842	.800	.762	.728	.695

Aforador Venturi de gasto constante

Por José Antonio MAZA ALVAREZ *
Wlfredo ZAMBRANA PENALOZA **
Ings. Civiles.



Trabajo presentado al VII Congreso de la Comisión Internacional de Riego y Drenaje, celebrado en la ciudad de México en abril de 1967 y al III Congreso Latinoamericano de Hidráulica celebrado en Buenos Aires en noviembre de 1968.

RESUMEN

La Secretaría de Recursos Hidráulicos tiene, desde 1966, el propósito de modificar el sistema de cobro del servicio de Riego que se da a los usuarios.

Esta forma de distribución del agua da motivo a que los agricultores no cuiden el volumen que se consume en sus parcelas, a pesar del asesoramiento técnico que les brinda la propia Secretaría a través de su Departamento de Ingeniería de Riego y Drenaje.

La modificación propuesta al sistema administrativo de los servicios de riego, consiste en cobrar el riego por volumen.

Esta modificación, trae consigo la tarea de construir un gran número de estructuras aforadoras a nivel de usuario en cada Distrito de Riego. Estas estructuras deberán ser fáciles de construir, que provoquen poca pérdida de carga, tener bajo costo y ser de operación sencilla.

El Laboratorio Hidráulico, recibió la recomendación de ensayar los dispositivos aforadores que mejor se adaptaran a la resolución de ese problema.

Las pruebas en el Laboratorio, se orientaron desde un principio a alcanzar dos finalidades: primero, a diseñar y adaptar una estructura aforadora que instalada en la gran variedad de canales en los Distritos de Riego, funcionara con buen grado de exactitud en la medida del gasto y segundo, a diseñar un dispositivo que funcionando como

módulo, absorbiera las variaciones de los niveles de la superficie libre del agua en los canales, para descargar un gasto más o menos constante, dentro de los límites aceptados por la administración de los Distritos de Riego.

Se ensayó un aforador Venturi rectangular y se comprobó que se adaptaba muy bien a las necesidades del primer punto del programa.

Para cumplir con el segundo punto, se adaptó una pantalla al extremo del estrechamiento de la estructura.

La abertura de la pantalla convenientemente calibrada permite limitar el paso de la corriente. Cuando los niveles del agua son bajos, el escurrimiento es a superficie libre, para después, al subir el nivel del agua y tocar el labio inferior de la compuerta, cambiar bruscamente, a escurrimiento de orificio. De esta manera, se obtiene un incremento grande de carga para casi el mismo gasto.

La pantalla puede, además de calibrar los gastos, servir de compuerta de la estructura.

ANTECEDENTES

En la mayoría de los Distritos de Riego, el servicio de riego se da por cuota fija —hectárea riego— que debe ser cubierta por los agricultores beneficiados.

Este servicio administrativo da, a veces, motivo a que los usuarios no tomen las medidas necesarias para evitar desperdicios del agua.

Desde el año de 1966, las autoridades superiores de la Secretaría recomendaron el cambio de esta forma de servicio y dieron instrucciones para que se empezara a organizar el cobro de cuotas por volumen de agua utilizado en cada riego. Con este

* Ing. Jefe del Departamento de Ingeniería Experimental de la Secretaría de Recursos Hidráulicos.

** Ing. Encargado de los Estudios de Ingeniería del Laboratorio Hidráulico de la Secretaría de Recursos Hidráulicos.



fin, se encomendó al Laboratorio Hidráulico de la Secretaría de Recursos Hidráulicos el ensayo de algunos dispositivos aforadores que fueran útiles a los Distritos de Riego.

Los Distritos operan, en las últimas ramificaciones de los canales, con gastos que varían entre 50 l s. Es ahí donde deberán instalarse las estructuras aforadoras para conocer el volumen entregado al usuario y así calcular la cuota correspondiente.

Por otra parte, en la operación de los canales se presenta la dificultad de mantener el agua a niveles constantes, ya que la práctica del riego obliga a abrir y cerrar las compuertas de las obras de toma a intervalos irregulares, lo que provoca fluctuaciones de alguna consideración en los niveles del agua, de tal manera que, aunque se disponga de un sencillo dispositivo de aforo, la determinación del volumen total del agua utilizada en el riego de una parcela, no es muy precisa, a menos que, mientras dure el riego se practiquen dos o más observaciones en la medida del gasto.

La localización de los puntos de aforo frente a parcelas de cultivo, cuyas áreas forman lotes de aproximadamente 5 Ha., obligará a que se construya un gran número de estructuras. Es por ello

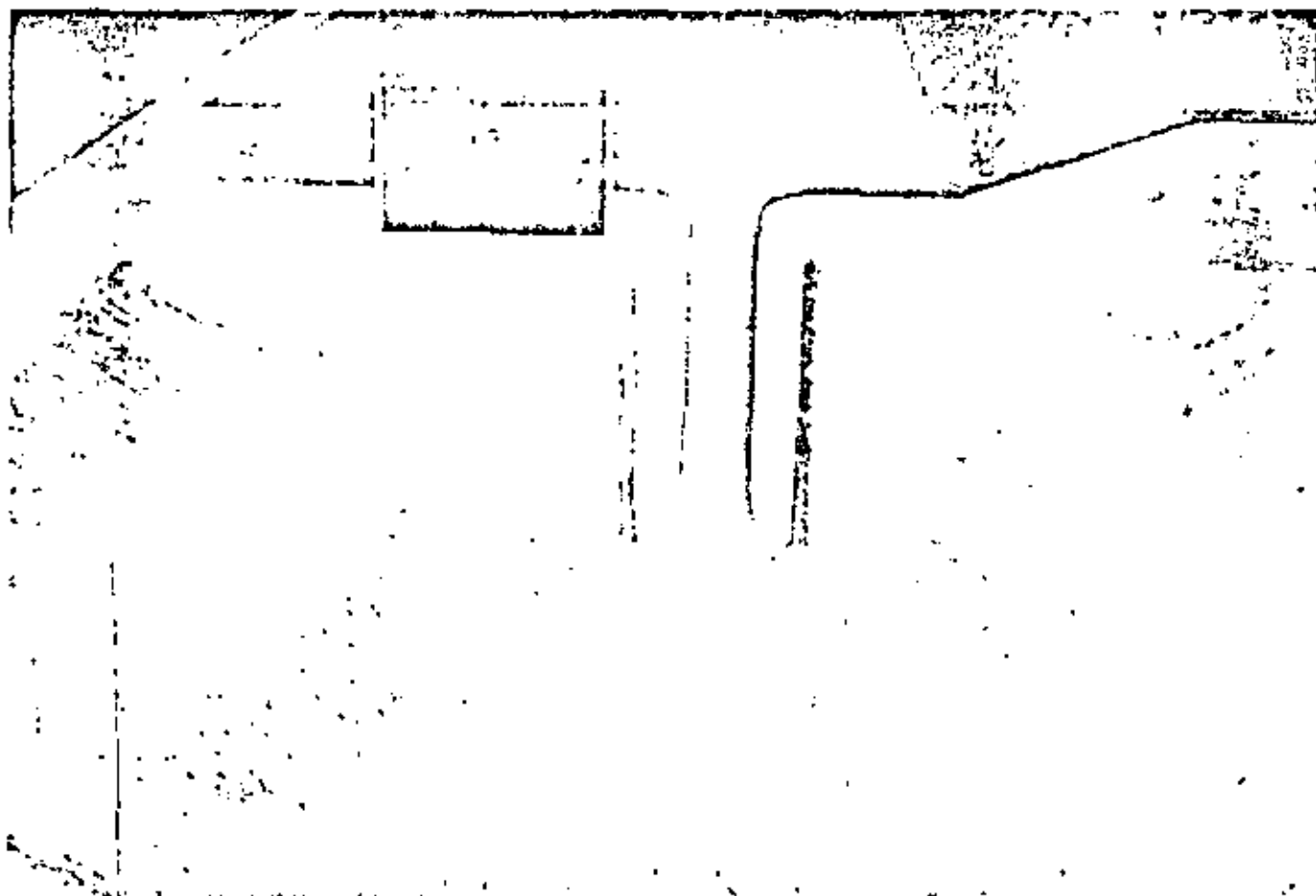
que deberán ser de diseño sencillo, de bajo costo de construcción y de fácil manejo y conservación.

La medida del gasto, dentro del mecanismo administrativo de los Distritos de Riego, es tal, que no exige una gran exactitud y puede aceptar en la práctica de los aforos, desviaciones hasta más o menos 10 por ciento del gasto real.

En el Laboratorio Hidráulico se proyectaron algunos diseños de estructuras aforadoras y se hicieron varios ensayos sobre los mismos. Estos ensayos se orientaron a la obtención de un dispositivo sencillo que pudiera ser construido con materiales prefabricados para abatir los costos y cuyo funcionamiento permitiera, por un lado, aforar con exactitud el gasto y por otro, limitar o estabilizar el gasto entregado a los usuarios, aun cuando el agua en los canales sufriera variaciones en sus niveles.

ENSAYOS EN EL LABORATORIO

Entre las estructuras ensayadas, la que mostró ser la más conveniente es la llamada "Venturi" que se muestra en la figura Núm. 1. Consiste en un estrechamiento practicado en el canal, capaz de provocar el tirante crítico en la corriente; el es-



Funcionando como sección de control. Vista hacia aguas arriba

estrechamiento es de sección rectangular formado por dos paredes laterales de longitud igual a tres veces el ancho del estrechamiento; su parte inicial se forma con un segmento de círculo y las paredes terminan con un ensanchamiento brusco para empotrarse en los taludes del canal.^{1,2}

Los primeros ensayos se hicieron en un aforador de 13.3 cm. de ancho construido en un canal rectangular con ancho de plantilla de 40 cm.

$r = \frac{b}{H} = \frac{1}{3}$. La longitud del aforador es igual a 3 b.

La estructura fue construida de mampostería de ladrillo aplanado de cemento y en ella se hicieron las siguientes pruebas:

- Se obtuvo su curva de gastos.
- Se fijó el límite máximo de ahogamiento que no altera el gasto extraído.
- Se probaron distintos tipos de rugosidad en las paredes de la estructura.

Cabe mencionar que cuanto se describe en este trabajo se refiere a corrientes de baja velocidad, donde las cargas de velocidad son mínimas y que por tanto no se toman en cuenta.

La curva de gastos obtenida es del tipo parabólico semejante al de las estructuras de sección de control, ya que la estructura hace que la corriente pase de régimen tranquilo, aguas arriba, a rápido, al final de la contracción.

La curva de gastos para este dispositivo aforador se muestra en la figura Núm. 2.

Los resultados obtenidos con esta estructura de 13.3 cm. fueron tomados como base para diseñar dispositivos con otros anchos, aplicando la teoría de la similitud.

Durante los ensayos se observó que la estructura permitía grandes variaciones en el nivel del agua después del estrechamiento sin que se alterara la descarga ni la elevación del agua en el canal de aguas arriba. Después de una serie de pruebas para diferentes gastos se determinó que el límite del funcionamiento de la estructura hasta donde la descarga puede considerarse libre, es la

relación $\frac{d}{H_1} = 0.70$, es decir, que la descarga no

varía mientras el tirante de aguas abajo sea menor al 70 por ciento del tirante de aguas arriba. (Véase la figura Núm. 1.)

Se determinaron curvas de gastos para diferentes condiciones de ahogamiento hasta llegar a valores del 50 por ciento. Los resultados obtenidos no se presentan en este trabajo por considerarlos de un interés secundario, sin embargo están a disposición de quien los solicite. El presente trabajo sólo describe el funcionamiento de la estructura

con ahogamientos menores o igual al 70 por ciento.

El hecho de que este aforador permita un ahogamiento tan grande sin alterar el valor del gasto es de gran utilidad, principalmente en los Distritos de Riego muy planos, donde los canales tienen pendientes muy bajas y no admiten la instalación de estructuras que provoquen fuertes pérdidas de carga.

Como estos dispositivos aforadores serán construidos en el campo bajo distintos tipos de supervisión y utilizando diversos materiales, se estudió en el laboratorio la variación que pueda sufrir el gasto, debido a diferentes irregularidades de las paredes del aforador. Se probaron estructuras de cemento muy lisas, cuya rugosidad absoluta, se estimó en $\epsilon = 0.0002$ m., otras con acabado muy rugoso, $\epsilon = 0.002$ m., así como otras construidas con lámina de acero $\epsilon = 0.00001$. Se comprobó que la rugosidad dentro de los límites estudiados no afectaba el valor del gasto.

Después de las pruebas con el aforador de 13.3 cm. de ancho que sólo alcanzaba a aforar en forma práctica únicamente gastos menores de 25 l.s. se procedió a construir otras tres estructuras que abarcaran rangos hasta de 200 l.s. en el aforo. Las dos primeras de mampostería de ladrillo recubiertas de cemento con acabado normal y anchos de 20 y 40 cm., respectivamente; la tercera fue hecha de lámina de acero y ancho de 30 cm.

El aforador de 20 cm. de ancho se colocó en un canal trapecial con taludes 1.5:1 y sus transiciones se hicieron con radio de 20 cm. El de 40 cm., se instaló como toma lateral de un canal con iguales características, pero su transición se hizo con un radio de 40 cm.; el de lámina de acero fue colocado con la misma posición que el primero y su radio de transición se escogió de 30 cm.

Como ya se mencionó, a partir de los resultados obtenidos con el aforador de 13.3 cm. y aplicando las leyes de similitud, se obtuvieron las curvas de gastos de las 3 nuevas estructuras. Estos resultados se compararon con los valores reales obtenidos durante las pruebas en dichas estructuras y se comprobó, como pueden verse en las figuras 3 y 4 que la descarga no es afectada por el radio de transición, ni por la rugosidad de las paredes ni por el ancho del canal en que estén colocados, ni por su posición relativa respecto al eje del canal, es decir, si están alineados o perpendiculares a él. Tampoco influyó el que estuvieran colocadas en un canal trapecial o rectangular.

Con todos los valores obtenidos en los aforadores, se obtuvo la ecuación general para la determinación del gasto, igual a

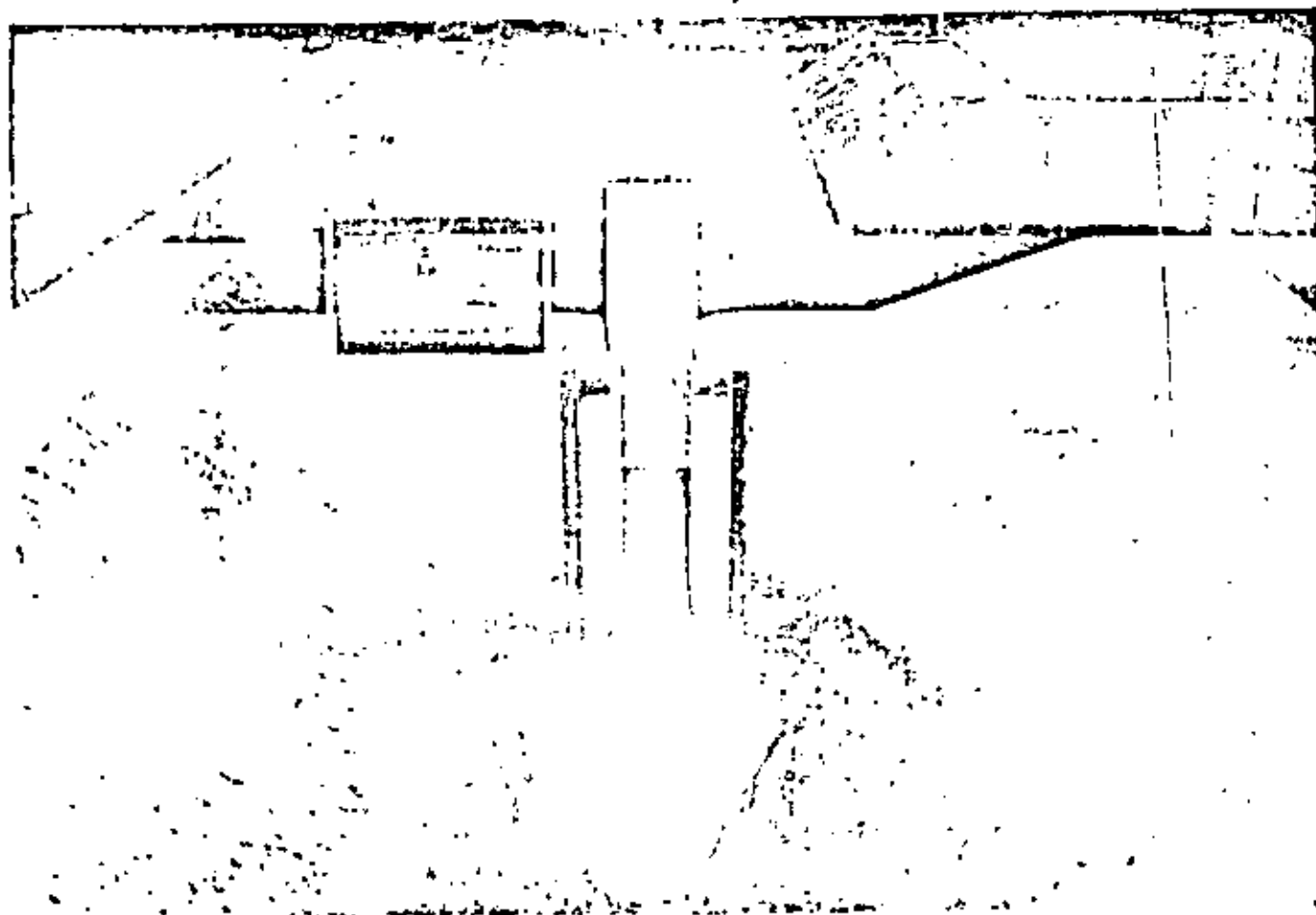
$$Q = 0.525 b H^{3/2} \sqrt{g} \dots \dots (1)$$

Se comprobó también que esta expresión es válida en cualquier aforador siempre y cuando el tirante aguas abajo sea igual a 0.7 del tirante de aguas arriba (ahogamiento del 70 por ciento).

Cuando la instalación de estas estructuras se hace en un canal de pendiente muy pequeña,

¹ Charles Judger *Engineering Fluid Mechanics*. Blackie and Son Limited, Londres, 1961.

² Alfredo Cirrillo Roura, Celestino Martínez Pérez *Uso del Aforador Hallowell en régimen supercrítico*. II Congreso Latinoamericano de Hidráulica, Cúcuta, julio, 1966



Funcionando como orificio. Vista hacia aguas arriba

es probable que el porcentaje de ahogamiento $\frac{d}{H}$ sea mayor de 0.7, con lo que la curva de gastos estudiada aquí, se altera. Para reducir el valor de $\frac{d}{H}$ por debajo de 0.7 debe construirse el aforador sobre un escalón colocado en la plantilla cuya longitud sea igual al del aforador y cuya altura sea igual a la diferencia $(d - 0.7 H)$. La ecuación propuesta no se altera sensiblemente a pesar del escalón ya que en la práctica, el canal se azoza rápidamente aguas arriba del escalón.

REGULADOR DE GASTO CONSTANTE

Al aforador ya descrito se le hicieron diversas adaptaciones para obtener una estructura que permitiera extraer un gasto constante dentro de un error de más o menos 10 por ciento, a pesar de que hubieran variaciones del nivel del agua en el canal de aguas arriba.

La adaptación más simple, que dio resultados más satisfactorios, consistió en la colocación de una pantalla al final del estrechamiento. Con esta pantalla se logra que la corriente que fluye como escurrimiento a superficie libre cambie a escur-

rimiento a través de un orificio en cuanto la superficie libre del agua toca el labio inferior de la pantalla.

Como es sabido, el cambio señalado en el tipo de escurrimiento, da lugar a curvas de gastos con una fuerte inflexión, ya que el funcionamiento como orificio tiene la característica de que al incrementar la carga, los incrementos en gasto son mucho menores que los correspondientes a escurrimientos a superficie libre.

La mejor posición de la pantalla se fijó a 0.5 b del extremo de aguas abajo del estrechamiento.

Se llevó a cabo un ciclo de ensayos para determinar las curvas de gastos de las estructuras con anchos de 13.3, 20 y 40 cm. para diferentes aberturas y se encontró que la carga podía variar un 30 por ciento sin que variara el gasto dentro del margen establecido. En la figura 5 pueden verse las curvas de gastos para la estructura de 20 cm., cuando se desean regular descargas de 50 y 100 l s. Con todos los resultados registrados, se obtuvo la siguiente ecuación, cuando el funcionamiento es de orificio.

$$Q = 0.55 a b \sqrt{2gH} \dots \dots \dots (2)$$

Los valores del gasto dados por esta expresión son correctos mientras el tirante aguas abajo sea

menor de 0.5 veces al tirante de aguas arriba, es decir, que el abogamiento sea menor del 50 por

$$\text{ciento } \frac{d}{H} = 0.5.$$

Una ventaja adicional obtenida con este tipo de estructuras es que, por ser móvil la pantalla, al hacerla de un espesor conveniente puede servir perfectamente como puerta y obturar completamente el paso del agua. Para que la pantalla sirva para regular distintos gastos y como obturador se necesita proveerla de algún mecanismo de fijación.

Después de obtener mas cuantas curvas, los ensayos y estudios se dirigieron a encontrar un procedimiento para obtener una abertura "a" que permitiera regular un gasto fijado de antemano.

Para determinar la abertura de la pantalla se hace lo siguiente: Se hace pasar por el aforador un gasto igual al 90 por ciento del gasto que se desea regular. Se baja la pantalla hasta que roce la superficie libre y la estructura funcione como orificio; a continuación se sube muy lentamente hasta que la vena líquida se desprenda de su borde inferior y nuevamente funcione a superficie libre. En ese momento se fija la pantalla y queda definida la abertura.

Para encontrar la abertura más apropiada de la compuerta, en la forma descrita, se requiere tener la estructura construida. Si se desea fijar una abertura en forma analítica y así tener una idea aproximada de su valor, se puede resolver el siguiente sistema de ecuaciones, en las que el valor "b" debe ser fijado de antemano.

$$Q = 1.06 \ b \ H^{3/2} \dots \dots \dots (3)$$

$$Q = 2.5 \ a \ b \ \sqrt{H} \dots \dots \dots (4)$$

En este sistema que no debe ser usado para encontrar curvas de gastos, se fija "Q" y "b" de antemano, se obtiene H en la ecuación superior para sustituirla en la inferior y de ella despejar "a".

En muchas ocasiones, cuando ya se tiene construida la estructura, puede conocerse el valor de H para el gasto que se desea modular, con la ayuda de su correspondiente curva de gastos de descarga libre y definir la abertura de la pantalla con la siguiente igualdad:

$$a = 0.565 \ H \dots \dots \dots (5)$$

El valor de "a" obtenido con la ayuda de las ecuaciones anteriores, difiere de las aberturas encontradas durante las pruebas en un 10 por ciento como máximo. Se recomienda, por tanto, fijar la abertura necesaria con la prueba descrita, aunque se puede usar la abertura obtenida analíticamente, para tener una idea aproximada de su valor.

Las ventajas de la estructura ensayada son:

- a) Se dispone de un aforador de gran exactitud cuando funciona a superficie libre.
- b) Se tiene un módulo de gasto constante cuando trabaja como orificio.
- c) Es muy sencilla de construirse y calcularse.
- d) Soporta grandes abogamientos que no alteran sus curvas de gastos. (El abogamiento máximo como aforador es de 0.7 H y como orificio 0.5 H.)
- e) No influye el ancho del canal en que está colocado, siempre y cuando éste sea mayor de 3 veces el estrechamiento de la estructura.
- f) La rugosidad de las paredes de la estructura no afecta la descarga dentro del rango probado ($0.0001 < \epsilon < 0.002$ m).
- g) Es muy económica y no está patentada, por lo que su uso es totalmente libre.

CONCLUSIONES

Mediante la construcción de un estrechamiento en un canal es posible disponer de una estructura aforadora cuyo funcionamiento provoque una pérdida de carga relativamente baja y que no sea afectada en su descarga libre mientras los tirantes de aguas abajo no sean superiores a 0.7 del tirante de aguas arriba.

Al colocar, en esta estructura, una pantalla móvil a una distancia igual a 0.5 b del extremo de aguas abajo del estrechamiento, se dispone de una estructura reguladora de gasto constante con una aproximación del 90 por ciento.

Después de los ensayos realizados, se obtuvieron las ecuaciones generales para cada uno de los funcionamientos. La ecuación 1, escurriendo a superficie libre y la ecuación 2, funcionando como orificio.

Se ha indicado la forma de determinar la abertura "a" que permite regular un gasto prefijado, tanto experimentalmente en la estructura como analíticamente.

Las figuras 5 a 12 muestran las curvas de gasto que más uso pueden tener en los Distritos de Riego ya que cubren un rango amplio de anchos de plantilla en los canales.

Las figuras 13 y 14 muestran ejemplos de instalación de las estructuras, tanto en un canal de salida de una obra de toma, como en sustitución de la compuerta clásica en obras de toma.

Si se instalan estas estructuras en canales con velocidades de regala que no sean despreciables, las curvas de gasto son válidas si el valor del tirante observado, se suma el valor de la carga de velocidad correspondiente.

El costo de construcción de esta estructura es muy variable, dependiendo del lugar y de los materiales empleados.

Figura Núm. 1

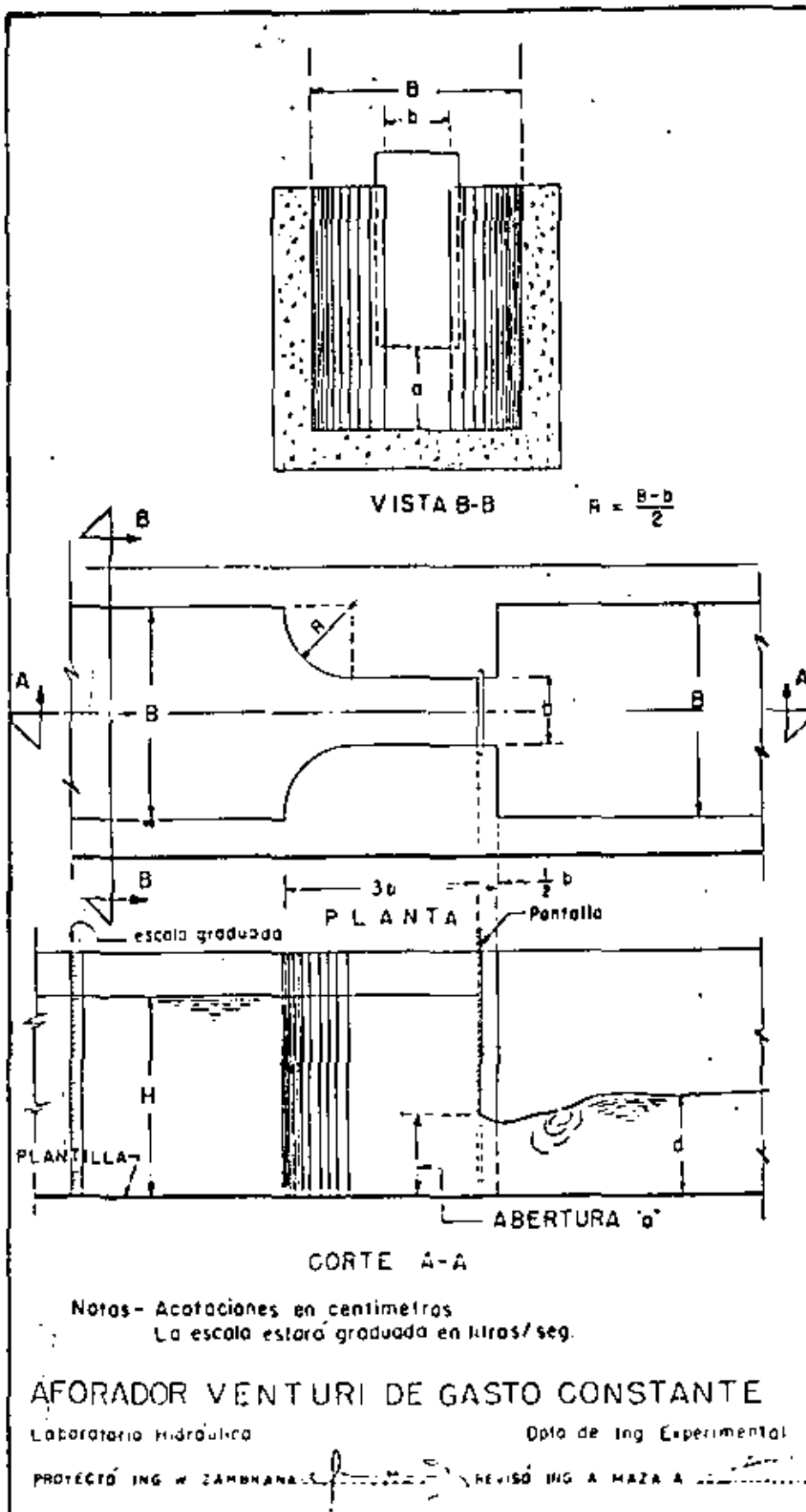


Figura Núm. 2

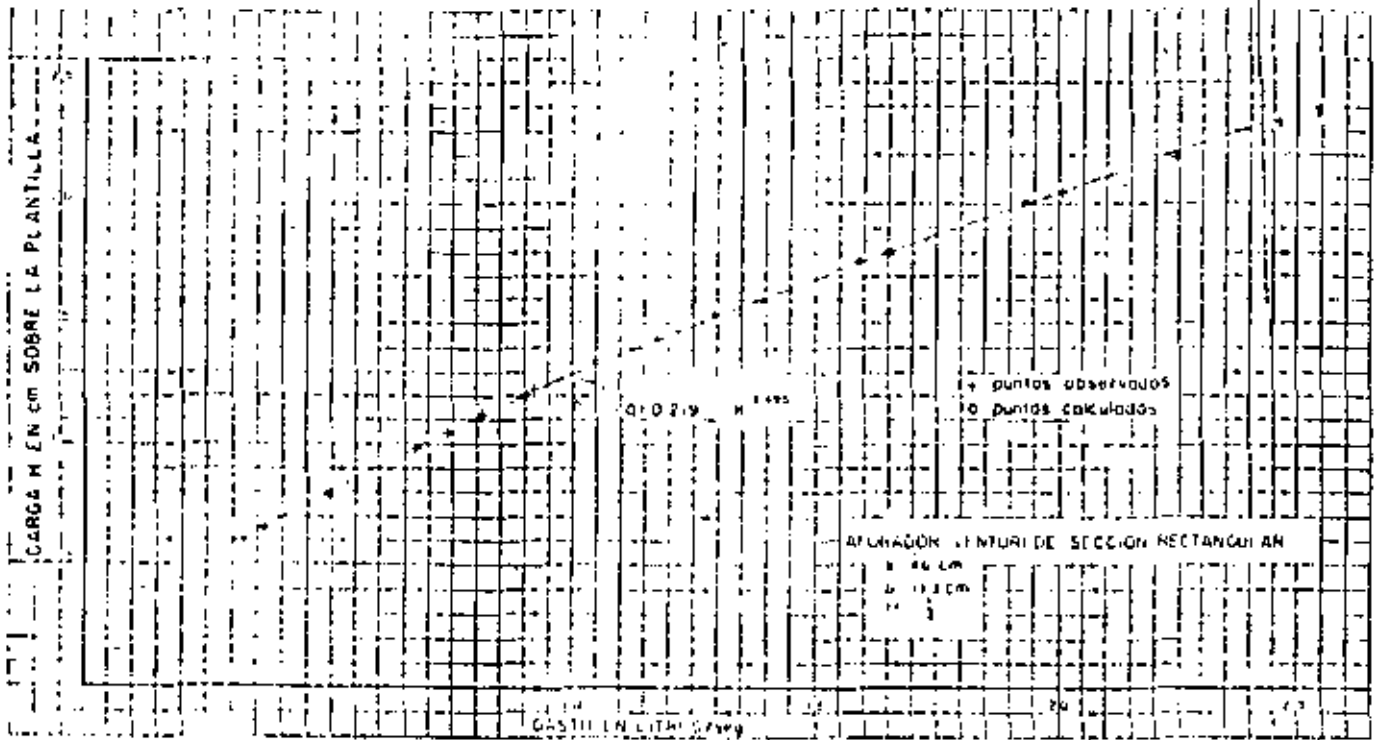


Figura Núm. 3

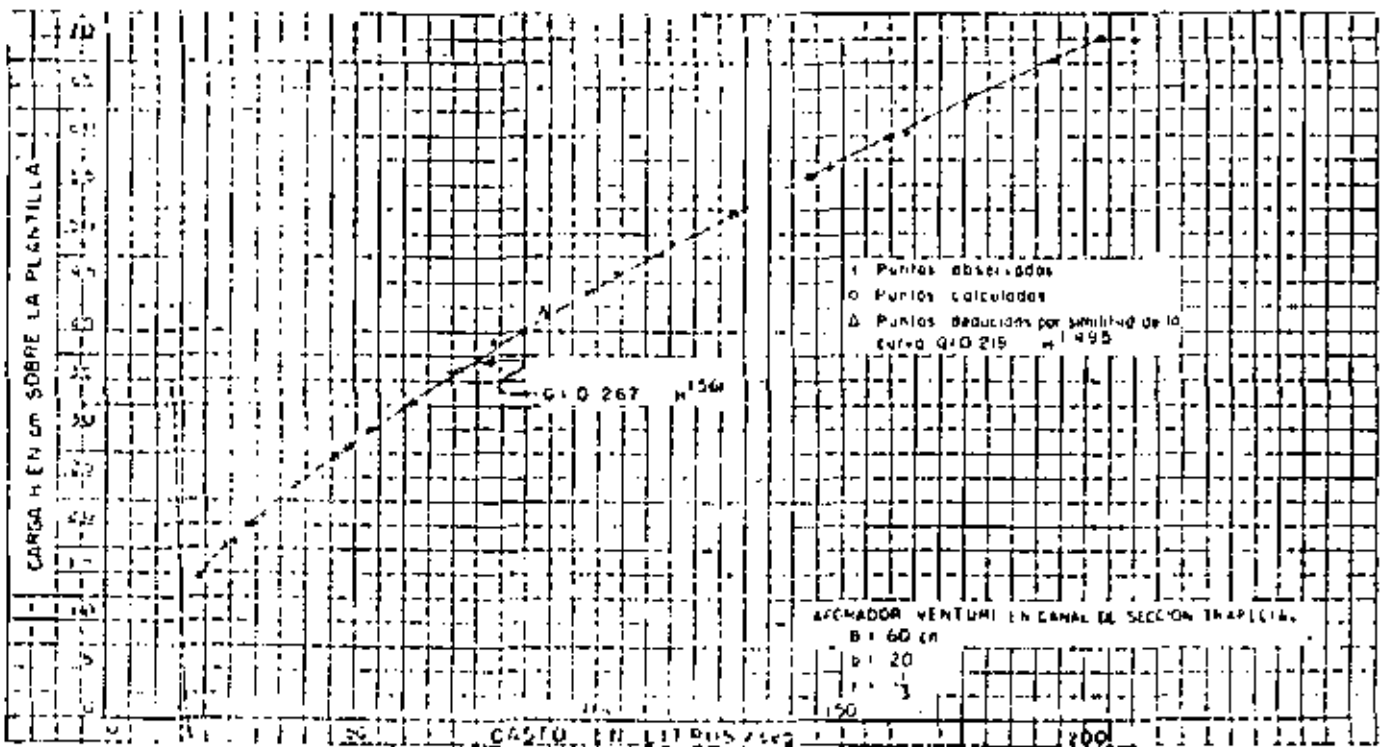


Figura Núm. 4

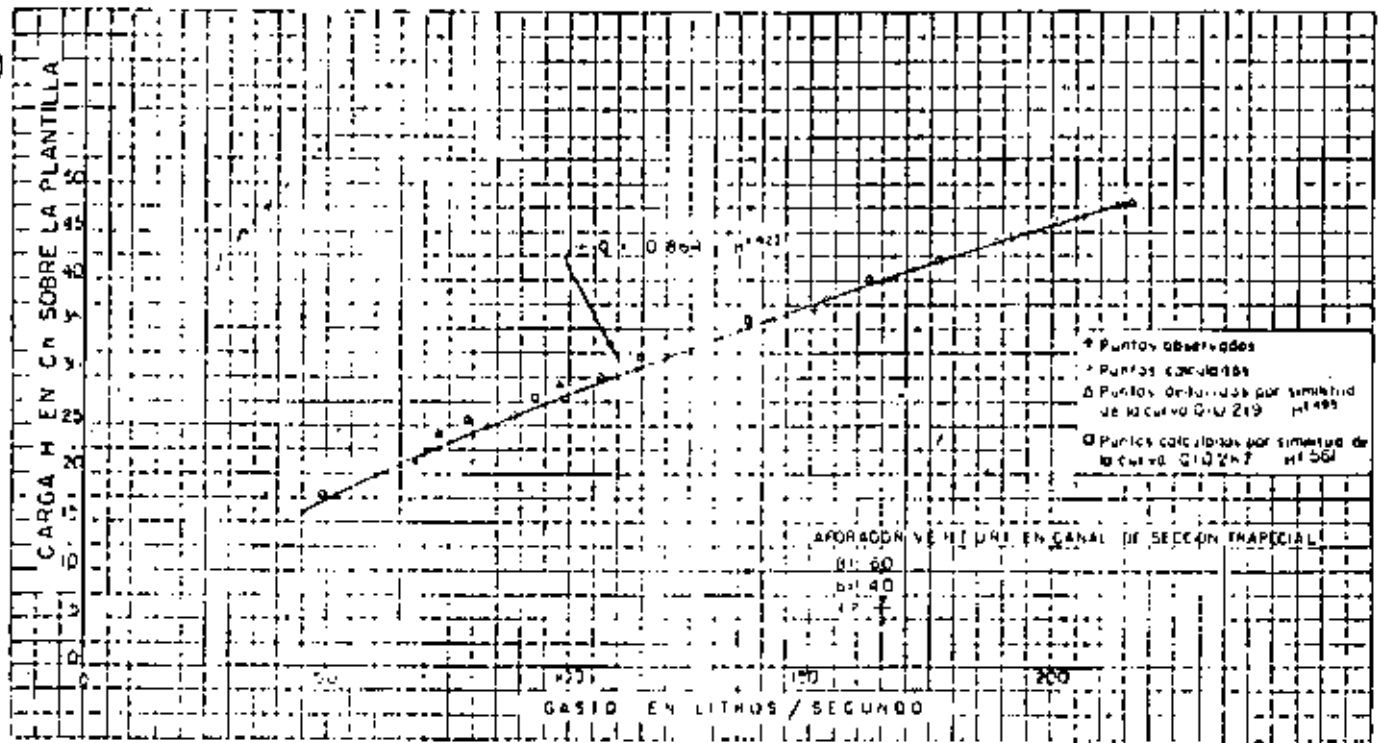
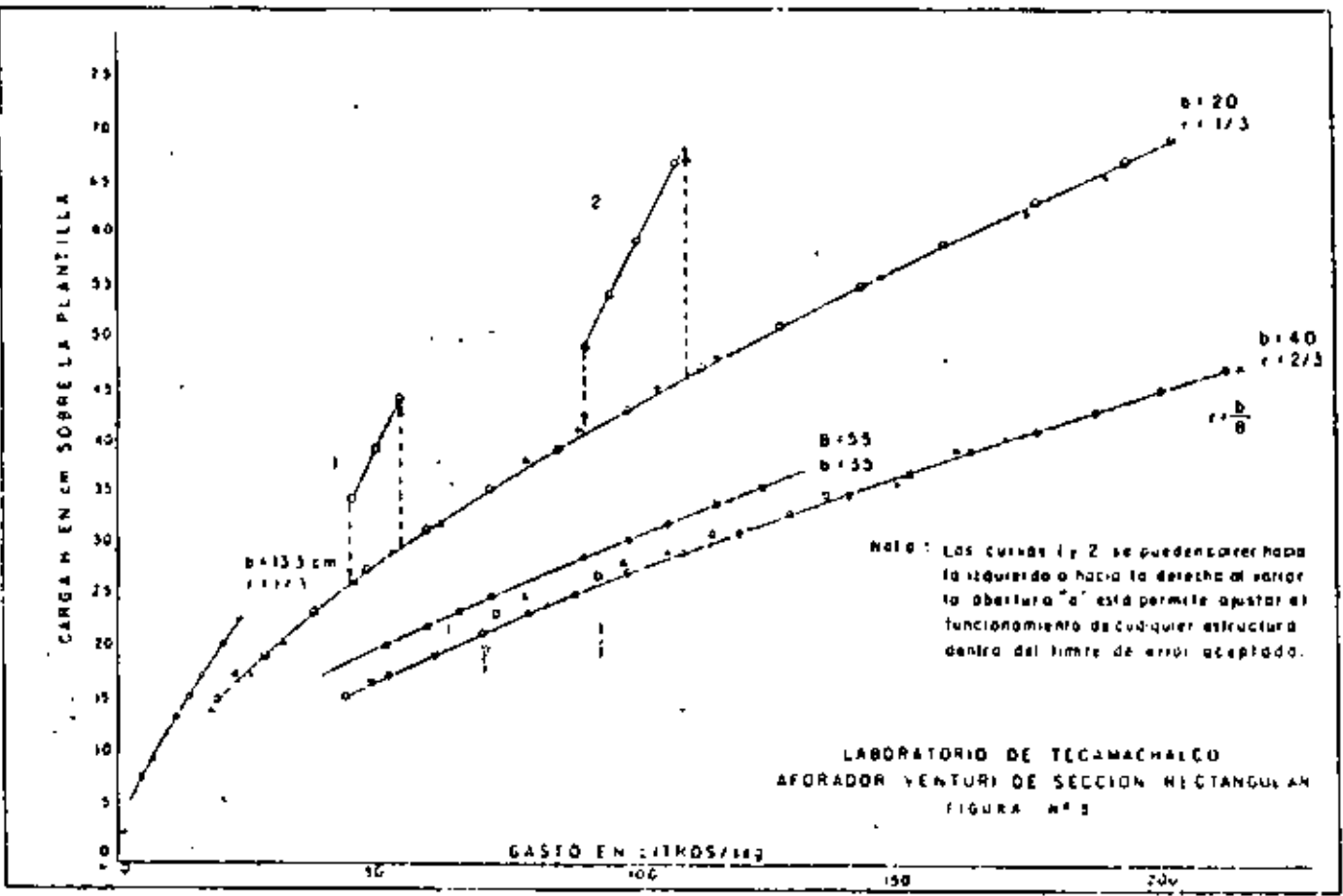


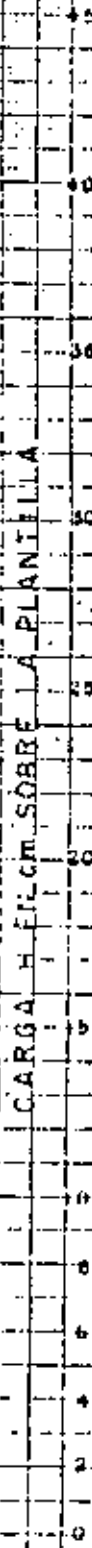
Figura Núm. 5



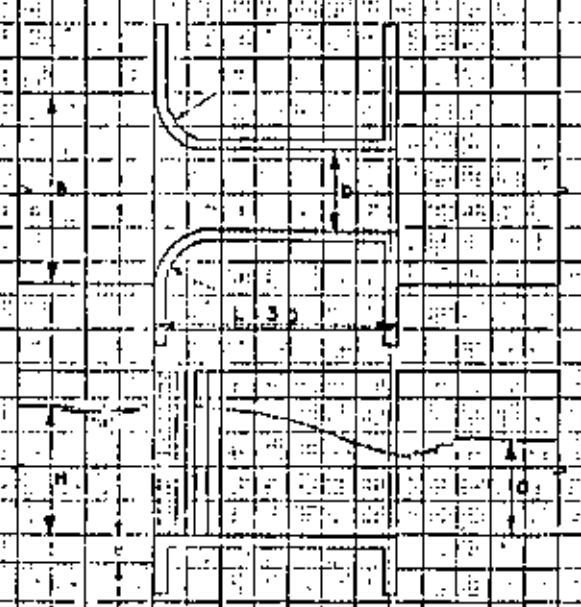
AFORADOR VENTURI

Fig. 5

CARGA H. EN CM SOBRE LA PLANILLA



$C = 0.97$
 $d = 2.54$ cm
 $D = 7.62$ cm



Para canales trapezoidales o rectangulares

$$Q = C A \sqrt{2gh}$$

ENSAJO Y CALCULO ING. W. ZAMPANA

REVISO ING. A. MAZAR

GASTO EN LITROS POR SEGUNDO



Fig. 7

AFORADOR VENTURI

LABORATORIO HIDRAULICO
DEPTO. DE INGENIERIA EXPERIMENTAL

CARGA EN CM. SOBRE LA PUERTILLA

Ahogamiento máximo para canales rectangulares o trapeciales

$\alpha = 0.70$

canal para compuerta

$$b = \frac{2}{3} B$$

$$L = 3b$$

ENSAYO Y CALCULO:
ING. W. ZAMBANA P.

REVISOR:
ING. J. A. MAZA A.

GASTO EN LITROS POR SEGUNDO

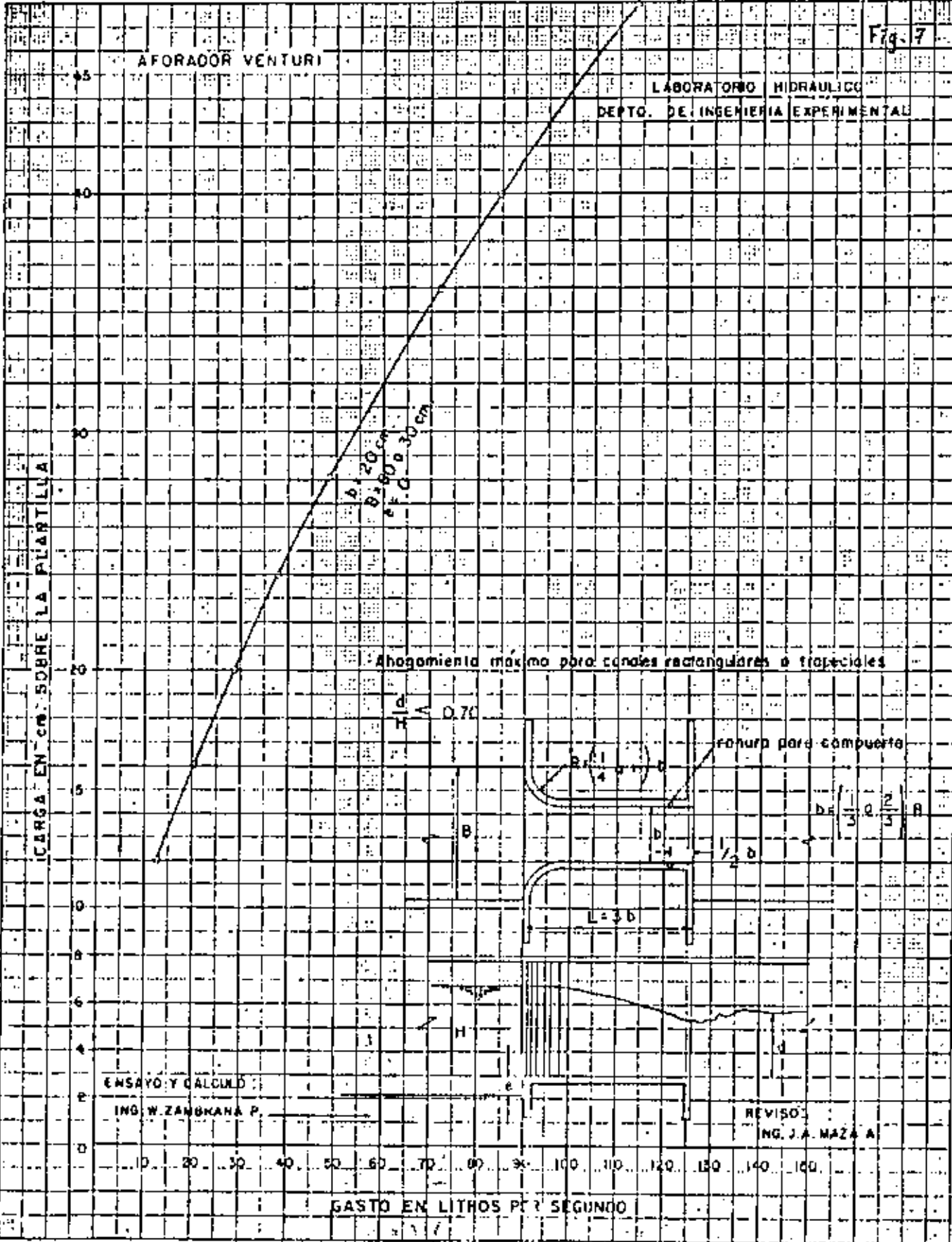


Fig. 3

CARGA H EN CM SOBRE LA PLANTILLA

PROFADOR VENTURA

45
40
35
30
25
20
15
10
8
6
4
2
0

Ahogamiento máximo para canales rectangulares o trapezoidales

$$\frac{d}{h} = 0.70$$



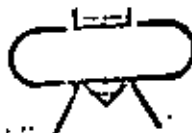
$$b = \left(\frac{1}{3} h + \frac{r}{h} \right) B$$

ENSAYO Y CALCULO
INGEN. ZAMBRANA P.

REVISO
ING. J. MAZDA

0 10 20 30 40 50 60 70 80 90 100 110 120 130 140 150 160 170 180

GASTO EN LITROS POR SEGUNDO

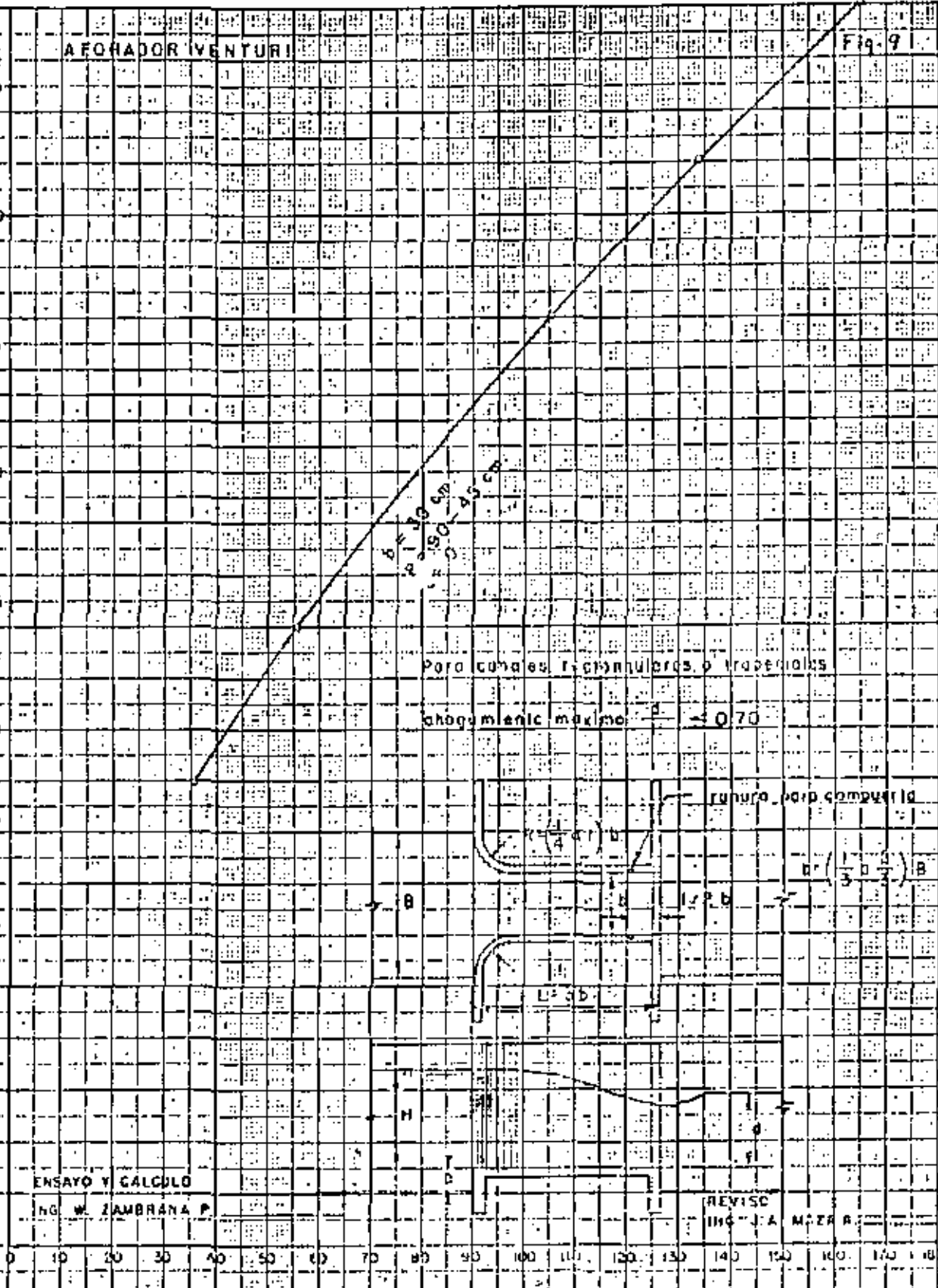


AFORADOR VENTURI

Fig. 9

CARGA H EN CM SOBRE LA PLANTILLA

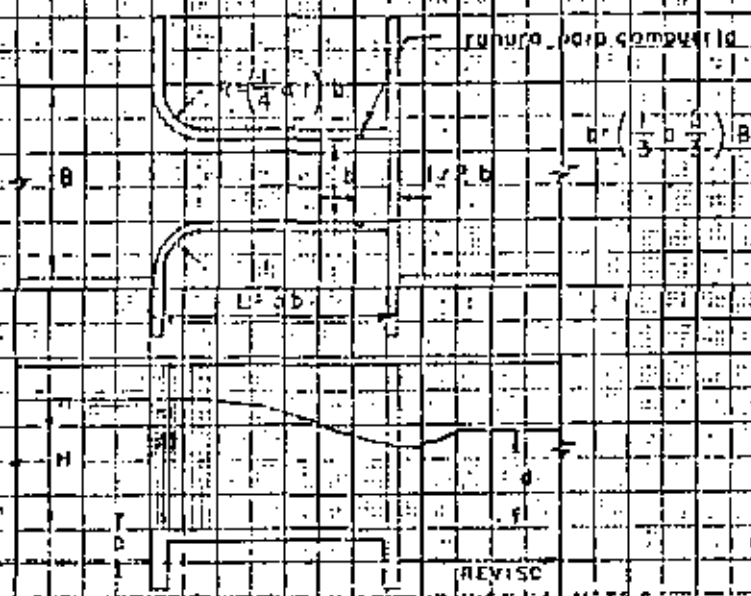
45
40
35
30
25
20
15
10
5
0



$d = 1.90 \text{ cm}$
 $d' = 0.45 \text{ cm}$

Para conos, cilindros o trapecios

coeficiente máximo $C = 0.70$



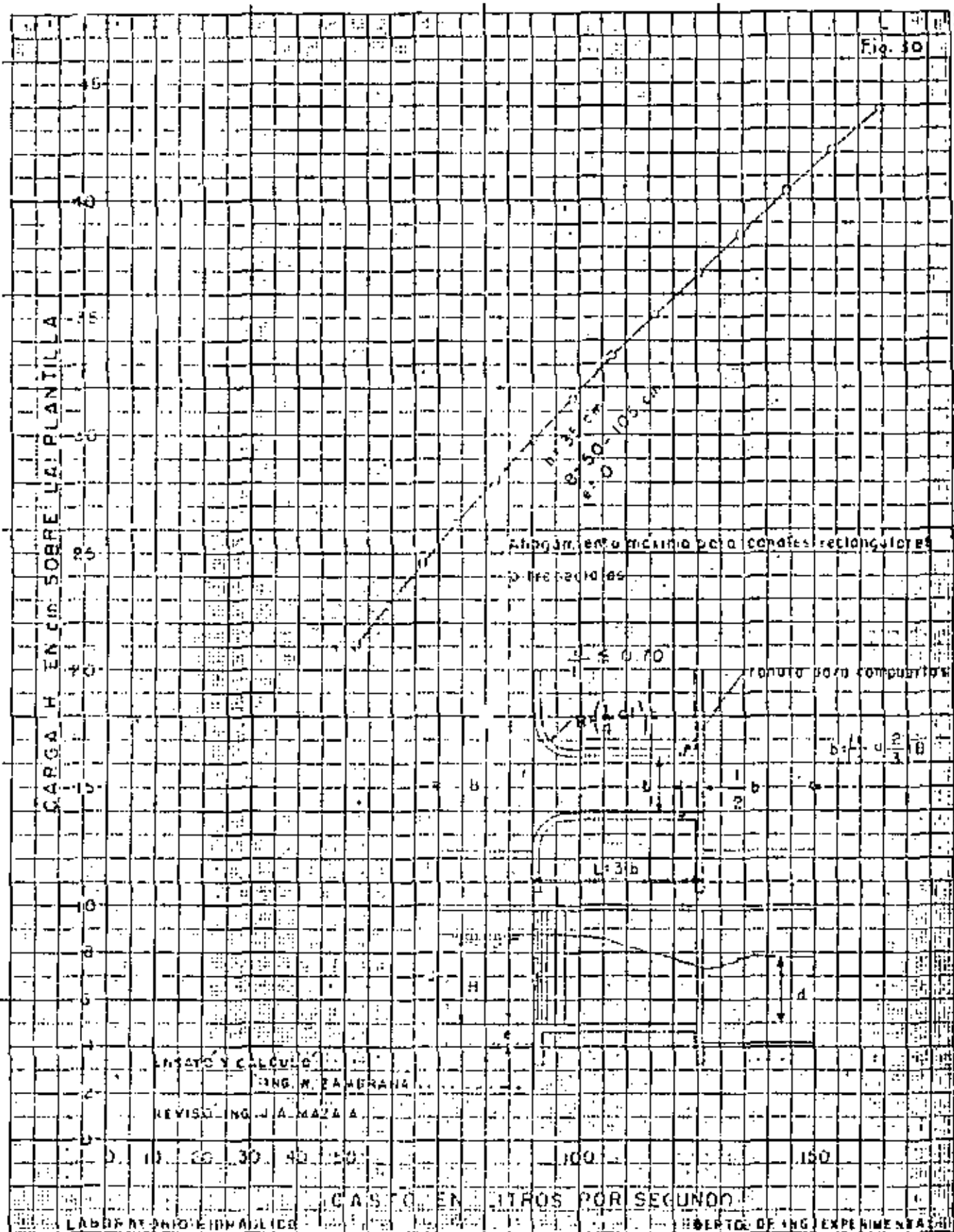
$$d' = \left(\frac{1}{3} \pm \frac{2}{3} \right) B$$

ENSAYO Y CALCULO
ING. W. ZAMBRANA P.

REVISO
ING. J. A. MORALES

GASTO EN LITROS POR SEGUNDO

Laboratorio Hidraulico Depto. de Ing. Experimental



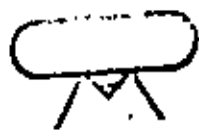
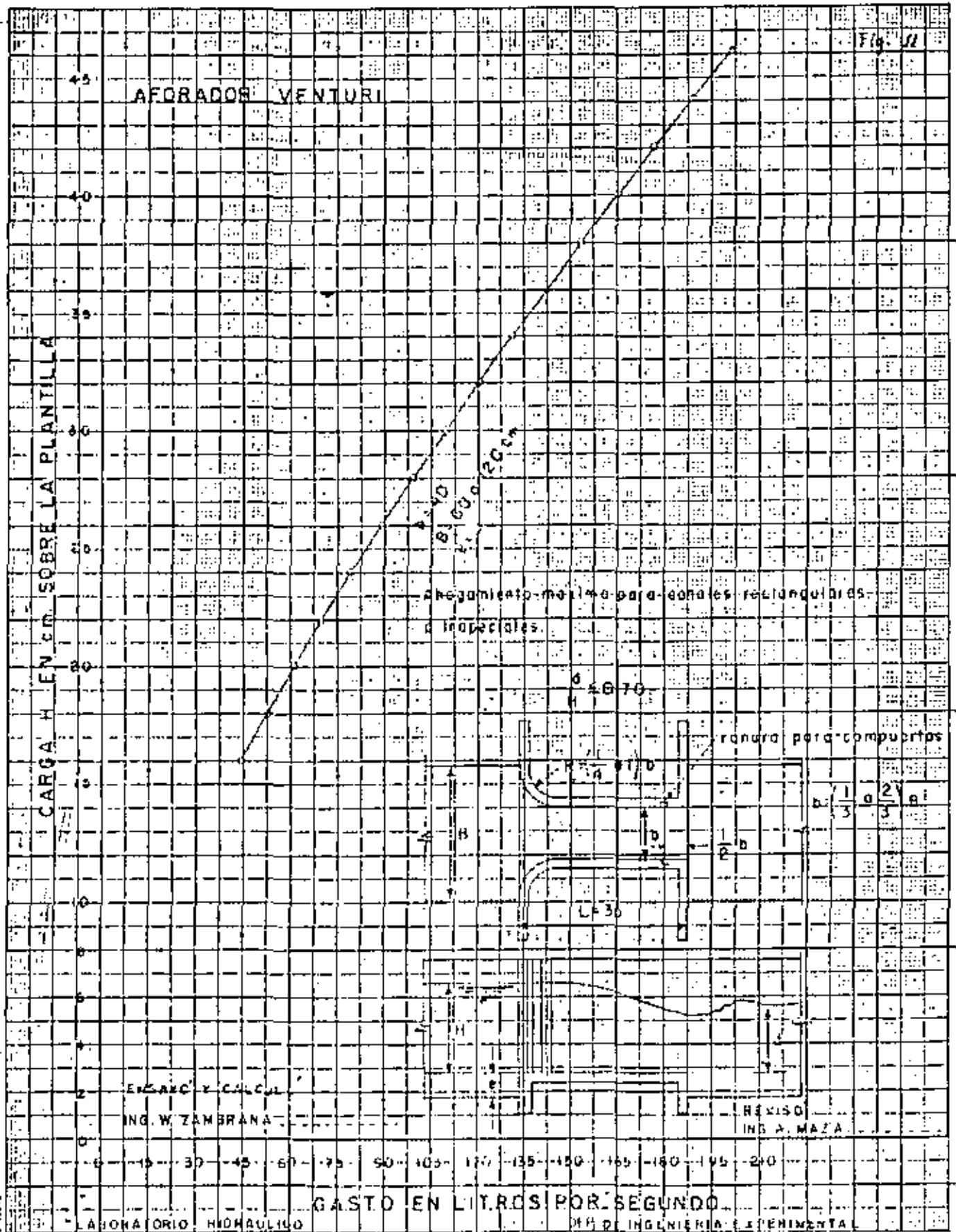


Fig. 11



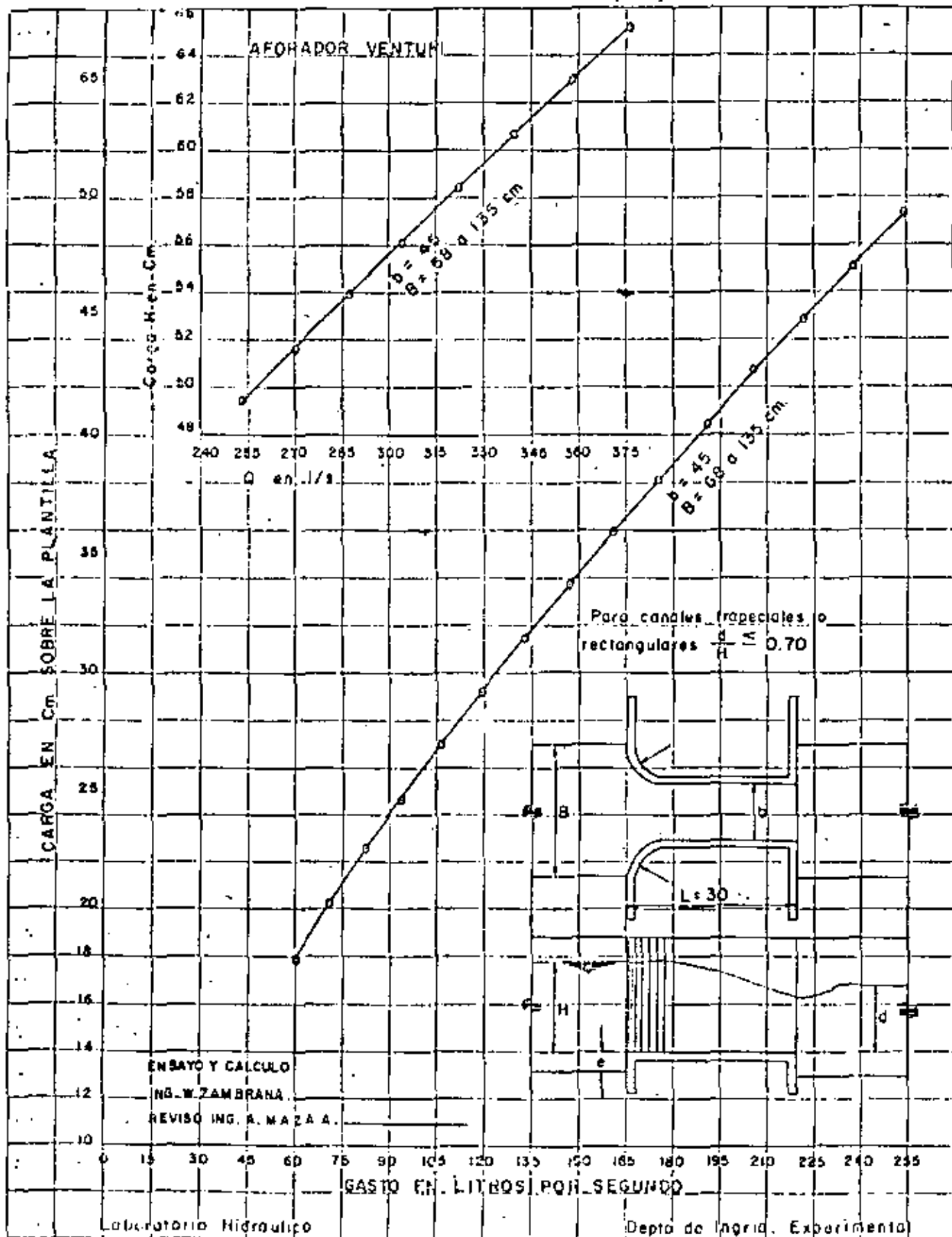


Figura Núm. 13

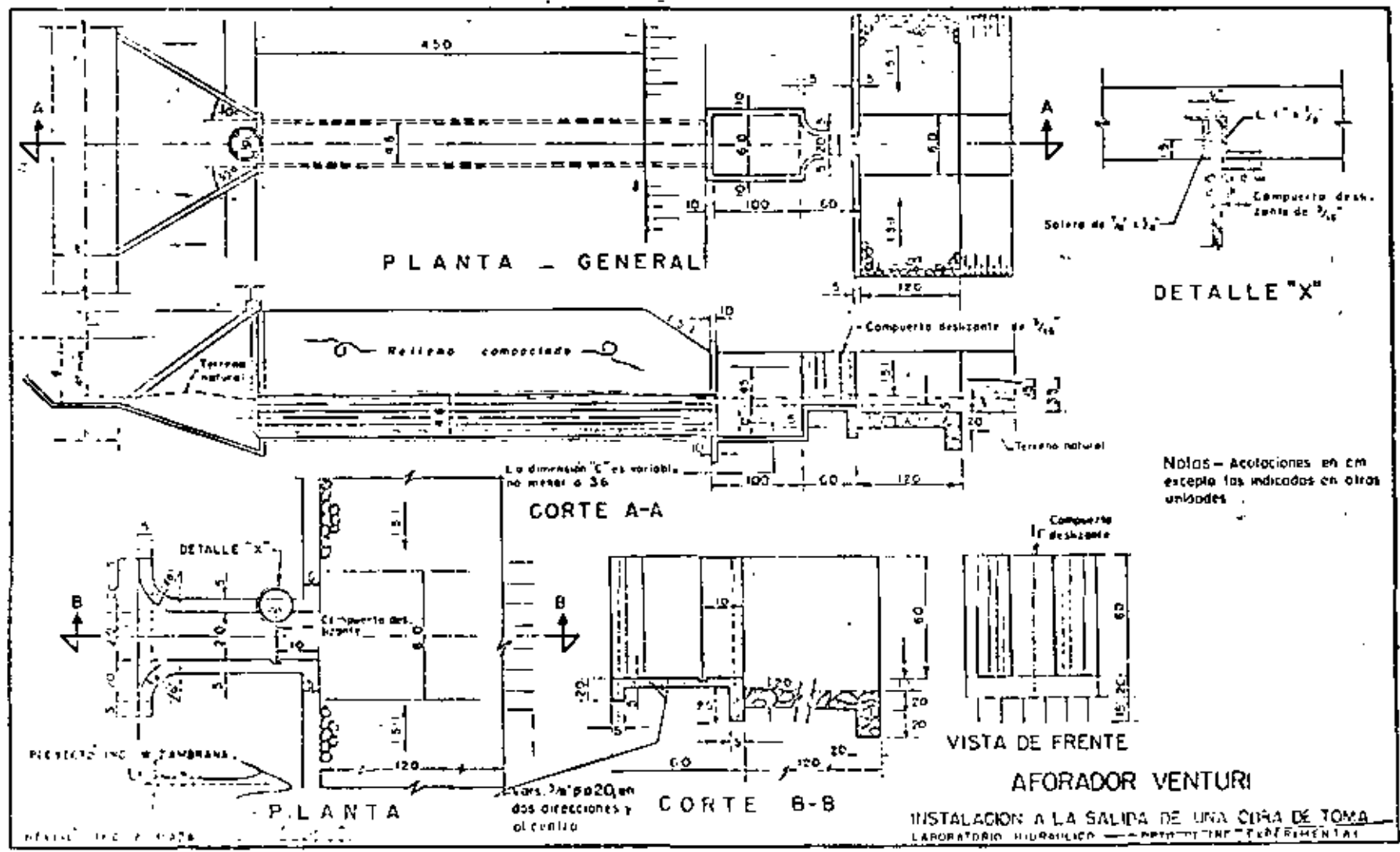
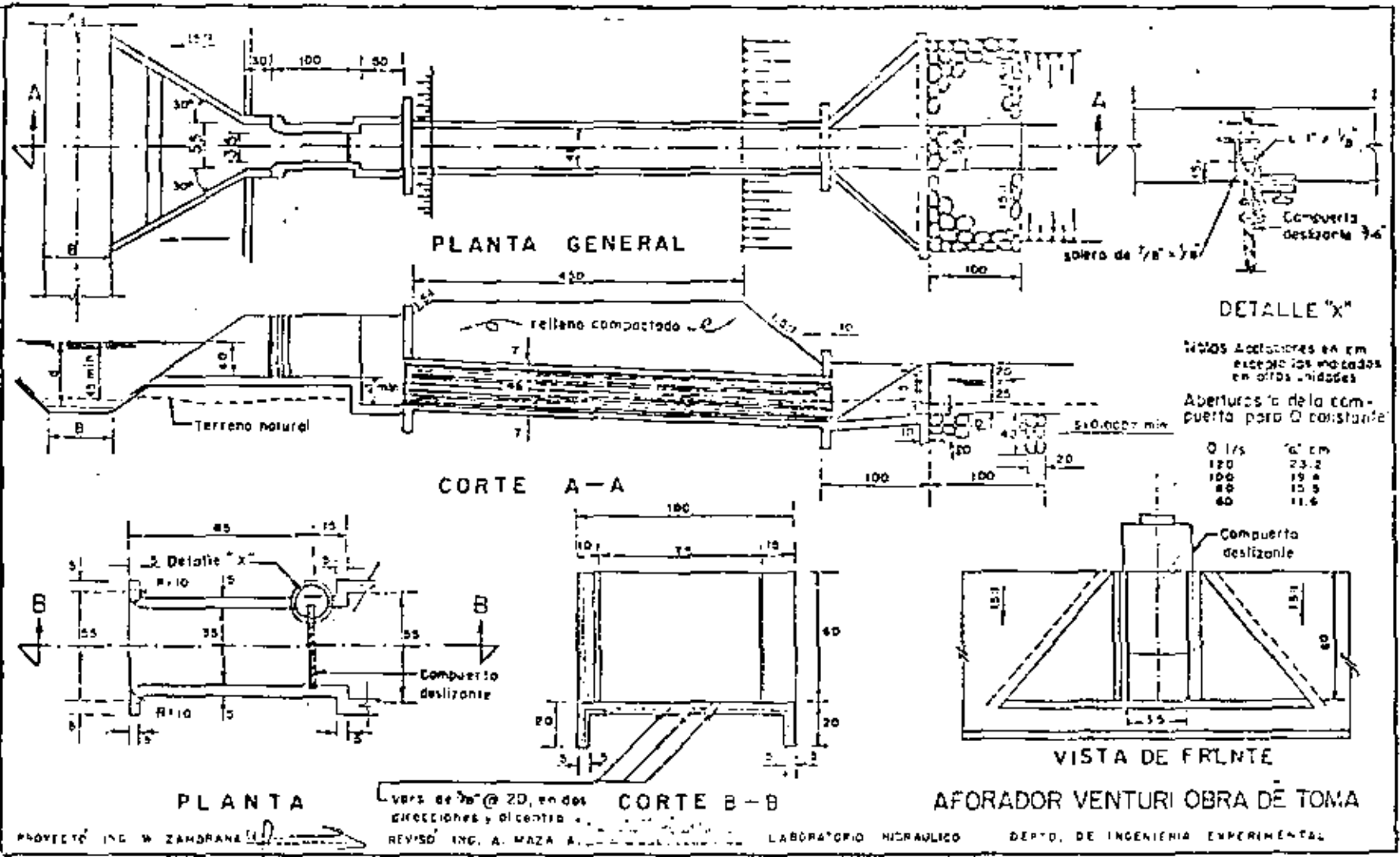


Figura Núm. 14



CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS DE ZONAS DE RIEGO

MATERIA: HIDRAULICA

TEMA: HIDRAULICA APLICADA

PUENTE CANAL

PROF: ING. MARIO CARVAJAL DIAZ

IV. PUENTES CANAL /

1. GENERALIDADES

Es el conjunto formado por un puente y un conducto, por el cual escurre el agua como canal; es decir, a la presión atmosférica y por gravedad.

Este tipo de estructura es conveniente para salvar cualquier depresión, siempre que ésta sea de poca anchura.

El puente canal, como todas las estructuras de cruce, se construye con un material al que se le pueda dar mejor acabado, que el canal, con el objeto de que este admita velocidades mayores en el agua, por ser más resistente a la erosión. Por lo tanto y como resulta en beneficio de la economía de la obra, al puente-canal se le dará una sección hidráulica más pequeña que la del canal.

Como la estructura trabaja como canal, de acuerdo con su sección, pendiente y rugosidad, su funcionamiento hidráulico puede estudiarse con la fórmula de Manning.

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

El puente-canal se calcula para gasto y condiciones normales de trabajo, teniendo cuidado en tomar para "n" el valor adecuado.

La sección resultante debe de tener un bordo libre apropiado, para permitir cierta fluctuación en el gasto. Si el claro es corto su funcionamiento estará regido por la posición y condiciones de las transiciones de entrada y salida. En el puente-canal se tendrá como pérdida de carga la diferencia de niveles entre la superficie libre del agua entre el principio y el final de la estructura será igual al que haya entre las plantillas de las mismas secciones si trabaja como canal en régimen tranquilo y si no influye ningún otro factor. A esta pérdida hay que sumarle las originadas en las transiciones de entrada y salida.

El funcionamiento correcto del puente-canal se termina con el estudio de las transiciones, lo cual indicará la posición relativa que deben guardar en elevación las diferentes partes que lo integran, para que trabajen correctamente.

En caso de que haya peligro de azolves en la estructura, se puede colocar un desarenador, a la entrada de la misma, o bien —

darle mayor velocidad al agua. 2

Una vez definido el funcionamiento hidráulico y por consiguiente de las dimensiones que deben tener sus partes, se continuará con el cálculo estructural.

El puente-canal debe dejar espacio libre suficiente para que por debajo de él pasen las aguas máximas extraordinarias del arroyo, dren, o río que se cruce sin obstruir la sección y cuál es el nivel que tendrán al construirse la obra. Cuando lo que se cruza es un camino, o ferrocarril hay que dejar el galibo suficiente que permita el paso de los vehículos.

El puente-canal puede ser de un solo claro o de varios, será de un solo claro cuando de un modo económico se pueda salvar el espacio de la depresión con él; pero si el espacio es grande, tendrán que construirse varios tramos.

En cada caso se deben hacer las alternativas que se crean convenientes para escoger las longitudes correctas, el número de tramos y las posiciones de los apoyos.

Los apoyos extremos pueden ser estribos o caballetes y los intermedios pilas o caballetes.

Quando el puente-canal se construye para cruzar un río, un dren o un canal, los caballetes intermedios caerán dentro de la sección hidráulica de estos, reduciendo su área, y esto se traduce en una sobreelevación del agua antes del puente; esta sobreelevación se estima de un modo aproximado y es igual a la diferencia de cargas de velocidad del agua, de la sección libre y de la sección obstruida, suponiendo que no varía el nivel del agua y que el gasto permanece constante.

Los apoyos deben calcularse como los de caminos o ferrocarriles, para que soporten todos los esfuerzos que les transmita la superestructura y las cargas que recibe directamente, y deben quedar desplantados sobre material firme y protegidos contra posibles asentamientos, deslaves, socavaciones, etc.

Conviene estudiar primero la superestructura, para que definidas las cargas que transmite a la subestructura se proceda a calcular ésta.

En la superestructura se distinguen dos formas de trabajo: El primero es el de formar una cubeta impermeable, de un ca

nal por donde escurra el agua. 3

El segundo es en sentido longitudinal, para lograr que todo el tramo, cargado con agua y todas las cargas que deba soportar, trabaje como viga o como puente apoyado en sus extremos.

2. CALCULOS HIDRAULICOS

Primeramente obtendremos los datos hidráulicos del canal:

$$Q = 1.00 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$b = 2.00 \text{ m}$$

$$s = 0.00075$$

$$n = 0.030$$

$$t = 1.5:1$$

$$V_1 = \frac{Q}{A}$$

$$V_2 = \frac{1}{n} r^{2/3} s^{1/2}$$

La velocidad por continuidad V_1 debe ser igual a la velocidad obtenida por la fórmula de Manning (V_2)

$$V_1 = \frac{1.00}{A}$$

$$V_2 = \frac{1}{0.030} (0.00075)^{1/2} r^{2/3} = 0.91873 r^{2/3}$$

$$A = d (b + kd) = d (2.0 + 1.5d)$$

$$P = b + 2d \sqrt{1 + k^2} = 2 + 2d \sqrt{1 + 1.5^2} = 2 + 3.60555 d$$

Suponemos $d = 0.64 \text{ m}$

$$A = 0.64 (2.0 + 1.5 \times 0.64) = 1.8944 \text{ m}^2$$

$$P = 2 + 3.60555 \times 0.64 = 4.307552 \text{ m}$$

$$r = \frac{A}{P} = \frac{1.8944}{4.307552} = 0.439786 \text{ m}$$

$$r^{2/3} = 0.57831$$

$$V_1 = \frac{1.00}{1.8944} = 0.52787 \text{ m/seg}$$

$$V_2 = 0.91873 \times 0.57831 = 0.52792 \text{ m/seg}$$

de donde $V_1 \doteq V_2$ correcto

Para los cálculos que siguen se consideran:

$$V = 0.528 \text{ m/seg}$$

y la carga de velocidad

$$h_v = \frac{v^2}{2g} = \frac{0.520^2}{2 \times 9.81} = 0.014 \text{ m}$$

Entonces la energía específica es:

$$E = 0.64 + 0.014 = 0.654 \text{ m}$$

Se determinará la sección del puente-canal, calculando el ancho mínimo como sección crítica.

$$Q = 1.00 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$E = 0.654 \text{ m}$$

$$E = \frac{3}{2} d_c \quad ; \quad d_c = \frac{2}{3} E = \frac{2}{3} \times 0.654 = 0.436 \text{ m}$$

$$d_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g}}$$

$$q = \frac{Q}{b}$$

$$d_c^3 = \frac{Q^2}{b^2 g}$$

$$b = \sqrt{\frac{Q^2}{d_c^3 g}} = \sqrt{\frac{1}{0.436^3 \times 9.81}} = 1.109 \text{ m}$$

$$b \text{ mínima} = 1.109 \text{ m}$$

Se adopta $b = 1.30 \text{ m}$, pues efectuando varios tanteos, se observó que con $b < 1.30 \text{ m}$, el agua se remansa aguas arriba del puente-canal.

Cálculo de las longitudes de transición

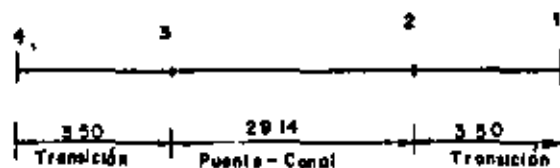
$$LT = \frac{(T - t)}{2} \cot 22^\circ 30'$$

$$T = 2 + 3 \times 0.64 = 3.92 \text{ m}$$

$$LT = (3.92 - 1.30) \times 1.207 = 3.16 \text{ m}$$

$$\text{Se usará } LT = 3.50 \text{ m}$$

Se hará la revisión hidráulica del puente canal aplicando la ecuación de Bernoulli de la salida a la entrada.



Bernoulli entre las secciones (1) y (2)

$$d_1 = 0.640 \text{ m}$$

$$h_{v1} = 0.014 \text{ m}$$

$$S = 0.00075 \quad S \quad Z_2 = 0.00075 \times 3.5 = 0.003$$

$$Z_2 + d_2 + hv_2 = d_1 + hv_1 + ht_s$$

$$d_2 + hv_2 - ht_s = d_1 + hv_1 - Z_2$$

Sustituyendo datos:

$$d_2 + hv_2 - ht_s = 0.640 + 0.014 - 0.003 = 0.651 \text{ m}$$

Para encontrar los datos faltantes se procede por tanteos.

Se supone el tirante d_2

$$d_2 = 0.575 \text{ m}$$

y se hace la revisión

$$A = 0.575 \times 1.30 = 0.7475 \text{ m}^2$$

$$v = \frac{Q}{A} = \frac{1.00}{0.7475} = 1.338 \text{ m/seg}$$

La carga de velocidad será:

$$hv_2 = \frac{v_2^2}{2g} = \frac{(1.338)^2}{2 \times 9.82} = 0.091 \text{ m}$$

$$ht_s = 0.2 \Delta hv = 0.2 (0.091 - 0.014) = 0.015 \text{ m}$$

$$d_2 + hv_2 - ht_s = 0.575 + 0.091 - 0.015 = 0.651 \text{ m}$$

$$0.651 = 0.651 \text{ m}$$

de lo cual inferimos que la suposición hecha fue correcta.

A continuación se aplicará el Teorema de Bernoulli entre las secciones "2" y "3".

$$Z_3 + d_3 + hv_3 = d_2 + hv_2 + hf$$

$$d_2 = 0.575 \text{ m}$$

$$hv_2 = 0.091 \text{ m}$$

$$Z_3 = 0.00075 \times 29.14 = 0.022 \text{ m}$$

De la fórmula de Manning, obtenemos:

$$hf = \left(\frac{v n}{2/3} \right)^2 L$$

$$d_2 + hv_2 - Z_3 = d_3 + hv_3 - hf$$

$$d_3 + hv_3 - hf = 0.575 + 0.091 - 0.022 = 0.644 \text{ m}$$

$$\text{Suponiendo } d_3 = 0.614 \text{ m}$$

$$A_3 = b \times d_3 = 1.30 \times 0.614 = 0.7982 \text{ m}^2$$

$$P_3 = b + 2 d_3 = 1.30 + 2 \times 0.614 = 2.528 \text{ m}$$

$$r_3 = \frac{A_3}{P_3} = \frac{0.7982}{1.528} = 0.523 \text{ m}$$

$$r_3^{2/3} = 0.4635$$

$$v_3 = \frac{1.000}{0.7982} = 1.2527 \text{ m/seg}$$

$$h_{v_3} = \frac{(1.2527)^2}{19.62} = 0.0799 \text{ m}$$

$$v_{\text{media}} = \frac{1.252 + 1.338}{2} = 1.295 \text{ m/seg}$$

$$h_f = \frac{(1.295 \times 0.015)^2}{0.4635} \times 29.14 = 0.0495 \text{ m}$$

$$d_3 + h_{v_3} - h_f = 0.614 + 0.080 - 0.050 = 0.644 \text{ m}$$

$$0.644 \text{ m} = 0.644 \text{ m}$$

Por lo tanto $d_3 = 0.614 \text{ m}$

Aplicando el teorema de Bernoulli entre las secciones 3 y 4

$$Z_4 + d_4 + h_{v_4} = d_3 + h_{v_3} + h_{te}$$

$$Z_4 = 0.00075 \times 3.5 = 0.003 \text{ m}$$

$$d_3 = 0.614 \text{ m}$$

$$h_{v_3} = 0.080 \text{ m}$$

$$d_4 + h_{v_4} - h_{te} = d_3 + h_{v_3} - Z_4$$

$$d_4 + h_{v_4} - h_{te} = 0.614 + 0.080 - 0.003 = 0.691 \text{ m}$$

Nuevamente por tanteos

suponiendo $d_4 = 0.686 \text{ m}$

$$A_1 = 0.686 (2.00 + 1.5 \times 0.686) = 2.078 \text{ m}^2$$

$$h_{v_4} = \frac{\left(\frac{1}{2.078}\right)^2}{19.62} = 0.012 \text{ m}$$

$$h_{te} = 0.1 (0.80 - 0.012) = 0.007 \text{ m}$$

$$d_4 + h_{v_4} - h_{te} = 0.686 + 0.012 - 0.007 = 0.691 \text{ m}$$

$$0.691 = 0.691$$

Por lo que está bien la suposición.

El agua del canal se remansa

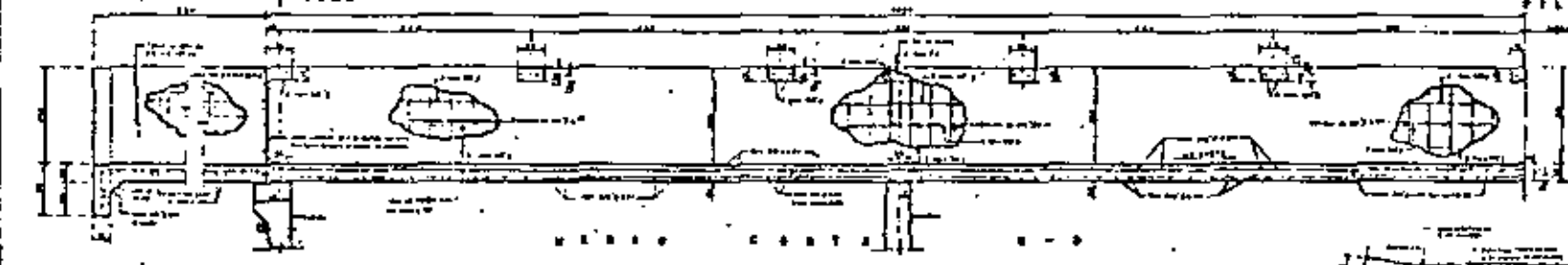
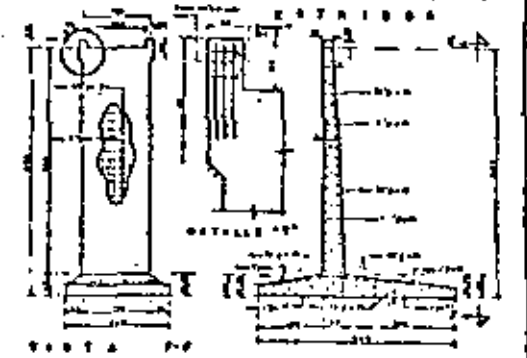
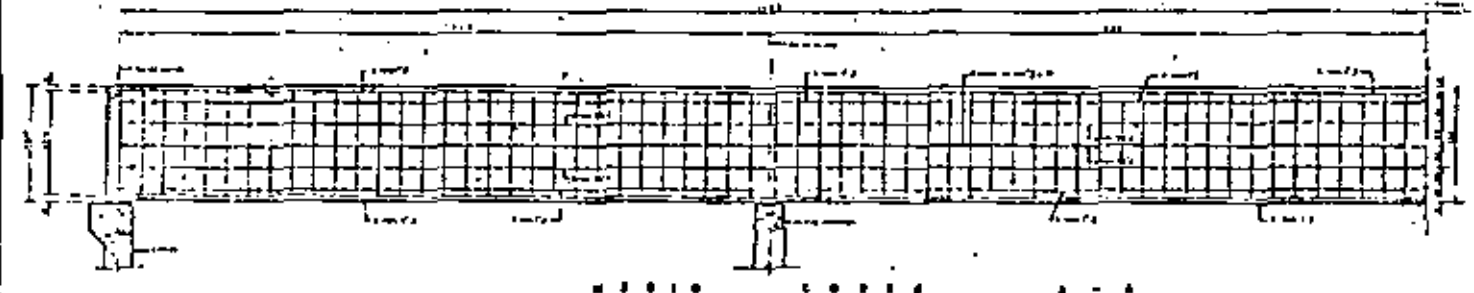
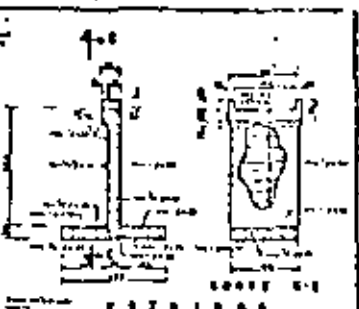
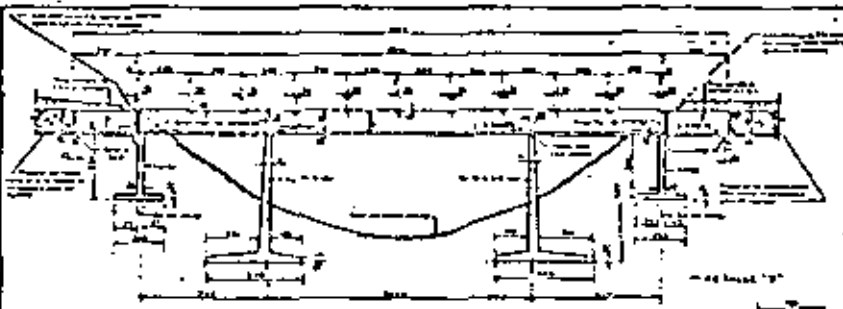
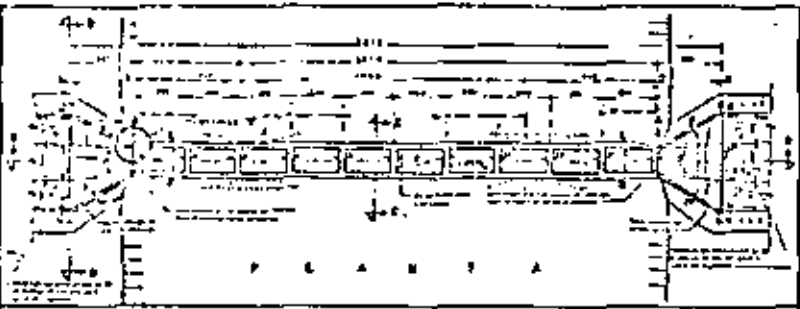
$$0.686 - 0.640 = 0.046 \text{ m}$$

Se invade el bordo libre en un 10% lo cual es aceptable.

Por lo anterior, la sección hidráulica del puente canal que da definida con las siguientes dimensiones interiores:

$$b = 1.30 \text{ m}$$

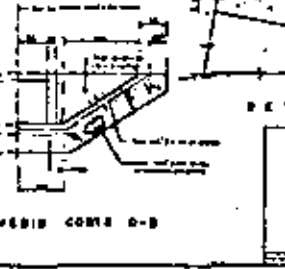
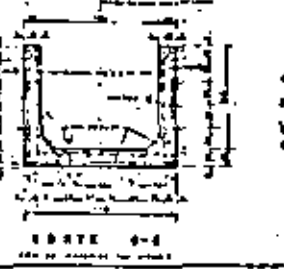
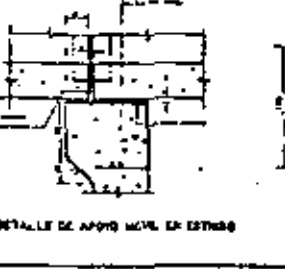
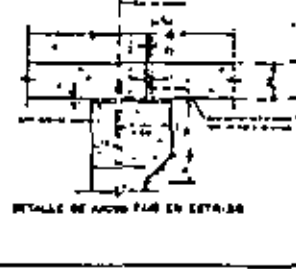
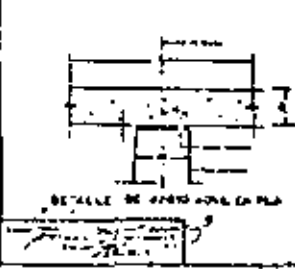
$$h = 1.10 \text{ m}$$



RECOMENDACIONES

CANTIDADES ESTIMADAS	
ACERO	10000
CONCRETO	10000
...	...

BARRAS HIDRAULICAS	
...	...
...	...
...	...



NOTAS

...

RECOMENDACIONES	
...	...
...	...
...	...

IV CURSO DE CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS DE
ZONAS DE RIEGO

MATERIA: HIDRAULICA

T E M A: HIDRAULICA APLICADA
D I Q U E S

PROF: MARIO CARVAJAL DIAZ

AGOSTO, 1981.

V. DIQUES.

1. GENERALIDADES

Cuando un canal principal se localiza en ladera se encuentra con un obstáculo (un bajo, una cañada, una corriente natural), - se puede cruzar de las siguientes maneras:

1. Mediante la construcción de un sifón largo.
2. Desarrollando el canal y construyendo un sifón corto.
3. Desarrollando el canal y permitiendo una entrada de agua.
4. Construyendo un dique.

A continuación se presenta un cuadro con los aspectos que se deben considerar en cada una de las alternativas propuestas.

CONCLUSION.

Deben tomarse en cuenta todos los factores que puedan intervenir, obtener para cada alternativa una relación Beneficio-Costo.

La mejor Alternativa será la de mayor relación.

Considerando que se ha adoptado la 4a. alternativa, se tratará únicamente sobre ella.

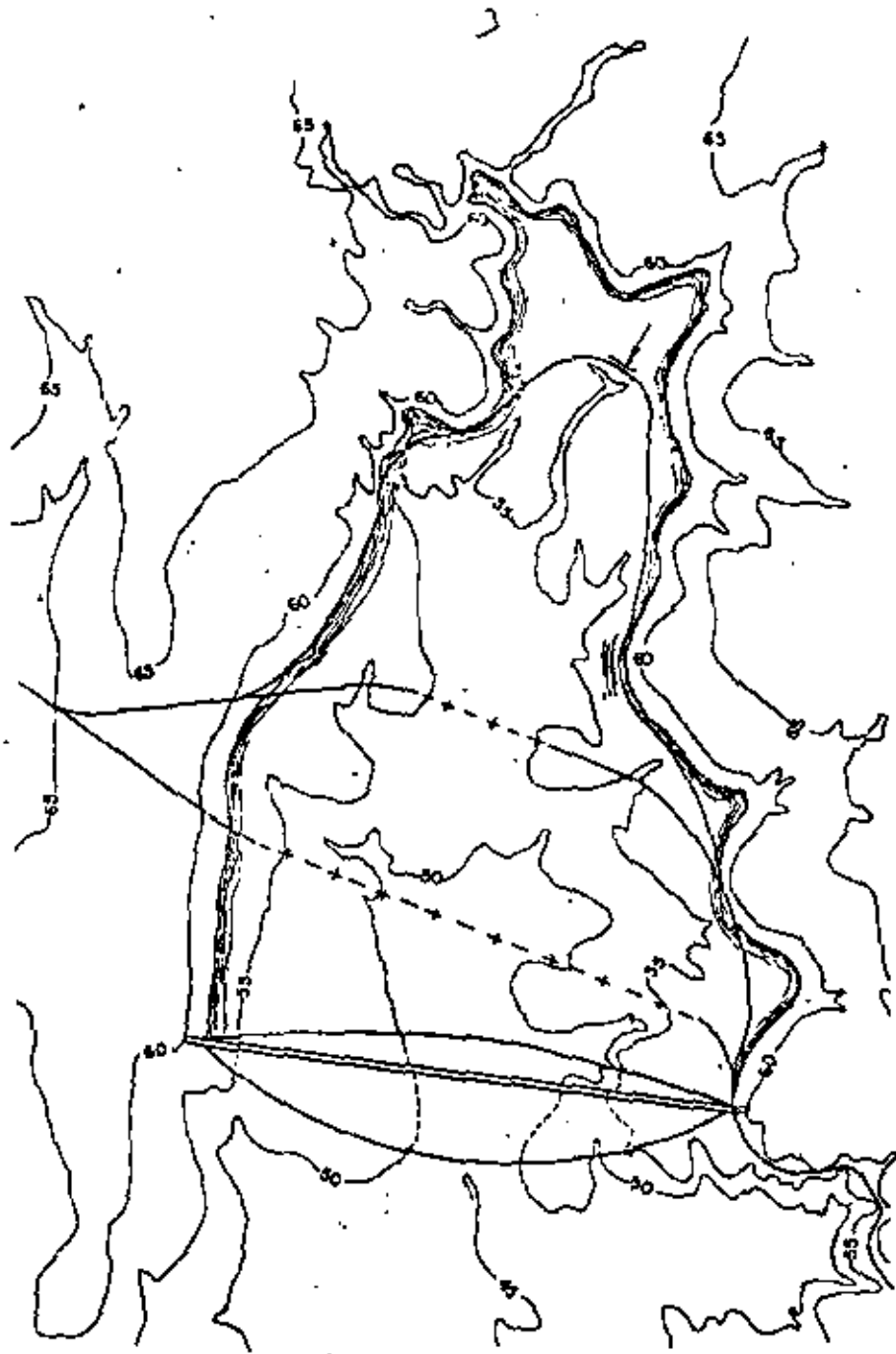
El uso de los diques en los canales principales, garantiza un mejor aprovechamiento del agua, ya que con ellos se logra cubrir la triple función de conducción, almacenamiento y regularización.

Definición. Dique es una estructura empleada para contener o retener las aguas, en tratándose de canales, es la estructura usada para lograr con el canal, cruzar una depresión natural en el

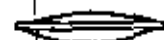
terreno, en la cual generalmente existen escurrimientos o arroyos, - que pueden variar en su régimen, según sea la fuente que los produce.

Alternativas o soluciones que pueden sustituir a los di-

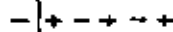
ASPECTOS A CONSIDERAR	A L T E R N A T I V A			
	No. 1	No. 2	No. 3	No. 4
CÁRGAS HIDRAULICAS	Las pérdidas son directamente proporcionales a la longitud del sifón.	Pérdidas en el sifón y en el canal por fricción y pendiente.	Pérdidas por fricción y pendiente en el canal.	No existen pérdidas por ningún concepto.
AFECTACIÓN DE LA TIERRA (CONSIDERAR SI ES O NO PRODUCTIVA)	No afecta la tenencia de la tierra.	Afecta en lo que el canal aumenta su desarrollo.	La afectación aumenta con el desarrollo del canal.	Afecta el área que inunde el vaso.
GEOLOGIA Y MECANICA DE SUELOS	Que la capa de desplante no esté tan profunda que requiera grandes excavaciones o bombeo. Que las socavaciones producidas no descubran al sifón poniéndolo en peligro.	Naturaleza del material de excavación para el desarrollo del canal y del material de desplante del sifón. Que las socavaciones no pongan en peligro al sifón.	Material de arrastre que pueda obstruir el canal. Que la entrada de agua no ponga en peligro los bordos del canal. Naturaleza del material por excavar para el desarrollo del canal.	Impermeabilidad de la zona del vaso. Que exista una capa apropiada para cimentación a una profundidad no muy grande.
MATERIALES DE CONSTRUCCION	Existencia de agregados (grava y arena) para la construcción			Materiales con características adecuadas y en cantidad suficiente para formar el cuerpo del dique.
CONSECUENCIAS AGUAS ABAJO	Las pérdidas de carga disminuyen la superficie posible de regar.	Reducción en la superficie regable y aumento en el movimiento de terracerías.	Reducción en la superficie regable y mayor movimiento de terracerías.	Permite regar una mayor superficie, por lo tanto la producción es mayor.
MAXIMO APROVECHAMIENTO DEL AGUA	No existen pérdidas de agua, pero tampoco permite ninguna captación adicional.	No existen pérdidas de agua, pero tampoco permite ninguna captación adicional.	Es posible proporcionar un mayor gasto que el que conduce el canal debido a la entrada de agua.	Evaluación del agua adicional posible de captar y pérdidas por evaporación y filtración en el vaso. Es posible retener el agua enviada y finalmente no usada. Puede proporcionar mayor gasto tomándolo del almacenamiento.
ECONOMICOS	Costo inicial, operación y poca conservación.	Costo inicial, operación y conservación en canal y sifón.	Costo inicial, operación y mayor conservación por canal y entrada de agua.	Costo inicial, operación y conservación casi nula.



LIMITE DEL VASO



DIQUE



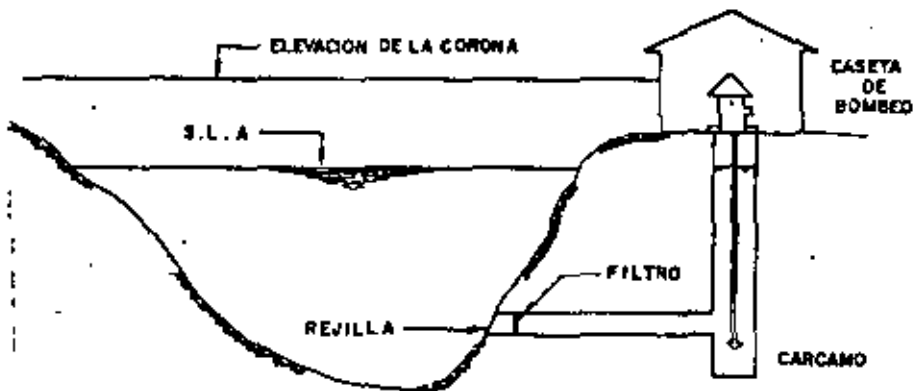
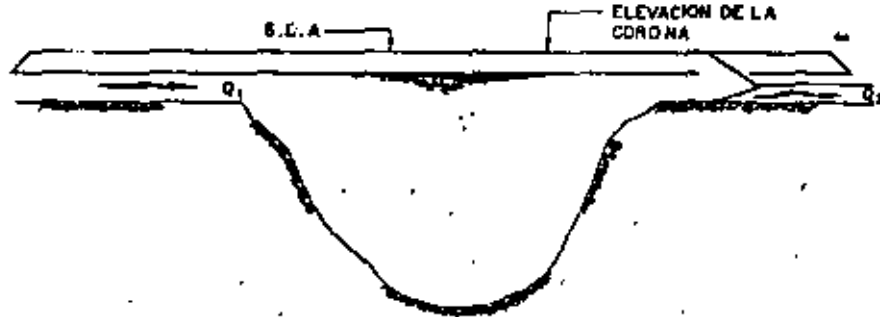
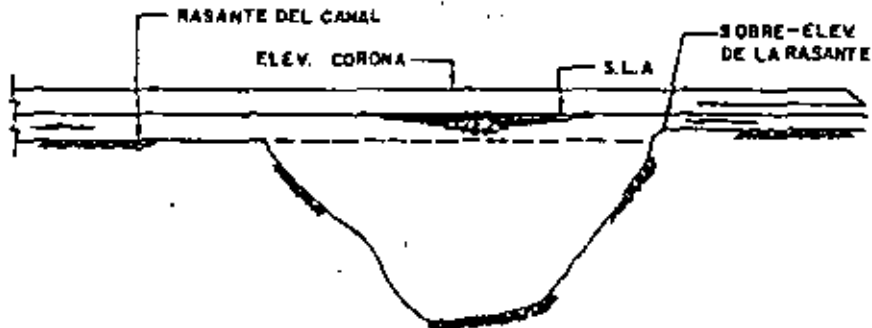
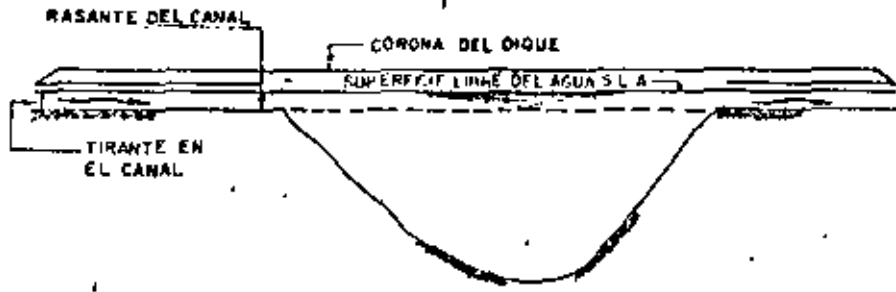
SIFON



ENTRADA DE AGUA



CANAL



Para cruzar con el canal, una depresión natural en el terreno, existen dos soluciones que compiten con la de retener el agua por medio de un dique. Tales factores son:

a) Descabezando o rodeando la depresión o arroyo, para lo cual, se siguen sobre el terreno los niveles que se apeguen a la rasante proyectada, con lo que automáticamente quedará incrementada la longitud del canal.

b) Por medio de un sifón, que permita el paso del gasto del canal por abajo del arroyo o depresión del terreno.

Factores que intervienen para determinar el empleo de diques.

Estos factores son:

- a) Factibilidad
- b) Estudio económico comparativo
- c) Beneficios derivados de su uso

a) Al presentarse el problema de cruzar una depresión o arroyo con el canal deberá, en primer lugar determinarse la factibilidad de construcción del dique.

Por razones topográficas puede producirse imposibilidad, tal es el caso, cuando el cauce del arroyo es demasiado cerrado y la capacidad del vaso por formarse, resulta muy reducido. En este caso, el dique es incostruable, dado que, no se contaría con capacidad de regularización y la obra de excedencias, resultaría desproporcionadamente costosa. Entonces, el esturriamiento así tratado, adquiriría características de entrada de agua al canal.

Por lo tanto, deberá estudiarse la capacidad y la regularización que se tendrá con el vaso, para lo cual se determinará la curva de área-capacidades.

Otro caso de solución no factible, es cuando el suelo en que debe alojarse el vaso del dique es demasiado permeable, resultando en consecuencia, que se tendrían grandes pérdidas de agua por filtración.

Por último, no deberá construirse dique, en el caso de que el subsuelo en que se alojará la cimentación, presente gran permeabi-

lidad, o inestabilidad en los materiales que la integran, y económicamente no sea conveniente ni posible el tratamiento o sustitución de los materiales en que se desplantará la estructura.

b) Estudio económico comparativo. Una vez que se ha visto que de acuerdo con los puntos anteriores es factible la construcción del dique, deberá procederse al estudio económico comparativo, entre dique, sifón y descabezar el arroyo dando un desarrollo de mayor longitud en el canal.

Si en este estudio económico comparativo, resulta de menor costo la construcción del dique, no quedará duda de que esa solución debe adoptarse, pero si el dique resulta de mayor costo que las otras dos alternativas, deberán, todavía considerarse los beneficios derivados del uso de los diques. Estos beneficios generalmente no son tomados en cuenta en un simple estudio económico comparativo del costo inicial, y muchas veces, son motivo suficiente para determinar la conveniencia de construir el dique.

c) Beneficios derivados de su uso.

Beneficios de funcionamiento. Los diques presentan la gran ventaja de regularizar en el canal las extracciones de las presas, o las derivaciones directas de los ríos no controlados, pudiéndose efectuar entregas de régimen constante, aunque las derivaciones no lo sean, es decir, se hace funcionar al canal como si fuera una presa.

Beneficios económicos. Las aportaciones de las aguas que escurren en las cuencas de los arroyos interceptados en los diques, vienen a formar una capacidad adicional de almacenamiento, que será aprovechada para incrementar las superficies de cultivo.

En el caso de canales alimentados por derivación directa de ríos cuyas aguas no estén controladas, se tendrá, como consecuencia del poder regularizador de los diques, un ajuste entre, las aportaciones de aguas torrenciales recibidas y las entregas reguladas — que se dan para cubrir las demandas de las tierras por beneficiarse, aprovechándose en mejor forma los escurrimientos que de otra manera, irían al mar.

Muy de tomarse en cuenta como beneficio económico, es la reducción de la longitud de los canales que resulta cuando se sigue el criterio de construir diques, ya que además de lograrse un mejor aspecto, debido, a que se propicia en los canales, un trazo rectilíneo con abundancia de grandes tangentes, se obtiene, posteriormente

un menor costo de conservación, ⁷ ya que esto se aplicará en una menor longitud.

Es también económicamente importante, el desarrollo de la ganadería que es propiciada por la formación de vasos en los diques, ya que serán un sitio ideal para el abrevadero del ganado. Puede así mismo, fomentarse la explotación de ganado caprino.

Otra fuente de riqueza que se puede crear en los diques, es la explotación piscícola, lo que viene a favorecer el mejoramiento de la dieta de la población rural. Actualmente la Secretaría de Recursos Hidráulicos por medio de su Departamento Piscícola, dependiente de la Dirección de Distritos de Riego, ha venido sembrando peces en los vasos de los diques existentes.

Como beneficio social y también económico, puede citarse la recreación y turismo que son propiciados en los lagos artificiales o vasos de los diques, pueden desarrollarse atractivos, como la pesca deportiva, el esquí acuático, y navegación deportiva. Pensando en estos beneficios, se estima conveniente desmontar, durante la construcción del dique, las áreas que ocupará el embalse del vaso.

Diversos tipos de diques.

Los diques son sinónimos de presas, pero de menores dimensiones, por lo tanto pueden ser de tipos tan variados como las presas. Sin embargo, los diques en los canales, generalmente se limitan a los de tipo de sección gravedad con materiales graduados, y de tierra.

También podrá pensarse en diques de mampostería y concreto, pero estos no son usados en canales.

Los diques más usuales que se construyen en los canales, están constituidos por un corazón impermeable de arcilla compactada al 95% de la prueba Proctor, con taludes variables según diseño. En seguida se colocan los materiales de respaldo que generalmente están constituidos por rezaga producto de excavación del propio canal, procurando que ésta sea de características permeables y con el mayor peso volumétrico posible. Exteriormente se coloca una chapa de roca de espesor variable según diseño. La cimentación va provista de una trinchera, la cual es llenada con material impermeable compactado y que viene a ser la base del corazón del dique. Debe procurarse que los respaldos del dique se asienten sobre material no arcilloso, para evitar riesgos de fallas por deslizamiento. En algunas ocasiones se provee a los diques de una zona de filtros de arena, que se sitúa

en la parte inferior del respaldo del lado de aguas abajo, y anexa al corazón impermeable. Cuando se hace necesario desplantar toda la cortina sobre materiales arcillosos, se requiere acostar los taludes para lograr una mayor estabilidad.

También son muy usados en canales, los diques totalmente de tierra los cuales se protegen exteriormente por una chapa de roca, tanto en su talud de aguas arriba, como de aguas abajo.

Diques en continuidad con el bordo del canal.

Cuando los canales principales interceptan en su desarrollo pequeñas depresiones naturales, es conveniente que esas depresiones del terreno sean salvadas construyéndose, únicamente el terraplén o postizo correspondiente al lado inferior de la ladra, lo cual da por resultado pequeños diques que vienen a ser una continuidad del bordo del canal. Esta solución es muy favorable ya que ahorra de inmediato el costo de la construcción de un bordo, así como la estructura para la entrada de agua que se requeriría. Estos pequeños diques vienen también a propiciar, el desarrollo de la ganadería, ya que presentan en el canal, puntos de fácil acceso para el ganado.

Como ejemplo de utilización de este tipo de pequeños diques se puede citar el Canal San Lorenzo, en el Estado de Sinaloa, ya que éste, por tener un trazo de tendencia rectilínea, con abundancia de grandes tangentes y por estar alojado en un terreno bastante accidentado, viene a interceptar en su desarrollo un gran número de pequeñas depresiones naturales.

Capacidad adicional en los diques.

Cuando las condiciones topográficas lo permiten, es muy conveniente, proyectar un desnivel entre la rasante del canal a la entrada y a la salida del dique.

De esta práctica se derivan las siguientes ventajas:

a) Se dispone de una mayor capacidad de regularización y mayor volumen de agua almacenada para riego.

b) Se evitan o disminuyen las necesidades de construir caídas y rápidas en los canales, ya que el desnivel topográfico es absorbido en los diques.

c) Permite entregar en la obra de control del dique, el

gasto máximo del canal, aún cuando el dique no esté lleno a toda su capacidad. De esta manera, se obtiene un mayor aprovechamiento de la capacidad de almacenamiento, y es posible también, trabajar intencionalmente el embalse del dique a tirantes menores que los correspondientes al N.A.H., y sin embargo, seguirse aportando hacia aguas abajo, el máximo gasto diseñado para el canal. La razón que existe para intencionalmente trabajar el embalse del dique a tirantes menores que los normales, es tratar de evitar el derramamiento para no invadir bordos libres en el canal, o bien porque no está convenientemente protegida la zona en que se descargan las excedencias.

Algunos de los diques del Canal San Lorenzo se proyectaron con desniveles en las rasantes del canal a la entrada y a la salida, y se ha constatado que, de esto se ha derivado gran utilidad en su operación, ya que por conducirse aguas no controladas, existen épocas en que disminuyen las aportaciones del río y sin embargo, aunque entregándose gastos totales durante algún tiempo.

Erosiones remontantes en canales, aguas arriba de los diques.

Es conveniente, sobre todo en el caso de canales que conducen aguas no controladas, proveer al canal en el sitio en que éste descarga en el dique de un dentellón que enmarque su sección, ya que por lo general, debido a la depresión del terreno, se producen fuertes velocidades cuando se empieza a verter agua en el vaso, lo que origina erosiones que se remontan aguas arriba del canal y cuyo avance puede ser evitado con el citado dentellón.

Empleos de los diques. Un dique se pueda emplear en los siguientes casos:

I) Como estructura de cruce. (Fig. A). Cuando un canal que va en ladera se encuentra con un obstáculo cuya rasante es inferior a la superficie libre del agua (un arroyo o un bajo), se construye un dique de tal forma que el agua que se retenga en el vaso formado, alcance la altura del tirante en el canal.

II) Para levantar la rasante del canal (Fig. B). Cuando por condiciones topográficas la rasante del canal se ha bajado hasta una determinada cota y es necesario levantarla hasta otra cota establecida para darle agua a la franja comprendida entre las dos cotas. Esto es posible hacerlo elevando la corona del dique hasta una cota

10

superior a la cual se quiere desplantar el canal.

III) Como regulador de los gastos en el canal (Fig. C). Cuando el gasto requerido aguas abajo del dique es menor que el que conduce el canal, la diferencia se puede almacenar poniendo una compuerta en el canal, a la salida del vaso, de tal forma que controle el gasto que pase por ella. De igual manera, cuando el gasto requerido aguas abajo es mayor que el que conduce el canal, la diferencia puede ser tomado del vaso, si el almacenamiento existente lo permite.

IV) Captación para abastecimiento de agua potable (Fig. D). — En regiones donde el agua es escasa, es posible obtenerla del vaso — mediante la construcción de un cárcamo, para abastecimiento de agua potable a poblaciones cercanas, dándole a ésta un tratamiento económico.

V) Como centro deportivo y de recreo. En el vaso se pueden — practicar los deportes acuáticos de las regatas, esquí y la pesca, — si previamente se introduce alguna variedad de peces, y como favorece el desarrollo de la flora y la fauna, el lugar puede aprovecharse como centro de recreo para familias; siempre y cuando tenga un buen camino de acceso, no esté muy retirado y la población cuente con pocos lugares de esparcimiento de este tipo.

VI) Para control de avenidas. Cuando las avenidas de una corriente causan perjuicios, el dique puede controlarlas y reducir la magnitud de los daños.

Un dique puede ser construido para uno o para varios de los objetivos mencionados anteriormente.

2. CARACTERISTICAS HIDRAULICAS Y ESTRUCTURALES.

- I. Por lo que se refiere a su forma en planta, se tienen: diques rectos, curvos o quebrados.
- II. En cuanto al proyecto hidráulico, en diques vertedores y — no vertedores.
- III. Por la naturaleza de los materiales que lo forman, en rígidos y flexibles. Los rígidos se dividen en: sección gravedad, contrafuertes (losa plana y de arco múltiple) y arco (gravedad y bóveda). Los flexibles se dividen en: de tierra (de sección homogénea y de materiales graduados) y de enrocamiento.

Los diques rectos pueden tener un trazo paralelo o formar
do un cierto ángulo con el eje longitudinal del canal.

La disposición rectilínea da menor longitud que si los
puntos extremos del dique se uniesen por medio de una línea curva o
quebrada, por lo tanto el volumen y costo de la obra es menor. Pero
en cambio, la disposición en curva no comprometa la estabilidad en ca
so de abrirse grietas, la misma presión del agua tiende a cerrarlas.

A veces la disposición en planta del dique se fija por la
conveniencia de aprovechar una buena cimentación. Supongamos que se
presente, cruzando el cauce, una franja de roca con características
ideales para una buena cimentación, si la franja no tiene la suficien
te anchura para poder escoger una forma determinada, el dique tendrá,
en planta, la forma de la franja.

La necesidad o no de que un dique tenga sección vertedo
ra, depende del estudio del tránsito de los gastos de entrada por el
vaso.

En algunos casos es más conveniente colocar un desagüe de
excedencias (automático).

Los diques vertedores son aquellos que se diseñan para
descargar sobre sus coronas y deben emplearse materiales que no sean
fácilmente erosionables (concreto). Por el contrario, los diques no
vertedores se diseñan para que el agua no rebase sus coronas y permie
ten una mayor selección de materiales, incluyendo tierra y enrocamien
to.

Generalmente se hace una combinación de estos dos tipos,
resultando una estructura con la sección vertedora de material no ero
sionable (comúnmente concreto), y el resto de tierra o enrocamiento
(sección no vertedora).

Los diques vertedores, a su vez se subdividen en: diques
de cresta libre o fija y diques de cresta móvil. Diques de cresta li
bre son aquellos en los que el remanso producido por un cierto gasto
no puede variar total ni parcialmente, es decir, teniendo fija una de
terminada longitud de vertedor, para cada gasto de entrada, sólo se
podrá tener un gasto de salida dado por la carga sobre el vertedor,
y la superficie libre del agua en el vaso, siempre tendrá una determi
nada altura para ese gasto dado. A este tipo pertenecen los vertedo
res de cimacio, vertedores con rápidas, vertedores de canal lateral,
vertedores de polo y vertedores de sifón.

En los diques de cresta móvil, la altura de remanso para

un mismo gasto podrá variar, dentro de ciertos límites, con la apertura o cierre de las partes móviles (compuertas). De modo que, si se adopta para el dique de cresta móvil una altura tal que el remanso en época de estiaje llegue al límite máximo, dicha altura de remanso podrá permanecer constante, al aumentar el gasto, abriendo las compuertas y dando paso suficiente a las aguas para que no se detengan ocasionando la elevación de dicho remanso. A este tipo pertenecen las aguas horizontales y verticales, las compuertas verticales de deslizamiento, las compuertas radiales, las compuertas de rodillos, compuertas móviles de alzas y compuertas de tambor.

No obstante que en los diques puede haber las mismas variaciones que en una presa, los vertederos más comunes y recomendables son los de cresta libre, por no necesitar de operarios para su funcionamiento, siendo los más usados el vertedor de cinacio y el de sifón.

Se debe tener muy en cuenta el nivel de los azolves en el vaso para impedir que sobrepasen el nivel de la plantilla del canal, limpiando cuando menos, la zona del cauce del canal cada vez que esto suceda.

Diques rígidos son aquellos que no soportan asentamientos diferenciales y dentro de ellos están clasificados: los de sección - gravedad, que son estructuras construidas generalmente de concreto, que dependen de su propio peso para su estabilidad y cuya planta usualmente es recta aunque algunas veces puede ser ligeramente curvada. Los de arco, que transmiten la mayor parte del empuje horizontal del agua a los atraques o laderas por "acción de arco" y pueden tener secciones transversales más delgadas que los diques de gravedad, cuyos tipos más importantes son el de losas planas y el de arco múltiple, que se diferencian en que el miembro que se apoya sobre el machón, en el primer caso, es una serie de losas planas de concreto reforzado, mientras que en el segundo, es una serie de arcos que permiten mayor espaciamiento en los machones.

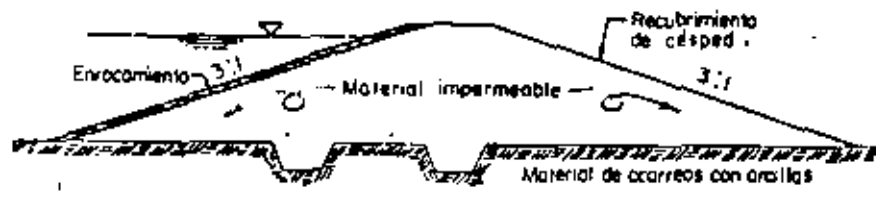
Los diques flexibles son aquellos que pueden soportar ciertos asentamientos sin que ocurra alguna falla. A esta clasificación pertenecen los diques de tierra y los de enrocamiento.

En los diques de tierra se utilizan materiales naturales con un mínimo de elaboración o proceso y pueden construirse con equipo primitivo, en condiciones tales que otro material de construcción sería impracticable. Existen dos tipos de diques de tierra: de sección homogénea y de materiales graduados. Los diques de sección homogénea son aquellos que están constituidos de material que reúne, en grado sa

insatisfactorio, las condiciones de estabilidad e impermeabilidad, que son las dos condiciones fundamentales para este tipo de estructuras. Se emplean materiales arcillosos o limosos, de baja resistencia al esfuerzo cortante, por lo que los taludes resultan muy tendidos. Los diques de tierra no son competitivos en costo con los de mampostería en todos los tamaños, pues su volumen varía aproximadamente con el cuadrado de la altura.

Este tipo de diques está sujeto a dos inconvenientes: el talud de aguas arriba, por ser impermeable, no descarga con facilidad las presiones intersticiales remanentes en un vaciado rápido y queda trabajando en condiciones peligrosas. Por otra parte, la línea de saturación a presa llena, tiende a aparecer en el paramento de aguas abajo, reblandeciéndolo.

Para evitar lo anterior, es conveniente proveer a este tipo de diques de un sistema de drenaje en ambos taludes. Es recomendable también, darles protección contra la erosión a ambos taludes, por medio de un recubrimiento pétreo.



SECCION HOMOGENA

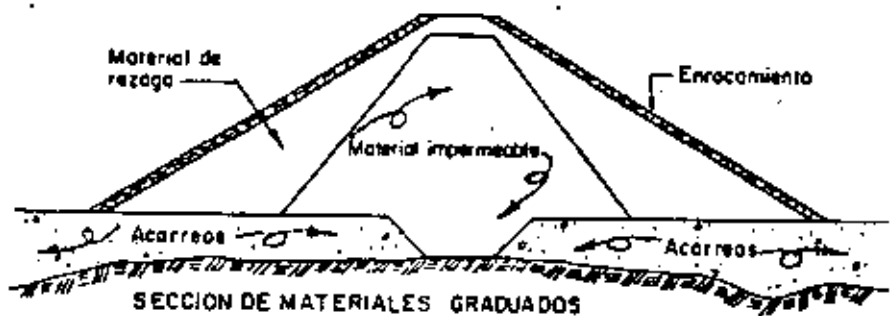
Los diques de materiales graduados están constituidos por un núcleo impermeable rodeado de material semi-permeable, y en ambos taludes material permeable, que sirve a la vez como drenaje y para dar le estabilidad a la estructura.

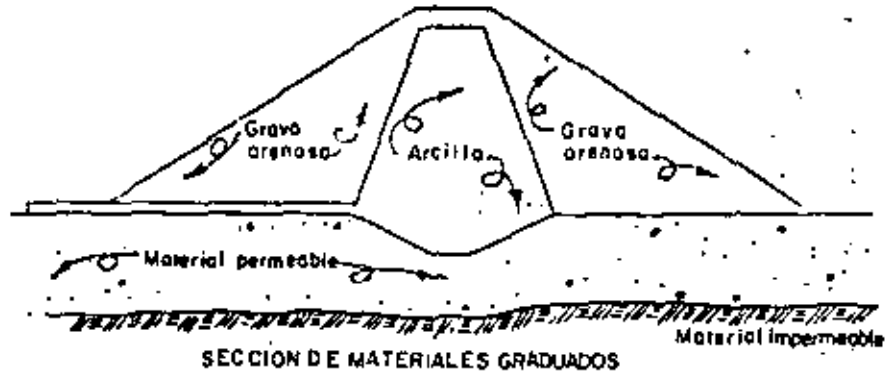
Puede decirse que es el tipo más lógico e ideal de dique de tierra, porque está compuesto de materiales de características distintas, pero complementarias, que forman un conjunto armónico. Así, tenemos que los materiales arcillosos aseguran la impermeabilidad desde el interior, protegida a ambos lados por material más estable, y el enrocamiento, además de que elimina rápidamente las presiones intersti

... es, tiene una gran fricción interna que permite taludes más fuertes. Se pueden obtener secciones más esbeltas. La arcilla, aunque es altamente impermeable, no puede constituir el mejor corazón si se enjaba e hincha demasiado. Los corazones más satisfactorios son de arcilla mezclada con arena y grava fina.

El dique se cimenta directamente sobre el terreno impermeable, si se puede alcanzar éste a profundidades económicas, pero si el lecho se encuentra cubierto por una capa de espesor grande de material de acarreo, conviene hacer una limpia superficial general a una profundidad económica y prolongar solamente el núcleo central impermeable hasta alcanzar el terreno impermeable por medio de una trinchera, como se ve en la siguiente figura, y siempre y cuando el material de acarreo tenga resistencia y condiciones convenientes para soportar el peso de las zonas de grava y enrocamiento.

En caso de que la capa de acarreo sea de mucha profundidad, la trinchera no solucionaría el problema, por lo que es necesario proyectar el dique de tipo flotante construyendo delante hacia aguas arriba de material impermeable y extendiendo los taludes para aumentar el paso de filtración.





Los diques de enrocamiento tienen características intermedias entre los de gravedad y los de tierra. Esencialmente están constituidos por dos elementos estructurales básicos, una membrana impermeable y un macizo estabilizador de enrocamiento que soporta a la membrana. Los diques de enrocamiento tienen la ventaja de resistir mejor que los de mampostería, y desde luego mucho mejor que los de tierra, las eventualidades de posibles roturas. En los de mampostería, la rotura da origen a una tromba de agua que arrastra y destruye lo que encuentra a su paso. En los de enrocamiento, la causa principal de rotura es por insuficiencia del vertedor de desasfas y por verter las aguas por encima, o por terremotos, o por asentamientos ocasionados por arrastres del terreno de apoyo. Pero en cualquier caso, el dique no desaparece en poco tiempo, empezará por sufrir asentamientos y dislocaciones, y luego se sucederá el paso de agua y arrastre de la roca, pero en tiempo suficiente para que no se forme la gran ola de avenida que ocurriría si se tratara de un dique de mampostería o de tierra.

Los diques de enrocamiento, apoyados en terrenos consistentes que garanticen resistencia y no arrastre inferior, dan excelentes resultados. El dique, generalmente, consiste en una sección aguas arri

16

ba de piedra seca o mampostería y una sección aguas abajo de enrocamiento suelto. La roca utilizada debe ser capaz de resistir la erosión y ser suficientemente resistente a las cargas de gran intensidad, aún cuando estén mojadas. Se debe desechar todo material pequeño que tenga peligro de ser arrastrado por filtraciones así como piedras que lleven adheridas materias terrosas o que puedan descomponerse por la humedad. Cuanto más pesada sea la piedra mayor garantía se obtiene en su estabilidad.

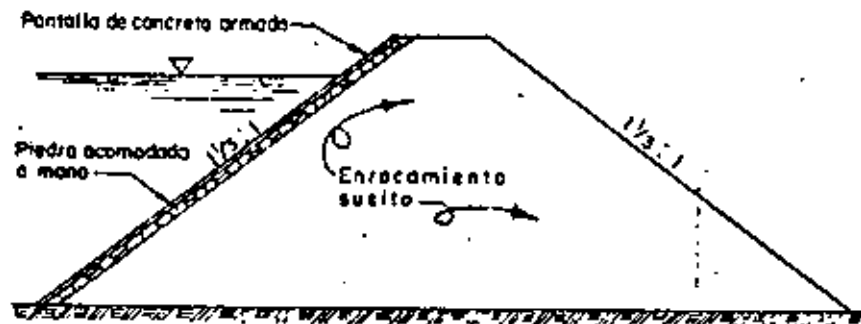
El relleno de roca (sección de aguas abajo del dique) soporta el resto del dique, la membrana y las cargas de agua. Como la carga se transmite por el relleno y por contacto de roca a roca, un relleno de rocas bien graduadas es el mejor; pero la arena y la grava en pequeñas cantidades no perjudica siempre que el contacto de roca a roca se mantenga y que el drenaje sea adecuado. Las rocas pueden variar desde pequeñas hasta de dimensiones mayores.

La sección de piedra seca de aguas arriba transmite la carga desde la membrana hasta el relleno de roca. Piedras grandes de forma regular se utilizan para dar una superficie plana en la cual pueda colocarse la membrana, aunque también se hace vertiendo la piedra y arreglando solo a mano, en un cierto espesor, aquella parte en que tenga que apoyarse la pantalla impermeable. La pantalla impermeable generalmente se construye de concreto. Algunas veces se cuela la pantalla monolíticamente sin juntas de expansión, pero con un amplio refuerzo de acero en ambas direcciones. La mayoría de las pantallas tienen juntas de expansión a intervalos aproximados de 10 m con una junta asfáltica para reducir la filtración.

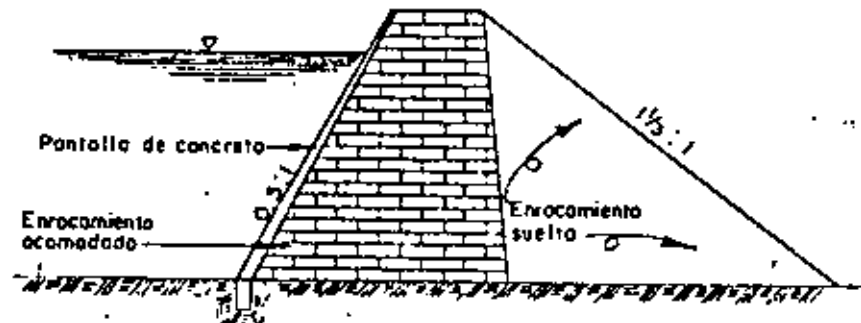
Estos diques requieren alguna reparación después de pasado el período inicial de asentamientos, que generalmente provocan fracturas en la pantalla. Esto constituye quizás la debilidad más grande de los diques de enrocamiento, aunque en muchos casos las fugas pueden ser controladas por la reparación periódica de la pantalla.

Un dique de enrocamiento con buen diseño y cuidadosa construcción tiene alta resistencia a los temblores, debido a su carácter flexible. Los diques bajos de enrocamiento pueden tener taludes aguas arriba de 1:0.5; pero los diques altos generalmente tienen taludes de 1:1 1/3, que es el ángulo natural de reposo del relleno de roca. Los taludes de aguas abajo de todos los diques de enrocamiento deben tener aproximadamente 1:1 1/3. Como los taludes son bastante parados, se necesita mucho menos material para un dique de enrocamiento que para uno de tierra. Debido a la anchura estrecha de la base y

a la posibilidad de que haya una alta filtración, las exigencias de la cimentación en los diques de enrocamiento son mucho más rígidas que para los diques de tierra. Los diques de enrocamiento generalmente son menos costosos que los de concreto, y pueden ser construidos con más rapidez si hay disponible el material adecuado.



SECCION DIQUE DE ENROCAMIENTO



SECCION DIQUE DE ENROCAMIENTO

CAUSAS DE FALLA EN DIQUES DE TIERRA

Puesto que las normas del diseño moderno de los diques de tierra se basan, por una parte en el conocimiento de las propiedades mecánicas de los materiales que integran la sección, y por la otra en el estudio de los fenómenos que han sido responsables de las fallas - ocurridas en el pasado, es interesante describir las causas de falla como se les conoce en el presente. Las causas de falla más frecuentes son las siguientes:

- I. Insuficiencia del vertedor
- II. Tubificación
- III. Agrisamiento
- IV. Deslizamiento de taludes
- V. Licuación.

I. INSUFICIENCIA DEL VERTEDOR.

Puede decirse que una de las causas más frecuentes de falla ha sido la falta de una adecuada estimación del gasto correspondiente a la máxima avenida que deba pasar por el vertedor de excedencias. De tal manera que, al presentarse una avenida notablemente mayor a la máxima prevista; el agua fluye sobre la corona del dique erosionando el talud de aguas abajo y disminuyendo así la estabilidad de la sección, hasta el punto de provocar la falla completa.

Es evidente que la correcta estimación de la máxima avenida, en el diseño de cualquier tipo de dique constituye un problema importante; pero la importancia de esa estimación se vuelve crítica en el caso de un dique de tierra, ya que en uno de mampostería o de concreto pueda tolerarse, hasta cierto límite, que el agua vierta sobre el cuerpo del dique, mientras que en los de tierra tal situación es inadmisable.

Normalmente, las fallas ocurridas por este concepto han sido asociadas a una carencia o escasez de datos hidrológicos de la corriente interceptada por el dique. Esa condición es particularmente frecuente en el caso de corrientes pequeñas.

II. TUBIFICACION.

Al almacenarse el agua tras de un dique de tierra, una parte de dicha agua comienza a filtrarse a través del cuerpo del di-

IV CURSO DE CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS DE
ZONAS DE RIEGO

MATERIA: HIDRAULICA

T E M A: HIDRAULICA APLICADA
RAPIDAS Y CAIDAS

PROF: ING. MARIO CARVAJAL DIAZ

AGOSTO, 1981.

VII. DE PROTECCION

1. RAPIDAS Y CAIDAS.

Las rápidas y caidas sirven para conducir el agua de una elevaci3n superior a otra inferior, con la disipaci3n consiguiente del exceso de energía y con la protecci3n debida del tramo de terreno donde se localicen. La decisi3n de usar una rápida en lugar de una serie de caidas, se debe basar en estudios hidráulicos y econ3micos de ambas alternativas. Desde el punto de vista hidráulico, las caidas no deben estar espaciadas tan cerca unas de otras, que impidan el movimiento uniforme del agua para gastos variables, entre la salida de una estructura y la entrada de la siguiente, particularmente donde no se usan represas o secciones de control, a la entrada de las estructuras. En este caso, existe peligro de que no haya suficiente profundidad de agua en el canal, aguas abajo de los tanques amortiguadores, para producir el salto hidráulico en los mismos y en esa forma se podría desarrollar una corriente de alta velocidad a través de la serie de caidas, que ocasionaría daños en el canal de tierra. Por otra parte, cuando las caidas estan muy cerca unas de otras en una ladera inclinada, se pueden presentar problemas de excavaci3n y de relleno, que hacen indeseable o prohibitivo este tipo de estructuras. En forma muy general, se podría decir que la distancia mínima entre el dentell3n de salida de una caida y el dentell3n de entrada de la caida siguiente, debe ser 60 metros como mínimo. Desde luego, el estudio econ3mico debe comparar el costo de una serie de caidas con el costo de una rápida, tomando en cuenta las ventajas y desventajas pertinentes a las condiciones especiales. Como el costo de mantenimiento de una serie de caidas, usualmente es considerablemente mayor que el de una sola rápida que desempeña la misma funci3n, a veces se puede justificar econ3micamente un costo inicial hasta de un 50 por ciento mayor en la rápida que sustituiría a una serie de caidas.

DISEÑO HIDRAULICO

El diseño hidráulico de una rápida o caida, normalmente debe quedar terminado antes de empezar el diseño estructural, teniendo s3lo atenci3n general a los detalles estructurales. Para estructuras importantes, el levantamiento topográfico del sitio es de utilidad para estudiar varias alternativas del canal. Los datos de campo mínimos que se requieren son: propiedades hidráulicas y elevaciones de la rasante, de las secciones del canal aguas arriba y aguas abajo

de la rápida; y un perfil del terreno en la localización de la rápida, con datos de pozos de prueba o con información sobre la clase de material encontrado. Aún cuando no se puedan dar secuelas exactas para el diseño de esa clase de estructuras, usualmente, se debe dibujar -- primero, en papel cuadrulado, el perfil de la superficie del terreno natural, a lo largo del eje de la rápida a escalas iguales de preferencia, y se debe trazar una línea tentativa de la rasante. En este mismo perfil se pueden hacer estudios para determinar las localizaciones tentativas de la entrada a la estructura y del tanque amortiguador.

ELEMENTOS QUE CONSTITUYEN LAS RAPIDAS Y CAIDAS.

Los elementos hidráulicos principales de una rápida son: -- la entrada, el canal de la rápida, la trayectoria, el tanque amortiguador y la estructura de salida. En este tema el canal de la rápida y la trayectoria se mencionan conjuntamente como "canal de la rápida". Una caída tiene los mismos elementos que una rápida, pero en esta descripción se consideran caídas las estructuras que no tienen desnivel mayor de 4-50 m entre la superficie del agua superior y la inferior, -- y cuya rápida tiene un talud no mayor de 3:1 aproximadamente. En consecuencia, en el diseño de una estructura de caída, no es práctico, -- en general, hacer que la sección de la rápida tenga ancho inferior a la sección del estanque; en cambio en una rápida de longitud considerable, por lo general es posible proporcionar una sección comparativamente estrecha, para el canal de la rápida, en la mayor parte de su longitud.

ENTRADA. La entrada a una rápida o caída, puede tener distintas formas, dependiendo de la finalidad deseada; sección de control, de profundidad crítica, de forma rectangular o trapecial; represa; vertedor.

CANAL DE LA RAPIDA. Los canales de las rápidas usualmente son de sección transversal, rectangular o trapecial, pero se pueden usar otras formas, lo que depende de consideraciones económicas. Las rápidas de concreto de sección trapecial, generalmente se construyen totalmente dentro de una excavación de suficiente profundidad para -- que la sección del canal se pueda apoyar sobre terreno natural inalterado, ordinariamente estable, en cambio, una rápida rectangular se puede localizar en corte sólo suficiente para alcanzar una cimentación firme, y se puede construir sin rellenar a lo largo de los muros, o con relleno. Los canales de la rápida pueden ser de lados parale-

los, convergentes o divergentes. La divergencia de una corriente es tá gobernada por la presencia de fuerzas que originan movimiento - transversal del agua. Para las estructuras de caída pueden ser económicamente ventajoso usar una sección trapecial transversal.

En el cálculo de caídas y rápidas, es usual escoger para concreto un valor de $n = 0.014$ ó 0.015 , en la fórmula de Manning, para gastos hasta de $2.8 \text{ m}^3/\text{seg}$; para gastos mayores y altas velocidades, puede ser deseable estudiar la rápida con un valor de n algo mayor, debido a la incorporación de aire. El bordo libre en rápidas trapeciales o rectangulares, se puede obtener usando las curvas que se muestran en la fig. 1. Para rápidas muy grandes, fuera del alcance de esas curvas, es necesario hacer un estudio especial, y el bordo libre se determina teniendo en cuenta los daños posibles a la estructura y a los terrenos adyacentes por derrame. Para usar las curvas para bordo libre, es necesario obtener primero las profundidades y velocidades en distintos puntos a lo largo de la rápida. Estas profundidades y velocidades se pueden obtener suponiendo primeramente la profundidad crítica y el control de la entrada o cerca de él, o suponiendo una profundidad mayor que se puede presentar en los casos de algunos tipos de entrada y de canales de llegada a la rápida; y calculando en seguida por pasos sucesivos a lo largo de la rápida, mediante el teorema de Daniel Bernoulli, o siguiendo alguno de los métodos basados en dicho teorema. Las profundidades que se usan en los cálculos se deben considerar normalmente a la línea inclinada del fondo de la rápida y la velocidad y longitud se miden paralelamente a dicha inclinación.

Para rápidas de concreto se debe usar un valor de $n = 0.014$ ó 0.015 , para obtener las profundidades y velocidades que se necesitan para determinar el bordo libre. El bordo libre se debe medir normalmente a la línea inclinada del fondo de la rápida, pero la dimensión de la altura del muro se indicará verticalmente en los planos de construcción. Los cambios de altura del muro se pueden redondear a dos centímetros, usualmente a distancias de 1.5 m ó de 3.00 m o a intervalos dictados por economía de diseño y construcción. Cuando las velocidades exceden de $10 \text{ m}/\text{seg}$, se debe dar atención al posible aumento de volumen de la corriente por incorporación de aire. Algunas veces es necesario trazar los canales de las rápidas con curvas horizontales, y entonces se puede necesitar bordo libre adicional debido a la sobreelevación del agua en el muro exterior de la curva.

En casos importantes de esta naturaleza, es necesario recurrir a modelos hidráulicos.

TRAYECTORIAS. En los puntos situados a lo largo del canal de la rápida, donde cambia la pendiente a un declive más escarpado, se diseña una trayectoria, que sigue la trayectoria libre de una partícula de agua que tiene cierta velocidad longitudinal, y que está sometida a una cierta fricción de la fuerza de gravedad. Cuando la rápida se acerca al tanque con pendiente de 1 vertical a 3 horizontales, usualmente es aconsejable introducir una trayectoria antes de llegar al tanque, para evitar altura excesiva de los muros laterales de la estructura.

Si el trazo de la trayectoria se calcula con todo el valor de la gravedad para la componente vertical, no hay presión del agua sobre el fondo y aumenta el espacio ocupado por el aire, lo que puede limitar la capacidad del canal de la rápida. En consecuencia, en el cálculo de la trayectoria de las rápidas, se acostumbra usar la aceleración vertical, un valor inferior a la gravedad o incrementar el valor de la velocidad (1.5) para que así se adhiera al fondo del canal. Antes de diseñar la trayectoria, se deben determinar la profundidad y la velocidad del agua al principio de la misma. La divergencia de la trayectoria en rápidas trapeciales no es aplicable, puesto que en general no deben cambiar en ancho o de forma; cuando el canal de una rápida es trapecial y el tanque es rectangular, los cambios pueden efectuarse aguas abajo de la trayectoria.

TANQUE AMORTIGUADOR. Los tanques amortiguadores para alojar el salto hidráulico, se ubican generalmente en el extremo inferior de rápidas y caídas, para obtener la disipación requerida de la energía entre el extremo inferior de la rápida y la corriente normal del canal, aguas abajo del tanque. La profundidad necesaria (d2) en el extremo inferior del tanque se puede calcular por la ecuación de presión y momento (cantidad de movimiento).

Cuando no existe un control efectivo en el canal aguas abajo del tanque, el gasto es variable y ello imposibilita la obtención de la profundidad necesaria, se procede a calcular una nueva profundidad y una nueva elevación de energía correspondiente, basándose en coeficientes más pequeños de la n de Manning normalmente escogida. Por ejemplo, en canales de tierra diseñados originalmente para un valor $n = 0.25$ ó 0.35 , se deben recalcular para $n = 0.020$. En canales revestidos de concreto, diseñados originalmente con un va

lor $n = 0.014$ ó 0.015 , se debe recalcular con un valor $n = 0.012$. Es
 los valores más pequeños de n , proporcionan un cierto factor de segu-
 ridad en contra de una elevación más baja de la superficie del agua -
 en el canal, que la indicada en los datos originales. Debido a las ve-
 locidades más elevadas que se tienen en las rápidas, y por lo tanto,
 debido a pérdidas de fricción más elevadas, usualmente es ventajoso -
 tomar en cuenta las pérdidas de fricción en el canal de la rápida has-
 ta el extremo de la trayectoria y luego multiplicar las fuerzas de --
 aguas arriba del tanque por el factor 1.10 en previsión de errores po-
 sibles en la estimación y también para compensar por la distribución
 no uniforme de la velocidad. En el caso de caídas, que comúnmente --
 tienen velocidades más bajas, usualmente es suficiente para obtener -
 este factor de seguridad, despreciar las pérdidas de fricción en el -
 declive de la caída, lo que elimina la necesidad de multiplicar las -
 fuerzas de aguas arriba del tanque, por 1.10.

Donde las caídas distan menos de 60 m, entre la salida de -
 una y la entrada de otra; la de aguas abajo debe tener algún control
 en la entrada, para asegurar la profundidad requerida (d_2) en el tan-
 que de la caída de aguas arriba. En general, para cualquier tanque -
 que depende de la profundidad del agua aguas abajo, para que propor-
 cione un valor (d_2) suficiente para que origine el salto hidráulico, -
 la elevación del piso del tanque, se puede obtener por medio de la si-
 guiente ecuación:

$$\text{Elev. B} = \text{Elev. C} + d_1 + hv_1 - d_2$$

TANQUE RECTANGULAR. En un tanque de sección rectangular de
 ancho dado, se debe determinar la elevación correspondiente del piso.
 Para gastos hasta de 2.8 m³/seg, el ancho del tanque se puede obtener
 por la siguiente fórmula empírica:

$$b = \frac{18.46 Q}{Q + 9.91}$$

donde:

- b = ancho del tanque en m
- Q = gasto en m³/seg

Para gastos mayores de 2.8 m³/seg, los anchos de los tan-
 ques deben seleccionarse en base de consideraciones hidráulicas y eco-
 nómicas.

ESTRUCTURA DE SALIDA. La estructura de salida de una rápi-

da o caída, conecta al tanque con el canal de tierra, o revestido de concreto aguas abajo; previniendo la erosión, además de proteger al tanque al disipar la energía del agua. Para estructuras pequeñas -- ($Q = 2.8$ m³/seg, o menos), la salida del tanque se protege mediante un muro dentellón y la transición puede quedar desplantada en tierra. Estructuras mayores requieren una salida más adecuada, siendo de los tipos más comúnmente usados: transición alabeada de líneas rectas, -muros verticales divergentes rectos o curvados, que se prolongan dentro de los bancos del canal de tierra en cada lado; y canales rectangulares rectos, con muros verticales cuya altura disminuye, desde la altura total del muro del tanque hasta cero. Una parte de la transición se puede construir en tierra siempre que la velocidad aguas abajo del dentellón final no sea excesiva para la clase de suelo. Se puede usar protección de enrocamiento rampeado, u otra protección adecuada en la transición desplantada en tierra. El bordo libre en el extremo de aguas abajo de una transición de salida, recta o alabeada, es el mismo que para una transición de entrada; pero junto al tanque, debido al oleaje, se debe aumentar el bordo libre en función lineal de valores de QVd/A , comprendidos entre 6.0 y 85.0, conforme a la tabla siguiente:

QVd/A m ³ /seg ²	Incremento del bordo libre de la transición junto al estanque.
6.0	0.125 B _{lo}
85.0	0.25 B _{lo}

B_{lo} = Bordo libre debido al oleaje en el tanque determinado según la curva de la figura N° 2.

DISEÑO ESTRUCTURAL

Planos de construcción. Los planos de construcción deben mostrar la estación y elevación en cada quiebre de la rasante en el inicio y al final de la estructura de la rápida o caída y en tantos puntos de la trayectoria como sea necesario para localizarla con exactitud. Debe aparecer la elevación del piso del tanque y también la pendiente de la rápida entre puntos fijos.

A. Refuerzo. En los planos donde se muestran la elevación y los cortes deben indicarse el diámetro y espaciamiento de las varillas de refuerzo transversal y longitudinal.

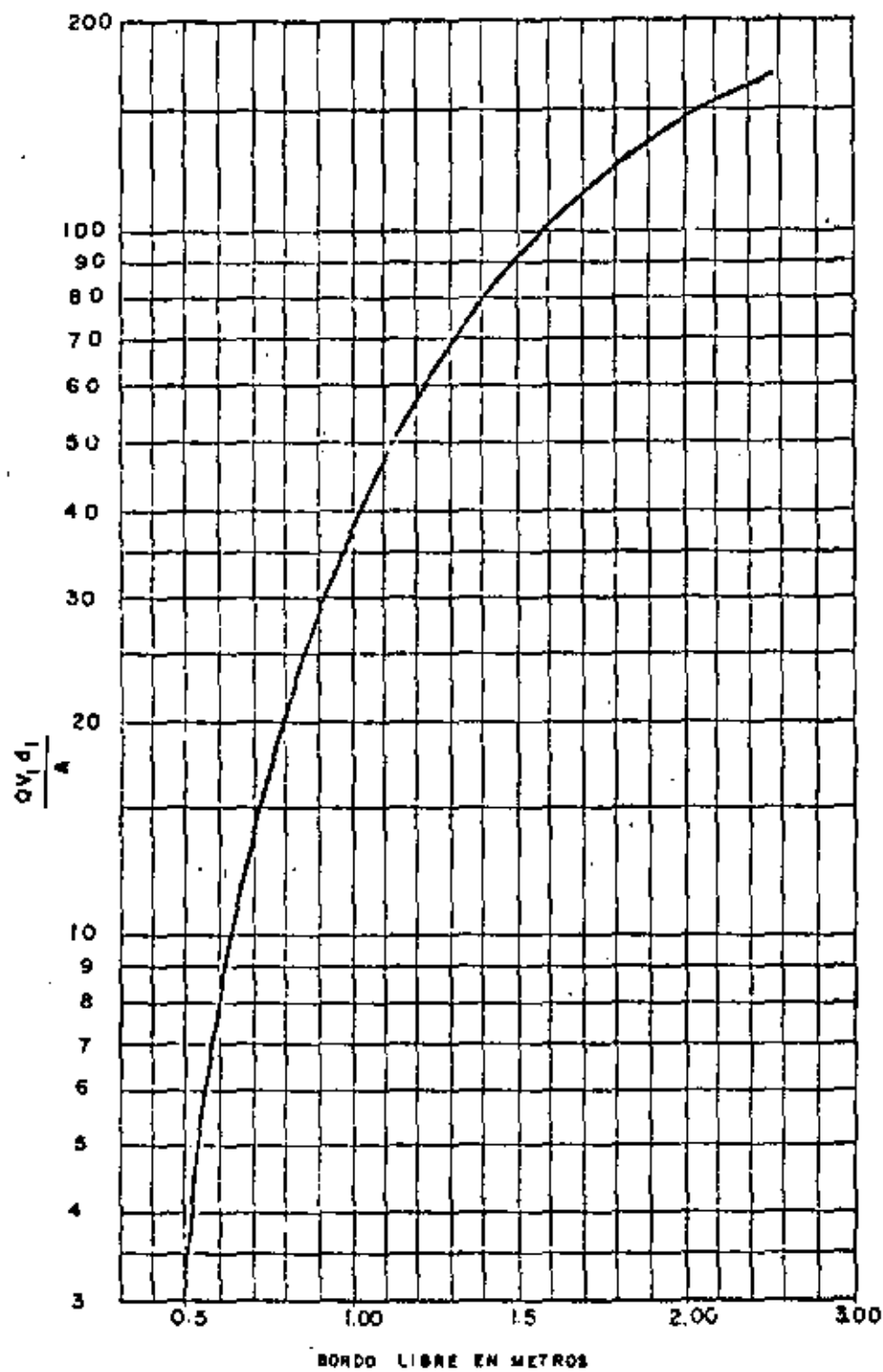


FIG. 2.— CURVA PARA EL BORDO LIBRE EN EL TANQUE AMORTIGUADOR POR EFECTO DE OLEAJE

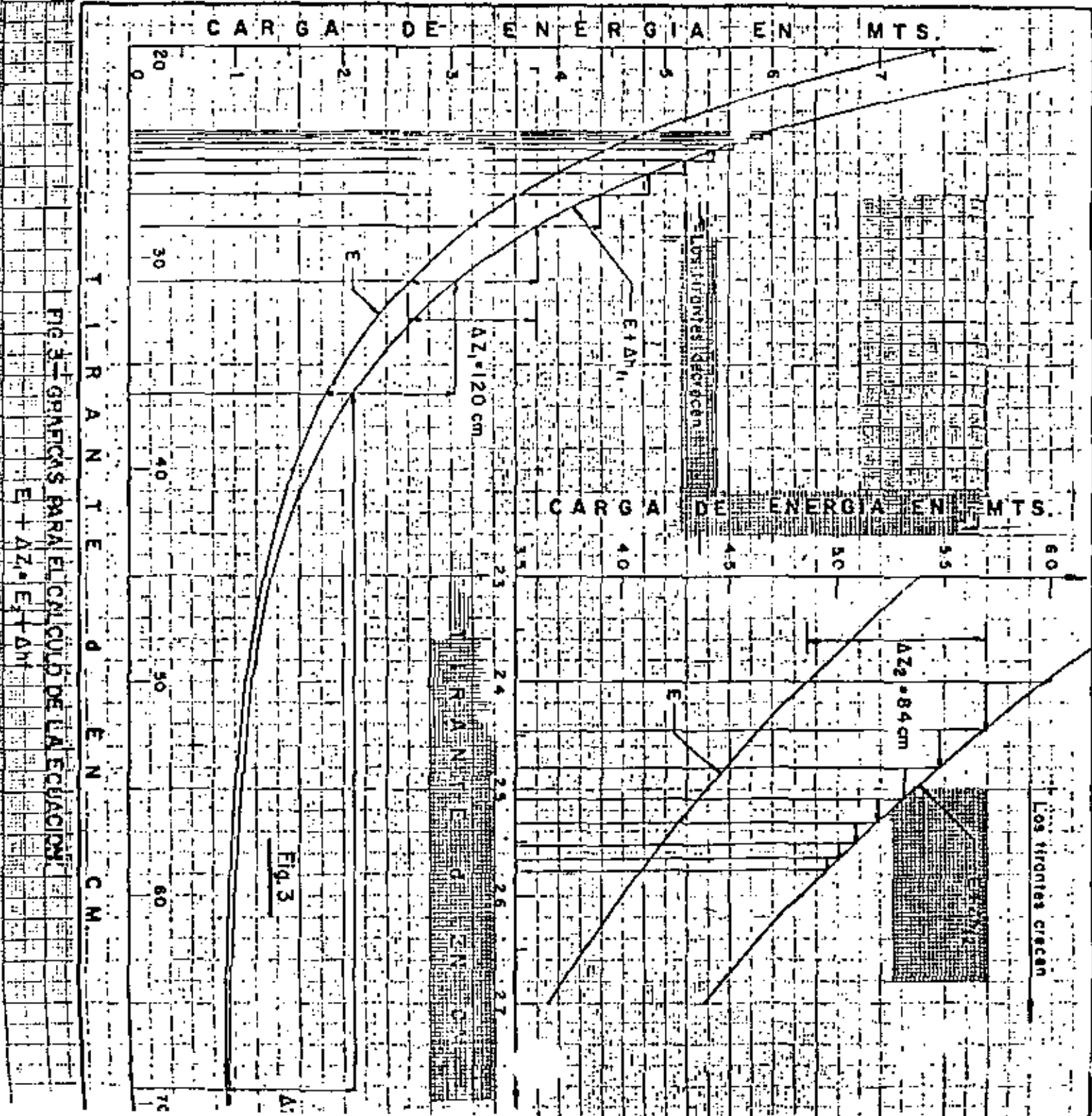


FIG. 3.— GRÁFICAS PARA EL CÁLCULO DE LA ECUACIÓN

$$E + AZ \cdot E + \Delta h$$

TIRANTE EN CM.

B. Secciones Transversales. Se deben presentar secciones transversales de la estructura en sitios importantes, para mostrar dimensiones, refuerzo, líneas de terreno y cualquier información de construcción que no se pueda mostrar en la planta o en el corte longitudinal. La localización de las secciones transversales usualmente se indican en la planta, pero puede ser necesario indicarla en otros lugares.

Tratándose de estructuras simétricas, basta detallar la mitad de la sección transversal lo que puede economizar trabajo de dibujo y espacio en los planos. Se incluirán dibujos de detalles para aclarar las dimensiones y la construcción de las partes menores de la estructura.

C. Detalles de diseño. Los detalles de diseño que se presentan en las estructuras de rápidas y caídas pueden ser: carteles, drenes, lloraderos, filtros, ventallones, juntas.

EJEMPLO NUMÉRICO:

CÁLCULO HIDRÁULICO DE LA RÁPIDA.

1.- CANAL DE LA RÁPIDA.

Este, se realizará por el método semigráfico que hace uso de las curvas $E = d$ y $E = Ah_1 - d$

* Datos hidráulicos de la rápida: (ver plano N° 1004-C-304)

1	$Q = 2.650 \text{ m}^3/\text{seg}$	$b = 0.800 \text{ m}$	$t = 1.5:1$
	$n = 0.015$	$H = 1.300 \text{ m}$	$L_t = 93.900 \text{ m}$
	$S_1 = 0.240$	$L_1 = 55.000 \text{ m}$	$S_2 = 0.166$
	$L_2 = 38.90 \text{ m}$		

** Datos hidráulicos de la sección crítica.

$Q = 2.650 \text{ m}^3/\text{seg}$	$b = 0.800 \text{ m}$	$t = 1.5:1$
$dc = 0.692 \text{ m}$	$A = 1.272 \text{ m}^2$	$Vc = 2.084 \text{ m}/\text{seg}$
$Ec = 0.911 \text{ m}$	$r = 0.386 \text{ m}$	$nv = 0.221$

Aplicando el método semigráfico, que no es más que la solución del teorema de Daniel Bernoulli por medio de incrementos finitos, se comienza por dividir la longitud total 93.90 m en 18 tramos

horizontales de 5 metros y el tramo final de 3.90 m. Entonces las longitudes de los tramos inclinados son:

a) Para la pendiente $S_1 = 0.240$

$$L_{inc} = 5.000 \times \sqrt{1 + 0.240^2} = 5.142 \text{ m}$$

Se tienen 11 tramos iguales de $L_{11} = 5.142 \text{ m}$

b) Para la pendiente $S_2 = 0.168$

$$L_{inc} = 5.000 \times \sqrt{1 + 0.168^2} = L_{22} = 5.070 \text{ m}$$

Se tienen 7 tramos iguales de $L_{22} = 5.070 \text{ m}$ y un último tramo de longitud.

$$L_{inc} = 3.900 \times \sqrt{1 + 0.168^2} = L_{33} = 3.955 \text{ m}$$

y los incrementos de elevación de la plantilla son:

a) Para la pendiente $S_1 = 0.240$

$$\Delta Z_{11} = 5.000 \times 0.240 = 1.200 \text{ m}$$

y se tienen 11 incrementos de elevación de 1.200 m cada uno.

b) Para la pendiente $S_2 = 0.168$

$$\Delta Z_{22} = 5.000 \times 0.168 = 0.840 \text{ m}$$

y se tienen 7 incrementos de elevación de 0.840 m cada uno, y además un último incremento de elevación de $3.900 \times 0.168 = 0.655 \text{ m}$

$$\Delta Z_{33} = 0.655 \text{ m}$$

Resolviendo el teorema de Bernoulli por medio de incrementos finitos, se procede de la siguiente manera:

Aplicándolo entre las secciones 1 y 2, según la fig. 4.

Plano horizontal de comparación en la plantilla de la sección N° 2.

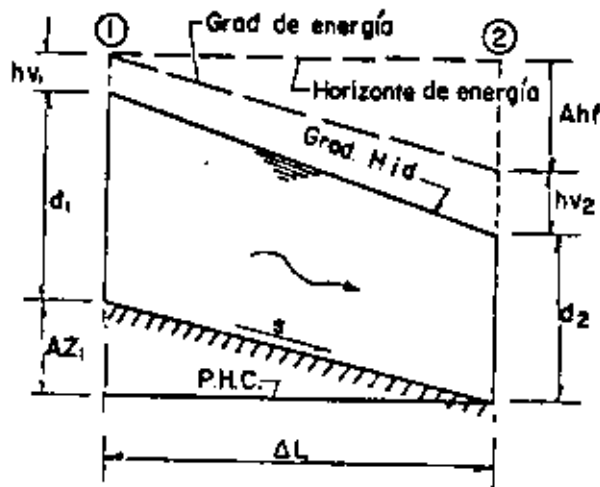


Fig. 4

$$\Delta Z_1 + d_1 + hv_1 = d_2 + hv_2 + \Delta hf$$

Como las energías específicas en las secciones 1 y 2 son:

$$E_1 = d_1 + hv_1$$

$$E_2 = d_2 + hv_2$$

por tanto:

$$\Delta Z_1 + E_1 = E_2 + \Delta hf$$

Ahora, construyendo las gráficas $\Delta Z_1 + E_1$ contra tirantes d y $E_2 + \Delta hf$ contra tirantes, se podrá resolver gráficamente la ecuación planteada.

Para el cálculo de los valores descados se tendrían que emplear las fórmulas:

$$A = 0.800 d_1 + 1.500 d_1^2; \quad p = 0.800 + 3.606 d_1 \quad r = A \div P$$

$$v = 2.650 \div A \quad hv = v^2 - 19.60 \quad s = \left(\frac{0.015 v^2}{r^{2/3}} \right)$$

$$\Delta hf = s \times L$$

$$E = d_1 + hv \quad E + \Delta hf = d_1 + hv + sL$$

Dando valores a d de 0.20 a 0.40 de 0.01 m/0.01 y luego de 0.40 a 0.80 a/c 0.10 m y calculando las fórmulas antes anotadas se puede construir la siguiente tabla.

TABLA PARA EL CALCULO DE LAS GRÁFICAS

d (m)	E (m)	$E + hf_1$ (m)	$E + hf_2$ (m)
0.20	7.59515	9.60657	9.77560
0.21	6.73836	8.59185	8.56589
0.22	6.01148	7.57681	7.55489
0.23	5.39090	6.72175	6.70307
0.24	4.85799	5.99643	5.98049
0.25	4.39797	5.37747	5.36375
0.26	3.99896	4.84621	4.83434
0.27	3.65135	4.38784	4.37753
0.28	3.34730	3.99031	3.98130
0.29	3.08037	3.64429	3.63635
0.30	2.84524	3.34165	3.33470
0.31	2.63748	3.07609	3.06990
0.32	2.45339	2.84233	2.83683
0.33	2.28985	2.63580	2.63091
0.34	2.14422	2.45295	2.44862
0.35	2.01427	2.29045	2.28658
0.36	1.89807	2.14597	2.14249
0.37	1.79399	2.01705	2.01393
0.38	1.70063	1.90173	1.89887
0.39	1.61677	1.79859	1.79599
0.40	1.54134	1.70604	1.70373
0.50	1.09591	1.16394	1.16299
0.60	0.94402	0.97641	0.97591
0.70	0.91342	0.93044	0.93015
0.80	0.93981	0.94948	0.94934

Con estas tablas y con sus gráficas respectivas se procede a la solución gráfica de la ecuación de Bernoulli. (Ver gráficas en la fig. 3).

Con el valor del tirante crítico se entra en el eje vertical hasta SC , se le agrega Δz_1 , se traza una horizontal hasta cortar $E + \Delta hf_1$ la abscisa, es decir el tirante en este punto de intersección es el valor buscado. Con este segundo tirante se sube verticalmente hasta la gráfica δ , se le agrega su correspondiente Δz_2 y se traza otro horizontal hasta cortar $E + \Delta h + 1$; la abscisa de este otro nuevo punto de intersección nos proporciona el valor del siguiente tirante. Procediendo en forma análoga a la descrita, se calculan gráficamente los tirantes correspondientes a los

primeros 11 tramos de la rápida para $S = 0.240$. Se observa que en estos 11 movimientos la línea horizontal siempre se desplaza hacia la izquierda para intersectar la gráfica $E + \Delta hf_1$.

Al continuar con los siguientes 7 tramos de la rápida, correspondientes a la pendiente $S = 0.168$, cambian ΔZ_1 a ΔZ_2 y Δhf_1 a Δhf_2 , por lo que se procederá en forma análoga a la anterior pero tomando en cuenta estos cambios. Se trabajará en la gráfica $E + \Delta hf_2$ y con $\Delta Z_2 < \Delta Z_1$.

Con el dato del último tirante obtenido de la gráfica se prolonga verticalmente hasta la gráfica E y se le agrega ΔZ_2 , se traza una horizontal hasta cortar la gráfica $E + \Delta hf_2$, desplazándose horizontalmente hacia la derecha, lo que indica que el tirante aumentará de valor. La abscisa del punto de intersección proporcionará el valor del tirante del nuevo tramo. Procediendo en esta forma hasta obtener los tirantes de los 7 tramos restantes de la rápida, se resuelve el problema completamente.

Los tirantes calculados gráficamente de la fig. 3 son los siguientes:

"LECTURAS GRAFICAS DE LOS TIRANTES"

Tirantes	Dimensiones en Cm	Tirantes	Dimensiones en Cm
Para $S = 0.240$		Para $S = 0.168$	
d0	69.2	d13	24.4
d1	36.4	d13	24.8
d2	31.1	d14	25.1
d3	28.3	d15	25.3
d4	27.0	d16	25.5
d5	26.0	d17	25.7
d6	25.4	d18	25.8 *
d7	24.9		
d8	24.6		
d9	24.4		
d10	24.6		
d11	24.0		

* Dato de partida para el cálculo lo del tanque amortiguador.

II. TANQUE AMORTIGUADOR

Se explicará un método semi-gráfico para el cálculo del tanque que es aplicable para cualquier sección hidráulica.

Este método consiste esencialmente en trazar las gráficas: elevaciones-tirantes, entre las secciones (1) y (2) y elevaciones-tirantes conjugados menores (d1) en el tanque amortiguador.

En el punto de intersección de estas gráficas se tendrá la elevación del fondo del tanque y el tirante conjugado menor (véase - fig. 7).

- A. Cálculo de la curva elevaciones-tirantes en el canal de la rápida. Este consiste en aplicaciones sucesivas del teorema de Daniel Bernoulli (despreciando la fricción).

Con el fin de evitar tanteos, se sugiere tabular en la siguiente forma:

- 1° Calcular la elevación del gradiente de energía en la sección (0) (G₀). Véase fig. 5

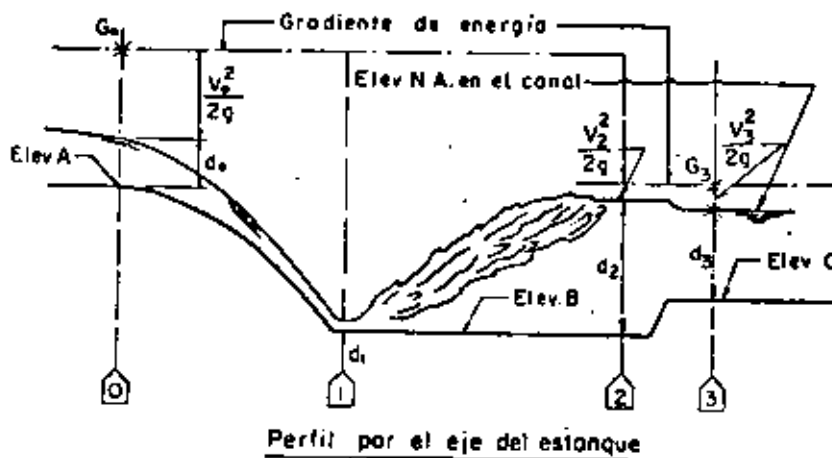


Fig. 5

$$d_{18} = 25.8 \text{ cm est } 0 + 093.90$$

$$A = bd + md^2 = 0.8 \times 0.258 + 1.5 \times \frac{0.258^2}{m} = 0.2064 + 0.998 = 0.3062 \text{ m}^2$$

$$V = Q/A = 2.65/0.3062 = 8.654 \text{ m/seg}$$

$$h_v = \frac{V^2}{2g} = \frac{74.891}{19.6} = 3.820 \text{ m}$$

Energía específica del canal de la rápida en la est. 0 + 093.90.

$$d_{18} + h_{v18} = 0.258 + 3.820 = 4.078 \text{ m}$$

Elevación del gradiente de energía en la sección (0) (Co). -
(Ver plano 1004-C-3.4).

Elev. 1703.780 m

$$\frac{4.078 \text{ m}}{1707.858 \text{ m}}$$

2° Cálculo de los valores para trazar la curva "elevaciones-tirantes en el canal de la rápida" (curva I).

Se suponen tirantes menores a d_{13} por tener un régimen rápido y se determinan sus energías específicas y elevaciones -- respecto al gradiente de energía en la sección (0).

El resumen de los cálculos correspondientes aparecen en la -- tabla N° 1°

3. Cálculo de la curva, elevaciones-tirantes conjugados menores. Para el cálculo de esta curva también se evitan los tanteos, haciéndolo de la siguiente forma:

1° Tabular las funciones $\frac{Qv}{g} = A\bar{z} = F$

En la que: Q = Gasto en m³/seg

v = Velocidad en m/seg

A = Área de la sección del tanque en m²

\bar{z} = Distancia del CG, de la sección del tanque, -- al nivel A del agua.

Véase tabla N° 2 de valores, para trazar la gráfica "F" tiran -- tes.

Hecha la tabulación, se procederá a dibujar la curva corres -- pondiente a esta función tabulada. (Véase la fig. 6).

Los datos para el dibujo de la curva, elevaciones- tirantes conjugados menores, se obtienen en la siguiente forma: se elige un tirante d_1 con el cual se obtiene d_2 de la gráfica de tirantes conjugados, se resta este tirante d_2 de la elevación del N.A en el canal (sec. (3) figura 5) obteniéndose así la elevación correspondiente al tirante d_1 elegido.

En esta forma se continúa hasta obtener puntos suficientes para dibujar la gráfica.

Si se considera necesario, pueden tomarse en cuenta las cargas de velocidad en el tanque y abajo de éste, véase tabla N° 3.

Area, velocidad, carga de velocidad y energía específica, del conjugado mayor:

$$A_2 = bd_2 + md_2^2 = 0.8 \times 2.23 + 1.5 \times 2.23^2 = 1.784 + 7.459 = 9.243 \text{ m}^2$$

$$V_2 = Q/A_2 = \frac{2.65}{9.243} = 0.286 \text{ m/seg}$$

$$hV = \frac{V_2^2}{2g} = \frac{0.286^2}{19.6} = \frac{0.08179}{19.6} = 0.004173 \text{ m}$$

$$d2 = \frac{V_2^2}{2g} = 2.230 + 0.004 = 2.234 \text{ m}$$

En el punto de intersección de estas gráficas se obtiene la elevación del fondo del estanque y el tirante conjugado menor.

Para el ejemplo en cuestión, según las gráficas:

$$d_1 = 0.188 \text{ m}$$

$$\text{Elev. del estanque} = 1698.83$$

$$\begin{aligned} \text{Altura del escalón} &= \text{Elev. C.} - \text{Elev. del estanque} \\ &= 1699.41 - 1698.83 = 0.58 \text{ m} \end{aligned}$$

En la gráfica de tirantes conjugados, entrando con el argumento $d_1 = 0.188$ se obtiene $d_2 = 1.66 \text{ m}$.

Verificación de los conjugados obtenidos anteriormente.

Basándose que $d_1 = 0.188 \text{ m}$

$$A_1 = bd_1 + md_1^2 = 0.8 \times 0.188 + 1.5 \times 0.188^2 = 0.2034 \text{ m}^2$$

$$V_1 = Q/A_1 = 2.65 / 0.2034 = 13.02 \text{ m/seg}$$

distancia del C.C. a la sup. libre del agua.

$$\bar{d} = \frac{0.8 d_1 + d_1^2}{1.6 + 3 d_1} = \frac{0.1857}{2.164} = 0.0858 \text{ m}$$

De la ecuación fundamental del salto hidráulico

$$A_1 \bar{d}_1 + \frac{Q^2}{A_1 g} = A_2 \bar{d}_2 + \frac{Q^2}{A_2 g}$$

$$0.2034 \times 0.0858 + \frac{2.65^2}{0.2034 \times 9.8} = 0.01745 + 3.52305 = 3.5405 \text{ m}^3$$

Para $d_2 = 1.66 \text{ m}$

$$A_2 = b d_2 + m d_2^2 = 0.8 \times 1.66 + 1.5 \times 1.66^2 = 5.461 \text{ m}^2$$

$$\bar{d}_2 = \frac{0.8 d_2 + d_2^2}{1.6 + 3 d_2} = \frac{4.083}{6.58} = 0.621 \text{ m}$$

$$A_2 \bar{d}_2 + \frac{Q^2}{A_2 g} = 5.461 \times 0.621 + \frac{2.65^2}{5.461 \times 9.8} = 3.523 + 3.54$$

Diferencia = 0.017 m³

Cuando la diferencia es considerable, se tendrá que afinar los cálculos.

Comprobando:

$$d_2 + hV_2 \leq \text{Altura del escalón} + d_3 + hV_3$$

$$V_2 = Q/A_2 = \frac{2.65}{5.461} = 0.485 \text{ m/seg}$$

$$hV_2 = \frac{V_2^2}{2g} = \frac{0.2352}{19.6} = 0.012 \text{ m}$$

$$d_2 + hV_2 = 1.66 + 0.12 = 1.672 \text{ m}$$

$$\text{escalón} + d_3 + hV_3 = 0.58 + 1.055 + 0.057 = 1.692 \text{ m}$$

Diferencia = 0.02 m

Para tener un ahogamiento del 30% aproximadamente se tendrá que bajar el colchón 0.59 m.

$$\text{escalón} + d_3 + hV_3 = 1.17 + 1.055 + 0.057 = 2.282 \text{ m}$$

$$\text{ahogamiento} = \frac{2.282 - 1.672}{1.672} = \frac{0.610}{1.672} = 0.364 = 36\%$$

Por ciento de energía disipada por el salto

Por medio de la fórmula:

$$X = 100 \left[\frac{HL}{d_1 + (V_1^2/2g)} \right]$$

TABLA N° 1
RESUMEN DE VALORES PARA OBTENER LA CURVA "ELEVACION-TIRANTES" EN EL CANAL DE LA RAPIDA

d	$A = 0.8 d + 1.5 d^2$	$V = Q/A$	$h_v = V^2/19.6$	$d + h_v$	Elevación $1707.858 -$ $(d + h_v)$
0.40	0.560	4.732	1.141	1.541	1706.317
0.25	0.294	9.013	4.145	4.395	1703.463
0.22	0.249	10.642	5.778	5.998	1701.860
0.20	0.220	12.045	7.402	7.602	1700.256
0.18	0.192	13.802	9.719	9.899	1697.959
0.16	0.166	15.963	13.000	13.160	1694.698

TABLA Nº 2
 TABLA DE VALORES PARA TRAZAR LA GRÁFICA "F" - TIRANTES
 (Ecuación fundamental del salto hidráulico =

$$\frac{QV}{g} + Ad = F)$$

d m	A = bd + md ² m ²	V = Q/A m/seg	Q.V. m ⁴ /seg ² .	$\frac{QV}{g}$ $\frac{m^3}{m^3}$	d	Ad	F
0.10	0.095	27.895	73.921	7.543	0.047	0.004	7.547
0.20	0.220	12.045	31.920	3.257	0.091	0.020	3.277
0.30	0.375	7.067	18.727	1.911	0.132	0.050	1.961
0.40	0.560	4.732	12.540	1.280	0.171	0.096	1.376
0.50	0.775	3.419	9.061	0.925	0.210	0.162	1.287
0.60	1.020	2.598	6.885	0.703	0.247	0.252	0.935
0.692	1.272	2.084	5.521	0.563	0.281	0.357	0.923
0.80	1.600	1.656	4.389	0.448	0.320	0.512	0.960
1.00	2.300	1.152	3.053	0.312	0.391	0.900	1.212
1.20	3.120	0.849	2.251	0.230	0.462	1.440	1.670
1.40	4.060	0.653	1.757	0.176	0.531	2.160	2.336
1.60	5.120	0.518	1.372	0.140	0.600	3.072	3.212
1.80	6.300	0.421	1.115	0.114	0.669	4.212	4.326
2.00	7.600	0.349	0.924	0.094	0.737	5.600	5.694
2.20	9.020	0.294	0.779	0.079	0.805	7.260	7.339
2.40	10.560	0.251	0.665	0.068	0.873	9.216	9.284

TABLA N° 3

TABLA DE VALORES PARA TRAZAR LA CURVA "ELEVACION—TIRANTES CONJUGADO MENORES" (CURVA II)

Conjugado Menor "d ₁ "	Conjugado Mayor "d ₂ "	A ₂ m ²	$v_2 = \frac{Q}{A_2}$ m/seg	$\frac{v_2^2}{2g}$ m	$d_2 + \frac{v_2^2}{2g}$ m	Elevación Fondo Estanque $G_3 - (d_2 + \frac{v_2^2}{2g})$ (1700.512 - (d ₂ +v ² /seg)
0.10	2.230	9.243	0.286	0.004	2.234	1208.278
0.15	1.960	7.330	0.361	0.007	1.967	1698.545
0.20	1.617	5.215	0.5081	0.013	1.630	1698.882
0.30	1.300	3.575	0.7412	0.028	1.328	1699.184
0.40	1.088	2.646	1.001	0.051	1.139	1699.373
0.50	0.960	2.150	1.232	0.077	1.037	1699.475

T A B L A N º 4
VALORES DE LAS COORDENADAS EN LA TRAYECTORIA

X	X ²	0.168 X	0.034 X ²	Y	Elevación 1703.780
0.20	0.04	0.0336	0.0013	- 0.035	1703.745
0.60	0.36	0.1008	0.0122	- 0.113	1703.667
1.50	2.25	0.2520	0.0765	- 0.329	1703.451
2.50	6.25	0.4200	0.2125	- 0.633	1703.147
3.60	12.96	0.6048	0.4406	- 1.045	1702.735
4.80	23.04	0.8064	0.7833	- 1.590	1702.190
5.80	33.64	0.9744	1.1437	- 2.118	1701.662
6.80	46.24	1.1424	1.5721	- 2.715	1701.065
7.60	57.76	1.2768	1.9638	- 3.241	1700.539
8.36	69.889	1.4044	2.0362	- 3.441	1700.339
9.00	81.00	1.5120	2.7540	- 4.266	1699.514
9.80	96.04	1.6464	3.2653	- 4.912	1698.869
10.50	110.25	1.7640	3.7485	- 5.513	1698.267
10.53	110.88	1.7690	3.7699	- 5.539	1698.241

COORDENADAS DE LA TRAYECTORIA		
X	Y	Elevaciones
0.00	- 0.000	1703.780
0.20	- 0.035	1703.745
0.60	- 0.113	1703.667
1.50	- 0.329	1703.451
2.50	- 0.633	1703.147
3.60	- 1.045	1702.735
4.80	- 1.590	1702.190
5.80	- 2.118	1701.662
6.80	- 2.715	1701.065
7.60	- 3.241	1700.539
8.36	3.441	1700.339
9.00	- 4.266	1699.514
9.80	- 4.912	1698.868
10.50	- 5.513	1698.267
10.53	- 5.539	1698.241

T A B L A N º 5

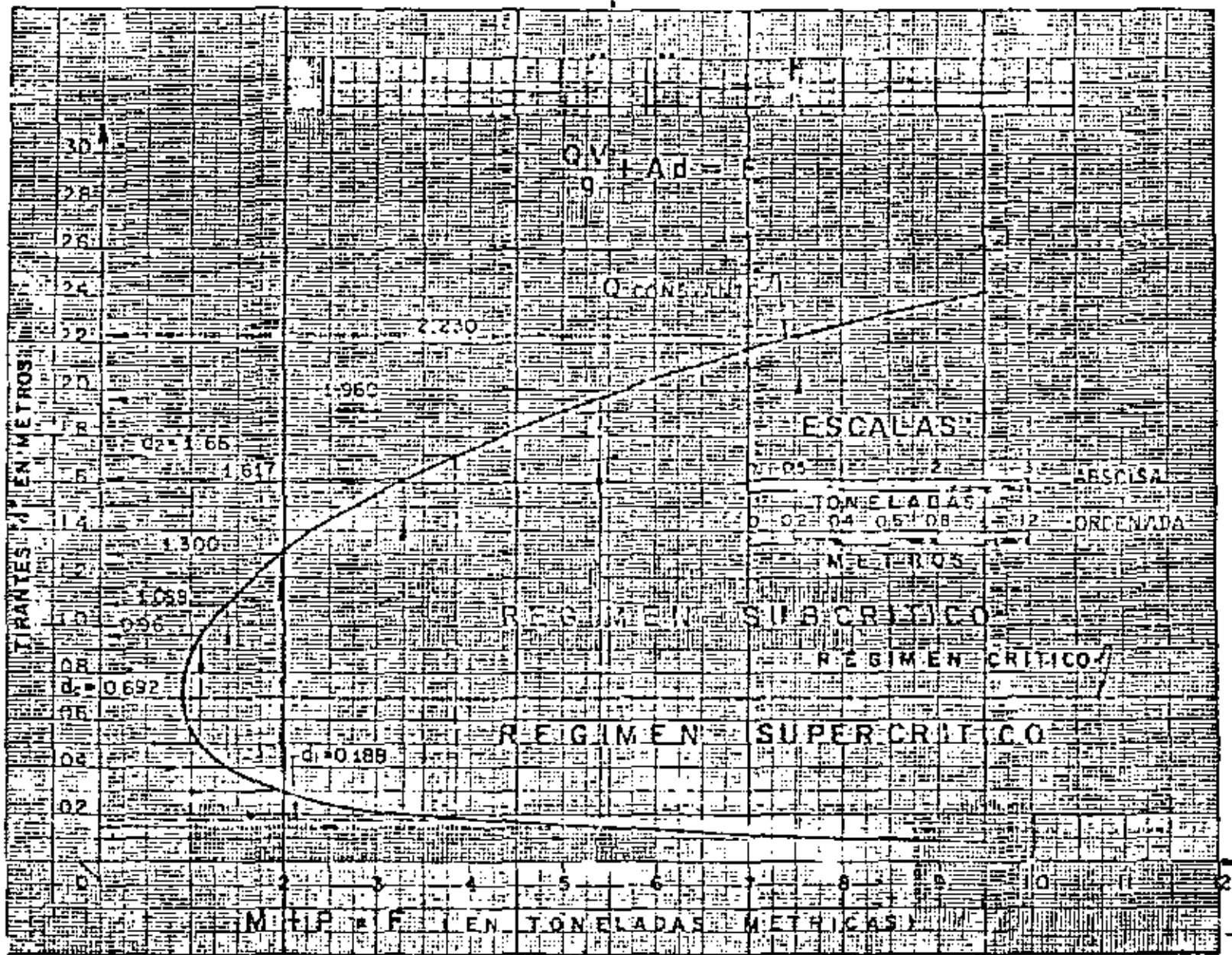


FIG. 6.—GRAFICA "F" TIRANTES

HL = Diferencia de gradientes de energía.

$$HL = 1707.858 - 1700.512 = 7.346 \text{ m}$$

$$d_1 = 0.188 \text{ m}$$

$$\frac{v_1^2}{2g} = \frac{13.02^2}{19.6} = \frac{169.52}{19.6} = 8.648 \text{ m}$$

$$d_1 + \frac{v_1^2}{2g} = 0.188 + 8.648 = 8.836 \text{ m}$$

$$x = \frac{7.346}{8.836} \times 100 = 0.831 \times 100 = 83.1 \%$$

LONGITUD DEL SALTO HIDRAULICO (Lj)

$$L_j = 5(d_2 - d_1) = 5(1.66 - 0.188) = 7.36 \text{ m}$$

Determinar la potencia disipada en el salto.

$$\text{Fórmula: } hp = \frac{8 Q (H_v)}{76}$$

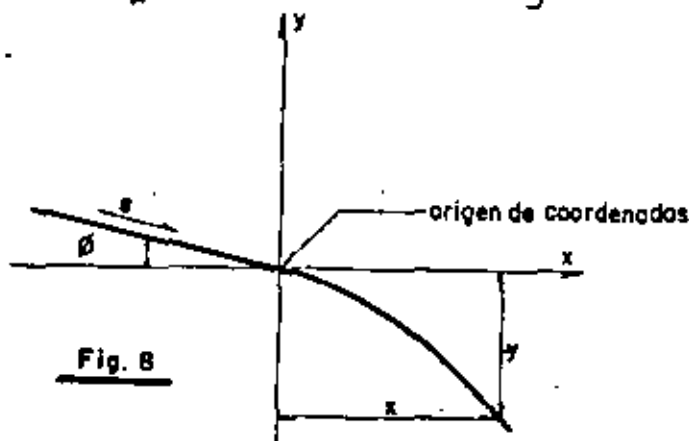
$$1 \text{ hp} = 746 \frac{\text{kg} \cdot \text{m}}{\text{seg}}$$

$$hp = \frac{1000 \times 2.65 \times 7.346}{76} = \frac{19466.9}{76} = 256.14 \text{ hp}$$

COORDENADAS DE LA TRAYECTORIA

Aplicando la ecuación de la trayectoria se tiene:

$$y = - \left[x \tan \beta + \frac{g x^2}{2V_{\text{máx}}^2} (1 + \tan^2 \beta) \right]$$



donde y = coordenada vertical (ordenada)

x = coordenada horizontal (abscisa)

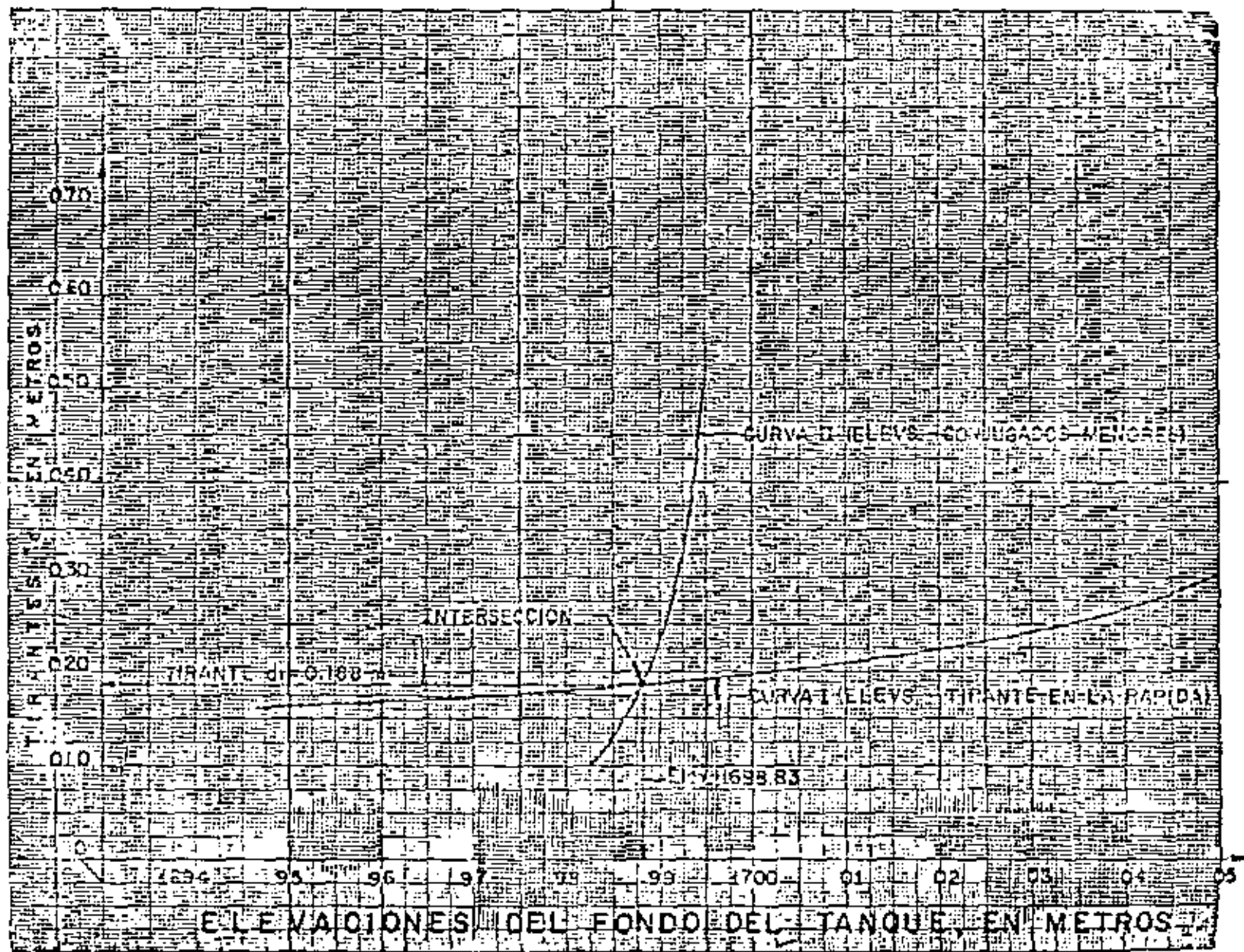


FIG. 7

β = ángulo formado por la horizontal y el fondo del canal de la rápida.

$V_{\text{máx}}$ = 1.5 veces la velocidad media al principio de la trayectoria

$\tan \beta$ = pendiente del canal = s

$$y = - \left[x s + \frac{g x^2}{2V_{\text{máx}}^2} (1 + s^2) \right] \quad \text{como } V_{\text{máx}} = 1.5 V$$

$$y = - \left[x s + \frac{g x^2}{4.5V^2} (1 + s^2) \right]$$

Para nuestro ejemplo:

Datos:

$s = 0.168$

$V = 9.654 \text{ m/seg}$

$g = 9.8 \text{ m/seg}^2$ (véase plano 1004-C-304)

$$Y = - \left[X 0.168 + \frac{9.8 X^2}{4.5 \times 8.654^2} (1 + 0.168^2) \right]$$

$$Y = - \left[X 0.168 + 0.03396 X^2 \right]$$

$$Y = - \left[X 0.168 + 0.034 X^2 \right]$$

(Véase tabla 4)

La forma en que se calcularon las características hidráulicas de la sección crítica donde comienza la rápida fué la siguiente:

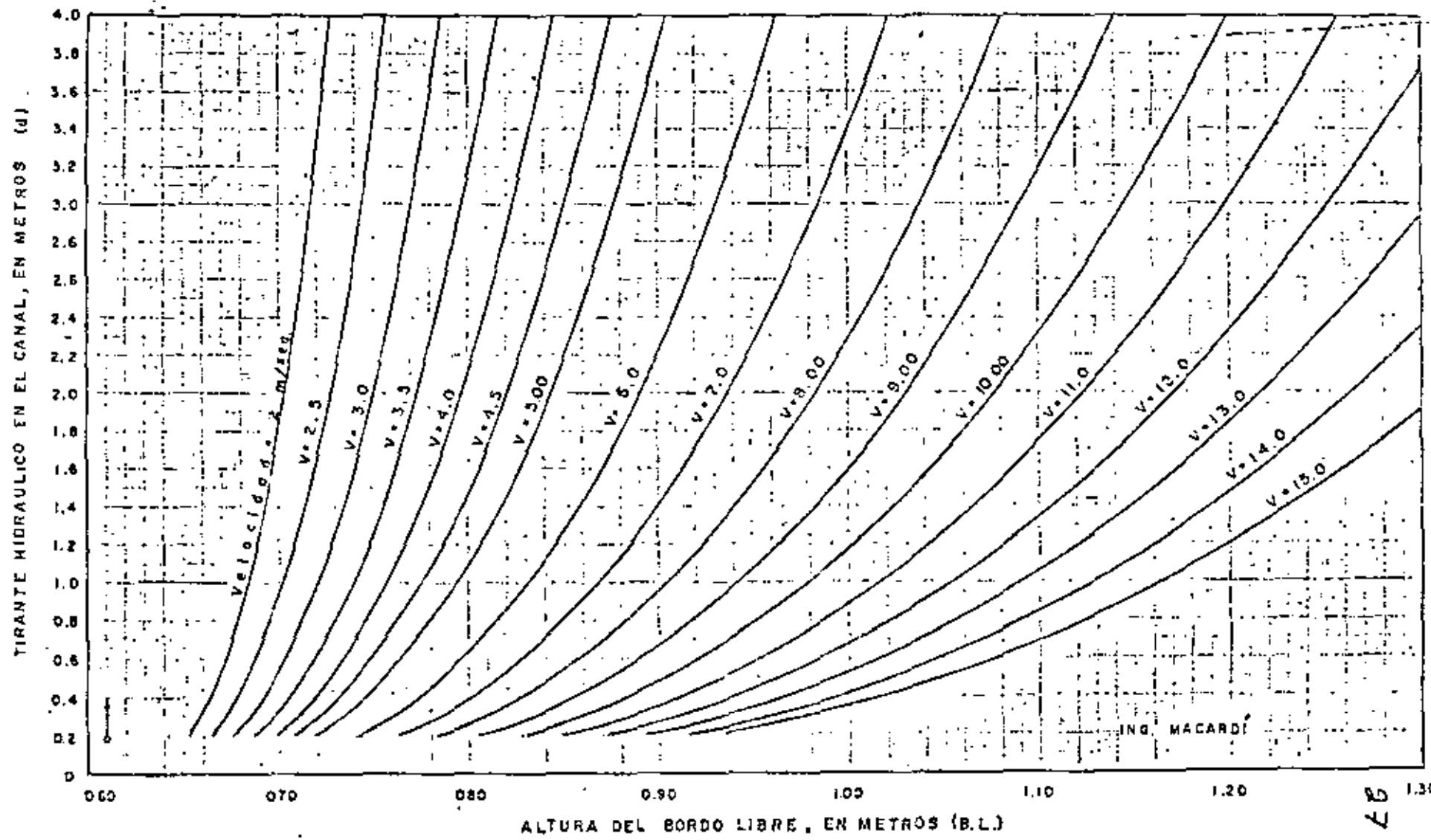
Se obtuvo una primera aproximación del tirante crítico, por medio de las gráficas correspondientes a los planos Nos. G-C-5047, 48, 49, 50 y 51 en los que se pueden obtener los tirantes críticos de canales trapeciales con taludes 0.4:1, 0.5:1, 1:1, 1.5:1 y 2:1 respectivamente, para valores conocidos de Q y b .

Después de leer gráficamente el primer valor de d_c , se aumenta la precisión de este valor hasta donde se desee por medio de cálculos numéricos adicionales.

El valor obtenido siguiendo esta secuela fué de $d_c = 0.692 \text{ m}$.

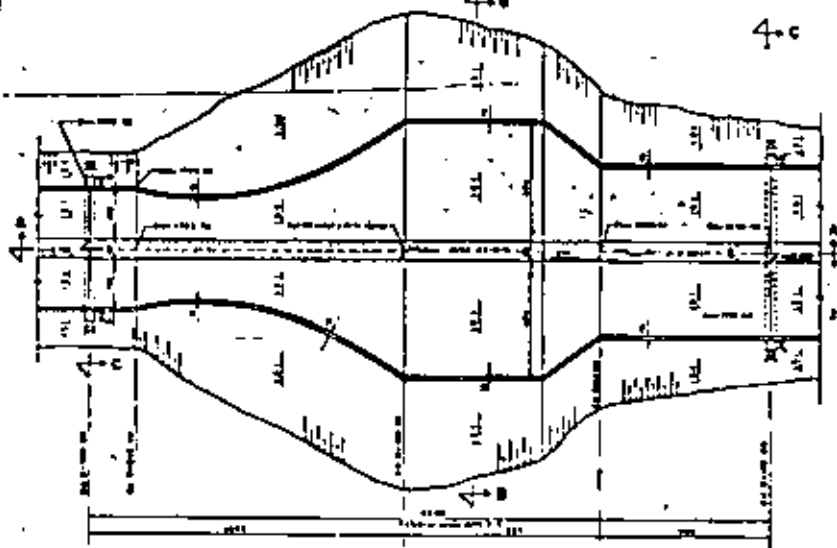
BORDO LIBRE EN CANALES REVESTIDOS CON RÉGIMEN SUPERCRÍTICO

Expresión empírica $B.L. = 0.61 + 0.0371 \cdot V^2$



ING. MACARDI

4c

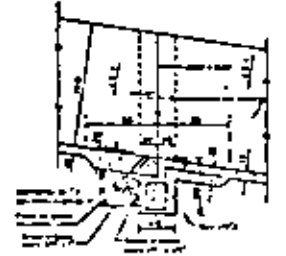


PLANTA

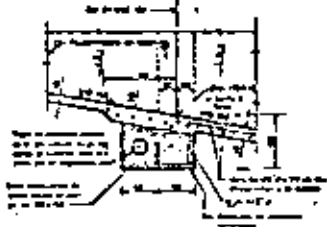


CORTE B-B

SECCION DEL CANAL EN LA RAPIDA



DETALLE DE LAS JUNTAS CON EL CENTELION
DETALLE 'Y'



DETALLE 'X'

DATOS HIDRAULICOS	
1. Caudal en la boca	13500 m ³ /s
2. Caudal en el fondo	13500 m ³ /s
3. Velocidad en la boca	10 m/s
4. Velocidad en el fondo	10 m/s
5. Presion en la boca	100 kPa
6. Presion en el fondo	100 kPa

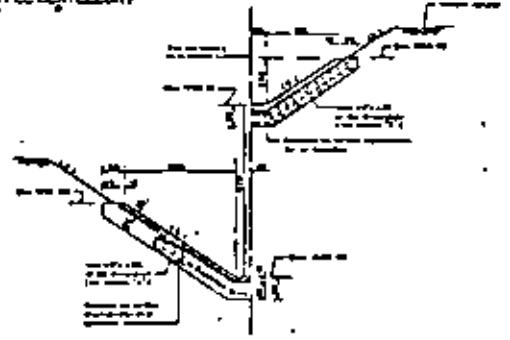
FONDOS ESTIMADOS	
1. Fondo de la boca	100 m ³
2. Fondo del fondo	100 m ³
3. Fondo de las paredes	100 m ³

CANTIDADES DE LOS DIFERENTES MATERIALES	
1. Cemento	100 m ³
2. Arena	100 m ³
3. Grava	100 m ³
4. Hierro	100 m ³
5. Otros	100 m ³

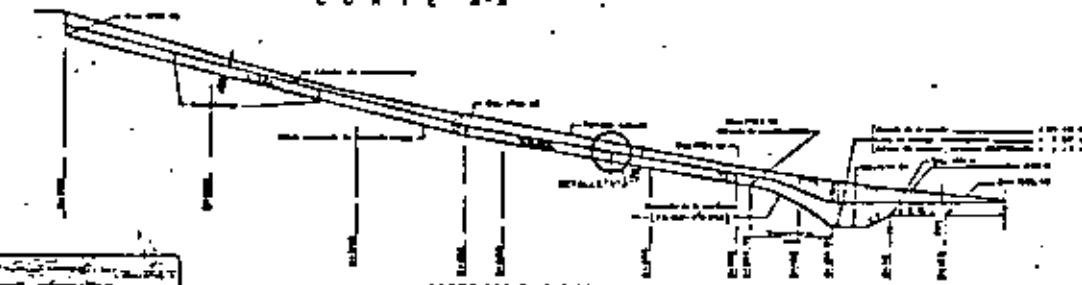
NOTAS
 1. El canal se ejecutara en concreto armado.
 2. La velocidad de flujo en la boca no debe ser mayor de 10 m/s.
 3. El fondo del canal debe estar en un plano horizontal.
 4. Las paredes del canal deben estar perfectamente verticales.
 5. El canal debe tener una salida adecuada a la zona de destino.



CORTE A-A



CORTE C-C



CORTE POR EL EJE DE LA RAPIDA

TABLA DE RECURSOS HIDRAULICOS	
1. Caudal en la boca	13500 m ³ /s
2. Caudal en el fondo	13500 m ³ /s
3. Velocidad en la boca	10 m/s
4. Velocidad en el fondo	10 m/s
5. Presion en la boca	100 kPa
6. Presion en el fondo	100 kPa

AB

IV CURSO DE CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS DE
ZONAS DE RIEGO

MATERIA: HIDRAULICA

T E M A: HIDRAULICA APLICADA
PRESAS DERIVADORAS

PROF: ING. MARIO CARVAJAL DIAZ

AGOSTO, 1981.

I. PRESAS DERIVADORAS.

1. GENERALIDADES.

Una presa es una estructura que se construye en el cauce de un río con el fin de almacenar o derivar agua. Cuando se diseña para que el flujo de agua sobrepase la cortina, se llama presa vertedora.

Por lo que respecta a su función, las presas pueden ser de dos tipos: Presas Derivadoras y Presas de Almacenamiento.

PRESAS DERIVADORAS.

Las presas derivadoras se construyen con el fin de levantar el tirante en el río y mantenerlo para poder abastecer un canal, una planta hidrosalétrica, una planta de bombeo u otra estructura.

La obra de derivación más rudimentaria consiste en un estacado construido transversalmente al río, en el cual se apoya un enramado protegido con tierra y material de acarreo del río. Este tipo rudimentario de cortina derivadora se ha ido perfeccionando y se ha llegado a una serie de obras que resuelven el problema de acuerdo con las dificultades de cada caso.

La mayoría de las presas utilizadas para derivar son del tipo de cortina vertedora y diseñadas para el paso de las avenidas por encima de la cortina; son generalmente bajas y levantan unos cuantos metros el tirante y se construyen con los materiales adecuados para no ser destruidas.

2. SISTEMAS DE DERIVACION.

En general los sistemas de derivación pueden dividirse en los siguientes grupos:

- a) Toma directa
- b) Presa de almacenamiento y canal principal
- c) Presa de almacenamiento, presa derivadora y canal de conducción.
- d) Presa derivadora y canal de conducción.

2.

a) Toma Directa.- En algunas ocasiones es posible construir una toma directa cuando el caudal del río es muy grande en comparación con el caudal derivado.

Deberán protegerse de las avenidas máximas la obra y el canal, para evitar ser destruidos pudiendo formar un ángulo recto con las líneas de corriente del río para impedir sea azolvada.

Para cumplir con estos requisitos y -- eliminar todos los inconvenientes de la toma directa, es aconsejable recurrir a una presa derivadora.

b) Presa de almacenamiento y canal -- principal o

c) Presa de almacenamiento, presa derivadora y canal principal.- Al existir presa de almacenamiento con fines de riego se pueden presentar las dos soluciones mencionadas. Prácticamente de la comparación del costo entre el canal principal y la presa derivadora con su canal de conducción y estimando los volúmenes perdidos por conducción en ambos casos, se define la más -- conveniente.

d) Presa derivadora y canal de conducción.- Se presenta el problema de la localización de la estructura derivadora para riego. Datos necesarios: delimitación de los terrenos, situación del río y volumen medio anual disponible.

En general al conocerse los datos pueden tenerse ciertas variaciones de disponibilidad lo que induce a pensar en las siguientes alternativas:

- 1a. La superficie de riego grande y el volumen disponible escaso.
- 2a. La superficie de riego limitada y el volumen disponible abundante.
- 3a. La superficie de riego y el volumen disponible balanceados.

La solución se aconseja realizar de la siguiente manera:

En el primer caso se selecciona la opción adecuada y se traza un canal con rumbo a los terre

nos regables.

El segundo y tercer caso se parte de los terrenos de riego de un punto que los domine con un canal preliminar con rumbo al río. Si al llegar a éste no se presentan las condiciones más favorables se buscará otro sitio.

Se recomienda realizar un estudio económico comparativo para definir la solución más adecuada, ya que es usual tener varias boquillas con soluciones geológicas y topográficas favorables puesto que existen unas más alejadas de otras, unas requerirán menor volumen de obra que otras pero tendrán mayor longitud de conducción que otra, etc.

3. ESTRUCTURAS QUE LAS INTEGRAN.

De una manera general las presas derivadoras constan con las siguientes estructuras:

- a) CORTINA
- b) OBRA DE TOMA
- c) ESTRUCTURA DE LIMPIA
- d) ESTRUCTURAS COMPLEMENTARIAS.

a) CORTINA.

La cortina es el obstáculo al libre escurrimiento del río, construido a todo lo ancho. Puede tener las siguientes características:

- Con respecto a su planta { curva
recta
- Referente a las líneas de corriente { normal
esviado
- Por lo que toca al flujo de las avenidas { vertedora
No vertedora
- Atendiendo a la carga sobre la cresta { controlada
sin control
- Teniendo en cuenta el terreno de cimentación. { Roca
Material de acarreo.
- En cuanto a los materiales empleados { Mampostería
Enrocamiento
Madera.

Con una disposición en planta curva se-

tendrá un dique de mayor longitud y una carga menor que en planta recta. Esta tendría un costo menor debido a su longitud menor.

Es más conveniente con el eje normal a las líneas de corriente que un eje esviado ya que éste puede ocasionar corrientes paralelas a su propio eje.

El muro construido a lo ancho del río podrá ser vertedor total o parcial.

La cortina vertedora sin control, es aquella que tiene la elevación de la cresta constante en toda su longitud y permite el paso de cuerpos flotantes-acarreados por el río.

La cortina vertedora controlada, es aquella en que se puede variar la elevación de la cresta y requiere de operación adecuada para su funcionamiento.

Las vertedoras sin control son recomendables en ríos de poco arrastre sólido en donde la variación del régimen tomando en cuenta la elevación de la cresta, no dañe los terrenos ribereños, cuando se tenga poca altura de cortina y se requiera una operación segura y económica.

Las controladas son para cuando el gasto máximo de las avenidas no tenga cabida en el cauce del río por el estrechamiento de una presa de cresta fija o si el río trae consigo una gran cantidad de azolve y los desarenadores son insuficientes. Están formadas por una serie de aberturas separadas por pilas, con un puente de maniobras en la parte superior para operar ya sean agujas, compuertas radiales, compuertas deslizantes o compuertas abatibles, etc.

Por lo que se refiere a la cimentación de la cortina es una parte vital de la estructura por lo que debe dársele una atención preferente.

En general se presentan dos casos típicos de cimentación:

Primer caso: Que aflore la roca o bien que se encuentre a poca profundidad en el cauce y las laderas.

Segundo caso: Que se encuentre cubierta la roca del lecho

del río por una capa potente de relleno aluvial.

Para el primer caso, la limpieza deberá llevarse hasta encontrar roca en toda el área de cimentación comprendida dentro de las trazas de la cortina vertedora, para lo cual deberán retirarse todos los materiales indeseables tales como suelo con un alto contenido de materia orgánica, escombros o producto de derrumbes de laderas, roca intemperizada, acarrees fluviales.

Para el segundo caso, será necesario únicamente descubrir las formaciones de gravas y arenas limpias sobre la cual se desplazará la cortina eliminando los materiales de mala calidad que puedan producir asentamientos u otro tipo de fallas.

Debe tenerse en cuenta que todo dique-vertedor que se construye descansa en formaciones geológicas que eran estables antes de la construcción pero que estarán sujetas a condiciones diferentes debido principalmente a las cargas adicionales que se le imponen, por lo tanto será necesario tomar todas las medidas que se consideren convenientes para que la cimentación sea segura al cambiar las condiciones originales.

Dependiendo directamente del tipo de material de la cimentación es evidente la utilización de los materiales que forman la cortina, así por ejemplo, en una cimentación en roca se podrá utilizar mampostería, concreto, enrocamiento, mientras que en material de acarreo del río solo se podrá utilizar enrocamiento. A este tipo de sección vertedora se le ha denominado comúnmente "Plotante".

b) OBRA DE TOMA

Para el aprovechamiento eficiente del agua retenida por la cortina es necesario construir una estructura para disponer de este almacenamiento. A dicha estructura se le denomina comúnmente Obra de Toma.

Se deberá localizar en un lugar apropiado para evitar otras obras costosas, como túneles, cortes profundos, rasante del canal de conducción arriba del terreno natural.

De preferencia se buscará tener paralelos el eje de la obra de toma y el eje de la cortina.

Para su estudio, se consideran las siguientes partes:

- Entrada
- Conducción
- Salida

Entrada.

Describiendo la entrada como la torre de la toma ya que es la parte de la obra de toma en la que están instalados los mecanismos de control en el caso de una elevación superior al nivel de las aguas máximas extraordinarias a su paso por la cresta vertedora y deberá estar localizada en la proximidad de la estructura de limpia para que los azolves depositados frente a ella sean removidos eficazmente.

Los mecanismos de control pueden ser desde agujas de madera hasta compuertas radiales de acero estructural de gran tamaño accionadas para su operación, manual, mecánica o eléctricamente.

Conducción.

El paso del agua de la toma hacia el canal de conducción puede ser a base de conductos de diferentes formas geométricas, un túnel, o directamente.

Salida.

La salida corresponde al tramo de la unión entre los conductos y el canal de conducción. Esta unión generalmente es a base de una transición.

c) ESTRUCTURA DE LIMPIA

La finalidad de la estructura de limpia es como su nombre lo indica, mantener libre de azolves la entrada a la obra de toma y formar un canal definido frente a la obra de toma, evitando la entrada de materiales gruesos al canal y regulando el nivel del agua dentro de-

pequeños límites cuando las variaciones en el río son pequeñas.

Las partes de que consta son:

Canal de entrada

Estructura de limpia propiamente dicha

Canal de salida

Canal de entrada.

Este debe quedar bien definido para propiciar la entrada del flujo del agua hacia la obra de toma.

Estructura de limpia propiamente dicha.

Es la parte en que se localizan las compuertas de control, las cuales se mantienen cerradas mientras pasa el agua a la obra de toma. Es conveniente que el nivel de piso se coloque por debajo del umbral de la toma, para tener un pequeño margen para azolves. Para la limpieza de la estructura deberán abrirse las compuertas en los momentos en que haya suficiente agua en el río.

Canal de salida.

Concentra y define el efecto de arrastre con velocidades fuertes.

d) ESTRUCTURAS COMPLEMENTARIAS.

Bordos de protección. Se puede determinar, si se considera necesario, la curva de remanso producida al construir la cortina vertedora, obteniéndose los niveles probables alcanzados por el agua.

Dependiendo de estos niveles se verá la necesidad de construir bordos de protección.

También podrán utilizarse aguas abajo de la cresta vertedora como protección al canal de conducción.

Puente-Vado. Si se quiere comunicar ambas márgenes a través de un vado, es necesario adicionar

una puerta entre la zona de compuertas y el canal de salida de la estructura de limpia.

En la sección vertedora habrá necesidad de tomar en cuenta el vado.

Sección no vertedora. Será necesario -- construirla en donde la topografía presente puertos, o -- incluso en la zona de la cortina vertedora para cerrar el cauce.

4. DISEÑO HIDRAULICO.

En el diseño hidráulico se consideran -- los siguientes elementos:

Altura de la cresta vertedora.- Se fija tomando en cuenta el nivel que tendrán las aguas normales en el canal de conducción más la carga correspondiente para vencer las pérdidas a través de los conductos de la -- toma.

Longitud de la cresta vertedora.- Con -- el gasto de la avenida máxima de proyecto del río hay necesidad de determinar la carga necesaria y la longitud de la sección vertedora.

Capacidad de la toma.- Se determina de -- acuerdo con las demandas, ya sean para riego, generación de energía eléctrica, agua potable, etc. (Ver Capítulo -- Coeficientes Unitarios de Riego).

Dimensiones de los conductos de la -- obra de toma.- Es necesario obtener el número de conduc -- tos y sus dimensiones.

Capacidad del desarenador.- Depende -- esencialmente de la cantidad de azolve acarreado por el -- río y debe ser diseñado para producir una velocidad de -- arrastre alta a todo lo largo de la estructura.

De acuerdo con lo anterior y en fun -- ción de la capacidad de la toma, se pueden presentar dos -- soluciones:

- 1a. Conductos y compuertas de gran tamaño obtenidas el -- considerar velocidades bajas y por lo tanto pequeñas -- pérdidas de conducción.

2a. Conductos y compuertas pequeñas con velocidades altas y pérdidas grandes.

Pero a la vez el adoptar cualquiera de las soluciones anteriores se presenta el problema de la altura de la cortina.

Volviendo a los conductos de la toma deberá procurarse tener una velocidad de 1.00 a 1.5 m/seg con el objeto de evitar el azolve y que la diferencia de velocidades entre los conductos y canal de salida sea mínima para disminuir las pérdidas, por lo que es conveniente proponer un mínimo de dos conductos por toma a fin de tener una mejor operación.

A su vez la altura de la cortina, su longitud y la carga necesaria están ligadas.

Una longitud de cresta vertedora pequeña puede inundar terrenos ribereños, las fuerzas que se consideran para el diseño de las estructuras se ven aumentadas por encontrarse los pisos de maniobras más altos, la protección en las márgenes del río serán más amplias.

Pero por otro lado, podemos decir que a menor longitud, mayor economía.

Al tener una longitud de cresta grande puede suceder que se produzcan azolves importantes aguas arriba de la cortina que obliguen a la corriente a dividirse en pequeños cauces trastornando el funcionamiento del sistema, la protección de las laderas del río serán de poca magnitud.

Conclusión.

Es recomendable el uso de compuertas y conductos grandes pues generalmente es mayor el costo de un dique alto con compuertas y conductos menores comparado con una cortina baja con grandes compuertas.

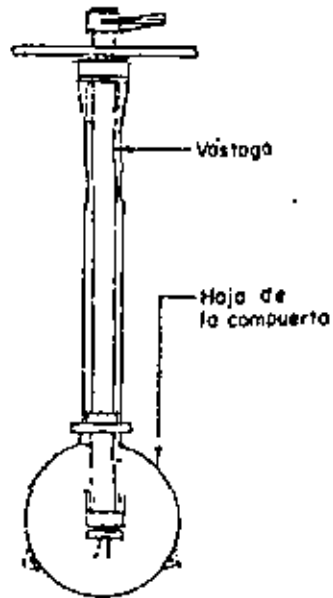
Fórmulas.

Para dimensionar los conductos de la obra de toma:

$$Q_T = v A ; v \text{ de } 1.00 \text{ a } 1.5 \text{ m/seg}$$

$$A = \frac{Q_T}{v}$$

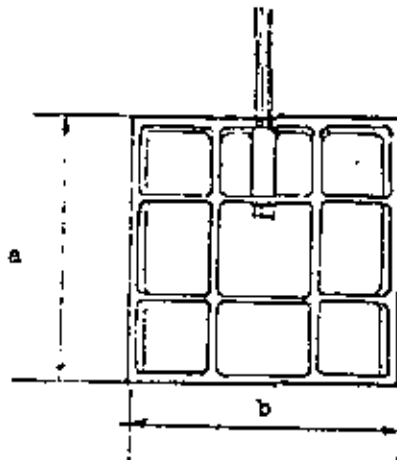
Es conveniente que las dimensiones de los conductos se ajusten a las dimensiones de compuertas-tipo de la Secretaría de Recursos Hidráulicos. A continuación se detallan:



COMPUERTAS CIRCULARES PARA DIAMETROS DE:

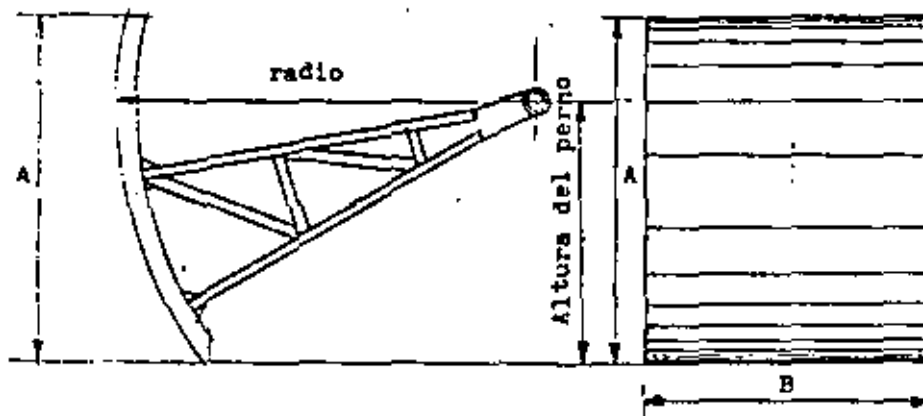
0.457 m	(18")
0.610 m	(24")
0.762 m	(30")
0.914 m	(36")

COMPUERTAS DESLIZANTES



COMPUERTAS DESLIZANTES

b	a	b	a	b	a
61	x 91	107	x 107	152	x 122
76	x 76	122	x 152	152	x 183
91	x 91	122	x 92	183	x 183
91	x 122	122	x 122	200	x 200
91	x 61	152	x 152		

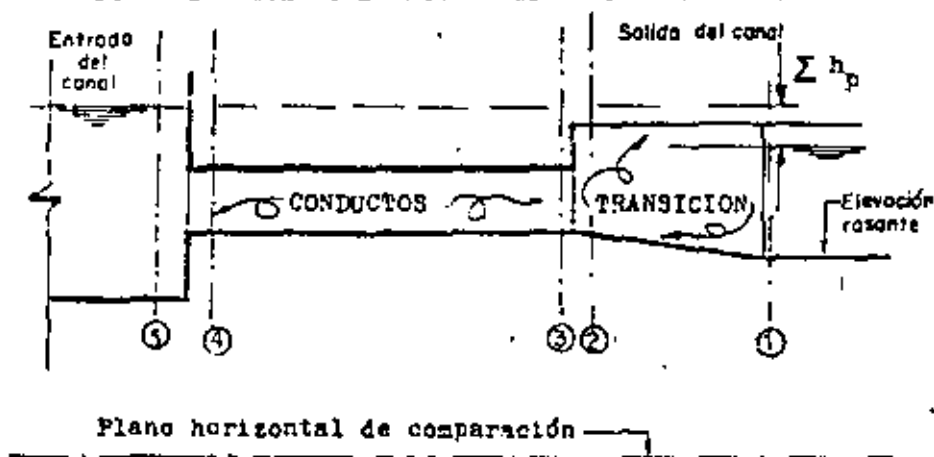


COMPUERTAS RADIALES

12

A	B
1.50	De 1.50 a 3.00
2.00	De 1.50 a 4.00
2.50	De 1.50 a 5.00
De 3.00 a 5.00	De 2.00 a 6.00
5.50 y 6.00	De 3.00 a 6.50

Determinación de la altura de la cresta vertedora.



Se parte de la sección 1 hacia la 5 ya que es dato la elevación de la rasante y las características del canal de conducción.

Por aplicaciones sucesivas de la ecuación de Bernoulli tenemos:

De la sección ① a la sección ②

$$d_1 + hv_1 + Z_1 + h_{TS} = d_2 + hv_2 + Z_2$$

La pérdida por transición de salida h_{T3} la podemos valorar como

$$h_{T3} = 0.2 (hv_2 - hv_1)$$

De la sección (2) a la sección (3)

$$d_2 + hv_2 + h_a = d_3 + hv_3 + \frac{P_3}{w}$$

ya que $Z_3 = Z_2$

$$h_a = \text{pérdida por salida} = 0.4 (hv_2 - hv_1)$$

De la sección (3) a la sección (4)

$$d_4 + hv_4 + \frac{P_4}{w} = d_3 + hv_3 + \frac{P_3}{w} + h_f$$

$$h_f = \text{pérdida por fricción} = \left(\frac{v \times n}{r^{2/3}} \right)^2 \times L$$

$$d_4 = d_3 \quad hv_4 = hv_3 \quad Z_3 = Z_4$$

$$\frac{P_4}{w} = \frac{P_3}{w} + h_f$$

De la sección (4) a la sección (5)

$$d_5 + Z_5 = d_4 + hv_4 + \frac{P_4}{w} + h_E + Z_4$$

$$h_E = \text{pérdida por entrada} = k h_v$$

$$0.04 \leq k \leq 0.78$$

Valor de K

Entrada abocinada	0.04
Aristas redondeadas	0.23
Aristas rectas	0.50
Conducto entrante	0.78

Como se vé, el problema se resuelve -- por tantos ya que se conoce únicamente un miembro de la ecuación.

Determinada la altura de la cortina, se fija la longitud de la cresta y se obtiene la carga sobre el vertedor.

Funcionamiento como vertedor libre.

Se utiliza la siguiente fórmula:

$$Q = C L_e H_o^{3/2}$$

- Q = gasto de descarga
 C = coeficiente de gasto
 L_e = longitud efectiva de la cresta
 H_o = carga sobre la cresta del vertedor

De acuerdo con el criterio del U.S.B.R. el coeficiente C está influido por un gran número de factores, a saber:

- 1º Debido al desnivel que existe entre la cresta vertedera y el piso de acceso, desnivel llamado P . Para valores de la relación P/H_o grandes, el coeficiente crece y cuando P llegue a cero, el coeficiente será mínimo ya que no existe contracción en el fondo.
- 2º Cuando P es pequeño en relación a la carga de diseño H_d disminuye el valor del coeficiente C , pero si se hace variar el paramento aguas arriba de la vertical el C aumenta, en cambio al aumentar la relación P/H_d , el paramento aguas arriba vertical es más eficiente.
- 3º Si el vertedor trabaja con una carga diferente a la de diseño, el valor del coeficiente C varía de acuerdo con la relación H_o/H_d siendo H_o la carga de trabajo y H_d la de diseño.
- 4º Sumergencia. Se dice que un cimacio trabaja ahogado cuando la superficie libre del agua aguas abajo sobrepasa la cresta, y este efecto hace disminuir el coeficiente C .

Con la relación $\frac{H_d + d}{H_o}$ se obtiene la relación $\frac{C_a}{C_o}$ en la que C_a es el coeficiente de sumergencia.

En el libro Small Dams del propio U.S.B.R. se encuentran estas gráficas.

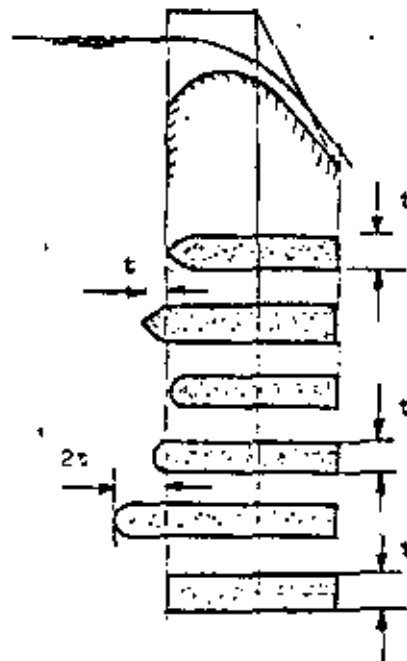
La longitud efectiva de cresta se obtiene como sigue:

$$L_e = L_n + 2 (N K_p - K_1) H_o$$

donde:

- L_e = longitud efectiva de la cresta
- L_n = longitud neta de cresta
- N = número de pilas
- K_p = coeficiente de contracción de pilas
- K_l = coeficiente de contracción lateral por muros
- H_o = carga de operación

Contracciones. La presencia de pilas - para el soporte de las compuertas así como los muros laterales, producen contracciones en la vena líquida que deben tomarse en cuenta para reducir la longitud neta de cresta.



$$K_p = 0.040$$

$$K_p = 0.030$$

$$K_p = 0.045$$

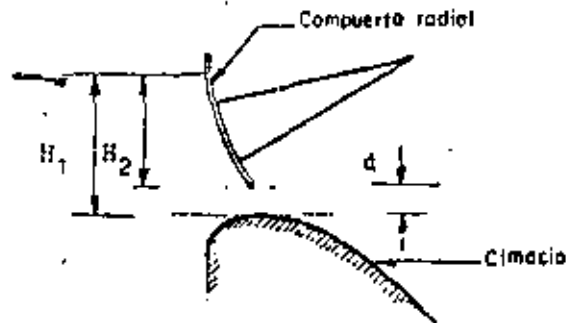
$$K_p = 0.035$$

$$K_p = 0.025$$

$$K_p = 0.100$$

VALORES APROXIMADOS DE K_p

Funcionamiento como orificio.



Utilizando la fórmula

$$Q = \frac{2}{3} \sqrt{2g} CL (H_1^{3/2} - H_2^{3/2})$$

para orificios de baja carga en donde H₁ y H₂ son las cargas totales medidas de la cresta a la superficie libre del agua y a la parte inferior de la compuerta respectivamente.

El coeficiente "C" de gasto es diferente para cada tipo de compuerta y forma de la cresta, condiciones de llegada y descarga aguas abajo.

Siguiendo el criterio U.S.B.R. se utilizan las gráficas anexas en su libro Small Dams.

Perfil del cimacio.

La forma del cimacio se construye por medio de un perfil que se ajuste a aquel que tendría la vena líquida al caer libremente.

Utilizando la fórmula:

$$y = \frac{0.5}{H_d^{0.85}} x^{1.85}$$

donde

H_d = carga de diseño

x e y = coordenadas referidas a la cresta.

La tabulación de la ecuación permite — determinar las coordenadas del perfil del cimacio.

Para la liga de la cresta del cimacio — con la plantilla del acceso se hace por medio de arcos — de círculo, valores dados en función de la carga de diseño H_d .

Para disipar la energía cinética adquirida por el agua en el transcurso de la caída sobre del — vertedor se propone un deflector, localizado al final del cimacio, a una cota superior a la del remanso, su construcción se hará por medio de la unión de dos curvas circulares tangentes; la última descargará al agua con un ángulo de 45° .

Siguiendo el criterio U.S.B.R. se calcula el radio mínimo de las curvas entrando con el número — de Froude y se obtiene la relación R_{\min}/E .

E = energía específica.

Es necesario obtener la distancia de al — cance del chorro, se calculará como tiro parabólico.

$$y = \frac{1}{2} g \frac{x^2}{V_x^2} + \frac{V_y}{V_x} x$$

donde se despeja x y se obtiene un resultado teórico de — la distancia a la que llegará el chorro, pues la veloci — dad no permanece constante ya que la fricción con el aire extiende el chorro; de todas maneras es un índice de la — distancia alcanzada, útil para juzgar la eficiencia del — deflector y saber si no existe el peligro de la socava — ción.

Desarenador.

El área total de las compuertas hasta — el nivel de la cresta deberá ser el doble de la sección — de las compuertas de la toma. La capacidad, dos veces el — gasto de la toma como mínimo o fijando la velocidad de —

arrastra entre 3.00 a 6.00 m/seg.

Es conveniente seleccionar un ancho de plantilla que se ajuste a las compuertas radiales tipo -- que se utilizan en la Secretaría de Recursos Hidráulicos.

5. DISEÑO ESTRUCTURAL.

Todas las presas derivadoras de cual -- quier magnitud o tipo deberán cumplir los siguientes requisitos de seguridad:

- 1° Resistencia a las fuerzas de gravedad
- 2° Resistencia a las fuerzas dinámicas
- 3° Ser impermeables.

Resistencia a las fuerzas de gravedad.

Considerando como fuerzas estáticas a:

- Peso propio
- Presión del agua
- Empuje de tierra
- Peso del agua
- Subpresión.

Y se deben revisar:

Condición de aplastamiento.

Los esfuerzos de compresión máxima en -- cualquier sección de la cortina, deben ser menores o iguales al esfuerzo permisible

$$f_{m\acute{a}x} \leq f_{permisible}$$

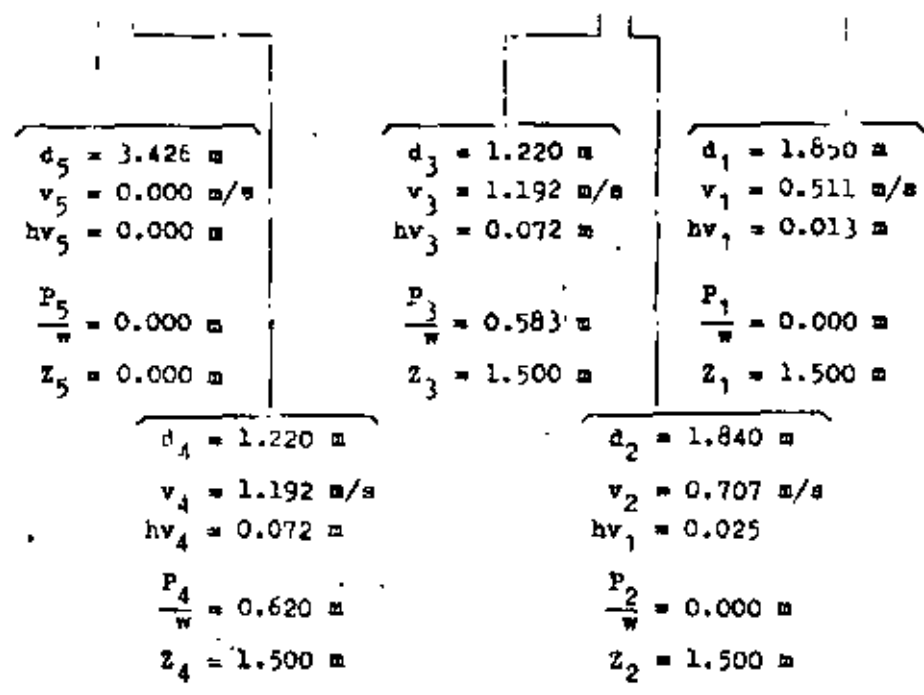
Condición de volteamiento.

El cociente entre los momentos de car -- gas verticales y horizontales con respecto a un mismo punto, llamado coeficiente de volteamiento, deben ser mayor o igual a 2.

$$C_u = \frac{M_V}{M_H} \geq 2$$

Condición de deslizamiento.

La suma de fuerzas verticales multipli --



Pérdidas por:

entrada $0.2 h_{v4}$	=	0.015 m
fricción $(\frac{v_3^n}{r^{2/3}})^2 L$	=	0.037 m
salida $0.4 h_{v2}$	=	0.010 m
Transición de salida		
$0.2 (h_{v2} - h_{v4})$	=	0.002 m
Total	=	0.064 m

Comprobando la elevación necesaria del agua a la entrada de la estructura:

Elevación de la rasante canal	796.500 m
Tirante normal canal de conducción	1.850 m
Suma de pérdidas	0.064 m
Carga de velocidad en el canal de conduc.	0.014 m
	<u>798.428 m</u>

Se dejará la elevación de la cresta vertedera a la 798.50.

cadras por el coeficiente de fricción, debe ser igual o mayor a dos veces la suma de fuerzas horizontales.

$$C_d = \frac{P_V \mu}{P_H} \geq 2$$

2° Resistencia a las fuerzas dinámicas.

La parte aguas abajo de la cresta vertedora debe protegerse en tal forma que el paso de la avenida de diseño no erosione al propio dique vertedor y que no sea de temerse la socavación en ningún caso.

El impacto sobre la carga de aguas arriba del dique por el golpe de cuerpos flotantes.

3° Impermeabilidad.

Se tratará de que el dique sea impermeable o lo menos permeable posible lo mismo que la cimentación deberá evitarse al máximo las filtraciones y de presentarse deberán ser mínimas en magnitud y sus velocidades menores que las de arrastre de los materiales.

Recomendaciones.-

Todas las presas de cualquier magnitud o tipo deberán cumplir ciertos requisitos de seguridad y no debe copiarse simplemente algún proyecto que haya tenido éxito usado en algún lugar de condiciones diferentes.

En general, todos los tipos de estructuras deben tener una apariencia terminada de trabajo hecho por el hombre, compatible con la función que va a desempeñar.

El alineamiento y textura de las superficies acabadas debe ser fiel a los requisitos de proyecto y estar exento de irregularidades desagradables.

Las consideraciones estéticas pueden tener gran importancia en la selección del tipo de estructura.

Ejemplo: Zona de Riego del Valle de Ojinaga.

El proyecto del Valle de Ojinaga que formerá el Distrito del Bajo Río Conchos, se localiza en la parte Nor-Oriental del Estado de Chihuahua en la confluencia de los ríos Conchos y Bravo, comprendiendo tierras en ambas márgenes del río Conchos, y de la margen derecha del Río Bravo. Tiene como principal centro de población la Ciudad de Ojinaga cuya latitud y longitud son: $29^{\circ}33'N$ y $104^{\circ}25'W$ respectivamente. Todo el Valle se localiza al centro del Municipio de Ojinaga.

La presa "El Granero" controla y almacena las aguas del río Conchos. La capacidad para riego de la Presa "El Granero" es de 250×10^6 m³.

Para definir el proyecto de la Zona de Riego del Valle de Ojinaga, Chih., se elaboraron cuatro anteproyectos, se hicieron los respectivos estudios económicos, resultando más conveniente y económica, la alternativa que corresponde a dos derivadoras una en el sitio denominado Peguis Chico y otra en el sitio denominado Tarahunara, con las cuales se domina una superficie de 6 5 00 Ha. En segunda etapa se pretende construir una unidad de 1 500 Ha regadas por bombeo.

En la solución elegida, la distribución de las superficies regadas con la Presa "Luis L. León" - (El Granero), Chih., quedó:

Gravedad: Valles entre el Granero y Peguis Chico.	3 500 Ha
Gravedad: Valle de Ojinaga	6 500 "
Gravedad: El Mulato sobre margen derecha del Río Bravo.	1 500 "
Bombeo: Valle de Ojinaga M.I. del Conchos (2a. etapa).	1 500 "
	<hr/>
	13 000 Ha

El volumen anual necesario para regar esta superficie es de 202.17 millones de m³.

Características de la Presa Derivadora "Tarahunara".

Canal Principal margen izquierda.

$Q = 3.50$ m ³ /seg	$t = 1 : 1$	$S = 0.00025$
b.l. = 0.30 m	$n = 0.030$	

Elevación de la rasante a la salida de la toma 796.50

Canal Principal margen derecha.

$Q = 2.40 \text{ m}^3/\text{seg}$ $t = 1:1$ $S = 0.00025$

b.l. = 0.30 m $n = 0.030$

Elevación de la rasante a la salida de la toma 796.50

Obtención de los tirantes normales en el Canal Principal:

	Margen Derecha	Margen izquierda
Q en m^3/seg	2.400	3.500
A en m^2	5.120	6.845
v en m/seg	0.467	0.515
b en m	1.600	1.850
d en m	1.600	1.850
p en m	6.125	7.082
r en m	0.836	0.966
$r^{2/3}$	0.887	0.977

Tamaño de los conductos y de las compuertas.

Se seleccionan dos compuertas de

1.22 x 1.22.

Area 2 compuertas = 2.9768 m^2

Area carteles = 0.0400 m^2

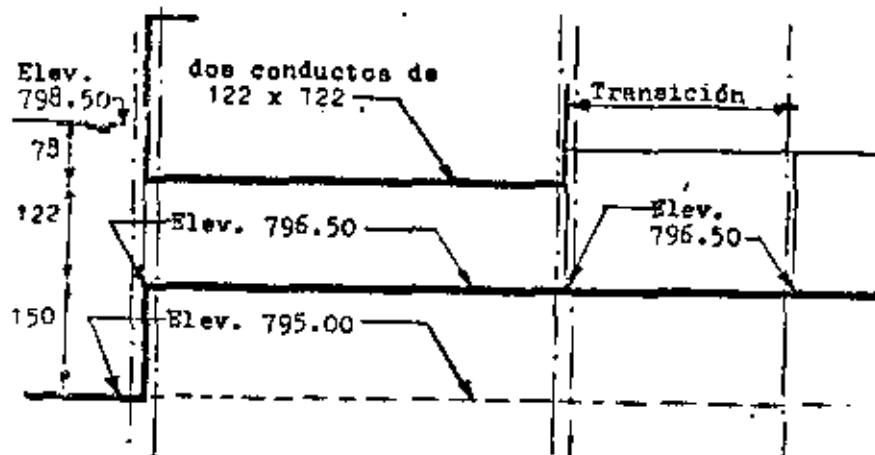
Area neta = 2.9368 m^2

Velocidad conducto M.I. = 1.19 m/seg

Velocidad conducto E.D. = 0.81 m/seg

Carga necesaria en la Margen Izquierda para derivar 3.5 m^3/seg .

Cálculo hidráulico de la obra de toma:



Carga sobre la cresta vertedora.

Datos:

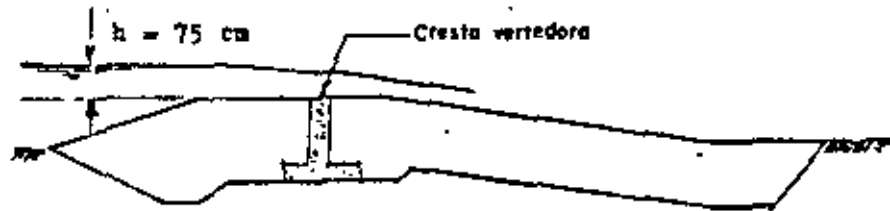
Longitud de la cresta vertedora = $L = 617.00$ m
 Avenida máxima considerada = $Q = 650.00$ m³/seg
 Coeficiente medio de descarga = $C = 1.62$

Fórmula:

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

Solución:

Carga sobre la cresta = $H = 0.75$ m.



6. PLAN DE CONSTRUCCION

a. GENERALIDADES.

Es muy importante para el desarrollo de los trabajos de una obra, formar un plan de construcción, debiéndose trazar lo mejor que sea posible a pesar de la incertidumbre que presenten las condiciones supuestas, y teniendo en cuenta:

- a) Condiciones existentes en el sitio de trabajo.
- b) Procedimiento de construcción
- c) Disponibilidad del equipo
- d) Tiempo de duración.
- e) Experiencia en trabajos de esta naturaleza.

Todos estos puntos, deben estar también encaminados a proporcionar una mayor economía.

b. PROGRAMA GENERAL DE TRABAJO.

En una presa el principal problema se presenta en el control del río, esto es, en manejarlo según lo permita su caudal.

Sin embargo existen algunos casos en que el río está controlado aguas arriba por una presa de almacenamiento lo cual reduce el problema considerablemente, pues prácticamente no existen avenidas de gran caudal, ni se presentarán de manera intempestiva, ya que el almacenamiento aguas arriba sirve de vaso regulador y es posible avisar con tiempo en caso de presentarse una avenida mayor de la pronosticada.

A continuación se expone un programa general de trabajo en el que no existe un caudal del río aguas arriba de la estructura a construir.

Teniendo a la vista los hidrogramas anuales del río se pueden distinguir dos épocas al año: la época de estiaje (mínimo caudal) y la época de avenidas (máximo caudal).

Es necesario ajustar el programa de trabajo a las condiciones del río, pudiéndose considerar cuatro etapas de construcción, a saber:

- 1a. Etapa: Construcción de las estructuras fuera del cauce del río.
 - 2a. Etapa: Construcción de los tajos de entrada y de salida de las estructuras de limpia.
 - 3a. Etapa: Cierre del río.
 - 4a. Etapa: Terminación de la cortina.
- 1a. Etapa.

Es necesario comenzar los trabajos en la época de estiaje próxima ya que el río tiene un caudal mínimo que permite efectuarlos. Estos trabajos en orden cronológico son los siguientes:

- 1º Excavación del terreno hasta el desplante de las estructuras de limpia y de obra de toma.
- 2º Construcción de los dentellones de ambas estructuras.
- 3º Construcción de la losa de cimentación en la estructura de limpia.

- 4° Excavación de los canales de entrada y salida.
- 5° Construcción de los muros del canal de entrada y salida.
- 6° Construcción de una parte de cortina vertedera hasta donde permita el paso de la avenida máxima considerada.

Al presentarse las avenidas se tendrá un avance considerable en la construcción de la estructura de limpia y de hecho la obra de toma se tendrá concluida de manera que el río no interfiera en la construcción de la salida de la toma y en general en el canal de conducción.

2a. Etapa.

Hacia el final de la época de estiaje y hasta donde el tirante del río lo permita, se trabajará en los siguientes conceptos:

- 1° Excavación de los tajos de entrada y salida
- 2° En caso de tratarse de una cortina de materiales granudos se protegerá con chapa de enrocamiento la zona colindante con el río para evitar sea destruida al paso de las avenidas.

Hasta esta etapa el río ha escurrido por su cauce natural y no ha interferido. Al presentarse las avenidas, de hecho no podrá efectuarse ningún trabajo dentro de una cota de seguridad establecida con la avenida de diseño para la obra de desvío.

3a. Etapa.

Al comenzar la siguiente época de estiaje se procede de inmediato al desvío del río y todos los trabajos deberán concentrarse en esta operación muy delicada.

Durante la época de avenida se ha procurado tener lista la estructura de limpia para el desvío de las aguas de estiaje.

Trabajos por realizar:

- 1° Se construirán lo más rápido posible las ataguías -- aguas arriba y aguas abajo para desviar las aguas de --

estaje por la estructura de limpia.

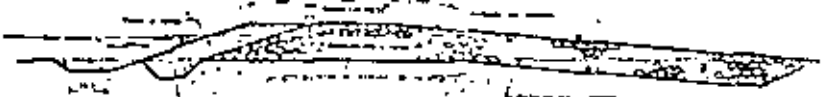
26

2° Se removerá la protección hecha al tramo de cortina -
vertedora ya construida.

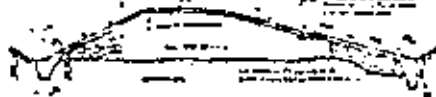
4a. Etapa.

Terminación de la cortina vertedora en-
toda su longitud.

Simultáneamente a estas cuatro etapas -
se ha efectuado la construcción del canal de conducción -
la instalación de compuertas en la estructura de limpia,-
la instalación de compuertas en la obra de toma, cons - -
trucción de bordos de protección y algún tramo de cortina
vertedora para cerrar la cuenca aguas arriba de la presa-
derivadora, todo esto para que al terminar la cortina ver-
tedora, de inmediato se proceda a la operación de la obra
en conjunto.



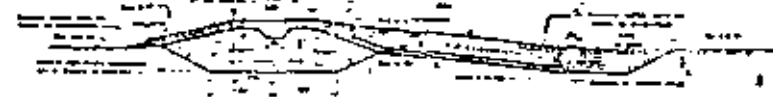
SECCION VERTEEDORA "A"



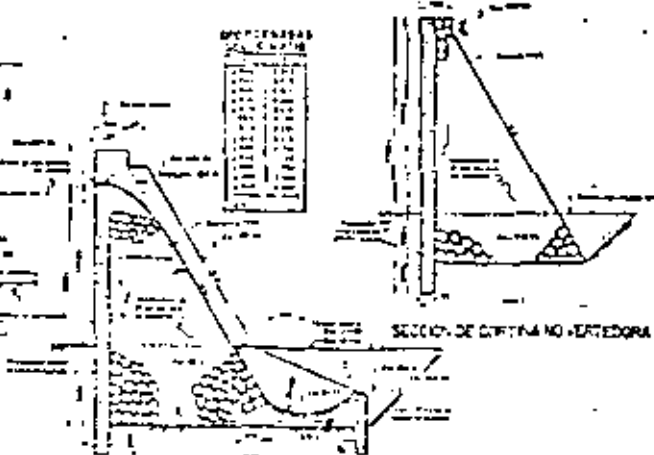
SECCION VERTEEDORA "B"



SECCION DEL DIQUE TIPO I



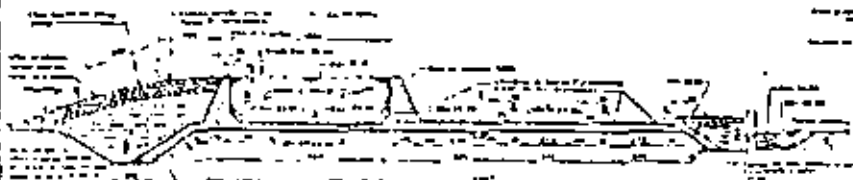
SECCION VERTEEDORA "C"



SECCION DE CORTINA VERTEEDORA "F"



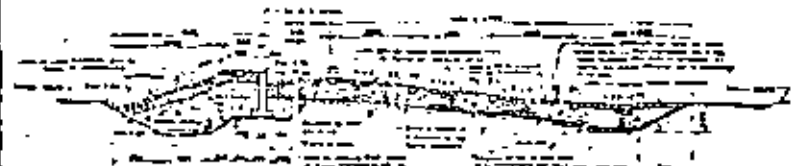
SECCION DIQUE TIPO II



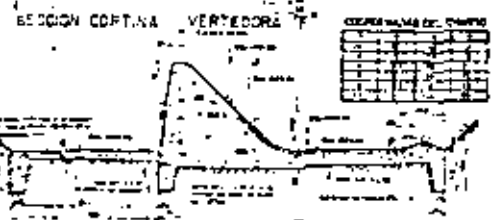
SECCION VERTEEDORA "D"



SECCION DIQUE TIPO III



SECCION VERTEEDORA "E"



SECCION CORTINA VERTEEDORA "G"



SECCION DIQUE TIPO IV



SECCION VERTEEDORA "H"



SECCION VERTEEDORA "I"

NOTAS

SECCION VERTEEDORA	SECCION DEL DIQUE
SECCION DE CORTINA	SECCION DIQUE TIPO I
SECCION CORTINA	SECCION DIQUE TIPO II
SECCION VERTEEDORA	SECCION DIQUE TIPO III
SECCION VERTEEDORA	SECCION DIQUE TIPO IV

SECCION VERTEEDORA "M"

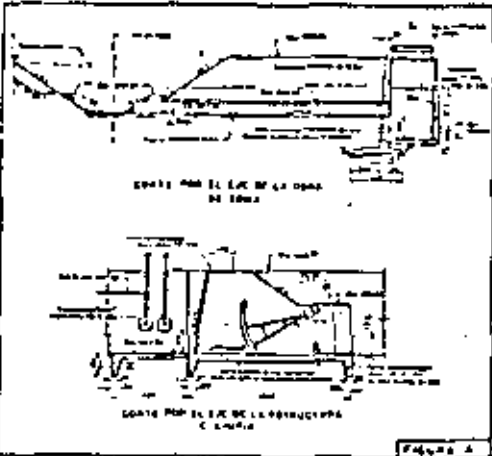


FIGURA A

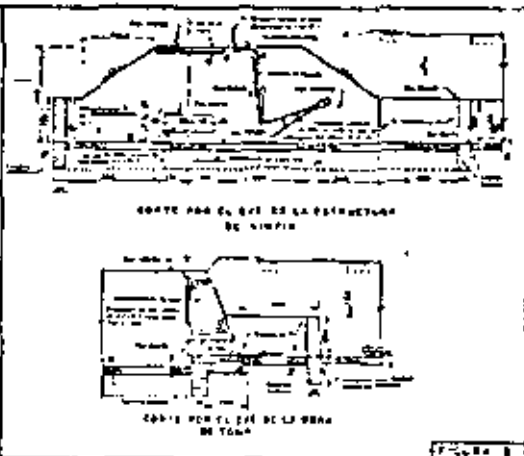


FIGURA B

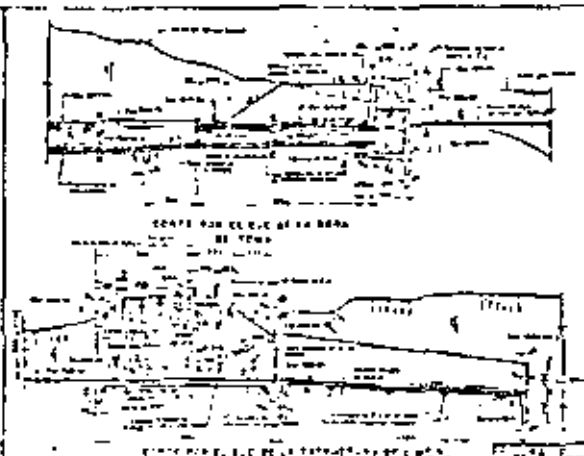


FIGURA C

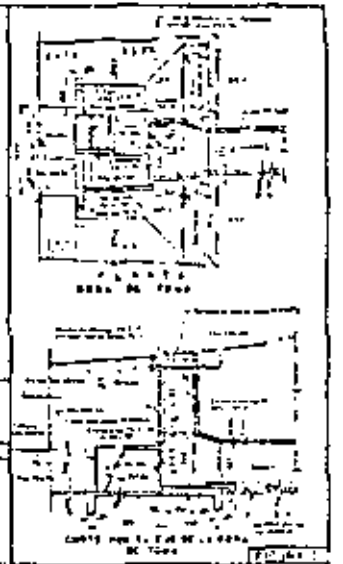


FIGURA D

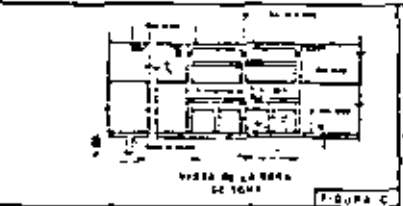


FIGURA E



FIGURA F

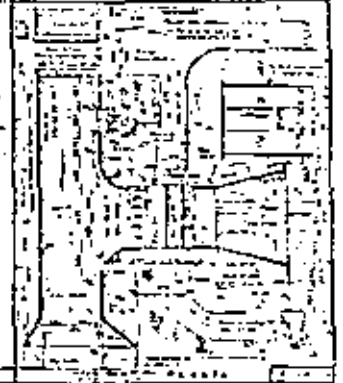


FIGURA G

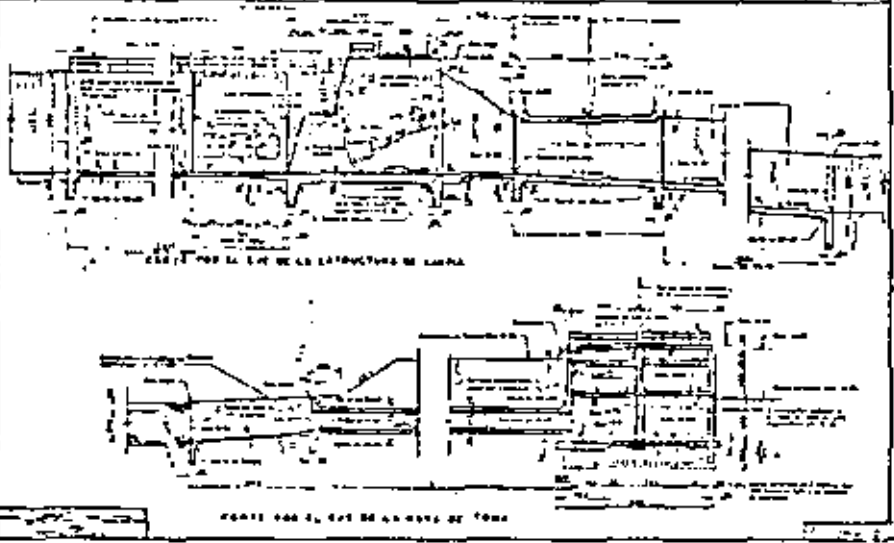


FIGURA H

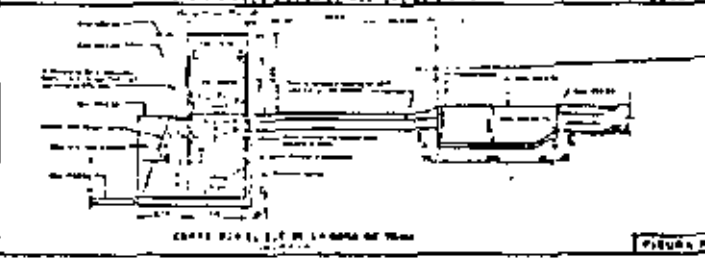


FIGURA I

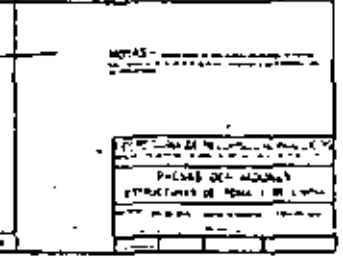
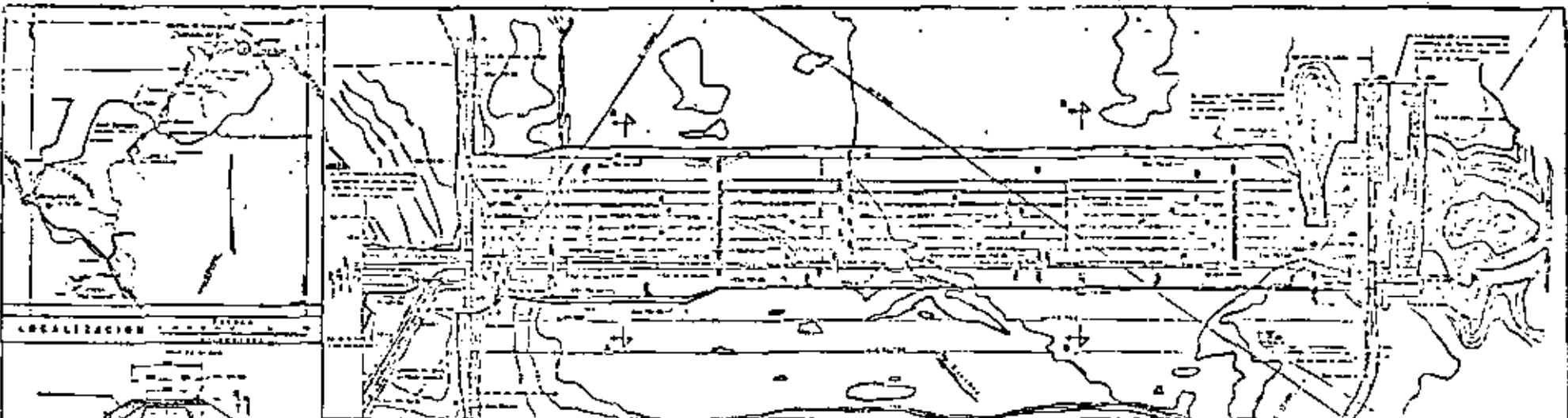


FIGURA J

NOTAS:

1	2	3	4
5	6	7	8
9	10	11	12
13	14	15	16



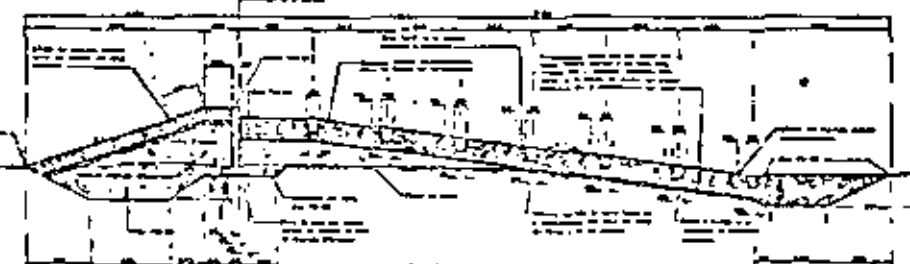
SECCION DEL BORDO DE PROTECCION

LISTA DE PLANOS

NO.	DESCRIPCION	ESCALA
1	Plan de Situacion	1:50,000
2	Plan de Seccion de la Canal	1:10,000
3	Plan de Seccion de la Canal	1:10,000
4	Plan de Seccion de la Canal	1:10,000
5	Plan de Seccion de la Canal	1:10,000
6	Plan de Seccion de la Canal	1:10,000
7	Plan de Seccion de la Canal	1:10,000
8	Plan de Seccion de la Canal	1:10,000
9	Plan de Seccion de la Canal	1:10,000
10	Plan de Seccion de la Canal	1:10,000
11	Plan de Seccion de la Canal	1:10,000
12	Plan de Seccion de la Canal	1:10,000
13	Plan de Seccion de la Canal	1:10,000
14	Plan de Seccion de la Canal	1:10,000
15	Plan de Seccion de la Canal	1:10,000
16	Plan de Seccion de la Canal	1:10,000
17	Plan de Seccion de la Canal	1:10,000
18	Plan de Seccion de la Canal	1:10,000
19	Plan de Seccion de la Canal	1:10,000
20	Plan de Seccion de la Canal	1:10,000
21	Plan de Seccion de la Canal	1:10,000
22	Plan de Seccion de la Canal	1:10,000
23	Plan de Seccion de la Canal	1:10,000
24	Plan de Seccion de la Canal	1:10,000
25	Plan de Seccion de la Canal	1:10,000
26	Plan de Seccion de la Canal	1:10,000
27	Plan de Seccion de la Canal	1:10,000
28	Plan de Seccion de la Canal	1:10,000
29	Plan de Seccion de la Canal	1:10,000
30	Plan de Seccion de la Canal	1:10,000
31	Plan de Seccion de la Canal	1:10,000
32	Plan de Seccion de la Canal	1:10,000
33	Plan de Seccion de la Canal	1:10,000
34	Plan de Seccion de la Canal	1:10,000
35	Plan de Seccion de la Canal	1:10,000
36	Plan de Seccion de la Canal	1:10,000
37	Plan de Seccion de la Canal	1:10,000
38	Plan de Seccion de la Canal	1:10,000
39	Plan de Seccion de la Canal	1:10,000
40	Plan de Seccion de la Canal	1:10,000
41	Plan de Seccion de la Canal	1:10,000
42	Plan de Seccion de la Canal	1:10,000
43	Plan de Seccion de la Canal	1:10,000
44	Plan de Seccion de la Canal	1:10,000
45	Plan de Seccion de la Canal	1:10,000
46	Plan de Seccion de la Canal	1:10,000
47	Plan de Seccion de la Canal	1:10,000
48	Plan de Seccion de la Canal	1:10,000
49	Plan de Seccion de la Canal	1:10,000
50	Plan de Seccion de la Canal	1:10,000

DAIOS DEL PROYECTO

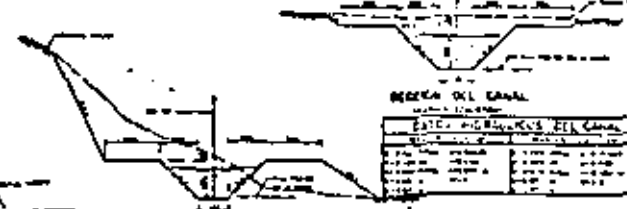
NO.	DESCRIPCION	ESCALA
1	Plan de Situacion	1:50,000
2	Plan de Seccion de la Canal	1:10,000
3	Plan de Seccion de la Canal	1:10,000
4	Plan de Seccion de la Canal	1:10,000
5	Plan de Seccion de la Canal	1:10,000
6	Plan de Seccion de la Canal	1:10,000
7	Plan de Seccion de la Canal	1:10,000
8	Plan de Seccion de la Canal	1:10,000
9	Plan de Seccion de la Canal	1:10,000
10	Plan de Seccion de la Canal	1:10,000
11	Plan de Seccion de la Canal	1:10,000
12	Plan de Seccion de la Canal	1:10,000
13	Plan de Seccion de la Canal	1:10,000
14	Plan de Seccion de la Canal	1:10,000
15	Plan de Seccion de la Canal	1:10,000
16	Plan de Seccion de la Canal	1:10,000
17	Plan de Seccion de la Canal	1:10,000
18	Plan de Seccion de la Canal	1:10,000
19	Plan de Seccion de la Canal	1:10,000
20	Plan de Seccion de la Canal	1:10,000
21	Plan de Seccion de la Canal	1:10,000
22	Plan de Seccion de la Canal	1:10,000
23	Plan de Seccion de la Canal	1:10,000
24	Plan de Seccion de la Canal	1:10,000
25	Plan de Seccion de la Canal	1:10,000
26	Plan de Seccion de la Canal	1:10,000
27	Plan de Seccion de la Canal	1:10,000
28	Plan de Seccion de la Canal	1:10,000
29	Plan de Seccion de la Canal	1:10,000
30	Plan de Seccion de la Canal	1:10,000
31	Plan de Seccion de la Canal	1:10,000
32	Plan de Seccion de la Canal	1:10,000
33	Plan de Seccion de la Canal	1:10,000
34	Plan de Seccion de la Canal	1:10,000
35	Plan de Seccion de la Canal	1:10,000
36	Plan de Seccion de la Canal	1:10,000
37	Plan de Seccion de la Canal	1:10,000
38	Plan de Seccion de la Canal	1:10,000
39	Plan de Seccion de la Canal	1:10,000
40	Plan de Seccion de la Canal	1:10,000
41	Plan de Seccion de la Canal	1:10,000
42	Plan de Seccion de la Canal	1:10,000
43	Plan de Seccion de la Canal	1:10,000
44	Plan de Seccion de la Canal	1:10,000
45	Plan de Seccion de la Canal	1:10,000
46	Plan de Seccion de la Canal	1:10,000
47	Plan de Seccion de la Canal	1:10,000
48	Plan de Seccion de la Canal	1:10,000
49	Plan de Seccion de la Canal	1:10,000
50	Plan de Seccion de la Canal	1:10,000



CORTE A-A



CORTE B-B



SECCION DEL CANAL

ESTADISTICA DE LA SECCION DEL CANAL

ITEM	VALOR
1	100
2	200
3	300
4	400
5	500
6	600
7	700
8	800
9	900
10	1000
11	1100
12	1200
13	1300
14	1400
15	1500
16	1600
17	1700
18	1800
19	1900
20	2000
21	2100
22	2200
23	2300
24	2400
25	2500
26	2600
27	2700
28	2800
29	2900
30	3000
31	3100
32	3200
33	3300
34	3400
35	3500
36	3600
37	3700
38	3800
39	3900
40	4000
41	4100
42	4200
43	4300
44	4400
45	4500
46	4600
47	4700
48	4800
49	4900
50	5000

SECCION DEL CANAL

NOTAS

1. El presente proyecto de canal tiene por objeto el abastecimiento de agua para riego en la zona de cultivo de la finca...

2. El canal se proyecta con una longitud total de 5.000 metros, distribuidos en 10 tramos de 500 metros cada uno.

3. El canal se proyecta con una capacidad de 100 litros por segundo.

4. El canal se proyecta con una pendiente de 0.001.

5. El canal se proyecta con una anchura de 1.00 metros.

6. El canal se proyecta con una altura de 1.00 metros.

7. El canal se proyecta con una profundidad de 1.00 metros.

8. El canal se proyecta con una velocidad de 0.50 metros por segundo.

9. El canal se proyecta con una eficiencia de 0.80.

10. El canal se proyecta con una pérdida de carga de 0.005 metros por metro.

CANTIDADES ESTIMADAS

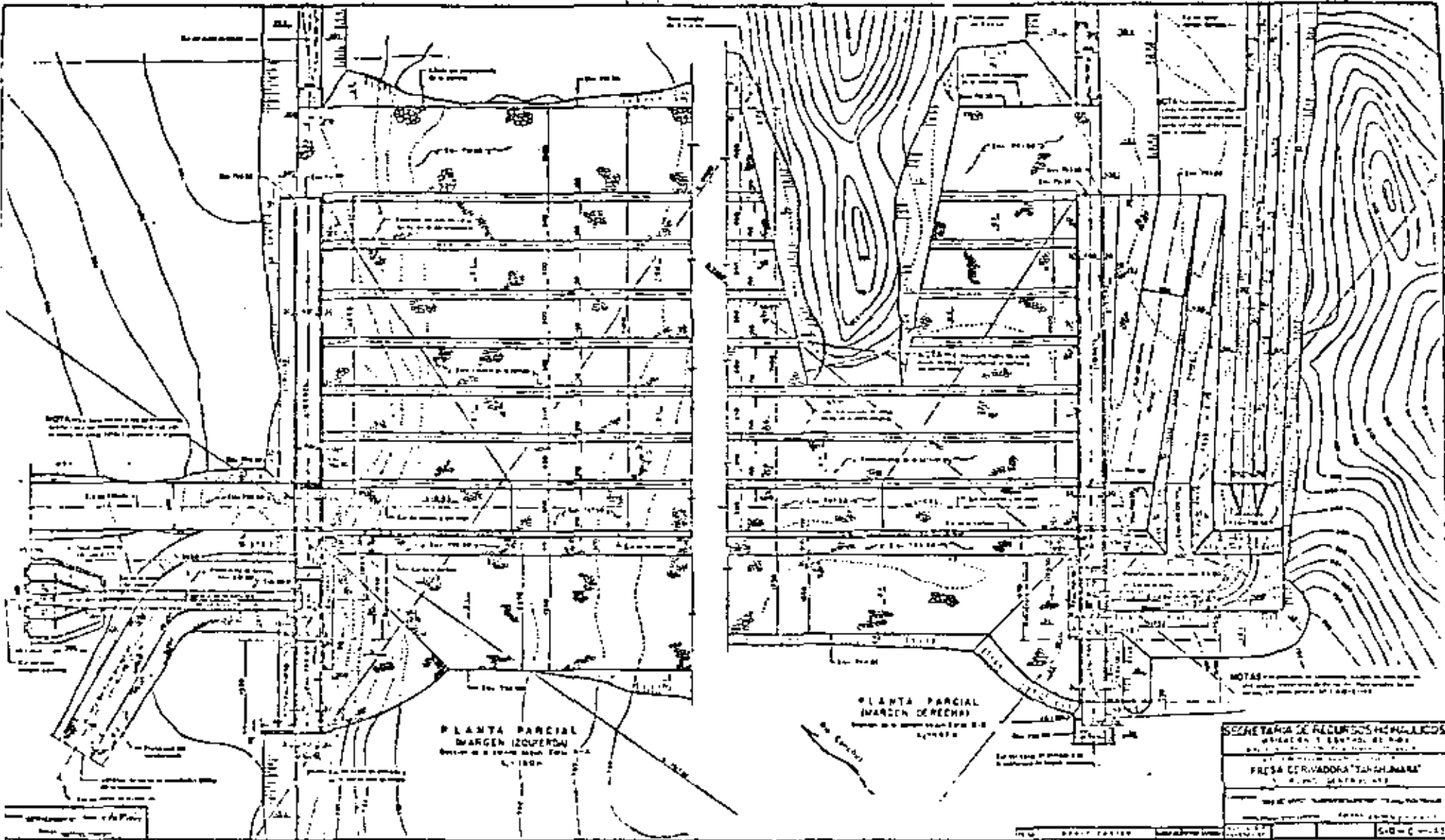
ITEM	UNIDAD	CANTIDAD
1	m ³	1000
2	m ³	2000
3	m ³	3000
4	m ³	4000
5	m ³	5000
6	m ³	6000
7	m ³	7000
8	m ³	8000
9	m ³	9000
10	m ³	10000
11	m ³	11000
12	m ³	12000
13	m ³	13000
14	m ³	14000
15	m ³	15000
16	m ³	16000
17	m ³	17000
18	m ³	18000
19	m ³	19000
20	m ³	20000
21	m ³	21000
22	m ³	22000
23	m ³	23000
24	m ³	24000
25	m ³	25000
26	m ³	26000
27	m ³	27000
28	m ³	28000
29	m ³	29000
30	m ³	30000
31	m ³	31000
32	m ³	32000
33	m ³	33000
34	m ³	34000
35	m ³	35000
36	m ³	36000
37	m ³	37000
38	m ³	38000
39	m ³	39000
40	m ³	40000
41	m ³	41000
42	m ³	42000
43	m ³	43000
44	m ³	44000
45	m ³	45000
46	m ³	46000
47	m ³	47000
48	m ³	48000
49	m ³	49000
50	m ³	50000

CANTIDADES ESTIMADAS

ITEM	UNIDAD	CANTIDAD
1	m ³	1000
2	m ³	2000
3	m ³	3000
4	m ³	4000
5	m ³	5000
6	m ³	6000
7	m ³	7000
8	m ³	8000
9	m ³	9000
10	m ³	10000
11	m ³	11000
12	m ³	12000
13	m ³	13000
14	m ³	14000
15	m ³	15000
16	m ³	16000
17	m ³	17000
18	m ³	18000
19	m ³	19000
20	m ³	20000
21	m ³	21000
22	m ³	22000
23	m ³	23000
24	m ³	24000
25	m ³	25000
26	m ³	26000
27	m ³	27000
28	m ³	28000
29	m ³	29000
30	m ³	30000
31	m ³	31000
32	m ³	32000
33	m ³	33000
34	m ³	34000
35	m ³	35000
36	m ³	36000
37	m ³	37000
38	m ³	38000
39	m ³	39000
40	m ³	40000
41	m ³	41000
42	m ³	42000
43	m ³	43000
44	m ³	44000
45	m ³	45000
46	m ³	46000
47	m ³	47000
48	m ³	48000
49	m ³	49000
50	m ³	50000

SECRETARIA DE RECURSOS HUMANOS

PRESENTE DEL MEXICO



PLANTA PARCIAL
 (MARGEN IZQUIERDA)
 Sección de la obra de la presa
 N.º 1000

PLANTA PARCIAL
 (MARGEN DERECHA)
 Sección de la obra de la presa
 N.º 1000

NOTAS

SECRETARIA DE RECURSOS HUMANOS
 DIRECCION Y CONTROL DE OBRAS
 PRESA DE RIVADORA "TANAHUANAN"
 D.F. CENTRO DE OBRAS

IV CURSO DE CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS DE
ZONAS DE RIEGO

MATERIA: HIDRAULICA

T E M A: HIDRAULICA APLICADA

DESAGUES DE EXCEDENCIAS

PROP: ING. MARIO CARVAJAL DIAZ

AGOSTO, 1981.

DESAGÜES PARCIALES.

En todo canal de conducción, es necesario construir dos tipos de desagües : de excedencias y total.

DESAGÜE DE EXCEDENCIAS.

I). Necesidad de este tipo de estructura. Se hace indispensable la colocación de desagües de excedencias en un canal de conducción, para dar salida a las aguas sobrantes, que pueden presentarse por las razones siguientes:

1. Por un mal funcionamiento en las compuertas de la toma, -- que pueden dejar pasar un gasto mayor que el gasto normal del canal.
2. Por el cierre de alguna o algunas compuertas de tomas laterales, que harían que continuara el mismo gasto, aguas abajo de éstas, en que el canal está diseñado para una menor capacidad y por estar lejos la toma de control de entradas al canal, no se podría regularizar pronto el gasto de éste.
3. Por el agua de lluvia, proveniente de algunos arroyos, que por ser pequeña su aportación, no amerite la construcción de alguna estructura para su cruce, y se permita su entrada al canal.
4. Por obstrucciones en el canal ocasionadas por derrumbes o materiales que en él caigan, que obligarán a que se sobreleve el tirante.

Es por demás decir que, de no colocarse estructuras de desagüe de excedencias en un canal y presentarse un incremento en el gasto por alguna de las razones antes mencionadas, se produciría una sobreelevación en el tirante, que podría sobrepasar el bordo libre del mismo y por consiguiente causar destrucción.

II). LOCALIZACIÓN. La localización de los desagües de excedencias, se deduce fácilmente según la necesidad que vayan a satisfacer, así, en el caso 1 del inciso anterior, se ve la necesidad de -- que el desagüe se coloque a una corta distancia aguas abajo de la toma, igualmente en el caso 2 el desagüe deberá colocarse a corta distancia aguas abajo de la Toma Lateral y para el caso 3 los desagües

se colocarán repartidos a lo largo del canal y aprovechando para una mayor economía en el canal de descarga, los cauces naturales o drenes del sistema, y para el caso 4 se colocarán aguas arriba de los lugares en que se tema puedan ocurrir las obstrucciones.

III). CAPACIDAD. Para estimar la capacidad con que debe proyectarse la estructura, debe tomarse en cuenta el motivo por el cual se van a tener las excedencias en el canal. Estudiaremos los casos marcados con los números 1, 2, 3 y 4 del inciso (I).

Para el caso 1. Si suponemos que la compuerta de la toma queda abierta durante una avenida, entrará en el canal un exceso de agua que hará que aumente su tirante en el tramo anterior al desagüe, con esto disminuirá la carga hidráulica del paso de aguas con la compuerta, hasta llegar a un equilibrio en que el gasto que pase por la compuerta sea igual al que pase por el canal en el tramo anterior al desagüe.

Se pueden dibujar las dos curvas de la figura 1 en que las abscisas nos representan los tirantes en el canal y las ordenadas los gastos.

Si suponemos un nivel de avenida máxima, la diferencia entre éste y el del canal, no dará la carga hidráulica para la compuerta. El punto de intersección de las dos curvas nos fijará el régimen y la diferencia entre el gasto de éste y el gasto normal del canal nos dará el gasto excedente, que se tendrá que desaguar, esto es, la capacidad de la estructura.

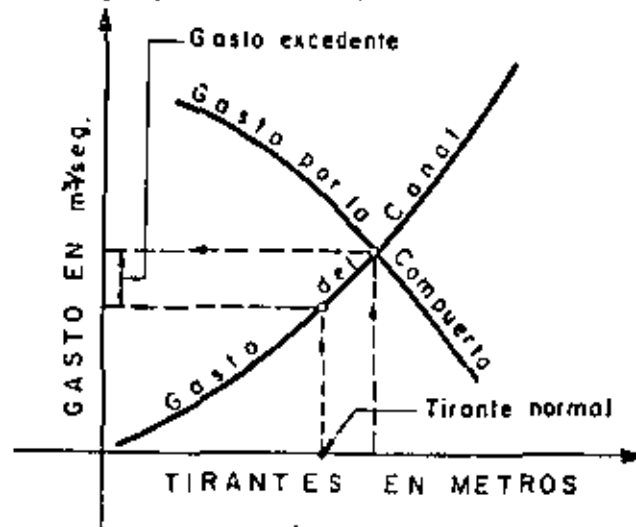


FIG. 1.- CURVAS DE GASTO.

Para el caso 2. Al cerrar una compuerta de una Toma Lateral con un gasto determinado, el caudal en el canal principal - aguas abajo de dicha toma, se verá incrementado con ese mismo - gasto.

Para el caso 3. El gasto que puede aportar un arroyo, si se conocen datos de precipitación y de la cuenca se puede determinar por alguna de las fórmulas o métodos siguientes:

- Hidrógrafo unitario
- Burkli - Ziegler
- Arnold y Gregory
- Gutman
- Metcalf and Eddy
- Fanning.....

No hay que perder de vista que, en los resultados obtenidos por las fórmulas anteriores, se tiene mucha incertidumbre, sobre todo si se emplean las que no incluyen datos de precipitación, - por lo que hay que tratarlos con un buen criterio, teniendo en cuenta hasta que grado llegaría el desastre al presentarse un - gasto mayor que el previsto, según las condiciones en que se - construya el canal.

Por ejemplo, el desastre sería de mayores proporciones en - un canal de bordos altos, que en otro cuya mayor profundidad se haga en excavación.

Para el caso 4 se tendría que estimar la obstrucción para - determinar la sobreelevación del tirante y si es de temerse una obstrucción total, tendría que proyectarse la estructura para - desaguar todo el gasto del canal, resultando entonces el caso - de un desagüe total, del que se hablará más adelante.

IV). TIPOS DE ESTRUCTURAS USADAS EN ESTA CLASE DE DESAGÜES.

Los tipos de estructuras más comúnmente usadas para desagües son:

1. Vertedor
2. Compuerta
3. Vertedor de Sifón

1. VERTEDOR. Este puede ser de cresta fija o de cresta móvil.

VERTEDOR DE CRESTA FIJA. Como su nombre lo dice, consta de un umbral vertedor colocado en la margen en que se necesi

se descargar las excedencias y cuya cresta debe estar al nivel de las aguas normales en el canal; una transición para recibir el agua de todo el ancho de la cresta y conducirla al canal de descarga que generalmente será de un ancho menor.

Una vez encontrado el gasto Q excedente, o sea la diferencia entre el gasto total y el que debe conducir en régimen normal, podemos encontrar la longitud de cresta necesaria para desaguar dicho gasto, de la manera siguiente:

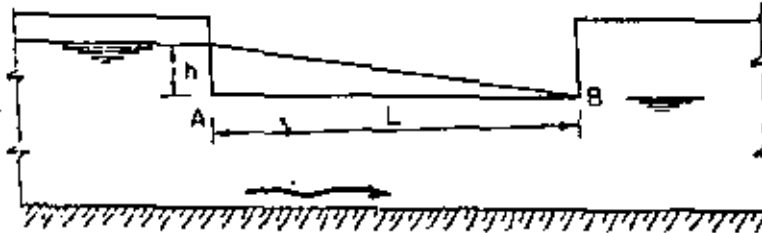


FIG. 2. VERTEDOR DE CRESTA FIJA.

Sea h (Fig. 2) la altura máxima que puede alcanzar las aguas sobre la cresta del vertedor. En el origen A del vertedor, las aguas tendrán esta altura h y en el final B deberá ser nula.

La variación de la carga en el vertedor de h en A , a cero en B la supondremos lineal, pues sería ocioso entrar en mayores divagaciones, que complicarían el cálculo, teniendo en cuenta la poca precisión que tenemos de la determinación del gasto de excedencias.

Se obtiene la longitud del vertedor, por medio de la siguiente expresión.

$$L = \frac{12 Q}{4 C h \sqrt{2 gh}}$$

En el caso que se tenga aguas abajo del sitio del desagüe una represa, la carga será constante y la longitud de cresta se podrá calcular con la fórmula simple de vertedor:

$$L = \frac{Q}{C h^{3/2}}$$

Debido a que, en ocasiones resulta una longitud de cresta muy grande, se acostumbrará disponer ésta no en línea recta, -

6
sin en zig-zag o curva. Este modo de disponer la cresta, no es completamente efectiva, pues, en los ángulos anteriores al escurrimiento, los mantos se interfieren y en los posteriores hay contracciones, haciendo todo esto, que disminuya el coeficiente de gasto, que se puede considerar como un acortamiento en la longitud efectiva de la cresta.

Respecto al canal de descarga, éste puede ser normal, o - en ocasiones para disminuir la excavación y cuando la topografía del lugar lo exija, se hace con canal lateral.

VERTEDOR DE CRESTA MOVIL. Con el objeto de contar con mayor carga para el vertedor y por consiguiente poder disminuir la longitud de cresta, se emplean los vertedores de cresta móvil.

Un tipo de vertedor de cresta móvil puede hacerse colocando guías en los muros extremos del vano, e intermedias si la longitud es grande, por las cuales se deslizan tabloncillos hasta la altura que se desee, para darle mayor o menor carga al vertedor. (Véase Fig. 3).

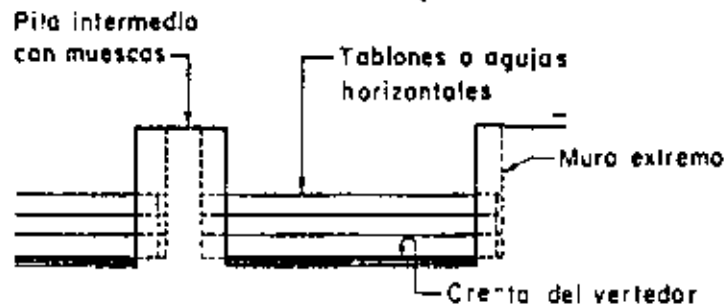


FIG.3. VERTEDOR DE CRESTA MOVIL.

Otro tipo de vertedor de cresta móvil es el de compuertas de abatimiento, las cuales pueden ser de pivote intermedio, o de pivote inferior. En las de pivote intermedio, el punto de apoyo está a una altura igual a un tercio del tirante normal, para compuerta cerrada y este punto de apoyo varía para mayores alturas del tirante normal, girando la compuerta y abriéndose de tal manera que se equilibran las presiones a uno y otro lado del pivote, esto es, que el punto de apoyo de la compuerta, es el centro de presiones para cualquier tirante.

Las compuertas de pivote inferior tienen un juego de pa-

lanca y un contrapeso que equilibran el momento de volteamiento ocasionado por la presión del agua en la compuerta (véase - figs. 4 y 5).

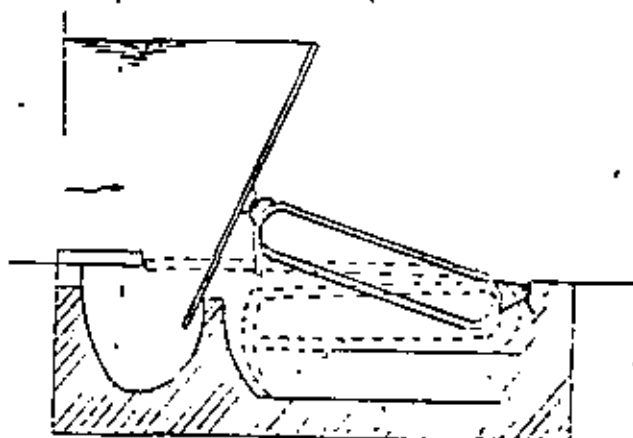


FIG. 4.- COMPUERTA DE ABATIMIENTO
DE PIVOTE INTERMEDIO.

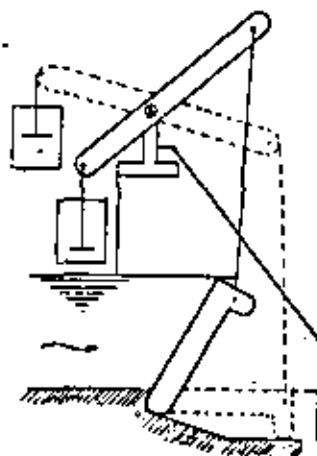


FIG. 5.- COMPUERTA DE ABATIMIENTO
DE PIVOTE INFERIOR.

7. **COMPUERTA.** El tipo de desahle por medio de compuerta, - consiste en abrir un vano con fondo generalmente a la altura de la plantilla del canal, el cual se cierra por medio de una compuerta que puede ser deslizante, de rodamiento o radial.

La compuerta de deslizamiento consiste en un marco cerrado que puede deslizarse por unas guías colocadas en los muros laterales, impulsada por un vástago fijo a ella y con fusca en su parte superior en donde tiene un volante. Para disminuir la fuerza necesaria para subir la compuerta, debido a su propio peso y a la fricción ocasionada por la presión de la compuerta contra las guías, se coloca en la compuerta un mecanismo de rodillos, convirtiéndose entonces, en las llamadas compuertas de rodamiento.

La compuerta radial, es un segmento de círculo con su eje horizontal, alrededor del cual puede girar.

Desde el punto de vista hidráulico, pueden considerarse - como orificios, esto es, que el gasto que por ellas pasa se calcula por medio de la expresión siguiente:

$$Q = C_d A \sqrt{2gh}$$

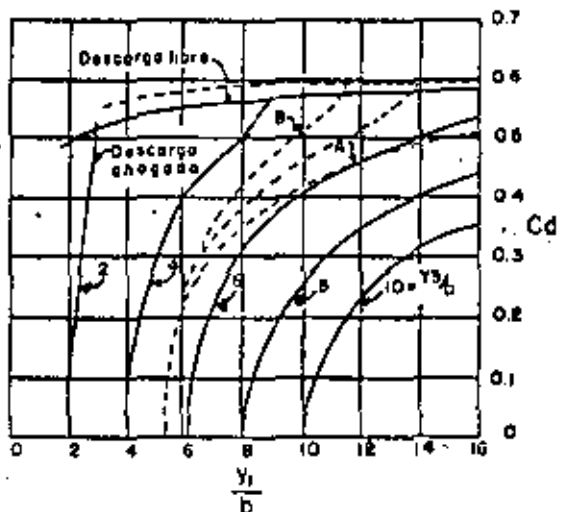
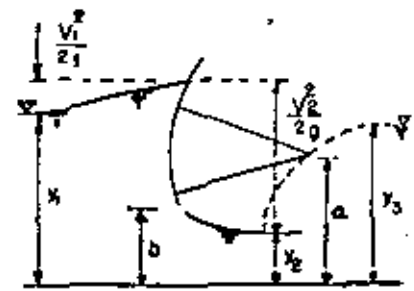
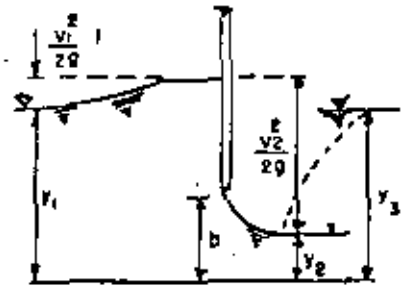
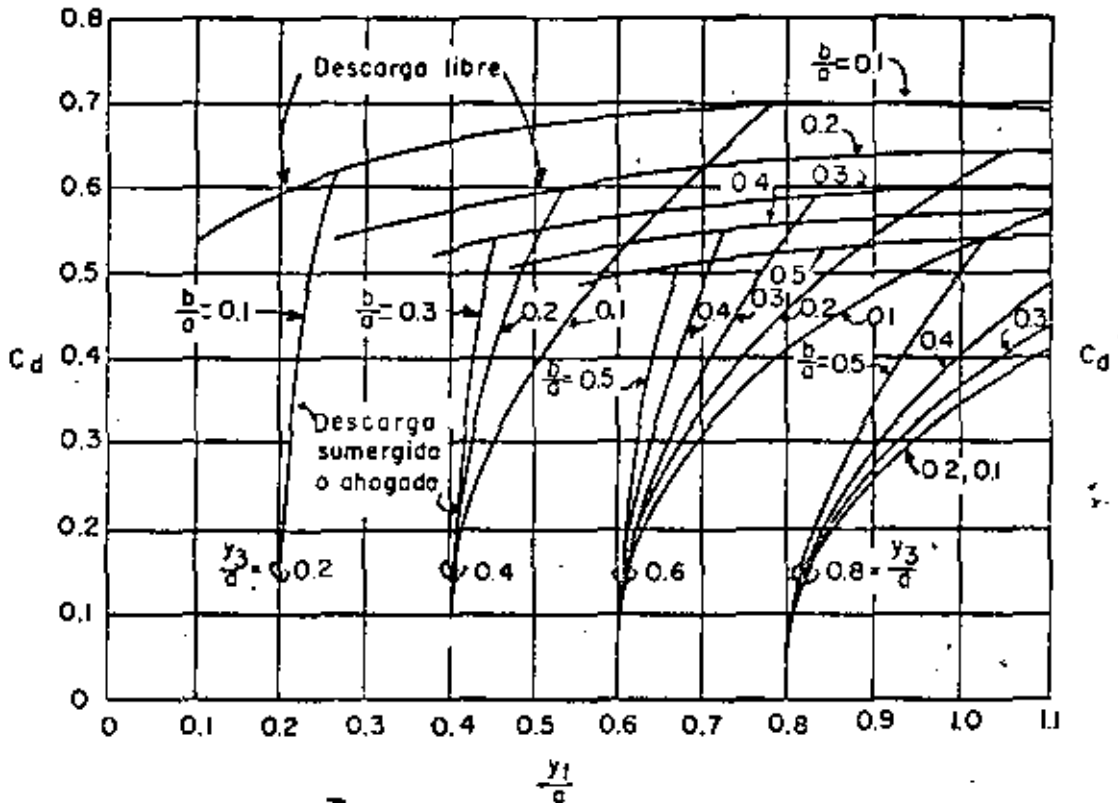
siendo h la distancia de la superficie del agua al centro de la abertura, si la descarga es libre, o la diferencia de niveles entre aguas arriba y aguas abajo, si es ahogada. El valor del coeficiente de gasto C_d se determina - con la ayuda de las gráficas encontradas experimentales, - que a continuación aparecen en la Fig. 6.

En el caso que nos ocupa en estos momentos, o sea el de - desague de excedencias, no es aplicable el tipo de compuerta deslizante, pues ésta no puede hacerse fácilmente automática para evacuar el gasto sobrante en el momento que - se presente, como puede hacerse con la compuerta radial.

COMPUERTA RADIAL AUTOMÁTICA.

Como puede verse en la Fig. 7, la compuerta radial automática del tipo de flotador consta de la compuerta, un contrapeso, un flotador y juego de cables y poleas.

Coeficiente C_d para compuertas radiales



Coeficiente C_d para compuertas deslizantes.

FIG. 6

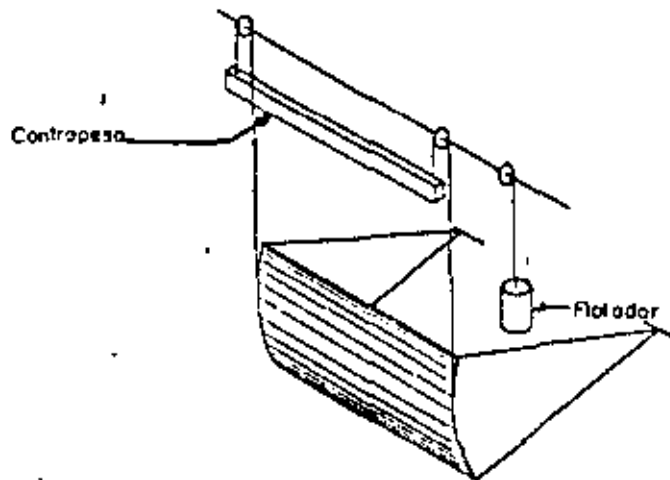


FIG. 7.-COMPUERTA RADIAL AUTOMÁTICA DE FLOTADOR Y CONTRA PESO

El pozo en que se encuentra alojado el flotador está comunicado con el canal, de manera que, al subir el tirante más del normal, sube también en el pozo del flotador, haciendo que éste pierda peso y actuando el contrapeso, hace subir la compuerta. Recíprocamente, al bajar el tirante, aumenta el peso del flotador y obliga a bajar la compuerta.

Del análisis anterior se desprende que, el peso del contrapeso, para que sea capaz de levantar la compuerta, debe ser tal, que pueda vencer el peso de ésta y las fuerzas de fricción (fuerza de ascensión) más el peso del flotador sumergido.

Por otra parte el peso del flotador, para que sea capaz de cerrar la compuerta, debe ser igual al peso del contrapeso menos la fuerza de cierre.

Expresando en fórmulas estos dos requisitos, podemos escribir:

$$C = A + F' \quad (1)$$

$$F = C - a \quad (2)$$

en la que

C = Peso del contrapeso

A = Fuerza de ascensión

a = Fuerza de cierre

F = Peso del flotador

F' = Peso del flotador sumergido

Igualando momentos tenemos:

$$A r = P_1 r_1 + T_2 r_2 + T_3 r_3 \quad \dots\dots\dots (3)$$

Siendo:

A = Fuerza de ascensión

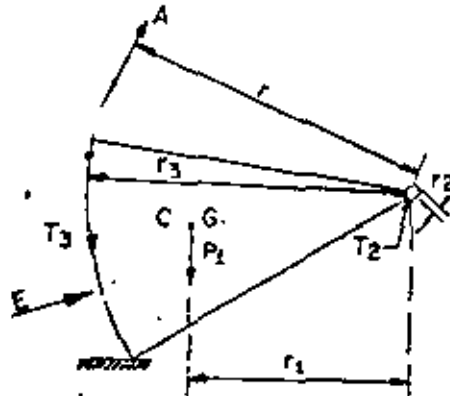
P_1 = Peso de la compuerta

T_2 = Fuerza de fricción en el perno del eje de la compuerta

T_3 = Fuerza de fricción en el cierre lateral de la compuerta

y

r, r_1, r_2, r_3 , sus respectivos brazos de palanca, pero se tiene que:



$$T_2 = E \phi_2 \quad \text{y} \quad T_3 = E' \phi_3$$

siendo:

E = Empuje total en la compuerta

ϕ_2 = Coeficiente de fricción entre el perno y la chumacera

E' = Empuje en el cierre lateral

ϕ_3 = Coeficiente de fricción entre el cierre y las guías

Sustituyendo estos valores en la ecuación (3) y despejando a "A" tenemos:

$$A = \frac{P_1 r_1 + E \phi_2 r_2 + E' \phi_3 r_3}{r} \quad \dots\dots (4)$$

De la misma manera podemos encontrar la fuerza de cierre.

$$P_1 r_1 - E \phi_2 r_2 - E' \phi_3 r_3 = a r$$

$$a = \frac{P_1 r_1 - E \phi_2 r_2 - E' \phi_3 r_3}{r} \quad \dots\dots (5)$$

Llamando "N" a la fuerza necesaria para vencer la fricción, esto es:

$$N = \frac{E' \phi_2 r_2 + E' \phi_3 r_3}{r}$$

Las ecuaciones (4) y (5) las podemos escribir como sigue:

$$A = \frac{P_1 r_1}{r} + N \dots (6) \quad \text{y} \quad a = \frac{P_1 r_1}{r} - N \dots (7)$$

Ahora bien, sustituyendo en la ecuación (2) el valor de "C" dado por la ecuación (1), se tiene:

$$P = A + P' = a, \quad P = P' = A - a$$

y sustituyendo los valores de "A" y "a" encontrados en las expresiones (6) y (7) se tiene:

$$P = P' = \frac{P_1 r_1}{r} + N - \frac{P_1 r_1}{r} + N = 2N$$

Esto es, que la pérdida de peso del flotador debe ser igual a "2N" o, lo que es lo mismo, el volumen que debe desalojar el flotador, llamado "V" al peso volumétrico del agua, será:

$$V = \frac{2N}{\gamma}$$

Otro tipo de compuerta radial automática, es el de flotador y motor. En este tipo, al subir el tirante más arriba del nivel de aguas normales, hace subir un flotador que cierra un circuito eléctrico, en que está conectado un motor, que acciona un mecanismo elevador. Este sistema resulta generalmente muy costoso.

3. VERTEDOR DE SIFÓN.

Un tipo de estructura más, para descargar las aguas excedentes y mantener constante el nivel de aguas en un canal, es el de vertedor de sifón, el cual consta generalmente de uno o varios conductos, de forma rectangular o circular, con un rama ascendente y otra descendente.

FUNCIONAMIENTO. Para que empiece a funcionar el vertedor de sifón, se necesita que la boca de entrada esté cerrada, y que, al sobreelevarse el tirante, se verifique un cierre hidráulico por medio de alguno de los dispositivos de cebado que después se mencionan, esto es, que quedará una cámara cerrada que no admite entrada de aire del exterior y el mismo escurrimiento obliga a salir el aire de esta cámara -

en forma de burbujas, disminuyendo la presión y por consiguiente permitiendo la entrada del agua obligada por la presión atmosférica estableciéndose un flujo continuo que podrá cortarse automáticamente cuando el tirante recobre su normalidad y permita la entrada de aire por medio de algún dispositivo como los que se pueden ver en las figuras Nos. 8, 9 y 10.



FIG. 8.-ENTRADA DE AIRE CON EL LABIO SUPERIOR AL NIVEL AGUAS NORMALES.



FIG. 9.-ENTRADA DE AIRE CON RANURA EN EL NIVEL DE AGUAS NORMALES.

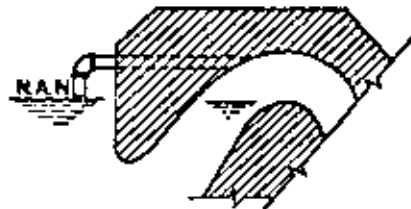


FIG. 10.-ENTRADA DE AIRE DE TUBO.

La carga de trabajo del vertedor de sifón, es la diferencia de niveles entre la superficie del agua en el canal y el eje del vertedor de sifón a la salida, si la descarga es libre o la diferencia de niveles entre la superficie del agua a la entrada y a la salida, si ésta es ahogada.

Es de hacer notar, que la carga de trabajo de un vertedor de sifón, no podrá considerarse mayor que la correspondiente a la presión atmosférica, aunque la diferencia de niveles entre la entrada y la salida sea mayor.

DISPOSITIVOS DE CEBADO. A continuación se describen, a grandes rasgos, algunos de los dispositivos automáticos de cebado más comúnmente usados.

Por medio de vertedor. En la figura N° 11 puede verse este dispositivo, que consiste en un vertedor cuya cresta abarca todo el ancho del conducto y su elevación está al nivel de las aguas normales, por lo que, al subir éstas, empieza a derramar el vertedor formando el cierre hidráulico.

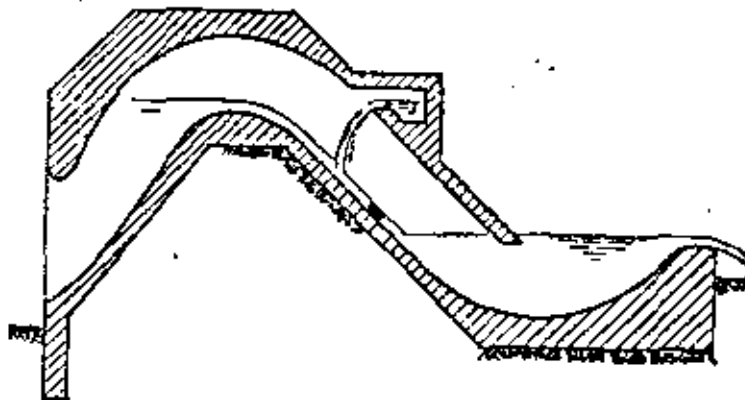


FIG. 11.-CIERRE HIDRAULICO POR MEDIO DE VERTEDOR.

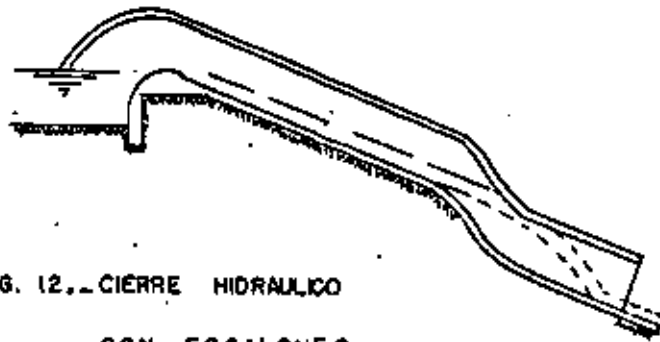


FIG. 12. CIERRE HIDRAULICO
CON ESCALONES.

Con el conducto de la rama inferior escalonado. Este dispositivo consiste en darle al conducto de la rama descendente, un quiebre brusco, que hace que el manto de agua choque con la pared de enfrente, haciendo así el cierre hidráulico. Otro dispositivo semejante consiste en que, sin necesidad de hacer el cambio brusco en toda la sección del tubo cuando ésta es de grandes dimensiones, se coloca un saliente o espolón en la pared inferior del conducto que desvía la trayectoria del agua, formando igualmente el cierre hidráulico. Estos dispositivos están ilustrados en las figuras Nos. 12 y 13.



FIG 13.-CIERRE HIDRAULICO POR LA LAMINA VERTIENTE

Otro sistema de hacer el cebado de un sifón, sin necesidad de colocar aditamentos auxiliares, es dándole a la trayectoria del conducto, un retroceso como se indica en la figura N° 14 de tal manera que, al escurrir el agua por la cresta de la garganta, queda formado el cierre.

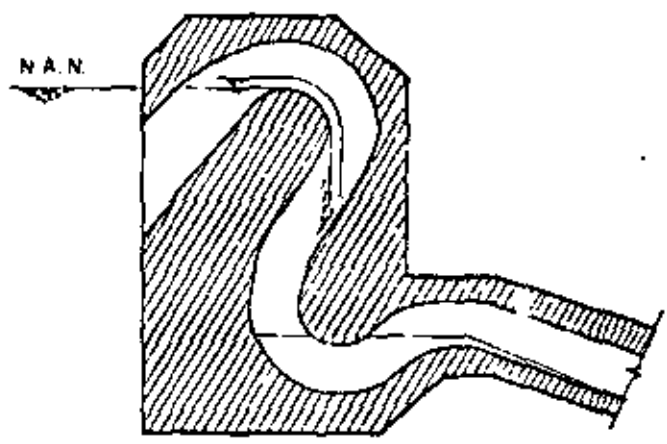


FIG 14.-CIERRE HIDRAULICO CON LA LAMINA VERTIENTE.

El método empleado para el proyecto hidráulico del vertedor del sifón requiere:

- 1) Fijar la presión mínima absoluta admisible.

- 2) La determinación de la máxima velocidad correspondiente a la garganta y
- 3) La evaluación de las diferentes pérdidas en todo el sistema de conducto cerrado.

Para determinar las condiciones de la presión absoluta en la cresta de la garganta del vertedor de sifón, se puede aplicar la ecuación de Bernoulli (véase Fig. 15).

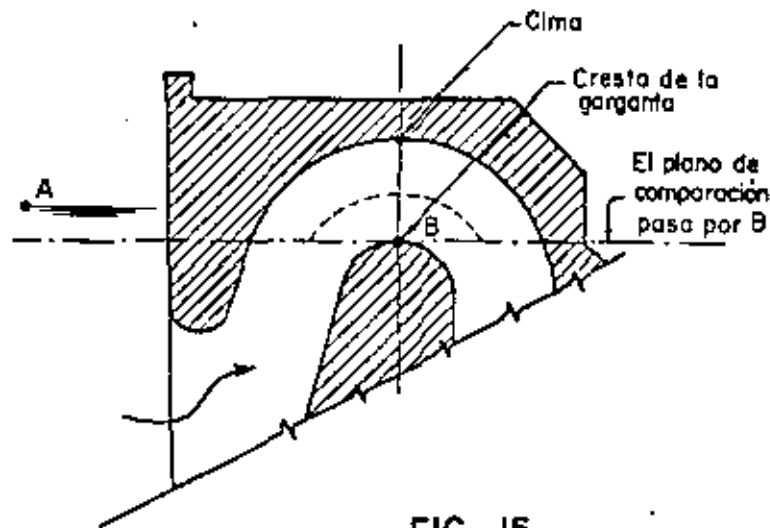


FIG. 15

$$h_A + \frac{v_A^2}{2g} + \frac{P_A}{\gamma} = h_B + \frac{v_B^2}{2g} + \frac{h_B}{\gamma} + h_{fA-B}$$

$$h_A + \frac{P_A}{\gamma} = h_B + \frac{v_B^2}{2g} + \frac{P_B}{\gamma} + h_{fA-B}$$

$$\frac{v_B^2}{2g} = \frac{P_A}{\gamma} - \frac{P_B}{\gamma} + h_A - h_{fA-B}$$

La presión en B en ningún caso debe ser menor a la presión de vapor para la temperatura máxima del lugar, cuando no -

se tiene en cuenta lo anterior, aumenta la tendencia de la corriente a separarse de la cresta, formando cámaras de vapor de agua que inducen la cavitación a lo largo de las paredes en la garganta del vertedor de sifón. Este fenómeno no se acompaña de una vibración perjudicial.

La carga de presión en la cresta de la garganta $\frac{P_B}{\gamma}$, puede ser como mínimo igual a $0.3 \frac{P_a}{\gamma}$, para que no se presente la evaporación del agua y como consecuencia el indeseable fenómeno de cavitación. Por tanto, llamando h_{sA} a la diferencia de cargas de presión $\frac{P_a}{\gamma} - \frac{P_B}{\gamma}$ se tiene que :

$$h_{sA} = \frac{P_a}{\gamma} - \frac{P_B}{\gamma} = \frac{P_a}{\gamma} - 0.3 \frac{P_a}{\gamma} = 0.7 \frac{P_a}{\gamma}$$
$$h_{sA} = 0.7 \frac{P_a}{\gamma}$$

y si se conviene en llamar h_{vs} la carga de velocidad en la cresta de la garganta, la ecuación de Bernoulli anteriormente anotada, queda reducida a la expresión:

$$h_{vs} = h_{sA} + h_A - h_{fA-B} \quad (1)$$

Para obtener un resultado aproximado, resulta útil admitir que los valores h_A y h_{fA-B} son iguales, con los que se anulan mutuamente y la fórmula de Bernoulli queda al fin reducida a:

$$h_{vs} = h_{sA} \quad \text{o sea} \quad h_{vs} = 0.7 \frac{P_a}{\gamma}$$

Obtenida esta fórmula, se puede calcular la velocidad en la cresta de la garganta.

Evidentemente, como es bien conocido:

- h_A es la carga medida desde el nivel del agua en el canal a la cresta de la garganta, en las condiciones cuando el sifón se ceba
- Σh_L es la suma de todas las pérdidas de carga arriba de la garganta.

La circulación en la curva superior de un sifón es semejante a la que se produce en un vórtice, en la que el agua gira concéntricamente alrededor de un eje central. En los vórtices, las velocidades de los elementos de la corriente varían inversamente al aumento de las distancias del centro de rotación expresando matemáticamente lo anterior:

$$vR = \text{Una constante} \quad (2)$$

Por lo tanto, puede inferirse que la velocidad en la curva superior del sifón será mayor en el interior de la curva - que está en la cresta de la garganta (véase Fig. 16).

La Ec. (2) se puede escribir:

$$V_x R_x = V_s R_c \text{ ó } V_x = \frac{V_s R_c}{R_x} \dots (3)$$

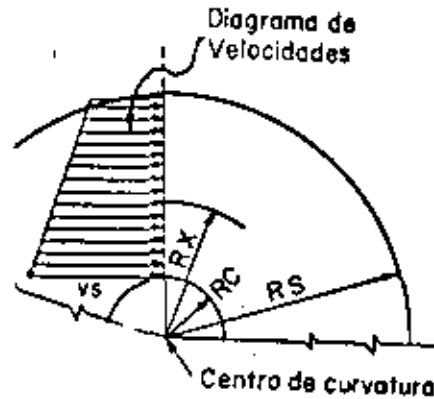


FIG. 16

Donde V_x es la velocidad a la distancia R_x del centro de curvatura, y V_s es la velocidad en la cresta de la garganta donde el radio es R_c . La descarga, dq , de un filete hidráulico a la profundidad $d R_x$ en la curva es igual a

$V_x R_x$ Sustituyendo el valor de V_s de la ec. (3).

$$dq = V_s \frac{R_c}{R_x} d R_x$$

Integrando entre los límites R_c y R_s , donde R_s es el radio de curvatura en la cima de la garganta, resulta la siguiente ecuación para la descarga unitaria.

$$q = V_s R_c \int_{R_c}^{R_s} \frac{1}{R_x} dR_x = V_s R_c \log e \frac{R_s}{R_c} \dots (4)$$

Sustituyendo $\sqrt{2g h V_s}$, por V_s , la Ec. (4) puede escribirse:

$$q = \sqrt{2g h V_s} R_c \log e \frac{R_s}{R_c}$$

Gasto unitario:

$$q = 4.4272 \sqrt{h V_s} R_c \log e \frac{R_s}{R_c} \dots (5)$$

Gasto total.

$$Q = 4.4272 B \sqrt{h_{vs}} R_s \log e \frac{R_s}{R_c} \dots\dots (6) \text{ en la que } B \text{ es el ancho de la sección de la garganta.}$$

De esta manera puede verse que la descarga máxima admisible para un valor dado de h_{vs} , dependerá de la curvatura de la curva superior. Una vez que se ha establecido la curvatura, los componentes restantes del sifón deben tener dimensiones tales, que la carga límite de presión de vapor en la cresta se conserve.

Como se estableció anteriormente.

$$h_{vs} = h_{sa} = 0.7 \text{ PAT}$$

Sustituyendo este valor en el valor en las Ecs. 5 y 6, resulta que el gasto unitario máximo es:

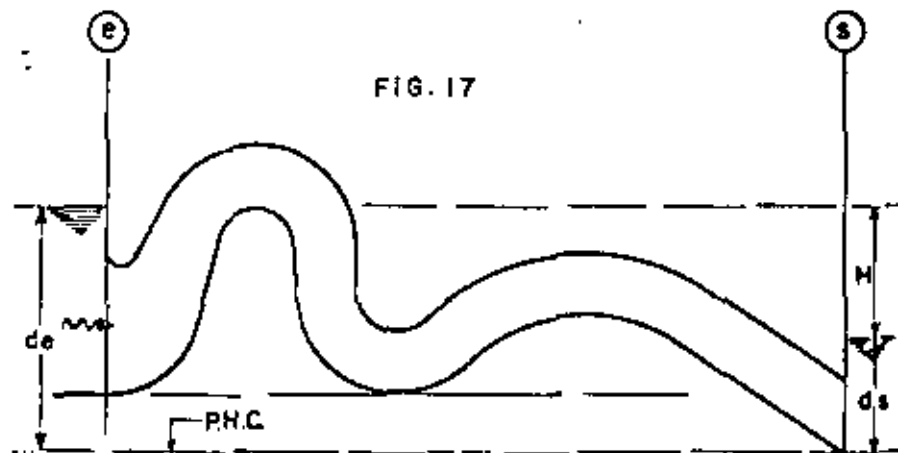
$$q = 4.4272 \sqrt{0.7 \text{ PAT}} R_c \log e \frac{R_s}{R_c} \quad \text{o}$$

$$q = 4.4272 \times R_c \times \sqrt{0.7 \text{ PAT}} \log e \frac{R_s}{R_c} \dots\dots\dots(7)$$

Gasto total.

$$Q = 4.4272 \times B \times R_c \times \sqrt{0.7 \text{ PAT}} \log e \frac{R_s}{R_c} \dots\dots\dots(8)$$

La descarga por el vertedor de sifón depende de la carga disponible de la superficie del agua en el canal al nivel de salida, menos las pérdidas de carga acumuladas, incluyendo las pérdidas a la entrada, las pérdidas por fricción, las pérdidas debidas a transiciones y cambios de dirección, y la carga perdida a la salida.



Aplicando el teorema de Bernoulli entre las secciones de entrada y de salida se tiene (véase fig. 17).

$$d_e + \frac{v_e^2}{2g} + \frac{P_e}{\gamma} = d_s + \frac{v_s^2}{2g} + \frac{P_s}{\gamma} + \sum h_{e-s}$$

$$d_e + \frac{v_e^2}{2g} = d_s + \frac{v_s^2}{2g} + \sum h_{e-s}$$

$$d_e - d_s = H$$

$$d_e - d_s + \frac{v_e^2}{2g} = \frac{v_s^2}{2g} + \sum h_{e-s}$$

$$H + \frac{v_e^2}{2g} = \frac{v_s^2}{2g} + \sum h_{e-s}; \quad H = \sum h_{e-s} + \frac{v_s^2 - v_e^2}{2g}$$

Para simplificar los cálculos se recomienda poner los coeficientes de pérdida individuales en función de la carga de velocidad en la garganta del vertedor de sifón.

$$H = \left[K_e + k_{od} + K_f' + K_f + K_s \dots K_{cs} \right] \frac{v_g^2}{2g}$$

Si los términos dentro de los corchetes se representan por KL , la ecuación se puede escribir así:

$$H = KL \frac{v_g^2}{2g} \quad \text{luego:}$$

$$Q = Ag \sqrt{\frac{2gh}{KL}}$$

Los coeficientes de pérdidas, ordinariamente supuestos para los sifones rectangulares típicos que nos pueden servir como base para un cálculo tentativo, son:

Entrada.....	0.2 hv	(hv en la garganta del sifón)
Fricción.....	0.25 hv	(hv en la garganta)
Cambio de dirección :	(Véase Fig. 18)	

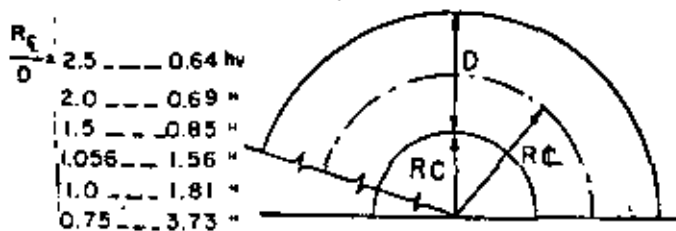


FIG. 18

Salida	$\left\{ \begin{array}{l} \text{Divergente} \\ \text{Convergente} \end{array} \right.$	0.2 Δhv ; (hv en la garganta - hv en la salida)
		0.1 Δhv ; (hv en la salida hv en la garganta)
Salida		0.25 Δhv ; (hv en la garganta)

La Ec. $Q = Ag \sqrt{\frac{2gH}{KL}}$ puede escribirse en la forma:

$Q = Ag C \sqrt{2gH}$ en la que C es un coeficiente de gasto en el que se toma en cuenta las diferentes pérdidas en el vertedor de sifón.

$$\text{Valor de C : } C = (KL)^{-1/2} = \frac{1}{\sqrt{KL}}$$

Ejemplo numérico.

Se tiene como datos:

Gasto de excedencias	=	13.70 m ³ /seg
Tirante normal en el canal = dn	=	3.59 m
Bordo libre (de 10 a 20 cm)	=	0.15 m

Las dimensiones de la sección en la garganta las supondremos de forma que la relación entre el ancho (B) y la altura (D) esté comprendida entre 1.8 y 2.0, esto nos permite dar unas dimensiones de 2.5 x 1.35 m.

La ec. con la cual determinamos el gasto es:

$$Q = Ag \sqrt{\frac{2gH}{KL}} = Ag \times \frac{1}{\sqrt{KL}} \times 4.4272 \sqrt{H}$$

Para determinar aproximadamente la carga "H" que se debe tener en el vertedor de sifón para la capacidad de excedencias, se emplean como anteproyecto los coeficientes de pérdidas supuestos para esta estructura, que se definieron anteriormente.

Entrada	0.20 hv
Fricción	0.25 hv
Cambio de Dirección	1.56 hv $\left(\frac{R_E}{D} = 1.056\right)$
Salida	0.25 hv
	<u>2.26 hv</u>

hv = Carga de velocidad en la garganta del vertedor de sifón.

$$K_L = 2.26 \cdot C \cdot \frac{1}{\sqrt{K_L}} = \frac{1}{\sqrt{2.26}} = \frac{1}{1.5043} = 0.665$$

$$Q = 2.5 \times 1.35 \times 0.665 \times 4.4272 \sqrt{H} = 9.936 \sqrt{H}$$

Se tabulan los valores de Q para diferentes valores en H.

H	\sqrt{H}	Q = 9.936 H
1.5	1.225	12.17 < 13.7
2.0	1.414	14.05 > 13.7
1.9	1.378	13.69 = 13.7

El valor de la carga de trabajo H obtenida, nos servirá exclusivamente para el trazo geométrico del vertedor de sifón.

Una vez hecho el trazo geométrico, se determinan las pérdidas con mayor exactitud valuando el gasto; generalmente se llega a un gasto diferente al de proyecto. Para afinar el diseño se procederá a aumentar o reducir el valor de H, hasta que obtengamos el valor del gasto de proyecto. Para ello resulta conveniente desplazar verticalmente hasta abajo o hasta arriba, según convenga, todo el tramo comprendido entre la sección LD y HQ, con lo que las ordenadas de todos los puntos de este tramo del vertedor de sifón, variarán en una cantidad constante; esto es posible, debido a que la longitud del tramo vertical entre las secciones LD y HQ, que funciona como fuelle, se puede hacer variar de acuerdo a las necesidades de diseño.

El incremento de las ordenadas de todos los puntos contenidos en el tramo LD y HQ será igual al incremento requerido de la carga de trabajo H.

El valor del incremento en las ordenadas para nuestro caso fue de 34 cm, como podrá observarse más adelante. (Véase Fig.-21).

DISEÑO GEOMÉTRICO DEL VERTEDOR DE SIFÓN. En el presente diseño se emplearán las especificaciones adoptadas por este Depto. de Canales, parte de las cuales se mencionan en la obra "Diseño de Presas Pequeñas". (Véase Fig. 19).

Después de varios tanteos, se concluyó que las dimensio-

nes de la sección transversal rectangular, en el tramo uniforme del sifón, son:

$$B = 2.500 \text{ m} \quad D = 1.350 \text{ m}$$

Con base en estos valores y en las especificaciones mencionadas, se calcularán a continuación las coordenadas de todos los puntos que definen completamente la geometría del conducto del sifón.

Refiriéndose al plano N° 2104-C-1149:

Las coordenadas del punto O, son:

$$O, (0.0, 190.900) \text{ cm}$$

que corresponden a un radio $R_c = 190.900 \text{ cm}$ que se estima aceptable para lograr una entrada suave y reducir las pérdidas de carga y los volúmenes de concreto.

Las coordenadas del punto O₂, son:

$$O_2 (35.000, 299.000) \text{ cm}$$

Que corresponden a un radio de circunferencia de 35 cm que se estima aceptable para la entrada al conducto y a un ahogamiento de:

$$\frac{359 - 299 + 35}{359} \times 100\% = 26.46 \%$$

Las especificaciones exigen un ahogamiento igual o mayor que el 20%, por lo que 26.46% está dentro de lo especificado.

- (1) Usualmente, el labio inferior de la boca se pone abajo del nivel de la cresta, para evitar hasta donde sea posible, la entrada de cuerpos flotantes, por esa causa es necesario proveer de entradas de aire a la garganta del vertedor de sifón, precisamente al nivel en el cual se desea que la acción sifónica se suspenda. Si esto no se previera, el sifón continuaría trabajando hasta que el nivel de la superficie libre del agua, descubriera el labio inferior. (Véase Fig. 19).

Pueden tomarse dos clases de sifones como tipo, respecto a su forma de descargar, los que descargan libremente, los que tienen su descarga ahogada y dentro de estos los que al principiar la descarga ésta se encuentra libre y después se normaliza. El vertedor de sifón de nuestro ejemplo se encuentra entre los de este tipo. (Véase Fig. 20).

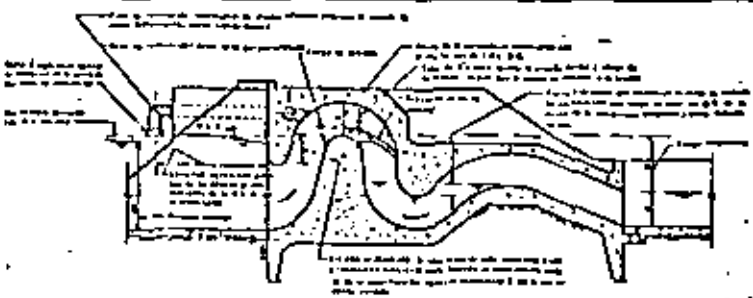


FIG 18 - VEEDOR DE SIFON DATOS DE DISEÑO

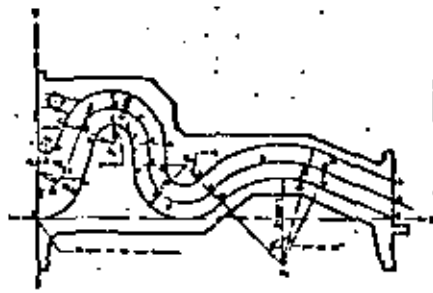
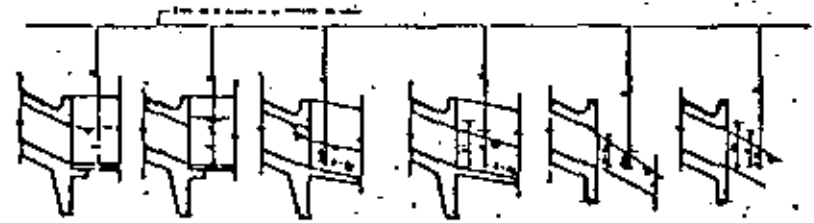


FIG 19 - GEOMETRIA DEL VERTICOR DE SIFON

ANCLAS EN CÉRCULO	
Ø	Ø 100
L	60 mm
E	20 mm
F	150 mm
G	50 mm

LONG DE LOS TRAMOS	
1-2	1.20 m
2-3	0.90 m
3-4	1.00 m
4-5	1.10 m
5-6	0.80 m
6-7	1.30 m
7-8	0.60 m
8-9	1.00 m
9-10	1.00 m
10-11	1.10 m
11-12	1.20 m
12-13	1.30 m
13-14	1.40 m
14-15	1.50 m
15-16	1.60 m
16-17	1.70 m
17-18	1.80 m
18-19	1.90 m
19-20	2.00 m

CANTIDAD DE SIFONES	
1	1
2	2
3	3
4	4
5	5
6	6
7	7
8	8
9	9
10	10
11	11
12	12
13	13
14	14
15	15
16	16
17	17
18	18
19	19
20	20



SALIDA LIBRE SALIDA AHOGADA TRANTE DE LA SALIDA TRANTE DE LA SALIDA TRANTE DE LA SALIDA TRANTE DE LA SALIDA
DESCARGA NORMAL DESCARGA RAPIDA

SALIDAS DE DESCARGA AHOGADA SALIDAS DE DESCARGA LIBRE

FIG 20 - CARGA DISPONIBLE DE LOS VEEDORES DE SIFON EN FUNCION DE LA SALIDA

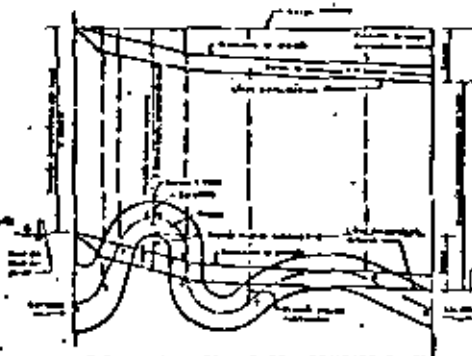



FIG 24 - FUNCIONAMIENTO HIDRAULICO EN EL VERTICOR DE SIFON

NOTAS:

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
 INSTITUTO NACIONAL DE INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS HIDRAULICOS
VEEDOR DE SIFON
CARACTERISTICAS HIDRAULICAS

Modelo			
Fecha			
Elaborado por			
Revisado por			
Escalado			

Por esta causa, es necesario proyectar las condiciones geométricas, del vertedor de sifón, de forma que se suponga - que descarga libremente, esto obliga a tener sello de agua a la salida para reducir el tiempo cebado.

La forma empleada en los sifones autocebantes con descarga libre es la de una "S" (); se notan perfectamente dos - curvas, una superior y otra inferior ligadas por una recta, la cual puede ser vertical o con una inclinación hacia dentro, el objeto de estas curvas es el siguiente:

Cuando el agua empieza a escurrir por la garganta, que es la parte más alta de la curva superior de la "S"; cae formando una cascada que choca contra la curva inferior, con lo cual se tiene un sello; al seguir escurriendo se llena la curva inferior formándose un cárcamo, que impide la entrada de aire por la rama de salida del sifón. En consecuencia se tienen sellos de agua en la entrada ya que el labio superior está más abajo que la superficie del agua, - entre la curva superior y la inferior y por último, en la rama inferior.

El agua al seguir escurriendo arrastra hacia afuera el aire encerrado entre sello y sello, y cuando todo el aire ha sido arrastrado, se tiene una presión menor que la atmosférica y como ya se dijo con anterioridad, el conducto se - llena totalmente y trabaja a plena descarga. La capacidad de descarga es fija, porque una carga adicional no aumenta apreciablemente la capacidad de descarga una vez que el - vertedor de sifón ha sido cebado.

- (2) A. H. Naylor en un libro "Siphon Spillways" 1935, obtiene que la mejor relación entre el radio al centro del conducto y la altura de la garganta debe ser: $\frac{R_c}{D} = 1.056$.

Encuentra esta relación, suponiendo que el vertedor de sifón trabaja al nivel del mar y teniéndose una presión absoluta en la garganta igual a 7.30 m.

En la mayor parte de los vertedores de sifón construidos - en la Secretaría de Recursos Hidráulicos, emplearon esta - relación, pero se puede tener valores de esta relación hasta de 2.5 (véase Fig. 18).

Las coordenadas del punto O_3 se determinan con base en la

altura del conducto, en la especificación que exige la relación $R_c/D = 1.056$, en una geometría adecuada de la transición de entrada y en la igualdad de elevaciones de la superficie del agua en el canal con tirante normal más la carga de cebado y la cresta de la garganta. Por todo esto:

La altura de la garganta es de 1.35 m, luego:

$$R_c = 1.056 \times 1.35; \quad R_c = 142.5 \text{ cm}$$

El radio de la cresta será:

$$R_c = 142.5 - \frac{135}{2} = 142.5 - 67.5; \quad R_c = 75 \text{ cm}$$

La elevación de la superficie del agua en el canal es 359 cm y el bordo libre para este caso es de 15 cm, por lo que la ordenada del punto O_3 es:

$$Y_{O_3} = 359 + 15 = 75; \quad Y_{O_3} = 299 \text{ cm}$$

La abscisa del punto O_3 se determina objetivamente observando la disposición de la transición para diversos valores. En esta forma se aceptó como conveniente una abscisa de $X_{O_3} = 300$ cm. Por lo cual las coordenadas de O_3 son: $O_3 (300, 299)$ cm.

Las coordenadas del punto O_4 se determinan con base en ordenada nula para el punto más bajo del conducto, y radio de la circunferencia interior igual al radio de la cresta.

Por tanto:

Radio de la circunferencia interior:

$$R_i = 75 \text{ cm}$$

Radio de la circunferencia exterior:

$$R_e = 75 + 135; \quad R_e = 210 \text{ cm}$$

Ordenada del punto O_4 :

$$Y_{O_4} = 210 \text{ cm}$$

Abscisa del punto O_4 :

$$X_{O_4} = 300 + 75 + 135 + 75; \quad X_{O_4} = 585 \text{ cm}$$

Por lo cual las coordenadas del punto O_4 son:

$$O_4 (585, 210) \text{ cm}$$

Las coordenadas del punto O_5 se determinan con base en un ángulo central, del conducto circular con centro en O_4 , de 135° , y -
 Je un cierre hidráulico, con respecto a la altura D del conducto, ma
 yor o igual al 18%, con un mínimo admisible de 10 cm.

Cierre hidráulico:

$$C_h = 0.18 \times 135 = 24.3 \text{ cm}$$

Se adopta el valor cerrado $C_h = 25 \text{ cm} > 10 \text{ cm}$

Ordenada del punto más elevado U de la superficie inferior del conducto en el tramo circular:

$$210 - 75 + 25 = 160 \text{ cm}$$

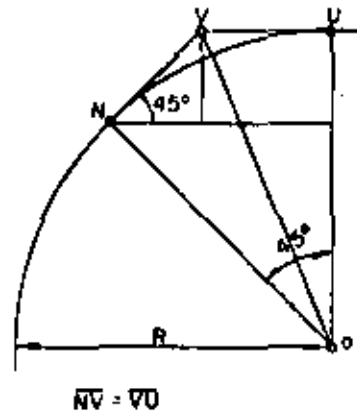
Ordenada del punto N :

$$Y_N = 210 - 210 \text{ sen } 45^\circ$$

$$= 210 - 210 \times 0.7071$$

$$= 210 - 148.5$$

$$Y_N = 61.5 \text{ cm}$$



Desnivel del punto más elevado U y el punto N :

$$160 - 61.5 = 98.5 \text{ cm}$$

Distancia $N-V$:

$$98.5 \text{ csc } 45^\circ = 98.5 \times 1.4141$$

$$= 139.3 \text{ cm}$$

Radio de la circunferencia:

$$R = 98.5 + 98.5 + 139.3 = 336.3 \text{ cm}$$

Con esto ya se pueden calcular las coordenadas del punto O_5

$$X_{O_5} = 585 + 210 \text{ cos } 45^\circ + 98.5 + 139.3 = 971.3 \text{ cm}$$

$$Y_{O_5} = 61.5 - 98.5 - 139.3 = -176.3$$

$$O_5 (971.3, -176.3) \text{ cm}$$

Las coordenadas de los puntos G y H son:

$$\begin{aligned}
 \text{Radizando} &= C_2^2(R_1 + R_2)^2 + C_1^4 - C_1^2(R_1 + R_2)^2 + C_2^2 - C_2^2 \dots \\
 &\quad \cdot (R_1 + R_2)^2 ; \\
 &= C_1^2 \left[C_1^2 - (R_1 + R_2)^2 + C_2^2 \right] \\
 &= C_1^2 \left[(C_1^2 + C_2^2) - (R_1 + R_2)^2 \right]
 \end{aligned}$$

Por último:

$$\text{Sen } \theta = \frac{1}{(C_1^2 + C_2^2)} \left[C_2(R_1 + R_2) \pm C_1 \sqrt{(C_1^2 + C_2^2) - (R_1 + R_2)^2} \right]$$

Si se llama:

$$C^2 = C_1^2 + C_2^2 \quad R_T = R_1 + R_2$$

entonces:

$$\text{sen } \theta = \frac{1}{C^2} \left(C_2 R_T \pm C_1 \sqrt{C^2 - R_T^2} \right)$$

COORDENADAS DE LOS PUNTOS DE DOS CIRCUNFERENCIAS QUE SON TANGENTES A DOS RECTAS.

Puntos A, B, C, J y K.

$$C_1 = (35 \bar{i} + 299 \bar{j}) \text{ cm}$$

$$\vec{C} = \vec{C}_2 - \vec{C}_1 = (265 \bar{i} + 0 \bar{j}) \text{ cm}$$

$$C_2 = (300 \bar{i} + 299 \bar{j}) \text{ cm}$$

$$C_1 = 265 \text{ cm}$$

$$C_2 = 0 \text{ cm}$$

$$R_1 = 35 \text{ cm}$$

$$C^2 = C_1^2 + C_2^2 = 265^2 + 0^2$$

$$R_2 = 210 \text{ cm}$$

$$C^2 = 70,225 \text{ cm}^2$$

$$R_T = 35 + 210$$

$$R_T = 245 \text{ cm}$$

$$R_T^2 = 60,025 \text{ cm}^2$$

$$\text{sen } \theta = \frac{1}{70,225} \left(265 \times \sqrt{70,225 - 60,025} \right)$$

$$\text{sen } \theta = \pm \frac{265 \times 100,995}{70,225} = \pm 0,38111$$

$$\theta_1 = 22^\circ 24' ; \text{sen } \theta_1 = 0,38111 \quad \text{cos } \theta_1 = 0,92453$$

$$\psi_2 = 22^\circ 24'; \quad \sin \theta_2 = -0.38111 \quad \cos \theta_2 = 0.92453$$

$$\vec{R}_{11} = 35 (0.92453 \vec{i} + 0.38111 \vec{j}) = (32.358 \vec{i} + 13.339 \vec{j}) \text{ cm}$$

$$\vec{R}_{12} = 35 (0.92453 \vec{i} - 0.38111 \vec{j}) = (32.358 \vec{i} - 13.339 \vec{j}) \text{ cm}$$

$$\vec{F}_{11} = (35 \vec{i} + 299 \vec{j}) + (32.358 \vec{i} + 13.339 \vec{j})$$

$$\vec{r}_{11} = (67.358 \vec{i} + 312.339 \vec{j}) \text{ cm}$$

$$\vec{F}_{12} = (35 \vec{i} + 299 \vec{j}) + (32.358 \vec{i} - 13.339 \vec{j})$$

$$\vec{r}_{12} = (67.358 \vec{i} + 285.661 \vec{j}) \text{ cm}$$

$$\vec{R}_{21} = 210 (-0.92453 \vec{i} - 0.38111 \vec{j}) = (-194.151 \vec{i} - 80.033 \vec{j}) \text{ cm}$$

$$\vec{R}_{22} = 210 (-0.92453 \vec{i} + 0.38111 \vec{j}) = (-194.151 \vec{i} + 80.033 \vec{j}) \text{ cm}$$

$$\vec{F}_{21} = (300 \vec{i} + 299 \vec{j}) + (-194.151 \vec{i} - 80.033 \vec{j})$$

$$\vec{r}_{21} = (105.849 \vec{i} + 218.967 \vec{j}) \text{ cm}$$

$$\vec{F}_{22} = (300 \vec{i} + 299 \vec{j}) + (-194.151 \vec{i} + 80.033 \vec{j})$$

$$\vec{r}_{22} = (105.849 \vec{i} + 379.033 \vec{j}) \text{ cm}$$

Las coordenadas de los puntos A, B y C son:

$$A (0.000, 299.000) \text{ cm}$$

$$B (67.358, 285.661) \text{ cm}$$

$$C (105.849, 379.033) \text{ cm}$$

$$\vec{C}_1 = (0 \vec{i} + 190.900 \vec{j}) \text{ cm}$$

$$\vec{C} = \vec{C}_2 - \vec{C}_1 = (300 \vec{i} + 108.100 \vec{j}) \text{ cm}$$

$$\vec{C}_2 = (300 \vec{i} + 299.000 \vec{j}) \text{ cm}$$

$$C_1 = 300 \text{ cm}$$

$$C_2 = 108.100 \text{ cm}$$

$$R_1 = 190.900 \text{ cm}$$

$$C^2 = C_1^2 + C_2^2 = 300^2 + 108.100^2$$

$$R_2 = 75 \text{ cm}$$

$$O^2 = 101,685.610 \text{ cm}^2$$

$$R_T = 265.900 \text{ cm}$$

$$C^2 - R_T^2 = 30,982.800 \text{ cm}^2$$

$$R_T^2 = 70,702.810 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sen } \theta = \frac{1}{101,685.610} (108,100 \times 265,900 \pm 300 \sqrt{30,982,800})$$

$$\text{Sen } \theta = \frac{1}{101,685.610} (28,743.790 \pm 52,805.795)$$

$$\text{Sen } \theta_1 = 0.80198 ; \quad \text{Sen } \theta_2 = 0.23663;$$

$$\theta_1 = 53^\circ 10' ; \quad \text{sen } \theta_1 = 0.80198; \quad \cos \theta_1 = 0.59735;$$

$$\theta_2 = 13^\circ 41' ; \quad \text{sen } \theta_2 = 0.23663 \quad \cos \theta_2 = 0.97160;$$

$$\bar{R}_{11} = 190.900 (0.59735 \bar{i} + 0.80198 \bar{j}) = (114.034 \bar{i} + 153.098 \bar{j}) \text{ cm}$$

$$\bar{R}_{12} = 190.900 (0.97160 \bar{i} - 0.23663 \bar{j}) = (185.478 \bar{i} - 45.173 \bar{j}) \text{ cm}$$

$$\bar{r}_{11} = (0 \bar{i} + 190.900 \bar{j}) + (114.034 \bar{i} + 153.098 \bar{j})$$

$$\bar{r}_{11} = (114.034 \bar{i} + 343.998 \bar{j}) \text{ cm}$$

$$\bar{r}_{12} = (0 \bar{i} + 190.900 \bar{j}) + (185.478 \bar{i} - 45.173 \bar{j})$$

$$\bar{r}_{12} = (185.478 \bar{i} + 145.727 \bar{j}) \text{ cm}$$

$$\bar{R}_{21} = 75 (-0.59735 \bar{i} - 0.80198 \bar{j}) = (-44.801 \bar{i} - 60.149 \bar{j}) \text{ cm}$$

$$\bar{R}_{22} = 75 (-0.97160 \bar{i} + 0.23663 \bar{j}) = (-72.870 \bar{i} + 17.747 \bar{j}) \text{ cm}$$

$$\bar{r}_{21} = (300 \bar{i} + 299 \bar{j}) + (-44.801 \bar{i} - 60.149 \bar{j})$$

$$\bar{r}_{21} = (255.199 \bar{i} + 238.851 \bar{j})$$

$$\bar{r}_{22} = (300 \bar{i} + 299 \bar{j}) + (-72.870 \bar{i} + 17.747 \bar{j})$$

$$\bar{r}_{22} = (227.130 \bar{i} + 316.747 \bar{j})$$

Las coordenadas de los puntos J y K son:

$$J (185.478, 145.727) \text{ cm}$$

$$K (227.130, 316.747) \text{ cm}$$

Las coordenadas de los puntos L, D, M, E, F, N y O.

Punto L :

$$X = 300 + 75 = 375 \text{ cm} \quad Y = 299 \text{ cm}$$

Punto D :

$$X = 375 + 135 = 510 \text{ cm} \quad Y = 299 \text{ cm}$$

Punto M :

O (1400, 0.000) cm

H (1400, 150) cm

Recopilando todos los datos anteriores, se tiene:

COORDENADAS DE LOS PUNTOS: O_1 , O_2 , O_3 , O_4 y O_5 .

O_1 (0.000, 190.90) cm

O_2 (35.000, 299.000) cm

O_3 (300.000, 299.000) cm

O_4 (585.000, 210.000) cm

O_5 (971.300, -176.300) cm

O (1400, 0.000) cm H (1400, 150) cm

Radio de las circunferencias con centro en:

O_1 :

$R_1 = 190.900$ cm

O_2 :

$R_1 = 35.000$ cm

O_3 :

$R_1 = 75.000$ cm

$R_2 = 210.000$ cm

O_4 :

$R_1 = 75.000$ cm

$R_2 = 210.000$ cm

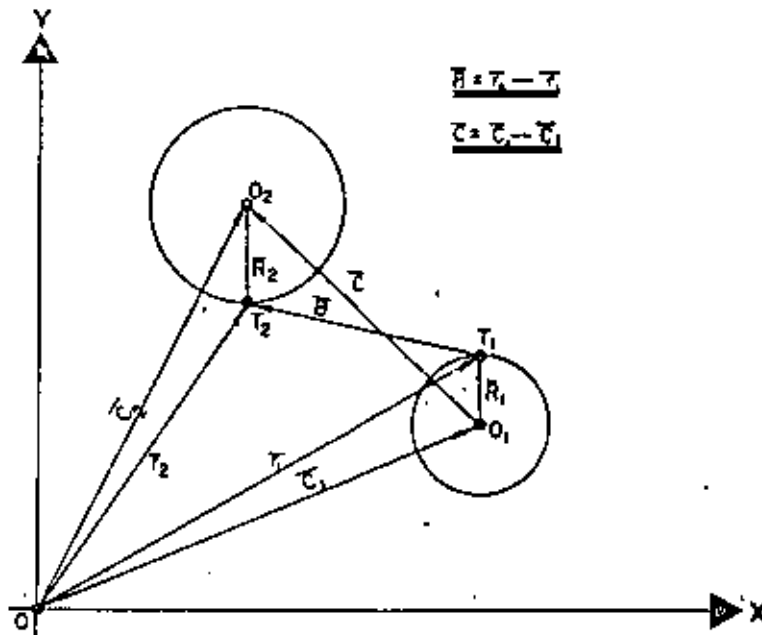
O_5 :

$R_1 = 336.300$ cm

$R_2 = 471.300$ cm

METODO VECTORIAL PARA EL CALCULO DE LAS COORDENADAS DE LOS
PUNTOS T_1 Y T_2 CONTENIDOS EN LA LINEA RECTA TANGENTE A DOS
CIRCUNFERENCIAS.

Datos: \bar{C}_1 , \bar{C}_2 , R_1 y R_2 .



Ecuación de la circunferencia con centro en O_1 y radio R_1 :

$$\underline{r}_1 = \underline{C}_1 + \underline{R}_1;$$

Ecuación de la circunferencia con centro en O_2 y radio R_2 :

$$\underline{r}_2 = \underline{C}_2 + \underline{R}_2;$$

Vectores \underline{R}_1 y \underline{R}_2 :

Como ambos vectores son perpendiculares al vector \underline{B} los dos vectores \underline{R}_1 y \underline{R}_2 son paralelos.

$$\therefore \underline{R}_1 = R_1 (\cos \theta \underline{i} + \text{sen } \theta \underline{j})$$

$$\underline{R}_2 = R_2 (\cos \theta \underline{i} + \text{sen } \theta \underline{j})$$

y además: $\underline{B} \cdot \underline{R}_1 = 0$

El valor de \underline{B} se puede obtener de la ecuación vectorial:

$$\underline{R}_1 + \underline{B} + \underline{R}_2 - \underline{C} = 0$$

$$\therefore \underline{B} = \underline{C} - \underline{R}_1 - \underline{R}_2$$

Por tanto: $(\vec{C} - \vec{R}_1 - \vec{R}_2) \cdot \vec{R}_1 = 0$

Si se llama $\vec{C} = (C_1 \vec{i} + C_2 \vec{j})$. . .

$$\left[(C_1 \vec{i} + C_2 \vec{j}) - R_1 (\cos \theta \vec{i} + \text{sen } \theta \vec{j}) - R_2 (\cos \theta \vec{i} + \text{sen } \theta \vec{j}) \right]$$

$$\cdot \left[R_1 (\cos \theta \vec{i} + \text{sen } \theta \vec{j}) \right] = 0 \quad \therefore$$

$$\left[(C_1 - (R_1 + R_2) \cos \theta) \vec{i} + (C_2 - (R_1 + R_2) \text{sen } \theta) \vec{j} \right]$$

$$\cdot \left[R_1 (\cos \theta \vec{i} + \text{sen } \theta \vec{j}) \right] = 0 ;$$

$$\therefore \left[C_1 - (R_1 + R_2) \cos \theta \right] R_1 \cos \theta + \left[C_2 - (R_1 + R_2) \text{sen } \theta \right]$$

$$\dots R_1 \text{sen } \theta = 0 ;$$

$$C_1 R_1 \cos \theta - (R_1 + R_2) R_1 \cos^2 \theta + C_2 R_1 \text{sen } \theta - (R_1 + R_2) \dots$$

$$\dots R_1 \text{sen}^2 \theta = 0 ;$$

$$(C_1 \cos \theta + C_2 \text{sen } \theta) R_1 = (R_1 + R_2) R_1 (\cos^2 \theta + \text{sen}^2 \theta)$$

finalmente $C_1 \cos \theta + C_2 \text{sen } \theta = R_1 + R_2$

pero como $\cos \theta = \sqrt{1 - \text{sen}^2 \theta}$

$$\therefore C_1 \sqrt{1 - \text{sen}^2 \theta} + C_2 \text{sen } \theta = R_1 + R_2$$

$$\left[\sqrt{1 - \text{sen}^2 \theta} \right]^2 = \left[\frac{(R_1 + R_2) - C_2 \text{sen } \theta}{C_1} \right]^2$$

$$1 - \text{sen}^2 \theta = \left(\frac{R_1 + R_2}{C_1} \right)^2 - 2 \left[\frac{C_2 (R_1 + R_2) \text{sen } \theta}{C_1^2} \right] + \frac{C_2^2}{C_1^2} \text{sen}^2 \theta ;$$

$$\frac{C_1^2 + C_2^2}{C_1^2} \text{sen}^2 \theta - 2 \left[\frac{C_2 (R_1 + R_2)}{C_1^2} \right] \text{sen } \theta + \left[\frac{(R_1 + R_2)^2 - C_1^2}{C_1^2} \right] = 0 ;$$

$$\text{sen}^2 \theta - 2 \left[\frac{C_2 (R_1 + R_2)}{C_1^2 + C_2^2} \right] \text{sen } \theta - \left[\frac{C_1^2 - (R_1 + R_2)^2}{(C_1^2 + C_2^2)} \right] = 0 ;$$

$$\text{sen } \theta = \left[\frac{C_2 (R_1 + R_2)}{C_1^2 + C_2^2} \right] + \sqrt{\left[\frac{C_2 (R_1 + R_2)}{C_1^2 + C_2^2} \right]^2 + \left[\frac{C_1^2 - (R_1 + R_2)^2}{C_1^2 + C_2^2} \right]}$$

$$\text{sen } \theta = \frac{1}{(C_1^2 + C_2^2)^2} \left[C_2 (R_1 + R_2) \pm \sqrt{C_2^2 (R_1 + R_2)^2 + (C_1^2 + C_2^2) \dots} \right]$$

$$\dots \left[C_1^2 - (R_1 + R_2)^2 \right]$$

$$X = 375 \text{ cm}$$

$$Y = 210 \text{ cm}$$

Punto E :

$$X = 510 \text{ cm}$$

$$Y = 210 \text{ cm}$$

Punto F :

$$X = 585 + 75 \times 0.70711 = 585 + 53.033 = X = 638.033 \text{ cm}$$

$$Y = 210 - 75 \times 0.70711 = 210 - 53.033 = Y = 156.967 \text{ cm}$$

Punto N :

$$X = 585 + 210 \times 0.70711 = 585 + 148.493 = X = 733.493 \text{ cm}$$

$$Y = 210 - 210 \times 0.70711 = 210 - 148.493 = Y = 61.507 \text{ cm}$$

$$L (375, 299)$$

$$D (510, 299)$$

$$M (375, 210)$$

$$E (510, 210)$$

$$F (638.033, 156.967)$$

$$N (733.493, 61.507)$$

$$\text{Sen } \theta_1 = \frac{1}{C^2} \left(C_2 R_1 \pm C_1 \sqrt{C^2 - R_1^2} \right)$$

$$\vec{C}_1 = (971.300 \vec{i} - 176.300 \vec{j}) \text{ cm}$$

$$\vec{r}_1 = \vec{C}_1 + \vec{R}_1$$

$$\vec{C}_2 = (1400 \vec{i} + 0 \vec{j}) \text{ cm}$$

$$\vec{r}_2 = \vec{C}_2 + \vec{R}_2$$

$$\vec{C} = (428.700 \vec{i} + 176.300 \vec{j})$$

$$C_1 = 428.700 \text{ cm}$$

$$C_2 = 176.300 \text{ cm}$$

$$C^2 = 428.700^2 + 176.300^2 = 214,865.380 \text{ cm}^2$$

$$R_1 = 336.300 \text{ cm}$$

$$R_1^2 = 113,097.690 \text{ cm}^2$$

$$R_2 = 0$$

$$R_r = R_1$$

$$\frac{C^2 - R_1^2}{2} = \frac{214,865.380 - 113,097.690}{2} = 101,767.690 \text{ cm}^2$$

$$\sqrt{C^2 - R_1^2} = 319.010 \text{ cm}$$

$$\text{Sen } \theta_1 = \frac{1}{214.865.380} (176.300 \times 336.300 \pm 428.700 \times 319.010)$$

$$\text{Sen } \theta_1 = \frac{1}{214.865.380} (59,289.690 \pm 136,759.587)$$

$$\text{Sen } \theta_{11} = 0.91242$$

$$\theta_{11} = 65^\circ 51'$$

$$\cos \theta_{11} = 0.40925$$

$$\text{Sen } \theta_{12} = -0.36055$$

$$\theta_{12} = -21^\circ 08'$$

$$\cos \theta_{12} = 0.93274$$

$$r_{11} = 336.300 (0.40925 \bar{i} + 0.91242 \bar{j}) = (137.631 \bar{i} + 306.847 \bar{j})$$

$$r_{12} = 336.300 (0.93274 \bar{i} - 0.36055 \bar{j}) = (313.680 \bar{i} - 121.253 \bar{j})$$

$$r_{11} = (971.300 \bar{i} - 176.300 \bar{j}) + (137.631 \bar{i} + 306.847 \bar{j})$$

$$r_{12} = (1,108.931 \bar{i} + 130.547 \bar{j}) \text{ cm}$$

$$r_{12} = (971.300 \bar{i} - 176.300 \bar{j}) + (313.680 \bar{i} - 121.253 \bar{j})$$

$$r_{12} = (1,284.980 \bar{i} - 297.553 \bar{j}) \text{ cm}$$

Las coordenadas de P son:

$$P (1,108.931, 130.547) \text{ cm}$$

Del punto C:

$$\bar{c}_1 = (971.300 \bar{i} - 176.300 \bar{j}) \text{ cm}$$

$$\bar{c}_2 = (1400 \bar{i} + 150 \bar{j}) \text{ cm}$$

$$\bar{c} = (428.700 \bar{i} + 326.300 \bar{j}) \text{ cm}$$

$$c_1 = 428.700 \text{ cm} \quad c_2 = 326.300 \text{ cm}$$

$$c^2 = 428.700^2 + 326.300^2 = 290,255.380 \text{ cm}^2$$

$$r_1 = 471.300 \text{ cm} \quad r_1^2 = 222,123.690 \text{ cm}^2 \quad r_2 = 0$$

$$c^2 - r_1^2 = 290,255.380 - 222,123.690 = 68,131.687 \text{ cm}^2;$$

$$\sqrt{c^2 - r_1^2} = 261.020$$

$$\text{Sen } \theta_1 = \frac{1}{290,255.380} (326.300 \times 471.300 \pm 428.700 \times 261.02)$$

$$\text{Sen } \theta_1 = \frac{1}{290,255.38} (153,785.190 \pm 111,899.274)$$

$$\text{Sen } \theta_{11} = 0.915341 \quad \theta_{11} = 66^\circ 15'; \quad \cos \theta_{11} = 0.40269$$

$$\text{Sen } \theta_{12} = 0.144301 \quad \theta_{12} = 8^\circ 18'; \quad \cos \theta_{12} = 0.98953$$

$$r_{11} = 471.300 (0.40269 \bar{i} + 0.91534 \bar{j}) = (189,788 \bar{i} + 431,400 \bar{j})$$

$$r_{12} = 471.300 (0.98953 \bar{i} + 0.14430 \bar{j}) = (466,365 \bar{i} + 68,099 \bar{j})$$

$$r_{11} = (971.300 \bar{i} - 176.300 \bar{j}) + (189,788 \bar{i} + 431,400 \bar{j})$$

$$r_{12} = (971.300 \bar{i} - 176.300 \bar{j}) + (466,365 \bar{i} + 68,099 \bar{j})$$

$$r_{11} = (1,161,088 \bar{i} + 255,100 \bar{j}) \text{ cm}$$

$$r_{12} = (1,437,665 \bar{i} - 108,291 \bar{j}) \text{ cm}$$

Las coordenadas del punto G son:

$$G (1161.088, 255.100) \text{ cm}$$

Angulo que forma la línea $\overline{O_3 - P}$ con la vertical.

$$O_3 (971.300, -176.300) \text{ cm}$$

$$P (1,108.931, 130.547) \text{ cm}$$

$$\tan \theta_1 = \frac{1,108.931 - 971.300}{176.300 - 130.547} = 0.448532$$

$$\tan \theta_1 = 0.448532,$$

$$\theta_1 = 24^\circ 09' = 27.5''$$

Angulo que forma la línea $\overline{O_3 - C}$ con la horizontal

$$O_3 (300, 299) \text{ cm}$$

$$C (105.849, 379.033) \text{ cm}$$

$$\tan \theta_2 = \frac{379.033 - 299.000}{300.000 - 105.849} = 0.41222$$

$$\tan \theta_2 = 0.41222$$

$$\theta_2 = 22^\circ 24' 08.8''$$

(Véase Fig. 21)

LONGITUDES PARCIALES EN EL EJE DEL VERTEDOR DE SIPON.

(Véase Fig. 21).

TRAMO 1-2

Radio de la circunferencia al eje.

$$R_C = 120 \text{ cm}$$

Angulo central

$$\alpha = 66^\circ 45' = 66.75^\circ$$

$$\alpha \text{ en Radianes} = 66.75 \times \frac{1.1416}{180} = 1.165$$

Longitud del tramo 1-2

$$L_{1-2} = R \times \text{radianes} = 120 \times 1.165 = 139.8 \text{ cm}$$

TRAMO 2-3

Punto medio entre J y A' (Punto 2)

$$J (185.478, 145.727) \text{ cm}$$

$$A' (35.000, 264.000) \text{ cm}$$

$$X_2 = \frac{1}{2} (185.478 + 35.00) = 110.239 \text{ cm}$$

$$Y_2 = \frac{1}{2} (145.727 + 264.00) = 204.8635 \text{ cm}$$

$$2 (110.239, 204.8635) \text{ cm}$$

Punto medio entre C y X (Punto 3).

$$C (105.849, 379.033) \text{ cm}$$

$$X (227.130, 316.747) \text{ cm}$$

$$X_3 = \frac{1}{2} (105.849 + 227.130) = 166.490 \text{ cm}$$

$$Y_3 = \frac{1}{2} (379.033 + 316.747) = 347.89 \text{ cm}$$

$$3 (166.49, 347.89) \text{ cm}$$

Longitud del tramo 2-3

$$L_{2-3} = \sqrt{3164.175 + 20456.437} = 153.69 \text{ cm}$$

TRAMO 3-5

Radio de la circunferencia al eje:

$$R_C = 75 + \frac{135}{2} = 142.5 \text{ cm}$$

Angulo central $\beta = 157^\circ 35' 51.2'' = 157.597^\circ$

$$\beta \text{ en Radianes} = 157.597 \times \frac{3.1416}{360} = 2.750592$$

Longitud del tramo:

$$L_{3-5} = 142.5 \times 2.750592 = 391.959 \text{ cm}$$

Pero $\beta = \beta + \gamma$

$$\gamma \text{ en Radianes} = 90 \times \frac{3.1416}{180} = 1.5708$$

$$L_{4-5} = 1.5708 \times 142.5 = 223.839$$

$$L_{3-4} = L_{3-5} - L_{4-5} = 391.959 - 223.839 = 168.12 \text{ cm}$$

TRAMO 5-6 $L_{5-6} = 299 - 210 = 89 \text{ cm}$

TRAMO 6-7

Radio de la circunferencia al eje:

$$R_C = 142.5 \text{ cm}$$

Angulo central $\delta = 135^\circ$

$$\delta \text{ en Radianes} = 135 \times \frac{3.1416}{180} = 2.3562$$

Longitud del tramo:

$$L_{6-7} = 2.3562 \times 142.5 = 335.7585 \text{ cm} = 335.76 \text{ cm}$$

TRAMO 7-8

Radio de la circunferencia al eje:

$$R_C = 336.30 + 67.50 = 403.8 \text{ cm}$$

Angulo central θ .

$$\theta = 45^\circ + \theta_1 = 45^\circ + 24^\circ 07' 27.5''$$

$$\theta = 69^\circ 09' 27.5'' = 69.1576^\circ$$

$$\theta \text{ en Radianes} = 69.1576 \times \frac{3.1416}{180} = 1.20703$$

Longitud del tramo:

$$L_{7-8} = 403.8 \times 1.20703 = 487.3975 \text{ cm} = 487.4 \text{ cm}$$

TRAMO 8-9

Coordenadas del punto 9.

$$X_9 = \frac{1}{2} (1400 + 1400) = 1400 \text{ cm}$$

$$Y_9 = \frac{1}{2} (0 + 150) = 75 \text{ cm}$$

$$9 (1400, 75) \text{ cm}$$

Coordenadas del punto 8

$$X_8 = \frac{1}{2} (1108.931 + 1161.088) = 1135.01 \text{ cm}$$

$$Y_8 = \frac{1}{2} (130.547 + 255.1) = 192.824 \text{ cm}$$

$$8 (1135.01, 192.824) \text{ cm}$$

Distancia entre los puntos 8 y 9

$$L_{8-9} = \sqrt{(1400 - 1135.01)^2 + (192.824 - 75)^2} = 290.00 \text{ cm}$$

CALCULO HIDRAULICO DEFINITIVO EN EL VERTEDOR DEL SIFON.

DETERMINACION DE LAS PERDIDAS DE CARGA.

ENTRADA. La pérdida por entrada, es motivada por la contracción de la vena líquida y la fricción de los filetes de agua cuando se diri-

gen a la esboadura.

En el "Manual de Hidráulica" de Horace Williams King, página 172, se da un valor del coeficiente de pérdida, para entrada ligeramente redondeada, igual a 0.21.

Para simplificar los cálculos, se recomienda poner los coeficientes de pérdidas individuales, en función de la carga de velocidad en la garganta del vertedor del sifón. Para esto, calcularemos las relaciones entre cargas de velocidad.

$$\text{Como } Q = A_g V_g = A_x V_x \text{ por lo tanto } V_x = \left(\frac{A_g}{A_x} \right) V_g$$

$$A_g^2 V_g^2 = A_x^2 V_x^2 \text{ y } \frac{A_g^2 V_g^2}{2g} = \frac{A_x^2 V_x^2}{2g}$$

$$\text{entonces: } \frac{V_x^2}{2g} = \left(\frac{A_g}{A_x} \right)^2 \frac{V_g^2}{2g}$$

Para nuestro caso:

$$\text{Area de la garganta} = A_g = 2.5 \times 1.35 = 3.375 \text{ m}^2$$

$$\text{Area de la entrada} = A_e = 2.5 \times 2.64 = 6.60 \text{ m}^2$$

$$h_e = K_e \frac{V_e^2}{2g} = K_e \left(\frac{A_g}{A_e} \right)^2 \frac{V_g^2}{2g}$$

$$\left(\frac{A_g}{A_e} \right)^2 = \left(\frac{3.375}{6.6} \right)^2 = (0.511)^2 = 0.2611$$

$$h_e = 0.21 \times 0.2611 \frac{V_g^2}{2g} = 0.06 \frac{V_g^2}{2g}$$

CAMBIO DE SECCION EN LA ENTRADA. La pérdida de carga por cambio de sección, es debida a los choques y remolinos que se producen en el cambio y que obligan a que, parte de la energía, se transforme en calor; las pérdidas, por este concepto, disminuyen si la sección varía de manera gradual. Creager da la siguiente fórmula para la pérdida de carga:

$$h = K \frac{V^2}{2g}$$

el valor de K está dado en función de la relación entre áreas.

$\frac{A_1}{A_2}$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1
K	0.38	0.35	0.32	0.28	0.24	0.20	0.15	0.08	0.04	0

$$A_g = 3.375 \text{ m}^2$$

$$P_g = 2(2.5 + 1.35) = 7.70 \text{ m} \quad R_g = \frac{A_g}{P_g} = \frac{3.375}{7.7} = 0.438 \text{ m}$$

Radio medio:

$$R_m = \frac{0.642 + 0.438}{2} = 0.54 \text{ m}$$

Velocidad media:

$$V_m = \frac{V_e + V_g}{2} = \frac{0.511 V_g + V_g}{2} = 0.756 V_g$$

$$h = \left(\frac{V_m}{R} \frac{n}{2/3} \right)^2 \quad L = \frac{V_m^2 n^2}{R_m^{4/3}} L = \frac{0.756^2 V_g^2}{R_m^{4/3}} n^2 L$$

$$h = K_f \frac{V_g^2}{2g}$$

Iguando estas dos ecuaciones queda:

$$\frac{0.756^2 V_g^2 n^2}{R^{4/3}} L = K_f \frac{V_g^2}{2g} \quad \text{por lo tanto:}$$

$$K_f = \frac{0.756^2 \times 2g \times n^2}{R_m^{4/3}} L$$

$$K_f = \frac{0.756^2 \times 19.6 \times 0.15^2}{0.54^{4/3}} \times 2.935 = \frac{0.00741}{0.4395} = 0.017$$

2. El segundo en la longitud de sección constante, teniendo una longitud igual a 15.94 m (168.12 + 223.84 + 89 + 335.76 + 487.4 + 2.90) (véase fig. 21).

$$K_f = \frac{2g n^2 L}{R_g^{4/3}} = \frac{19.6 \times 0.015^2}{0.438^{4/3}} \times L$$

$$K_f = \frac{0.00441}{0.3329} L = 0.01324 L$$

$$K_f = 0.01324 \times 15.941 = 0.211$$

CAMBIO DE DIRECCION. No se han realizado hasta ahora, un número de experimentos suficientes para deducir una fórmula adecuada que dé con bastante aproximación la pérdida de carga por cambio de dirección. Weisbach da la siguiente:

$$h = \left(\frac{\alpha c}{90} \right) \frac{V^2}{2g} = K \frac{V^2}{2g}$$

En nuestro caso se tiene un cambio de sección en la entrada del vertedor de sifón.

$$\frac{A_1}{A_2} = \frac{A_g}{A_c} = \frac{3.375}{6.6} = 0.511$$

Usando la tabla anterior $K = 0.24$

$$h_{ca} = 0.24 \frac{V_g^2}{2g}$$

FRICCIÓN.

Existen numerosas fórmulas para valorarse, la más usada en la Secretaría de Recursos Hidráulicos es la de Roberto Manning:

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

de la que se despeja S,

$$S = \left(\frac{Vn}{R^{2/3}} \right)^2$$

Como la pendiente S es igual a $\frac{h}{L}$

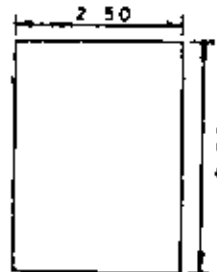
$$\frac{h}{L} = \left(\frac{Vn}{R^{2/3}} \right)^2 \quad \text{por lo tanto} \quad h = \left(\frac{Vn}{R^{2/3}} \right)^2 L$$

Encontraremos los coeficientes en dos tramos:

1. El primer en la longitud de sección variable (véase - fig. 21)

$$\text{Longitud} = 139.80 + 153.69 = 293.49 \text{ cm} = 2.94 \text{ m}$$

PROPIEDADES HIDRAULICAS EN LA ENTRADA



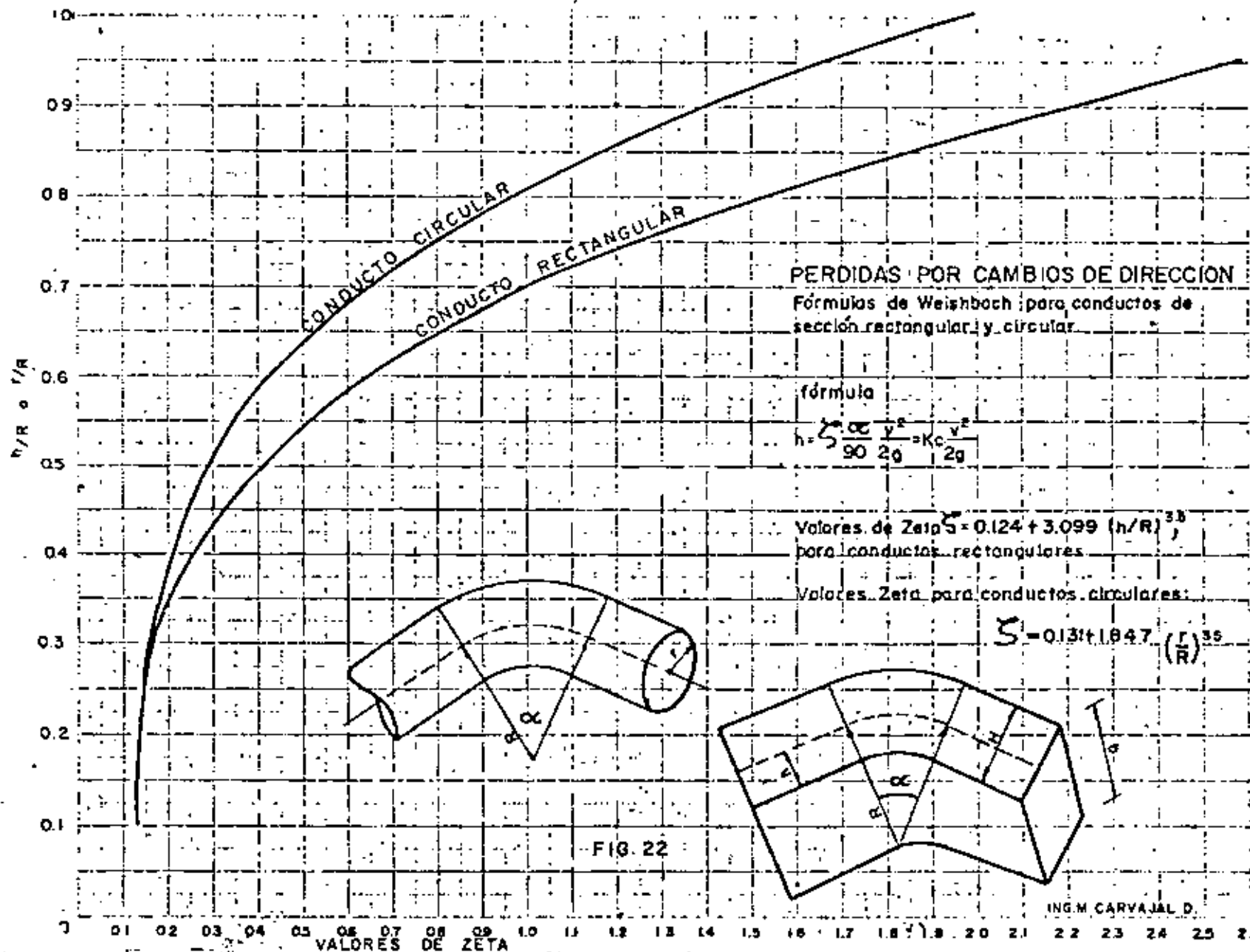
$$A_c = 2.50 \times 2.64 = 6.60 \text{ m}^2$$

$$P_c = 2(2.50 + 2.64) = 10.28 \text{ m}$$

$$R_c = \frac{A_c}{P_c} = \frac{6.6}{10.28} = 0.642 \text{ m}$$

$$V_c = \left(\frac{A_g}{A_c} \right) V_g = \frac{3.375}{6.6} V_g = 0.511 V_g$$

En la garganta:



$$4.068 = C \sqrt{19.6 \times 2.24} \quad \text{por lo tanto}$$

$$C = \frac{4.068}{\sqrt{19.6 \times 2.24}} = \frac{4.068}{\sqrt{43.904}} = \frac{4.068}{6.626} = 0.6139$$

$$\underline{C = 0.61}$$

Aplicando el Teorema de Bernoulli entre la salida del vertedor y la salida de la transición (véase plano 2104-C-1149).

$$d_1 + hv_1^2 = d_2 + \frac{v_2^2}{2g} + 0.2 \frac{v_1^2 - v_2^2}{2g}$$

$$d_1 + hv_1^2 = 1.50 + 0.844 \times 0.81 = 1.5 + 0.683 = 2.183 \text{ m}$$

suponiendo $d = 2.02 \text{ m}$

$$A_2 = bd + \frac{d^2}{2} = 6 \times 2.02 + \frac{2.02^2}{2} = 12.12 + 4.08 = 16.2 \text{ m}^2$$

$$v_2 = \frac{Q}{A_2} = \frac{13.73}{16.2} = 0.8475 \text{ m/seg}$$

$$h_{v2} = \frac{0.7182}{19.6} = 0.03664 \text{ m}$$

$$0.2 (0.683 - 0.036) = 0.1294 \text{ m}$$

$$d_3 + hv_2 + 0.2 (hv_1 - hv_2) = 2.02 + 0.03664 + 0.1294 = 2.186$$

$$\underline{2.183 \approx 2.186}$$

Calcularemos la pendiente en el canal para asegurar el tirante de $d_2 = 2.02 \text{ m}$

$$P_2 = b + 2d \sqrt{1 + m^2} = 6 + 2 \times 2.02 \times 1.4142 = 6 + 5.713 = 11.713$$

$$R = A_2 / P_2 = 16.2 / 11.713 = 1.383 \text{ m} \quad R^{2/3} = 1.241$$

$$S_1 = \frac{v_n^2}{R^{2/3}} = \left(\frac{0.8475 \times 0.033}{1.241} \right)^2 + (0.0239)^2 = 0.00057$$

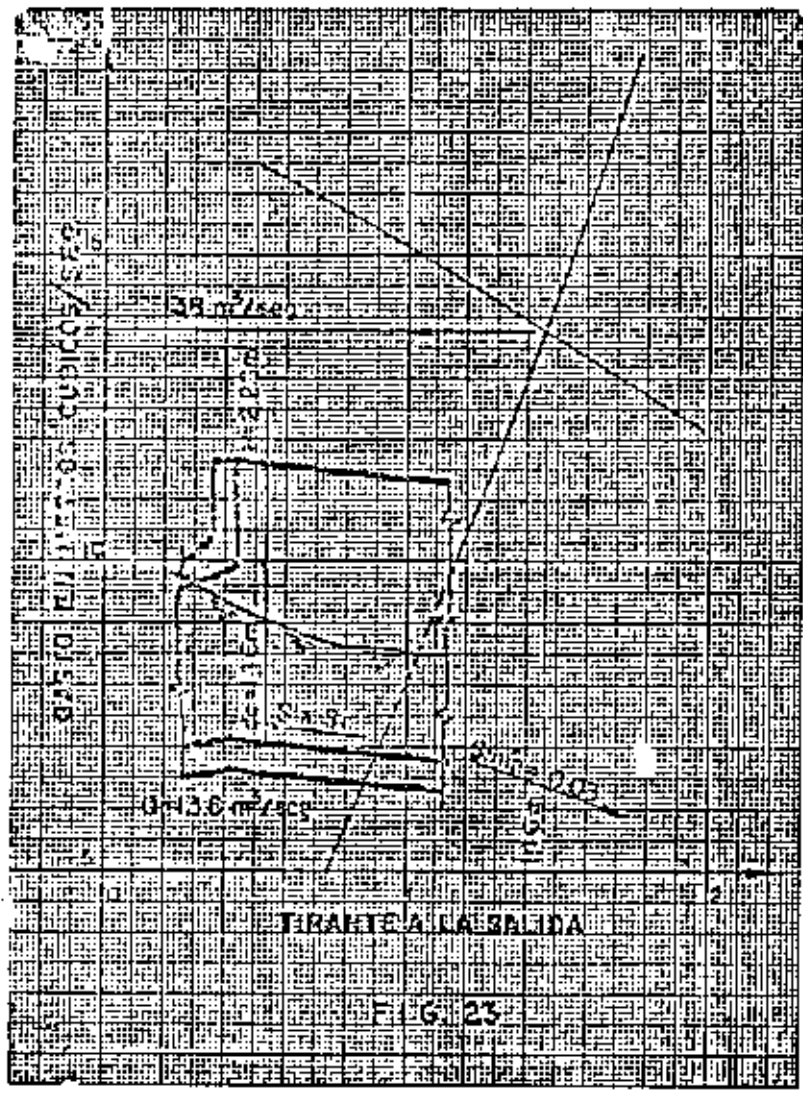
Si la salida del vertedor de sifón, estuviera con una pendiente igual o mayor que la crítica se tendría un aumento de gasto.

Se traza la curva siguiente dando valores a los gastos de salida y encontrando el tirante crítico. $dc = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$ y la otra suponiendo el tirante de salida y encontrando el gasto $V = \sqrt{\frac{H \times 2.2g}{K_L}}$
 $Q = A.V.$

El punto de intersección de las dos curvas nos fijará el gas

to y el tirante de salida del agua.

Se dibujan las dos curvas en la figura 23, en donde las abscisas nos representan los tirantes en la salida y las ordenadas los gastos.



Para dar por bueno el valor del gasto es necesario ver si el agua circula por la garganta del vertedor de sifón, para esto aplicamos la ecuación de D. Bernoulli.

$$h_A + \frac{v_A^2}{2g} + \frac{P_A}{\gamma} = hg + \frac{v_g^2}{2g} + \frac{P_g}{\gamma} + \Sigma h_{A-B}$$

El plano de comparación pasa por A.

$$\frac{P_A}{\gamma} = hg + \frac{v_g^2}{2g} + \frac{P_g}{\gamma} + \Sigma h_{A-B} \quad (\text{ver figura 24})$$

La carga de velocidad en la garganta es:

$$\frac{v_g^2}{2g} = \frac{4.068^2}{19.6} = \frac{16.5486}{19.6} = 0.844 \text{ m}$$

Sustituyendo valores:

$$\frac{P_A}{\gamma} = 0.675 + 0.844 + \frac{P_g}{\gamma} + 0.287 \text{ m}$$

$$\text{Las pérdidas son: } 0.06 \frac{v_g^2}{2g} + 0.24 \frac{v_g^2}{2g} + 0.017 \frac{v_g^2}{2g}$$

$$0.01324 \frac{v_g^2}{2g} = 0.34 \frac{v_g^2}{2g} = 0.34 \times 0.844 = 0.287 \text{ m}$$

$$\frac{P_A}{\gamma} = 1.806 + \frac{P_g}{\gamma} \quad \text{por lo tanto} \quad \frac{P_g}{\gamma} = \frac{P_A}{\gamma} - 1.806$$

P_A = Presión atmosférica del lugar.

Se tendrán casos en que se conozca la presión atmosférica, puede ser que se tenga la altitud del lugar; para este caso se aplicó la fórmula aproximada:

$$\text{Log } B = \text{log } 760 - \frac{Z}{18400}$$

en la que:

Z = Altitud del lugar.

B = Presión atmosférica en milímetros de altura de Mercurio o la representación gráfica que aparece en la figura 25.

Se puede tener el caso en que no se tengan datos para esto, se puede tomar la presión atmosférica de algún sitio cercano a la localización.

en donde:

h' = Altura de la sección entre 2

α = Angulo del cambio de dirección

ζ = Coeficiente cuyo valor para conductos de sección rectangular es:

$$\zeta = 0.124 + 3.099 (h/R)^{3.5}$$

(véase figura 22)

Existen varios cambios de dirección que hemos denominado como $\alpha, \beta, \delta, \theta$, (véase fig. 21); encontraremos los valores de los coeficientes de pérdidas (K_{CD}) para cada uno de estos ángulos.

Entrando con el argumento $\frac{h'}{R}$ en la gráfica respectiva encontramos el valor de Zeta (ζ)

$$\alpha = 66^\circ 45'$$

$$\frac{h'}{R} = \frac{1.32}{1.20} = 1.1$$

$$\zeta = 0.72 \frac{\alpha}{90} = \frac{66.75}{90} = 0.741$$

$$K_{CD} = 0.72 \times 0.741 = 0.533$$

$$h = 0.533 \frac{V_m^2}{2g}$$

$$\text{Pero } V_m = 0.756 Vg$$

$$\frac{V_m^2}{2g} = \frac{0.756^2 Vg^2}{2g} = 0.5715 \frac{Vg^2}{2g}$$

$$h_{\alpha} = \frac{0.533 \times 0.5715}{K_{CD}} \frac{Vg^2}{2g} = 0.304 \frac{Vg^2}{2g}$$

$$\beta = 67^\circ 35' 51.2''$$

$$\frac{h'}{R} = \frac{0.675}{1.425} = 0.4736 ; \zeta = 0.36$$

$$\zeta = 0.36 ; \frac{\beta}{90} = \frac{67.597}{90} = 0.750$$

$$K_{CD} = 0.36 \times 0.75 = 0.27$$

$$h_{\beta} = 0.27 \frac{Vg^2}{2g}$$

$$\delta = 90^\circ$$

$$\frac{h'}{R} = 0.4736 ; \zeta = 0.36 ; \frac{\delta}{90} = \frac{90}{90} = 1 \quad K_{CD} = 0.36$$

$$h_{\delta} = 0.36 \frac{Vg^2}{2g}$$

$$\theta = 135^\circ$$

$$\frac{h}{R} = 0.4736; \quad \frac{e}{r} = 0.36; \quad \frac{d}{90} = \frac{135}{90} = 1.5$$

$$K_{co} = 0.36 \times 1.5 = 0.54$$

$$h_{co} = 0.54 \frac{V_0^2}{2g}$$

$$\theta = 69^\circ 09' 27.5''$$

$$\frac{h}{R} = \frac{67.5}{403.8} = 0.1671; \quad \frac{e}{r} = 0.13; \quad \frac{d}{90} = \frac{69.157}{90} = 0.768$$

$$K_{co} = 0.13 \times 0.768 = 0.0998 = 0.10$$

$$h_{co} = 0.1 \frac{V_0^2}{2g}$$

$$\Sigma K_{co} = (0.304 + 0.27 + 0.36 + 0.54 + 0.1) = 1.574$$

$$\Sigma h = 1.574 \frac{V_0^2}{2g}$$

SALIDA. La pérdida de carga a la salida se puede valuar con la fórmula de Borda.

$$h = \frac{(V_1 - V_2)^2}{2g}$$

que para el caso presente se obligó a que fuera igual a cero, ya que el funcionamiento hidráulico aguas abajo se diseñó para que precisamente se cumpliera.

$$V_1 = V_2$$

TRANSICION EN LA SALIDA.

Se valúan de la manera siguiente:

Transición con salida divergente:

$$h = 0.2 \left(\frac{V_0^2}{2g} - \frac{V_s^2}{2g} \right)$$

Transición con salida convergente.

$$h = 0.1 \left(\frac{V_s^2}{2g} - \frac{V_0^2}{2g} \right)$$

En nuestro caso no las hay

CARGA DE VELOCIDAD.

$$h_v = \frac{v_e^2}{2g} = \left(\frac{A_g}{A_e} \right)^2 \frac{v_g^2}{2g} = \left(\frac{2.5 \times 1.35}{2.5 \times 1.5} \right)^2 \frac{v_g^2}{2g}$$

$$h_v = \left(\frac{3.375}{3.75} \right)^2 \frac{v_g^2}{2g} = 0.81 \frac{v_g^2}{2g}$$

Con anterioridad se aplicó el Teorema de Bernoulli entre la entrada y salida y se obtuvo que: (véase fig. 17)

$$H = \sum H_e - s + \frac{v_g^2 - v_e^2}{2g}$$

$$\frac{v_s^2}{2g} - \frac{v_e^2}{2g} = \frac{0.81 v_g^2}{2g} - 0.26 \frac{v_g^2}{2g} = 0.55 \frac{v_g^2}{2g}$$

$$H = K_e \frac{v_g^2}{2g} + K_{cs} \frac{v_g^2}{2g} + K_f \frac{v_g^2}{2g} + K_{cd} \frac{v_g^2}{2g} + 0.55 \frac{v_g^2}{2g}$$

$$H = \frac{v_g^2}{2g} (K_e + K_{cs} + K_f + K_{cd} + 0.55)$$

$$H = \frac{v_g^2}{2g} (0.06 + 0.24 + 0.017 + 0.211 + 1.574 + 0.55)$$

$$H = 2.652 \frac{v_g^2}{2g}$$

Sabemos que la carga de operación H del vertedor de sifón es igual a:

$$2.24 = (3.74 - 1.50)$$

$$2.24 = 2.652 \frac{v_g^2}{2g} \quad \text{despejando a } v_g$$

$$v_g = \sqrt{\frac{2.24 \times 19.6}{2.652}} = \sqrt{16.555} = 4.068 \text{ m/seg}$$

$$Q = AV = 3.375 \times 4.068 = 13.729 \approx 13.70 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$q = \frac{Q}{b} = \frac{13.71}{2.5} = 5.492 \text{ m}^3/\text{seg/m}$$

$$q = v_g \times D = 4.068 \times 1.35 = 5.492 \text{ m}^3/\text{seg/m}$$

El valor del coeficiente de gasto del vertedor de sifón es igual a:

$$Q = CA \sqrt{2gH}$$

$$\frac{Q}{A} = v = C \sqrt{2gh} \quad \text{como } v = 4.068 \text{ m/seg}$$

$$\frac{v^2}{2g} = \frac{4.068^2}{19.6} = \frac{16.5486}{19.6} = 0.844 \text{ m}$$

Suponiendo que la altitud del sitio donde se encontrara localizada la estructura fuera de 600 m.n.s.m.

$$\log. B = \log. 760 - \frac{Z}{18400} = 2.880814 - \frac{600}{18400} = 2.848206$$

Antilog. 2.848206 = 705.018 mm de Hg. (véase figura No. 25)

$$\text{Presión atmosférica} = 13600 \times 0.705 = 9588 \text{ kg/m}^2 =$$

$$0.9588 \text{ kg/cm}^2 = 9.588 \text{ m de columna de agua.}$$

La presión de vapor se encuentra dada en las curvas que aparecen en la figura N° 26.

$$\frac{P_g}{\gamma} = \frac{P_A}{\gamma} = 1.806 = 9.588 - 1.806 = 7.782 \text{ m} > 2\text{m (véase fig. 24).}$$

Para una temperatura de 60°C la presión de vapor es de 0.2 kg/cm² 62 m de columna de agua (véase figura N° 26).

$$\begin{aligned} \text{Presión absoluta en la cima de la garganta} &= 7.782 - \frac{135}{2} \\ &= 7.107 \text{ m} \end{aligned}$$

Se procurará que la presión en la garganta tenga como mínimo la presión de vapor para que no se produzca el fenómeno de cavitación y a la vez no se interrumpa la acción de sifón.

Con anterioridad se dijo que el gasto está limitado por la fórmula de corriente en vértice. (Ec. 8).

$$Q = 4.4272 \times B \times E_c \times \sqrt{0.7 P_{at}} \quad \log e = \frac{R_g}{R_c}$$

$$Q = 4.4272 \times 2.5 \times 0.75 \sqrt{0.7 \times 9.588} \quad \log e = \frac{2.10}{0.75}$$

$$Q = 8.301 \sqrt{6.7116} \quad \log e = 2.8$$

$$\log. e = 2.3026 \log 10; \log. e = 2.3026 \times \log 2.8$$

$$\log. e = 2.3026 \times 0.447158 = 1.0296$$

$$Q = 8.301 \times 2.5906 \times 1.0296 = 22.14 \text{ m}^3/\text{seg} > 13.73 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Con los anteriores resultados se justifica que el funcionamiento hidráulico del vertedor de sifón es correcto. (Véase Fig. 24).

El desagüe de excedencias se procura construirlo junto al de

sagüe total para reducir su costo, así se ve localizado junto a un desagüe total con compuertas radiales.

También se localizan con compuertas deslizantes, estos últimos desagües se les conoce con el nombre de desagües de fondo. Véase los planos 2104-C-1146 y 1272.

INTERRUPCIÓN DE LA ACCIÓN SIFÓNICA.

Hasta aquí, la atención ha sido puesta en el cebado y en el funcionamiento hidráulico. Veamos ahora, la forma de interrumpir la acción sifónica.

A menos que se haga una disposición adecuada, los sifones continuarían su operación hasta que el nivel del agua bajara lo suficiente para descubrir el labio superior; el arreglo ideal, sería - - aquel que suspendiera la acción tan pronto como el agua alcanzara el nivel deseado, esto es muy conveniente obtenerlo por admisión de aire en la curva superior y en cantidad suficiente para destruir el vacío parcial. En los sifones primitivos, esto se lograba poniendo el labio superior a nivel de la cresta, pero cuando este labio se encuentra a un nivel más bajo, es necesario poner tubo de ventilación colocado en la cima de la garganta con el extremo de la entrada colgado al nivel de superficie normal del agua, o ligeramente abajo - - cuando se encuentre éste próximo a la entrada.

Área mínima de ventilación = área de la garganta/24

$$\text{Área mínima de ventilación} = \frac{2.5 \times 1.33}{24} = \frac{3.375}{24} = 0.1406 \text{ m}^2$$

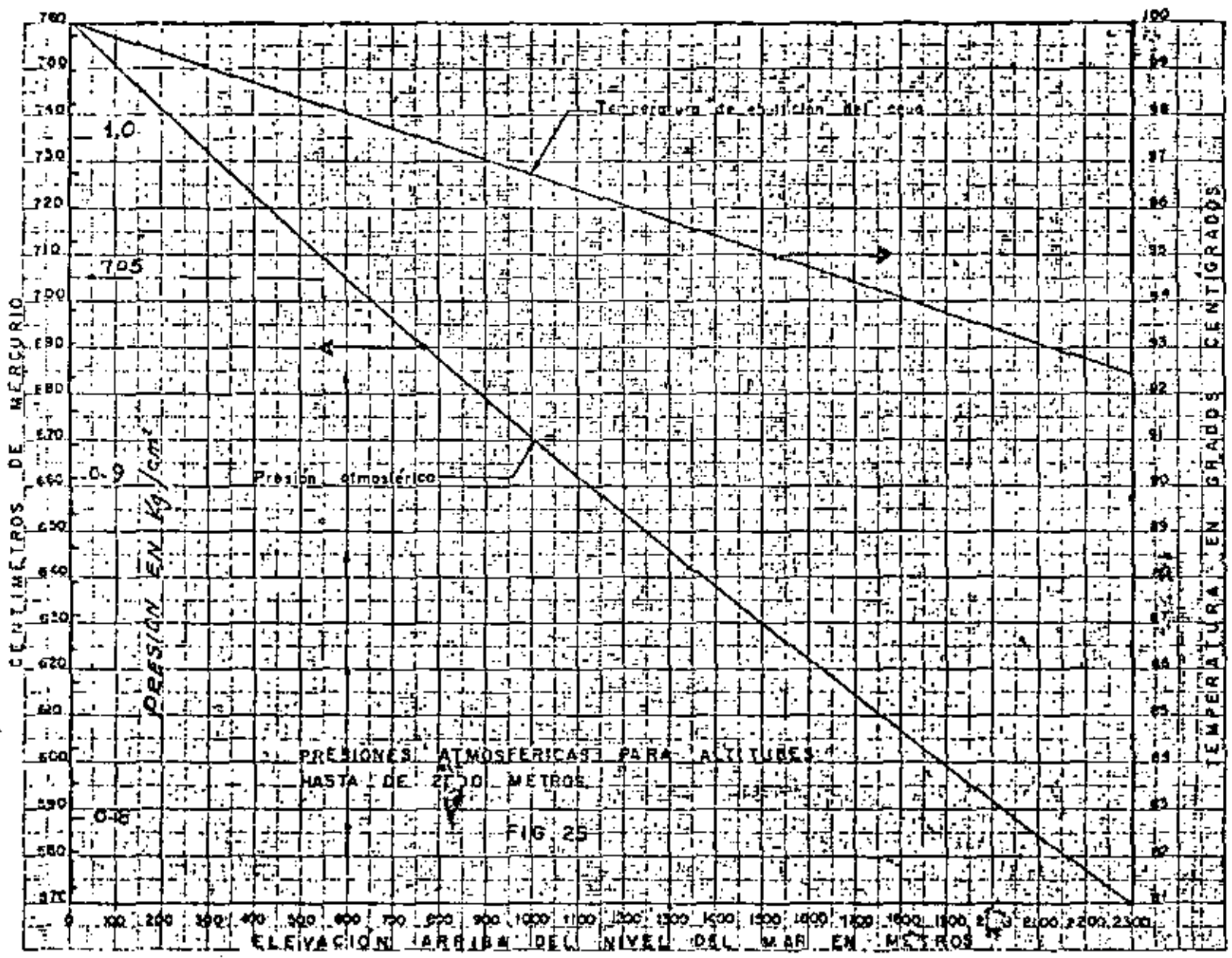
$$A_v = 1406 \text{ cm}^2$$

Se tomará un diámetro superior al próximo calculado.

Tubo de ventilación de 20" Ø con espesor de 1/4"

CARACTERÍSTICAS DE LA TUBERÍA DE ACERO SOLDADA POR RESISTENCIA ELÉCTRICA.

DIÁMETRO Pu	EXT. cm	Pu	ESPESOR		ÁREA INT. cm ²
			Pu	cm	
14	35.56	1/4		0.635	923.47
16	40.64	1/4		0.635	1217.36
18	45.72	1/4		0.635	1551.79
20	50.80	1/4		0.635	1926.70
22	55.88	3/16		0.794	2315.75
24	60.96	3/16		0.794	2769.30



Mg M Corvejel D

Es conveniente situar la toma de aire, lo suficientemente lejos de la entrada de los sifones, para no tener perturbaciones producidas por el abatimiento del agua en la entrada.

CALCULO ESTRUCTURAL. Consiste en el análisis de la estructura en sus secciones críticas, considerándolo como un marco rígido.

3. DESAGÜES TOTALES.

El desagüe total tiene por objeto, poder descargar todo el caudal del canal en un momento dado. Esta necesidad puede ser obligada por alguna de las razones siguientes:

Por un desperfecto en alguna de las estructuras del canal que debe ser reparada, teniendo en seco el canal de la parte averiada. Por consiguiente, el desagüe debe estar localizado aguas arriba de dichas estructuras, que pueden ser puentes canal, sifones invertidos, etc.

También deberán colocarse desagües totales, aguas arriba de los lugares en que se toma pueda haber deslaves que obstruyan por completo el canal, o en los que se icma la destrucción de los bordos.

Otra razón que obliga a la colocación de desagüe total, es la de poder extraer los sedimentos que se depositen en el canal cuando éste los lleva.

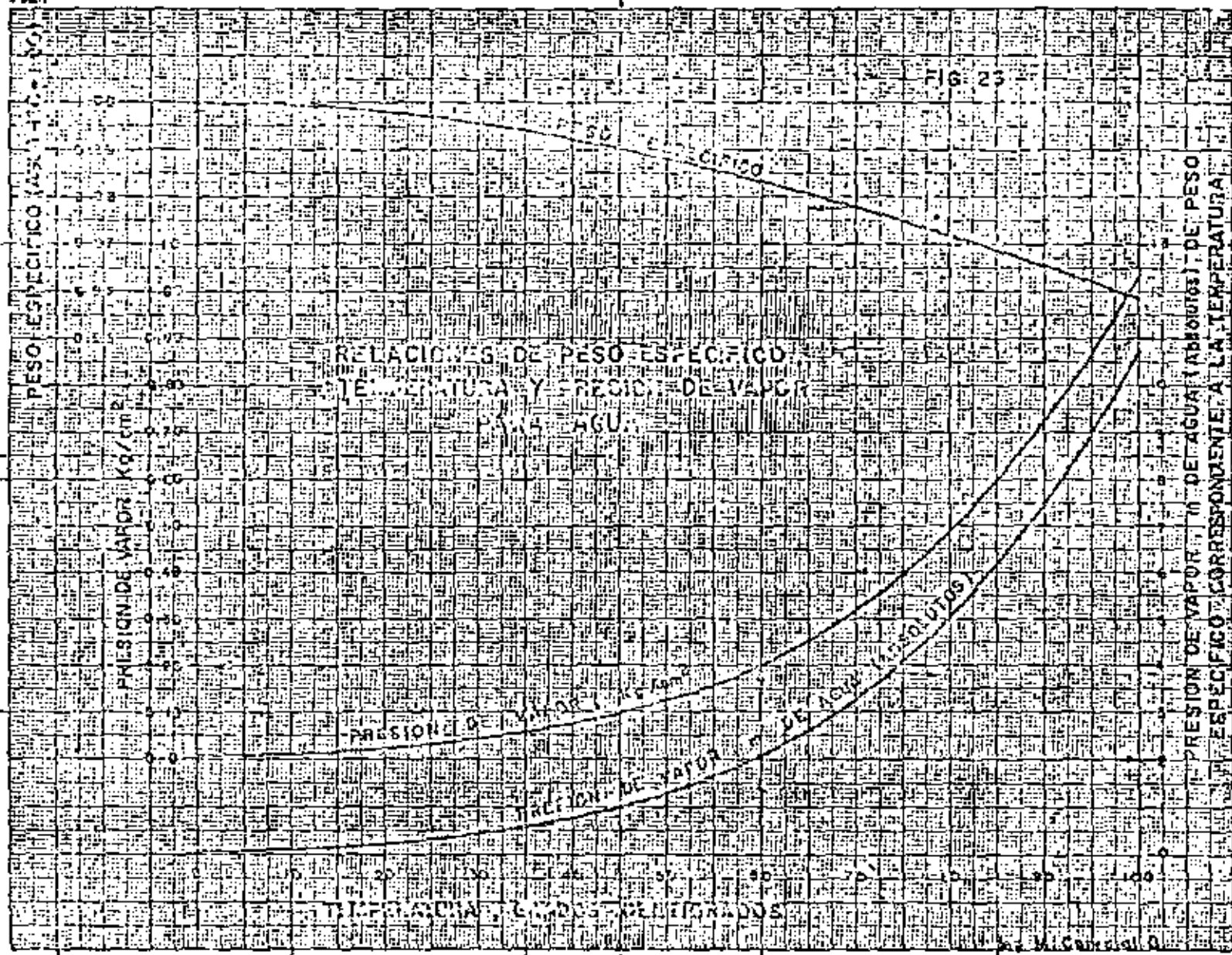
La capacidad para la cual debe diseñarse la estructura, es del gasto total, incluyendo las excedencias si las lleva (vea planos 2104-C-1272 y 2104-C-1146) o no se proyecta desagüe especial para ellas, o simplemente para el gasto normal si no se esperan excedencias (véase plano 807-C-355).

Se procura localizar a los desagües cerca de un dren para aprovecharlo como canal de descarga.

EJEMPLO NUMERICO.

Excepto condiciones especiales, la única variación que se puede presentar en un desagüe total, es en el tipo de compuerta.

Para el diseño de este desagüe que nos servirá de ejemplo,



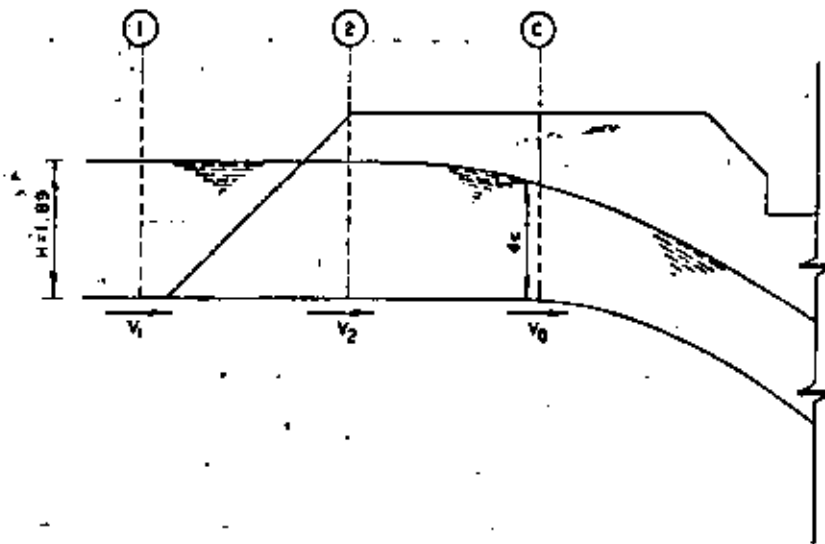
se eligió el tipo de compuerta radial, teniendo en cuenta las ventajas que presenta, como son: menor esfuerzo con el mecanismo elevador; menor ancho en el canal, pues de hacerse con compuertas de deslizamiento, se tendría que colocar una pila intermedia para disminuir el ancho de aquellas y colocar una pantalla que aumentaría el costo de la obra. Además de las ventajas ya enumeradas y por la experiencia que en el Departamento de Canales existe, se ha encontrado una mayor eficiencia en el funcionamiento de las compuertas radiales para este tipo de estructuras.

CALCULO HIDRAULICO.

Se cuentan con los datos hidráulicos del canal principal y el de desagüe (véase plano 807-G-355).

CALCULO DEL ANCHO NECESARIO PARA DESAGUAR LOS 8.37 m³/seg.

Como después de la sección "C", se tendrá una pendiente mayor que la crítica, se producirá en ella el tirante crítico, esto es, se tendrá una sección de control.



De acuerdo con el teorema de Bernoulli, de la conservación de energía, y tomando como plano de comparación el que pasa por la plantilla del canal, podemos escribir:

$$H + \frac{v_1^2}{2g} = dc + \frac{v_c^2}{2g} + hf + K \frac{(v_2^2 - v_1^2)}{2g}$$

en la que:

H = tirante normal del canal

$\frac{v_1^2}{2g}$ = carga de velocidad en la sección 1, que vale cero porque la velocidad es nula.

hf = pérdida de carga por fricción que supondremos igual a $0.03 H$

dc = tirante crítico en la sección de control

$K \frac{(v_2^2 - v_1^2)}{2g}$ = pérdida de carga por transición de la sección (1) a la sección (2).

El tirante en la sección (2), lo podemos considerar prácticamente igual a H .

Suponiendo un ancho $B = 2.00$ m se tendrá que la sección

$$v_2 = \frac{8.37}{1.89 \times 2} = \frac{8.37}{3.78} = 2.214 \text{ m/seg}$$

y teniendo en cuenta que $\frac{v_c^2}{2g} = \frac{dc}{2}$

para canales rectangulares, resulta:

$$1.89 = 1.5 dc + 0.034 + 0.1 \frac{2.214^2}{19.6}$$

$$1.89 = 1.5 dc + 0.034 + 0.025$$

y por consiguiente:

$$dc = \frac{1.89 - 0.059}{1.5} = \frac{1.831}{1.5} = 1.22 \text{ m}$$

$$\text{pero } v_c = \sqrt{gdc} = \sqrt{9.8 \times 1.22} = \sqrt{11.956} = 3.45 \text{ m/seg}$$

$$\text{entonces } ac = \frac{Q}{v_c} = \frac{8.37}{3.46} = 2.419 \text{ m}^2$$

$$\text{y por lo tanto } B = \frac{ac}{dc} = \frac{2.419}{1.22} = 1.982 \text{ m}$$

Se aceptará un ancho de 2.00 m con el que se podría designar un gasto

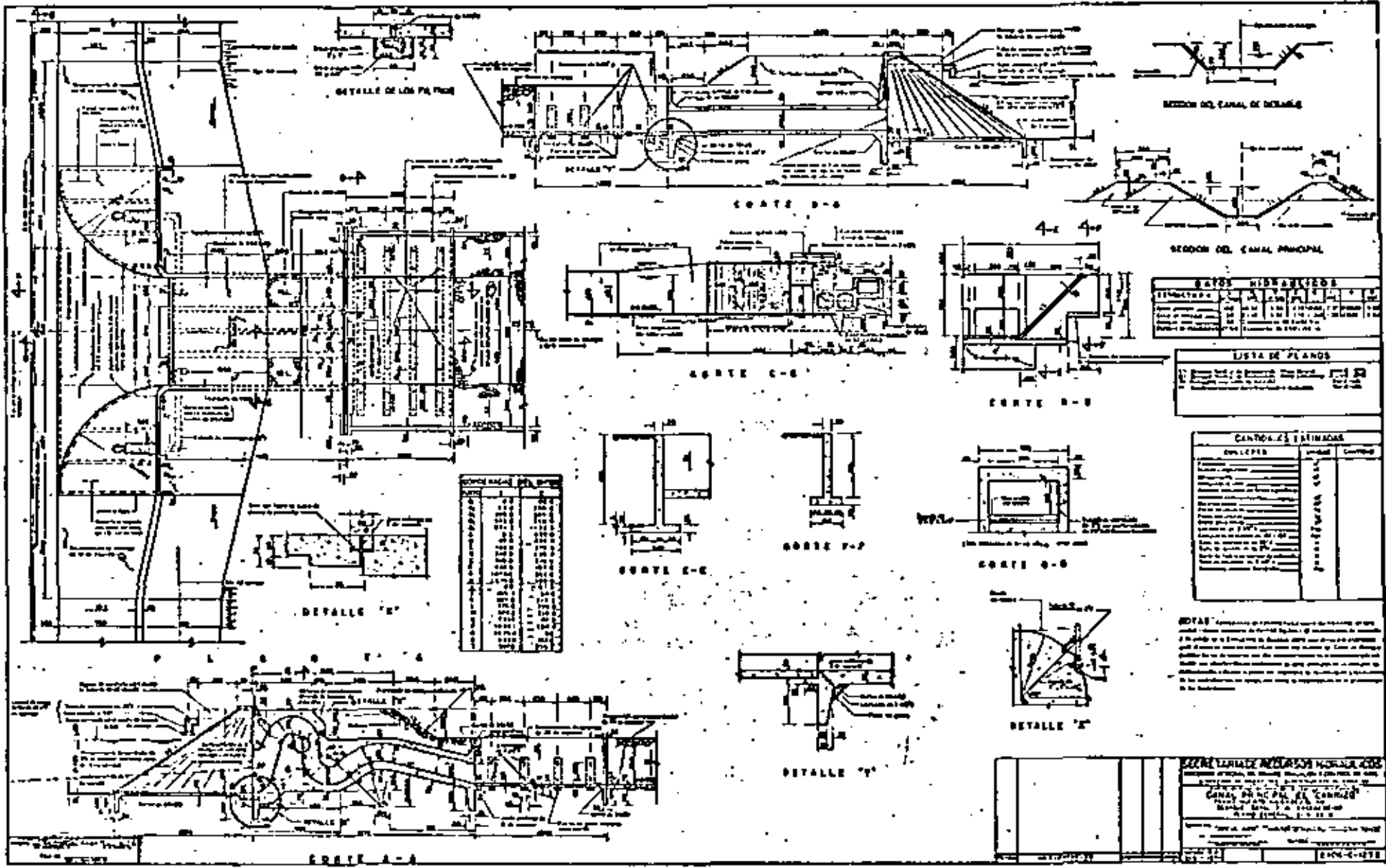
$$Q = 2 \times 1.22 \times 3.46 = 8.44 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Con el ancho de 2.00 m y desaguando los 8.37 m³/seg se tendrá un abatimiento de la superficie del agua y se producirá un nuevo tirante crítico menor. Este cálculo se hace por medio de la siguiente tabla.

1	2	3	4	5	6
H SUP.	AREA+2H	$V_2 = \frac{Q}{A}$	$\frac{V_2^2}{2g}$	0.1+(4)	0.034+(5)
1.48	3.76	2.226	0.253	0.0253	0.0593

7	8	9	10	11	12
(1)-(6)	$d_c = (7) \cdot 1.5$	d c g	$V_c = \sqrt{g \cdot d_c}$	$A_c = 2 \cdot d_c$	$Q = A_c \cdot V_c$
1.8207	1.214	11.697	3.449	2.428	8.374

Una vez teniendo el tirante al comienzo de la caída, se procede al cálculo hidráulico de la misma (véase capítulo correspondiente a caídas).



COTAS DISTANCIAS

ALTIMETRIA
...

LISTA DE PLANOS

...
-----	-----	-----

CONTROL DE ESTIMADOS

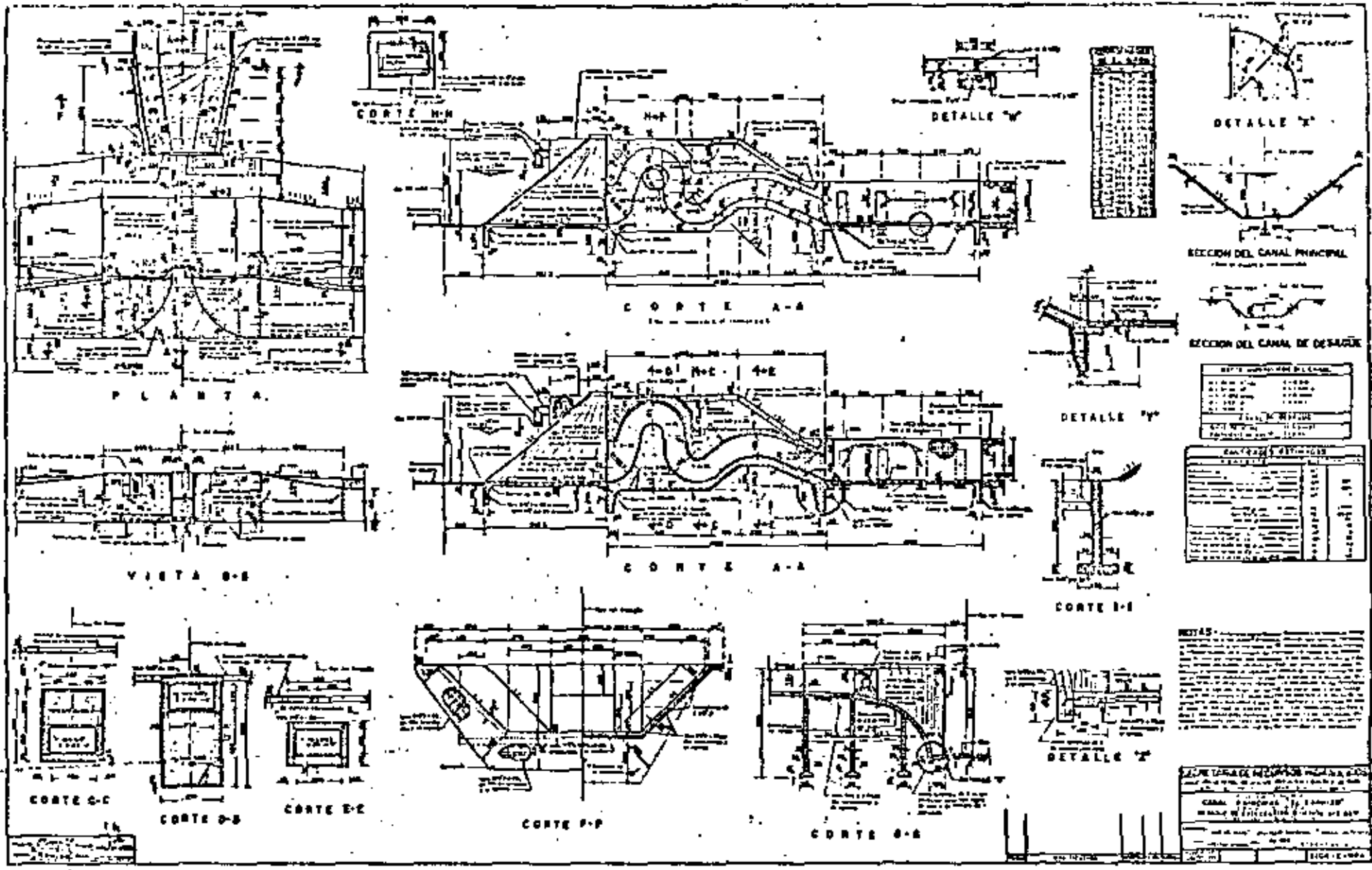
DESCRIPCION	ESTIMADO	CONTROLADO
...
...
...

NOTAS

...

CUADRO DE MATERIALES

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD
...
...



SECCION DEL CANAL PRINCIPAL

SECCION DEL CANAL DE DESAGUE

SECCION PRINCIPAL DEL CANAL

SECCION PRINCIPAL DEL CANAL	1:100
SECCION DEL CANAL DE DESAGUE	1:100
SECCION DE LAS VENTANAS	1:100
SECCION DE LAS TORRENTAS	1:100
SECCION DE LAS BARRAS	1:100
SECCION DE LAS CERRAJES	1:100
SECCION DE LAS PUERTAS	1:100
SECCION DE LAS VENTANAS DE LA TORRENTA	1:100
SECCION DE LAS TORRENTAS DE LA TORRENTA	1:100
SECCION DE LAS BARRAS DE LA TORRENTA	1:100
SECCION DE LAS CERRAJES DE LA TORRENTA	1:100
SECCION DE LAS PUERTAS DE LA TORRENTA	1:100

PROYECTO DE OBRAS DE RECONSTRUCCION DEL CANAL

PROYECTO DE OBRAS DE RECONSTRUCCION DEL CANAL	1:100
PROYECTO DE OBRAS DE RECONSTRUCCION DEL CANAL DE DESAGUE	1:100
PROYECTO DE OBRAS DE RECONSTRUCCION DE LAS VENTANAS	1:100
PROYECTO DE OBRAS DE RECONSTRUCCION DE LAS TORRENTAS	1:100
PROYECTO DE OBRAS DE RECONSTRUCCION DE LAS BARRAS	1:100
PROYECTO DE OBRAS DE RECONSTRUCCION DE LAS CERRAJES	1:100
PROYECTO DE OBRAS DE RECONSTRUCCION DE LAS PUERTAS	1:100
PROYECTO DE OBRAS DE RECONSTRUCCION DE LAS VENTANAS DE LA TORRENTA	1:100
PROYECTO DE OBRAS DE RECONSTRUCCION DE LAS TORRENTAS DE LA TORRENTA	1:100
PROYECTO DE OBRAS DE RECONSTRUCCION DE LAS BARRAS DE LA TORRENTA	1:100
PROYECTO DE OBRAS DE RECONSTRUCCION DE LAS CERRAJES DE LA TORRENTA	1:100
PROYECTO DE OBRAS DE RECONSTRUCCION DE LAS PUERTAS DE LA TORRENTA	1:100

NOTAS:

1. Las obras de reconstrucción del canal se ejecutaran en el orden siguiente:

1. Reconstruccion del canal principal.
2. Reconstruccion del canal de desague.
3. Reconstruccion de las ventananas.
4. Reconstruccion de las torrentas.
5. Reconstruccion de las barras.
6. Reconstruccion de las cerrajes.
7. Reconstruccion de las puertas.
8. Reconstruccion de las ventananas de la torrenta.
9. Reconstruccion de las torrentas de la torrenta.
10. Reconstruccion de las barras de la torrenta.
11. Reconstruccion de las cerrajes de la torrenta.
12. Reconstruccion de las puertas de la torrenta.

PLAN DE OBRAS DE RECONSTRUCCION DEL CANAL

CANAL PRINCIPAL 1:100

CANAL DE DESAGUE 1:100

VENTANANAS 1:100

TORRENTAS 1:100

BARRAS 1:100

CERRAJES 1:100

PUERTAS 1:100

VENTANANAS DE LA TORRENTA 1:100

TORRENTAS DE LA TORRENTA 1:100

BARRAS DE LA TORRENTA 1:100

CERRAJES DE LA TORRENTA 1:100

PUERTAS DE LA TORRENTA 1:100



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

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

MATERIA: HIDRAULICA

T E M A: HIDRAULICA DE CANALES Y RIOS

PROF: JAIME EUCLIDES CAMARGO II.

AGOSTO, 1981.

* PROPIEDADES DE LOS SEDIMENTOS.

Es importante considerar cuantitativamente el comportamiento mecánico de los sedimentos, lo mismo que el fluido, ya que se pretén de estudiar el movimiento de los dos fases en un solo fenómeno.

comportamiento mecánico { material suelto de comportamiento friccionante ①.
material de comportamiento cohesivo ②.

mecánica del arrastre.

- 1- su tamaño.
- 2- peso específico.
- 3- peso volumétrico.
- 4- su forma.
- 5- velocidad de caída.

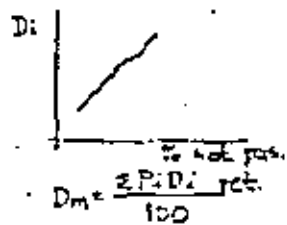
arrastre fluido { material igual que ①.
aglutinante pasará a formar una suspensión coloidal.

- > TAMAÑO: - cuantos rodados 4 cm.
- arcillas 24 x 10 cm.

hoja R-1
clasificación.
L-G-U.

lo importante no es el tamaño, sino la variedad.

criterios: curva granulométrica.
investigadores Rusos.
sedimentación nominal.



hoja R-2

$D_m, D_{50}, D_{65}, D_{75}, D_{85}$ se obtienen las 4 últimas de la curva granulométrica.

MATERIALES > diámetros se pueden ajustar 0.06 mm. DISTRIBUCION LOG. NORMAL DE PROBABILIDADES.

la granulometría puede describirse con dos parámetros:

D_{50}, σ

$D_m = D_{50} \sigma^x$

D_{50} y σ se obtienen de la curva granulométrica.

Xn tablas cuya distribución (hoja R-3).
 $0 < \sigma < 1$

$D_m = D_{50} \cdot e^{0.85(Ln \sigma^2)}$

-> DENSIDAD.

varía entre límites muy estrechos.
1800 a 2,700 kg/m³.

-> FORMA.

La forma de la partícula puede ser muy variada y afecta al comportamiento mecánico.

redondez = $\frac{\text{radio esquinas}}{\text{radio círculo inscrito}} < 1$

esfericidad = $\frac{\text{área esfera igual volumen}}{\text{área superficie partícula}} < 1$

factor de forma = $\frac{c}{\sqrt{a \cdot b}}$ $D_{\text{nominal}} = \sqrt[3]{\frac{2 \cdot b \cdot c}{\pi}}$

$c < b < a$

-> VELOCIDAD DE CAIDA.

Para cuantificar el arrastre de sedimentos existe una gran cantidad de métodos empíricos y semiempíricos. en muchos de ellos hacen intervenir como variables a la velocidad de caída (w_c), la velocidad media a la que se inicia el arrastre y el esfuerzo cortante (τ).

① $P = \text{peso de la partícula} = \frac{(\rho_s - \rho) \pi D^3}{6}$ (forma particulada)

② $F = \text{fuerza de empuje que el agua ejerce sobre la partícula} = c_d \cdot \frac{\pi D^2}{4} \cdot \frac{w_c^2}{2g}$

hoja R-4

$Re = \frac{wD}{\nu}$; ν = viscosidad cinemática del flujo; igual a: 0.01 cm²/s para T = 20°C.

$$w = F1 \left[\frac{\rho_s - \rho}{\rho} g D \right]^{1/2}$$

igualando ① y ②: $F = F$

$$w = \left[\frac{4}{3} \frac{g}{cd} \left(\frac{\rho_s - \rho}{\rho} \right) D \right]^{1/2}$$

1ª) para partículas pequeñas.

$Re = \frac{wD}{\nu} < 1$; $cd = \frac{24}{Re}$

$w = \frac{1}{18} \left[\frac{\rho_s - \rho}{\rho} \right] \frac{g D^2}{\nu}$; $w = f(D^2)$

2ª) para partículas grandes.

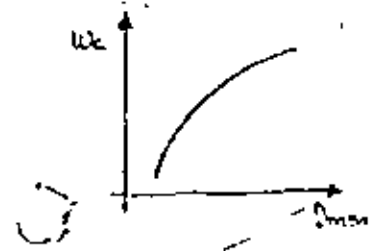
si $10^3 < Re < 10^5$; $cd = 0.4$

$w = \left[\frac{4}{3} \frac{g}{cd} \left(\frac{\rho_s - \rho}{\rho} \right) D \right]^{1/2}$; $w = f(D)$

3ª) para partículas naturales.

$$F1 = \left[\frac{2}{3} + \frac{36 \nu^2}{g \cdot D_{50}^3 \left(\frac{\rho_s - \rho}{\rho} \right)} \right]^{1/2} - \left[\frac{36 \nu^2}{g \cdot D_{50}^3 \left(\frac{\rho_s - \rho}{\rho} \right)} \right]^{1/2}$$

hoja R-10. - se ha dibujado la expresión de RUBBEY para T = 20°C.



$w_s = f(D)$
cm/s. mm

* INICIO DEL ARRASTRE DE SEDIMENTOS.

el conocimiento del arrastre y depósito de sedimentos permite la cuantificación de los procesos de erosión y depósito, modificando la geometría de los cauces naturales.



- 1) arrastre de sedimentos en la cuenca, "Llanura".
- 2) arrastre de sedimentos en el cauce natural, "Canal".

el arrastre de sedimentos.

cauce = f(características del flujo, mat. fondo)
hidrografa anual

cuenca = f(características fisiográficas; intensidad de lluvia)

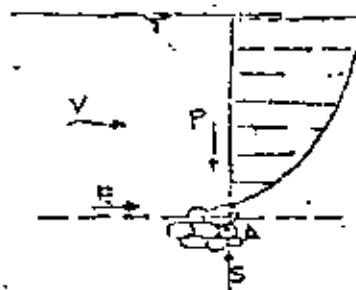
La determinación de las condiciones de equilibrio límite de un fondo arrastrable, permite el diseño de:

- a) protección con enrocamiento.
- b) canales donde no se permite el transporte de material.

En materiales de comportamiento friccionante el arrastre se origina por acción del flujo, desprendiendo una a una las partículas, y en materiales de comportamiento cohesivo, el arrastre se origina, desprendiéndose trozos del material del fondo que posteriormente se disgregan.

Las condiciones hidráulicas de un escurrimiento que empieza no solo a mover ligeramente a las partículas del fondo, sino a moverlas hacia adelante, se pueden expresar mediante la velocidad media o su esfuerzo cortante en el fondo.

La velocidad media a la cual una partícula comienza el movimiento de las partículas... arrastra, es función del tamaño y densidad de las partículas, pero además del tirante del escurrimiento; debido a la distribución de velocidades en una vertical, es decir, se requiere menor velocidad media para arrastrar un grano menor, cuanto menor sea el tirante.



distribución de velocidades.

$$E = \tau A \frac{v^2}{2g} C_c$$

$$S = C_s \tau A \frac{v^2}{2g}$$

$$P = \left(\frac{v_s - v}{v_s} \right)^{11} \frac{D^3}{6}$$

El movimiento de las partículas dependerá de las magnitudes relativas instantáneas de las fuerzas actuantes y puede ocurrir:

F=RODADO	2=SALTADO	3=SUSPENSION
$EHA = 0$	$EHA = 0$	$EHA = 0$
$H_E + H_B > H_P$ $P > S$	$H_E + H_S > H_P$ $P < S$ 1er instante. $P > S$ 2o instante. $P < S$ 3er instante.	$H_E + H_S > H_P$ $P < S$ siempre.

resumiendo:

mov. partículas = f(carga hidráulica del flujo, propiedades de las partículas).

CRITERIOS DE VELOCIDAD MEDIA.

* Criterio de I. I. Levi.

1.a. Si $10 < \frac{d}{D_m} < 60$

$$V_c = 1.4 \sqrt{g \cdot D_m} \left[1 + \log_e \sqrt{\frac{d}{7 D_m}} \right] \left[\frac{D_{max}}{D_m} \right]^{1/7}$$

m/s m/s · m.

1.b. Si $\frac{d}{D_m} > 60$

$$V_c = 1.4 \sqrt{g \cdot D_m} \left[\frac{D_{max}}{D_m} \right]^{1/7} \log_e \frac{d}{7 D_m}$$

para material uniforme se hace $D_{max} = D_m = D$.

2- Modificado. datos: D_m, S

$$d_c = \frac{103.7 D_m}{S^{0.93}} \left[\frac{S}{D_m g^{1/3}} \right]^{0.93}$$

rango de aplicación $1 < \frac{d}{D_m} < 200$ →
 $5 < \frac{d}{D_m} < 2,000$; $0.00005 < S < 0.02$

para conocer la velocidad crítica de arrastre se sustituye el valor anterior en la expresión de Manning o en la de Cruickshank-Haza

$$V = 7.58 W_{50} \left[\frac{r S d}{(r_s - r) D_{84}} \right]^{0.456} \left[\frac{d}{D_{84}} \right]^{0.178}$$

(válido para régimen inferior-cauces estables).

$$\frac{1}{S} \geq 903 \left[\frac{r S d}{(r_s - r) D_{84}} \right]^{0.528}$$

La velocidad media crítica de una partícula, obtenible de la hoja R-6 es aplicable a partículas de cuarzo cuando el tirante es igual a 10m; cuando el tirante está comprendido entre 0.5 y 200m, el valor obtenido se afecta por un coeficiente.

d(m)	0.30	0.50	0.75	1.00	1.25	1.50	1.75	2.00	2.50	3.00
coef.	0.80	0.87	0.95	1.00	1.06	1.09	1.12	1.16	1.22	1.25

este método fue posteriormente adoptado en Estados Unidos. hoja R-8.

X METODO DE LISCHTJAN-LEBEDIEV (1959).

Este método se basa sobre las experiencias que Lischtnan llevó a cabo al estudiar la socavación general de cauces naturales, por lo que las velocidades dadas permiten el arrastre de partículas, pero sin producir erosión en el fondo. En la hoja R-6 se muestra la curva para 10m de tirante, relacionando la V_m con D . También se indican algunos valores en la hoja R-8

X METODO DE HJULSTROM (1935) y BOGARDI.

En la hoja R-6 y hoja R-8 se muestran los valores medios para un tirante de aproximadamente 1.0 m.; observando que en el rango de arenas y gravas, las velocidades medias críticas son bajas y algunas coinciden con las de Bogardi.

X METODO BUREAU OF RECLAMATION.

$V = f(D_m, d)$ suelos no cohesivos. hoja R-10

$V = f(\text{tipo de suelo, \% contenido de partículas, grado de compactación})$

hoja R-11

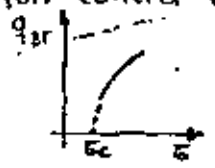
* CRITERIO DEL ESFUERZO CONSTANTE CRITICO

El principio básico de diseño consiste en igualar el esfuerzo cortante producido por la corriente (τ_s) con el máximo esfuerzo cortante que resisten las partículas cuando están a punto de moverse - (esfuerzo cortante crítico, τ_c) ; $\tau_0 = \tau_c$

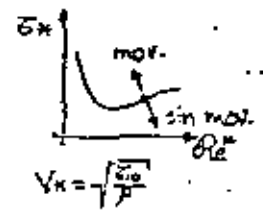
Los resultados de estos autores se fundamentan sobre una amplia gama de experiencias en laboratorio, utilizando diversos materiales, de granulometría uniforme y no uniforme. La condición de inicio de movimiento se obtiene al considerar en su fórmula de arrastre de sedimentos, que éste es nula hoja R-5. Para $D > 2mm$ sus resultados son ligeramente menores - que los de Shields y similares a los de Lane, mientras que en el rango de las arenas difieren de los de Shields y son mayores. Si $D < 8mm$ la variación de τ_c es lineal, mientras que para Shields no lo es.

* CRITERIO DE SHIELDS (1936).

Obtuvo la condición límite de arrastre, al dibujar sus resultados en función del arrastre de fondo (q_{bf}) contra τ_c , extrajo sus curvas hasta llegar a un arrastre igual a cero. Es la condición correspondiente a la de inicio de movimiento.



hoja R-12



parámetro de Shields: $\tau_* = \frac{\tau_c}{(\gamma_s - \gamma) D}$ (m)
número de Reynolds asociado al esfuerzo cortante.
 $Re_* = \frac{V_k D}{\nu}$

hojas R-5 y R-7

* OTROS METODOS.

Iwakai hojas R-5 y R-7
Z Hanko

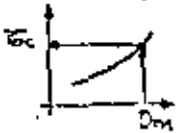
De la aplicación de los criterios y métodos existentes no existen una condición única que defina el inicio del movimiento de las partículas, pero algunos autores esa condición se presenta cuando se mueve una partícula; para otros cuando hay movimiento generalizado y que las partículas se arrastren a todo el ancho del canal, etc.

Cuando se diseña un cauce utilizando τ_c , generalmente se obtienen secciones hidráulicas más reducidas o velocidades medias mayores que cuando se utiliza la V_{media} crítica.

* METODO DE LANE (1955)

$\tau_c = f(D, \text{cantidad de material fino en suspensión}) > \tau_c(\text{Shields})$

hoja R-5 y R-9

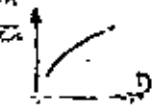


* METODO HAZA-GARCIA (1978).

De acuerdo con lo visto, todo parece indicar que las experiencias para obtener el esfuerzo crítico tractivio son más numerosas, cubriendo una gama más amplia de situaciones y se han realizado incluso con mayor cuidado.

* CRITERIO DE STRAUB (1939)

Se basa en las experiencias de Shields hojas R-5 y R-7 dentro del rango de arenas de valores mayores que los de Shields, pero ligeramente menores que los de Lane.



El éxito del método de Haza-García está en el haber establecido algunas relaciones que permitan obtener la velocidad media en función del esfuerzo crítico tractivio. La expresión es:

$$V_c = 3.56A D^{1/2} \log \frac{5.555 \delta D^{0.45}}{\delta^2 A^{0.5} + 2.714 \delta}$$

$$\Delta = \frac{\delta_s - \delta}{\delta} \quad \text{válida para } D > 0.0002 \text{ m.}$$

ajustándole una curva de forma exponencial.

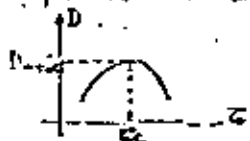
$$V_c = 4.712 \left(\frac{\delta_s - \delta}{\delta} \right)^{1/2} D^{0.35} R^{0.16}$$

Trabajando con la ecuación anterior, se obtiene el número de Froude crítico, que depende de la rugosidad relativa (D/R) siempre y cuando el fondo sea plano

$$F_c = 1.504 A^{1/2} \left(\frac{D}{R} \right)^{0.35}$$

X METODO DE GESSLER MODIFICADO (CRICKSHANK-GARCIA)

Cuando el diámetro del material del fondo no es uniforme, lo que ocurre en todos los cauces naturales, al iniciarse el arrastre de las partículas más finas se produce un acorazamiento en que las partículas mayores quedan en la superficie del fondo y protegen las partículas de menor tamaño. Al aumentar la velocidad, otras partículas de la coraza son arrastradas y así aumenta el diámetro medio de las partículas de la coraza. Este proceso continúa hasta que se logran mover las partículas mayores y se tienen entonces un movimiento y arrastre de todas las partículas del fondo.

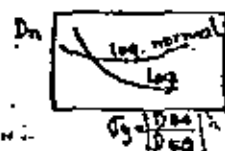


para determinar este valor, se debe proceder en forma numérica, dividiendo la curva

granulométrica en intervalos de clase y para diferentes valores supuestos de $\bar{\delta}$ obtener el D_{max} asociados a valores medios de $\bar{\delta}$ (probabilidad de que un determinado grano no sea arrastrado por el flujo y forme parte de la coraza). Lo cual implica que los cálculos sean laboriosos y tediosos. Crickshank y García, presenta una simplificación utilizando los conceptos de Gessler en forma adimensional, que eliminan los cálculos laboriosos, siempre que la curva granulométrica del material del fondo pueda ajustarse a una distribución logaritmo normal; si éste es el caso se puede determinar

$$\bar{\delta}_c = 0.047(\delta_s - \delta) D_n$$

D_n % mat que pasa.

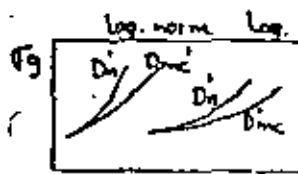


hoja R-13.

Otras gráficas de interés que muestran los autores son las siguientes:



Fig 1



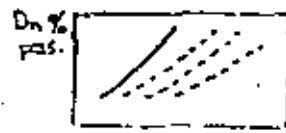
$D = \frac{D}{50}$

hojas R-14 y R-15

Distribución del material original y de la coraza para la condición crítica.



— mat original

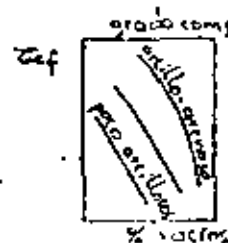


--- mat. coraza.

* INICIO DE MOVIMIENTO DE MATERIAL DE COMPORTAMIENTO COHESIVO COMPACTADO.

El análisis de estabilidad es como en el material de comportamiento friccional, un balance de fuerzas actuantes y resistentes, lo que vuelve complejo el problema es el aglutinante = f(Contenido de humedad, composición química, su historia, su reacción con el fluido, etc.).

* Chow resumió los resultados de varios investigadores.



hojas R-16 y R-17

- a)- Sin arrastre-estabilidad estática-no sufre desplazamiento.
- b)- Con arrastre-estabilidad dinámica- sufre desplazamiento y son mínimos.

DISEÑO DE CAUCES ESTABLES SIN ARRASTRE.

- a)- Velocidad máxima permisible. es sencilla y aplicable a sección ancha; la estabilidad de las orillas no es importante; consiste en - igualar:

$$V_{med} corriente \leq V_{máx} permisible$$

SECUENCIA DE CALCULO.

- 1º Conocido el material que formará el canal, se estima un coeficiente de rugosidad "n" y de acuerdo con la hoja R-11, se escoge un talud "k" para las orillas. * n
* k
- 2º Con ayuda de las hojas R-10 ó R-11 supuesto un tirante, se puede conocer una V permisible. d sup
V perm.
- 3º Se calcula R con ayuda de la fórmula de Manning. La pendiente es conocida, por lo tanto: $R = \left[\frac{Vn}{S^{3/2}} \right]^{3/2}$ R
- 4º Se calcula el área que debe tener la sección para que pase el gasto deseado: $A = Q/V$ A
- 5º Se encuentra el valor del perímetro mojado $P = A/V$
- 6º De acuerdo con la geometría de la sección y en función del ancho "b" de la plantilla y del tirante "d" se obtiene "A" y "P" b y d.

$$A = bd + d^2 \quad ; \quad P = b + 2d\sqrt{1+k^2}$$

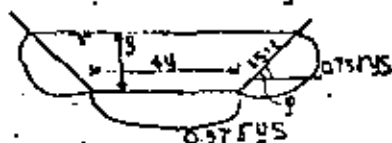
Los que se igualan a los obtenidos en 4) y 5).
7º Al resolver simultáneamente las ecuaciones de "A" y "P" se obtienen los valores de b y d.

* METODO DE LA FUERZA TRACTIVA.

Sirve principalmente para secciones trapeziales y permite conocer el grado de estabilidad de los taludes. Al aumentar la velocidad, un grano en posición estable sobre el talud puede perderse e equilibrio cuando todavía son estables los granos sobre la plantilla.

$$\tau_c = FR S$$

$$R = \frac{1}{4} (\text{canal ancho})$$



De la hoja R-17 la resultante de las fzas. $R = \left[\frac{W \cos \alpha}{\gamma} \right]^{1/2}$ la partícula en estas condiciones está equilibrada por la fza. de fricción ejercida sobre ella $W \cos \alpha \tan \phi_0$ ($\phi_0 =$ ángulo de reposo del material); igualando y realizando algebra nos conduce a:

$$k = \frac{W \cos \alpha}{\gamma R} = \sqrt{1 - \frac{\tan^2 \phi_0}{\tan^2 \alpha}}$$

- 5^o Si $d_{cale} = d_{sup}$ se va a ①.
- Si $d_{cale} \neq d_{sup}$ se va a ②.
- 9^o Se añade un bordo libre y se ajustan las medidas a valores prácticos.

II- Método del esfuerzo tangencial crítico.

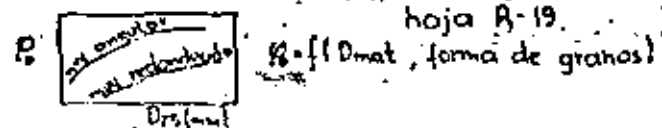
Permite conocer el grado de estabilidad de los taludes.

- 1^o Conociendo el material que formará el canal y de acuerdo con la hoja R-11 se escoge el valor del talud k .
- 2^o Se supone una relación b/d .
- 3^o Si se define el esfuerzo cortante producido por la corriente tanto en el fondo como en los taludes según la expresión $\tau = E \rho d S$, en la que el coeficiente E está dado por el Bureau of Reclamation.

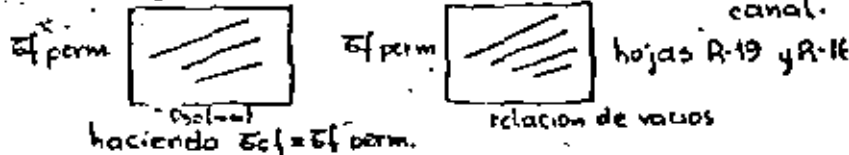


Las expresiones quedan en función de d .

- 4^o Se calcula el valor $k = \sqrt{1 - \frac{\sin^2 \rho}{\sin^2 \rho_0}} \dots \text{A}$
- ρ es el ángulo del talud respecto a la horizontal.
- ρ_0 es el ángulo de reposo del material.



- 5^o Se obtiene el esfuerzo tangencial máximo permitido en el fondo τ_{fperm} de acuerdo al material del canal.



- 6^o de A obtenemos τ_c margen. $\tau_c \text{ margen} = K \tau_{fperm}$.
- 7^o Se igualan las expresiones obtenidas en ③ con las obtenidas en ④ y ⑤ de donde se obtienen dos valores de d , se elige el valor menor.
- 8^o Se despeja de $\frac{b}{d}$ la propuesta $\rightarrow b$.
- 9^o Se revisa con Manning si para o no el gasto de diseño; si sí \rightarrow ①; si no \rightarrow ②.
- 10^o Se añade el libre bordo y se redondean los valores obtenidos.

* FASES DE TRANSPORTE.

Para un flujo gradualmente creciente se tiene que la configuración del fondo es variable pasando por varias etapas que son función de la velocidad media del flujo. Dichos estados son:

- hoja R-20
- \rightarrow Fondo plano ($Fr < 1$) V pequeña. Se observan movimientos aislados e intermitentes de las partículas más gruesas constituyentes del fondo. Las pequeñas entran eventualmente en suspensión.
- \rightarrow Ricos ($Fr < 1$). Al incrementarse la velocidad aparecen ondulaciones en el fondo de pequeña amplitud, hay aumento de la resistencia (aumentando n de Manning y disminuyendo la de Chezy).

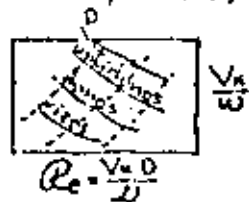
- \rightarrow Dunas ($Fr < 1$). Representa un cambio en la forma de los ricos, adquiriendo aguas arriba una pendiente suave en la que se produce erosión, y hacia aguas abajo una pendiente fuerte. Hay aumento de la resistencia. Eventualmente las dunas pueden alargarse hasta concentrarse en barras.

→ Anticunetas ($Fr > 1$)

Representa una inversión de las dunas. La característica es que hay erosión aguas abajo y depósito aguas arriba.



Estas fases pueden describirse a través de parámetros adimensionales, que han sido establecidos por Liv, Richardson, Albertson y otros.



hoja R-21.

Ecuación de Resistencia (Cruickshank-Maza): $0.2 \leq D_{50} \leq 20 \text{ mm}$

a) En régimen inferior.

$$\frac{V}{W_{50}} = 7.58 \tau_n^{0.416} D_n^{0.178}$$

se cumple para $\frac{1}{5} \geq 903 \tau_n^{0.538}$

$$\tau_n = \frac{\rho g s}{(\gamma_s - \gamma) D_{84}} \quad D_n = \frac{d}{D_{84}}$$

b) En régimen superior.

$$\frac{V}{W_{50}} = 7.52 \tau_n^{0.152} D_n^{0.292}$$

se cumple para $\frac{1}{5} \leq 894 \tau_n^{0.68}$

de las expresiones anteriores.

$$hf = \left[\frac{n V_m}{R_m^{4/3}} \right]^2 \Delta L \quad \text{Manning}$$

$$hf = \left[\frac{K_{RI} V_m}{d_m} \right]^2 \Delta L \quad ; \quad K_{RI} = \frac{D_{84}^{0.634} (S_s - 1)^{0.456}}{7.58 W_{50}}$$

$$hf = \left[\frac{K_{RI} V_m}{d_m} \right]^2 \Delta L \quad ; \quad K_{RI} = \frac{D_{84}^{0.634} (S_s - 1)^{0.456}}{7.58 W_{50}}$$

$$S_s - 1 = \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma}$$

Si el fondo está constituido por dunas el coeficiente de rugosidad o de resistencia se descompone en dos.

- 1r Una debida a las partículas n' (micro rugosidad)
- 2r Una debida a la configuración n'' (macro rugosidad).

implícitamente se acepta $R = R' + R''$

tomando en cuenta la fórmula de Manning

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} \quad \text{se tiene} \quad n = (n') + (n'')^{3/2}$$

siendo

$$n' = \frac{D_{50}^{1/6}}{26}$$

$$n'' = \frac{D_{50}^{1/6}}{21}$$

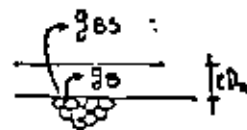
Di en m.

no da buenos resultados

* ARRASTRE DE SEDIMENTOS.

El material solido puede ser arrastrado: rodando, saltando o en suspension; sin embargo para su cuantificación y muestreo se ha dividido en 6 clases diferentes.

a) arrastre en la capa de fondo.
 q_b ($kg/seg/m$) q_{bs} ($m^3/seg/m$)



b) arrastre del fondo en suspensión.
 q_{bs} , q_{bs}

c) arrastre de fondo...
 $q_{BT} = q_b + q_{bs}$; $q_{BT} = q_b + q_{bs}$

d) arrastre de lavado (limo y arcilla).
 q_L , q_L
 material que procede de aguas arriba y no se encuentra representado en el material que forma el fondo del cauce, su origen es el erosionado por las gotas de lluvia; partículas menores de 0.062 mm.

e) arrastre en suspensión.
 $q_s = q_{bs} + q_L$; $q_s = q_{bs} + q_L$

f) arrastre total.

$q_T = q_L + q_{BT}$; q_T

$q_T = q_L + q_b + q_{bs}$

$q_T = q_s + q_b$

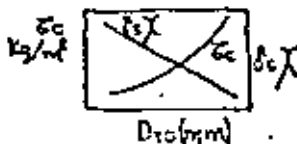
Dubois.	}	q_b	
Schoklitsh.		}	q_{BT}
Straub.			}
Shields.	}		
Kalinske.		}	
Heyer, Peter y Muller.			}
Einstein.	}		
Laursen.		}	
Sato, Kikkawa, Ashida.			}
Garde y Albertson.	}		
Frijlink.		}	
Pedraza.			}
Pernecker y Vollmers.	}		
Engelund-Hansen.		}	
Bognold.			}
Graf.	}		
Shen y Hung.		}	
Inglis-Lacey.			}
I. I. Levi.	}		
Bogardi.		}	
Lane-Kalinske.			}
Colby.	}		

$q_{BT} = \frac{q_{BT}}{q_s}$

→ * DUBOIS (para granos finos).
 es el primero en establecer una fórmula para el transporte de material solido (q_b), considera que el movimiento de material sólido se produce en una serie de capas superpuestas del mismo orden.

$q_b = K z_0 (z_0 - z_c)$

← parámetro característico del sedimento $m^2/kg/s$.



→ * SCH LITSCH.

1914. para granos uniformes $\chi = \frac{0.54}{\delta_s - \delta}$
 no aplicable a rios.
 $0.205 < D < 7.01 \text{ mm}$
 $2.53 < \delta_s < 270 \text{ g/cm}^3$

$$q_{BT} = \frac{0.54}{\delta_s - \delta} \tau_0 (\tau_0 - \tau_c)$$

en sus experiencias media el transporte de fondo y el de suspensión.

1950 hace intervenir el gasto de la corriente y el gasto que inicia el arrastre de sedimentos (gasto crítico); $b = \text{cte.}$; $s = \text{cte.}$; el concepto τ lo utiliza en forma implícita.

$$q_{BT} = 2.500 S^{3/2} (q - q_c)$$

aplicable a canales y rios.

$$q_c = \frac{1}{n} d_c^{8/3} S^{1/2} \dots \textcircled{A} \quad ; \quad n = 0.0525 D^{1/6} \text{ (m)}$$

* para $D \geq 0.006 \text{ m}$

$$\tau_c = 0.076 (\delta_s - \delta) D = \gamma d_c S$$

$$\therefore d_c = 0.076 \left[\frac{\delta_s - \delta}{\gamma} \right] \frac{D}{S}$$

sustituyendo en \textcircled{A} $q_c = 0.026 \left[\frac{\delta_s - \delta}{\gamma} \right]^{5/2} \frac{D^{3/2}}{S^{1/2}}$

* para $0.0001 \leq D < 0.05 \text{ m}$

$$\tau_c = 0.000285 (\delta_s - \delta) D^{1/3} = \gamma d_c S$$

$$\therefore d_c = 0.000285 \left[\frac{\delta_s - \delta}{\gamma} \right]^{3/5} \frac{D^{2/5}}{S}$$

sustituyendo en \textcircled{A} : $q_c = 2.351 \cdot 10^{-5} \left[\frac{\delta_s - \delta}{\gamma} \right]^{7/5} \frac{D^{7/5}}{S^{2/5}}$

→ * STRAUSS.

examina los resultados de varios investigadores y propone

$$\chi = 1.784 / (\delta_s D)^{3/4}$$

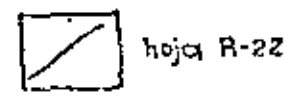
$$q_{BT} = \frac{1.784}{\delta_s D^{3/4}} \tau_0 (\tau_0 - \tau_c)$$



→ * SHIELDS.

presenta una ecuación.

$$\frac{q_{BT} (\delta_s - \delta)}{\gamma_w \delta_s} = 10 \frac{\tau_0 - \tau_c}{(\delta_s - \delta) D}$$



↳ gasto líquido unitario expresado en peso-
 $(\text{kg/s})(\text{m}) = \delta q$

rango de aplicación

$$1.56 \leq D \leq 2.47 \text{ mm}$$

$$1.06 \leq \frac{\tau_0 - \tau_c}{\gamma} \leq 425$$

→ * METODO DE KALINSKE

Es el primer autor que introduce el concepto de - probabilidad de movimiento de una partícula. Supone que la cantidad de sedimento en movimiento por unidad de ancho es igual al producto del volumen de una partícula por la velocidad instantánea de la misma y por el número de partículas que se mueven en un determinado instante. Al indicar su resultado en forma adimensional se llega a la relación

$$\frac{q_{BT}}{V \times D} = 2.5 \delta \left(\frac{\tau_c}{\sigma} \right) = f \left(\frac{\tau_c}{\sigma} \right)$$

1918



para material no uniforme, bien graduado se recomienda:

1º dividir la curva granulométrica en intervalos de tamaño de material.

2º calcular q_{BT} y multiplicarla por el % curva granulométrica.

3º Sumar los resultados parciales.

→ X MEYER, PETER Y HULLER (1948).

$$\left(\frac{N}{n}\right)^{3/2} \frac{R S}{D_m} = 0.047 (\tau_s - \tau) + 0.25 \left(\frac{\tau}{\rho}\right)^{1/2} \frac{\rho'_{BT}}{D_m}^{2/3}$$

$g_{BT} = g_{BT} \frac{\tau_s - \tau}{\tau}$ gasto sólido expresado en peso sumergido.

→ X METODO DE EINSTEIN (arrastré de fondo).

consideró en lugar de "τ" la probabilidad de movimiento o de depósito de las partículas de sedimento del material que levantado del fondo se mueve en suspensión.

Nº part. depositadas = Nº de part. erosionadas.

$$\Rightarrow \frac{p}{1-p} = A x \phi_n \dots \textcircled{A}$$

p: probabilidad = f (peso sumergido de la partícula / arrastré hidrodinámico)

Ax: etc.

ϕ_n : parametro de intensidad de transporte de fondo (adimensional).

$$\phi_n = \frac{i_a}{i_b} - \phi \quad \phi = \frac{g_B}{\rho_s} \sqrt{\frac{1}{g D^3}} \sqrt{\frac{\tau}{\rho_s - \rho}}$$

factor de transporte del fondo (adimensional).

1942 Einstein encontró:

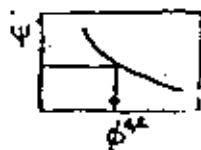
β_n^{42} : etc.

$$p = f(\beta_n, \rho)$$

$$\rho = \text{intensidad de flujo} = \frac{\tau_s - \tau}{\rho} \frac{D}{R_h S}$$

R_h = radio hidráulico asociado a los granos.

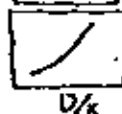
hoja R-24



combinandola con la expresión A

$$\frac{p}{1-p} = A x \phi_n$$

FIG. 7.11

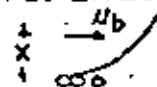


$$\psi_n = f(\psi) \frac{\beta_n^2}{\beta_n^2} \psi$$

hoja R-23

ψ y Ψ se obtienen de gráficas.

ψ toma en cuenta el efecto que producen partículas muy pequeñas en el arrastré.



$$x = 0.77 \Delta \text{ si } \frac{\Delta}{\delta} > 1.8$$

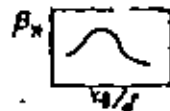
$$x = 1.39 \delta \text{ si } \frac{\Delta}{\delta} < 1.8$$

$$S = \frac{1.16 U}{V_n}$$

Y se usa para describir el cambio de coeficiente de sustentación en mezclos.

$$\beta = \log 10 \beta$$

hoja R-23



conocido el transporte de una componente individual i_a/i_b dentro de un mat. no uniforme el transporte total puede ser determinado por la suma de esas fracciones; cuando la variación es pequeña se usa 039.

$$\phi = \frac{g_B}{\rho_s} \sqrt{\frac{\tau}{\rho_s - \rho}} \frac{1}{g D^3}$$

$$\phi_n = \frac{i_a}{i_b} - \phi \quad \psi = \frac{(\rho_s - \rho) D}{\rho R_h S}$$

i_a = fracción (%) del área unitaria expuesta al arrastré.

i_b = fracción (%) del área unitaria de depósito de partículas.

→ METODO DE EINSTEIN (arrastré en suspensión).

por unidad de ancho y de tiempo

$$Q_{BS} = \int_0^d C_y V_y dy \dots \textcircled{1}$$



en la que:

$$V_y = 5.75 V_*' \log \left(\frac{30.2 \times y}{D_{65}} \right)$$

$$C_y = C_{BSa} \left[\frac{d-y}{y} \right] \left[\frac{a}{d-a} \right]^z \text{ (propuesta por Rouse)}$$

$$z = 2.5 W_i / V_*'$$

sustituyendo en ①, y realizando transformaciones

$$Q_{BSi} = 11.6 V_*' a C_{BSa} (P I_1 + I_2) \dots \textcircled{A}$$

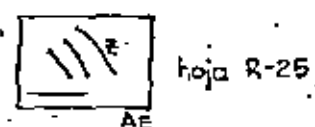
en donde:

$$P = 2.303 \log \frac{30.2 \times d}{D_{65}}$$



$$I_2 = 0.216 \frac{A^{z-1}}{(1-A)^z} \int_{A_E}^1 \left(\frac{1-y}{y} \right)^z \log_e y dy$$

$$I_1 = 0.216 \frac{A^{z-1}}{(1-A)^z} \int_{A_E}^1 \left(\frac{1-y}{y} \right)^z dy \quad A_E = \frac{a}{d} = \frac{2dc}{R}$$



para conocer la concentración C_y en cualquier punto situado a una distancia y del fondo, se puede utilizar la propuesta por Rouse. Al considerar $y=a=2D_i$, es decir arriba de la capa de fondo; Einstein supone que se cumple la relación:

$$C_{Bi} = C_{Ba} = \frac{1}{11.6} \frac{10 g/m^3}{200 V_*'^2}$$

recordando

$$Q_{BTi} = Q_{Bi} + \frac{Q_{Bi}}{P I_1 + I_2}$$

$$Q_{BTi} = Q_{Bi} (1 + P I_1 + I_2)$$

la secuela de cálculo se indica en las hojas R-26 y R-27

1 p.p.m. $\left\{ \begin{array}{l} \text{peso } 1 \text{ mg/l} = 197 \text{ kg/m}^3 = 10^{-3} \text{ kg/m}^3 = 10^{-6} \text{ Ton/m}^3 \\ \text{volumen } 1 \text{ ml/m}^3 = 10^{-3} \text{ l/m}^3 = 10^{-6} \text{ m}^3/\text{m}^3 \end{array} \right.$
 $1 \text{ m}^3 = 1 \text{ ton}$

15,000 p.p.m. $\Rightarrow 0.015 \text{ ton/m}^3 \Rightarrow 15\% \text{ peso}$
 16,000 p.p.m. $\Rightarrow 0.016 \text{ m}^3/\text{m}^3 \Rightarrow 16\% \text{ plúmen}$

→ * METODO DE EDGELWOOD HAZZED.

D (mm)	σ
0.19	1.3
0.27	1.6
0.45	1.6
0.85	1.6



propuso $f_e \phi_E = 0.15 \tau_*' \dots \textcircled{1}$
 $f_e = \text{coeficiente de fricción} = \frac{2 \tau_*'}{\rho V_*'^2} = \frac{2 U_*'^2}{V_*'^2}$

$\phi_E =$ parámetro adimensional de Einstein con que se toma en cuenta el arrastre de sedimentos.

$$\phi_E = \frac{2.8 \tau_*'}{\left[g \frac{\rho_s - \rho}{\rho} D_{50} \right]^{0.5}}$$

$\tau_*' =$ parámetro adimensional de Shields e igual al recíproco del factor de corriente propuesto por Einstein.

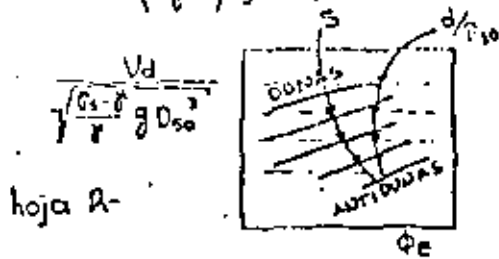
$$\tau_*' = \frac{1}{\psi} = \frac{\tau_*'}{(\rho_s - \rho) D_{50}} = \frac{f d s}{(\rho_s - \rho) D_{50}}$$

sustituyendo en ①.

$$Q_{BT} = \frac{0.05 f_s V_*'^2 (d s)^{2.5}}{\left(\frac{\rho_s - \rho}{\rho} \right)^{1/2} g^{1/2} D_{50}} \text{ expresado en función del } D_{50} \text{ poco se utiliza.}$$

$$g_{BT} = \frac{0.04 \rho_s V^2 (ds)^{3/2}}{\left(\frac{\rho_s - \rho}{\rho}\right)^2 g^2 D_{50}^3}$$

expresado en función del D_{50}



válida $Re_n > 12$
 $\frac{V_n D_{50}}{\nu}$

recomendación: no se aplique el método $D_{50} \leq 0.15 \text{ mm}$
 $\frac{V_n}{g} > 2$

→ MÉTODO DE BAGNOLD (1966).

considera: $g_{BT} = g_a + g_b$

si se expresan como pesos sumergidos:

$$g_{BT} = g_a + g_b$$

en su desarrollo toma en cuenta:

- * velocidades del fluido, en cada punta
 - * peso sumergido de las partículas.
 - * fuerzas necesarias que debe ejercer el fluido para levantarlas y arrastrarlas.
 - * introdujo factores de corrección para tomar en cuenta que V y Z no siguen la misma dirección.
- Las correcciones propuestas por Bagnold son:

$\tan \alpha$ para el arrastre de fondo. Coeficiente de fricción para partículas sólidas.

$\frac{w}{V_n}$ para el arrastre de fondo en suspensión.

velocidad media de las partículas de fondo en suspensión.

* toma en cuenta la energía del flujo por unidad de área:
 $E_u = \frac{\rho Q S}{8} = \rho D S V$ Energía unitaria.

* En función de dicha energía unitaria es posible obtener los arrastres mencionados.

$$g_{BT} \tan \alpha = e_b E_u$$

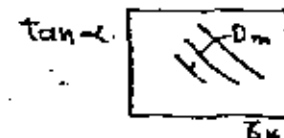
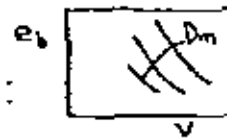
$$g_{BT} = \frac{w}{V_n} = e_s E_u = e_s e_b E_u$$

donde e_s y e_b son coeficientes que indican la eficiencia para transmitir dicha energía; tomando en cuenta lo indicado.

$$g_{BT} = E_u \left[\frac{e_b}{\tan \alpha} + e_s \frac{w}{V_n} (1 - e_b) \right]$$

para flujo completamente desarrollado.

$e_b = f(\text{velocidad media}, D_m)$ hojas R-28 y R-29
 $\tan \alpha = f(\bar{v}_x, D_m)$



La ecuación propuesta por Bagnold es aplicable tanto a flujo laminar como turbulento; para el caso de flujo laminar la expresión se reduce a:

$$g_{BT} = f V S d \left[\frac{e_b}{\tan \alpha} + 0.01 \frac{w}{V_n} \right]$$

* PERDIDA DE SUELO.

erosión - desgaste de la tierra.
 agentes de la erosión - agua, viento, nieve, gravedad y actividades humanas (explotación minera; aprovechamiento de la cuenca para uso forestal, agrícola, ganadero, excavación para obras hidráulicas, vías de comunicación, etc.

tipos de erosión.

- * normal - tipo geológico, el proceso es lento, no alterada por la actividad humana.
- * acelerada - al alterar la cubierta del suelo por actividades humanas, tales como el pastoreo exagerado, la tala de bosques e incendios - de los mismos hacen que la erosión sea acelerada.

erosión por el agua.

- * lámina - separación má. por impacto de las gotas de lluvia y remoción subsecuente por flujo superficial
- * canal - remoción y transporte de material por flujo concentrado.

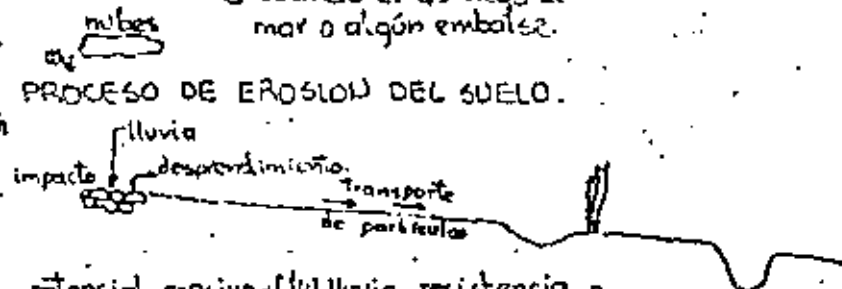
PROCESO:

RESUMEN:



- 1 suelo erosionado en las partes altas de la cuenca por hp.
- 2 pérdida de suelo al arrastrarse.
- 3 modifica las características del cauce al variar Qs.
- 4 cuando el Qs llega al mar o algún embalse.
- 5 donde se deposita.

PROCESO DE EROSION DEL SUELO.



potencial erosivo = f(lu lluvia, resistencia y cobertura del suelo).

si el suelo se encuentra saturado se produce el escurrimiento:

i lluvia > Infiltración suelo.

grado de erosibilidad = f(V escurrimiento, C, S, n).

una manera de reducir la erosión del suelo es mantener inundados los terrenos o protegido con cierta cobertura; reduciendo la velocidad de los escurrimientos.

la resistencia de un suelo a las fuerzas erosivas y a los escurrimientos = f(propiedades del suelo, D, f, p, m, s para má. de comportamiento friccional; c, f, s para má. de comportamiento cohesivo).

Erosión en lámina.

- * Ellison.
- * Musgrave.
- * Ley universal de pérdida de suelo.

$$A = RKLSCP$$

donde A es la pérdida de suelo en ton/km², R es el factor de lluvia, S es el factor de pendiente, L es el factor de longitud, C es el factor de cultivo y P es el factor de control de erosión.

El uso de la ecuación universal de pérdida de suelo, por su propia deducción resulta un poco problemática, desarrollada para la parte oriental de los E.U.A. y para su aplicación directa se requiere de una gran cantidad de información. A continuación se describirá brevemente cada uno de los factores que intervienen y su manera de obtenerlo.

* Factor de erosibilidad del suelo "K".

Este factor pretende tomar en cuenta la mayor o menor facilidad que tenga un suelo para ser erosionado, en función de su granulometría, peso volumétrico, etc. existiendo tablas para la determinación de su valor numérico, pudiendo teóricamente tomar valores de 0 y 1, que corresponderían a suelos no erosionables y suelos totalmente erosio-

-nables respectivamente. En la práctica este factor tiene un valor entre 0.10 y 0.40.

hoja R-56

* Factor de pendiente "S".

Este factor toma en cuenta la facilidad que puede tener un suelo para ser erosionado en función de su pendiente, ya que suelos con mayor pendiente es de esperarse que sean más fácilmente erosionables que otros con las mismas características pero con pendiente menor. De acuerdo con Weischmeier y Smith:

$$S = \frac{0.43 + 0.305S_1 + 0.0435S_2}{6.613} \quad S(\%)$$

Cabe aclarar que si se trabaja con terrenos de características no uniformes, como puede ser la cuenca de un río, es necesario aplicar la ecuación por tramos que si sean uniformes o bien trabajar con toda la extensión del terreno pero con valores representativos de los factores para toda el área. S varía entre 0.069 y 69 (teóricamente), en la práctica es poco usual determinar erosión en terrenos con pendientes al 20%.

* Factor de Longitud "L".

Este factor toma en cuenta que tan grande es un terreno para determinar la cantidad de azolves que pueda resultar de él.

$$L = \left[\frac{L_0}{726} \right]^{0.5} \quad L_0 \text{ en pies.}$$

al aplicarse a cuencas grandes, la longitud L_0 del terreno, se recomienda obtener la densidad de drenaje de la cuenca, se obtiene su recíproco que tiene como unidades Área por unidad de longitud. Ahora esa área se supon-

drá que tiene forma circular y se obtiene su radio; el cual será L_0 .

* Factor de cultivo "C".

Este factor pretende tomar en cuenta la erosión de un terreno en función de la cubierta vegetal que tenga dicho terreno.

Originalmente la determinación de dicho factor requeriría una gran cantidad de información como era la determinación o recopilación de información de un patrón de cultivo para 4 años, conocer en que época del ciclo de cultivo se encontraba éste al tiempo de la evaluación, información de la productividad media de ese terreno en ciclos anteriores, etc.; información que la mayoría de las veces no es fácil de conseguir.

Fue por esta razón, y la de agilizar el cálculo que se extrajo una tabla de valores medios en los que se puede obtener un valor de factor de cultivo "C" con solo conocer si el terreno es bosque, pastizal, zona de cultivo o desprovista de vegetación.

hoja R-56

Los valores van desde 0.08 para bosques densamente poblados hasta 1.00 para zonas desprovistas de vegetación.

* Factor de control de erosión "P".

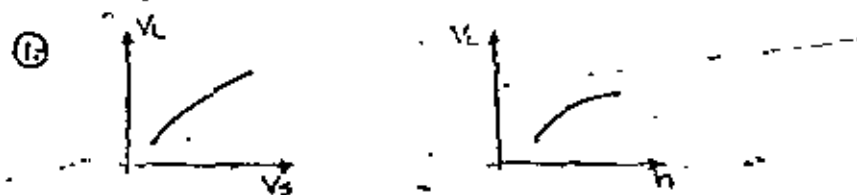
Este factor toma en cuenta que tanto se puede reducir la erosión o el material de solida de un terreno si en él existe alguna obra o un manejo especial para detenerlo, como puede ser los zarcos terráceo, etc. Véase hoja R-57.

* Factor de lluvia "R".

Este factor pretende tomar en cuenta la erosión de un suelo en función de las características de la lluvia; que cae en el suelo; o i-

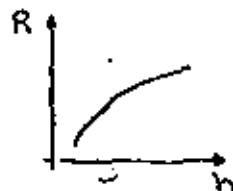
- ginal. Este, se definió como una función de la intensidad de una lluvia con $T_r=10$ años y $t=30$ min; por la falta de información en nuestro país se ha tratado de establecer una relación entre esa erosión y algún parámetro de fácil obtención; por ejemplo la altura de precipitación mensual.

Secuelo:



V_L : Volúmenes líquidos escurridos mensuales.
 V_S : Volúmenes sólidos arrastrados mensuales.
 h : alturas de lluvia mensuales.

② Se obtiene el valor de "R" para un mes - cualquiera, este valor está relacionado con un volumen líquido que lo arrastró, que se determina con la primera relación obtenida en el paso anterior. A su vez este volumen escurrido se puede relacionar con la lluvia que lo produjo por medio de la segunda relación y de esta manera se obtiene:



En la figura anexa se muestra la relación Factor de lluvia "R" - lluvia, mensuales.

CAUCES ESTABLES.

- * GASTO FORMATIVO Y DOMINANTE.
 - gasto formativo. Se entiende como aquel gasto - que de mantenerse constante reproduce S, d, S que tiene un río y que ha adquirido con gastos variables (hidrograma anual).
 - gasto dominante. Se entiende como aquel gasto que arrastra la misma cantidad de sólidos que el hidrograma anual.

para algunos investigadores: $Q_{form} = Q_{dom}$.

- * Criterios para valorar Q_{form} .
 - Kellerhals (1967). para ríos con bolos y gravas. - lo define como el gasto que llena el cauce principal; supone que para ese gasto el transporte de fondo es despreciable.
 - Chanciski (1959). lo define como aquel que produce los máximos escurrimientos laterales en un año promedio.
 - Mallics. (1956). lo define como aquel gasto relativamente grande o sostenido durante un tiempo, que reacondiciona el cauce natural al limpiarlo de vegetación y depósitos acumulados durante la época de gastos bajos.
 - Ackers y Charlton. consideran como gasto formativo o dominante como aquel gasto que si fluyera constante formaría un río con longitud de meandros observada para un tramo dado de río en un experimento similar.

$$\frac{\lambda}{D_{50}} = 123 \frac{Q_d}{D_{50} \sqrt{g S} D_{50}}$$

- En función de la frecuencia. Es aquel gasto que puede pasar por la sección transversal de un río, sin llegar a

desbordar, varios autores han observado la frecuencia de llenado en función de los datos hidrológicos y de las avenidas presentadas.

- Q_{Tr} 1 a 10 años.
- * Criterios para valorar Q_{dom} .
 - De la definición para flujo permanente.

$$Q_d = \frac{\sum_{i=1}^n Q_{si} h_i}{\sum_{i=1}^n Q_{si} h_i}$$

- para flujo variado. Se debe efectuar una corrección:

$$Q_s = \left[1 + \frac{1.5\alpha}{\alpha - 1} \right]$$

en donde: $\alpha = \frac{(S - S') D_{50}}{r D S}$

para transporte nulo, α toma el valor de uno y para transporte máximo toma el de dos.

* CAUCES ESTABLES.

- en un cauce se tienen 3 conceptos de estabilidad - que se pueden aplicar a un río.
 - 1) Estática. - la estabilidad estática se alcanza - cuando la corriente no es capaz de mover al material que forma las paredes y el fondo.
 - 2) Morfológica. - la estabilidad morfológica es la que tiene cualquier tramo de río, es decir, la geometría de las secciones transversales y las pendientes observados son las que se representan - siempre que se tenga el mismo material del fondo, la misma alimentación de gasto sólido procedente de aguas arriba y el mismo hidrograma.
 - 3) Dinámica. - Se puede considerar como un caso particular de la anterior y es la que se observa - cuando el río está formado por un solo cauce, pero existe arrastre, erosión y sedimentación de material sólido.

En un cauce se tienen 3 grados de libertad.

1º d	se requieren 3 ecuaciones que tomen en cuenta meandros	a) pérdidas por fricción b) arrastre de sedimento c) geom. secciones
2º S → Q_s		
3º S		
4º tiempo		

algunos autores emplean o remplazan la palabra de equilibrio por la de régimen. Las condiciones de equilibrio son B_e, S_e y de.

- * Criterios: BLENDH.
- ALTOBIN.
- MAZA-CRUCKSHAWK.

* Contribución de Blendh (1957) S.I.

aplicable a: canales rectos; márgenes hidráulicamente lisos; $B \leq 3d$; márgenes permanecen estables, como si éstos se comportasen como material cohesivo; - descargas continuas $Q = cte.$; el movimiento por da lugar a la formación de dunas $\Rightarrow Fr < 1; V < V_{crit}; D$ pequeños.

ecuaciones:

- 1) $F_b = \boxed{3.28} \frac{V^2}{d}$ (factor de forma) = f(material)
- 2) $F_s = \boxed{10.76} \frac{V^3}{B}$ (factor de orilla).
- 3) $\frac{V^2}{g d S} = 3.63 [1 + a_0 C_s] \left[\frac{V B}{L} \right]^{0.25}$

$a_0 = \frac{1}{2330}$; C_s = concentración del material - arrastrado en suspensión dado en peso y partes por ciento mil.

A través de las ecuaciones anteriores se obtienen las condiciones de equilibrio.

$$B_e = \sqrt{\frac{F_b}{F_s}} Q \quad \boxed{1.87}$$

$$d_e = \left[\frac{F_s}{F_b^2} \right]^{1/3} Q^{2/3} \quad \boxed{1.02}$$

$$S_e = \frac{F_b^{5/2} F_s^{1/2} L^{1/4}}{2.69 (1 + a_0 C_s) g Q^{1/4}} \quad \boxed{0.55} \quad \text{hoja R-33}$$

$$F_b = F_{b0} (1 + 0.12 C_s)$$

fondo arenoso $F_{b0} = 1.9 D_m^{0.5}$
 D_m : mat. fondo expresado en mm.

0.1 limo ligeramente cohesivo.
 $F_s = 0.2$ suelo cohesivo.
 0.3 suelo muy cohesivo.

$$F_s = \frac{F_b S^2}{8} ; \quad F_{s0} = 1.9 D_m^{0.5}$$

D_m : mat. orillas expresado en mm.

* Contribución de Simons (1968) S.I.

$$B_c = 0.9 K_1 \sqrt{Q}$$

$$d_e = 1.24 K_2 Q^{0.36} \quad R_h \leq 7 \text{ pies.}$$

$$d_e = 200 + 0.52 K_2 Q^{0.36} \quad R_h > 7 \text{ pies.}$$

$$\frac{V^2}{g D S_e} = K_4 \left[\frac{V B_c}{L} \right]^{0.37}$$

COEFICIENTES:

TIPO DE MATERIAL	K_1	K_2	K_4
arena: lecho y orillas.	3.50	0.52	0.33
lecho: arena; orillas: cohesivo.	2.60	0.44	0.54
cohesivo: lecho y orillas.	2.20	0.37	0.87

cuarzo mat. no cohesivo
 lecho: arena; orillas: cohesivo.
 con alto contenido de sedimento.

1.75	0.25
1.70	0.34

* Contribución de Altunin.

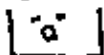
- distingue tres zonas importantes:

Montaña Intermedia Planicie

cañones rodados o guijarros. arenas y gravas arenas
 \int, V S, V

afluentes pequeños. cauces errantes ríos sin meandros. ríos con meandros cerca del mar.

- distingue dos tipos de secciones transversales



difícil de erosionar



fácil de erosionar

PRIMERA ECUACION: relaciona las características geométricas

$$\frac{Bm}{K} = d \text{ (Goncharov) } \quad \text{①}$$

$$m = 0.72 \left[\frac{Dm(d_2 \cdot d_1)}{ds \cdot d} \right]^{0.1} \text{ (Orlov)}$$

hoja R-33

① zona del río y condición del cauce.	f	Fr	A ₁		A ₂	
			a	b	a	b
②						

① alta montaña

② zona de planicie.

$K = f$ (tipo de cauce)

mat. aluvial 8 a 12

"a" 3 a 4

"b" 16 a 20

sustituyendo en ①:

$$B = \frac{A_1 \cdot Q^{0.4}}{S^{0.5 \cdot d}} \dots \text{②}$$

$$A_1 = (nk \cdot S_1)^{0.8} ; \rho = \frac{3}{315m}$$

TERCERA ECUACION: equilibrio

$$V = a_1 \cdot V_0 d^k \dots \text{③}$$

$a_1 = 1$ zona montaña ; $1 a 1.15$ zona planicie.

$V_0 =$ velocidad de formación; excluye la posibilidad de formación en el tramo en estudio = f(D representativo). En época de avenidas el Drep. se afecta por 1.3 hoja R-35

$\alpha = \frac{1}{1+d}$ se recomienda:

$\frac{1}{3}$ gasto máximo.

$\frac{1}{4}$ gasto medio época de crecientes.

$\frac{1}{3}$ gasto medio época de avenidas.

ecuación complementaria: $V_0 = \frac{1}{A_1}$

LA DETERMINACION DE LAS CARACTERISTICAS ESTABLES DE UN TRAMO DE CAUCE = f(Datos del problema) veanse hojas R-3 y R-3'

* Método de Haza-Cruickshank.

cauces con fondo arenoso.

ecuaciones necesarias para definir la estabilidad de un cauce:

a) Cruickshank-Haza (resistencia del flujo)

para régimen inferior o superior.

b) Engelund (capacidad de transporte de sedimentos).

c) Goncharov (Altunin)

Para el análisis de estabilización de un cauce se fijaron valores de los parámetros k y m (10 y 0.7); las expresiones pueden verse en tablas adjuntas. hojas R-4 y R-5B.

SEGUNDA ECUACION: fórmula de Chezy.

$$Q = C B d \sqrt{ds}$$

$$C = \frac{1}{n} d^{1/6} ; \frac{1}{6} < y < \frac{1}{3}$$

Manning $y = \frac{1}{6}$

$$Q = \frac{1}{n} B d^{5/3} S^{1/2}$$

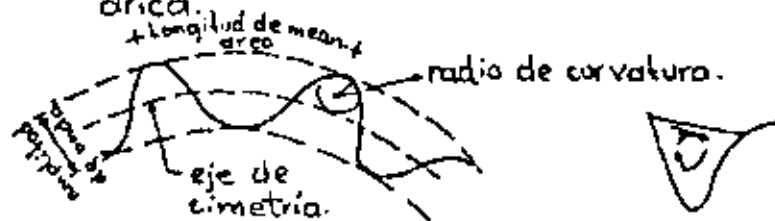
MEANDROS.

Los ríos presentan a lo largo de su recorrido:

- a) un curso recto.
- b) un curso meándrico.
- c) un curso trenzado.

a) **Curso recto.** Aunque uno puede ver un curso recto donde los márgenes son rectas, el flujo de agua entre ellas no lo es, en general, ya que las irregularidades del cauce, debidas a rocas, barras, árboles u otros obstáculos causan un grado de meandreo del agua dentro del tramo del río con márgenes rectas.

b) **Curso meándrico.** La figura muestra las características geométricas de una corriente meándrica.



A medida que el agua se mueve en este curso meándrico, desarrolla una gran fuerza centrífuga que causa una sobre-elevación del nivel del agua en el

La presión resultado del exceso de agua concentrada en esta zona, intensifica el flujo helicoidal en el fondo y en consecuencia, la erosión. En la parte interior de la curva hay un remolino con desareneración del flujo, ocasionándose el depósito.

CAUSAS DEL MEANDREO:

- 1- Flujo helicoidal
- 2- S como función del tamaño del material del fondo, ya que la corriente tiende a ajustar su S al material que deberá transportar los granos del fondo, la corriente meandreará a lo largo de

su curso y así disminuirá su "S".

c) **Curso trenzado.** El trenzado empieza con la aparición de una barra a mitad del canal. Una corriente de este tipo está caracterizada por la inestabilidad general de las barras canales del curso y por el derrumbe de márgenes.

GRADOS DE LIBERTAD.

- 1º d
- 2º B
- 3º S
- 4º t meandreo.

El meandreo son curvas que forman los ríos en planicie por:

- 1º una erosión continua.
- 2º el transporte y
- 3º depósito de material sólido.

FORMAS TÍPICAS.

- 1º Curva parabólica.
- 2º Curva circular.
- 3º Curva seno
- 4º Curva seno generada.

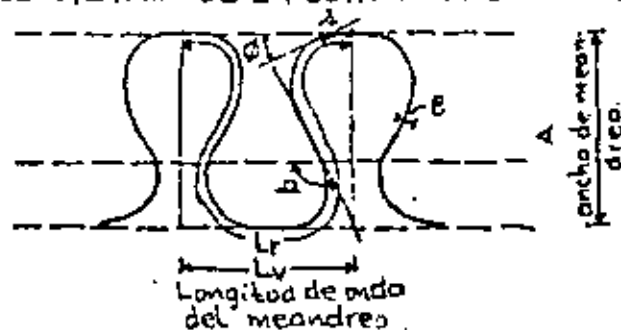


Lo dirección angular de cualquier punto de la curva, respecto a una dirección principal en una función seno. Esta forma ofrece la mínima resistencia a la deformación.

La geometría de los meandros es importante ya que mediante ella se puede determinar la erosión que un río puede causar a las orillas afectando cierta zona.

Existen varios criterios para determinar la geometría: el radio de curvatura, longitud de meandro, etc.

GEOMETRIA DE LA CURVA SENO GENERADA.



$$k = \frac{Lr}{Lv} = \frac{Sv}{Se}$$

k : sinuosidad.
 Lr : longitud del río.
 Lv : longitud del valle o planicie.
 $Sv = S_{valle}$.
 $Se = S_{equilibria}$.

Si $k=1 \rightarrow$ río recto.
 $k > 1 \rightarrow$ río meándrico.

Si $Se < Sv$ se forman meandros.
 $Se = Sv$ río recto.
 $Se > Sv$

$A = 2.5$ a 4.5 B } fórmulas aproximadas.
 $Lv = 10 B$

2° $\Omega = 2.2 \sqrt{\frac{k-1}{k}}$
 mdx. deflexión ϕ en radianes.

3° $\phi = \Omega \sin\left(\frac{\Delta}{Lr} 2\pi\right)$

ϕ : dirección angular.
 Δ : magnitud del segmento de construcción.

4° $\Delta = \frac{Lr}{N}$

N : número de segmentos adoptados para el trozo.

AUMENTO DE LA CAPACIDAD HIDRAULICA DE UN CAUCE MEDIANTE EL CORTE DE MEANDROS.

Uno de los problemas principales que afrontan las poblaciones situadas cerca de los márgenes de un río, radica en las inundaciones sufridas por éstas cuando transitan avenidas que exceden la capacidad hidráulica del cauce principal del río.

Fosibles soluciones:

- 1º Construcción de presas para control de avenidas.
- 2º Cauces de alivio, aprovechamiento de lagunas o zonas adyacentes al cauce.
- 3º Bordos longitudinales o perimétrales a un poblado.
- 4º Corte de meandros.

Al producirse el corte de meandros, la alteración que sufre está en la pendiente y tenderá a recuperar su pendiente de equilibrio S_e , ya sea produciendo:

- a) Erosiones laterales en la vecindad del corte, que pueden desarrollar nuevos meandros o bien alargar los ya existentes.
- b) Si el proceso erosivo es detenida por medio de obras de defensa, el río tenderá a recuperar su S_e , erosionando el fondo aguas arriba del corte y creando zonas de depósito aguas abajo del mismo.

De lo anterior:

- 1) La capacidad hidráulica del río aumenta al aumentar la "S".
- 2) La erosión aguas arriba puede crecer indefinidamente.
- 3) La capacidad aguas abajo del corte podrá permanecer inalterada evitado el depósito de material mediante dragado.

La metodología es la siguiente:

- 1º Determinar las características hidráulicas antes del corte: Q ; Q_s ; B_e ; d y S_e .
- 2º Lo mismo que lo anterior pero realizado el corte.

ANTES DEL CORTE.

- a) Capacidad hidráulica del cauce. Realizar el funcionamiento hidráulico del río para diversos gastos, aplicando el teorema de Bernoulli y continuidad. Las pérdidas de fricción se valvan cuando no se conocen las características del material por la expresión de Manning.

$$h_f = \left[\frac{V \sqrt{m}}{C_m} \right]^2 \Delta L \quad 0.2 \leq D_{50} \leq 20 \text{ mm}$$

$$h_f = \left[\frac{K_{RI} V_m}{d_m^{0.524}} \right]^{2.493} \Delta L \quad \text{régimen inferior} \quad \frac{1}{S} \geq 303 \pi x^{0.528}$$

$$h_f = \left[\frac{K_{RS} V_m}{d_m^{0.644}} \right]^{2.841} \Delta L \quad \text{superior} \quad \frac{1}{S} \leq 891 \pi x^{0.618}$$

siendo:

$$K_{RI} = \left[\frac{0.634 (S_s - 1)^{0.456}}{D_{50}^{0.24}} \right]$$

$$K_{RS} = \left[\frac{7.58 W_{50}}{D_{50}^{0.644} (S_s - 1)^{0.352}} \right]$$

$$\pi x = \frac{r d_s}{(k_s - r) D_{50}}$$

$$(S_s - 1) = \frac{r_s - r}{r}$$

- b) Obtención del arrastre de sedimentos de fondo y en suspensión.
 - * fondo (Meyer-Peter y Muller, Engelund, Bagnold, etc.).
 - * Suspensión (Einstein, Laursen, etc.).
- c) Condiciones de estabilidad del cauce (Blench, Altunin, Maza-Cruickshank)

POSTERIOR AL CORTE.

- a) La determinación de la capacidad hidráulica semejante al anterior conviene se realice para dos condiciones diferentes.
 - a-1) Sin que se haya erosionado el fondo A.A. condición que se presenta en los primeros años.
 - a-2) Ya se erosionó el fondo A.A. condición que se presenta en varios años después.

Por otra parte, por el corte de meandros, ocasiona depósito de materiales A.A al cambiar "S" A.A. ∴ será conveniente considerar una draga A.A. del corte.

1) haciendo $\frac{v_m}{v_r}$

$$\frac{v_m}{v_r} = \left(\frac{R_m}{R_r}\right)^{2/3} \left(\frac{S_m}{S_r}\right)^{1/2}$$

* de la figura $S_m = \frac{S_r L - \Delta z}{L}$

* Considerando la hipótesis a) $A_r = B R_r$; $\Delta r_1 = B R_m$

* Tomando en cuenta los parámetros adimensionales. $\frac{v_m}{v_r} = \lambda^{2/3}$; $\frac{A_m}{A_r} = \lambda z$

Sustituyendo valores:

$$\lambda^{2/3} = \left(\frac{S_r L - \Delta z}{S_r L}\right)^{1/2}$$

haciendo $k = \frac{k}{S_r L^{2/3}}$

Sustituyendo $\lambda^{2/3} = (A_z)^{1/3} (1-k)^{1/2}$
 si hacemos $\Delta z = 0$ $\lambda^{2/3} = (A_z)^{1/3}$; $Q_z = (A_z)^{5/3}$ ←

2) haciendo $\frac{v_c}{v_r}$

$$\frac{v_c}{v_r} = \left(\frac{R_c}{R_r}\right)^{2/3} \left(\frac{S_c}{S_r}\right)^{1/2}$$

* de la figura. $S_c = \frac{S_r L - \Delta z}{L}$

* tomando en cuenta los parámetros adimensionales. $\frac{v_c}{v_r} = \lambda$

Sustituyendo valores:

$$\lambda = \left(\frac{R_c}{R_r}\right)^{2/3} \left(\frac{S_r L - \Delta z}{S_r L}\right)^{1/2}$$

$$\frac{L}{b} = \frac{L}{b} \frac{\Delta z}{S_r L}$$

de donde:

$$\lambda = \left(\frac{R_c}{R_r}\right)^{2/3} \left(\frac{L}{b}\right)^{1/2} (1-k)^{1/2}$$

* haciendo $f = \frac{R_r}{R_c}$; $\lambda = \left(\frac{b}{L}\right)^{1/2}$; $c = f^{2/3} \lambda$

sustituyendo $\lambda = \frac{1}{c} (1-k)^{1/2}$

si hacemos $\Delta z = 0$ $\lambda = \frac{1}{c}$; $v_c = 1$ ←

$$R_c = \frac{A_c}{b + 2f_r}$$

b= ancho del canal piloto.

Dividiendo por A_r numerador y denominador y de teniendo el recíproco y multiplicando por R_r a ambos miembros de la expresión.

$$\frac{R_r}{R_c} = \frac{\frac{b R_r}{A_r} + \frac{2 R_r}{A_r}}{\frac{A_c}{A_r}}$$

* haciendo $b R_r = A_c$

Sustituyendo y simplificando.

$$\frac{R_r}{R_c} = 1 + \frac{2 R_r}{A_c}; \quad 1 + \frac{2 R_r}{b}$$

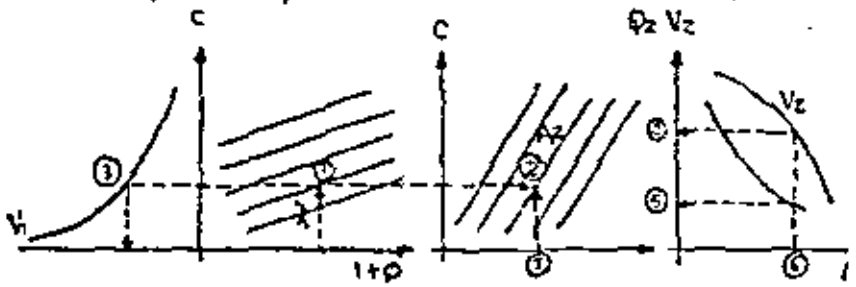
* haciendo $\phi = \frac{2 R_r}{R_c} = 1 + \phi$

Sustituyendo este valor en el de "c".

$$c = (1 + \phi)^{2/3} \lambda$$

Para facilitar el cálculo de la sección transversal del canal piloto, conviene realizarla gráficamente para las dos condiciones siguientes.

- 1) Material de arrastre en suspensión, difícil de sedimentarse en el meandro.
- 2) Material de arrastre de fondo, con posibilidad de depositarse en el meandro.





del corte se determina el área hidráulica correspondiente a $Q_m \rightarrow A_{Qm}$.

9) Hacer $A_m = A_{Qm}$ valor del área que se requiere obstruir en el meandro para cumplir con las condiciones impuestas por el método.

→ Condición 2.

1) Obtener $V_z = \frac{V_m}{V_r}$ máximo que garantice el depósito en el meandro. de gráfica se determina A_z punto ⑥ de la gráfica.

2) Se determina el valor de $\lambda = \sqrt{\frac{f}{L}}$

Se supone "b" de la misma forma que en la condición ① y se calculan los valores de $\varphi = \frac{2Rr}{b}$; $A_c = bRr$; $\Delta z = \frac{Ac}{\Delta r}$

3) A partir de λ y ϕ se obtiene "c", "A_i" punto ⑦ de la gráfica, que se compara con el obtenido en el paso 2.

- Si difieren se supone otro valor de "b" y se repite el cálculo

* Si el cálculo da un V_i menor que el mínimo permitido para producir erosión en el canal piloto; no se tendrá una solución posible para $\Delta z = 0$.

* El valor de Δz obtenido en el paso uno indica el grado de obstrucción en el meandro para lograr el depósito

Secuela de cálculo.

→ Condición 1.

1) Determinar $\lambda = \sqrt{\frac{f}{L}}$

$V_i = \frac{V_c}{V_r}$ mínimo para producir erosión.

2) Suponer "b" igual a la mayor de las dos magnitudes siguientes:

$b = 0.10B$

margen poco elevada.

ó $b = 1.25H$

muy elevada

recomendable si llegara a deslizarse una de las márgenes.

3) Estimar:

$\varphi = \frac{2Rr}{b}$; $1 + \varphi$; $A_i = \frac{bRr}{\Delta r}$

4) Utilizando las gráficas se obtiene "c" punto ④ de la gráfica.

5) Utilizando las gráficas se obtienen V_i y A_z puntos ① y ② de la gráfica.

6) Se compara V_i con el mínimo para producir erosión (obtenido del paso 1).

Si es correcto se obtiene de gráfica V_e y Q_e puntos ③ y ⑤ de la gráfica.

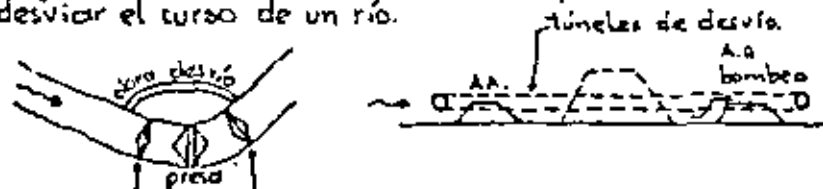
Si no es correcto suponer otro ancho "b" y repetir el ciclo.

7

7) Determinar $A_m = A_z \cdot A_r$
 $Q_m = Q_z \cdot Q_r$
 $V_{m1} = V_z \cdot V_r$

CIERRE DE CAUCES.

En el aprovechamiento de corrientes naturales es muy común la construcción de obras para alterar o desviar el curso de un río.



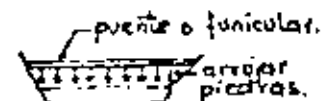
ataguías construídas en época de estiaje, formadas al arrojar al agua piedras producto de banquetas de préstamo cercanas al sitio, elementos prefabricados, etc.

ventaja: poca volumen, tiempo y costo de construcción.

*METODOS DE CIERRE

- a) Frontal.
- b) Lateral.
- c) Combinación de las anteriores.

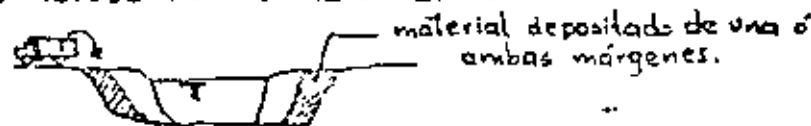
A) METODO DE CIERRE FRONTAL. Este método se utiliza



en cauces con material arrastrable, ya que la protección se logra en las primeras capas de material

ataguía formada por capas sucesivas en todo el ancho del río al arrojar el material desde un puente, funicular o cualquier otro medio.

B) METODO DE CIERRE LATERAL.



material depositado de una o ambas márgenes.

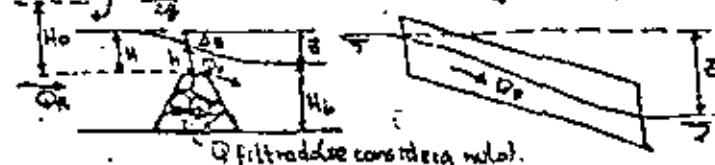
avance de las ataguías
 la corona del ataguía se utiliza para rodamiento del equipo

Este método se utiliza cuando el fondo del cauce está formado por material no arrastrable o cuando la sección es bastante estrecha.

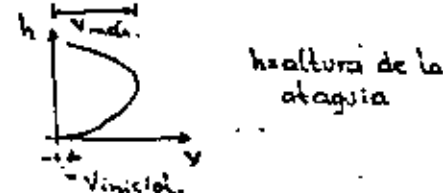
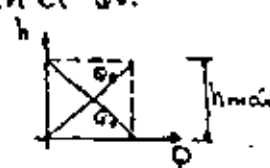
FENOMENOS PRESENTADOS DURANTE EL CIERRE DEL CAUCE.

* Frontal.

Se inicia con la formación, en el fondo del cauce, de un escalón que crece más o menos uniformemente mientras la ataguía no mueva la piedra; con ello se produce una reducción en el área hidráulica, lo que provoca un aumento en la ataguía y el nivel del agua h, funcionando la ataguía como vertedor, cuyo ahogamiento va reduciéndose a medida que la ataguía crece lo que trae como con-



secuencia un aumento en el Q_D y \therefore una disminución en el Q_v .



configuraciones de las ataguías.



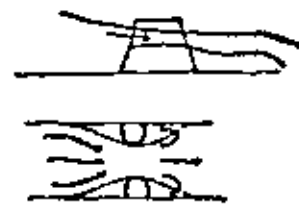
material no arrastrable.



material arrastrable.

* Lateral.

La reducción del área de paso se logra al avanzar lateralmente hacia el centro del cauce, los efectos son semejantes al frontal.



METODO DEL CALCULO HIDRAULICO

Desarrollado por ZBACH y JALBAE URSS experimentalmente y posteriormente ampliado por Lebediev.

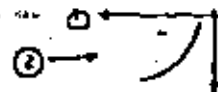
La finalidad es conocer tipo vertido

En función de ello determinar Dmst y sección

$Q_A = Q_0 + Q_V + Q_F \rightarrow$ ① ataguia.

La repartición de los tres gastos está en función de z .

$Q = Q_0 + f(z) \cdot Elev.$



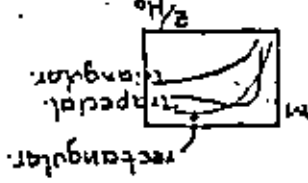
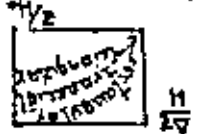
Q_V se calcula con formulas para vertedores.

$Q_V = m + \frac{z}{2g} E_n \cdot H_0^{3/2}$ ②

E coef. de gasto del vertedor, según su forma y su disposición

$H_0 = H + \frac{V_0^2}{2g}$ = energía sobre la cresta del vertedor.

Lebediev presenta.



VER FIG. 250003.

frontal - sección de vertido rectangular y tupeal.
lateral - sección de vertido triangular.
combinado - sección de vertido triangular con escama de fondo.

* Q_T = Q des. del cuerpo de la ataguia. SALDRE. cierre frontal; condiciones de flujo.

PARA PERFILES TRIANGULARES.

1) Ataguia sumergida \rightarrow filtración es a presión.

$Q_F = 2K \sqrt{\frac{z}{2h}} (h^2 - 0.39(h - y_0)^2)$ ③



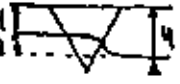
h_0 altura sobre el talud A.A. desde la cual empieza a haber distribución no hidrostática de presiones. utilizado en ataguia Tabla K6 con turbulencia = f tipo mat. - coef. experimental de filtración K_6 .

$y_0 = \frac{h}{h} \cdot \frac{0.415}{h+z} (0.585) \cdot \frac{h+z}{h} > 0.585$

h y z en m.

2) Ataguia emerge de la superficie del agua y existe filtración turbulenta no a presión.

$Q_F = 2K \sqrt{\frac{z}{2h}} (\sqrt{2h - \sqrt{2h - h_0}} + \sqrt{2h - \sqrt{2h - h_0}})$ ④



tipo material: h_1 piedra redondeada 10 20 40 50 75 90 150 160 200
n=0.4 z 219 345 50 37 69
cubos de concreto h_1 68 83 93 110 120 136
n=0.475
ataque de concreto z 76 93 110 120 140 160
n=0.50

La edición simultanea de las ecuaciones ③ a ⑤ permite conocer la forma en que se reparten en cualquier etapa del proceso de construcción Q_V , Q_F y Q_T .

El coeficiente de permeabilidad turbulenta K , para elementos prefabricados (fig. T) $K = 50^2$
 $S = \omega e^2$ = f forma de la estructura, porosidad del conjunto
porosidad 0.75 0.80 0.85 0.90
74 y 76 23 30.7
74 21 27.3 36.6 42.8

D- diámetro de una esfera de igual volumen que el elemento a prefabricado.

Isbach analiza la V que resiste un elemento (pedra) colocada sobre un fondo liso y sobre otras piedras.

$$V_{lim} = 4c \sqrt{2g \frac{K_1 - Y}{r}} \sqrt{D} \quad \text{--- (A)}$$

Lcoef. = 0.86 piedra redondeada.
= 1.20 en conjunto

para elementos prefabricados.

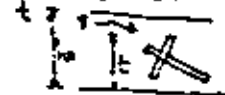
1) $h_0/t > 1$

$$V_{lim} = WF \sqrt{\left(\frac{h_0}{t}\right)^3}$$

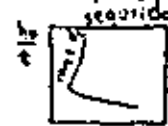
W = Velocidad de caída = $\left(g \frac{K_1 - Y}{r} \frac{\pi}{62} D\right)^{1/2}$ (forma del elemento)

F = coeficiente = f (fricción del elemento con el piso, forma).

$\frac{h_0}{t}$ se obtiene de la fig. 7e.



diámetro de una esfera del mismo peso que el elemento.



tipo de estructura	porosidad	$\frac{h_0}{t}$	$\frac{t}{D}$	F	T
7-a	0.80	0.8-1.00	1.72	0.47	5.9-6.5
7-b	0.80	0.8-1.20	1.50	0.64	5.9-6.5
7-D	0.80	1.0-1.50	2.12	0.81	6.5-8.1
arcos de concreto.	0.475	0.5-0.80	0.80	0.48	2.6-3.3
tetraedros	0.50	0.8-1.40	1.60	0.67	3.3-3.8
entramiento.	0.40	0.3-0.60	1.00	—	1.6-2.3

2) $h_0/t < 1$

$$V_{lim} = WF \sqrt{\frac{K_1 - Y (h_0/t)}{(K_1 - Y)^{0.5} t}}$$

método pontal unitario

Isbach da otro criterio para el diseño; empleando la potencia N en combinación con las V_{crit} y otras magnitudes determinadas experimentalmente.

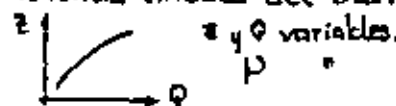
$N = T \cdot M$

Lcoef. adimensional.

volumen del elemento.

$$T = f(\text{forma del elemento}); M = (K_1 - Y) V \frac{D}{W}$$

N = Potencia cinética del chorro = $\frac{1}{2} Q V^2$



masa unitaria de agua que pasa por la sección de cierre en la unidad de tiempo

Una ataguía es formada por material no arrastrable cuando $N_{cr} \geq T \cdot M$.

X DETERMINACION DE LA POTENCIA CINETICA CRITICA N_{cr} .

Isbach dice: N_{cr} se presenta cuando $Z = \frac{1}{2} H_0$ es decir V_{max} ; vertedor pasa del estado ahogado al no ahogado.

Cuando $T \cdot M < N$ el escurrimiento arrastra el material - en toda aquella zona donde la igualdad no se cumple, para dejar después que el material tome su talud natural de reposo, en donde N disminuya de valor. Las ataguías que se construyen con material que se comporta en las condiciones anteriores, se les denominan ATAGUÍAS DE MATERIAL ARRASTRABLE O CONFIGURADAS; su cálculo se enfoca a conocer la forma que adoptará el cuerpo de éstas para un determinado tipo de piedra y estimar el volúmen necesario para su construcción.

1 tipos de configuración (Fig. 12).

1ª Configuración (12a).

la forma triangular se mantiene mientras:

$$V_{flujos\ cresta\ vertedera} \leq V_{lim\ ecuacion\ (A)}$$

$$Y_c = 0.86$$

2ª Configuración (12b). Se amplía la cresta.

$$V_{flujos} > V_{lim\ ecuacion\ (A)}$$

se amplía la cresta

$$L_c = 3 \sqrt{\frac{Q^2}{g}}$$

$$V_{max} = 1.20 \sqrt{2g \frac{K_1 - Y}{r}} \sqrt{D}$$

cualquier aumento de velocidad ocasiona un arrastre

Del teorema de Bernoulli (se desprecia la velocidad de llegada).

$$\Delta z_{\min} = \frac{1}{\rho_1^2} \frac{V_{\min}^2}{2g} \quad \text{al principio de la cresta}$$

$$\Delta z_{\max} = \frac{1}{\rho_2^2} \frac{V_{\max}^2}{2g} \quad \text{al final de la cresta}$$

ρ_1 y ρ_2 son coeficientes que toman en cuenta la pérdida de carga entre las secciones, con valores entre 0.92 y 0.70.

3ª Configuración. (12c).

Se presenta Δz una pendiente de la rápida.

* De Manning $i = \frac{n^2 V_{\max}^{10/3}}{g^{4/3}}$

de acuerdo con JALDRE $n=0.05$ piedra.
 redondeada homogénea $15 \text{ cm} < D < 25$.
 $n=0.10$ D mayores.
 para mat. no uniforme n se reduce.

* Lebediev.

$$C = \frac{N}{V_{\max}^2} \quad ; \quad C = \frac{n}{y_0^{1/6}}$$

4ª Configuración (12d).

Es una prolongación de la 3ª configuración al disminuir el Q_v .

PROCEDIMIENTO DE CALCULO.

* 1ª Etapa.

Se desconoce el material con que se efectúa el cierre.
 Se considera $Q_f = 0$.
 Se determina Z, q, V, N .
 El material no es arrastrado.

* 2ª Etapa.

1º caso: se escoge un material D; $Q_f \neq 0$ no es arrastrado
 2º caso: se escoge un material para no ser arrastrado
 i. gradúa el tamaño D; o aumentando al aumentar la velocidad de vertido.

el material es arrastrado.
 Se calcula el volumen.

ATAGUIA DE MATERIAL NO ARRASTRABLE.

- 1º Se conoce la elevación de la cresta de la ataguía.
- 2º Z_{sup} → determina Elev. agua A.A.
 $V_{A.A.} = V_{A.R.} + Z_{\text{sup}}$
- 3º Se determina Q_d para el nivel supuesto
- 4º Se obtiene $H = V_{A.A.} - V_{\text{cresta}}$
 $H_0 = H + \frac{V^2}{2g}$

V cresta
 Z_{sup}

Q_d
 H
 H_0

5º Se obtiene $m = f\left(\frac{Z}{H_0}\right)$ fig. 5

m

6º Se calcula gasto unitario vertido ecuación ①

q_v

7º $Q_v = q \cdot b_m$ rectangular

Q_v

para el triangular $b_m = kh \left(1 - \frac{\Delta z}{H}\right)$ (ancho menor del trapecio)
 Trapecial $b_m = kH \left(1 - \frac{\Delta z}{H}\right) + b$
 (altura)

8º Si se toma en cuenta Q_f calcularlo con las fórmulas ④.

Q_f

9º Se suman los gastos $Q_d + Q_v + Q_f$

Si $Q_1 = \epsilon Q$ proceder con ⑩.
 Si $Q_1 \neq \epsilon Q$ proceder con ⑪.

⑩ $V = \frac{Q_0}{A}$

⑪ $\mu = \epsilon q \bar{z}$

El proceso se repite, se realiza para cada elevación de la cresta; los valores finales se grafican y se diseña el tamaño del material a emplear para la condición más desfavorable.

Si el material es no uniforme $Q_f = 0$.

ATAGUIA DE MATERIAL ARRASTRABLE.

* Para el tamaño del material disponible se calcula V_{min} , V_{max} formulas ⑤ y los valores de las caídas al principio y final de la cresta Δz_{min} y Δz_{max} formulas

* 1ª Configuración $V < V_{lim}$.
cálculo igual que la atagui de mat. arrastrable.

* 2ª y 3ª Configuración.

$$z = \frac{1}{\rho^2} \frac{V_{max}^2}{2g}$$

para cada "z" considerado se hace lo siguiente

1ª Se determina Q_d para el nivel A.A.
 $V_{AA} = V_{A.R.} + z$

2ª Se determina $Q_v = Q_r - Q_d$
siendo $V_{cresta} = V_{AA} - H$
 $H = \frac{1}{\rho^2} \frac{V_{min}^2}{2g} + h$

a) rectangular (reflector).

$$h = \frac{Q_v}{b_m V_{min}}$$

b_m = ancho medio del reflector.

b) triangular

$$h = \sqrt{\frac{Q_v}{K V_{min}}}$$

↑
talud

c) Trapezoidal.

$$h = \frac{b}{2K} + \sqrt{\left(\frac{b}{2K}\right)^2 + \frac{Q_v}{K V_{min}}}$$

b = ancho inferior del trapezio.

3ª Se obtiene $Q_{unitario}$ en la rampa.

a) frontal $q = \frac{Q_v}{b_m}$

b) pionero (vertedor triangular)
se obtiene el área de la sección estable.

$$A = \frac{Q_v}{V_{max}}$$

tirante $\rightarrow y_0 = \sqrt{\frac{A \tan \theta}{2.04}}$ ← Angulo reposo mat. experimentalmente.

ancho canal $B = \frac{\pi y_0}{\tan \theta}$

finalmente $q = \frac{Q_v}{B}$

4ª Se determina la longitud de cresta L_c .

$$L_c = 3 \sqrt[3]{\frac{Q_v^2}{g}}$$

5ª Se obtiene la caída en la rampa. Z_i

$$Z_i = z - \frac{1}{\rho^2} \frac{V_{max}^2}{2g}$$

6ª Se calcula la potencia unitaria en la rampa. N_i

$$N_i = \rho g Z_i$$

7ª Se determina L_i de la rampa. L_i

$$L_i = \frac{N_i}{C^2 V_{max}^3}$$

8ª Se dibujan los perfiles de las configuraciones - definidas con los datos anteriores hasta que L_i disminuya considerablemente lo que significará el paso de la 4ª configuración.

9ª A partir del perfil más extendido se determina el volumen del dique.

* SOCAVACION EN CAUCES NATURALES.

Tipo.

General.

Transversal.

Curvas (parte externa).

al pie de una estructura.

aguas abajo de un embalse.

* Socavación general.

Criterio de Lischkuan-Levediev.

Cauce	Mat. fondo	Dist. estratos
• Definido:	• cohesivo.	• homogéneo.
• Indefinido:	• no cohesivo.	
	• cohesivo.	• heterogéneo.
	• no cohesiva	

* Socavación general en cauces definidos

la degradación del fondo cesará hasta que

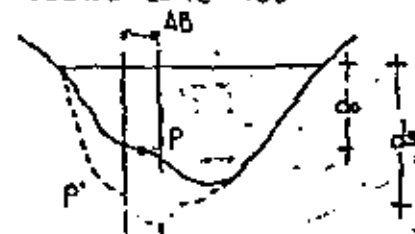
$$V_{rio} = V_{erosiva}$$

$$V_{rio} = f(s, n, d)$$

$$V_{erosiva} = f(\text{características fondo, } d)$$

así para materiales friccionantes, V_e , se entiende como la V_{min} que mantiene un movimiento generalizado el mat. del fondo = $f(D_m)$; para materiales de comportamiento cohesivo es la V capaz de levantar las partículas y ponerlas en suspensión.

→ suelos cohesivos.



$$V_e = 0.606 s^{1.18} \beta d s^x$$

$$x = f(\beta s)$$

β = coef. paso = f(frecuencia de las avenidas)

hoja R-36

% PQd	β

β_s	x	$\frac{1}{1+x}$	D_m	x	$\frac{1}{1+x}$
suelos cohesivos			suelos friccionantes		

$V_r = f(\text{profundidad en cada punto de la sección})$

en una franja AB

$$\Delta Q = V \Delta A = \frac{1}{n} S^{5/2} ds AB \dots \textcircled{1}$$

$$\alpha = f(D_m \text{ antes de la erosión, } Q, \mu)$$

μ = coeficiente de contracción,

$$\alpha = \frac{D_0}{d_m \beta_e \mu} ; d_m = \frac{A_0}{\beta_e}$$

↳ ancho efectiva

V_m	d_m

hoja R-

por otra parte

$$\Delta Q = V_r ds AB \dots \textcircled{2}$$

igualando ① y ②

$$V_r = \frac{\alpha d_0^{5/2}}{ds} \dots \textcircled{3}$$

igualando $V_r = V_e$

$$ds = \left[\frac{\alpha d_0^{5/2}}{0.60 \beta s^{1.18}} \right]^{1/1+x} \dots \textcircled{4}$$

para suelos homogéneos

→ SUELOS FRICCIONANTES.

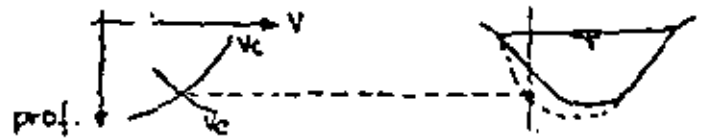
$$V_e = 0.68 \beta D_m^{0.28} ds^x$$

$$V_r = \frac{\alpha d_0^{5/2}}{ds} \Rightarrow ds = \left[\frac{\alpha d_0^{5/2}}{0.68 \beta D_m^{0.28}} \right]^{1/1+x}$$

→ cuando el material es heterogéneo se resuelve:

a) - analíticamente.

b) - semigráfica



NOTA: Si la rugosidad varía de tramo en tramo. (cauce principal y secundario) hay necesidad de valor para cada caso
 $\alpha_{cp} ; \alpha_{cs}$

* Socavación general en cauces indefinidos. cuando un río carece de un cauce bien formado (dos o más corrientes).

Si $\frac{Q_{principal}}{Q_{avenidas}} \leq 0.25$
 $\frac{B_{normal}}{B_{avenidas}} \approx 0.80$

en lugar de V_c se toma V_c (no erosionable) = f(material del fondo, d); los valores son los vistos V_{perm} para material cohesivo y no cohesivo; en términos generales.
 $V_c = V_{cr} d^{0.2}$

d = profundidad en el punto de estudio
 V_{cr} = velocidad crítica para un tirante de un metro.

para materiales homogéneos:
 $V_c = V_{cr} = \frac{\alpha d_0^{0.5}}{ds}$ $ds = \frac{\alpha d_0}{V_c}$

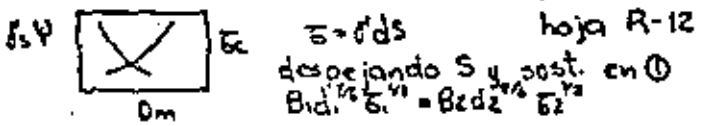
para materiales heterogéneos se hace de la misma manera que para cauces definidos.

* si el cauce trae mucho material en suspensión f y Δ aumenta y la turbulencia disminuye por lo tanto para que la corriente provoque la misma erosión la velocidad media de la corriente es mayor. la ecuación que de V_c o V_c se ve afectada por $\Psi = f(\log q, mat. susp.)$, tabla VI. $\frac{ds}{ds} \Psi$ hoja R-36

* METODO DE STRAUSS

hipótesis.
 → se cumple el principio de continuidad (sección A-A y la de estudio).
 → misma rugosidad.
 $Q = \frac{1}{n} B_1 d_1^{4/3} S^{1/2} = \frac{1}{n} B_2 d_2^{4/3} S^{1/2} \dots \textcircled{1}$

→ Q_0 es el mismo cuando llega a estabilizarse de Dubois
 $Q_0 = \Psi B_1 \bar{\tau}_1 (\bar{\tau}_1 - \bar{\tau}_c) = \Psi B_2 \bar{\tau}_2 (\bar{\tau}_2 - \bar{\tau}_c)$



$\bar{\tau}_2 = \frac{B_1}{B_2} \frac{d_1^{4/3}}{d_2^{4/3}} \bar{\tau}_1 \dots \textcircled{A}$

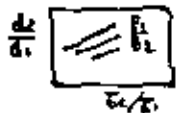
de $\textcircled{2}$

$B_1 \bar{\tau}_1 (\bar{\tau}_1 - \bar{\tau}_c) = B_2 \bar{\tau}_2 (\bar{\tau}_2 - \bar{\tau}_c)$

despejando $\bar{\tau}_2$ e igualando con \textcircled{A} .

$\frac{d_1}{d_2} = \left(\frac{B_2}{B_1} \right)^{1/3} \left[\frac{\bar{\tau}_c / \bar{\tau}_1 + \left[(\bar{\tau}_c / \bar{\tau}_1)^2 + 4 B_1 / B_2 (1 - \bar{\tau}_c / \bar{\tau}_1) \right]^{1/2}}{2} \right]^{3/2}$

graficando



hoja R-37

* erosión en curvas.

de acuerdo a las curvas que tiende a formar un río, pueden establecerse tres grandes grupos.
 a) ríos de llanura con meandros.
 b) ríos con curvas irregulares.
 c) ríos con cauces errantes.

tipo de río	Fr	m
a	0.02 - 0.20	0.50 - 0.75
b	0.04 - 0.50	0.60 - 0.75
c	0.20 - 0.50	0.75 - 0.80

→ Criterios de diseño.

a) Lovediev.
 obtener $d_{curva} = d_0$ $d_{cor} = d_{recto} (1 + 6 \sqrt{B/A})$
 y después se obtiene ds $d_{cor} = K d_{recto}$

b) $\Delta t_{unif.}$

supone que d_0 no aumenta cuando la avenida máxima tiene lugar.

ΔR	ΔC	ΔE	Δ

$d_{n\acute{a}x} = E$ directo
hoja R-36.

* SOCAVACION LOCAL AL PIE DE PILAS Y ESTRIBOS DE PUENTES.

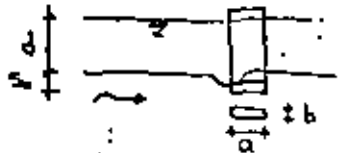
• Criterios.

Laursen Touch (Dinamarca)

Yaroslavtziev (Unión Soviética)

Instituto de Ingeniería.

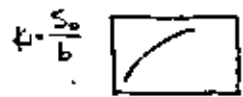
$d_s = f(d, \text{forma pila})$
 $d_b = f(r, d, \text{forma pila}, d, \text{cauce aven. o estiaje})$



* Laursen-Touch

$S_0 = k_1 k_2 b$

(no incide oblicuamente)

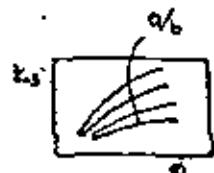
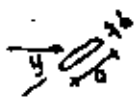


$k_2 = f(\text{forma de la nariz})$
hoja R-40.

hoja R-39

$S_0 = k_1 k_3 b$

(incide oblicuamente)



hoja R-42.

* YAROSLAVTZIEV

dos casos: mat. no cohesivo.
cohesivo.

→ No cohesivo

$S_0 = K_f K_v (e + K_u) \frac{V_c^2}{g} - 30 D_{50}$

$K_f = f(\text{forma de la nariz de la pila})$
y el ángulo β

$K_v = f(r, b)$ hoja R-46.

$e = f(\text{sitio donde estén colocadas las pilas})$

- cauce principal.
- o cauce avenidas.

hojas R-43 a R-45.

→ S_0 los criterios.

La expresión es la misma que para suelos granulares; se considera un equivalente hoja R-48.

caract. suelo	peso vol seco T/m^3	Equivalente	
		Arcillas	Aluvión
Poco compactado			
Muy compactado			

* Instituto de Ingeniería.

1- ecuación Laursen



hoja R-38.

Yaroslavtziev.

- ① posibles errores.
- ② zona de aplicabilidad
- ③ no concuerda la fórmula
- ④ no se presentan socavaciones.

2- después de realizado el estudio de aplicabilidad de los métodos propuestos por Laursen-Touch y el de Yaroslavtziev, se avocaron a estudiar el mecanismo de la erosión, es decir, investigar los factores que intervienen en la socavación al pie de una pila de un puente, los cuales fueron agrupados en la forma siguiente.

a)- parámetros hidráulicos.

(r_m , tirante, distrib. de V , direc. corriente)

b)- parámetro de fondo.

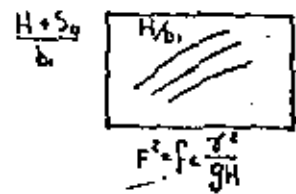
(D , distri. granulométrica, cohesión, d_s sumergido, espesor estratos).

c)- características que dependen de la ubicación del puente (concentración en la sección del puente; forma del río, recta o curva, obras de control).

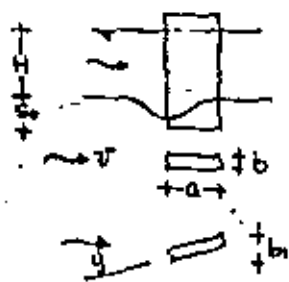
d)- parámetros de tiempo (tiempo de pico, tiempo para que el material sea removido y se alcance una condición estable).

3- en los estudios realizados por el Instituto de Ingeniería, se probaron 3 materiales granulares, cuatro clases de pilas y diferentes ángulos de incidencia; en cada ensaye se varió el tirante u la velocidad.

En las fig. 27 a 30 del libro se muestran las diferentes etapas en el proceso erosivo; de la serie de ensayos realizados y de los resultados presentados por los autores, obtuvieron un nuevo criterio para determinar la profundidad de la socavación, figs. 31 a 33 para pilas rectangulares, circulares y redondeadas respectivamente.



hojas A-49 y R-50.



- si la pila está alineada al flujo $f_c = 1$; $b = b$
- si no está alineada al flujo b_i será la proyección de la pila f_c es variable

α	0°	15°	30°	45°
f_c	1	1.25	1.40	1.45

* SOCAVACION AL PIE DE ESTRIBOS.

método de Artamanov: permite determinar la profundidad al pie de estribos y espigones.



DISPOSICION DE LOS ESTRIBOS.

ST =	P_x	P_y	P_z	H_0
tabla	XV	XVII	XVII	
	α	α	α	

hoja A-50.

H_0 es el tirante que tiene en la zona cercana al espigón.

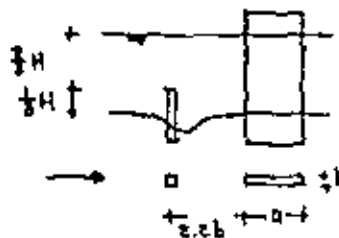
* PROTECCION CONTRA LA SOCAVACION LOCA

- a) al pie de pilas.
- b) al pie de estribos.

→ Al pie de pilas.

- impedir que el cambio de dirección de las líneas de corriente se produzca frente a la pila con lo que se reducen o suprimen los vórtices que se generan en las esquinas.
- la segunda consiste en hacer que en el fondo del cauce alrededor de la pila resista la acción erosiva.

Solución del primer tipo ($\gamma = 0$)



Se reduce la socavación en un 70%.

Solución del segundo tipo ($\gamma = 0$ ó $\gamma \neq 0$).
consiste en sustituir el material del fondo del cauce por otro más resistente a la erosión

$$v = \alpha H^m ; \alpha = \frac{1}{2+H} \Rightarrow \text{se despeja } \alpha$$

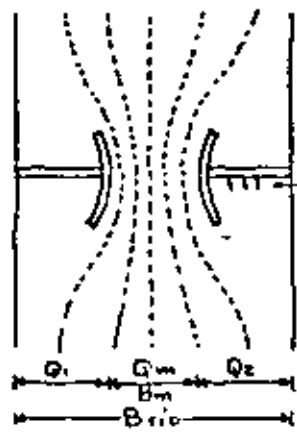
despejado α , en hoja R-54, aparecen los diámetros que se recomienda colocar en el pedraplen, $\gamma = 0$ enfrente, $\gamma \neq 0$ alrededor de la pila.

- Fondo < 20 D protección (receta).
- la protección deberá colocarse en tres casos.
- para no reducir el área hidráulica el talco se coloca en el nivel inferior de la socavación general.

hoja R-55.

* Al pie de estribos.

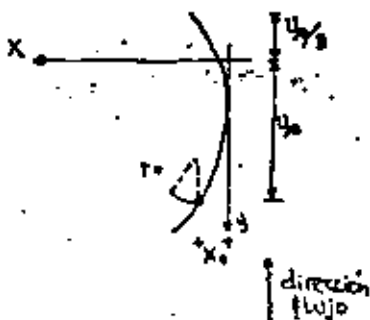
Criterio de Latvischenkev.



$Q_{TOTAL} = Q_r + Q_m + Q_z$

hoja A-52.

espigones para evitar la erosión en el terraplén.



1- Fijar la magnitud de los ejes: $f(Q_r/Q_m)$

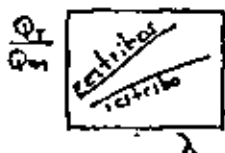
$q = \frac{Q_r}{B_{rio}} \quad Q_m = q B_m$

$X_0 = \lambda B_m$

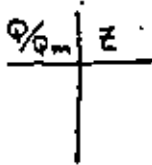
$y_0 = \lambda z B_m$

$z = f\left(\frac{Q_r}{Q_m}\right)$

$z = \frac{y_0}{X_0}$



$\lambda = f\left(\frac{Q_r}{Q_m}\right)$



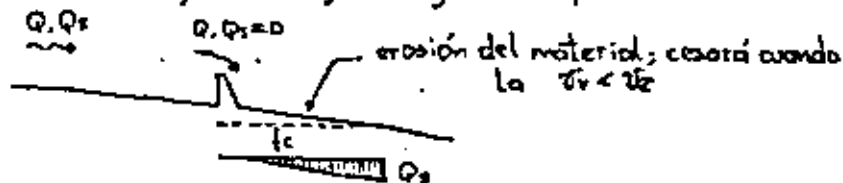
hoja R-53.

2- Conocidos X_0, y_0 el resto de los puntos está dado por:

$X = X_0 (1 - \sqrt{1 - y^2/y_0^2})$

3- Colocar pedraplen de la misma forma que al pie de las pilas.

* Erosión aguas abajo de grandes presas.



Se presentan dos casos:

- a) Con sección de control.
- b) Sin sección de control.

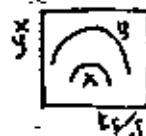
en ambos casos las ecuaciones son:

$v_c = 18 \log(12.27 \frac{R}{A}) \sqrt{S_c R_c} = \frac{Q}{A} \dots \textcircled{1}$

$\Delta = \frac{K_s}{X}$

K_s : diámetro representativo = D_{90}

X : coeficiente = $f\left(\frac{K_s}{D}\right)$; fig.



Shields.

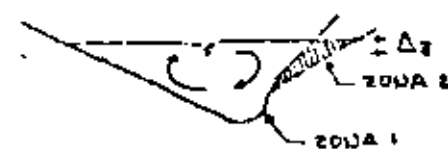
$\frac{v_c}{(v_* - v_*') D} = k = \frac{0.06}{y} \dots \textcircled{2}$

K_s

$v_c = f R_c S_c \dots \textcircled{3}$

mediante el uso de las fórmulas anteriores es posible determinar S_c, R_c, A_c ; para resolver conviene proceder por tanteos dando a X y a y el valor inicial de uno.

OBRA DE PROTECCION.



si se protege la zona ① la zona ② se erosiona, el talud de la margen se acuesta y no hay desplazamiento del río.

- ⊕ espigones
- ⊕ protección directa.

Las ventajas de uno son desventajas para el otro tipo de protección.

parámetros o factores dignos de tomarse en cuenta al diseñar una obra de protección.

- Área hidráulica se reduce o no.
- Rugosidad (se aumenta en las orillas).
- Se fija la orilla.
- Radio de curvatura de las curvas.
- Procedimiento de construcción.
- Mantenimiento de la obra.
- La destrucción parcial o total.

* DISEÑO DE ESPIGONES.

- a) Localización en planta, radios de curvatura, longitud de tangentes, ancho estable del río.
- b) Longitud de espigones y de arranque (2 a 25B).
- c) Separación de los espigones = $f(\beta)$ $90 < \beta < 110$ hoja R-34.
- d) Pendiente de la corona (6 al 10%).
- e) Ángulo de orientación respecto a la orilla (70 a 90).
- f) Permeabilidad del espigón. Material de construcción.
- g) Socavación en la curva y local en el espigón.

- madera
- pedraplen.
- gaviones.
- elementos prefabricados de concreto.

- a) Igual.
- b) Longitud de protección y de arranque.
- c) Taludes de protección
- d) Permeabilidad de la protección y materiales de construcción.
- e) Socavación en la curva y socavación local al pie de la protección.

* Efectos que producen las estructuras a la corriente ①, así como los efectos que producen las corrientes a las estructuras ②.

→ a) protecciones directas.

- ① fijan la orilla en forma definitiva, sin permitir ningún desplazamiento posterior siguiendo cualquier configuración de la orilla.
- ① no disminuyen el área hidráulica de la corriente.
- ② turbulencia y vórtices producidos por la corriente y a las rápidas fluctuaciones de las elevaciones del agua, sobre todo en época de avenidas.
- ③ socavación al pie de la protección.

→ b) espigones.

- ① disminuyen el área hidráulica (lo cual es deseable en ríos navegables).
- ① aumentan la rugosidad de las orillas.
- ② socavación local en la punta de los espigones es de importancia durante su construcción, cuando se utilizan elementos que están sueltos entre sí, bolsas, piedras, gaviones, etc.
- ③ con erosionada la punta de los espigones, el resto de la estructura sigue trabajando y la destrucción de uno de ellos no pone en peligro a los demás.
- ② los espigones; de estar permanentemente dentro del cauce principal, conviene que sea impermeable para alejar a la corriente lo más efectivamente posible de la orilla. Si se utilizan espigones para reducir la velocidad de la

- corriente en una zona que se desea rellenar - con los sedimentos arrastrados por el río (formar margen), conviene que sean permeables para - que el agua cargada de sedimentos pase entre ellos y al reducir su velocidad, deposite dichos - materiales.

→ c) Obras de control de arrastre de sedimentos en la cuenca.

- suelo erosionado en la parte alta de la cuenca - producido por la lluvia.
- pérdida de suelo al arrastrar el material desprendido por la lluvia.
- modifica las características del cauce al variar el gasto sólido, principalmente la pendiente.
- cuando el gasto sólido llega al mar o algún embalse, los procesos erosivos producen daños donde se originan, donde se transitan y donde se depositan.

① Las obras que se realizan para el manejo - de la cuenca, tales como construcción de terrazas, zarcos en los límites de parcelas, estabilización de flujos concentrados (presas o represas), favorecer el crecimiento de vegetación en las - fronteras de las parcelas; favorecen el mejoramiento al reducir los procesos erosivos, se mejora la calidad de agua asociada con el abuso de sitios de recreo urbanos al aire libre en relación con reservas de agua, se disminuye el potencial de inundación; se incrementa el escurrimiento disponible mediante el manejo de vegetación.

② para este tipo de estructuras se puede considerar que prácticamente el efecto - que produce a la corriente es mínimo, si son diseñadas adecuadamente; no suce-

- de lo contrario ya que la corriente pro - ducir erosiones y en algunas ocasiones fran - quearse.

→ d) puentes.

- ① Disminución del área hidráulica, lo cual pro - duce un remanso aguas arriba.
- ② Socavación en los pilas, así como erosión a los estribos y accesos.

→ e) alcantarillas.

- ① Se reduce el área hidráulica de la corriente - natural, ocasionando un embalse a la entra - da y un aumento de velocidad dentro y a la salida de la misma. La profundidad del embalse a la entrada dependerá del dise - ño de la alcantarilla y puede llegar a rebu - sar la altura del terraplen.
- ② A la entrada de la alcantarilla se produce - una degradación del suelo, en forma de a - banico, producto de la velocidad del flujo al concentrarse, que en un momento dado pone en peligro la estabilidad de los ole - ros y del terraplen mismo. En la salida se puede necesitar protección contra la socava - ción y a la erosión.

→ f) sifones.

- ① disminución de área hidráulica, lo cual produce - un remanso aguas arriba.
- ② socavación en el cauce, así como erosión en los es - tribos y accesos.

En el diseño de sifones deberá tomarse en cuenta la estabilidad del río con objeto de que la corriente pase por el sitio de cruce. De otra forma las obras que se requieran para tornar el río a su cauce anterior y evitar erosiones fuertes en los accesos, serían muy costosas.

→ g) pozos Känney (toma para aguas subterráneas).

- ① reducen el área hidráulica del río.
- ② succavación local considerable alrededor del mismo que pone en peligro la estabilidad de la propia estructura cuando se presenta una avenida extraordinaria en el río.
- ③ estabilidad del cauce que tiene efecto en la conducción del agua del cauce a la margen ó acceso.

→ h) obras de toma directa..

- ① La elección del tipo de compuertas a instalar se en los orificios reguladores lo determina precisamente la mayor o menor cantidad de sedimentos que se prevé, puedan depositar se aguas arriba de las tocatomas.
- ② Cuando las obras de toma directa se alojan en la margen del río, corren el riesgo de ser erosionadas y en casos extremos ser franqueada. En el diseño de este tipo de estructuras conviene conocer la estabilidad del río para ubicar las obras de toma.

→ i) presas derivadoras.

- ① inundación aguas arriba, así como una reducción de velocidad en el embalse, que favorecen la sedimentación de los materiales arrastrados por el cauce y la elevación del fondo.
- ② aguas abajo de la cortina se producen erosiones y azolves en la presa, en algunas ocasiones la corriente destruye los desarenadores, situaciones que se producen en ríos de montaña, donde las velocidades alcanzan a arrastrar materiales de gran tamaño.

→ j) bordos longitudinales a las corrientes.

cuando se utilizan bordos longitudinales a las corrientes, para aumentar la capacidad hidráulica de un determinado cauce, en ocasiones se ignora el drenaje natural, formando terraplenes que operan como presas, que son obras hidráulicas que alteran o modifican los hidrogramas de las corrientes; ocasionan graves daños al aumentar las áreas inundadas y el tiempo que el agua es retenida, además de que en ocasiones producen inundaciones donde antes no se presentaban y constituye un peligro a la vida humana.

CONCLUSION:

CONOCIDOS LOS EFECTOS QUE PRODUCE LA CORRIENTE A LA ESTRUCTURA, ASI COMO LAS ALTERACIONES QUE PRODUCE LA ESTRUCTURA A LA CORRIENTE, SE PUEDE DE A DISEÑAR LA ESTRUCTURA COMO SI ESTA FUERA UNA OBRA HIDRAULICA CON LOS CRITERIOS Y FACTORES DE SEGURIDAD YA ESTABLECIDOS.

MODELOS FLUVIALES.

permiten estudiar el comportamiento, condiciones hidráulicas y evolución de una corriente natural.

FONDO FIJO.

niveles superficie agua.
líneas de corriente.

distribución de velocidades.

MODELOS FLUVIALES DE FONDO FIJO.

- * La determinación de las escalas se basa en cumplir la condición de Froude entre el modelo y el prototipo.
- * Representar adecuadamente la rugosidad.

Como los modelos fluviales se emplean para representar tramos de varios kilómetros de ríos, se requiere construir modelos fluviales distorsionados, para representar adecuadamente los tirantes y la rugosidad.

VALORES DE LAS ESCALAS.

AI Escalas fundamentales.

- longitudes. $L_e = L_p / L_m$
- masas. $M_e = M_p / M_m$
- tiempos. $T_e = T_p / T_m$
- temperaturas. $t_e = t_p / t_m$

BII Escalas derivadas.

- densidades. $\rho_e = \rho_p / \rho_m$
- visc. cinemát. $\nu_e = \nu_p / \nu_m$
- visc. dinámica. $\mu_e = \mu_p / \mu_m$
- velocidades. $V_e = V_p / V_m = L_e / T_e$
- aceleraciones. $a_e = a_p / a_m = L_e / T_e^2$
- fuerzas. $F_e = F_p / F_m = M_e L_e / T_e^2$
- presiones. $P_e = P_p / P_m = M_e L_e / T_e^2$

y así sucesivamente se pueden escalar todas las magnitudes homólogas que se presenten en un problema determinado.

ECUACION NAVIER STOKES.

$$\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} + \nu \nabla^2 U + \rho X = \rho U_x \frac{\partial U}{\partial x} + \rho U_y \frac{\partial U}{\partial y} + \rho U_z \frac{\partial U}{\partial z} + \rho \frac{\partial U}{\partial t} = \rho \frac{dU}{dt}$$

presión viscosidad peso inercia

estacionario transitorio.

Escalando la ecuación de Navier-Stokes.

$$\frac{1}{\rho} \frac{P_e}{L_e} + \nu \frac{V_e}{L_e^2} + g_e = \frac{V_e^2}{L_e} + \frac{V_e}{T_e}$$

Lo anterior se cumple con ciertos requisitos. I tiene primacía la fuerza de inercia.

$$\frac{V_e}{L_e} = \frac{V_e}{T_e} \Rightarrow V_e = \frac{L_e}{T_e}$$

II tienen primacía las fuerzas de presión.

$$\frac{1}{\rho} \frac{P_e}{L_e} = \frac{V_e^2}{L_e} \Rightarrow V_e = \sqrt{\frac{P_e}{\rho}} = a_e$$

$\frac{V_e}{a_e} = 1 \leftarrow$ CONDICION MACH, velocidad del sonido

$$\frac{V_e = V_p / V_m}{a_e = a_p / a_m} \left\} \frac{V_p}{a_p} = \frac{V_m}{a_m} \therefore \frac{V}{a} = Ma \neq Mach$$

III Peso.

$$g_e = \frac{V_e}{L_e} \Rightarrow \frac{V_e}{\sqrt{g_e L_e}} = 1 \text{ CONDICION FROUDE.}$$

$Fr < 1$ régimen lento $Fr = 1$ crítico $Fr > 1$ crítica.

$$\frac{V_p}{\sqrt{g_p L_p}} = \frac{V_m}{\sqrt{g_m L_m}} = N^o \text{ Froude.}$$

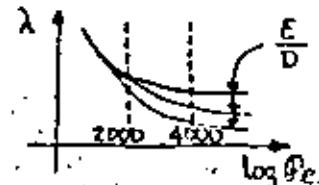
IV Viscosidad.

$$\frac{L_e V_e}{\nu_e} = \frac{V_e^2}{\nu_e} \Rightarrow \frac{V_e L_e}{\nu_e} = 1 \text{ CONDICION REYNOLDS.}$$

$$\frac{U_p L_p}{\nu_p} = \frac{U_m L_m}{\nu_m} = N^o \text{ Reynolds.}$$

en laboratorio $g_e = 1 = g_p / g_m \Rightarrow V_e = L_e$
de condición de Froude

La condición de Froude y la de Reynolds, no se pueden tratar simultáneamente ya que ello nos conduciría a $L_e = 1$ (al considerar $\nu_e = 1$, por tratarse del mismo fluido); debido a ello se toman en cuenta una de las condiciones y se chequea la otra; por ejemplo determinar si el régimen es el mismo.



$$N_f = \lambda \frac{L}{D} \frac{V}{2g}$$

$$\lambda = f(Re, \frac{E}{D})$$

rugosidad relativa.

Si en el prototipo es régimen Lento en el modelo deberá ser régimen Lento.

De este modo se pueden establecer todas las leyes de similitud que sean necesarias en el estudio en cuestión o ecuaciones que representen el fenómeno que se estudia e introducir los conceptos básicos de la teoría de la semejanza.

DETERMINACION DE LAS ESCALAS PARA UN MODELO DE FROUDE.

NO DISTORSIONADO.

de la condición de Froude.

$$Ve = Le^{1/2}$$

$$Ac = Le^2$$

$$Vde = Le$$

$$Qe = Le^{3/2}$$

$$Te = Le^{1/2}$$

$$Se = 1$$

$$ne = Le^{1/2}$$

La escala de longitudes esta en función del espacio y la capacidad de bombeo que se tenga en el laboratorio respectivamente.

ESCALAS CONVENIENTES.

* Modelos fondo fija	* Modelos fondo móvil.	
comp 10-30	erosión local	} NO DISTORSIONADOS
vert. 20-80		
canal, ríos 50-100		} DISTORSIONADOS.
agitación, puertos 50-150		
ríos 50-150	fluviales 50-150	
propag. mareas 500-1500	marit. arrastre 100-200 marit. azolve 50-125	

Otra limitación es la rugosidad. La rugosidad minima es de 0.009 (concreto perfectamente pulido).

- cuando la rugosidad es menor que el valor anterior se ocurre entonces: CAMBIAR LA PENDIENTE. DISTORSIONAR EL MODELO.

CAMBIANDO LA PENDIENTE.

$$ne = \frac{K_e^{2/3} S^{1/2}}{V_e} ; Se = \frac{n_e^2}{Le^{1/3}}$$

esto aunque si es distorsión, no es propiamente lo que se llama distorsión.

La distorsión propiamente tiene como fin.

1º aumentar la rugosidad del modelo.

2º poder representar convenientemente a los tirantes.

$$\Delta = \frac{Leh}{Lev}$$

$$Ae = Leh \cdot Lev$$

$$Ve = Le^{1/2} Lev$$

de la condición de Froude.

$$Qe = Ae Ve = Leh Lev^{3/2}$$

$$Se = \frac{Lev}{Leh} = \frac{1}{\Delta}$$

$$Te = Leh \cdot Lev^{-1/2}$$

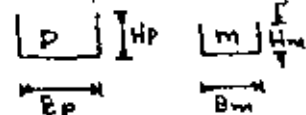
ne => puede obtenerse de algunas fórmulas de fricción para canales, como la fórmula de Chezy, de Manning o la de Keulegan.

para el caso particular de una sección rectangular.

$$re = K Lev$$

$$K = \frac{1 + 2.48 H_p / B_p}{1 + 2 H_p / B_p}$$

$$ne = \frac{K^{1/3} Lev^{2/3}}{Leh^{1/2}}$$



CALIBRACION DEL MODELO.



Q = cte. mediante la compuerta se logra diez se valia V = Q/A.

de la fórmula de Manning se despeja "n".

APARATOS DE MEDICION.

- a) Elementales. vertederos, limnómetros, equipo fotografico, micromolinetes.
- b) Electronicos.

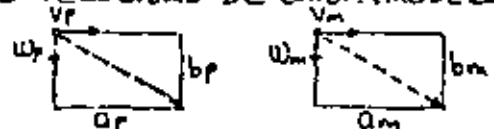
MODELOS FLUVIALES DE FONDO MOVIL.

- Objetivos.
- * Reproducir el movimiento del material del fondo y del agua.
- * Rugosidad del fondo = f(mov. y dimensiones de las partículas).

MÉTODOS PARA ESTABLECER LAS RELACIONES ENTRE LAS ESCALAS.

- * Velocidad de caída, o el de inicio de movimiento (toman en cuenta el comportamiento individual de una partícula de fondo).
- * Einstein y Chien, o el basado en la gráfica de Shields (toman en cuenta el comportamiento del conjunto de las partículas).
- * Altunin o el de Blench (toman en cuenta al cauce del río en conjunto, su evolución y características actuales).

MÉTODOS VELOCIDAD DE CAIDA (MODELOS DE EROSIÓN LOCAL).



$U_p \Delta t = a_p$ dividiendo y despejando $a_p = \frac{b_p U_p}{W_p} \dots (a)$
 $W_p \Delta t = b_p$

$a_m = \frac{b_m U_m}{W_m} \dots (b)$

→ modelos no distorsionados.

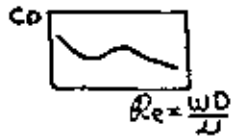
dividiendo (a)/(b) y se toma en cuenta se llega a: $\frac{a_p}{a_m} = \frac{b_p}{b_m} = Le$
 $We = Ve$

Por ser escurrimiento a cielo abierto, deberá cumplir se la condición Froude $1/2$.

$Ve = Le^{1/2}$ $We = Le$ → se logra como

$W = \frac{4}{3} \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \frac{g D^3}{C D}$

$Re = \frac{W D}{\nu} < 0.1$

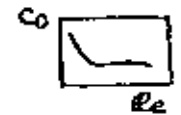
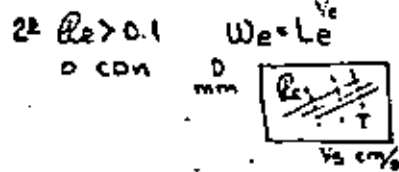


densidad menor de las granas.
 diámetros más pequeños.

$C_D = \frac{F_D}{W D} = \frac{C_D \rho W^2 D^2}{W D} \rightarrow$ escalando la expresión.
 $W = \frac{1}{18} \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \frac{g D^3}{\nu}$

para igual densidad $D_m = \frac{D_p}{Le^{1/4}}$

para igual diámetro $\gamma_{s,m} = \frac{(\gamma_s - \gamma) \rho}{\nu^2} + \gamma_m$



modelos distorsionados.
 si el modelo es distorsionado $\frac{a_p}{a_m} = \frac{b_p U_p W_m}{b_m U_m W_p} \Rightarrow We = \frac{Le W_p}{Le W_m}$

Las restantes escalas.
 $Q_e = Le^{1/2} L_v h$; $A_e = Le L_v h$; $n_e = \gamma_e Le^{-1/2}$; $S_e = 1/\Delta$
 $T_e = Le h Le^{1/2}$

conocida We se escoge el material adecuada.
 1º $Re < 0.1$ se procede igual que los modelos no distorsionados.

* para igual densidad $D_m = D_p \frac{Le_p^{1/4}}{Le_m^{3/4}}$
 si además $D_m = D_p Le_h^{1/2} = Le_p^{1/2} \Delta = Le_h^{0.333}$
 $D_m = D_p \frac{\Delta}{Le_p^{1/4}}$

D_m son menores si < 1 Δ pequeña.
 D_m son mayores si > 1 Δ grande.
 * mismo diámetro pero ≠ densidad.

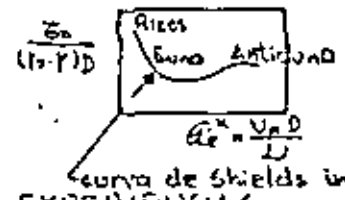
$\gamma_{s,m} = \frac{(\gamma_s - \gamma) \rho}{Le_p^{1/2}} + \gamma_m$

CONCLUSIÓN: con la teoría velocidad de caída permite construir modelos con distorsión o sin ella utilizar el mismo material o diferente densidad y que los D_m sean menores o mayores que D_p .

con el criterio no se conoce Q_s .

METODO DE LA CURVA DE SHIELDS.

El método está basado en la curva de Shields.



la base del método es - hacer los parámetros de Shields iguales en modelo que en prototipo.

curva de Shields inicio de mov.

DE EXPERIENCIAS.

... No se requiere que lo que resulta en modelo sea igual que en prototipo basta con que se produzca el mismo tipo de configuración puesto que el estado del fondo debe ser el mismo caso, se puede concluir:

$$n_{be} = n_{te} = n_{be} \quad n_{be} = De^{1/6}$$

total mat. ondulaciones

Relaciones entre las escalas.

$$V_e = \frac{1}{n_e} k_e^{2/3} S^{1/2}$$

$$Le_v^{1/2} = \frac{1}{n_e} k_e^{2/3} \frac{Le_v^{1/2}}{Le_h^{1/2}} \Rightarrow n_e = \frac{k_e^{2/3}}{Le_h^{1/2}} = De^{1/6} \dots \textcircled{a}$$

$$\frac{S_e}{(k_e - r_e) De} = 1 \quad \text{si} \quad \left(\frac{k_e - r_e}{r_e}\right)_e = \alpha_e ; \quad S_e = \frac{Le_v}{Le_h}$$

$$\frac{r_e Le_v}{\alpha_e De Le_h} = 1 \dots \textcircled{b}$$

$$Q_e = \sqrt{\frac{g \delta_0}{\rho}} \frac{D}{L} = \frac{\sqrt{g \rho S D}}{L}$$

$$\text{como } Q_e^* = 1 \Rightarrow \frac{r_e Le_v}{Le_h} De^2 = 1 \dots \textcircled{c}$$

al hacer $De = 1$

$\therefore r_e = f(Le_v, Le_h)$ setiene un sistema de 3 ecuaciones.

Resolviendo simultáneamente las ecuaciones \textcircled{a} , \textcircled{b} y \textcircled{c} nos conducen a:

1- Si el problema se trata como un modelo sin distorsión, las ecuaciones nos conducen a:

- de \textcircled{a} $Le = De$
- de \textcircled{b} $Le = \alpha_e De$
- de \textcircled{c} $Le = De^2$

se satisfacen si todas las escalas son iguales a 1; modelo = prototipo.

por lo cual el modelo debe ser distorsionado.

2- MODELO DISTORSIONADO.

$$\left. \begin{aligned} De &= \alpha_e^{-1/3} \\ Le_h &= \alpha_e^{2/3} \\ Le_v &= \alpha_e^{1/6} \\ \Delta &= \alpha_e \end{aligned} \right\} \text{se deduce que no es posible utilizar material de igual densidad } \rho \text{ que nos conduce a:}$$

$$De = Le_h = Le_v = \Delta \quad \therefore \alpha_e < 1$$

al escoger α_e se tiene un grado de libertad.

METODOS QUE TOMAN EN CUENTA EL CAUZE EN CONJUNTO.

Altunin. $\frac{p^m}{k} = d ; \quad m = 0.72 \left[\frac{D(k_s - r)}{r \delta S} \right]^{0.1}$

1ª Condición m, k iguales en modelo y prototipo. como $m = f(k_s, r, \delta, S, D)$ su valor varía entre 0.5 y 1.0 siendo el más común 2/3.

2ª Condición $\frac{De (k_s - r)_e}{de Se} = 1$

3ª Condición FAOUDE $Ve = Lev^{1/2}$

4ª Condición CHEZY $V = C \sqrt{RS}$

$$\frac{C_e de^{1/2} S_e^{1/2}}{V_e} = 1$$

5ª Condición: escalas complementarias.

$$S_e = \frac{Le_v}{Le_h} = \frac{1}{\Delta}$$

6ª Condición $Q_e = Le_h Le_v^{3/2}$

7ª Condición $te = Le_h Le_v$

8ª Condición $A_e = \frac{r_e}{V_e} = Le_h Le_v$

$m, Le_v, Le_h, De, \alpha_e, S_e, V_e, C_e, te$

\therefore setienen 8 ecuaciones y 10 escalas por satisfacer.

\therefore el método permite dos grados de libertad.

Le_h, α_e

CLASIFICACION DEL AMERICAN GEOPHYSICAL UNION PARA MATERIALES
SEDIMENTARIOS

GRUPO	CLASE	TAMANO EN mm
Cantos rodados	muy grandes	2000 - 4000
	grandes	1000 - 2000
	medianos	500 - 1000
	pequeños	150 - 500
Guljarros	grandes	130 - 250
	pequeños	64 - 130
Grava	muy gruesa	32 - 64
	gruesa	16 - 32
	mediana	8 - 16
	fina	4 - 8
	muy fina	2 - 4
Arena	muy gruesa	1 - 2
	gruesa	0.6 - 1
	mediana	0.25 - 0.5
	fina	0.125 - 0.25
	muy fina	0.062 - 0.125
Limo	gruesa	0.031 - 0.062
	mediano	0.016 - 0.031
	fino	0.008 - 0.016
	muy fino	0.004 - 0.008
Arcilla	gruesa	0.002 - 0.004
	mediana	0.001 - 0.002
	fina	0.0005 - 0.001
	muy fina	0.00024 - 0.0005

TABLA 1.2. TAMAÑO DE LAS PARTICULAS UTILIZANDO CURVAS GRANULOMETRICAS

NUMERO DE MALLA	ABERTURA	PESO MATERIAL RETENIDO	% PESO RETENIDO EN FUNCION DEL PESO TOTAL	% PESO ACUMULADO DEL MATERIAL QUE PESA
		PESO TOTAL		

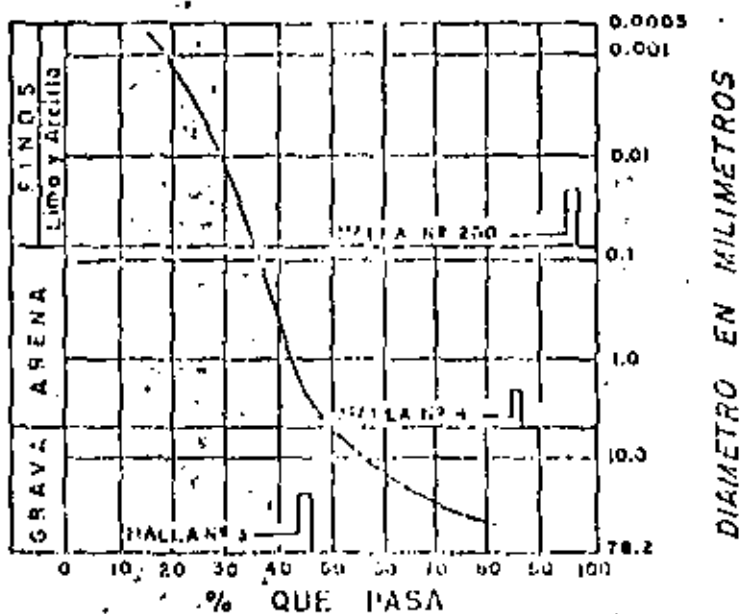
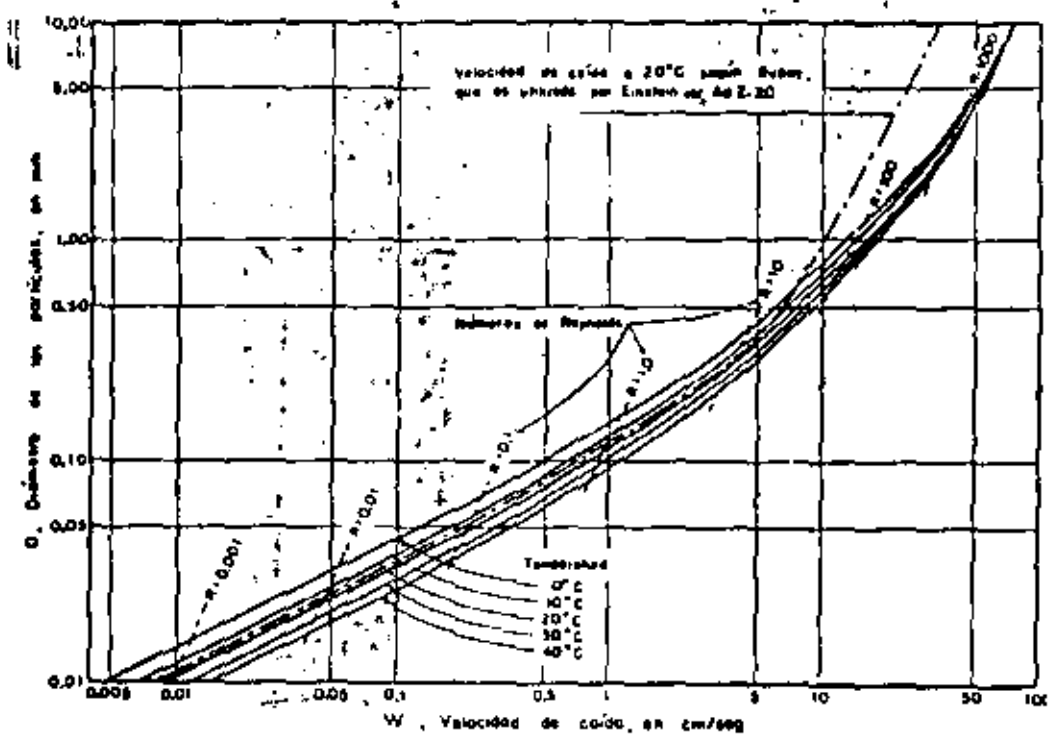
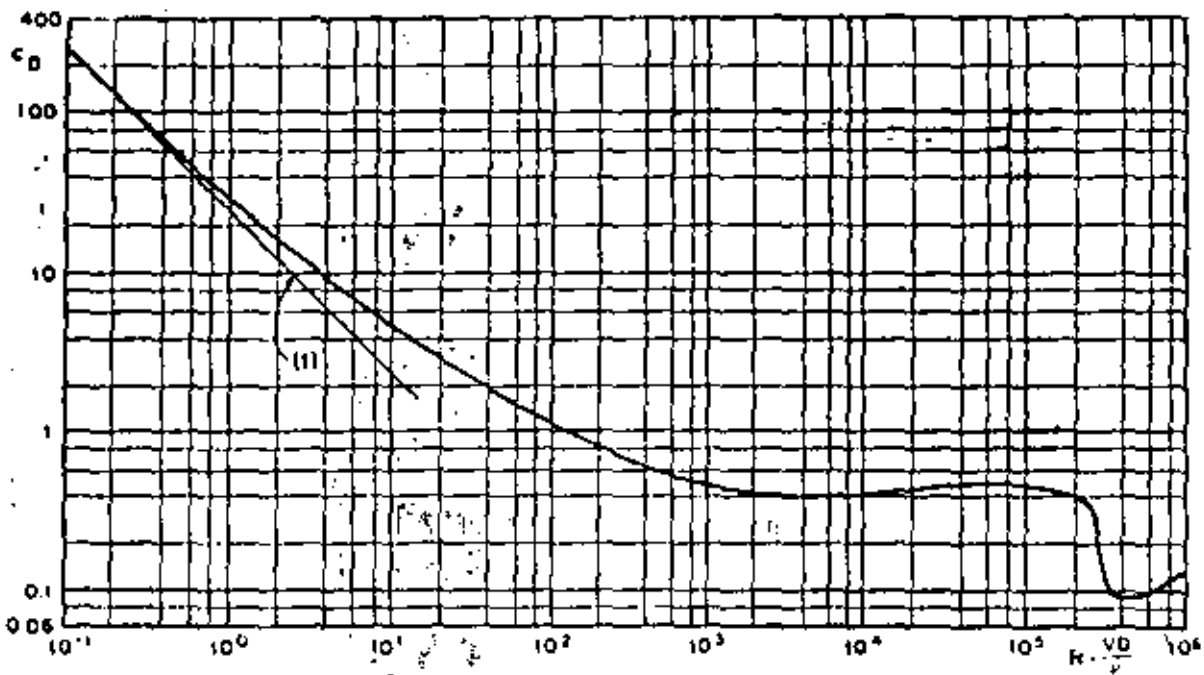


TABLA 1.3. TAMAÑO DE LAS PARTICULAS UTILIZANDO EL CRITERIO ESTABLECIDO POR INVESTIGADORES SOVIETICOS.

NUMERO DE MALLA	ABERTURA	PESO	% PESO RETENIDO	D_i	$P_i D_i^2$
					$\sum P_i D_i^2$



Velocidad de caída de esferas de cuarzo en agua, a diferentes temperaturas



Coefficiente de empuje C_D para esferas.
La ecuación de la recta 1, es $C_D = 24/Re$

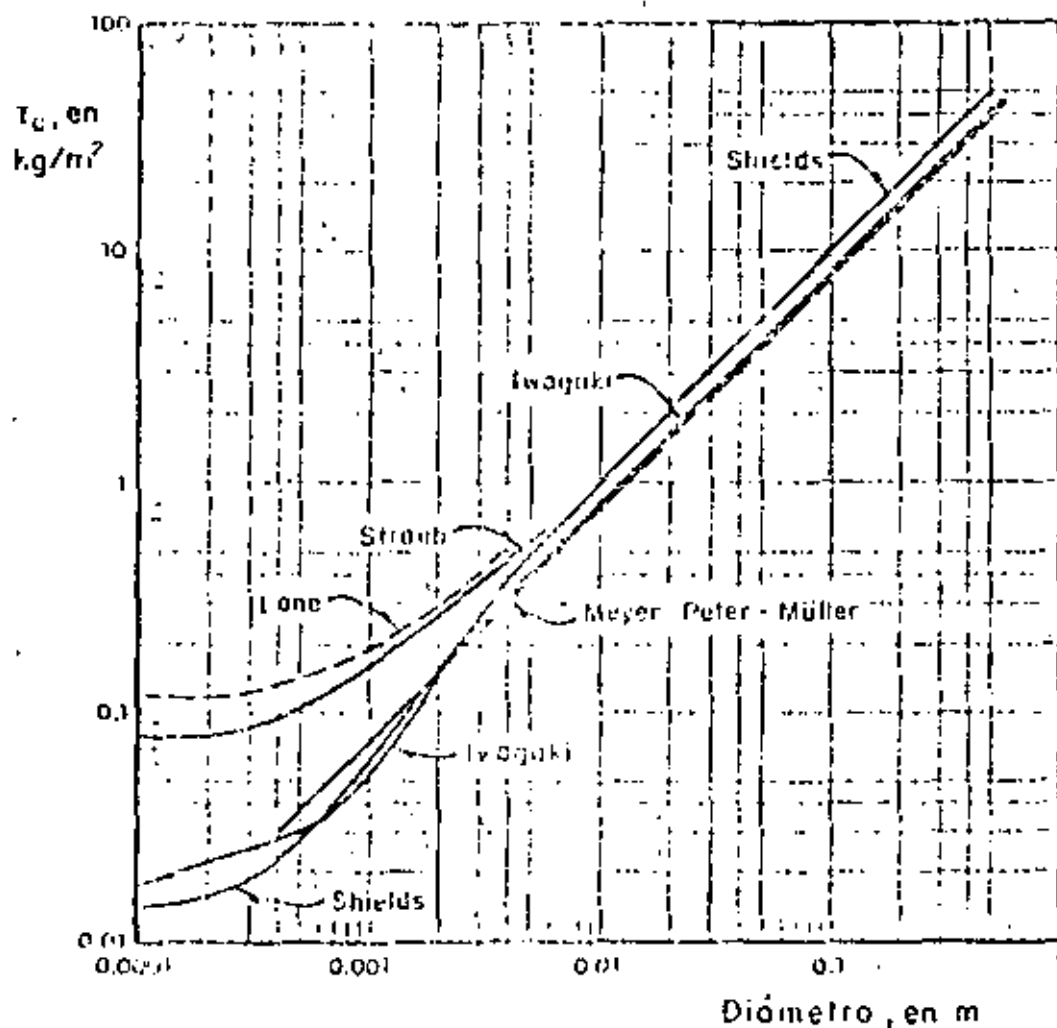


Fig 1. Esfuerzo cortante crítico en función del diámetro de las partículas

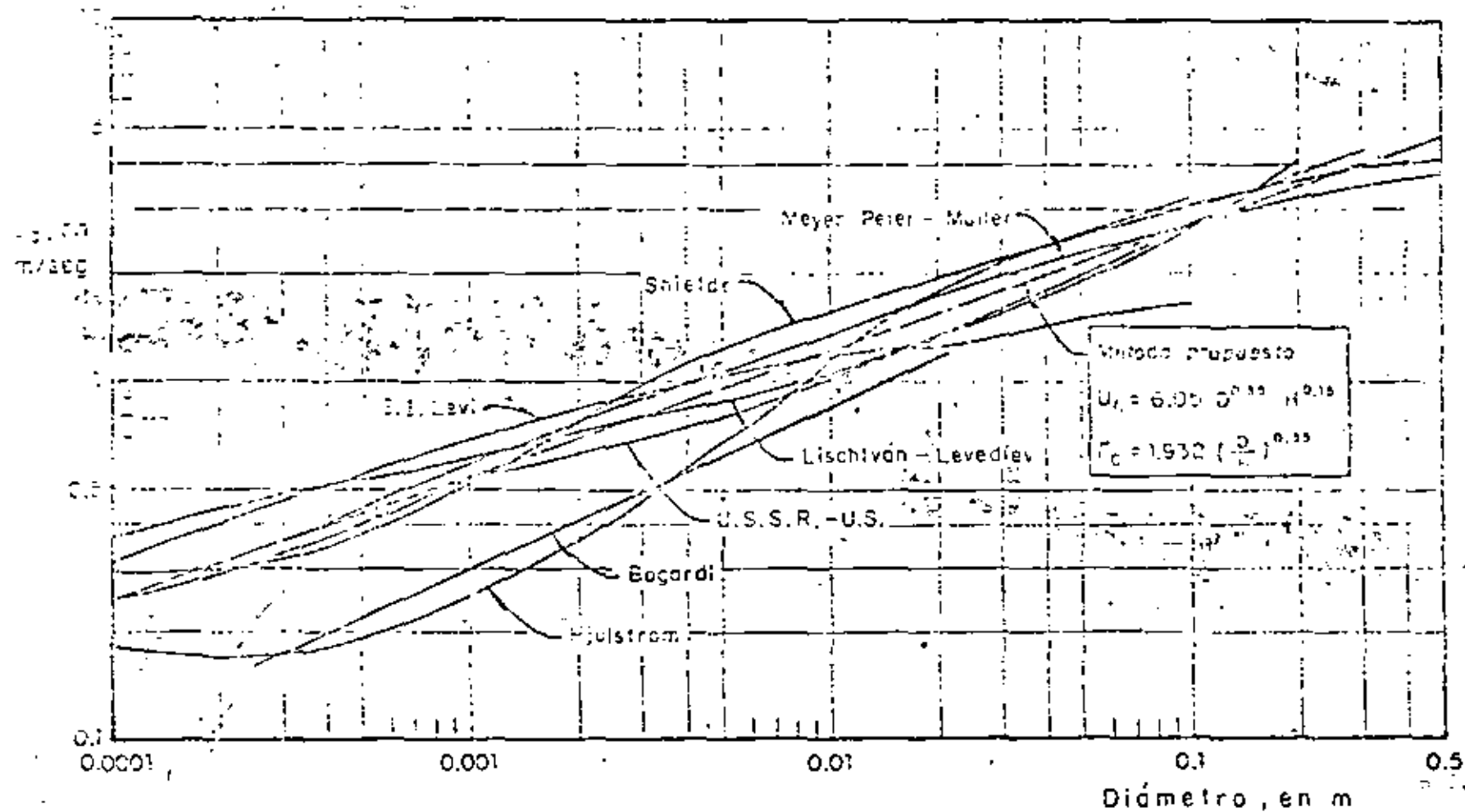


Fig 2. Velocidades medias críticas en función del diámetro de las partículas, para 1.00 m de tirante.

T A B L A 1

ESFUERZO CORTANTE CRITICO EN FUNCION DEL DIAMETRO, EN KG/m²

DIAMETRO (mm)	SHIELDS (27°C)	STRAUB	LANE (Agua Clara) $D_p = 0.75$	MEYER PETER Y MULLER	IWAGAKI 20°C
.1	0.0139	.080	.122	.-	0.0182
.2	0.0158	.080	.125	.-	0.0224
.3	0.0183	.087	.133	.-	0.0259
.4	0.0231	.096	.139	.031	0.0281
.5	0.0284	.107	.147	.039	0.0300
.6	0.0342	.118	.155	.047	0.0341
.7	0.0400	.128	.166	.054	0.0387
.8	0.0482	.139	.174	.062	0.0425
.9	0.0543	.148	.184	.070	0.0486
1.0	0.0623	.161	.194	.078	0.0520
1.2	0.0780	.179	.217	.093	0.0660
1.4	0.0910	.200	.233	.109	0.0840
1.6	0.1160	.223	.257	.124	0.1030
1.8	0.1300	.245	.280	.140	0.1230
2.0	0.1540	.262	.300	.155	0.1380
2.5	0.2180	.323	.363	.194	0.1940
3.0	0.2590	.364	.410	.233	0.2300
4.0	0.3850	.461	.520	.310	0.3250
6.0	0.6000	.625	.481	.466	0.4780
8.0	0.8000	-	.641	.620	0.6390
10.0	1.000	-	.800	.776	0.8140
15.0	1.490	-	1.200	1.630	1.2380
20.0	1.980	-	1.600	1.551	1.6500
30.0	2.970	-	2.400	2.327	2.4750
40.0	3.960	-	3.200	3.100	3.3000
50.0	4.950	-	4.000	3.880	4.1250
60.0	5.940	-	4.800	4.650	4.9500
80.0	7.920	-	6.400	6.200	6.6000
100.0	9.900	-	8.000	7.760	8.2500
150.0	14.850	-	12.000	11.630	12.3750
200.0	19.800	-	16.020	15.510	16.5000
300.0	29.700	-	24.030	23.260	24.7500
500.0	49.500	-	40.050	38.770	41.2500

TABLA 2

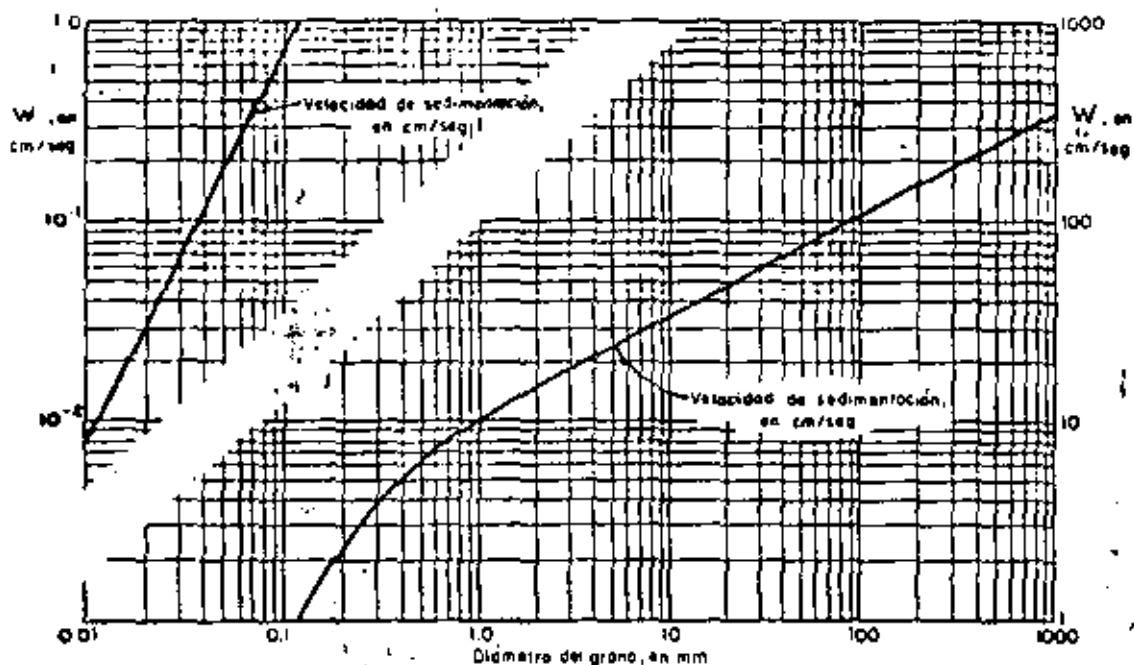
VELOCIDAD CRÍTICA EN FUNCIÓN DEL DIÁMETRO, EN m/seg.
(PARA UN TIRANTE DE UN METRO).

dm (mm)	LISCHTVAN KOVEDIIV	HULSTROM	I. I. LVI	U. S. S. R. H = 1m	NEILL	BOGARDI
0.06	.35	.244	.241	.226	-	-
0.10	.37	.180	.319	.245	-	-
0.20	.43	.180	.408	.292	-	-
0.30	.47	.180	.468	.343	-	0.17
0.40	.51	.180	.516	.371	-	0.20
0.50	.52	.190	.554	.400	-	0.22
0.60	.54	.210	.588	.420	-	0.24
0.70	.56	.220	.617	.464	-	0.26
0.80	.57	.230	.643	.495	-	0.27
0.90	.59	.240	.667	.520	-	0.29
1.00	.60	.260	.688	.535	-	0.30
1.20	.63	.280	.726	.550	-	0.33
1.40	.67	.300	.756	.580	-	0.35
1.60	.69	.320	.788	.600	-	0.37
1.80	.70	.340	.814	.610	-	0.39
2.00	.71	.360	.837	.620	-	0.41
2.50	.75	.400	.887	.660	-	0.45
3.00	.79	.460	.928	.700	0.62	0.49
4.00	.84	.590	.992	.740	0.70	0.56
6.00	.90	.760	1.077	.840	0.82	0.67
8.00	.90	.960	1.130	.930	0.92	0.77
10.00	1.05	1.150	1.166	1.030	1.01	0.85
15.00	1.10	1.526	1.210	1.230	1.19	1.02
20.00	1.32	1.770	1.230	1.310	1.33	1.16
30.00	1.58	2.130	1.452	1.540	1.56	-
40.00	1.85	2.440	1.630	1.780	1.76	-
50.00	2.00	2.590	1.805	1.960	1.92	-
60.00	2.17	2.710	1.950	2.170	-	-
80.00	2.40	3.000	1.600	2.450	-	-
100.00	2.60	3.250	1.611	2.760	-	-
150.00	3.35	-	-	3.660	-	-
200.00	3.80	-	-	4.030	-	-
300.00	4.35	-	-	-	-	-

T A B L A 1

VELOCIDAD MEDIA CRITICA EN FUNCION DEL DIAMETRO, OBTENIDA
DE LA APLICACION DE LA FORMULA 4, EN m/seg. (PARA UN TIRANTE DE 1m).

DIAMETRO (mm)	MEYER PETER Y MULLER	SHIELDS	STRAUD	IWAGAKI
0.1		0.293	0.732	0.293
0.2		0.302	0.698	0.302
0.3		0.317	0.705	0.317
0.4	0.306	0.350	0.722	0.350
0.5	0.348	0.381	0.746	0.385
0.6	0.484	0.412	0.770	0.401
0.7	0.511	0.438	0.789	0.420
0.8	0.540	0.476	0.811	0.449
0.9	0.567	0.499	0.827	0.483
1.0	0.592	0.529	0.852	0.514
1.2	0.630	0.580	0.881	0.578
1.4	0.670	0.616	0.914	0.623
1.6	0.708	0.685	0.950	0.685
1.8	0.742	0.715	0.982	0.712
2.0	0.771	0.768	1.003	0.719
2.5	0.839	0.889	1.083	0.839
3.0	0.898	0.946	1.122	0.892
4.0	0.996	1.110	1.215	1.020
6.0	1.154	1.309	-	1.168
8.0	1.275	1.448	-	1.294
10.0	1.378	1.560	-	1.441
15.0	1.579	1.787	-	1.629
20.0	1.734	1.960	-	1.789
30.0	1.972	2.230	-	2.033
40.0	2.150	2.430	-	2.218
50.0	2.290	2.590	-	2.368
60.0	2.420	2.730	-	2.490
80.0	2.610	2.950	-	2.700
100.0	2.710	3.130	-	2.860
150.0	3.050	3.450	-	3.150
200.0	3.240	3.660	-	3.340
300.0	3.490	3.940	-	3.590
500.0	3.710	4.190	-	3.830



Velocidad de caída o sedimentación, W , para diferentes tamaños de granos de cuarzo, según Rubey

Velocidades medias de la corriente que son admisibles (no erosiva) para suelos no cohesivos, en m/seg

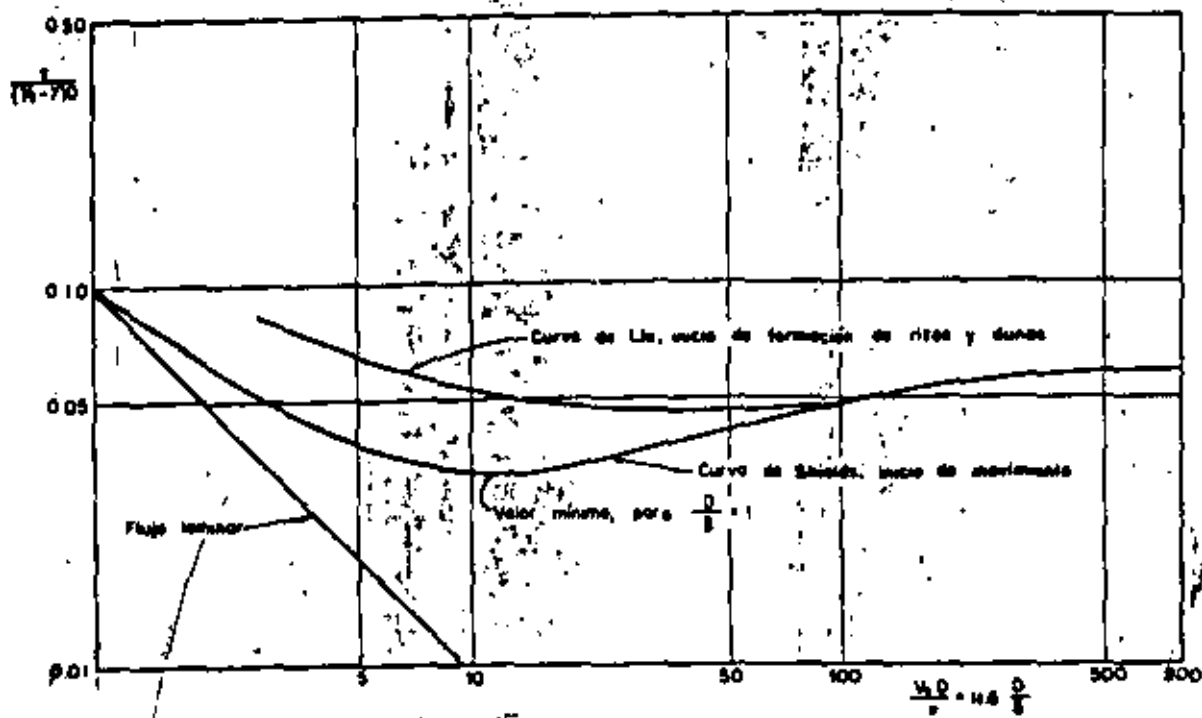
Diámetro medio de las partículas en mm	Tirante medio de la corriente, en m					
	0.40	1.00	2.00	3.00	5.00	más de 10
0.006 - 0.06	0.16 - 0.2	0.2 - 0.30	0.25 - 0.40	0.30 - 0.45	0.40 - 0.55	0.45 - 0.65
0.06 - 0.25	0.20 - 0.35	0.3 - 0.45	0.40 - 0.55	0.45 - 0.60	0.55 - 0.70	0.65 - 0.80
0.25 - 1.0	0.35 - 0.50	0.45 - 0.60	0.55 - 0.70	0.60 - 0.75	0.70 - 0.85	0.80 - 0.95
1.0 - 2.5	0.50 - 0.65	0.60 - 0.75	0.70 - 0.80	0.75 - 0.90	0.85 - 1.00	0.95 - 1.20
2.5 - 5.0	0.65 - 0.80	0.75 - 0.85	0.80 - 1.00	0.90 - 1.10	1.00 - 1.20	1.20 - 1.50
5.00 - 10	0.80 - 0.90	0.85 - 1.05	1.00 - 1.15	1.10 - 1.30	1.20 - 1.45	1.50 - 1.75
10 - 15	0.90 - 1.10	1.05 - 1.20	1.15 - 1.35	1.30 - 1.50	1.45 - 1.65	1.75 - 2.00
15 - 25	1.10 - 1.25	1.20 - 1.45	1.35 - 1.65	1.50 - 1.85	1.85 - 2.00	2.00 - 2.30
25 - 40	1.25 - 1.50	1.45 - 1.85	1.65 - 2.10	1.85 - 2.30	2.00 - 2.45	2.30 - 2.70
40 - 75	1.50 - 2.00	1.85 - 2.40	2.10 - 2.75	2.30 - 3.10	2.45 - 3.30	2.70 - 3.60
75 - 100	2.00 - 2.45	2.40 - 2.80	2.75 - 3.20	3.10 - 3.50	3.30 - 3.80	3.60 - 4.20
100 - 150	2.45 - 3.00	2.80 - 3.35	3.20 - 3.75	3.50 - 4.10	3.80 - 4.40	4.20 - 4.50
150 - 200	3.00 - 3.50	3.35 - 3.80	3.75 - 4.30	4.10 - 4.65	4.40 - 5.00	4.50 - 5.40
200 - 300	3.50 - 3.85	3.80 - 4.35	4.30 - 4.70	4.65 - 4.90	5.00 - 5.50	5.40 - 5.90
300 - 400		4.35 - 4.75	4.70 - 4.95	4.90 - 5.30	5.50 - 5.60	5.90 - 6.00
400 - 500			4.95 - 5.35	5.30 - 5.50	5.60 - 6.00	6.00 - 6.20
o más						

VELOCIDADES MEDIAS DE LA CORRIENTE DEL AGUA QUE SON ADMISIBLES
(NO EROSIVAS) PARA SUELOS COHESIVOS m/sq

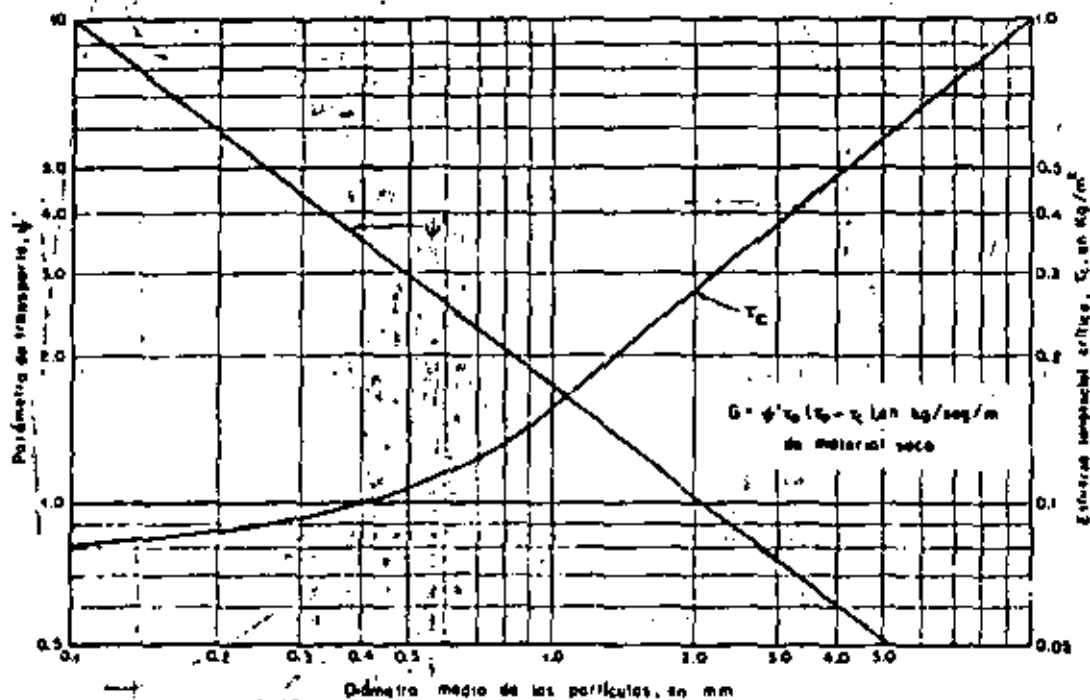
Denominación de los suelos	Porcentaje del contenido de partículas	Suelos poco compactos, peso volumétrico del material seco hasta 1.65 ton/m ³	Suelos medianamente compactos, peso volumétrico del material seco, 1.20 a 1.65 ton/m ³	Suelos compactos, peso volumétrico del material seco, de 1.65-2.04 ton/m ³	Suelos muy compactos, al peso volumétrico del material seco de 2.04-2.14 ton/m ³	Profundidades medias de la corriente, en m											
						0.005	0.005-0.05	0.4	1.0	2.0	3.0	0.4	1.0	2.0	3.0	0.4	1.0
Arcillas y limas fuertemente arcillosas	30-60 70-50	0.35 0.4 0.45 0.5	0.7 0.85 0.95 1.1	1.0 1.2 1.4 1.6	1.4 1.7 1.9 2.1												
Tierras ligeramente arcillosas	20-30 80-70					0.35 0.4 0.45 0.5	0.65 0.8 0.9 1.0	0.95 1.2 1.4 1.6	1.4 1.7 1.9 2.1								
Suelos de arcilla y grillos margales			0.6 0.7 0.8 0.85	0.8 1.0 1.2 1.3	1.1 1.3 1.6 1.7												
Tierras arenosas	5-10 20-40	Según Ad 2.21 en relación con el tamaño de las fracciones arenosas															

Taludes recomendados para los lados de canales trapeziales

Roca	tal vertical
Roca fracturada o alterada	1/4:1
Arcilla muy compacta, con recubrimiento de concreto	1/2:1 a 1:1
Tierra con recubrimiento de piedra	1:1
Arcilla o pequeños canales en tierra	1 1/2:1
Tierra arenosa suelta	2:1
Arcilla porosa	3:1



Curva de Shields que indica el inicio de movimiento



Parámetro de transporte y esfuerzo tangencial crítico para la ecuación de transporte de Du Boys, según Straub

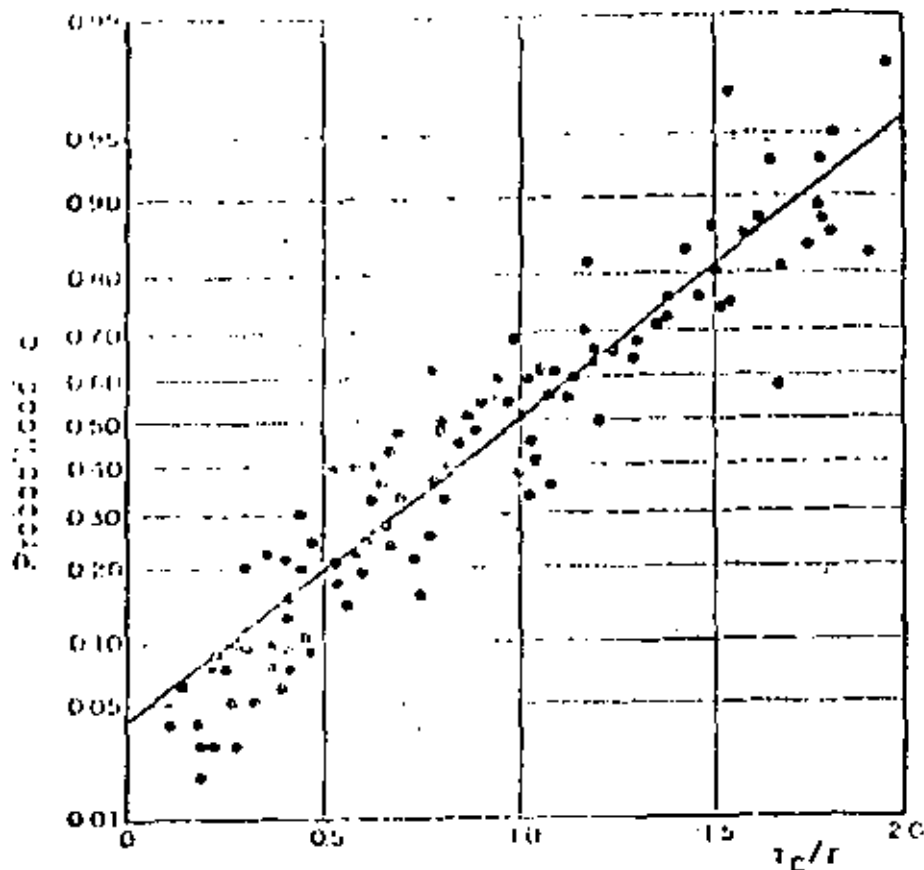


Fig 1. Probabilidad de que un determinado grano no sea arrastrado por el flujo y forme parte de la coraza según Gessler

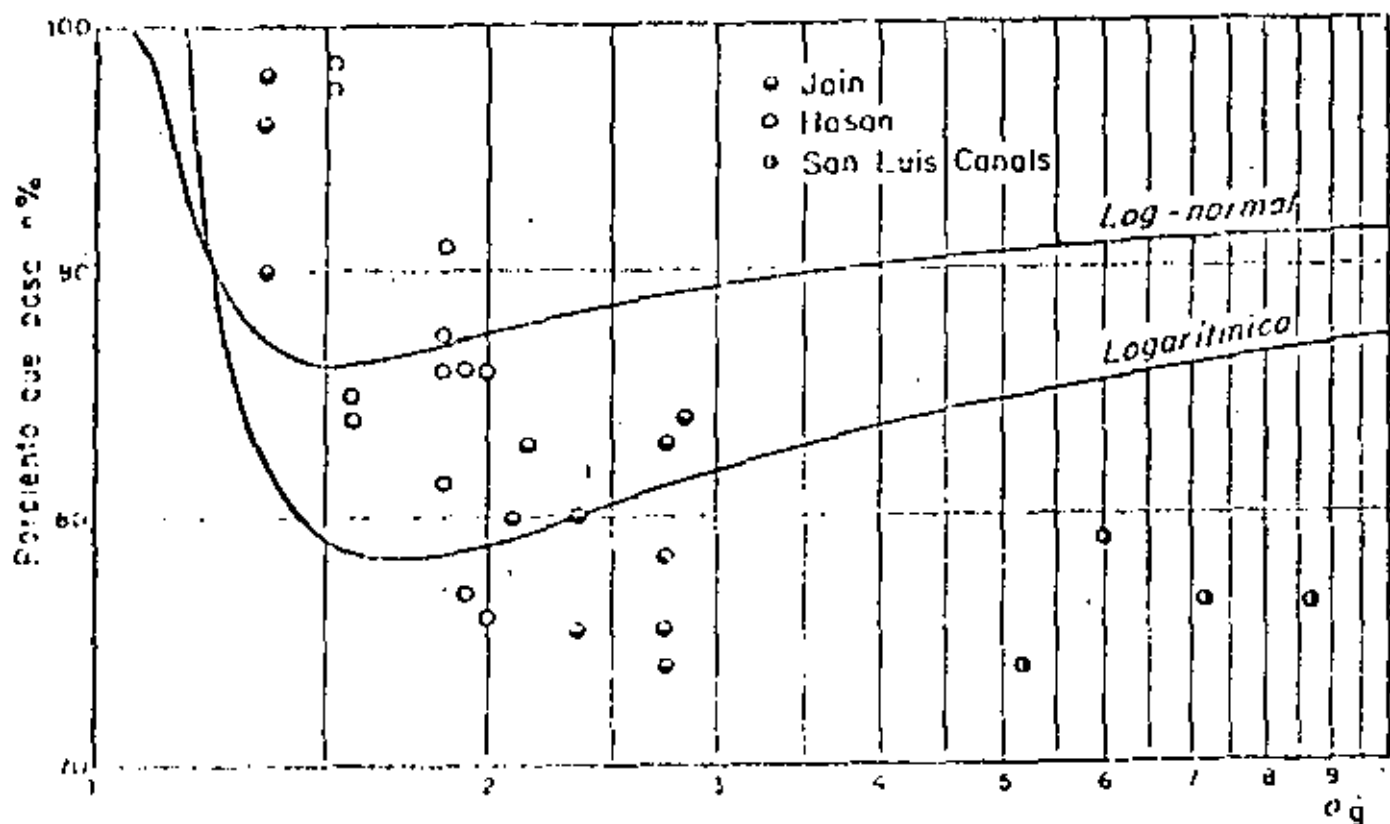


Fig 2. Relación entre n% y σ_g para determinar el diámetro D_0 asociado al esfuerzo cortante crítico

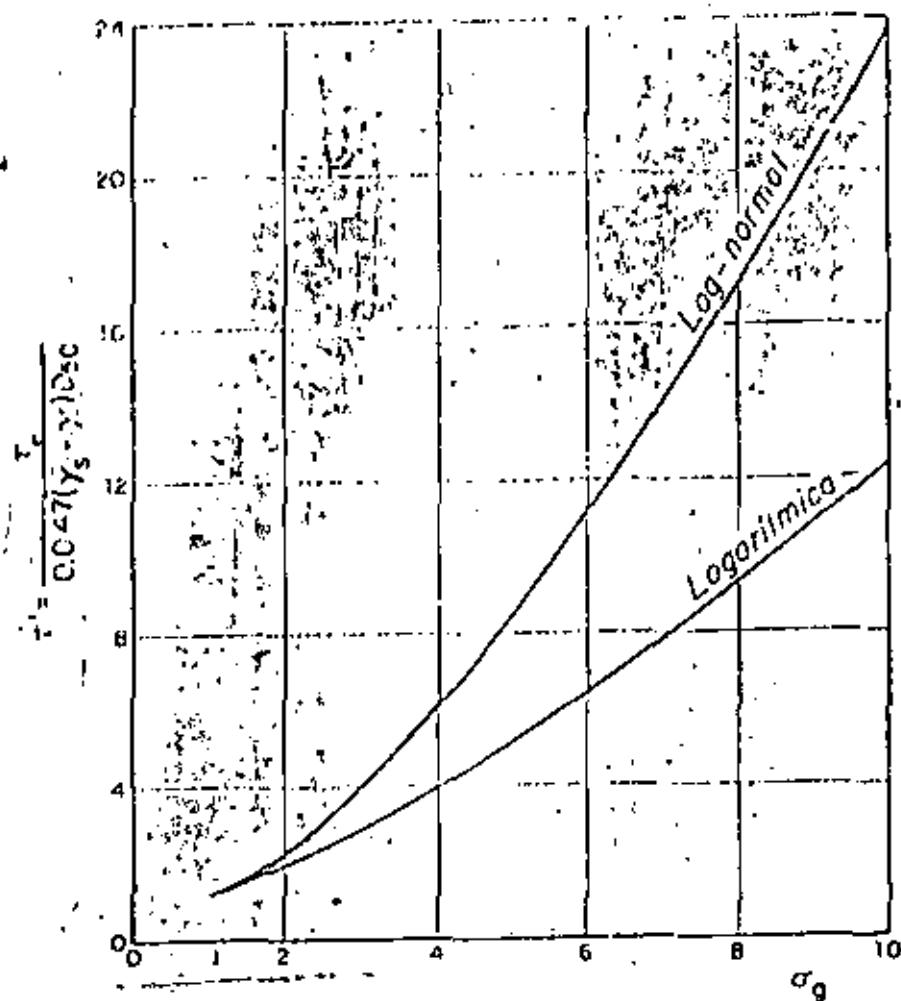


Fig. 3. Relación entre τ' y σ_g para la condición crítica

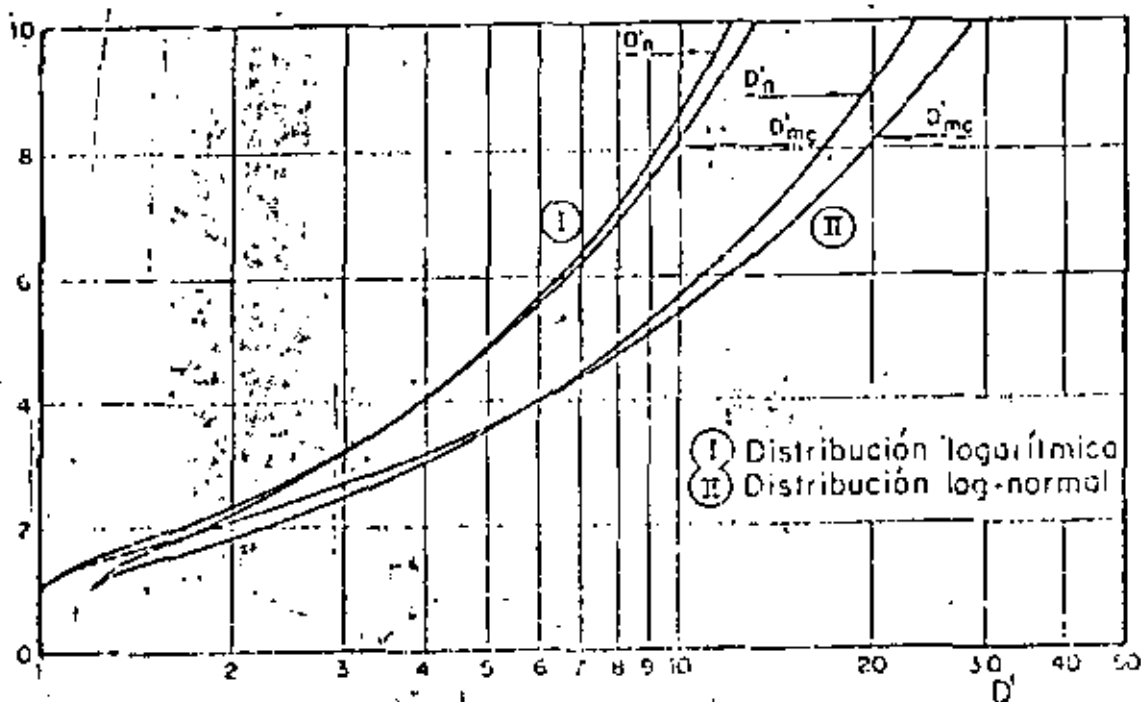


Fig. 4. Relación entre σ_g y D' para la condición crítica

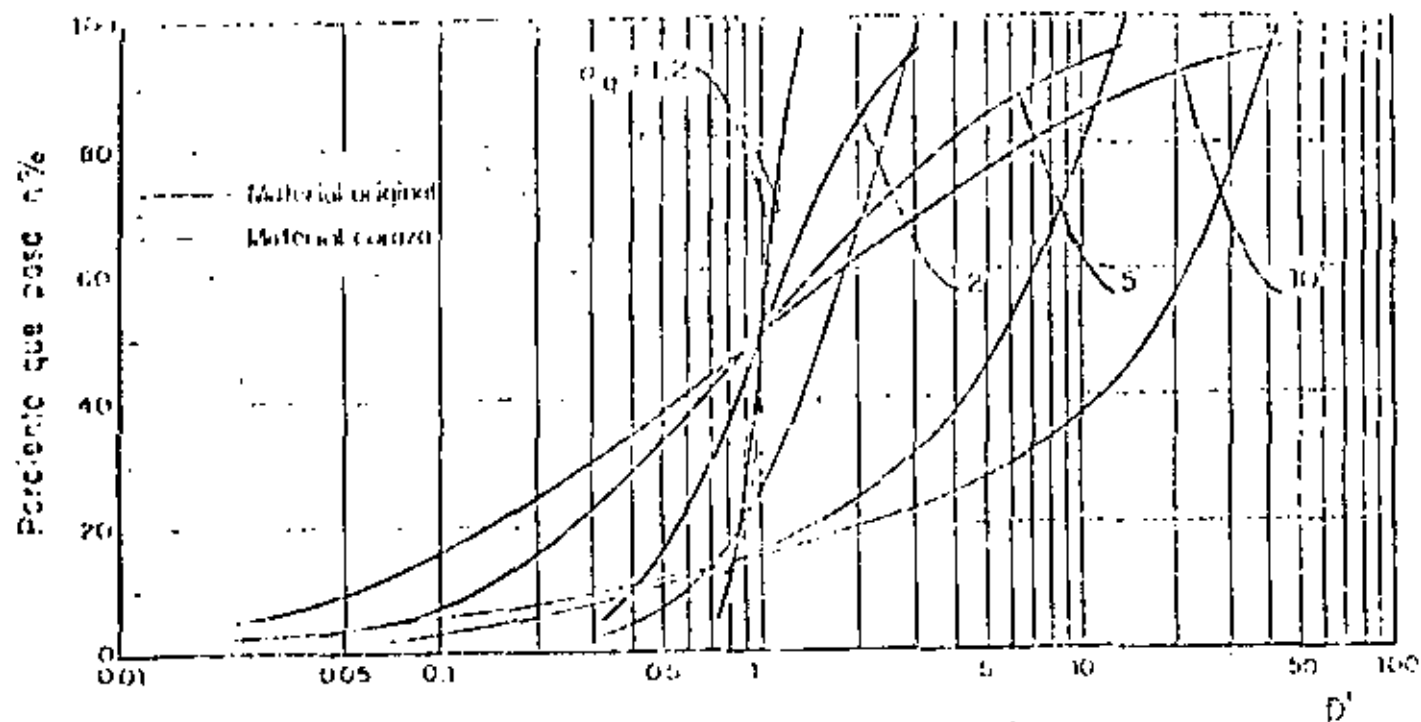


Fig. 5. Distribución del material original (log-normal) y de la coraza para la condición crítica

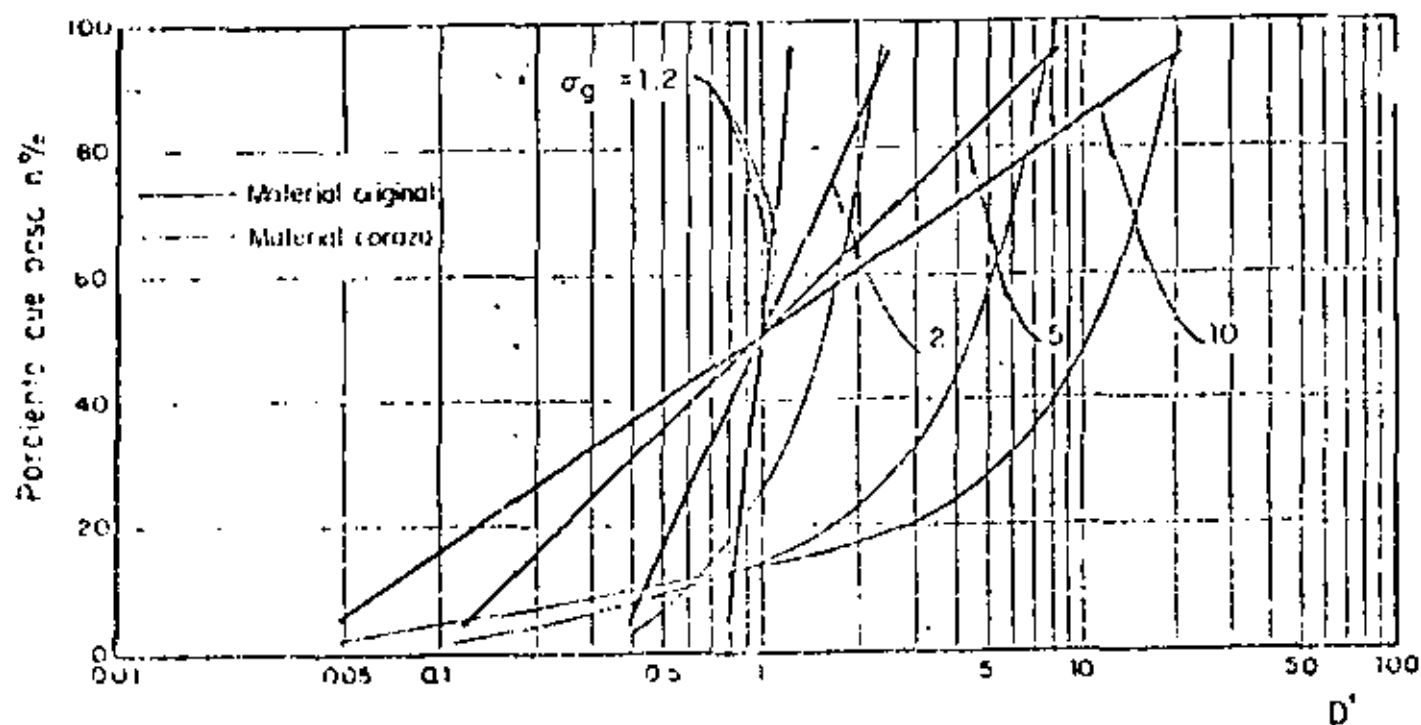
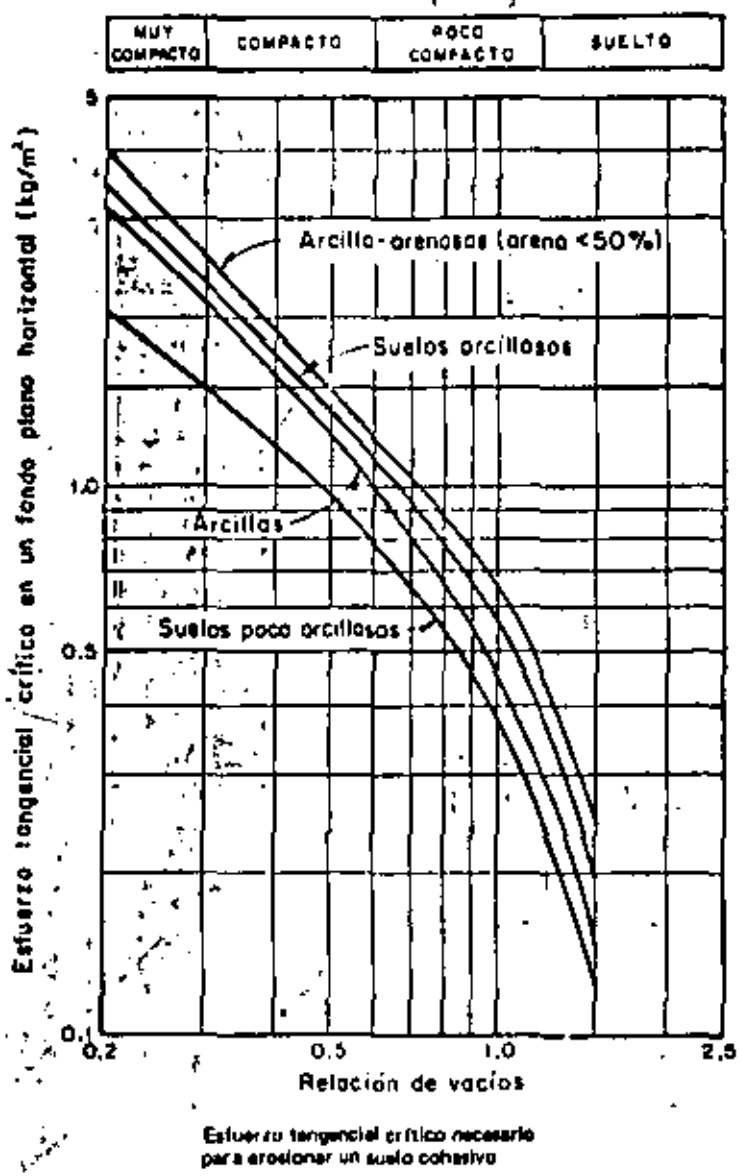


Fig. 6. Distribución del material original (logarítmica) y de la coraza para la condición crítica



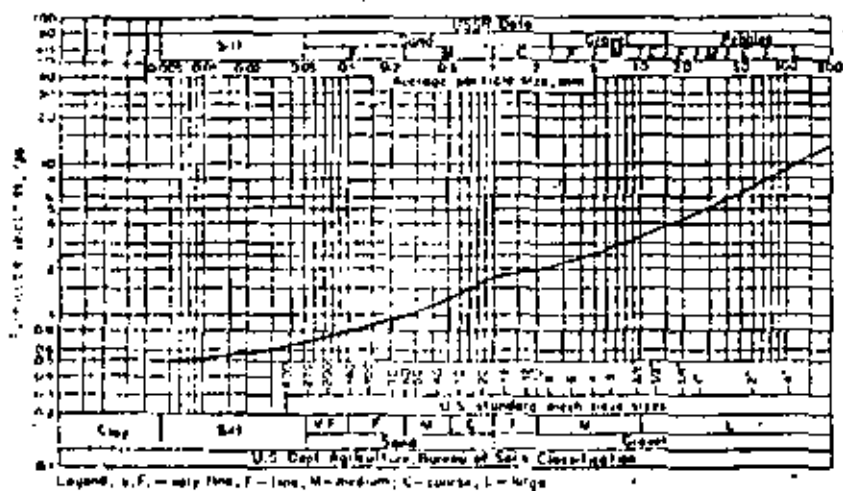


FIG. 7-3. U.S. and U.S.S.R. data on permeable velocities for noncohesive soils.

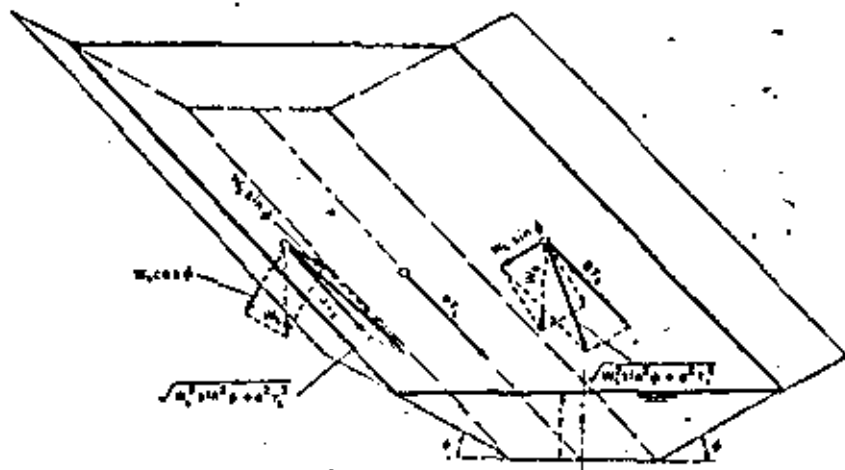
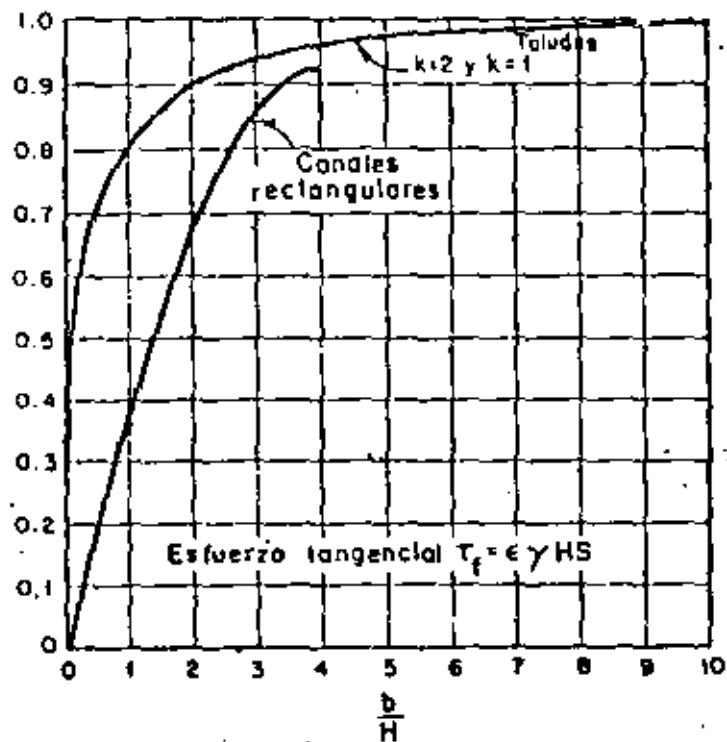
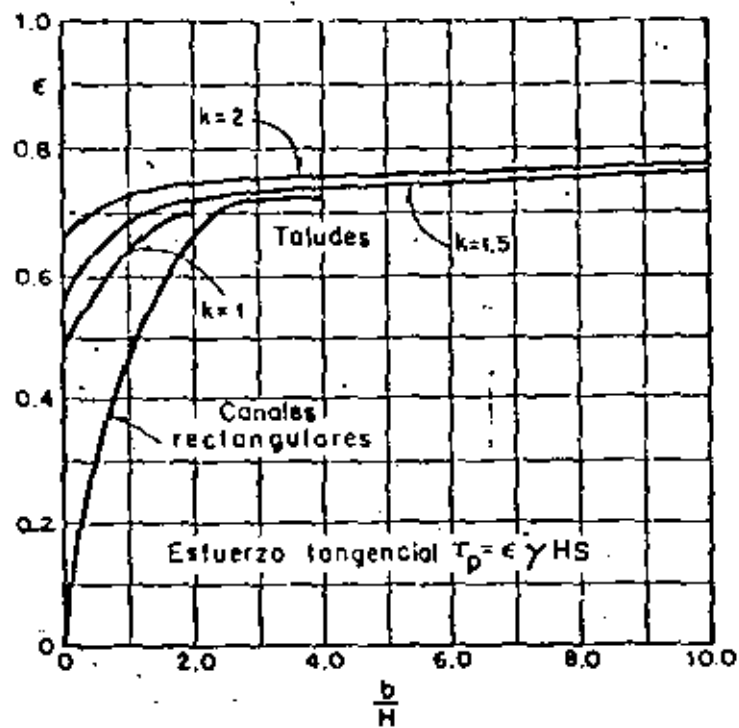


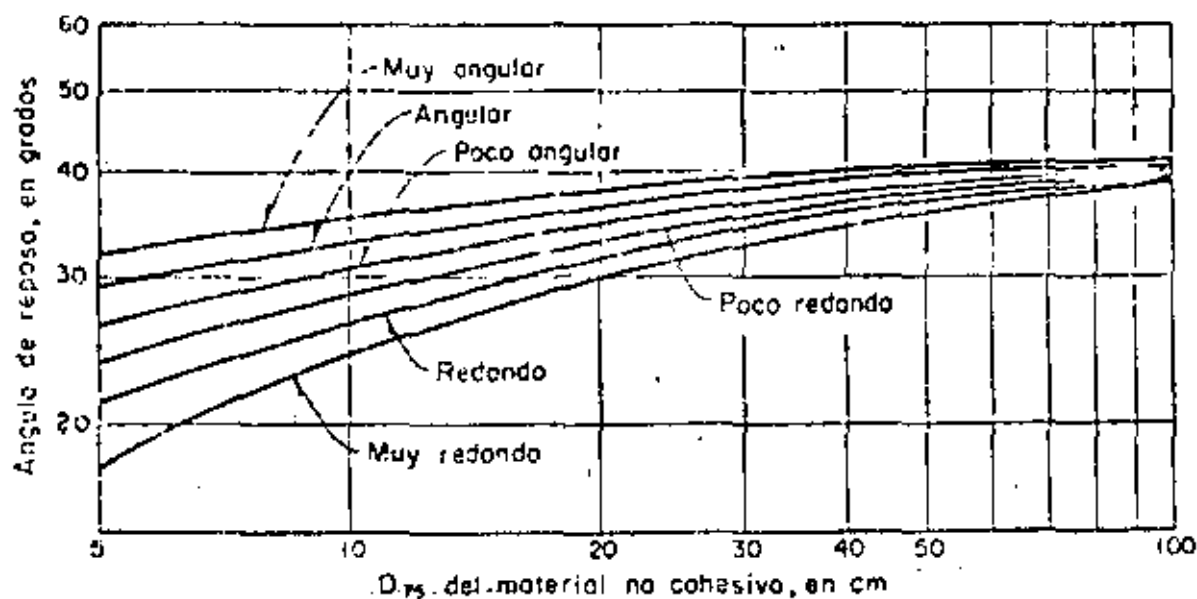
FIG. 7-4. Analysis of forces acting on a particle resting on the surface of a channel bed.



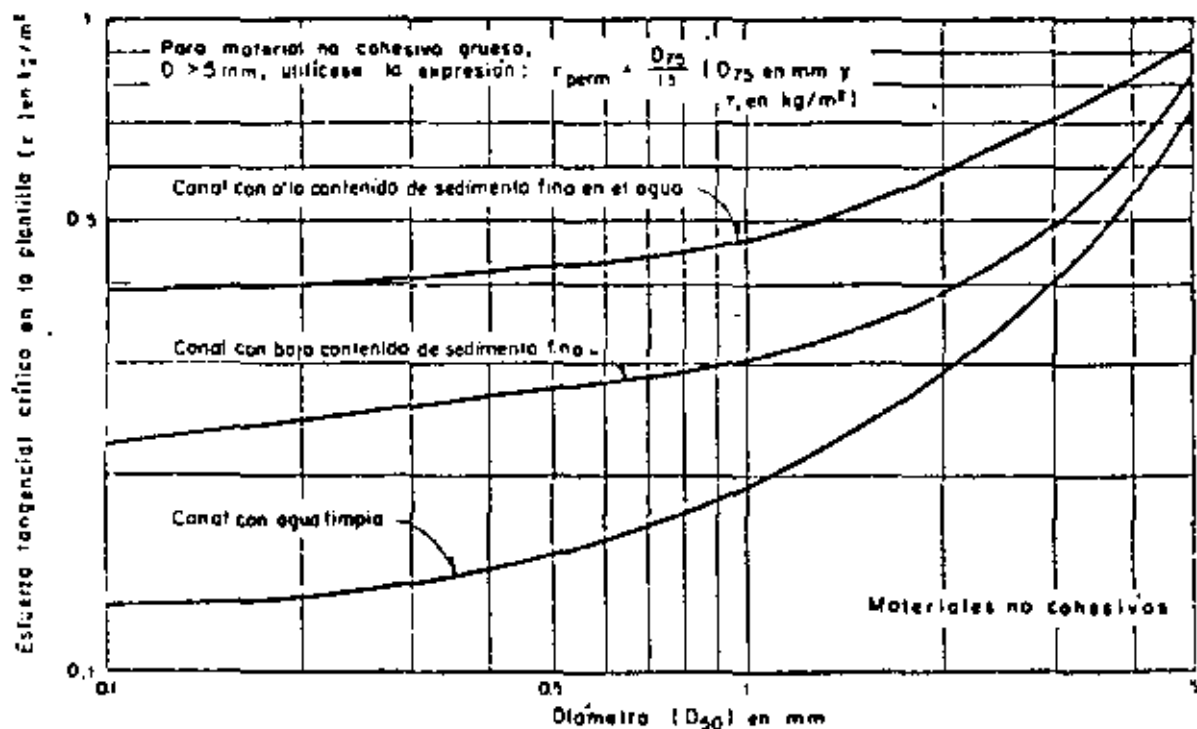
Esfuerzo tangencial que la corriente produce en el fondo



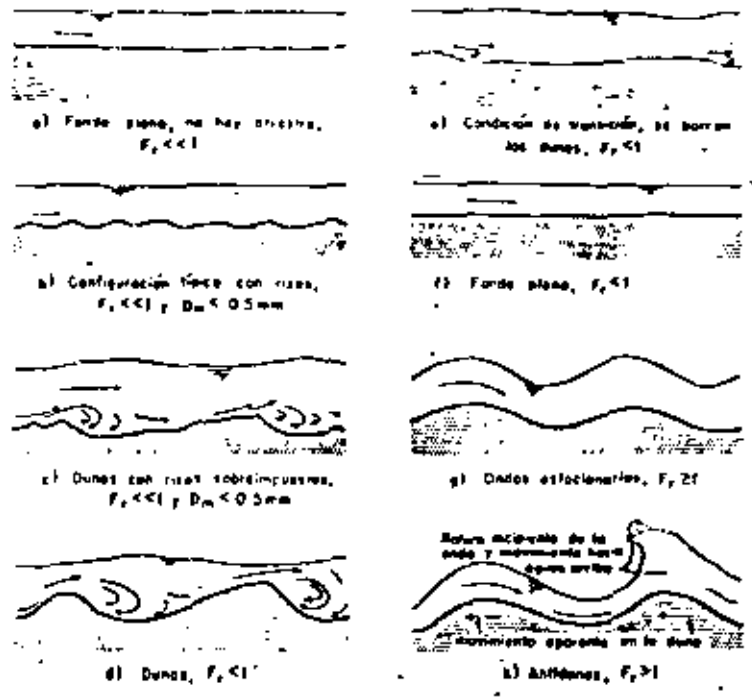
Esfuerzo tangencial que la corriente produce sobre las orillas



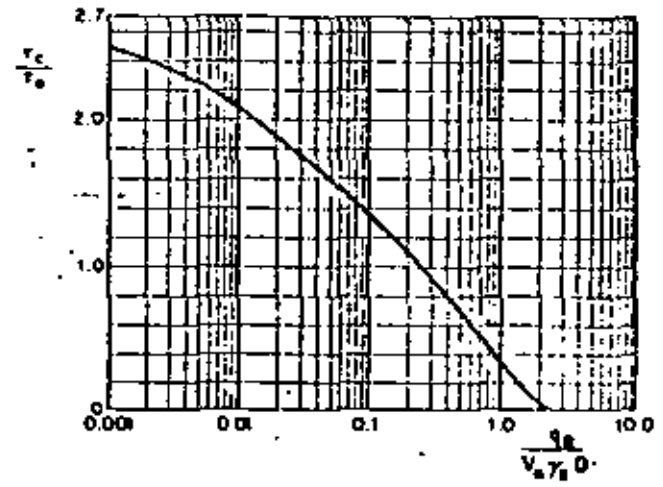
Angulo de reposo de un suelo no cohesivo en función del diametro de sus partículas



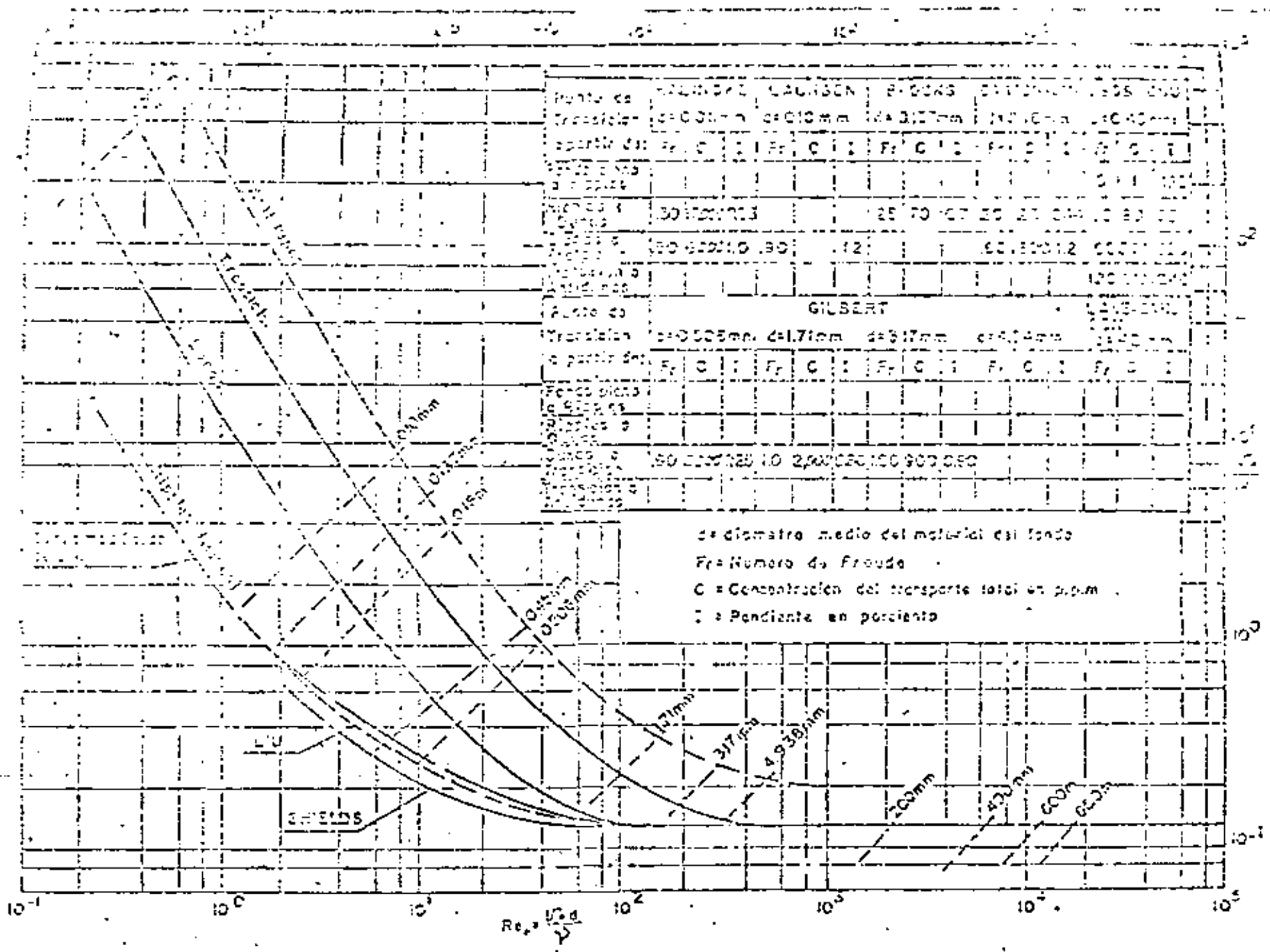
Esfuerzo tangencial crítico necesario para mover las partículas de un suelo no cohesivo, que se encuentran en un fondo plano



Configuraciones posibles del fondo de los cauces naturales, formados con material granular



Función de transporte de Kalinaka



DETERMINACION DE LAS FASES DEL TRANSPORTE

R-21

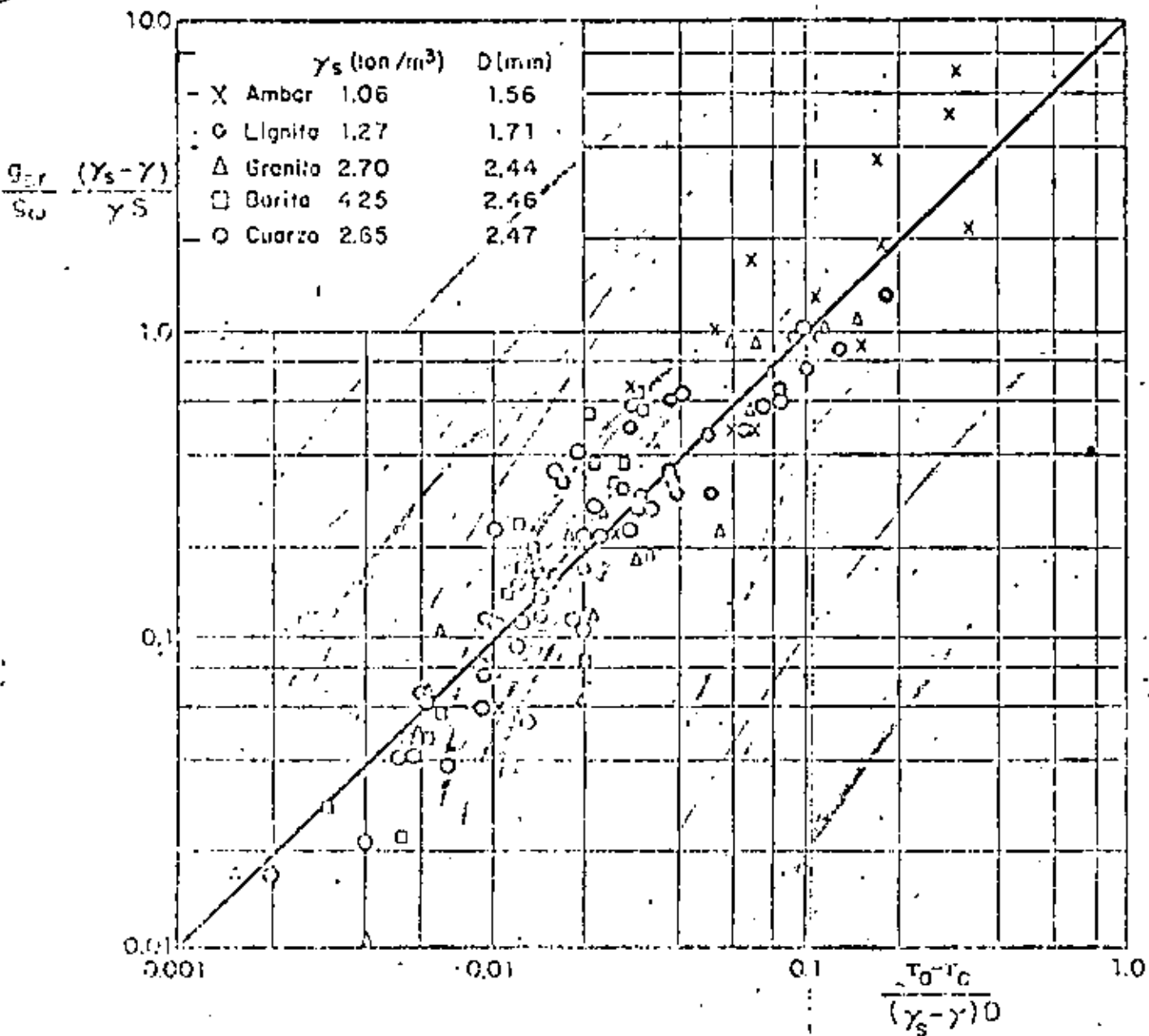


Fig.2.12 Ecuación de arrastre de Shields(1936)

$$\frac{g_{er}}{S_w} \frac{(\gamma_s - \gamma)}{\gamma_s} = \frac{\tau_0 - \tau_c}{(\gamma_s - \gamma) D}$$

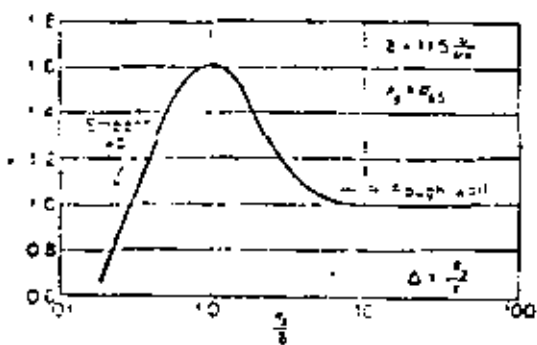


Fig. 7.10 Correction factor in the logarithmic velocity distribution. [After EINSTEIN (1950).]

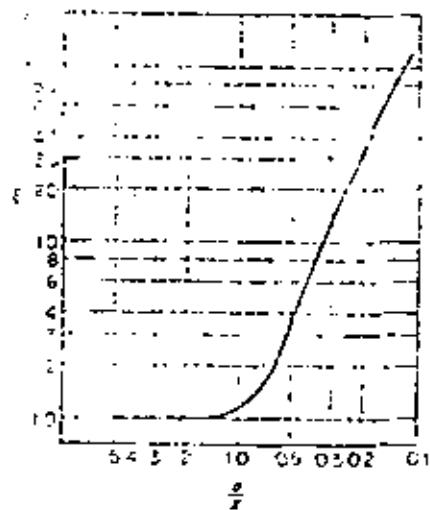


Fig. 7.11 Hiding factor, as used in Eq. (7.65). [After LINSLEY (1950).]

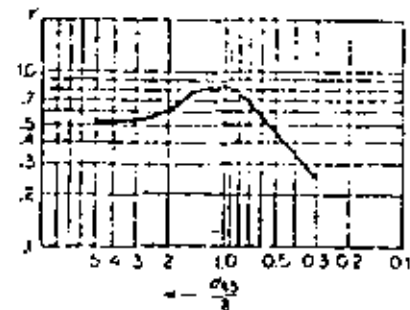


Fig. 7.12 Pressure correction, as used in Eq. (7.65). [After EINSTEIN (1950).]

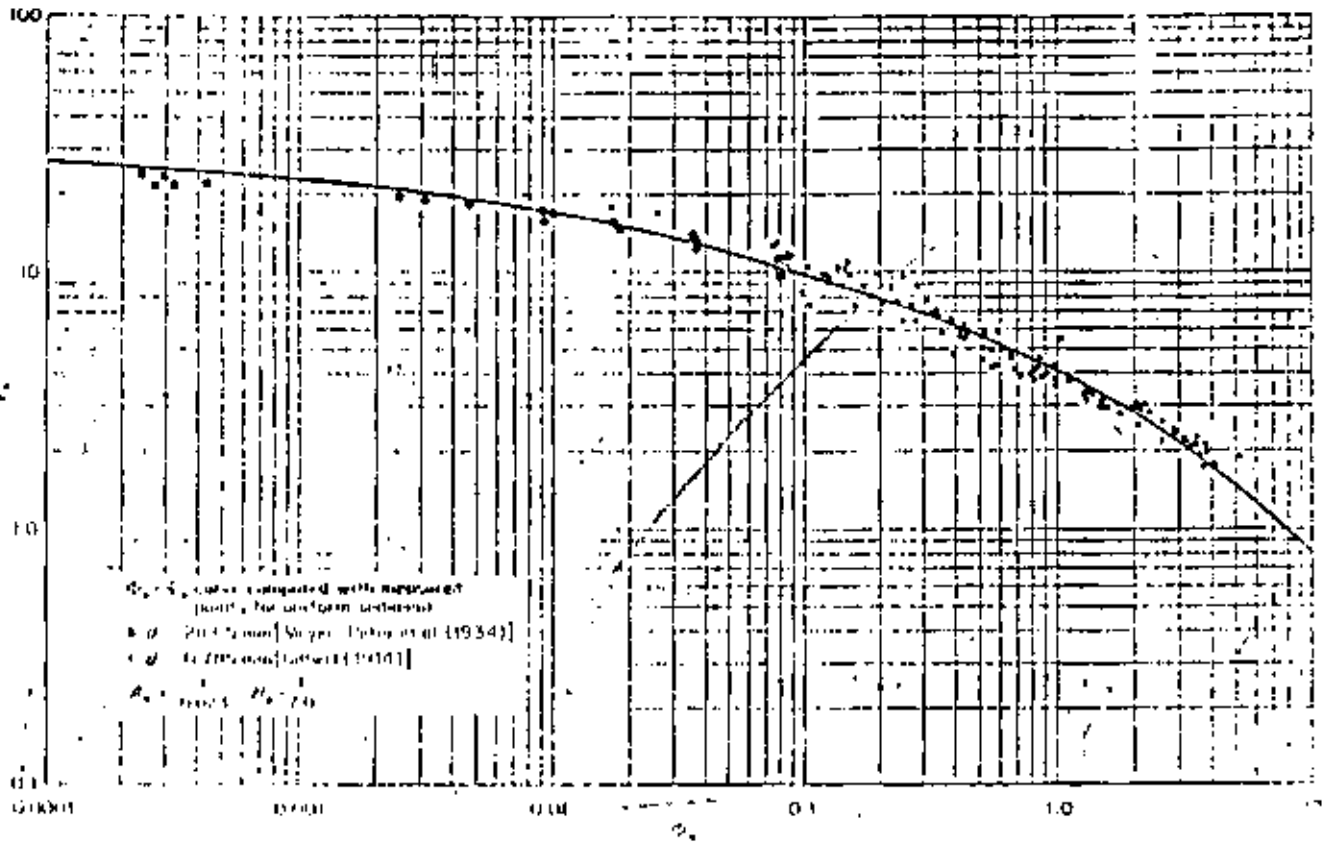


Fig. 7.13 Plot of Einstein's function, Φ_{20} vs. τ_{20}^2 . [After Einstein (1950)]

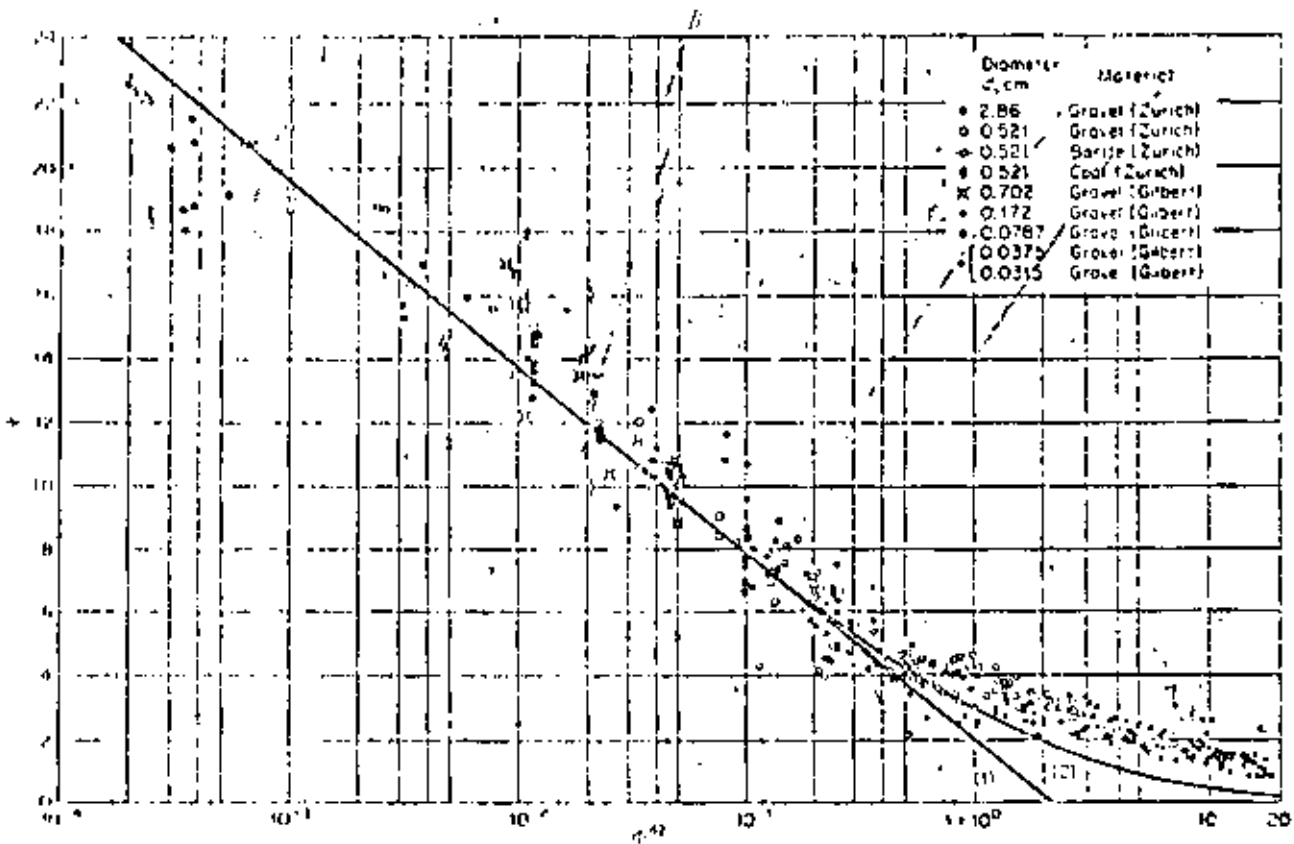


Fig. 7.9 Einstein's bedload equations. [After Einstein (1942)]

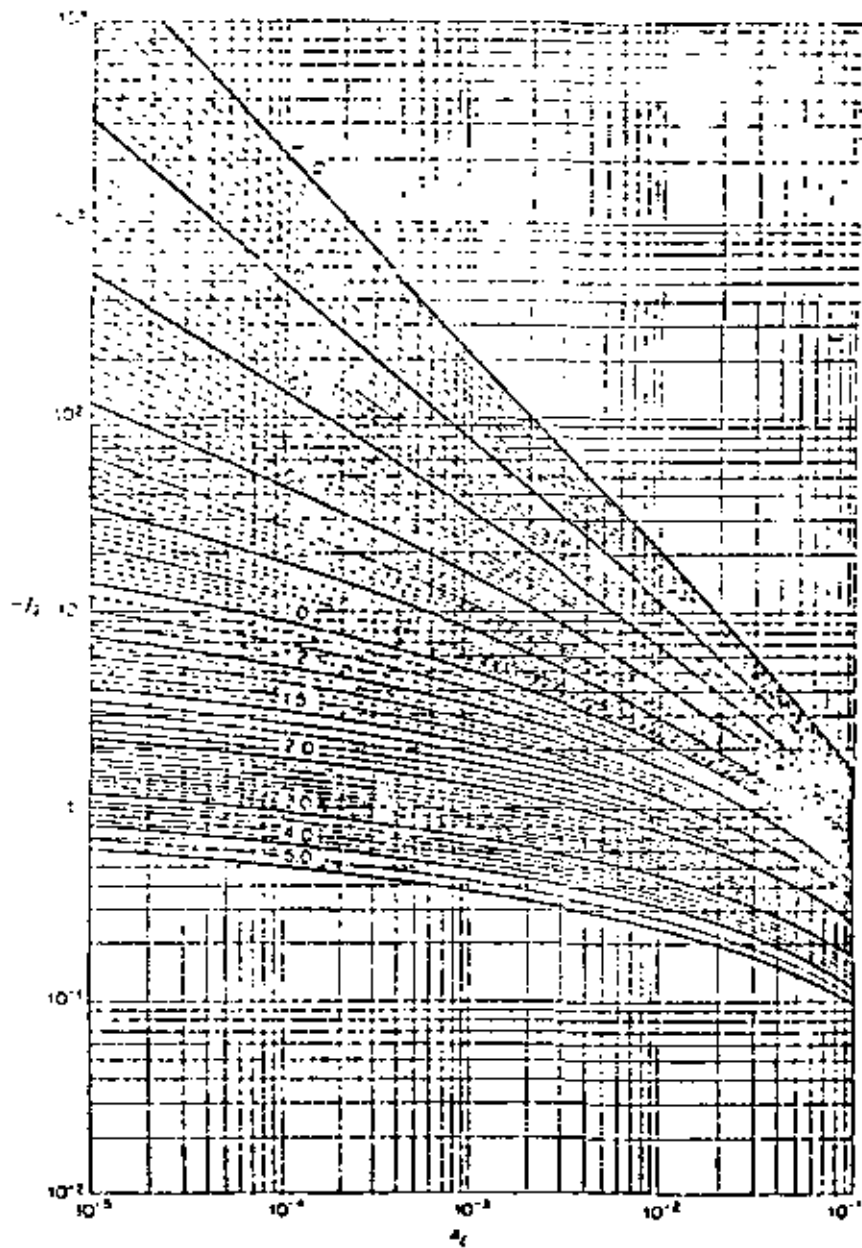


Fig. 2.11 Function I_2 in terms of A_1 for values of z . [After EINSTEIN (1950).]

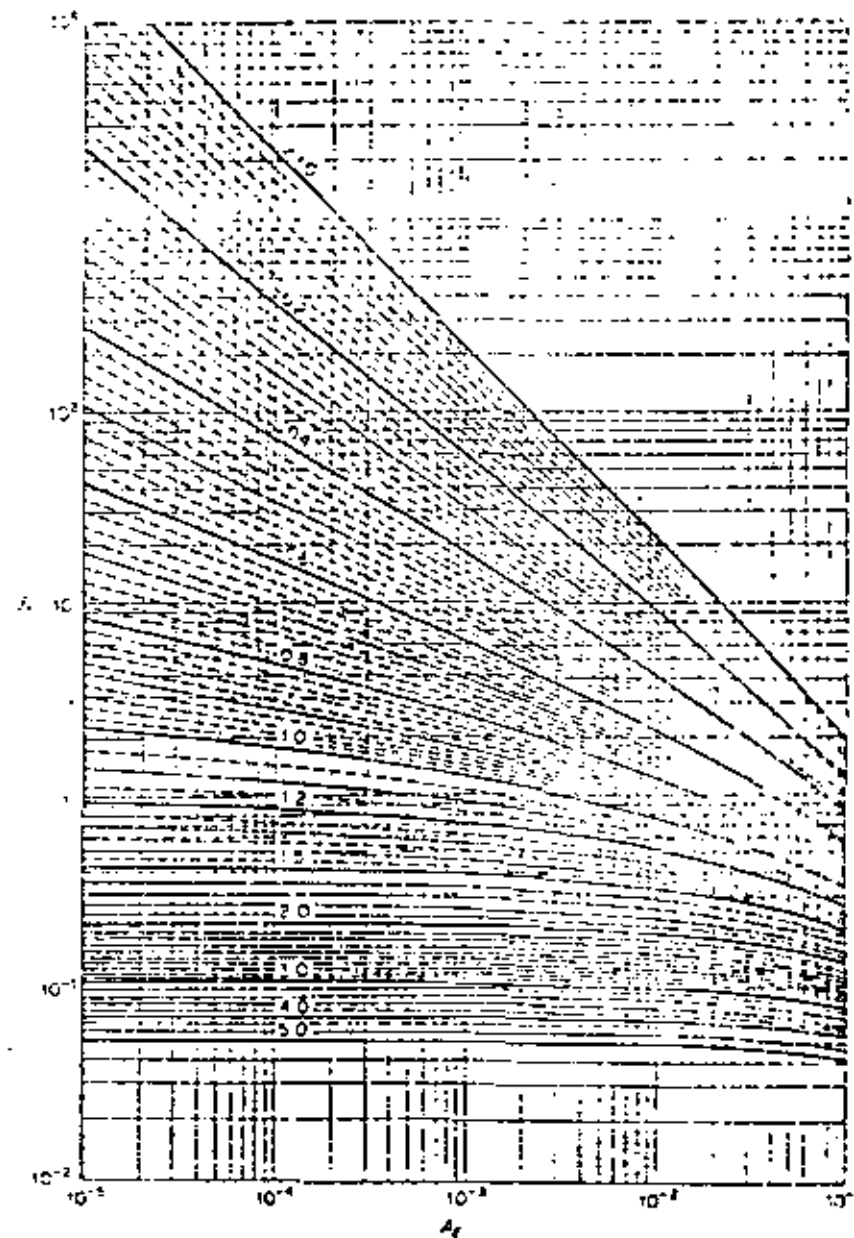


Fig. 3.16 Function I_1 in terms of A_1 for values of z . [After EINSTEIN (1950).]

TABLA 2.3 METODO DE EINSTEIN

Tabla propuesta para ordenar los cálculos encaminados a conocer el arrastre. La curva granulométrica se ha dividido en una serie de fracciones, en que D_i es el diámetro medio de cada una. En cada renglón se anotará el cálculo para una fracción. Cuando todas se hayan hecho, se podrá conocer con simples sumas el gasto sólido por unidad de ancho y de fondo en suspensión, en el fondo a total. Hay que hacer lo anterior para cada frente; es decir, para cada renglón de la tabla 2.2

D	U	R	$\frac{D}{X}$	ψ	ξ	$\frac{\psi}{\psi_*}$	ψ_*	$D^{3/2}$	i_{89B}	W	Z	A	I_1	I_2	$\frac{I_1}{I_2}$	$\frac{I_1}{I_2}$	S_{20}	S_{80}	$\frac{S_{20}}{S_{80}}$	$\frac{S_{20}}{S_{80}}$
Se anotan los diámetros medios representados por las fracciones de la curva granulométrica																				
Se anota el porcentaje en peso de cada fracción respecto al peso total ψ en %																				
Se toman U de la tabla 2.2																				
Se efectúa el cociente para cada D																				
$\psi_* = \frac{\psi \cdot U}{7.45}$ en función de $\frac{D}{X}$																				
$\frac{\psi}{\psi_*} = \xi \cdot Y \left(\frac{D}{X} \right)^{-0.4}$																				
Se obtiene de la fig. 2.21 en función de ψ_*																				
Se calcula																				
$i_{89B} = 4.755 \cdot D^{3/2} \left(\frac{\psi}{\psi_*} \right)^{1/2} \cdot U$																				
Se obtiene de la fig. 2.1 en función de D																				
$Z = 2.5 \frac{W}{U \cdot i_{89B}}$																				
$A = \frac{2 \cdot D}{R}$																				
Se obtiene de la fig. 2.10 en función de A y Z																				
Se obtiene de la fig. 2.10 en función de A y Z																				
Suma de lo indicado																				
$i_{89B} \cdot U \cdot \psi$ en $(I_1 + I_2 + I)$																				
Arrastre en el fondo $\frac{I_1}{I_2} = \sum i_{89B} \cdot U \cdot \psi$																				
Arrastre en la capa de fondo $\frac{S_{20}}{S_{80}} = \sum \frac{I_1}{I_2}$																				
$\frac{S_{20}}{S_{80}} = \sum \frac{I_1}{I_2}$																				
$\frac{S_{20}}{S_{80}} = \sum \frac{I_1}{I_2}$																				

TABLA 2.2 METODO DE EINSTEIN

Tabla propuesta para ordenar los calculos hidraulicos y conocer los caracteristicos de la corriente antes de iniciar la determinación del orostro. Los renglones de la tabla correspondan a los frentes que se desean analizar. Todas las ecuaciones usadas son dimensionalmente correctas por lo que cualquier sistema de unidades puede ser usado. Se deben conocer, la pendiente S , la sección transversal, curvas de elevaciones - áreas y elevaciones - perímetros mojados; además, la curva granulométrica del material del fondo de sito el D_{35} , D_{65} y además el D_{medio} de cada fracción en que se haya dividido dicha curva.

R'	U_*'	δ'	$\beta = \frac{R'}{U_*'^2}$	X	Δ	U	ψ_{35}'	ψ_{35}''	U_*''	R''	R	Elev.	A	P	Q	L/R	Z	Y	β_{35}	β_{65}	β	
Generalmente se supone $R' = 0.5$ cuando se da U_*' , δ' , β o cuando se da U_*' , δ' , β y R' se calcula U_*' y δ' y cuando se da U_*' , δ' y R' se calcula β .	$U_*' = \sqrt{3R' S}$	$\delta' = 11.6 \delta / U_*'$	$D_{65} = k$	Se obtiene de la figura 2.20 en función de β .	$\Delta = \frac{U_*'^2 R'}{X \cdot X}$	$U = 5.75 U_*' \log \left(12.27 \frac{R'}{\Delta} \right)$	$\psi_{35}' = \frac{25 - X}{7} - \frac{X}{10^3 S}$	Se obtiene de la fig. 2.57 en función de ψ_{35}'	Se despeja del valor anterior.	$R'' = \frac{U^2}{9S}$	Si la elevación es conocida, se calcula el tirante: $R = \frac{U^2}{9S}$	En función de R , se conoce el nivel al que llega el agua.	Se obtiene de la curva elevación - áreas.	Se obtiene de la curva elevación - P para el sitio de la sección.	$Q = U \cdot A$	Se calcula el coeficiente	$X = 0.17A$ si $\delta / \delta' > 1.8$ $X = 1.05A$ si $\delta / \delta' < 1.8$	Se obtiene de la fig. 2.22 en función de h / δ	$\beta_{35} = \log \left(10.6 \frac{X}{\Delta} \right)$	$\left(\frac{\beta}{\beta_{35}} \right)^2 = \left(\frac{10.6 X}{\Delta} \right)^2$	$R = 0.0001 \log \left(\frac{10.6 X}{\Delta} \right)$	β

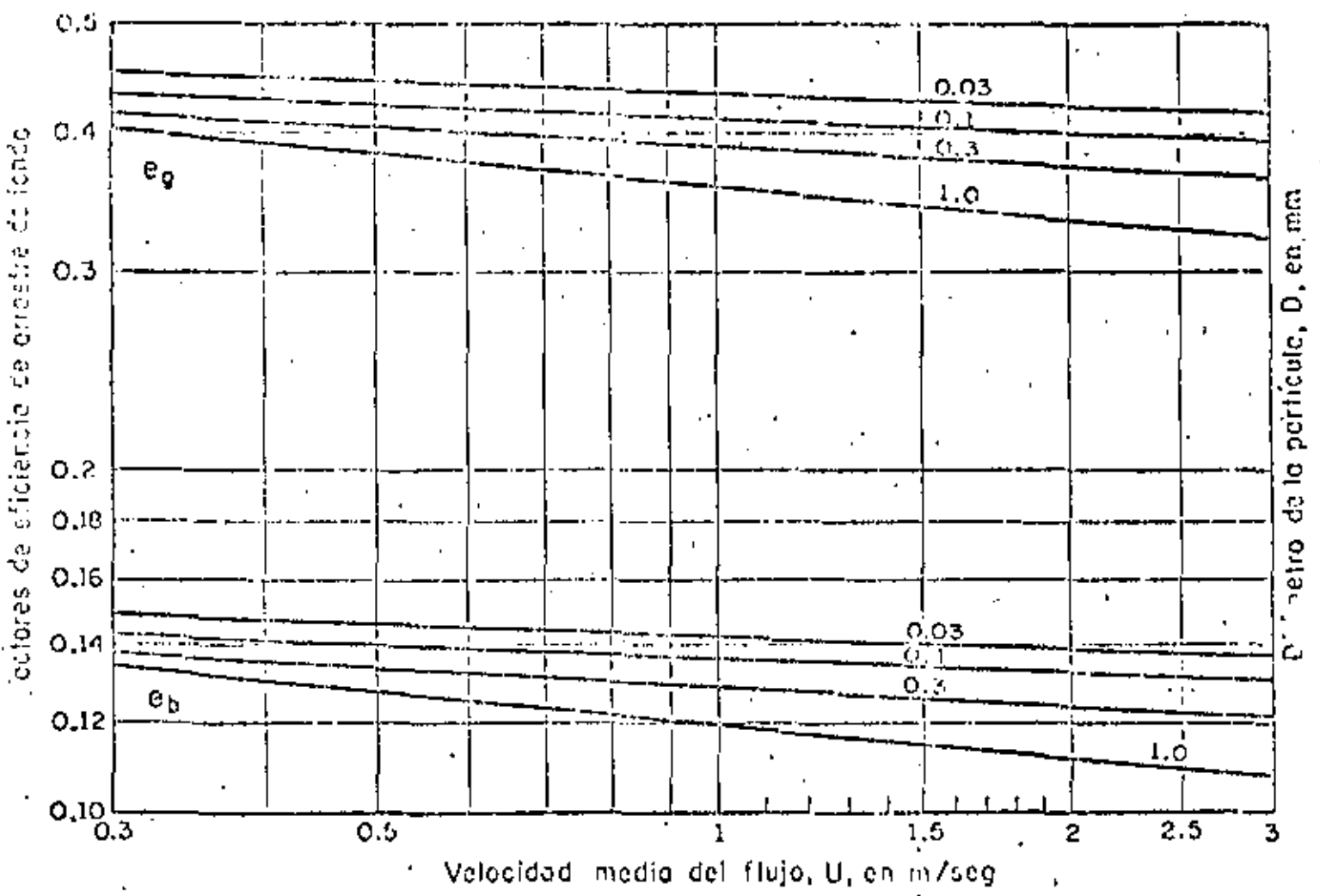


Fig.2.40 Valores teóricos de los factores de eficiencia de arrastre de fondo; en función de la velocidad media del flujo, para distintos tamaños de partículas de cuarzo, según Bagnold (1966)

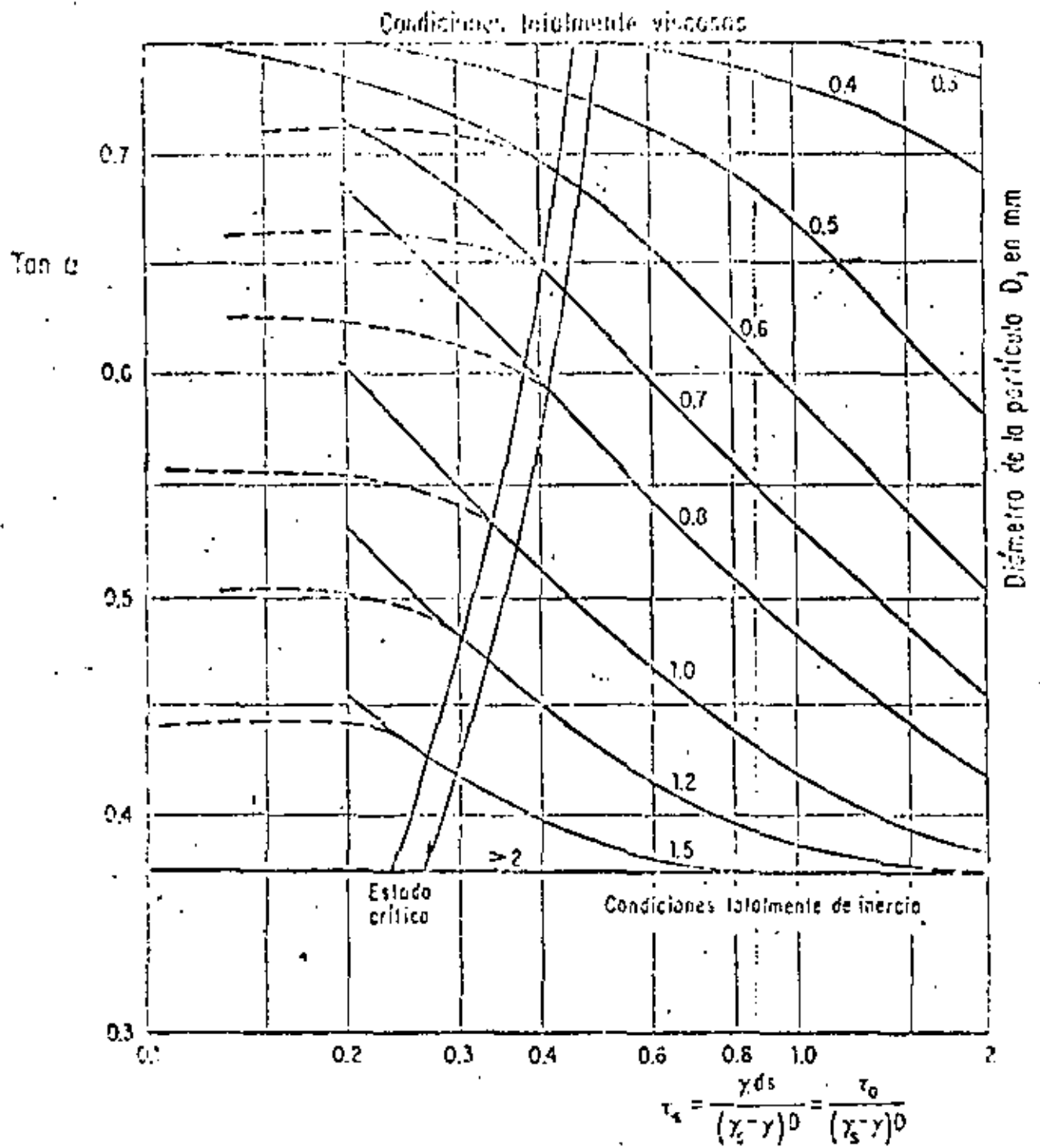


Fig.2.41 Coeficiente de fricción, según Begnold (1966)

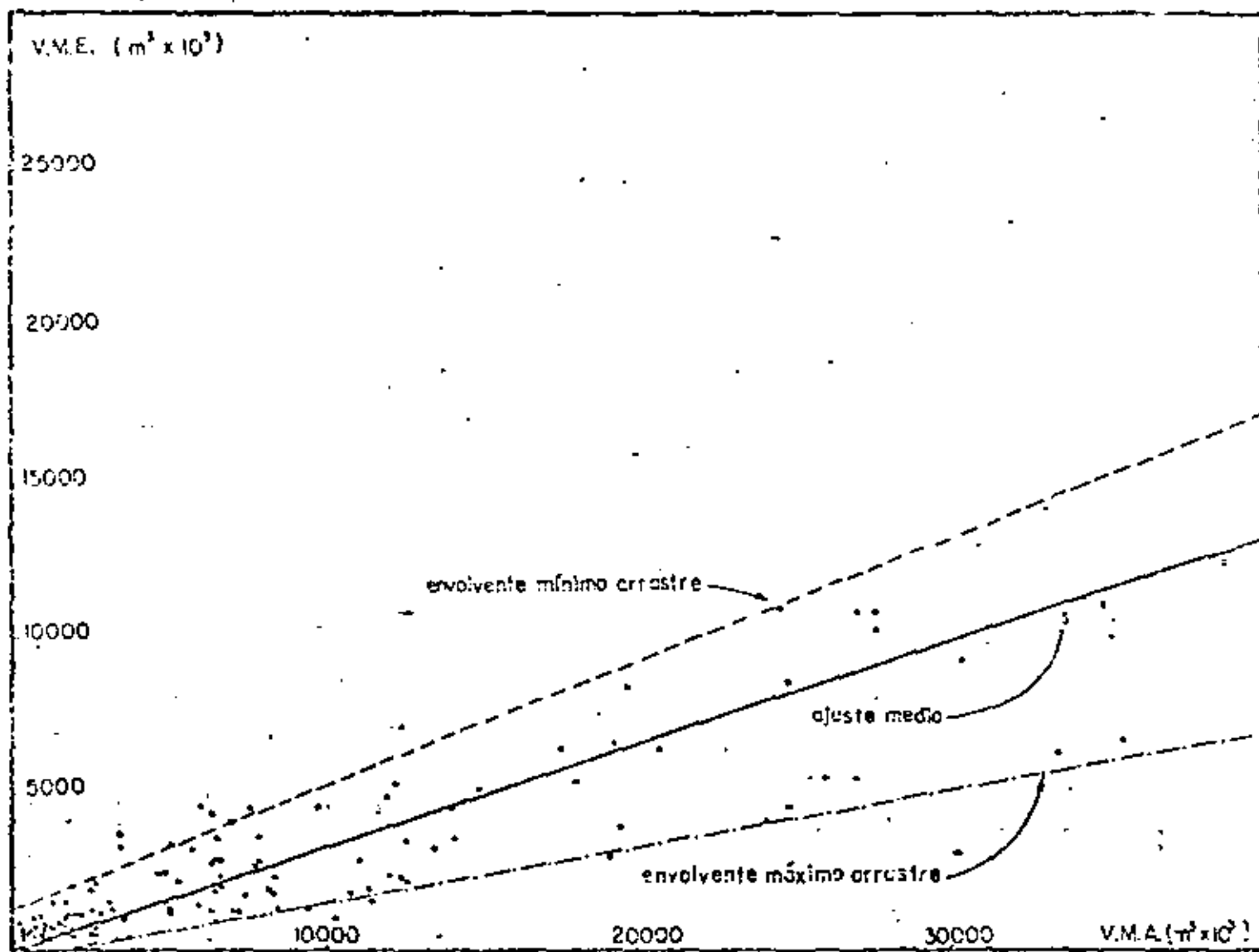


FIG. 1 VOLUMENES MENSUALES ESCURRIDOS--VOLUMENES MENSUALES DE ACARREO DE LA ESTACION TAXHIE, EDO. DE MEXICO

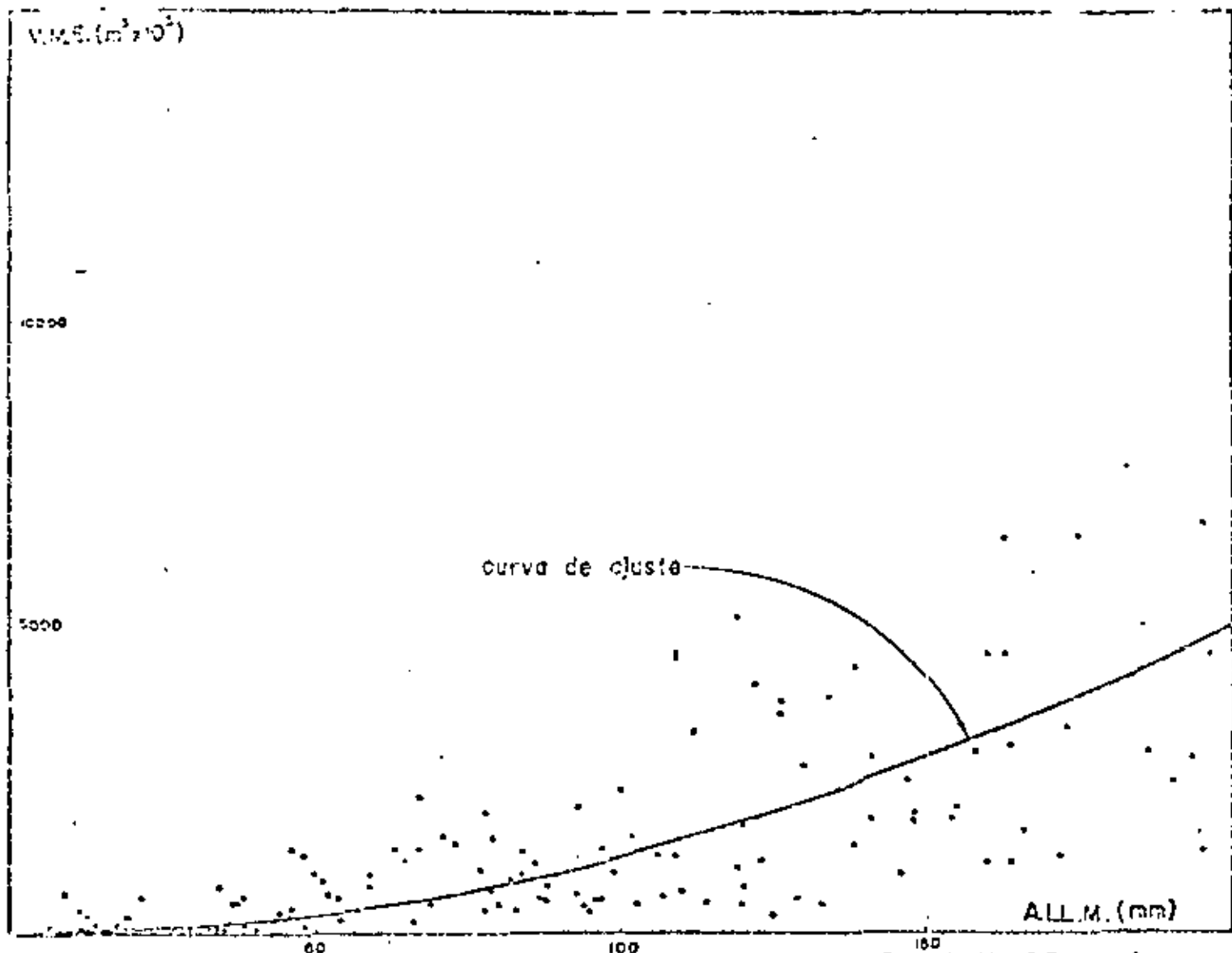


FIG. 2. VOLUMENES MENSUALES ESCURRIDOS - ALTURAS DE LLUVIA MENSUALES DE LA ESTACION TAXTIA, EDO. DE MEXICO.

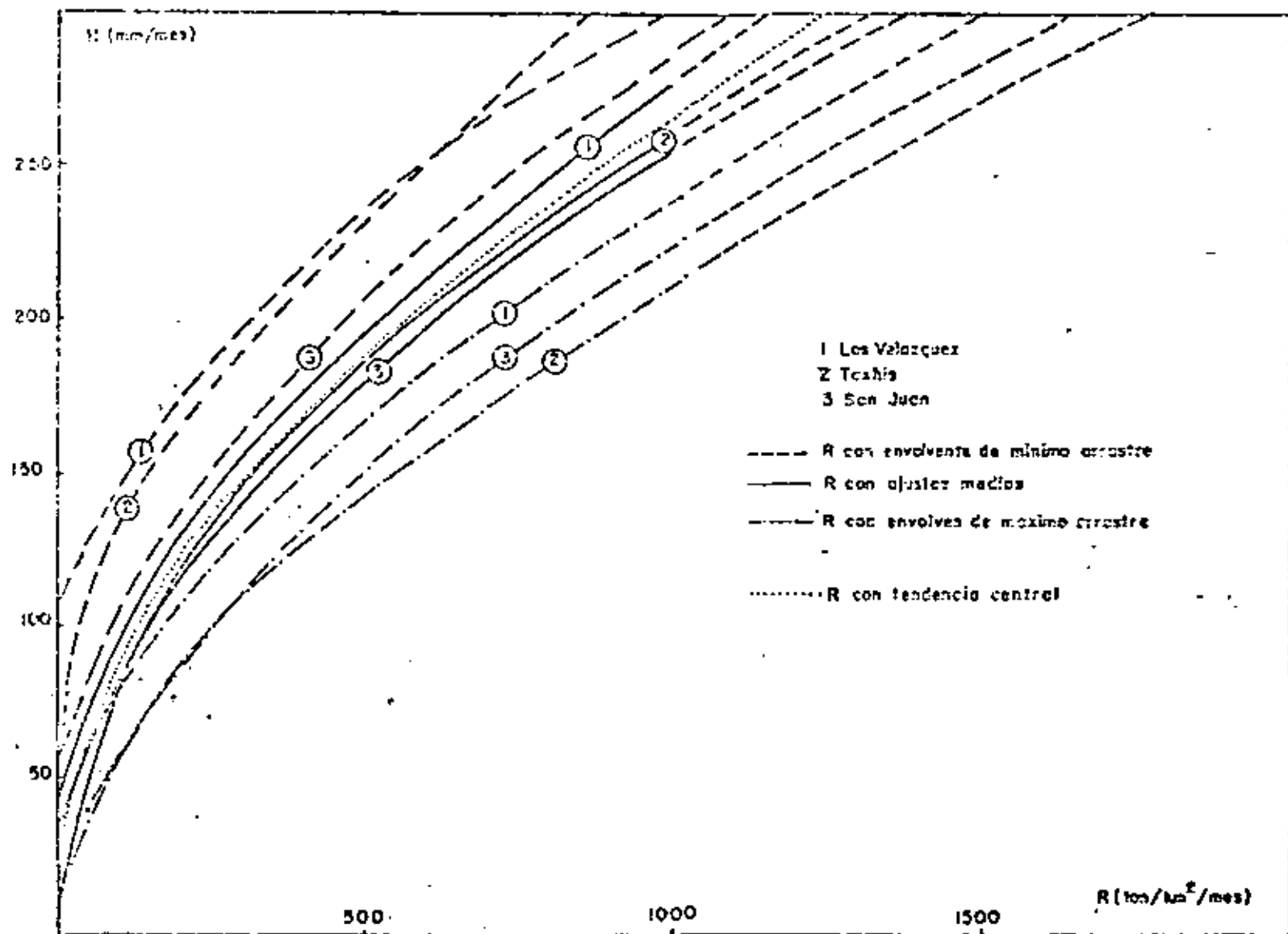
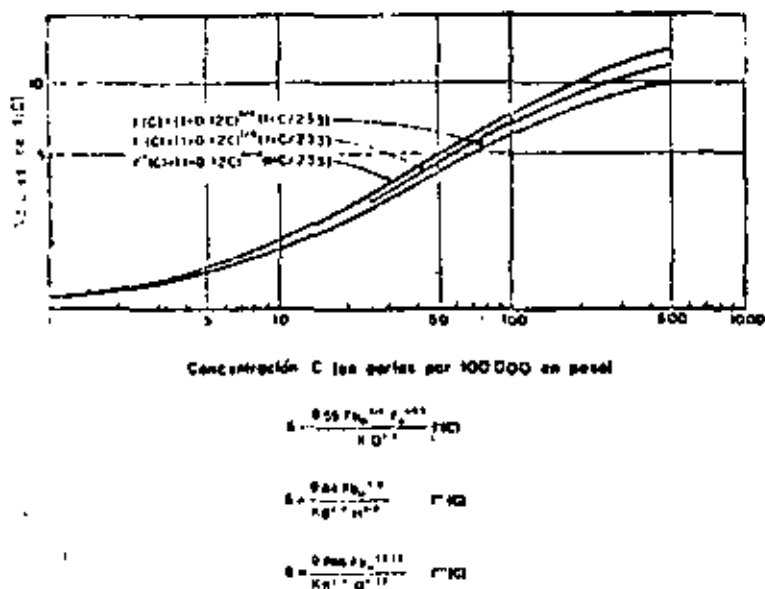


FIG 3. ALTURA DE LLUVIA MENSUAL-FACTOR DE LLUVIA R PARA LAS TRES CUENCAS ESTUDIADAS, MOSTRANDOSE TAMBIEN LAS ENVOLVENTES MAXIMAS Y MINIMAS, ASÍ COMO TAMBIEN LA TENDENCIA CENTRAL.



Valores de f , A y m para cauces estables, en que el gasto formativo es del 3 al 10 por ciento en un año (solo del 3 al 10 por ciento de los gastos anuales son mayores que ese gasto).

Zona del río y condición del cauce.	f	Número de Froude	Parámetro A Tipo de sección		Exponente m cuando $K = 10$ Tipo de sección	
			a	b	a	b
Zona de alta montaña. Cauce rocoso o cubierto de piedras.	10	1.0	0.50	0.75	—	1.0
Zona de montaña. Cauce formado con cantos rodados, boulder y guijarros. Rápidas y pendiente cercana a la crítica.	7	1.0 - 0.5	0.75	0.90	1.00	0.90
Zona en las faldas de la montaña. Llegada del río al valle. Cauce formado por guijarros, grava y arena. Corriente tranquila.	8	0.50 - 0.20	0.90	1.0	0.90	0.75
Zona intermedia. Cauce formado por arena gruesa, media y fina. Corriente tranquila.	5	0.20 - 0.04	1.0	1.1	0.75	0.70
Zona de planicie. Cauce formado de arena fina.						
a) Río caudaloso.	2	0.20 - 0.02	1.1	1.3	0.75	0.70
b) Río poco caudaloso.	1	0.30 - 0.20	1.3	1.7	0.90	0.50

Fórmulas para el cálculo de cauces estables formados en terrenos de arena gruesa a guijeros
(Diámetro mayor de 1 mm)

Elemento de cálculo	$n = 1/5$	$n = 1/4$	$n = 1/3$
Profundidad media, H	$\frac{0.732 V_0^{10/3}}{(1000 S)^{10/9}}$	$\frac{0.685 V_0^4}{(1000 S)^{4/3}}$	$\frac{0.585 V_0^4}{(1000 S)^3}$
Velocidad media, v	$\frac{0.939 V_0^{1/3}}{(1000 S)^{1/9}}$	$\frac{0.909 V_0^2}{(1000 S)^{1/3}}$	$\frac{0.835 V_0^4}{(1000 S)^{1/9}}$
Gasto unitario, q	$\frac{0.688 V_0^3}{(1000 S)^{4/3}}$	$\frac{0.825 V_0^4}{(1000 S)^{2/3}}$	$\frac{0.471 V_0^3}{(1000 S)^{2/3}}$
Gasto de agua en un brazo estable, Q _v	$\frac{7.48 A^2 V_0^{10}}{(1000 S)^{10/3}}$	$\frac{8.20 A^2 V_0^{12}}{(1000 S)^{2/3}}$	$\frac{3.50 A V_0^{18}}{(1000 S)^{1/3}}$
Pendiente del curso estable, S = S _v	$\frac{0.00182 A^{0.433} V_0^{3.96}}{Q^{0.326}}$	$\frac{0.00163 A^{0.563} V_0^{3.21}}{Q^{0.268}}$	$\frac{0.00123 A^{0.31} V_0^{3.18}}{Q^{0.154}}$
Velocidad de formación	$\frac{8.85 Q^{0.28} S^{0.301}}{A^{0.7}}$	$\frac{7.40 Q^{0.003} S^{0.312}}{A^{0.153}}$	$\frac{8.45 Q^{0.049} S^{0.217}}{A^{0.16}}$

Módulo de la velocidad V_v de flujo en el cauce
 en función del diámetro de las venetas en milímetros,
 cuando el flujo es de tipo

FÓRMULAS PARA EL CÁLCULO DE CAUCES ESTABLES FORMADOS
 SOBRE TERRENOS QUE VARIAN DE ARENA GRUESA A GUISARFOS
 (diámetro mayor de 3 mm)

Diámetro, en mm	V_v en m/s	Diámetro, en mm	V_v en m/s
		46	1.44
		48	1.47
		50	1.50
1.0	0.60	52	1.54
2.5	0.75	54	1.56
5.0	0.80	56	1.59
10	0.83	58	1.62
15	0.86	60	1.65
20	0.90	65	1.69
25	0.98	70	1.73
30	1.04	75	1.76
32	1.11	80	1.80
34	1.17	85	1.84
36	1.24	90	1.88
38	1.29	95	1.91
40	1.35	100	1.95
42	1.38	150	2.40
44	1.41	200	2.60

Variable	$n = \frac{1}{3}$	$n = \frac{1}{4}$	$n = \frac{1}{5}$
	Si conocen D, V_v, A	Si conocen D, V_v, A	Si conocen D, V_v, A
H	$\frac{0.732 V_v^{10/3}}{(1000 S)^{1/3}}$	$\frac{0.855 V_v^4}{(1000 S)^{1/3}}$	$\frac{1.025 V_v^4}{(1000 S)^{1/3}}$
V	$V_v n^{1/3}$	$V_v n^{1/4}$	$V_v n^{1/5}$
Q	HV	HV	HV
S	$\frac{A^2 n}{S^{2/3}}$	$\frac{A^2 n}{S^{2/4}}$	$\frac{A^2 n}{S^{2/5}}$
D	48	48	48
	Si conocen D, V_v, A	Si conocen D, V_v, A	Si conocen D, V_v, A
H	$\frac{0.00192 A^{0.214} V_v^{0.216}}{0.0335}$	$\frac{0.00153 A^{0.203} V_v^{0.211}}{0.0224}$	$\frac{0.00123 A^{0.211} V_v^{0.224}}{0.0134}$
S	$\frac{AQ^{0.2}}{S^{0.2}}$	$\frac{AQ^{0.2}}{S^{0.2}}$	$\frac{AQ^{0.2}}{S^{0.2}}$
D	$\frac{D}{n}$	$\frac{D}{n}$	$\frac{D}{n}$
H	$\left(\frac{Q}{V_v}\right)^{1/3}$	$\left(\frac{Q}{V_v}\right)^{1/4}$	$\left(\frac{Q}{V_v}\right)^{1/5}$
V	$\frac{Q}{H}$	$\frac{Q}{H}$	$\frac{Q}{H}$
	Si conocen D, S, A	Si conocen D, S, A	Si conocen D, S, A
H	$\frac{0.817 D^{0.119} (1000 S)^{0.207}}{A^{0.2}}$	$\frac{0.855 D^{0.203} (1000 S)^{0.211}}{A^{0.2}}$	$\frac{0.843 D^{0.204} (1000 S)^{0.217}}{A^{0.2}}$
S	$\frac{AQ^{0.2}}{S^{0.2}}$	$\frac{AQ^{0.2}}{S^{0.2}}$	$\frac{AQ^{0.2}}{S^{0.2}}$
D	$\frac{D}{n}$	$\frac{D}{n}$	$\frac{D}{n}$
H	$\left(\frac{Q}{V_v}\right)^{1/3}$	$\left(\frac{Q}{V_v}\right)^{1/4}$	$\left(\frac{Q}{V_v}\right)^{1/5}$
V	$\frac{Q}{H}$	$\frac{Q}{H}$	$\frac{Q}{H}$

Valores de α y $1/(1+\alpha)$, para suelos cohesivos y no cohesivos

SUELOS COHESIVOS			SUELOS NO COHESIVOS								
γ_s	α	$\frac{1}{1+\alpha}$	γ_s	α	$\frac{1}{1+\alpha}$	D_m (mm)	α	$\frac{1}{1+\alpha}$	D_m (mm)	α	$\frac{1}{1+\alpha}$
0.80	0.52	0.66	1.20	0.38	0.72	0.05	0.43	0.70	40.00	0.30	0.77
0.83	0.51	0.66	1.24	0.38	0.72	0.15	0.42	0.70	60.00	0.29	0.78
0.86	0.50	0.67	1.28	0.37	0.73	0.50	0.41	0.71	90.00	0.28	0.78
0.88	0.49	0.67	1.34	0.36	0.74	1.00	0.40	0.71	140.00	0.27	0.79
0.90	0.48	0.67	1.40	0.35	0.74	1.50	0.39	0.72	190.00	0.26	0.79
0.93	0.47	0.68	1.46	0.34	0.75	2.50	0.38	0.72	250.00	0.25	0.80
0.96	0.46	0.68	1.52	0.33	0.75	4.00	0.37	0.73	310.00	0.24	0.81
0.98	0.45	0.69	1.58	0.32	0.76	6.00	0.36	0.74	370.00	0.23	0.81
1.00	0.44	0.69	1.64	0.31	0.76	8.00	0.35	0.74	450.00	0.22	0.83
1.04	0.43	0.70	1.71	0.30	0.77	10.00	0.34	0.75	570.00	0.21	0.83
1.08	0.42	0.70	1.80	0.29	0.78	15.00	0.33	0.75	750.00	0.20	0.83
1.12	0.41	0.71	1.89	0.28	0.78	20.00	0.32	0.76	1000.00	0.19	0.84
1.16	0.40	0.71	2.00	0.27	0.79	25.00	0.31	0.76			

* γ_s peso volumétrica

Valores de los coeficientes ϵ , en función de B/r

B/r	0	0.16	0.20	0.25	0.33	0.50	0.70	1.00
ϵ	1.27	1.48	1.84	2.20	2.67	3.00	—	—

Porcentaje de probabilidad de que se presente el punto de diseño	Coficiente β
100	0.77
50	0.82
20	0.86
10	0.90
5	0.94
2	0.97
1	1.00
0.3	1.03
0.2	1.06
0.1	1.07

Coficiente de contracción μ

Velocidad media en la posición, en m/s	Longitud libre entre dos pilas laterales en metros												
	10	12	16	18	21	25	30	42	52	63	108	124	200
Máximo de 1	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
1.00	0.98	0.97	0.96	0.96	0.96	0.96	0.96	0.96	0.96	0.96	0.96	0.96	0.96
1.50	0.94	0.93	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92
2.00	0.93	0.91	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
2.50	0.90	0.87	0.86	0.86	0.86	0.86	0.86	0.86	0.86	0.86	0.86	0.86	0.86
3.00	0.87	0.83	0.82	0.82	0.82	0.82	0.82	0.82	0.82	0.82	0.82	0.82	0.82
4.00 ó mayor	0.85	0.80	0.79	0.79	0.79	0.79	0.79	0.79	0.79	0.79	0.79	0.79	0.79

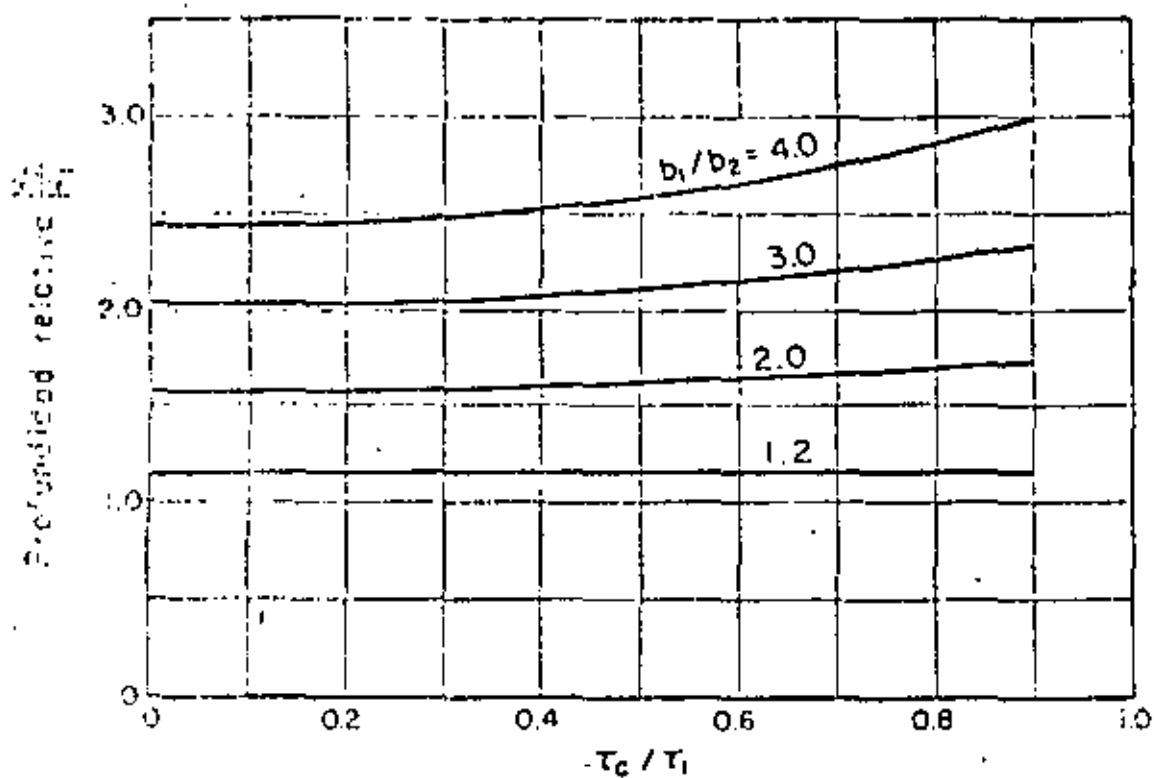


Fig. II Profundidades relativas contra τ_c / τ_f

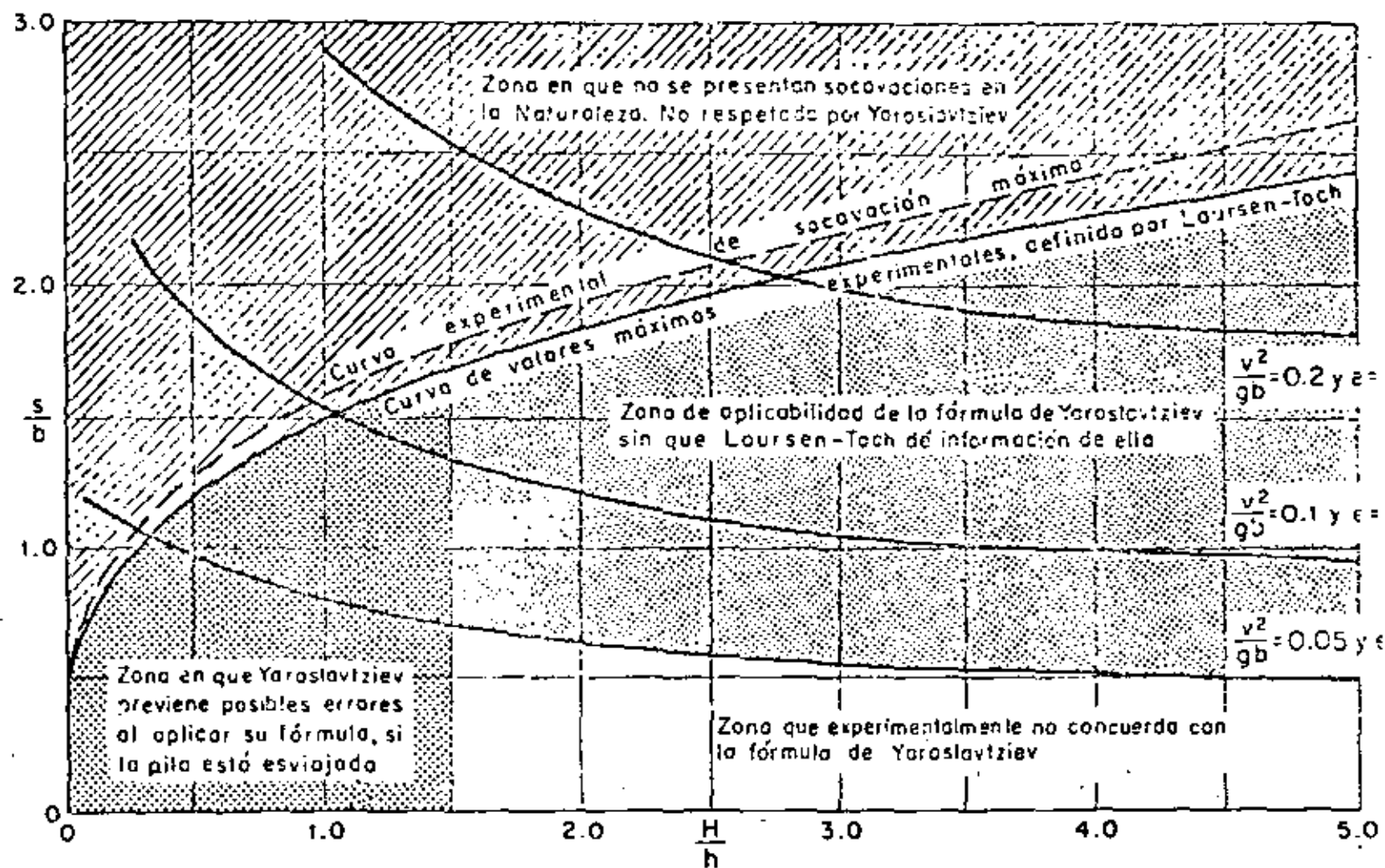
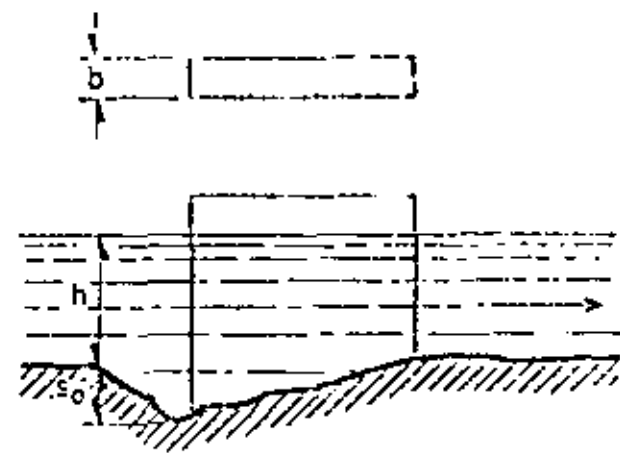
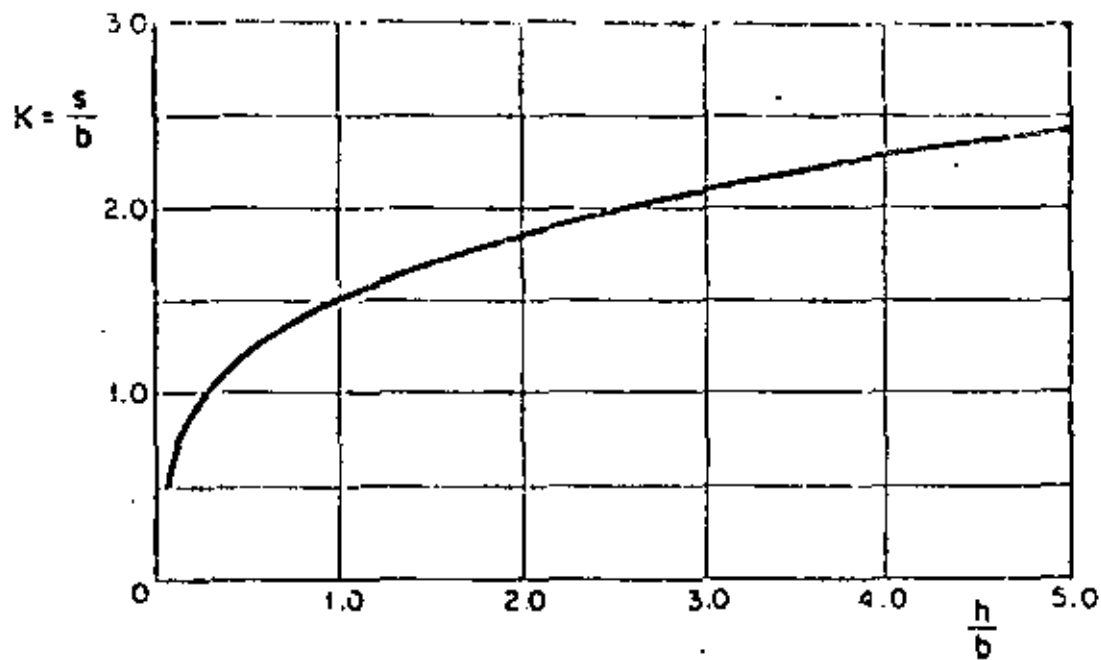


Fig. 20 Gráfica que muestra las zonas de aplicabilidad de los métodos de Laursen-Toch y Yaroslavtziev

Primer ciclo de experiencias (Según Moza y Sánchez)


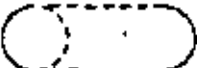
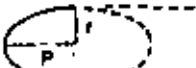
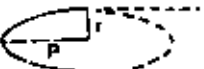



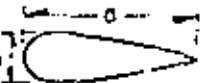
h = tirante de la corriente
 b = ancho de la pila
 s_0 = profundidad de la erosión

Método de Laursen - Toch.

Fig. 21 Relación entre la erosión relativa y la profundidad relativa

TABLA XII

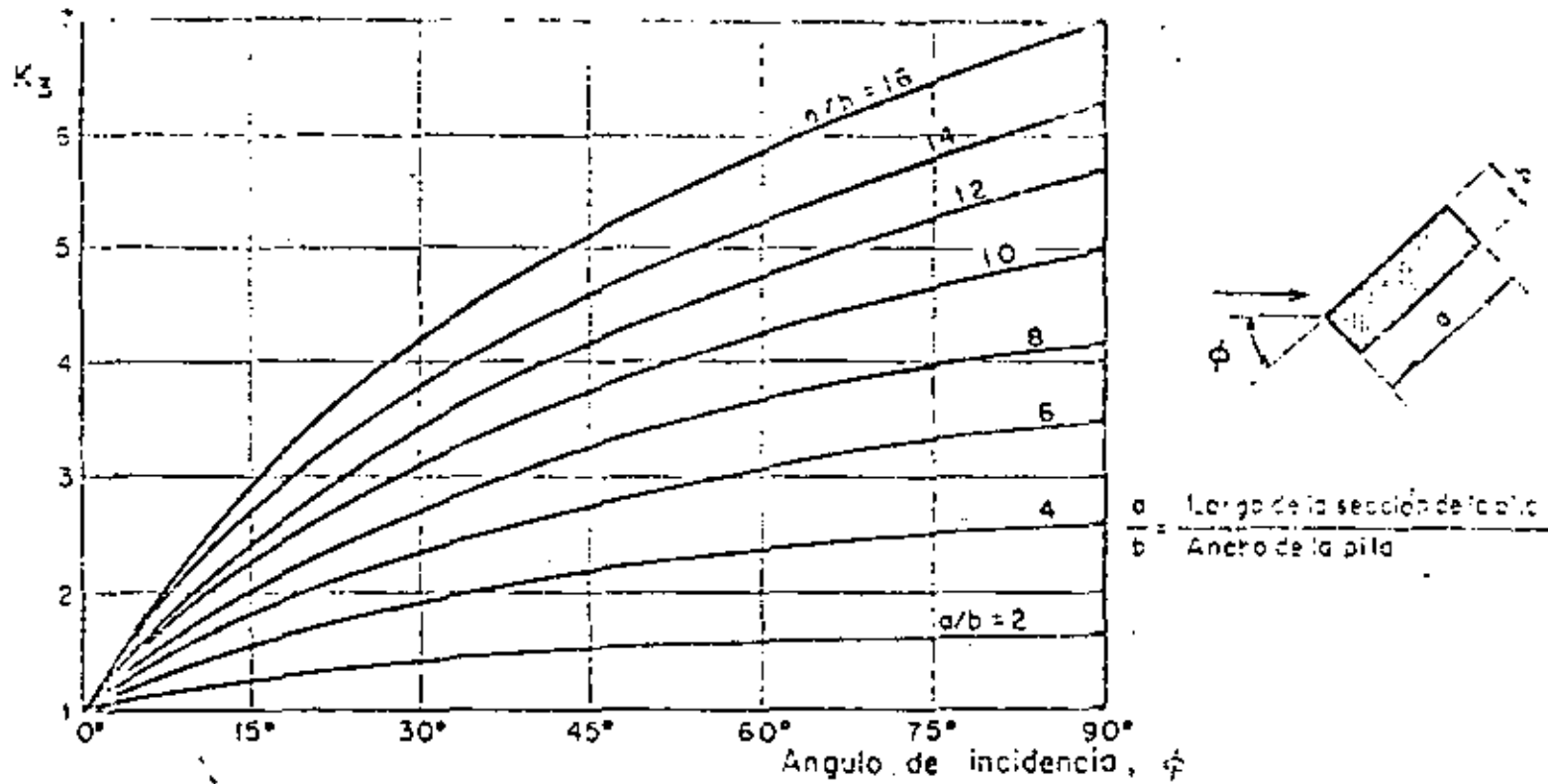
FORMA DE LA NARIZ		COEFICIENTE K_2 DE SCHNEIBLE
RECTANGULAR $a/b = 4$		1.00
SEMICIRCULAR		0.90
ELIPTICA		$\frac{p}{r} = \frac{2}{1}$ 0.81
		$\frac{p}{r} = \frac{3}{1}$ 0.75
LENTICULAR		$\frac{p}{r} = \frac{2}{1}$ 0.81
		$\frac{p}{r} = \frac{3}{1}$ 0.69

FORMA DE LA NARIZ		SEGUN TISON
BISELADA $a/b = 4$		0.78
PERFIL HIDRODINAMICO $a/b = 4$		0.75

Método de Laursen - Toch

Coeficiente de corrección, que depende de la forma de la pila. Es solo aplicable a pilas orientados según la corriente.

K_3 . factor correctivo



Método de Laursen - Toch

Fig. 22 Coeficiente de corrección cuando existe un ángulo de incidencia entre el eje de la pila y la corriente

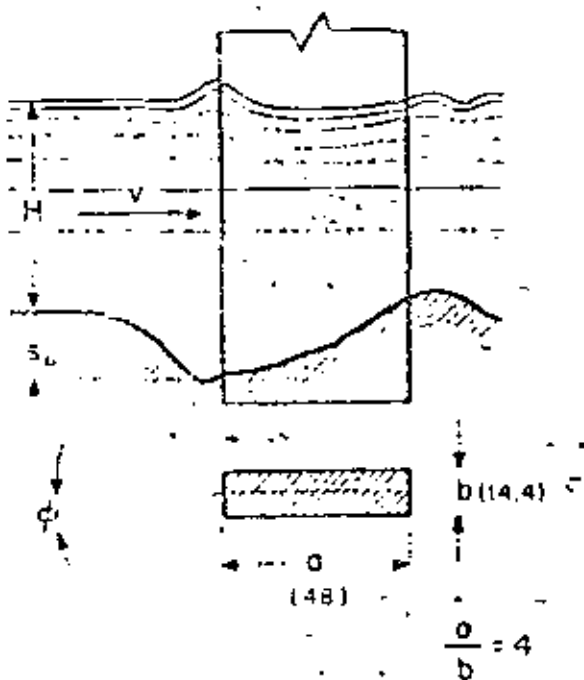
METODO DE YAROSLAVTZIEV

EXPRESION GENERAL $S_o = K_f K_v (e + K_H) \frac{v^2}{g} - 30 d_{65}$

PILA TIPO I

$K_f = 12.4$

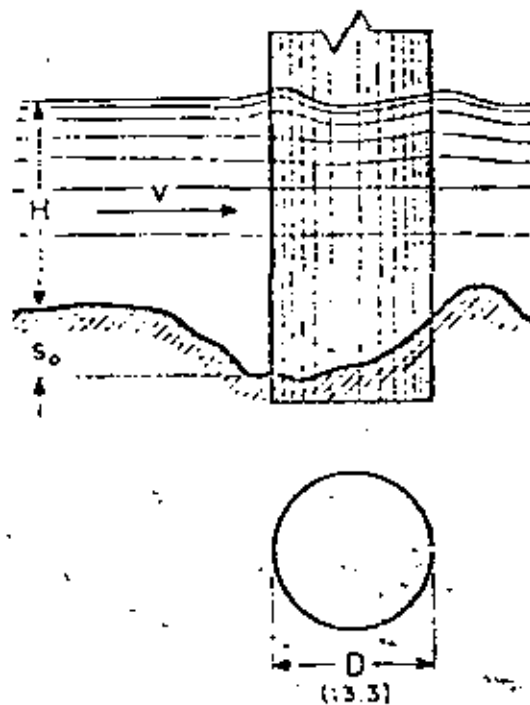
$b_f = a \sin \phi + b \cos \phi$



PILA TIPO II

$K_f = 10.0$

$b_f = 0$



PILA TIPO III

ϕ	0°	10°	20°	30°	40°
K_f	8.5	6.7	9.0	10.3	11.3

$b_f = (a-b) \sin \phi + b$

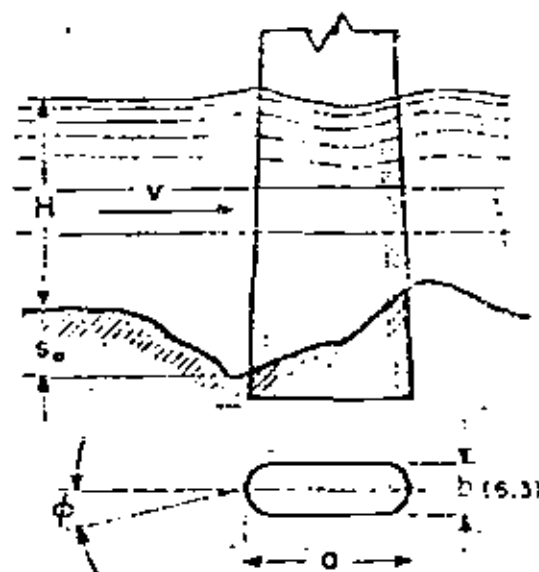


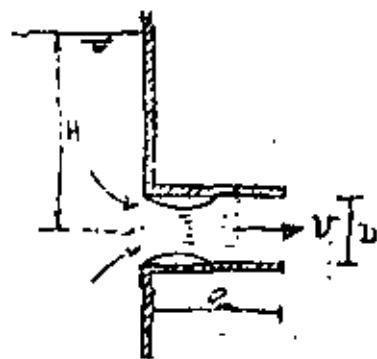
Fig. 23a Valores de K_f y b_f para diferentes pilas y distintos ángulos de incidencia

FORMA Y DIMENSIONES DE PILAS ESTUDIADAS

Las cantidades entre paréntesis están en cm y corresponden a las dimensiones de las pilas probadas

f) Orificios de pared gruesa

Cuando la pared en el contorno de un orificio no tiene espesor ajetado, el orificio es de pared gruesa o tubo corto.



En este tipo de orificio se observa que el chorro, una vez que ha pasado la sección contracta, tiene todavía espacio dentro del tubo para expandirse y llenar la totalidad de la sección. Entre la sección contracta y la final ocurre un rápido descenso de la velocidad acompañado de turbulencia y fuerte pérdida de carga.

Por un razonamiento análogo al de los orificios de pared delgada, se concluye que la velocidad de salida se pueda calcular con la misma ecuación

$$V = C_v \sqrt{2gH}$$

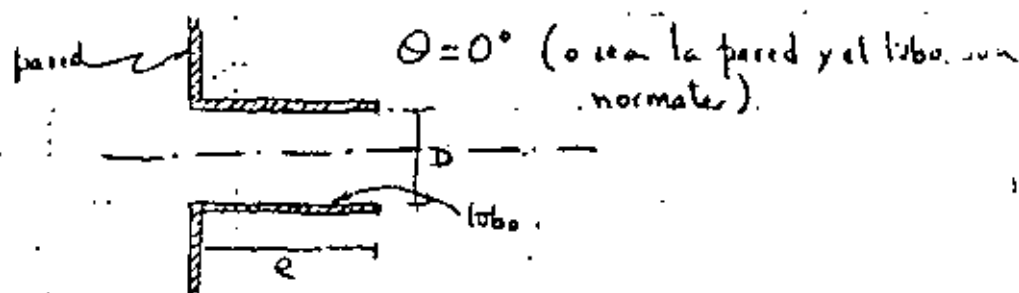
donde el coeficiente de velocidad, C_v se reduce ahora hasta el valor 0.82 cuando $e/D = 3$. Ahora $C_c = 1$ luego $C_d = C_v = 0.82$, o sea se obtiene un gasto un tercio mayor aproximadamente, que en un orificio de pared delgada.

La pérdida de carga vale:

$$\Delta h_r = \left(\frac{1}{(0.82)^2} - 1 \right) \frac{V^2}{2g} = 0.49 \frac{V^2}{2g}$$

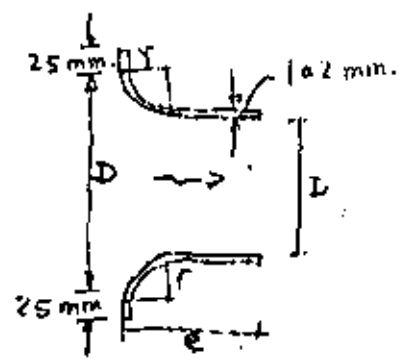
si $e/D > 3$ empieza a tener influencia la fricción

Pueden usarse las siguientes tablas:



$\frac{e}{D}$	0.5	1	1.5	2.0	2.5	3	5	12	25	35	50	60	75	100
C_d	0.60	0.75	0.78	0.79	0.80	0.82	0.79	0.77	0.71	0.68	0.64	0.60	0.59	0.55

Si los cantos se redondean conforme la siguiente figura, el coeficiente $C_d = 0.952$



$$\frac{D}{d} = 0,6 \text{ a } 0,65$$

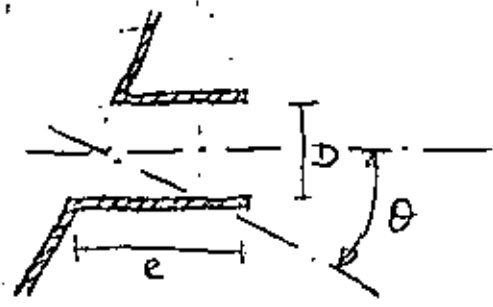
$$r = 0,3d$$

$$e = d$$

$$\theta = 0^\circ$$

Olivia, para diferentes valores de θ aristas de entrada agudas se lirme.

$$\frac{D}{d} = 3$$



θ	0°	10°	20°	30°	40°	50°	60°
C_d	0,82	0,80	0,78	0,75	0,75	0,73	0,72

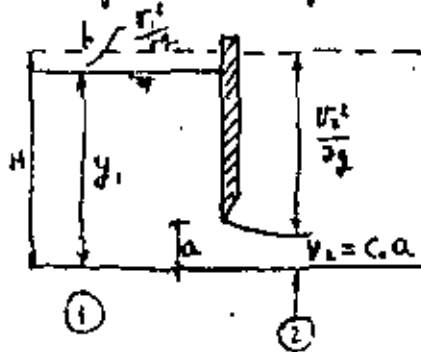
Compuertas

(21)

(21)

Una compuerta consiste en una placa móvil, plana o curva, que permite graduar la altura del orificio que se forma al levantar la misma. El orificio generalmente se presenta entre el piso de un canal y el borde inferior de la compuerta, coincidiendo su ancho con el del canal, de tal manera que el flujo pueda considerarse bidimensional.

Ecuación general de gasto.



Aplicando Bernoulli entre 1, 2

$$H = y_1 + \frac{v_1^2}{2g} = y_2 + \frac{v_2^2}{2g} = c.a + \frac{v_2^2}{2g}$$

de la ec. de continuidad en la ec. anterior resulta:

$$v_1 = \frac{c.a}{y_1} v_2 \quad \text{y al sustituir este valor}$$

arreglando términos.

$$y_1 + \left(\frac{c.a}{y_1}\right)^2 \frac{v_2^2}{2g} = c.a + \frac{v_2^2}{2g}$$

$$\frac{v_2^2}{2g} = \frac{y_1 - c.a}{1 - \left(\frac{c.a}{y_1}\right)^2} = \frac{(1 - \frac{c.a}{y_1}) y_1}{(1 + \frac{c.a}{y_1})(1 - \frac{c.a}{y_1})}$$

$$\therefore v_2 = \frac{C_v}{\sqrt{1 + \frac{c.a}{y_1}}} \sqrt{2g y_1}$$

en que C_v es el coef. de vel.

el gasto es:

$$Q = \frac{c.c.v.a}{\sqrt{1 + \frac{c.a}{y_1}}} \sqrt{2g y_1} = C_d b a \sqrt{2g y_1}$$

donde $C_d = \frac{c.c.v.}{\sqrt{1 + \frac{c.a}{y_1}}}$

= bien

$$C_d = \frac{1}{2} \frac{a}{y_1} \left(\frac{c_d}{c_v}\right)^2 + \sqrt{\left[\frac{1}{2} \frac{a}{y_1} \left(\frac{c_d}{c_v}\right)^2 + \left(\frac{c_d}{c_v}\right)^2\right]}$$

en la ecuación que da el gasto, $\sqrt{1 + \frac{c.a}{y_1}}$ sirve para corregir el error de considerarse y_1 en lugar de H .

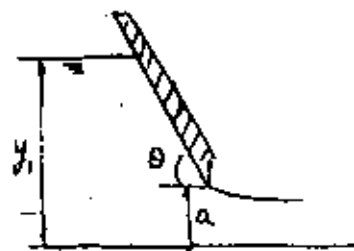
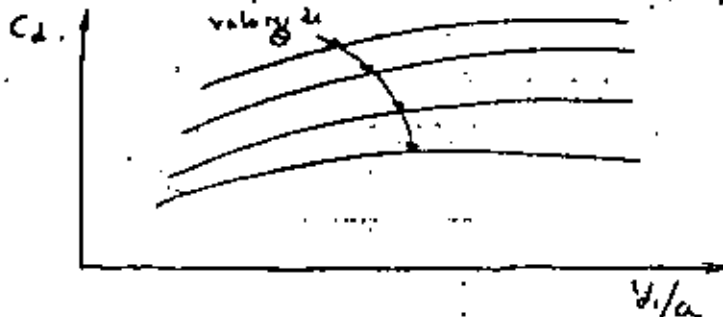
Si la descarga es sumergida, con un tirante y_2 en el canal aguas abajo de la compuerta, se puede hacer un desarrollo análogo al anterior y obtener una expresión para...

el gasto, idéntica a la anterior para cualquier tipo de compuerta (deslizante, radial, deslizante inclinada, etc.).

Los coeficientes C_c , C_v y C_d dependen de la geometría del flujo y del N° de Re pero en la mayoría de los problemas prácticos el N° de Re que resulta es mayor que aquel, a partir del cual el flujo se vuelve independiente de éste.

Compuertas planas.

Un investigador de apellido Gentilini realizó investigaciones en compuertas planas con descarga libre y obtuvo las sig. gráficas para el C_d .



esta gráfica viene en la pag 48 Fig 6.27 libro Hidráulica, Solola.

Knapp propone una fórmula para calcular C_v

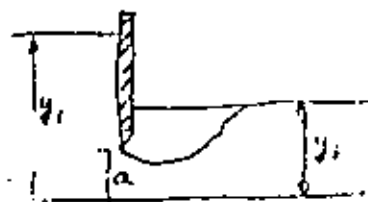
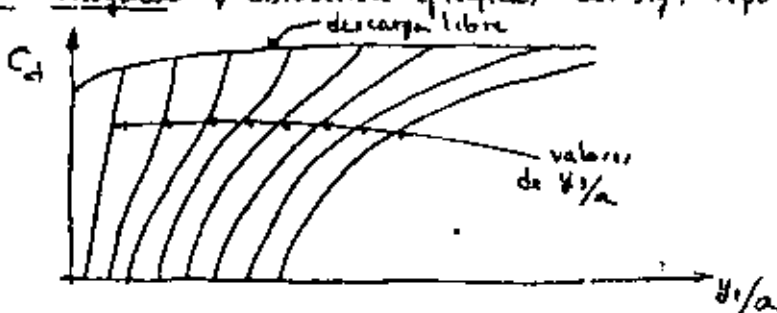
NOTA:
si al reemplazar los valores de a y y_1 en estas ec. se obtiene un $C_v > 1$, hágan $C_v = 1$ (es decir que el coef. de vel. no puede ser > 1).

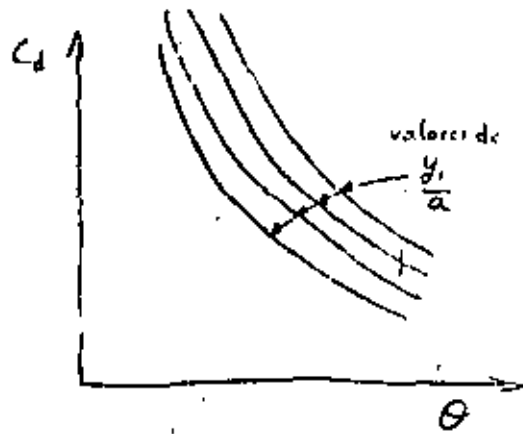
$$C_v = 0.960 + 0.098 \frac{a}{y_1} \quad \text{--- para compuerta plana vertical y descarga libre}$$

$$C_v = 0.960 + (0.00615 \theta^2 - 0.0475) \frac{a}{y_1} \quad \text{--- para compuerta plana inclinada un ángulo } \theta^\circ \text{ y descarga libre.}$$

Ahora bien, conociendo C_d y C_v se reemplazan en la fórmula escrita anteriormente para valor C_c y se obtiene ese coef. En todos los casos, cualquiera que sean los valores de C_d y C_v resultan valores de C_c muy cercanos a 0.62, luego para fines prácticos se recomienda un valor $C_c = 0.62$ para cualquier relación $\frac{a}{y_1}$, inclusive para descarga SUMERGIDA.

Investigadores chilenos hicieron investigaciones en compuertas planas verticales con descarga ahogada y obtuvieron gráficas del sig. tipo.





Esta gráfica viene en la pag 52 Fig 6.30 libro Hidráulica, Sotelo Knapp encontró una ecuación para calcular el coeficiente de velocidad C_v en función del ángulo θ de la tangente al labio inferior de la compuerta

$$C_v = 0.960 + (0.00615 \theta^\circ - 0.0475) \frac{a}{y_1}$$

donde C_v tiene como límite superior $C_v = 1$

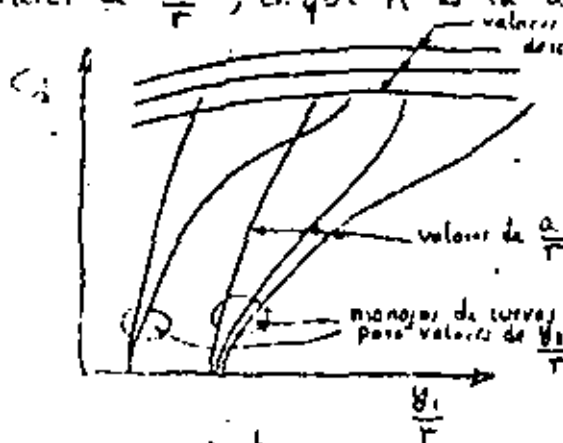
Con los valores de C_v y C_d puede obtenerse C_c reemplazando en la fórmula vista anteriormente

$$C_c = \frac{1}{2} \frac{a}{y_1} \left(\frac{C_d}{C_v} \right)^2 + \sqrt{\left[\frac{1}{2} \frac{a}{y_1} \left(\frac{C_d}{C_v} \right)^2 \right]^2 + \left(\frac{C_d}{C_v} \right)^2}$$

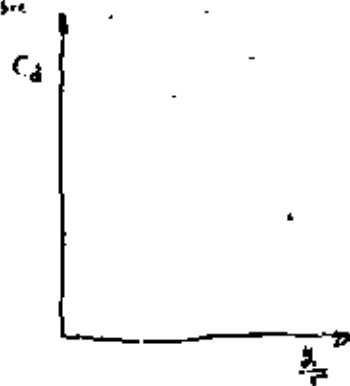
o en la fórmula

$$C_c = 1 - 0.00833 \theta^\circ + 0.004 (\theta^\circ)^2$$

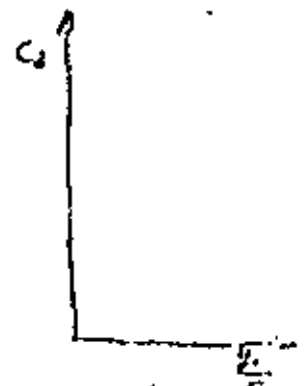
Otro investigador, Toch, hizo las experiencias más completas para compuertas radiales, presenta las gráficas de la pag. 53 Fig 6.31 del Libro Hidráulica, Sotelo e incluye valores de C_d para descarga libre y descarga ahogada en función de los valores $\frac{y_1}{r}$, $\frac{a}{r}$, $\frac{y_2}{r}$ para con valor de $\frac{h}{r}$, en que h es la altura del perno de la compuerta.



a) $\frac{h}{r} = 0.1$



b) $\frac{h}{r} = 0.5$



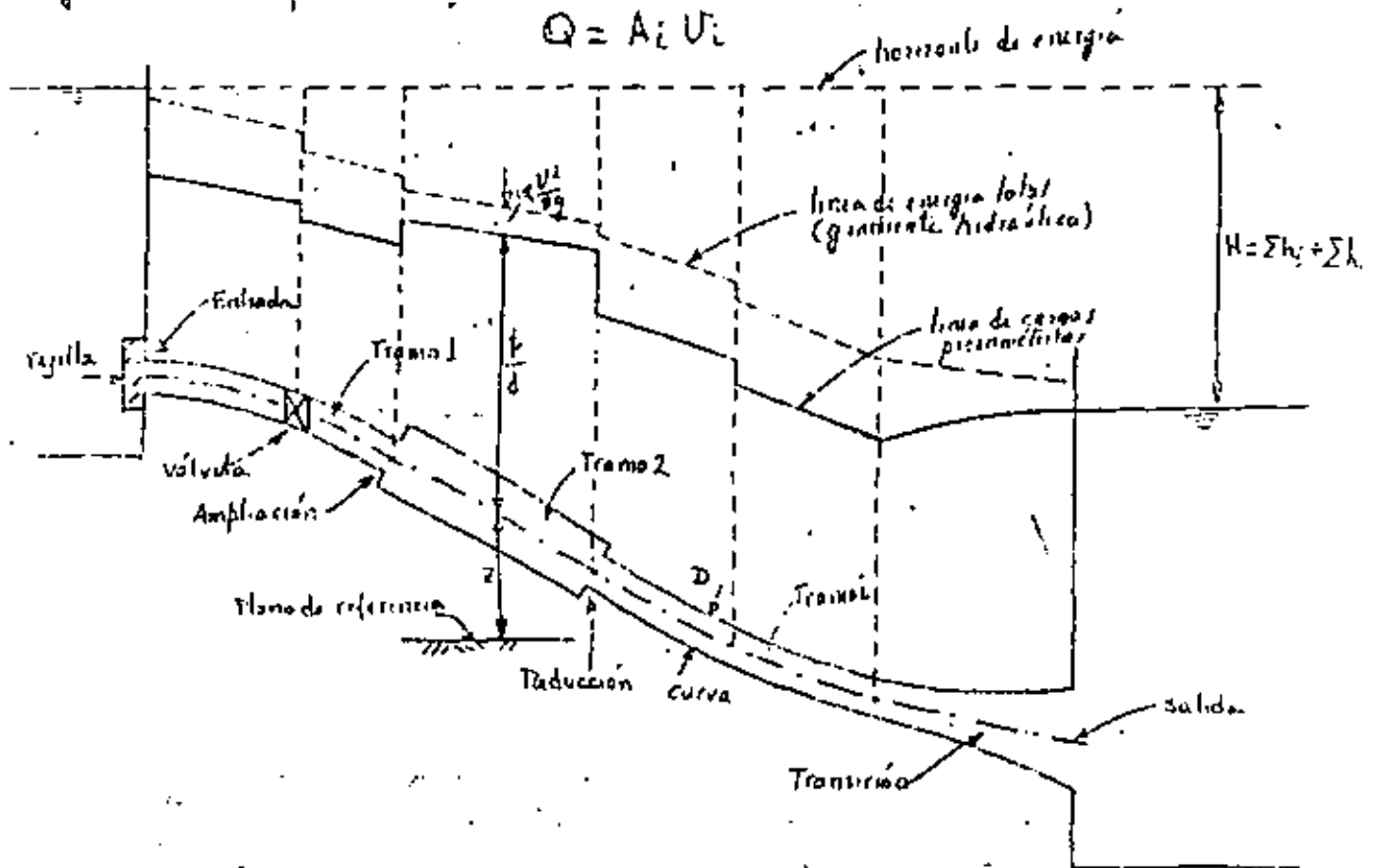
c) $\frac{h}{r} = 2.1$

Tubos simples

Es el más sencillo de los sistemas. Consiste en un conducto único adherido en el extremo superior arriba por un recipiente a una altura H o a otra carga libre o a otro recipiente. El conducto puede tener cambios geométricos u obstrucciones que producen pérdidas locales de energía, además de la propia de fricción.

Para el análisis del conducto sencillo se utiliza la ecuación de continuidad y la de energía. La primera establece la invariabilidad del gasto en cualquier sección i del conducto

$$Q = A_i U_i$$



La segunda establece la constancia de la energía entre dos secciones transversales 1 y 2 del conducto, para lo cual se acepta, usualmente, que el coeficiente de Coriolis en dichas secciones valga 1. Esto es

$$z_1 + \frac{h_1}{\gamma} + \frac{U_1^2}{2g} = z_2 + \frac{h_2}{\gamma} + \frac{U_2^2}{2g} + \sum_1^2 h_f + \sum_1^2 h_m$$

donde

$\sum_1^2 h_f$ - suma de las pérdidas de fricción h_f en cada tramo de la sección entre 1 y 2

$\sum_1^2 h_m$ - suma de las pérdidas menores (locales) que ocurren en el tramo entre 1 y 2 debido a entrada, salida, cambios de sección, válvulas, etc.

Cada una de las magnitudes h_f del término $\sum h_f$ se expresa en función de la carga de velocidad de su tramo correspondiente de sección constante (en un tramo tiene variación gradual de sección y longitud suficiente para tomar en cuenta pérdida por fricción h_f , esto se valúa considerando pequeños tramos en cuenta pérdida por fricción h_f y se tendrá que en el tramo $h_f = \sum h'_f$). Cada una de las magnitudes h_m del término $\sum h_m$ se valúa con siempre en función de la carga de velocidad de una sección inmediatamente aguas abajo de la zona de liberación que produjo la pérdida menor (local).

La ecuación de la energía contendrá términos en función de la velocidad correspondiente a distintas secciones del conducto, pero utilizando la ecuación de continuidad, todas esas velocidades pueden sustituirse por la velocidad en un solo tramo.

Si el extremo aguas abajo de la tubería descarga a la atmósfera, el desnivel H será la diferencia de niveles entre la superficie libre en el depósito superior y el centro de gravedad de la sección final del tubo. En cualquier caso dicho desnivel será:

$$H = \sum h_f + \sum h_m$$

Si la energía inicial del conducto se da con una bomba, el nivel inicial con respecto al cual se va a calcular la H es la suma

$$Z + \frac{p}{\rho} + \frac{V^2}{2g}$$

en que Z - es la carga de posición del centro de gravedad del conducto de descarga de la bomba

$\frac{p}{\rho}$ - la carga de presión que da la bomba en su conducto de descarga

$\frac{V^2}{2g}$ - carga de velocidad en su conducto de descarga.

En las tuberías simples se presentan dos tipos de problemas:

a) Revisión: Conociendo H , la geometría y rugosidad del tubo, se desea calcular el gasto.

Se desconoce la zona de flujo (laminar, transición o turbulenta) en la que trabaja el tubo, la velocidad y los coeficientes de pérdida son incógnitas. Si se elige la sección 1 dentro del depósito superior y la 2 dentro del inferior, además se supone despreciable la velocidad de llegada, la ecuación de la energía resulta:

$$H = \left(z_1 + \frac{p_1}{\rho} \right) - \left(z_2 + \frac{p_2}{\rho} \right) = \sum_1^2 h_f + \sum_1^2 h_m$$

Por la fórmula de Darcy-Weisbach y las pérdidas menores

$$H = \frac{V_2^2}{2g} + \left(\lambda_1 \frac{L_1}{D_1} \frac{V_1^2}{2g} + \lambda_2 \frac{L_2}{D_2} \frac{V_2^2}{2g} + \dots \right) + \left(K_1 \frac{V_1^2}{2g} + K_2 \frac{V_2^2}{2g} + \dots \right)$$

1 puesto que $V_2 A_2 = V_1 A_1$

$$H = \frac{V_2^2}{2g} \left(1 + \lambda_1 \frac{L_1}{D_1} \frac{A_2^2}{A_1^2} + \lambda_2 \frac{L_2}{D_2} \frac{A_2^2}{A_1^2} + \dots + K_1 \frac{A_2^2}{A_1^2} + K_2 \frac{A_2^2}{A_1^2} + \dots \right)$$

la velocidad en la sección final vale

$$V_2 = \sqrt{\frac{2gH}{1 + \sum_{i=1}^n \left(\lambda_i \frac{L_i}{D_i} \frac{A_2^2}{A_i^2} + K_i \frac{A_2^2}{A_i^2} \right)}} \quad (a)$$

y el gasto

$$Q = V_2 A_2 \quad (b)$$

Puesto que se conoce la rugosidad relativa. E/D se puede estimar un valor para cada λ_i por la inspección del diagrama de Moody, reemplazando esos valores supuestos en la ecuación anterior se obtiene V_2 y después se valúa Q . Conocido el gasto Q (aproximado) se valúan las V_i

$$V_i = \frac{Q}{A_i} = \frac{Q}{\frac{\pi D_i^2}{4}}$$

y a la vez con ellas se obtienen los números de Reynolds $Re_i = \frac{V_i D_i}{\nu}$, con los que se valúan nuevas λ_i y se repite el proceso hasta encontrar diferencias pequeñas entre los valores anteriores calculados y los valores últimos.

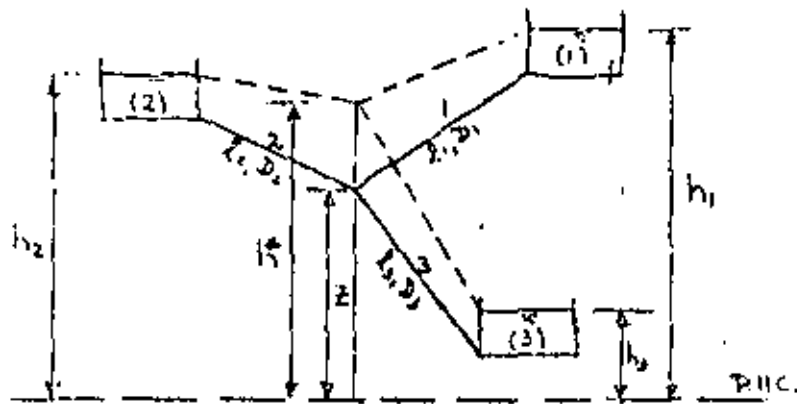
b) Diseño: Conociendo H , la geometría (con excepción de uno de los diámetros), la rugosidad y el gasto, se desea calcular uno de los diámetros (con más de un diámetro como incógnita, la solución es imposible).

Igual que en el problema de revisión se utiliza la ecuación (a) estimando λ y el diámetro D , desconocidos, que se sustituyen para obtener V_2 y después con la ec. (b) se obtiene Q que se compara con el Q dato, si existe discrepancia se repite el proceso hasta que Q calculado y Q dato sean iguales o muy parecidos.

2) Redes de tuberías

Tuberías interconectadas

Sea un sistema de tuberías interconectadas



El problema consiste en determinar quien llena a quien de los depósitos que se muestran

En este tipo de problemas se suponen conocidas las características geométricas de las tuberías, así como las elevaciones de los niveles del agua en los depósitos (que deberán ser constantes), además en su solución se consideran únicamente pérdidas por fricción

Pueden presentarse 3 posibilidades de solución:

- Que el depósito (1) llene a (2) y (3)
- Que los depósitos (1) y (2) llenen a (3)
- Que el depósito (1) llene a (2) y (2) se mantiene sin intervenir.

A resolver nos interesa el tratamiento mínimo del problema para determinar que gasto fluye en las tuberías, por esto se trata de un problema de revisión.

De antemano no se pueda determinar cual de las tres posibilidades de solución mencionadas es la que resuelve el problema específico que se analiza y por tanto, lo que debe hacerse es suponer h^* (gradiente en el punto 2)

Las tres posibilidades de solución pueden enunciarse matemáticamente como:

- $h_1 > h^* > h_2 > h_3$
- $h_1 > h_2 > h^* > h_3$
- $h_1 > h^* ; h_2 = h^* ; h_3 > h_3$

Para el diagrama que se ha representado en la figura le corresponde la solución b). Analicemos esa posibilidad.

Llamemos

$$K_i = \lambda_i \frac{L_i}{D_i} \frac{1}{2g}$$

Se pueden plantear las siguientes ecuaciones

$$\left. \begin{aligned} h_1 - h^* &= K_1 V_1^2 & V_1 &= K_1' \sqrt{h_1 - h^*} \\ h_2 - h^* &= K_2 V_2^2 & V_2 &= K_2' \sqrt{h_2 - h^*} \\ h^* - h_3 &= K_3 V_3^2 & V_3 &= K_3' \sqrt{h^* - h_3} \end{aligned} \right\} \quad (a)$$

$$K_i' = \sqrt{\frac{1}{K_i}}$$

En el sistema de ecuaciones (a) se desconocen V_1, V_2, V_3, h^* (siempre y cuando se acepte que para evaluar K_i' se suponen valores iniciales de λ_i), luego se tienen 3 ecuaciones y cuatro incógnitas. La cuarta ecuación que queda plantearse para resolver el sistema es el principio de continuidad, esto es:

$$A_1 V_1 + A_2 V_2 = A_3 V_3 \quad (b)$$

Debe tenerse mucho cuidado en el planteamiento de la ecuación anterior, pues debe ser congruente con la hipótesis de carga supuesta h^* , esto es, (1) y (2) llenan a (3). Esta misma recomendación es aplicable al planteamiento de ecuaciones del sistema (a) (obsérvese que para el caso particular de análisis que se ha planteado $V_1 = f(h_1 - h^*), V_2 = g(h_2 - h^*)$ pero $V_3 = k(h^* - h_3)$).

Si se reemplazan las ecuaciones (a) en la (b) se tiene:

$$\boxed{A_1 K_1' \sqrt{h_1 - h^*} + A_2 K_2' \sqrt{h_2 - h^*} = A_3 K_3' \sqrt{h^* - h_3}} \quad (c)$$

que es la ecuación que resuelve el problema. Para resolverla hay que elevar al cuadrado dos veces, con lo que se pueden tener 2 raíces reales. Con esas dos raíces reemplazándolas en el sistema de ecs. (a) se obtienen las velocidades, que al reemplazarlas en la ecuación (b) se podrá saber cual de las dos soluciones de h^* es la aceptable, será aquella a través de la cual se satisfaga (b);

Puede suceder que al tratar de resolver la ec. (c) no se obtengan raíces reales, esto no debe sorprender, porque querrá decir que debe cambiarse la hipótesis para h^* por cualquiera de las otras dos posibles soluciones a) o c) ya que la supuesta b) (en este caso particular) fue incorrecta. Con la nueva hipótesis para h^* deberá replantearse el sistema de 4 ecuaciones para llegar a una única ecuación similar a la (c).

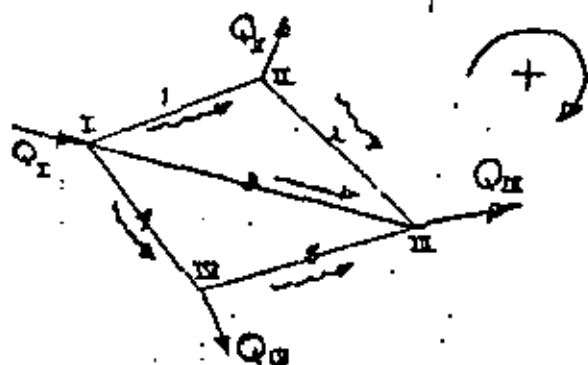
Con los valores de h^*, V_1, V_2 y V_3 obtenidos deben evaluarse números de Reynolds Re_i para cada tubo, con el fin de obtener valores de λ_i más aproximados al valor correcto, pues debe recordarse que se habían dado valores estimativos a λ_i para obtener las primeras h^*, V_1, V_2 y V_3 , volverían a calcularse las K_i' y hacer nuevamente el cálculo de h^*, V_1, V_2 y V_3 . El proceso se repetirá tantas veces como sea necesario para que los valores últimos obtenidos sean muy parecidos a los anteriores.

Redes cerradas

(31)

Otro problema interesantísimo se presenta en el caso específico de las redes cerradas (verdaderos circuitos de tuberías interconectadas). Este problema se aborda por métodos especiales no muy exactos.

Sea una red cerrada sencilla



Se considerará en el desarrollo del método solo las pérdidas por fricción

Esta red sencilla puede ser parte de una red mucho mayor y en el caso general los gastos $Q_1, Q_2, Q_3, Q_4, \dots$ son desconocidos, aunque para poder resolver el problema debe conocerse al menos uno.

De la red se conocen las longitudes y los diámetros de los conductos y hay que suponer los sentidos \rightsquigarrow de escurrimiento. El desarrollo del método implica suponer un sentido positivo de escurrimiento (+) en cada circuito que se pueda seleccionar. Sea por ejemplo:

Circuito I-II-III-I

en él $Q_1 > 0$; $Q_2 > 0$; $Q_3 < 0$ (según el sentido \rightsquigarrow supuesto y la convención (+) positiva)

en que $Q_1, Q_2, Q_3, Q_4, Q_5, Q_6, \dots$ son los gastos que circulan por las tuberías y $Q_7, Q_8, Q_9, Q_{10}, \dots$ con los gastos que salen o entran de la red.

Si se pusieran piezómetros en los puntos I y III se vería un desnivel entre ellos que correspondería a la pérdida de carga por fricción entre cualquiera de los tramos de tubería que ligan los puntos I y III. En este caso particular los tramos son

- a) 1+2
- b) 3
- c) 4+5

Si se denomina h_i la pérdida de carga en cada tramo i de tubería, se tendrá según la figura y los sentidos \rightsquigarrow

$$h_1 + h_2 = h_3$$

$$h_1 + h_2 - h_3 = 0$$

$$h_i = \lambda_i \frac{L_i}{D_i} \frac{V_i^2}{2g}$$

Procediendo en forma análoga, para el Circuito I-III-IV-I

Circuito I-III-IV-I

$$Q_3 > 0; Q_4 < 0; Q_5 < 0$$

$$h_3 = h_4 + h_5$$

$$h_3 - h_4 - h_5 = 0$$

Analizamos el problema bajo otro punto de vista
 Vamos a aceptar que se cumple la relación siguiente:

$$h_i = K_i V_i^2 \quad \text{en que} \quad K_i = \lambda_i \frac{L_i}{D_i} \frac{1}{\rho g}$$

por la definición de gasto: $Q_i = A_i V_i \quad \therefore V_i = \frac{Q_i}{A_i} \quad \therefore h_i = \frac{K_i}{A_i^2} Q_i^2$

si se denomina $K'_i = \frac{K_i}{A_i^2}$ se tiene $h_i = K'_i Q_i^2$

Hipótesis: vamos a suponer que h_i estuviera formada de 2 partes
 $h_i = h_i^* + \Delta h_i$

en que se supondrá que Δh_i es bastante pequeño en comparación con h_i^*
 y como consecuencia de lo anterior:

$$Q_i = Q_i^* + \Delta Q_i$$

reemplazando se tendrá:

$$h_i^* + \Delta h_i = K'_i (Q_i^* + \Delta Q_i)^2$$

desarrollando el binomio al cuadrado:

$$h_i^* + \Delta h_i = K'_i Q_i^{*2} + 2K'_i Q_i^* \Delta Q_i + K'_i (\Delta Q_i)^2$$

ahora, se supone que h_i genera a Q_i , que h_i^* genera a Q_i^* y que Δh_i genera a ΔQ_i , luego como Δh_i es pequeña, ΔQ_i también lo será y más aún lo será su cuadrado $(\Delta Q_i)^2$ luego puede despreciarse con lo que la expresión queda:

$$h_i = h_i^* + \Delta h_i \doteq K'_i Q_i^{*2} + 2K'_i Q_i^* \Delta Q_i$$

En el circuito I-B-III-I se tenía:

$$h_1 + h_2 - h_3 = 0$$

reemplazando los valores anteriores de h_i

$$(K'_1 Q_1^{*2} + 2K'_1 Q_1^* \Delta Q_1) + (K'_2 Q_2^{*2} + 2K'_2 Q_2^* \Delta Q_2) - (K'_3 Q_3^{*2} + 2K'_3 Q_3^* \Delta Q_3) = 0$$

Hipótesis: admitamos que existe un $\Delta Q_m \doteq \Delta Q_i$

ahora bien, si partimos h_i como se ocurrió entonces los ΔQ_i no todos son iguales pero si hay una cosa interesante: si los Δh_i son pequeños entonces podemos las ΔQ_i son pequeñas y podemos aceptar la hipótesis propuesta. Si eso se acepta resulta la expresión

$$-(K'_1 Q_1^{*2} + K'_2 Q_2^{*2} - K'_3 Q_3^{*2}) = 2\Delta Q_m [K'_1 Q_1^* + K'_2 Q_2^* - K'_3 Q_3^*]$$

se puede despejar a ΔQ_m y obtener

$$\Delta Q_m = - \frac{K_1 Q_1^* + K_2 Q_2^* - K_3 Q_3^*}{2(K_1' Q_1^* + K_2' Q_2^* - K_3' Q_3^*)} \quad (a)$$

analicemos esta expresión y veamos que alcance tiene. Pongamos en el denominador

A Q_i se le había asignado signo positivo cuando al caminar dentro del circuito en el sentido positivo (+), ese gasto iba en el mismo sentido, y signo negativo cuando el gasto iba en sentido contrario. En este caso particular (circuito I-II-III) se veía que Q_3 era negativo, y por tanto Q_3^* también es negativo, luego si se reemplaza Q_3^* con su signo en el denominador de la expresión se observa que ésta se vuelve totalmente positiva (en cualquier caso y para cualquier circuito pueda demostrarse esto).

El numerador en cambio puede ser negativo ya que los gastos Q_i^* están elevados al cuadrado y aunque Q_i^* sea negativo se vuelve positivo.

Por otra parte, el numerador venía a ser la suma algebraica de las pérdidas de carga supuestas (supuestas porque los valores Q_i^* son supuestos) y nos lleva a ver si se satisface la ecuación $h_1 + h_2 - h_3 = 0$. Si se satisface la ec. anterior, entonces el numerador de (a) es cero y $\Delta Q_m = 0$, esto quiere decir que se le ha afinado a encontrar un sistema de gastos Q_i^* en equilibrio.

La ecuación (a) después de las consideraciones anteriores, para su aplicación práctica queda:

$$\Delta Q_m = - \frac{K_1' Q_1^{*2} + K_2' Q_2^{*2} - K_3' Q_3^{*2}}{2(K_1' Q_1^* + K_2' Q_2^* + K_3' Q_3^*)} \quad (b)$$

El ΔQ_m da con signo y dice que mientras más grande es $|\Delta Q_m|$ más alejados estamos de la condición de equilibrio.

Veamos como se aplica el método para la solución de la red, como se utiliza la fórmula anterior, que se supone y que se va obteniendo.

En este caso particular se sabe cuanto valen Q_I , Q_{II} , Q_{III} y Q_{IV} .

Para aplicar este método debido a Cross debe procederse de acuerdo con los siguientes incisos (en el orden en que se indican)

- 1.- Selecciónese arbitrariamente los gastos y sentidos de escurrimiento de cada tubo de la red, sin más limitación que satisfacer el principio de continuidad en cada nudo
- 2.- Calcúlese para cada tubo de cada red los valores $K_i' Q_i^{*2}$ y $K_i' Q_i^*$
- 3.- Efectúese en cada red la suma $K_i' Q_i^{*2}$ sin signo y la suma $K_i' Q_i^*$ algebraicamente, de acuerdo con el signo atribuido al escurrimiento
- 4.- Determinése en cada red el ΔQ_m de acuerdo con la fórmula (b). En caso de ser diferente de cero:

5.- Súmese algebraicamente el ΔQ_m de cada circuito a cada uno de los tubos

- que lo integran, obteniendo así los nuevos Q_i^* de cada tubo, con los cuales deberá repetirse el proceso a partir del inciso 2.-
- 6.- Repítase el proceso cuantas veces sea necesario hasta obtener un ΔQ_m suficientemente reducido.

Puede demostrarse, siguiendo una secuencia similar a la vista, que la expresión para el ΔQ_m en el circuito I-III-IV-I resulta:

$$\Delta Q_m = - \frac{K_3' Q_3^*{}^2 - K_4' Q_4^*{}^2 - K_2' Q_2^*{}^2}{2(K_3' Q_3^* + K_4' Q_4^* + K_2' Q_2^*)}$$

Se recomienda que en los tubos comunes a dos circuitos (en este caso particular el tubo 3) se promedie el ΔQ_m para cada circuito (con todo y su signo) y ese promedio sea el que se sume algebraicamente al gasto supuesto.

2. HIDRÁULICA

6. Aspectos generales del flujo en canales.

6.1.1 Características del flujo.

El flujo de agua en un conducto puede ser en canales abiertos o en tuberías. Los dos clases de flujo son similares en muchas cosas pero difieren en un aspecto -- muy importante, el flujo en canales abiertos presenta una superficie libre, mientras que en una tubería nunca presenta una superficie libre y está sujeta a presión.

Un canal abierto es un conducto en que el agua fluye con una superficie libre. De acuerdo con su origen un canal puede ser natural o artificial. Dentro de las naturales se incluyen todos los cursos de agua que existen en forma natural sobre la tierra, tales como arroyos, ríos, etc. Dentro de los canales artificiales se incluyen todos los construídos por el hombre, tales como canales de navegación, canales de riego, canales de drenaje, otros de excedencias, etc.

Si un canal se construye con una sección transversal y pendiente de plantilla -- constante, se denomina canal prismático, de no satisfacerse estas condiciones, el canal es no prismático, como es el caso de los canales naturales.

El término sección de un canal se refiere a la sección cruzada de un canal tomada normal a la dirección normal al flujo. Para canales horizontales, la sección vertical del canal. En canales naturales son en general muy irregulares, frecuentemente se usan como aproximaciones de una sección de parábola o el de un -- trapecio.

6.1.2 Tipos de flujo.

La clasificación del flujo en un canal se hace de acuerdo al cambio del tirante en el flujo con respecto al tiempo y al espacio como criterio:

1. Flujo permanente y no permanente. Obedece a la utilización del tiempo como criterio, el flujo es permanente cuando el tirante permanece constante. En

cualquier instante $dy/dt \neq 0$ y el flujo es no permanente cuando $dy/dt \neq 0$.

2. Flujo uniforme y variado. Obedece a la utilización del espacio como criterio. El flujo es uniforme cuando la velocidad media permanece constante, en cualquier sección del canal, esto implica que la sección transversal del canal y el tirante permanece constante, $y = y_0$, $dy/dx = 0$, $S_f = S_0 = S_w = S$.

El tirante correspondiente al flujo uniforme se conoce como tirante normal. El flujo uniforme solo puede ocurrir en canales artificiales, pero no en los canales naturales. El flujo es variado si la velocidad media cambia a lo largo del canal y por lo mismo posee características opuestas a las del flujo uniforme. Los cambios de velocidad se pueden originar por cambios en la sección del canal, por un cambio de pendiente o por una estructura hidráulica tal como vertedor o compuerta interpuertos en la línea de flujo y $y = y_0$, $dy/dx \neq 0$, $S_0 \neq S_f \neq S_w$.

Para mayor claridad, la clasificación del flujo en canales la podemos sintetizar de la siguiente manera:

Flujo permanente	uniforme	gradualmente rápidamente espacialmente
	variado	
Flujo no permanente	uniforme	gradualmente rápidamente
	variado	

3. Flujo laminar y turbulento. El comportamiento de un canal está gobernado -- principalmente por efecto de las fuerzas viscosas y la gravedad con relación a las fuerzas de inercia internas del flujo. Con relación al efecto de la -- viscosidad, el flujo puede ser laminar, de transición o turbulento. En el -- flujo laminar las líneas de corriente no se cruzan, en el flujo turbulento, las líneas de corriente sí se cruzan.

La fuerza viscosa se mide a través del número de Reynolds, definido en este caso como:

$$Re = \frac{V R_h}{\nu}$$

siendo:

V = velocidad media, m/seg

R_H = radio hidráulico, m

ν = viscosidad cinemática del agua, m/seg²

Para propósitos prácticos, en el caso de un canal se tiene:

flujo laminar, para $Re < 500$ a 600

flujo de transición, para $500 < Re < 2\ 000$

flujo turbulento, para $Re > 2\ 000$

El efecto de la gravedad con relación a las fuerzas de inercia internas del flujo está dado por el número de Froude.

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{gD}}$$

siendo:

g = gravedad, m/s²

D = A/t

A = área hidráulica, m²

t = espejo del agua, m

Para propósitos prácticos, en el caso de un canal se tiene:

flujo crítico, $Fr = 1$

flujo subcrítico, $Fr < 1$

flujo supercrítico, $Fr > 1$

6.1.3 Distribución de velocidades.

La presencia de la superficie libre y de curvas o lo largo de un canal, la forma de la sección, la rugosidad superficial, el gasto y la acción de corrientes secundarias en el plano de la sección transversal afectan la distribución de velocidades en la sección de un canal. En la fig. 6.1.1 y 6.1.2 se ilustra el aspecto general de la distribución de velocidades en un río natural. Dicha distribución

se presenta en base a las curvas que unen puntos de igual velocidad. Estas curvas normalmente se interpolan a partir de los datos de mediciones con molinetes, obtenidas en diferentes puntos de la sección transversal.

Como resultado de la distribución no uniforme, se ha determinado experimentalmente un coeficiente de Coriolis, α , (varía entre 1.03 y 1.36), para corregir la velocidad, por considerar un valor medio de la sección y un coeficiente de Bussines B, (varía entre 1.01 y 1.12), para corregir el efecto de la distribución irregular de la velocidad.

En la mayoría de los problemas de la práctica se puede suponer que $\alpha = \beta = 1$ y, a menos que se indique lo contrario, así se considera en lo que sigue.

6.1.4 Distribución de presiones.

Si no existe curvatura de las líneas de corriente (fig. 6.1.3) la distribución de presiones está dada por:

$$h = \frac{p}{\gamma} = y \cos^2 \theta \quad \text{flujo uniforme}$$

$$h = \frac{p}{\gamma} = d \cos \theta \quad \text{flujo gradualmente variado}$$

siendo:

$$h = \frac{p}{\gamma} = \text{carga de presión}$$

$$y = \text{tirante vertical}$$

$$d = \text{tirante normal}$$

$$\theta = \text{ángulo que forma el fondo del canal con la horizontal}$$

Se considera que un canal o un río tiene una gran pendiente cuando $\text{sen} \theta = 0.01$, lo cual equivale a que $\cos^2 \theta = 0.9999$. Por tanto, en la mayoría de los casos se podrá considerar a la pendiente suficientemente pequeña para que $\cos^2 \theta = 1$ y la distancia "y" pueda considerarse igual al tirante "d" de la sección normal a la plantilla, esto equivaldrá a una distribución hidrostática de presiones como en el caso de un depósito con agua en reposo. Sin embargo, habrá casos excepcionales, tales como los canales de descarga de vertedores, donde $\cos^2 \theta \neq 1$ y una distribución distinta de la hidrostática.

Para el caso de una distribución hidrostática de presiones en la sección de un canal de pendiente pequeña y flujo paralelo, la energía total en la sección se podrá calcular de la ecuación siguiente:

$$H = Z + Y + \frac{V^2}{2g}$$

y en el caso general de gran pendiente, la energía total en la sección se podrá determinar con cualquiera de las dos ecuaciones siguientes:

$$H = Z + Y \cos^2 \theta + \frac{V^2}{2g}$$

$$H = Z + d \cos \theta + \frac{V^2}{2g}$$

según que el tratamiento sea con base en el tirante "Y" de la sección vertical o "d" de la sección normal.

Cuando existe curvatura de las líneas de corriente será necesario hacer correcciones a las ecuaciones anteriores con el fin de tomar en cuenta la componente normal de la aceleración debida a la curvatura de las líneas de corriente que tiene efecto sobre la distribución de presiones en cada sección al incluir la fuerza centrífuga que aparece. El flujo curvilíneo puede ser cóncavo o convexo (fig. 6.1.4) en ambos casos la distribución de presiones no lineal se representa por la línea AB' en lugar de la distribución AB que ocurriría si el flujo fuera paralelo. En flujo cóncavo, las fuerzas centrífugas son descendentes aumentando la acción de la gravedad de tal modo que la presión resultante es mayor que la hidrostática resultante de un flujo paralelo. En un flujo convexo, las fuerzas centrífugas son ascendentes disminuyendo la acción de la gravedad y la presión hidrostática es menor, es decir:

$$h_{real} = h \pm C$$

$$C = \frac{v^2}{gR}$$

donde el término $\pm C$ corrige el efecto de la curvatura de las líneas de corriente sobre la carga de presión y tiene signo positivo cuando el flujo es cóncavo y negativo cuando el flujo es convexo. Por simplicidad se considera como radio de

curvatura de las líneas de corriente (igual al radio de curvatura R de la superficie cóncava o convexa del canal).

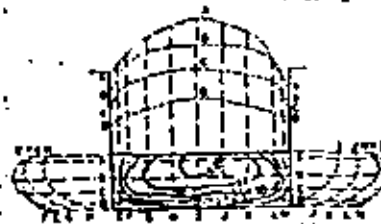


FIG. 6.1.1 DISTRIBUCION DE VELOCIDADES EN UN CANAL RECTANGULAR

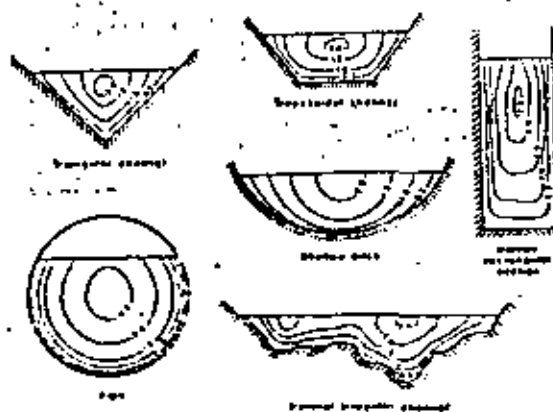


FIG. 6.1.2 DISTRIBUCION DE VELOCIDADES EN CANALES EN DIVERSOS TIPOS DE SECCION

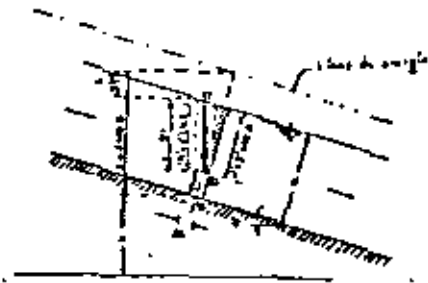
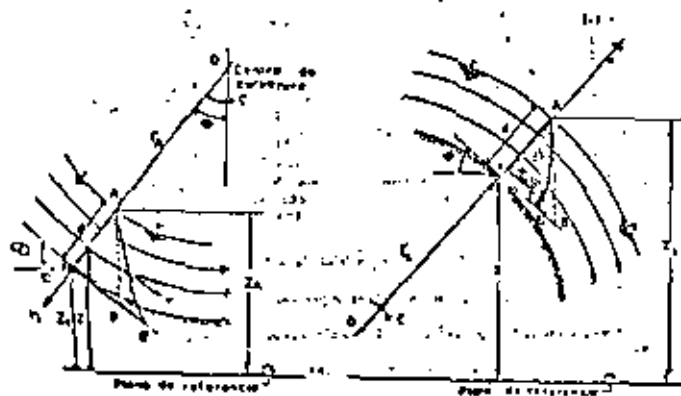


FIG. 6.1.3 DISTRIBUCIÓN DE PRESIONES PARA FLUJO PARALELO EN CANALES DE GRAN PENDIENTE.



FLUJO CONCAVO

FLUJO CONVEXO

FIG. 6.1.4 DISTRIBUCIÓN DE PRESIONES EN UN FLUJO CURVILÍNEO EN CANALES DE GRAN PENDIENTE.

6.1 Flujo uniforme.

7

6.2.1 Definición

Por definición de régimen, las áreas hidráulicas en cualquier sección a lo largo de un tramo de canal son iguales y por lo tanto, la pendiente del canal, la geometría de dichas secciones y por ende el tirante del agua permanecen constantes.

En consecuencia la pendiente hidráulica y la del fondo serán iguales, esto es, la superficie libre y la plantilla en un corte longitudinal deberán ser paralelas, como se muestra en la fig. 6.2.1

Además por el principio de continuidad, la velocidad y por tanto la carga de velocidad son constantes para cada sección en estudio, resultando la línea de carga o gradiente de energía paralela al fondo del canal.

6.2.2 Capa límite, flujo laminar y turbulento.

6.2.2.1 Capa límite

Debido a que la viscosidad del agua y del aire es muy pequeña, la mayoría de los problemas de flujo a los que se enfrenta el ingeniero civil es con números de Reynolds grandes; esto es, flujos turbulentos donde los efectos viscosos son despreciables. Sin embargo (aun para este tipo de flujo), los efectos de viscosidad se confinan a una capa muy delgada, en la inmediata vecindad de las fronteras sólidas, que se conoce como capa límite.

Aun cuando Reynolds fue el primero que concibió la idea anterior al observar detenidamente el flujo de transición entre el laminar y el turbulento, el concepto, tal como hoy se conoce, se debe a Ludwig Prandtl (1904). Ha sido a tal grado importante que su advenimiento, además de permitir la explicación de muchos fenómenos, propició el nacimiento de la moderna mecánica de fluidos.

Una mejor explicación del concepto de capa límite se consigue al suponer la existencia de un flujo horizontal, de velocidad constante V_0 , al cual se interpone una delgada placa, como se muestra en la fig. 6.2.2 formándose las diferentes capas límite laminar y límite turbulento, así como la subcapa laminar.

Por lo que respecta a la velocidad, se observa que el efecto de fricción se presenta en la capa límite por la modificación de su distribución, variando su velocidad de cero, en la pared, al valor medio V_0 . Las fuerzas de viscosidad son importantes dentro de la capa límite; fuera de ésta, la distribución de velocidades es prácticamente uniforme y las fuerzas de viscosidad son despreciables.

Si la rugosidad absoluta es menor que la subcapa laminar, se dice que la superficie de la pared se comporta como hidráulicamente lisa. Si las rugosidades son muy grandes, extienden su efecto más allá de la subcapa laminar y producen disturbios en el flujo; entonces se dice que la superficie es hidráulicamente rugosa.

La distribución de velocidades para flujo laminar uniforme, flujo turbulento con pared lisa y con pared rugosa fueron vistas en el subcapítulo 5.3.

6.2.3 Fórmulas de fricción.

La mayor parte de los problemas que se presentan en la práctica son con flujo turbulento y por esta razón se han desarrollado varias fórmulas para calcular las pérdidas por fricción en canales con este flujo.

Todos los esfuerzos han sido encaminados a valorar el coeficiente "C" de Chezy, de acuerdo con distintas fórmulas.

$$V = C \sqrt{RS}$$

siendo "C" un coeficiente experimental llamado de Chezy, "R" el radio hidráulico y "S" la pendiente hidráulica, que para régimen uniforme coincide con la pendiente del fondo.

Como se ve, la fórmula de Chezy para tubos, tiene la misma estructura que para canales con régimen uniforme, variando solamente, los criterios de valoración del coeficiente "C" que en ella figura.

En la tabla 6.2.1 se muestran los criterios más usuales para determinar el valor de "C", que algunos autores llaman "fundamentales". En la tabla 6.2.2 los factores de rugosidad para las fórmulas de las tablas 6.2.2.

De las fórmulas mostradas, la más exacta es la de Kutter y Ganguillet por tomar en cuenta la pendiente hidráulica, pero la mínima influencia de ésta, no justifica a veces su difícil aplicación.

La fórmula de Kutter por la simplicidad en su estructura es más usada que la de Kutter y Ganguillet.

La fórmula de Bazin la emplean más los Ingenieros latinos y sus resultados están comprendidos entre los de Kutter y Ganguillet y los que da la fórmula de Manning.

Los resultados que se obtienen con la fórmula de Manning se alejan de la realidad, sin embargo, su ventaja estáriba en su sencillez, lo que facilita su aplicación.

La diferencia en resultados entre una y otra fórmula, es aproximadamente al 5 %, y en la práctica de la profesión dicho error es despreciable. Todavía más, para casos comunes ninguna es preferible.

Hay que tomar en cuenta que las expresiones anteriormente estudiadas, se establecieron experimentalmente y que por lo tanto cualquier comparación teórica fallará si no está comprobada por la experiencia y apoyada en buenos ensayos.

En consecuencia, de acuerdo con la comparación de resultados, la única recomendación que cabe hacer es la de adoptar, dentro de lo posible una de las fórmulas anteriores y trabajar siempre con la misma, con el fin de poder comparar los resultados propios e ir formando, de esta manera un criterio que permita elegir adecuadamente los valores de los coeficientes del material de construcción empleado.

6.2.4 Cálculo del flujo uniforme.

Cualquiera que sea el tipo de problema, son dos las ecuaciones que permiten el diseño del canal, éstas son: la ecuación de continuidad y la fórmula de Chezy.

$$Q = AV$$

$$V = CR^{2/3} S^{1/2}$$

el gasto se expresa:

$$Q = AV = C A R^{1/2} S^{1/2} = K S^{1/2}$$

donde $K = C A R^{1/2}$ conocido como factor de conducción; si se usa la fórmula de Manning, $C = \frac{1.49}{n}$, por lo que $K = \frac{A R^{2/3}}{n}$.

La expresión $Z_n = A R^{2/3} = nk$ se le llama módulo de sección para flujo uniforme, y también se expresa:

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

El segundo miembro de la ecuación anterior depende de n , Q , S , pero el primero - exclusivamente de la geometría. Esto demuestra que para una combinación particular de n , Q , S , hay un tirante único "Yn" llamado "tirante normal" con el cual se establece el régimen uniforme. La condición recíproca también se cumple, es decir, dados n , Yn y S , hay un gasto único, con el cual se establece el régimen uniforme y se conoce como un gasto normal.

Con el fin de tener una relación sin unidades, es conveniente dividir ambos miembros entre una dimensión característica de la sección que puede ser el ancho de la planchilla "b", si la sección es trapezoidal o rectangular, o bien del diámetro "D" si la sección es circular o herradura trabajando parcialmente llena. La dimensión característica deberá de tener como exponente a la "2/3" para obtener - efectivamente una relación sin unidades.

Por tanto se tiene:

$$\frac{A R^{2/3}}{b^{2/3}} = \frac{Qn}{b^{2/3} S^{1/2}}$$

secciones rectangular y trapezoidal

$$\frac{A R^{2/3}}{D^{2/3}} = \frac{Qn}{D^{2/3} S^{1/2}}$$

sección circular o herradura

La fig. 6.2.3 presenta las curvas que relacionan las relaciones obtenidas anteriormente y se encuentran las relaciones Y/b ó Y/D para las distintas secciones indicadas.

6.2.5 Canales de sección compuesta.

12

En ocasiones, la sección transversal de un canal puede estar compuesta de varias subsecciones de forma y rugosidad distintas. Por ejemplo la sección de un canal aluvial o de la rectificación de un río, ambas expuestas a avenidas, formada por un canal principal, generalmente menos rugoso y más profundo y por lo mismo con velocidad media más alta, y los laterales, fig. 6.2.4.

El cálculo de una sección compuesta se realiza aplicando separadamente la fórmula de Manning para cada subsección y obteniendo la velocidad media de la misma y el gasto correspondiente. La suma de estos gastos proporciona el total.

Si, $A_1, A_2, A_3, \dots, A_n$, representan las áreas de cada subsección, las velocidades medias respectivas serán:

$$V_1 = \frac{K_1}{A_1} S^{1/2}; \quad V_2 = \frac{K_2}{A_2} S^{1/2}; \quad \dots \quad V_n = \frac{K_n}{A_n} S^{1/2}$$

siendo: K_1, K_2, \dots, K_n los factores de conducción

S = pendiente

el gasto total será

$$Q = VA = \sum_{i=1}^n V_i A_i = \sum_{i=1}^n K_i S^{1/2}$$

$$Q = S^{1/2} \sum_{i=1}^n K_i$$

y la velocidad media en toda la sección

$$V = \frac{S^{1/2} \sum_{i=1}^n K_i}{A}$$

otros criterios que se utilizan en canales de sección compuesta son:

1. Horton - Einstein. Para evaluar la "n" equivalente, supone: $V_1 = V_2 = \dots = V_n$

$$m = \frac{Q}{V} = \frac{\sum_{i=1}^n (P_i n_i^{1.5})^{2/3}}{P^{2/3}} = \frac{(P_1 n_1)^{1.5} + P_2 n_2^{1.5} + \dots + P_n n_n^{1.5}}{P^{2/3}}$$

siendo P el perímetro

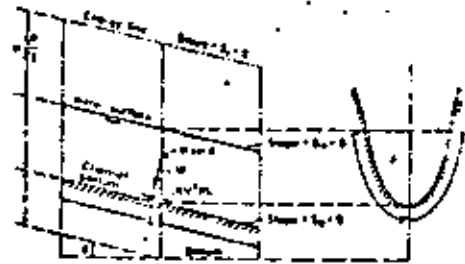
2. Pavloski - Huthofer. Supone $G_0 = G_1 + G_2 + \dots + G_n$

$$n = \frac{\frac{G}{141} (P_1 n_1^2)^{1/2} + (P_2 n_2^2 + \dots + P_n n_n^2)^{1/2}}{P^{1/2}}$$

siendo G el esfuerzo cortante

3. Letter. Supone $R_1 = R_2 = R_3 = R$

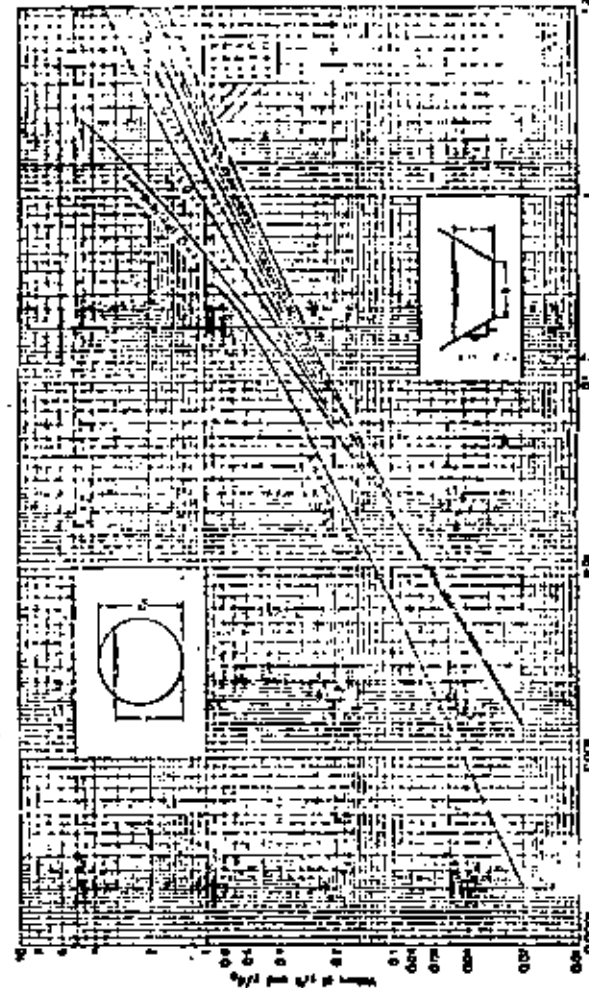
$$n = \frac{\frac{P R^{5/3}}{141} \left(\frac{1}{n_1} \right)}{\left(\frac{P R^{5/3}}{141} \frac{1}{n_1} + \frac{P R^{5/3}}{141} \frac{1}{n_2} + \dots + \frac{P R^{5/3}}{141} \frac{1}{n_n} \right)}$$



6.2.1 FLUJO UNIFORME



6.2.2 ZONAS DE LA CAPA LIMITE



6.2.3 CURVA PARA DETERMINAR EL TIRANTE NORMAL

Tabla 6.2.1 Fórmulas usuales para el cálculo del factor de fricción C de Chezy. En otras fórmulas, R_h puede substituirse en m , si pendiente hidráulica.

Autor	Fórmula	Observaciones
Corquillet y Kutter	$C = \frac{47.5 + \frac{v}{4.75} + \frac{0.00149}{S}}{1 + (23 + \frac{0.00149}{S}) \frac{v}{4.75}}$	Se usa para canales naturales para los cuales usualmente cambian o varían las condiciones. v = velocidad y tiene la desventaja de que ocurren cambios grandes en C por cambios pequeños en v , donde n es un coeficiente que depende de la rugosidad del canal según tabla 6.2.1
Kutter	$C = \frac{100 \sqrt{R_h}}{n + 4.75 \sqrt{R_h}}$	Es una simplificación de la de Corquillet y Kutter y por tanto más sencilla. n es un coeficiente de rugosidad según la tabla 6.2.1
Bozén	$C = \frac{87}{1 + \frac{3}{\sqrt{R_h}}}$	Está basada en una buena cantidad de experiencias y es relativamente sencilla. B es un coeficiente de rugosidad según la tabla 6.2.1
Kozény	$C = 70 \log Y + N_k$	es análogo a la de los tubos y fue obtenido con base en los resultados experimentales de van Rijen y Bazin. Y es altura hidráulica en m y N_k un coeficiente de rugosidad según la tabla 6.2.1
Mantsev	$C = 17.7 \log \frac{R_h}{d} + 13.6$	Fue obtenido de muchas mediciones en ríos de la Unión Soviética, d es el diámetro del grano del material que al fondo del río en m y vale para 0.15 a R_h 2.73 m , 0.0004 a S 0.0039, 0.001 a v 0.25 m/s (0.72)
Manning - Strickler	$C = \frac{48.3 V^6}{n}$	Fue obtenido a partir de siete fórmulas diferentes basadas en ensayos de Bazin y posteriormente verificadas por observaciones. La una de las más utilizadas por ser sencilla, n es un coeficiente de rugosidad según la tabla 6.2.1
Perforal	$C = \frac{R_h^2}{n}$	Considere que el exponente en la fórmula de Manning no es una constante una que varía con la forma del canal y la rugosidad como que $2 - 1.5$ para R_h 1 m y $2 - 1.5/\sqrt{n}$ para $R_h > 1$ m .

Tabla 6.2.2 Factores de rugosidad para las fórmulas de la tabla 6.2.1

Secciones cerradas parcialmente llenas	Corquillet y Kutter	Kutter	Bozén	Kozény
	n	m	B	N_k
Hierro fundido nuevo	0.012	0.20	0.06	
Hierro fundido usado		0.25	0.12	
Hierro colado	0.012	0.20		
Barra vitrificada nueva		0.25		
Barra vitrificada usada	0.017	0.30 - 0.35		
Tubos de alcantarillado	0.017 - 0.020	0.30 - 0.35		
Túneles de concreto pulido	0.011 - 0.013	0.20 - 0.25	0.22	
Secciones abiertas				
Madera cepillada	0.010	0.15 - 0.20	0.06	
Madera de acabado rugoso		0.30 - 0.35		
Mampostería de ladrillo bien acabada	0.013	0.25	0.16	70 - 76
Cemento pulido		0.20 - 0.25	0.10 - 0.16	84 - 90
Concreto pulido	0.012	0.20	0.11 - 0.22	
Concreto rugoso	0.017	0.65	0.45	58 - 62
Piedra brava bien acabada	0.017	0.65		60 - 70
En tierra onzoyos y ríos	0.025	1.75	1.4 - 1.6	
En tierra con material grueso y plantas	0.035	2.0 - 2.5	1.75	
Con cantos rodados	0.04 - 0.05	2.5 - 5.0	hasta 3.5	
Con gran rugosidad de fondo y maleza tupida	hasta 0.09			
Saca comodada				36 - 50
Saca a volteo				28 - 36
Grava gruesa (10 a 15 cm)				37 - 38
Grava media (5 a 10 cm)				38 - 42
Grava fina (2 a 3 cm)				42 - 46
Cantos rodados (15 a 20 cm)				28 - 32

17
TABLA 6.2.2 FACTORES DE RUGOSIDAD PARA LAS FORMULAS DE LA TABLA 6.2.1 (CONTINUACION)

Tipo y descripción del canal	Milímetro	Normal	Milímetro	13	14	15
A. CONDUCTOS CERRADOS DESCARGANDO PARCIALMENTE LLENOS						
A.1 Metales						
a) Latón bru	0.008	0.010	0.013			
b) Acero						
1. Soldado	0.010	0.012	0.014			
2. Acabado	0.013	0.016	0.017			
c) Fierro fundido						
1. Pintado	0.010	0.013	0.014			
2. Normal	0.011	0.014	0.016			
d) Hierro forjado						
1. Nueva	0.012	0.014	0.015			
2. Galvanizado	0.013	0.016	0.017			
e) Metal compuesto						
1. Duropl	0.017	0.019	0.021			
2. Duropl plumb	0.021	0.024	0.026			
A.2 No metales						
a) Ladrillo	0.008	0.009	0.010			
b) Vidrio	0.009	0.010	0.013			
c) Cemento						
1. Liso	0.010	0.011	0.012			
2. Mortero	0.011	0.013	0.015			
d) Fibroso						
1. Acabado resín y fibra						
revestido	0.010	0.011	0.013			
2. Acabado con resina epoxi						
con arena y algunas escamas	0.011	0.013	0.014			
3. Acabado	0.011	0.012	0.014			
4. Acabado metálico con ventanas						
de ventilación, entallado, etc.	0.013	0.015	0.017			
5. No acabado, en cámara de						
aire	0.012	0.013	0.014			
6. No acabado, en cámara de						
agua fría	0.012	0.014	0.016			
7. No acabado en cámara de						
agua caliente	0.015	0.017	0.020			
e) Madera						
1. Nueva	0.010	0.012	0.014			
2. Entallada y tratada	0.015	0.017	0.020			
f) Arcilla						
1. Tubos de barro cocido común	0.011	0.013	0.017			
2. Tubos de albañal vitificados	0.011	0.014	0.017			
3. Tubos de albañal vitificados						
en cámaras de irrigación	0.013	0.015	0.017			
4. Tubo vitificado para drenes						
con juntas abiertas	0.014	0.016	0.018			
g) Mampostería						
1. De entalado	0.011	0.013	0.015			
2. Acabado con mortero de						
mortero	0.012	0.015	0.017			
h) Drenaje sanitario cubiertos de						
ladrillo con juntas y conexiones	0.012	0.013	0.016			
i) Drenaje con fondo liso	0.016	0.018	0.020			
j) Acabado de cemento rugoso	0.018	0.025	0.030			
B. CANALES RECUBIERTOS O EN RE-LLENO						
B.1 Metales						
a) Superficie de acero liso						
1. No pintado	0.011	0.013	0.014			
2. Pintado	0.012	0.013	0.017			
b) Corrugado	0.021	0.025	0.030			
B.2 No metales						
a) Cemento						
1. Superficie lisa	0.010	0.011	0.013			
2. En mortero	0.011	0.013	0.015			
b) Madera						
1. Plano, no tratado	0.010	0.012	0.014			
2. Plano, entallado	0.011	0.012	0.015			
3. Ripado	0.011	0.013	0.015			
4. Tablones y tripanado	0.012	0.015	0.018			
5. Cubierta con tela	0.010	0.014	0.017			
c) Concreto						
1. Acabado con lana metálica	0.011	0.013	0.015			
2. Acabado con lana de madera	0.013	0.015	0.018			
3. Acabado con grava en el fondo						
de	0.015	0.017	0.020			
4. Sin acabar	0.014	0.017	0.020			
5. Guateado, buena sección	0.015	0.019	0.023			
6. Guateado, sección entallada	0.018	0.022	0.025			
7. Sobre una buena sección	0.017	0.020				
8. Sobre una mala sección	0.022	0.027				
d) Plancha de concreto, acabado con						
lana y juntas de:						
1. Mampostería curada sobre						
mortero	0.015	0.017	0.020			
2. Mampostería lisa sobre						
mortero	0.017	0.020	0.024			

1.1
TABLA 6.2.2 FACTORES DE RUGOSIDAD PARA LAS FORMULAS DE LA TABLA 6.2.1 (CONTINUACION)

2. Inyección pintada y estucada con mortero de cemento	0.018	0.020	0.024	d) Cales en rocas			
2.1 Inyección pintada con estuco de cemento	0.020	0.025	0.030	1. Cal y uniformes	0.025	0.035	0.040
2.2 Mortero de cemento	0.020	0.030	0.035	2. Acilado y estucado	0.035	0.040	0.050
e) Fondo de grava con ladrillo:				e) Canchales abarrotados, hierbas y arbustos en tiempo			
1. Concreto cimbrado	0.017	0.020	0.025	1. Hierba densa, tan alta como el diámetro	0.050	0.060	0.120
2. Mortero de cemento	0.020	0.025	0.026	2. Fondo limpio, arbustos en los bordes	0.040	0.050	0.080
f) Ladrillo				3. Igual al anterior con máximas irregularidades	0.045	0.070	0.110
1. Vitricola	0.018	0.019	0.018	4. Derrame de basura, otros desperdicios	0.080	0.100	0.120
2. Con mortero de cemento	0.020	0.025	0.028				
g) Mortero de cemento				D. CAUCES NATURALES			
1. Juntada con mortero	0.017	0.025	0.030	D.1 Arroyos (anchura de la superficie libre del agua en avenidas < 30 m)			
2. Secc	0.020	0.022	0.025	a) Cauce en planicie			
b) Piedra labrada	0.013	0.018	0.017	1. Limpio, recto, sin derrames ni remansos profundos	0.025	0.030	0.033
c) Asfalto				2. Igual al anterior pero más irregular y con huecos	0.030	0.035	0.040
1. Liso	0.013	0.013		3. Limpio, curvo, algunas irregularidades del fondo	0.033	0.040	0.048
2. Rugoso	0.018	0.018		4. Igual al anterior, algo de hierba y male	0.035	0.045	0.050
d) Cobertura vegetal	0.020		0.020	5. Igual al anterior pero menor profundidad y secciones poco regulares	0.040	0.048	0.055
				6. Igual que el 4 pero más roca	0.045	0.050	0.060
				7. Tierras irregulares con huecos y extensiones profundas	0.050	0.070	0.080
				8. Tierras con mucha hierba, eslingues, rastrojos, o cauces de arroyos con riberas y plantas subacuáticas	0.075	0.100	0.150
C. CANALES EXCAVADOS O DRAGADOS EN				b) Cauce de montaña, sin vegetación en el cauce, riberas muy pendientes, árboles y arbustos a lo largo de las riberas, que quedan sustruados en las avenidas			
a) Tierra, recto y uniforme				1. Fondo de grava, arena y algunas cantos rodados	0.030	0.040	0.050
1. Limpio recientemente terminado	0.018	0.018	0.020	2. Fondo de: barro y grandes rocas	0.040	0.050	0.070
2. Limpio, después de mantenimiento	0.019	0.021	0.025				
3. Grava, sección uniforme y limpia	0.022	0.025	0.030				
4. Con poca arena y poca hierba	0.022	0.027	0.033				
b) Tierra, con arena y en pequeña sección							
1. Sin vegetación	0.023	0.025	0.030				
2. Poca y algo de hierba	0.025	0.030	0.033				
3. Hierba densa o plantas acuáticas en canales profundos	0.030	0.035	0.040				
4. Planicie de tierra y mortero en los lados	0.028	0.030	0.035				
5. Paredes irregulares y huecos en los bordes	0.025	0.035	0.040				
6. Planicie empinada, y bordes limpios	0.030	0.040	0.050				
c) Escavado o dragado en línea recta							
1. Sin vegetación	0.025	0.028	0.033				
2. Poca arena en los bordes	0.035	0.050	0.060				

Continúa....

TABLE 6.2.2 FACTORES DE RUGOSIDAD PARA LAS FORMULAS DE LA TABLA 6.2.1
(CONTINUACION)

D.2 Manzanas de avenida			
a) Pastura en arboles			
1. Pasa baja	0.075	0.030	0.035
2. Pasa alta	0.140	0.035	0.050
b) Areas cultivadas			
1. Sin cosecha	0.070	0.030	0.040
2. Cosecha en tierra labrada y pajera	0.075	0.035	0.045
3. Cosecha de campo	0.070	0.040	0.050
c) Arboles			
1. Arboles dispersados y mucha hierba	0.075	0.050	0.070
2. Pocos arboles y árboles en hileras	0.075	0.050	0.060
3. Pocos arboles y árboles en verano	0.040	0.060	0.002
4. Hileras a densa población de árboles, en invierno	0.045	0.070	0.110
5. Hileras a densa población de árboles, en verano	0.070	0.100	0.160
d) Árboles			
1. Población densa de árboles, en verano, rectos	0.110	0.150	0.200
2. Población densa de árboles con troncos curvos	0.050	0.040	0.050
3. Igual al anterior pero con troncos en arbolitos	0.050	0.080	0.080
4. Árboles de tronco y arbolitos debajo de un árbol	0.080	0.100	0.140
5. Igual al anterior, pero los arbolitos están en las ramas	0.100	0.120	0.160
D.3 Ríos (ancho de la superficie libre del agua en promedio 250 m). La n es menor que los arroyos de igual descripción por que los bordes ofrecen menor resistencia.			
a) Secciones regulares en curvas dadas en arboles	0.075		0.060
b) Secciones regulares e irregulares	0.035		0.100

6.3 Energía Específica.

21

6.3.1 Curva de energía específica y aplicaciones.

El concepto de energía específica fue introducido primeramente por Bakmeteff en 1912. La energía específica en una sección de un canal es definida como la energía por kilogramo de agua que fluye a través de la sección, medida con respecto al fondo del canal. La expresión de energía específica está dada por:

$$E = d \cos \theta + \alpha \frac{v^2}{2g} \quad \theta > 10^\circ$$

o para un canal de pequeña pendiente y $\theta = 0$:

$$E = Y + \frac{v^2}{2g} \quad \theta < 10^\circ$$

que puede expresarse también como:

$$E = Y + \frac{Q^2}{2g A^3}$$

se puede decir: a pequeños tirantes corresponde una velocidad grande y a grandes tirantes corresponde una velocidad pequeña.

En la fig. 6.3.1 se muestra que para una determinada energía específica existen dos valores: Y_1 y Y_2 que reciben el nombre de tirantes alternados. Cuando la energía específica es mínima, el estado de flujo que se desarrolla recibe el nombre de estado o régimen crítico, existiendo para esta energía un solo valor del tirante, que recibe el nombre de crítico y al cual corresponde una velocidad crítica.

Cuando el tirante es mayor que el crítico, la velocidad es menor que la crítica para el gasto dado; y en estas condiciones, el flujo se encuentra en estado o régimen subcrítico. Cuando el tirante es menor que el crítico, la velocidad es mayor que la crítica y el flujo se encuentra en estado o régimen supercrítico.

6.3.2 Régimen crítico. Sección de control.

Como se mencionó el régimen crítico se presenta con la energía mínima con que puede fluir un gasto o dado a través de la sección de canal de forma especificada:

22

Las propiedades analíticas del régimen crítico se pueden derivar atendiendo a la definición antes dada se llega a:

$$\alpha \frac{Q^2}{A^3} = \frac{A^3}{g} \cos \theta$$

o bien

$$Fr_c = \frac{Y_c}{\sqrt{\frac{A^3}{g \cos \theta}}} = 1$$

para fines prácticos el coeficiente de Coriolis α es igual a la unidad. Cuando la pendiente es menor de $10^\circ \cos \theta$ se considera la unidad. $\theta = \frac{A}{Y}$

para el caso particular de la sección rectangular,

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{b^2 g}}$$

se puede decir que se presenta una sección de control: en aquella sección donde se conoce la curva elevaciones - gastos, donde se conocen las características del flujo y aquella sección que altera en alguna forma el régimen del flujo.

En un escurrimiento supercrítico ($Fr > 1$) se dice que el control se encuentra "aguas arriba", en un escurrimiento subcrítico el control está "aguas abajo".

El estado o régimen crítico en la sección de un canal existe cuando el tirante y la velocidad adquieren los valores críticos para un gasto dado.

Si dicha situación se desea hacer extensiva a lo largo de un canal prismático, ello equivale a que dicho canal tenga un flujo uniforme de tirante normal igual al crítico. La pendiente de plantilla S_c necesaria para que ello ocurra recibe el nombre de "crítica".

Si un flujo uniforme se presenta en un canal con pendiente menor que la crítica ($S_0 < S_c$), el flujo es con régimen subcrítico y la pendiente se llama "subcrítica" o más comúnmente "suave". Por el contrario, si el flujo uniforme es con pendiente mayor que la crítica ($S_0 > S_c$), el régimen es supercrítico y la pendiente se llama "supercrítica" o "pronunciada".

6.3.3 Cálculo del flujo.

Para el cálculo del tirante crítico en forma analítica, de cualquier sección que sea el canal se utiliza la expresión

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{A^3}{T}$$

obtenida al considerar $\alpha=1$ y $\theta < 10^\circ$

Otra forma sería el utilizar las figuras adimensionales 6.3.2 y 6.3.3 para determinar el tirante crítico y energía específica mínima en secciones trapecoidales o circulares y en herradura respectivamente.

Para el caso de secciones trapecoidales los números adimensionales serían

$$\frac{Q}{g^{1/2} b^{3/2}} = \frac{E \text{ min}}{b} = \frac{K Y_c}{b}$$

siendo K el talud.

Para el caso de sección circular o en herradura,

$$\frac{Q}{g^{1/2} D^{5/2}} = \frac{E \text{ min}}{D} = \frac{Y_c}{D}$$

6.3.4 Fuerza específica.

El cambio de régimen supercrítico a subcrítico se produce de una manera violenta (únicamente a través del salto hidráulico), con pérdida apreciable de energía. El cambio de subcrítico a supercrítico si es posible de manera gradual (sin salto) y sin pérdida apreciable de energía.

Para estudiar el fenómeno se requiere aplicar la ecuación de cantidad de movimiento debido a que en principio se desconoce la pérdida de energía en el salto.

De la aplicación de la ecuación de cantidad de movimiento, Fig. 6.3.4 se concluye que el fenómeno se produce únicamente cuando se iguala la fuerza específica en las secciones antes y después del salto representada por:

$$F = \gamma A Z_c + \frac{Q^2}{gA}$$

expresada en unidades de peso de agua. El primer término representa la cantidad de movimiento del flujo que atraviesa la sección del canal en la unidad de tiempo y por unidad de peso del agua; el segundo, el empuje hidrostático por unidad de peso y también el momento estático del área respecto de la superficie libre.

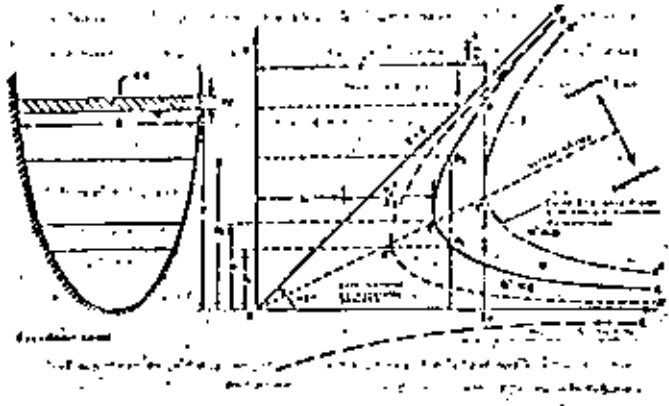


FIG. 6.3.1 CURVA DE ENERGIA ESPECIFICA

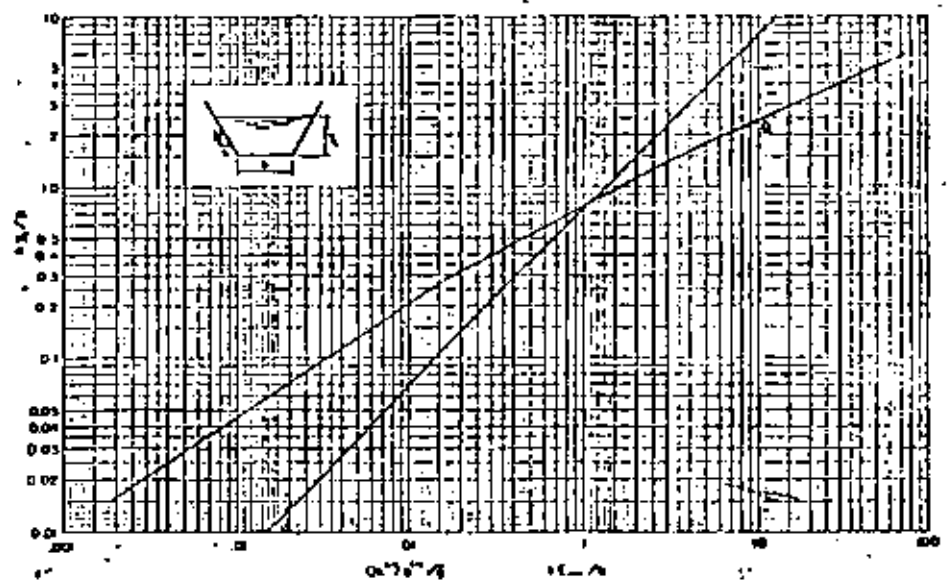


FIG. 6.3.2 CURVAS PARA DETERMINAR EL TIRANTE CRITICO Y ENERGIA ESPECIFICA MINIMA EN SECCIONES TRAPEZOIDALES

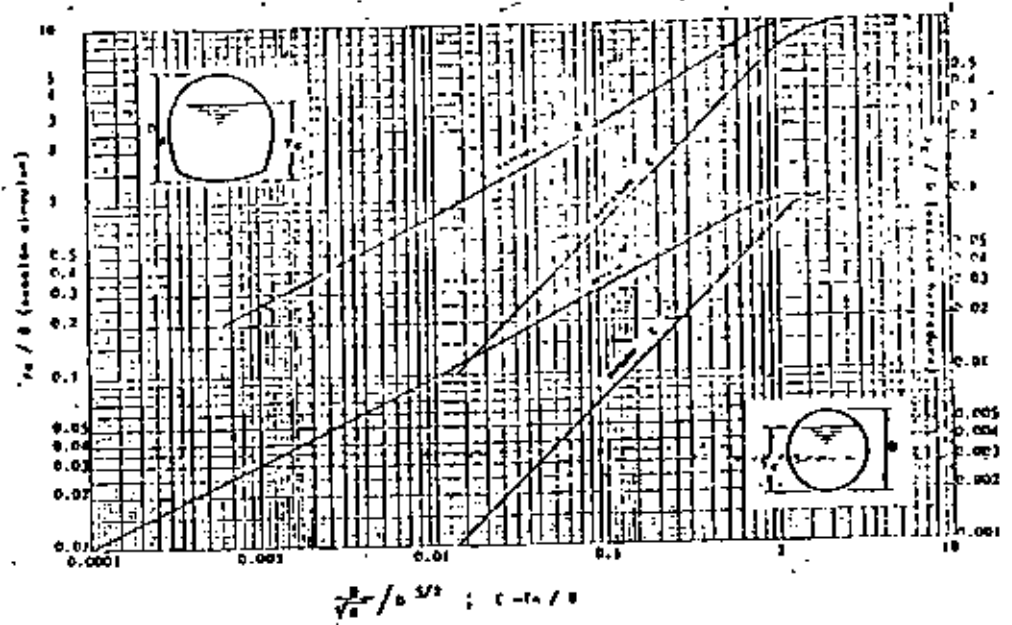


FIG. 6.3.3 CURVAS PARA DETERMINAR EL TIRANTE CRITICO Y ENERGIA ESPECIFICA MINIMA EN SECCIONES CIRCULAR Y HERRADURA

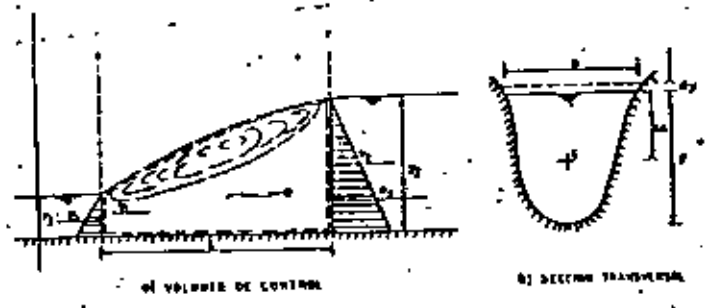


FIG. 6.3.4 ANALISIS DEL SALTO HIDRAULICO

6.4 Flujo rápidamente variado.

27

6.4.1 Función general del salto hidráulico.

Que la condición general para que ocurra el salto hidráulico esté expresada por la fuerza específica, para cualquier forma geométrica de la sección se desarrollan ecuaciones particulares para las secciones más usuales que, unidas a sus representaciones gráficas, permitan el cálculo directo del conjugado mayor (tirante aguas arriba del salto), a partir de las condiciones en la sección de conjugado menor (tirante abajo del salto) o viceversa.

El salto hidráulico en canales de sección rectangular para régimen subcrítico y supercrítico conocidos, se tiene respectivamente:

$$Y_2 = \frac{1}{2} Y_1 (\sqrt{1+8 F_1^2} + 1)$$

$$Y_1 = \frac{1}{2} Y_2 (\sqrt{1+8 F_2^2} - 1)$$

Los subíndices indican: el "1" condiciones antes del salto y el "2" condiciones después del salto.

Las expresiones para sección trapezoidal, sección circular, sección herradura, etc., se vuelven complicadas, motivo por el cual conviene utilizar soluciones gráficas como los indicados en las figs. 6.4.1 a 6.4.8.

Las características básicas del salto hidráulico serían:

1. Pérdida de energía.

La pérdida de energía en el salto es igual a la diferencia en energías específicas antes y después del salto.

$$\Delta E = E_1 - E_2 = \frac{(Y_2 - Y_1)^3}{4 Y_1 Y_2}$$

2. Altura del salto.

La diferencia entre los tirantes, después y antes del salto.

$$h_j = \text{altura del salto} = Y_2 - Y_1$$

3. Eficiencia

La relación de la energía específica después del salto a antes del salto es definido como la eficiencia del salto.

$$\frac{E_2}{E_1} = \frac{(8 F_1^2 + 1)^{3/2} - 4 F_1^2 + 1}{8 F_1^2 (2 + F_1^2)}$$

4. Longitud del salto.

La longitud de un salto puede ser definida como la distancia medida desde la carga frontal del salto a un punto sobre la superficie inmediatamente aguas abajo del "roller".

Se han desarrollado algunos criterios empíricos como los siguientes

$$L = 5 (Y_2 - Y_1)$$

aplicándose a canales de sección rectangular y trapezoidal.

Si el número de Froude está comprendido entre 4.5 y 13 la longitud toma el valor de $L = 6 Y_2$.

Los efectos del tirante de la cola de la curva de remanso (tailwater) en la formación de un salto hidráulico bajo un vertedor o una compuerta se muestran en la fig. 6.4.9 mientras que la clasificación de las condiciones de la cola de la curva de remanso para el diseño de la protección del revestimiento aparecen en la fig. 6.4.10.

6.4.2 Salto hidráulico en canales con pendiente.

En el análisis del salto hidráulico en canales con pendiente, $\theta > 10^\circ$ (diez grados) se considera el efecto de la componente del peso del prisma del volumen de control, fig. 6.4.11. La expresión es similar a la obtenida para fondo horizontal.

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2} (\sqrt{1 + 8 G^2} - 1)$$

29

siendo

$$G = \frac{F_1}{\sqrt{\cos \theta - \frac{K L \sin \theta}{d_2 - d_1}}}$$

K = factor de corrección al considerar la superficie libre del agua plana
 $d_1 = y_1 \cos \theta$
 $d_2 = y_2 \cos \theta$

La fig. 6.4.12 muestra los resultados experimentales de Nicky, Kindsvater y del U. S. Bureau of Reclamation y la longitud relativa del salto se puede obtener en función del número de Froude F_{r1} y de S_0 , como se muestra en la figura 6.4.13 presentada por el U.S. Bureau of Reclamation.

6.4.3 Disipadores de energía.

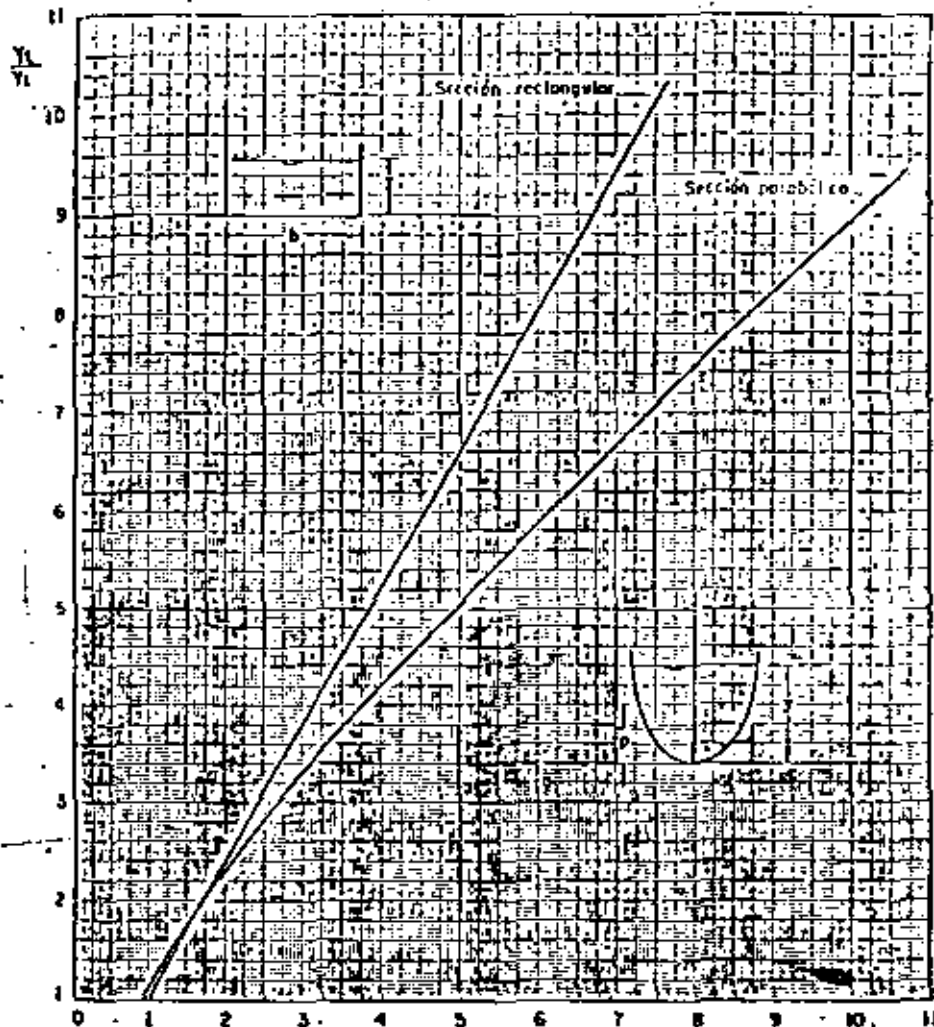
En el diseño de obras hidráulicas es común utilizar el cambio de régimen de supercrítico a subcrítico como disipador de energía, así por ejemplo, al pie de la caída de una estructura vertedora, la energía cinética adquirida por el agua se disipa al producirse el salto hidráulico, fig. 6.4.14, pudiéndose presentar los tres casos siguientes: Si $d_1 > d_2$ el salto se produce antes del pie de la caída; si $d_1 + p < d_2$ el salto no se produce, el agua sigue con una alta velocidad que irá disminuyendo ya que la pendiente del canal no es suficiente para sostenerla, cuando el valor de esta velocidad comprenda a un tirante d_2 conjugado de d_1 se producirá el salto lo cual puede suceder a una distancia considerable teniéndose necesidad de revestir esa zona en forma adecuada. Finalmente si $d_2 = d_1 + p$ el salto se produce al pie de la rampa como está indicado en la fig. 6.4.14

En resumen el problema se reduce a proporcionar una profundidad tal del colchón que el salto se produzca al pie de la rampa o antes de ella, es decir:

$$p = d_2 - d_1$$

En algunas ocasiones es conveniente aumentar la profundidad del colchón para asegurar la producción del fenómeno.

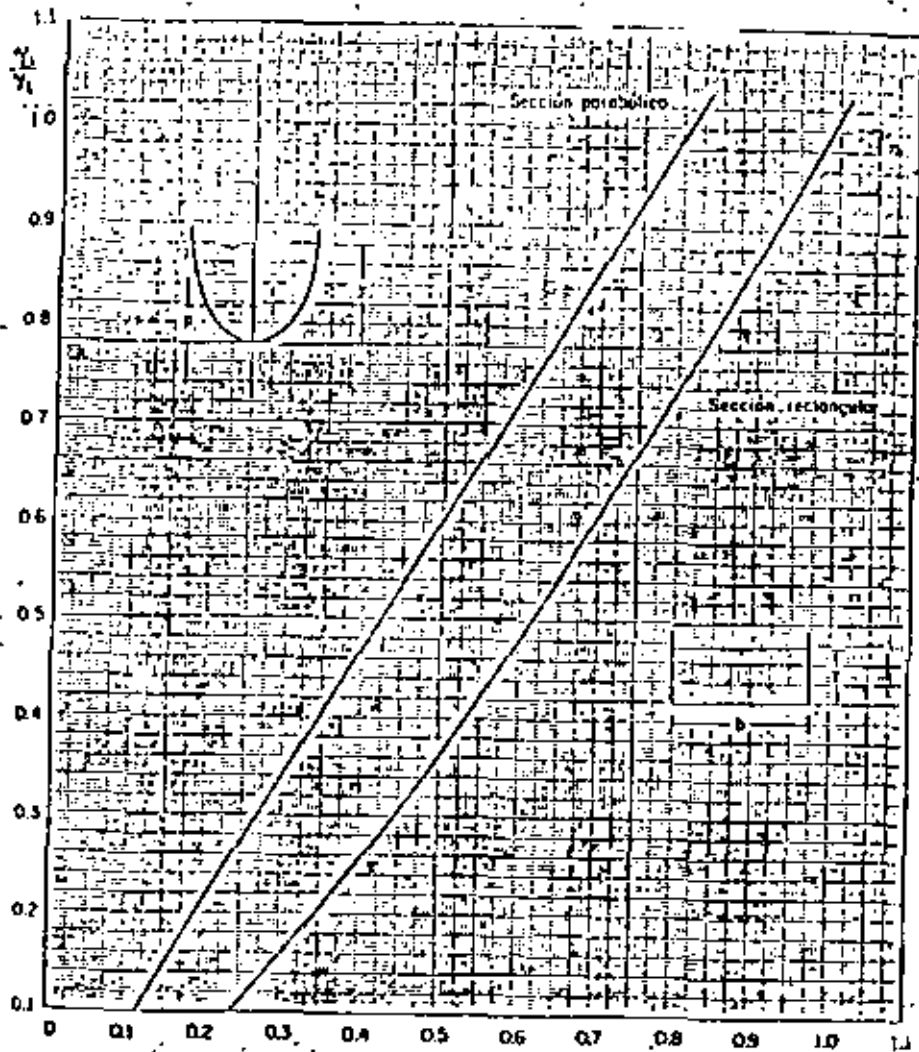
30



$$F_{r1} = \frac{V_1}{\sqrt{g y_1}}$$

CANALES DE SECCION RECTANGULAR Y PARABOLICA

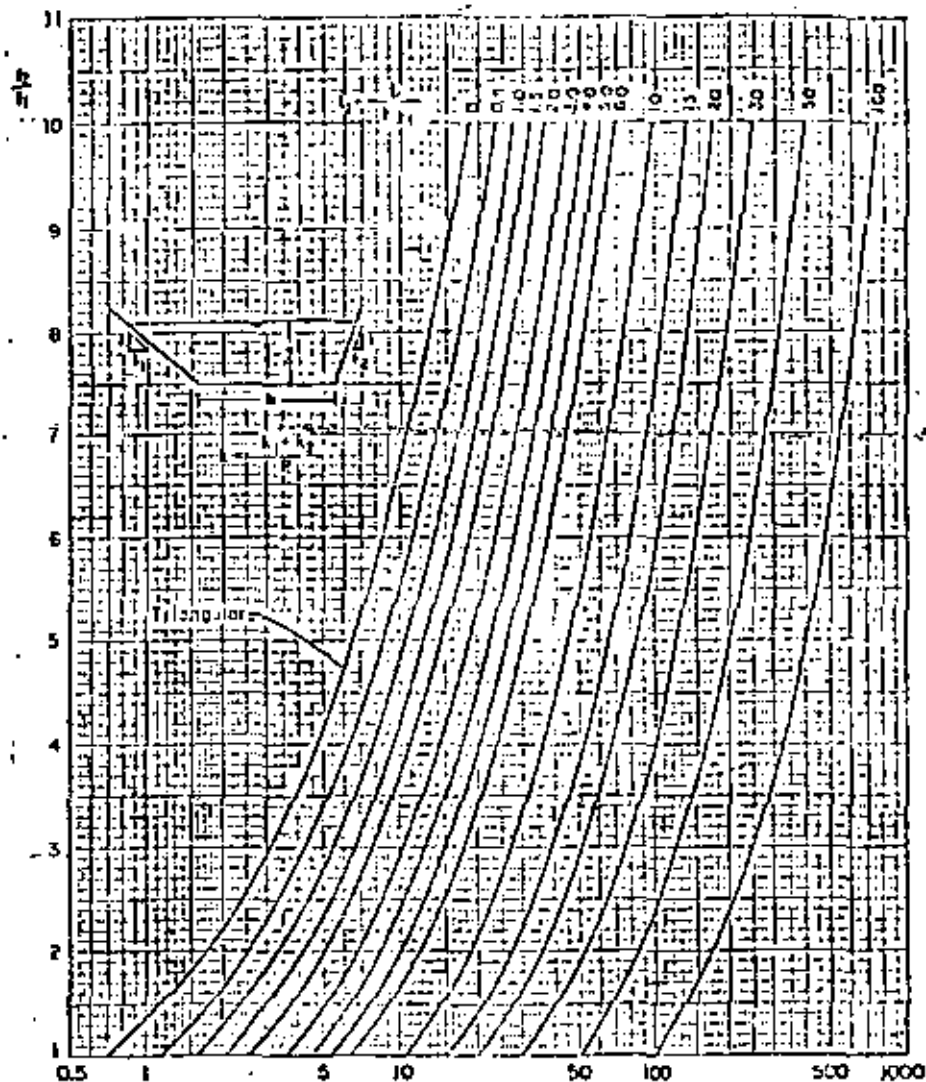
Fig. 6.4.13 Gráficas para la determinación del tirante subcrítico, conocido el régimen supercrítico



$$F_{2M} = \frac{V^2}{g h_c}$$

CANALES DE SECCION RECTANGULAR Y PARABOLICA.

Fig. 6.4.2 Gráfica para la determinación del tirante superficial, conocido el régimen subcrítico.



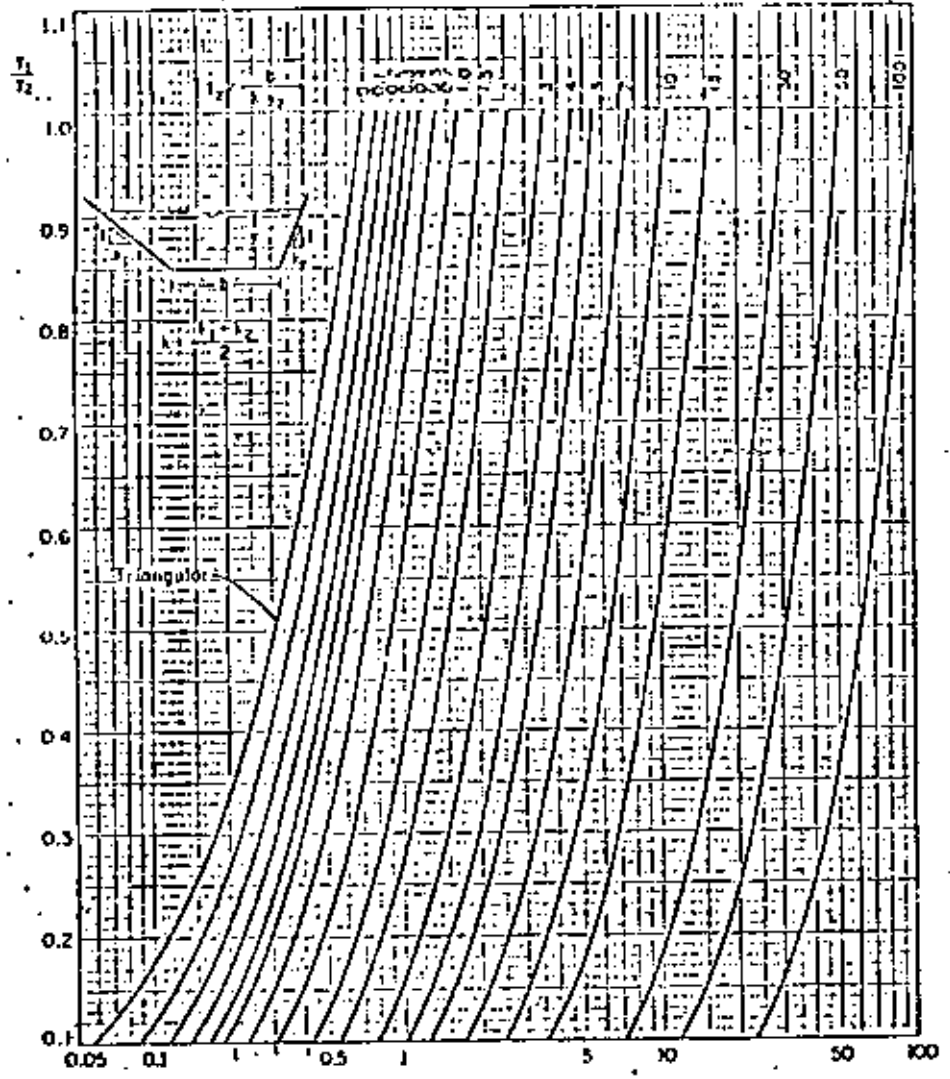
$$F_{2M} = \frac{Q^2}{g h_c^3}$$

$$F_{2M} = (1 + \frac{1}{K}) F_1$$

CANALES DE SECCION TRAPEZOIDAL (TRIANGULAR INCLUIDA)

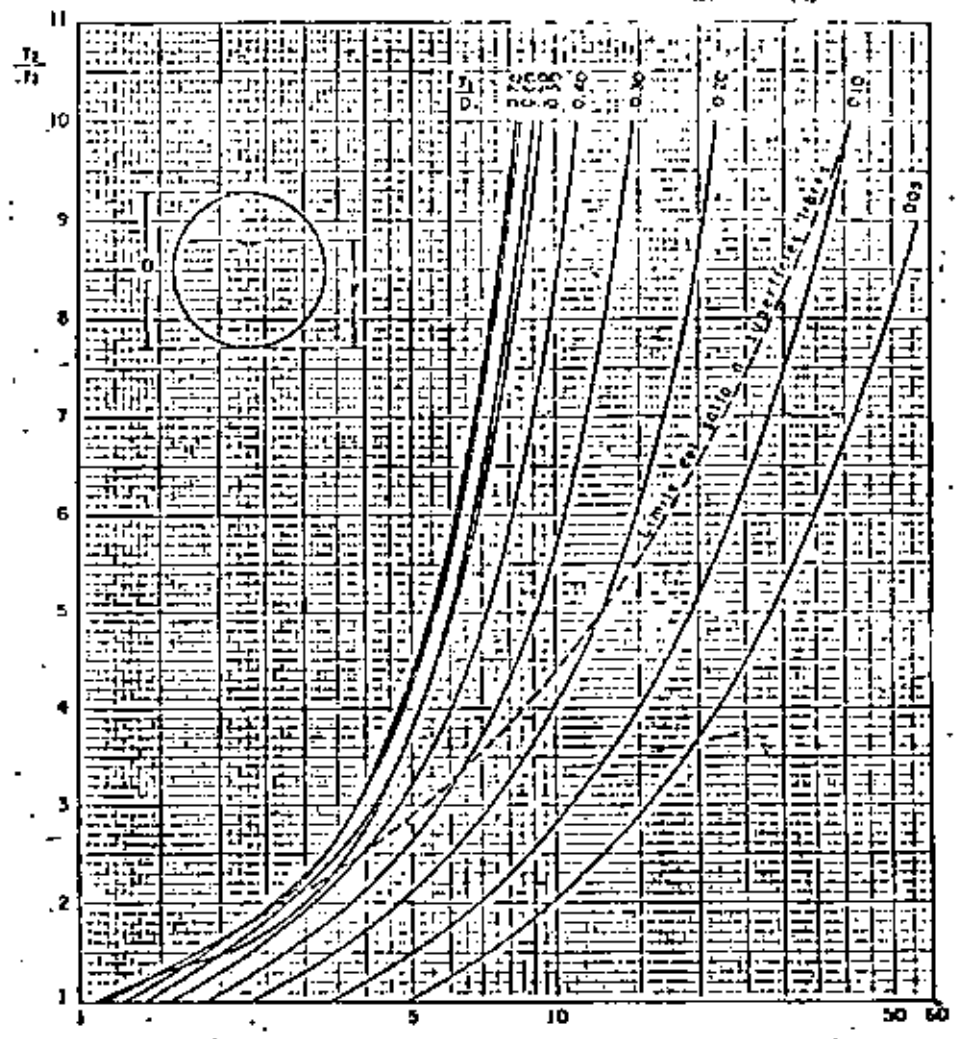
Fig. 6.4.3 Gráfica para la determinación del tirante superficial, conocido el régimen supercrítico.





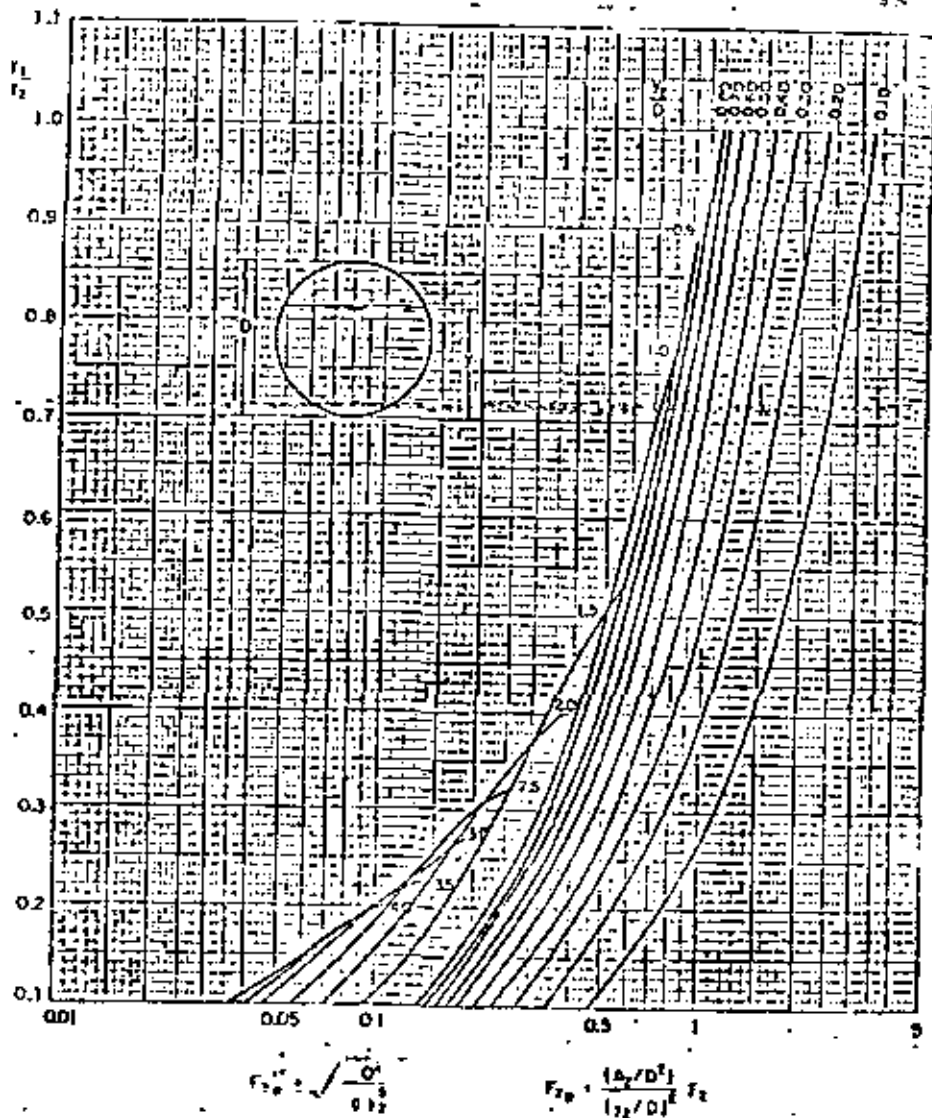
$$F_{2u} = \frac{1}{9} \frac{C}{z_2^3} \frac{S_0}{z_2} = F_{2u} \cdot (z_2/z_1)^3 F_2$$
CANALES DE SECCION TRAPEZIAL (TRIANGULAR INCLUIDA)

Fig. 6.4.4 Gráfica para la determinación del tirante z_2 subcrítico, conocido el régimen subcrítico



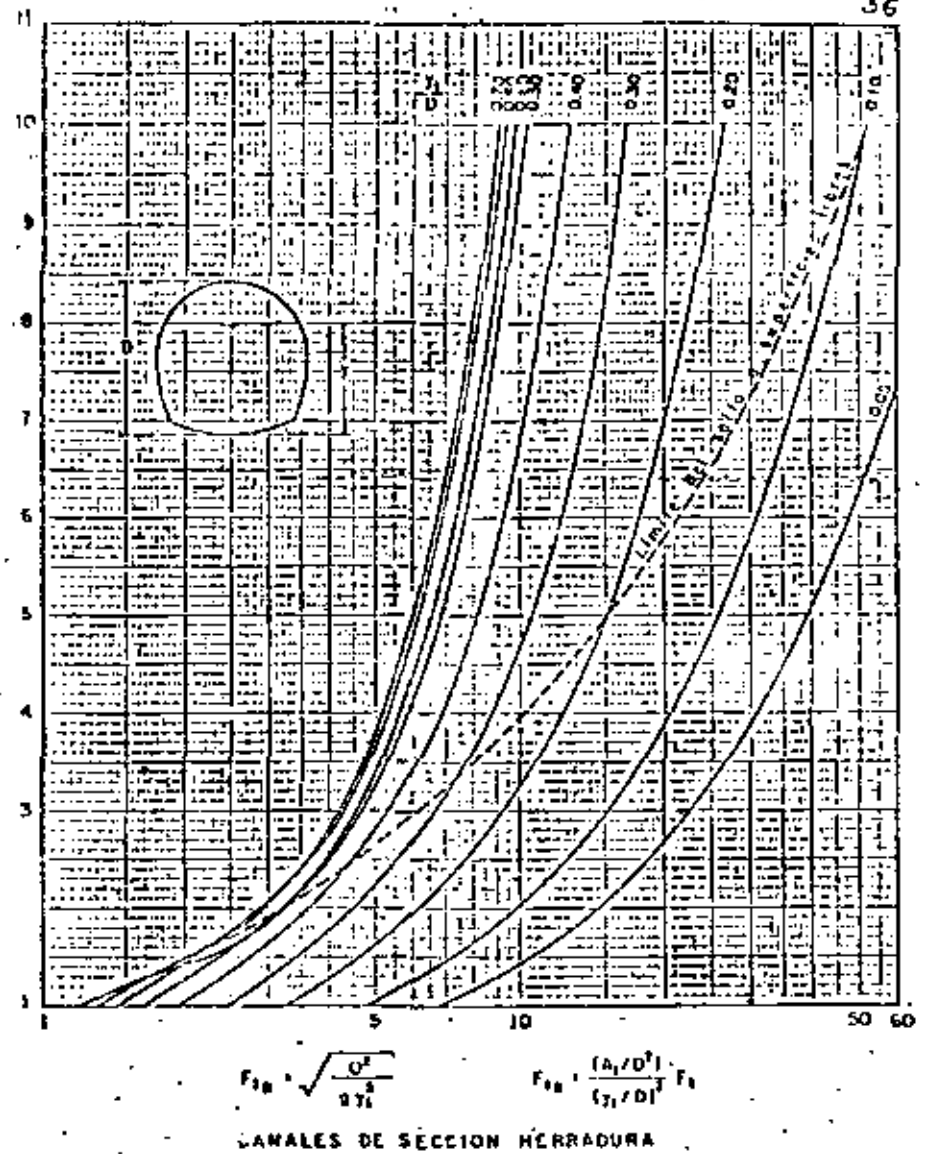
$$F_{1u} = \sqrt{\frac{Q^3}{g z_1^5}} \quad F_{1u} = \frac{(z_1/D)^3}{(z_2/D)^3}$$
CANALES DE SECCION CIRCULAR

Fig. 6.4.5 Gráficas para la determinación del tirante subcrítico, conocido el régimen supercrítico



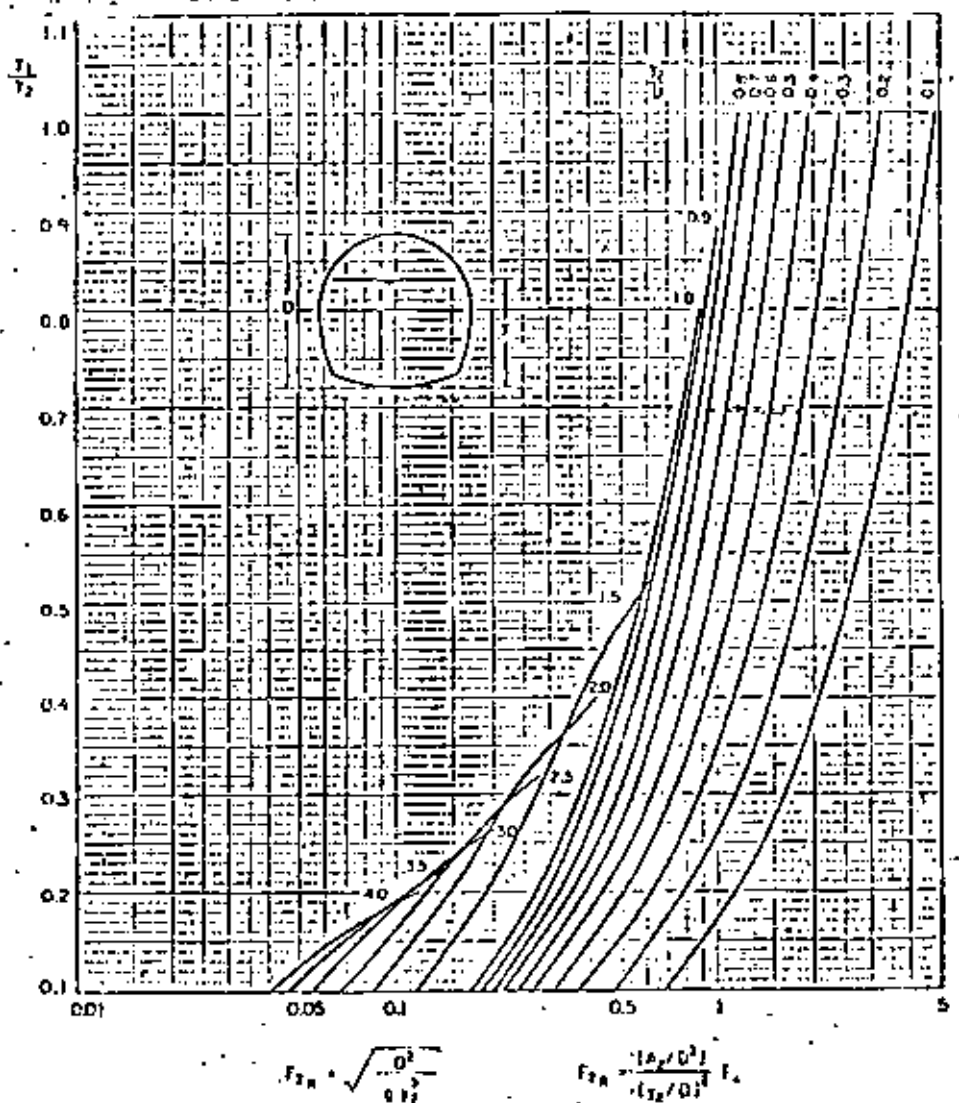
CANALES DE SECCION CIRCULAR

Fig. 6.4.6 Gráfica para la determinación del frente superficial, conocido el régimen superficial.



CANALES DE SECCION HERRADURA

Fig. 6.4.7 Gráfica para la determinación del frente superficial, conocido el régimen superficial.



CANALES DE SECCION HERRADURA

Fig. 6.4.8 Gráfica para la determinación del límite superior, conocido el régimen subcrítico

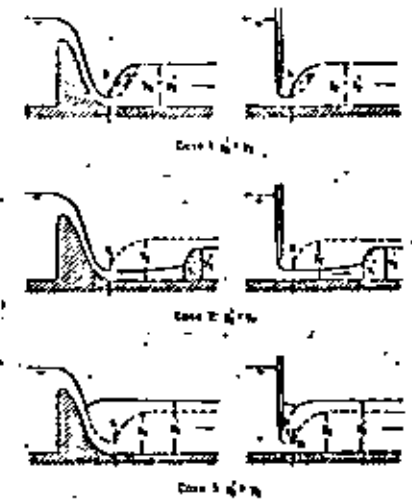


FIG. 6.4.9 EFECTO DE LA PROFUNDIDAD DE LA COLA DE LA CURVA DE REMANSO EN LA FORMACION DE UN SALTO HIDRAULICO

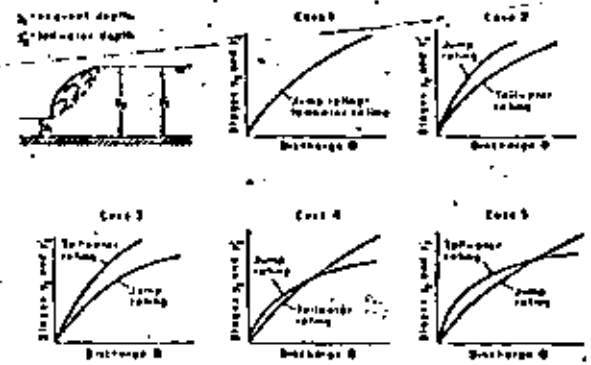


FIG. 6.4.10 CLASIFICACION DE LAS CONDICIONES DE LA COLA DE LA CURVA DE REMANSO PARA EL DISEÑO DE LA PROTECCION DEL REVESTIMIENTO

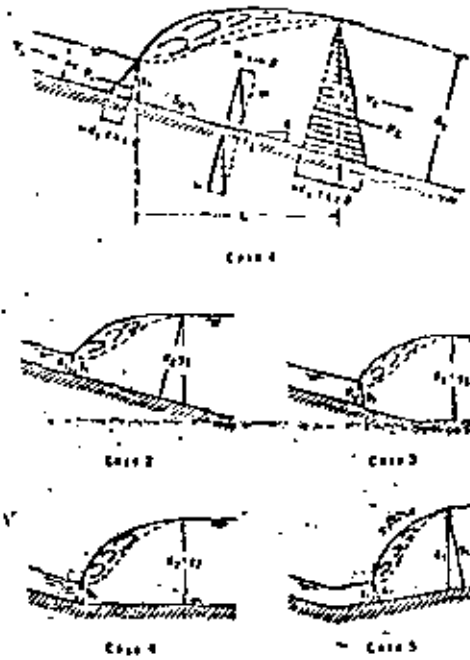
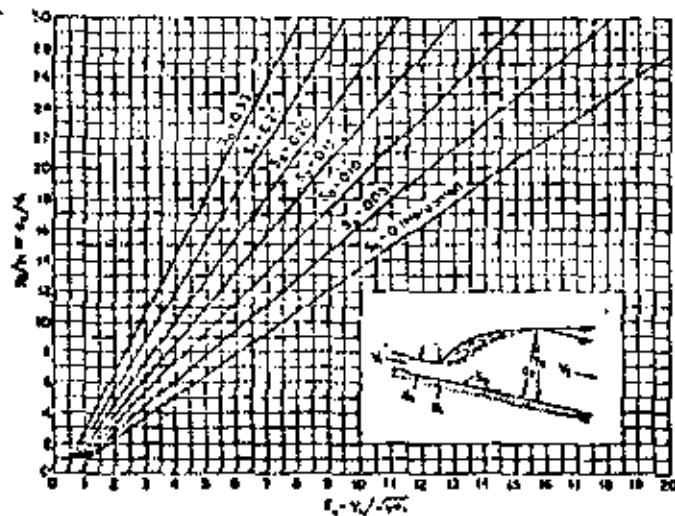


FIG. 6.4.11 SALTO HIDRAULICO EN CANALES CON PENDIENTE



6.4.12 RESULTADOS EXPERIMENTALES DE SALTO HIDRAULICO CANALES CON PENDIENTE

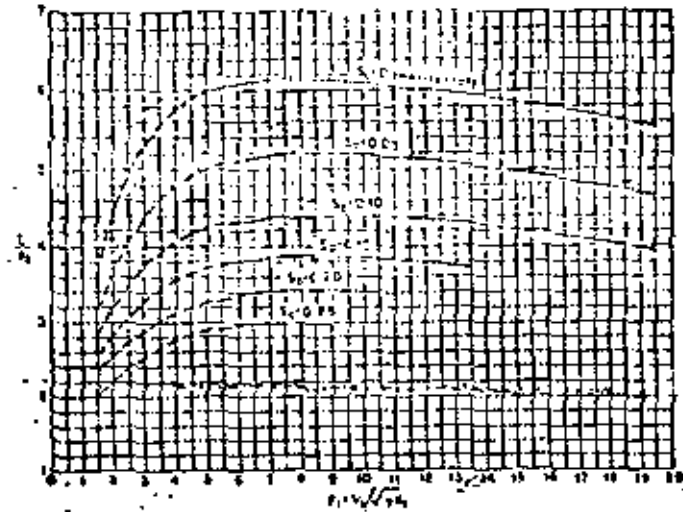


FIG. 6.4.13 LONGITUD RELATIVA DEL SALTO



FIG. 6.4.14 SALTO HIDRAULICO.

6.5 Flujo gradualmente variado.

6.5.1 Ecuación dinámica y simplificaciones.

Flujo gradualmente variado (permanente) es aquel que para un gasto dado, la variación de tirantes en el canal se realiza en forma gradual.

De la variación de la energía específica con respecto al tirante se tiene la ecuación dinámica del flujo gradualmente variado.

$$\frac{dE}{dy} = 1 - Fr^2$$

o en forma implícita

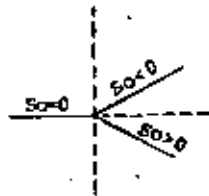
$$\frac{dy}{dx} = \frac{S_0 - S_f}{1 - Fr^2}$$

el significado de las variables aparece en la fig. 6.5.1

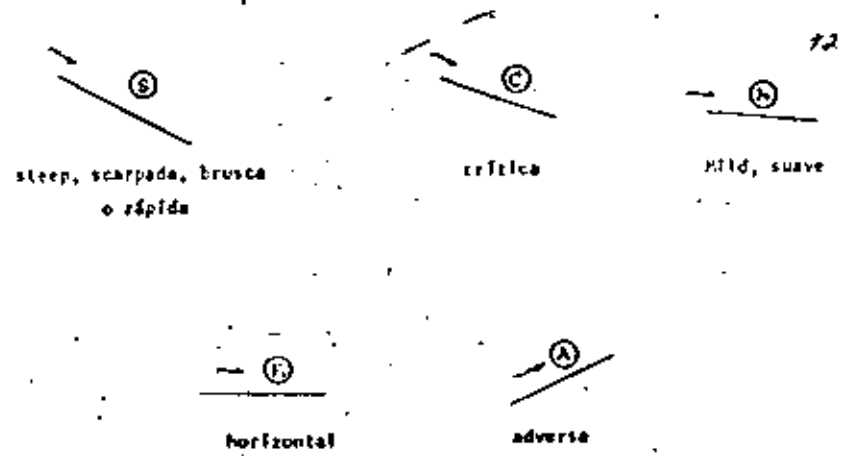
6.5.2 Características y clasificación de los perfiles. Síntesis de perfiles con puentes. Secciones de control.

La primera clasificación de los perfiles de flujo variado fue hecha por Bakmeteff, y está basada en la pendiente del canal y la zona en que se alojará el perfil.

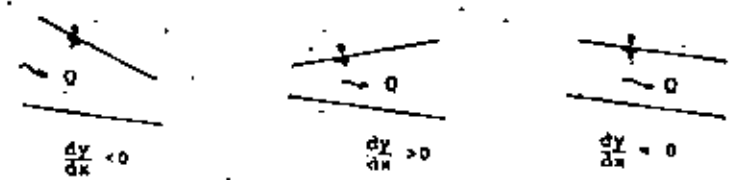
En un plano de referencia, la convención de signos de pendiente del canal quedaría como sigue



los tipos de pendiente del fondo.

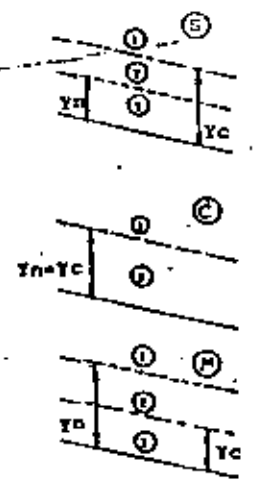


los tipos de pendientes hidráulicas.

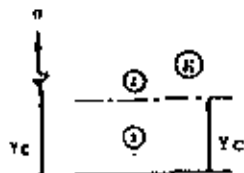


En el análisis teórico de perfiles, el tirante normal y el crítico son fronteras matemáticas, por lo tanto dividiremos en 3 zonas, que son las siguientes:

1. Brusca o rápida
2. Crítica
3. Mld o lenta

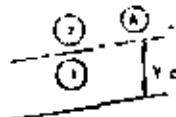


4. Horizontal



Tirante normal
tiende a infinito

5. Curva



Tirante normal
no existe

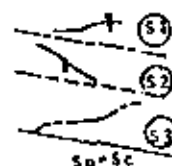
Los tipos de perfiles

1. Perfil M



$Y_c < Y_n$

2. Perfil S



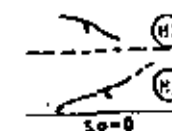
$Y_c > Y_n$

3. Perfil C



$Y_c = Y_n$

4. Perfil H



$Y_n = \infty$

5. Perfil A



Y_n no existe

En la fig. 6.53 se muestra un ensayo de los perfiles para un flujo gradualmente variado

La secuencia de cálculo será

1. Determinación del gasto.
2. Cálculo tirante norm.
3. Cálculo tirante crítico. - Se determina la geometría crítica ($A_c = V_c = R_c$) una vez encontrados estos datos se determina la pendiente crítica (S_c).
4. Comparación de la pendiente dada con la pendiente crítica.

$S_o < S_c$	$Y_n > Y_c$	(M)
$S_o = S_c$	$Y_n = Y_c$	(C)
$S_o = 0$	$Y_n = \infty$	(H)
$S_o > S_c$	$Y_n < Y_c$	(S)
$S_o (-)$	Y_n no existe	(A)

5. Localizar a lo largo del canal, las secciones de control (véase subcapítulo 6.3.7)

6.5.3 Métodos de Integración.

Existen diferentes métodos, para resolver, la ecuación diferencial implícita,

1. Métodos analíticos
2. Métodos semigráficos-semianalíticos
3. Métodos empíricos (casos particulares)

a) Método de incrementos finitos

El método de incrementos finitos es el que tiene aplicaciones más amplias debi-

do a que es adecuado para el análisis de perfiles de flujo tanto en canales prismáticos como no prismáticos.

En la fig. 6.5.2 se presenta el tramo de un canal prismático limitado por las secciones "1" (aguas arriba) y "2" (aguas abajo) separados la distancia ΔX . Al aplicar el teorema de Bernoulli en términos de la energía específica.

$$\Delta x = \frac{E_2 - E_1}{S_0 - S_f}$$

$$-S_f = \frac{1}{L} (Sf_1 + Sf_2)$$

$$Sf_1 = \left(\frac{Q_1}{A_1 R_1^{2/3}} \right)^2 ; \quad Sf_2 = \left(\frac{Q_2}{A_2 R_2^{2/3}} \right)^2$$

Sin embargo, es necesario que las características que se especifiquen para la sección desconocida no produzcan longitudes ΔX muy grandes que induzcan errores serios dado que se trata de un procedimiento de incrementos finitos.

b) Método de Integración directa.

El método de la integración directa de la ecuación general diferencial implícita de flujo variado es prácticamente imposible si se desea obtener para todas las formas de sección y tipos de canal. Se han hecho muchos intentos de resolver dicha ecuación, para algunos casos especiales introduciendo hipótesis simplificadoras que permiten una integración matemática. Las soluciones más útiles han sido las de Bresse (1860) para secciones rectangulares muy anchas, las cuales tienen la siguiente forma:

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S_0 \left[1 - \left(\frac{y_0}{y} \right)^{10/3} \right]}{1 - \left(\frac{y_c}{y} \right)^3}$$

Primera ecuación Bresse

$$\frac{dy}{dx} + S_w = S_0 \left[1 - \frac{\left(1 - \frac{y_0}{y} \right)^{10/3}}{\left(1 - \frac{y_c}{y} \right)^3} \right]$$

Segunda ecuación Bresse

integrando la primera ecuación.

$$x = x_2 - x_1 = \frac{Y_0}{S_0} (U_2 - U_1) - F(U_2, N) - F(U_1, N) + \left(\frac{Y_c}{Y_0} \right)^N \frac{1}{N} \left[F(Y_2, J) - F(Y_1, J) \right] \dots \dots \dots (b)$$

La secuencia de cálculo sería.

1. Calcular el tirante crítico $\{Y_c\}$ y el tirante normal $\{Y_n\}$ para el gasto Q y pendientes dadas.
2. Determinar los coeficientes U y F (figs. 6.5.4 y 6.5.5)

3. Calcular J

$$J = \frac{N}{N - N + 1}$$

4. Se calculan los valores de U y de F

$$U = \frac{Y}{Y_0} ; \quad Y = U \frac{N}{J}$$

5. Calcular la integral con la ayuda del Open Channel Hydraulics Ven Te Chow

$$F(U_2, N), F(U_1, N), F(Y_2, J) \text{ y } F(Y_1, J)$$

6. A partir de la ecuación (b) se calcula la longitud del tramo que separa las dos secciones extremas.

Los métodos de Integración gráfica y el de incrementos finitos gráfico no se muestran en el manual por el desarrollo que han tenido el uso de las calculadoras electrónicas, pero en un momento dado puede consultarse el Open Channel Hydraulics Ven Te Chow. De los métodos expuestos por lo dicho se recomienda el de incrementos finitos.

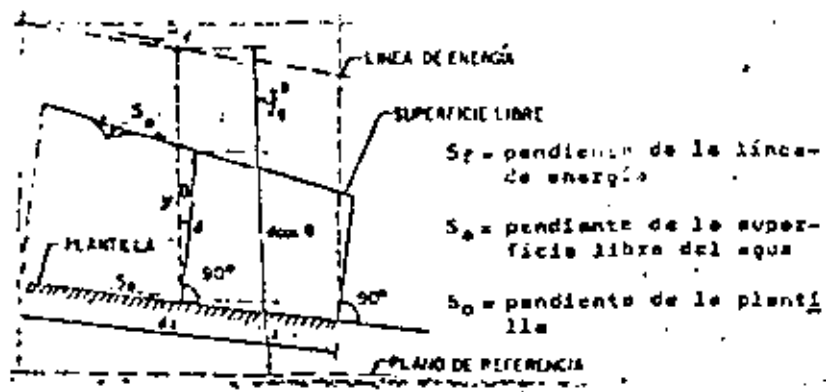


FIG. 6.5.1 FLUJO GRADUALMENTE VARIADO.

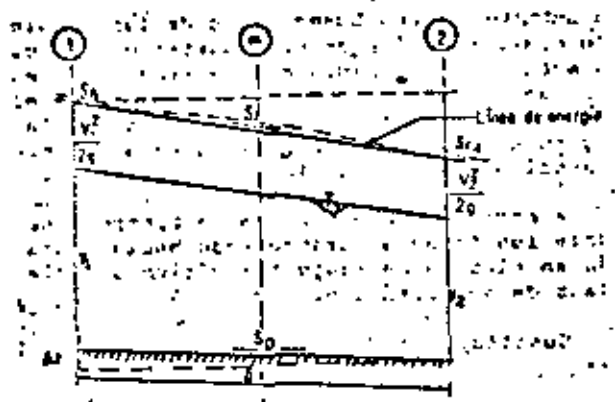


FIG. 6.5.2 PEREIL DE UN CANAL PRISMÁTICO.

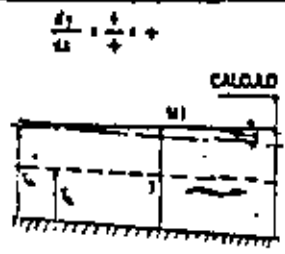
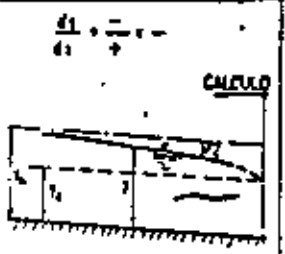
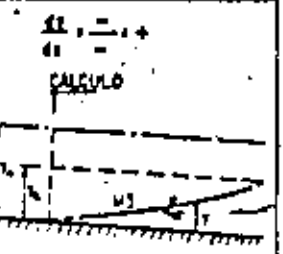
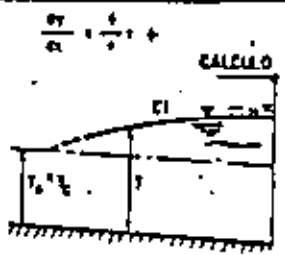
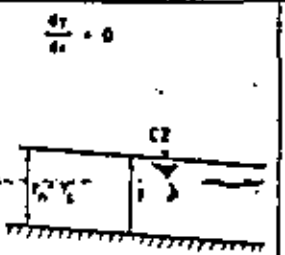
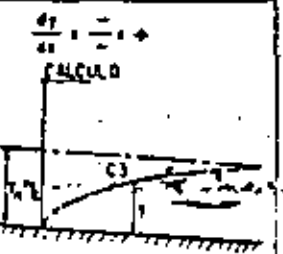
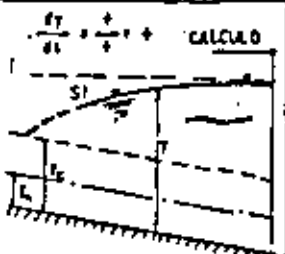
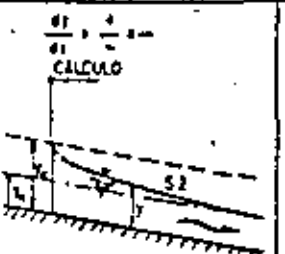
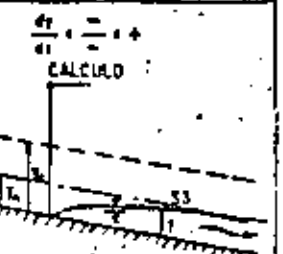
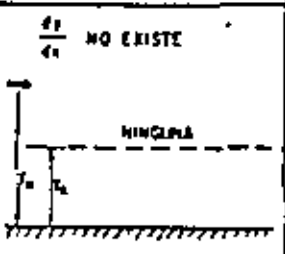
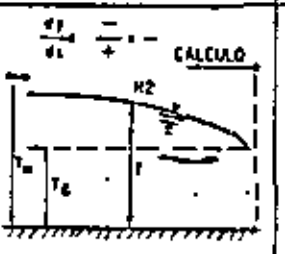
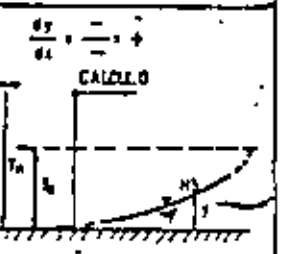
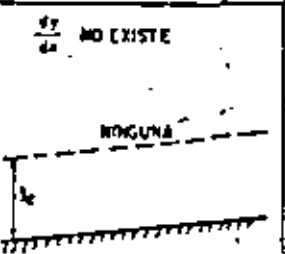
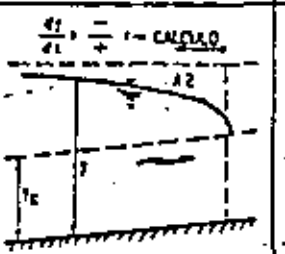
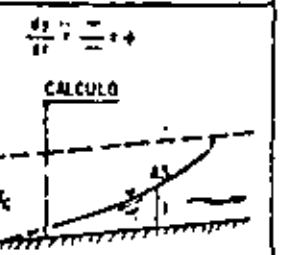
	PERFILES EN LA ZONA 1 $z > z_0$; $S_0 > S_f$ $T > T_0$; $Tf < 1$	PERFILES EN LA ZONA 2 $z_0 > z > z_c$; $S_0 > S_f$; $Tf < 1$ $T_0 > T > T_c$; $S_0 > S_f$; $Tf < 1$	PERFILES EN LA ZONA 3 $z < z_0$; $S_0 < S_f$ $T < T_0$; $Tf > 1$
PENDIENTE POSITIVA $T_0 > 0$	SUBCRÍTICA: $T_0 > T_c$ $\frac{dy}{dx} = \frac{S_0 - S_f}{1 - Fr^3} +$ 	CALCULO $\frac{dy}{dx} = \frac{S_0 - S_f}{1 - Fr^3} -$ 	CALCULO $\frac{dy}{dx} = \frac{S_0 - S_f}{1 - Fr^3} +$ 
	CRÍTICA: $T_0 = T_c$ $\frac{dy}{dx} = \frac{S_0 - S_f}{1 - Fr^3} +$ 	CALCULO $\frac{dy}{dx} = 0$ 	CALCULO $\frac{dy}{dx} = \frac{S_0 - S_f}{1 - Fr^3} +$ 
	SUPERCRÍTICA: $T_0 < T_c$ $\frac{dy}{dx} = \frac{S_0 - S_f}{1 - Fr^3} +$ 	CALCULO $\frac{dy}{dx} = \frac{S_0 - S_f}{1 - Fr^3} -$ 	CALCULO $\frac{dy}{dx} = \frac{S_0 - S_f}{1 - Fr^3} +$ 
	PENDIENTE HORIZONTAL $S_0 = 0$ $T_0 > T_c$ $\frac{dy}{dx}$ NO EXISTE NINGUNA 	CALCULO $\frac{dy}{dx} = \frac{S_0 - S_f}{1 - Fr^3} -$ 	CALCULO $\frac{dy}{dx} = \frac{S_0 - S_f}{1 - Fr^3} +$ 
	PENDIENTE NEGATIVA $S_0 < 0$ $T_0 < T_c$ $\frac{dy}{dx}$ NO EXISTE NINGUNA 	CALCULO $\frac{dy}{dx} = \frac{S_0 - S_f}{1 - Fr^3} -$ 	CALCULO $\frac{dy}{dx} = \frac{S_0 - S_f}{1 - Fr^3} +$ 

FIG. 6.5.3 CLASIFICACION DE LOS PERFILES EN FLUJO GRADUALMENTE VARIADO.

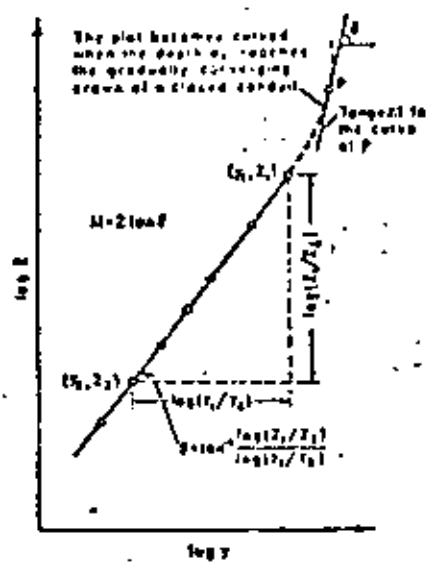


FIG. 6.5.4 DETERMINACION GRAFICA DEL VALOR M .

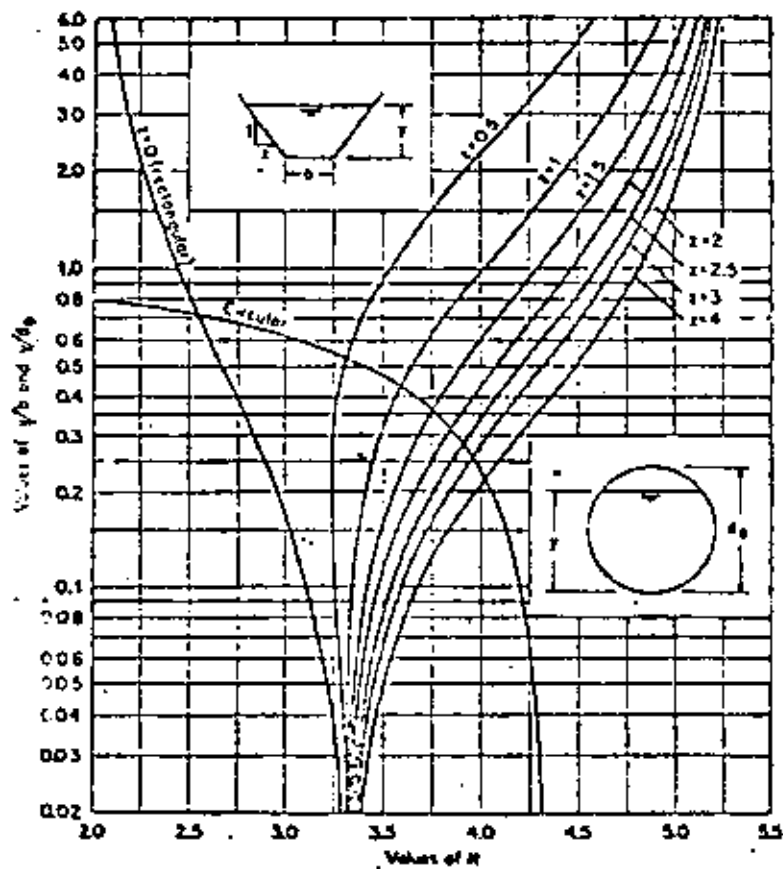


FIG. 6.5.5 DETERMINACION GRAFICA DEL VALOR N .

6.6 Transiciones, Curvas y Obstáculos.

6.6.1 Expansiones y contracciones en régimen subcrítico.

El flujo rápidamente variado a través de secciones no prismáticas es encontrado frecuentemente en varias estructuras de canales abiertos.

El problema bajo consideración incluye a menudo una cantidad apreciable pérdida de turbulencia. En muchos casos, una solución práctica del problema puede ser posible aplicando continuidad, energía y fuerza específicas.

Las transiciones repentinas al ocurrir en una distancia corta dará lugar a un flujo rápidamente variado. Las transiciones repentinas incluyen contracciones repentinas y expansiones verticales, horizontales o ambas, fig. 6.6.1.

Para el caso particular de una contracción horizontal repentina (fig. 6.6.2), de la aplicación de la fuerza específica.

F1^2 = (y3/y1) * { (y3/y1)^2 - 1 } / 2 * { (y3/y1) - 1/(b3 - b1) } (6.6.1)

ecuación que queda representada por una familia de curvas (líneas llenas) como la mostrada en la fig. 6.6.3.

Para el caso de una expansión horizontal, para Y2 = Y1

F1^2 = (b3/b1) * (y3/y1) * { 1 - (y3/y1)^2 } / 2 * { 1/(b3/b1) - (y3/y1) } (6.6.2)

ecuación que queda representada por la línea punteada de la fig. 6.6.3

Investigaciones experimentales sobre transiciones repentinas serán tratadas en continuación:

Las principales contribuciones realizadas por Formica son las mostradas en la fig. 6.6.4. Para el caso de una contracción o reducción repentina, la variación de los perfiles del agua y de energía son mostrados en la fig. 6.6.5 existiendo en ambos

casos una pérdida de energía.

Para una expansión repentina

E1 - E3 - ΔE = V1^2 / 2g * [(1 - b1^2/b2^2) + 2 * Fr1^2 * b1^3 * (b2 - b1) / b2] (6.6.3)

el último término del paréntesis rectangular desaparece cuando Fr1 tiende a cero, es decir Y1 = Y2 = Y3 que equivale a la condición de flujo a través de un conducto cerrado.

En conductos cerrados, la pérdida de energía en una contracción repentina (casos I, II, III y IV, fig. 6.6.4) pueden expresarse como

ΔE = K * V3^2 / 2g (6.6.4)

la constante "K" para I vale 0.10, mientras que para II, III y IV toma el valor de 0.06.

Para una expansión repentina, la expresión de la pérdida de energía se expresa como

ΔE = c * (V1 - V3)^2 / 2g (6.6.5)

siendo V1 la velocidad aguas arriba y V3 la velocidad aguas abajo; la constante c toma los valores siguientes:

Table with 2 rows: Tipo de diseño (1-8) and c (0.82-0.44)

6.6.2 Venturímetro. Aforadores de sección crítica.

Los procedimientos de medición aplicables a gastos y velocidades son el resultado de reglas establecidas por asociaciones de normalización o de sociedades científicas, entre estos procedimientos se tienen los de medición volumétrica de gasto; mediante vertederos; mediante canales de venturi y aforadores con contracción de fondo, aparatos rotatorios (molinetes); tubos de Pitot o tubos de Prandtl; métodos de dilución, etc.

La medición de gastos mediante canales de venturi se realiza o se lleva a cabo mediante una contracción lateral progresiva del canal en que se desea medir el gasto, seguida de una garganta de ancho constante y de una ampliación progresiva, hasta alcanzar el ancho de plantilla original. En la forma más simple, la plantilla es horizontal.

La fig. 6.6.6 muestra una de las formas clásicas para medición de gastos en canales, en donde el tirante h_1 se abate a h_2 en la garganta, después alcanza, mediante un salto hidráulico, el tirante aguas abajo h_3 . La velocidad U_2 a la entrada de la garganta se deduce de la ecuación de Bernoulli.

6.6.3 Pérdidas y tipos de transición.

Las pérdidas menores en canales, se reducen a la determinación de perturbaciones locales traducidas en sobre-elevaciones y abatimientos del gradiente hidráulico; el cual se determina mediante la ecuación de Bernoulli, interesando las pérdidas siguientes: por entrada, por cambio de dirección, por transición y por obstrucción.

a) Pérdida por entrada

La pérdida por entrada tiene una explicación similar a la pérdida por entrada en tuberías y queda determinada por

$$I_e^h = K_e \frac{v^2}{2g} \quad \dots \quad (6.6.6)$$

en donde v es la velocidad en el canal y K_e un coeficiente cuyo valor será igual a 0.25 para bordes vivos y 0.02 para bordes redondeados.

b) Pérdida por cambio de dirección

Esta pérdida es despreciable en zanatas cuyos radios de curvatura son muy grandes.

Para radios pequeños es válida la fórmula deducida de la ley del impulso o cantidad de movimiento.

c) Pérdida por transición

Cuando el cambio de sección corresponde a una reducción, la transición se denomina de entrada y de salida en el caso de una ampliación, produciéndose un es-

curvamiento que bien puede ser acelerado o retardado respectivamente. En la fig. 6.6.7a, se muestra el cambio de una sección trapecial a una rectangular y en la 6.6.7b el cambio se produce de una rectangular a una trapecial; para el caso de pérdida de transición de entrada,

$$I_{te}^h = 0.1 \left[\frac{v_2^2 - v_1^2}{2g} \right] \quad \dots \quad (6.6.7)$$

mientras que la pérdida de transición de salida

$$I_{ts}^h = 0.2 \left[\frac{v_1^2 - v_2^2}{2g} \right] \quad \dots \quad (6.6.8)$$

Las pérdidas por transición de entrada y salida son aplicables para cambios graduales y en donde α sea menor de 45°. Los criterios modernos para estas condiciones, suprimen la pérdida por entrada.

6.6.4 Diseño de transiciones

La longitud de transición por una simple relación trigonométrica

$$L = \frac{B - b}{2 \tan \alpha} \quad \dots \quad (6.6.9)$$

en donde α de acuerdo con Julián Rinds debe de tener un valor de 12°30' y según la antigua CNR, 22°30'. Para longitudes menores de 40 m la pérdida por fricción es despreciable.

6.6.5 Salto hidráulico oblicuo en régimen supercrítico

Cuando un flujo supercrítico es apartado de su curso por la presencia de una pared vertical, fig. 6.6.8, el tirante Y_1 se incrementa rápidamente hasta alcanzar el tirante Y_2 , formando un frente de onda en la dirección EO conocido como salto hidráulico oblicuo. La velocidad normal al frente de onda V_{n1} , es

$$V_{n1} = V_1 \sin \theta \quad \dots \quad (6.6.10)$$

siendo V_1 , la velocidad del flujo antes del salto, mientras que

$$F_{n1} = \frac{V_{n1}}{\sqrt{g Y_1}} = F_1 \sin \theta \quad \dots \quad (6.6.11)$$

$$\frac{V_2}{V_1} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8 Fr_1^2 \sin^2 \theta} - 1 \right) \dots\dots\dots (6.6.12)$$

tomando en cuenta V_{n1} y V_{n2} .

$$\frac{V_{n1}}{V_{n2}} = \frac{V_2}{V_1} = \frac{\tan \theta}{\tan (\theta - \theta)} \dots\dots\dots (6.6.13)$$

combinando las ecuaciones 6.6.12 y 6.6.13

$$\tan \theta = \frac{\tan \theta (\sqrt{1 + 8 Fr_1^2 \sin^2 \theta} - 1)}{2 \tan^2 \theta + \sqrt{1 + 8 Fr_1^2 \sin^2 \theta} - 1} \dots\dots\dots (6.6.14)$$

una solución de esta ecuación para θ en términos de Fr_1 es prácticamente imposible. Una solución gráfica es la mostrada en la fig. 6.6.9.

6.6.6 Curvas en régimen subcrítico y supercrítico

a) Régimen subcrítico

A efecto de reducir el incremento de la pérdida por fricción y los daños producidos por el flujo helicoidal, en el diseño de canales, se recomienda que las curvas guarden una relación mínima de $r/b = 3$.

b) Régimen supercrítico

Knapp sugiere, en el diseño para canales, sobrelevar la plantilla, encauzar el flujo subdividiendo el canal, utilizando curvas compuestas, y obstáculos esvirados. En la práctica es común sobrelevar la plantilla, la pendiente transversal se determina con:

$$St = \frac{v^2}{gr}$$

siendo:

- St pendiente transversal
- v velocidad del flujo, en m/s
- g gravedad, en m/s²
- r radio de curvatura, en m

6.6.7 Pilas y rejillas

El efecto que una estructura de cruce, pilas de puente produce a la corriente es mínimo, comparado con el efecto que la corriente produce a la estructura, succavación al pie de las pilas. En ocasiones por pequeña que sea la pérdida de carga -- que se presenta por la presencia de la obstrucción da lugar a un remanso considerable causando inundaciones en sitios donde no se produce, de ahí su importancia de evaluar la pérdida de carga Δy . Yarnell presentó la expresión siguiente:

$$\frac{\Delta y}{V_3} = K Fr_3^2 (K + 5 Fr_3^2 - 0.6) (a + 15. a^4)$$

el significado de las variables se indica en la fig. 6.6.10 mientras que el factor de resistencia K es función de la forma de la pila, los valores aparecen tabulados en la tabla al final del presente subcapítulo y $a = 1 - a, a = b2/b1$

De la aplicación de las ecuaciones de Bernoulli y la de continuidad, la reducción límite está dada por

$$\sigma^2 = \frac{K^3 Fr_3^2 (2 + Fr_2^2)^3}{Fr_2^2 (2 + Fr_3^2)^3}$$

σ representa el porcentaje de pérdida de carga. De presentarse régimen crítico en la sección dos, $Fr_2 = 1$, el valor de Fr_3 que satisfaca la condición anterior se le conoce como valor límite Fr_{3L} , de tal manera que

$$\sigma^2 = \frac{27 K^3 Fr_{3L}^2}{(2 + Fr_{3L}^2)^3}$$

lo cual indica que se presenta en la obstrucción un flujo subcrítico si $Fr_3 < Fr_{3L}$ y supercrítico si $Fr_3 > Fr_{3L}$; una representación gráfica es la mostrada en la fig. 6.6.11 para $\epsilon = 1$ (no existe pérdida de energía), $\epsilon = 0.95$ (representa a un 5% de pérdida de energía), etc.

Por lo que toca a la pérdida de carga, por rejillas, expresada en términos de la velocidad de llegada es expresada por:

$$hf = \epsilon \frac{v^2}{2g}$$

C representa un coeficiente que se obtiene en función del espesor S y longitud L de la barra, la distancia entre ellas b , la inclinación de ellas δ y la dirección del flujo P ; Kirschner propone

$$C = 0.6 \left(\frac{L}{b}\right)^{1/3} \sin \delta$$

B se obtiene de la tabla siguientes:

Forma de la rejilla	f
nariz y cola cuadrada, $L/s = 5$	2.42
nariz cuadrada y cola semicircular, $L/s = 5$	1.83
nariz semicircular, $L/s = 5$	1.67
redondeada	1.79
aerodinámica	0.76

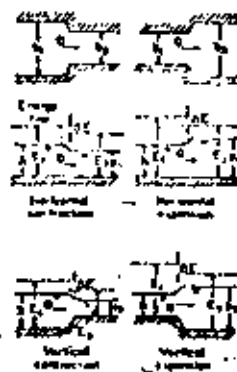


FIG. 6.6.1 TRANSICIONES VIOLENTAS.

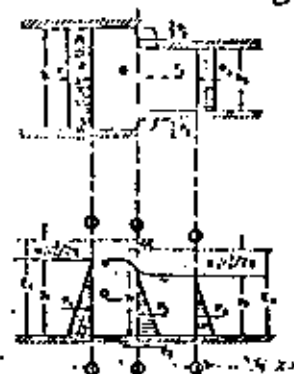


FIG. 6.6.2 ANALISIS DE UNA CONTRACCION HORIZONTAL.

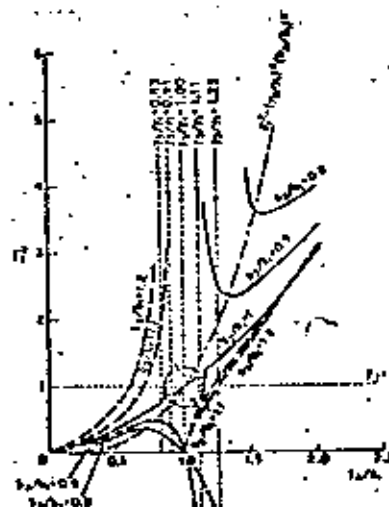


FIG. 6.6.3 PARAMETROS DERIVADOS DE UNA CONTRACCION HORIZONTAL VIOLENTA.

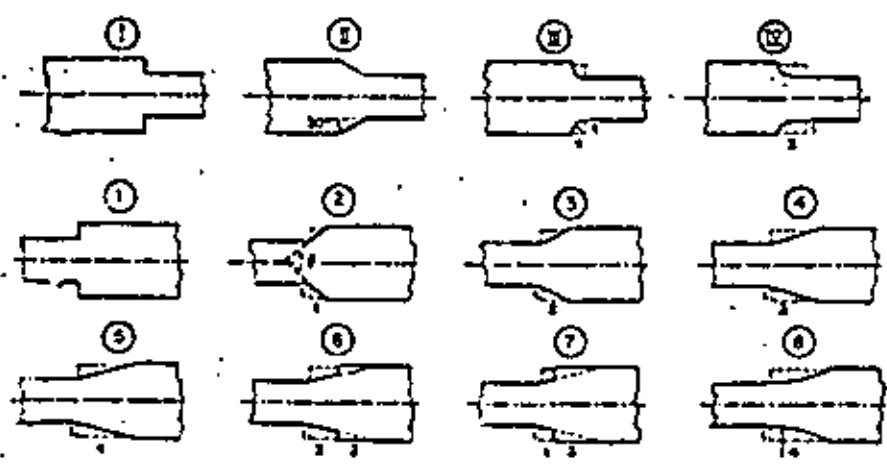


FIG. 6.6.4 TRANSICIONES VIOLENTAS ESTUDIADAS EN LABORATORIO.

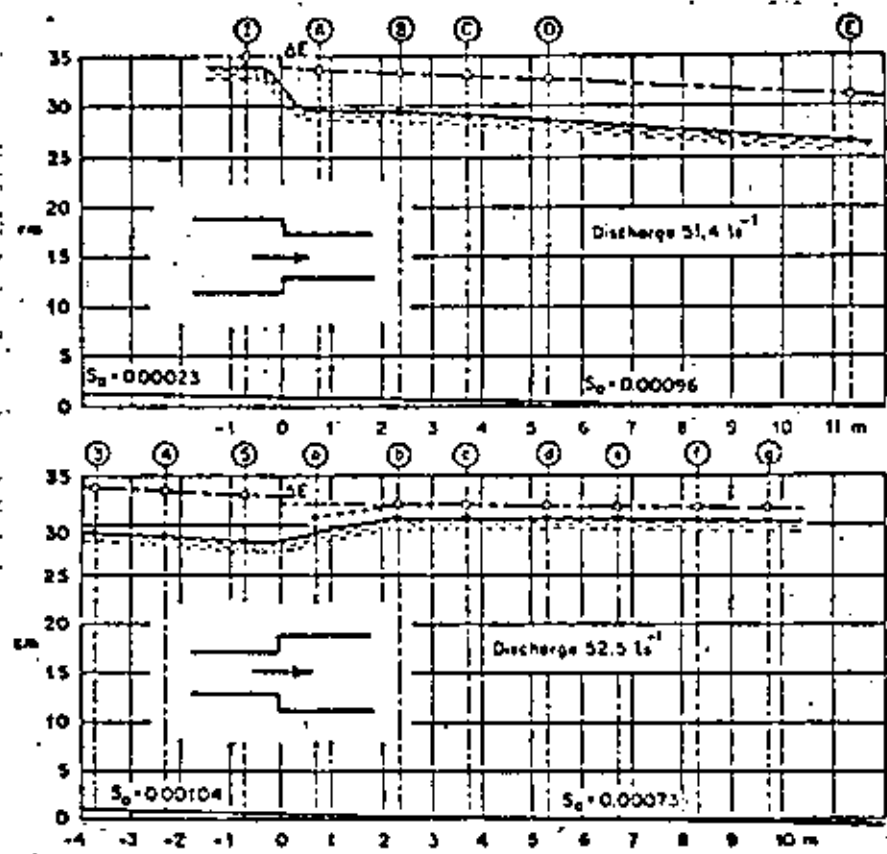


FIG. 6.6.5 PERFIL DEL AGUA Y DEL DE ENERGIA CORRESPONDIENTE A UNA TRANSICION VIOLENTA.

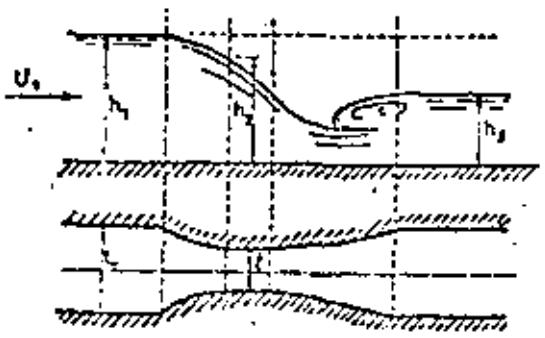


FIG. 6.6.6 CANAL VENTURI.

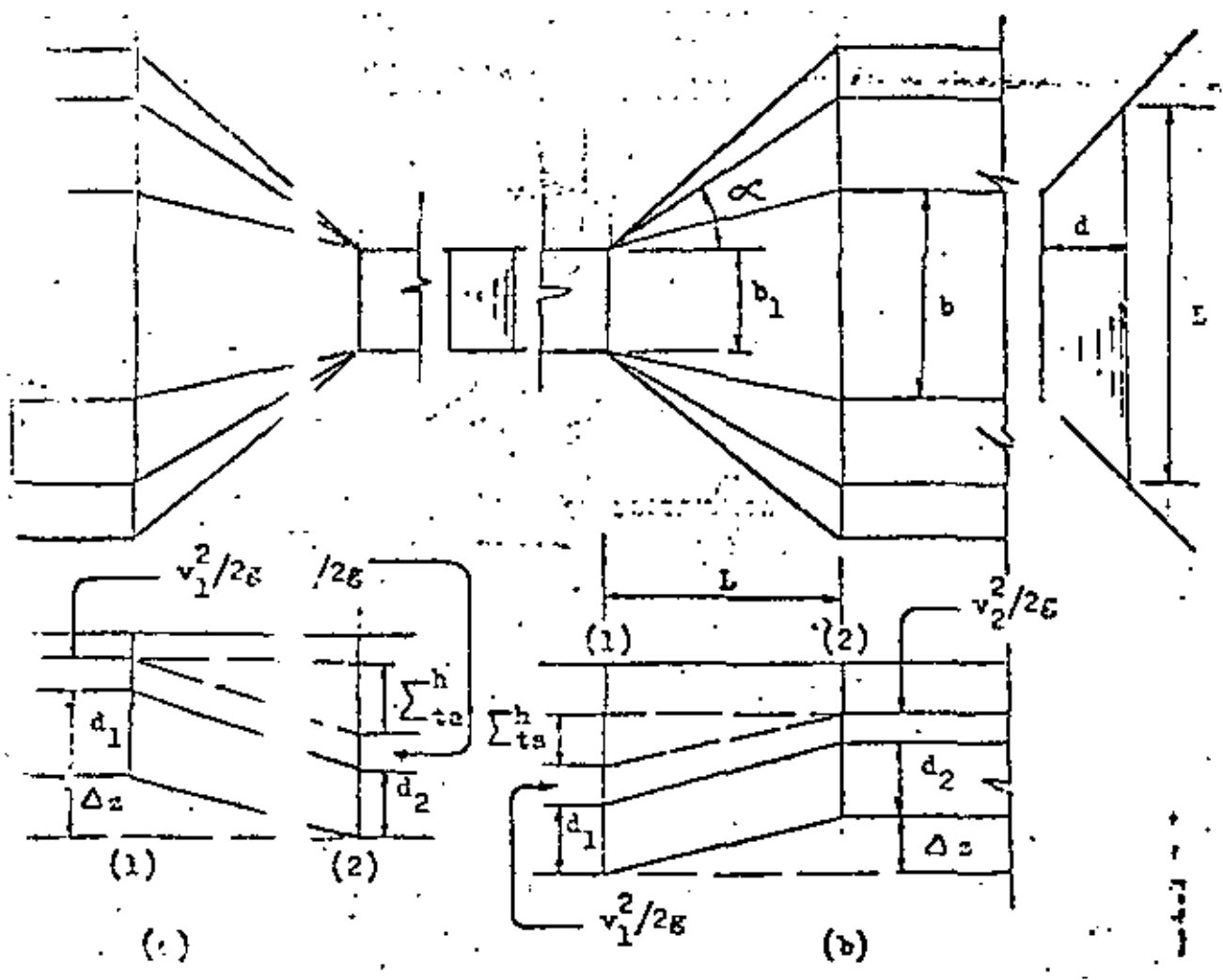


FIG. 6.6.7 TRANSICIONES GRADUALES EN CANALES.

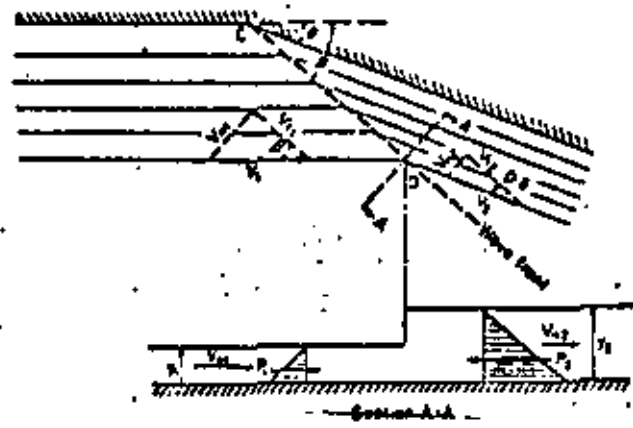


FIG. 6.6.8 SALTO HIDRAULICO OBLICUO.

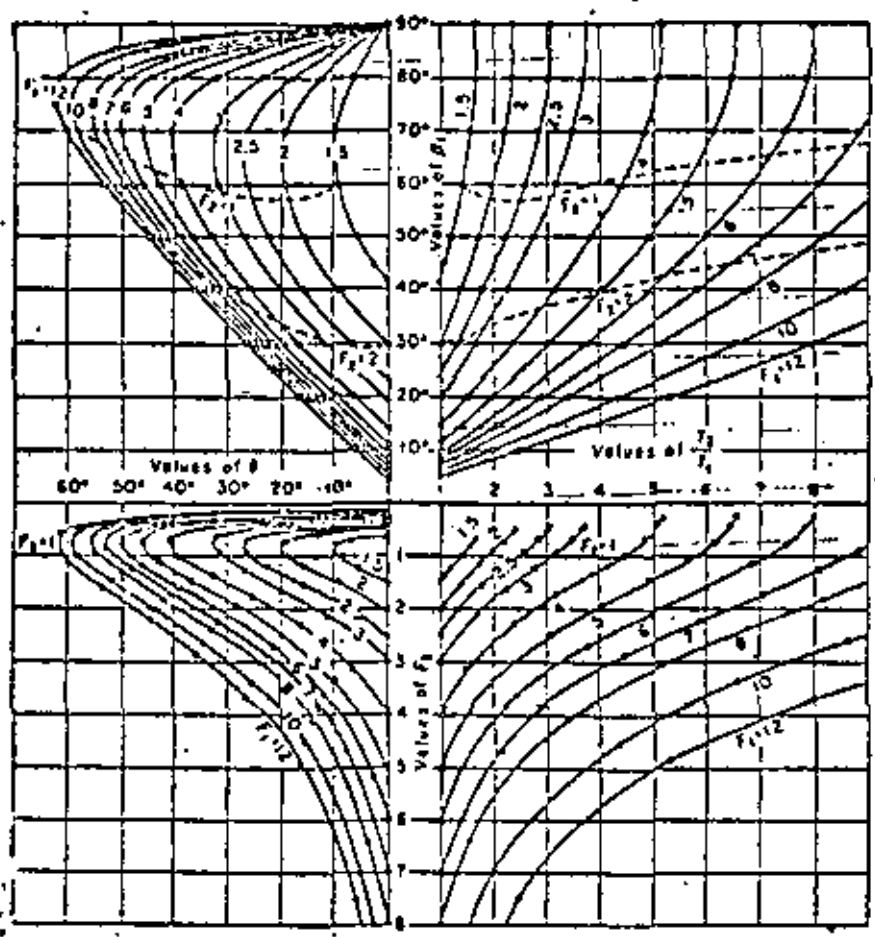


FIG. 6.6.9 RELACIONES CARACTERISTICAS DEL SALTO HIDRAULICO OBLICUO.

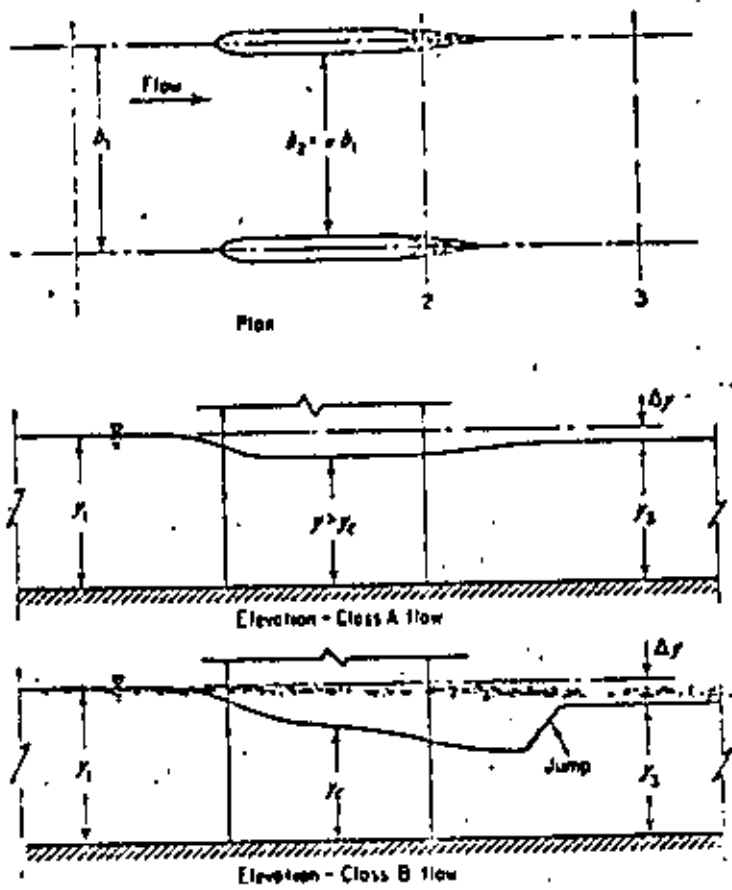


FIG. 6.6.10 EFECTO QUE LAS PILAS PRODUCEN AL FLUJO.

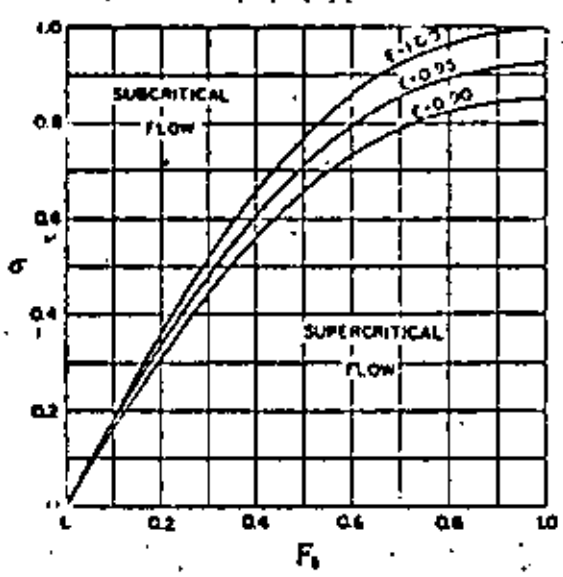


FIG. 5.6.11 DEFINICION DEL TIPO DE REGIMEN POR OBSTRUCCION DE PILAS.





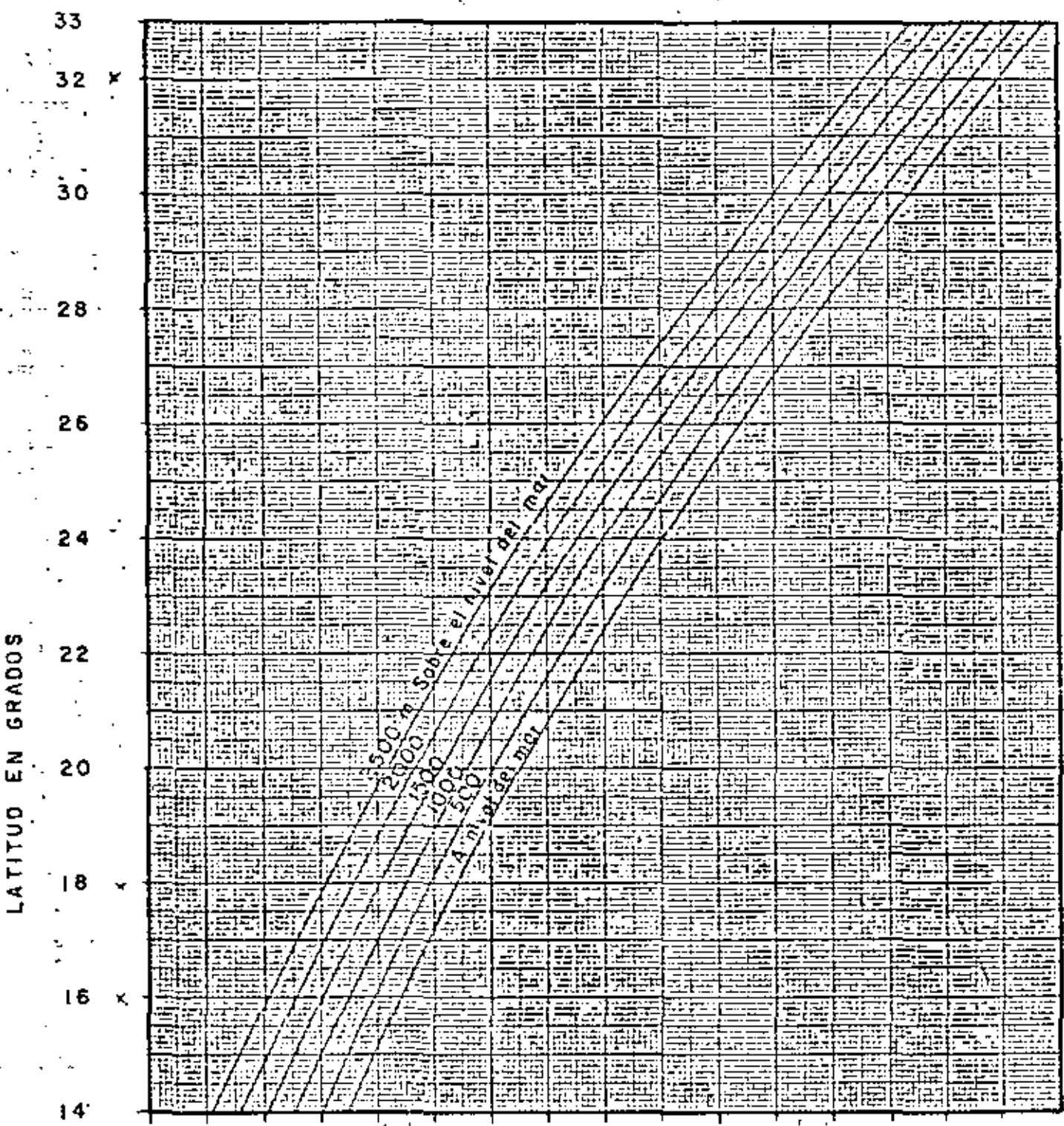
**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

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

H I D R A U L I C A

**PROFESOR:
ING. MARIO CARVAJAL DIAZ.**

AGOSTO, 1981.



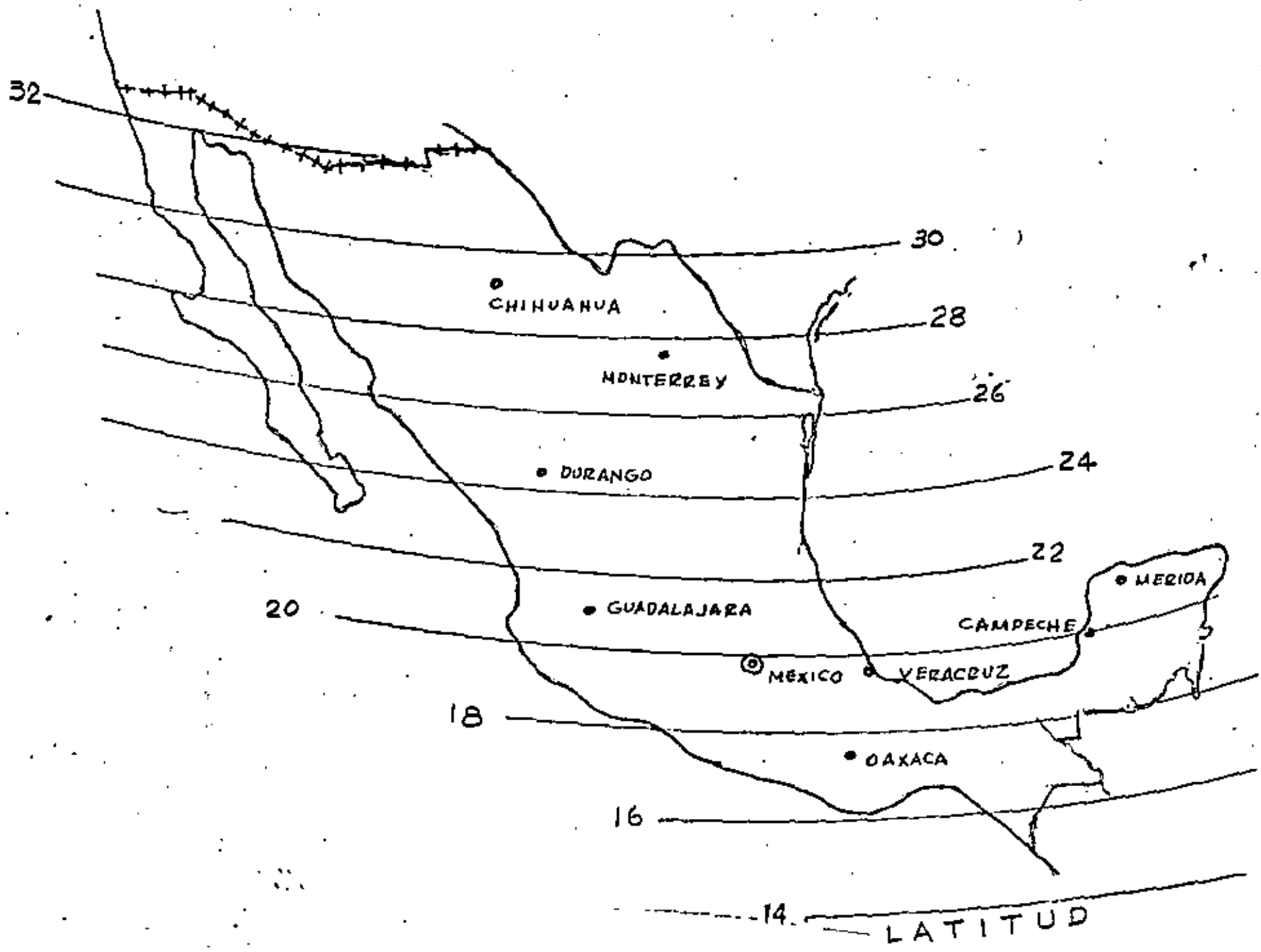
9.78 9.785 9.79 9.795

ACELERACION DE LA GRAVEDAD EN: m/seg.²

CONSTANTE FISICA DE LA ACELERACION DE LA GRAVEDAD..

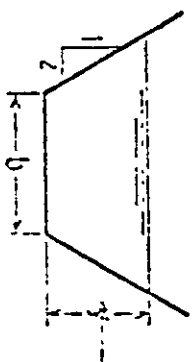
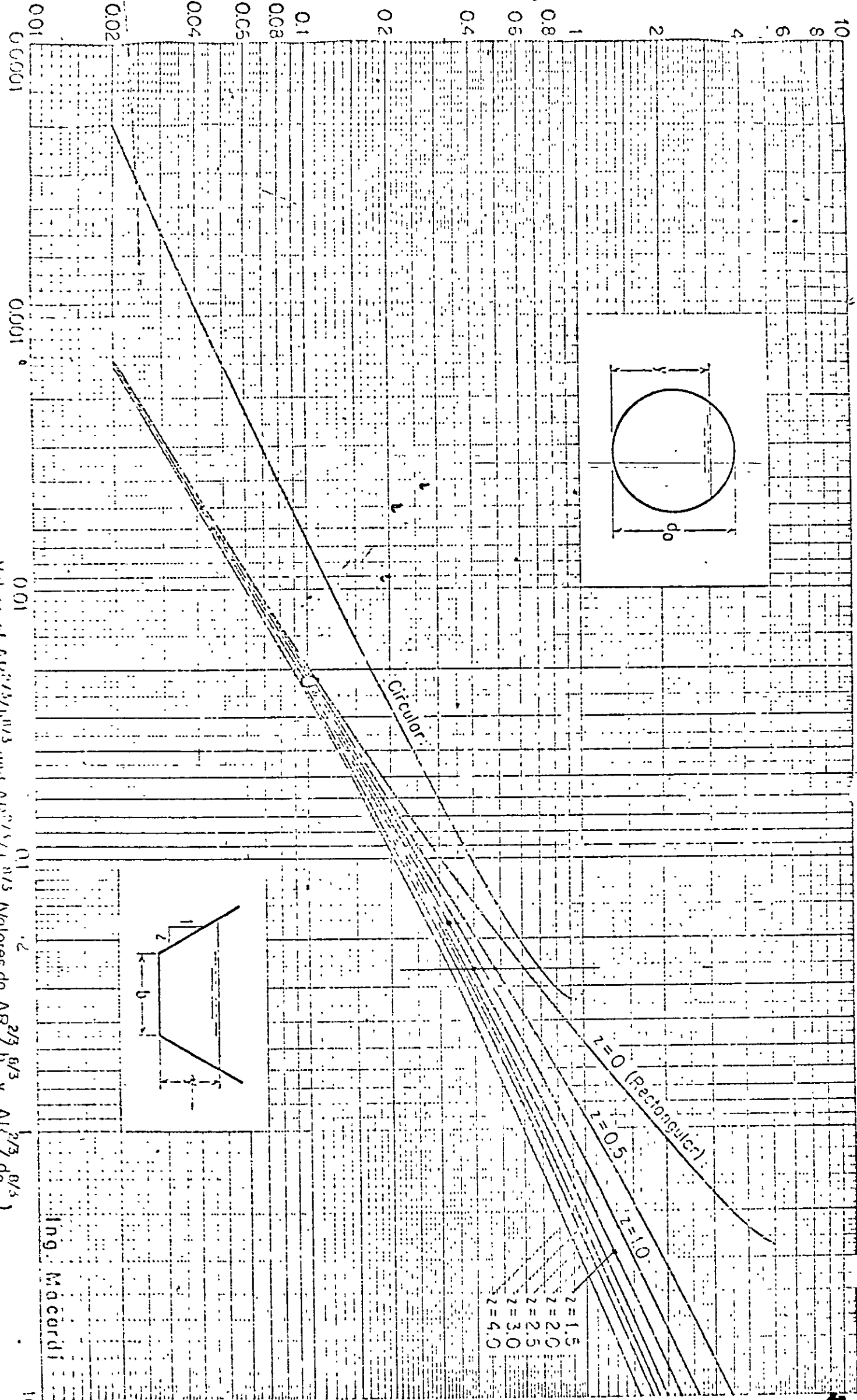
Ing. Mario Corvajal D.





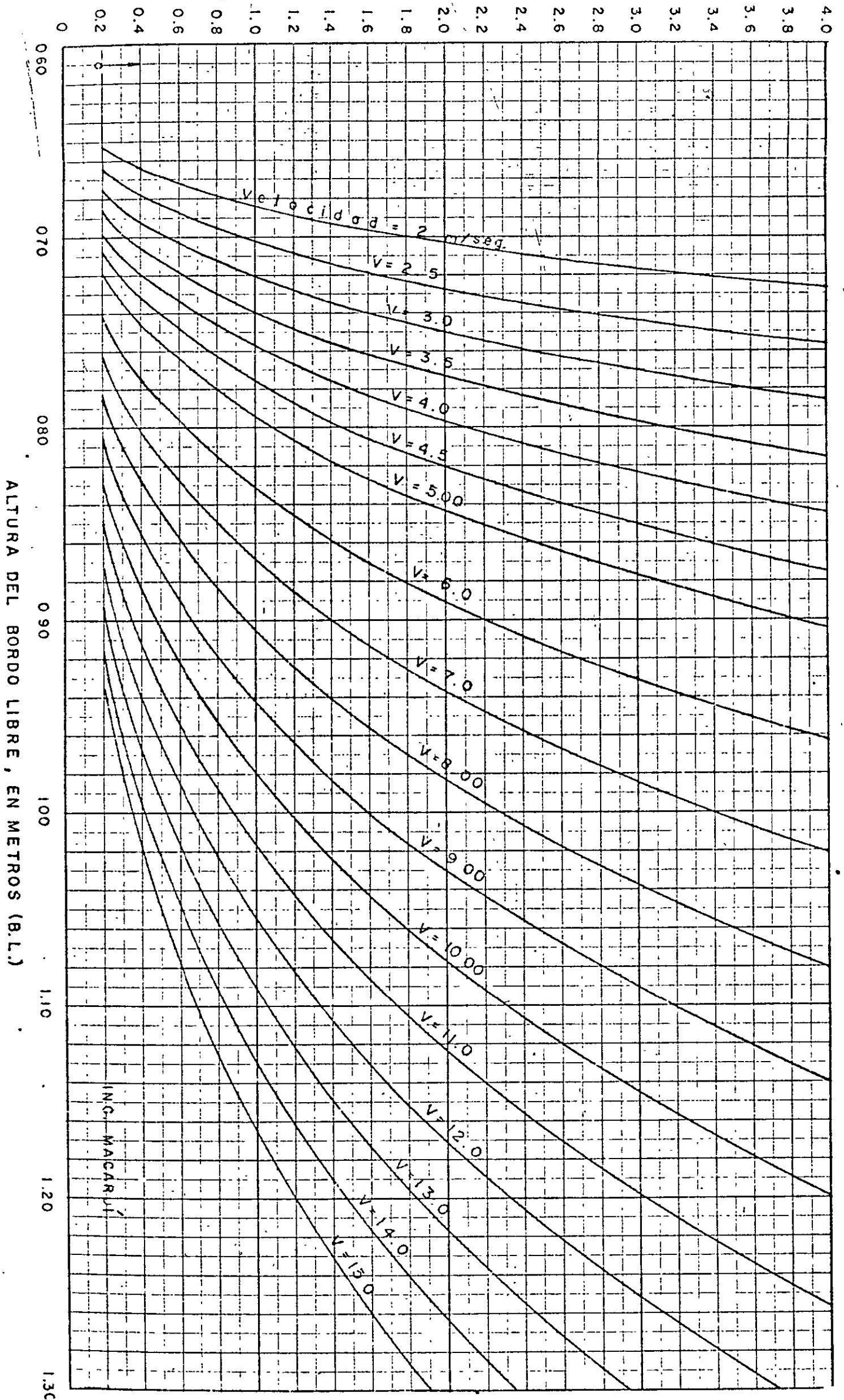
CURVAS PARA DETERMINAR EL TIRANTE NORMAL

Values of y/b and y/d_0 (Valores de y/b y y/d_0)



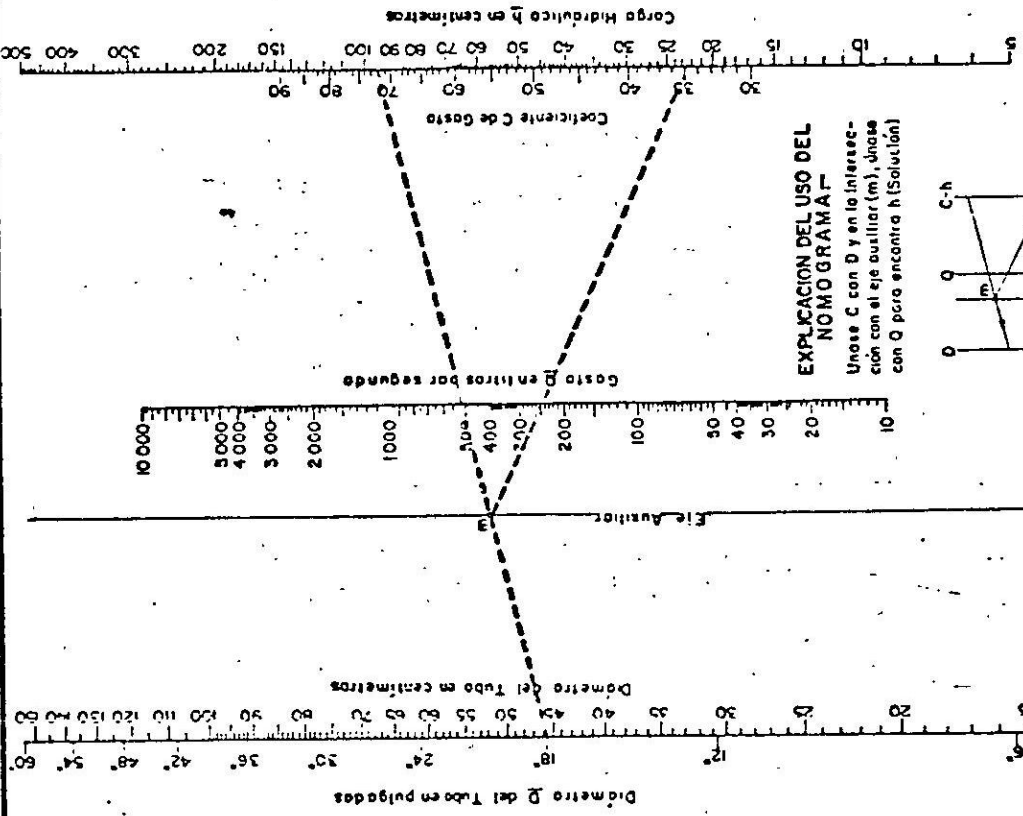
Ing. Macardi

TIRANTE HIDRAULICO EN EL CANAL, EN METROS (d)

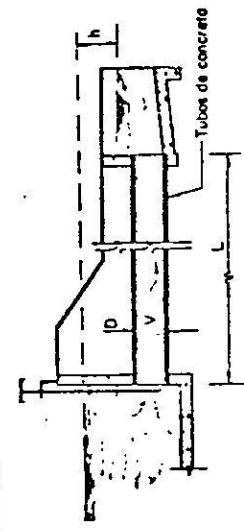
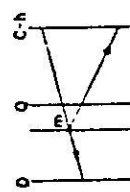


BORDO LIBRE EN CANALES REVESTIDOS CON REGIMEN SUPERCRITICO

Expresión empírica $B.L. = 0.0371v^3 \sqrt{d}$



EXPLICACION DEL USO DEL NOMOGRAMA
 Únase C con D y en la intersección con el eje auxiliar (m), únase con Q para encontrar h (Solución)



Para tomas de concreto circular que se encuentren en condiciones ahogadas, el gasto está dado por la ecuación: $Q = 0.0349 C D^2 \sqrt{h}$
 Si se desea conocer h, D ó C se desajustan de la anterior fórmula.
 $h = \frac{187.1 Q^2}{C^2 D^4}$ $D = \sqrt[4]{\frac{187.1 Q}{C \sqrt{h}}}$ $C = \sqrt{\frac{187.1 Q^2}{h D^4}}$ en donde -
 Q = Gasto en litros por segundo, D = Diámetro del tubo en centímetros, h = Carga hidráulica en centímetros, C = Coeficiente experimental de gasto en tomas con tubos de concreto, cuyo orificio de entrada sea cuadrado (Véase Manual de Hidráulica de HW King, IFEA en Español pag 61)
 (Se emplea un valor de $g = 980 \text{ cm/seg}^2$ en el cálculo del coef. numérico)
 $C = \left(4 \cdot 0.561 \frac{g^2}{D^3} \cdot \frac{0.0205}{D^2} \right)^{1/2}$

VALORES TABULADOS DEL COEFICIENTE DE GASTO "C"

Diámetro del Tubo (pulgadas)	Diámetro del Tubo (centímetros)	VALORES TABULADOS DEL COEFICIENTE DE GASTO "C"
5	12.7	76
10	25.4	60
15	38.1	51
20	50.8	44
25	63.5	39
30	76.2	35
35	88.9	32
40	101.6	30
45	114.3	28
50	127.0	27

EJEMPLO NUMERICO USANDO EL NOMOGRAMA
 $Q = 250 \text{ lit/seg} - D = 18" (0.46 \text{ m}) - L = 10 \text{ m}$
 $C = 0.72$ de la tabla - $h = 22.5 \text{ cm}$ (Solución)

NOMOGRAMA PARA EL CALCULO HIDRAULICO DE TUBERIAS EN TOMAS PARA CANALES

Foro: *[Signature]* Dibujó: *[Signature]*
 Ing. Curial G. *[Signature]*
 Havió *[Signature]*
 Ing. Curial G.

Mucardi

-DE
ZONAS DE RIEGO

NOMBRE	LUGAR DE TRABAJO	TELEFONO	LUGAR DE ORIGEN
Miguel Aguilar Z.	Cupatitzio Tepalcatepec Plan de Ayutla 145- Nueva Italia, Mich.		Gertrudis Sánchez 94 Apatzingan, Mich.
Jesús Alvarez H.	Alto Alfajayucan Alfacayucan, Hgo. Plan Hidráulico del Centro		Dr. Balmis 66-24 México 7, D.F.
Rubén Alvarez Romo	Rehabilitación Distrito de Riego Núm. 5, Cd. Delicias Chihuahua, Depto. de Proyectos	2.50.85	Cd. Camargo, Chih. Ojinaga No. 207 2-06-95
Juan N. Amaral P.	Residencia de construcción Isla Palmito del Verde Escuinapa, Sinaloa	3-09-53	Severiano Moreno Núm. 23-A Escuinapa Sinaloa 3 05 09
Miguel Andrade Z.	Sub-dirección Regional Región Centro Depto. Estudios	4-03-59	Leonardo Bravo No. 4 Col. Molinos de la Era, Querétaro, Qro.
Juan Germán Atilano G.	Dir. Gral. de Grande Irrigación Dep. de Zonas de Riego Reforma No. 45-10o. piso México 1, D.F.	5-92-01-08	Retorno 1 Sur 12 B No. 48 Col. Agrícola Oriental México 9, D.F.
Uriel Bucio Vázquez	Dir. Gral. de Grande Irrigación Depto. de Proyectos Zamora, Mich.	2-67-65	Juan Escutia Núm. 85 Zamora, Mich.
Carlos Cruz Morales	Proy. El Grullo Autlán Urbano Rosales 130 El Grullo, Jal.		Uruguay 2126 Guadalajara, Jal.
Luis F. Cuevas V.	Rehabilitación Distrito de Riego Núm. 11 Zona Norte Alto Río Lerma Irapuato, Gto.	6-53-82	Artilleros del 47 Núm. 170 Col. Chap. Sor. Tel: 2 52 08 MORELIA, MICH.
Filemón de la Cruz C.	Residencia de Obras de Rehabili- tación Núm. 020 # 24 Cienaglia de Chapala, Mich.	3-04-54 3-04-55	Av. Lázaro Cárdenas No. 600 Pátzcuaro, Mich. 2-08-37.
J. Elías Díaz A.	Proyecto Pujal-Coy 2da. fase Márgen Derecha Juárez y Boulevard Cd, Valles, S.L.P.	Jiquilpan, Michoacán 2-25-03	Pino Suárez 609 Sur Arbol Grande Cd. Madero, Tamaulipas 5-33-51

NOMBRE	LUGAR DE TRABAJO	TELEFONO	LUGAR DE ORIGEN
Eusebio Dueñas Bedolla	Dir. Gral. de Grande Irrigación. Depto. Zonas de Riego. Ref. 45-10	5-92-01-08	Leona Vicario Núm. 114 Morelia, Mich. 2-70-73
Jesús I. Echevarría M.	Proyecto Ocoroni Zona Norte Domicilio Conocido		Ocoroni Leyva, Municipio de Sinaloa, Quila Sinaloa, Domicilio Conocido.
Rafael Gómez Vargas	Zona de Cuputitzio-Tepalcatepec Gertrudis Sánchez 548 Apatzingán, Mich.		Prol. Jalisco 94 Col. El Inguambo Uruapan, Mich.
Eduardo Haaz Herrera	Proyecto Atoyac, González Pagez 867 Altos, Veracruz, Ver.	601-18 619-52	Montesinos # 45 Esq. Morelos, Veracruz, Ver. 235-09
Eduardo Hernández M.	Zona de Riego Tamesi Calle Padilla 504 Col. Los Mangos Cd. Madero, Tam.	5 98- 91	Prol. Honduras 116 Pte. Col. del Maestro Cd. Madero, Tam.
Miguel Jacobo López	Zona de Riego Río Cuahuayana, Colima Basilio Vadillo 210, Tecomán, Colima	4 21 85 24-80-83	Juan Ruiz Colmenero 1174 Sec. Hgo. Guadalajara, Jal.
Gumaro León Tapía	Proyecto de Riego del Río Cuxtepeques, Chis. la. Avenida Norte Poniente # 1171, Tuxtla Gutiérrez, Chis.	2 27 99	San Juan Tapa, Hgo.
José Antonio López B.	Residencia de Obras El Bejuco Nayarit, Calle Encino # 466, Col. San Juan, Tepic, Nayarit	2 45-41	Calle Puebla # 83 Sur Tepic, Nayarit
Miguel Oscar Lizola	Residencia de Estudios Específicos O.H.I.A.D.R. Matamotos, 102, Sur Hillo, Son.		Cibute # 72 Hermosillo, Son.
Víctor M. Montenegro M.	Proyecto Tamesi Calle Padilla 504, Col. Mongos Cd. Madero, Tam.		Benito-Juárez-803 Col. Barandillas Tampico, Tamps. Calle Ilva. No. 1028 Col. Morelos, Culiacán, Sin.
Hugo A. Mitre García	Proy. Elola-Piactla Domicilio Conocido Elota, Sinaloa		

N	E	LUGAR DE TRABAJO	TELEFONO	LUGAR DE ORIGEN
Humberto Mendoza Torrero		Proy. Elota-Piaxtla, Sin. Dom. conocido Elota, Sin.		Leyva Solano 260 Pte. Culiacán, Sinaloa
Adrián Méndez Morales		Zona de Riego, Angamacutiro Madero 19, Mich.		Octava # 510 Col. Guadalupe. Morelia, Mich.
José Arturo Núñez Olivo		Zona de Riego, Río Sinaloa Guasave, Sin.	2 25 84	Francisco y Severiano Moreno # 3-Bis Escumapa, Sinaloa
Jesús Olazaran Cuéllar		Zona de Riego Cupatitzio Tepalcatepec, Abraham M. González # 295 Apatzingán, Mich.	4 21 67 57 21 67	Misantla # 163, Fracc. Las Brisas, Monterrey, N.L.
Jose Orozco Alvarado		Proy. de Riego del Río Cuxtapanos, Chis. 8va. Av: Norte Pte. 1171 Tuxtla Gutiérrez, Chis.	2 27 99 5 16 64 45	Viaducto Miguel Alemán # 63-9, Col. Tacubaya, México 18, D.F.
J. Refugio Ortega Glez.		Zona de Riego Cupatitzio Tepalcatepec, Alfonso Craviotto No. 114 Oriente, Apatzingán, Mich.	4 12 76 4 16 47	Calle Insurgentes # 47 Silao, Gto. 2 06 87
José A. Peña Sánchez		Proy. Acaponeta-Cañas Puebla 39 Nte., Acaponeta, Nayarit	2 09- 42 4 18 08	Toluca 173. San Luis Potosí, S.L.P.
Rubén Pérez Villarreal		Proy. Rehabilitación Distritos de Riego No.25 y 26, B. Río Bravo y B. Río San Juan, Tam.		Abasolo # 313 Río Bravo, Tam.
Jorge Pinto		Zona de Riego Río Cuahuayana, Colima, Morelos y Basilio Badillo # 210, Tecomán, Col.	4 21 85 2 87 16	Valentino Gómez Farías # 167, Colima, Col.
Roberto Reyes Glez.		Sistemas de Riego Hermenegildo Galeana y Vicente Guerrero	2 00 48 2 00 47	Av. Rey Irepan s/n Cd. Altamirano, Gro.
Eladio Reyes Pérez		Zona de Riego Salto-Tlamaco Alto-Alfajayucan, Edo. de Hidalgo Dom. Conocido, Plhicen. Mixquiahuala, Edo. de Hidalgo		Huitel, Municipio de Tezontepec, Edo. de Hidalgo.
Ignacio Robles Becerra		Proy. Río Nexpa, Gro. Dom. Conocido Las Vegas, Gro.		Primavera No. 50 Col. Tacuba México 17, D.F. tel: 527-84-69.

NOMBRE	LUGAR DE TRABAJO	TELEFONO	LUGAR DE ORIGEN
Luis Torres Pineda	Zona de Riego: General Andrés Figueroa Calle Javier Mina No. 16 Coyuca de Catalán, Gro.		C. 1ro. de Mayo No. 33 Huetamo, Mich.
Padro A. Ventura R.	Sub-dirección regional sureste. Av. Colón # 503-C Mérida, Yuc.	5 21 44	Calle 83 No. 489 Mérida, Yuc.

CONTROL DE CALIDAD

C O N T R O L . D E . C A L I D A D .

Es:

- Sistema integrado de actividades, presiones, — procedimientos, equipos y materiales que afectan el establecimiento y posteriormente el logro de un nivel de calidad, para que una obra cumpla con su propósito.
- Muestreo, ensayo, inspección y selección de — materiales para determinar si un procedimiento de construcción dado, garantiza el cumplimiento de los requerimientos de calidad fijados por el proyecto.
- Información oportuna y positiva.

No es:

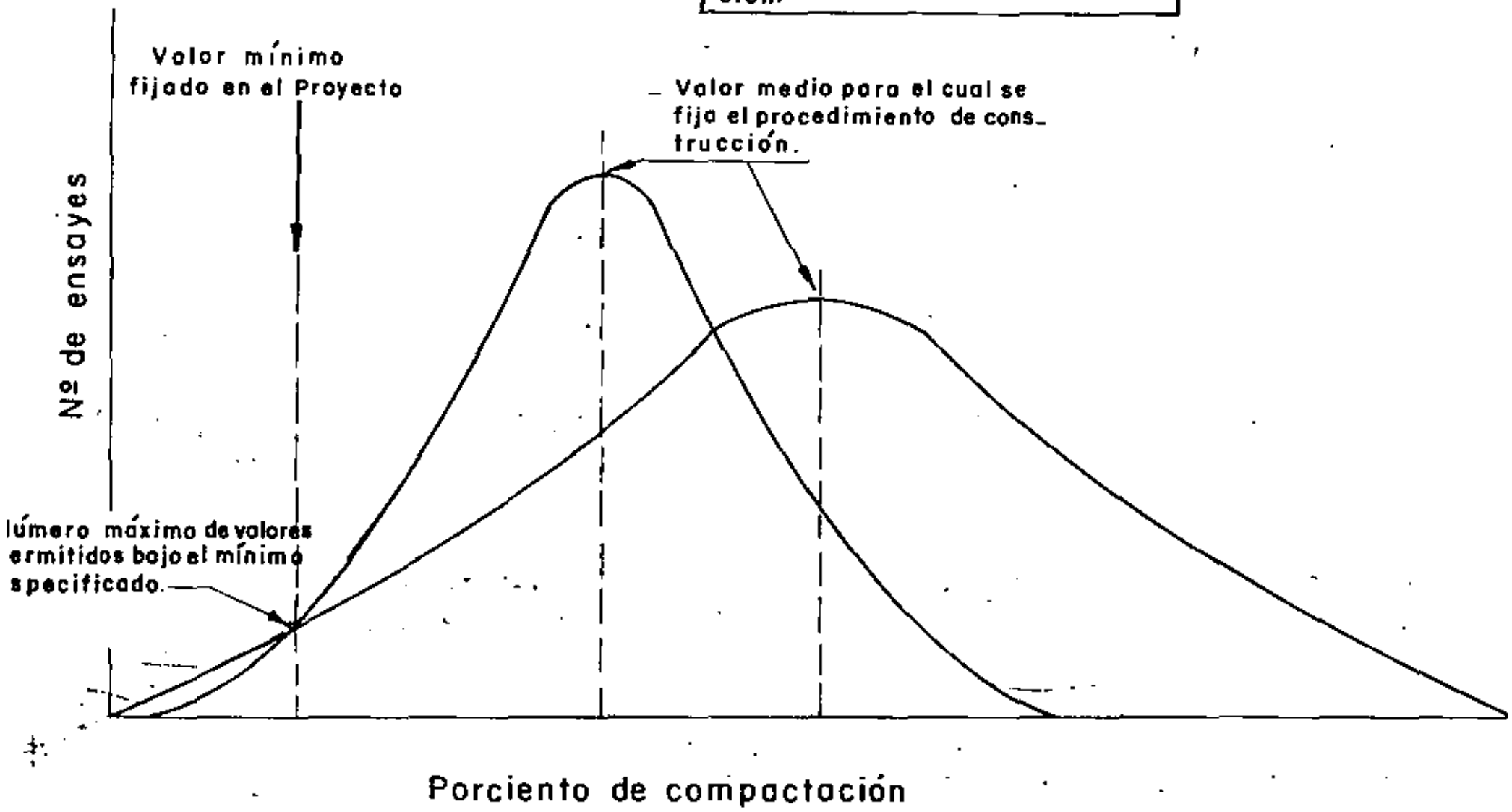
- Conjunto de actividades desligadas.
- Garantía de que el trabajo desarrollado reúne la calidad requerida por el proyecto.
- Sistema responsable de la calidad de la obra.
- Instrumento de represión.
- Historiador de la obra.
- "Voz que clama en el desierto."
- Ejecutivo.

C O N T R O L D E C A L I D A D .

Por qué ?

- En los materiales obtenidos de la naturaleza, variabilidad es la ley.
- El Proyectista, al concebir el proyecto y apoyado en las Normas producidas por los estudios previos, fija un nivel de calidad para garantizar el buen comportamiento de la obra.
- Construir obras robustas y sobre-diseñadas no es ingenieril ni económico.
- Las Especificaciones fijan el rango a las variaciones dando valores realistas sin exigir mayor calidad que la requerida por el proyectista para no encarecer la obra (Ingeniería de Costos).
- El control de calidad permite al proyectista obtener el máximo provecho de los constituyentes de la obra reduciendo así el costo de la misma.
- El control de calidad permite al constructor programar con mayor precisión, sus operaciones, esto unido a un menor número de rechazos, le producirá economías importantes.

A mejor control de calidad, menor variabilidad y por ende menor valor medio requerido al establecer los procedimientos de construcción.



" El proyecto fijará y/o la Secretaría ordenará si los rellenos deben ejecutarse a mano o con equipo mecánico. En este último caso, el equipo será previamente autorizado por la Secretaría."

"Cuando la topografía del terreno sea tal que presente lugares inaccesibles al equipo de construcción, tales como depresiones profundas y angostas o laderas muy pronunciadas, donde no sea posible la construcción por capas compactadas o acomodadas en toda la altura del terraplén, se rellenarán a volteo esos lugares inaccesibles hasta la mínima altura necesaria, a juicio de la Secretaría, para formar una plantilla constituida por la corona del terraplén parcialmente formado, en la que se pueda operar el equipo, prosiguiendo la construcción por capas compactadas o acomodadas de ese nivel en adelante, como se indica en los Incisos."

" Cuando lo fije el proyecto y/o lo ordene la Secretaría, los materiales que se utilizan para la ejecución de las obras a que se refiere esta Parte, deberán ser oportunamente muestreados y sometidos a las pruebas de laboratorio que se requieran."

A) En el caso de material compactable, el espesor de las capas sueltas deberá ser tal que se obtenga la compactación fijada y/o ordenada.

Al inicio de la construcción y durante los primeros 15 días, se tomarán muestras por cada 2 000 m³ colocados; si durante ese periodo se obtiene como mínimo 84 por ciento de valores superiores a lo especificado, el muestreo se hará por cada 10 000 m³ durante 15 días; si durante este periodo se obtiene nuevamente como mínimo 84 por ciento de valores superiores a lo especificado, el muestreo se hará por cada 20 000 m³ en forma aleatoria y hasta la terminación de la obra, sólo en caso de que durante un lapso de 30 días se obtenga más de 16 por ciento de valores menores que el especificado, se volverá a tomar muestras por cada 2 000 m³.

A P O Y O D E L C O N T R O L D E C A L I D A D

Las Especificaciones.

- Deben ser propias de la obra y no adaptaciones de otras obras.
- Deben estar apoyadas en los estudios previos.
- Deben ser redactadas por un grupo de personas capacitadas que conozcan y comprendan los detalles del proyecto, las propiedades de los materiales, los procedimientos prácticos de construcción, los problemas contra-actuales y los sistemas de control de calidad.
- Deben ser objetivas, claras y concisas y no dejar ningún aspecto al criterio de la supervisión.
- Deben exigir solamente la calidad requerida por el proyecto, exigir el máximo cuesta caro y no se lleva a efecto - durante la construcción.
- Deben exigir la calidad requerida con el mínimo posible de limitaciones y restricciones, permitiendo al Contratista utilizar su ingenio y sus recursos para ejecutar la obra con el menor costo posible.
- Deben estar orientadas a inducir al constructor a que lleve su propio control de calidad, dándole las ventajas económicas que de ello se deriven.
- Deben fijar los procedimientos que se seguirán en caso de modificaciones al proyecto, con un espíritu de equidad que garantice la satisfacción de ambas partes.

E L G R U P O D E C O N T R O L

Sus requisitos.

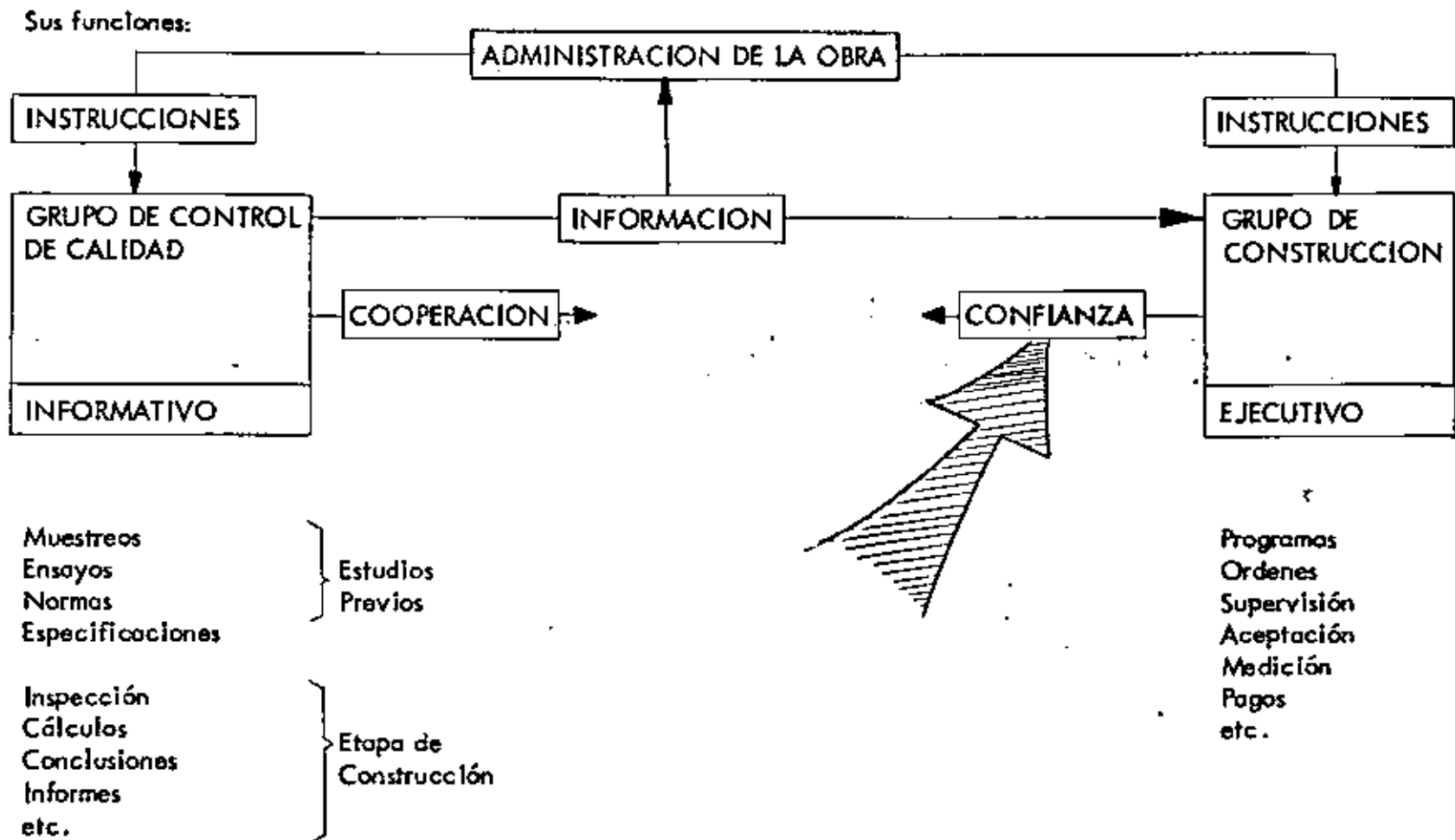
- Debe ser libre de actuar
- Debe tener capacidad, en personal, equipo y local, acorde con la magnitud de la obra.
- Debe contar con personal preparado en sus distintos niveles.
- Debe inspirar y tener la confianza del grupo de construcción y el firme apoyo de la administración de la — obra.
- Debe tener un arraigado y muy firme espíritu de servicio.

C O N T R O L D E C A L I D A D .

Su aplicación.

- El grupo de construcción conjuntamente con el grupo de control de calidad, deberá establecer un procedimiento constructivo que permita, mediante el muestreo en las diversas etapas del mismo, obtener un grado de confianza aceptable en que la calidad de la obra terminada estará acorde con los requerimientos del — proyecto.
- El grupo de control planeará el muestreo definiendo el universo que debe muestrearse, qué información se — pretende obtener, qué ensayos deben realizarse y qué utilización se le dará a la información obtenida.
- El grupo de construcción definirá, de acuerdo con el grupo de control, los límites de acción o rechazo en — cada etapa de la construcción así como los conductos de información y relaciones que garanticen que la acción y el rechazo puedan llevarse en forma dinámica.

CONTROL DE CALIDAD.



Es importante que el grupo de control esté libre para muestrear, informar etc. sin interferir con el grupo de construcción ni recibir órdenes de él.

El grupo de construcción es el único responsable de la ejecución de la obra sin interferencias y sin interferir ni ordenar al grupo de control de calidad

EVALUACION DEL PERSONAL DOCENTE

(1)

CURSO: IV CURSO DE CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS DE -- ZONAS DE RIEGO.
MATERIA: "PLANEACION DE ZONAS DE RIEGO".
FECHA: OCTUBRE, 1981.

	DOMINIO DEL TEMA	EFICIENCIA EN EL USO DE AYUDAS AUDIOVISUALES	MANTENIMIENTO DEL INTERES. (COMUNICACION CON LOS ASISTENTES, AMENIDAD, FACILIDAD DE EXPRESION).	PUNTUALIDAD
CONFERENCISTA				
1. ING. OSCAR R. PAISANT WONG				
ING. RODOLFO ORTEGA ARMENDARIZ				
3.				
4.				
5.				
6.				
7.				
8.				
ESCALA DE EVALUACION: 1 a 10				

EVALUACION DE LA ENSEÑANZA

SU EVALUACION SINCERA NOS AYUDARA A MEJORAR LOS PROGRAMAS POSTERIORES QUE DISEÑAREMOS PARA USTED.

PLANEACION DE ZONAS DE RIEGO

TEMA		ORGANIZACION Y DESARROLLO DEL TEMA	GRADO DE PROFUNDIDAD LOGRADO EN EL TEMA	GRADO DE ACTUALIZACION LOGRADO EN EL TEMA	UTILIDAD PRACTICA DEL TEMA
1	RELACION SUELO-PLANTA-AGUA				
2	METODOS DE RIEGO Y CALCULOS DE COEFICIENTES UNITARIOS				
	PLANIFICACION DE UNA ZONA DE RIEGO				
4	DISEÑO FISICO-HIDRAULICO DE LOS SISTEMAS DE CONDUCCION Y DISTRIBUCION DE UNA ZONA DE RIEGO.				

ESCALA DE EVALUACION: 1 a 10

EVALUACION DEL CURSO

3

CONCEPTO		EVALUACION
1.	APLICACION INMEDIATA DE LOS CONCEPTOS EXPUESTOS	
2.	CLARIDAD CON QUE SE EXPUSIERON LOS TEMAS	
3.	GRADO DE ACTUALIZACION LOGRADO CON EL CURSO	
4.	CUMPLIMIENTO DE LOS OBJETIVOS DEL CURSO	
5.	CONTINUIDAD EN LOS TEMAS DEL CURSO	
6.	CALIDAD DE LAS NOTAS DEL CURSO	
7.	GRADO DE MOTIVACION LOGRADO. CON EL CURSO	

ESCALA DE EVALUACION DE 1 A 10

1. ¿Qué le pareció el ambiente en la División de Educación Continua?

MUY AGRADABLE	AGRADABLE	DESAGRADABLE

2. Medio de comunicación por el que se enteró del curso:

PERIODICO EXCELSIOR ANUNCIO TITULADO DE VISION DE EDUCACION CONTINUA	PERIODICO NOVEDADES ANUNCIO TITULADO DE VISION DE EDUCACION CONTINUA	FOLLETO DEL CURSO

CARTEL MENSUAL	RADIO UNIVERSIDAD	COMUNICACION CARTA, TELEFONO, VERBAL, ETC.

REVISTAS TECNICAS	FOLLETO ANUAL	CARTELETA UNAM "LOS UNIVERSITARIOS HOY"	GACETA UNAM

3. Medio de transporte utilizado para venir al Palacio de Minería:

AUTOMOVIL PARTICULAR	METRO	OTRO MEDIO

4. ¿Qué cambios haría usted en el programa para tratar de perfeccionar el curso?

5. ¿Recomendaría el curso a otras personas?

SI	NO

6. ¿Qué cursos le gustaría que ofreciera la División de Educación Continua?

7. La coordinación académica fue:

EXCELENTE	BUENA	REGULAR	MALA

8. Si está interesado en tomar algún curso intensivo ¿Cuál es el horario más conveniente para usted?

LUNES A VIERNES DE 9 A 13 H. Y DE 14 A 18 H. (CON COMIDAS)	LUNES A VIERNES DE 17 A 21 H.	LUNES, MIÉRCOLES Y VIERNES DE 18 A 21 H.	MARTES Y JUEVES DE 18 A 21 H.

VIERNES DE 17 A 21 H. SABADOS DE 9 A 14 H.	VIERNES DE 17 A 21 H. SABADOS DE 9 A 13 Y DE 14 A 18 H.	OTRO

9. ¿Qué servicios adicionales desearía que tuviese la División de Educación Continua, para los asistentes?

10. Otras sugerencias:



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

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

CUANTO, CUANDO Y COMO REGAR

PROFESORES:

ING.-OSCAR PLAISANT WONG

ING. RODOLFO ORTEGA A.

OCTUBRE, 1981.

Revista

01

94

INGENIERIA HIDRAULICA

en México.

CUANTO, CUANDO Y COMO REGAR

Por el Ing.

ENRIQUE PALACIOS VELEZ

MEXICO, D. F.

1966

Cuánto, cuándo y cómo regar

Por el Ing. Enrique PALACIOS VELEZ

INTRODUCCION

Durante muchos años se ha venido regando en forma empírica en la mayoría de nuestras zonas de riego; el agricultor proporciona las láminas de agua según su costumbre y criterio, con la tendencia a dar un máximo de riegos, basada en la creencia de que en esa forma obtendrá mayores rendimientos unitarios.

Las consecuencias de este modo de regar, son desperdicios de agua debidos a sobrerriego, cuyos efectos perjudiciales son varios; sin embargo debido a su importancia en la economía nacional, debemos señalar dos:

1º Disminución de la superficie total bajo riego, ya que el agua desperdiciada generalmente va a los drenes sin posibilidad de volver a aprovecharla.

2º La salinización progresiva de los suelos.

Es indudable que existen otras también de importancia como son la erosión, modificación de la reacción (pH), solubilización de los elementos nutritivos, etc.

De lo anterior podemos deducir que el sobrerriego que produce a dar láminas mayores que las necesarias a intervalos inadecuados, tiene consecuencias funestas para los suelos, por tanto hay que evitarlo por medio del uso racional del agua de riego.

Con base en estudios realizados sobre las relaciones Agua-Suelo-Planta por diferentes investigadores, se han podido obtener fórmulas racionales para el cálculo de las láminas por aplicarse en cada riego y se han desarrollado métodos para determinar sus intervalos, a veces utilizando aparatos medidores de humedad, otras obteniendo por fórmulas u otros procedimientos. el uso consuntivo de los cultivos; además como es difícil aplicar las láminas calculadas sin desperdicios, otros investi-

gadores han tratado de encontrar sistemas de diseño de métodos de riego eficientes, para reducir las pérdidas debidas a percolación y escurrimiento superficial del agua.

El presente trabajo se concreta a resumir los resultados de estos estudios, con algunas explicaciones sencillas sobre su aplicación práctica.

CAPÍTULO I

CALCULO DE LAS LAMINAS DE RIEGO

Algunas características físicas de los suelos

Con objeto de lograr una mejor comprensión de la relación Agua-Suelo, a continuación daremos definiciones sobre algunos términos relacionados con las características físicas de los suelos y en su caso, las fórmulas para expresarlas.

TEXTURA.—La textura es la relación entre los diferentes tamaños de partículas que componen un suelo determinado; para expresarla se puede utilizar la clasificación del Departamento de Agricultura de los Estados Unidos, según el triángulo de textura anexo, en el que se toman en consideración los porcentajes de arcillas, limos y arenas.

Existen varias maneras de estimar y determinar la textura, las más comunes son las siguientes:

Estimación de la textura al tacto. Por este procedimiento se pueden estimar rápidamente en el campo la textura de un suelo; mayor aproximación se logra desde luego cuando se tiene experiencia al respecto. El procedimiento conocido es humedecer una pequeña cantidad de suelo y amasarlo con los dedos estimando al tacto y en forma cualitativa la textura.

Para determinar la textura se utilizan 2 procedimientos, que son:

El método de la Pipeta o Internacional y el del Hidrómetro de Bouyoucos, ambos basados en la

ley a que obedece la velocidad de caída de una esfera dentro de un fluido, en función de las características de éste, llamada Ley de Stokes.

Estos procedimientos son cualitativos y cuantitativos, por lo que se usan para determinaciones más exactas.

Respecto a los métodos anteriores existe una gran cantidad de literatura en la que se describen ampliamente.

ESTRUCTURA.—La estructura de un suelo se expresa por la forma de agruparse de sus partículas, ejemplo:

Estructura granular, cuando se agrupan formando gránulos; estructura columnar, cuando tiende a la formación de columnas; además es posible encontrar suelos amorfos, es decir sin ninguna estructura, como por ejemplo en los suelos coloidales defloculados.

EL COLOR DE LOS SUELOS.—El color de los suelos se determina en una suspensión en agua por comparación con una escala de colores, indicando primero el color predominante y en seguida el tono o matiz de otro color, ejemplo: café grisáceo.

Esta característica física es importante, debido a que con base en el color de un suelo, es fácil hacer indicaciones a los agricultores relativas a todas las demás características.

DENSIDAD REAL DE UN SUELO.—La densidad real de un suelo, es la relación que existe entre el volumen real o sea el volumen de sus partículas y su peso en seco.

Si se considera que:

D_r = Densidad real.

PSS = Peso del suelo seco.

V_p = Volumen de las partículas

$$\text{Entonces: } D_r = \frac{PSS}{V_p}$$

DENSIDAD APARENTE.—Se llama densidad aparente de un suelo a la relación que existe entre el peso del suelo seco y el volumen total (incluyendo poros).

Por tanto si:

D_a = Densidad aparente

V_t = Volumen total

$$\text{Por lo que: } D_a = \frac{PSS}{V_t}$$

La densidad real se determina principalmente por el método del piónómetro.

Como valor más frecuente de la densidad real de los suelos se estima el de 2.65; sin embargo, en función de sus componentes principales, puede variar entre 1.5 en los suelos orgánicos a 5 en los que tienen una dominancia de Magnetita o Hematita (compuestos ferrosos).

En los suelos con abundancia de materia orgánica y en los tepalates es difícil determinar el valor de la densidad real.

Para los cálculos se utilizará el valor medio más frecuente de 2.65.

Para determinar la densidad aparente existen varios métodos, unos sobre muestras alteradas y otros sobre muestras inalteradas.

Mencionaremos los nombres de algunos pero sólo nos referiremos a los más simples.

Tenemos el método de la parafina (envolviendo un terrón en parafina) el de barrenas de volumen conocido (ejemplo barrena Veihmayer); utilizando la barrena de Ohland (muestra inalterada) y los procedimientos más sencillos utilizando una hoja de plástico y agua o arena.

Por ser bastante simple se describe este último procedimiento a continuación:

En el terreno se hace un hoyo aproximadamente de $20 \times 20 \times 15$ cm. guardando la tierra que se extrae en un recipiente con tapa para evitar pérdidas de humedad, luego se cubre el hoyo con una hoja de plástico (ejemplo polietileno), procurando que éste adquiera las irregularidades de la cavidad, agregándose después agua con una probeta graduada o algún otro recipiente para medirla, hasta llenar el hoyo, determinando en esta forma el volumen ocupado por la tierra desatrojada. La tierra se pesa determinando su contenido de humedad y reduciendo el peso obtenido a peso del suelo seco en función de su porcentaje de humedad; en esta forma conociendo el volumen y el peso seco se puede determinar fácilmente la densidad aparente.

Los valores de la densidad aparente varían en función de las características de los suelos, principalmente con su textura y su contenido de materia orgánica; sin embargo como valores medios tenemos:

Arenas	1.6
Francos	1.3
Arcillas	1.0
Suelos orgánicos — menos de	1.0

POROSIDAD.—Se define como porosidad al porcentaje del volumen total del suelo ocupado por poros; por tanto la porosidad se expresa en porcentaje.

Si consideramos que:

P_r = Porosidad; entonces:

$$P_r = \frac{\text{Volumen de poros}}{V_t} \times 100 \quad \dots (1)$$

Como se acaba de ver:

$$D_a = \frac{PSS}{V_t} \quad \text{y} \quad D_r = \frac{PSS}{V_p}$$

Es obvio que:

$$D_r = \frac{PSS}{V_t - \text{Vol. poros}}$$

despejando volumen de poros de esta ecuación se tiene.

$$\text{Vol. poros} = V_t - \frac{PSS}{D_r}$$

Sustituyendo en (1)

$$P_r = \frac{V_t - \frac{PSS}{D_r}}{V_t} \times 100$$

$$P_r = \left(1 - \frac{D_a}{D_r}\right) \times 100$$

o bien

$$P_r = \frac{D_r - D_a}{D_r} \times 100$$

Los valores de la porosidad fluctúan entre un 30% en arenas a un 65% en arcillas, los francos tienen alrededor de un 50%. Sin embargo no puede indicarse las condiciones de permeabilidad y aereación de un suelo determinado, el simple valor de la porosidad, por lo que se hace necesario también determinar otra propiedad física relacionada con la porosidad y que es la distribución de poros por tamaño.

Distribución de poros por tamaño. En función del tamaño de los poros se divide la porosidad en capilar y no capilar.

Se llama porosidad capilar al volumen de poros expresados en por ciento, que retiene en tensión una columna de agua de 60 cm. en 60 segundos.

Por tanto se tiene que:

Porosidad = Poros capilares + Poros no capilares.

Para que exista una aereación suficiente para que las plantas puedan desarrollarse en un suelo, la porosidad no capilar debe ser mayor del 10%.

Para tener una idea de los valores de la distribución de poros por tamaño, puede decirse que en arcillas defloculadas se puede tener para una porosidad del 50% un 47% de poros capilares por un 3% de poros no capilares; en cambio en las arenas siempre se tienen valores muy altos para la porosidad no capilar.

SUPERFICIE ESPECIFICA.—La superficie específica de un suelo es la superficie de las partículas por unidad de volumen.

Se pueden considerar 2 superficies en un suelo, la externa y la interna; considerándose como superficie interna la que existe entre las capas de las micelas coloidales; por lo que suelos con una superficie externa similar pueden tener diferente superficie interna si su composición arcillosa es diferente, ejemplo: entre un suelo con dominancia de esolín y otro con dominancia de arcillas de tipo montmorillonitas. Como consecuencia su capacidad de absorción de agua varía.

Para poder entender las relaciones Agua-Suelo, se necesita también recordar algunas propiedades físicas del agua.

TENSION SUPERFICIAL.—Se puede definir como tensión superficial a una fuerza de cohesión que existe entre las moléculas de un líquido. Como en la capa molecular de la superficie de un líquido no existe otra que contrarreste las atracciones de las moléculas del interior, existirá una fuerza resultante hacia la masa del líquido.

Debido a la tensión superficial se produce el fenómeno de la capilaridad, por el cual un líquido puede subir (o bajar) por un tubo de diámetro muy pequeño.

Si en la figura N° 1 se considera el peso de la columna del líquido como F_1 , existirá otra fuerza F_2 igual y en sentido contrario que sostendrá dicha columna, esta fuerza se debe a la tensión superficial.

Por tanto si llamamos:

F_1 = Peso de la columna.

F_2 = Fuerza equilibrio.

T = Tensión superficial.

r = Radio del tubo.

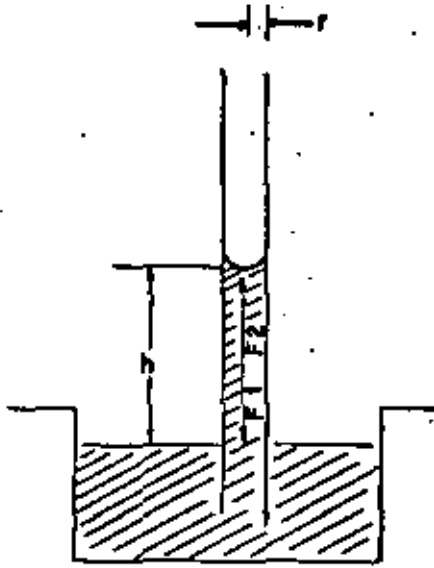


Fig. N.º 1

γ = Peso específico del líquido.

h = Altura de la columna.

Como el sistema está en equilibrio se tiene que:

$$F_1 = F_2, \text{ pero:}$$

$$F_1 = \gamma \pi r^2 h$$

$$F_2 = 2\pi r T; \text{ igualando:}^*$$

$$\gamma \pi r^2 h = 2\pi r T \dots h = \frac{2T}{r\gamma}$$

Valor de la altura de la columna que como se ve es inversamente proporcional al radio del tubo.

El valor de la tensión superficial en el agua pura es de 75 dinas/cm.

VISCOSIDAD.—La viscosidad en un líquido es la resistencia producida por fricción entre sus moléculas y que dificultan su deslizamiento. La viscosidad es inversamente proporcional a la temperatura de un líquido; la salinidad también influye en la variación de la viscosidad; generalmente se le representa por la letra griega μ .

—PRESION DE VAPOR A SATURACION.

Cuando se establece un estado de equilibrio dinámico entre el número de moléculas de un líquido que se vaporizan y las que se condensan, se dice que hay saturación y existe una presión de vapor que depende fundamentalmente para cada líquido, de la temperatura a que éste se encuentre.

En los suelos la presión de vapor es entre un 98.2 y 99.8% de la saturación, es decir su humedad relativa está cercana al 100%.

$$\text{Humedad relativa} = \frac{\text{Humedad actual}}{\text{Humedad a saturación}} \times 100$$

PRESION OSMOTICA.—La presión Osmótica puede definirse como una deficiencia de presión; según Van't Hoff (1885) "La presión Osmótica de una solución es igual a la presión que ejercería el soluto si se suprimiera todo el solvente y quedaría la substancia disuelta en el espacio actuando como un gas ideal".

SISTEMA AGUA-SUELO

Contenido de humedad. El suelo entre sus partículas constituyentes tiene un gran número de poros de muy diferentes diámetros; éstos generalmente están llenos de aire cuando el suelo está seco, pero al irse humedeciendo, el aire es desalojado y el agua va ocupando su lugar, hasta que llega el momento en que todos los poros están llenos de agua y ésta escurre libremente entre ellos debido a la acción de la gravedad o bien de otras fuerzas al formarse un gradiente de energía; en ese momento se dice que el suelo está saturado. Entre un suelo saturado y un suelo seco, existe una variación muy considerable en su contenido de humedad; este contenido se expresa generalmente en porcentaje respecto al peso del suelo seco; es decir, la relación de peso de agua contenida a peso del suelo seco multiplicada esta relación por cien.

Con objeto de tener siempre un patrón constante, se dice que un suelo está seco, cuando se ha secado en una estufa, a una temperatura de 110°C hasta obtener un peso constante.

Para facilitar los desarrollos matemáticos se puede por medio de fórmulas expresar el contenido de humedad; por tanto:

PSS = Peso del suelo seco.

PSH = Peso del suelo húmedo.

Pa = Peso del agua contenida.

P_s = Porcentaje de humedad respecto al peso del suelo seco.

$$P_s = \frac{PSH - PSS}{PSS} \times 100 = \frac{Pa}{PSS} \times 100 \quad (1)$$

También se puede expresar el contenido de agua en el suelo en forma de volumen de agua respecto al volumen total de suelo.

Por tanto:

$$\% \text{ en volumen} = \frac{\text{Volumen de agua}}{\text{Volumen total del suelo}} \times 100$$

El volumen total del suelo es su volumen aparente e incluye los poros. También la fórmula anterior se puede expresar literalmente, luego si:

P_v = Por ciento en volumen.

V_a = Volumen de agua.

V_t = Volumen total del suelo.

Entonces:

$$P_v = \frac{V_a}{V_t} \times 100 \quad (2)$$

Debido a que la unidad de volumen de agua pesa la unidad de peso, es válida la siguiente igualdad:

$$V_a = P_a$$

Por tanto si de (1) se despeja P_a y se substituye en (2) se tiene:

$$P_a = \frac{PSS \times P_s}{100} = V_a$$

$$P_v = \frac{P_s \times PSS \times 100}{V_t \times 100} \quad (3)$$

En (3) se pueden hacer algunas simplificaciones.

En la primera parte de estas notas se vio que la densidad aparente es igual a la relación entre el peso del suelo seco y el volumen total de dicho suelo; luego:

$$\text{si } D_a = \frac{PSS}{V_t}$$

substituyendo en (3) y simplificando:

$$P_v = P_s \times D_a$$

Como puede verse, el contenido de agua de un suelo expresado en porciento de volumen respecto al volumen total del suelo, es igual al producto del

porcentaje de humedad respecto al peso del suelo seco por su densidad aparente.

Si se considera un volumen unitario de suelo que sea el producto de un metro cuadrado de superficie por un metro de profundidad, el porcentaje de agua será una lámina en centímetros igual a dicho porcentaje (véase el dibujo).

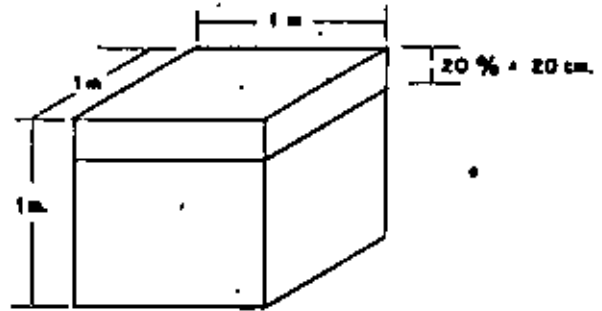


FIG. N.º 2

Para conocer la lámina a una profundidad diferente de la unidad, bastará con multiplicar el producto obtenido por la profundidad deseada expresada en metros (se supone que trabajamos con el sistema métrico); luego:

$$P_v = L = P_s \times D_a \times \text{Profundidad.}$$

La profundidad que interesa es fundamentalmente hasta donde llegan las raíces de las plantas, si se humedece más allá se estará desperdiciando más agua, por tanto:

si P_r = Profundidad radicular.

$$L = P_s \times D_a \times P_r$$

L = Lámina de agua en cm.

D_a = Densidad aparente, adimensional.

La lámina de agua necesaria para humedecer un suelo en un porcentaje cualquiera P_s hasta una profundidad dada P_r será igual al producto de dicho porcentaje por la profundidad y por la densidad aparente del suelo que se pretende humedecer.

Ahora se presenta el problema de conocer hasta qué porcentaje humedecer el suelo. Desde luego que este porcentaje dependerá de la humedad aprovechable por la planta.

La humedad aprovechable depende a su vez de los valores del P_s en condiciones de capacidad de campo y de porcentaje de marchitamiento permanente.

La capacidad de campo. Es el contenido de humedad de un suelo expresado en porcentaje (P_s), después de un riego pasado, una vez que se ha eliminado el exceso de agua por acción de la fuerza de gravedad. Esta condición se obtiene entre los 2 y 5 días después del riego y es una constante característica para cada suelo y depende fundamentalmente de la textura, estructura y grado de compactación; más adelante se verá con más detalle esta constante.

Por definición, el porcentaje de marchitamiento permanente, es el contenido de humedad de un suelo en que se marchitan permanentemente plantas indicadoras de girasol con cuatro hojas, a menos que se les agregue agua.

A pesar de que en su definición se refiere a las plantas indicadoras de girasol, el valor de esta constante de humedad del suelo no depende del cultivo como lo han demostrado experimentos efectuados por los doctores Veihmayer y Hendrickson y varía fundamentalmente con la textura, sin embargo como lo hemos indicado antes, se verán con más detalle estas constantes más adelante, agregando además los procedimientos más expeditos para determinarlas o estimarlas.

La humedad aprovechable por las plantas es la diferencia entre la capacidad de campo y el porcentaje de marchitamiento permanente, es decir, a capacidad de campo la humedad aprovechable es de 100% y a punto de marchitamiento será 0%.

Por tanto, la lámina máxima que podemos aplicar para humedecer un suelo a una profundidad P_s sin desperdiciar agua será:

$$L = (P_{s,c} - P_{s,pmp}) \times D_a \times P_r$$

En donde $P_{s,c}$ = Porcentaje de humedad a capacidad de campo y $P_{s,pmp}$ = Porcentaje de marchitamiento permanente; desde luego que hacemos la consideración de que la humedad se ha dejado bajar hasta el PMP.

Al llegar a este punto vale la pena detenerse, pues surge la pregunta ¿por qué la humedad aprovechable depende de la capacidad de campo y del porcentaje de marchitamiento permanente y a qué se debe que se marchite la planta al llegar a éste la humedad del suelo?

Para contestar esta pregunta se necesita información sobre la energía de la humedad del suelo o sea el potencial de humedad.

ESFUERZO DE HUMEDAD DEL SUELO

Como ya se ha dicho, conforme se va humedeciendo un suelo seco, el agua va ocupando sus poros hasta que llega a la saturación, que es cuando empieza a escurrir el agua debido a la acción de la gravedad principalmente, pero una vez escurrido el exceso de agua, es decir, cuando el suelo está a capacidad de campo, entre las partículas del suelo queda retenida agua, debido principalmente a dos fuerzas que son: la tensión superficial, fenómeno físico del que se habló y las fuerzas de adsorción, fenómeno físico de superficie y cuya fuerza es de naturaleza eléctrica, ocurren principalmente en los coloides por presentar gran superficie en un volumen relativamente pequeño. A la suma de estas dos fuerzas se le llama tensión de la humedad del suelo.

Las fuerzas de tensión se oponen a las fuerzas de absorción de las raíces de las plantas; pero éstas a su vez, para tomar el agua del suelo tienen que vencer otra fuerza más, la Presión Osmótica que como ya habíamos dicho es una deficiencia de presión o es una tensión debida a las sales que existen en la solución del suelo; por tanto la raíz, para absorber el agua que existe en el suelo tiene que vencer las fuerzas de tensión y las de ósmosis; a la suma de estas dos fuerzas, se le llama *Esfuerzo de Humedad del Suelo*. El potencial de humedad se define precisamente como el *Esfuerzo de Humedad del Suelo* y se expresa en unidades de presión.

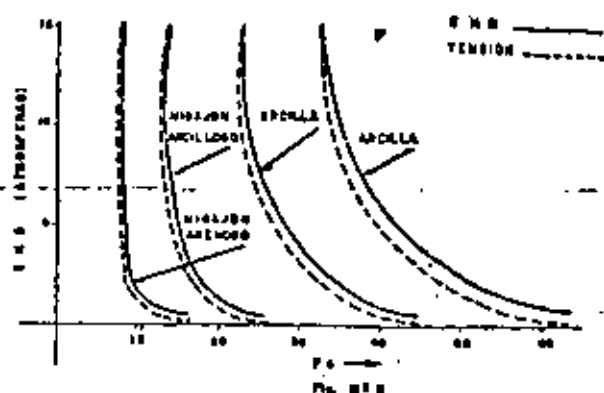
EHS = Esfuerzo de Humedad del Suelo.

T = Tensión del Suelo.

PO = Presión Osmótica.

$EHS = T + PO$

Si en un sistema de ejes coordenados se llevan como ordenadas, valores del EHS y como abscisas a los valores del P_s , se ve que para diferentes texturas de suelos se presentan curvas del tipo que se representa en la figura N° 3.



Si tan sólo se considera la relación tensión — P_s , es decir, sin considerar la presión Osmótica, entonces se tienen curvas como las que se muestran en la figura siguiente, llamadas curvas de retención de humedad.

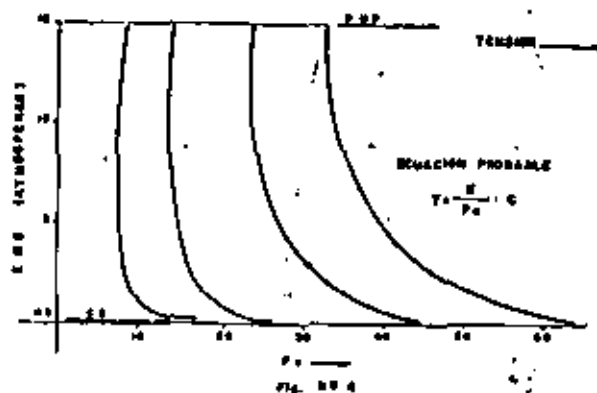


Fig. 4. Curvas de retención de humedad.

Como se puede notar, las curvas son muy parecidas, pues sólo varían las ordenadas.

Se ha observado que las curvas de retención de humedad tienen ciertas características que permiten suponer que son curvas del tipo hiperbólico, si se llevan los valores de la tensión y P_s a un papel logarítmico, se alinean siguiendo aproximadamente una recta, por lo menos entre los valores del PMP y de la C.C., luego la probable ecuación de la línea es:

$$T = \frac{k}{P_s^n} + C$$

T = Tensión del suelo.

P_s = Por ciento de humedad respecto al peso del suelo seco.

n = Exponente que depende de las características físicas del suelo.

k = Constante que también depende de la textura, estructura y compactación del terreno.

C = Esta constante también depende de las características físicas del suelo.

Analizando varias curvas de retención de humedad de suelos cuya textura varía desde el migajón arenoso hasta arcilla, se encontró una ecuación de regresión entre la capacidad del campo y la constante C , cuyo valor obtenido es:

$$C = -0.000014 (cc)^{2.7} + 0.3$$

Con el conocimiento de dos puntos de las curvas es posible despejar los valores de los parámetros n y k . Los puntos que se pueden considerar conocidos, son la CC y el PMP, puesto que para estos valores de porcentaje de humedad, correspondientes a la tensión del suelo, son aproximadamente constantes a 0.3 y 15 atmósferas respectivamente.

Conociendo los parámetros de la ecuación, es posible calcular aproximadamente la tensión del suelo para valores conocidos de porcentajes de humedad.

Para mayor facilidad en el cálculo, la ecuación que relaciona la tensión del suelo con el porcentaje de humedad, se puede expresar en su forma logarítmica y queda:

$$\log (T - C) = \log k - \log P_s^n$$

El valor de n se puede indicar:

$$n = \frac{\log (T_{PMP} - C) - \log (T_{cc} - C)}{\log P_{s_{PMP}} - \log P_{s_{cc}}}$$

y para conocer el parámetro k se puede uno valer de la siguiente ecuación:

$$\log k = \log (T_{PMP} - C) + n \log P_{s_{PMP}}$$

Como se verá más adelante, el valor aproximado del PMP es 0.5 CC; por lo que para conocer en forma aproximada la ecuación de las curvas de retención de humedad conociendo solamente la CC, se puede recurrir a la gráfica Núm. 2, en donde pueden obtenerse los parámetros n , k y C entrando con el argumento capacidad de campo.

Desde luego que el procedimiento descrito es aproximado, sin embargo puede servir para conocer la relación Tensión-Humedad, cuando se carezca de los medios adecuados para el trazo de las curvas.

Para conocer los puntos reales de la curva, se necesita de una máquina especial que consta de una membrana semipermeable (membrana Visking) y una compresora; el principio usado es la aplicación de aire a presión a muestras saturadas de agua; este aire desaloja el agua de los poros, hasta que las fuerzas de retención (tensión capilar y adsorción) son de la misma magnitud que la presión aplicada; (consultar a Richards y Weaver—*Soil Science* 1913 No 56; *Agronomic Engineering* 28), también de una Olla de Presión con una membrana de cerámica porosa utilizando el mismo principio, pero para bajas presiones (Richard y Weaver—1914 *Journal of Research*), pero por lo general estos instrumentos

sólo se pueden encontrar en un laboratorio muy bien montado. $0E = 1.0 \times 00E =$ agua ob...

Una vez determinada la curva de Retención de la Humedad, bastará agregar a las ordenadas los valores de la Presión Osmótica que se calculan, según se verá más adelante.

El F . En algunas ocasiones se acostumbra expresar el EHS en función del F sea el potencial de fuerza, que es el logaritmo (de base diez) del número de centímetros de una columna de agua equivalente a la presión o tensión del EHS. Sin embargo, existe el inconveniente de que para valores cercanos a la saturación se tienen F negativos y si se considera que el valor del EHS es cero, se tendrá un valor absurdo del μ , por eso se expresan mejor los valores del EHS en atmósferas.

Con estas explicaciones sobre los conceptos de energía de la humedad del suelo ya es posible explicarse a qué se debe el que una planta se marchite cuando el porcentaje de humedad baja hasta el PMP, pues entonces es necesaria una cantidad tal de energía para extraer el agua del suelo, que la planta no puede soportar y se provoca el marchitamiento. También es de notarse que en las cercanías del PMP (observar las curvas) la energía con que es obtenida el agua aumenta rápidamente y como se verá más adelante no es conveniente dejar que un suelo se seque hasta cerca de PMP pues la demanda tan alta de energía perjudica la planta.

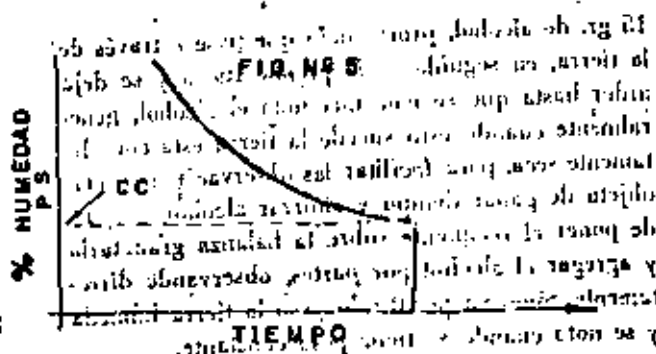
Para poder determinar la lámina necesaria para un riego, es indispensable conocer las constantes de humedad del suelo, por regar o sea la CC y el PMP, por lo que a continuación se verán algunos métodos para determinar o estimar estas constantes.

PROCEDIMIENTO PARA DETERMINAR O ESTIMAR LA CAPACIDAD DE CAMPO

1. En el campo se puede determinar la CC, después de un tiempo, tomando muestras diarias y determinando su P_s hasta que más o menos permanezca constante, es decir expresándonos en términos matemáticos cuando $\frac{d P_s}{dt} \rightarrow 0$, para

lo cual se puede usar de un sistema coordinado en el cual se lleven como abscisas al tiempo y como ordenadas los valores del P_s obtenidos, cuando la curva tiende a la horizontal se tendrá el valor del P_s a CC. (Ver Fig. N° 5.)

Para el muestreo se pueden utilizar barrenas especiales como la Veilmeyer o la de Uhlend; pero



en caso de carecer de éstas, se hacen los muestreos con una barrena de las utilizadas en los estudios agrológicos. Después de tomada la muestra se introduce en un bote con tapa hermética para que no pierda humedad y se lleva al laboratorio en donde se seca en la estufa (después de pesar la muestra húmeda), hasta peso constante para que por diferencia de peso se pueda determinar el contenido de agua y luego el P_s .

Este método tiene el inconveniente de ser lento y raro, además se necesita una estufa adecuada, por lo que se puede recomendar un procedimiento más expedito para determinar rápidamente y en el campo los valores del P_s ; está basado en el método propuesto por Bouyoucos, que consiste en secar la muestra con alcohol.

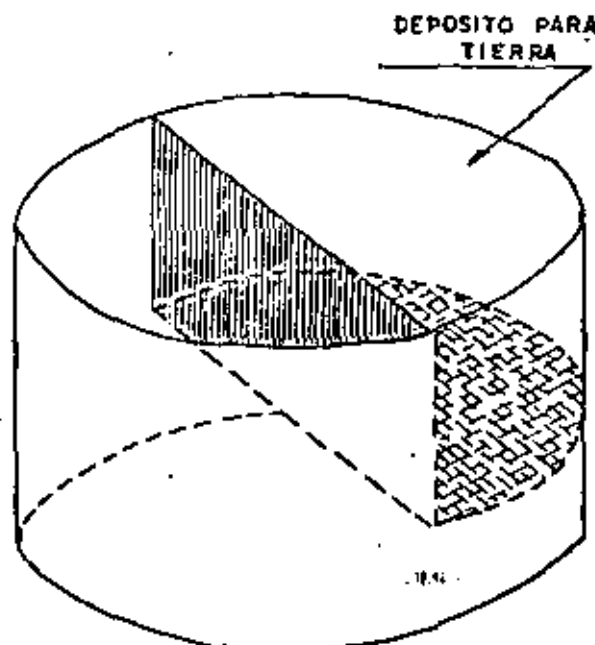


FIG. N° 6

Para esto puede fabricarse un recipiente como el de la figura en el que se pone la tierra sobre la malla de alambre (unos 20 o 30 gr), con un punzón se desbaratan los terrones procurando extender la tierra lo mejor posible y luego se le agregan unos

15 gr. de alcohol, procurando que pase a través de la tierra, en seguida se le prende fuego y se deja arder hasta que se consuma todo el alcohol, generalmente cuando esto sucede la tierra está completamente seca, para facilitar las observaciones y con objeto de ganar tiempo y ahorrar alcohol, se puede poner el recipiente sobre la balanza granataria y agregar el alcohol por partes, observando directamente cómo va perdiendo peso la tierra húmeda y se nota cuando se tiene peso constante.

Métodos de Laboratorio. El mejor método es el de las columnas de suelo, establecido por Colmán y mejorado por otros investigadores. A continuación explicaremos el método mejorado y perfeccionado en la Escuela Nacional de Agricultura.

Las muestras del suelo a las que se va a determinar el valor de la CC, se secan al aire, se tamizan por una malla de 2 mm. y con el suelo tamizado se llenan unos tubos de plástico transparente de 30 cm. de largo por 2.5 cm. de diámetro, para evitar que la muestra salga por un extremo, se le coloca un tapón de papel filtro y malla de alambre. Generalmente estos tubos se colocan en gradillas y pueden trabajarse muchas muestras a la vez.

Con objeto de lograr una compactación similar a la de campo, al llenar el tubo, se tiene cuidado de pisar el suelo con un punzón, acomodado y vaciando pequeñas cantidades de tierra cada vez.

Cuando ya se ha llenado el tubo hasta unos 25 cm. se le agrega agua y se deja reposar por un día para que el agua se infiltre libremente (por eso se ha tenido cuidado de no tapar el otro extremo herméticamente, pues impediría la salida de aire). La cantidad de agua que se agregue a cada tubo será igual a:

$$\text{cm}^3 \text{ de agua} = S \times \text{CC}, \text{ fórmula en la que:}$$

S = gramos de suelo agregados al tubo.

CC = Capacidad de campo expresado en tanto por uno y estimada por algún procedimiento expedito. Pueden aprovecharse los datos prácticos asentados en la tabla de la Pág. 18. Para emplear dicha tabla se determinará la textura al tacto.

EJEMPLO:

Si se llenó el tubo con 300 gr. de suelo cuya textura determinada al tacto es migajón arenoso, se tendrá:

$$\text{CC} = 10\%$$

$$S = 300 \text{ gr.}$$

$$\therefore \text{cm}^3 \text{ de agua} = 300 \times 0.1 = 30$$

Lo que quiere decir que será necesario agregar 30 cm³ de agua.

Después de que se ha dejado reposar se saca la muestra, se divide en 3 partes y de éstas se le determina el P_s a la central, cuyo valor será igual a la capacidad de campo.

Existen otros métodos para estimar la capacidad de campo, como son el porcentaje a 0.3 atmósferas, determinando la humedad equivalente, por el procedimiento de succión en embudos Buchner, por fórmulas empíricas, etc., sin embargo, su principal defecto es que se necesitan aparatos costosos para efectuar las pruebas.

En función de la humedad equivalente se ha tratado de expresar la CC pero en suelos muy arenosos o arcillosos; los valores no corresponden, obteniéndose resultados erróneos.

El concepto humedad equivalente fue establecido por Briggs y McLane en 1907 y se define como el contenido de humedad de una muestra de suelo, a la cual después de habérsele saturado se le somete a los efectos de una fuerza centrífuga equivalente a 1000 veces la fuerza de gravedad, durante 30 minutos, acelerando durante 5 minutos y parando de golpe.

Sólo en suelos francos coinciden aproximadamente los valores de humedad equivalente y capacidad de campo.

Richards y Weaver (1941), encontraron que sometiendo un suelo saturado a una presión de succión equivalente a 0.3 atmósferas, durante 16 horas, el porcentaje de humedad de dicho suelo era prácticamente igual a la capacidad de campo. Se ha visto que el coeficiente de correlación entre el porcentaje de humedad a 0.3 atmósferas y capacidad de campo es prácticamente uno.

Sin embargo, para poder hacer esta determinación es necesario una Olla de Presión, una compresora y unas membranas de cerámica porosa, lo cual sólo se puede obtener en un laboratorio, por lo que se cree que para obtener los valores de la capacidad de campo de suelos que se pretende regar, es más cómodo utilizar el método de las columnas de suelo o bien el método gravimétrico directo, tomando las muestras en el campo.

Para estimaciones burdas, también se puede usar el valor de la tabla que se asienta a continuación y en función de la textura obtener un valor aproximado de la capacidad de campo.

Textura:	P_s a Capacidad de Campo:
Arenas	5 a 15
Migajón arenoso	10 a 20
Suelos francos	15 a 30
Migajones arcillosos	25 a 35
Arcilla	30 a 70

(De la clase Relaciones Agua-Suelo-Planta, Dr. Fernández).

También conociendo los porcentajes de arenas, limos y arcillas con ayuda del Nomograma Núm. 2 se puede estimar la capacidad de campo.

Como se nota en la curva de retención, en un extremo se tiene el valor de la capacidad de campo y en el otro el valor del PMP y por diferencia se obtiene la humedad aprovechable; por tanto la otra constante de humedad que interesa conocer es el porcentaje de marchitamiento permanente.

Procedimientos para estimar o determinar el porcentaje de marchitamiento permanente

En virtud de que por definición se entiende el porcentaje de marchitamiento permanente como el contenido de humedad de un suelo en el que se marchitan las plantas que en él crecen, entonces cuando en el campo se noten síntomas de marchitez permanente de las plantas, se determina su P_s y ése es el valor del PMP.

Método del girasol. Con este método de invierno, se determina exactamente el valor del PMP.

Procedimiento. Se llenan unos botes de lámina con 500 gr. aproximadamente de tierra, se fertiliza para lograr un mejor desarrollo de la planta y se siembran semillas de girasol enano (indicadores), una vez que la planta se ha desarrollado hasta tener 4 hojas, se deja secar el suelo, determinando su P_s cuando se notan síntomas de marchitamiento permanente, es decir, cuando la planta no se recupera llevándola a una atmósfera saturada.

Brescalle y McGeorge (1949), proponen otro método utilizando una planta de jitomate, a la cual se le coloca en una de sus raíces un cartucho con tierra tapado herméticamente, de tal manera que el suelo entre en contacto directo con la planta, si dicho suelo está húmedo, secará hasta el PMP, si está seco entonces se humedecerá hasta el PMP.

Existen otros métodos de laboratorio e indirectos para estimar el porcentaje de marchitamiento permanente; sin embargo, adolecen de las mismas desventajas que los utilizados para estimar la capacidad de campo.

Uno de los procedimientos más exactos es el porcentaje a 15 atmósferas, reportado por Richards en 1947, utilizando una membrana de presión y un aparato especial. También existen otros métodos como la estimación en función de la depresión del punto de congelamiento, depresión de la presión del vapor, etc.

Métodos indirectos. Se puede estimar el PMP en función del coeficiente de marchitamiento que vale.

Veihmayer, Wedsworth, Duncan y otros han demostrado que en ocasiones esta estimación da resultados muy disparados de la realidad; sin embargo, para un conocimiento aproximado del valor de PMP basta con considerarlo como un 50% del valor de la capacidad de campo, o estimarlo en función de la textura de acuerdo con la tabla que a continuación se presenta.

Textura:	P_s a porcentaje de marchitamiento permanente
Arenas	3 a 8
Migajones arenosos	6 a 12
Suelos francos	8 a 17
Migajones arcillosos	13 a 20
Arcillas	17 a 40

(De la clase Relaciones Agua-Suelo-Planta, Dr. Fernández).

Si obtenemos los valores de la capacidad de campo y del PMP, tendremos dos puntos de la curva de retención, es decir relación Tensión- P_s , sin embargo nos falta agregar el valor de la presión osmótica para conocer el esfuerzo de humedad del suelo.

Cálculo de la Presión Osmótica

La presión osmótica la podemos determinar en función de la conductividad eléctrica del extracto del suelo a saturación y la fórmula que nos la relaciona es la siguiente:

$$PO = 0.36 CE \times 10^3$$

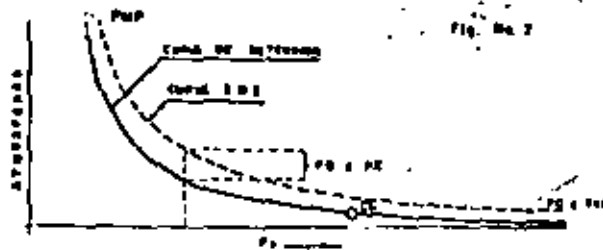
En donde:

PO = Presión osmótica en atmósferas.

CE = Conductividad eléctrica en mhos. Se utiliza el valor de la $CE/cm.$ a $25^\circ C.$

Luego, para conocer la presión osmótica a cualquier valor del P_s (P_{s_x}), se utiliza esta otra fórmula:

$$PO \text{ a } P_{s_x} = PO \text{ a Saturación} \times \frac{P_s \text{ a Saturación}}{P_{s_x}}$$



Como se nota en la figura, tan sólo se conocen dos puntos de la curva EHS , por tanto, para trazarla, si se carece de los aparatos adecuados en el laboratorio, se puede emplear la ecuación:

$$EHS = \frac{k}{Ps^2} + C + PO_{P_{sc}}$$

Según ya se vio anteriormente, con los dos puntos conocidos se pueden determinar las constantes n , k y C , luego se trazará la curva en función de dicha ecuación.

Como se verá más adelante, por medio de investigación directa se puede determinar hasta qué EHS es posible llegar sin perjudicar la planta; generalmente depende del tipo de cultivo y de su época de desarrollo, conocido este límite, se determinará el P_s hasta el cual se puede dejar secar la tierra antes de volver a regar. Prácticamente puede considerarse alrededor del 20% de la humedad aprovechable; es decir, la lámina de agua que se debe aplicar a un cultivo al regar, valdrá según la nomenclatura:

$$L_r = 0.8 (PS_{sc} - P_{s_{pmp}}) \times D_s \times Pr$$

Métodos para determinar la humedad del suelo

Hasta ahora sólo se han señalado con detalle los métodos gravimétricos para determinar la humedad del suelo (su P_s) también se han mencionado otros métodos indirectos, como la membrana y olla de presión y al hablar de la humedad equivalente, la centrifugación. Aparte de estos métodos existen otros, algunos de ellos se han utilizado con éxito en trabajos efectuados en algunas zonas de riego de la república, por tanto se mencionan los procedimientos más conocidos que son:

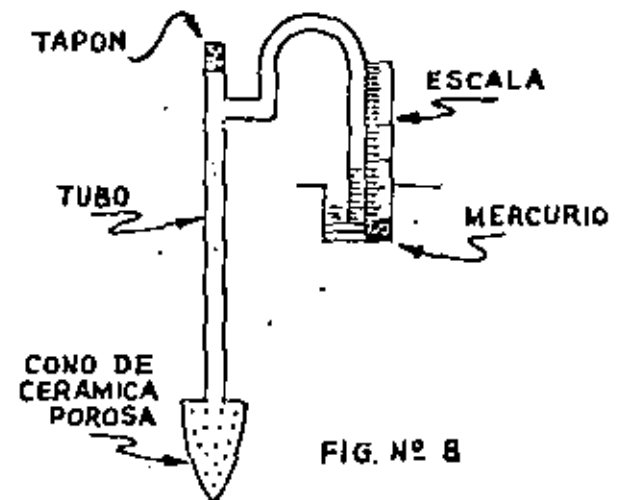
1. Método gravimétrico.

- Muestras de suelos (al que nos hemos referido).
- Conos de cerámica.
- Bloques porosos.

- Tensiómetros.
- Resistencia eléctrica.
- Aspersión de neutrones.
- Olla y membrana de presión (ya se mencionó).
- Capacidad eléctrica o resistividad.
- Difusión y capacidad térmica.
- Resistencia a la penetración.
- Otros métodos de laboratorio como:
 - Centrifugación (utilizando para determinar la humedad equivalente).
 - Crioscopia.
 - Conductividad eléctrica.

De los métodos enumerados, aparte de los que ya se han visto, sólo nos vamos a referir a dos, que son el método del Tensiómetro y el de la Resistencia eléctrica, pues los demás adolecen de ciertos defectos, o bien son caros, poco precisos o requieren de aparatos complicados; además de que algunos son muy tardados, por lo que si el lector se interesa en ellos, al final de este trabajo se cita la literatura para consultar al respecto.

El Tensiómetro mide directamente la tensión de la humedad del suelo y consiste esencialmente en un tubo que puede ser de vidrio, plástico, latón u otro material. En un extremo tiene una capsula de cerámica porosa y el otro abierto, o bien con un manómetro, este puede también estar conectado por un lado (ver dibujo).



El funcionamiento del aparato es el siguiente: se destapa el tubo, ya sea quitando el tapón o destornillando el manómetro y se llena completamente de agua, tratando de desalojar todo el aire que

exista dentro de él; al mismo tiempo se mete la cápsula porosa en agua para saturarla y se tapa herméticamente; en estas condiciones (estando saturada la cápsula) debe marcar cero.

Se introduce la cápsula en el suelo hasta la profundidad a donde se desea conocer el nivel de humedad y si éste está a saturación, seguirá marcando cero, pero conforme se va secando, la cápsula va perdiendo humedad, debido a que tratará de equilibrarse con la humedad del suelo y por lo mismo ejercerá una succión sobre la columna de agua, marcando en el manómetro la magnitud de esta succión.

Los tensiómetros tienen como limitación el hecho de que no son exactos sino para valores menores de una atmósfera de tensión, por tanto, en suelos arenosos llegan a cubrir hasta un 85% de la humedad aprovechable; pero en suelos arcillosos apenas si cubren 31.30% de ésta (ver las curvas de Retención de Humedad). Sin embargo, poniéndolos a una profundidad adecuada, nos pueden servir como indicadores, aun en suelos arcillosos.

Aunque existen tensiómetros de varios tipos, de diferentes materiales y con manómetros de varias clases, los principios de su funcionamiento son los mismos.

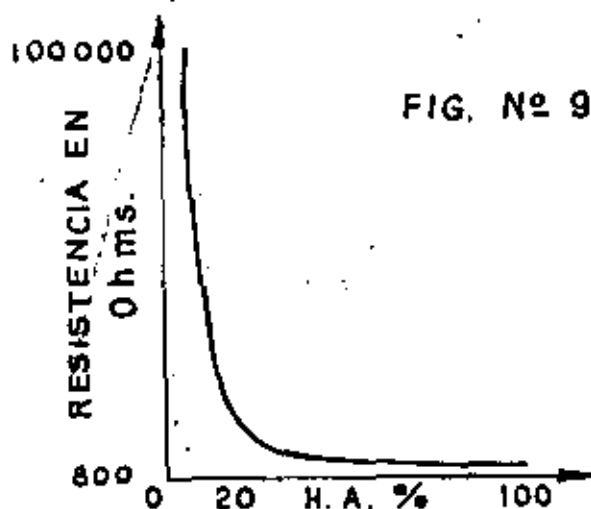
Método de la Conductividad Eléctrica. Este método está basado en la propiedad de conductividad eléctrica del agua. Se ha demostrado que la conductividad eléctrica del suelo es función de su contenido de humedad.

Inicialmente se utilizaron electrodos metálicos que se introducían en el suelo y luego con un puente de resistencia eléctrica, se medía la resistencia al paso de corriente, que oponía el terreno humedecido.

Este procedimiento presentaba algunos inconvenientes: el contacto entre los electrodos y el suelo no era eficiente; como la resistencia (y desde luego la conductividad) depende del contenido de humedad y la concentración de sales, en los suelos salinos se tenían resultados muy poco aceptables.

Los doctores G. J. Bouyoucos y A. H. Mick en 1940, encontraron un procedimiento con el que se podían evitar casi totalmente los inconvenientes enumerados anteriormente, y éste consiste en colocar los electrodos dentro de un bloque de yeso, el cual al saturarse, reduce su resistencia a un mínimo; si en estas condiciones se entierra en el suelo a una profundidad deseada, la humedad dentro del bloque se equilibrará con la del suelo y por lo mismo variará su resistencia en función de su humedad.

Al hacer la calibración de los bloques de yeso, se ha encontrado que la resistencia eléctrica varía según una función de tipo exponencial con la humedad, la capacidad de campo corresponde a una resistencia de 600 ohms y el porcentaje de marchitamiento permanente a los 100,000 ohms, para los bloques marca Bouyoucos. La curva encontrada es aproximadamente igual a la que se muestra en la figura 9.



Al observar la figura, se puede notar fácilmente que en las cercanías de la capacidad de campo, la variación de la resistencia respecto a la humedad es muy pequeña, aumentando rápidamente al acercarse al PMP; en consecuencia se deduce que para valores altos de humedad aprovechable, la exactitud del procedimiento es baja, siendo muy alta para los valores cercanos al porcentaje de marchitamiento permanente, por lo que sería recomendable su aplicación para suelos de textura ligera.

También se ha encontrado que en suelos salinos (con nido mayor del 0.3%), el material del bloque se destruye rápidamente y los comunes tienden a dar valores falsos, debido a que las líneas de corriente salen del bloque, por lo que últimamente se están utilizando con mejores resultados bloques con electrodos concéntricos que incluso sirven acomodados en forma de bastón para introducirlos fácilmente en el suelo, y medir la humedad a diferentes profundidades.

Con el mismo principio se han desarrollado otros tipos de bloques, buscando una mayor duración y exactitud.

Los primeros trabajos del riego controlado que se han hecho en México, se basaron en este método (Breceda en 1950 y Ojeda en la región lagunera 1955).

Considerando que el método gravimétrico es el más exacto por comparación en equivalencias de exactitud, se puede decir que una determinación de humedad por el método gravimétrico equivale a dos determinaciones con Tensiómetro o con el Aspersor de Neutrones y a tres por el método de los bloques de yeso.

Como resumen de lo anterior, a continuación se calcula una lámina de riego en función de las características físicas del perfil de un suelo.

Datos obtenidos de muestras de perfil a diferentes profundidades, según los procedimientos descritos.

Número del Perfil	CALCULO DE LA LAMINA	Lamina Cm.
1	$L_1 = (19.3 - 5) \times 1.35 \times 0.15 =$	2.89
2	$L_2 = (21.0 - 8) \times 1.40 \times 0.15 =$	2.73
3	$L_3 = (13.0 - 3) \times 1.55 \times 0.30 =$	4.65
4	$L_4 = (18.0 - 7) \times 1.50 \times 0.20 =$	3.30
	LAMINA TOTAL:	CM 13.57

Como es de notarse, esta lámina es alta por ser el primer riego, pues los valores del porcentaje de

PROFUNDIDAD EN CENTIMETROS	TEXTURA	NUMERO	D _a	CC	PMP	H _a
0 -- 15	Migajón arenoso.....	1	1.35	19.3	10.0	9.3
15 -- 30	Migajón arenoso.....	2	1.40	21.0	10.5	10.5
30 -- 60	Arena migajosa.....	3	1.55	13.0	7.0	6.0
60 -- 80	Migajón arenoso.....	4	1.50	18.0	8.5	8.5

NOTAS: Para la textura se utilizó el método del lábrómetro.

La densidad aparente se determinó directamente en el campo, por el método de la hoja de plástico.

La capacidad de campo se obtuvo por el método de las columnas de suelo de Colman, según modificaciones de la Escuela Nacional de Agricultura.

El porcentaje de marchitamiento permanente se obtuvo utilizando plantas de girasol.

Al determinar los porcentajes de humedad a las diferentes profundidades consideradas, se obtuvieron los siguientes datos:

NUMERO	PROFUNDIDAD EN CENTIMETROS	P _a AL MUESTREAR Por ciento
1	0 -- 15	6
2	15 -- 30	8
3	30 -- 60	3
4	60 -- 80	7

Luego, para llevar este suelo a la capacidad de campo hasta la profundidad que se está considerando, se necesita una lámina que se calcula según muestra la siguiente tabla:

Fórmula empleada:

$$L = (P_{a_m} - P_r) \times D_a \times Pr$$

humedad que existe en el suelo, son inferiores al PMP.

Después que se ha cultivado una planta y empieza a crecer, se nota que los indicadores de humedad nos marcan en la parte superior un descenso hasta el 20% de la humedad aprovechable, se vuelve a muestrear y se obtienen los siguientes valores:

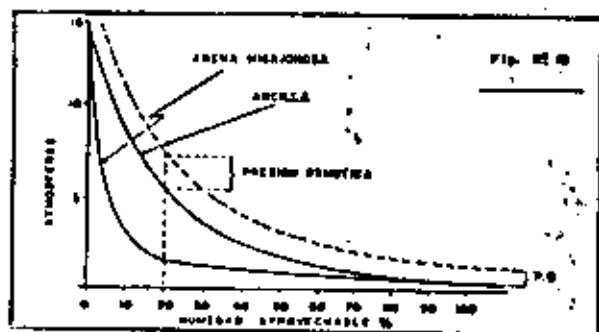
NUMERO DEL PERFIL	PROFUNDIDAD EN CENTIMETROS	P _a AL MUESTREAR Por ciento
1	0 -- 15	12.0
2	15 -- 30	19.5
3	30 -- 60	13.0
4	60 -- 80	18.2

Para dar otro riego se calcula la lámina por aplicar según la siguiente tabla:

NÚMERO DEL CASO	CÁLCULO DE LA LÁMINA	LÁMINA Cm.
1	$L_1 = (19.3 - 12) \times 1.35 \times 0.15 =$	1.47
2	$L_2 = (21 - 19.5) \times 1.40 \times 0.15 =$	0.32
3	$L_3 = 0$	0
4	$L_4 = 0$	0
LAMINA TOTAL:		Cm. 1.79

Debe aclararse que las láminas obtenidas son netas y para aplicarlas es necesario considerar la eficiencia de riego.

También es de hacerse notar que no siempre puede servir de guía un porcentaje límite de humedad aprovechable, pues debe recurrirse a las curvas que la relacionan con el Esfuerzo de Humedad del Suelo, ya que cuando los suelos son arcillosos y además salinos, en un 20% de humedad aprovechable, pueden tenerse valores muy altos del Esfuerzo de Humedad del Suelo, provocando por lo mismo una disminución en los rendimientos, sobre todo si la planta se encuentra florecando. (Observar las curvas de la figura 10.)



Además de lo anterior, no puede considerarse sólo una profundidad para observar las variaciones de la humedad y que sirve de guía para determinar el momento de regar, pues generalmente los perfiles no son homogéneos y las variaciones de humedad pueden ser muy diferentes en un mismo perfil a varias profundidades.

En el ejemplo se ha considerado necesario regar cuando en los primeros 15 cm. la humedad ha descendido hasta un 20% de la humedad aprovechable, aunque en las demás profundidades prácticamente no ha habido variación, pues como la planta está recién sembrada, sus raíces son pequeñas y la ma-

yor parte del agua la obtienen en la parte más superficial del suelo y por tanto no se les debe forzar.

PRUEBA DE LA BOLA DE TIERRA PARA LA ESTIMACIÓN DE LA HUMEDAD APROVECHABLE

1. Se toma un puño de suelo representativo de la profundidad que se desea.
2. Se comprime el suelo con la mano 4 veces.
3. Si el suelo no forma una bola y se desmorona fácilmente, contiene menos de un 25% de humedad aprovechable.
4. En caso de que se forme la bola se lanza al aire a una altura de 30 cm. Si se mantiene después de lanzarla 5 veces tendrá un 50% de humedad aprovechable.
5. Si al oprimir el suelo en la mano se pega a ésta una capa de 5 mm o más suelo, el contenido de humedad será de 75 a 100%.

Esta prueba, como puede apreciarse, es para suelos francos y cuando se usa en suelos arenosos o arcillosos se tienen condiciones muy diferentes, por lo que hay necesidad de hacer las correcciones necesarias.

Por ejemplo en suelo arenoso es muy difícil que se conserve la bola después de 5 lanzamientos, por el contrario, en un suelo pesado con un 50% de la humedad aprovechable ya se puede pegar a la mano parte del suelo. La aproximación que se tiene es de 25% de la humedad aprovechable en suelos francos. Esto corresponde a una lámina de 3.9 cm. por metro de profundidad; para 30 cm. sería de 1.3 cm., lo cual queda dentro del límite práctico desde el punto de vista de aplicación de agua; sin embargo, para suelos pesados correspondería de 2.5 a 3.0 cm. que ya no se considera práctico.

Adaptado de: Dietbold, H. C. (1953) Time to Irrigate, Simple soil test tells when to irrigate. The reclamation era. Vol 39 N° 7:132. Traducción publicada en el Memorándum Técnico Núm. 81 de la Secretaría de Recursos Hidráulicos.

CAPÍTULO II

¿CUANDO REGAR?

Se ha visto cómo calcular la lámina de riego para un suelo con un cultivo determinado; sin

**METODO PRACTICO PARA DETERMINAR EL CONTENIDO DE HUMEDAD. SERVICIO
DE CONSERVACION DE SUELOS DE ESTADOS UNIDOS**

POR CIENTO DE HUMEDAD APROVECHABLE	TEXTURA DEL SUELO			
	Gruesa	Ligua	Medía	Fineza
0	Seco, suelto, se pasa a través de los dedos.	Seco, suelto, se pasa a través de los dedos.	Polvoso, seco, en algunos casos en costras que se quiebran fácilmente.	Duro, agrietado, algunas veces con costras sueltas sobre la superficie.
25 a 50	Apariencia seca, no forma una bola bajo presión de la mano.	Apariencia seca, no se forma una bola bajo presión de la mano.	Algo costroso, pero forma una bola bajo presión de la mano.	Algo moldeable, forma una bola bajo presión de la mano.
50 a 75	Apariencia seca, no forma una bola bajo presión de la mano.	Tiende a formar una bola bajo presión, pero no estable.	Forma una bola bajo presión de la mano, algunas veces brilla bajo presión.	Forma una bola bajo presión, forma tiras de suelo al moldearlo con los dedos.
75 a 100	Con tendencia a agrietarse, a veces forma una bola muy débil.	Forma una bola de poca estabilidad bajo presión, no presenta brillo.	Forma una bola la baja presión y es muy moldeable, brilla fácilmente, si tiene mucha arcilla.	Fácilmente forma tiras de suelo al moldearlo con los dedos, es lustroso.
100	Al comprimirlo en la mano no aparece agua sobre el suelo pero deja húmeda la mano.			
Más de 100	Al comprimirlo en la mano escurre agua.	Escurre agua al amasarlo.	Puede escurrir agua al comprimirlo.	Lodoso y escurre agua sobre la superficie.

embargo, es necesario conocer el momento de aplicar estas láminas.

Por medio de los aparatos medidores de humedad se podría determinar el momento de regar, según ya se ha indicado; sin embargo, para superficies grandes con variedad de cultivos no sería práctico, pues se necesitaría instalar gran número de medidores de acuerdo con las variaciones del suelo y de cultivos.

Se define como uso de agua por las plantas o uso consuntivo del agua, a la cantidad de agua usada por aquellas en la construcción de sus tejidos, la transpiración y la evaporación en la superficie del suelo, sobre la que se desarrolla.

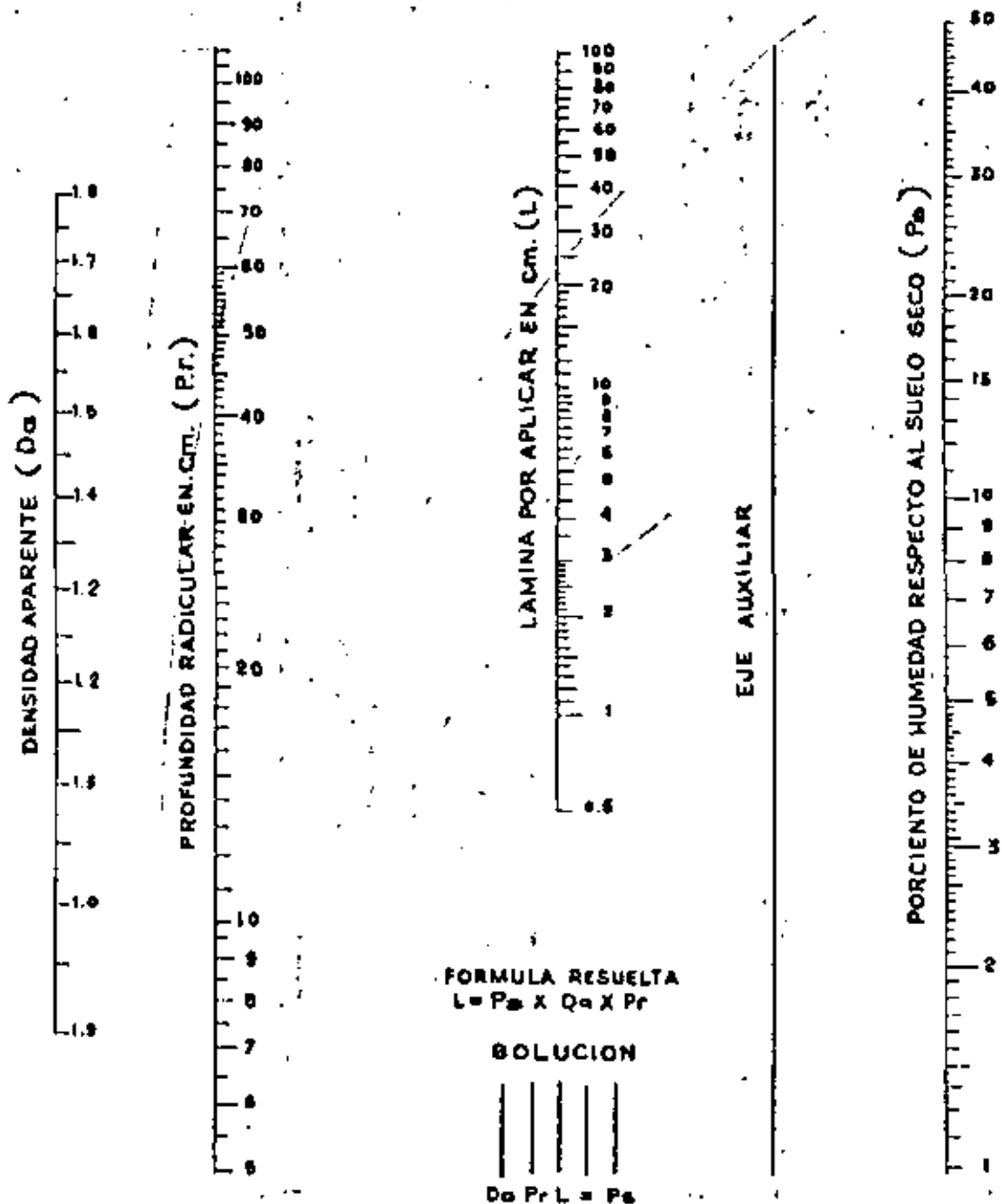
Uso de agua por la planta = Agua usada en la construcción de tejidos + transpiración + evaporación.

También se utiliza el término evapotranspiración para denominar los dos últimos conceptos, considerando que son los más importantes, ya que el 99% del consumo del agua por la planta se debe a ellos, incluso con un índice del uso de agua o uso consuntivo del agua.

Las primeras investigaciones cuidadosas que se hicieron sobre el consumo de agua por las plantas, se deben a Lawes, en experimentos que efectuó en Rothamsted (Inglaterra), en el año de 1848; posteriormente Wollny en Munich (Alemania), efectuó experimentos en macetas, principalmente con avena y cebada en 1876. Otros investigadores del viejo mundo efectuaron experimentos al respecto durante fines del siglo pasado y principios del actual. En América las primeras investigaciones las realizó King en el lapso de 1892 a 1895 en Madison, Wis. En los primeros años de este siglo Widson en Logan Utah y Briggs y Shantz en Akron, Colo., efectuaron varios experimentos encaminados a determinar las necesidades de agua de varios cultivos; sobre todo estos últimos investigadores trataron de correlacionar el consumo de agua de las plantas con varios factores meteorológicos como son la evaporación, la temperatura, la radiación, etc.

Ultimamente varios investigadores se han abocado a la experimentación para obtener fórmulas, la mayor parte empíricas, que correlacionen estos factores meteorológicos con el consumo de agua de las plantas o evapotranspiración; entre estos son dignos de mencionarse los trabajos de Charles R. Hedke que en 1924 relacionó el calor disponible en grados-días con el uso consuntivo; en 1942 Lowry y

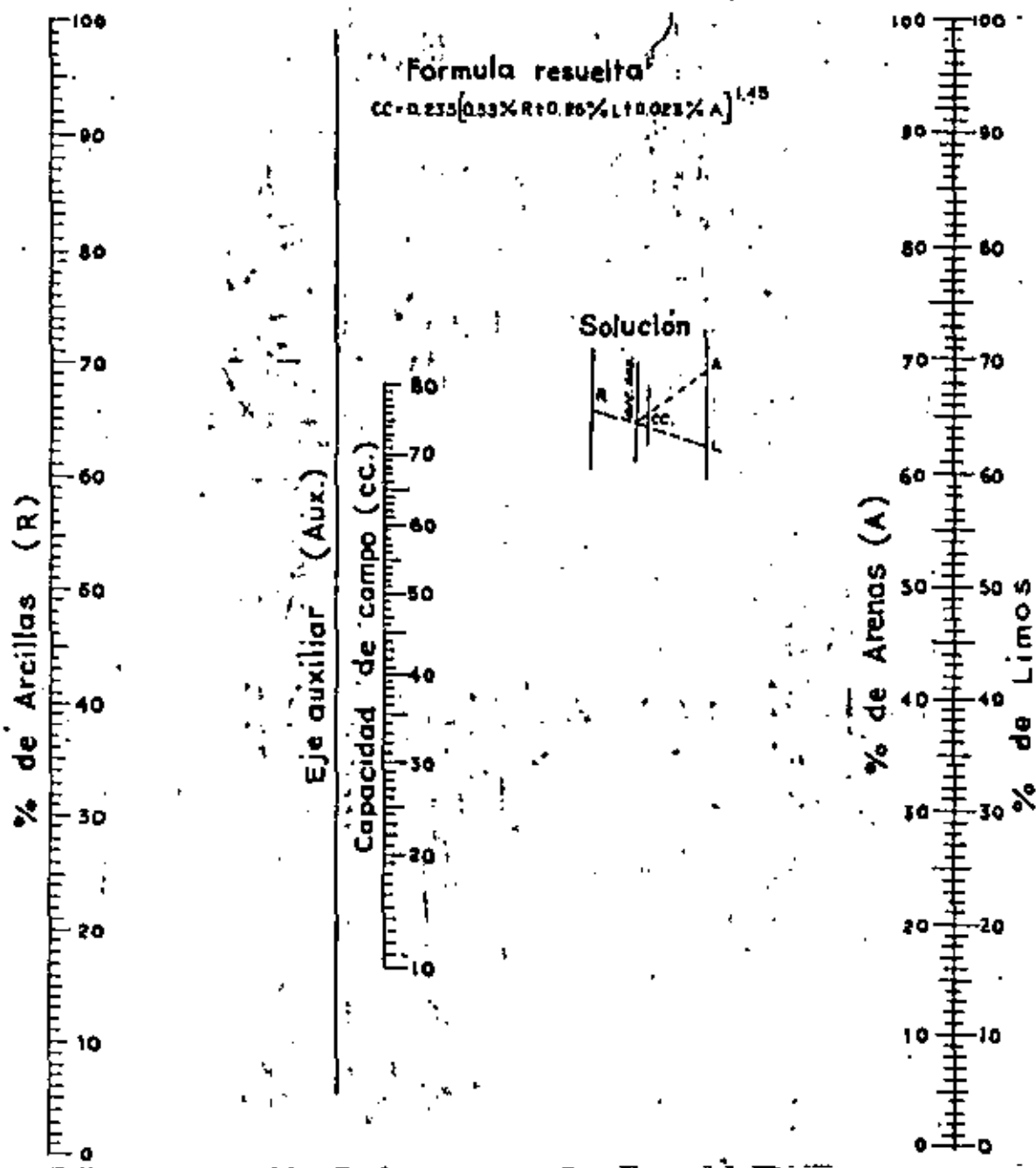
NOMOGRAMA PARA CALCULAR LA LAMINA POR APLICAR A UN SUELO PARA HUMEDECERLO A CC. HASTA UNA PROFUNDIDAD PROPUESTA

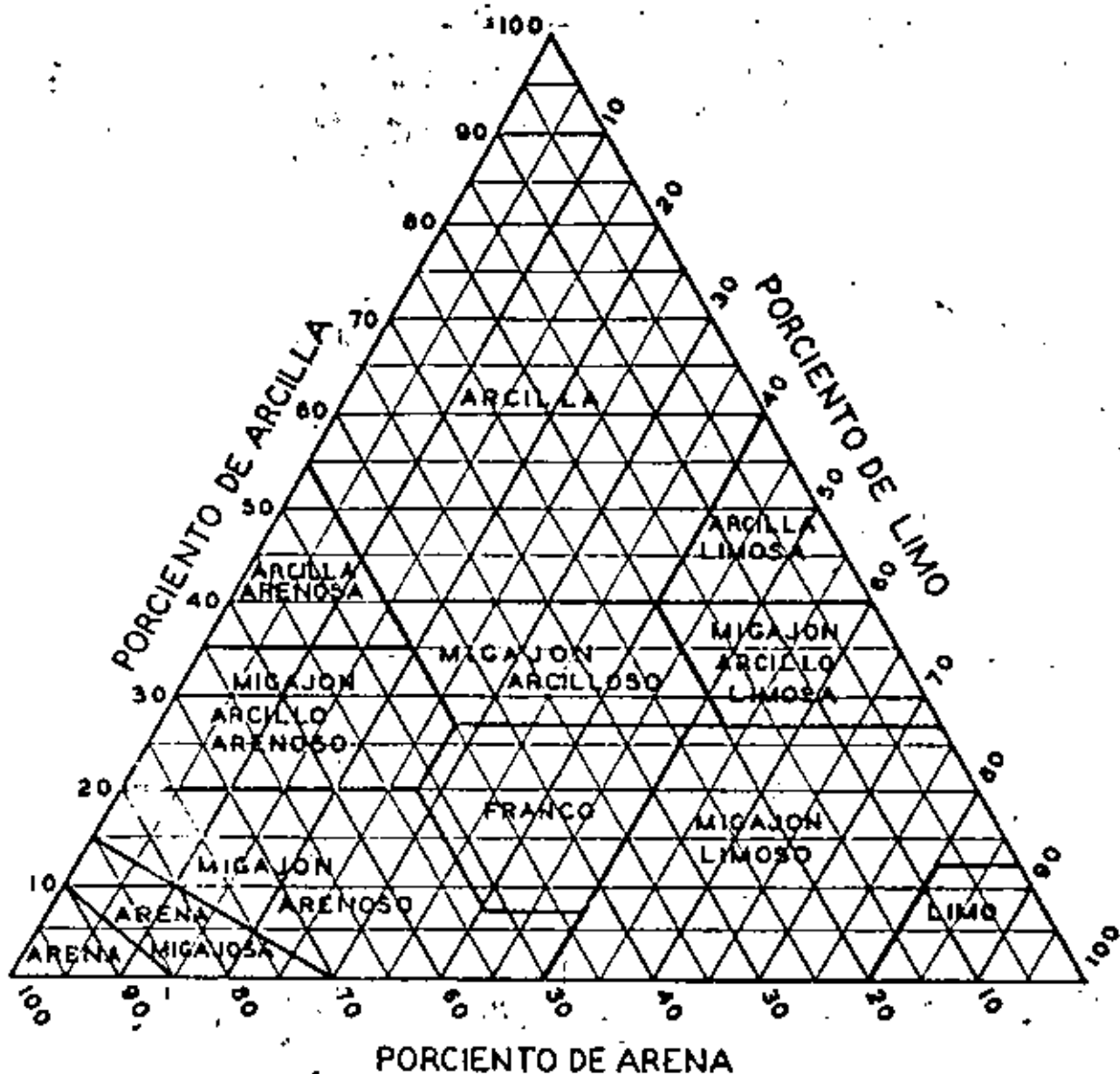


Calcule:

ING. E. PALACIOS V.

NOMOGRAMA PARA DETERMINAR LA CAPACIDAD DE CAMPO EN FUNCION DE LOS PORCENTAJES DE ARCILLA, LIMO Y ARENA.





Gráfica Núm. 1

Juliano encontraron que la relación entre el U_c y el valor efectivo, era lineal. C. W. Thornthwaite, basado en los trabajos anteriores, encontró inicialmente una relación no lineal entre U_c y la temperatura, investigaciones posteriores del mismo Thornthwaite, demostraron que la ecuación encontrada sólo daba valores aproximados en la Mesilla y el Delta de San Joaquín Sacramento, por lo que decidió estudiar el problema desde el punto de vista de las relaciones entre el U_c y la insolación, encontrando una nueva expresión que interviene como variable en su ecuación general, que denominó "Eficiencia de la Temperatura" y en función de ésta

obtuvo su fórmula bastante compleja que posteriormente veremos con más detalle. Harry F. Blaney y W. D. Criddle últimamente han obtenido una fórmula que relaciona la temperatura y la luminosidad con el "Uso Convectivo", la relación matemática es similar a la obtenida por Hargreaves. H. L. Penman que obtiene una ecuación también compleja que relaciona la evapotranspiración con el balance de calor diario y la evaporación. En 1962 M. E. Jensen, Howard R. Haise, en Fort Collins, Colo., lo gran relacionar la evapotranspiración con la radiación solar y la temperatura media del aire, obteniendo una correlación bastante buena.

Aparte de los investigaciones anteriormente enumerados, otros han trabajado sobre este mismo e interesante tema. Como dato complementario a estos antecedentes, vale la pena recordar al Ing. John E. Field, quien en 1930 utilizó por primera vez el término "Consumptive use of water", que en México se ha traducido literalmente como "Uso Consumitivo del Agua" tratando de dar a entender el consumo de agua de las plantas.

DETERMINACIONES Y ESTIMACIONES DEL USO DEL AGUA POR LAS PLANTAS

Antes de informar sobre los procedimientos más utilizados para determinar o estimar el uso de agua por las plantas, creemos necesario explicar algo sobre los factores que lo afectan, a fin de tener un mejor criterio al escoger los métodos para llegar a conocerlo.

Las necesidades de agua de una planta dependen de la energía en la atmósfera o sea la luminosidad, el viento, humedad relativa y temperatura; de la energía del agua en el suelo (esfuerzo de humedad del suelo) y del tipo de cultivo.

Respecto a los factores atmosféricos, es fácil comprender su influencia en el uso del agua por planta, y un poco más adelante relacionaremos algunos de ellos con las fórmulas empíricas y racionales que se utilizan para conocerlo.

Como es de suponerse estos factores dependen del clima de una región.

La temperatura y la humedad relativa afectan al U. C., la primera en forma directamente proporcional y la segunda inversamente proporcional; el viento favorece la evaporación y la luminosidad influye en el foto-periodo de la planta, alterando por lo mismo los valores del U. C. en función de su intensidad, calidad y duración.

En relación con la influencia del esfuerzo de humedad del suelo en el uso de agua por la planta, se puede decir que a mayor E.H.S. es menor el U. C. o sea que son inversamente proporcionales.

Por lo que respecta al cultivo, es de suponerse la influencia del período vegetativo, la superficie de transpiración¹ que presentan las hojas, el desarrollo radicular y en general los diferentes factores fisiológicos y morfológicos que varían con el tipo de la planta y de los que dependen la transpiración y absorción del agua.

También es de mencionarse que en forma indirecta la calidad del agua afecta al U. C. debido a

que si contiene sales, altera los valores del esfuerzo de humedad del suelo, debido a que incrementa el valor de la presión osmótica.

Existen dos procedimientos para determinar la evapotranspiración que son: el gravimétrico y por medio del lisímetro.

El método gravimétrico consiste en determinar (efectuando pesadas, en la báscula, de muestras de tierra), las variaciones de humedad en cada una de las capas que forman el perfil de un suelo, hasta una profundidad igual a las que tienen las raíces del cultivo considerado. En función de estas variaciones y de las características del suelo, se puede determinar la lámina de agua en un tiempo dado, de acuerdo con la siguiente fórmula de fácil deducción:

$$L = \Delta P_s \times D_s \times P_r$$

En donde:

L = Lámina usada por la planta en cm. durante el lapso considerado.

ΔP_s = Variación del porcentaje de humedad respecto al peso del suelo seco en el mismo lapso, en %.

D_s = Densidad aparente del suelo.

P_r = Profundidad del perfil expresado en metros.

Descripción del método. Las muestras del suelo se toman con una barrena tipo Veihmayer o similar, en cada profundidad del perfil, por ejemplo cada 20 centímetros se guardan éstas en botes de lámina tarados que se cierran herméticamente con objeto de que no pierdan humedad y se llevan al laboratorio, donde se pesan y luego se secan en una estufa a 110°C hasta que tengan peso constante; por diferencia de peso se determina la humedad de la muestra, la cual se relaciona con el peso del suelo seco para poder expresarla en forma de un porcentaje. Varios días después se vuelven a tomar muestras del mismo suelo, en un lugar cercano (con objeto de que no haya discrepancias debido a la heterogeneidad de éste) y nuevamente en la forma indicada se determina el porcentaje de humedad de la muestra. Por diferencia entre porcentajes y utilizando la fórmula anteriormente indicada, se puede calcular la lámina de uso consumitivo o evapotranspiración, en el lapso considerado.

Ejemplo de cálculo:

¹ La más importante.

TABLA NUMERO 1

PERIODO EN CENTIMETROS	D _a	P _e anterior en %	P _e actual en %	día	Lámina en cm.
0 - 15	1.3	19.2	14.0	4.0	0.90
15 - 30	1.4	21.5	18.0	3.5	0.74
30 - 60	1.5	14.8	13.7	1.1	0.50
LAMINA TOTAL:					2.14

Utilización del lisímetro para conocer la evapotranspiración de los cultivos. El profesor W. O. Pruitt, diseñó un aparato para medir en forma directa y por un procedimiento gravimétrico, la cantidad de agua que utiliza un cultivo. El lisímetro de Pruitt consiste esencialmente en un tanque cilíndrico de más o menos 6 metros de diámetro por 95 centímetros de alto, en el que se coloca el suelo

el cual se utiliza para medir la evapotranspiración potencial.

Pennman, define como evapotranspiración potencial, al uso de agua de un cultivo que cubre totalmente la superficie del suelo y que nunca tiene deficiencia de humedad; como puede observarse, existe cierta diferencia con la evapotranspiración de los cultivos, en virtud de que éstos en muy pocas ocasiones se encuentran en circunstancias tan favorables.

El evapotranspirómetro consiste fundamentalmente en un tanque de aproximadamente 0.90 m. de profundidad, por 3 m. de largo y 1.30 m. de ancho, conectado a otro tanque regulador que permite mantener en el primero, un nivel de humedad constante; este último a su vez es alimentado por un tercer tanque en el que se mide el consumo de agua.

El tanque grande se llama evapotranspirador y es donde se coloca la tierra sobre la que se siembra algún zacate (Fig. 11).

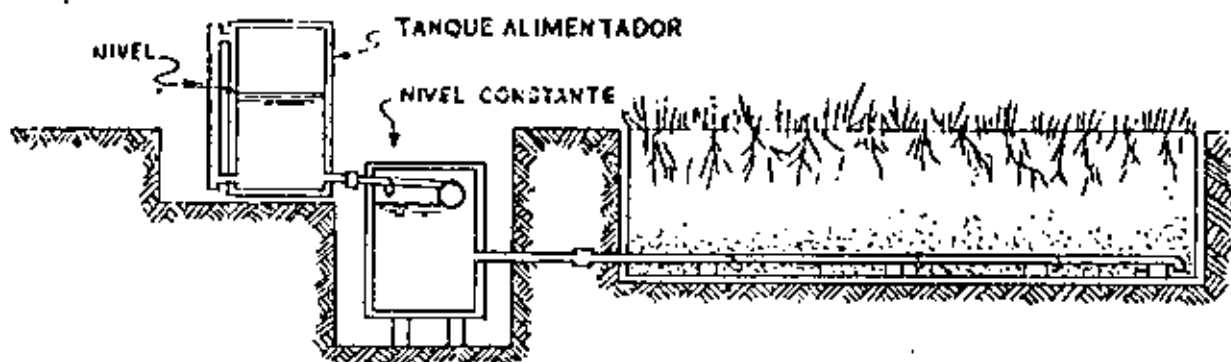


Fig. Núm. 11. Evapotranspirómetro de Thornthwaite

y el cultivo considerados, este tanque descansa sobre una báscula que es de alta precisión por lo que es posible observar las variaciones de peso que sufre el tanque, debidas al agua que pierde el suelo; en función de estas variaciones de peso es posible medir el consumo de agua del cultivo.

Estimaciones de la evapotranspiración. Es indudable que los factores que más influyen en la evapotranspiración, son los atmosféricos y generalmente con base en ellos se han desarrollado varias fórmulas empíricas para estimarla, sin embargo, también hay aparatos que nos permiten conocer en forma aproximada la evapotranspiración.

Aparatos usados para estimar la evapotranspiración. En primer término debe mencionarse el vaporómetro desarrollado por el Dr. Thornthwaite,

Se han inventado más aparatos para tratar de estimar la evapotranspiración, entre ellos son de mencionarse los atmómetros desarrollados por Livingston y que consisten en una esfera de cerámica porosa, que tiene un vástago barnizado del mismo material que se introduce dentro de un recipiente graduado que contiene agua; la esfera se encuentra pintada de blanco o negro. Al recibir energía de la atmósfera se produce una evaporación en la superficie de la esfera que ocasiona una succión en el depósito graduado, en el que se mide el agua evaporada (Fig. 2).

Se ha visto que existe una mayor correlación entre la evapotranspiración y las lecturas de los atmómetros, si se utilizan dos, uno negro y otro pintado de blanco y tomando como dato la diferencia de lecturas.

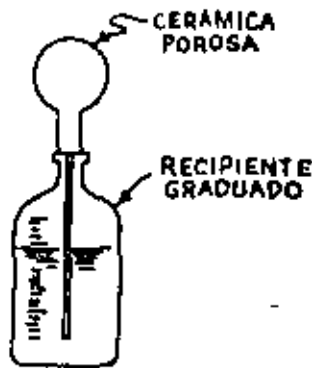


Fig. Núm. 12. Atmómetro

$$E_t = 0.87 (L_n - L_b)$$

Donde:

E_t = Evapotranspiración.

L_n = Lectura en el atmómetro negro.

L_b = Lectura en el atmómetro blanco.

Varios autores han pretendido correlacionar la evapotranspiración con la evaporación, desde los primeros trabajos de Biggs y Shantz hasta los recientes de Penman que lo llevaron a obtener una fórmula bastante compleja y que posteriormente se verá con cierto detalle.

En función de las lecturas de un evaporímetro se ha tratado de estimar la evapotranspiración, la lectura de éste se multiplica por un factor de conversión para obtener la evaporación (para los evaporímetros de 1.20 m. de diámetro es 0.77) y se ha obtenido una relación entre la evapotranspiración y la evaporación para varias épocas del año, de donde puede despejarse el valor de la primera en función del conocimiento de la segunda.

Según los estudios de Penman para una latitud de 50° aproximadamente las relaciones son las siguientes:

Estación	E_t/E
Mayo a agosto inclusive	0.80
Marzo, abril, septiembre y octubre	0.70
Noviembre a febrero inclusive	0.60
Promedio en el año	0.75

Es posible obtener relaciones similares para diferentes localidades, las cuales variarán según lo cerca o alejadas que estén del Ecuador.

Ultimamente se han inventado aparatos más complejos para tratar de determinar o estimar la evapo-

transpiración, por ejemplo, en Australia se ha desarrollado uno que mide la energía que recibe un cultivo y la que refleja, llamado evaporímetro. También el Dr. Thornthwaite ha logrado fabricar un aparato similar.

Estimación de la evapotranspiración por medio de fórmulas más o menos empíricas. Como ya se ha visto, para poder determinar la evapotranspiración, es necesario contar con un equipo adecuado y hacer observaciones durante todo el período que comprende el ciclo vegetativo del cultivo; desgraciadamente no siempre se dispone del equipo ni del tiempo necesario para efectuar la determinación, entonces es una gran ayuda contar con fórmulas que en función de datos climatológicos de la zona nos den una estimación aproximada del valor de la evapotranspiración.

Como ya se explicó anteriormente, varios investigadores han tratado de relacionar los diferentes datos climatológicos con la evapotranspiración, logrando fórmulas que nos permiten estimarla con diferentes aproximaciones. Nos vamos a referir a tres de las más conocidas.

Una de las primeras fórmulas prácticas para calcular la evapotranspiración, la obtuvo el Dr. Charles R. Hedke y es la siguiente:

$$U. C. = K H. \quad \text{En donde:}$$

$U. C.$ = Uso consuntivo o evapotranspiración.

H = Calor disponible en grados-días.

K = Constante que depende del cultivo.

Sin embargo, esta fórmula está basada en varias hipótesis en relación con la humedad que debe tener el suelo y las prácticas que se sigan al hacer el cultivo.

Fórmula de Lowry y Johnson. Estos investigadores siguiendo los pasos del Dr. Hedke, encontraron una relación lineal entre la evapotranspiración y el "calor efectivo", definiéndolo como la acumulación en días-grados de las temperaturas máximas sobre un mínimo que fijaron en 0°C. durante el período vegetativo del cultivo.

La relación que encontraron, en función del clima del lugar y del cultivo, tiene dos límites, uno superior que vale:

$$E_t = 0.000095 C_e + 0.335$$

y el inferior de:

$$E_t = 0.000069 C_e + 0.21$$

con valor medio de:

$$E_1 = 0.00008 C_e + 0.28$$

En donde:

- E_1 = Evapotranspiración (lámina en metros).
- C_e = Calor efectivo en el periodo (en grados centígrados).

Estas fórmulas, sólo dan valores ligeramente aproximados a los reales, pues las regresiones se obtuvieron en zonas con características climatológicas que no pueden considerarse representativas de toda una región y mucho menos de un país. El hecho de que exista un margen tan fuerte en los valores calculados en la ecuación que da valores máximos y la que da valores mínimos, da una idea de la exactitud que se puede obtener con esta medida.

Método del Dr. Thornthwaite. De acuerdo con sus investigaciones efectuadas en la Mesilla Nuevo México y en Sacramento California, E. U. A. el Dr. Thornthwaite, llegó a la conclusión de que la relación entre la evapotranspiración y la temperatura no era tan simple como la presentan Lowry y Johnson. Inicialmente encontró que la relación no podía considerarse lineal y su primera expresión fue:

$$E_1 = \left(\frac{T}{5}\right)^{1.516}$$

donde:

T = Temperatura media mensual en °C

Investigadores posteriores demostraron que esta fórmula sólo daba resultados con buena aproximación en la región donde se efectuaron los estudios, discrepando en otros lugares. Continuando las investigaciones encontró una expresión que aparentemente está íntimamente ligada con los valores de la evapotranspiración de cada lugar y que denominó "Eficiencia de la temperatura" que está dada por la siguiente relación:

$$i = \left(\frac{T}{5}\right)^{1.516}$$

i = Eficiencia de la temperatura.

En función de los valores obtenidos con esta expresión y mediante una ecuación que la liga con temperatura media mensual obtuvo su expresión general que nos da la evapotranspiración potencial:

$$E_1 = 1.6 \left(\frac{10T}{i}\right)^a$$

En donde:

- E_1 = Evapotranspiración mensual en centímetros.
- T = Temperatura media mensual en °C.
- I = Suma de i para todos los meses del año.
- $a = 0.000000675 I^3 - 0.0000771 I^2 + 0.01792 I + 0.49239$.

Aplicación de método. Para aplicar la fórmula obtenida por el Dr. Thornthwaite es aconsejable seguir la siguiente secuela:

1. Se calculan las temperaturas medias mensuales (T).
2. Se calculan los valores de la eficiencia en la temperatura, por medio de la fórmula:

$$i = \left(\frac{T}{5}\right)^{1.516}$$

Puede utilizarse la tabla adjunta para evitarse el cálculo (Tabla Núm. 2).

3. Se determina la eficiencia anual de la temperatura sumando los valores calculados según se explica en el punto anterior.
4. Se calcula el exponente a aplicando la fórmula:

$$a = 0.000000675 I^3 - 0.0000771 I^2 + 0.01792 I + 0.49239$$

5. Se estima la evapotranspiración en el mes considerado en función de la temperatura media mensual aplicando la fórmula:

$$E_1 = 1.6 \frac{(10T)^a}{I}$$

También se puede recurrir al nomograma Núm. 3 que tiene la fórmula resuelta.

Ejemplo de aplicación. Con los mismos datos del ejemplo anterior, podemos calcular por este procedimiento la evapotranspiración del trigo en el Valle del Mayo.

En la tabla adjunta están ordenados los datos de temperaturas con los que se han calculado las eficiencias mensuales de la temperatura, obteniéndose un valor de 124.63 de la eficiencia anual. Con este dato se procede a calcular a cuyo valor aproximado es de 2.95.

Con los datos anteriormente calculados, se procede a aplicar la fórmula con la temperatura media mensual, mes a mes. Para valores de temperatura mayores de 26.5°C, los de la evapotranspiración prácticamente son iguales para cualquier valor de la "Eficiencia de la temperatura" y pueden obtenerse con ayuda de la Tabla Núm. 3.

CALCULO DE LA EVAPOTRANSPIRACION POR EL METODO DE THORNTHWAITE

MESES	Tem. media °C		E _p en cm.	E _p trigo en cm.
Octubre . . .	27.9	13.50	14.70	...
Noviembre . . .	20.8	8.03	6.25	1.04
Diciembre . . .	16.5	6.10	3.66	3.66
Enero . . .	16.2	5.93	3.47	3.47
Febrero . . .	15.4	5.49	2.99	2.99
Marzo . . .	14.3	4.91	2.40	2.40
Abril . . .	21.6	9.17	6.15	3.80
Mayo . . .	25.1	11.50	12.63	...
Junio . . .	28.7	14.00	15.32	...
Julio . . .	31.6	16.30	17.12	...
Agosto . . .	29.9	14.90	16.15	...
Septiembre . . .	26.4	11.62	15.82	...
TOTAL	124.85	118.66	17.36

Se puede observar que el valor obtenido de evapotranspiración por este método para el trigo de un período vegetativo de 110 días, es bastante bajo y representa menos del 50% de lo obtenido por el método Gravimétrico que para el caso del Valle del Mayo, es aproximadamente de 38.2 centímetros.

Método de Blaney y Criddle. La fórmula obtenida por estos autores, relaciona la temperatura media de un lugar, con la luminosidad y la evapotranspiración, además introducen un factor de corrección que depende de la época de desarrollo de la planta y del cultivo considerado. Esta expresión es mucho más simple que la que obtuvo el Dr. Thornthwaite.

La fórmula de Blaney y Criddle es la siguiente:

$$E_t = KP$$

Donde:

E_t = Evapotranspiración total en centímetros.

K = Coeficiente de corrección que depende del cultivo y su época de desarrollo; es el promedio de los valores k mensuales.

P = Factor de temperatura y luminosidad; suma de f mensuales.

Blaney y Criddle, dan una serie de valores para K en una tabla publicada en un boletín del Departamento de Conservación de suelos del Departamento de Agricultura de los E.U.A., la cual reproducimos en la Tabla Núm. 4.

El factor de temperatura-luminosidad, se calcula en el período deseado mediante la siguiente ecuación:

$$f = \frac{t \times p}{100}$$

En donde:

T = Temperatura media para el período °F.

p = Porcentaje de horas luz para el período, respecto al total anual.

Si la temperatura se expresa en °C, la ecuación corregida es la siguiente:

$$f = p \left(\frac{t + 17.8}{21.8} \right)$$

Los valores de la expresión

$$\left(\frac{t + 17.8}{21.8} \right)$$

se encuentran tabulados en la Tabla Núm. 5.

En la Tabla Núm. 6 se pueden encontrar los valores del factor p para latitudes Norte de 15 a 32° en los doce meses del año.

Investigaciones más recientes efectuadas en el valle Imperial han encontrado que para zonas áridas con lluvias en verano, es necesario corregir el factor temperatura para ajustar convenientemente la relación Temperatura-Evapotranspiración. Esta corrección se logra introduciendo un nuevo coeficiente en la fórmula que denominaremos K_1 y cuyo valor está dado por la siguiente expresión:

$$K_1 = 0.03114t + 0.2398$$

Donde:

t = Temperatura en °C

En la Tabla Núm. 5 Bis, se encuentran los valores corregidos del factor t de acuerdo con la expresión anterior, es decir en la Tabla están los valores:

$$K_1 \times \frac{(t + 17.8)}{21.8}$$

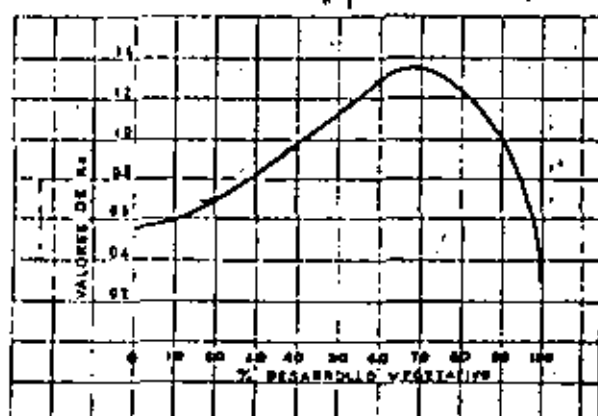
Ejemplo de aplicación. Puede aplicarse este método para calcular la evapotranspiración en el valle del Río Mayo, considerando los mismos valores de temperatura que en el ejemplo anterior. La latitud aproximada de la zona es de 27° norte; con este dato se calculan los porcentajes de horas-luz, en dicho lugar auxiliándose de la Tabla Núm. 6.

Para facilitar los cálculos se pueden tabular los valores como a continuación se indica:

CALCULO DE LA EVAPOTRANSPIRACION POR EL METODO DE BLANEY Y CRIDDLE

M E S	Temperatura media °C	Valor de ρ	Factor ($K_1 \cdot P_2 K_2$)		Días	$E_t = K_{ef}$
Noviembre	19.8	7.36	1.477	10.87	3	0.587
Diciembre	19.5	7.31	1.185	8.66	31	6.495
Enero	19.2	7.43	1.161	8.62	31	9.309
Febrero	18.4	7.09	1.095	7.77	28	10.412
Marzo	14.3	6.38	1.008	8.45	31	9.041
Abril	21.6	6.65	1.648	14.26	16	2.283
El TOTAL DEL TRIGO						38.187

En la penúltima columna de la Tabla se tiene el valor del factor ρ por el factor t corregido; estos valores deben de multiplicarse por los coeficientes de desarrollo K_2 , el cual varía de acuerdo con la época del crecimiento del cultivo. Para el caso del trigo en la región del Río Mayo, se han calculado los valores de este factor y se encuentran en la gráfica que a continuación se muestra:



Se puede observar que el valor del coeficiente varía desde 0.30 hasta 1.35 de acuerdo con la época de desarrollo.

Como desgraciadamente muchas veces no se tienen los datos necesarios para calcular los valores de K_2 , solamente se podrá calcular el uso consuntivo del agua con auxilio de los coeficientes que proponen

Blaney y Criddle, los cuales como ya se ha dicho se representan en la Tabla Núm. 5.

En relación con los tres métodos que se han explicado, es de hacerse notar que el de Blaney y Criddle convenientemente calibrado para las diferentes zonas de características climatológicas similares del país, es indudablemente el que da mejores resultados, con la ventaja además, de ser un método relativamente sencillo de aplicar.

Existen otros métodos mucho más elaborados para estimar la evapotranspiración, en los cuales debe de mencionarse el de H. L. Penman. Este investigador efectuó una serie de experimentos en Rothamsted, Inglaterra, relacionando la evaporación y la radiación solar; con base en los datos obtenidos dedujo una fórmula bastante compleja para calcular la evapotranspiración potencial.

La fórmula se puede expresar según la siguiente ecuación:

$$E_o = \frac{DH + 0.27 E_a}{D + 0.27}$$

En donde:

E_o = Evapotranspiración en milímetros.

E_a = Evaporación cuando la presión de vapor corresponde a la temperatura del aire.

H = Cantidad total de energía disponible para evaporación y calentamiento del aire, en milímetros por día.

D = Pendiente de la relación, evaporación-temperatura, cuando la temperatura sea la del aire.

Se han encontrado otras expresiones en función del balance de energía, midiendo la energía que recibe un cultivo y la que se refleja; para medirla,

se ha desarrollado en Australia un aparato llamado Evapotróon.

El Dr. Thornthwaite, también ha logrado fabricar un aparato similar con resultados muy satisfactorios.

Estimación del intervalo de riego. Si se supone que:

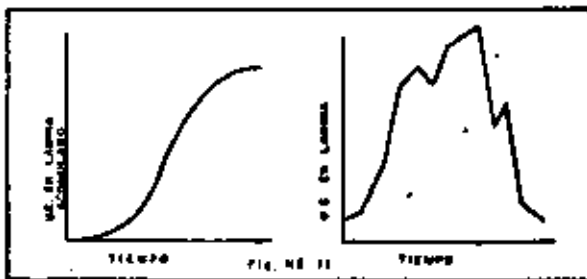
- L = Lámina de agua aplicada.
- $U.C.$ = Consumo diario de agua por la planta (Uso Consumtivo), en lámina.
- I = Intervalo de riego en días.

Entonces se tiene:

$$I = \frac{L}{U.C.}$$

Como puede notarse, conociendo el Uso Consumtivo o sea el consumo de agua por la planta, es fácil conocer el intervalo de riego.

El Uso Consumtivo diario no es un valor constante sino que va variando en función del desarrollo de las plantas. Si se registra en una gráfica la variación del uso del agua al través del tiempo, se obtiene una línea semejante a la de la figura:



Sin embargo para determinar los intervalos de riego, se pueden obtener los valores diarios con base en los promedios mensuales o quincenales. Para conocer el coeficiente de riego neto total, sólo interesa el valor del $U.C.$ total como se verá más adelante. Un método práctico para conocer los intervalos, es obtener la gráfica acumulativa, en la cual de acuerdo con las observaciones directas se pueden marcar los momentos en que se haga necesario el riego, según la variación de la humedad aprovechable relacionada con el esfuerzo de humedad del suelo y se tendrá para un cultivo determinado en una zona propuesta, los intervalos de riego y las láminas necesarias en cada caso (ver gráfica). más adelante se verá con más detalle un método de contabilidad para obtener fácilmente estos datos.

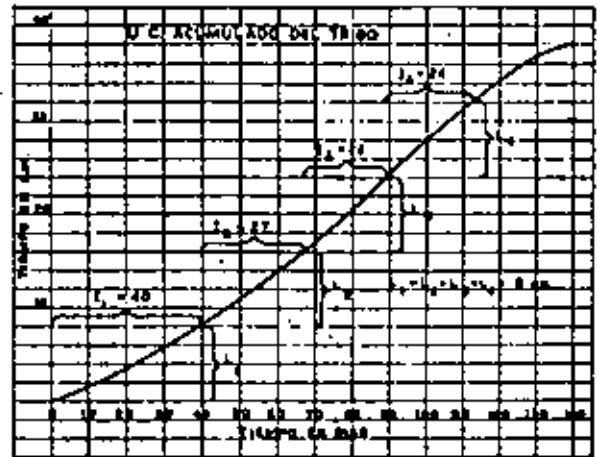


Fig. 12.

Ejemplo de aplicación. Supongamos las siguientes condiciones.

Cultivo. Trigo, variedad con ciclo vegetativo de 140 días. Suelo franco con las siguientes características:

Perfil uniforme, Densidad aparente 1.2; PMP a 15%, $CC.$ a 29%, se supone que puede utilizarse el 80% de la humedad aprovechable.

También se considera que la máxima demanda de agua del trigo se produce en los primeros 60 cm.; en pruebas efectuadas en el Distrito de Riego Núm. 38, Río Mayo, se encontró que el consumo de agua por las raíces del trigo se efectúa de la siguiente manera:

En los primeros 15 cm. de profundidad el 35%; en los siguientes 15 cm., 30%; de 30 a 45 cm., el 18%, de 45 a 60 cm., el 12%, y de 60 cm. en adelante el 5%; de donde se deduce que el 95% del consumo del agua se presenta en los primeros 60 cm. de profundidad.

Por otra parte se tienen los siguientes valores del $U.C.$ obtenidos cada 14 días.

Por ciento de desarrollo	$U.C.$ en centímetros	Por ciento de desarrollo	$U.C.$ en centímetros
10	2.6 ✓	60	5.0 ✓
20	2.8 ✓	70	5.2 ✓
30	3.4 ✓	80	4.6 ✓
40	3.8 ✓	90	4.0 ✓
50	4.4 ✓	100	2.6 ✓

Para calcular los intervalos de riego se siguen los siguientes pasos:

19 Con los datos característicos del suelo, se calcula la lámina necesaria para humedecer hasta la profundidad de campo, 60 centímetros de profundidad.

$$L = 0.8 (P_{s_{60}} - P_{t_{pmp}}) \times P_a + P_r$$

$$L = 0.8 (29 - 15) \times 1.2 \times 0.6$$

$$L = 8.06 \text{ cm.}$$

29 Se calcula el consumo medio diario; al iniciarse el ciclo vegetativo de la planta el consumo es muy pequeño, por lo que se pueden tomar el promedio de los 42 primeros días.

$$\checkmark UC_{\text{diario}} = \frac{2.6 + 2.6 + 3.4}{42} = 0.205 \text{ cm.}$$

En la misma fórmula se pueden calcular los promedios diarios tomando los consumos observados cada 28 días por ejemplo.

39 Se calcula el intervalo de riego para cada período que será:

$$I_1 = \frac{8.06}{0.205} = 39 \text{ días } \checkmark$$

$$I_2 = \frac{8.06}{0.292} = 27 \text{ días}$$

$\frac{3.8 + 4.9}{2.8} = 0.292$

$$I_3 = \frac{8.06}{0.364} = 22 \text{ días}$$

$\frac{5.0 + 5.2}{2.8} = 0.364$

$$I_4 = \frac{8.06}{0.340} = 24 \text{ días}$$

Estos intervalos calculados en esta forma se pueden comprobar en la gráfica acumulativa del U. C. (Ver figura Núm. 11.)

Las láminas calculadas, son considerando un aprovechamiento íntegro del agua aplicada, por lo que es necesario estimar las láminas que debe aplicar el usuario teniendo en consideración su eficiencia de riego (término que se verá en el próximo capítulo).

Para determinar los intervalos de riego y las láminas por aplicar, se puede llevar un registro similar a los utilizados en contabilidad, en donde se van registrando las láminas disponibles, las salidas o disminuciones por concepto del consumo de agua por la planta y las entradas debidas a la lluvia efectiva, es decir, la que se infiltra.

Ejemplo de registro:

FECHA	LÁMINA DISPONIBLE Centímetros	U. C. (-) Centímetros	LLUVIA EFECTIVA (+) Centímetros
24-X-62....	3.00	0.25	0.00
25-X-62....	2.75	0.25	1.00
26-X-62....	3.50	0.25	0.00
0-XI-62....	0.25	0.25	0.00
10-XI-62....	5.00	0.25	0.25

Al hablar del consumo de agua por las plantas, no se había mencionado la aportada por la lluvia; a la parte del agua aprovechada por la planta de la precipitación pluvial, se le llama lluvia efectiva.

También se puede definir como lluvia efectiva aquella que humedece una capa de suelo, de un espesor tal que lleve dicha humedad hasta la zona radicular de las plantas para que éstas puedan aprovecharla.

La estimación del volumen aportado por lluvia efectiva es bastante difícil, pues depende de muchos factores, entre éstos se puede enumerar los siguientes: cubierta vegetal, textura, compactación del terreno, pendiente de éste, duración de la lluvia, su intensidad, etc.

Se puede expresar a la lluvia efectiva con la siguiente fórmula:

$$I_e = CL; \quad \text{Donde:}$$

I_e = Lluvia efectiva (lámina en cm.)

L = Lluvia real (lámina en cm.)

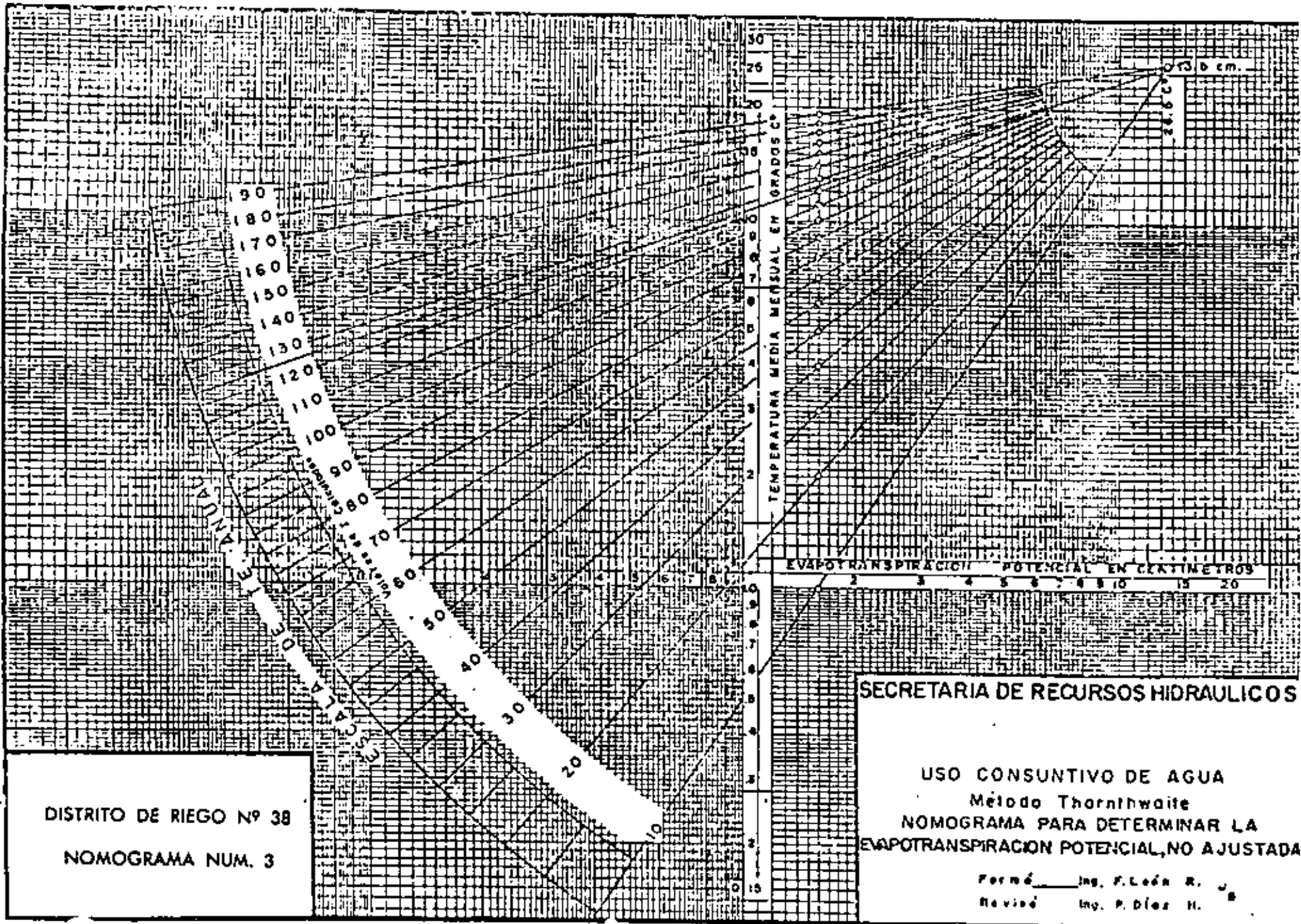
C = Coeficiente que depende del terreno, intensidad de la lluvia, duración, etc.

El valor del coeficiente varía desde muy cerca de la unidad hasta un mínimo cercano a cero. Los valores altos se presentan en terrenos permeables, secos, de poca pendiente y cuando la lluvia tiene una intensidad menor que la velocidad de infiltración del terreno; los mínimos se presentarán cuando las condiciones que prevalecen son las contrarias.

Para estimar este coeficiente es necesario experimentar, tomando en cuenta los factores que influyen en su variación. En el valle del río Mayo se han encontrado valores que fluctúan entre 0.75 y 0.35.

Respuestas de los cultivos a diferentes condiciones de humedad.

Se tiene la creencia de que es posible obtener las mejores cosechas de un cultivo, si se desarrolla en



DISTRITO DE RIEGO Nº 38
 NOMOGRAMA NUM. 3

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS

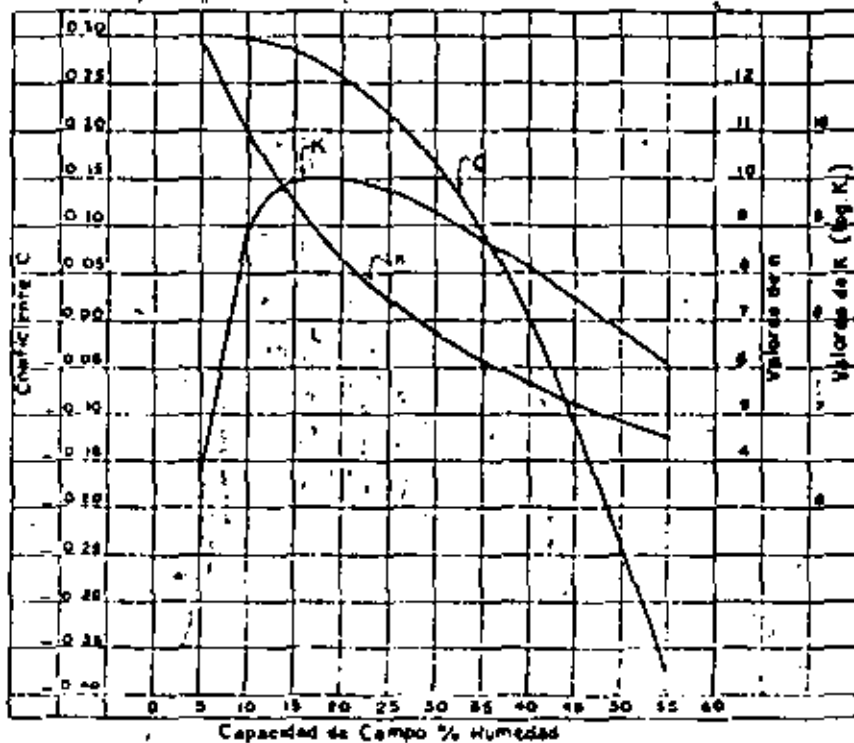
USO CONSUNTIVO DE AGUA
 Método Thornthwaite
 NOMOGRAMA PARA DETERMINAR LA
 EVAPOTRANSPIRACION POTENCIAL, NO AJUSTADA

Formó Ing. F. León R.
 Revisó Ing. P. Díaz H.

FORMULA PARA CALCULAR LA TENSION DEL SUELO EN FUNCION DE SU PORCENTAJE DE HUMEDAD RESPECTO AL SUELO SECO Y GRAFICAS PARA OBTENER LOS PARAMETROS CON BASE EN LA CAPACIDAD DE CAMPO

Fórmula obtenida. $T = \frac{K}{P^n} + C$

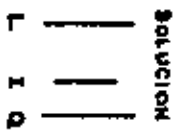
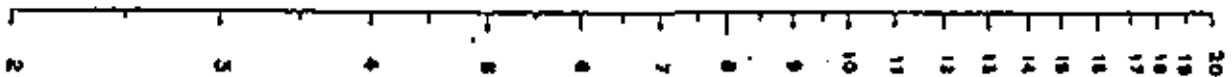
Expresión logarítmica $\log.(T-C) = K - n \log. P$



NOMOGRAMA PARA ESTIMAR EL GASTO NECESARIO PARA HUMEDECER 10m² DE LA MELGA CON PENDIENTES DEL 0.5 POR CIENTO

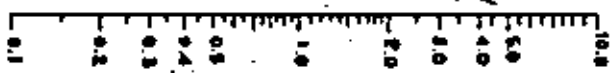
NOTA: PARA PENDIENTES DIFERENTES DEL 0.5 %
MULTIPlicAR POR EL FACTOR DE CORRECCION

(L) LAMINA DE AGUA NECESARIA PARA HUMEDECER LA ZONA RADICULAR EN Cm.

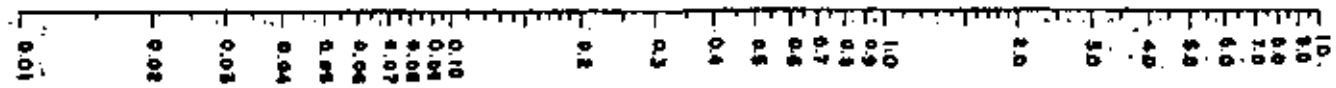


Calculo: $\frac{\text{---}}{\text{---}} = \frac{\text{---}}{\text{---}}$
ING. E. PALACIOS V.

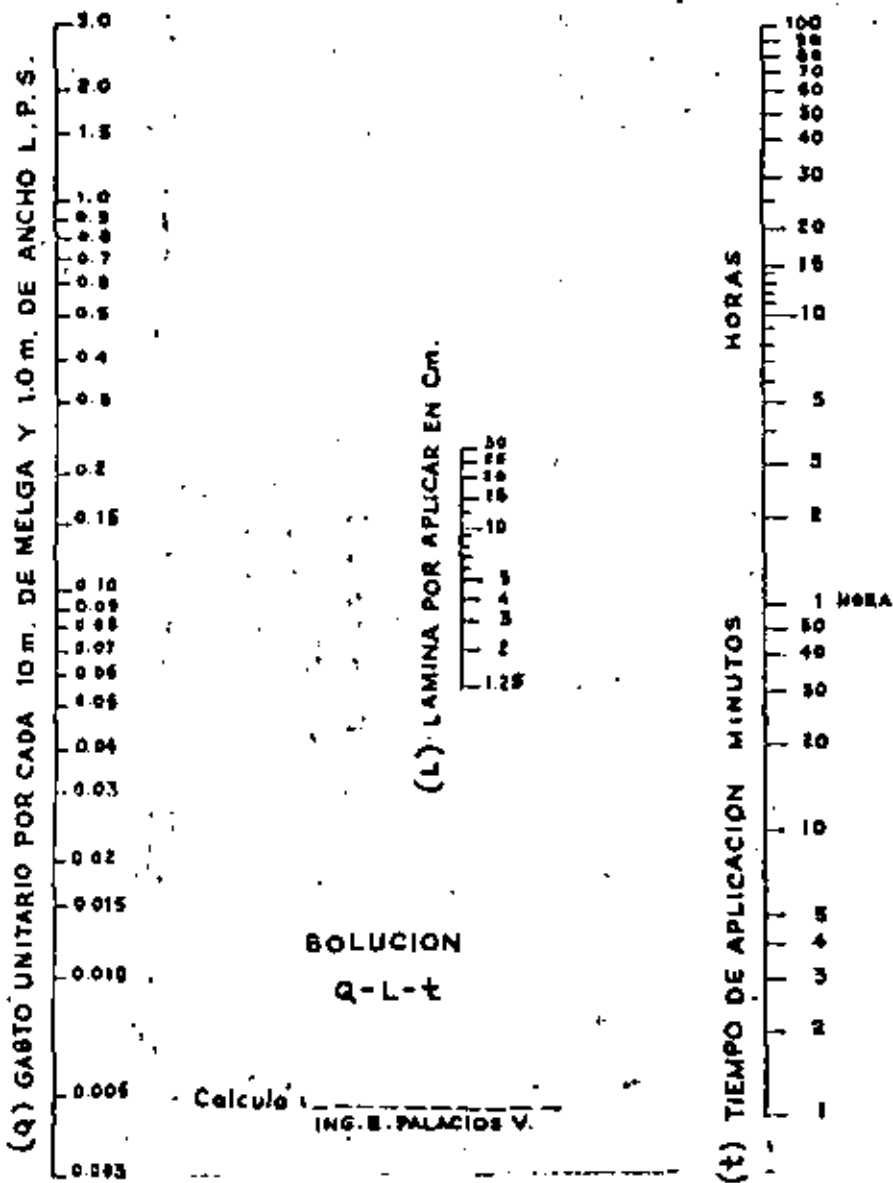
(I) VELOCIDAD DE INFILTRACION Cm./hr (BASICA)



(Q) GASTO PARA CADA 10 m. DE MELGA Y 1.0 m. DE ANCHO EN L. P. G.



NOMOGRAMA PARA DETERMINAR EL TIEMPO NECESARIO DE
 APLICACION DE DIFERENTES LAMINAS
 PARA DIFERENTES VALORES DE GASTO



condiciones óptimas de humedad, es decir, con una tendencia a que la humedad aprovechable sea del cien por ciento durante el ciclo; sin embargo, se ha visto que varios cultivos se desarrollan mejor y dan mejores cosechas cuando en ciertas épocas se permite una disminución considerable en el nivel de humedad aprovechable.

Considerando que muchos de nuestros Distritos de Riego, sufren de una escasez crónica de agua, es muy conveniente investigar hasta qué niveles de humedad se puede llegar sin perjudicar el rendimiento de un cultivo y al respecto ya se han hecho varios trabajos experimentales aquí en el país, principalmente en el campo experimental de la Cal Grande, Gto.

Singleton, encontró que regando el maíz durante todo su ciclo, hasta que la humedad alcanzara un nivel tal, que el esfuerzo de humedad del suelo llegara a 9 atmósferas, obtenía rendimientos de 6.7 Ton./Ha., en cambio obtuvo 8.25 Ton./Ha. cuando en la época del espigamiento y jiloteo mantuvo el E.H.S. en valores menores de 0.4 atmósferas.

Fernández y Laird, investigando sobre el mismo campo, encontraron que el ciclo del maíz puede dividirse en 3 partes que son: el primero, de la siembra al espigamiento; el segundo, del espigamiento a la maduración y el tercero, de maduración a la cosecha, además lograron determinar que la época más sensible a la sequía es del espigamiento a la maduración. En el mismo trabajo encontraron que durante la primera parte de su desarrollo, puede dejarse subir el E.H.S. hasta 10 atmósferas; durante la segunda o sea la más sensible sólo hasta 6 atmósferas. A mayores esfuerzos se tienen disminuciones muy considerables del rendimiento y por último en la tercera etapa son permisibles, esfuerzos hasta de 8 atmósferas.

Experimentos similares se han hecho en otras regiones y con otros cultivos (Laird Núñez y Hernández) por ejemplo el trigo, encontrando que por lo general la época crítica en lo que respecta a los niveles de humedad del suelo, se presenta durante la floración, pues si en esta época se llega a valores muy altos del E.H.S. se tienen reducciones en los rendimientos.

Se cree conveniente insistir en que es necesario relacionar las variaciones de humedad aprovechable con las del esfuerzo de humedad del suelo, ya que la presión osmótica puede influir notablemente en su variación y para un mismo nivel de humedad se pueden tener valores distintos del E.H.S., por lo que

de no tenerse en consideración es posible ocasionar reducciones en los rendimientos.

Es recomendable experimentar con otros cultivos, y en otras zonas, para poder tener una base más racional, respecto a los niveles de humedad aprovechable, hasta los que es posible llegar sin un perjuicio en los rendimientos de las plantas.

TABLA 1

PROFUNDIDADES DE LAS RAICES
DE LOS PRINCIPALES CULTIVOS

CULTIVOS	Profundidad de la zona radicular	
	Metros	
Alfalfa	1.50 a	3.00
Alcachofa		1.20
Esparago	1.80 a	3.00
Frijol		0.90
Remolacha azucarera	1.20 a	1.80
Betabel	0.60 a	0.90
Frambuesa y zarzamora	1.20 a	1.80
Brócoli		0.45
Col		0.60
Melón Cantalupo	1.20 a	1.80
Zanahoria	0.60 a	0.90
Coliflor		0.90
Citricos	1.20 a	1.80
Maíz dulce		0.90
Maíz	1.20 a	1.50
Caña de azúcar		1.00
Algodón	1.20 a	1.80
Pepinos	0.60 a	0.90
Frutales de hojas caedizas	1.80 a	2.40
Cereales de grano pequeño: (Trigo, cebada, etc.)		1.20
Sorgo	1.50 a	3.00
Vid	0.60 a	1.20
Zarcos forrajeros		0.60
Trébol "ladino"		0.60
Lechuga	0.90 a	0.45
Melón ordinario	1.20 a	1.50
Nueces, avellano	1.20 a	1.80
Cebollas		0.45
Pastinaca		0.45
Cacahuete		0.60
Chicharos	0.90 a	1.20
Papas	0.90 a	1.20
Camote	1.20 a	1.80
Calabazas		1.80
Rábanos	0.45 a	0.45
Soya	0.90 a	1.20
Espinacas		0.60
Calabacita		0.90
Fresas	0.90 a	1.20
Tabaco		1.20
Jitomate	1.80 a	3.00
Nabo		0.90
Nuez de nogal		3.00
Sandías		1.80

Ta. modo de irrigación, Soil Moisture Measurement System.

TABLA NUM. 2

TABLA PARA CALCULAR EL VALOR MENSUAL DE T-E
 $k = (T/5) 1.514$

T	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
001	.01	.02	.03	.04	.05	.06	.07
1	.09	.10	.12	.13	.15	.16	.18	.20	.21	.23
2	.25	.27	.29	.31	.33	.35	.37	.39	.42	.44
3	.46	.48	.51	.53	.56	.58	.61	.63	.66	.69
4	.71	.74	.77	.80	.82	.85	.88	.91	.94	.97
5	1.00	1.03	1.06	1.09	1.12	1.16	1.19	1.22	1.25	1.29
6	1.32	1.35	1.39	1.42	1.45	1.49	1.52	1.56	1.59	1.63
7	1.66	1.70	1.74	1.77	1.81	1.85	1.89	1.92	1.96	2.00
8	2.04	2.08	2.12	2.15	2.19	2.23	2.27	2.31	2.35	2.39
9	2.44	2.48	2.52	2.56	2.60	2.64	2.69	2.73	2.77	2.81
10	2.86	2.90	2.94	2.99	3.03	3.08	3.12	3.16	3.21	3.25
11	3.30	3.34	3.39	3.44	3.48	3.53	3.58	3.62	3.67	3.72
12	3.76	3.81	3.86	3.91	3.96	4.00	4.05	4.10	4.15	4.20
13	4.25	4.30	4.35	4.40	4.45	4.50	4.55	4.60	4.65	4.70
14	4.75	4.81	4.86	4.91	4.96	5.01	5.07	5.12	5.17	5.22
15	5.28	5.35	5.39	5.44	5.49	5.55	5.60	5.65	5.71	5.76
16	5.82	5.87	5.93	5.98	6.04	6.10	6.15	6.21	6.26	6.32
17	6.38	6.44	6.49	6.55	6.61	6.66	6.72	6.78	6.84	6.90
18	6.95	7.01	7.07	7.13	7.19	7.25	7.31	7.37	7.43	7.49
19	7.55	7.61	7.67	7.73	7.79	7.85	7.91	7.97	8.03	8.10
20	8.16	8.22	8.28	8.34	8.41	8.47	8.53	8.59	8.66	8.72
21	8.78	8.85	8.91	8.97	9.04	9.10	9.17	9.23	9.29	9.36
22	9.42	9.49	9.55	9.62	9.68	9.76	9.82	9.88	9.95	10.01
23	10.08	10.15	10.21	10.28	10.35	10.41	10.48	10.55	10.62	10.69
24	10.75	10.82	10.89	10.95	11.02	11.09	11.16	11.23	11.30	11.37
25	11.44	11.50	11.57	11.64	11.71	11.78	11.85	11.92	11.99	12.06
26	12.13	12.21	12.28	12.35	12.42	12.49	12.56	12.63	12.70	12.78
27	12.85	12.92	12.99	13.07	13.14	13.21	13.28	13.36	13.43	13.50
28	13.58	13.65	13.72	13.80	13.87	13.94	14.02	14.09	14.17	14.24
29	14.32	14.39	14.47	14.54	14.62	14.69	14.77	14.84	14.92	14.99
30	15.07	15.15	15.22	15.30	15.38	15.45	15.53	15.61	15.68	15.76
31	15.84	15.92	15.99	16.07	16.15	16.23	16.30	16.38	16.46	16.54
32	16.62	16.70	16.78	16.85	16.93	17.01	17.09	17.17	17.25	17.33
33	17.41	17.49	17.57	17.65	17.73	17.81	17.89	17.97	18.05	18.13
34	18.22	18.30	18.38	18.46	18.54	18.62	18.70	18.79	18.87	18.95
35	19.03	19.11	19.20	19.28	19.36	19.45	19.53	19.61	19.69	19.78
36	19.86	19.95	20.03	20.11	20.20	20.28	20.36	20.45	20.53	20.62
37	20.70	20.79	20.87	20.96	21.04	21.13	21.21	21.30	21.38	21.47
38	21.56	21.64	21.73	21.81	21.90	21.99	22.07	22.16	22.25	22.33
39	22.42	22.51	22.59	22.68	22.77	22.86	22.95	23.03	23.12	23.21
40	23.30

TABLA NUM. 3

TABLA DE EVAPOTRANSPIRACION POTENCIAL CUANDO LA TEMPERATURA
 MEDIA MENSUAL EXCEDE DE 26.5°C.

°C	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
26	13.50	13.59	13.68	13.77	13.86	09
27	13.95	14.03	14.12	14.20	14.19	14.37	14.45	14.53	14.62	14.70	084-082
28	14.78	14.86	14.94	15.01	15.09	15.17	15.24	15.32	15.39	15.47	078-074
29	15.54	15.61	15.68	15.75	15.82	15.89	15.95	16.02	16.09	16.15	070-064
30	16.21	16.27	16.33	16.40	16.46	16.52	16.58	16.63	16.68	16.74	062-056
31	16.80	16.85	16.91	16.98	17.02	17.07	17.12	17.17	17.21	17.26	054-048
32	17.31	17.35	17.40	17.44	17.49	17.53	17.57	17.61	17.64	17.68	044-038
33	17.72	17.76	17.79	17.83	17.86	17.90	17.93	17.96	17.99	18.02	036-030
34	18.05	18.08	18.10	18.13	18.15	18.18	18.20	18.22	18.25	18.27	026-022
35	18.29	18.31	18.32	18.34	18.35	18.37	18.38	18.39	18.41	18.42	016-012
36	18.43	18.44	18.45	18.45	18.46	18.47	18.47	18.48	18.48	18.49	008-004
37	18.49	18.49	18.49	18.50	18.50	18.50	18.50	18.50	18.50	18.50	002
38	18.50

Nota: Los valores después de 26.5°C, son los mismos para cualquier valor de T, E, anual.

TABLA NUM. 4

COEFICIENTE DE USO CONSUNTIVO PARA DEFINIR EL CULTIVO

CULTIVO	Período de crecimiento	Coefficiente K
Algodón	7 meses	0.40 a 0.65
Alfalfa	Entre heladas	0.80 a 0.85
	En invierno	0.60
Arras	3 a 5 meses	1.00 a 1.20
Cereales	3 meses	0.75 a 0.85
Citricos	7 meses	0.50 a 0.65
Frijol	3 meses	0.60 a 0.70
Jitomate	4 meses	0.70
Maíz	4 meses	0.75 a 0.85
Nogales	Todo el año	0.70
Papa	3 a 5 meses	0.65 a 0.75
Pastos	Todo el año	0.75
Remolacha	6 meses	0.65 a 0.75
Sorgo	4 a 5 meses	0.70
Trébol ladino	Tpdo el año	0.80 a 0.85

Nota: Los valores más pequeños son para regiones costeras y los mayores para áridas.

Trabajo de H. F. Blaney y W. L. Criddle. Determining Water Requirements from climatological data. U.S. D.A., Soil Conservation Service. 506-TP-46.

TABLA NUM. 5

VALORES DE LA EXPRESION $\frac{t+17.8}{21.2}$ EN RELACION CON TEMPERATURAS MEDIAS EN °C. PARA USARSE EN LA FORMULA DE BLANEY Y CRIDDLE

°C	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
3	0.954	0.959	0.963	0.968	0.972	0.977	0.982	0.986	0.991	0.995
4	1.000	1.005	1.009	1.014	1.018	1.023	1.028	1.032	1.037	1.041
5	1.048	1.050	1.055	1.060	1.064	1.069	1.074	1.078	1.083	1.087
6	1.092	1.098	1.101	1.106	1.110	1.115	1.119	1.124	1.128	1.133
7	1.138	1.142	1.147	1.151	1.156	1.161	1.165	1.170	1.174	1.179
8	1.183	1.188	1.193	1.197	1.202	1.206	1.211	1.216	1.220	1.225
9	1.229	1.234	1.239	1.243	1.248	1.252	1.257	1.261	1.266	1.271
10	1.275	1.279	1.284	1.289	1.294	1.298	1.304	1.307	1.312	1.317
11	1.321	1.326	1.330	1.335	1.339	1.344	1.349	1.354	1.358	1.362
12	1.367	1.372	1.376	1.381	1.385	1.390	1.394	1.400	1.404	1.408
13	1.413	1.417	1.422	1.427	1.431	1.436	1.440	1.445	1.450	1.454
14	1.459	1.463	1.468	1.472	1.477	1.482	1.486	1.491	1.495	1.500
15	1.505	1.509	1.514	1.518	1.523	1.528	1.532	1.537	1.541	1.546
16	1.551	1.555	1.560	1.564	1.569	1.573	1.578	1.583	1.587	1.592
17	1.596	1.601	1.606	1.610	1.615	1.619	1.624	1.628	1.633	1.638
18	1.642	1.647	1.651	1.656	1.661	1.665	1.670	1.674	1.679	1.683
19	1.688	1.693	1.697	1.702	1.706	1.711	1.716	1.720	1.725	1.729
20	1.734	1.738	1.743	1.748	1.752	1.757	1.761	1.766	1.771	1.775
21	1.780	1.784	1.789	1.794	1.798	1.803	1.807	1.812	1.817	1.821
22	1.826	1.830	1.835	1.840	1.844	1.849	1.853	1.858	1.862	1.867
23	1.872	1.876	1.881	1.885	1.890	1.894	1.899	1.904	1.908	1.913
24	1.917	1.922	1.927	1.931	1.936	1.940	1.945	1.950	1.954	1.959
25	1.963	1.968	1.972	1.977	1.982	1.986	1.991	1.995	2.000	2.004
26	2.009	2.014	2.018	2.023	2.028	2.032	2.037	2.041	2.046	2.050
27	2.055	2.060	2.064	2.069	2.073	2.078	2.083	2.087	2.092	2.096
28	2.101	2.106	2.110	2.115	2.119	2.124	2.128	2.133	2.138	2.142
29	2.147	2.151	2.156	2.161	2.165	2.170	2.174	2.179	2.183	2.188
30	2.193	2.197	2.202	2.206	2.211	2.216	2.220	2.225	2.229	2.234
31	2.239	2.243	2.248	2.252	2.257	2.261	2.266	2.271	2.275	2.280
32	2.284	2.289	2.294	2.298	2.303	2.307	2.312	2.317	2.321	2.326
33	2.330	2.335	2.339	2.344	2.349	2.353	2.358	2.362	2.367	2.372
34	2.376	2.381	2.385	2.390	2.394	2.399	2.404	2.408	2.413	2.417
35	2.422	2.427	2.431	2.436	2.440	2.445	2.450	2.454	2.459	2.463

TABLA NUM. 5 IIS

VALORES DE LA EXPRESION $K_1 \left(\frac{1 + 0.0176}{27.8} \right)$ EN RELACION CON LAS TEMPERATURAS MEDIAS EN °C. PARA USARSE EN LA FORMULA DE BLANEY Y CRIDDLE

°C	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
3	0.317	0.322	0.327	0.331	0.335	0.340	0.345	0.349	0.354	0.359
4	0.364	0.369	0.373	0.378	0.384	0.388	0.393	0.398	0.403	0.408
5	0.413	0.418	0.423	0.428	0.433	0.439	0.444	0.449	0.455	0.460
6	0.465	0.470	0.476	0.481	0.487	0.492	0.498	0.503	0.509	0.514
7	0.520	0.526	0.531	0.537	0.543	0.549	0.554	0.560	0.566	0.572
8	0.578	0.584	0.590	0.596	0.602	0.608	0.614	0.620	0.626	0.632
9	0.638	0.645	0.651	0.657	0.664	0.670	0.678	0.682	0.688	0.696
10	0.702	0.708	0.715	0.722	0.729	0.735	0.742	0.748	0.755	0.762
11	0.768	0.775	0.782	0.789	0.796	0.803	0.810	0.817	0.824	0.830
12	0.838	0.845	0.852	0.859	0.866	0.874	0.880	0.889	0.895	0.902
13	0.910	0.917	0.925	0.932	0.939	0.947	0.954	0.962	0.970	0.977
14	0.985	0.992	1.000	1.008	1.016	1.024	1.031	1.039	1.047	1.055
15	1.063	1.071	1.079	1.086	1.095	1.103	1.111	1.119	1.127	1.135
16	1.143	1.152	1.160	1.168	1.175	1.185	1.193	1.202	1.210	1.219
17	1.227	1.235	1.244	1.253	1.262	1.270	1.279	1.287	1.296	1.305
18	1.313	1.322	1.331	1.340	1.349	1.357	1.367	1.375	1.385	1.393
19	1.403	1.412	1.421	1.430	1.439	1.448	1.458	1.467	1.476	1.485
20	1.495	1.505	1.513	1.523	1.533	1.542	1.551	1.561	1.571	1.580
21	1.590	1.599	1.609	1.619	1.629	1.639	1.648	1.658	1.668	1.678
22	1.688	1.697	1.708	1.717	1.728	1.738	1.748	1.758	1.768	1.779
23	1.789	1.799	1.810	1.820	1.830	1.840	1.851	1.861	1.871	1.882
24	1.892	1.903	1.914	1.924	1.935	1.945	1.956	1.967	1.977	1.988
25	1.999	2.010	2.020	2.031	2.042	2.053	2.064	2.074	2.086	2.096
26	2.108	2.119	2.130	2.141	2.153	2.164	2.175	2.186	2.198	2.209
27	2.220	2.232	2.243	2.255	2.265	2.277	2.289	2.300	2.312	2.323
28	2.335	2.345	2.358	2.370	2.382	2.394	2.405	2.417	2.430	2.441
29	2.453	2.464	2.477	2.489	2.500	2.513	2.525	2.537	2.549	2.561
30	2.574	2.586	2.598	2.610	2.623	2.635	2.647	2.660	2.672	2.685
31	2.698	2.710	2.723	2.734	2.747	2.760	2.773	2.786	2.798	2.811
32	2.822	2.836	2.850	2.862	2.875	2.887	2.900	2.914	2.927	2.940
33	2.953	2.966	2.979	2.992	3.006	3.018	3.032	3.045	3.058	3.072
34	3.085	3.098	3.111	3.125	3.138	3.152	3.166	3.179	3.193	3.206
35	3.220	3.234	3.247	3.261	3.274	3.289	3.303	3.316	3.330	3.344

TABLA NUM. 6

PORCENTAJES DE HORAS-LUZ EN EL DIA PARA CADA MES DEL AÑO EN RELACION AL NUMERO TOTAL EN UN AÑO

M E S E S

Lat. N.	Jan.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Agto.	Sept.	Oct.	Nov.	Dic.
15°	7.94	7.37	8.44	8.45	8.98	8.80	9.03	8.83	8.27	8.26	7.75	7.86
16°	7.91	7.35	8.44	8.46	8.91	8.83	9.07	8.85	8.27	8.24	7.72	7.83
17°	7.86	7.32	8.43	8.48	8.94	8.87	9.11	8.87	8.27	8.23	7.69	7.80
18°	7.83	7.30	8.42	8.50	8.99	8.92	9.16	8.90	8.27	8.21	7.66	7.74
19°	7.79	7.28	8.41	8.51	9.11	8.97	9.20	8.92	8.28	8.19	7.63	7.71
20°	7.74	7.26	8.41	8.53	9.14	9.00	9.23	8.95	8.29	8.17	7.59	7.68
21°	7.71	7.24	8.40	8.54	9.18	9.03	9.26	8.98	8.29	8.15	7.54	7.62
22°	7.66	7.21	8.40	8.56	9.22	9.08	9.31	9.00	8.30	8.13	7.50	7.55
23°	7.62	7.19	8.40	8.57	9.24	9.12	9.35	9.02	8.30	8.11	7.47	7.50
24°	7.58	7.17	8.40	8.60	9.30	9.20	9.41	9.05	8.31	8.09	7.43	7.46
25°	7.53	7.13	8.39	8.61	9.32	9.22	9.43	9.08	8.30	8.08	7.40	7.41
26°	7.49	7.12	8.40	8.64	9.38	9.30	9.49	9.10	8.31	8.06	7.36	7.35
27°	7.44	7.09	8.38	8.65	9.40	9.32	9.52	9.13	8.32	8.03	7.36	7.31
28°	7.40	7.07	8.39	8.68	9.46	9.38	9.58	9.16	8.32	8.02	7.32	7.27
29°	7.35	7.04	8.37	8.70	9.49	9.43	9.61	9.19	8.33	8.00	7.24	7.20
30°	7.30	7.03	8.38	8.72	9.51	9.49	9.67	9.22	8.34	7.99	7.19	7.14
31°	7.25	7.01	8.39	8.73	9.57	9.54	9.72	9.24	8.33	7.95	7.15	7.09
32°	7.20	6.97	8.37	8.75	9.63	9.60	9.77	9.28	8.34	7.95	7.11	7.05

Tomada de Blaney, H. F., y W. D. Criddle SC3-77-98 U.S.D.A., Soil Conservation Service.

CAPITULO III

¿CÓMO REGAR?

Teóricamente de acuerdo con lo que se ha visto, ya es posible cuantificar las láminas por aplicar y determinar el momento de regar, sin embargo se presenta el serio problema de estimar la cantidad de agua que se necesita tomar en la bocatoma de la presa de almacenamiento, de derivación o bien de la bomba para entregar las láminas calculadas; por otra parte, éstas generalmente son muy pequeñas y por lo mismo difícilmente se aplicarán sin desperdicio. Por tanto es necesario evaluar la eficiencia del sistema de conducción y también la de aplicación.

Eficiencia de riego. Se denomina eficiencia de riego de un sistema, a la relación que existe entre el volumen usado por las plantas (evapotranspiración) y el volumen derivado de la fuente de abastecimiento más el aportado por las lluvias efectivas.

Ejemplo. Si en un sistema se tienen 5,000 Ha. de trigo y 3,000 Ha. de algodón y para su cosecha ha sido necesario derivar 9,600,000 m.³, y durante su período vegetativo se han aprovechado 800,000 m.³ más, por concepto de lluvia efectiva, la eficiencia del sistema será:

CULTIVO	Superficie Hectáreas	U.C. en metros	Volumen U.C. Metros ³
Trigo.....	5 000	0.40	2 000 000
Algodón...	3 000	0.70	2 100 000
TOTAL.	8 000	...	4 100 000

$$E = \frac{4\ 100\ 000 \times 100}{9\ 600\ 000 + 800\ 000} = 39.4\%$$

La eficiencia en el sistema de conducción, se puede definir como la relación que existe entre el agua entregada en el terreno por regar y el agua derivada con este fin, es decir:

$$E_c = \frac{A_p}{A_d} \times 100$$

Donde:

E_c = Eficiencia en la conducción.

A_p = Agua que llega al terreno.

A_d = Agua derivada.

Esta eficiencia puede ser de cerca de 100% cuando la conducción se efectúa por medio de tuberías como en el caso del riego por aspersión, hasta de un 10 o 20% cuando se efectúa por canales en mal estado y construidos sobre terrenos muy ligeros, incluso se da el caso de eficiencia del 0% cuando el agua derivada no llega al terreno debido a las fugas.

Coefficiente de riego bruto. Es la lámina aplicada a un terreno cultivado, incluyendo las pérdidas de conducción.

Coefficiente de riego neto. Es la lámina aplicada al terreno cultivado, sin considerar las pérdidas de conducción.

Por lo que se reduce que la eficiencia en la conducción también es la relación entre el coeficiente de riego neto y el bruto.

La eficiencia en la aplicación, es la relación entre la lámina de uso consuntivo de agua o U.C. y el coeficiente de riego neto. Puede darse el caso de que el agua aplicada sea menor que el U.C., por lo que podemos también definir como eficiencia en la aplicación a la relación entre el agua infiltrada en la zona radicular y el agua aplicada que incluye el agua escurrida superficialmente y el agua percolada más abajo de la zona radicular.

Las pérdidas de agua en un sistema de riego pueden ser las siguientes:

1. Infiltración en los vasos de almacenamiento.
2. Evaporación de los vasos.
3. Infiltración en canales.
4. Evaporación en canales.
5. Fugas en los canales.
6. Infiltración en el sistema de distribución del usuario.
7. Evaporación en el sistema de distribución del usuario.
8. Fugas en el sistema de la distribución del usuario.
9. Percolación en la aplicación.
10. Escurrimiento superficial en la aplicación.

Las dos primeras que se han enumerado, a pesar de su importancia generalmente no se toman en cuenta en la evaluación de un sistema de riego, las ocho restantes son las que influyen directamente en dicha eficiencia.

De éstas las más importantes son las de infiltración en los canales principales, en el sistema de

distribución de la red menor y las de percolación en la aplicación, que constituye generalmente un cierto porcentaje de las pérdidas por sobre riego.

El análisis y cuantificación de las pérdidas merecen un capítulo aparte debido a la multitud de factores que influyen en ellas y por ahora tan sólo se indicará que las pérdidas totales en el sistema son:

$$P = V_u - V_{us}$$

En donde:

P = Volumen de pérdidas totales.

V_u = Volumen utilizado (volumen derivado + volumen de lluvia efectiva).

V_{us} = Volumen de Uso Consumitivo.

Estas pérdidas totales se dividen en dos grandes grupos que son las pérdidas por conducción y las pérdidas debidas al sobre riego del usuario.

Las pérdidas de conducción se estiman con base en aforos. Para calcular las pérdidas de conducción totales, se afora el gasto extraído de la fuente de abastecimiento y el gasto entregado a los terrenos en el momento de regar. Generalmente es de esperarse cierto error al aforar, sin embargo si se tiene un número muy grande de éstos, pueden calcularse los volúmenes con una aproximación bastante buena y la determinación de las pérdidas tenderá a aproximarse a la realidad.

Para calcular las pérdidas de conducción de un sistema pueden utilizarse métodos estadísticos, calculando la regresión entre los gastos extraídos en la fuente de abastecimiento y los entregados en los terrenos.

Por ejemplo, en un sistema se ha calculado esta regresión encontrándose la siguiente ecuación que relaciona el gasto extraído con el gasto entregado y que es la siguiente:

$$Q_s = 1.688 Q_e - 0.061$$

Q_e = Gasto extraído.

Q_s = Gasto servido en los terrenos.

En donde:

$$p = Q_e - Q_s$$

$$p = 1.688 Q_e - 0.061 - Q_s$$

$$-p = 0.688 Q_s - 0.061$$

Estas pérdidas se pueden expresar en porcentaje.

$$d = \frac{(0.688 Q_s - 0.061) \times 100}{1.688 Q_s - 0.061}$$

La eficiencia en la conducción puede servir de índice para calificar un sistema y hasta cierto punto permite conocer la bondad de su operación; por comparación entre las eficiencias obtenidas en diferentes ciclos agrícolas, se puede saber si se ha mejorado ésta.

La eficiencia en la aplicación indica cómo maneja el agua el agricultor. También por comparación entre las eficiencias obtenidas en varios ciclos agrícolas, se puede saber si se han mejorado los métodos de riego y si se han aplicado láminas adecuadas.

MÉTODOS DE RIEGO

A continuación se presenta un intento de clasificación en función de sus características más notables.

I. MÉTODOS SUPERFICIALES.

A. INUNDACIÓN.

1. Desbordamiento.

a) Zanjas en contorno.

b) Zanjas normales a curvas de nivel.

2. Secciones grandes de inundación.

a) Rectangulares.

b) En contorno.

3. Melgas o platabandas.

a) A nivel.

b) Con pendiente.

B. SURCOS.

1. Surcos profundos normales meloneros

2. Surcos en contorno.

3. Surcos de poca profundidad.

II. MÉTODOS SUBTERRANEOS.

A. ZANJAS LATERALES.

B. TUBERIAS SUBTERRANEAS.

C. NATURAL.

III. MÉTODOS AEREOS.

A. ASPERSION EN CIRCULO.

1. Con aspersores rotatorios.

2. Con aspersores fijos.

B. ASPERSION EN RECTÁNGULOS.

1. Tubos perforados.

2. Aspersores fijos.

De los enumerados, tan sólo nos referiremos a dos, por ser los más utilizados, el riego por melga y el riego por surco.

Antes de ver las características de estos métodos y las bases para su diseño, es importante definir lo que es la infiltración.

La infiltración es la penetración lenta del agua a través de los poros del suelo. También se puede definir como el paso del agua de la superficie al interior del suelo, con objeto de diferenciar del término conductividad hidráulica.

Velocidad de infiltración, es la relación entre una lámina de agua que se infiltra y el tiempo que tarda en hacerlo, generalmente se expresa en cm./minuto o cm./hora; por abreviar a la velocidad de infiltración, también suele llamárselo solamente infiltración.

La infiltración no es un valor constante, depende de varios factores, principalmente de la carga y del tiempo.

Si se considera una carga más o menos constante, la velocidad de infiltración varía respecto al tiempo siguiendo una ley hiperbólica, que se puede expresar como:

$$I = K t^{-n}$$

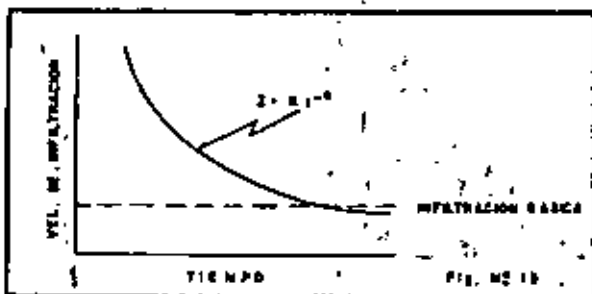
I = Velocidad de infiltración.

K = Constante.

n = Exponente (negativo).

t = Tiempo.

Gráficamente se obtiene una curva como la de la figura.



Se llama infiltración básica a la velocidad de infiltración que más o menos permanece constante, es decir, cuando la variación respecto al tiempo es muy pequeña.

MEDIDAS DE INFILTRACION

La velocidad de infiltración, puede estimarse en el laboratorio, mediante pruebas sobre muestras al-

teradas o inalteradas, sin embargo, como la velocidad de infiltración además de depender de las características físicas del suelo, depende de la preparación que se le da a éste para el cultivo, los datos sobre la infiltración, que se utilizan en el diseño de melgas y surcos se tienen que obtener en pruebas directas sobre el campo.

Pruebas de campo. Para medir la velocidad de infiltración, se utilizan varios aparatos; los más sencillos son los infiltrómetros de anillo, utilizando principalmente para medir la infiltración en melgas, también existen infiltrómetros de surco y los infiltrógrafos para melgas y surco; además es posible medir directamente en el terreno el agua que se infiltra mediante aforos a la entrada y en la salida.

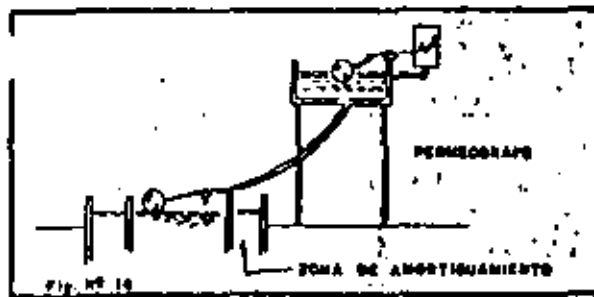
a) *Medición de la infiltración con infiltrómetro de anillo.*

Estos aparatos consisten simplemente en un anillo de lámina galvanizada, que se entierra unos 5 cm. y después se llena de agua, teniendo cuidado de colocar una hoja plástica impermeable antes de llenarlo, a fin de evitar que se moje el terreno antes de iniciar los preparativos para la medición; es posible improvisar este aparato con una lata de aceite de 5 litros o algo parecido. La lámina infiltrada se mide mediante un tornillo micrométrico, parecido a los utilizados en los evaporímetros, incluso es posible medirla con uno de ellos.

En los terrenos pesados puede haber una difusión del agua infiltrada hacia los lados, es decir, se tendría una componente horizontal muy importante de la infiltración que daría resultados muy dispares de los reales; para evitar esto, se acostumbra poner un segundo anillo concéntrico exterior, que nos sirve para formar alrededor del infiltrómetro una zona de amortiguación.

b) *Infiltrómetro para surco.* Consiste en dos láminas galvanizadas que se entierran perpendicularmente al surco, quedando un depósito entre ellas, para medir las láminas en igual forma que en el caso anterior.

c) *Aparatos registradores.* Los infiltrógrafos consisten fundamentalmente en un infiltrómetro común, que se mantiene a carga constante mediante una válvula controlada con un flotador y que es alimentada por un tanque en el que se va registrando la variación del nivel por medio de una plumbilla adaptada a un flotador que escribe sobre un cilindro movido por un sistema de relojería.



d) Se puede medir directamente la infiltración, midiendo por diferencias el gasto que se infiltra en una superficie determinada, obteniéndose la infiltración básica.

$$I_b = \frac{q_1 - q_2}{d \times e}$$

En donde:

I_b = Infiltración básica.

q_1 = Gasto a la entra del surco o melga.

q_2 = Gasto a la salida del surco o melga.

d = Longitud del surco o melga.

e = Ancho del surco o melga.

Lámina infiltrada. La lámina infiltrada se puede deducir en función de la velocidad de infiltración y del tiempo que se tenga el agua sobre el terreno; sin embargo, debido a que la infiltración varía con el tiempo, es necesario integrar por tanto:

$$L = \int_{x=0}^x k dt \quad (1)$$

$$L = \frac{kx^{(1-n)}}{(1-n)} \quad (2)$$

Generalmente lo que interesa conocer es el tiempo que es necesario mantener el agua sobre el terreno para que se infiltre una lámina determinada, por lo que despejando t en (2) tenemos:

$$t = \left[\frac{L(1-n)}{k} \right]^{\frac{1}{1-n}}$$

Es necesario tener en cuenta las unidades en que se trabaja, pues en ocasiones la infiltración se expresa en cm./hr. y otras en cm./min.

DISEÑO DE SURCOS Y MELGAS

El diseño de los surcos y melgas, consiste fundamentalmente en relacionar en forma conveniente

la longitud, ancho y pendiente de la melga o surco, con la infiltración en el terreno, el gasto y tiempo de aplicación; de tal manera que se obtenga una eficiencia lo más alta posible en el riego, es decir, un mínimo de pérdidas por percolación y escurrimiento superficial.

Diseño de melgas. Teniendo como base las consideraciones anteriormente señaladas, en varios lugares han obtenido en forma experimental datos que ha tabulado y que relacionan la textura del terreno, su pendiente y el gasto de aplicación con el tamaño de las melgas; como ejemplo se acompañan las tablas 7, 8, 9 y 10 de la Universidad de California, del Servicio de Conservación de Suelos de los E.U.A. y del Instituto Interamericano de Ciencias Agrícolas del Perú.

También el servicio de Conservación de Suelos de los E.U.A. tiene algunos nomogramas que nos hemos permitido adaptar al sistema métrico (número ...).

La forma más conveniente para diseñar una melga, es valiéndose de la experimentación directa en el campo.

Debemos tener en consideración los siguientes factores:

Para su longitud:

1. Pendiente.
2. Gasto de aplicación.
3. Condiciones físicas del terreno.

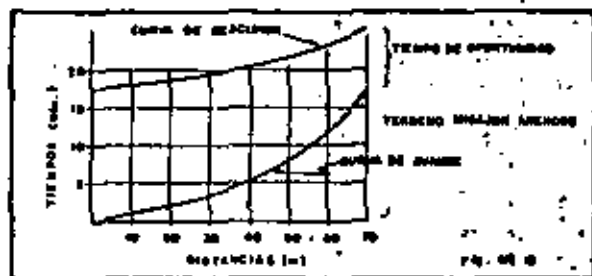
Para su anchura:

1. Pendiente transversal. Procurar que no exista más de 5 cm. de diferencia de nivel entre los bordos, a fin de que el riego sea parejo.
2. Pendiente de riego.
de 0.4 a 0.5% ancho de 5 a 6 metros
de 0.5 a más% ancho hasta de 30 metros
3. Gasto de aplicación.
4. Cultivo, tomando en consideración la anchura de las máquinas que se utilicen a fin de que la melga sea de un ancho múltiple de estas dimensiones.

Procedimiento. En el campo se obtienen los datos necesarios para trazar las curvas de avance y recesión.

Para ello se llevan a un sistema de ejes coordenados como abscisas las distancias y como ordenadas los tiempos; en el campo se toma una melga, estacando cada 10 metros por ejemplo y determinando su pendiente, se le pone el agua y se anotan los tiempos en los que va llegando ésta a cada una

de las estacas, con estos datos se traza la curva de avance, luego se quita el agua y se van anotando los tiempos en que deja de escurrir en cada estaca, trazando la curva de recesión sobre la misma gráfica. Si suponemos que la infiltración es la misma en toda la superficie, al tener igual tiempo el agua sobre ella se obtendrá una misma lámina infiltrada; esto se logra si las dos curvas son paralelas, por lo que la longitud más adecuada, será aquella hasta la que se logre cierto paralelismo.



Como puede observarse en la figura, al hacer un análisis del avance y recesión del agua, se nota que existe paralelismo hasta los 50 metros más o menos, de donde se deduce que la longitud adecuada en ese terreno cuya textura es un migajón arenoso, sería precisamente de unos 50 metros.

Otro procedimiento de diseño es obteniendo varias curvas de avance para diferentes gastos y después obtener el tiempo de mojado y al entrar con él en la gráfica se determina la longitud más adecuada.

Se ha hecho referencia al tiempo de mojado; esto puede definirse como el tiempo que tarda en mojarse una melga o surco en toda su extensión. Se ha demostrado que para que la eficiencia de aplicación sea alta y se logre una longitud de melga o surco adecuada en función de la eficiencia de la maquinaria agrícola, el tiempo de mojado debe ser la cuarta parte del tiempo de regado; si este tiempo fuera nulo, entonces se lograría una eficiencia de aplicación de 100%, pero entonces tendría que ser la longitud de la melga, también nula a menos que se regara por aspersión.

Existen algunas ecuaciones empíricas para determinar la longitud de las melgas, entre otras se puede enumerar la de Israelsen, propuesta en *Irrigation Principles and Practices* (1958); también existen la de Christiansen y la de Hall, sin embargo, algunas son bastante complicadas, difíciles de aplicar y sus resultados dudosos.

Riego por surco. Igual que la melga, el riego por surco tiene como finalidad una aplicación correcta

del agua de riego en lo que respecta a su cantidad y uniformidad en la distribución, así como limitar la erosión y encauzar el sobrante de agua superficial para drenarla fácilmente.

Las pendientes más adecuadas para el riego por surco, son entre 0.1 a 1.0%. Su separación y anchura, dependen del tipo de cultivo y suelo, del patrón de mojado y de la forma; generalmente se hacen 2 tipos de surcos respecto a forma que son: en V y en U, con el primer tipo, se logra una menor infiltración y menor compactación; con el segundo al contrario tanto la infiltración como la compactación son mayores.

Diseño de surcos. Se puede efectuar por 3 métodos que son:

- Pruebas de campo.
- Utilizando tablas o gráficas.
- Mediante ecuaciones empíricas.

Para el primer procedimiento, se sigue una secuela semejante a la utilizada en el diseño de melgas, es decir, se trazan las curvas de avance y receso, buscando un punto hasta el que existe un cierto paralelismo, o sea se tenga aproximadamente el mismo tiempo de oportunidad.

En el diseño de surcos, es necesario tomar en consideración el gasto de aplicación, pues si se llegan a poner gastos muy grandes, se puede provocar una erosión considerable; para tener una idea del gasto de aplicación sobre el surco, puede usarse la siguiente fórmula:

$$Q = \frac{38}{S}$$

En donde:

Q = Gasto medio en litros por minuto.

S = Pendiente media del surco, en por ciento.

Para trazar las curvas de avance a diferentes gastos, es conveniente empezar con uno muy pequeño, de tal manera que apenas avance el agua en el surco hasta llegar a un gasto máximo tal, que comience a erosionar el surco; la fórmula anterior servirá para normar el criterio acerca de la magnitud de los gastos por aplicar.

1. **Ejemplo de diseño de un surco,** considerando las gráficas de avance para diferentes gastos de aplicación y calculando el tiempo de regado, en función de la ecuación de la infiltración.

Datos:

Textura: Arena migajosa.

$$I = \frac{1.15}{0.417} \text{ en centímetros por minuto.}$$

$$S = 0.4\%$$

Lámina por aplicar 7 cm.

Curvas de avance en la gráfica adjunta.

Gasto medio calculado:

$$Q = \frac{38}{S} = \frac{38}{0.4} = 95 \text{ l.p.m.} = 1.58 \text{ l.p.a.}$$

Tiempo de regado:

$$T = \left[\frac{L(1-n)}{k} \right]^{1.2} = \left[\frac{L(1-0.417)}{1.15} \right]^{1.2}$$

$$T = \left[\frac{7 \times 0.583}{1.15} \right]^{1.2} = 1.71 = 9 \text{ minutos.}$$

Tiempo de mojado = 2.3 minutos.

Entrando en las curvas de avance, se encuentra como longitud más conveniente, 40 metros con un gasto de 3 l.p.m. para el mojado, entrando con el tiempo de regado se tiene que la longitud conveniente es de 50 metros para un gasto de 1.5 l.p.a., de donde se deduce que la longitud de surco más apropiada para este suelo, es entre 40 y 50 metros para un gasto de 3 l.p.a. y un gasto de regado de 1.5 l.p.m.

Desde el punto de vista teórico, es muy exacto este método, sin embargo al llevarlo a la práctica pueden ocurrir discrepancias. Si se considera un tiempo de regado de 9 minutos, según se ha calculado y con un gasto de 1.5 l.p.m., se tiene un volumen aplicado de 810 litros sobre el surco que

en la longitud de 40 metros y suponiendo la lámina infiltrada de 7 cm., sólo de un ancho de mojado de 29 cm., como entre lomo y lomo se tienen 70 cm., se ve que se moja tan sólo un 40% de la superficie. En realidad pueden ocurrir dos cosas: si el terreno es muy ligero, la infiltración tenderá a ser vertical y entonces efectivamente sólo se regará el centro del surco y por tanto según los cálculos quedará una parte seca; si por el contrario la textura es arcillosa, la infiltración tendrá un componente horizontal muy importante y desde luego la lámina infiltrada será mucho menor; para el ejemplo, es probable que quede una parte seca.

De lo anterior se deduce que es necesario experimentar directamente en el campo con diferentes gastos, haciendo muestreos a diferentes profundidades, para ver la penetración efectiva del agua y efectuar también observaciones en el lomo del surco para observar el humedecimiento en esa zona, a fin de garantizar que la planta tenga agua hasta la profundidad radicular, tratando de evitar la percolación profunda.

Diseño utilizando gráficas. Como es de suponerse, este método es muy inexacto, porque estas gráficas no toman en cuenta la infiltración, sino la textura, por ejemplo, con los datos anteriores usando las gráficas, obtendríamos una longitud de surcos de 125 metros; por lo que sólo sirven para tener una idea sobre la longitud probable del surco.

Diseño por fórmulas empíricas. En general, la mayoría de las fórmulas se han obtenido en campos experimentales de los Estados Unidos y su aplicación en nuestro medio tiene que comprobarse por medio de experimentación, al igual que las fórmulas para el diseño de melgas los resultados deben considerarse dudosos, sin embargo, vamos a tratar de aplicar una de las fórmulas empíricas al diseño de surcos.

Fórmula propuesta:

$$L = \frac{KF_0 0.5}{S^{0.555}}$$

En donde:

$$\text{Log } K = 2.52 - 0.2 I_b$$

L = Longitud del surco, en pies.

F_0 = Lámina de aplicación neta en pulgadas.

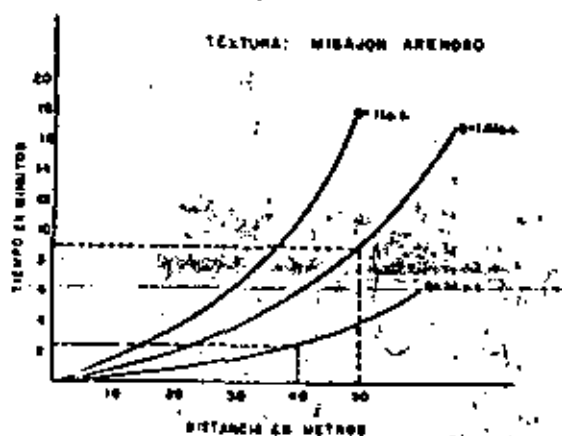
S = Pendiente del surco.

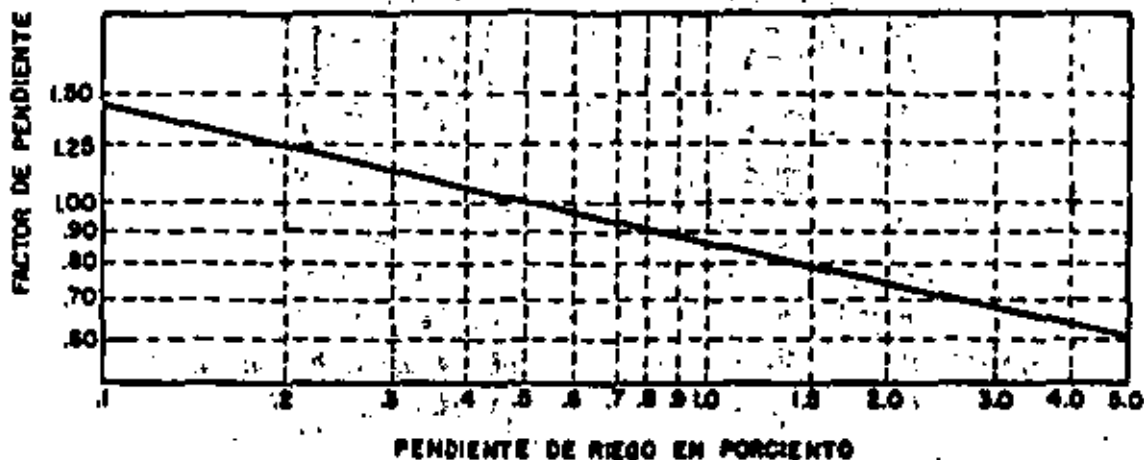
K = Constante que depende de la infiltración básica.

I_b = Infiltración básica en pulgadas por hora.

CURVAS DE AVANCE

TEXTURA: MIBAJÓN ARENOSO





FACTORES DE CORRECCION PARA UTILIZARSE CON EL NOMOGRAMA N.º 5

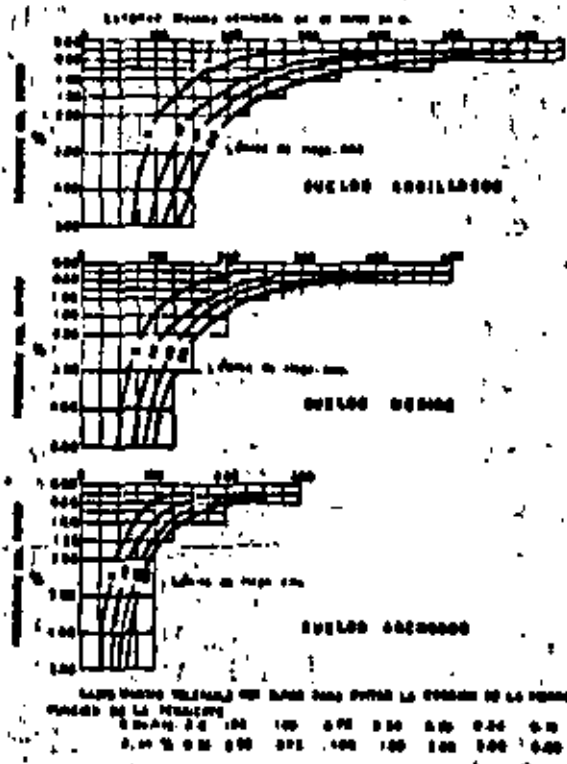


TABLA NUM. 7

DISEÑO DE MELGAS
(Universidad de California)

ALFALFA

PERFIL DEL SUELO	PENDIENTE DEL TERRENO Por ciento	GASTO POR METRO DE ANCHURA Lit./seg.	PROMEDIO DE LÁMINA APLICACIÓN Centímetros	DIMENSIONES DE MELGA		RECOMENDACIONES PARA EL SIEMBRADO
				Ancho (m.)	Longitud (m.)	
ARENA Subsuelo permeable da 150 cm.	0.2-0.4 0.4-0.6 0.6-1.0	9.3-13.6 8.4-9.3 5.1-7.5	10 10 10	13-30 10-13 6-10	60-100 60-100 60-100	Aplicación muy rápida del agua, longitud mínima poca lámina de aplicación
MIGAJON ARENOSO Subsuelo permeable.	0.2-0.4 0.4-0.6 0.5-1.0	5.1-6.9 3.3-6.0 1.5-3.0	12-15 12-15 12-15	13-30 6-13 6	100-200 100-200 100	Aplicación rápida del agua, longitud pequeña, Lámina de aplicación media.
MIGAJON ARCILLOSO Subsuelo permeable.	0.2-0.4 0.4-0.6 0.6-1.0	2.4-3.3 1.5-2.4 0.9-1.5	15-17 15-17 15-17	13-30 6-13 6	200-300 100-200 100	Aplicación regular a lenta, longitud de melga grande, lámina de aplicación grande.
ARCILLA Subsuelo permeable.	0.2-0.3	1.5-3.3	17-20	13-30	400	Aplicación lenta, melgas largas, láminas de aplicación máxima.
ARCILLA DOBLE	0.2-0.3	0.03-1.5	17-20	13-30	400	Aplicación lenta, melgas largas, lámina de aplicación máxima.

TABLA NUM. 8

DISEÑO DE MELGAS
(Universidad de California)

PASTURAS

PERFIL DEL SUELO	PENDIENTE DEL TERRENO Por ciento	GASTO POR METRO DE ANCHURA Lit./seg.	PROMEDIO DE LÁMINA APLICACIÓN Centímetros	DIMENSIONES DE MELGA		RECOMENDACIONES PARA EL SIEMBRADO
				Ancho (m.)	Longitud (m.)	
MIGAJOSO ARCILLOSO 60 cm. subsuelo.	0.15-0.6 0.6-1.5 1.5-4.0	5.1-6.9 3.3-6.0 1.5-3.3	5-10 5-10 5-10	6-20 5-6 5-6	100-200 100-200 100	Aplicación del agua más o menos rápida. Longitudes cortas.
ARCILLA 60 cm. al subsuelo.	0.15-0.6 0.6-1.5 1.5-4.0	2.4-3.3 1.5-2.4 0.9-1.5	10-15 10-15 10-15	5-20 5-6 5-6	200-300 200-300 200-300	Aplicación lenta, longitudes largas.
MIGAJON 15 a 45 cm. sobre subsuelo impermeable.	1.0-4.0	0.9-3.3	3.5-5	5-6	100-300	Pendiente grande, melgas angostas, lámina restringida por el subsuelo.

TABLA NUM. 9

TAMANO DE MELGAS (SCS - DA - USA)

VELOCIDAD DE ABSORCION Y TEXTURA DEL SUELO (Perfil Uniforme)	Q Melgas (litros)	ANCHURA (Metros)	LARGITUD MAXIMA (Metros)	SUPERFICIE PROMEDIO	
				Hectáreas	Metros
MUY ALTA Textura gruesa (arena).....	70	0.0	60-100	0.04	400
ALTA Textura ligera (migaja arenoso).....	40-70	0-10.0	100-130	0.08	800
MODERADA Textura media (migaja limoso).....	28-56	8-15.0	130-200	0.10	1 000
BAJA Textura pesada (migaja arcilloso).....	11-40	0-20.0	200-300	0.24	2 800
MUY BAJA Textura muy pesada (arcilla).....	14-30	0-20.0	200-400	0.40	4 000

Estas especificaciones son para pendientes hasta del 10%. Para pendientes mayores hacer melgas más angostas. Sin embargo las anchuras mínimas estarán de acuerdo con las operaciones con maquinaria. Cuando se trata de pasturas permanentes, el ancho podrá ser hasta de 4 ó 5 m.

REFERENCIAS: Fertil Irrigation (India)
Leaflet Núm. 297.
USDA - 1951.

TABLA NUM. 10

DISENO DE MELGAS (ICA - Lima, Perú)

TEXTURA DEL SUELO	Pendiente del terreno %	Lámina de riego en cm.	TAMANO RECOMENDABLE PARA LAS MELGAS		Gasto recomendable (litros/seg.)
			Largo (m.)	Ancho (m.)	
Gruesa	0.25	8	150	15	225
		10	245	15	200
		15	400	15	170
	1.00	8	90	12	35
		10	150	12	70
		15	275	12	70
	2.00	8	60	9	35
		10	90	9	30
		15	185	9	30
Media	0.25	8	245	15	200
		10	400	15	170
		15	400	15	100
	1.00	8	150	12	70
		10	300	12	70
		15	400	12	70
	2.00	8	90	9	30
		10	185	9	30
		15	300	9	30
Fina	0.25	8	400	15	115
		10	400	15	70
		15	400	15	40
	1.00	8	400	12	70
		10	400	12	35
		15	400	12	20
	2.00	8	400	9	30
		10	400	9	30
		15	400	9	20

REFERENCIAS: Inalir Enrique F.
Manual de Riego y Avenamientos (peruano).
Instituto Interamericano de C. Agrícolas.
Baja Andes OEA.
Lima, Perú.

Aplicando los mismos datos del problema anterior, tenemos:

$P_s = 3$ pulgadas $S = 0.4$ $I_b = 4$ pulgadas por hora.

Cálculo de K

$\log K = 2.52 - 0.2 = 1.72$
 $K = 52.5$

$L = \frac{52.5 \times 1.72}{0.6} = 151$ pies

$L = 46$ metros.

Resultado que concuerda con el obtenido por el procedimiento de campo. El gasto por aplicar sería:

$Q = \frac{10}{S}$

En donde:

- Q = Gasto en galones por minuto.
- S = Pendiente, en por ciento.

Para este caso:

$Q = \frac{10}{0.4} = 25$ galones por minuto.

Es de insistir en que los resultados obtenidos con estas fórmulas se chequen en el campo, siempre que sea posible.

$Q = 1.58$ litros por minuto.

REFERENCIAS

- VER, L. D. (1956). *Soil Physics*, John Wiley and Sons, Inc. New York.
- DONOURANT, J. A. (1957). *Developing a furrow Infiltrometer*, Agric. Eng. 38:602-604.
- FERNÁNDEZ, G. R. y R. J. LAIRD (1958). *Efecto de la humedad del suelo y de la fertilización con nitrógeno sobre el rendimiento y la calidad del trigo*. Folleto Técnico Núm. 27, O.E.E.-S.A.G. México.
- FERNÁNDEZ, G. R. y R. J. LAIRD (1958). *Efectos de la sequía durante el espigamiento del maíz fertilizado con diferentes cantidades de nitrógeno*. Folleto Técnico Núm. 30 O.E.E.-S.A.G. México.
- FERNÁNDEZ, G. R. (1960). *Determinaciones de la Humedad del Suelo*. Revista Chapingo Núm. 79.
- GUTIÉRREZ, AYALA (1946). *El Uso Consumivo del Agua*. Irrigación en México.—S.R.H.
- HALL, W. A. (1956). *Estimating Irrigation Border Flow*. Agric. Eng. 37:263-265.
- HOUK, I. E. (1956). *Irrigation Engineering*, John Wiley and Sons, Inc. New York.
- HERNÁNDEZ, S. R. y R. J. LAIRD (1958). *La humedad del suelo en la primera parte del ciclo en relación al rendimiento del maíz*. Folleto Técnico Núm. 33 O.E.E.-S.A.G.
- ISRAELSEN, O. W. (1950). *Irrigation Principles and Practices*. John Wiley and Sons, Inc. New York.
- KRAMER, P. J. (1949). *Plant and Soil Water Relationships*. McGraw-Hill, Co. New York.
- NÓJES, E. R. y R. J. LAIRD, HERNÁNDEZ, S. y ARVIZU, R. (1960). *Variaciones en la humedad del suelo durante el ciclo del trigo en el Bajío y su influencia, en varias características del cultivo*. Folleto Técnico, Núm. 33 O.E.E.-S.A.G.
- OJEDA, O. D. (1955). *Estudios de humedad en los suelos de la comarca lagunera por el método de la resistencia eléctrica de los Drs. C. J. Bouyoucos y A. H. Mich y su aplicación en el control del riego*. S.R.H. Jefatura de Operación.
- OLIVER, Henry. (1963). *Riego y Clima*.—CECSA. México.
- U.S.A. Government.—Agric. Handbook N° 82 Proceeding A.R.S.S.C.S.—*Hydraulics, on Surface Irrigation*, Agricultural Research Service 41-43.—S.C.S. Leaflet Nos. 343 y 344.
- VEHMEYER, F. J. y A. H. HENRICKSON (1950). *Soil Moisture in relation to plant growth*. Ann. Rev. Physiology 1:285-304.



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

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

DETERMINACION PRACTICA DEL USO CONSUNTIVO

**PROFESORES:
ING. OSCAR R. PLAISANT WONG
ING. RODOLFO ORTEGA A.**

OCTUBRE, 1981.

Determinación práctica del uso consuntivo

Por el Ing. Agr. Oscar CASTILLA PEREZ

Jefe Depto. Ingeniería de Riego y
Drenaje — Zona Norte.
Dirección Gral. de Dist. de Riego.

INTRODUCCION

Desde que se inició en México la operación de los Distritos de Riego, algunos desde los tiempos de la Colonia, la decisión sobre cuando se debía regar y las cantidades de agua necesarias, recaía en el propio agricultor, quien basado en sus experiencias, largas y costosas por falta de conocimiento y metodología, fue reconstruyendo y heredando las normas actuales.

Durante el proceso de construcción y operación de nuevas obras, personas de la clase media tuvieron acceso a la explotación agrícola, en parcelas cuyas dimensiones y calidad de suelos prometían importantes ingresos. Así, estos nuevos agricultores, sin antecedentes en este tipo de labores, pero convencidos de la riqueza potencial que poseían, buscaron el consejo y asesoría de los elementos más destacados en el ramo, encontrándolo principalmente en los Centros Experimentales actualmente dependientes del Instituto Nacional de Investigaciones Agrícolas.

Infortunadamente, la experimentación técnica sistematizada no ha avanzado con el mismo ritmo en todas las líneas que intervienen en la producción y el aspecto del riego se ha dejado todavía en buena parte, a criterio de los agricultores.

No obstante que la pequeña propiedad autorizada por la ley permitió la formación de un sector agrícola de aceptables recursos económicos y que las instituciones oficiales respectivas lo alentaron con asistencia técnica y créditos amplios hasta lograr su consolidación, resistiendo los fracasos y analizando sus causas hasta alinear el mecanismo de la producción, el problema del riego hasta hace pocos años se siguió atacando con el mayor empirismo.

Durante mucho tiempo los Distritos de Riego

operaron bajo el régimen de demanda libre y sólo en los casos en que las características del sistema lo exigía, se fijaron "tandees" o periodos de riego.

En cualquier caso, los programas de operación se basaban en las estadísticas de los propios Distritos, para definir los volúmenes brutos requeridos para la unidad de superficie de ciertos cultivos, muchas veces sin poder dilucidar los correspondientes a cada uno y los volúmenes que se pierden en el sistema de conducción y distribución. Se aplicaba llanamente la experiencia, sin previa evaluación, repitiendo errores e ignorando aciertos.

En los últimos años se ha desarrollado un esfuerzo continuado para lograr un mejor conocimiento de las características y funcionamiento de los Distritos de Riego mediante la acción de dos departamentos:

Hidrometría de Operación

Ingeniería de Riego y Drenaje.

Respecto a los estudios y logros de ambos, ya han sido publicados algunos artículos en el boletín de la Dirección General de Distritos de Riego, limitándose el presente a tratar en forma sonera y práctica el tema del "uso consuntivo", por su interés, no sólo para la operación de los Distritos de Riego, sino para su planeación técnica y evaluación económica; asuntos éstos que caen bajo la responsabilidad de la Jefatura de Irrigación y Control de Ríos, de la que dependen el proyecto y construcción de las obras de grande y pequeña irrigación.

Comenzaremos por definir lo que se entiende por uso consuntivo:

El uso consuntivo es la cantidad de agua utilizada por las plantas en su función de transpiración y para la formación de los tejidos celulares así como

aquella que se evapora de la superficie del suelo en donde tales plantas crecen.

En general se puede establecer que el agua utilizada para la formación de los tejidos de las plantas no excede al 15% del total englobado dentro del término de referencia; en consecuencia, el uso consuntivo es prácticamente igual a la evapotranspiración en la superficie cubierta por las plantas que según el caso interesan.

Para que la evapotranspiración real de una superficie cubierta por un cultivo determinado, pueda ser conceptualizada como el uso consuntivo, deberá existir en el suelo una cantidad de agua suficiente para que en ningún momento la transpiración de las plantas sea restringida. Se comprenderá que el concepto de uso consuntivo está directamente relacionado con el rendimiento del producto principal que del cultivo se espere, ya sea la raíz, follaje, fruto o elementos químicos orgánicos que se pretenda obtener de las partes acuosas de la planta.

Esto conduce a que, el uso consuntivo dependa no sólo de la especie —y hasta de la variedad vegetal y del clima— sino de la forma misma de realizar los riegos: o dicho de otra manera, de los niveles mínimos de humedad que se admitan en el suelo durante el ciclo fisiológico de las plantas.

A medida que el nivel de humedad mínimo en el suelo es mayor, aumentan los rendimientos de los cultivos, hasta que las respuestas decrecen y aun llegan a ser negativas por la acción de determinadas plagas y enfermedades.

Ciertos autores definen las necesidades de agua de las plantas (incluyendo la evaporación directa del suelo) en función de los pesos de materia verde y seca del producto principal. El concepto en sí es similar al del uso consuntivo, aunque más bien se refiere a las evapotranspiraciones reales que se presentan para diferentes rendimientos; en tanto que el término definido es más constante, por cuanto a que limita la condición de humedad del suelo a aquellos valores mínimos que no restringen la transpiración normal de la planta.

Así y todo, aun para condiciones climatológicas muy semejantes y las mismas variedades de plantas, el uso consuntivo varía, como ya se ha dicho, en función de la forma misma de regar y de los rendimientos obtenidos.

Por todo lo mencionado, para establecer el uso consuntivo de una planta determinada, es preciso realizar experimentos que incluyan diferentes niveles de humedad, fertilidad y densidades de siembra, para definir finalmente la evapotranspiración

que corresponde al máximo rendimiento alcanzable económicamente.

Tales trabajos se han realizado sólo esporádicamente en México, por el Instituto Nacional de Investigaciones Agrícolas y por el Departamento de Ingeniería de Riego y Drenaje de la Dirección General de Distritos de Riego (S.R.H.), por lo que ha sido necesario valerse de métodos indirectos para la estimación de los usos consuntivos.

Los métodos indirectos más comúnmente usados son los teórico-empíricos propuestos por los investigadores C. W. Thornthwaite y los doctores Blaney y Criddle, basados en relaciones entre la radiación solar, la temperatura y el tipo de planta; después de eliminar otros factores, como la humedad relativa del aire y la velocidad del viento a diferentes alturas sobre las superficies cubiertas, que si bien son importantes, se reflejan indirectamente en los demás factores.

El método propuesto por el doctor Thornthwaite se refiere específicamente a la evapotranspiración potencial, o sea la que se obtendría de tratarse de superficies permanente y totalmente cubiertas de vegetación y suficientemente grandes para que el efecto de viento no cause desequilibrios bruscos en la humedad relativa y en la temperatura de las masas de aire que se encuentran directamente en contacto con ellas. Además la humedad del suelo debe estar siempre próxima a la máxima capacidad de retención bajo la libre acción de la gravedad.

La mayor parte de las plantas cultivadas, durante largos períodos no cumplen con la condición de cubrir 100% la superficie del suelo y en consecuencia la transpiración será menor que la potencial, aunque la evaporación directa del suelo será mayor bajo estas condiciones. En consecuencia el uso consuntivo es un concepto diferente al de evapotranspiración potencial y por ello, los doctores Blaney y Criddle propusieron un método de tipo específico, en que se toman en cuenta coeficientes para diferentes plantas, en función de su evolución a lo largo del ciclo vegetativo.

Los llamados "coeficientes de uso consuntivo", deben ser determinados en cada localidad para cada una de las especies y variedades vegetales que interesan. Esto nos lleva nuevamente a la necesidad de experimentar, lo cual requiere elementos físicos, humanos y un período de tiempo más o menos largo. Sin embargo, ya que es necesario programar los riegos en forma más técnica, para garantizar que las aplicaciones no resulten limitantes de la acción benéfica de los demás elementos que intervienen en

la producción; es imprescindible fijar una metodología que permita conocer, aun en forma aproximada, los usos consuntivos de los principales cultivos.

El método adoptado, por la accesibilidad de los datos que se requieren, es el de los doctores Blaney y Criddle, pero modificado en cuanto al efecto de la temperatura y ampliado en lo que se refiere a los coeficientes de uso consuntivo. Como una guía, Blaney y Criddle fijan límites probables de variación del coeficiente de uso consuntivo para las especies más importantes, pero dicho coeficiente es global, es decir, el valor medio del ciclo. (Anexo Núm. 2.)

Experimentos realizados por el Departamento de Conservación de suelos de los Estados Unidos de Norteamérica en el Centro California, han conducido a la formulación de gráficas que permiten conocer el coeficiente de uso consuntivo en función del desarrollo de las plantas, ya sea en porcentaje del ciclo total, o bien en tiempo después del nacimiento de las mismas. Por esta razón a tales coeficientes se les denomina "coeficientes de desarrollo".

Estos coeficientes de desarrollo no se aplican directamente a valores correspondientes de f (cuyo significado se explicará más adelante) sino a los productos ($f \times Kt$), en que este último término representa una corrección propuesta por J. T. Phelan, después de intentar correlacionar valores de los coeficientes de desarrollo con los valores de f , obtenidos de acuerdo con la fórmula propuesta por Blaney y Criddle.

desarrollo obtenida por el departamento ya mencionado.

Método de Blaney-Criddle

Fórmula:

$$U.C. = KF$$

Donde:

U.C. = Uso consuntivo

K = Coeficiente que depende del cultivo

$$F = \sum_{i=1}^n f$$

$$f = \frac{t \times p}{100} \quad (\text{Los valores son mensuales y en pulgadas})$$

t = Temperatura media mensual en grados Fahrenheit

p = Porcentaje de horas-luz del mes, con respecto al total anual.

En el anexo Núm. 1 se anotan los valores de (p) para diferentes latitudes.

Cultivo: Algodón; ciclo vegetativo 180 días.

Fecha de siembra: 1º de abril.

Zona: Región Lagunera.

Latitud: 25° 30'.

Longitud: 103° 32'.

MESES	1 Temperatura Unidad oF	2 p Por ciento	3 f Centímetros	4 Kt	5 fKt Centímetros	6 Kc	7 U.C. Centímetros
Enero.....	55.4	7.61	10.6	0.640	6.78
Febrero.....	60.4	7.12	10.9	0.731	7.97
Marzo.....	65.1	8.39	12.8	0.812	11.21
Abril.....	72.7	8.63	15.8	0.944	14.92	0.24	3.6
Mayo.....	77.7	9.35	18.5	1.030	19.06	0.45	8.6
Junio.....	80.6	9.26	18.9	1.080	20.41	0.80	16.3
Julio.....	80.1	9.48	19.2	1.072	20.58	1.05	21.6
Agosto.....	79.0	9.09	18.2	1.053	19.16	0.87	16.7
Septiembre..	75.0	8.31	16.0	0.994	15.90	0.62	9.9
Octubre.....	69.8	8.07	14.3	0.894	12.78
Noviembre..	61.2	7.39	11.5	0.744	9.56
Diciembre	54.7	7.38	10.3	0.633	6.52
			178.0		163.85		76.7

Para aclarar conceptos se calculará el uso consuntivo del algodón para la Región Lagunera, siguiendo primero el método de Blaney y Criddle, utilizando el coeficiente global por ellos propuesto, y en seguida se repetirá el cálculo utilizando el coeficiente térmico (Kt) y la gráfica de coeficientes de

La anterior es la tabla general cuyas columnas se explicarán conforme el ejemplo se desarrolle.

Primer método:

En la columna Núm. 3 aparecen los valores de f para cada mes del año. Como el ciclo vegetativo

es de abril a septiembre, inclusive, se suman solamente los valores de (f) correspondientes:

$$F = \sum_{i=1}^n f = 106.6 \text{ cm.}$$

Del anexo Núm. 2 (coeficientes globales de uso consuntivo) los valores de (K) pueden fluctuar de 0.6 a 0.65.

El valor seleccionado es: $K = 0.65$ por tratarse de una región continental árida.

$$\text{U.C.} = KF$$

$$\text{U.C.} = 0.65 \times 106.6 = 69.3 \text{ cm.}$$

El valor obtenido es para todo el ciclo y nada puede decirse respecto de valores parciales, cuyo conocimiento es necesario para programar las láminas e intervalos de los riegos.

SEGUNDO METODO

Utilizando las gráficas de coeficientes de desarrollo (anexo Núm. 3) es posible estimar los usos consuntivos de períodos mensuales y no sólo el total de ciclo, en la forma que se explica a continuación:

Se calculan los valores de K_t de acuerdo con la expresión:

$$K_t = 0.0173 t - 0.311$$

t en grados Fahrenheit

En la columna 1 se anotan los valores de K_t .

En seguida se multiplican los valores de f por los correspondientes de K_t (Col. Núm. 5).

La gráfica de coeficientes de desarrollo de algodón se divide en 6 intervalos, obteniéndose en las ordenadas los valores de K_e representativos de cada uno. En la columna Núm. 6 aparecen los valores de K_e .

Finalmente se obtienen los usos consuntivos mensuales multiplicando K_e por fK_t . El valor total es de 76.7 cm., que dividido entre F nos da el coeficiente global: $K' = 0.72$.

En este caso, la aplicación de los coeficientes K_t y K_e conduce a un valor 10.6% mayor que el que resulta aplicando simplemente el coeficiente global. Este resultado, que puede considerarse muy alto, se debe a que los valores de K_e se obtuvieron de experimentos en que los niveles de humedad fueron muy elevados (más de 12 riegos en el ciclo) y en una zona de verano sumamente cálido y baja humedad relativa.

En la Región Lagunera se aplican 5 riegos al algodónero y aun aceptando que deben aumentarse a 7, las condiciones de humedad del suelo resultarían en una evaporación directa proporcionalmente menor que la correspondiente a 12 o más aplicaciones.

Por otra parte, experimentos realizados en el Edo. de Colorado USA durante varios años, indicaron que no hay diferencias significativas para tratamientos de 8 y 12 aplicaciones en el ciclo del algodón; debido principalmente a la mayor incidencia de plagas y enfermedades, cuando los niveles de humedad son mayores que el 50% de la humedad aprovechable.

Por todo lo anterior, el Departamento de Ingenieros de Riego y Drenaje, dependiente de la Dirección General de Distritos de Riego de la Secretaría de Recursos Hidráulicos, ha adoptado el método de Blaney y Criddle con los coeficientes globales que se anotan en el anexo Núm. 2, para determinar los usos consuntivos de ciclos vegetativos completos.

Para estimar los usos consuntivos mensuales, se procede a calcular los coeficientes climáticos (K_t) y de desarrollo (K_e) para encontrar los valores correspondientes, de acuerdo con el ejemplo, ajustándolos después con un nuevo coeficiente, de manera que el coeficiente global concuerde con el seleccionado del anexo Núm. 2.

$$K' = \frac{\sum_{i=1}^n (fK_t K_e)}{\sum_{i=1}^n f}$$

$$(U.C.)' = (U.C.) \frac{K}{K'} = \frac{K \left(\sum_{i=1}^n f \right) (K_t, K_e)}{\sum_{i=1}^n f K_t K_e}$$

Donde:

K = Coeficiente global seleccionado

K' = Coeficiente global obtenido

U.C.' = Uso consuntivo ajustado

Continuando con el ejemplo:

M E S	1 f	2 U.C.	3 U.C.	4 U.C. Ajustado
Abril.....	15.8	3.0	3.30	3.30
Mayo.....	19.5	8.0	7.60	11.10
Junio.....	18.9	16.3	14.70	25.80
Julio.....	19.2	27.6	19.00	45.40
Agosto.....	18.2	16.7	14.90	60.30
Septiembre.....	16.0	9.9	9.00	60.30
	106.6	76.7	69.30	

$$K = 0.65$$

$$K' = \frac{76.7}{106.6} = 0.72; \quad \frac{K}{K'} = 0.903$$

$$\text{U.C.'} = 0.903 \times (\text{U.C.})$$

Para facilitar los cálculos, en el anexo Núm. 4* se indican los valores de f y de K_1 para cada mes del año y para todos los Distritos de Riego a cargo de la Secretaría de Recursos Hidráulicos, indicándose también las temperaturas medias mensuales, y por cientos de horas-luz.

Para estimaciones de áreas susceptibles de riego, sin entrar en el detalle de demandas mensuales —o

se incluyen en el anexo Núm. 4 los valores mensuales de las evapotranspiraciones potenciales mensuales, calculadas por el método de Thornthwaite.

En las tablas del anexo Núm. 1, los Distritos de Riego se identifican por su número oficial. En ellas aparece primeramente el cálculo de la evapotranspiración potencial y en seguida, la aplicación del método de Blaney-Criddle.

ANEXO NUM. 1

PORCENTAJES DE HORAS-LUZ EN EL DIA PARA CADA MES Y AÑO
EN RELACION AL NUMERO TOTAL EN UN AÑO

Dist. N.º	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Ago.	Sep.	Oct.	Nov.	Dic.
15*	7.94	7.37	8.44	8.45	8.08	8.80	0.03	8.83	8.27	8.26	7.75	7.89
16*	7.93	7.35	8.44	8.46	8.01	8.83	0.07	8.65	8.27	8.24	7.72	7.83
17*	7.86	7.32	8.43	8.48	8.01	8.87	0.11	8.57	8.27	8.22	7.69	7.80
18*	7.83	7.30	8.42	8.50	8.09	8.92	0.16	8.90	8.27	8.21	7.66	7.74
19*	7.79	7.28	8.41	8.51	8.11	8.07	0.20	8.92	8.28	8.19	7.63	7.71
20*	7.74	7.26	8.41	8.53	8.14	8.00	0.23	8.95	8.29	8.17	7.59	7.66
21*	7.71	7.24	8.40	8.54	8.18	8.05	0.29	8.98	8.29	8.15	7.54	7.62
22*	7.66	7.21	8.40	8.56	8.22	8.09	0.33	9.00	8.30	8.13	7.50	7.55
23*	7.62	7.19	8.40	8.57	8.24	8.12	0.35	9.02	8.30	8.11	7.47	7.50
24*	7.58	7.17	8.40	8.60	8.30	8.20	0.41	9.05	8.31	8.09	7.43	7.45
25*	7.53	7.13	8.39	8.61	8.32	8.22	0.43	9.08	8.30	8.08	7.40	7.41
26*	7.49	7.12	8.40	8.64	8.38	8.30	0.49	9.10	8.31	8.06	7.36	7.35
27*	7.43	7.09	8.38	8.65	8.40	8.32	0.52	9.13	8.32	8.03	7.36	7.31
28*	7.40	7.07	8.39	8.68	8.46	8.38	0.58	9.15	8.32	8.02	7.22	7.27
29*	7.35	7.04	8.37	8.70	8.49	8.43	0.61	9.19	8.32	8.00	7.21	7.20
30*	7.30	7.03	8.36	8.72	8.53	8.40	0.67	9.22	8.34	7.99	7.19	7.14
31*	7.25	7.00	8.36	8.73	8.57	8.54	0.72	9.24	8.33	7.95	7.15	7.09
32*	7.20	6.97	8.37	8.75	8.63	8.60	0.77	9.28	8.34	7.93	7.11	7.05

Tomado de Blaney, H. F. y W. D. Criddle. A.C.S. - P. 89. U.S.D.A. Soil Conservation Service.

en períodos menores— puede utilizarse el método directo de Blaney-Criddle, si se conoce o supone un programa de cultivos.

Para anteproyectos en que aún no se ha definido la proporción en que intervendrán diferentes cultivos, puede estimarse la demanda total tomando como base la evapotranspiración potencial calculada con el método del doctor Thornthwaite, entendiéndose que se refiere a una mezcla de distintas especies, cuyas partes vegetativas cubren permanente y totalmente la superficie del suelo.

Sobre este método no se dan detalles, en virtud de haberse publicado anteriormente un artículo específicamente dedicado a su análisis y aplicación.**

Para estos casos y como índice térmico del clima,

* El cómputo de las tablas contenidas en el anexo número 4, fue realizado por la Dirección de Estadística de la Dirección General de Distritos de Riego.

** "Los climas de Norteamérica conforme a una nueva clasificación". *Revista Ingeniería Hidráulica en México*, febrero 1948. Traducción del Ing. Miguel Pérez Espinoza.

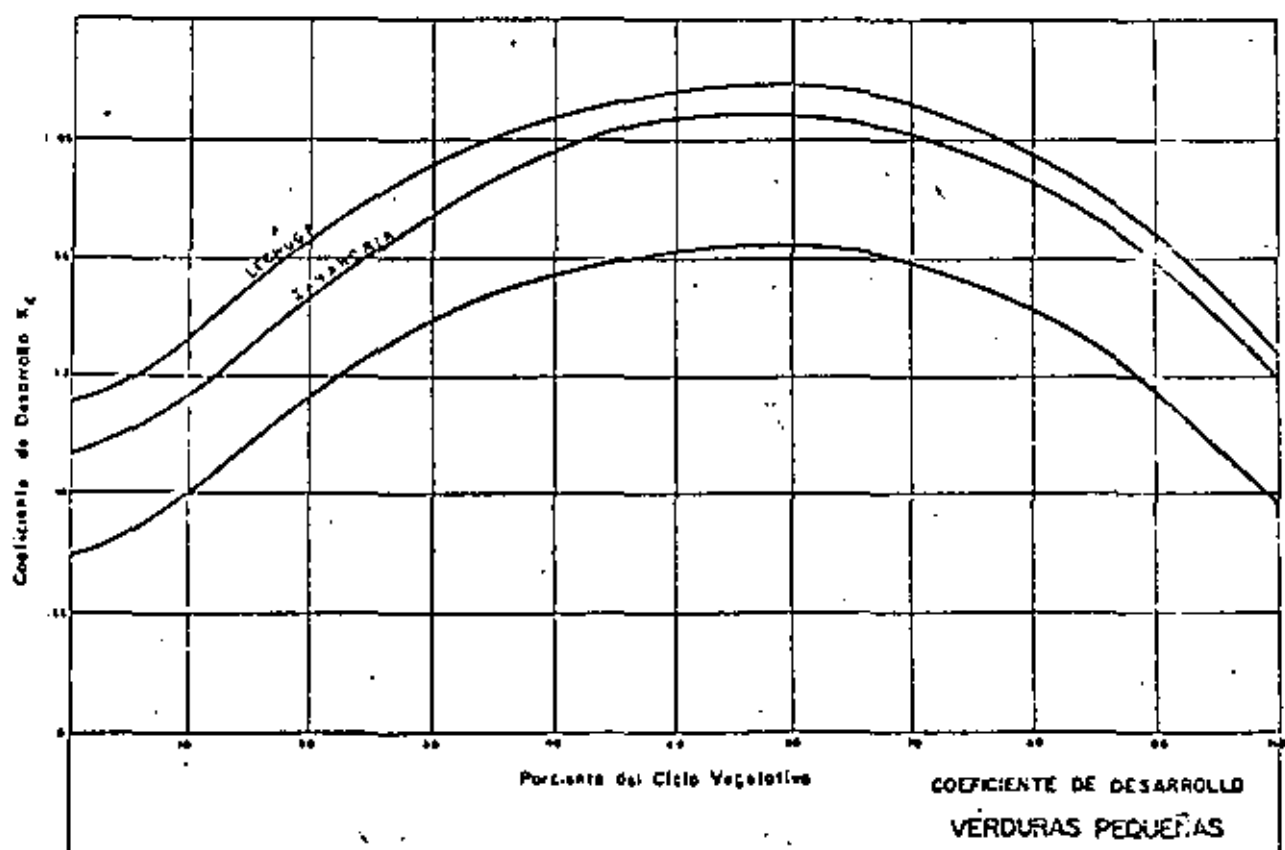
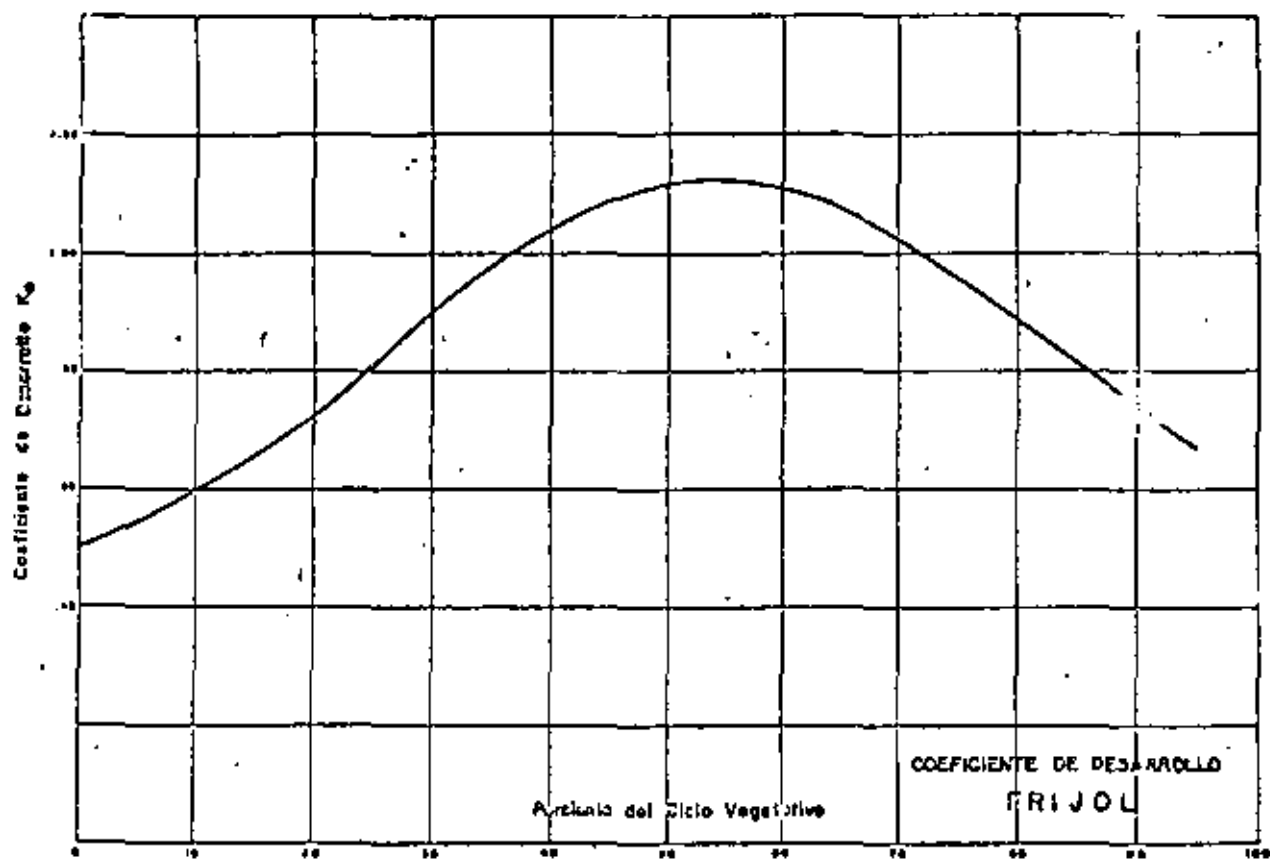
ANEXO NUM. 2

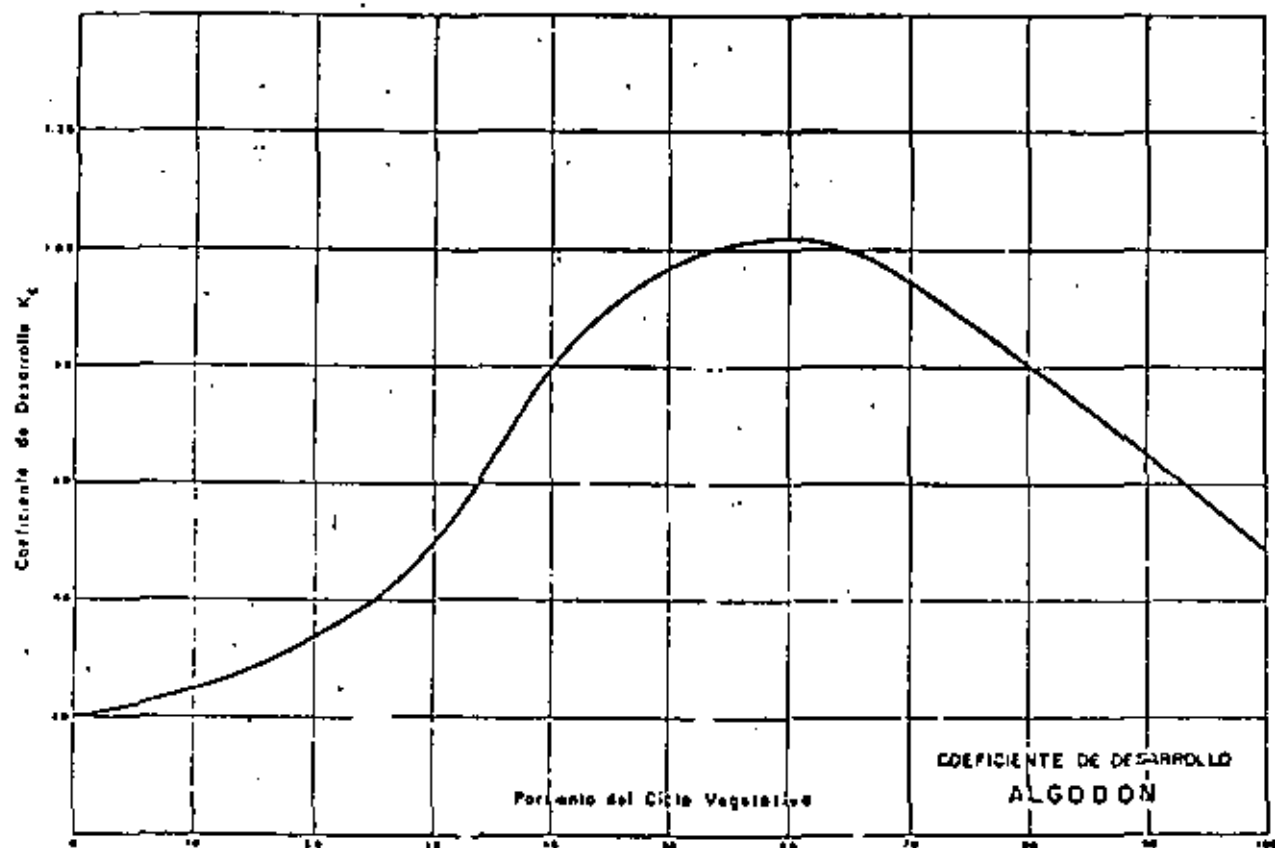
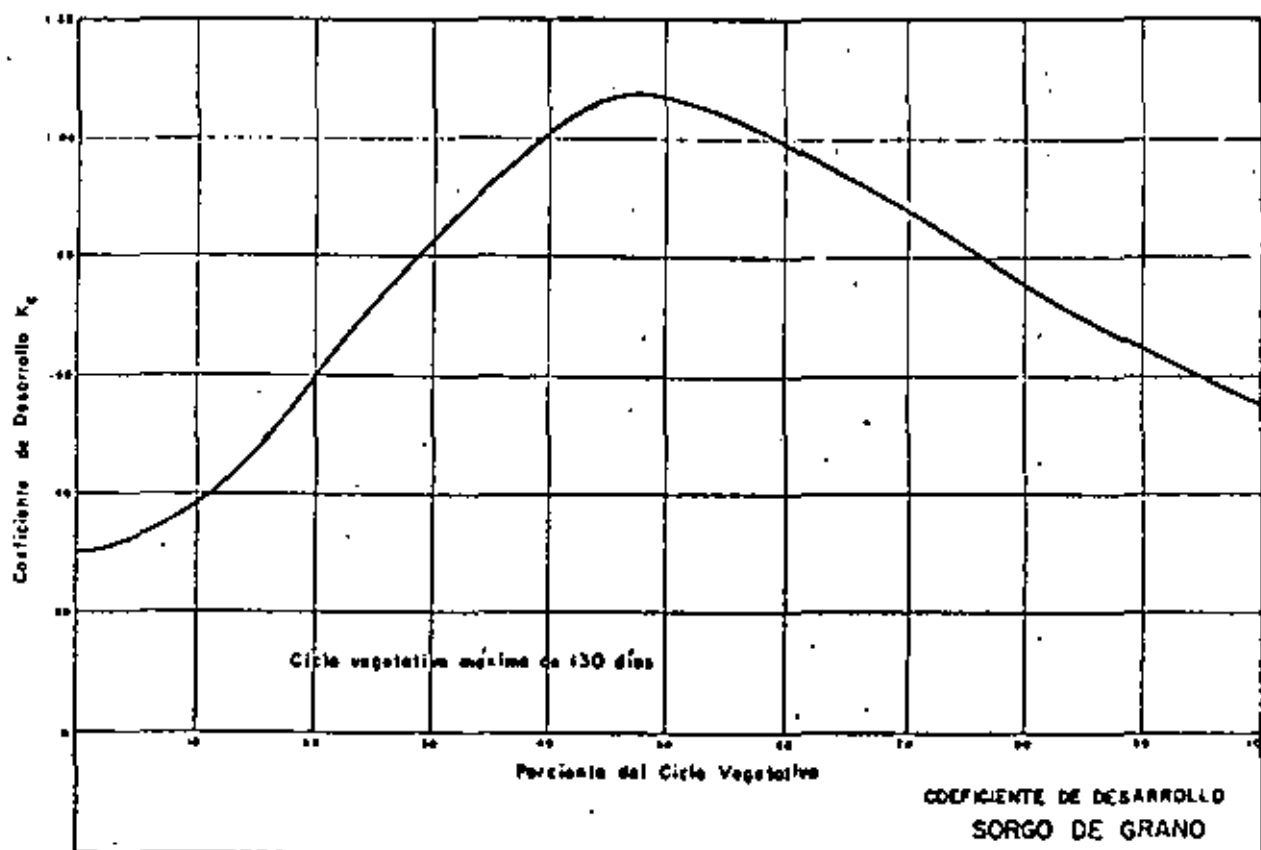
COEFICIENTE DE USO CONSUNTIVO
PARA DEFINIR EL CULTIVO

Cultivo	Período de crecimiento	Coefficiente K
Algodón.....	7 meses.....	0.60 a 0.65
Alfalfa.....	Entre heladas.....	0.60 a 0.85
".....	En invierno.....	0.60
Aros.....	3 a 5 meses.....	1.00 a 1.20
Cereales.....	3 meses.....	0.75 a 0.85
Citricos.....	7 meses.....	0.60 a 0.65
Frijol.....	3 meses.....	0.60 a 0.70
Jitomate.....	4 meses.....	0.70
Maíz.....	4 meses.....	0.75 a 0.85
Nogales.....	Todo el año.....	0.70
Papa.....	3 a 5 meses.....	0.65 a 0.75
Pastos.....	Todo el año.....	0.75
Remolacha.....	6 meses.....	0.65 a 0.75
Sorgo.....	4 a 5 meses.....	0.70
Térbol ladino.....	Todo el año.....	0.80 a 0.85

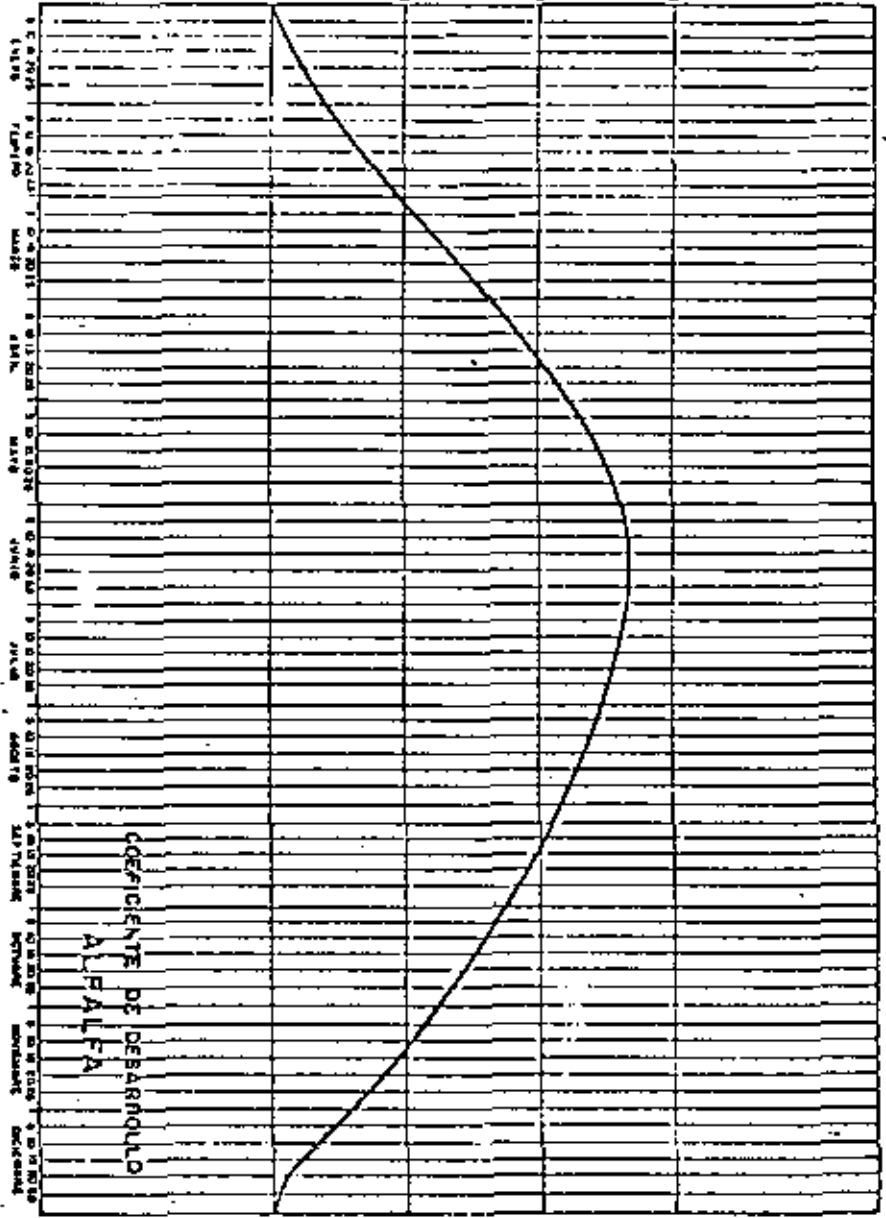
Nota: Los valores más pequeños son para regiones costeras y los mayores para zonas frías. Tomado de H. F. Blaney y W. D. Criddle - Determining Water needs from climatological data (U.S.D.A. Soil Conservation Service, 1948, p. 11-96)

ANEXO NUM. 3

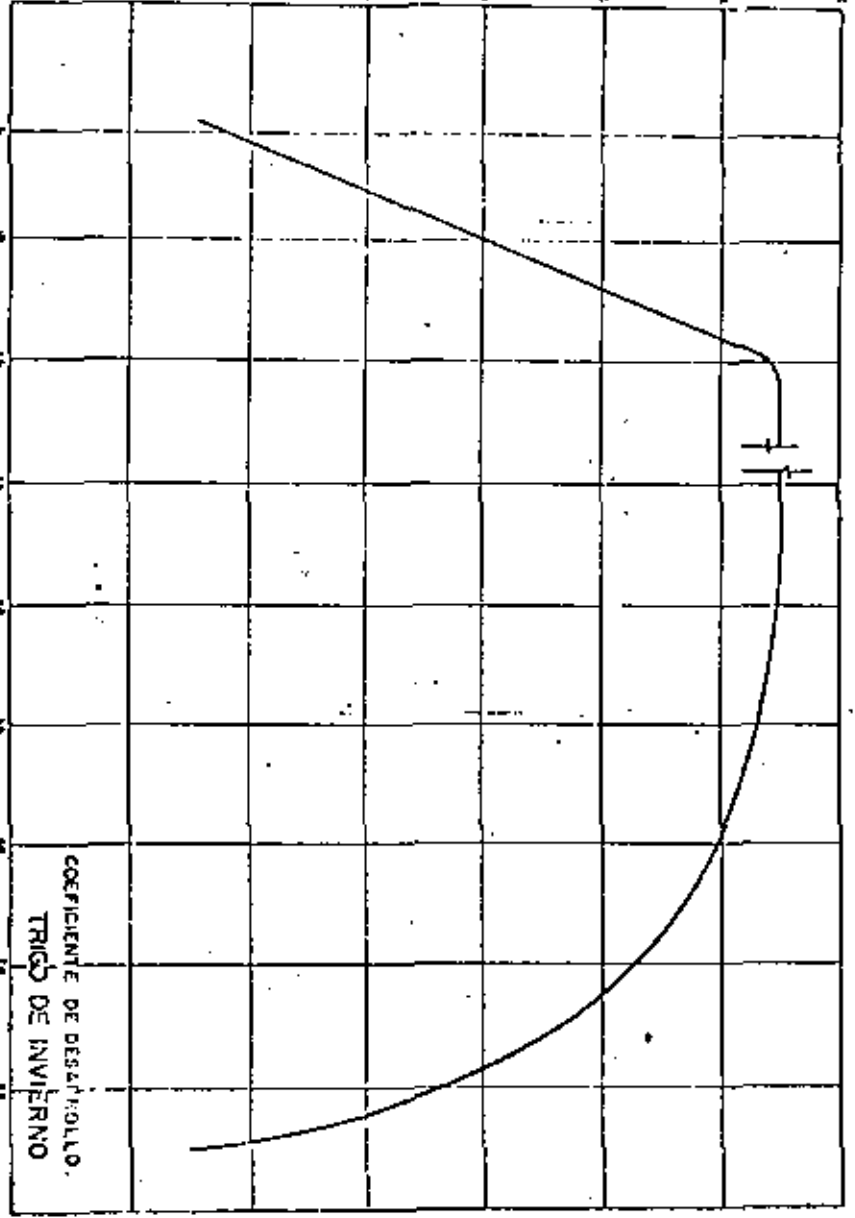


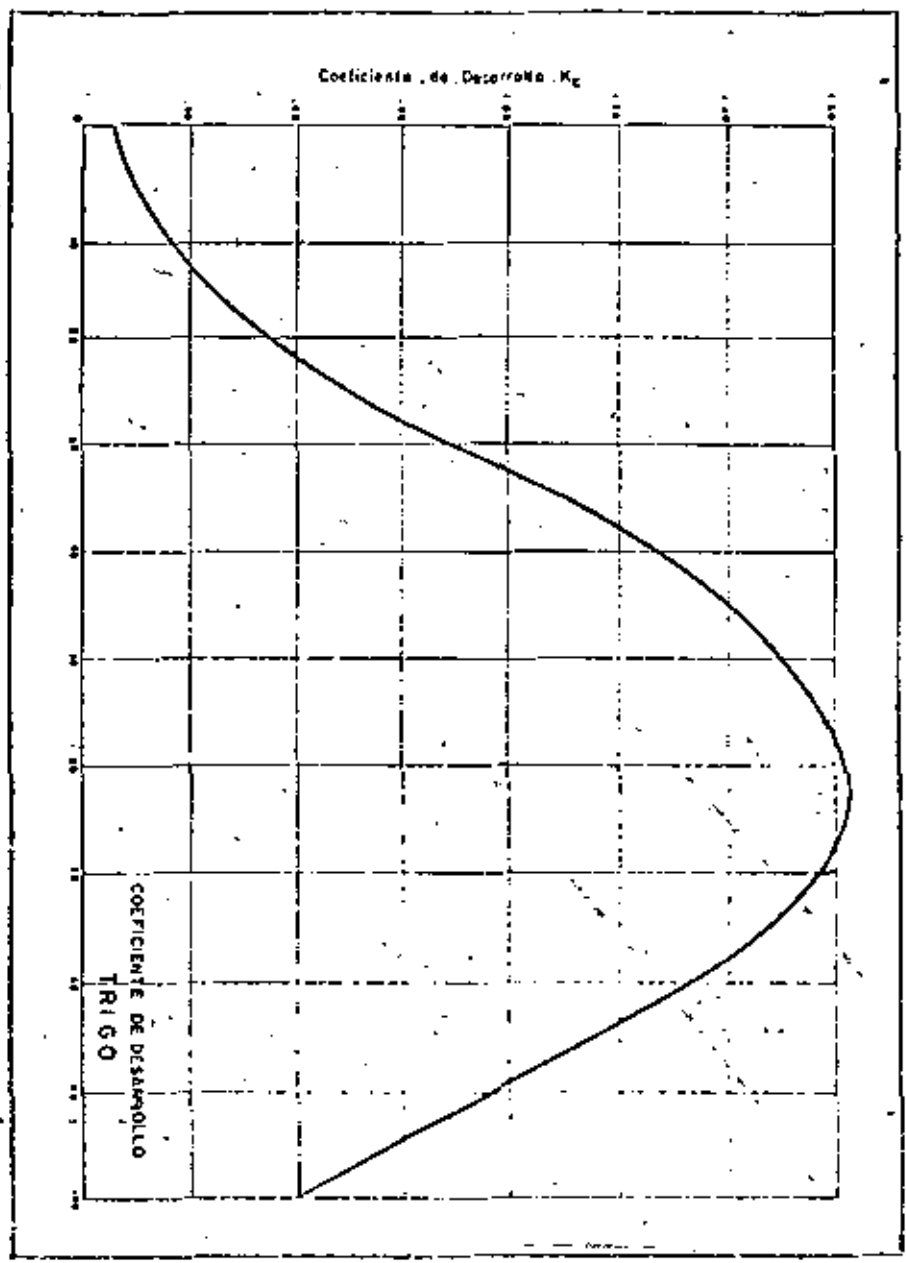
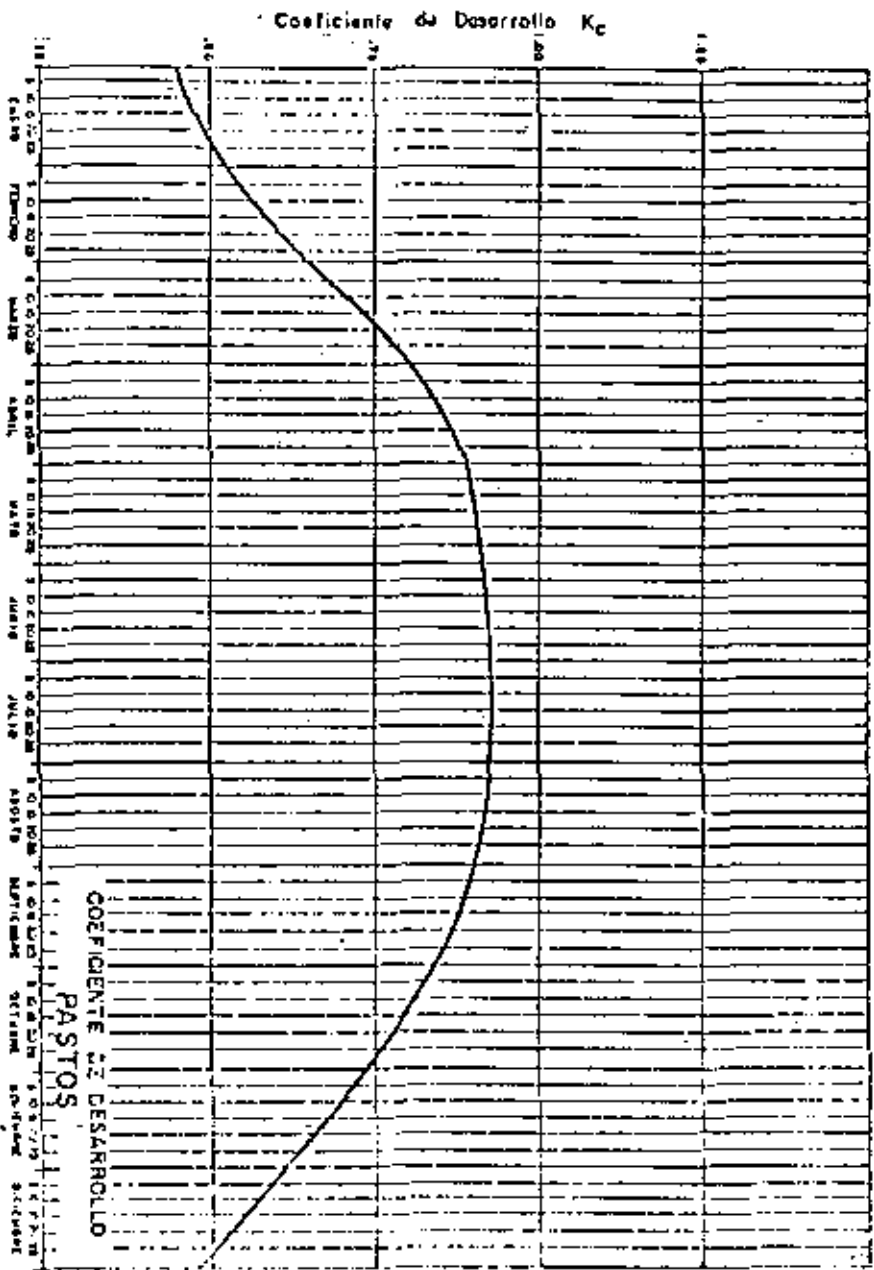


Coefficiente de Desarrollo K_c

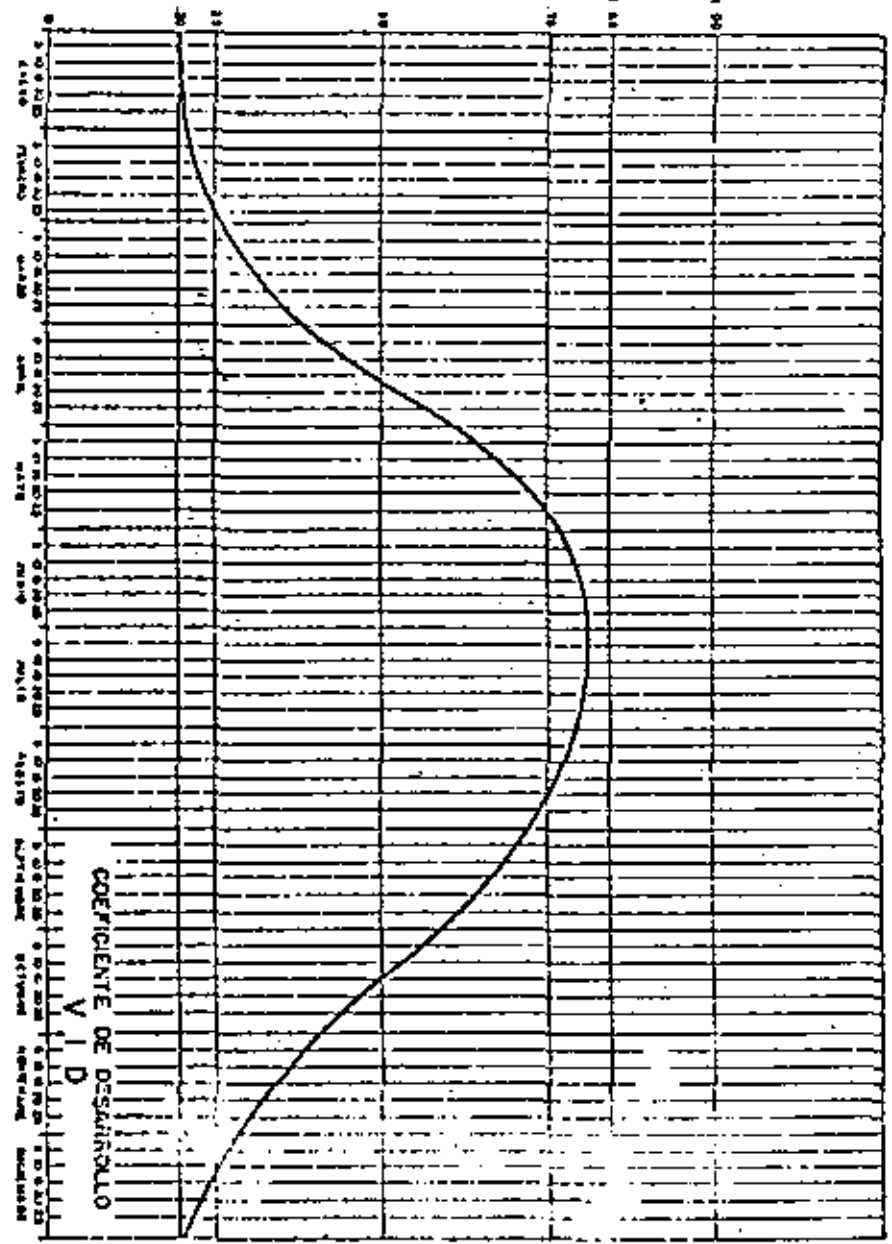


Coefficiente de Desarrollo K_c

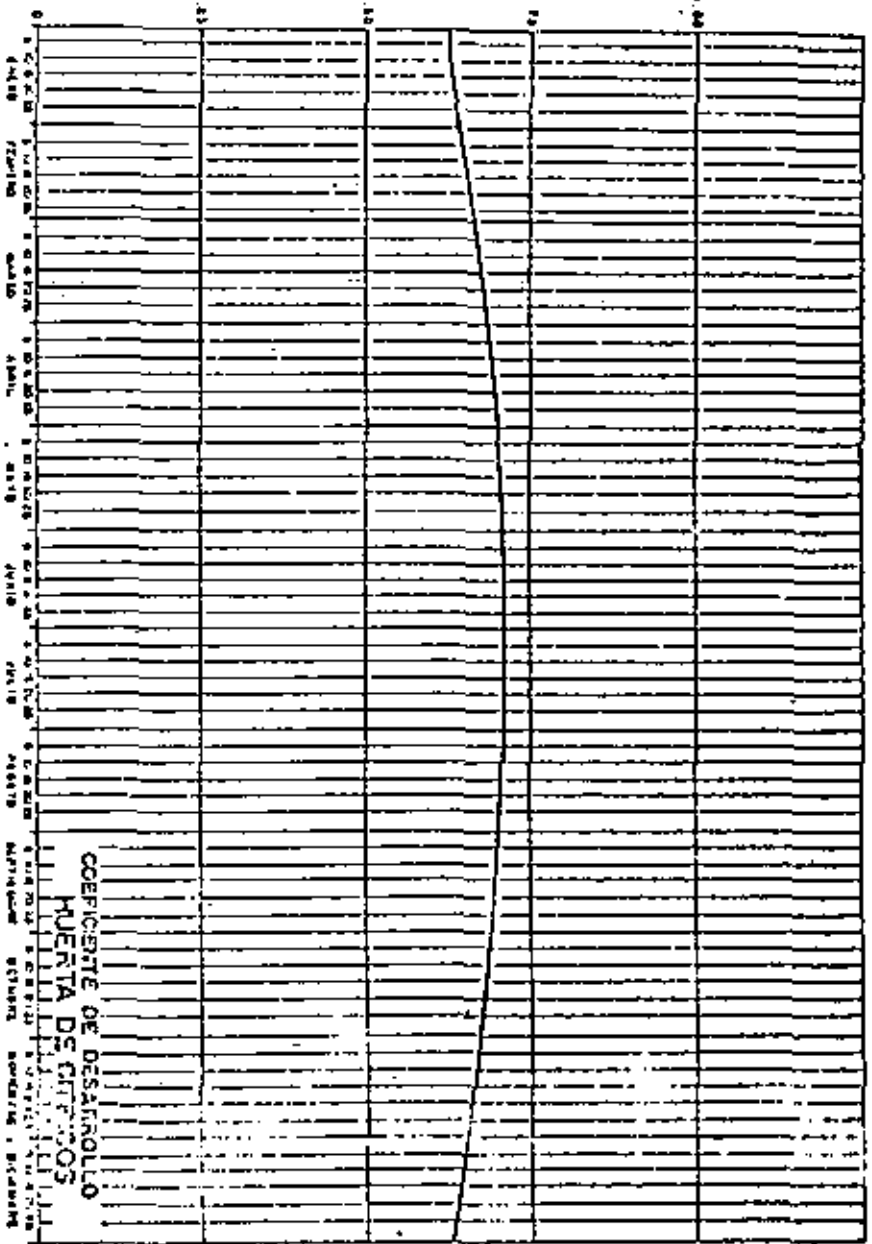




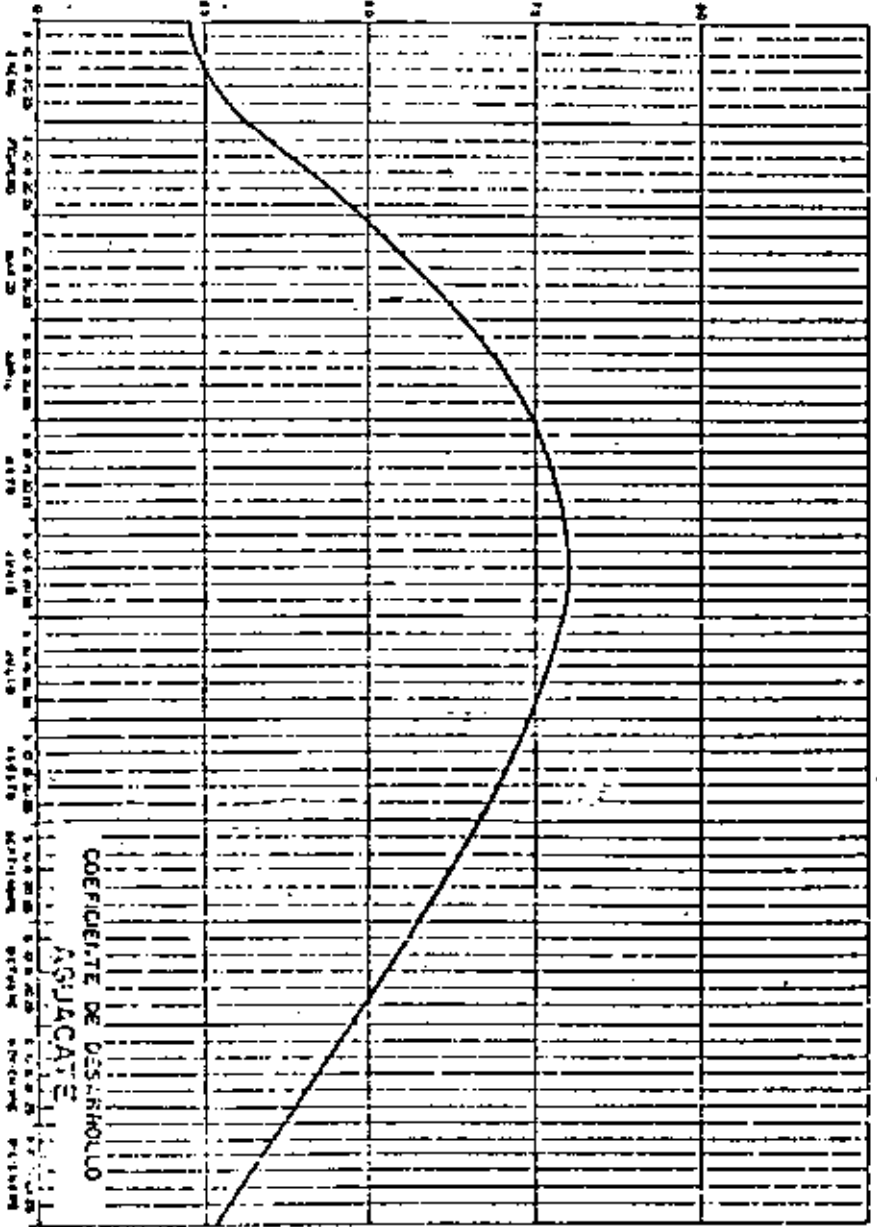
Coefficiente de Desarrollo K_c



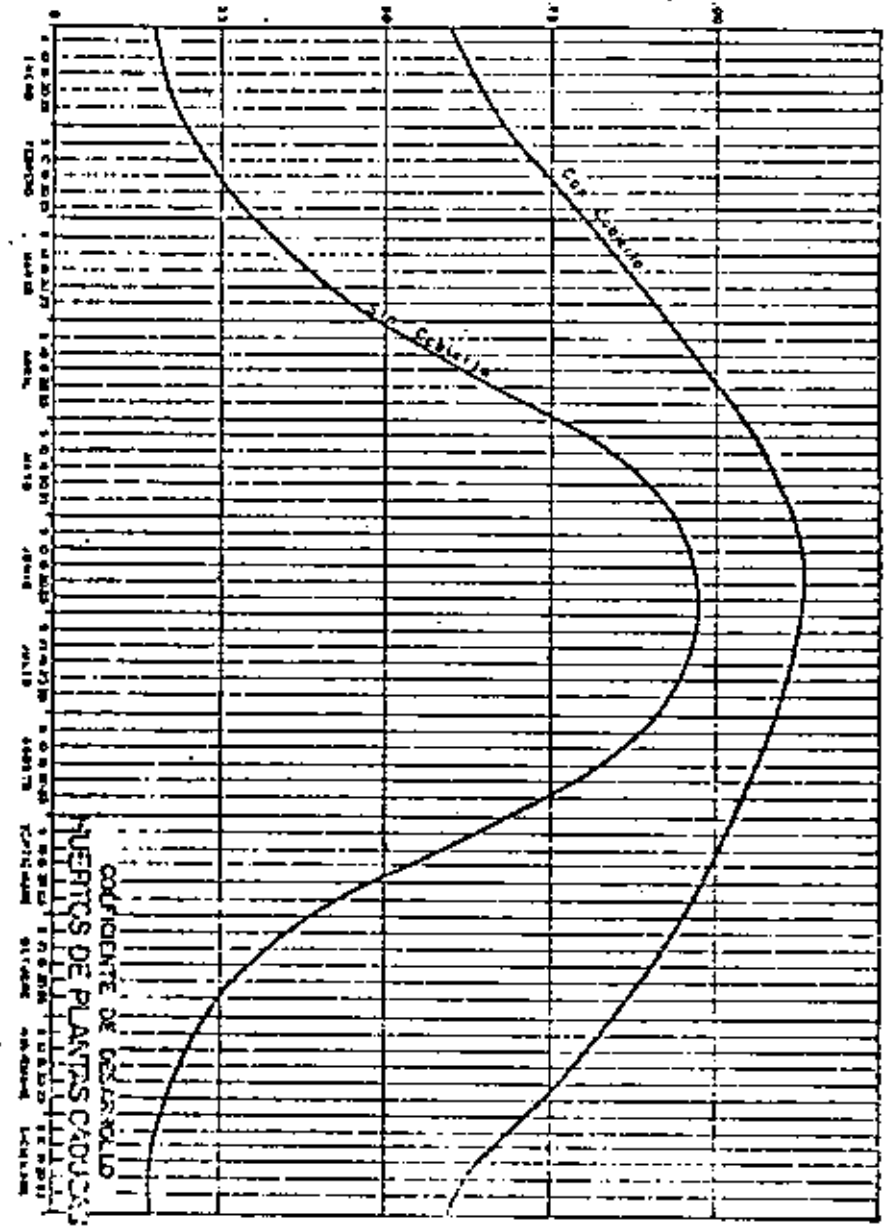
Coefficiente de Desarrollo K_c

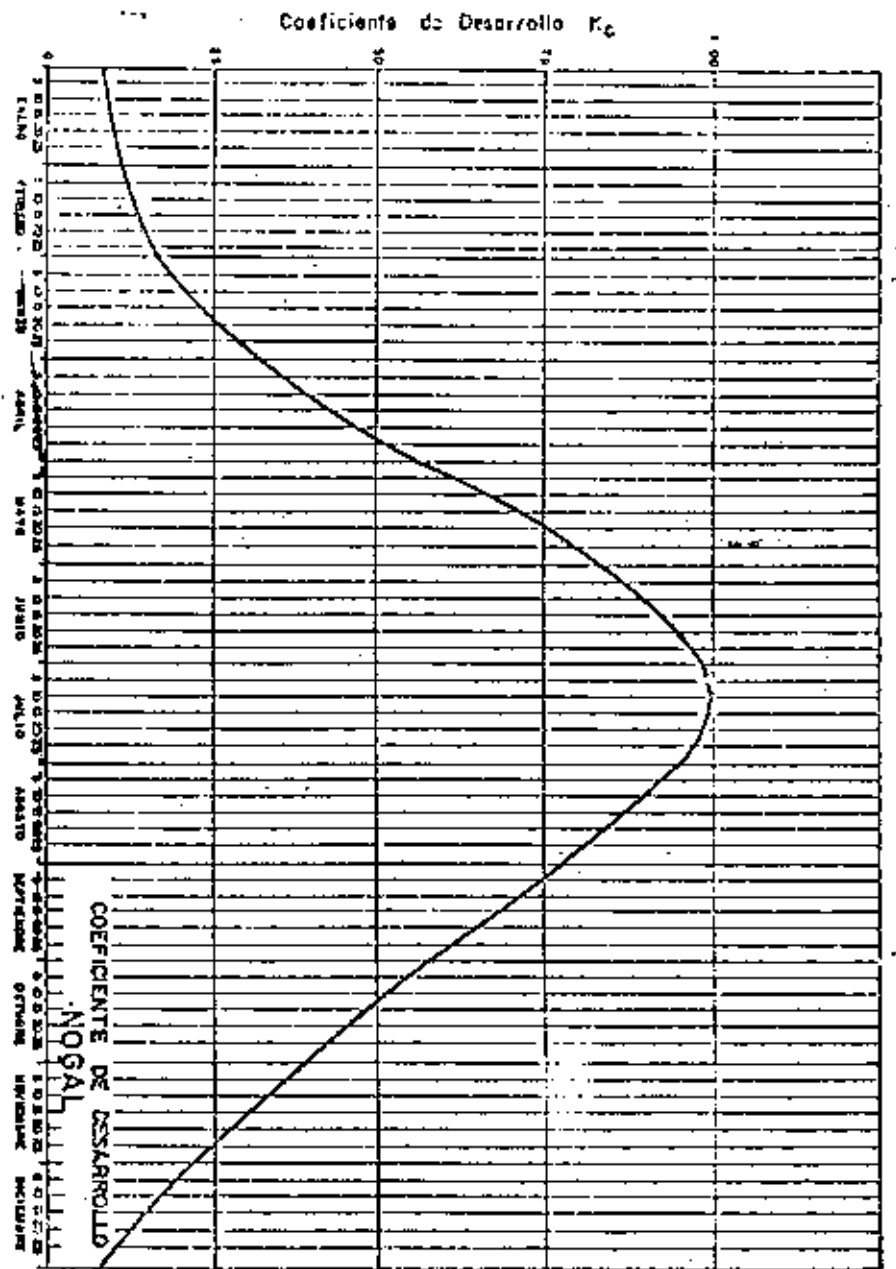
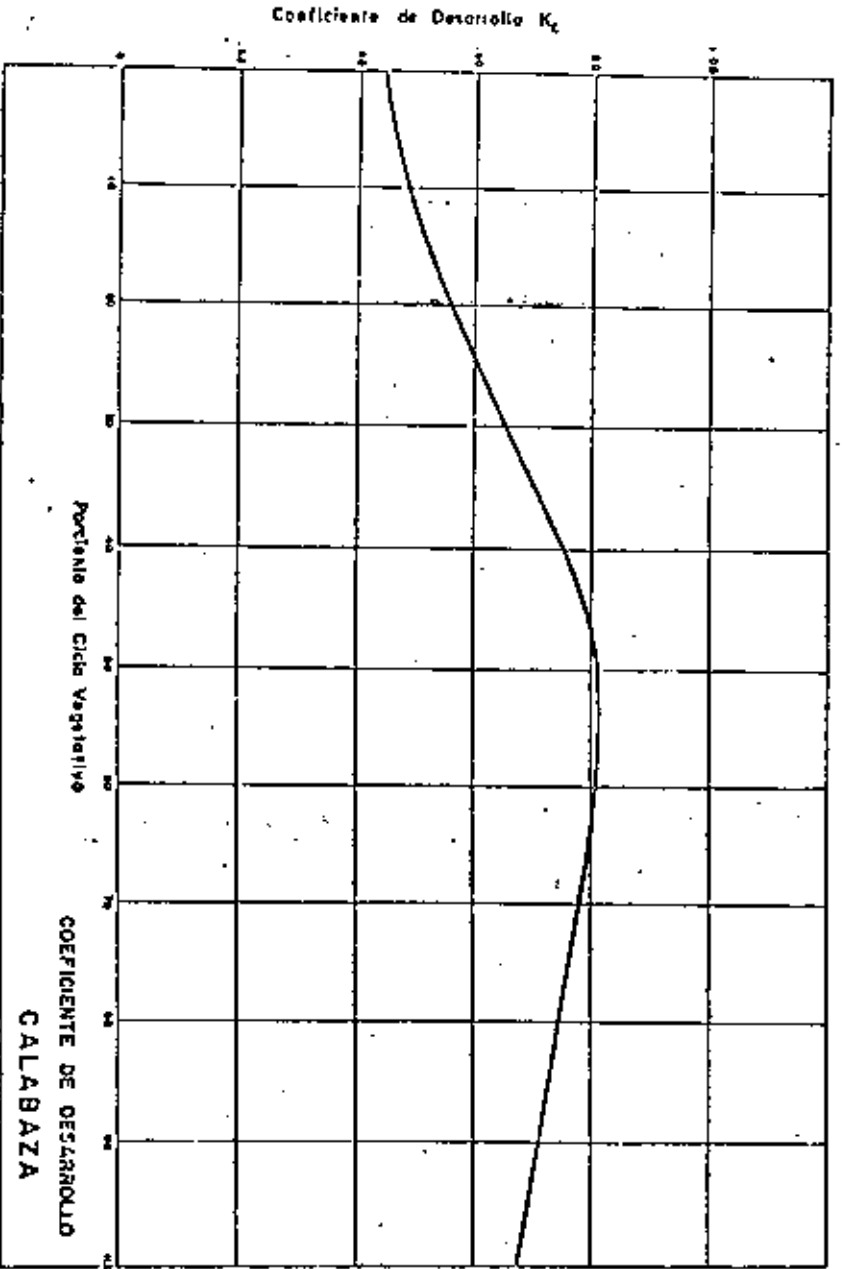


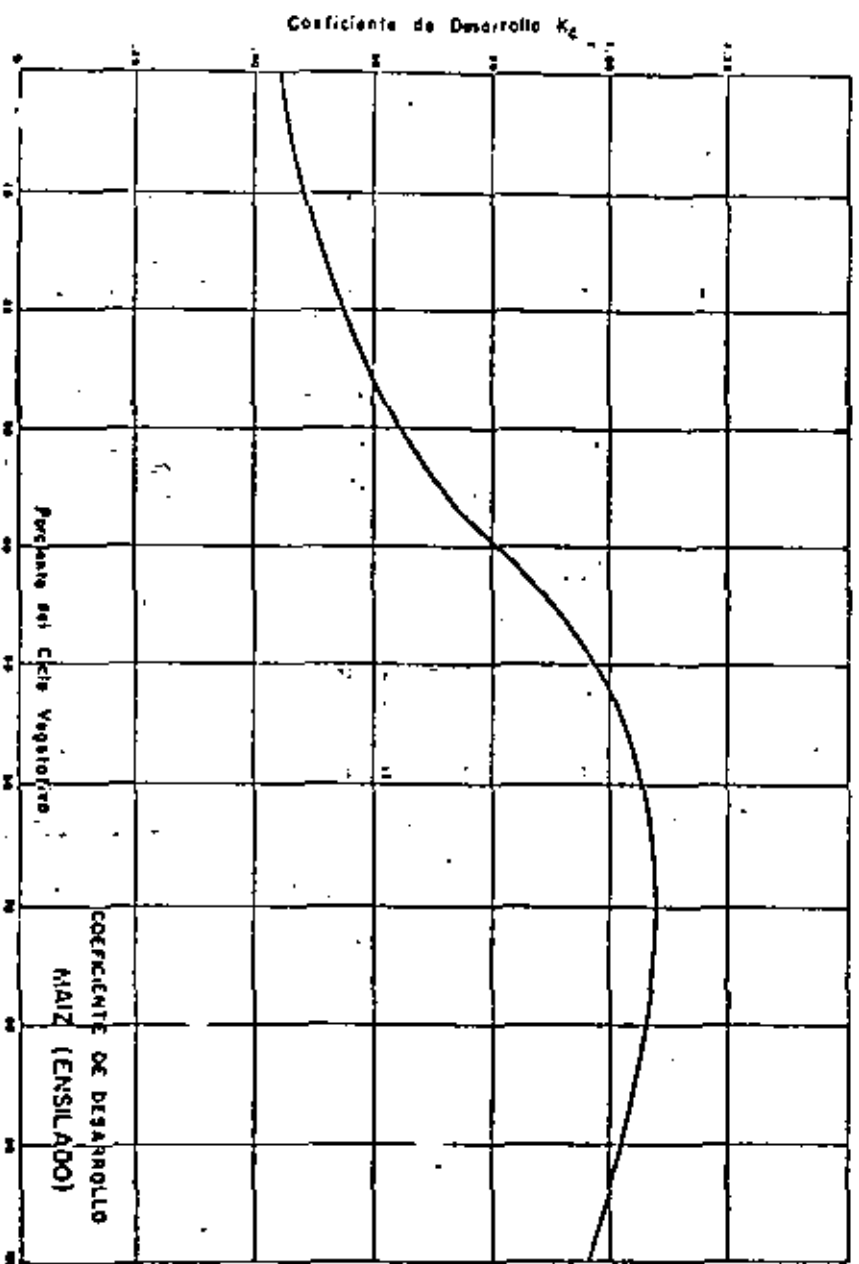
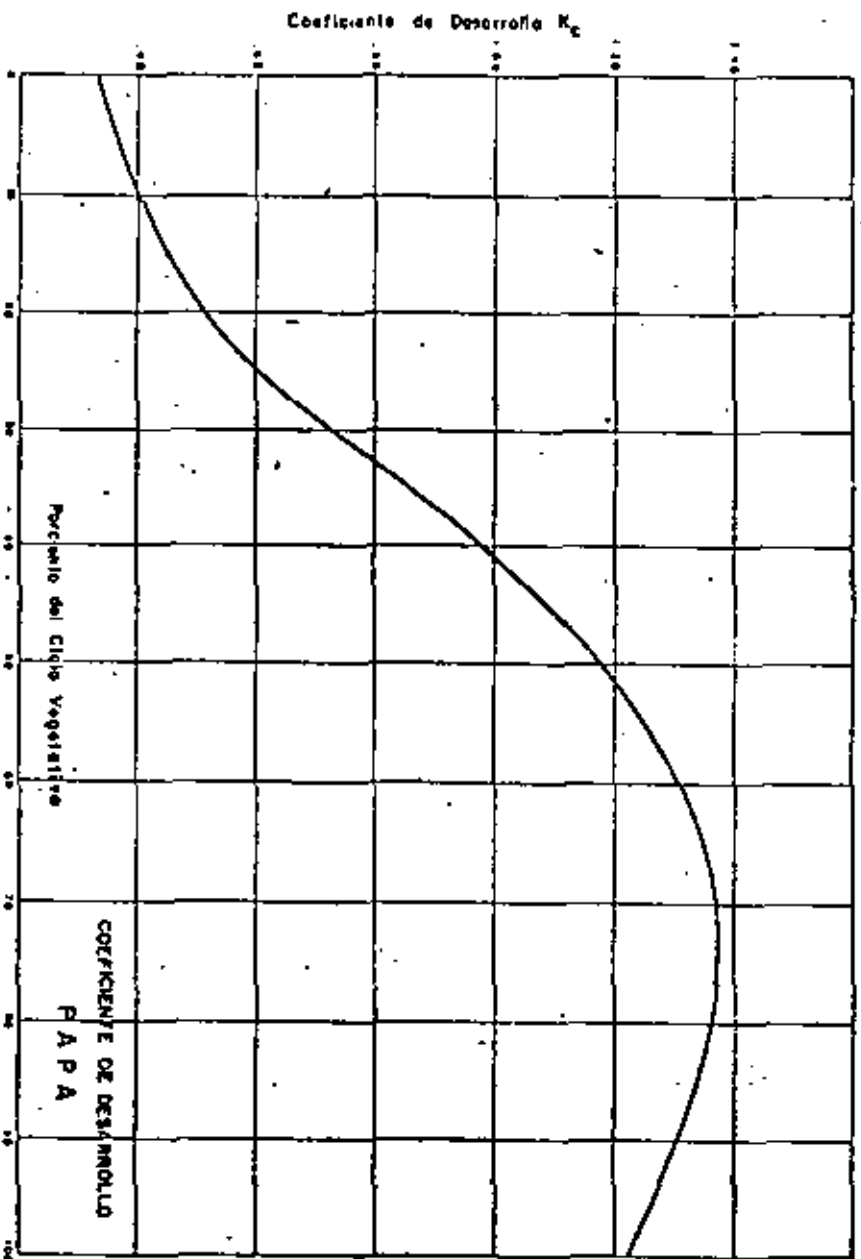
Coefficiente de Desarrollo K_d



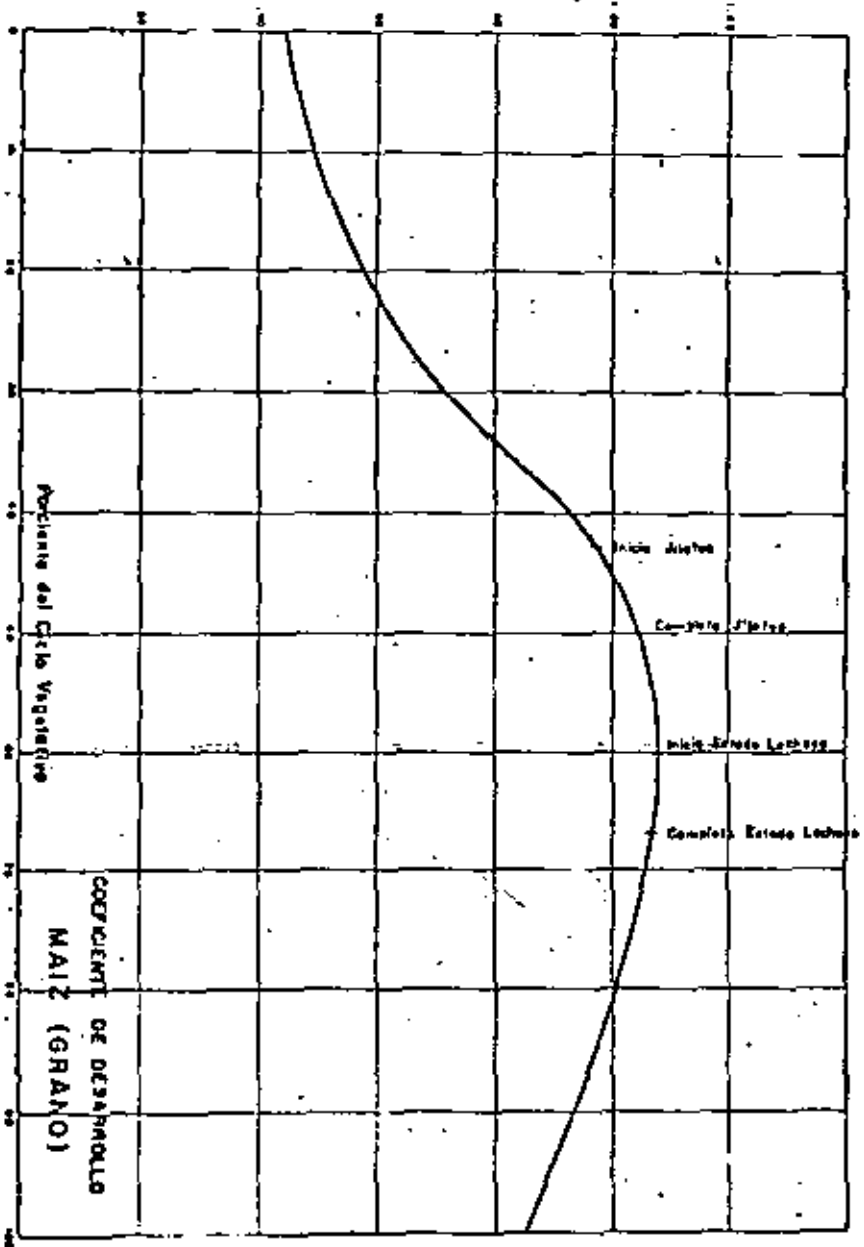
Coefficiente de Desarrollo K_d



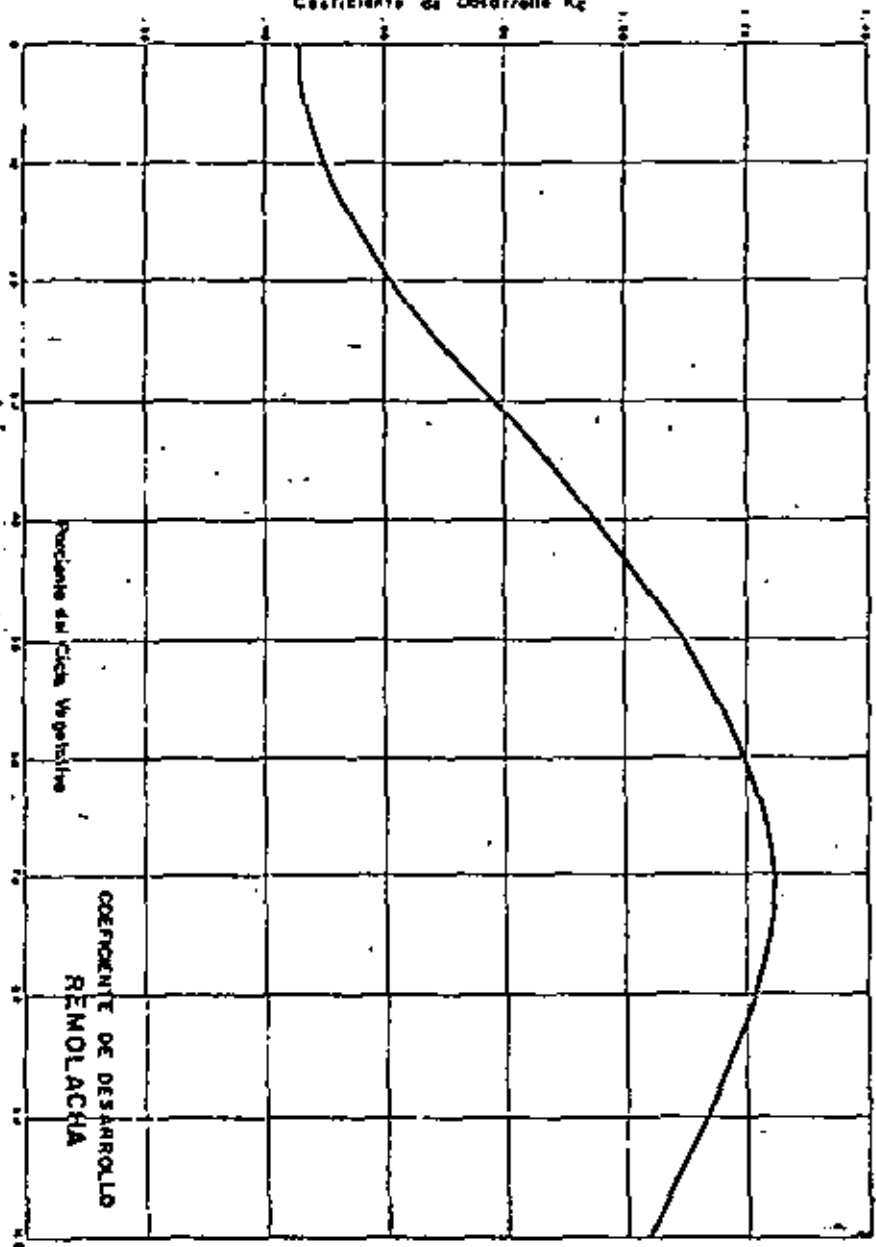




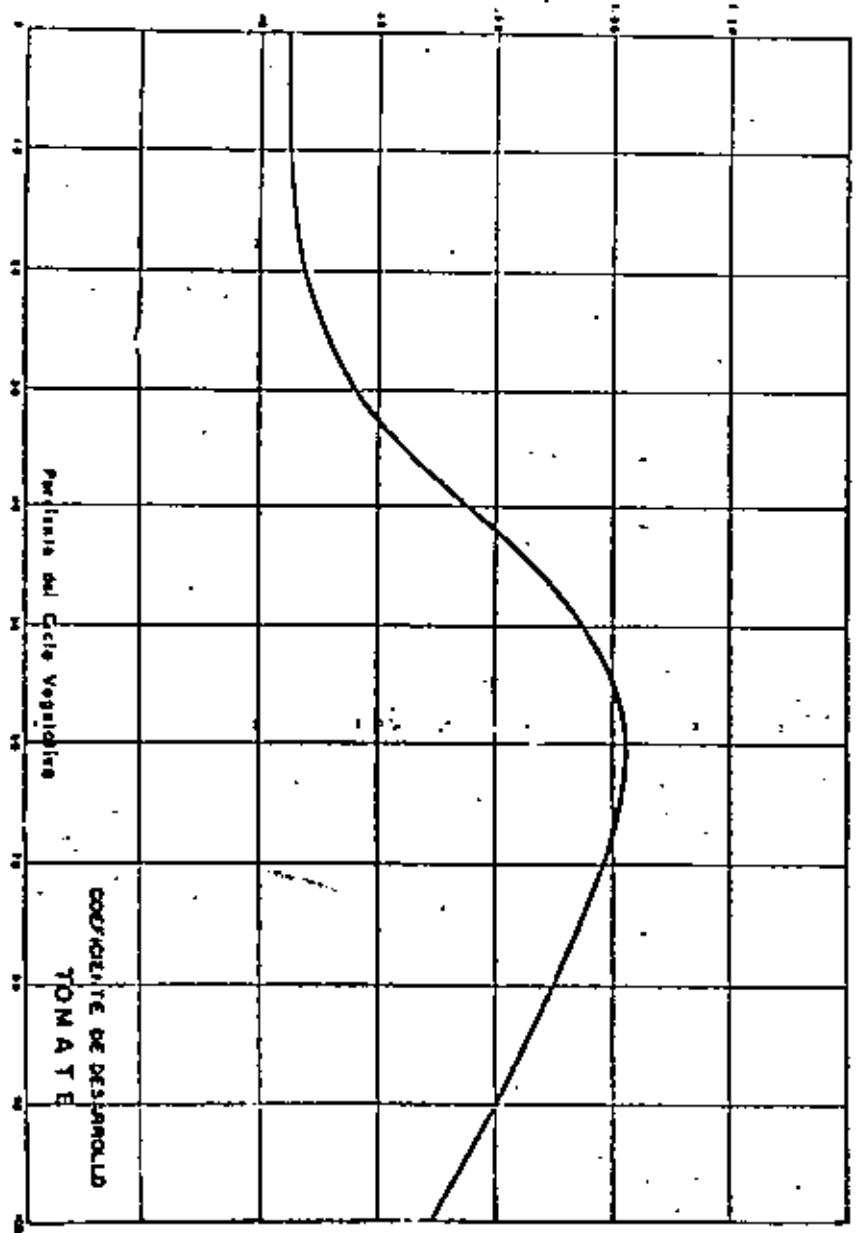
Coefficiente de Desarrollo K_c



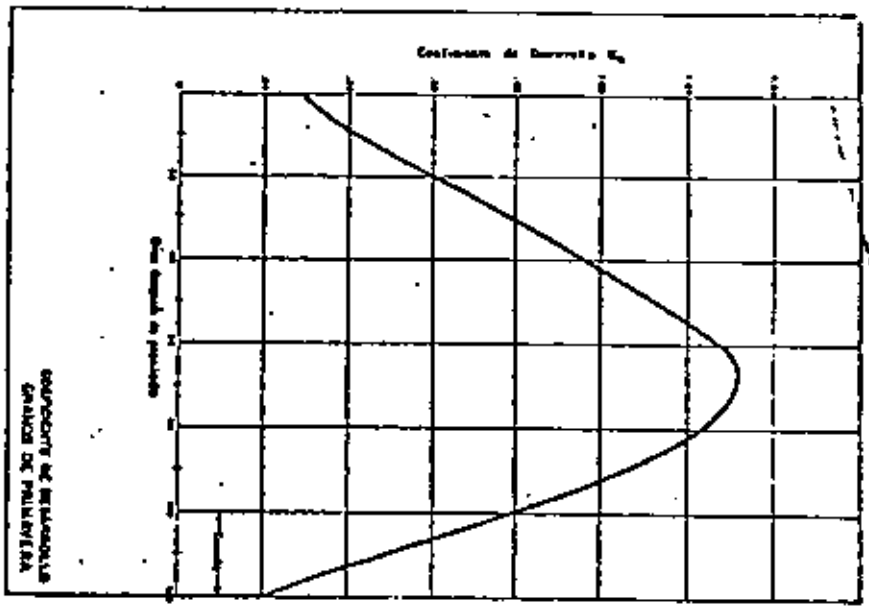
Coefficiente de Desarrollo K_c



Coefficiente de Desarrollo K_d



Coefficiente de Desarrollo K_d





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

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

ELEMENTOS DE FISILOGIA VEGETAL

**PROFESORES:
ING. OSCAR R. PLAISANT WONG
ING. RODOLFO ORTEGA A.**

OCTUBRE, 1981.

CAPITULO No. 1.- ELEMENTOS DE FISILOGIA VEGETAL.

Tema No. 1.1.- Materia y energía.

1.1.1.- Introducción.

Naturaleza de la fisiología vegetal.

Se llama fisiología vegetal al estudio de los procesos vitales y del desarrollo de las plantas. El estudio de las plantas adquiere importancia a partir del momento en que se descubren virtudes curativas en ellas. Los métodos actualmente empleados por los fisiólogos en sus investigaciones, están fundamentalmente apoyados en diferentes ramas de la química y de la física, es decir, métodos similares a los empleados en el estudio de la materia no viviente, con resultados sumamente satisfactorios en ambos casos.

Investigadores del grupo "Materialista" confían en -- que con el apoyo de los métodos de estudio mencionados, llegarán a conocerse todos los secretos del mundo vegetal, esta creencia implica aceptar que no hay diferencia radical entre la materia "viviente" y la "no viviente".

Investigadores del grupo "vitalista", por el contrario, consideran que tales métodos con el tiempo dejarán de ser útiles dejando muchas cosas aun inexplicadas, argumentando que la materia viva está sujeta a leyes propias y especiales.

Un punto de vista científico correcto consiste en no aceptar ninguno de estos extremos y aprovechar los descubrimientos útiles aportados por ambos grupos.

La planta y su ambiente.

La planta posee la propiedad de la vida, sin embargo para estudiarla es indispensable relacionarla con su medio ambiente. Incluso los animales, dotados de movimiento, no son ajenos al medio en que viven, pues deben comer. La mayoría de las plantas pasan su vida arraigadas a un mismo punto y crece --

rán, solo si una serie de sustancias adecuadas penetran desde el suelo a sus raíces.

Lo vivo y lo muerto

Ante la dificultad para trazar una frontera real entre lo vivo y lo muerto, los fisiólogos han convenido en aceptar como materia viva aquella que presenta continuos cambios internos en el protoplasma, materia esta, muy compleja constituida de la célula. Más objetivamente el crecimiento gracias a la asimilación de nueva materia, y la reproducción sin influencia externa son las propiedades más notables de la materia viva.

1.1.2.- La planta verde.

La planta como una estructura y su capacidad de crecer.

Todas las estructuras materiales, vivas o no, se toman a partir de materia preexistente. Una planta, constituida por materiales inorgánicos, requiere de energía actuando sobre ella para preservar la vida a lo largo de su ciclo vital. Una vez iniciado este ciclo por la formación de una espora o semilla, la planta continua creciendo formando su estructura por la acción de fuerzas naturales, llamadas "tendencia hereditaria de la semilla", con la influencia del medio ambiente y sin intervención del ser humano.

La planta verde y las demás.

Las plantas "autótroficas" son plantas verdes que poseen clorofila, caracterizadas por su capacidad para fabricarse alimentos, transformando la materia prima o nutrientes de naturaleza inorgánica en orgánica, incorporando a su organismo materia y energía. Estas plantas son el principal sostén alimenticio del mundo viviente. Las bacterias quimiosintéticas (su energía no es tomada de la luz del sol, sino de reacciones químicas por medio de las cuales sustancias oxidables presentes en los suelos o en aguas estancadas, ceden energía), son los únicos organismos conocidos sin pigmento, capaces de producir materia orgánica partiendo de sustancias inorgánicas.

Las plantas "heterotróficas" no poseen clorofila y su materia prima o nutriente es orgánica, proveniente directa o indirectamente de otras plantas.

Las fuentes de materia inorgánica de las plantas verdes son pocas y casi siempre las mismas, y la energía empleada es variablemente la radiación directa procedente del sol. La clorofila es una mezcla de pigmentos que distingue a las plantas verdes de las demás.

1.1.3.- Materias primas del crecimiento.
De interés general.

Carbono, oxígeno, hidrógeno, nitrógeno, potasio, calcio, magnesio, hierro, fósforo y azufre así como algunos más en pequeña cantidad, son los elementos esenciales para el crecimiento de las plantas y proceden principalmente del aire, suelo y agua inmediatos.

De interés particular.

Casi un 90% del material sólido que queda después de extraer el agua de la planta está integrado por compuestos que contienen solo carbono, oxígeno e hidrógeno, teniendo por lo tanto estos tres elementos una importancia muy particular, de mayor significación aún debido a que la asimilación de energía está asociada casi exclusivamente con estos tres elementos.

1.1.4.- Fotosíntesis.

La fotosíntesis es un proceso por medio del cual gracias a la energía luminosa absorbida por la clorofila, se rompe la molécula de agua H₂O liberándose un átomo de hidrógeno que pasa a reducir el bióxido de carbono. La fotosíntesis consiste en una serie de transferencias de hidrógeno que reducen el bióxido de carbono.

Bióxido de carbono atmosférico.

La concentración de bióxido de carbono en la atmósfera es muy baja, con variaciones diarias y estacionales de consideración. Su proporción media en las capas inferiores de la atmósfera (mayor que en las capas altas) es de unas tres partes por diez mil; esta concentración es además del orden de un 12% más baja durante el día que durante la noche, esto se debe a -- que durante la noche el bióxido de carbono no es reducido y a -- que la absorción de bióxido de carbono por las plantas inferiores cesa al anochecer.

La vegetación asimila 1/35 del bióxido de carbono que contiene la atmósfera; al año, y el equilibrio se mantiene con la aportación de: actividad de los volcanes; respiración de -- plantas, animales y humanos; humos industriales.

Bióxido de carbono procedente del suelo.

Los seres vivos que pueblan el suelo son principal -- mente plantas y animales unicelulares, pero como productores de bióxido de carbono son muchísimo más importantes las bacterias. Cuando restos animales o vegetales caen al suelo o quedan enterrados en él, varias bacterias degradan su materia, y carbohidratos como el almidón y la celulosa que estaban presentes en -- la materia inicial, son hidrolizados y oxidados hasta producir finalmente bióxido de carbono. El oxígeno libre necesario para la oxidación no siempre es indispensable, ya que hay bacterias -- anaerobias capaces de vivir en un medio desprovisto de oxígeno -- gaseoso.

Bióxido de carbono disuelto.

Las aguas naturales contienen gran cantidad de bióxido de carbono, pero sólo una quinta parte de él está disuelto -- (el resto está asociado con calcio y otras bases en forma de -- carbonatos y bicarbonatos) para, por medio de procesos muy lentos combinarse con el atmosférico efectuando reajustes de equilibrio.

Ahora bien la única fuente de carbono de que disponen las plantas verdes típicas, es precisamente el bióxido de carbono.

Entrada del bióxido de carbono a las plantas.

Examinando el corte transversal de una hoja, puede observarse que la clorofila o pigmento verde, esencial para la asimilación del carbono, está confinado a pequeños cuerpos distribuidos en el citoplasma que se llaman "cloroplastos" y que es donde tiene lugar la fotosíntesis. El bióxido de carbono penetra en la hoja a través de las aberturas estomáticas distribuidas en la epidermis o superficie de la hoja, enseguida pasa a una serie de lagunas ocupadas por aire en el interior de las hojas en donde el bióxido de carbono se mezcla por difusión. Las membranas celulósicas que limitan las lagunas están embebidas en agua, representando un medio líquido a través del cual el bióxido de carbono realiza la última etapa de su viaje hasta el cloroplasto por difusión.

Fuentes de hidrógeno y oxígeno.

Se ha explicado ya que el carbono proviene del CO absorbido por la planta y que este último es reducido a hidrato de carbono por el átomo de hidrógeno liberado al romperse la molécula H₂O en el fenómeno de la fotosíntesis. Entre las plantas superiores el donador de hidrógeno es siempre el agua y estudiando el mecanismo de las reacciones químicas que se realizan puede demostrarse que el oxígeno libre desprendido también proviene del agua.

La actividad química de la clorofila es reversible y catalítica, por lo que no hay consumo de ella. Una deficiencia en la materia prima inorgánica ejerce un efecto muy marcado en la fotosíntesis, por ejemplo el magnesio, es necesario para la formación de la clorofila.

El agua es también esencial para la fotosíntesis, procede del suelo de donde es tomada por las raíces y llevada hasta las hojas. La cantidad de agua consumida por la fotosíntesis

tesis, procede del suelo de donde es tomada por las raíces y -- llevada hasta las hojas. La cantidad de agua consumida por la fotosíntesis representa una proporción muy pequeña de la que pa sa a través de la planta.

Interacción de los factores.

La intensidad de la fotosíntesis depende: de la concentración de bióxido de carbono disponible; de la cantidad de clorofila; de la intensidad de luz; de la temperatura y otros factores de menor importancia. Un incremento de cualquiera de estos factores tiende a acelerar la fotosíntesis, sin embargo -- ello tiene un límite, pues una intensidad de luz demasiado alta destruye la clorofila por oxidación, demasiado bióxido de carbono tiene un efecto anestésico.

1.1.5.- Quimiosíntesis.

Existen bacterias que viven y se desarrollan en completa independencia de la luz, el origen de su carbono continúa siendo el bióxido de carbono, pero la energía necesaria no proviene de la luz del sol sino de reacciones químicas en las que se logra que varias sustancias oxidables presentes en los suelos o en las aguas estancadas cedan energía.

Se sabe muy poco acerca de los procedimientos para almacenar energía y sobre cómo el bióxido de carbono es reducido -- y en qué compuestos se convierte. Como bacterias quimiosintéticas están las Beggiatoas, las Nitrosomas y las Nitrobacter -- que oxidan gas sulfúrico, iones de amonio y nitritos respectivamente.

Tema No. 1.2.- Los azúcares y las sustancias vegetales formadas a partir de ellos.

Es tradicional considerar a los azúcares, especialmente a la glucosa, fructuosa y sacarosa, como productos finales de la fotosíntesis. Estos azúcares y aún el almidón, se forman en el interior de los cloroplastos. Los azúcares son sustancias--

que contienen básicamente carbono, hidrógeno y oxígeno.

1.2.1 Los hidratos de carbono.

Entre los azúcares formados por la fotosíntesis, los más importantes pertenecen al grupo de los "hidratos de carbono" y son:

	Pentosas	arabinosa ribulosa
Monosacáridos	Hexosas	Glucosa manosa fructosa
Disacáridos	Sacarosa maltosa	
Polisacáridos	almidón celulosa	

Monosacáridos.- Son solubles en agua y como ejemplo de este tipo de carbohidratos se tienen las pentosas y las hexosas.

Pentosas.- Poseen 5 átomos de carbono formando cadena y su fórmula es $C_5H_{10}O_5$; en las plantas se encuentran raramente libres; de las pentosas se derivan los polisacáridos y otros compuestos tales como las gomas y mucílagos que se encuentran en plantas suculentas como las algas. Son pentosas la arabinosa y la ribulosa.

Hexosas.- Poseen 6 átomos de carbono formando cadena y su fórmula es $C_6H_{12}O_6$; tienen sabor más o menos dulce; por oxidación se convierten en ácidos orgánicos. Son hexosas la glucosa, manosa y fructosa.

Disacáridos.- Están tomados por la condensación de dos moléculas cualesquiera de monosacárido con la eliminación de una molécula de agua. Derivan de hexosas y su fórmula es

C H22.0 , son solubles y dulces como los monosacáridos. Como ejemplos tenemos la sacarosa y la maltosa.

Sacarosa. Es el azúcar del comercio; se encuentra con abundancia en todas las plantas, muy principalmente en la remolacha y caña de azúcar.

Maltosa. Raramente se encuentra libre en las plantas, aparece durante la germinación de semillas ricas en almidón como la cebada que, una vez germinadas constituyen la malta, de la cual toma el nombre.

Polisacáridos. Son prácticamente insolubles en agua; se derivan de las pentosas por condensación. Los polisacáridos más importantes, presentes en casi todas las plantas, son el almidón y la celulosa.

Almidón. Se presenta en el interior de las células vivas y se le reconoce por el color azul que da con el yodo en presencia de agua. Como la sacarosa, el almidón puede acumularse a elevadas concentraciones en determinados tejidos.

Celulosa. Se deposita sobre la superficie exterior del protoplasma vivo constituyendo las paredes de la célula y en muchos casos la mayor parte de la planta. Los pelos de la semilla del algodón nos ofrecen un ejemplo característico de membranas de celulosa pura. La celulosa pura es muy insoluble y muy resistente a la hidrólisis y a otros cambios químicos. Tiene aplicaciones en la industria del papel, celofana y rayón.

1.2.2.- Metabolismo de los carbohidratos.

Es conveniente adoptar como punto final de la fotosíntesis la formación de un azúcar tipo hexosa. De los cloroplastos están saliendo constantemente azúcares hacia los tejidos vecinos, pudiendo convertirse en otras sustancias ya en los puntos de crecimiento de ramas y raíces; los cloroplastos son capaces de producir sacarosa, glucosa o fructuosa a partir de uno de ellos. El oxígeno es indispensable para estos cambios pero no la luz.

1.2.3.- Substancias de reserva.

Las substancias que durante el transcurso del metabolismo se acumulan en diversas partes de la planta para más tarde ser reconvertidas en formas más sencillas se llaman materiales de reserva; por ejemplo las grasas constituyen substancias de reserva típicas de las semillas.

Tema No. 1.3.- La descomposición de los azúcares y la liberación de energía.

1.3.1 La respiración de las plantas.

Se ha dicho que los azúcares son empleados para la construcción de substancias complejas del cuerpo de la planta, pero cierta proporción de ellos está sin cesar sufriendo descomposición y nunca pasa a las formas complicadas del tipo de almidón, celulosa o proteína.

La presencia de cantidades variables de azúcares es característica de todas las células vivas y hay razones para suponer que en ellas la metabolización de los azúcares se produce sin cesar. Al mismo tiempo se libera bióxido de carbono y se absorbe oxígeno. Este intercambio de gases recibe el nombre de respiración.

El bióxido de carbono liberado deriva de los azúcares y los productos finales externos formados por la respiración vegetal, son exclusivamente bióxido de carbono y agua, producidos a partir de la oxidación del carbón y del hidrógeno presentes en forma de moléculas de azúcar.

Intensidad de la respiración.

Al poner una planta en la obscuridad, la fotosíntesis se detiene pero la respiración continúa, emitiéndose lentamente bióxido de carbono, cuya aparición puede ponerse de manifiesto encerrando la planta en un recipiente y analizando después el aire del interior con agua de cal. Mediante dispositivos ade -

cuados se puede medir cuidadosamente la velocidad de formación del bióxido de carbono, valor que puede denominarse "intensidad de la respiración". También podría medirse la intensidad de la respiración, determinando la velocidad de absorción de oxígeno.

Respiración a lo largo del ciclo vital.

El protoplasma vivo está sujeto a cambios frecuentes, pero durante el transcurso de la vida de la planta se va sucediendo una lenta cadena de alteraciones susceptibles de ser bien observadas. Cada protoplasma tiene su propio desarrollo, por lo que diferentes células situadas en distintas partes de una planta, no están en el mismo estado de su crecimiento, siendo por ello posible aislar tejidos de una misma planta que estén en diferentes fases de su desarrollo protoplasmático; estos tejidos se diferencian de los demás por su intensidad de respiración, de modo que pueden distinguirse cinco fases dependiendo de las condiciones de sus protoplasmas:

1. Embrionario, por ejemplo los ápices de ramas y raíces; los embriones en germinación. Los tejidos se caracterizan por tener membranas celulares delgadas con protoplasma abundante, con grandes núcleos que presentan con intensidad las reacciones de las proteínas. Los carbohidratos están pobremente representados o ausentes de las membranas celulares. En esta fase la respiración sube rápidamente hasta un máximo partiendo del valor más bajo casi imposible de medir.
2. Juvenil, por ejemplo zonas de alargamiento de las ramas y raíces; frutos carnosos verdes. Se forman pronto vacuolas y se desarrollan intensas reacciones de los azúcares. Hay una gran dilatación del tejido y las membranas celulares continúan siendo delgadas. Cuando los tejidos entran en su fase juvenil cesa el aumento en la respiración y luego se inicia un largo declive que se extiende a lo largo de la madurez para alcanzar un mínimo en la fase latente.
3. Madura, por ejemplo hojas funcionales, etc. Esta fase dura mucho más que cualquiera de las anteriores y se caracteriza por la lenta diferenciación de las células hacia sus formas definitivas. Hay poco aumento de tamaño y se establece un equilibrio grosero entre la ganancia y pérdida de substan --

cias. La madurez toca a su fin en el "climaterio", después del cual se entra en la senescencia.

4. Senescente, por ejemplo frutos maduros y muy maduros. Cesa el desarrollo, la estructura celular empieza a deteriorarse y se pierde la capacidad de síntesis. Hidrólisis y oxidaciones irreversibles conducen finalmente a la autólisis o autodigestión de los tejidos por sus propios enzimas.
5. Latente, por ejemplo semillas secas; yemas invernantes. La última fase, post-mortem, de este proceso es ayudada de ordinario por la descomposición fúngica y bacteriana. La latencia puede interrumpir las fases embrionaria, juvenil o de madurez de un tejido, pero no la de senescencia.

Cociente respiratorio.

Es la relación entre el volumen de CO₂ emitido y el volumen de O₂ absorbido. Este cociente es útil en los estudios sobre la respiración a causa de que su valor depende, principalmente, del tipo de sustancia que está siendo consumida. Así, el cociente respiratorio teórico, correspondiente a la oxidación de cualquier carbohidrato, sería de 1.0 ya que el número de moléculas de CO₂ producido es igual al de moléculas de O₂ consumido. Por ello, los volúmenes intercambiados son también iguales. Cuando se respiran grasas, esto implica una oxidación suplementaria, por lo que el consumo de oxígeno supera la producción de CO₂ y el cociente cae por debajo de la unidad.

Materiales respirables.

Los resultados proporcionados por los experimentos de medición del cociente respiratorio en ausencia de fotosíntesis, sugieren que los carbohidratos son los materiales respirables-- que los tejidos de las plantas sanas utilizan normalmente. Las grasas sólo se usan en casos especiales, como en las semillas en germinación, y las proteínas en ningún caso a menos que falten los otros tipos de reserva. Los carbohidratos normalmente respirables son: el almidón, la sacarosa, la glucosa y la fructosa.

Las proteínas y la respiración.

Aunque durante la respiración normal no se liberen ni amoníaco ni bióxido de carbono a partir de las proteínas de las plantas, ello no implica que nada les esté sucediendo a las proteínas. Parece más probable que sufran continuamente procesos de formación y desintegración. En condiciones favorables no sufren ningún otro tipo de descomposición pero pueden ser utilizadas para la síntesis de aminoácidos y de aminas o de nuevas proteínas, quizás después de ser transportadas a una parte más joven de la planta.

Efecto del oxígeno.

Hasta aquí nos hemos limitado a los procesos que tienen lugar en atmósfera normal, pero pueden conocerse más detalles acerca de la respiración estudiando su comportamiento al variar la proporción de oxígeno en la atmósfera. El oxígeno actúa economizando el azúcar consumido por las células durante la respiración, por lo que el azúcar es metabolizada con mayor velocidad en atmósfera de nitrógeno puro, y a esto se debe que la producción de CO aumente en atmósfera de nitrógeno en lugar de bajar bruscamente como es de suponerse al considerar que en ausencia de oxígeno no es posible oxidar completamente hasta CO los materiales respirables. Estrictamente hablando, solamente análisis directos de azúcar pueden demostrar cualquier cambio en la velocidad de metabolización del azúcar, y las mediciones basadas en el CO o en otros productos pueden inducirnos a error.

1.3.2. Respiración anaeróbica.

Puesto que el bióxido de carbono continua produciéndose en ausencia de oxígeno, es evidente que sin él hay algún tipo de respiración que puede continuar realizándose. Esta respiración anaeróbica tiene bastantes características comunes con la fermentación alcohólica llevada a cabo por las levaduras. Las semejanzas son tantas que la fermentación puede ser considerada como un tipo de respiración anaeróbica particularmente enérgica y duradera, realizada por un organismo particular. Sin

embargo, se acostumbra guardar el término respiración anaeróbica para los tipos de organización más elevada y aplicar el de fermentación, análisis de azúcares, proteínas y otras sustancias, realizada por levaduras y bacterias. Los productos finales de la respiración anaeróbica de las plantas superiores son bióxido de carbono, alcohol y ácido láctico en proporciones variables.

1.3.3. Respiración aeróbica.

Los tejidos vegetales no privados de aire no acumulan nunca ni etanol ni ácido láctico. Se muestran incapaces de oxidar el alcohol, lo cual exige que en el aire se evite la síntesis de este compuesto. En cambio, el ácido pirúvico continúa formándose en presencia de aire, lo cual parece indicar que los primeros pasos de la oxidación aeróbica deben ser semejantes a los de la respiración anaeróbica.

1.3.4 Los intercambios de energía que acompañan a la respiración.

Tanto la respiración aeróbica como la anaeróbica van acompañadas de una disminución de la energía libre, condición esta, indispensable para el mantenimiento de la vida. Los animales emplean una buena parte de esta energía en la realización de trabajo mecánico (muscular), pero el trabajo realizado por las plantas es mínimo. Incluso, el trabajo más notorio que realizan las plantas, la elevación del agua del suelo hasta las hojas, depende directamente de la energía solar y no de la respiración. Los diversos pasos de la respiración tienen relaciones energéticas muy diferentes, algunos consumen energía, otros ceden pequeñas cantidades y otros como las oxidaciones ceden grandes cantidades de energía.

Tema No. 1.4.- Los compuestos nitrogenados.

1.4.1. Proteínas.

Las sustancias estudiadas en los temas anteriores solo poseían carbono, hidrógeno y oxígeno en sus moléculas, sin embargo existen muchos compuestos de gran importancia que contienen además nitrógeno. Entre ellos, los más importantes son-

las proteínas y los aminoácidos, entre los que existe una relación comparable a la existente entre los monosacáridos y los polisacáridos aunque con diferencias importantes. Los aminoácidos son numerosos pero se parecen todos por tener grupos ácidos y básicos en sus moléculas, razón por la que se comportan como ácidos débiles frente a las bases fuertes y como bases débiles frente a los ácidos fuertes.

Las proteínas están formadas por la unión de numerosas moléculas de aminoácidos en forma de cadenas primarias. Teniendo en cuenta la distinta solubilidad de las proteínas, se distinguen las siguientes clases:

Albúminas. Solubles en agua y en soluciones salinas neutras.

Globulinas. Insolubles en agua, pero solubles en soluciones neutras salinas.

Prolaminas. Insolubles en agua y soluciones salinas, pero solubles en alcohol diluido.

Glutelinas. Insolubles en agua y soluciones salinas, pero solubles en ácidos y álcalis diluidos.

1.4.2 Heteroproteínas.

Gracias a la gran variedad de cadenas laterales procedentes de los veinte aminoácidos que intervienen en su constitución, las proteínas reaccionan con una gran cantidad de sustancias, desde las simples sales hasta complicados compuestos orgánicos.

Lipoproteínas. Son complejos de proteínas y lípidos. La parte proteica hace que la molécula sea soluble en agua aunque su contenido en lípido sea elevado. Las lipoproteínas no son solubles en los disolventes de las grasas, como el éter o el éter de petróleo, aunque de ordinario la unión entre el lípido y la proteína no es muy fuerte y se rompe por tratamiento con etanol. Se encuentran en las semillas y tienen importancia en la constitución de las laminillas de los cloroplastos y en las superficies protoplasmáticas.

Complejos enzimáticos. Muchas proteínas dotadas de propiedades catalíticas (enzimas), están unidas a una gran variedad de "grupos prostéticos". Los grupos hemo (ferroporfirinas) se unen a proteínas para formar las peroxidasa, la catalasa y todos los citocromos. En otra serie de enzimas oxidativas las proteínas están unidas al riboflavín-fosfato o flavín-adenin-dinucleótido para formar flavoproteínas. Es también posible que en los cloroplastos las clorofilas estén unidas a proteínas.

Nucleoproteínas. A partir de las hojas verdes pueden extraerse asociaciones inestables de proteínas con ácidos nucleicos. Sin embargo, se sospecha que esta única se forma durante la extracción y que los ácidos nucleicos, en el interior de las células intactas, se encuentran separados.

1.4.3. Metabolismo del nitrógeno.

El metabolismo del nitrógeno en las plantas conduce a la síntesis de las proteínas, alcaloides, clorofila y otras sustancias complejas; en lo que sigue solo se hablará del producto más importante de dicho metabolismo, la síntesis de las proteínas.

La mayor parte de la materia prima formadora de las proteínas proviene de la fotosíntesis, sin embargo, los carbohidratos que lo integran no contienen nitrógeno, pues es obtenido exclusivamente a partir del suelo. Las raíces absorben nitrógeno, principalmente en forma de nitratos, aunque en ocasiones, en forma de otras sales sencillas como nitritos y sales de amonio.

El nitrógeno procedente del suelo, el carbono, hidrógeno y oxígeno procedentes de la fotosíntesis se usan para sintetizar proteínas al final del proceso. El contenido de nitratos en las plantas disminuye de un modo continuo desde las finas raíces hasta la parte alta. Parece que la síntesis de proteínas puede tener lugar en cualquier célula vegetal activa.

Tema No. 1.5. El Agua.

1.5.1 El Agua del aire y del suelo

Del conocimiento del ciclo del agua, se desprende que ésta existe tanto en el aire como en el suelo en diferentes formas, estableciéndose un intercambio continuo entre el agua del suelo y el vapor de agua de la atmósfera para mantener el equilibrio.

A mayor temperatura de aire, este admite más vapor de agua antes de saturarse, por lo que al aumentar la temperatura aumenta también la evaporación; del mismo modo, cuando el aire húmedo es desplazado por un viento de aire más seco, se origina una mayor evaporación y en el suelo se advierte una pérdida de humedad.

El agua no se pierde con tanta facilidad a partir del suelo como a partir de una superficie de agua libre, debido a que en el suelo actúan diversas fuerzas que tienden a retenerla. La más importante de ellas es la de adsorción de origen electroquímico y por medio de la cual los coloides mantienen con gran resistencia agua higroscópica. La arcilla y el humus son dos suelos coloidales y debido a ello su capacidad para retener agua, en contra de su tendencia a evaporarse, es muy elevada; la arena está formada por partículas grandes que no retienen agua higroscópica.

Además, en un suelo existe agua capilar y agua de gravedad, sostenida por fuerzas de tensión superficial la primera y susceptible de escurrir libremente la segunda. Posteriormente se tocará nuevamente este tema con mayor amplitud, a fin de conocer todos los factores que tienen a oponerse a que el agua salga del suelo.

1.5.2 La transpiración.

Las fuerzas que tienden a hacer salir agua de las hojas son las mismas que tienden a hacerla salir del suelo. Las fuerzas que se oponen a la pérdida de agua por las hojas son diferentes a las que actúan con el mismo sentido en los suelos,

aunque presentan ciertas semejanzas; por ejemplo, el protoplasma coloidal y la celulosa retienen agua higroscópica como los coloides del suelo, presentándose también el hecho de que a mayor abundancia de agua la resistencia a su pérdida va disminuyendo.

Las plantas transpiran a través de los estomas de las hojas, en la generalidad de las plantas abiertos durante el día y cerrados durante la noche. Si una hoja pierde más agua por transpiración que la que recibe a través del tallo, su contenido de agua disminuye hasta mostrar su limbo turgente, instante en que la planta puede marchitarse.

1.5.3 La absorción del agua.

Se han distinguido dos tipos de absorción de agua: la absorción pasiva (bajo tensión) y la absorción activa (causante de las presiones positivas de los tejidos conductores).

Absorción pasiva.

Es debida a la presión negativa producida por la transpiración que se transmite hasta las raíces gracias a la unión de la corriente de transpiración. La raíces realizan la función de captar el agua en una superficie extensa en contacto con el suelo. Si la velocidad de transpiración es alta la mayor parte de la absorción de agua es pasiva. Las medidas simultáneas de transpiración y absorción a lo largo del día han permitido observar que la curva de absorción sigue a la de transpiración hasta el atardecer, aunque algo retrasada. En el agua que llena las fibras conductos se desarrolla una tensión que varía simultáneamente y de modo proporcional a la velocidad de la transpiración.

Absorción activa.

Es debida a las propiedades osmóticas de las células radicales, y probablemente solo es responsable de una fracción pequeña de la absorción total de agua. Las plantas que transpiran pueden absorber agua venciendo resistencias mucho mayores que las plantas cuyos sistemas radicales están desprovistos

de sus puntos. Este tipo de absorción tiene importancia durante la noche, en la reposición del agua perdida durante el día por una planta marchita o casi marchita.

1.5.4. Relaciones osmóticas entre las células.

Puede deducirse que todos los cuerpos higroscópicos, las células entre ellos, poseen una presión de succión que varía según su naturaleza y las condiciones en que se hallan. Una substancia semisaturada de agua no tendrá una presión de succión tan alta como otra completamente seca. Si dos substancias absorbentes están en contacto, el agua pasa de la que tiene menor a la que tiene mayor presión de succión. Las células son sistemas líquidos casi en su totalidad y el origen de sus presiones de succión pueden ser considerados como sigue:

La diferencia de presión de difusión entre el agua pura y otra con sustancias disueltas, puede llegar a contrarrestar una presión hidrostática equivalente, que se llama presión osmótica de la solución. Dicho de otro modo, la presión osmótica es la presión hidrostática que debe aplicarse a una solución para hacer que su presión de difusión, o actividad del agua que contiene, iguale a la del agua pura.

1.5.5. El paso de agua del suelo a la planta.

Las fuerzas que retienen el agua en el suelo son "tensión del suelo" (tensión capilar + adsorción) y la "presión osmótica". Sin embargo, estas fuerzas se pueden expresar también en forma de presión de succión, es decir, de déficit de presión de difusión, siendo útil cuando nos referimos al paso del agua del suelo a las raíces. El déficit de presión de difusión del agua de un suelo en el punto de marchitamiento permanente es más o menos de 15 atmósferas y en el punto de capacidad de campo es de aproximadamente 0.3 atmósferas.

Las raíces desempeñan funciones de sostenimiento y nutrición de las plantas, constituyendo a veces la mitad o más todavía del peso total de las plantas de cultivo. Dos son sus funciones principales: anclar la planta fijándola en el suelo y absorber el agua y las materias nutrientes que obtiene de él. ---

Además de estas dos funciones, las raíces almacenan alimentos y transportan alimento procedente de las hojas hacia las partes -- subterráneas de la planta.

En tanto la planta esté creciendo, se le forman nuevas ramificaciones en la raíz y sobre ellas se producen los pelos de las raicillas que viven y funcionan por corto tiempo. -- Con algunas excepciones, son los pelos de las raicillas y no -- las raíces propiamente dichas, los que absorben del suelo la mayor parte del agua y materias nutrientes; una parte de agua entra a través de los pelos de las raicillas, otra parte es absorbida por delgadas paredes de las células epidérmicas ordinarias de las raicillas y de las raíces propiamente dichas.

Los sistemas de raíces privados de sus pelos, raramente desarrollan una presión de succión mayor de 2 atmósferas. -- Sin embargo, parece ser que la absorción activa solo puede realizarse en suelos con un contenido de agua superior a su capacidad de campo.

La capacidad evaporadora del aire, expresada en -- forma de presión de succión, es del orden de las 1000 atmósfe -- ras. Sin embargo, no toda la gran diferencia existente entre -- las presiones de succión de los diversos suelos y la del aire es utilizable para promover la absorción pasiva, pues el valor de -- la presión de succión correspondiente a las superficies evaporadoras de las hojas es inferior a las 100 atmósferas; esto se debe probablemente a la capa de moléculas de agua retenidas sobre la -- superficie de la hoja. Aún así, la presión de evaporación y, -- por lo tanto la de ascensión, desarrollada durante la absorción pasiva, sobrepasa ampliamente la presión de succión del suelo en el punto de marchitamiento permanente; también puede sobrepasar la máxima presión de succión que puede aparecer en las células -- de las hojas, por lo que, la absorción y la pérdida de agua continúan aún después que la planta se ha marchitado.

1.5.6. El movimiento del agua por el interior de la planta.

El paso desde la raíz hasta la hoja.

Cuando una raíz está completamente tangente, una --

cierta cantidad de agua pasa desde las células vivas hasta los vasos, formados por células vivas hasta los vasos, formados por células muertas que circulan entre ellas, debido a una presión cuyo origen es incierto. Como ya se ha dicho, parece ser que el agua asciende por el tallo por la acción de fuerzas que tiran desde la hoja, excepto cuando no hay transpiración y no sufre elevación de vida a alguna fuerza que actúe desde abajo. Gracias a que dichas condiciones están extraordinariamente bien satisfechas en los tejidos conductores de las plantas, el agua es aspirada desde arriba más que impulsada desde abajo.

A la elevación del agua se opone su propio peso, o presión hidrostática, y la presión de succión del suelo; estas fuerzas se combinan produciendo en el agua una tensión que aumenta cuando empieza a moverse debido a la fricción, especialmente al travesar las paredes y las membranas semipermeables de la corteza de la raíz. A pesar de esta presión resultante a que están sometidas, las células de todas las partes de la planta se mantienen turgentes, gracias a su propia presión de succión, que se ajusta por sí misma a la tensión mediante pequeñas cesiones o absorciones de agua. La presión de succión de una célula tiende a inmovilizar el agua en la célula en cuestión.

1.5.7. El transporte de sustancias disueltas.

Muchas de las sustancias sencillas tales como azúcares, aminoácidos y compuestos inorgánicos que penetran en la planta desde el suelo, pueden moverse por el interior del organismo de las plantas. La construcción de las complicadas estructuras que integran la planta no sería posible si las sustancias necesarias no pudieran llegar a ponerse en contacto y reaccionar.

La dirección del transporte.

Si bien es cierto que las sustancias en una planta van difundiendo en todas direcciones, se pueden reconocer corrientes principales de circulación. La regla general parece ser que las sustancias pasan de las regiones en donde están en abundancia, como los lugares en donde se forman o los puntos de entrada en la planta, a las regiones en donde están en escasa cantidad, debido normalmente a que en ellas se convierten en otros compues-

tos. Así tienden a pasar sustancias producidas por la asimilación a través del tallo hasta los centros de crecimiento de reserva.

Con el empleo del carbono catorce (isótopo radiactivo trazador) se ha hecho posible saber adónde van los asimilados de una hoja determinada. Las hojas jóvenes que se encuentran aún en crecimiento no solo no exportan productos fotosintéticos sino que pueden incluso recibirlos desde hojas maduras situadas más abajo sobre el tallo. Entre las hojas maduras el intercambio es muy limitado y de ordinario, la mayor parte de sus productos descienden a las raíces.

A medida que la planta envejece, la circulación de sustancias elaboradas puede irse modificando; hasta que la planta alcanza su madurez, solo sus hojas inferiores pueden enviar sustancias elaboradas a las raíces, pero cuando empiezan a formarse los frutos, comienza a aumentar el número de hojas que envían sus productos a los frutos hasta que incluso las hojas inferiores hacen lo mismo.

El camino seguido por el transporte.

Las fibras del floema, principalmente tubos cribosos, son la vía de transporte de las sustancias elaboradas en las hojas, tanto de las que bajan a las raíces como de las que suben a los frutos. La circulación de los nitratos y de los demás iones procedentes del suelo a través de las raíces, se realiza por la corriente de transpiración que atravieza el xilema. También pueden ser transportados hacia arriba de la misma manera algunos materiales orgánicos, pero solo en cantidades relativamente pequeñas.

Los materiales transportados.

Los principales carbohidratos y compuestos nitrogenados que circulan por el floema, son respectivamente, la sacarosa, y los aminoácidos.

Tema No. 1.6 La nutrición.

1.6.1 Las substancias nutrientes de las plantas.

Son alimentos aquellas substancias de las que un organismo obtiene energía utilizable y materiales para su mantenimiento y crecimiento. Los animales obtienen estos alimentos de su medio ambiente, en cambio como hemos visto en tomas anteriores, las plantas verdes sintetizan sus propios alimentos -- (carbohidratos, grasas y proteínas), a partir de substancias sencillas inorgánicas. El bióxido de carbono y las sales procedentes del suelo no son alimentos, pero pueden llamarse materias primas de los alimentos vegetales, o también, nutrientes de la planta.

Los elementos esenciales para el crecimiento.

Si bien cualquier elemento puede penetrar en las plantas desde el suelo (a veces, incluso lo hace la plata y el oro), no todos son esenciales para ella y algunos hasta pueden causarse daño. Son once los elementos esenciales para el crecimiento de todas las plantas verdes: carbono obtenido del aire; oxígeno e hidrógeno obtenidos del agua; nitrógeno, calcio, magnesio, potasio, hierro, fósforo y azufre obtenidos del suelo. Junto a estos once elementos principales, las plantas necesitan pequeñas cantidades de otros, llamados "oligoelementos", que aunque no son completamente indispensables, su completa ausencia puede tener repercusiones sobre el crecimiento de las plantas. Estos oligoelementos son: cobre, manganeso, zinc, molibdeno y el boro.

1.6.2 La función de las substancias nutrientes de las plantas

De los elementos.

Carbono, hidrógeno y oxígeno. Sus funciones se han descrito al hablar de la fotosíntesis y de la respiración. La fuente del carbono es inagotable, el hidrógeno y el oxígeno provienen del agua y como sabemos su escasez representa la muerte para la planta.

Nitrógeno. Este elemento es indispensable para la vida de las planta, sirve para sintetizar las proteínas, alcaloides, clorofila y otra sustancias complejas. Una cantidad insuficiente de nitrógeno da como resultado plantas endebles, y la carencia total de dicho elemento impide la vida de las plantas.

Calcio.- Tiene una función misteriosa en el núcleo y es indispensable para el desarrollo del tallo y de la raíz, además da al suelo buenas características para el laboreo. Una deficiencia de calcio provoca la muerte de los núcleos de los meristemas y el crecimiento de las raíces se detiene precozmente; si la falta de calcio es muy acusada la planta no crece nunca más allá del estado de plántula.

Magnesio. Forma parte esencial de la molécula de clorofila, probablemente ligada a una proteína. La decoloración (clorosis) es debida a una deficiencia de magnesio y su aparición es tardía gracias a que la semilla tiene reservas de este mineral.

Potasio. No forma parte de ninguna sustancia vegetal importante. Incluye en la eficacia de muchas reacciones de síntesis para la formación del almidón y de las proteínas, actividad en la que puede ser parcialmente sustituido por el rubidio pero no por el sodio. Se encuentra en abundancia en el jugo citoplasmático, por lo que desempeña un papel importante en su comportamiento osmótico. Una deficiencia de potasio hace que las hojas más viejas amarillean y mueran prematuramente, puesto que el poco disponible emigra continuamente a los tejidos de nueva formación, prosiguiendo el crecimiento de la planta por las puntas mientras que debajo de las hojas se van secando.

Hierro. El hierro es importante en la formación de catalizadores celulares, especialmente de los citocromos y de su oxidasa, cuya capacidad para el transporte de electrones va asociada a cambios de valencia entre el hierro en forma férrica y ferrosa. No es un elemento constituyente de la molécula de clorofila, pero al parecer cataliza su formación. Los dos o tres primeras hojas de una planta falta de hierro son verdes, gracias a la reserva de este elemento que existía ya en la semilla.

Fósforo. Tiene una actividad del primer orden como catalizador metabólico, por su concentración en el líquido mi-toplasmático tiene importancia osmótica. Los síntomas por una deficiencia de este mineral no son claros, la planta queda achaparrada con maduración lenta y producción anormal de pigmentos rojos.

Azufre. Se encuentra en las células en cantidades reducidas y forma parte de la cadena lateral del aminoácido cis-teína, por lo que normalmente está presente en las proteínas.

De los oligoelementos.

Se encuentran en el protoplasma vegetal en cantidades extremadamente pequeñas. Su proporción relativa a la cantidad de carbono es del orden de la cienmilésima a la millonésima parte, incluso el azufre es hasta mil veces más abundante que un oligoelemento. A concentraciones elevadas, muchos de estos elementos se hacen venenosos, y su aplicación mal controlada en forma de fertilizantes puede ser perjudicial. Debido a las cantidades tan pequeñas que de ellos se necesitan, es probable que sus funciones sean principalmente catalíticas y pudieran tener otras funciones importantes pero desconocidas a la fecha. Como ya se dijo, los oligoelementos reconocidos como tales son: cobre, manganeso, zinc, molibideno y boro.

Tema No. 1.7. Uso Consuntivo. Evapotranspiración.1.7.1 DefinicionesUso Consuntivo - UC

Se define como uso consuntivo a la cantidad de agua usada por las plantas en la construcción de sus tejidos, en su transpiración y en la evaporación del agua retenida por las hojas y del agua existente en la superficie del suelo.

Evapotranspiración.

Término utilizado para agrupar los consumos de agua por evaporación y por transpiración. Frecuentemente este término es empleado en lugar de "uso consuntivo", debido a que representa un 99% del consumo total de agua por la planta, el 1% es agua destinada a la construcción de los tejidos de la planta.

Por evaporación se pierde agua retenida por las hojas y agua existente en la superficie irrigada. A mayor profundidad del nivel freático, la evaporación disminuye, llegando a eliminarse cuando la acción de la capilaridad no llega a humedecer la capa superficial.

Las plantas transpiran a través de los estomas de las hojas, generalmente abiertos durante el día cerrados por la noche. Debido a la transpiración se produce la absorción, pasiva de agua, gracias a una presión negativa que a través de una corriente de transpiración es transmitida hasta la raíz. Es así como el agua transpirada se desprende principalmente de las hojas en forma de vapor de agua y pasa a la atmósfera.

Durante el período de desarrollo de un cultivo hay un continuo movimiento del agua de riego, pasando desde el suelo al interior de las raíces, sube por los tallos y sale por las hojas de la planta, esta velocidad de movimiento del agua varía de .3 a 1.8 metros por hora, pudiendo aumentar enormemente en condiciones de tiempo ventoso, atmósfera seca y temperaturas altas. Si la velocidad del agua evapotranspirada, excede a la del agua-

absorbida por las raíces, se pone en marcha el proceso de marchamamiento. La fuente de calor ideal para la transpiración es el sol.

1.7.2. Factores que afectan el uso consuntivo.

Antes de describir los métodos directos e indirectos más utilizados para estimar el uso de agua por las plantas, conviene conocer los factores que lo afectan, a fin de tener un mejor criterio al escoger el o los métodos para llegar a conocerlo.

Las necesidades de agua de una planta dependen: - del tipo de cultivo, del clima, del agua y del suelo. Estos factores intervienen de la manera siguiente:

-Cultivos.

Los diferentes cultivos, presentan variaciones en cuanto a su período vegetativo, superficie de transpiración, desarrollo radicular y características fisiológicas y morfológicas.

Clima.

Son varios los factores climáticos o atmosféricos que tienen influencia en el uso del agua por la planta. Los principales factores climáticos son:

Temperatura. Es probablemente el factor climático que más afecte el uso consuntivo, ya que representa una buena medida de la radiación solar. Su influencia es directamente proporcional, es decir, a mayor temperatura mayor U.C. Temperaturas bajas retardan el crecimiento de las plantas. El U.C. puede variar grandemente aún en años de iguales temperaturas acumuladas, debido a las desviaciones de la distribución mensual. La transpiración se ve afectada por la temperatura, el área foliar y las necesidades fisiológicas de la planta.

Luminosidad. La luminosidad es directamente pro -

proporcional al U.C., pues influye en el fotoperiodo de la planta. La luminosidad depende de la "latitud", pues debido al movimiento de la tierra y a la inclinación del eje de la misma, -- las horas del día durante el verano son mayores en las latitudes boreales que en el ecuador. El sol es la fuente de toda la energía empleada en el desarrollo de los cultivos y en la evaporación del agua.

Viento.- La evaporación del agua de las superficies del suelo y de la planta, se efectúa más rápidamente cuando hay aire en movimiento que cuando no lo hay. Los vientos cálidos secos incrementan la cantidad de agua consumida.

Humedad relativa.- Afecta el U.C. en forma inversa, es decir, la evaporación y la transpiración aumentan en días de baja humedad y disminuyen en los períodos de humedad alta por la variación de las tensiones o presiones de succión.

Precipitación. La intensidad de la precipitación puede tener algún efecto sobre la cantidad del agua consumida -- durante cualquier verano. Bajo ciertas condiciones, la precipitación puede presentarse como una serie de lloviznas ligeras y frecuentes durante la época calurosa, que pueden agregar poca o nada la humedad del suelo para uso por las plantas a través de la transpiración, pero que disminuye la extracción del agua almacenada. Tal precipitación puede perderse por evaporación directa de la superficie del follaje de la planta y del suelo.

Parte de la precipitación de los aguaceros fuertes se pierde escurriendo superficialmente, otra parte penetra al suelo quedando disponible para la transpiración de la planta. Esta porción de la precipitación, realmente aprovechada por los cultivos se llaman "lluvia efectiva" y reduce la cantidad necesaria de agua de riego.

Lluvia efectiva.- Hemos definido así, aquella porción de la precipitación, que es utilizada por los cultivos. Para cuantificar la lluvia efectiva existen varios criterios, pero solo haremos mención de dos de los métodos actualmente aplicados por la Secretaría de Recursos Hidráulicos.

En el primero de ellos, aplicado en los Distritos de Riego, se hace lo siguiente:

- a) Se analiza la lluvia caída en los últimos años, con datos - obtenidos de la estación climatológica más próxima a la zona motivo del estudio. Esta lluvia se registra en forma de cenal para cada mes y para todos los años.
- b) Se suma la lluvia decenal de cada mes, obteniéndose la precipitación mensual para cada año observado.
- c) Se ordenan las lluvias mensuales de mayor a menor precipitación, correspondiente a cada año.
- d) Una vez ordenada la precipitación mensual, se escoge una -- probabilidad del 80% de los años de observación, y el año - que resulte nos representa la precipitación que se tomará - en cuenta.

En el segundo de ellos, aplicado por la Dirección de Proyectos, se hace lo siguiente:

Es aplicada la fórmula de Prescott, la cual considera que cuando el 08 de la precipitación es mayor o igual a 0.9 de la evapotranspiración a la potencia de 0.75, determinada por el método indirecto de Thornthwaite, se toma en cuenta. Es decir, para considerar la precipitación como lluvia efectiva se requiere que:

$$0.8 P \geq 0.9 E^{0.75}$$

siendo:

P = precipitación

E = evapotranspiración determinada por el método de Thornthwaite.

agua

La calidad del agua aprovechada puede tener un efecto apreciable en el U.C. Cuando el agua contiene sales, altera los valores del esfuerzo de humedad del suelo, puesto que -

incrementa el valor de la presión osmótica. Este efecto del agua sobre el U.C. se considera tipo indirecto, puesto que en la práctica interviene en el momento de cuantificar las láminas de riego por aplicar.

Suelo.

Al estimar la evapotranspiración de un cultivo, como agua perdida por evaporación se considera la retenida en las hojas y la existente en la superficie irrigada. La cantidad de agua evaporada de la superficie de un suelo no es independiente de la clase de suelo, sin embargo, a la fecha no se ha puesto el interés necesario para establecer la magnitud de las diferencias.

Aunque indirectamente, la diferencia en el esfuerzo de humedad de un suelo, tiene desde luego repercusión en el U.C. - Algunos autores consideran aún otras características del suelo como determinantes del uso consuntivo, tales como la textura, estructura, fertilidad, salinidad, capacidad de retención del agua, profundidad y nivel freático; todas ellas tienen influencia indirecta sobre el U.C. y sus características son tomadas en cuenta en el momento de estimar el volumen de agua que es necesario aplicar en láminas de riego, para que una parte de dicho volumen (el uso consuntivo) sea realmente aprovechado por la planta.

1.7.3. Medida de la evapotranspiración.

Las primeras investigaciones cuidadosas que se hicieron sobre el consumo del agua por las plantas datan de Ultimamente varios investigadores se han abocado a la experimentación para obtener fórmulas empíricas que correlacionen los factores meteorológicos con la evapotranspiración de los cultivos.

En las últimas décadas se ha incrementado el interés en determinar la cantidad necesaria y suficiente del agua de riego por aplicar a los diversos cultivos de la agricultura mundial. El conocimiento previo de las necesidades hídricas de los cultivos, es de una importancia no solo en el planteamiento y diseño de un proyecto de riego, también lo es para la formulación anual de los planes de cultivo e incluso, para tener puntos de --

comparación a lo largo de su período vegetativo.

Por desgracia la estimación de las necesidades de agua por los cultivos, requiere datos de difícil obtención directa, ya sea por la carencia de instrumentos, lapsos insuficientes de registro, etc. De aquí que las estimaciones de consumo y pérdidas sean sobre factores climáticos, edáficos y fisiológicos.

En el presente trabajo, se mencionan los diferentes métodos, directos e indirectos, que se han ideado y utilizado en la estimación de los requerimientos hídricos de los cultivos. Dado el objeto aquí perseguido, solo se detallarán el método gravimétrico y el del lisímetro para el caso de los directos, y los métodos de Thornthwaite y Blaney-Criddle para el caso de los indirectos, ello debido a que son los más expeditos y usuales.

Métodos indirectos.

1. Método del lisímetro
2. Método gravimétrico
3. Método de integración
4. Métodos de entradas y consumos de agua
5. Métodos aerodinámicos
6. Método del balance de energía
7. Método combinado de Mc Ilroy

Nota: Los métodos Nos. 5, 6 y 7 son micrometeorológicos.

1) Método del lisímetro.

El lisímetro es un aparato que mide en forma directa por procedimiento gravimétrico, la cantidad de agua consumida por un cultivo y el suelo en que se apoya y lo provee de agua y otras sustancias nutritivas.

El aparato diseñado por el profesor W.O. Pruitt consiste en un tanque cilíndrico de 6 metros de diámetro por 95 centímetros de alto, aproximadamente, donde se colocan suelo y cultivo por estudiar.

El tanque se coloca sobre una báscula de precisión que permite observar las variaciones de peso que éste pueda tener al ir-perdiendo agua el suelo, variaciones que indican el agua consumida por el cultivo.

La ventaja principal de este método es la facilidad para determinar el consumo de agua y lo automático de las operaciones. Su falla principal estriba en la dificultad para aplicarlo en especies cuyo volumen del sistema radicular es mayor que el volumen de suelo contenido en el lisímetro.

2) Método gravimétrico.

Consiste en determinar en el laboratorio, pesando en una báscula diferentes muestras de un suelo dado, las variaciones de humedad que ocurren en cada una de las diversas capas del perfil, hasta una cierta profundidad o la que alcan- cen las raíces del cultivo para el que se trata de obtener el consumo de agua del complejo planta-suelo.

En función de las características del suelo y de las variaciones de agua, expresada como lámina en centímetros, consumida en un tiempo dado.

La lámina puede obtenerse aplicando la siguiente fórmula, cuya deducción sencilla veremos más adelante al hablar del cálculo de láminas de riego.

$$L = Aps \times Da \times Pr$$

en donde:

L = lámina usada por la planta, en cm., durante el lapso considerado.

Aps = variación del porcentaje de humedad respecto al peso del suelo seco, en por ciento, durante el lapso considerado.

D_a = densidad aparente del suelo

P_r = es la profundidad del perfil de suelo o la profundidad radicular del cultivo, en metros.

El procedimiento para determinar la humedad del suelo consiste en sacar varias muestras por medio de una barrenadora (tipo veihmayer u otra similar), para cada espesor de las capas del perfil estudiado; por ejemplo, cada 25 cm. Estas muestras se guardan en botes de lámina cerrados herméticamente que se pesan y secan en estufas a 110°C hasta adquirir peso constante. Posteriormente por diferencia de pesos se obtiene la humedad de la muestra en por ciento del peso seco del suelo.

Varios días después de la operación anterior, se obtienen nuevas muestras del mismo suelo en lugares adyacentes, volviendo a calcular los respectivos porcentajes de humedad. La lámina de agua consumida en el tiempo transcurrido, se obtiene aplicando la fórmula descrita, con las diferencias de humedad que se hayan calculado.

3) Método de integración.

Consiste en evaluar la transpiración total de la cubierta vegetal con base en los datos de la transpiración individual de las diversas especies existentes, es decir, es la suma del producto del consumo unitario de cada cultivo por la superficie que ocupan, más el consumo unitario de la vegetación espontánea multiplicado por su superficie.

Para la aplicación de este método se requiere conocer el consumo unitario de agua y el área cubierta por cada tipo de cultivo, por la vegetación espontánea, por la tierra sin vegetación y por las superficies de agua. Lo anterior es posible por medio de la fotogrametría y levantamiento topográfico.

Disponiendo de la información necesaria, este método es aplicable con cierto éxito sobre todo en zonas áridas.

4) Método de entradas y consumos de agua.

La aplicación de este método es para grandes extensiones y requiere de la expresión:

$$U = (I + P) + (Gs - Ge) - R$$

en donde:

- U = consumo de agua
- I = volumen que entra en la cuenca durante el año
- P = precipitación anual sobre el suelo
- Gs = agua subterránea acumulada al principio de año
- Ge = agua subterránea existente al final del año
- R = salidas de aguas nuales

Todas estas magnitudes representan volúmenes y son medidos en metros cúbicos.

5) Métodos micrometeorológicos.

Estos métodos proporcionan una estimación de la densidad de flujo del vapor de agua en la capa límite atmosférica y tienen ventajas muy importantes aunque también sus limitaciones por lo que toca a cuándo y dónde aplicarlos, además de las dificultades de tipo instrumental. Sus variantes más empleadas son los métodos en perfil (también denominados métodos aerodinámicos), los métodos del balance de energía y la combinación de ambos.

Los diversos métodos aerodinámicos son diseñados para medir o estimar la velocidad de difusión del vapor de agua y en particular la causada por la turbulencia. Estos métodos requieren que la velocidad del viento se registre a dos alturas. Son útiles para estimar la evaporación.

Los métodos del balance de energía consideran que debido a que la evaporación es un cambio de estado que demanda una cantidad de energía como calor latente de vaporización, el problema se reduce a medir todas las demás fuentes y reducciones de energía dejando solamente como desconocida a la evaporación.

Los métodos combinados, como su nombre lo indica, tienen características de los métodos aerodinámicos y de balance de energía, que combinándolas permiten la obtención de valores más reales para cosas específicas.

Métodos indirectos.-

- 1.- Método de Thornthwaite
- 2.- Método de Blaney-Criddle
- 3.- Método de Penman
- 4.- Método de Grassi-Christiansen
- 5.- Método racional
- 6.- Método de Lowry-Johnson
- 7.- Método de Hakkink
- 8.- Método de Turc
- 9.- Método de Hargreaves

Enseguida haremos una descripción más o menos detallada de los dos primeros métodos, señalando solo las características principales de los restantes.

1) Método de Thornthwaite.

C.W. Thornthwaite buscando una expresión simple que empleara datos climatológicos accesibles, desarrolló una fórmula empírica basada en la latitud y la temperatura, demostrando teóricamente que esta última constituye un buen índice de la energía en un lugar específico.

$$E_t = 1.6 \left(\frac{10 T}{I} \right)^a \dots\dots\dots 1.1$$

en donde:

E_t = evapotranspiración mensual no ajustada (para meses de 30 días de 12 horas de luz), en cm.

T = temperatura media mensual en °C

a = constante que depende del lugar y que es función del índice de eficiencia anual de temperatura (I), que se calcula con la expresión:

$$a = 0.000000675I^3 - 0.000077I^2 + 0.01792I + 0.49039 \dots\dots\dots 1.2$$

I = índice anual de calor (o temperatura). Es la suma de los índices de las eficiencias mensuales de temperatura (i).

La evapotranspiración potencial ajustada se corrige por la duración real del día en horas y los días del mes, para obtener la evapotranspiración potencial ajustada. De esta manera, Thornthwaite expresó la evapotranspiración potencial como una función exponencial de la temperatura promedio mensual del aire y aplica un ajuste al considerar la duración real del día para corregir la relación por estación y latitud. Justifica la omisión de otros elementos meteorológicos al recalcar el hecho de que estos elementos se conjungen con la temperatura del aire.

Este método proporciona resultados aceptables en zonas húmedas con vegetación abundante, aumentando los errores conforme se va pasando de zonas semiáridas a zonas áridas. Thornthwaite concluye que la evapotranspiración acumulada indica el lapso de vida de los vegetales, al necesitar un cultivo cualquiera una determinada cantidad de agua para alcanzar su madurez.

Las fallas que se pueden considerar en este método son las siguientes:

- a) La temperatura no siempre es buena indicadora de la energía disponible para la evapotranspiración.
- b) La temperatura del aire respecto a la temperatura de radiación puede ser diferente.
- c) La evapotranspiración puede cesar cuando la temperatura promedio desciende de cero grados centígrados, lo cual no es cierto.
- d) El viento puede ser un factor importante en algunas áreas, requiriéndose en ocasiones para ello, un factor de corrección (Makkink).
- e) La fórmula no toma en cuenta el efecto de calentamiento o enfriamiento del aire por advección, es decir, por movimiento del aire en dirección horizontal.

Para determinar la evapotranspiración potencial, deben estar disponibles los valores mensuales promedio de la temperatura y debe conocerse la latitud de la estación meteorológica.

Los cálculos comprenden ocho pasos muy sencillos si se efectúan con la ayuda del nomograma y cuadros anexos. El procedimiento para el desarrollo de este método es:

- 1.- Tabléase la temperatura promedio mensual conocida (T).
- 2.- Se calculan los valores de los índices de eficiencia mensual de temperatura (i). Este cálculo puede simplificarse usando el cuadro No. 1, en donde aparece tabulado el valor de "i" para diferentes valores de la temperatura.

$$i = \left(\frac{T}{5}\right) 1.5^{T-5}$$

3.- Se calcula el índice anual de calor o temperatura (I), sumando los doce valores calculados de "i".

4.- Calcúlese el exponente "a" por medio de la fórmula:

$$a = 0.07070675I^3 - 0.077771I^2 + 0.01772I + 0.4239$$

5.- Se determina la evapotranspiración potencial no ajustada, en el mes considerado, aplicando la fórmula:

$$Et = 1.6 \left(\frac{10T}{I}\right)^a$$

Los valores mensuales de "Et" pueden obtenerse directamente del nomograma No. 1, aplicable únicamente cuando la temperatura es de 26.5°C o menos. Cuando la temperatura media mensual excede de 26.5°C, los valores de "Et" pueden tomarse del cuadro No.2.

6.- Multiplíquense los valores no ajustados de la evapotranspiración potencial por los factores de corrección apropiados a cada mes, para obtener la evapotranspiración potencial ajustada. Los Factores de corrección para latitudes de 50°N ó 50°S deberán emplearse para todas las estaciones muy al norte o muy al sur respectivamente.

7.- Tablése la precipitación mensual de la estación en centímetros

8.- Dibújese el diagrama evapotranspiración potencial-lluvia con los valores obtenidos en los puntos 6 y 7.

9.- La evapotranspiración potencial ajustada total queda obtenerse sumando los valores mensuales calculados en el punto 6.

2) Método de Blaney-Criddle.-

En 1950, Harry F. Blaney y Wayne D. Criddle, eliminando la humedad relativa y empleando la temperatura y el fotoperíodo diario del oeste de los E.U.A. propusieron una fórmula simplificada que fué adoptada por el "Soil Conservation Service" del U.S.D.A. Este método toma en cuenta coeficientes para diferentes plantas, en función de su elevación a lo largo del ciclo vegetativo.

La fórmula obtenida por estos autores, relaciona la temperatura media de un lugar con la luminosidad y la evapotranspiración, además introducen un factor de corrección que depende del tipo de cultivo considerado y de la época de su desarrollo.

La expresión de Blaney y Criddle, mucho más sencilla que la obtenida por el Dr. Thornthwaite, es la siguiente:

$$Et = KgF \dots\dots\dots(2.1)$$

en la que:

- ET = evapotranspiración total en cm.
- Kg = coeficiente de corrección que depende del cultivo y su época de desarrollo, es el promedio de los valores "k" mensuales.
- F = factor de temperatura y luminosidad, es la suma de los valores "f" mensuales.

Los llamados "coeficientes de uso consuntivo" deben ser determinados en cada localidad para cada una de las especies y variedades vegetales que interesen. Esto significa que es necesario experimentar, lo cual requiere elementos físicos, humanos y tiempo. Sin embargo, ya que es necesario programar los riegos en forma más técnica, para garantizar que las aplicaciones no resulten limitantes de la acción benéfica de los demás elementos que intervienen en la producción, es imprescindible fijar una metodología que permita conocer aún en forma aproximada los usos consuntivos de los principales cultivos.

Como una guía, Blaney y Criddle fijan límites probables de variación del coeficiente de uso consuntivo para las especies más importantes, pero dicho coeficiente es global, es decir, el valor medio del ciclo.

Blaney y Criddle, dan una serie de valores para el coeficiente "Kg", mismos que se consignan en el cuadro No. 4.

El factor de temperatura y luminosidad "f" se obtiene sumando los valores mensuales de "f" calculados para los meses comprendidos en el ciclo vegetativo del cultivo considerado. Por esto, "f" se denomina factor mensual de temperatura y luminosidad, y sus valores se calculan con la fórmula:

$$f = p \left(\frac{t + 17.8}{21.8} \right) \dots\dots\dots (2.2)$$

en donde:

- f = factor mensual de temperatura y luminosidad
- p = porcentaje de horas luz para el período, respecto al total anual. En el cuadro No. 5 aparecen los valores de "p" para diferentes latitudes según el mes del año.
- t = temperatura media para el período en °C
- $\frac{t + 17.8}{21.8}$ = expresión cuyos valores aparecen tabulados en el cuadro No. 6.

Es importante aclarar, que habiendo información diaria de la temperatura y con valores diarios calculados para "p", pueden obtenerse valores diarios del factor "f".

Investigaciones más recientes efectuadas en el Valle Imperial han demostrado que para zonas áridas con lluvias en verano, es necesario corregir el factor temperatura para ajustar convenientemente la relación Temperatura-Evapotranspiración. Esta corrección se logra introduciendo un nuevo coeficiente en la fórmula (2.2) que denominaremos Kt y cuyo valor está dado por la siguiente expresión:

$$Kt = 0.03114 t + 0.2396 \dots\dots\dots (2.3)$$

donde:

- t = temperatura en °C

Ahora, la expresión para "f" será:

$$f = p Kt \left(\frac{t + 17.8}{21.6} \right) \dots\dots\dots (2.4)$$

y los valores de la expresión $Kt \left(\frac{t + 17.8}{21.6} \right)$ aparecen tabulados en el cuadro No. 7.

Experimentos realizados por el Departamento de Conservación de Suelos de los E.U.A. en el Centro, California, han conducido a la formulación de gráficas que permiten conocer el coeficiente de uso consuntivo en función del desarrollo de las plantas, ya sea en porcentaje del ciclo total, o bien en tiempo después del nacimiento de las mismas. Por esta razón a tales coeficientes (K_0) se les denomina "coeficientes de desarrollo".

El Plano No. 1 muestra el ciclo vegetativo para diferentes cultivos, con sus respectivos valores de K_0 .

En resumen, tenemos ahorita dos maneras de calcular el uso consuntivo. Una, a partir del coeficiente global K_g que nos da el uso consuntivo para todo el ciclo (E_t), pero que nada nos dice respecto a los valores parciales, cuyo conocimiento es necesario para programar las láminas e intervalos de riego. Otra, haciendo intervenir el coeficiente de desarrollo K_0 , que nos permite obtener valores parciales y totales de la evapotranspiración (E_t), así como las gráficas de uso consuntivo acumulado para el cálculo posterior de las láminas e intervalos de riego.

Ahora bien, cuando es posible obtener el U.C. de las dos maneras recién expuestas, puede lograrse aún mayor precisión en la obtención final del U.C., introduciendo un nuevo factor K^* denominado "coeficiente de corrección" y que se calcula con la expresión:

$$K^* = \frac{K_g E_t^*}{E_t} \dots\dots\dots (2.5)$$

en la que:

- K^* = coeficiente de corrección.
- K_g = coeficiente global
- E_t = Evapotranspiración total obtenida a partir del coeficiente global K_g .

En general, cuando se tiene disponible suficiente información sobre los resultados obtenidos en el campo respecto al uso consuntivo del complejo-suelo-planta en una cierta zona de riego, mayor es la aproximación que puede esperarse de las suposiciones y estimaciones que se hagan cuando se trate de aplicar esos resultados en otras zonas donde se carezca de esos datos pero en las que se tengan observaciones climatológicas.

De ordinario, no se cuenta con suficientes datos observados sobre el uso consuntivo, entonces, deben hacerse las siguientes consideraciones para la aplicación de la fórmula empírica de Blaney-Criddell:

- a) El crecimiento y rendimiento de los cultivos no están limitados durante su período de desarrollo, por causas debidas a una aplicación inadecuada del agua.
- b) La fertilidad y productividad del suelo se suponen iguales en las diversas partes de la zona de riego estudiada.
- c) El período de desarrollo de los cultivos como alfalfa, pastos, hortalizas y vegetación natural, se supone comprendido dentro del tiempo libre de heladas, y aunque generalmente, se extienden más allá de ésta.
- d) El uso consuntivo total de un cultivo, varía con el coeficiente global de uso consuntivo-Kg.

Este método tiene inconvenientes similares al empleado por Thornthwaite, ya que también está fundamenta en fórmulas empíricas calculadas para condiciones de aridez y por lo tanto, sólo en las condiciones da buenos resultados.

3) Método de Penman.-

Es el más teórico de los métodos indirectos y considera que la evapotranspiración está muy relacionada con la energía solar recibida. H.L. Penman, en Inglaterra en la localidad de Rothamsted, ha desarrollado el método más completo conocido a la fecha utilizando diversas variables climáticas, y concluye que es necesario traducir ciertos coeficientes para reducir la velocidad de la evapotranspiración potencial y obtener la real para pastos de ese país. Se ha llegado a tener una buena correlación entre los valores calculados y los registrados. El principal inconveniente de este método, consiste en la insuficiencia de los datos climatológicos necesarios. Por ello, aun cuando la fórmula empleada es de las más precisas, su aplicación práctica presenta obstáculos difíciles de resolver.

Penman considera que en los procesos de transpiración y evaporación la energía consumida en los mismos es el factor dominante. Para ello, en función de la latitud y del día del año, toma en cuenta la radiación solar total incidente en el límite superior de la atmósfera sobre una superficie horizontal. De esta radiación solar total, aproximadamente el 4% se refleja al espacio, 17% es absorbido por la atmósfera y el 40% restante es absorbido por la superficie terrestre.

Esta última se distribuye en: radiación de onda corta - reflejada desde la superficie bajo un coeficiente de reflexión que depende del tipo de superficie y elevación del sol, el intercambio neto de radiación de onda larga entre la tierra y la atmósfera, y la cantidad de calor disponible en la superficie para los procesos que ahí se desarrollan.

4) Método de Grassi-Christiansen.

Este método es empleado para determinar del coeficiente global de uso consuntivo empleado en la fórmula de Blaney-Criddle, Kg

Los coeficientes mensuales de uso consuntivo (kg), empleados para el cálculo del uso consuntivo mensual, es el método de-

Blaney-Criddle, son los propuestos por Grassi-Christianzen y que fueron obtenidos a partir de tres ecuaciones encontradas al estudiar las variantes de la evapotranspiración relativa en función de la duración también relativa del ciclo vegetativo de cultivos anuales.

El procedimiento para seleccionar el coeficiente global-promedio de uso consuntivo para cada cultivo, entre los valores extremos consignados en el cuadro No. 4, se basa en la clasificación climatológica de la zona a considerar, de acuerdo con lo propuesto por Koeppen y modificado por Thornthwaite. Para la elección del coeficiente se emplea la provincia de humedad por el procedimiento anterior, correspondiendo los valores mínimos a las regiones húmedas y los máximos a las semiáridas y áridas.

5.- Método racional.

Este método también se conoce como el de la curva única de Hansen y consiste en poner la evapotranspiración potencial en función de un coeficiente vegetativo aplicado a un factor climático. Deben conocerse las etapas de crecimiento, floración y fructificación, pues considera las demandas de agua inherentes y proporcionales a dichas etapas.

Las exigencias hídricas a través del ciclo vegetativo de un cultivo se conjugan en una curva única (curva de Hansen), y el factor climático se sustituye por el dato de la evaporación en tanque. Dichas exigencias se pueden controlar afinando los coeficientes con determinaciones gravimétricas de los suelos.

Este método se usa para la determinación del coeficiente de corrección K_c que interviene en el método de Blaney-Criddle, mismo que ya quedó explicado cómo se calcula a partir de los datos empleados en el método de Blaney-Criddle.

6) Método de Lowry-Johnson.

Robert L. Lowry y Arthur P. Johnson idearon uno de los primeros métodos empleados para el cálculo del uso consuntivo del agua. Se aplica a toda una cuenca y se ha empleado con éxito en la parte árida del oeste de los E.U.A. Es un procedimiento empírico basado en la recolección de datos de la zona donde se aplica. Se parte de la premisa de que existe una relación lineal entre la evapotranspiración y el "calor efectivo", entendiendo como calor efectivo la suma de las temperaturas máximas diurnas por encima de cero grados centígrados durante el período de desarrollo registradas en grado-día, y entendiendo por grado día cada grado en que el promedio de la temperatura diaria rebasa la mínima básica para el desarrollo de los cultivos.

7) Método de Makkink

En 1957, G.P. Makkink desarrolló en Holanda una fórmula empírica, empleando datos de lisímetros para la evapotranspiración potencial de pasto de poca altura. Éste se basa en mediciones de la radiación solar ponderadas de acuerdo con la temperatura del aire. Makkink consideró que a mayor temperatura se emplea mayor energía solar, pero afecta la temperatura de coeficientes que dependen de características del viento.

Es una fórmula empírica obtenida en clima húmedo, por lo que se podrían obtener valores menores de la evapotranspiración potencial máxima en climas áridos. Su uso ha sido limitado y falta probar la más ampliamente.

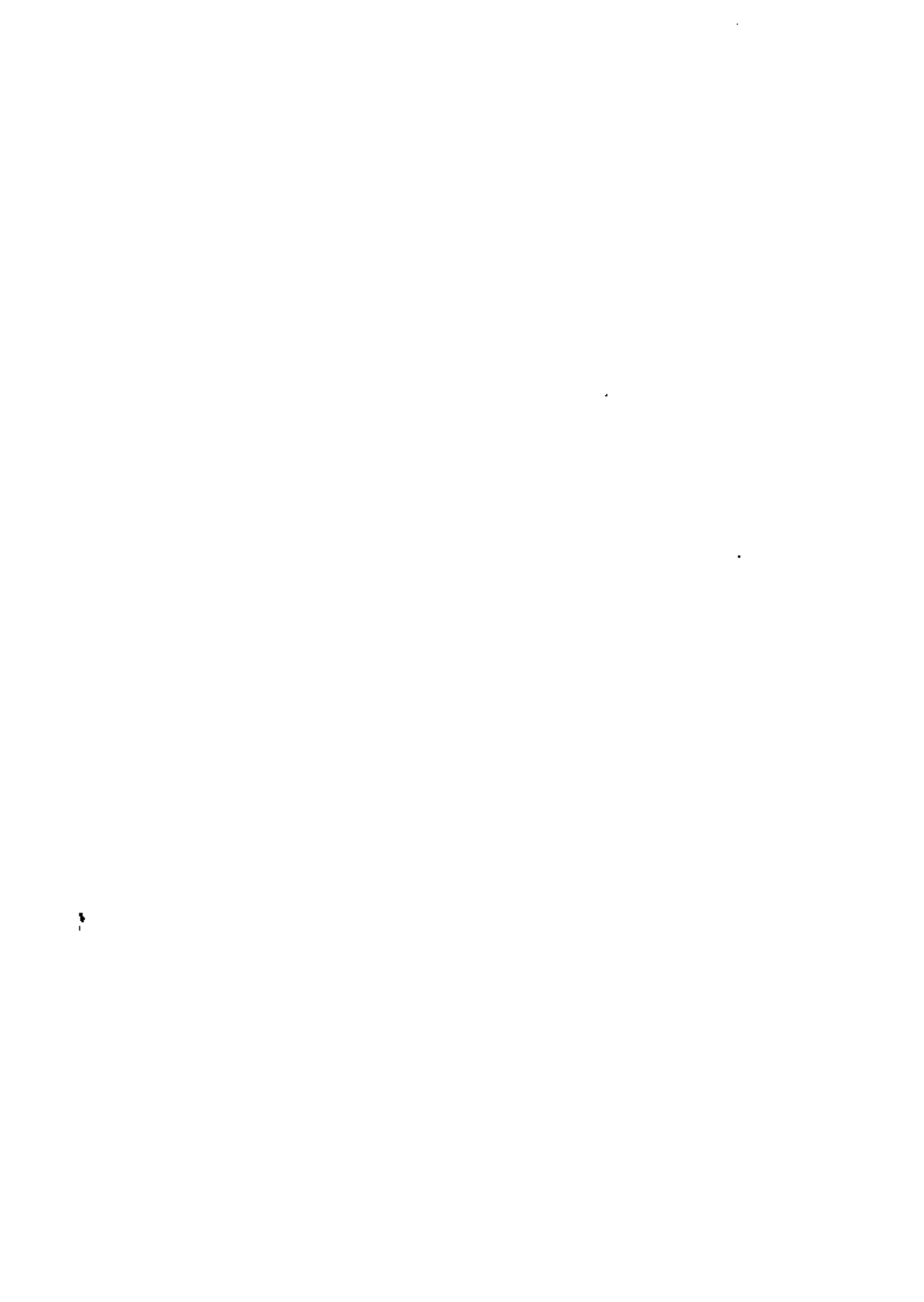
8) Método de Turc.

En Francia, L. Turc en 1954 obtiene una fórmula empírica que expresa el poder evaporante del aire como una función de la temperatura promedio y de la radiación solar o las horas de fotoperíodo. Expresó la evaporación real como una función de la humedad disponible incluyendo precipitación y agua de riego y el poder evaporante del aire. Su fórmula la basó en el balance del agua de una cuenca y en datos lisfnetros recolectados durante una cantidad de años en Rothamstead y Versailles.

9) Método de Hargreaves.

En 1956, George H. Hargreaves estableció una fórmula para estimar la evaporación en tanque, con base en un estudio de relaciones entre temperatura y humedad.

Hargreaves propone el uso de un tanque evapordmetro clase A, para determinar el índice climatológico. Debido a la carencia y a la variación en la evaporación registrada en tanque abierto, buscó una ecuación para el cálculo de un factor climatológico semejante al proporcionado por un tanque de evaporación clase A, partiendo de los datos de un tanque localizado en una área específica. Este factor lo obtuvo a partir del fotoperíodo, de la temperatura y de la humedad relativa; para obtener la evapotranspiración se multiplica este factor por otro que depende del tipo de cultivo y de grado de desarrollo.





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

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

INSTRUCCIONES GENERALES PARA ZONAS DE RIEGO

OCTUBRE, 1981.

INDICE de CONTENIDO:

T E M A :	P A G I N A . -
Breve ORGANIGRAMA	4
"Sistemas de Riego" estudios previos	5
planos de localización	5
planos topográficos	6
planos agrológicos	6
planos del uso actual de la tierra	6
Datos climatológicos	7
Datos hidrológicos	7
Planos Geológicos	7
Características físico-químicas de los suelos	8
Estudios Sodo-económicos	8
Partes que integran una Zona de Riego	9
(Obras de captación - canal principal, - Red de drenaje - etc.)	9, 10
DISEÑO DE UNA ZONA DE RIEGO	11.
Localización de los canales del Sistema de distribución	12
a.- siguiendo la topografía del terreno	13
b.- según la cuadrícula	13
Lotificación y localización de las tomas de lote	14
Obtención de las áreas de los lotes	15
Afiné del proyecto	15
Obtención de las tablas de áreas y capacidades del canal principal	16
Dibujo de las áreas y capacidades de los canales	17
Diseño de los canales de la Zona de Riego	17
Lo que se debe tomar en cuenta al diseñar canales	20
DISEÑO DEL CANAL PRINCIPAL	21
Estructuras del canal principal y red de distribución	22
Estructuras de Operaciones y distribución	22
Represas	23
METODOLOGIA PARA DETERMINAR LA LOCALIZACION DE ELLAS EN EL CANAL PRINCIPAL	23
PROCEDIMIENTO a seguir para elegir los sitios en que deben construirse las represas en el canal alimentador	23, 24
TOMAS PARA CANALES	25

Tomas Granja 26

ESTRUCTURAS AFORADORAS 26

tipo Guamúchil 27

de agujas 28

tipo celaya 28

que funcionan por medio de un resalto

tipo Venturi 28

Medidor parshall 30

que funcionan como orificio 31

tipo mayo 31

de carga constante 32

en forma combinado 36

ESTRUCTURAS DE CRUCE 37

elección del tipo de estructura 37

diques 38

beneficios de estos 39

partes que lo integran 40

empleos de los mismos 43

ESTRUCTURAS DE PROTECCION 49

Rápidas y Caídas

tanque amortiguador

DESAGÜES PARCIALES, TOTALES y FINALES 51

Entradas de agua y pasos Superiores ...

Cunetas y contracunetas

REVESTIMIENTO DE CAUALES 53

pérdidas por evaporación

reducción de pérdidas

Requisitos para un buen Revestimiento

Selección del tipo de revestimiento

Tipos de revestimientos

TIPOS DE SECCIONES DE CAUALES 58

Canales abiertos

NORMAS GENERALES DE DISEÑO 58

Relación plantilla-tirante ...

Sección de máxima eficiencia

problemas constructivos 60

taludes 61

bordo libre 62

Ancho de la corona de los bordos ... 62

VELOCIDADES	63
Velocidades MEDIAS, MAXIMAS Y MINIMAS	64
Canales sin revestir	65
Canales revestidos	67
Coeficientes de Rugosidad	71
pendiente longitudinal - - - - -	72
 NORMAS PARTICULARES DE DISEÑO	 73
Canales sin revestir	
Sección, pendiente, perímetro mojado, etc. ...	73
Canales revestidos de tierra compactada ..	74
Canales revestidos de concreto	74
 PANDURAS (JUNTAS) PARA EL CONTROL DEL AGRIE- TAMIENTO EN CANALES REVESTIDOS DE CONCRETO ...	 77
Apoyo de los Revestimientos	
Canales Revestidos de Concreto	
Canales revest. de Concreto lanzado ma- matricamente.	
Canales revestidos de Concreto asfáltico	
Canales revestidos de mampostería	
Drenaje en canales Revestidos	81
 CONDUCTOS CERRADOS que trabajan por GRAVEDAD ...	 81
Velocidades máximas permisibles	
" mínimas "	
 CONDUCTOS CERRADOS QUE TRABAJAN A PRESION ...	 82
Velocidades	
Coeficientes de Rugosidad.	

presidente

secretaria

Comisiones

Consultivo técnico

OFICINA
MAJOR

Sub-secretaria
PLANEACION

Sub-secretaria
CONSTRUCCION

Sub-Secretaria
OPERACION

Dirección Gral. de
Obras para el de-
sarrollo Rural.

Dirección Gral. de
Irrigación y con-
trol de Ríos

Dirección Gral. de
Agua Potable y al-
cantarillado.

Direcc. Gral. de Usos de agua
y prevención de Contamin.

DIRECCION DE
CONTROL DE RIOS

DIRECCION GRAL. APRO-
VECHAMIENTO DE CUENCAS

DIRECC. GRAL. de PLANEACION

DIRECCION DE
PROYECTOS

DIRECCION GRAL. DE
DISTRITOS DE RIEGO

DIRECC. GRAL. de ESTUDIOS

FORMULACION
DE PLANES

DIRECCION DE
CONSTRUCCION

DIRECCION DE
UNIDADES DE RIEGO

DIRECCION
DE EVALUACION

DIRECCION DE
ACUICULTURA

DIR. GRAL. DE OPERACION
AGUA POTABLE Y ALICANTAL

DIRECCION DE
ESTUDIOS TOPOGRAFICOS

DIR. DE GEOLOGIA
Y ZONAS ARIDAS

DIRECCION DE
AGROLOGIA (SOLIC)

DIRECCION DE
HIDROLOGIA

DIR. DE AGUAS
SUBTERRANEAS

DIRECCION DE
OPERACION

DIRECCION DE
GEOLOGIA

CONSERVACION Y
MANTENIMIENTO

-D-

+

SISTEMAS DE RIEGO:

Para obtener los datos deseados, debemos tener
unos estudios previos:

SUB-SECRETARIA DE PLANEACION

- Dircción de Estudios:
 - 1.- Planos de Localización
 - 2.- Planos topográficos
 - 3.- Mapas fotográficos
- Dpto. de Hidrología:
 - 4.- Planos Hidrológicos
 - 5.- Planos de uso actual de la tierra
- D.A.R.C.
 - 6.- Planos que detallan la distribución de la propiedad.
(Planos Catastrales al principio, prop. privada, ejido etc.)
- Dpto. de Hidrología:
 - 7.- Datos climatológicos
 - 8.- Datos Hidrológicos
- Dpto. de Estudios:
 - 9.- Relación de Cultivos Adecuados.
- Dpto. de Geología:
 - 10.- Planos Geológicos
- Dpto. de Ingeniería Experimental
(Tecamachalco)
 - 11.- Características físico-químicas de los Suelos.
- Dpto. de Estudios:
 - 12.- Estudios Socio-económicos.

PLANOS DE LOCALIZACION: (Datos Proporcionados)

- a)- Muestran Centros de población
- b)- Centros de producción
- c)- Vías de Comunicación
- d)- Corrientes Superficiales y Vasos Naturales

Nos sirven para:

- a) Determinar la ruta para abastecimiento de materiales
- b) Determinar las fuentes de abastecimiento con que se cuenta.
- c) Determinar la integración de la zona a un plan Regional.

PLANOS TOPOGRAFICOS - (Nos proporcionan): PLANOS TOPOGRAFICOS - (Nos sirven): 6

- a).- Topografía de la Zona.
- b).- Ilustran Zonas Urbanas
- c).- Vías de Comunicación
- d).- Redes: Telegráficas
Telefónicas
eléctricas
- e).- Gasoductos y Oleoductos.
- f).- Pozos Profundos existentes
- g).- Corrientes Superficiales.

- a).- Delimitan la Zona de Riego.
- b).- Eliminar las Zonas que no se pueden regar.
- c).- Trazo de la red de Canales, drenaje y caminos.-
- d).- Delimitar cuencas hidrologicas.

PLANOS AGRICOLICOS -

nos muestran:

nos sirven:

- a).- Clasificación de los suelos y su localización.
- b).- Espesor de los mismos y de la capa vegetal.
- c).- Fertilidad.
- d).- Aptitud del suelo para determinados cultivos.
- e).- Presencia de sales o álcalis
- f).- Pedregosidad.
- g).- Evidencias de erosión
- h).- Profundidad y variación del N.F.
- i).- Drenaje interno de los suelos.
- j).- Calidad del agua para riego.

- a).- Localizar Zonas aptas para el cultivo.
- b).- Tipos de cultivos que se puedan sembrar
- c).- Determinar las láminas de riego óptimas para cada tipo de cultivo de suelo.
- d).- Necesidad de drenaje para abatir los niveles freáticos abajo de la zona radicular.

PLANOS DEL USO ACTUAL DE LA TIERRA:

nos muestran:

nos sirven:

- a).- Tipos de cultivos que se siembran en la actualidad.
- b).- Zonas Silvícolas
(las que habrá que proteger contra las frías cálidas)

- a).- Estudios de los cultivos.

DATOS CLIMATOLÓGICOS: ?
PROPORCIONAN: NOS SIRVEN:

- a).- Temperatura
- b).- Precipitaciones
- c).- Ciclos de Sequías y de Lluvias
- d).- Presencia de Heladas, Nevadas, granizo y Rocío.
- e).- Latitud
- f).- Luminosidad solar.

- a).- Determinar los tipos de Cultivos
- b).- Fechas de Siembra
- c).- Coeficientes de riego.

DATOS HIDROLOGICOS:
PROPORCIONAN: NOS SIRVEN:

- a).- Régimen de la corriente (épocas de estiaje y de avenidas).
- b).- Frecuencia y duración de las avenidas.
- c).- Poder de arrastre de las corrientes (arrolvas).
- d).- Extensión de la cuenca y sus características.
- e).- Forma del cauce (definido o divergente).
- f).- Volúmenes proporcionados de aguas subterráneas.

- a).- Determinar la potencialidad de la fuente de abastecimiento.
- b).- Determinar la necesidad, o no, de construir una obra de captación y su dimensionamiento.
- c).- Determinar la necesidad de construir Obras para evitar el efecto destructivo de las corrientes.
- d).- Coeficientes de drenaje.
 $a = x \quad a = y$ (método grueso)
 $q = \frac{2}{3} \times 1000 = \text{coef. lts/seg./Ha.}$

PLANOS GEOLOGICOS:
NOS MUESTRAN: NOS SIRVEN:

- a).- Estratigrafía
- b).- Estructuración
- c).- Fallas Geológicas
- d).- Grados de Intemperismo y metamorfismo.

- a).- Para la localización preliminar de:
 - 1.- Obra de captación
 - 2.- Canal principal
 - 3.- Estructuras
- b).- Localización de bancos de materiales para la construcción.
- c).- Estimación preliminar de los costos.
- d).- Determinación del tipo de maquinaria para la construcción.

CARACTERÍSTICAS FÍSICO-QUÍMICAS DE LOS SUELOS.-

LOS PROPORCIONAN:

LOS SACAN:

- a).- Permeabilidad
- b).- Características físicas de los suelos (suelos expansivos, colapsantes y dispersivos)
- c).- Características químicas (acidez y salinidad)
- d).- Características de los materiales disponibles para la construcción
- e).- Propiedades mecánicas de los suelos.

- a).- Necesidad de inversiones
- b).- Tipos de cimentación de las estructuras.
- c).- Compactación de los suelos.
- d).- Proporcionamientos y épocas de cementos.
- e).- Determinación de los volúmenes disponibles de material de construcción.

ESTUDIOS SOCIO-ECONÓMICOS: PLANEACION.- CONSTRUCCION.- OPERACION.-

- a).- Uso de la tierra.
- b).- Tenencia.
- c).- Tamaño de las parcelas.
- d).- ϕ de las lts.

- a).- Nivel de vida de la región
- b).- Asociaciones sindicales
- c).- Enfermedades propias de la región.

- a).- Grado de Madurez técnica.

7. PARTES QUE INTEGRAN UNA ZONA DE RIEGO.

1.- Fuente de Abastecimiento:

- a).- Superficial, (Ríos, lagunas, manantiales)
- b).- Subterránea.

2.- OBRA DE CAPACIÓN:

A.- Escurrimiento Superficial

- a).- Presa de almacenamiento.
- b).- Presa derivadora.
- c).- Tomas directas
- d).- Plantas de bombeo (ríos, lagunas)

B.- Escurrimiento Subterráneo:

- a).- Molinos filtrantes
- b).- Pozos profundos.

3.- CANAL PRINCIPAL.-

- a).- Tramo de conducción o tramo muerto.
- b).- Tramo distribuidor.

4.- CANALES DEL SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN:

- a).- Laterales
- b).- Sublaterales
- c).- Ramales
- d).- Sub-ramales
- e).- Regaderas

5.- ESTRUCTURAS EN EL CANAL PRINCIPAL Y SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN:

- a).- Distribución
- b).- Cruce
- c).- Protección Hill-de-Hempje

6.- RBO DE DRENAJE:

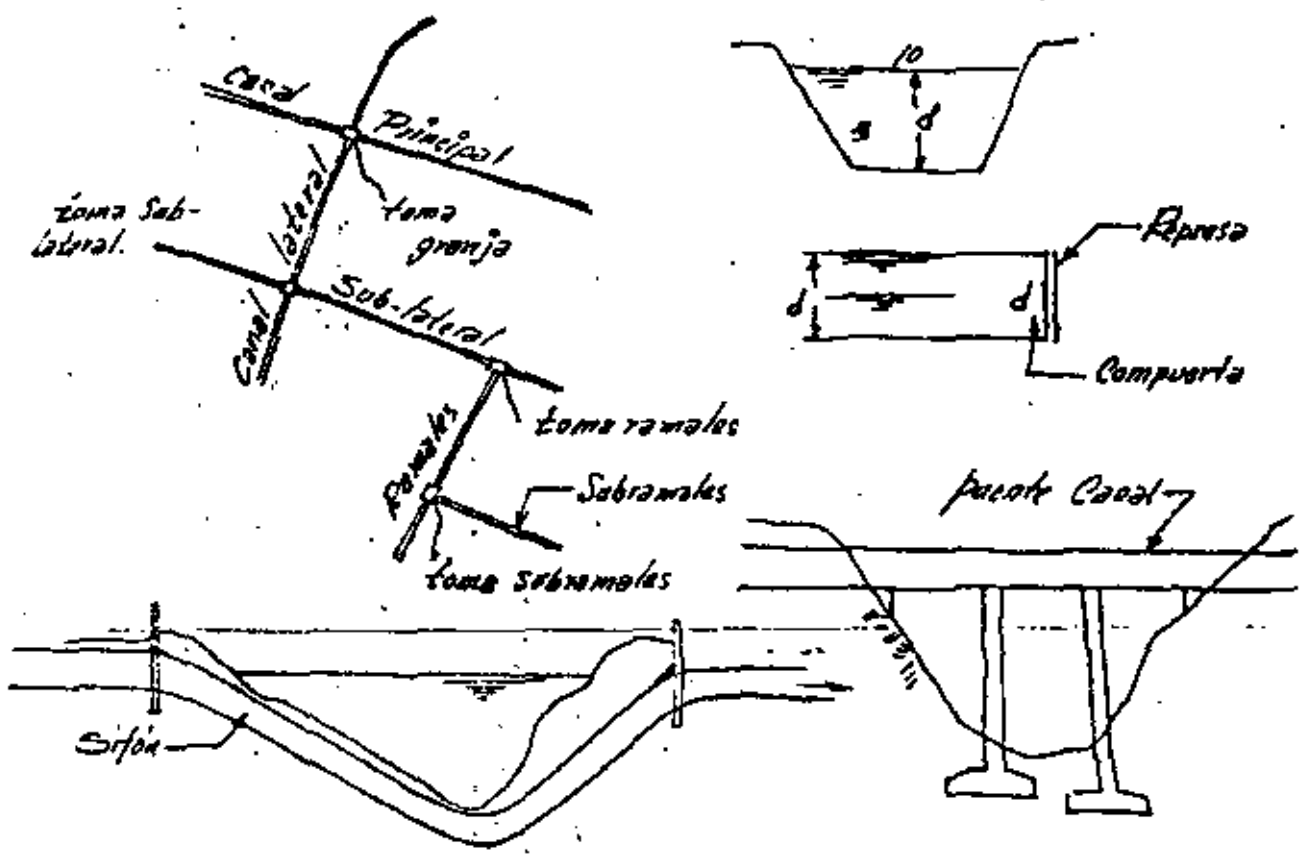
- a).- primario
- b).- Secundario
- c).- terciario
- d).- Parcelario

1.- ESTRUCTURAS DE LA RED DE DRENAJE.-

- a) - Cruce
- b) - Protección

2.- OBRAS COMPLEMENTARIAS: -

- a) - Casa de canalero
- b) - Red Telefónica
- c) - Red de caminos
- d) - Obras de defensa
- e) - Nivelación de tierras. -



DISÑO DE UNA ZONA DE RIEGO.

LOS PASOS A SEGUIR, SON LOS SIGUIENTES:

A.- Sobre un plano topográfico a escala 1:20 000, se marcan con color, los terrenos que, quedando dentro de la Zona de riego, no sean dominados, o que no puedan ser utilizados para la agricultura, tales como:

- a).- ~~(Verde)~~ Caminos principales y vecinales. (ROJO)
- b).- Ríos y lagunas. (AZUL)
- c).- Arroyos y drenes. (VERDE)
- d).- Aldeas dentro de la zona de Riego así como zonas urbanas. (GRAN)

B.- Determinada la potencialidad de la fuente y con esto, el área que podemos regar, haciendo uso del plano geológico, se delimitan los terrenos dentro de la Zona de riego, que por sus características, nos convenga beneficiar con nuestro proyecto; hecho esto, utilizando el plano de tenencia de la tierra (doy), se marcan los linderos de las pequeñas propiedades, zonas ejidales y comunales.

C.- Localización del canal principal. - El canal principal en la mayoría de los casos, limita por su parte alta al área de riego, por lo tanto es necesario localizarlo de tal manera que domine esta área.

En ocasiones, los terrenos de riego, quedan distantes, de la captación, el canal principal tiene en este caso, un tramo muerto que se localiza por la ruta que reporte más seguridad para el canal, recorrido mínima y máxima economía.

Si la localización de este tramo muerto es en ladera, la cubeta del canal deberá quedar íntegramente enterrada en el terreno natural.

En la zona de Riego, la localización del canal principal, se hace de tal manera que la superficie libre del agua, vaya dominando los terrenos de riego de tal manera que las zonas y laterales alimentados, puedan regar inmediatamente en su inicio.

El canal principal se localiza teniendo como datos o fijando la elevación de la superficie libre del agua en un sitio de derivación propuesto y la elevación de los terrenos de riego en su inicio y en su parte más alejada; se determina el desnivel entre este sitio y el punto de derivación propuesto; se deduce un desarrollo aproximado del canal y se determina una pendiente media.

Con este dato y partiendo de la elevación de la superficie libre del agua propuesta, se va localizando el eje del canal siguiendo una curva de nivel, tomando en cuenta en forma aproximada, las pérdidas de carga que se presentan, tanto por pendiente como por curvas, con el drenaje natural, con depre-

siones o con vías de comunicación terrestres.

Para el control de la línea que se va dibujando, se va midiendo el cadenamiento con un compás y se lleva un control de las elevaciones que pueda ser como el que se muestra a continuación:

CONTROL DE ELEVACIONES						
ESTACION	Distancia	S	Δh	ELEVACIONES		NOTAS.
				PLANTILLA	S.L.A.	

Las tangentes trazadas sobre los planos y que representan el eje del canal, se ligan por medio de curvas de un grado apropiado, cuyo valor máximo varía según el tipo de canal y localización, siendo su rango, los grados diez, cuyo radio es de 3 a 7 veces el ancho de la superficie libre del agua en el canal.

En canales sin revestimiento y en tierra, se toma el valor de 7 (siete), pudiendo llegar en canales revestidos a 5 (cinco), si el canal va enterrado, conviene a 4 (cuatro) pero tampoco es conveniente acercarse al límite de 3 (tres), lo cual solo puede hacerse en condiciones muy obligadas, pues esto afecta el procedimiento de construcción.

Las curvas de liga se calculan y se lleva un registro como se indica a continuación:

CALCULO DE CURVAS								
CURVA No.	PI	Δ	E	R	S.T.	L.C.	P.C.	P.T.

Se deberá localizar la parte final del canal de modo que pueda descargar a un arroyo, río o bien

LOCALIZACION DE LOS CANALES DEL SISTEMA DE DISTRIBUCION.

La denominación que reciben los canales que integran el sistema de distribución es la siguiente:

- a) - CANALES LATERALES
- b) - " SUB-LATERALES
- c) - " RAMALES
- d) - " SUB-RAMALES.

Para la localización de los canales del sistema de distribución, hay 4 criterios generales a seguir, que son los siguientes:

- a)- Según LA TOPOGRAFIA DEL TERRENO (Terrenos con lomerías)
- b)- Según LA CUADRICULA (Terrenos Planos)
- c)- RESPETANDO LOS LINDEROS QUE YA EXISTEN.
- d)- SIGUIENDO UN SISTEMA COMBINADO.

a)- LOCALIZACION SIGUIENDO LA TOPOGRAFIA DEL TERRENO.-

Este criterio es seguramente el más económico, pues los canales se localizan por las líneas Parteaguas y van dominando hacia ambos lados, por lo cual, la red de distribución resulta más corta que con cualquier otro sistema, además se disminuye el número de estructuras al eliminar los cruces con el drenaje aprovechando para la localización de éste, los bajos, se disminuye el área ocupada por canales, drenes y caminos, teniendo por lo tanto, un mayor aprovechamiento del terreno.

Tiene el inconveniente de que se traza en el campo es sumamente costoso y resultan lotes de formas irregulares.

b)- LOCALIZACION, SEGUN LA CUADRICULA.-

Consiste en ir siguiendo la cuadrícula con que se hizo el levantamiento topográfico de la Zona Regable o cualquier otra cuadrícula en la orientación o disposición que representen ventajas:

- 1.- Conviene para usarse en terrenos vírgenes, de gran extensión, de topografía muy plana y de poca pendiente pues se facilita su trazo en el campo, se obtienen lotes de formas regulares, facilitan los trabajos de deslinde y ciertas ventajas en la operación y conservación del sistema de riego.

Tiene el inconveniente de que en general, la red de distribución, resulta muy larga o más que cuando se sigue la topografía, se riega únicamente por un lado, por lo que se aumentará el número de tomas y estructuras adicionales además se requiere la construcción alternada de un dren y un canal de riego para desalojar los sobrantes de agua, así que por este concepto, también son necesarias otras estructuras para cruzar los drenes.

La pendiente máxima del terreno en este sistema, no debe de ser mayor de dos metros por kilómetro. $S < 0.002$

c)- Localización respetando los linderos.-

En algunas ocasiones cuando ya existen linderos de propiedades bien definidas en el campo es necesario localizar los canales siguiendo precisamente estas linderos hasta donde las condiciones topográficas lo permitan pues se originan grandes trastornos en el régimen de la propiedad en el caso de invadir o partir propiedades existentes aumentando con esto el costo de las afectaciones.-

El costo de construcción, de operación y de conservación es muy variable dependiendo principalmente de la extensión y forma de las propiedades existentes.-

D)- Localización según un sistema combinado.-

En el sistema combinado la localización de los canales se va adoptando en algunas ocasiones a la topografía del terreno, en otros lugares de la zona de riego se sigue la cuadrícula y donde hay lotes de propiedad privada se hacen los quiebres necesarios para respetar los linderos si lo permite la topografía, este sistema es el más conveniente.-

Localizados los canales del sistema de distribución se deberán trazar las curvas horizontales y cadenas de cada canal.

E- LOTIFICACION Y LOCALIZACION DE LAS TOMAS DE LOTE.-

La finalidad fundamental que se persigue al subdividir en lotes un sistema de riego en proyecto, es la de precisar en los planos y en el campo, la ubicación de estas porciones de tierra que deben ser servidas con una toma de lote, SU UBICACION, NUMERO, AREA TRIBUTARIA DE CADA CANAL y otros datos adicionales que nos permitirán determinar los gastos máximos que deben manejarse en los canales y sus respectivas tomas, estudio de las demandas y la correcta distribución del agua por el personal que se encarga de su manejo.

Además nos servirá para complementar el proyecto de las redes de distribución y drenaje, y definir en detalle los caminos de enlace y de orden secundario o mayor que deberán conectarse con el camino o la carretera más próxima de la red nacional.

Para determinar el número de has. que deben construir al lote y que deben ser regadas por una toma, se deben considerar: el régimen de la propiedad, así por ejemplo; para un régimen de propiedad de 2 hectáreas por ejidatario, cada toma regará como máximo 20 Has. y cuando se tengan 10 ó más Has. como propiedad por agricultor, la toma regará entre 60 y 60 Has.

La toma de lote deberá localizarse en un punto tal que pueda dominar toda el área del mismo, procurando además que la toma, no esté a una distancia máxima de 1 km. al punto más alejado del lote.

Todo lote deberá tener acceso a un canal, a un dren, y a un camino de servicio.

En un sistema de Riego y desde el punto de vista del proyecto de lotificación, el proyectista necesita tomar en cuenta las diversas modalidades que presenta la superficie de un lote. - Como criterio general, se acepta, que toda tierra dominada físicamente por un canal y que no pueda o no deba recibir agua de riego, tiene que ser omitida como superficie regable del sistema.

- a).- La superficie del lote se divide en: SUPERFICIE BRUTA
- b).- SUPERFICIE NETA.

a).- SUPERFICIE BRUTA.- Es la superficie total comprendida dentro de los límites del lote.

b).- SUPERFICIE NETA.- La superficie Neta de un lote será igual a la superficie bruta, menos las superficies correspondientes a derechos de vía, superficies ocupadas por construcciones, pumontorios, canales, drenes y caminos y otras zonas elevadas que no pueden regarse, etc.

El valor MEDIO asignado a la superficie neta está comprendida entre el 85 y el 95 % de la superficie bruta.

El dato del valor de la superficie neta será la base para el estudio hidráulico de la red de canales y sus estructuras, así como para determinar la disponibilidad del agua en la fuente de abastecimiento del sistema de riego que se proyecta.

F.- OBTENCION DE LAS AREAS DE LOS LOTES.-

Se procede a obtener el área de cada lote, con planmetro o cualquier otro método gráfico. La medición se hace por el eje de los límites del lote, dejando fuera los terrenos de mala calidad, los que no se dominan y los que se ocupan con centros de población.

G.- AFINE DEL PROYECTO.

Una vez elegidas las rutas de los canales sobre los planos a escala 1:20000 se efectuará el proyecto del trazo definitivo sobre las hojas de plancheta 1:5000 afirmando la localización, fijando sobre las hojas las deflexiones de cada vértice, radios de curvatura, longitud de los tangentes y de las curvas y además se referirán los vértices a los monumentos de la cuadrícula, para situarlos en el campo.

Finalmente el trazo proyectado sobre las hojas de plancheta se marca materialmente en el terreno estacando a cada 20.00 mts. y se nivela la línea trazada para obtener el perfil del canal.

A lo largo de la línea que se escoja como definitiva, se abrirán pozos para conocer las condiciones geológicas del terreno por lo que respecta a estabilidad de laderas y taludes de excavación, así como para tener una clasificación aproximada de los materiales y poder formular los presupuestos.

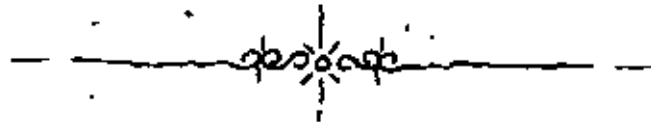
Estos pozos deberán hacerse a cada 500 mts. en los canales de la zona de riego y a cada 200.00 mts. en el canal principal.

Es muy importante tener en cuenta las condiciones geológicas, para estar seguros de proyectar los taludes mas convenientes que deben tener los canales. En algunas ocasiones, se ve la necesidad de desechar algunas rutas, ya sea porque el terreno tenga una consistencia que amenace derrumbes; en el propio canal o en las laderas, o por el costo excesivo de las obras de protección o cualesquiera otras circunstancias.

Se deberán tomar muestras de los materiales en que quedarán alojados los canales, para determinar las propiedades físico-químicas de los mismos,

y además se deberán hacer pruebas de permeabilidad para determinar si es necesaria revestir los canales.

Como resultado del afine del proyecto, se modifican los kilometrajes de algunos canales, así como las áreas de algunos lotes por lo que deberán hacerse las correcciones necesarias.



G.- OBTENCION DE LAS TABLAS DE AREAS Y CAPACIDADES DEL CANAL PRINCIPAL.

Con los datos de áreas determinadas, se procede a llevar la tabla denominada de áreas y capacidades que puede ser como la que se muestra a continuación:

DATOS PARA LA GRAFICA DE AREAS Y CAPACIDADES.												
TOMA	KM.	No. LOTES	AREAS		COMF. UNIT. DE RIEGO	CAPACIDAD		DATOS CANAL				
			BROTAS	NETAS		NECES.	ADAPT.	V	S	S.T.		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	

Esta tabla consta como se ve de doce columnas, correspondiendo las primeras cuatro, a datos que es necesario vaciar, y los siguientes resultados, a partir del cálculo con otros datos.

Columna 1.- Se anota la estructura de toma en el orden del desarrollo del canal.

Columna 2.- Se anota la estación correspondiente a esa estructura.

" 3.- Se anota el número de lotes que sirve esta toma o lateral.

" 4.- Se anota el área obtenida para esa toma o lateral.

" 5.- El área anotada en la columna anterior, se multiplica por un factor de reducción que tome en cuenta el área ocupada por canales, drenes, caminos, etc.

" 6.- Con los datos de las áreas netas acumuladas a partir de la última toma hacia aguas arriba se llena la columna de áreas por regar, apareciendo en el primer renglón el área total que riega el canal.

" 7.- Haciendo uso de la tabla de coeficientes unitarios de riego y con el área de la columna anterior se determina el coeficiente de riego y se anota en la columna.

" 8.- Se multiplica la columna 6 por la columna 7 y se obtiene el gasto necesario de riego.

Las columnas restantes se llevan a cabo después de que se diseñan los canales.

I.- DIBUJO DE LA GRÁFICA DE ÁREAS Y CAPACIDADES DE LOS CANALES.

Con los datos de las columnas 2, 6 y 7 de la tabla anterior, se procede a dibujar la representación gráfica de estos conceptos.

Sobre un eje horizontal, se marcan los kilometrajes del canal a una escala conveniente; sobre un eje vertical levantado en el km. 0 + 000, se marca a una escala apropiada, las capacidades de canales en m³/seg. con tamaño máximo la capacidad total del canal y en el extremo final del kilometraje del canal se levanta otro eje sobre el que se marca una de áreas (oblongadas) dominadas con altura máxima del área total.

Sobre este sistema rectangular de ejes se llevan pares de valores de estación y capacidad necesarias, los cuales forman una gráfica escalonada de capacidades necesarias hasta cada estación donde se encuentra una toma de canal.

El mismo procedimiento se emplea para dibujar la curva de áreas.

Como las variaciones en la capacidad del canal pueden ser muy pequeñas de tal forma que no se ameriten cambios en las dimensiones del mismo, o a muy corta distancia una de otra que no resulte conveniente hacer todos los cambios que se presentan, se adoptan capacidades por tramos convenientes dejando en general capacidades sobradas.



J.- DISEÑO DE LOS CANALES DE LA ZONA DE RIEGO.

Los pasos a desarrollar son los siguientes:

a)- Dibujar los perfiles del terreno de todos los canales a una escala conveniente pudiendo ser esta 1:100 la vertical (Elevaciones) y 1:2000 la horizontal (Estaciones).

b)- Sobre el perfil de cada canal se localizan las estructuras con que cuenta cada uno, tales como TOMAS, SIFONES, ALCANTARILLAS, PUNTES, etc.

Las tomas serán los puntos de control a los que se les deberá determinar la elevación de la superficie libre del agua necesaria para que domine toda el área de riego para la cual se les proyecta. Se debe determinar primeramente la carga hidráulica en las tomas de lote y posteriormente la de los sub-ramales, ramales, sub-laterales, etc. y laterales.

c)- Determinación de la carga hidráulica mínima en las tomas de lote.

Se deberán tomar como bajos de diseño los siguientes:

extensión media del lote, una toma en el canal alimentador-provisto

de una compuerta de servicio que se designa como "TOMA DE LOTE", y deberá tener la capacidad suficiente para servir al lote; varias tomas situadas aguas abajo y cercanas de la anterior, denominadas "TOMAS DE RIEGO" que tendrán la capacidad suficiente en función del área dominada. Los dispositivos medidores, estarán incorporados a las tomas de riego o se instalarán aguas arriba de éstas.

La carga hidráulica en la "Toma de Lote" que el proyectista debe asegurar, serán las que resultan de los cinco pasos indicados a continuación y que se muestran en el esquema adjunto.

- 1.- En cada lote, el proyectista determinará la elevación del terreno por regar en el punto o zona más crítica que por lo general son las más alejadas de las tomas; a esa elevación, se le agregan 15 cm. para obtener la carga hidráulica mínima de riego en esa zona crítica.
- 2.- Se considerará una pendiente hidráulica adecuada para la regadera en el punto más crítico y la salida de las tomas de riego. Ésta, multiplicada por la longitud estimada de la regadera hasta la toma; más los 15 cm. para la distancia vertical por agregar a la elevación del terreno en la zona crítica, para obtener la elevación que debe tener el nivel del sistema agua al pie de las tomas de Riego.
- 3.- A la elevación del agua encontrada al pie de la "TOMA DE RIEGO" se agrega la diferencia de nivel adecuada ($h_c + h_m$) para tomar en cuenta todas las pérdidas de carga en la misma y del dispositivo de medición que se adopte. - Esto dará la elevación mínima del agua, aguas arriba de las tomas de riego.
- 4.- Generalmente hay una cierta distancia entre "La toma de Lote" y las de riego, se determinará la carga necesario (h_f) para vencer la pérdida por fricción del agua entre ambas tomas y ésta se agrega a la elevación del agua obtenida en el paso 3.
- 5.- La elevación del agua en el canal alimentador frente a la estructura de la "Toma de Lote", se obtiene agregando a la elevación del agua que se hubiere determinado al finalizar el 4.º paso, la pérdida de carga para la toma del lote (h_t).
Lo anterior es correcto si la pendiente hidráulica en la regadera dentro del lote (S_h) es mayor que la del terreno; véase la fórmula (1) en el esquema anexo. En caso contrario se aplica la fórmula (2) dada en el esquema adjunto.

Siguiendo este procedimiento, será posible definir las rasantes de los canales de riego, siendo conveniente efectuar anticipadamente la planeación del sistema

de regadíos que podrá ser construido posteriormente por los usuarios bajo la DIRECCIÓN del Distrito de riego, con objeto de regar la superficie de cada lote en forma correcta.

Como es muy difícil determinar la elevación necesaria de la superficie libre del agua para cada rama de lote como regla general se recomienda que la superficie libre del agua se considere de 40 a 60 cms. arriba del terreno natural.

Determinada la carga hidráulica mínima sobre el terreno en las tomas de lote, se procede al diseño de los canales partiendo de la última subdivisión (sub-ramales) hasta los canales laterales y determinar con esto la elevación de la superficie mínima del agua en el canal principal.

Los pasos a seguir son los siguientes:

- Sobre los perfiles de los canales se dibuja la superficie libre del agua necesaria determinada con anterioridad, en cada toma de lote.
- Se une esta superficie del agua entre tomas y se determina una pendiente hidráulica media.
- Con esta pendiente y con el gasto adoptado por tramos (ver la gráfica de áreas-capacidades), se entra a la tabla de secciones de canales y se determinan las dimensiones del mismo en cada tramo.

Determinadas las secciones del canal en sus diversos tramos, se resta el tirante del mismo a la elevación de la superficie libre del agua y se obtiene la rasante del canal.

Se debe tomar en cuenta además, las pérdidas de carga, originadas por la necesidad de construir estructuras de cruce, tales como, sifones, alcantarillas, puentes, puentes canal, etc.

Siguiendo este procedimiento, se determina la elevación de la rasante y la superficie libre del agua en el inicio del canal, a esta se le suma la pérdida de carga originada en la obra de toma del canal alimentador y se determina el nivel de Operación que debe de tener la superficie libre del agua en el mismo.

Este nivel de operación debe incrementarse para tomar en cuenta las variaciones que pueda sufrir la superficie libre del agua en el canal alimentador, por lo que después de diseñado éste, debe de chequearse que el nivel de Operación se encuentre abajo del siguiente límite:

d (cm)	h (cm)
hmt. 50	$(d-15)$
de 50 a 200	de $(d-15)$ a $(d-30)$
mayor de 200	$0.85d$

d = tirante del canal
 h = altura de la rasante del canal al nivel de Operación.

Esta condición se debe de cumplir para el diseño de las tomas de laterales, sub-laterales, ramales y sub-ramales.

Esta condición solo puede aplicarse en terrenos con pendiente transversal fuerte, ya que en terrenos ligeramente planos, esta condición obliga a localizar el canal prácticamente en terraplén lo cual es antieconómico, o a tener canales de la zona de riego en tramo muerto, lo cual no es recomendable.

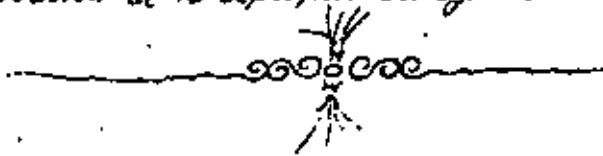
En el diseño de canales se debe de tomar en cuenta lo siguiente:

- a).- La velocidad mínima para que no haya depósitos de azolves en suspensión, será de 0.40 m/seg para canales revestidos.
En canales sin revestir, la velocidad mínima que no permite el crecimiento de vegetación es de 0.75 m/seg.
- b).- La velocidad máxima dependerá del tipo de suelo en que queda alojado el canal. Estas velocidades máximas se indicarán cuando se estudie cada caso; se podrá admitir un incremento de la velocidad máxima de un 25 % cuando el canal trabaje a su capacidad máxima, pero en ningún caso la velocidad máxima, deberá ser mayor del 80% de la velocidad crítica.
- c).- Se admitirán velocidades mayores que la crítica únicamente en las rápidas, debiéndose tener el cuidado de darle al canal una protección adecuada para evitar que se erosione.
 La velocidad en las rápidas deberá ser cuando menos 1.2 veces la velocidad crítica.

$$V_{rapidas} \geq 1.2 V_c$$
- d).- En los 100 metros inmediatos aguas arriba de las "represas-toma", las velocidades no deberán ser mayores de 1.50 m/seg, para garantizar una correcta operación de las tomas y lograr una medición suficientemente aproximada de los gastos proporcionados por la toma.
 Debe entenderse que esta velocidad máxima de 1.5 m/seg. será únicamente en la proximidad de las tomas y no necesariamente será esta velocidad también la de conducción.
 La disminución de la velocidad se puede lograr ampliando la plantilla y disminuyendo la pendiente del canal en una distancia igual a "T" 6T aguas arriba de la represa.
 Donde "T" será la superficie libre del agua en la sección ampliada.
 Cuando la pendiente longitudinal del terreno es superior a la máxima adoptada para el canal, se hace necesario proyectar rápidas y estructuras de caída para ~~absorber~~ absorber el desnivel excedente.

Adoptada la sección tipo para cada tramo de canal, se tienen sus gastos adoptados correspondientes, los cuales se anotan en la columna respectiva de la tabla de áreas y capacidades y en las gráficas correspondientes.

Se siguen estos pasos en todos los canales subsecuentes hasta llegar a determinar la elevación de la superficie del agua en el canal principal.



R. DISEÑO DEL CANAL PRINCIPAL.

Determinado el punto anterior, se tienen los niveles de Operación de la superficie libre del agua necesarias para alimentar a cada lateral, se siguen los mismos pasos para el diseño de los canales de la Zona de Riego.

Deberá procurarse ante todo la seguridad del canal, para lo cual, todo el trazo del agua deberá ir enterrado en terreno firme, debiéndose dejar una banqueta de anchura mínima de 3.0 mts. del lado de abajo de la ladera.

Esta banqueta deberá quedar abajo en material firme que no haya sido aflojado por los explosivos y deberá estar a una elevación de 1.00 mts. como mínimo arriba de la superficie del agua para tirante normal. *

Cuando se tengan cortes mayores de 8.00 mts. hasta unos 12 o 15 mts. deberá de construirse una banqueta a cada 6.00 mts. de altura con un ancho mínimo de 4.00 mts.

Cuando el canal se localiza en laderas muy empinadas que excedan de 45° de inclinación o que haya cortes de más de 15.00 mts. de altura, deberá hacerse un estudio cuidadoso acerca de las posibilidades de cambiar el trazo de cielo abierto, por túnel.

En el estudio que se haga, deberá tenerse en cuenta además de la economía que puede obtenerse por menor volumen de excavación, la circunstancia de que al quedar localizado el canal en túnel, hay la posibilidad de disminuir la longitud del conducto al suprimir las curvas y la posibilidad también de evitar estructuras importantes, como sifones, puentes, pasos Superiores, entrada de agua, etc.

Para gastos pequeños, el diámetro de la sección queda limitado por el equipo y método de construcción en términos generales puede llegar a 2.40 mts. para excavaciones hechas con equipo mecánico y a 1.80 mts. para las hechas a mano.

El techo necesario para cambiar la sección de cielo abierto a túnel, varía de 10.0 mts. a 20.0 m. y es función de las dimensiones de la sección y tipo de terreno.

* Deberá alzarse una banqueta de 3 mts como mínimo del lado en que sube la ladera

1.- ESTRUCTURAS DEL CANAL PRINCIPAL Y RED DE DISTRIBUCION.-

Las estructuras que se construyen en los canales se pueden agrupar de la siguiente manera:

- 1.- Estructuras de Operación y distribución.
- 2.- Estructuras de cruce.
- 3.- Estructuras de protección.

1.- ESTRUCTURAS DE OPERACIONES Y DISTRIBUCION.- Se utilizan para manejar, controlar y distribuir correctamente el agua de riego y son:

- a).- Represas
- b).- Tomas para canales
- c).- Tomas Granja (tomas de lote)

a).- Represas.- Son estructuras que sirven para elevar el nivel del agua en los canales (cuando en éstos escurre un gasto menor que el de diseño) de manera que se pueda proporcionar la carga necesaria para que funcionen las tomas a su capacidad máxima.

Estas también nos sirven para aislar tramos de canal para efectuar reparaciones.

METODOLOGIA PARA DETERMINAR LA LOCALIZACION DE LAS REPRESAS EN EL CANAL PRINCIPAL.-

La localización correcta de las represas y por lo tanto la distancia que debe mediar entre ellas, dependen de diversos factores, debiéndose en todos los casos satisfacer las condiciones básicas siguientes:

1.- Cualquiera que sea el gasto del canal principal en un momento dado, con la represa parcial, o totalmente cerrada, el nivel del agua deberá ser tal, que se puedan abastecer los gastos máximos de las tomas de laterales que queden aguas arriba, sin invadir el bordo libre del propio canal alimentador.

2.- El espaciamiento de las represas debe ser tal, que cada una de ellas, dé el servicio requerido al mayor número de tomas.

(NOTA PENDIENTE.)

3.- (Al elegir el sitio donde deben construirse las represas, se procura asociarlas con alguna otra estructura ya establecida, tales como coidas, rápidas, sifones, desagües totales o parciales, etc.)

1.- El desnivel entre la elevación libre del agua en el canal principal estando la represa cerrada y la elevación libre del agua en el canal alimentado ~~de~~ debe ser como mínimo igual a la cuarta parte del tirante del canal lateral más las pérdidas de carga en la toma más alta. (ver plano TC-C-248)

El objeto de dejar el desnivel que se ha indicado es para que haya posibilidad de abastecer a los canales a toda su capacidad, teniendo en el canal principal, Tumbantes inferiores al normal, lo que hace más flexible la operación del mismo.

2.- El desnivel entre la elevación de la plantilla del canal principal y la elevación de la plantilla de la toma del canal lateral debe ser como máximo $\frac{1}{10}$ del tirante del canal principal y como mínimo, igual a 50 cm.

Esta regla tiene por objeto, evitar que las plantillas de las tomas de los canales laterales, queden muy altas, sobre la plantilla del canal principal, porque en ese caso no podría ser abastecido el canal, cuando en el principal se tengan tirantes inferiores al normal. - Se fija como mínimo, el desnivel de 50 cm. entre la plantilla del canal principal y la plantilla de la toma del canal lateral, para prevenir la posibilidad de que se depositen azúcares.

A continuación se indica el PROCEDIMIENTO QUE DEBE SEGUIRSE PARA ELEGIR LOS SITIOS EN QUE DEBEN CONSTRUIRSE REPRESAS EN EL CANAL ALIMENTADOR :

Una vez dibujado el perfil correspondiente al Canal Principal, se escoge un punto en el extremo más alejado del tramo del canal, en donde sea necesario construir una estructura que puede ser un puente, un sifón o un desagüe, y se marca ahí una represa con una línea vertical; Sobre esta línea se marca un punto a la elevación del tirante normal del agua (ver plano TC-C-249).

Abajo de este punto se marca otro a una distancia igual a $\frac{1}{4}$ del tirante, más las pérdidas de carga en la toma ($0.25d + \text{pérdidas}$) y sobre este último punto así marcado se lleva hacia aguas arriba una línea horizontal que nos fijará el nivel del agua en los canales alimentados.

En la misma línea vertical que representa la represa, se marcará un punto a 50 cm. arriba del fondo del canal, y otro a $(0.4d)$ También a arriba del fondo del canal, y por estos dos puntos, se llevarán líneas paralelas a la rasante del canal. - Las plantillas de las tomas que se proyectan, deberán estar comprendidas entre estas dos líneas paralelas,

es decir, que deberán estar como mínimo a 50 cm. arriba del fondo del canal y como máximo a $(0.4d)$ arriba del fondo del mismo y deberán ser abastecidos los gastos máximos de las tomas con el agua, a una elevación marcada por la línea horizontal que se ha marcado anteriormente.

El espaciamiento máximo y mínimo entre represas en lo que respecta a operación, vienen dados por las fórmulas siguientes:

$$\left. \begin{aligned} L_{\max} &= \frac{d - (0.25d + h) - 0.50}{S} \\ L_{\min} &= \frac{d - (0.25d + h) - 0.4d}{S} \end{aligned} \right\} \begin{array}{l} \text{CANAL PRINCIPAL} \\ \text{(TIERRA Y CONCRETO)} \end{array}$$

$$L = \frac{d}{3S}$$

En lo que respecta a la localización de las represas en los canales de la red de distribución, se sigue la misma (secuela) secuencia, modificándose únicamente el desnivel entre la plantilla del canal alimentador y la plantilla de la obra de toma a 20 cm. quedando por lo tanto las fórmulas de la manera siguiente:

$$\left. \begin{aligned} L_{\max} &= \frac{d - (0.15d + h) - 0.20}{S} \\ L_{\min} &= \frac{d - (0.15d + h) - 0.4d}{S} \end{aligned} \right\} \begin{array}{l} \text{CANALES DE LA RED DE} \\ \text{DISTRIBUCION. -} \\ \text{(LATERALES; SUB-LATERALES, RAMALES etc.)} \end{array}$$

En canales revestidos de Concreto, debe de tomarse en cuenta además de la operación de las tomas, la función que desempeñan las represas en el vaciado del canal, y se proyectarán las necesarias para que permitan bajar gradualmente los niveles del agua a lo largo de su desarrollo, reduciendo así las sub-presiones que no son absorbidas por el drenaje del mismo.

El tirante mínimo que se debe de tener en los canales para tomar en cuenta este efecto de sub-presión, debe ser cuando menos $2/3$ del tirante normal $= (2/3d)$.

Por lo tanto la separación máxima entre represas para tomar en cuenta el efecto de sub-presión será:

$$L_{\max} = \frac{d}{3S}$$

(Para canales revestidos
de concreto, con un tirante
normal de $2/3d$)

Los métodos anteriormente expuestos, deberán usarse con algunas limitaciones ya que se observa que las fórmulas no involucran la topografía, tanto para el espaciamiento máximo, como para el mínimo.

Así, si por condición de la planeación, se debe considerar un canal lateral, para satisfacer la demanda, se coloca una represa en el lugar requerido.- Si por la fórmula la separación entre represas resulta de 5 km. y por las condiciones de planeación ya expuestas, la separación es de 3 km., se deberá colocar la represa a esta distancia.

Por lo tanto, los puntos obligados donde se deben de construir represas son en las tomas de laterales, sub-laterales, Ramales y sub-ramales.

En cuanto al diseño hidráulico de las represas, se considera que su área hidráulica debe de oscilar entre el 90 % y 110 % del área hidráulica del canal, con el fin de conservar la velocidad en el mismo.

Para proteger el canal y las estructuras durante la entrada de volúmenes extraordinarios en que el caudal aumenta rápidamente, en el diseño de las represas se debe prever y proveer derramaderos, que se colocan a la elevación del tirante normal y que puedan actuar como vertederos de cresta libre, para que en caso de que la represa se encuentre cerrada, el agua en el tramo de canal hacia aguas arriba, no derrame sobre los bordos del mismo, o exceda la altura de los revestimientos.

Las Represas se clasifican en:

- a).- Represas de agujas de madera.
- b).- Represas con compuertas deslizantes.
- c).- Represas con compuertas radiales.

a).- REPRESAS CON AGUJAS DE MADERA.-

Estas se utilizan cuando se tienen gastos hasta de 0.300 m³/seg y tirantes hasta de 60 cm.

b).- Cuando se tienen gastos hasta de 20 m³/seg y tirantes de 2.00 m. o menores, ~~se~~ se utilizan represas con compuertas deslizantes.

c).- RADIALES.- Cuando se tienen gastos y tirantes mayores que los anteriormente citados, se utilizan estas compuertas.

El número mínimo que se deben colocar en las represas, será de 2 piezas.

TOMAS PARA CANALES.-

Exceptuando la estructura que sirve para alimentar el canal principal, todas las obras estructuras que tienen por función abastecer del canal principal a los laterales, de estos a los sub-laterales, de estos a los ramales y en ocasiones de estos a los sub-ramales, quedarán dentro de la designación de "TOMAS PARA CANAL" para distinguirlos de las otras estructuras también de toma que sirven para entregar el agua en cada uno de los lotes de la Zona de riego y que se llaman "TOMAS GRANJA"

Aunque generalmente las "Tomas Granja" son estructuras que se construyen en los canales de la "Red de distribución", hay ocasiones que es necesario construirlas en el canal principal para proporcionar riego directamente a algunos lotes.

La S.R.H. tiene el propósito de modificar el sistema de cobro del servicio de riego que se da a los usuarios, ya que el antiguo sistema de cobro por hectárea regada, da motivo a que los agricultores, desperdicien gran parte del volumen de agua que se les proporciona a nivel parcelario a pesar del asesoramiento técnico del Departamento de Ingeniería de Riego y Drenaje.

La modificación que se ha propuesto al sistema administrativo de los servicios de riego, consiste en realizar el cobro al usuario de acuerdo al volumen que utilice para regar.

Esta modificación trae consigo la tarea de construir un gran número de estructuras aforadoras a nivel de usuario en cada distrito de riego, así como también la construcción de estructuras de aforo en los canales para la mejor operación de los mismos.

La idea principal de la Secretaría está orientada a diseñar y adaptar una estructura aforadora que instalada en la gran variedad de canales existentes en los Distritos de Riego, funcione con un buen grado de exactitud en la medición del gasto. Además diseñar un dispositivo que funcionando como módulo, observe las variaciones de los niveles de la superficie libre del agua en los canales, descargando un gasto más o menos constante dentro de los límites aceptados por la administración de los Distritos de Riego.

De acuerdo a su funcionamiento, las estructuras aforadoras pueden dividirse en cuatro grupos:

- 1.- Estructuras que funcionan a Régimen Crítico.
- 2.- " " " " por medio de un Resalto.
- 3.- " " " " como Orificio
- 4.- " " " " combinando dos o tres de las funciones anteriores.

1.- ESTRUCTURAS QUE FUNCIONAN A REGIMEN CRITICO. - (aforadoras)

Dentro de este tipo de estructuras, se pueden mencionar toda la gama de vertederos, tanto de cresta ancha, como de cresta delgada. Consisten en una escotadura a través de la cual se hace circular el agua.

Se describen a continuación las estructuras principales, pertenecientes a este grupo:

a).- ESTRUCTURA AFORADORA TIPO GUAMUCHIL.-

Consiste en un vertedor de cresta delgada, construido en la sección transversal a la corriente y a través del cual se hace circular el agua para su aforo. - El gasto que pasa, está en función de la longitud de cresta del vertedero y la carga "H" sobre la cresta, medida en una escala colocada a una distancia tal, que el abatimiento del nivel del agua no influye en la lectura.

El uso de este aforador, permite medir gastos de 0" a 500 l/seg y las fórmulas utilizadas son las siguientes:

$$Q = 1.84 (L - 0.2H) H^{3/2} \quad (\text{cuando existen contracciones})$$

$$Q = 1.84 LH^{3/2} \quad (\text{Cuando no hay contracciones})$$

Donde:

Q = Gasto en litros/seg.

L = Longitud de la cresta en cms.

H = Carga sobre el vertedor en cms.

Para el correcto funcionamiento del medidor deben cumplirse las siguientes regulaciones:

- 1.- La carga sobre la cresta del vertedor debe ser suficiente para el gasto requerido.
- 2.- Debe procurarse que la velocidad de llegada del agua, sea poco considerable y que no se formen demasiadas turbulencias. - Esto se resuelve colocando a cierta distancia del vertedor una ~~plancha~~ pantalla.
- 3.- Debe de haber un nivel mínimo o mejor dicho un desnivel de 6cm. entre la cresta del vertedor y la superficie libre del agua en la regadera con el fin de evitar que el chorro se ahogue.
- 4.- El chorro debe de tener suficiente ventilación.

Como ventajas de este tipo de estructuras se tienen:

Su fácil exhibición y operación. - La desventaja que presenta, estriba en el hecho de que se azolvan fácilmente y después de azolada, da mediciones incorrectas.

b) - ESTRUCTURA AFORADORA DE AGUAS.

La estructura aforadora de agujas y tabloncillos, comúnmente construidas de madera, se utilizan generalmente

Es usada como estructura auxiliar para el mantenimiento de otras estructuras. Debido a que es una estructura muy rudimentaria, la medición del agua es muy inexacta lo que ocasiona que esté cayendo en desuso como aforadora y solamente se utiliza como estructura auxiliar.

c) - ESTRUCTURA AFORADORA TIPO CELAYA.

La aforadora "Tipo Celaya" es un vertedor de cresta ancha, el cual requiere para su correcto funcionamiento, que el canal de conducción lleve el gasto normal o sea que esté siempre lleno. Este tipo de estructura puede considerarse dentro del grupo de los aforadores combinados, ya que puede trabajar a cresta libre como vertedor, o bien como orificio mediante la colocación de una compuerta deslizante sobre el vertedero.

Los gastos aforados pueden ser hasta de 300 lts/seg. teniendo poco rango de variabilidad en la medición y su uso, se recomienda en aquellos casos, en que el hecho de tener lleno el canal no constituya un serio inconveniente.

A fin de que no se produzcan ahogamientos en el vertedero, la regadera aguas abajo debe de tener el diseño adecuado.

Este tipo de estructuras requiere menos carga que la aforadora tipo Guamichil.

II. - ESTRUCTURAS AFORADORAS QUE FUNCIONAN POR MEDIO DE UN RESALTO.

Se forma por medio de una reducción de la sección transversal de la corriente, aumentando la velocidad de la misma y presentándose el régimen crítico; al salir el agua de la sección reducida, la velocidad disminuye, produciéndose un resalto hidráulico.

Se describen dos tipos de aforadoras pertenecientes a este grupo:

a) - ESTRUCTURA AFORADORA TIPO VENTURI.

Esta estructura consiste en un estrechamiento practicado en la sección transversal de la corriente capaz de provocar la formación de tirante crítico en la misma. - El estrechamiento es de sección rectangular, formado por dos paredes

laterales de longitud igual a 3 veces el ancho del estrechamiento. - Su parte inicial se forma con un segmento de círculo y las paredes terminan con un ensanchamiento brusco para empotrarse en los taludes de la regadera o canal.

Dependiendo de sus dimensiones, la estructura afora gastos desde... 5. (0) hasta 200 lts.

En los ensayos realizados con este tipo de estructuras, se observó que permite grandes variaciones en el nivel del agua, después del estrechamiento, sin que se altere la descarga ni la elevación del agua en el canal de aguas arriba.

El límite del funcionamiento de la estructura, hasta donde la descarga puede considerarse libre para diferentes gastos, es la relación $d/H = 0.7$

El hecho de que este aforador permita un ahogamiento tan grande sin alterar el valor del gasto, es de gran utilidad, principalmente en los distritos de Riego muy planos, donde los canales tienen pendientes muy bajas y no admiten instalaciones de estructuras que provoquen fuertes pérdidas de carga.

Para canales o regaderas con pendientes muy pequeñas, es probable que el porcentaje de ahogamiento sea mayor que 0.7, en cuyo caso la curva de gastos calculada, se alterará.

Para reducir el valor de d/H por debajo de 0.70, debe construirse el aforador, sobre un escalón colocado en la plantilla con una longitud igual a la del aforador y cuya altura (e), sea igual a la diferencia $(d - 0.7H)$

La estructura puede hacerse trabajar como REGULADOR DE GASTO CONSTANTE, sin importar las variaciones de nivel del agua en el canal aguas arriba, mediante la colocación de una pantalla móvil al final del estrechamiento. - Por medio de esta pantalla, se logra que el escurrimiento a superficie libre, cambie a escurrimiento a través de un orificio en cuanto a la superficie libre del agua, toque el labio inferior de la pantalla. Se tiene entonces una ventaja adicional, ya que, por ser móvil la pantalla, puede utilizarse como compuerta, y obstruir completamente el paso del agua. - La mejor posición de la pantalla, se fijó a 0.56 (plantilla de la estructura aforadora) del extremo de aguas abajo del estrechamiento.

ESTA ESTRUCTURA, PRESENTA LAS SIGUIENTES VENTAJAS. -

- 1.- Se dispone de un aforador de gran exactitud, cuando funciona a superficie libre.
- 2.- Se tiene un módulo de gasto constante, cuando trabaja como orificio.
- 3.- Se calcula y construye fácilmente.
- 4.- Soporta grandes ahogamientos que no alteran sus curvas de gastos. - (El ahogamiento máximo como aforador es de $0.7H$, y como orificio de $0.5H$).

- 5.- No influye el ancho del canal en que está colocada, siempre y cuando, éste sea mayor de 3 veces el estrechamiento del medidor.
- 6.- La rugosidad de las paredes de la estructura, no afecta la descarga, dentro del rango probado.

$$0.0001 \text{ m.} < E < 0.002 \text{ m.}$$

COMO DESVENTAJAS, SE TIENEN:

- 1.- El rango de gastos es muy reducido.
- 2.- Si se represa el agua en la regadera, se ahoga con facilidad.

b).- MEDIDOR PARSALL.

El problema de contar con un dispositivo de aforo, cuya precisión fuese tan buena como la de un vertedor, pero en donde no se tuviera problemas de azotes era la finalidad. El Ing. RALPH L. PARSALL, en E.U.A. fue quien resolvió dicho problema ideando algunas modificaciones para el medidor de Venturi, mejorándolo y dando lugar a la estructura que lleva su nombre.

El medidor consta de 3 partes fundamentales que son:

LA ENTRADA.- formada por dos paredes verticales simétricas y convergentes, y de una plantilla horizontal; LA GARGANTA.- formada por dos paredes verticales y paralelas, y la plantilla ligeramente inclinada hacia aguas abajo; por último, LA SALIDA.- que está formada por dos paredes también verticales pero divergentes y la plantilla ligeramente inclinada hacia arriba.- La ARISTA formada por la unión de las plantillas de la entrada y de la garganta se llama "CRESTA DEL MEDIDOR" y a su longitud, o sea la distancia entre las paredes de la garganta, se le llama: "TAMAÑO DEL MEDIDOR" (W).

La estructura tiene 12 pozos amortiguadores para medir las cargas H_a y H_b antes y después de la cresta, colocados a un lado de la estructura y comunicados a ella por tuberías que se conectan a puntos bien definidos de la entrada y de la garganta.- Si el medidor trabaja con sumersión, es necesario medir las dos cargas, Si trabaja a descarga libre, basta medir la carga H_a , para calcular el gasto.

A la relación H_b/H_a , se le llama "Grado DE SUMERSIÓN" y es la que determina si un determinado medidor trabaja con descarga libre, o sumersión. Es de recomendarse que un medidor trabaje con descarga libre, porque entonces para calcular el gasto, será suficiente conocer solamente el valor de H_a y sustituirlo en la expresión general:

$$Q = mH^n$$

En donde m y n varían con el tamaño del medidor.

Para un medidor con tamaño W, entre 0.30 m. y 2.50 m., se produce la descarga libre si $H_6/H_2 < 0.70$

Para un medidor con tamaño W, entre 2.50 y 15.00 mts., se produce la descarga libre si $H_6/H_2 < 0.80$

Los gastos aforados alcanzan valores hasta de 85 m³/seg.

VENTAJAS EN EL USO DEL MEDIDOR PARSHALL:

- 1.- El diseño es simple y su construcción es relativamente barata; sobre todo si se construye en combinación con caídas.
- 2.- La estructura trabaja bien, aun teniendo variación de gastos, y el error en la medición no pasa de 5% cuando el medidor trabaja ahogado y de 3% si trabaja a descarga libre.
- 3.- La velocidad de llegada no influye prácticamente, en la determinación del gasto.
- 4.- Se tienen pocas pérdidas en comparación con las que se originan en otras estructuras de aforo.
- 5.- No se tienen problemas de azolve ya que el aumento de la velocidad, mantiene a la estructura, libre de Obstrucciones.

III ESTRUCTURAS AFORADORAS QUE FUNCIONAN COMO ORIFICIO:

En este tipo de estructuras, el agua fluye a través de una sección de control operada por medio de una compuerta que permita regular la carga "H" con que trabaja el orificio.

a).- ESTRUCTURA AFORADORA "TIPO MAYO"

Consiste en una sección de control construida en la sección transversal de la regadera donde se instala una compuerta deslizable para provocar que trabaje como orificio ahogado, determinando el gasto que pase de acuerdo con la carga existente, la cual se mide como se indica en el diagrama anexo y de la abertura de la compuerta.

La velocidad de llegada en la estructura, debe de ser despreciable, a fin de cuantificar correctamente los gastos. La precisión en el aforo depende de la correcta determinación de las cargas, y solamente se logra lo anterior, contando con una persona con suficiente experiencia como aforador. - Otro inconveniente que presenta este tipo de estructura, es que el usuario puede abrirla o cerrarla a su arbitrio, excepto cuando se le coloca un candado.

En caso de trabajar como vertedor, requiere de una carga que

muchas veces no se puede proporcionar; el ahogamiento debe evitarse, y la ventilación del chorro debe de ser buena para que la medición sea correcta.

b): ESTRUCTURA AFORADORA "DE CARGA" TIPO "CONSTANTE"

Consiste en una caja construida a la entrada de la toma en la cual se colocan dos compuertas: una controla el paso del agua del canal a la llamada "Compuerta Posterior" controla el paso del agua de la caja a la tubería o conducto que la lleva al canal o a la regadera.

Este tipo de estructuras permite medir gastos hasta de 2000 lts/s. Con objeto de medir los niveles del agua, dentro y fuera de la caja se colocan dos escalas; una aguas arriba de la compuerta anterior y la otra aguas abajo de la misma, dentro de la caja.

La operación de la estructura consiste en lo siguiente:

Estando ambas compuertas cerradas, se abre la compuerta anterior una abertura tal, que pueda proporcionar el gasto necesario de acuerdo con las tablas que se indican en cada plano; teniendo la compuerta anterior la abertura adecuada se abre la compuerta posterior hasta que la diferencia de lecturas en las escalas sea igual a la pérdida de carga necesaria " h " para proporcionar el gasto necesario. - Esta pérdida de carga debe mantenerse durante la operación de la estructura, y es de 6 cm. para gastos hasta de 500 M/seg. y de 10 cm. para gastos mayores.

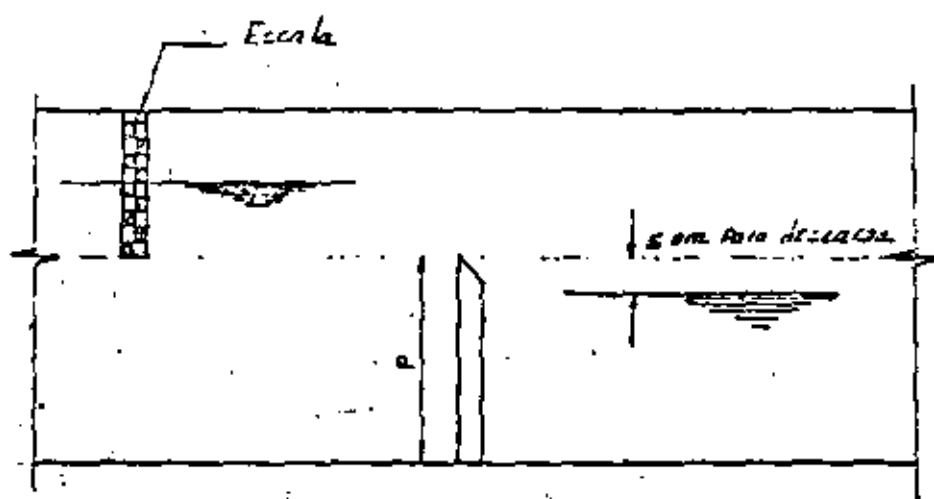
Para el correcto funcionamiento de la estructura es necesario respetar las dimensiones indicadas en los proyectos Tipo así como los tirantes mínimos establecidos en el canal de derivación:

"Las VENTAJAS que presenta la estructura aforadora de CARGA CONSTANTE" son las siguientes:

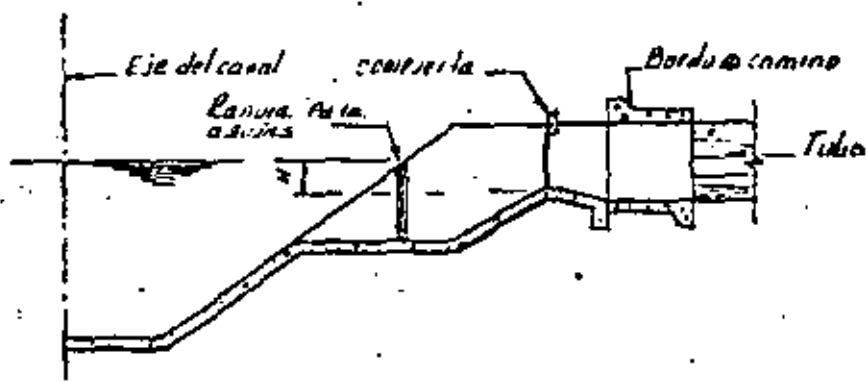
- 1.- Se requiere poca carga para su operación
- 2.- Tiene poco rango de variabilidad de gastos.
- 3.- Las pérdidas de carga en la estructura son bajas.

Como DESVENTAJAS se pueden mencionar las siguientes:

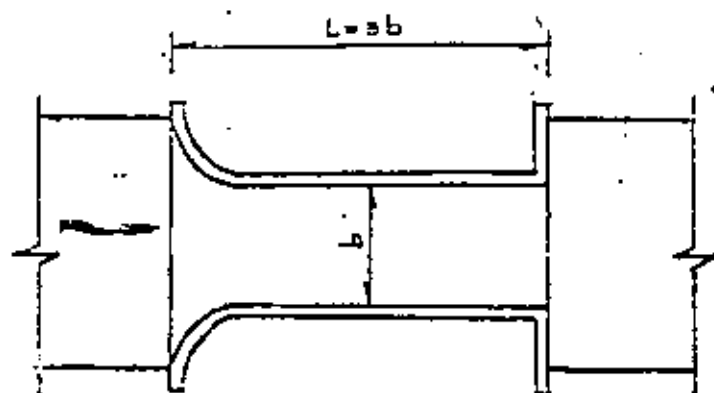
- 1.- La afectan las condiciones de (carga) entrada y salida así como las propias dimensiones de la caja.
- 2.- La compuerta anterior debe tener un 80% de ahogamiento.
- 3.- El régimen en el canal se debe mantener sin muchas fluctuaciones.



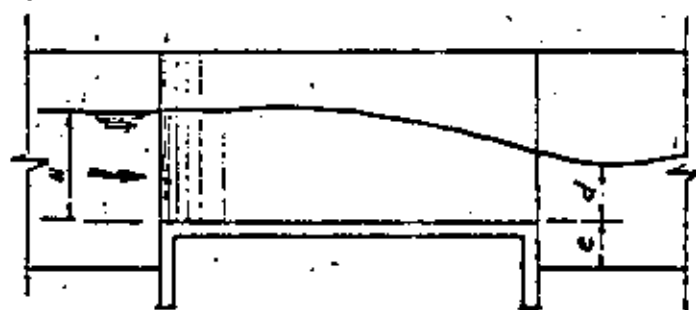
ESTRUCTURA AFORADORA TIPO GUAMUCHIL



ESTRUCTURA AFORADORA TIPO CELNYA

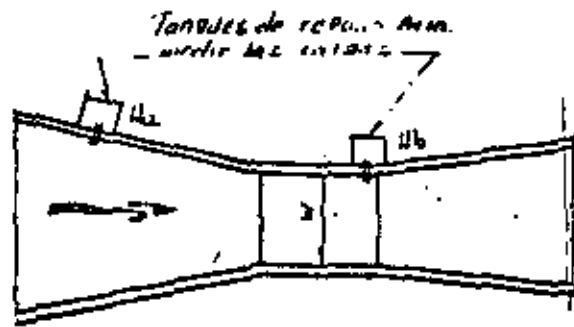


PLANTA.

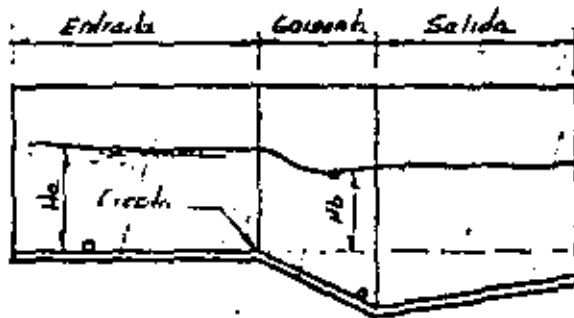


ELEVACION

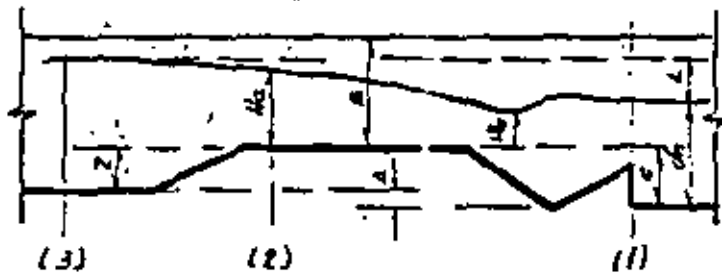
ESTRUCTURA AFORADORA TIPO VENTURI



PLANTA

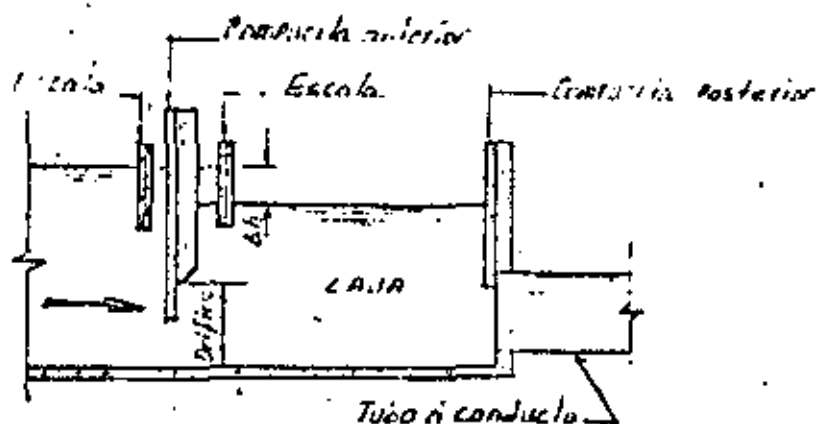


ELEVACION



SECCION DEL MEDIDOR PARSHALL

MEDIDOR PARSHALL



ESTRUCTURA AFORADORA DE CARGA CONSTANTE

3.- El Régimen en el canal se debe mantener sin muchas fluctuaciones.

IV.- ESTRUCTURAS QUE FUNCIONAN EN FORMA COMBINADA.-

Dentro de este grupo podemos enclavar algunas de las aforadoras antes mencionadas, tales como las aforadoras TIPO CELAYA, VENTURI, MAYO.-

ESTRUCTURAS DE CRUCE.

Es común que durante la construcción de un canal, sea necesario salvar obstáculos que se presentan a su paso, tales como Ríos arroyos, barrancas, drenes, caminos, vías de ferrocarril o en general alguna depresión natural o artificial del terreno.

Así pues para vencer los obstáculos, antes citados, se hace necesario construir lo que generalmente se llama o se designa como "ESTRUCTURAS DE CRUCE."

La elección de estas estructuras dependerá necesariamente de las condiciones topográficas, hidráulicas y económicas y pueden ser de los siguientes tipos:

- a).- Alcantarillas
- b).- Puentes
- c).- Sifones
- d).- Puentes Canal
- e).- Diques.

ELECCION DEL TIPO DE ESTRUCTURA.

Al proyectar un cruce, debemos tomar en cuenta los siguientes factores, para escoger la mejor y más conveniente estructura:

A.- Cuando el nivel de la superficie libre del agua, es menor que la rasante del obstáculo, se puede utilizar como estructura de cruce una alcantarilla o bien un puente.

En el caso que se puedan utilizar las dos estructuras como solución de cruce, se deben hacer anteproyectos y escoger la estructura más funcional y económica.

Si se proyecta una alcantarilla para cruzar un canal o un dren a través de un camino, o ferrocarril, deben de tomarse en cuenta los siguientes aspectos:

1.- Si se proyecta la alcantarilla para cruzar un canal, la estructura podrá trabajar a presión, pero hay que tener cuidado que el tirante a la salida del conducto sea por lo menos un 10% mayor que la altura (H) del conducto.

2.- Si la alcantarilla es para cruzar un dren, la estructura debe trabajar como canal teniendo dentro de la misma un bordo libre de cuando menos igual al del dren.

Si se proyecta un puente como estructura de cruce, se deberá dejar el espacio libre suficiente del nivel de la superficie libre del agua, a la parte más baja de la superestructura del puente.

- a)- Si el puente se construye sobre un canal, el espacio libre vertical mínimo será por lo menos el bordo libre del canal.
- b)- Si es sobre un dren, el espacio libre vertical mínimo será de 1.00 mts. del nivel del agua máxima calculado a la parte más baja de la superestructura del puente.

B.- Cuando el nivel de la superficie libre del agua es mayor que la rasante del cruzamiento, se puede utilizar como estructura de cruce un puente canal o un Sifón.

- a)- El puente canal se utilizará cuando la diferencia de niveles entre la rasante del canal y la rasante del cruzamiento permita un espacio libre suficiente para lograr el paso de vehículos en el caso de caminos o ferrocarriles o al paso del agua en el caso de canales, drenes, arroyos o ríos.
- b)- El sifón se utilizará si el nivel de la superficie libre del agua es mayor que la rasante del cruzamiento y no se tiene el espacio libre suficiente para lograr el paso de vehículos o del agua.

Para un mismo cruce se pueden utilizar los dos tipos de estructuras, por lo que es conveniente se hagan anteproyectos y se escoja la estructura más funcional y económica.

T D I Q U E S . - Generalidades.-

El uso de los diques en los canales principales garantiza un mejor aprovechamiento del agua, ya que con ellos se logra la triple función de conducción, almacenamiento y regulación.

Cuando el canal principal se localiza en ladera y se encuentra con un obstáculo tal como un bajo, una cañada o una corriente natural, se puede cruzar de la siguiente manera:

- 1.- Mediante la construcción de un Sifón largo.
- 2.- Desarrollando el canal y construyendo un sifón corto.
- 3.- Desarrollando el canal y construyendo una entrada de agua.
- 4.- Construyendo un dique.

En la hoja siguiente (pág 31), se presenta un cuadro con los aspectos que se deberá de considerar en cada una de las alternativas propuestas; en donde se consideran que puedan intervenir y obtener para cada alternativa una Relación Beneficio-Costo.

La mejor alternativa será la de mayor Relación.



Considerando que se ha adoptado la cuarta alternativa, trataremos únicamente sobre ella.

Al presentarse el problema de cruzar una depresión o arroyo con el canal, deberá en primer lugar determinarse la factibilidad de construcción del dique.

a).- Por razones topográficas, puede producirse la imposibilidad, tal es el caso, cuando el cauce del arroyo es demasiado cerrado y la capacidad del vaso por formarse resulta muy reducida. - En este caso el dique es incostruible. - dado que, no se contaría con capacidad de regularización y la obra de excedencias, resultaría, desproporcionadamente costosa. - Entonces el acaudamiento así tratado, adquiriría características de entrada de agua al canal. Par lo tanto deberá estudiarse, la capacidad y la regularización que se tendrá con el vaso para lo cual se determinará la curva de áreas capacidades.

b).- Otro caso de solución no factible, es cuando el suelo en que debe alojarse el vaso del dique es demasiado permeable, resultando en consecuencia, que se tendrían pérdidas de agua por filtración.

c).- Por último, no deberá construirse dique, en el caso de que el subsuelo en que se alojará la cimentación, presente gran permeabilidad o inestabilidad de los materiales que la integran y económicamente no sea conveniente ni posible el tratamiento o sustitución de los materiales en que se desplantará la estructura.

BENEFICIOS DERIVADOS POR LA CONSTRUCCIÓN DE DIQUES.

A.- Beneficios de funcionamiento. - los diques presentan la gran ventaja de regularizar en el canal las extracciones de las presas, o las derivaciones directas de los ríos no controlados, pudiéndose efectuar, "entregas de régimen constante" aunque las derivaciones no lo sean, es decir, se hace funcionar el canal como si fuera una presa. -

b).- **Beneficios Económicos.** - Las aportaciones de las aguas que escurren en las cuencas de los arroyos interceptados en los diques, vienen a formar una capacidad adicional de almacenamiento que será aprovechada para incrementar las superficies de cultivo.

En caso de canales alimentados por derivación directa de ríos cuyas aguas no están controladas, se tendrá como consecuencia del poder regularizador de los diques, un ajuste entre las aportaciones de aguas torrenciales recibidas y las entregas reguladas que se dan para cubrir las demandas de los tierras por beneficiarse, aprovechándose en mejor forma los escurrimientos que de otra manera, se desperdiciarían ya que irían al mar.

Muy de tomarse en cuenta como beneficio económico, es la reducción de la longitud de los canales que resulta cuando se sigue el criterio de construir diques, ya que además de lograrse un mejor aspecto, debido a que se propicia en los canales un trazo rectilíneo con abundancia de grandes tangentes, se obtiene posteriormente, un menor costo de conservación, ya que, ésta se mejorará en una mejor condición por la menor longitud del canal.

Es también, económicamente importante, el desarrollo de la ganadería que es propiciada por la formación de vasos de los diques, ya que además serán un sitio ideal para el abrevadero del ganado, pudiéndose incluso, fomentar la explotación del ganado caprino.

Otra fuente de riqueza que se puede crear en los diques, es la explotación piscícola, lo que viene a favorecer el mejoramiento de la dieta de la población rural. - Actualmente, la Secretaría de Recursos Hidráulicos, por medio de su departamento Piscícola, dependiente de la Dirección de Distritos de Riego ha unido sembrando peces en los vasos de los diques existentes.

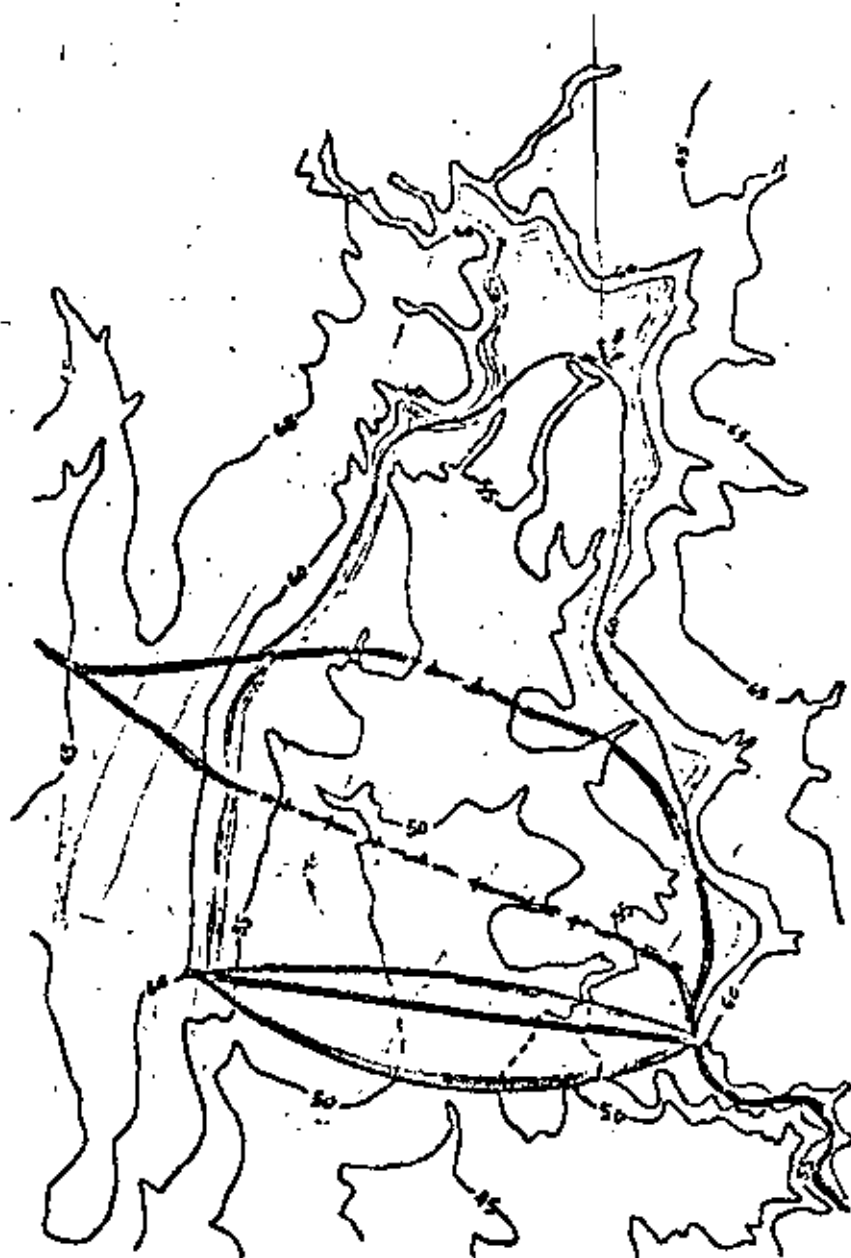
Como beneficio Social y también económico, pueden citarse: la recreación y turismo que son propiciados en los lagos artificiales o vasos de los diques pueden desarrollarse atractivos, tales como, la pesca deportiva, el esquí acuático y navegación deportiva.

Pensando en estos beneficios, se estima conveniente, desmontar durante la construcción del dique, las áreas que ocupará el embalse del vaso.

PARTES QUE INTEGRAN UN DIQUE:

En general las partes que integran un dique, son las mismas de una presa de almacenamiento, siguiéndose los mismos criterios para su diseño.

ASPECTOS A CONSIDERAR	ALTERNATIVA			
	No. 1	No. 2	No. 3	No. 4
PERDIDAS HIDRAULICAS	Las pérdidas son directas desde las bocanillas a la longitud del sifón.	Pérdidas en el sifón y en el canal por fricción y pendiente.	Pérdidas por fricción y pendiente en el canal.	No existen pérdidas por ningún concepto.
AFECTACION DE LA TIERRA (COSTOS DE SIEMBRA O NO SIEMBRA)	No afecta la fertilidad de la tierra.	Afecta en la que el canal aumenta su desarrollo.	La afectación aumenta con el desarrollo del canal.	Afecta el giro que invade el caso.
GEOLOGIA Y MECANICA DE SUELOS	Que la capa de desplante no este tan profunda que requiera grandes excavaciones a grandes profundidades.	Materialidad del material de excavación para el desarrollo del canal y del material de desplante del sifón.	Material de granito o de piedra para el canal que la entada de agua no pueda en peligro las bases del canal. No se permite el material de granito para el desarrollo del canal.	Imposibilidad de la zona del vaso. Que exista una capa de protección para cimentación a una profundidad no muy grande.
ANTECEDENTES DE CONSTRUCCION	Existencia de experiencias (buena o mala) para la construcción			Material con características adecuadas y en cantidad suficiente para la construcción del canal.
CONSECUENCIAS AGUAS ABANDONADAS	Las pérdidas de agua al salir aumentan la superficie disponible de riego.	Reducción en la superficie de riego y aumento en el movimiento de tierras...	Reducción en la superficie de riego y mayor movimiento de tierras...	Permite tener una gran superficie de riego en la zona de riego.
PROYECTO DE CONSTRUCCION DEL CANAL	No existen pérdidas de agua, pero tampoco permite ninguna construcción adicional.	No existen pérdidas de agua, pero tampoco permite ninguna construcción adicional.	Es posible proporcionar un canal ancho por el que se pueda el canal de riego a la salida de la zona.	Calificación del terreno y del canal de riego y del canal de riego. El canal de riego debe tener una profundidad adecuada para que no se produzcan pérdidas de agua por infiltración.
ECONOMIA	Próxima a la construcción y poca conservación.	Poco mantenimiento y poca conservación y sifón.	Poco mantenimiento y poca conservación por canal y salida de la zona.	Poco mantenimiento y poca conservación por canal.



LIMITE DEL VASO



DIQUE



SIFON



ENTRADA DE AGUA



CANAL

Las partes que integran un dique son:

a) CORTINA :

Los diques son sinónimos de presas, pero de dimensiones menores, por lo tanto pueden ser de tipos variados como las presas.

Los diques más comunes (más comúnmente usados) son los de tierra y los de materiales graduados.

Cuando el canal principal intercepta en su desarrollo pequeñas depresiones naturales, es conveniente que esas depresiones sean salvadas construyéndose únicamente el terraplén o posíco correspondiente al lado de aguas abajo de la ladera, la cual de por resultado, pequeños diques de tierra que vienen a ser una continuidad del bordo del canal, (se las puede llamar semidiques).

Esta solución es muy favorable ya que se ahorra el costo de la construcción de un bordo así como la estructura para la entrada de agua que se requeriría. Este tipo de dique se utiliza cuando la altura máxima del terraplén sea del orden de los 8 mts.

Para alturas mayores se utilizan los diques de materiales graduados.

b) VERTEDOR :

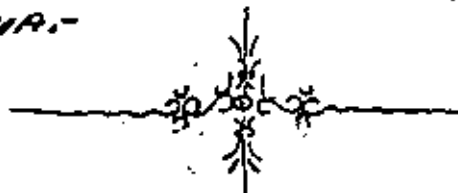
Los vertedores más comúnmente recomendados, son los de cresta libre, por no necesitar de Operación para su funcionamiento, siendo los más usados, el vertedor de cimacio y el de Sifón.

La dimensión y tipo de vertedor dependerá del estudio del tránsito de los gastos de entrada al vaso.

c) VASO .-

d) CANAL ALIMENTADOR .-

e) OBRA DE TOMA .-



EJEMPLOS DE LOS DIQUES .-

Un dique se puede emplear en los siguientes casos:

- 1.- Como estructura de cresta (fig. 2) .- Cuando un canal que va en ladera se encuentra con un obstáculo cuya rasante es inferior a la superficie libre del agua, se construye un dique de tal forma que el agua que se retenga en el vaso formado, alcance la altura del tirante en el canal.

II.- Para levantar la rasante del canal (fig. B) cuando por condiciones topográficas, la rasante del canal se ha bajado hasta una determinada elevación y es necesario levantarla hasta otra elevación mayor establecida, para darle agua a la franja comprendida entre las dos cotas.- Esto es posible hacerlo, elevando la corona del dique hasta una cota superior a la cual se quiere desplantar el canal.

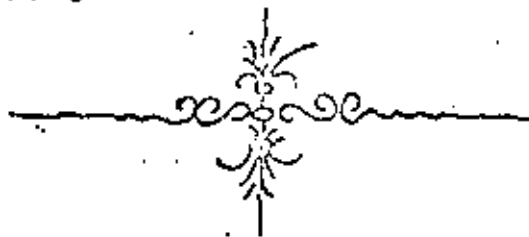
III.- Como Regulador de los gastos en el canal (fig. C).- Cuando el gasto requerido aguas abajo del dique es menor que el que conduce el canal aguas arriba; la diferencia se puede almacenar poniendo una compuerta, en el canal, de tal forma que controle el gasto que pasa por ella.- De igual manera cuando el gasto requerido aguas abajo es mayor que el que conduce el canal, la diferencia puede ser tomada del vaso, si el almacenamiento existente, lo permite.

IV.- Captación para abastecimiento de agua potable (fig. D).- En regiones donde el agua es escasa, es posible obtenerla del vaso, mediante la construcción de un sárcamo para abastecimiento de agua potable a poblaciones cercanas, dándole a la misma un tratamiento adecuado.

V.- Como Centro deportivo y de recreo.

VI.- Para Control de avenidas.- Cuando las avenidas de una corriente, causan perjuicios, el dique puede controlarlos y reducir la magnitud de los daños.

Un dique puede ser construido para uno o varios de los objetos mencionados anteriormente.



Rasante del canal Corona del dique
Superficie libre del agua (S.L.A.)

FIG. I.
ESTRUCTURA DE
"CRUCE."

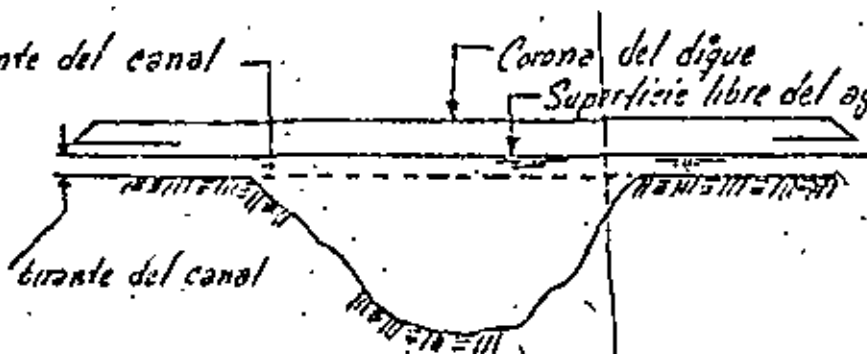


FIG. II
PARA LEVANTAR
LA RASANTE DEL
CANAL.

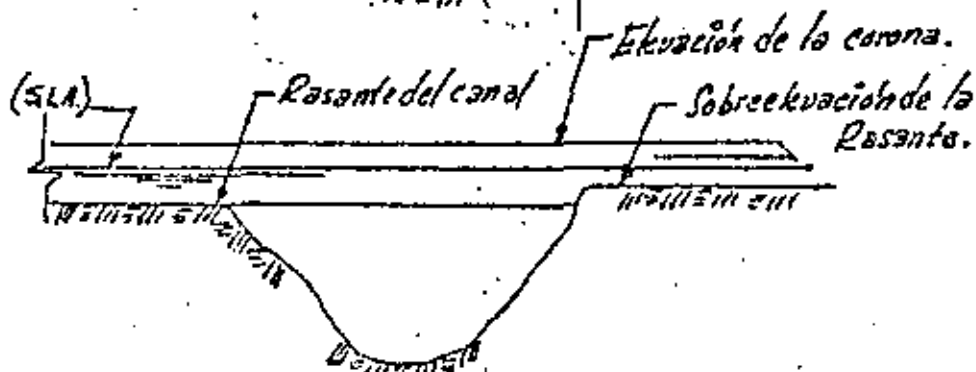


FIG. III

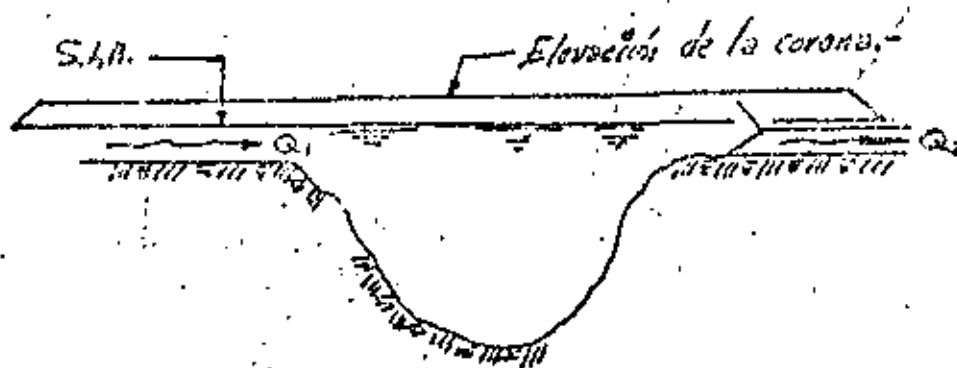
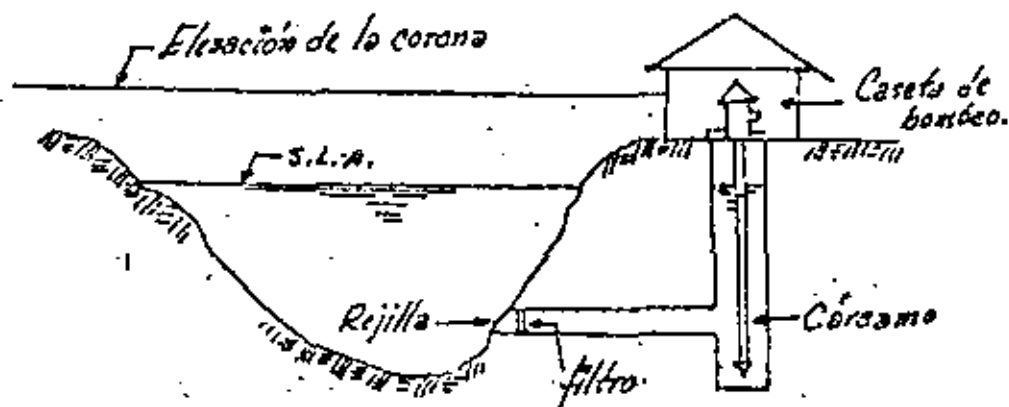
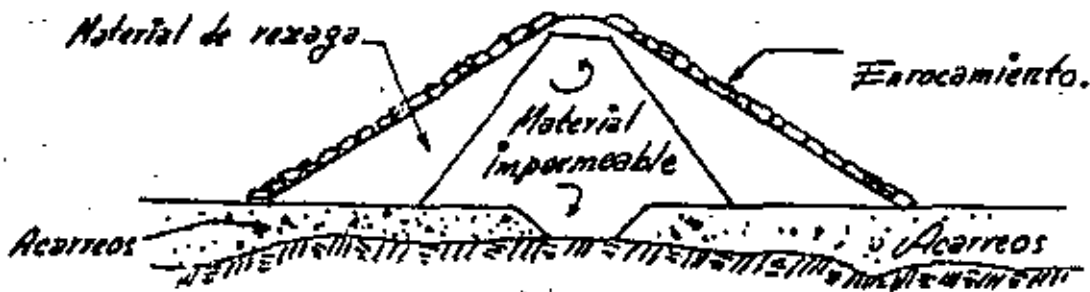


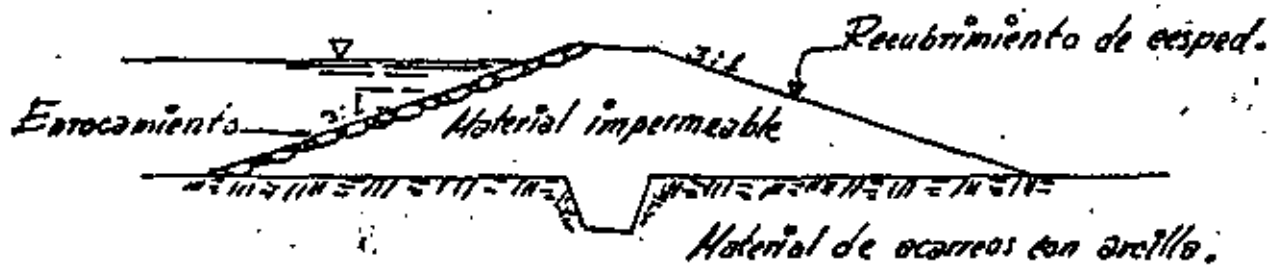
FIG. IV.



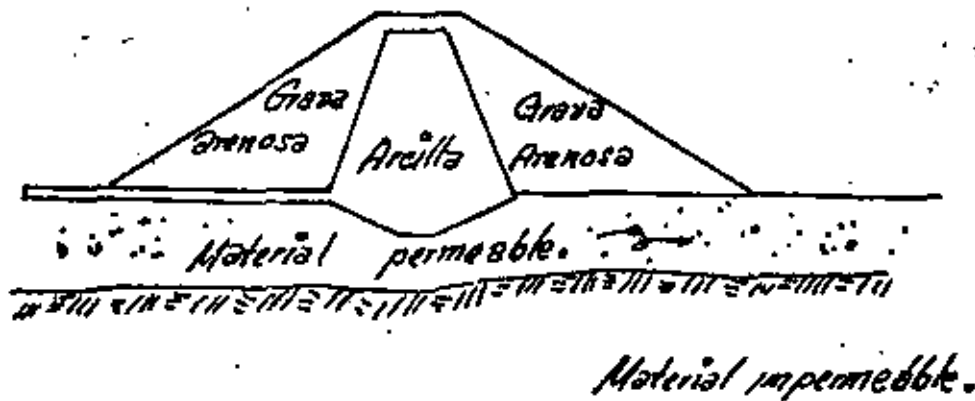




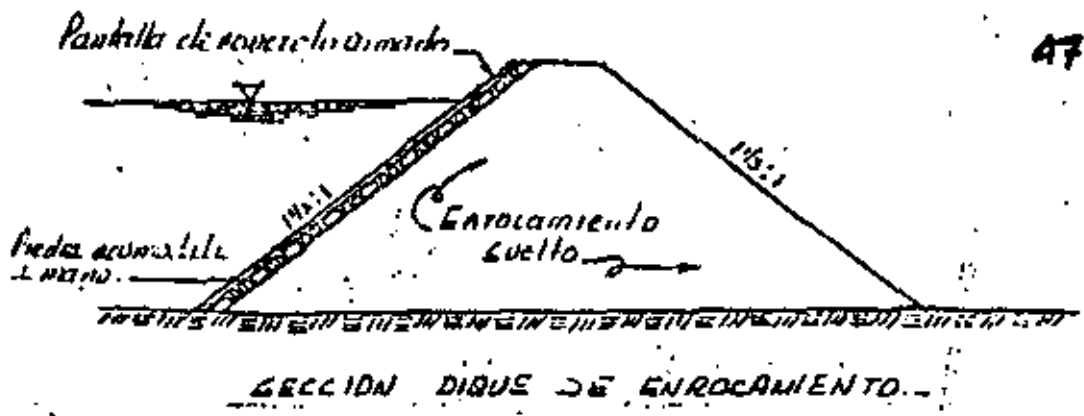
- SECCION DE MATERIALES GRADUADOS. -



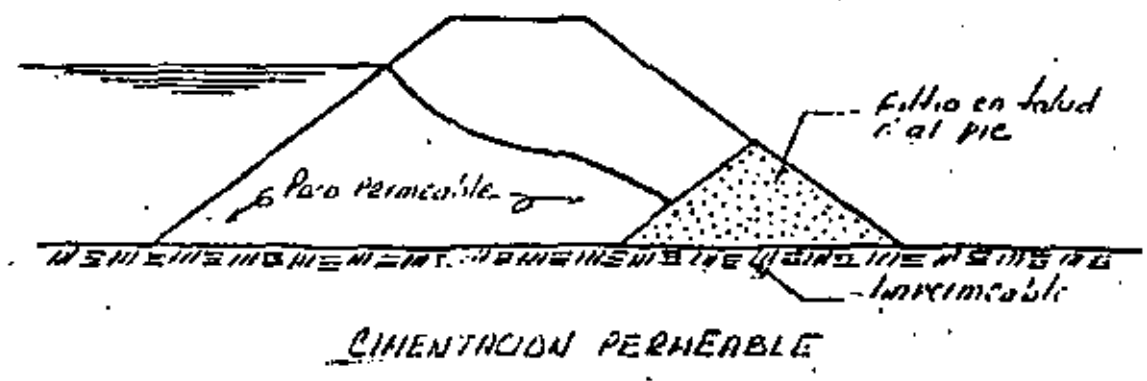
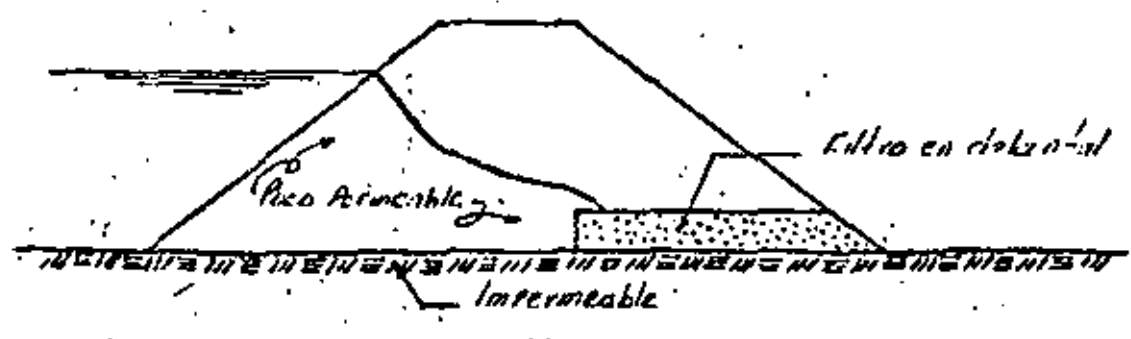
- SECCION Homogenea. -

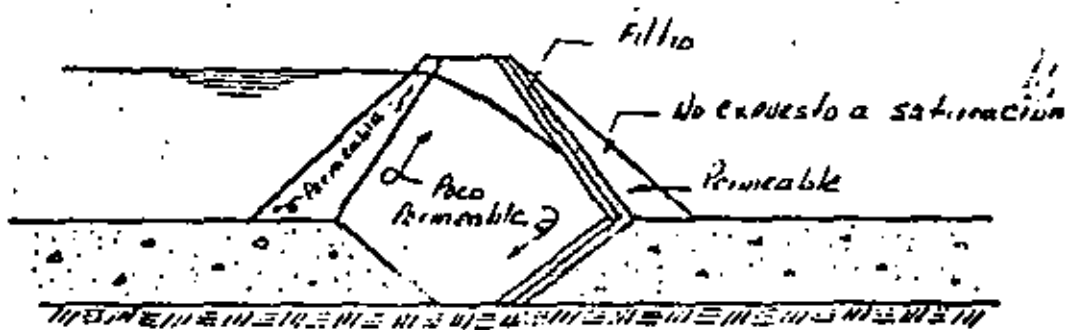
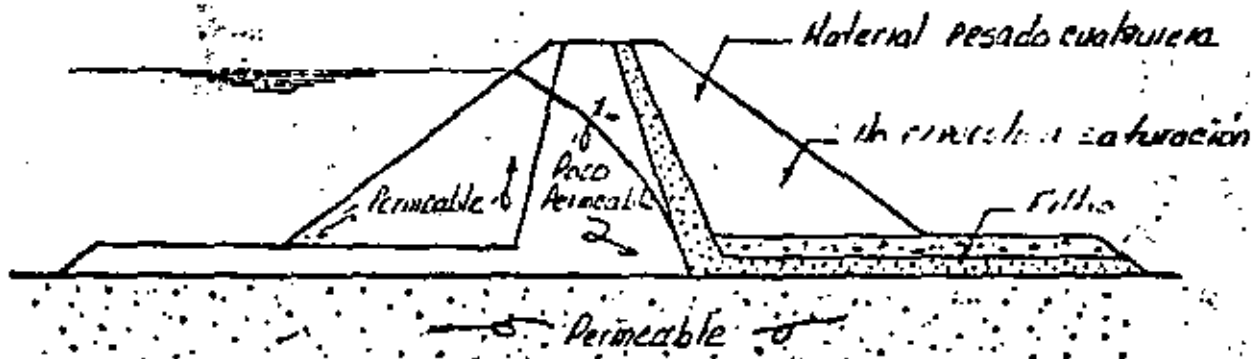
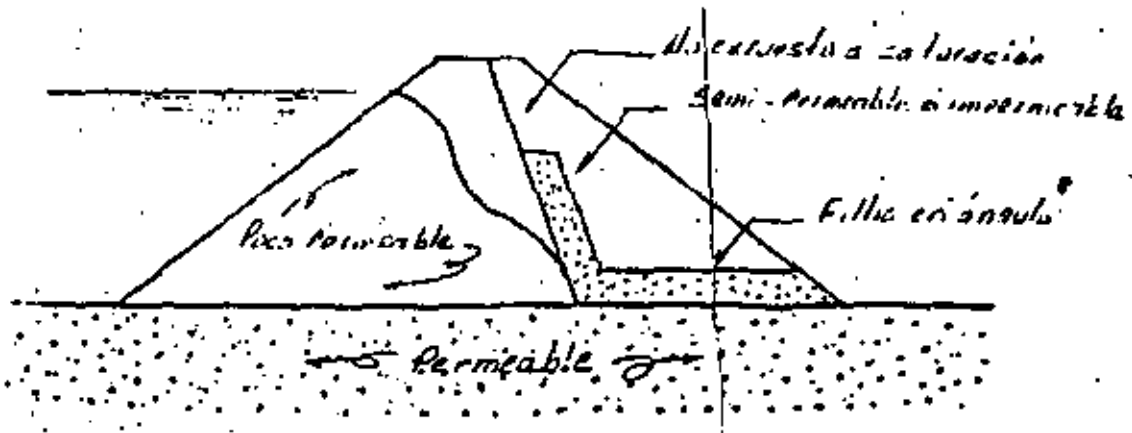


- SECCION DE MATERIALES GRADUADOS. -



47





SECCIONES ALTERNAS CON TRINCHERAS IMPERMEABLES

3.- Estructuras de protección.-

Son estructuras que se construyen para dar mayor seguridad a los canales, entre las que se pueden contar las siguientes;

- a).- Rápidas y Caídas
- b).- Desagües parciales, totales o finales.
- c).- Entradas de agua, pasos superiores y pasos inferiores
- d).- Cunetas y contraeunetas.

a).- RÁPIDAS Y CAIDAS.-

Son estructuras que se utilizan para unir dos tramos de canal situados a diferente nivel. - Generalmente las ^{caídas} caídas son estructuras verticales utilizadas para unir pequeños desniveles y las rápidas son estructuras inclinadas usadas para desniveles mayores. -

Las rápidas se utilizan para observar pendientes sucesivas en el canal, cuando la inclinación del terreno sea mayor que la de la rasante del canal colocando al final de esta una caída y un tanque amortiguador con el fin de disipar el exceso de energía cinética del agua y proteger así el canal.

La decisión de proyectar una rápida y una caída en lugar de una serie de caídas, se debe basar en un estudio hidráulico y económico de ambas alternativas.

Desde el punto de vista hidráulico, las caídas no deben estar muy cerca unas de otras en forma muy general, la distancia mínima entre caídas será de 60.00 mts.

El costo de mantenimiento de una serie de caídas es usualmente mayor que el de una rápida y una caída y que desempeñan la misma función, por lo que a veces se puede justificar económicamente un costo inicial hasta de un 50% mayor en esta alternativa (rápida y caída), que la construcción de una serie de caídas.

1.- RÁPIDAS.-

Cuando se proyecta un canal en rápida, se debe de proteger con algún revestimiento, con el fin de proteger el terreno contra las velocidades erosivas del agua.

Este revestimiento puede ser de concreto o mampostería; la elección de uno de estos, dependerá de un estudio económico y de los materiales de que se dispongan en el lugar. -

En el cálculo de Rápidas revestidas de concreto, es usual escoger un valor de $n = 0.014$ a 0.015 en la fórmula de Manning para gastos, hasta de $3.00 \text{ m}^3/\text{seg}$; para gastos mayores y altas velocidades, puede ser deseable estudiar la rápida, con un valor de " n " algo mayor ($n = 0.018$ a 0.020) debido a la incorporación del aire. En canales revestidos de mampostería, se utilizan valores de $n = 0.020$ a 0.022 para el mismo límite y $n = 0.025$ para gastos mayores.

El bordo libre en rápidas, se puede proporcionar utilizando la siguiente fórmula:

$$b.l. = 0.61 + 0.0371 v \sqrt{d}$$

b.l. = bordo libre.

v = velocidad en la rápida

d = tirante normal en la rápida.

Algunas veces es necesario trazar los canales en rápida en curvas horizontales, en este caso es necesario proporcionar un bordo libre adicional, debido a la sobre-elevación de la superficie libre del agua en el lado exterior de la curva.

Este bordo libre se puede determinar, utilizando la gráfica que se anexa.

La velocidad mínima en rápidas será igual a 1.2 veces la velocidad crítica ($v_{\min} = 1.2 v_{\text{crítica}}$).

La velocidad máxima dependerá del tipo de revestimiento utilizado, así para revestimientos de concreto, la velocidad máxima será de 10 m/seg , para mampostería $v_{\max} = 7 \text{ m/seg}$.

2.- CAIDA. —

Para fijar la posición de una caída y la altura de la misma, debe tomarse en cuenta lo siguiente:

a).- La altura se fija a $1.00, 1.50, 2.00$ metros máximo, salvo casos especiales, lo que tiene por objeto principal, construir estructuras tipo.

b).- La localización se hace tratando de reducir las excavaciones, pero dándole seguridad a la estructura.

c).- Se procura ligarla a alguna otra estructura tal, como toma, represa, puente, etc....

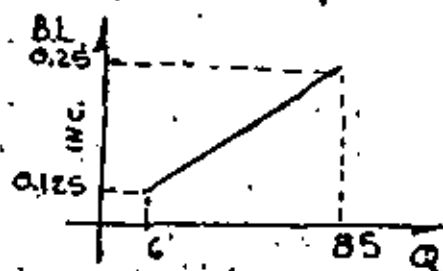
3.- TANQUE AMORTIGUADOR.

Esta estructura, se construye al final de las rápidas o caídas, con el fin de disipar al máximo, el exceso de energía al pasar de un régimen rápido a un régimen tranquilo, con el fin de uniformizar el régimen y poder alimentar en una forma eficiente las tomas ubicadas aguas abajo de la estructura.

Con el fin de absorber los oleajes que se forman en el tanque amortiguador por efectos del cambio de régimen, el bordo libre en esta estructura, se debe incrementar.

En general el bordo libre del canal, se debe incrementar en función lineal de los siguientes valores:

GASTO m ³ /seg.	Incremento del bordo libre
0 - 6	0.125 bl
6 - 85	0.25 l.l.



DESAGÜES PARCIALES, TOTALES Y FINALES.-

En todo canal, es necesario construir tres tipos de desagües:

- 1.- Parciales o de excedencias.-
- 2.- Totales.-
- 3.- Finales.-

1.- PARCIALES O DE EXCEDENCIAS.-

Se hace indispensable la colocación de desagües de excedencias en un canal de conducción, con el fin de dar salida a las aguas sobrantes que puedan presentarse por las siguientes razones:

a).- Por un mal funcionamiento en las compuertas de la Obra de toma; que pueden dejar pasar un gasto mayor que el de diseño.-

b).- Por el cierre de alguna o algunas compuertas de tomas laterales, que harían que continuara el mismo gasto, aguas abajo de estas, en que el canal está diseñado para una menor capacidad y por estar lejos la toma de control de entradas al canal, no se podría regularizar pronto el gasto en este.

c).- Por el agua de lluvia proveniente de algunos arroyos que, por ser pequeña su aportación, no amerita la construcción de una estructura de enace y se permita su entrada al canal.

d).- Por obstrucciones en el canal ocasionadas por derrumbes o materiales que en él caigan, que obligarían a que se sobreelevara el tirante.

Es por demás decir que de no colocarse estructuras de excedencias en un canal, al presentarse un incremento en el gasto del mismo por algunas de las razones antes mencionadas, se produciría una sobreelevación en el tirante en el tirante que podría sobrepasar el bulto libre del canal y por consiguiente causar su destrucción.

La localización de los desagües de excedencias, se deduce fácilmente, según la necesidad que vayan a satisfacer, así por ejemplo, en los casos "a" y "b" se ve la necesidad de que el desagüe se coloque a una corta distancia aguas abajo de las compuertas de la Obra de toma. Para el caso "c" los desagües se colocarán ... A lo largo del canal; en el caso "d" se colocarán aguas arriba de los lugares en que se teme, puedan ocurrir las Obstrucciones.

Las descargas de los desagües de excedencias, se deberán hacer a los cauces naturales o drenaje del sistema de riego.

Los tipos de estructuras más comúnmente usadas para desagües de excedencias son: Vertedores de cresta libre y controlada y Vertedores de Sifón.

2.- DESAGÜES TOTALES.-

El desagüe total tiene por Objeto poder descargar en un momento dado un tramo de canal o su totalidad, tirando toda el agua a un dren o a un cauce natural.

Esta necesidad puede ser obligada por alguna de las razones siguientes:

a).- Por algún desperfecto en alguna de las estructuras del canal que deba ser reparada teniendo en seco al canal en la parte averiada, por consiguiente el desagüe debe de estar localizado aguas arriba de dichas estructuras, que pueden ser Sifones, puentes canal, alcantarillas, etc.

b).- También deberán colocarse desagües totales aguas arriba de los lugares en que se teme pueda haber deslaves que obstruyan por completo al canal o en los que se teme la destrucción de los bordos.

c).- También deberán colocarse donde haya un cambio sensible en la capacidad del canal.

3.- DESAGÜES FINALES.-

Estos se construyen en el remate de los canales con el fin de desaljar

de una manera automática descargando a un dren o a un cauce natural, los excedentes de agua que no vayan a ser utilizados para riego.

Esta descarga puede ser mediante un vertedor de orosta libre o bien, una represa.

c.- ENTRADAS DE AGUA Y PASOS SUPERIORES E INFERIORES.-

Las Entradas de agua son estructuras que se utilizan cuando se permite que el agua proveniente de arroyos que cruzan un canal, entren a él.

Para gastos máximos, en los arroyos que se cruzan inferiores a la décima parte del gasto normal del canal, se proyectan entradas de agua al mismo siempre que se prevea un desagüe inmediato.

Si estos gastos no se quieren meter al canal, se puede efectuar su cruce mediante un paso superior o inferior, dependiendo esto de la topografía en el sitio.

d.- CUNETAS Y CONTRACUNETAS.-

Generalmente es necesario interceptar por medio de contracunetas o cunetas los escurrimientos de los arroyos o de las laderas que cruzan un canal que de otra manera descargarían libremente al mismo.

Estas tienen como fin encauzarlos a algún accidente topográfico que facilite la construcción de un sifón o de un puente canal para dar paso a las aguas brancas.

VIII REVESTIMIENTO DE CANALES.-

INTRODUCCION.-

Generalmente se estima que, una cuarta parte de toda el agua derivada para fines de riego, se pierde en la conducción; y la mayor parte de esta pérdida se atribuye a la infiltración. La forma esencial para impedir la infiltración es revistiendo el canal de riego. Podemos enunciar también las pérdidas por evaporación.

PERDIDAS	I.- Infiltración	1.- Impregnación
		2.- Filtración
	II.- Evaporación	

Las pérdidas por impregnación se deben a la capilaridad del suelo y la filtración es consecuencia de la gravedad.

Debe notarse que cuando un canal funciona por primera vez, las pérdidas por impregnación alcanzan su valor máximo y a medida que pasa el tiempo, van disminuyendo a tal grado de elevarse un valor normal; pero en cambio las pérdidas por filtración, son continuas.

Los factores que afectan a la filtración son:

- 1.- Permeabilidad ^{del material} en que está excavado el canal y de los bordos.
- 2.- Posición del nivel de aguas freáticas con respecto a la sección del canal.
- 3.- Condiciones de drenaje del subsuelo.
- 4.- Temperatura del agua y del suelo.
- 5.- Profundidad del canal.
- 6.- Velocidad del agua.
- 7.- Edad del canal.

PERDIDAS POR EVAPORACION.-

Haciendo una comparación con las pérdidas por infiltración; las pérdidas por evaporación, son relativamente pequeñas; siendo del 1% al 2% de las pérdidas totales en la conducción.

PROCEDIMIENTOS PARA REDUCIR LAS PERDIDAS.-

La máxima reducción de pérdidas en un canal se obtiene al construir una pantalla que impida el paso del agua por el suelo; a esta pantalla se le llama generalmente "revestimiento impermeable"

El objeto principal del revestimiento en los canales, es para reducir las pérdidas por filtración; algunas veces se requiere además evitar la erosión, dar seguridad y resistencia al canal y disminuir el costo de mantenimiento.

REQUISITOS QUE DEBE LLORAR UN BUENO REVESTIMIENTO.-

- 1.- Debe ser impermeable para anular o disminuir al máximo la filtración.
- 2.- El costo, no debe ser alto, (incluyendo construcción y mantenimiento)
- 3.- No debe permitir el crecimiento de yerbas y no debe ser afectado por el paso del ganado.
- 4.- Debe ser adaptable para construir secciones lisas que aumenten la capacidad de conducción del canal, al permitir velocidades mayores.

FACTORES PARA SELECCIONAR EL TIPO DE REVESTIMIENTO.-

Se han enumerado los requisitos necesarios de un buen revestimiento, pero hasta la fecha ninguno de los ya existentes puede usarse en todos los casos; debido a esto, debemos tomar en cuenta los siguientes factores para seleccionar el tipo de revestimiento requerido.

- 1.- Cimentación
- 2.- Material disponible
- 3.- Clima
- 4.- Duración
- 5.- Costo.

- 1.- En cimentación podemos considerar, el material que va a recibir el revestimiento, tales como roca, tierra en buenas condiciones de estabilidad, etc. Dependiendo de esto, los revestimientos pueden ser de tipo rígido o flexible.
- 2.- Otro factor de gran importancia para seleccionar el tipo de revestimiento, es el clima del lugar, que debe considerarse en todos los casos para prevenir los daños que pueda ocasionar en el revestimiento ya instalado.

Los materiales empleados, la proporción con que se fabricuen y la cantidad en que se usen, determinan la duración probable de los revestimientos.

El factor determinante para la selección adecuada de un revestimiento es, el costo de éste, que debe incluir además el mantenimiento y operación.

De acuerdo con lo anterior, podemos hacer un resumen para la selección del revestimiento adecuado:

- 1.- Hacer un estudio general del tipo de material por donde pasará el canal.
- 2.- La facilidad de conseguir el material requerido para hacer el revestimiento.
- 3.- Estudiar las condiciones de trabajo probables bajo las cuales ha de trabajar el canal, considerando los factores que afecten su vida útil.
- 4.- Ventajas y desventajas entre los tipos de revestimiento.
- 5.- Después de descartar los más inadecuados para la solución al problema, se puede hacer un estudio económico de los probables a esa.
- 6.- Se seleccionará el más económico, entendiéndose por económico, el balance entre el costo de edificación, el tiempo de duración, el gasto por mantenimiento y sus ventajas hidráulicas.

El revestir un canal con cualquier tipo de material, siempre necesita justificación económica.

Los conceptos más importantes que en lo general intervienen en los estudios económicos son:

- a).- Permeabilidad de los suelos.
- b).- Permeabilidad del material considerado para revestimiento.
- c).- El efecto económico que representa el incremento en superficie regada, por el mayor volumen de agua disponible, debido al ahorro del agua infiltrada.
- d).- La necesidad de reducir la infiltración del agua con el fin de evitar la elevación del nivel freático.
- e).- Aumentar la velocidad media en el canal por razones de Orden económico.
- f).- El ahorro en la construcción de los canales al disminuir sus excavaciones.
- g).- Los ahorros en derecho de vía que se obtienen al reducir la dimensión de los canales, aumentando con esto también, el área regable.
- h).- El costo de los revestimientos.
- i).- Mayor seguridad de los bordos contra los riedores.
- j).- La reducción de los cargos anuales de Operación y conservación.
- k).- Reducción en el sistema de drenaje, al disminuir la infiltración.

Por lo antes expuesto, obsérvese que el factor filtración de los suelos, es uno de tantos que intervienen en el problema y por lo tanto, la decisión de revestir o no un tramo de canal dado, no puede basarse exclusivamente en el grado de permeabilidad del suelo.

TIPOS DE REVESTIMIENTOS.-

Las clases de revestimientos que pueden utilizarse, según sean los factores considerados que intervienen en su selección pueden ser de dos tipos:

1.- Revestimientos RIGIDOS.-

2.- " FLEXIBLES.-

1.- REVESTIMIENTOS RIGIDOS.-

- a).- Mampostería.
- b).- Concreto
- c).- Losas prefabricadas de concreto.
- d).- Suelo-cemento.

2.- REVESTIMIENTOS FLEXIBLES.-

- a).- De tierra sin compactar
- b).- " " compactada
- c).- Concreto asfáltico
- d).- Membranas asfálticas.
- e).- Gunita
- f).- Membrana sintética
- g).- Bentonita.

REVESTIMIENTOS FLEXIBLES.

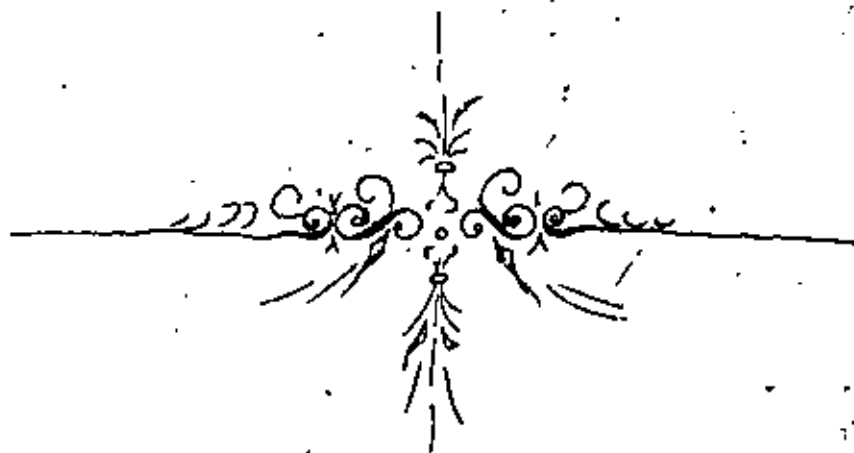
67

a).- *Revestimiento de tierra sin compactar.* - Son del tipo flexible y son los revestimientos más naturales ya que fabricarlos solo implica el recurrir al material producto de la excavación misma o de algún banco de préstamo cercano. Cuando esto es posible, el tipo resulta bastante económico. Si además al revestimiento se hacen tratamientos baratos, para controlar la infiltración, resulta un revestimiento más funcional.

Consiste en una capa de material sin compactar, seleccionada de grano fino que se deposita en la plantilla y taludes del canal. El espesor de la capa varía entre 15 y 30 c.m., el material debe tener a la vez de contenido finos grande, una estabilidad adecuada. Su colocación es muy sencilla, de ahí su bajo costo de instalación, pero su mantenimiento es caro puesto que hay que limpiarlo periódicamente de la vegetación que permite crecer. Debido a que tal limpieza en su acción arrastra el revestimiento que sumado esto a la erosión del agua, su duración es corta. La erosión puede ser menor si se protege con una capa adicional de material grueso. Una de las desventajas para el funcionamiento hidráulico es que la velocidad de diseño debe ser pequeña para evitar la erosión. Además no presenta resistencia a la acción de los animales socavadores, ni al peso del ganado.

El procedimiento de construcción para este tipo de Revestimiento es el que sigue:

La sección se sobreexcava para que sumadas las capas de revestimiento y protección, el canal tenga sus dimensiones calculadas para conducir el gasto requerido o de diseño. Se riega el material que forma el revestimiento mediante una draga o pala mecánica que se mueve a lo largo de uno de los bordos. Después de esta Operación, se coloca la capa de protección.



TIPOS DE SECCIONES DE CANALES.-

Desde el punto de vista geométrico de la sección, del canal, se pueden distinguir cuatro tipos de conducciones.

- 1.- Canal abierto sin revestir.
- 2.- Canal abierto revestido
- 3.- Conducto cerrado que trabaja por gravedad.
- 4.- Conducto cerrado que trabaja a presión.-

CANALES ABIERTOS.-

Desde el punto de vista hidráulico, la sección transversal que para un área dada, da la máxima eficiencia o capacidad, es aquella con radio hidráulico máximo y perímetro mojado mínimo. - Esta sección se conoce como: **DE MÁXIMA EFICIENCIA HIDRÁULICA.**

En canales abiertos, la sección Semi-circular es la que nos cumple esta condición.-

En general la sección transversal de un canal abierto debería diseñarse con esta sección semicircular, sin embargo desde el punto de vista práctico, no es aplicable ya que esta sección no puede sostenerse por sí sola si no se le protege y refuerza convenientemente, además de que su construcción es muy cara.

En general la sección transversal de los canales para riego, son de forma TRAPEZIAL, pudiéndose utilizar la sección semicircular en las secciones pequeñas llamadas CANALETAS.-

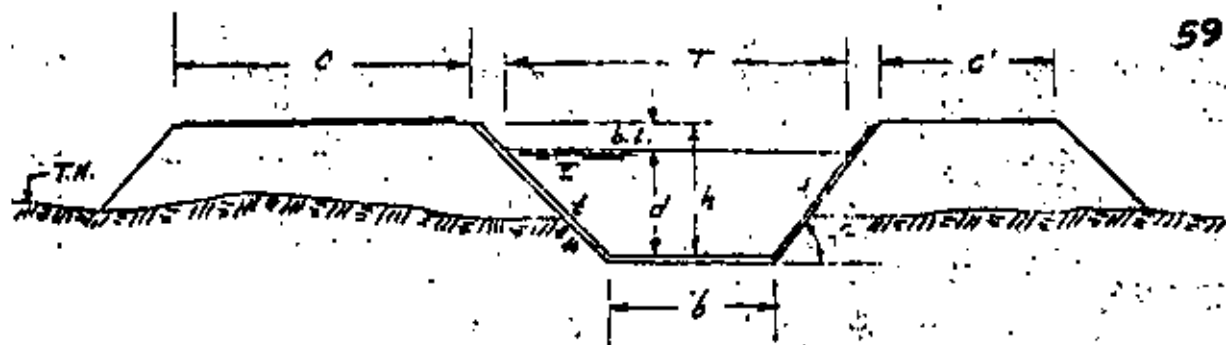
FORMAS GENERALES DE DISEÑO.-

A.- CANALES ABIERTOS.-

1.- Características Geométricas de la sección:

La sección transversal seleccionada para un canal, debe de satisfacer además de la condición de capacidad, la facilidad tanto para construcción como para Operación, limpieza y conservación.

Para conducciones abiertas, se ha visto, que la forma más conveniente, es la sección trapezoidal cuyas elementos principales se enumeran a continuación: (pág. sigte.)



- d = tirante del agua
 b = ancho de plantilla
 $b.l.$ = bordo libre
 h = altura del canal
 T = ancho de la superficie libre del agua.
 t = talud (relación de la proyección horizontal a la vertical de la pared lateral = $\cot \theta$)
 c = Ancho de la corona del bordo con camino.
 c' = Ancho de la corona del bordo sin camino.
 θ = Angulo de inclinación de las paredes laterales (taludes)
 $T.N.$ = terreno natural.

RELACION PLANTILLA TIRANTE (b/d).-

Condiciones a estudiar para fijar la relación plantilla-tirante.

- Sección de máxima eficiencia.
- Sección de mínima filtración.
- Problemas Constructivos.

a). Sección De Máxima Eficiencia.-

Desde el punto de vista hidráulico, la sección transversal que para un área dada, da la máxima capacidad, como ya se expresó anteriormente, es aquella con RADIO HIDRAULICO MAXIMO y PERIMETRO MOJADO MINIMO.-

Por lo que se refiere a la sección de máxima eficiencia, la relación (b/d) viene dada por la fórmula:

$$b/d = 2 \tan \frac{\theta}{2}$$

En general, la sección transversal de un canal debería diseñarse para la máxima eficiencia hidráulica; sin embargo desde el punto de vista práctico, aun cuando la sección de máxima eficiencia hidráulica es la que da el área mínimo, para un gasto determinado, no necesariamente dará la mínima excavación.

La sección de mínima excavación se tendrá, solamente cuando la superficie del agua en el canal, coincida con el terreno.

Cuando la superficie del agua queda a una elevación más baja que la superficie del terreno, lo cual ocurre con mucha frecuencia, los canales más angostos y profundos, dan la mínima excavación que los de sección de máxima eficiencia hidráulica.

Si la superficie del agua queda a una elevación mayor que la superficie del terreno natural, las secciones transversales anchas y poco profundas son las que dan la mínima excavación.

Sin embargo en los canales de riego, los requisitos de seguridad contra roturas y la posición que debe tener la superficie del agua en el canal con relación a los terrenos que sirve, son otros factores que intervienen directamente en la selección de la sección y que pueden modificar al proyecto puramente geométrico de la sección transversal del canal.

b).- SECCIÓN DE MINIMA FILTRACION.-

En el caso de canales sin revestir, cuando el canal queda alojado en sacos arcillosos delgados, apoyados en suelos permeables, y la cubeta pueda quedar alojada en dichos suelos, es necesario ampliar la plantilla con el fin de disminuir el frente y así quede alojada la cubeta del canal, en material impermeable por lo menos en un espesor de 50 cms. medidos de lo rasante del canal al contacto con el suelo permeable.

La sección de mínima filtración, está dada por la relación siguiente:

$$b/d = 4 \tan \frac{\theta}{2}$$

c).- PROBLEMAS CONSTRUCTIVOS.-

En canales con gastos muy grandes, generalmente la relación plantilla-frente que nos da la sección de máxima eficiencia, resultan plantillas muy chicas y esto origina que sean difíciles de construir, por lo que en estos casos, lo que generalmente se acostumbra hacer, es fijar una dimensión mínima de plantilla que constructivamente pueda hacerse con el equipo del cual se dispone.

Por esto la relación plantilla frente que nos da la sección de máxima eficiencia hidráulica, se usa únicamente en canales de sección pequeña, tomando en cuenta sus limitaciones constructivas.

En la siguiente tabla se dan algunos valores de las fórmulas anteriores en función de los valores del talud (cot. θ)

TALUD (t)	ÁNGULO (θ)	MAXIMA EFICIENCIA	MINIMA FUNDACION	PROMEDIO
Vertical. 0:1	90° 00'	2.00	4.000	3.000
0.25 : 1	75° 58'	1.562	3.123	2.342
0.50 : 1	63° 26'	1.236	2.472	1.854
0.75 : 1	53° 08'	1.000	2.000	1.500
1.00 : 1	45° 00'	0.828	1.657	1.243
1.25 : 1	38° 40'	0.702	1.403	1.053
1.50 : 1	33° 41'	0.605	1.211	0.908
2 : 1	26° 34'	0.472	0.944	0.708
3 : 1	18° 26'	0.325	0.649	0.487

Estos valores, no obstante, son cambiados en la práctica por reglas más empíricas obtenidas directamente de la experiencia recabada a través de los años.

Por ejemplo, la VESS recomienda la siguiente expresión para canales no erosionables.

$$b/d = 4 - t$$

Los ingenieros de las Filipinas utilizan la siguiente ecuación: $b/d =$

Por lo que a nuestro país se refiere, la relación plantilla-transte, generalmente tiene valores comprendidos entre 1 y 2 para canales revestidos y de 2 a 7 para canales sin revestir.

B. T A L U D E S . -

La inclinación de las paredes laterales, depende en cada caso particular de varios factores, pero muy particularmente de la clase de terreno en donde está alojado, o sea por ejemplo: en un material rocoso, se pueden permitir taludes muy verticales o incluso verticales, mientras que en terrenos desmenuzables, será necesario construir canales con taludes más tendidos con el fin de asegurar la estabilidad del canal, evitando derrumbes que elevan los costos de conservación.

En la siguiente página se presenta una tabla donde se dan algunos valores del talud, de acuerdo con el material donde será alojado el canal.

Material poco estable, arena, tierra arenosa	2 : 1
Tierra algo arcillosa, tepetate blando, areniscas blandas....	1.5 : 1
Rocas alteradas, tepetate duro	1 : 1
Roca fija, ligeramente alterada	0.5 : 1
Roca sana	0.25 : 1
Taludes exteriores de los bordos	1.5 : 1

C.- BORDO LIBRE.-

Con objeto de tener un margen de seguridad en la operación de los canales conviene dejar cierto desnivel entre la superficie libre del agua para el tirante normal y la corona de los bordos y en cada caso se indicarán sus valores.

D.- ANCHO DE LA CORONA DE LOS BORDOS DEL CANAL.-

Este ancho debe ser tal, que si parte de la sección hidráulica está sobre un relleno, la línea de saturación no debe de cortar el talud exterior del bordo pues la filtración puede causar la falta del mismo al arrastrar las partículas de suelo que forman el relleno.

En la región lagunera, por ejemplo por medio de estudios de mecánica de suelos, se determinaron las siguientes pendientes para la línea de saturación:

Para canales de más de 5 m³/seg. 10 : 1

En suelos arenosos, y 6 : 1 para suelos limo-arcillosos.

Para canales de menos de 5 m³/seg. 7 : 1 en suelos limo-arenosos y 4 : 1 en los suelos limo-arcillosos.

En consecuencia para cada región particular es necesario hacer estudios semejantes y comprobar los resultados en las secciones transversales en proyecto. Obteniéndose así un criterio mejor formado para fijar el ancho de corona de los bordos del canal.

Es necesario considerar también la conveniencia de que el canal forme un camino correcto propio para el paso de vehículos que faciliten su construcción (del canal) y posteriormente su operación y conservación.

Normalmente los bordos sin camino, se construyen con un ancho mínimo de 2.00 mts. y el bordo con camino, el ancho de corona varía de 4.00 mts. a 7.00 mts., sin embargo es necesario se revisen estos anchos de corona de los bordos por el paso de la filtración.

Para proteger la corona de los bordos de los perjuicios de la erosión se deberá dar una pendiente del 2% hacia afuera, debiéndose construir drenaje pluvial eficiente construyendo cunetas para desalojar el agua.

VELOCIDADES.

A.- VELOCIDAD MEDIA.-

La velocidad media se determinará por medio de la fórmula de Manning

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

Esta velocidad deberá estar comprendida entre dos límites muy significativos; el primero o superior, está definido por su efecto erosivo y de operación, mientras que el segundo o inferior, lo limita la capacidad para depositar azolves o tratar de evitar el crecimiento de las plantas acuáticas.

O sea, que esta velocidad debe ser tal, que sea lo suficientemente lenta para que no produzca erosión y lo suficientemente rápida para que no produzca el azolvamiento de las partículas que lleva el agua en suspensión lo cual produciría el crecimiento de plantas.

La velocidad media máxima desde el punto de vista funcional, es aquella en la que se puede llegar en un canal, sin afectar el correcto funcionamiento hidráulico de las tomas y represas. - Por lo regular esta velocidad es del orden de 1.50 m/seg.

En los canales sin revestir, la velocidad media máxima desde el punto de vista erosivo, es aquella, hasta la que se puede llegar, sin producir un desalojamiento y arrastre de las partículas que constituyen los materiales donde se aloja el canal y que confinan el agua que por éste fluye.

La velocidad media mínima permisible que evita el azolve, es aquella abajo de la cual empieza la sedimentación de las partículas minerales que fluye en suspensión el agua del canal o en la que se detiene el movimiento de las partículas que fueren desplazándose por el fondo, bajo el efecto del flujo. - La más alta de ambas velocidades, será la mínima permisible.

En el diseño de canales deben considerarse las velocidades límite dadas por Berlanguer:

a).- Régimen Torquillo $V_{\max} = 0.8 V_{\text{crítica}}$

b).- Régimen Rápido $V_{\min} = 1.2 V_{\text{crítica}}$

Las velocidades, con valores cercanos a la crítica, no son recomendables ya que con ellos, hay pérdidas de cargas mayores y al mismo tiempo se presentan condiciones de inestabilidad en el régimen, ya que puede pasar en un instante dado, de régimen rápido a régimen lento o viceversa,

lo que ocasiona variaciones bruscas en el tirante del agua, que al no poderse evitar, harán que se tengan que considerar bordos libres mayores que los comunmente usados.

Por otra parte en los represas, si se produce en ellos el area hidraulica, de la seccion transversal del canal, dichas velocidades hacen que se pueda formar un salto hidraulico en el canal, cuyas turbulencias impiden mantener estable el nivel del agua, originando con esto, la dificultad en la entrega del agua en las tomas laterales y de fote.

B.- VELOCIDADES MEDIAS, MÁXIMAS y MÍNIMAS. -

a).- CANALES SIN REVESTIR. -

La velocidad permisible en canales excavados en tierra y sin revestir depende de las características del material que forma la seccion y la cantidad y calidad de los sedimentos acarreados por el agua.

La facilidad con que un canal puede ser erosionado, depende del tamaño de las partículas y características del material que forma la seccion, ya que terrenos arenosos y sueltos sin materia cementante, se erosionan fácilmente y terrenos con arcilla, arena o grava con constituyentes cementantes, son muy resistentes a la erosion.

Como guía general, se dan algunos valores para la velocidad media máxima permisible que recomienda la S. P. H. y que o su vez han sido tomadas de la literatura especializada y ampliamente experimentadas en los sistemas existentes.

La Sociedad Americana de Ingenieros Civiles de E.U.A. (A.S. C.E.) recomienda:

MATERIAL	VELOCIDADES PERMISIBLES (m/seg)	
	Mínima	Máxima
Arcilla	0.45	0.75
Arena	0.75	1.25
Grava	1.25	2.00

El Bureau of Reclamation aconseja usar los siguientes valores para canales en condiciones normales:

CANAL EXCAVADO EN TIERRA:	VELOCIDADES PERMISIBLES (m/seg)	
	Mínima	Máxima
Canales laterales pequeños : :	0.45	0.75
Canales principales	0.60	1.35

* En la siguiente página se dan algunos valores que otros autores recomiendan:

- VELOCIDADES MAXIMAS Y MINIMAS. -

A) = CANALES SIN REVESTIR. -

Material	Velocidad máxima	
Arcilla	0.45 a 0.75	m/seg
Arena gruesa	0.75 a 1.25	"
Grava	1.25 a 2.00	"
Arena fina	0.20 a 0.30	"
Suelo arenoso	0.30 a 0.75	"
Arma arcillosa	0.75 a 0.90	"
Tierra arcillosa	0.85 a 1.10	"
Arcilla dura	1.10 a 1.50	"
Conglomerados, grava cementada		
Esquistos, pizarras		
roca sedimentaria suave	2.00 a 2.50	m/seg
roca dura	3.00 a 4.50	"

Velocidad Mínima.

(Aguas para riego con material en suspensión).

$$V_s = 0.652 C d^{0.64}$$

 $V_s =$ Velocidad de sedimentación (m/seg)

 $C =$ Coeficiente variable con el tipo de sedimento.

 $d =$ Tirante del agua en mts.

"Algunos valores de C"

Material :	"C"
Suelo arenoso, ligero y fino	0.84
Suelo arenoso o Grueso	0.92
Limo arenoso	1.01
Limos y arcillosos Gruesos	1.09

Velocidad Mínima en Aguas Claras.

$$V_s = 0.652.C.d^{0.5} \quad (\text{KENNEDY})$$

Velocidad mínima para evitar el crecimiento de plantas en la sección del canal.

$$\begin{aligned} \text{Velocid. mínima} &= 0.45 \text{ a } 0.60 \text{ m/seg} \quad (\text{canales de } d < 50 \text{ cms.}) \\ \text{Veloc. mínima} &= 0.60 \text{ a } 0.80 \text{ " } \quad (\text{canales con } d > 50 \text{ cms.}) \end{aligned}$$

También otros autores recomiendan los siguientes valores para velocidades máximas no erosivas:

MATERIAL	VELOCIDAD PERMISIBLE (m/seg)	
	mínima	Máxima
ARENA FINA EN CONDICIONES:		
Inestables	0.20 ... a ...	0.30
Suelo arenoso	0.30 ... a ...	0.75
arena arcillosa	0.75 ... a ...	0.90
Tierra arcillosa	0.85 ... a ...	1.10
arcilla dura	1.10 ... a ...	1.50

Etcheverry recomienda como velocidades máximas permisibles en canales sin revestir excavados en roca:

MATERIAL:	VELOCIDAD PERMISIBLE (m/seg)	
	Mínima	Máxima
Conglomerado o Grava cementada	2.00 a	2.50
Esquistos y pizarras	2.00 a	2.50
Roca sedimentaria suave	2.00 a	2.50
Roca dura	3.00 a	4.50

En el caso de las gravas, la velocidad media máxima depende en gran parte, tanto del tamaño de las partículas o fragmentos que las componen, como de su graduación, forma individual, compacidad; si tienen una matriz conglomerante y del tipo de esta.

En las arcillas la capacidad para resistir la erosión en mayor o menor grado depende del tipo y la composición mineralógica, si es fácilmente soluble o no, de la compacidad y del mayor o menor grado de fracturamiento que tengan las diversas capas del suelo.

En las Rocas, que en la tabla antes dada se designan con nombres tan amplios como duras y suaves, el grado de intemperismo y descomposición, la severidad del fracturamiento y la frecuencia entre los sistemas de juntas, si hay o no rellenos arcillosos deleznales en fracturas y juntas, son factores que solos o combinados influyen grandemente en la velocidad media de diseño, asignable a un canal sin revestir que cruce estas formaciones de la corteza terrestre.

Con relación a la velocidad mínima permisible, en canales sin revestir puede decirse que no existe un verdadero límite en el cual se inicie el fenómeno de sedimentación.

Para la generalidad de los casos se recomienda utilizar la fórmula de Kennedy, (expresada ya anteriormente) que puede expresarse en el sistema métrico, como sigue:

$$V_s = 0.652 C d^{0.64}$$

Se dio también el significado de literales y algunos valores para el coeficiente "C".

En aguas claras y con temperaturas de 18° a 20° Centígrados, se induce el crecimiento de plantas acuáticas, las cuales en condiciones favorables y en un lapso de dos a cuatro semanas, pueden reducir la capacidad hasta en un 25%.

Para evitar las condiciones que favorecen el crecimiento de vegetación acuática, debe tenerse en cuenta, no utilizar velocidades menores de 0.45 m/seg ó 0.60 m/seg si el canal tiene una profundidad menor de 0.50 mts. ya que con velocidades menores, rápidamente se puede cubrir de musgo el canal lo cual requerirá una limpieza constante, convirtiéndose esto en economía.

La velocidad mínima permisible, tiene mayor importancia en canales principales con régimen permanente ya que para canales de distribución con escuimientos intermitentes o sea que se interrumpen y vuelven a empezar alternativamente, hay menos posibilidades de que se presente el peligro de crecimiento de plantas acuáticas, sin embargo se recomienda no utilizar velocidades menores de 0.60 a 0.80 m/seg.

4).- CANALES REVESTIDOS.-

En suelos francamente permeables, el objeto principal de revestir un canal es el de reducir la permeabilidad o pérdida de agua por filtración, además de que al aumentar la velocidad máxima permisible, se obtiene una sección más económica, un gradiente hidráulico mayor y se reducen los costos anuales de Operación y conservación.

La velocidad máxima permisible, depende del tipo de revestimiento, pudiéndose tener los siguientes valores: (ver tabla en la siguiente página).

- 1.- Canales Revestidos de materiales arcillosos compactados. = veloc. máxima permisible varía de 0.60 a 1.25 m/seg. - Cuando el material arcilloso, especialmente el de los taludes, está protegido con una cubierta de material granular grueso, como grava o piedra triturada, la velocidad máxima será la adecuada para que estos materiales no se erosionen; Sobre esta, vease lo indicado en canales sin revestir.
- 2.- Canales Revestidos con membranas o losetas asfálticas descubiertas, así como de concreto asfáltico. = Veloc. máx. permisible, puede variar entre 1.00 a 1.50 m/seg., debido a que los climas cálidos, deforman el revestimiento de asfalto, Sin embargo, en climas fríos, los revestimientos de este tipo pueden soportar velocidades un poco mayores. - En canales con membranas, cubiertas, de cualquier tipo, protegidas con tierra, arena o grava, el criterio para fijar la velocidad máxima permisible, está gobernada por el tipo de material de cubierta, especialmente colocado en los taludes como si fuera el caso de un canal sin revestir.
- 3.- Canales Revestidos de concreto reforzado: - La velocidad máxima permisible en tramos cortos sin estructuras y en las rápidas, puede variar de 2.50 a 10.00 m/seg. dependiendo de las condiciones del tipo de suelo en que se abaja el canal, de la pendiente longitudinal disponible y de la ubicación de puentes, represas y tomas.
- 4.- Canales revestidos de concreto sin Refuerzo. - La velocidad máxima aconsejable, no debe ser mayor de 0.8 veces de la velocidad crítica; en el tramo muerto de canales principales, no debe exceder de 2.50 m/seg. para evitar la probabilidad de que sea levantado el revestimiento.
 Cuando el suelo en que se aloja el canal revestido de concreto, es de partículas finas y sin cohesión, como la arena, las velocidades altas, tienden a desprender las partículas del suelo y por lo tanto a destruir el revestimiento. Estas velocidades también tienden a erosionar el suelo a través de las grietas que normalmente se forman en las losas o por las juntas de ferreas.
- 5.- Canales revestidos de Mampostería. - La velocidad máxima aconsejable no debe ser mayor de 0.8 de la velocidad crítica, pero no debe exceder de 2.50 m/seg.

CANALES REVESTIDOS - VELOCIDAD MAXIMA

<u>Tipo de Revestimiento</u>	<u>V máxima (m/seg)</u>
1. Material arcilla compactado	0.60 1.25
2. Revestimientos con membranas enterradas (asfalto, kilán)	1.00 1.50
3. Revestimientos asfálticos	1.00 1.50
4. Revestimientos de concreto sin refuerzo	2.00 ó 0.8 V _c
5. Revestimientos de concreto reforzado	2.50 10 m/seg
6. Revestimiento de concreto sin refuerzo en: a. Canales sujetos en suelos de partículas b. finos y sin cohesión (arenas, limos)	1.50
7. Revestimientos de mampostería	2.50 ó 0.8 V _c
8. V mínima recomendada = 1.00 m/seg (S.R.H)	

COEFICIENTE DE RUGOSIDAD (n° fórmula de Manning)

Factores que afectan al coeficiente de Rugosidad.

- 1.- Rugosidad de la superficie al terminar la construcción.
- 2.- Vegetación y organismos acuáticos.
- 3.- Irregularidades en la sección transversal del canal.
- 4.- Alineamiento de la conducción
- 5.- Sedimentación y erosión
- 6.- Obstrucciones.
- 7.- La región del país en que se localiza la zona de riego
- 8.- Tipo de revestimiento.
- 9.- Programa de limpia y conservación.

COEFICIENTES DE RUGOSIDAD RECOMENDADOS.

Material:

A) Canales sin Revestir:

CANAL ESTRUCTURA CON REVESTIMIENTO	Arquilla con depósitos de arena limpia	0.025
CANAL ESTRUCTURA CON REVESTIMIENTO	Arena fina o compacta	0.025
CANAL ESTRUCTURA CON REVESTIMIENTO	Depósitos aluviales	0.029
CANAL ESTRUCTURA CON REVESTIMIENTO	Toca usando explosivos	0.040
CANAL CON UN TALUD REVESTIDO DE CONCRETO Y EL OTRO SIN REVESTIR		0.026

B) Canales Revestidos de arcilla.

Q < 35 m ³ /seg	0.020
Q > 35 m ³ /seg	0.022

c).- Canales Revestidos de concreto.-

concreto	0.014
concreto lanzado neumáticamente	
1.- con acabado liso	0.017
2.- con acabado rugoso	0.018
3.- secciones excavadas en lava	0.020
4.- sección excavada en roca irregularmente terminada	0.020 - 0.027

d).- Revestimientos de Mampostería

Mampostería de 3a. Clase:

1.- De buena calidad	0.020
2.- De mala calidad	0.025

e).- Revestimientos asfálticos.-

con superficie lisa	0.013
con superficie rugosa	0.016

RECOMENDACIONES PARA AFECTAR EL COEFICIENTE DE RUGOSIDAD CON RESPECTO AL TIEMPO DE SERVICIO Y OPERACION.

Q (m ³ /seg)	Incremento del área
0 - - - - 1.0	25 %
1. - - - - 5.0	20 %
5. - - - - 10.0	15 %
10. - - - - 20.0	10 %
Q > 20	→ (pueden tomarse 20 ó 25) ya no se incrementa.

CANALES SIN REVESTIR Y REVESTIDOS DE ARCILLA.-

a).- Coeficientes de Rugosidad:

radio Hidráulico (R)	n
0 - - 0.45	0.033
0.45 - 0.72	0.032
0.72 - 1.10	0.031
> 1.10	0.030

Mampostería de 3ª Clase	0.025
Canales Revestidos de asfalto con superficie lisa... ..	0.013
Concreto asfáltico	0.014
Asfalto prefabricado	0.015
Asfalto con superficie rugosa	0.016

Las indicaciones generales que se recomiendan para seleccionar el coeficiente de rugosidad por adoptar en el diseño de una conducción para riego, se basan fundamentalmente en las condiciones en que probablemente se va a encontrar dicho canal en el transcurso del tiempo y que dependen de los siguientes aspectos:

- La región del país en que se localice el sistema.
- Los tipos de revestimiento o materiales en que se aloje la sección transversal.
- Las variaciones que tenga el gasto durante la temporada o ciclo agrícola.
- El programa de limpieza y conservación que se adopte para el sistema de riego.

Por consiguiente es indispensable que cada proyectista en particular tenga o consulte a cerca de toda la experiencia recabada tanto en la región o distritos cercanos, como de los Distritos que más se le asemejen a su problema particular; debiendo en ocasiones recurrir a la literatura existente en otros países cuando los datos recabados en el nuestro, o sean escasos o bien no tengan aun un grado de confiabilidad suficiente.

Cuando se trate de materiales que presenten características especiales, para elegir el coeficiente de rugosidad, así como en canales que conducirán aguas claras que propician el desarrollo de plantas acuáticas, se deberá incrementar dicho coeficiente con el fin de tener un incremento de área y así contrarrestar en parte la reducción de la sección por crecimiento de plantas, o depósito de azules.

En secciones con tirantes menores de 2.00 mts. y velocidades mayores de 0.60 m/seg., se considerará un área adicional del 15%, y del 20% para canales con velocidades menores de 0.60 m/seg.

4. PENDIENTE LONGITUDINAL. - La pendiente del canal debe ser en general la máxima que permite dominar la mayor superficie posible de tierras y que a la vez dé valores de velocidad que no acausen erosión del material en que está alojado dicho canal, ni depósitos de azules.

La pendiente longitudinal del canal depende principalmente de la pendiente topográfica del terreno en que va a ser alojado.

5. NORMAS PARTICULARES DE DISEÑO:

75

CANALES SIN REVESTIR.

SECCION DEL CANAL. - Las secciones de canales en tierra sin revestimiento, serán en zonas de suelos arcillosos pesados donde el revestimiento de estos no se justifica debido a que las pérdidas por infiltración son mínimas. - Si los estudios muestran impermeabilidad menor a 3×10^{-5} cm/seg. no deberán recubrirse los canales.

PENDIENTE DEL CANAL LONGITUDINAL. - La pendiente debe elegirse, mediante la fórmula de Manning con un coeficiente de rugosidad "n" con un valor que depende del radio hidráulico del canal. Para radios hidráulicos hasta 0.45 m. $n = 0.033$, para radios hidráulicos de 0.45 m. a 0.72 m. $n = 0.032$, para radios hidráulicos de 0.72 m. a 1.10 m. $n = 0.031$ para radios hidráulicos mayores, se tomará $n = 0.030$

PERIMETRO MOJADO. - Cuando la sección del canal queda total o parcialmente arriba del terreno natural, el perímetro mojado debe alojarse en material compactado. Para lograr la compactación deseada, los bordos del canal deberán compactarse hasta un ancho de corona de 1.00 m. como mínimo fuera del prisma del agua. Para tirantes de 0.60 m. a 1.25 mts., el ancho de la corona compactada, será de 1.25 mts. - para tirantes comprendidos entre 1.25 m. y 2.00 m., el ancho será de 2.00 m. y para tirantes mayores, el ancho de la corona compactada, se incrementa hasta 2.50 mts.

ALTURA DEL TERRAPLEN POR COMPACTAR. - La altura del terraplén por compactar, arriba de la superficie máxima del agua en el canal, depende generalmente del gasto que escurre por el canal.

(Véase la pág. 75 de estas apuntes)

BORDOS LIBRES Y ANCHO DE CORONA DE LOS BORDOS. - Los bordos libres y ancho de corona para los bordos con camino y sin camino, de canales en tierra, están en función del gasto y los más recomendados son los que se dan en la tabla de la pág. 75.

(ver: Bordos Libres... (Corona de los bordos)

CAUALES REVESTIDOS DE TIERRA COMPACTADA.-

Los revestimientos de tierra compactada formados con materiales impermeables seleccionados, constituyen un control excelente de la filtración. Podemos mencionar como el mejor material de revestimiento a las arcillas estables volumétricamente, o sea que no sufran expansiones al saturarse y además deben estar mezcladas con una proporción adecuada de grava (20% a 40%)

Cuando las condiciones del caso indiquen la conveniencia de aplicar un revestimiento flexible a base de materiales arcillosos compactados, se recomienda que dichos materiales, tengan un límite líquido comprendido entre el 35% y el 55% y un índice plástico mayor al 20%. Posteriormente se dará una compactación que garantice un coeficiente de permeabilidad de 10^{-5} .

Existen otros tipos de suelos que si se utilizan o protegen en forma adecuada, pueden dar un buen servicio; uno de ellos es el limo compactado, que es impermeable pero tiene poca resistencia a la erosión; la sección transversal deberá diseñarse para velocidades, oleaje y curvas que sean compatibles con el limo. Cuando se utiliza la protección con grava, la sección deberá ampliarse lo necesario para que la grava no invada la sección hidráulica.

En canales que tengan un gasto mayor al 10 m³/seg., se considerará una faja de grava que actúa como playa para proteger el revestimiento de tierra contra la acción del oleaje.

El aspecto de los revestimientos de tierra son

(Véase ESPESORES..... pág 76 de estos apuntes)

Los bordos libres, ancho de corona de los bordos, coeficientes de rugosidad, serán los mismos que para canales sin revestir.

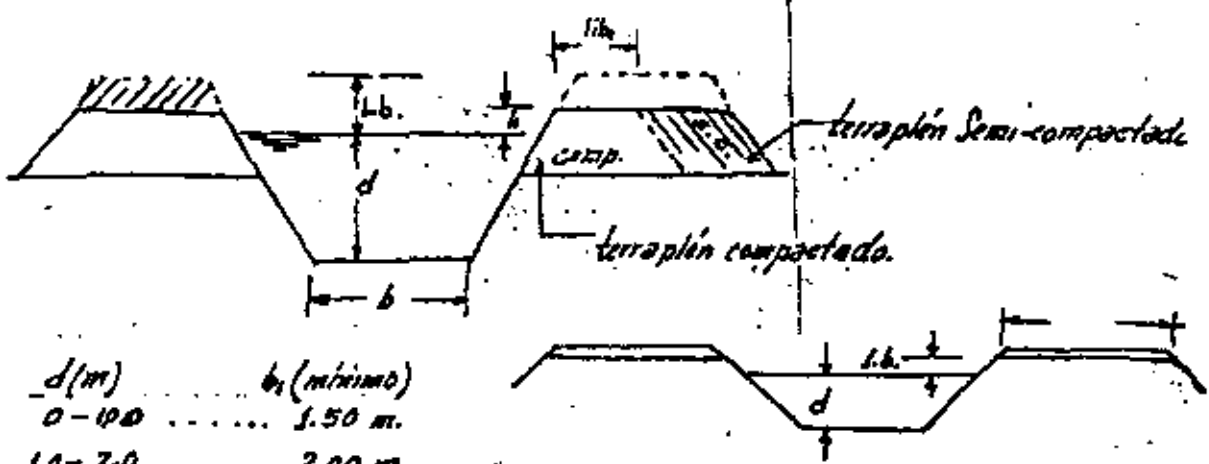
CAUALES REVESTIDOS DE CONCRETO.-

SECCION DEL CANAL.- Las secciones del canal se elegirán con anchos de plantilla tales, que las máquinas revestidoras puedan emplearse con pocos cambios; en estas condiciones podrá variarse la altura del revestimiento siempre y cuando el tirante no sea mayor al ancho de la plantilla.

COEFICIENTES DE RUGOSIDAD.- Los coeficientes de rugosidad que se utilizarán están en función del radio hidráulico y son los siguientes:

(Ver Coeficientes..... pág 76).

b) - ancho y altura del terraplén por compactar -



d (m)	b_1 (mínimo)
0-1.00	1.50 m.
1.0-2.0	2.00 m.
> 2.00	2.50

Q (m ³ /seg)	h (mínimo)
0-1	0.15 m.
1-3	0.20 m.
3-4	0.25 m.
4-10	0.35 m.
10-30	0.50 m.
30-100	0.75 m.

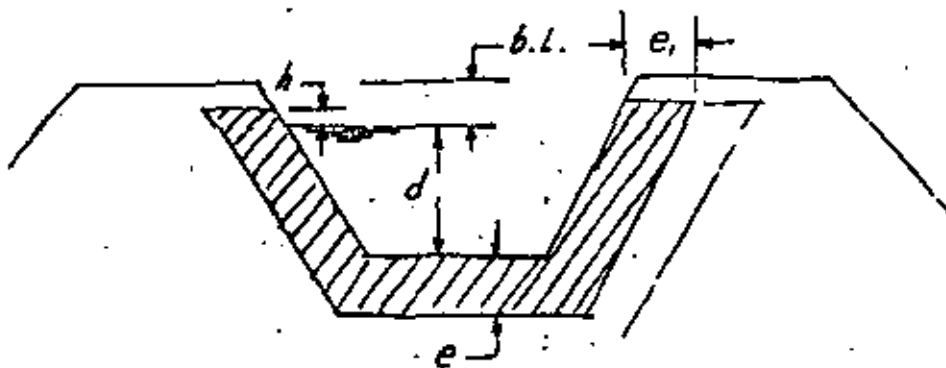
BORDOS LIBRES Y ANCHO DE LA CORONA DE LOS BORDOS:

GASTO (m ³ /seg)	b.L. (m)	BORDO CON CARRINO (m)	BORDOS SIN CARRINO (m)	e (m)
0-4	0.35	4.00	2.0	0.05
4-6	0.40	4.00	2.0	0.05
6-8	0.45	6.00	2.0	0.06
8-10	0.50	6.00	2.50	0.06
10-15	0.55	6.00	2.50	0.07
15-20	0.60	7.00	2.50	0.07
20-40	0.80	7.00	3.50	0.08
40-60	1.00	7.00	4.00	0.10
60-100	1.10	7.00	4.00	0.12



Orden de columnas.

1. CANCHALES REVESTIDOS CON MATERIAL ARCILLOSO.-



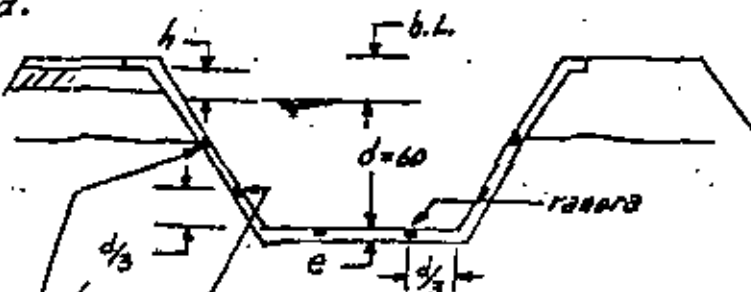
$d(m)$	$e(m)$	$e_1(m)$
0 - 0.60	0.30	1.00
0.60 - 1.20	0.45	1.50
1.20 - 1.80	0.60	2.00
> 1.80	0.70	2.50

ESPESORES DE LOS REVESTIMIENTOS DE TIERRA

CANCHALES REVESTIDOS DE CONCRETO

a).- Coeficientes de rugosidad.

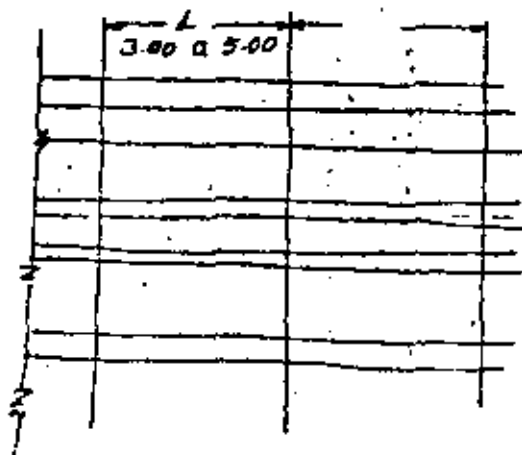
$R(m)$	"n"
0.45	0.018
0.45 - 0.74	0.017
0.74 - 1.10	0.016
> 1.10	0.015



ranura que coincide con la altura del terreno natural.

Ranura longitudinal. hasta plantillos menores de 1 m. No se colocan ranuras. Solamente la que coincide en la plantilla.

(vease plano 70L-C-1780)



Ranuras transversales
Se colocan de 3.00 a 5.00 mts.

RANURAS PARA EL CONTROL DEL AGRIETAMIENTO EN CANALES REVESTIDOS DE CONCRETO.-

Las losas de Revestimiento tienden a agrietarse y a través de las fracturas, ocurren filtraciones de agua en el canal. Para localizar estos grietas, se trazarán ranuras longitudinales y transversales en el revestimiento que se sellarán con material plástico o mortigué para evitar dichas filtraciones. Este sello plástico se puede omitir cuando se tengan trantes pequeños o cuando el terreno donde se abaje el canal sea relativamente impermeable.

La profundidad de las ranuras después de haber fregado el concreto, debe tener una dimensión ligeramente mayor a un tercio del espesor del revestimiento. Las ranuras longitudinales, no son necesarias en secciones pequeñas o cuando el canal se abaje en suelos estables. Cuando el perímetro mojado sea mayor a 15.00 mts. o cuando se tengan suelos inestables, las ranuras longitudinales, se trazarán en ambos taludes, a una distancia en la intersección de la plantilla, y el talud de 30 a 60 cm. medidos sobre el talud, y con espaciamiento de 3.00 mts.. En canales con espesores de revestimiento de concreto hasta 7 cm. además se pueden trazar otras ranuras para que la sección quede dividida aproximadamente en losas cuadradas.

Apoyo De Los Revestimientos.-

Cualquiera que sea el tamaño del canal, se considera necesario que el revestimiento se apoye en una superficie lisa regular, debidamente compactada.

Las terraplenes de los bordes en contacto con los revestimientos; cuando se tengan suelos arcillosos, se deberán compactar al 95% de la prueba Proctor; en suelos arenosos, se deberá compactar al 75% usando el criterio de densidad relativa empleando equipo vibratorio.

En zonas en que sea necesario construir canales revestidos de concreto alojados en orillas expansivas, deberá removerse un espesor mínimo de éstas para substituirlo por un material inerte compactado.

Canales Revestidos De Concreto.-

Los espesores recomendados en este tipo de revestimiento son dados en función del gasto.

Gasto (m^3/seg)	Espesor (cm.)
0 - 10	9
10 - 50	10
50 - 100	11
100 - 150	12

CANALES REVESTIDOS CON CONCRETO LANZADO NEUMATICAMENTE.

Gasto (m ³ /seg)	Espesor (cm.)
0 - 2	3
2 - 10	4
10 - 15	5
15 - 20	6
20 - 30	7

(Ver pág 79)

En general los bordos libres, ancho de la corona de los bordos, como coeficientes de rugosidad serán los mismos que para los canales revestidos sin refuerzo, excepto para el concreto lanzado, en el cual para determinar el coeficiente de Rugosidad, deberá consultarse la tabla respectiva.

BORDO LIBRE: - Variará en función del gasto y tenemos los valores:
(ver pág 79 "BORDOS LIBRES")

ANCHO DE LA CORONA DE LOS BORDOS:
Varían en función del gasto y tenemos los siguientes valores. -

Gasto (m ³ /seg)	BORDO CON CAMINO (m)	BORDO SIN CAMINO (m)
0 - 75	4.00	2.00
7.5 - 19	6.00	2.50
19 - 27	7.00	2.50
27 - 40	7.00	3.00
40 - 80	7.00	4.00
80 - 100	7.00	4.00

CANALES REVESTIDOS DE CONCRETO ASPALTICO.

Los espesores usados, se dan también en función del gasto:

Gasto (m ³ /seg)	Espesor (cm.)
0 - 10	5
10 - 50	8
50 - 150	10

Los bordos libres, así como los anchos de los bordos, serán los mismos que para canales revestidos de concreto. Los valores del coeficiente de rugosidad deberán consultarse en tabla correspondiente.

CANALES REVESTIDOS CON CONCRETO LAMADO.-

Espesores del revestimiento.-

Q (m ³ /seg)	e (m)
0 — 2	0.03
2 — 10	0.04
10 — 15	0.05
15 — 20	0.06
20 — 30	0.07

Los anchos de corona de los bordos, se pueden tomar los mismos que para canales revestidos de concreto.

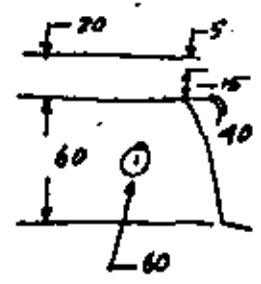
CANALES REVESTIDOS DE MAMPOSTERIA.- (buena calidad)

Coefficientes de Rugosidad

R	n
0 — 0.45	0.023
0.45 — 0.74	0.022
0.74 — 0.93	0.021
> 0.93	0.020

BORDOS LIBRES

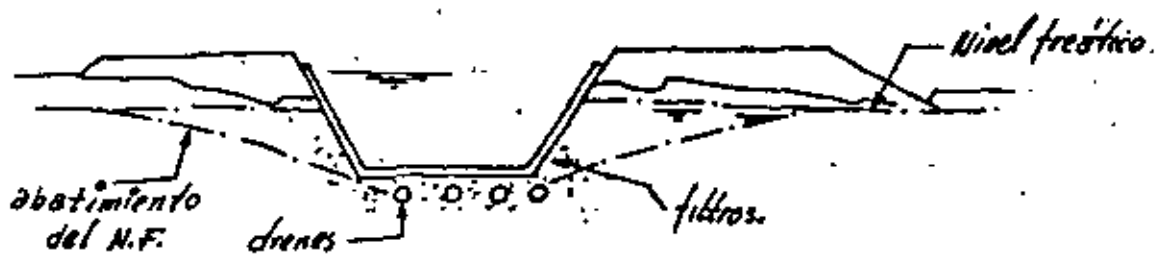
Q (m ³ /seg)	b.L. (cm)
0 — 4	15
4 — 8	20
8 — 12	25
12 — 20	30
20 — 30	35
30 — 40	40
40 — 60	50
60 — 100	60



Los anchos de corona de los bordos se pueden tomar los mismos valores que para canales revestidos de concreto.

DRENAJE EN CANALES REVESTIDOS.-

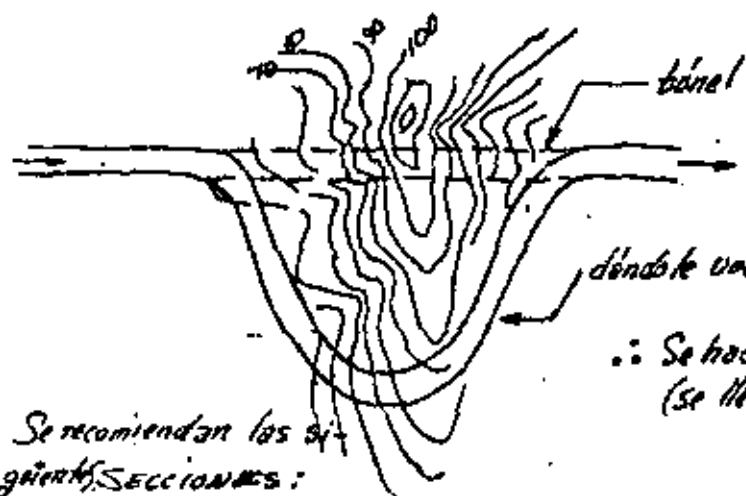
(se hará cuando el nivel freático esté muy superficial e invade con esto, el area de construcción del canal).



Estos drenes se colocan tanto para canales revestidos de concreto, como para mampostería y asfalto.

CONDUCTOS CERRADOS QUE TRABAJAN POR ARRASTRO.-

(trabajan parcialmente llenos. No trabajan a presión)



doble vuelta al cerro.

∴ Se hace una comparación de costos. - (se llevará a cabo el conveniente)

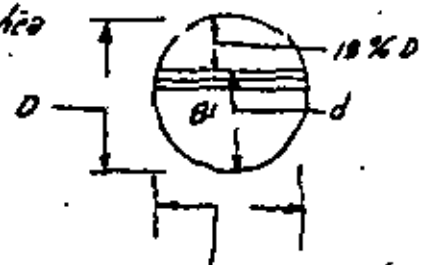
Se recomiendan las siguientes SECCIONES:

- 1.- Conductos circulares
 - 2.- Conductos en herradura
- } Parcialmente llenos.

Relación d/D máxima eficiencia hidráulica

$$\frac{d}{D} = 0.81$$

Con esta ecuación obtenemos: $V_{m\acute{a}x}$



1.80 recomendable como mínimo

VELOCIDADES: (permisibles)

$V_{m\acute{a}x} = 0.8 V_c$ Régimen tranquilo

$V_{m\acute{a}x}$ para Operación = 1.80 m/seg.

Velocidades máximas permisibles:

	Materiales:	$V_{m\acute{a}x}$ (m/seg)
Cond. Cerrados	Revestimiento de Concreto	2.50
	Mampostería	2.50
Túneles	Conglomerados	2.00 - 2.50
	Esquistos y pizarras	2.00 - 2.50
	Roca sedimentaria suave	3.00 - 3.50
	Roca dura	3.00 - 4.50

$V_{m\acute{a}n}$. - Utilizar fórmula de Kennedy, conductos sin revestir

Conductos revestidos = 1.00 m/seg (vel. mínima)

Los coef. de rugosidad, se pueden tomar los mismos que los que tenemos para cada tipo de material en particular.

DRENAJE EN CANALES REVESTIDOS.-

Este sistema de drenaje, no es necesario construirlo cuando el terreno donde se aloja el canal, sea muy permeable y cuando el nivel freático esté muy profundo.

En canales con capacidades, mayor a los 10 m³/seg., y el nivel de aguas freáticas pueda invadir el prisma del canal, se colocarán **ALVIADEROS DE CHAQUERA**, que se instalarán en ambos lados de la plantilla, espaciados de la misma forma que las grietas transversales de ranura en los canales revestidos de concreto.

Cuando el canal esté alojado en suelos permeables, se colocará una capa con espesor de 0.15 m. de grava y arena extendida en la plantilla del canal y que conecte los alviaderos uno frente a otro.

B.- CONDUCTOS CERRADOS QUE TRABAJAN POR GRAVEDAD.- (TUNELES Y CONDUCTOS CUBIERTOS).

1.- **SECCION DE MAXIMA EFICIENCIA.**- En conducciones de sección circular que trabajan por gravedad, la relación **TIRANTE-DIAMETRO (d/D)** que nos da la máxima eficiencia hidráulica es la correspondiente a 0.81 (radio hidráulico máximo)

En conducciones de sección en herradura, la relación **d/D** que nos da la máxima eficiencia hidráulica es también 0.81.

2.- VELOCIDADES.-

A.- **VELOCIDADES MAXIMAS PERMISIBLES.**- La velocidad máxima permisible depende del material en que se aloje o se encuentre alojada la sección del conducto o bien en el caso de que se encuentre revestido, la velocidad dependerá del tipo de Revestimiento.

Esta velocidad máxima, no debe exceder de 0.8 Vc en el caso de que el régimen sea tranquilo.

En el caso que el conducto alimente ~~tomas~~ tomas de lote o laterales, la velocidad máxima no debe de exceder de 1.50 m/seg en un tramo mínimo de 100 mts. antes de llegar a la toma.

Para algunas velocidades máximas permisibles dependiendo del material en que se encuentra alojada la sección hidráulica, ver las veloc. que recomienda Eternberry (pág. 66) además de incluir:

Revestimientos de Concreto Veloc. máxima = 2.50 m/seg.

B.- **VELOCIDADES MINIMAS PERMISIBLES.**- Cuando el agua lleva sedimentos en suspensión o en arrastre, la velocidad debe ser lo suficientemente alta para evitar el depósito de estos sedimentos.

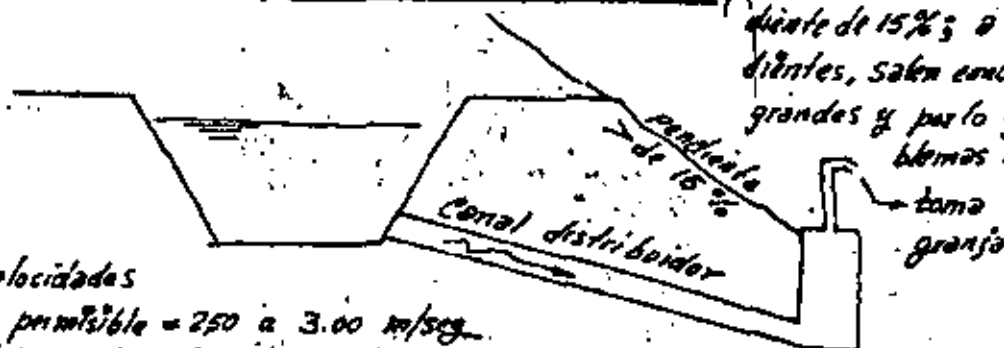
CANALIZACIONES CERRADAS QUE TRABAJAN A PRESION:

Se utilizan:

a) ESTRUCTURAS DE CRUC:

- 1.- Sifones
- 2.- Alcantarillos.

b) Canales Distribuidores: (cuando el terreno tiene una pendiente de 15% o menores pendientes, salen conductos más grandes y por lo general hay problemas de alocos).



Velocidades

Máx permisible = 250 a 3.00 m/seg.
mínimo = 1.00 y 1.50 "

2. Coefficiente de rugosidad:

Acero Soldado	0.010 - 0.014
" Remochado	0.014 - 0.017
" Fundición	0.017 - 0.018
" Corrugado	0.017 - 0.021
" Galvanizado	0.013 - 0.017

Concreto pulido 0.014 - 0.017

Concreto hecho con molde de:

- a) - acero 0.012 - 0.014
- b) - Madera pulida 0.012 - 0.016
- c) - Madera sin pulir 0.015 - 0.020

CANALES REVESTIDOS DE CONCRETO

DATOS	SECCIONES TIPO									
	1		2		3		4		5	
b	0.300	0.450	0.600	0.600	0.750					
d	0.300	0.450	0.500	0.600	0.650					
A	0.106 0.220	0.19 0.510	0.156 0.670	0.174 0.900	0.191 1.120					
r	0.160	0.240	0.280	0.330	0.360					
n	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014					
t	1.500	1.500	1.500	1.500	1.500					
s	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
0.00010	0.213	0.048	0.279	0.141	0.307	0.207	0.338	0.305	0.363	0.407
0.00015	0.261	0.059	0.342	0.173	0.376	0.254	0.414	0.373	0.445	0.499
0.00020	0.302	0.068	0.395	0.200	0.434	0.293	0.479	0.431	0.514	0.576
0.00025	0.337	0.076	0.442	0.224	0.485	0.327	0.535	0.482	0.575	0.644
0.00030	0.369	0.083	0.484	0.245	0.531	0.359	0.586	0.527	0.629	0.706
0.00035	0.399	0.090	0.523	0.265	0.574	0.387	0.633	0.570	0.680	0.762
0.00040	0.427	0.096	0.559	0.283	0.613	0.414	0.677	0.609	0.727	0.815
0.00045	0.452	0.102	0.593	0.300	0.650	0.439	0.718	0.646	0.771	0.864
0.00050	0.477	0.107	0.625	0.316	0.686	0.463	0.757	0.681	0.812	0.911
0.00055	0.500	0.113	0.655	0.332	0.719	0.485	0.794	0.714	0.852	0.955
0.00060	0.522	0.118	0.684	0.346	0.751	0.507	0.829	0.746	0.890	0.998
0.00065	0.544	0.122	0.712	0.361	0.782	0.528	0.863	0.776	0.926	1.039
0.00070	0.564	0.127	0.739	0.374	0.811	0.548	0.895	0.806	0.961	1.078
0.00075	0.584	0.131	0.765	0.387	0.840	0.567	0.927	0.834	0.995	1.116
0.00080	0.603	0.136	0.790	0.400	0.867	0.585	0.957	0.861	1.028	1.152
0.00085	0.622	0.140	0.815	0.412	0.894	0.603	0.987	0.888	1.059	1.188
0.00090	0.640	0.144	0.838	0.424	0.920	0.621	1.015	0.914	1.090	1.222
0.00095	0.657	0.148	0.861	0.436	0.945	0.638	1.043	0.939	1.120	1.256
0.00100	0.674	0.152	0.883	0.447	0.970	0.655	1.070	0.963	1.149	1.288
0.00110	0.707	0.159	0.927	0.469	1.017	0.686	1.122	1.010	1.205	1.351
0.00120	0.739	0.166	0.968	0.490	1.062	0.717	1.172	1.055	1.259	1.411
0.00130	0.769	0.173	1.007	0.510	1.106	0.746	1.220	1.098	1.310	1.469
0.00140	0.798	0.180	1.045	0.529	1.147	0.774	1.266	1.139	1.360	1.524
0.00150	0.826	0.186	1.082	0.548	1.188	0.802	1.311	1.179	1.407	1.578
0.00160	0.853	0.192	1.118	0.566	1.227	0.828	1.354	1.218	1.453	1.630
0.00170	0.879	0.198	1.152	0.583	1.264	0.853	1.395	1.256	1.498	1.680
0.00180	0.905	0.204	1.185	0.600	1.301	0.878	1.436	1.292	1.542	1.728
0.00190	0.930	0.209	1.218	0.617	1.337	0.902	1.475	1.327	1.584	1.776
0.00200	0.954	0.215	1.249	0.633	1.371	0.926				
0.00220	1.000	0.225								
0.00240	1.045	0.235								

$bL = 0.20m$; $e = 0.05m$; $BCC = 4.0m$; $BSC = 2$

CANALES REVESTIDOS DE CONCRETO 12

DATOS	SECCIONES TIPO 85									
	6		7		8		9		10	
b	0.750		0.900		0.900		1.050		1.050	
d	0.750		0.800		0.900		0.950		1.050	
A	0.809	1.410	0.827	1.680	0.843	2.020	0.872	2.350	0.899	2.760
r	0.410		0.440		0.490		0.530		0.570	
n	0.014		0.014		0.014		0.014		0.014	
f	1.500		1.500		1.500		1.500		1.500	
s	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
0.00010	0.393	0.552	0.416	0.699	0.443	0.898	0.465	1.094	0.491	1.354
0.00015	0.481	0.676	0.509	0.856	0.543	1.099	0.570	1.340	0.602	1.658
0.00020	0.555	0.781	0.588	0.988	0.627	1.269	0.658	1.547	0.695	1.915
0.00025	0.621	0.873	0.658	1.105	0.711	1.419	0.736	1.730	0.777	2.141
0.00030	0.680	0.956	0.720	1.210	0.768	1.555	0.806	1.895	0.851	2.345
0.00035	0.734	1.033	0.778	1.307	0.829	1.679	0.870	2.047	0.919	2.533
0.00040	0.785	1.104	0.832	1.397	0.887	1.795	0.931	2.188	0.982	2.708
0.00045	0.833	1.171	0.882	1.482	0.940	1.914	0.987	2.321	1.042	2.872
0.00050	0.878	1.235	0.930	1.562	0.991	2.007	1.040	2.446	1.098	3.027
0.00055	0.921	1.295	0.975	1.639	1.040	2.105	1.091	2.566	1.152	3.175
0.00060	0.962	1.352	1.019	1.711	1.086	2.199	1.140	2.680	1.203	3.316
0.00065	1.001	1.408	1.060	1.781	1.130	2.289	1.186	2.789	1.252	3.452
0.00070	1.039	1.461	1.100	1.849	1.173	2.375	1.231	2.894	1.300	3.582
0.00075	1.075	1.512	1.139	1.913	1.214	2.458	1.274	2.996	1.345	3.708
0.00080	1.110	1.562	1.178	1.976	1.254	2.539	1.316	3.094	1.389	3.829
0.00085	1.145	1.610	1.213	2.037	1.292	2.617	1.357	3.189	1.432	3.947
0.00090	1.178	1.656	1.248	2.096	1.330	2.693	1.396	3.282	1.474	4.062
0.00095	1.210	1.702	1.282	2.154	1.366	2.767	1.434	3.372	1.514	4.173
0.00100	1.241	1.746	1.315	2.209	1.402	2.839	1.471	3.459	1.553	4.281
0.00110	1.302	1.831	1.379	2.317	1.470	2.977	1.543	3.628	1.629	4.490
0.00120	1.360	1.912	1.441	2.420	1.536	3.110	1.612	3.790	1.702	4.690
0.00130	1.416	1.991	1.500	2.519	1.598	3.237	1.678	3.944	1.771	4.882
0.00140	1.469	2.066	1.556	2.614	1.659	3.359	1.741	4.093	1.838	5.066
0.00150	1.521	2.138	1.611	2.706	1.717	3.477	1.802	4.237	1.902	5.244
0.00160	1.570	2.208	1.664	2.795	1.773	3.591	1.861	4.376	1.965	5.416
0.00170	1.619	2.276	1.715	2.881	1.828	3.701				
0.00180	1.666	2.342								
	e=0.05 Lb=0.10		e=0.05 Lb=0.20		e=0.05 Lb=0.20		e=0.06 Lb=0.25		e=0.06 Lb=0.25	
			BCC = 4.00m BSC = 2.00m				BCC = 6.00 BSC = 2.00			

CANALES REVESTIDOS DE CONCRETO ③

DATOS	SECCIONES TIPO 86									
	1		2		3		4		5	
b	1.200		1.200		1.350		1.350		1.500	
d	1.110		1.200		1.250		1.350		1.400	
A	0.344	3.140	0.346	3.600	0.496	4.030	0.511	4.560	0.559	5.040
r	0.610		0.650		0.690		0.730		0.770	
n	0.014		0.014		0.014		0.014		0.014	
t	1.500		1.500		1.500		1.500		1.500	
S	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
0.00010	0.512	1.606	0.537	1.932	0.557	2.245	0.581	2.646	0.600	3.024
0.00015	0.627	1.966	0.658	2.367	0.682	2.750	0.711	3.240	0.735	3.704
0.00020	0.724	2.271	0.759	2.733	0.788	3.175	0.821	3.742	0.849	4.277
0.00025	0.810	2.539	0.849	3.056	0.881	3.550	0.918	4.183	0.949	4.782
0.00030	0.887	2.781	0.930	3.344	0.965	3.889	1.006	4.583	1.039	5.238
0.00035	0.958	3.004	1.004	3.616	1.042	4.200	1.086	4.950	1.123	5.658
0.00040	1.024	3.211	1.074	3.866	1.114	4.491	1.161	5.292	1.200	6.048
0.00045	1.066	3.406	1.139	4.100	1.181	4.763	1.232	5.613	1.273	6.415
0.00050	1.145	3.590	1.201	4.322	1.245	5.021	1.298	5.916	1.342	6.762
0.00055	1.201	3.765	1.259	4.533	1.306	5.266	1.362	6.205	1.407	7.092
0.00060	1.255	3.933	1.315	4.734	1.364	5.500	1.422	6.481	1.470	7.408
0.00065	1.306	4.093	1.369	4.918	1.420	5.724	1.481	6.746	1.530	7.710
0.00070	1.355	4.248	1.420	5.114	1.474	5.940	1.536	7.000	1.580	8.001
0.00075	1.403	4.397	1.470	5.293	1.525	6.149	1.590	7.246	1.643	8.282
0.00080	1.449	4.541	1.519	5.467	1.575	6.351	1.642	7.484	1.697	8.554
0.00085	1.493	4.681	1.565	5.635	1.624	6.546	1.693	7.714	1.749	8.817
0.00090	1.536	4.817	1.611	5.798	1.671	6.736	1.742	7.938	1.800	9.072
0.00095	1.579	4.949	1.655	5.957	1.717	6.920	1.790	8.155	1.849	9.321
0.00100	1.620	5.077	1.698	6.112	1.761	7.100	1.836	8.367	1.897	9.563
0.00110	1.699	5.325	1.781	6.410	1.847	7.447	1.926	8.775	1.990	10.030
0.00120	1.774	5.562	1.860	6.695	1.929	7.778	2.012	9.165	2.079	10.476
0.00130	1.847	5.789	1.936	6.969	2.008	8.095	2.094	9.540	2.163	10.904
0.00140	1.916	6.008	2.009	7.232	2.084	8.401	2.173	9.900	2.245	11.315
0.00150	1.984	6.218	2.079	7.486	2.157	8.696	2.249	10.247	2.324	11.712
0.00160	2.049	6.422								

$e = 0.06$ $e = 0.06$ $e = 0.07$ $e = 0.07$ $e = 0.07$
 $L_b = 0.25$ $L_b = 0.25$ $L_b = 0.30$ $L_b = 0.30$ $L_b = 0.30$

$BCC = 6.00$ $BCC = 6.00$
 $BSC = 5.00$ $BSC = 5.50$

CANALES REVESTIDOS DE CONCRETO (4)

DATOS	SECCIONES TIPO 87									
	16		17		18		19		20	
b	1.500		1.700		1.700		1.850		1.850	
d	1.500		1.550		1.700		1.750		1.850	
A	0.559	5.630	0.607	6.240	0.727	7.230	0.764	7.830	0.747	8.560
r	0.810		0.860		0.920		0.960		1.000	
n	0.014		0.014		0.014		0.014		0.014	
f	1.500		1.500		1.500		1.500		1.500	
S	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
0.00010	0.623	3.504	0.644	4.018	0.677	4.892	0.695	5.443	0.716	6.129
0.00015	0.763	4.291	0.789	4.921	0.829	5.991	0.851	6.666	0.877	7.506
0.00020	0.881	4.955	0.911	5.682	0.958	6.918	0.983	7.897	1.013	8.667
0.00025	0.985	5.540	1.018	6.353	1.071	7.735	1.099	8.606	1.133	9.690
0.00030	1.079	6.069	1.115	6.959	1.173	8.473	1.204	9.427	1.241	10.615
0.00035	1.165	6.555	1.205	7.517	1.267	9.152	1.300	10.182	1.340	11.466
0.00040	1.244	7.008	1.288	8.036	1.354	9.784	1.390	10.886	1.433	12.258
0.00045	1.32	7.433	1.366	8.523	1.436	10.377	1.474	11.546	1.519	13.001
0.00050	1.39	7.835	1.440	8.984	1.514	10.938	1.554	12.170	1.602	13.704
0.00055	1.46	8.217	1.510	9.422	1.588	11.472	1.630	12.764	1.680	14.373
0.00060	1.52	8.583	1.577	9.841	1.658	11.982	1.702	13.332	1.755	15.012
0.00065	1.58	8.933	1.642	10.243	1.726	12.472	1.772	13.876	1.826	15.625
0.00070	1.64	9.270	1.704	10.630	1.791	12.943	1.839	14.400	1.895	16.215
0.00075	1.70	9.596	1.764	11.003	1.854	13.397	1.903	14.906	1.962	16.784
0.00080	1.76	9.911	1.822	11.364	1.915	13.836	1.966	15.394	2.026	17.335
0.00085	1.81	10.216	1.878	11.714	1.974	14.262	2.020	15.868	2.088	17.868
0.00090	1.86	10.512	1.932	12.053	2.031	14.675	2.085	16.328	2.149	18.386
0.00095	1.91	10.800	1.985	12.384	2.087	15.078	2.142	16.766	2.208	18.890
0.00100	1.96	11.080	2.037	12.705	2.141	15.469	2.198	17.212	2.265	19.381
0.00110	2.05	11.671	2.136	13.325	2.246	16.224	2.305	18.052	2.376	20.327
0.00120	2.15	12.158	2.231	13.918	2.345	16.946	2.408	18.854	2.481	21.231
0.00130	2.25	12.634	2.322	14.486	2.441	17.638	2.506	19.624	2.583	22.098
0.00140	2.35	13.110	2.410	15.033	2.533	18.304				

$$e = 0.07$$

$$Lb = 0.30$$

$$e = 0.08$$

$$Lb = 0.35$$

$$e = 0.08$$

$$Lb = 0.35$$

$$e = 0.08$$

$$Lb = 0.40$$

$$e = 0.08$$

$$Lb = 0.40$$

$$BCC = 6.00$$

$$BSC = 2.50$$

$$BCC = 7.00m$$

$$BSC = 2.10m$$

CANALES REVESTIDOS DE CONCRETO (5)

DATOS	SECCIONES TIPO 88							
	21		22					
b	2.000		2.000		2			
d	1.900		2.000		2.112			
A	0.124	9.210	0.152	10.000	10.915	0.154		
r	1.040		1.090		1.1352			
n	0.014		0.014		0.014			
l	1.500		1.500		1.5			
s	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
0.00010	0.738	6.761	0.754	7.545				
0.00015	0.899	8.281	0.924	9.240				
0.00020	1.038	9.562	1.067	10.670	1.0943	12		
0.00025	1.160	10.691	1.193	11.929				
0.00030	1.271	11.711	1.307	13.068				
0.00035	1.373	12.649	1.411	14.115				
0.00040	1.467	13.523	1.509	15.089				
0.00045	1.557	14.343	1.600	16.005				
0.00050	1.641	15.119	1.687	16.870				
0.00055	1.721	15.857	1.789	17.894				
0.00060	1.797	16.562	1.846	18.481				
0.00065	1.871	17.238	1.924	19.235				
0.00070	1.941	17.889	1.996	19.961				
0.00075	2.009	18.517	2.066	20.662				
0.00080	2.075	19.124	2.134	21.340				
0.00085	2.139	19.713	2.200	21.998				
0.00090	2.201	20.284	2.263	22.634				
0.00095	2.262	20.840	2.325	23.254				
0.00100	2.320	21.382	2.386	23.858				
0.00110	2.434	22.425	2.502	25.023				
0.00120	2.542	23.422	2.614	26.136				
0.00130	2.646	24.379	2.720	27.203				

e = 0.08 c = 0.08
 lb = 0.40 lb = 0.40

BCC = 7.00m

BSC = 2.50

CANALES REVESTIDOS CON MAMPOSTERIA										
DATOS	SECCIONES TIPO 89									
	1		2		3		4		5	
b	0.300	0.450	0.600	0.600	0.750					
d	0.300	0.450	0.500	0.600	0.650					
A	0.220	0.510	0.670	0.900	1.120					
r	0.160	0.240	0.280	0.330	0.360					
n	0.020	0.020	0.020	0.020	0.020					
t	1.500	1.500	1.500	1.500	1.500					
S	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
0.00010	0.149	0.034	0.196	0.099	0.215	0.145	0.237	0.213	0.254	0.285
0.00015	0.183	0.041	0.240	0.121	0.263	0.177	0.290	0.261	0.312	0.349
0.00020	0.211	0.048	0.277	0.140	0.304	0.205	0.335	0.301	0.360	0.403
0.00025	0.236	0.053	0.309	0.157	0.339	0.229	0.375	0.337	0.402	0.451
0.00030	0.259	0.058	0.339	0.171	0.372	0.251	0.410	0.369	0.441	0.494
0.00035	0.279	0.063	0.366	0.185	0.402	0.271	0.443	0.399	0.476	0.534
0.00040	0.299	0.067	0.391	0.198	0.429	0.290	0.474	0.426	0.509	0.570
0.00045	0.317	0.071	0.415	0.210	0.455	0.307	0.502	0.452	0.540	0.605
0.00050	0.334	0.075	0.437	0.221	0.480	0.324	0.530	0.477	0.569	0.638
0.00055	0.350	0.079	0.459	0.232	0.503	0.340	0.555	0.500	0.596	0.669
0.00060	0.366	0.082	0.479	0.243	0.526	0.355	0.580	0.522	0.623	0.699
0.00065	0.381	0.086	0.499	0.252	0.547	0.369	0.604	0.544	0.648	0.727
0.00070	0.395	0.089	0.517	0.262	0.568	0.383	0.627	0.564	0.673	0.755
0.00075	0.409	0.092	0.536	0.271	0.588	0.397	0.649	0.584	0.697	0.781
0.00080	0.422	0.095	0.553	0.280	0.607	0.410	0.670	0.603	0.719	0.807
0.00085	0.435	0.098	0.570	0.289	0.626	0.422	0.691	0.622	0.742	0.831
0.00090	0.448	0.101	0.587	0.297	0.644	0.435	0.711	0.640	0.763	0.856
0.00095	0.460	0.104	0.603	0.305	0.662	0.447	0.730	0.657	0.784	0.879
0.00100	0.472	0.106	0.618	0.313	0.679	0.458	0.749	0.674	0.804	0.902
0.00110	0.495	0.111	0.649	0.328	0.712	0.481	0.786	0.707	0.841	0.948
0.00120	0.517	0.116	0.677	0.343	0.744	0.502	0.821	0.738	0.881	0.988
0.00130	0.538	0.121	0.705	0.357	0.774	0.522	0.854	0.769	0.917	1.028
0.00140	0.559	0.126	0.732	0.370	0.803	0.542	0.886	0.798	0.952	1.067
0.00150	0.578	0.130	0.757	0.383	0.831	0.561	0.917	0.826	0.985	1.105
0.00160	0.597	0.134	0.782	0.396	0.859	0.580	0.947	0.853	1.017	1.141
0.00170	0.616	0.138	0.806	0.408	0.885	0.597	0.977	0.879	1.049	1.176
0.00180	0.633	0.143	0.830	0.420	0.911	0.615	1.005	0.904	1.079	1.210
0.00190	0.651	0.146	0.852	0.432	0.936	0.632	1.032	0.929	1.109	1.243
0.00200	0.668	0.150	0.875	0.443	0.960	0.648	1.059	0.953	1.137	1.275
0.00220	0.700	0.158	0.917	0.464	1.007	0.680	1.111	1.000	1.193	1.338
0.00240	0.731	0.165	0.958	0.485	1.052	0.710	1.160	1.044	1.246	1.397
0.00260	0.761	0.171	0.997	0.505	1.095	0.739	1.208	1.087	1.297	1.454
0.00280	0.790	0.178	1.035	0.524	1.136	0.767	1.253	1.128	1.346	1.509
0.00300	0.818	0.184	1.071	0.542	1.176	0.794	1.297	1.168	1.393	1.562
0.00320	0.844	0.190	1.106	0.560	1.214	0.820	1.340	1.206	1.439	1.613
0.00340	0.870	0.196	1.140	0.577	1.252	0.845	1.381	1.243	1.483	1.663
0.00360	0.896	0.202	1.173	0.594	1.288	0.869	1.421	1.279	1.526	1.711
0.00380	0.920	0.207	1.206	0.610	1.323	0.893	1.460	1.314	1.568	1.758
0.00400	0.944	0.212	1.237	0.626	1.358	0.916	1.498	1.348	1.609	1.804

CANALES REVESTIDOS CON MAMPOSTERIA										
DATOS	SECCIONES TIPO 90									
	1		2		3		4		5	
b	0.300		0.450		0.600		0.600		0.750	
d	0.300		0.450		0.500		0.600		0.650	
A	0.220		0.510		0.670		0.900		1.120	
r	0.160		0.240		0.260		0.330		0.360	
n	0.020		0.014		0.020		0.020		0.020	
t	1.500		1.500		1.500		1.500		1.500	
s	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
0.00420	0.967	0.218	1.267	0.642	1.391	0.939	1.535	1.362	1.648	1.848
0.00440	0.990	0.223	1.297	0.657	1.424	0.961	1.571	1.414	1.687	1.892
0.00460	1.012	0.228	1.326	0.671	1.456	0.983	1.606	1.446		
0.00480	1.034	0.233	1.355	0.686	1.487	1.004				
0.00500	1.056	0.238	1.383	0.700						
0.00520	1.077	0.242	1.410	0.714						
0.00540	1.097	0.247								
0.00560	1.117	0.251								
0.00580	1.137	0.256								

CANALES REVESTIDOS CON MAMPOSTERIA										
DATOS	SECCIONES TIPO 9/									
	6		7		8		9		10	
b	0.750	0.900	0.900	1.056	1.050					
d	0.750	0.800	0.900	0.950	1.050					
A	1.410	1.680	2.020	2.350	2.760					
r	0.410	0.440	0.490	0.530	0.570					
n	0.020	0.020	0.020	0.020	0.020					
l	1.500	1.500	1.500	1.500	1.500					
s	v	q	v	q	v	q	v	q	v	q
0.00010	0.275	0.386	0.291	0.489	0.310	0.628	0.326	0.766	0.344	0.948
0.00015	0.337	0.473	0.357	0.599	0.380	0.770	0.399	0.938	0.421	1.161
0.00020	0.389	0.547	0.412	0.692	0.439	0.889	0.461	1.083	0.486	1.340
0.00025	0.435	0.611	0.460	0.773	0.491	0.994	0.515	1.211	0.544	1.498
0.00030	0.476	0.669	0.504	0.847	0.527	1.088	0.564	1.326	0.596	1.642
0.00035	0.514	0.723	0.545	0.915	0.581	1.176	0.609	1.433	0.643	1.773
0.00040	0.550	0.773	0.582	0.978	0.621	1.257	0.651	1.532	0.688	1.895
0.00045	0.583	0.820	0.618	1.038	0.658	1.333	0.691	1.624	0.729	2.010
0.00050	0.615	0.864	0.651	1.094	0.694	1.405	0.728	1.712	0.769	2.119
0.00055	0.645	0.906	0.683	1.147	0.728	1.474	0.764	1.796	0.806	2.223
0.00060	0.673	0.947	0.713	1.198	0.760	1.539	0.798	1.876	0.842	2.321
0.00065	0.701	0.985	0.742	1.247	0.791	1.602	0.830	1.952	0.877	2.416
0.00070	0.727	1.022	0.770	1.294	0.821	1.662	0.862	2.026	0.910	2.507
0.00075	0.753	1.058	0.797	1.339	0.850	1.721	0.892	2.097	0.942	2.595
0.00080	0.777	1.093	0.823	1.383	0.878	1.777	0.921	2.166	0.973	2.681
0.00085	0.801	1.127	0.849	1.426	0.905	1.832	0.950	2.233	1.002	2.763
0.00090	0.824	1.159	0.873	1.467	0.931	1.885	0.977	2.297	1.032	2.843
0.00095	0.847	1.191	0.897	1.507	0.956	1.937	1.004	2.360	1.060	2.921
0.00100	0.869	1.222	0.921	1.547	0.981	1.987	1.030	2.422	1.087	2.997
0.00110	0.911	1.282	0.966	1.622	1.029	2.084	1.080	2.540	1.140	3.143
0.00120	0.952	1.339	1.008	1.694	1.075	2.177	1.128	2.653	1.191	3.283
0.00130	0.991	1.393	1.050	1.763	1.119	2.266	1.174	2.761	1.240	3.417
0.00140	1.028	1.446	1.089	1.830	1.161	2.351	1.219	2.865	1.287	3.546
0.00150	1.064	1.497	1.128	1.894	1.202	2.434	1.261	2.966	1.332	3.671
0.00160	1.099	1.546	1.164	1.956	1.241	2.513	1.303	3.063	1.375	3.791
0.00170	1.133	1.593	1.200	2.017	1.279	2.591	1.343	3.157	1.418	3.908
0.00180	1.166	1.640	1.235	2.073	1.316	2.666	1.382	3.249	1.459	4.021
0.00190	1.198	1.685	1.269	2.132	1.353	2.739	1.420	3.338	1.499	4.131
0.00200	1.229	1.728	1.302	2.187	1.388	2.810	1.457	3.425	1.538	4.238
0.00220	1.289	1.813	1.365	2.294	1.455	2.947	1.528	3.592	1.613	4.446
0.00240	1.346	1.893	1.426	2.396	1.520	3.078	1.596	3.752	1.684	4.648
0.00260	1.401	1.971	1.484	2.494	1.582	3.204	1.661	3.905	1.753	4.852
0.00280	1.454	2.045	1.540	2.588	1.642	3.325	1.723	4.052	1.819	5.015
0.00300	1.505	2.117	1.595	2.679	1.700	3.442	1.784	4.194	1.883	5.191
0.00320	1.555	2.186	1.647	2.767	1.755	3.554	1.842	4.332	1.945	5.361
0.00340	1.602	2.253	1.698	2.852	1.809	3.664	1.899	4.465	2.005	5.526
0.00360	1.649	2.319	1.747	2.935	1.862	3.770	1.954	4.595	2.063	5.686
0.00380	1.694	2.382	1.795	3.015	1.913	3.873	2.008	4.721	2.120	5.842
0.00400	1.738	2.444	1.841	3.093	1.962	3.974	2.060	4.843		

CANALES REVESTIDOS CON MAMPOSTERIA

DATOS	SECCIONES TIPO 82									
	11		12		13		14		15	
b	1.200	1.200	1.200	1.200	1.350	1.350	1.350	1.350	1.500	1.500
d	1.100	1.200	1.200	1.200	1.250	1.350	1.350	1.350	1.400	1.400
A	3.140	3.600	3.600	3.600	4.030	4.560	4.560	4.560	5.040	5.040
r	0.610	0.650	0.650	0.650	0.690	0.730	0.730	0.730	0.770	0.770
n	0.020	0.020	0.020	0.020	0.020	0.020	0.020	0.020	0.020	0.020
f	1.500	1.500	1.500	1.500	1.500	1.500	1.500	1.500	1.500	1.500
s	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
0.00010	0.359	1.124	0.376	1.353	0.390	1.572	0.406	1.852	0.420	2.117
0.00015	0.439	1.377	0.460	1.657	0.477	1.925	0.498	2.268	0.514	2.593
0.00020	0.507	1.589	0.531	1.913	0.551	2.223	0.575	2.619	0.594	2.994
0.00025	0.567	1.777	0.594	2.139	0.616	2.485	0.643	2.928	0.664	3.347
0.00030	0.621	1.947	0.651	2.343	0.675	2.722	0.704	3.208	0.727	3.667
0.00035	0.671	2.103	0.703	2.531	0.729	2.940	0.760	3.465	0.786	3.960
0.00040	0.717	2.248	0.752	2.706	0.780	3.143	0.813	3.704	0.840	4.234
0.00045	0.761	2.384	0.797	2.870	0.827	3.334	0.862	3.929	0.891	4.491
0.00050	0.802	2.513	0.840	3.025	0.872	3.514	0.909	4.141	0.939	4.734
0.00055	0.841	2.636	0.881	3.173	0.914	3.686	0.953	4.344	0.985	4.965
0.00060	0.878	2.753	0.921	3.314	0.955	3.850	0.996	4.537	1.029	5.185
0.00065	0.914	2.865	0.958	3.449	0.994	4.007	1.036	4.722	1.071	5.397
0.00070	0.949	2.974	0.994	3.580	1.032	4.158	1.075	4.900	1.111	5.601
0.00075	0.982	3.078	1.029	3.705	1.068	4.304	1.113	5.072	1.150	5.797
0.00080	1.014	3.179	1.062	3.827	1.103	4.445	1.150	5.239	1.188	5.988
0.00085	1.045	3.277	1.096	3.945	1.137	4.582	1.185	5.400	1.225	6.172
0.00090	1.076	3.372	1.127	4.059	1.170	4.715	1.219	5.556	1.260	6.351
0.00095	1.105	3.464	1.158	4.170	1.202	4.844	1.253	5.709	1.295	6.525
0.00100	1.134	3.554	1.188	4.278	1.233	4.970	1.285	5.857	1.328	6.694
0.00110	1.189	3.728	1.246	4.487	1.293	5.213	1.348	6.143	1.393	7.021
0.00120	1.242	3.893	1.302	4.687	1.351	5.444	1.408	6.416	1.455	7.333
0.00130	1.293	4.052	1.355	4.878	1.406	5.667	1.466	6.678	1.514	7.633
0.00140	1.341	4.205	1.406	5.062	1.459	5.881	1.521	6.930	1.572	7.921
0.00150	1.388	4.353	1.456	5.240	1.510	6.087	1.574	7.173	1.627	8.199
0.00160	1.434	4.496	1.503	5.412	1.559	6.287	1.626	7.408	1.680	8.468
0.00170	1.478	4.634	1.550	5.578	1.607	6.480	1.676	7.636	1.732	8.728
0.00180	1.521	4.768	1.594	5.740	1.654	6.668	1.725	7.858	1.782	8.981
0.00190	1.563	4.899	1.638	5.897	1.699	6.851	1.772	8.073	1.831	9.227
0.00200	1.603	5.026	1.681	6.051	1.744	7.029	1.818	8.283	1.878	9.467
0.00220	1.692	5.272	1.763	6.346	1.829	7.372	1.907	8.687	1.970	9.929
0.00240	1.756	5.506	1.841	6.628	1.910	7.700	1.991	9.073	2.058	10.371
0.00250	1.828	5.731	1.916	6.899	1.988	8.014	2.073	9.444	2.142	10.794
0.00280	1.897	5.947	1.989	7.159	2.063	8.317	2.151	9.800	2.223	11.202
0.00300	1.964	6.156	2.058	7.411	2.135	8.608	2.226	10.144	2.301	11.595
0.00320	2.028	6.358	2.126	7.654	2.205	8.891	2.299	10.477	2.376	11.976
0.00340	2.090	6.554	2.191	7.889	2.273	9.164	2.370	10.799	2.449	12.344
0.00360	2.151	6.744	2.255	8.118	2.339	9.430	2.439	11.113		
0.00380	2.210	6.928								

CANALES REVESTIDOS CON MAMPOSTERIA

DATOS	SECCIONES TIPO 93									
	16		17		18		19		20	
b	1.500		1.700		1.700		1.850		1.850	
d	1.500		1.550		1.700		1.750		1.850	
A	5.630		6.240		7.230		7.830		8.560	
r	0.810		0.860		0.920		0.960		1.000	
n	0.020		0.020		0.020		0.020		0.020	
t	1.500		1.500		1.500		1.500		1.500	
s	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
0.00010	0.436	2.453	0.451	2.812	0.474	3.424	0.487	3.810	0.501	4.290
0.00015	0.534	3.004	0.552	3.445	0.580	4.194	0.596	4.666	0.614	5.254
0.00020	0.617	3.469	0.638	3.977	0.670	4.843	0.688	5.388	0.709	6.067
0.00025	0.689	3.878	0.713	4.447	0.749	5.414	0.769	6.024	0.793	6.783
0.00030	0.755	4.248	0.781	4.871	0.821	5.931	0.843	6.599	0.868	7.431
0.00035	0.816	4.589	0.843	5.262	0.887	6.406	0.910	7.128	0.938	8.026
0.00040	0.872	4.905	0.902	5.625	0.948	6.849	0.973	7.620	1.003	8.580
0.00045	0.925	5.203	0.956	5.966	1.005	7.264	1.032	8.082	1.064	9.101
0.00050	0.975	5.484	1.008	6.289	1.060	7.657	1.088	8.519	1.121	9.593
0.00055	1.023	5.752	1.057	6.596	1.112	8.031	1.141	8.935	1.176	10.061
0.00060	1.068	6.008	1.104	6.889	1.161	8.388	1.192	9.332	1.228	10.509
0.00065	1.122	6.253	1.149	7.170	1.208	8.730	1.240	9.713	1.278	10.988
0.00070	1.154	6.489	1.193	7.441	1.254	9.060	1.287	10.080	1.327	11.351
0.00075	1.194	6.717	1.235	7.702	1.298	9.378	1.332	10.434	1.373	11.749
0.00080	1.233	6.937	1.275	7.955	1.341	9.685	1.376	10.776	1.418	12.134
0.00085	1.271	7.151	1.314	8.200	1.382	9.983	1.418	11.108	1.462	12.508
0.00090	1.308	7.358	1.352	8.437	1.422	10.273	1.460	11.430	1.504	12.870
0.00095	1.344	7.560	1.389	8.668	1.461	10.554	1.500	11.743	1.545	13.223
0.00100	1.379	7.756	1.426	8.894	1.499	10.829	1.538	12.048	1.586	13.567
0.00110	1.446	8.135	1.495	9.328	1.572	11.357	1.614	12.636	1.663	14.229
0.00120	1.510	8.497	1.562	9.743	1.642	11.862	1.685	13.198	1.737	14.862
0.00130	1.572	8.843	1.625	10.140	1.709	12.346	1.754	13.737	1.808	15.468
0.00140	1.632	9.177	1.687	10.523	1.773	12.812	1.820	14.255	1.878	16.052
0.00150	1.689	9.499	1.746	10.892	1.836	13.262	1.884	14.756	1.942	16.616
0.00160	1.744	9.811	1.803	11.250	1.896	13.697	1.946	15.240	2.006	17.161
0.00170	1.798	10.113	1.859	11.596	1.954	14.119	2.006	15.709	2.067	17.689
0.00180	1.850	10.406	1.913	11.932	2.011	14.528	2.064	16.164	2.127	18.202
0.00190	1.901	10.691	1.965	12.259	2.066	14.926	2.121	16.607	2.186	18.700
0.00200	1.950	10.969	2.016	12.578	2.120	15.314	2.176	17.039	2.242	19.186
0.00220	2.045	11.504	2.114	13.191	2.223	16.061	2.282	17.870	2.352	20.123
0.00240	2.136	12.016	2.208	13.778	2.322	16.775	2.383	18.665	2.456	21.017
0.00260	2.223	12.507	2.299	14.341	2.417	17.460	2.481	19.427	2.557	21.876
0.00280	2.307	12.979	2.385	14.882	2.508	18.120	2.574	20.160	2.653	22.701
0.00300	2.388	13.434	2.469	15.404	2.596	18.756	2.665	20.868	2.746	23.498
0.00320	2.467	13.875	2.550	15.909	2.681	19.371	2.752	21.552	2.836	24.269
0.00340	2.543	14.302								

CANALES REVESTIDOS CON MAMPOSTERIA									
DATOS	SECCIONES TIPO 94								
	21		22						
b	2.000		2.000						
d	1.900		2.000						
A	9.210		10.000						
r	1.040		1.090						
n	0.070		0.020						
t	1.500		1.500						
s	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q	V
0.00010	0.514	4.733	0.528	5.281					
0.00015	0.629	5.797	0.647	6.468					
0.00020	0.726	6.693	0.747	7.469					
0.00025	0.812	7.484	0.835	8.350					
0.00030	0.890	8.198	0.915	9.147					
0.00035	0.961	8.855	0.988	9.880					
0.00040	1.027	9.466	1.056	10.563					
0.00045	1.090	10.040	1.120	11.203					
0.00050	1.148	10.583	1.181	11.809					
0.00055	1.205	11.100	1.239	12.386					
0.00060	1.258	11.593	1.294	12.936					
0.00065	1.309	12.067	1.346	13.465					
0.00070	1.359	12.522	1.397	13.973					
0.00075	1.407	12.962	1.446	14.463					
0.00080	1.453	13.387	1.494	14.938					
0.00085	1.497	13.799	1.540	15.397					
0.00090	1.541	14.199	1.584	15.844					
0.00095	1.583	14.588	1.626	16.278					
0.00100	1.624	14.967	1.670	16.701					
0.00110	1.703	15.698	1.752	17.516					
0.00120	1.779	16.396	1.829	18.295					
0.00130	1.852	17.065	1.904	19.042					
0.00140	1.922	17.709	1.976	19.761					
0.00150	1.989	18.331	2.045	20.454					
0.00160	2.054	18.932	2.113	21.125					
0.00170	2.118	19.515	2.179	21.775					
0.00180	2.179	20.080	2.241	22.407					
0.00190	2.239	20.631	2.302	23.021					
0.00200	2.297	21.167	2.362	23.619					
0.00220	2.409	22.200	2.477	24.771					
0.00240	2.516	23.187	2.587	25.873					
0.00260	2.619	24.134	2.693	26.929					
0.00280	2.718	25.045	2.795	27.946					
0.00300	2.813	25.924	2.893	28.927					
0.00320	2.905	26.774							

CANALES REVESTIDOS DE BAJOSEPIA.-				Escala 1:5:1				
DATOS	SECCION TIPO 109							
	1		2		3		4	
b	0.40		0.40		0.50		0.50	
d	0.35		0.40		0.45		0.50	
A	0.324		0.40		0.529		0.625	
P	1.662		1.842		2.123		2.363	
r	0.195		0.2172		0.2492		0.2714	
n	0.023		0.023		0.023		0.023	
S	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
0.00010	0.146	0.047	0.157	0.053	0.172	0.091	0.182	0.114
0.00015	0.179	0.058	0.192	0.077	0.211	0.112	0.223	0.139
0.00020	0.207	0.067	0.222	0.089	0.243	0.129	0.258	0.161
0.00025	0.231	0.075	0.248	0.099	0.272	0.144	0.288	0.181
0.00030	0.253	0.082	0.272	0.109	0.299	0.158	0.316	0.198
0.00035	0.274	0.089	0.294	0.118	0.322	0.170	0.341	0.213
0.00040	0.292	0.095	0.314	0.126	0.344	0.182	0.365	0.225
0.00045	0.310	0.100	0.333	0.133	0.365	0.193	0.387	0.232
0.00050	0.327	0.106	0.351	0.140	0.385	0.204	0.403	0.255
0.00055	0.343	0.111	0.368	0.147	0.404	0.216	0.427	0.267
0.00060	0.358	0.116	0.385	0.154	0.422	0.223	0.447	0.277
0.00065	0.373	0.121	0.401	0.160	0.439	0.232	0.465	0.291
0.00070	0.387	0.125	0.416	0.166	0.456	0.241	0.482	0.301
0.00075	0.400	0.130	0.430	0.172	0.472	0.250	0.499	0.312
0.00080	0.414	0.134	0.444	0.178	0.487	0.258	0.516	0.323
0.00085	0.426	0.138	0.458	0.183	0.502	0.266	0.531	0.332
0.00090	0.439	0.142	0.471	0.188	0.517	0.273	0.547	0.342
0.00095	0.451	0.146	0.484	0.194	0.531	0.281	0.562	0.351
0.00100	0.463	0.150	0.497	0.199	0.545	0.288	0.577	0.361
0.00110	0.485	0.157	0.521	0.208	0.571	0.302	0.605	0.373
0.00120	0.507	0.164	0.544	0.218	0.597	0.316	0.632	0.385
0.00130	0.527	0.171	0.566	0.226	0.621	0.329	0.657	0.411
0.00140	0.547	0.177	0.588	0.235	0.644	0.341	0.682	0.423
0.00150	0.566	0.183	0.608	0.243	0.667	0.353	0.706	0.434
0.00160	0.585	0.189	0.628	0.251	0.689	0.364	0.729	0.445
0.00170	0.603	0.195	0.648	0.259	0.710	0.376	0.751	0.456
0.00180	0.620	0.201	0.667	0.267	0.731	0.387	0.773	0.467
0.00190	0.637	0.206	0.685	0.274	0.751	0.397	0.794	0.478
0.00200	0.654	0.212	0.702	0.281	0.770	0.407	0.815	0.489
0.00220	0.686	0.222	0.737	0.295	0.808	0.427	0.855	0.517
0.00240	0.716	0.232	0.769	0.308	0.843	0.446	0.893	0.550
0.00260	0.746	0.242	0.801	0.320	0.877	0.464	0.929	0.581

amb.

CANALES REVESTIDOS DE MAPOSTERIA...								T: 1:5:1	
DATOS	S E C C I O N E S T I P O III								
	5		6		7		8		
b	0.60		0.60		0.75		0.75		
d	0.55		0.60		0.60		0.65		
A	0.784		0.90		0.99		1.122		
P	2.583		2.703		2.913		3.004		
r	0.3035		0.3257		0.3399		0.3541		
n	0.023		0.023		0.023		0.023		
S	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q	
0.00010	0.196	0.154	0.206	0.185	0.212	0.216	0.221	0.234	
0.00015	0.241	0.189	0.252	0.227	0.259	0.256	0.271	0.304	
0.00020	0.278	0.218	0.291	0.262	0.299	0.295	0.313	0.351	
0.00025	0.310	0.243	0.325	0.293	0.335	0.332	0.345	0.392	
0.00030	0.340	0.267	0.356	0.320	0.367	0.363	0.383	0.430	
0.00035	0.367	0.288	0.385	0.347	0.396	0.392	0.412	0.460	
0.00040	0.393	0.308	0.412	0.371	0.423	0.419	0.442	0.496	
0.00045	0.417	0.327	0.437	0.393	0.449	0.445	0.469	0.526	
0.00050	0.439	0.344	0.460	0.414	0.473	0.468	0.494	0.554	
0.00055	0.460	0.361	0.483	0.435	0.497	0.492	0.518	0.581	
0.00060	0.481	0.377	0.504	0.454	0.519	0.514	0.542	0.609	
0.00065	0.501	0.393	0.525	0.473	0.540	0.535	0.564	0.633	
0.00070	0.519	0.407	0.545	0.491	0.560	0.554	0.585	0.656	
0.00075	0.536	0.422	0.564	0.508	0.580	0.574	0.606	0.680	
0.00080	0.555	0.435	0.582	0.524	0.599	0.593	0.625	0.701	
0.00085	0.573	0.449	0.600	0.540	0.617	0.611	0.645	0.724	
0.00090	0.589	0.462	0.617	0.555	0.635	0.629	0.663	0.744	
0.00095	0.605	0.474	0.635	0.572	0.653	0.646	0.682	0.761	
0.00100	0.621	0.487	0.651	0.586	0.670	0.663	0.700	0.785	
0.00110	0.651	0.510	0.683	0.615	0.702	0.695	0.733	0.822	
0.00120	0.680	0.533	0.713	0.642	0.733	0.726	0.766	0.859	
0.00130	0.708	0.555	0.742	0.668	0.764	0.756	0.797	0.894	
0.00140	0.734	0.575	0.770	0.693	0.792	0.784	0.827	0.925	
0.00150	0.760	0.596	0.797	0.717	0.820	0.812	0.856	0.961	
0.00160	0.785	0.615	0.823	0.741	0.847	0.839	0.884	0.992	
0.00170	0.809	0.634	0.849	0.764	0.873	0.864	0.912	1.023	
0.00180	0.833	0.653	0.873	0.786	0.898	0.889	0.938	1.052	
0.00190	0.856	0.671	0.897	0.807	0.923	0.914	0.961	1.082	
0.00200	0.878	0.688	0.920	0.828	0.947	0.938	0.989	1.110	
0.00210	0.921	0.722	0.966	0.869	0.993	0.983	1.037	1.164	
0.00220	0.962	0.754	1.002	0.907	1.037	1.027	1.083	1.215	
0.00230	1.003	0.785	1.049	0.944	1.080	1.069	1.127	1.264	

amb.

CANALAS REVESTIDAS DE MANTOSPRIMA. - TAMAÑO 1.511								
DATOS	S E C C I O N				T I P O 113			
	9		10		11		12	
b	0.75		0.75		0.50		0.75	
d	0.70		0.75		0.75		0.80	
A	1.260		1.407		1.519		1.550	
P	3.274		3.454		3.604		3.732	
r	0.3848		0.4073		0.4215		0.4344	
n	0.023		0.023		0.023		0.023	
S	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
0.00010	0.230	0.290	0.235	0.336	0.244	0.371	0.253	0.423
0.00015	0.282	0.355	0.293	0.412	0.299	0.454	0.310	0.521
0.00020	0.325	0.410	0.338	0.476	0.346	0.526	0.355	0.601
0.00025	0.364	0.459	0.378	0.532	0.386	0.586	0.400	0.672
0.00030	0.398	0.501	0.414	0.582	0.423	0.643	0.438	0.735
0.00035	0.430	0.543	0.447	0.629	0.457	0.694	0.473	0.795
0.00040	0.460	0.580	0.478	0.673	0.489	0.743	0.506	0.850
0.00045	0.488	0.615	0.507	0.713	0.519	0.788	0.537	0.902
0.00050	0.514	0.648	0.534	0.751	0.547	0.831	0.566	0.951
0.00055	0.539	0.679	0.560	0.780	0.573	0.870	0.593	0.995
0.00060	0.564	0.711	0.585	0.823	0.599	0.910	0.620	1.042
0.00065	0.587	0.740	0.609	0.857	0.623	0.946	0.645	1.084
0.00070	0.609	0.767	0.632	0.889	0.647	0.983	0.670	1.126
0.00075	0.630	0.794	0.654	0.920	0.669	1.016	0.693	1.164
0.00080	0.651	0.820	0.676	0.951	0.692	1.051	0.716	1.203
0.00085	0.671	0.845	0.697	0.981	0.713	1.083	0.738	1.240
0.00090	0.690	0.869	0.717	1.009	0.733	1.113	0.755	1.275
0.00095	0.709	0.893	0.737	1.037	0.754	1.145	0.780	1.310
0.00100	0.728	0.917	0.756	1.064	0.773	1.174	0.801	1.346
0.00110	0.763	0.961	0.792	1.114	0.811	1.232	0.835	1.410
0.00120	0.797	1.004	0.828	1.165	0.847	1.287	0.877	1.473
0.00130	0.829	1.045	0.862	1.213	0.881	1.338	0.912	1.532
0.00140	0.861	1.085	0.894	1.258	0.915	1.390	0.947	1.591
0.00150	0.891	1.123	0.925	1.301	0.947	1.438	0.980	1.646
0.00160	0.920	1.159	0.956	1.345	0.978	1.486	1.012	1.700
0.00170	0.948	1.194	0.985	1.386	1.008	1.531	1.043	1.752
0.00180	0.976	1.230	1.014	1.427	1.037	1.575	1.074	1.804
0.00190	1.003	1.264	1.041	1.465	1.065	1.618	1.103	1.853
0.00200	1.029	1.297	1.068	1.503	1.093	1.660	1.133	1.902
0.00220	1.079	1.360	1.121	1.577	1.147	1.742	1.182	1.994
0.00240	1.127	1.420	1.170	1.644	1.197	1.818	1.240	2.083
0.00260	1.173	1.475	1.218	1.711	1.246	1.893	1.290	2.167

ans.

DATOS		SECCION TIPO							
		13		14		15		16	
b	0.90	0.90		0.90		1.05		1.05	
d	0.85	0.90		0.90		0.90		0.95	
A	1.849	2.025		2.160		2.160		2.352	
P	1.965	4.145		4.295		4.295		4.475	
r	0.4663	0.4885		0.5029		0.5029		0.5255	
n	0.022	0.022		0.022		0.022		0.022	
S	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q	
0.00010	0.273	0.505	0.282	0.571	0.287	0.623	0.296	0.696	
0.00015	0.335	0.619	0.345	0.699	0.352	0.760	0.363	0.854	
0.00020	0.387	0.716	0.399	0.808	0.407	0.879	0.419	0.959	
0.00025	0.432	0.799	0.446	0.903	0.454	0.981	0.468	1.101	
0.00030	0.473	0.875	0.488	0.988	0.498	1.076	0.513	1.207	
0.00035	0.511	0.945	0.528	1.069	0.538	1.162	0.554	1.301	
0.00040	0.547	1.011	0.564	1.142	0.575	1.242	0.592	1.392	
0.00045	0.580	1.072	0.598	1.211	0.610	1.318	0.628	1.477	
0.00050	0.611	1.130	0.630	1.276	0.643	1.389	0.662	1.557	
0.00055	0.641	1.185	0.661	1.339	0.674	1.456	0.694	1.632	
0.00060	0.670	1.239	0.691	1.399	0.704	1.521	0.725	1.705	
0.00065	0.697	1.289	0.719	1.456	0.733	1.583	0.755	1.776	
0.00070	0.723	1.337	0.746	1.511	0.761	1.644	0.783	1.842	
0.00075	0.748	1.385	0.772	1.563	0.787	1.700	0.811	1.907	
0.00080	0.773	1.429	0.798	1.616	0.813	1.756	0.838	1.971	
0.00085	0.797	1.474	0.822	1.665	0.838	1.810	0.863	2.030	
0.00090	0.820	1.516	0.846	1.713	0.862	1.862	0.888	2.089	
0.00095	0.843	1.559	0.869	1.760	0.886	1.914	0.913	2.147	
0.00100	0.865	1.599	0.892	1.806	0.909	1.963	0.937	2.204	
0.00110	0.907	1.677	0.935	1.893	0.953	2.058	0.982	2.312	
0.00120	0.947	1.751	0.977	1.978	0.995	2.151	1.026	2.413	
0.00130	0.986	1.823	1.017	2.059	1.037	2.240	1.068	2.512	
0.00140	1.023	1.892	1.055	2.136	1.076	2.324	1.108	2.606	
0.00150	1.059	1.958	1.092	2.211	1.113	2.404	1.147	2.698	
0.00160	1.093	2.021	1.128	2.284	1.150	2.484	1.184	2.789	
0.00170	1.127	2.084	1.163	2.355	1.185	2.560	1.221	2.872	
0.00180	1.160	2.145	1.196	2.422	1.220	2.635	1.256	2.954	
0.00190	1.191	2.202	1.229	2.489	1.253	2.706	1.290	3.034	
0.00200	1.222	2.259	1.261	2.553	1.285	2.776	1.324	3.114	
0.00220	1.282	2.370	1.323	2.670	1.348	2.912	1.387	3.267	
0.00240	1.335	2.476	1.381	2.797	1.408	3.041	1.450	3.410	
0.00260	1.392	2.578	1.438	2.912	1.466	3.167	1.510	3.542	

DATOS		SECCION TIPO							
		13		14		15		16	
b	0.90	0.90		1.05		1.25		1.25	
d	0.85	0.90		0.90		0.95		0.95	
A	1.849	2.025		2.160		2.352		2.352	
P	3.965	4.145		4.295		4.475		4.475	
c	0.4663	0.4865		0.5029		0.5256		0.5256	
n	0.022	0.022		0.022		0.022		0.022	
S	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q	
0.00200	1.446	2.674	1.492	3.021	1.521	3.285	1.567	3.626	
0.00300	1.497	2.768	1.545	3.129	1.575	3.402	1.622	3.815	
0.00320	1.546	2.859	1.595	3.230	1.626	3.512	1.675	3.940	
0.00340	1.594	2.947	1.644	3.329	1.676	3.620	1.726	4.060	
0.00360	1.640	3.032	1.692	3.426	1.725	3.726	1.776	4.177	
0.00380	1.685	3.116	1.738	3.519	1.772	3.828	1.825	4.292	
0.00400	1.728	3.195	1.783	3.611	1.818	3.927	1.872	4.403	
0.00420	1.771	3.275	1.827	3.700	1.863	4.024	1.919	4.513	
0.00440	1.813	3.352	1.870	3.787					

CANALES INVERTIDOS DE MAMPUESTRIA.- 24.000 1.5:1 117								
DATOS	S E C C I O N T I P O							
	17		18		19		20	
b	1.05		1.05		1.20		1.20	
d	1.00		1.05		1.05		1.20	
A	2.550		2.757		2.914		3.135	
P	4.656		4.836		4.986		5.166	
r	0.5477		0.5701		0.5866		0.6059	
n	0.022		0.022		0.022		0.022	
S	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
0.00010	0.304	0.775	0.313	0.863	0.318	0.927	0.326	1.022
0.00015	0.373	0.951	0.383	1.056	0.387	1.134	0.399	1.251
0.00020	0.430	1.097	0.442	1.219	0.449	1.308	0.461	1.465
0.00025	0.481	1.227	0.494	1.362	0.502	1.463	0.515	1.615
0.00030	0.527	1.344	0.541	1.492	0.550	1.603	0.564	1.768
0.00035	0.569	1.451	0.585	1.613	0.594	1.731	0.610	1.912
0.00040	0.609	1.553	0.625	1.723	0.635	1.850	0.652	2.066
0.00045	0.646	1.647	0.663	1.828	0.674	1.966	0.691	2.166
0.00050	0.680	1.734	0.699	1.927	0.710	2.069	0.729	2.285
0.00055	0.714	1.821	0.733	2.021	0.745	2.171	0.764	2.395
0.00060	0.745	1.900	0.766	2.112	0.778	2.267	0.798	2.502
0.00065	0.776	1.975	0.797	2.197	0.810	2.360	0.831	2.609
0.00070	0.805	2.053	0.827	2.280	0.841	2.451	0.862	2.702
0.00075	0.833	2.124	0.856	2.360	0.870	2.535	0.892	2.795
0.00080	0.861	2.196	0.884	2.437	0.899	2.620	0.922	2.882
0.00085	0.887	2.262	0.911	2.512	0.926	2.698	0.950	2.978
0.00090	0.913	2.328	0.938	2.586	0.953	2.777	0.977	3.063
0.00095	0.938	2.392	0.963	2.655	0.980	2.856	1.004	3.148
0.00100	0.963	2.456	0.989	2.727	1.005	2.929	1.031	3.237
0.00110	1.009	2.573	1.037	2.859	1.054	3.071	1.081	3.389
0.00120	1.054	2.688	1.083	2.986	1.101	3.208	1.129	3.535
0.00130	1.097	2.797	1.127	3.107	1.146	3.339	1.175	3.677
0.00140	1.139	2.904	1.169	3.223	1.189	3.465	1.219	3.822
0.00150	1.178	3.004	1.210	3.336	1.231	3.587	1.262	3.959
0.00160	1.217	3.103	1.250	3.446	1.271	3.704	1.303	4.095
0.00170	1.255	3.200	1.288	3.551	1.310	3.817	1.343	4.215
0.00180	1.291	3.292	1.326	3.656	1.348	3.928	1.382	4.332
0.00190	1.326	3.381	1.362	3.755	1.385	4.036	1.420	4.442
0.00200	1.361	3.471	1.398	3.854	1.421	4.141	1.457	4.569
0.00220	1.427	3.639	1.466	4.042	1.490	4.342	1.528	4.790
0.00240	1.491	3.802	1.531	4.221	1.557	4.537	1.596	5.003
0.00260	1.551	3.955	1.591	4.392	1.620	4.721	1.661	5.207

amo.

CANALES REVESTIDOS DE MAMPOSTERIA.-									TABLA 1.5:1 119	
DATOS	SECCION TIPO									
	21		22		23		24			
b	1.20		1.20		1.35		1.35			
d	1.15		1.20		1.20		1.25			
A	3.364		3.600		3.780		4.032			
P	5.346		5.527		5.677		5.857			
r	0.6293		0.6513		0.6658		0.6821			
n	0.022		0.022		0.022		0.022			
S	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q		
0.00010	0.334	1.124	0.342	1.231	0.347	1.312	0.354	1.427		
0.00015	0.409	1.378	0.418	1.505	0.425	1.607	0.434	1.750		
0.00020	0.472	1.588	0.483	1.739	0.490	1.852	0.501	2.020		
0.00025	0.528	1.776	0.540	1.944	0.548	2.071	0.560	2.258		
0.00030	0.578	1.944	0.592	2.131	0.600	2.268	0.614	2.476		
0.00035	0.625	2.103	0.639	2.300	0.648	2.449	0.663	2.673		
0.00040	0.668	2.247	0.683	2.459	0.693	2.620	0.709	2.850		
0.00045	0.708	2.382	0.725	2.610	0.735	2.778	0.752	3.032		
0.00050	0.746	2.509	0.764	2.750	0.775	2.930	0.792	3.193		
0.00055	0.783	2.634	0.801	2.884	0.813	3.073	0.831	3.351		
0.00060	0.818	2.752	0.837	3.013	0.849	3.209	0.868	3.500		
0.00065	0.851	2.863	0.871	3.136	0.884	3.342	0.904	3.645		
0.00070	0.883	2.970	0.904	3.254	0.917	3.466	0.919	3.782		
0.00075	0.914	3.075	0.935	3.366	0.949	3.587	0.971	3.915		
0.00080	0.944	3.176	0.966	3.478	0.981	3.708	1.002	4.049		
0.00085	0.973	3.273	0.996	3.586	1.011	3.822	1.033	4.185		
0.00090	1.001	3.367	1.025	3.690	1.040	3.931	1.063	4.285		
0.00095	1.029	3.462	1.053	3.791	1.069	4.041	1.093	4.407		
0.00100	1.056	3.552	1.081	3.892	1.097	4.147	1.121	4.520		
0.00110	1.107	3.724	1.133	4.079	1.150	4.347	1.175	4.738		
0.00120	1.157	3.892	1.183	4.259	1.201	4.540	1.228	4.951		
0.00130	1.204	4.050	1.232	4.435	1.250	4.725	1.275	5.153		
0.00140	1.249	4.202	1.278	4.601	1.297	4.903	1.326	5.345		
0.00150	1.293	4.350	1.323	4.763	1.342	5.073	1.372	5.532		
0.00160	1.335	4.491	1.366	4.918	1.386	5.239	1.417	5.713		
0.00170	1.376	4.629	1.408	5.069	1.429	5.402	1.461	5.891		
0.00180	1.416	4.763	1.449	5.216	1.471	5.560	1.504	6.054		
0.00190	1.455	4.895	1.489	5.360	1.513	5.712	1.545	6.225		
0.00200	1.493	5.022	1.527	5.497	1.550	5.859	1.585	6.391		
0.00220	1.566	5.268	1.602	5.767	1.626	6.146	1.662	6.701		
0.00240	1.635	5.500	1.673	6.023	1.698	6.418	1.736	7.000		
0.00260	1.702	5.726	1.742	6.271	1.767	6.679	1.807	7.284		

CANALES REVESTIDOS DE MAMPOSTERIA. - PEND 1.5:1 [2]								
DATOS	S E C C I O N E S T I P O							
	25		26		27		28	
b	1.35		1.35		1.50		1.50	
d	1.30		1.35		1.35		1.40	
A	4.290		4.557		4.764		5.040	
P	6.017		6.218		6.368		6.548	
r	0.7106		0.7329		0.7481		0.7697	
n	0.022		0.022		0.021		0.021	
S	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
0.00010	0.362	1.551	0.369	1.682	0.392	1.867	0.400	2.016
0.00015	0.443	1.900	0.453	2.064	0.481	2.291	0.490	2.475
0.00020	0.512	2.196	0.523	2.383	0.555	2.644	0.566	2.853
0.00025	0.572	2.454	0.584	2.661	0.620	2.954	0.632	3.150
0.00030	0.627	2.690	0.640	2.916	0.680	3.235	0.693	3.433
0.00035	0.677	2.904	0.691	3.149	0.734	3.497	0.748	3.772
0.00040	0.724	3.106	0.739	3.368	0.785	3.740	0.800	4.072
0.00045	0.768	3.295	0.784	3.573	0.833	3.968	0.849	4.275
0.00050	0.809	3.471	0.826	3.767	0.877	4.178	0.894	4.505
0.00055	0.849	3.642	0.866	3.946	0.920	4.383	0.938	4.725
0.00060	0.887	3.805	0.905	4.124	0.961	4.578	0.980	4.935
0.00065	0.923	3.960	0.942	4.293	1.001	4.769	1.020	5.141
0.00070	0.958	4.110	0.978	4.457	1.038	4.945	1.058	5.332
0.00075	0.991	4.251	1.012	4.612	1.075	5.121	1.095	5.518
0.00190	1.578	6.770	1.611	7.145	1.665	7.932	1.697	8.553
0.00200	1.610	6.946	1.652	7.528	1.711	8.151	1.743	8.745
0.00220	1.698	7.284	1.733	7.897	1.755	8.351	1.786	9.015
0.00240	1.773	7.606	1.810	8.248	1.823	8.771	1.875	9.415
0.00250	1.845	7.919	1.884	8.585	2.001	9.161	1.956	9.675

anzb.

CANALES REVISTIDOS DE MAESTRERIA.-								VALOR 1.50	
DATOS	S E C C I O N T I P O								
	29	30		31		32			
b	1.50	1.50		1.70		1.75			
d	1.45	1.50		1.50		1.50			
A	5.329	5.625		5.925		6.560			
P	6.728	6.908		7.108		7.459			
r	0.7921	0.8143		0.8336		0.8783			
n	0.021	0.021		0.021		0.021			
S	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q	
0.00010	0.408	2.174	0.415	2.334	0.422	2.509	0.437	2.867	
0.00015	0.499	2.659	0.509	2.863	0.517	3.063	0.535	3.530	
0.00020	0.577	3.075	0.587	3.302	0.596	3.531	0.618	4.054	
0.00025	0.645	3.437	0.656	3.690	0.667	3.952	0.690	4.528	
0.00030	0.706	3.762	0.719	4.044	0.730	4.325	0.756	4.950	
0.00035	0.763	4.066	0.777	4.371	0.789	4.675	0.817	5.350	
0.00040	0.815	4.343	0.830	4.669	0.844	5.001	0.873	5.727	
0.00045	0.865	4.610	0.881	4.956	0.895	5.303	0.927	6.081	
0.00050	0.912	4.860	0.928	5.220	0.942	5.587	0.976	6.403	
0.00055	0.956	5.095	0.974	5.479	0.989	5.860	1.021	6.711	
0.00060	0.999	5.324	1.017	5.721	1.033	6.121	1.070	7.019	
0.00065	1.039	5.537	1.059	5.957	1.075	6.369	1.114	7.308	
0.00070	1.079	5.750	1.099	6.182	1.116	6.612	1.155	7.580	
0.00075	1.117	5.952	1.137	6.396	1.155	6.803	1.196	7.846	
0.00080	1.153	6.144	1.175	6.609	1.193	7.049	1.235	8.102	
0.00085	1.189	6.336	1.211	6.812	1.230	7.288	1.273	8.351	
0.00090	1.223	6.517	1.246	7.009	1.265	7.495	1.310	8.594	
0.00095	1.257	6.699	1.280	7.200	1.300	7.703	1.346	8.830	
0.00100	1.290	6.874	1.314	7.391	1.334	7.904	1.382	9.066	
0.00110	1.352	7.205	1.377	7.746	1.399	8.289	1.449	9.505	
0.00120	1.413	7.530	1.439	8.094	1.461	8.656	1.513	9.925	
0.00130	1.470	7.834	1.497	8.421	1.521	9.012	1.575	10.330	
0.00140	1.525	8.127	1.554	8.741	1.575	9.350	1.634	10.71	
0.00150	1.579	8.414	1.608	9.045	1.633	9.676	1.691	11.08	
0.00160	1.631	8.692	1.661	9.343	1.687	9.995	1.747	11.46	
0.00170	1.681	8.958	1.712	9.630	1.739	10.304	1.801	11.81	
0.00180	1.730	9.215	1.762	9.911	1.789	10.600	1.853	12.15	
0.00190	1.777	9.470	1.810	10.181	1.838	10.890	1.904	12.49	
0.00200	1.823	9.715	1.857	10.445	1.886	11.175	1.953	12.81	
0.00220	1.912	10.180	1.948	10.958	1.978	11.720	2.049	13.44	
0.00240	1.997	10.612	2.034	11.441	2.066	12.241	2.138	14.03	
0.00260	2.079	11.070	2.117	11.908	2.151	12.745	2.227	14.59	

amb.

CANALES REVESTIDOS DE HANPOSTERIA.-		TABLA 1.3:1							
DATOS	SECCION TIPO								
	33		34		35		36		25
b	1.70		1.85		1.85		1.85		1.85
d	1.70		1.70		1.85		2.00		2.00
A	7.225		7.480		8.557		9.700		9.700
P	7.829		7.979		8.520		9.661		9.661
r	0.9229		0.9375		1.004		1.071		1.071
n	0.021		0.020		0.020		0.020		0.020
li									
S	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q	
0.00010	0.451	3.258	0.479	3.583	0.502	4.296	0.524	5.083	
0.00015	0.553	3.595	0.587	4.391	0.614	5.254	0.641	6.219	
0.00020	0.638	4.610	0.677	5.064	0.709	6.067	0.740	7.172	
0.00025	0.714	5.159	0.757	5.662	0.793	6.786	0.828	8.032	
0.00030	0.782	5.650	0.829	6.201	0.869	7.436	0.907	8.739	
0.00035	0.845	6.105	0.896	6.702	0.938	8.026	0.979	9.425	
0.00040	0.903	6.524	0.958	7.166	1.003	8.583	1.047	10.153	
0.00045	0.958	6.922	1.016	7.600	1.064	9.105	1.111	10.777	
0.00050	1.009	7.290	1.071	8.011	1.121	9.592	1.171	11.353	
0.00055	1.058	7.644	1.123	8.400	1.176	10.063	1.228	11.912	
0.00060	1.106	7.991	1.173	8.774	1.229	10.517	1.283	12.455	
0.00065	1.151	8.316	1.221	9.133	1.279	10.944	1.335	12.984	
0.00070	1.194	8.627	1.267	9.477	1.327	11.355	1.385	13.499	
0.00075	1.236	8.930	1.312	9.814	1.374	11.757	1.434	13.991	
0.00080	1.277	9.226	1.355	10.135	1.419	12.142	1.481	14.468	
0.00085	1.316	9.508	1.397	10.450	1.462	12.510	1.527	14.932	
0.00090	1.354	9.783	1.437	10.749	1.505	12.872	1.571	15.383	
0.00095	1.392	10.057	1.477	11.048	1.546	13.229	1.614	15.825	
0.00100	1.428	10.317	1.515	11.332	1.587	13.580	1.656	16.263	
0.00110	1.493	10.816	1.589	11.885	1.663	14.230	1.738	16.839	
0.00120	1.564	11.300	1.660	12.417	1.738	14.872	1.814	17.508	
0.00130	1.628	11.762	1.727	12.918	1.808	15.471	1.885	18.317	
0.00140	1.689	12.203	1.792	13.404	1.877	16.061	1.959	19.009	
0.00150	1.748	12.629	1.855	13.875	1.942	16.618	2.028	19.672	
0.00160	1.806	13.048	1.916	14.332	2.006	17.165	2.094	20.312	
0.00170	1.861	13.445	1.975	14.773	2.068	17.695	2.158	20.933	
0.00180	1.915	13.836	2.032	15.199	2.128	18.209	2.221	21.544	
0.00190	1.968	14.219	2.086	15.618	2.186	18.705	2.282	22.138	
0.00200	2.019	14.587	2.142	16.022	2.243	19.193	2.342	22.728	
0.00220	2.115	15.295	2.247	16.808	2.353	20.135	2.456	23.523	
0.00240	2.211	15.974	2.346	17.548	2.457	21.025	2.565	24.388	
0.00260	2.309	16.632	2.442	18.265	2.557	21.880	2.669	25.280	

amb.

DATOS		SECCION				TIPO			
		37	38	39	40				
b		2.00	2.00	2.50	2.50				
d		1.50	1.60	1.50	1.60				
A		6.375	7.040	7.125	7.840				
P		7.408	7.769	7.903	8.260				
r		0.8606	0.9062	0.901	0.9481				
n		0.020	0.020	0.020	0.020				
S	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q	
0.00010	0.452	2.882	0.458	3.295	0.466	3.320	0.483	3.787	
0.00015	0.554	3.532	0.574	4.041	0.571	4.068	0.591	4.632	
0.00020	0.640	4.080	0.662	4.660	0.660	4.703	0.682	5.347	
0.00025	0.715	4.558	0.740	5.210	0.737	5.251	0.763	5.922	
0.00030	0.784	4.998	0.811	5.709	0.808	5.757	0.836	6.554	
0.00035	0.846	5.393	0.876	6.167	0.873	6.220	0.903	7.072	
0.00040	0.905	5.769	0.936	6.589	0.933	6.648	0.965	7.566	
0.00045	0.960	6.120	0.994	6.988	0.990	7.054	1.024	8.026	
0.00050	1.012	6.452	1.047	7.371	1.043	7.431	1.079	8.452	
0.00055	1.061	6.764	1.098	7.730	1.094	7.795	1.132	8.875	
0.00060	1.108	7.064	1.147	8.075	1.143	8.144	1.182	9.287	
0.00065	1.154	7.357	1.194	8.406	1.189	8.472	1.231	9.651	
0.00070	1.197	7.631	1.239	8.723	1.234	8.792	1.277	10.012	
0.00075	1.239	7.899	1.282	9.025	1.273	9.106	1.322	10.364	
0.00080	1.280	8.160	1.325	9.328	1.320	9.405	1.365	10.702	
0.00085	1.319	8.409	1.365	9.610	1.360	9.690	1.407	11.031	
0.00090	1.357	8.651	1.405	9.891	1.390	9.968	1.448	11.352	
0.00095	1.395	8.893	1.443	10.159	1.430	10.240	1.488	11.660	
0.00100	1.431	9.123	1.481	10.420	1.470	10.517	1.527	11.972	
0.00110	1.501	9.569	1.553	10.933	1.547	11.022	1.601	12.552	
0.00120	1.568	9.996	1.622	11.419	1.616	11.514	1.672	13.102	
0.00130	1.631	10.398	1.688	11.884	1.682	11.984	1.740	13.642	
0.00140	1.693	10.793	1.752	12.334	1.745	12.433	1.806	14.150	
0.00150	1.752	11.169	1.813	12.764	1.807	12.875	1.869	14.633	
0.00160	1.810	11.539	1.873	13.186	1.866	13.295	1.930	15.111	
0.00170	1.865	11.889	1.930	13.587	1.923	13.701	1.990	15.572	
0.00180	1.919	12.234	1.987	13.988	1.979	14.100	2.047	16.026	
0.00190	1.972	12.572	2.041	14.369	2.033	14.485	2.103	16.485	
0.00200	2.023	12.897	2.094	14.742	2.086	14.863	2.158	16.919	
0.00220	2.122	13.528	2.196	15.460	2.188	15.590	2.264	17.750	
0.00240	2.216	14.127	2.294	16.150	2.285	16.281	2.364	18.534	
0.00260	2.307	14.707	2.387	16.804	2.378	16.943	2.461	19.292	

amb.

CANALES INVERTIDOS DE KAMPONEMIA.-				TIPO 1-5:1				
DATOS	S E C C I O N T I P O 129							
	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	8.640	8.625	9.44				
P	8.408	8.769	8.908	9.269				
r	0.9366	0.9853	0.9682	1.0184				
n	0.020	0.020	0.020	0.020				
S	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
0.00010	0.479	3.772	0.495	4.277	0.489	4.218	0.505	4.777
0.00015	0.566	4.615	0.606	5.236	0.599	5.166	0.620	5.851
0.00020	0.577	5.231	0.700	6.048	0.692	5.969	0.716	6.759
0.00025	0.757	5.961	0.783	6.765	0.774	6.676	0.800	7.552
0.00030	0.829	6.528	0.858	7.413	0.848	7.314	0.877	8.279
0.00035	0.896	7.056	0.926	8.001	0.916	7.901	0.947	8.940
0.00040	0.957	7.536	0.990	8.554	0.979	8.444	1.012	9.553
0.00045	1.016	8.001	1.051	9.081	1.038	8.953	1.074	10.133
0.00050	1.070	8.426	1.107	9.564	1.094	9.436	1.131	10.686
0.00055	1.122	8.836	1.161	10.031	1.148	9.902	1.187	11.205
0.00060	1.173	9.237	1.213	10.480	1.199	10.341	1.240	11.706
0.00065	1.221	9.615	1.263	10.912	1.248	10.764	1.291	12.187
0.00070	1.267	9.978	1.310	11.318	1.295	11.169	1.339	12.640
0.00075	1.311	10.324	1.356	11.716	1.340	11.558	1.385	13.087
0.00080	1.354	10.663	1.401	12.105	1.384	11.937	1.432	13.518
0.00085	1.396	10.994	1.444	12.476	1.427	12.308	1.476	13.933
0.00090	1.436	11.309	1.485	12.831	1.468	12.662	1.518	14.330
0.00095	1.476	11.624	1.526	13.185	1.509	13.019	1.560	14.726
0.00100	1.514	11.923	1.566	13.530	1.548	13.352	1.601	15.113
0.00110	1.588	12.506	1.642	14.187	1.623	13.998	1.679	15.850
0.00120	1.659	13.065	1.716	14.826	1.696	14.628	1.754	16.558
0.00130	1.726	13.592	1.785	15.422	1.765	15.223	1.825	17.228
0.00140	1.791	14.104	1.851	16.010	1.831	15.792	1.893	17.875
0.00150	1.854	14.600	1.918	16.572	1.895	16.344	1.960	18.502
0.00160	1.915	15.081	1.980	17.107	1.957	16.875	2.024	19.107
0.00170	1.973	15.537	2.041	17.634	2.018	17.405	2.087	19.701
0.00180	2.031	15.994	2.101	18.153	2.076	17.926	2.147	20.268
0.00190	2.086	16.427	2.158	18.645	2.133	18.437	2.206	20.825
0.00200	2.141	16.860	2.214	19.129	2.188	18.972	2.253	21.363
0.00220	2.245	17.675	2.323	20.071	2.296	19.803	2.374	22.411
0.00240	2.343	18.457	2.425	20.952	2.397	20.674	2.479	23.402
0.00260	2.441	19.201	2.525	21.815	2.495	21.512	2.581	24.365

amb.

CAÑALES SIN REVESTIR.-					Talud 1.5:1			
DATOS	SECCION TIPO							
	1		2		3		4	
b	0.40		0.40		0.50		0.50	
d	0.35		0.40		0.45		0.50	
A	0.324		0.40		0.529		0.625	
P	1.662		1.842		2.123		2.303	
r	0.195		0.2172		0.2492		0.2714	
n	0.033		0.033		0.033		0.033	
S	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
0.00280	0.539	0.175	0.579	0.232	0.635	0.336	0.672	0.420
0.00300	0.558	0.181	0.600	0.240	0.657	0.348	0.696	0.435
0.00320	0.576	0.187	0.619	0.246	0.679	0.359	0.718	0.449
0.00340	0.594	0.192	0.638	0.255	0.700	0.370	0.741	0.463
0.00360	0.611	0.198	0.657	0.263	0.720	0.381	0.762	0.476
0.00380	0.628	0.203	0.675	0.270	0.740	0.391	0.783	0.489
0.00400	0.644	0.209	0.692	0.277	0.759	0.402	0.803	0.502
0.00420	0.660	0.214	0.710	0.284	0.778	0.412	0.823	0.515
0.00440	0.676	0.219	0.726	0.290	0.796	0.421	0.842	0.526
0.00460	0.691	0.224	0.743	0.297	0.814	0.431	0.861	0.538
0.00480	0.706	0.229	0.759	0.304	0.831	0.440	0.880	0.550
0.00500	0.721	0.234	0.774	0.310	0.849	0.449	0.898	0.561
0.00520	0.735	0.238	0.790	0.316	0.865	0.458	0.916	0.573
0.00540	0.749	0.243	0.805	0.322	0.882	0.467	0.933	0.583
0.00560	0.763	0.247	0.819	0.328	0.898	0.475	0.950	0.594
0.00580	0.776	0.251	0.834	0.334	0.914	0.484	0.967	0.604
0.00600	0.789	0.256	0.848	0.339	0.930	0.492	0.984	0.615
0.00620	0.802	0.260	0.862	0.345	0.945	0.500	1.000	0.625
0.00640	0.815	0.264	0.876	0.350	0.960	0.508	1.016	0.635
0.00660	0.828	0.268	0.890	0.356	0.975	0.516	1.032	0.645
0.00680	0.840	0.272	0.903	0.361	0.990	0.524	1.047	0.654
0.00700	0.853	0.276	0.916	0.366	1.004	0.531	1.063	0.664
0.00720	0.865	0.280	0.929	0.372	1.018	0.539	1.078	0.674
0.00740	0.877	0.284	0.942	0.377	1.032	0.546	1.092	0.683
0.00760	0.888	0.288	0.955	0.382	1.046	0.553	1.107	0.692
0.00780	0.900	0.292	0.967	0.387	1.059	0.561	1.122	0.701
0.00800	0.911	0.295	0.979	0.392	1.073	0.568	1.136	0.710
0.00820	0.923	0.299	0.992	0.397	1.087	0.575	1.150	0.719
0.00840	0.934	0.303	1.004	0.402	1.100	0.582	1.164	0.728
0.00860	0.945	0.306	1.016	0.406	1.113	0.589	1.178	0.736
0.00880	0.956	0.310	1.027	0.411	1.126	0.596	1.191	0.744
0.00900	0.967	0.313	1.039	0.416	1.138	0.602	1.205	0.753

CANALES SIN REVESTIR.-									Escala 1:1	
DATOS	S E C C I O N T I P O 132									
	1		2		3		4			
b	0.40		0.40		0.50		0.50			
d	0.35		0.40		0.45		0.50			
A	0.324		0.40		0.529		0.625			
P	1.662		1.842		2.123		2.303			
r	0.195		0.2172		0.2492		0.2714			
n	0.033		0.033		0.033		0.033			
	S	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q	
	0.00010	0.102	0.033	0.109	0.044	0.120	0.063	0.127	0.070	
	0.00015	0.125	0.041	0.134	0.054	0.147	0.078	0.156	0.092	
	0.00020	0.144	0.047	0.155	0.062	0.170	0.090	0.180	0.113	
	0.00025	0.161	0.052	0.173	0.069	0.190	0.101	0.201	0.126	
	0.00030	0.176	0.057	0.190	0.076	0.208	0.110	0.220	0.138	
	0.00035	0.191	0.062	0.205	0.082	0.225	0.119	0.238	0.149	
	0.00040	0.204	0.066	0.219	0.088	0.240	0.127	0.254	0.159	
	0.00045	0.216	0.070	0.232	0.093	0.255	0.135	0.269	0.168	
	0.00050	0.228	0.074	0.245	0.098	0.268	0.142	0.284	0.178	
	0.00055	0.239	0.077	0.257	0.103	0.281	0.149	0.298	0.188	
	0.00060	0.250	0.081	0.268	0.107	0.294	0.156	0.311	0.197	
	0.00065	0.260	0.084	0.279	0.112	0.306	0.162	0.324	0.203	
	0.00070	0.270	0.087	0.290	0.116	0.318	0.168	0.336	0.210	
	0.00075	0.279	0.090	0.300	0.120	0.329	0.174	0.348	0.218	
	0.00080	0.288	0.093	0.310	0.124	0.339	0.179	0.359	0.224	
	0.00085	0.297	0.096	0.319	0.128	0.350	0.185	0.370	0.231	
	0.00090	0.306	0.100	0.328	0.132	0.360	0.190	0.381	0.238	
	0.00095	0.314	0.102	0.338	0.136	0.370	0.195	0.392	0.245	
	0.00100	0.322	0.105	0.346	0.138	0.380	0.201	0.402	0.251	
	0.00110	0.338	0.110	0.363	0.145	0.398	0.211	0.421	0.263	
	0.00120	0.353	0.114	0.379	0.152	0.416	0.220	0.440	0.275	
	0.00130	0.367	0.119	0.395	0.158	0.433	0.229	0.458	0.286	
	0.00140	0.381	0.123	0.410	0.164	0.449	0.238	0.475	0.297	
	0.00150	0.395	0.128	0.424	0.170	0.465	0.246	0.492	0.308	
	0.00160	0.408	0.132	0.438	0.175	0.480	0.254	0.508	0.318	
	0.00170	0.420	0.136	0.451	0.180	0.495	0.262	0.524	0.328	
	0.00180	0.432	0.140	0.465	0.186	0.509	0.269	0.539	0.337	
	0.00190	0.444	0.144	0.477	0.191	0.523	0.277	0.554	0.346	
	0.00200	0.456	0.148	0.490	0.196	0.537	0.284	0.568	0.355	
	0.00220	0.478	0.155	0.514	0.206	0.563	0.298	0.595	0.373	
	0.00240	0.499	0.162	0.536	0.214	0.587	0.311	0.622	0.388	
	0.00260	0.520	0.168	0.558	0.223	0.612	0.324	0.648	0.405	

CONALDO BEN BRUNO S.C. -				TABLA 1.5:1				
D.A.T.O.S	S E C C I O N T I P O I S A							
	5		6		7		8	
b	0.60	0.60	0.60	0.60	0.75	0.75	0.75	0.75
d	0.55	0.60	0.60	0.60	0.60	0.65	0.65	0.65
A	0.784	0.90	0.90	0.90	0.99	1.122	1.122	1.122
P	2.583	2.763	2.763	2.763	2.913	3.074	3.074	3.074
r	0.3035	0.3257	0.3257	0.3257	0.3399	0.3626	0.3626	0.3626
n	0.033	0.033	0.033	0.033	0.033	0.033	0.033	0.033
S	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
0.00010	0.137	0.107	0.143	0.129	0.146	0.147	0.154	0.173
0.00015	0.168	0.132	0.176	0.158	0.181	0.179	0.189	0.215
0.00020	0.193	0.151	0.203	0.183	0.209	0.207	0.218	0.245
0.00025	0.216	0.169	0.227	0.204	0.233	0.231	0.244	0.275
0.00030	0.237	0.186	0.248	0.221	0.256	0.253	0.267	0.303
0.00035	0.256	0.201	0.268	0.241	0.276	0.273	0.288	0.323
0.00040	0.274	0.215	0.287	0.258	0.295	0.292	0.308	0.344
0.00045	0.290	0.227	0.304	0.274	0.313	0.310	0.327	0.367
0.00050	0.306	0.240	0.321	0.289	0.330	0.327	0.345	0.387
0.00055	0.321	0.252	0.336	0.302	0.346	0.343	0.361	0.408
0.00060	0.335	0.263	0.351	0.316	0.362	0.358	0.378	0.427
0.00065	0.349	0.274	0.366	0.329	0.376	0.372	0.393	0.444
0.00070	0.362	0.284	0.380	0.342	0.391	0.387	0.408	0.459
0.00075	0.375	0.294	0.393	0.354	0.404	0.400	0.422	0.473
0.00080	0.387	0.303	0.406	0.365	0.418	0.414	0.436	0.485
0.00085	0.399	0.313	0.418	0.376	0.430	0.426	0.449	0.500
0.00090	0.410	0.321	0.430	0.387	0.443	0.439	0.462	0.518
0.00095	0.422	0.331	0.442	0.398	0.455	0.450	0.475	0.533
0.00100	0.433	0.339	0.454	0.409	0.467	0.462	0.488	0.548
0.00110	0.454	0.356	0.476	0.428	0.490	0.485	0.511	0.573
0.00120	0.474	0.372	0.497	0.447	0.511	0.506	0.534	0.595
0.00130	0.493	0.387	0.517	0.465	0.532	0.527	0.556	0.623
0.00140	0.512	0.401	0.537	0.483	0.552	0.546	0.577	0.645
0.00150	0.530	0.416	0.556	0.500	0.572	0.566	0.597	0.670
0.00160	0.547	0.429	0.574	0.517	0.590	0.584	0.616	0.693
0.00170	0.564	0.442	0.591	0.532	0.609	0.603	0.635	0.715
0.00180	0.580	0.455	0.609	0.548	0.626	0.620	0.654	0.737
0.00190	0.596	0.467	0.625	0.563	0.643	0.637	0.672	0.757
0.00200	0.612	0.480	0.642	0.578	0.660	0.653	0.690	0.773
0.00220	0.642	0.503	0.673	0.606	0.692	0.685	0.723	0.811
0.00240	0.670	0.525	0.703	0.633	0.723	0.716	0.755	0.847
0.00260	0.697	0.546	0.731	0.658	0.753	0.745	0.789	0.882

GRANDES SIN INVERSIÓN.-				RADIO 1.5:1				
DATOS	SECCIONES TIPICAS							
	5		6		7		8	
b	0.60		0.60		0.75		0.75	
d	0.55		0.60		0.60		0.65	
A	0.784		0.90		0.99		1.122	
P	2.583		2.763		2.913		3.096	
r	0.3035		0.3257		0.3393		0.3625	
n	0.033		0.033		0.033		0.033	
	S	V	Q	V	Q	V	Q	V
0.00230	0.724	0.568	0.759	0.683	0.781	0.773	0.815	0.814
0.00300	0.749	0.587	0.785	0.707	0.809	0.801	0.844	0.847
0.00370	0.774	0.607	0.811	0.730	0.835	0.827	0.872	0.875
0.00440	0.798	0.626	0.836	0.752	0.861	0.852	0.896	1.003
0.00510	0.821	0.644	0.861	0.775	0.886	0.877	0.925	1.035
0.00580	0.843	0.661	0.884	0.796	0.910	0.901	0.950	1.065
0.00650	0.865	0.678	0.907	0.816	0.933	0.924	0.975	1.094
0.00720	0.887	0.695	0.930	0.837	0.957	0.947	0.999	1.121
0.00790	0.907	0.711	0.952	0.857	0.979	0.969	1.022	1.147
0.00860	0.928	0.728	0.973	0.876	1.001	0.991	1.045	1.172
0.00930	0.948	0.743	0.994	0.895	1.023	1.013	1.068	1.197
0.01000	0.967	0.758	1.014	0.913	1.044	1.034	1.090	1.222
0.01070	0.986	0.773	1.034	0.931	1.064	1.053	1.111	1.247
0.01140	1.005	0.788	1.054	0.949	1.085	1.074	1.132	1.270
0.01210	1.024	0.803	1.073	0.966	1.104	1.093	1.153	1.294
0.01280	1.042	0.817	1.093	0.984	1.124	1.113	1.174	1.317
0.01350	1.060	0.831	1.111	1.000	1.143	1.132	1.194	1.340
0.01420	1.077	0.844	1.130	1.017	1.162	1.150	1.213	1.361
0.01490	1.094	0.858	1.148	1.033	1.181	1.169	1.233	1.383
0.01560	1.111	0.871	1.165	1.049	1.199	1.187	1.252	1.405
0.01630	1.128	0.884	1.183	1.065	1.217	1.205	1.271	1.425
0.01700	1.145	0.898	1.200	1.080	1.235	1.223	1.289	1.446
0.01770	1.161	0.910	1.217	1.095	1.252	1.239	1.308	1.466
0.01840	1.177	0.923	1.234	1.111	1.270	1.257	1.326	1.486
0.01910	1.193	0.935	1.251	1.126	1.287	1.274	1.343	1.507
0.01980	1.208	0.947	1.267	1.140	1.304	1.291	1.361	1.527
0.02050	1.224	0.960	1.283	1.155	1.320	1.307	1.378	1.546
0.02120	1.239	0.971	1.299	1.169	1.337	1.324	1.395	1.565
0.02190	1.254	0.983	1.315	1.184	1.353	1.339	1.412	1.584
0.02260	1.269	0.995	1.330	1.197	1.369	1.355	1.429	1.603
0.02330	1.283	1.006	1.346	1.211	1.385	1.371	1.446	1.622
0.02400	1.298	1.018	1.361	1.225	1.400	1.386	1.462	1.640

END.

GANANIAS SIN INVERSIÓN.-				TAJID 1.5:1				
DATOS	S E C C I O N T I P O 137							
	n		10		11		12	
b	0.75		0.75		0.90		0.90	
d	0.70		0.75		0.75		0.80	
A	1.260		1.007		1.519		1.680	
P	3.274		3.454		3.604		3.786	
r	0.3848		0.4073		0.4215		0.444	
n	0.033		0.033		0.033		0.033	
S	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
0.00010	0.160	0.202	0.170	0.171	0.170	0.258	0.176	0.255
0.00015	0.195	0.247	0.204	0.205	0.209	0.317	0.216	0.363
0.00020	0.227	0.286	0.235	0.237	0.241	0.356	0.249	0.418
0.00025	0.253	0.319	0.263	0.265	0.269	0.409	0.279	0.469
0.00030	0.278	0.350	0.288	0.290	0.295	0.448	0.306	0.514
0.00035	0.300	0.378	0.312	0.314	0.319	0.485	0.330	0.557
0.00040	0.321	0.404	0.333	0.335	0.341	0.518	0.353	0.593
0.00045	0.340	0.428	0.353	0.355	0.362	0.550	0.374	0.628
0.00050	0.358	0.451	0.372	0.375	0.381	0.579	0.394	0.662
0.00055	0.376	0.474	0.390	0.393	0.400	0.608	0.414	0.695
0.00060	0.393	0.495	0.408	0.411	0.417	0.633	0.432	0.726
0.00065	0.409	0.515	0.424	0.427	0.435	0.661	0.450	0.756
0.00070	0.424	0.534	0.441	0.444	0.451	0.685	0.467	0.785
0.00075	0.439	0.553	0.456	0.459	0.467	0.709	0.483	0.811
0.00080	0.453	0.571	0.471	0.474	0.482	0.732	0.499	0.838
0.00085	0.467	0.588	0.486	0.489	0.497	0.755	0.514	0.864
0.00090	0.481	0.606	0.500	0.504	0.511	0.776	0.529	0.889
0.00095	0.494	0.622	0.513	0.517	0.525	0.797	0.544	0.914
0.00100	0.507	0.639	0.527	0.531	0.539	0.819	0.558	0.937
0.00110	0.532	0.670	0.552	0.556	0.565	0.858	0.585	0.993
0.00120	0.555	0.699	0.577	0.581	0.590	0.896	0.611	1.026
0.00130	0.578	0.728	0.600	0.604	0.614	0.933	0.636	1.058
0.00140	0.600	0.756	0.623	0.627	0.638	0.969	0.660	1.109
0.00150	0.621	0.782	0.645	0.650	0.660	1.003	0.683	1.147
0.00160	0.641	0.808	0.666	0.671	0.682	1.036	0.706	1.186
0.00170	0.661	0.833	0.686	0.691	0.703	1.068	0.727	1.221
0.00180	0.680	0.857	0.706	0.711	0.723	1.098	0.748	1.257
0.00190	0.699	0.881	0.726	0.731	0.743	1.129	0.769	1.292
0.00200	0.717	0.903	0.745	0.750	0.762	1.157	0.789	1.326
0.00220	0.752	0.948	0.781	0.786	0.799	1.214	0.827	1.380
0.00240	0.785	0.989	0.816	0.822	0.835	1.268	0.864	1.452
0.00260	0.817	1.029	0.849	0.855	0.869	1.320	0.899	1.510

amb.

CANALES SIN INVESTITIO.				TABLA 1.5:1				
DATOS	S E C C I O N T I P O 138							
	9		10		11		12	
b	0.75	0.75	0.75	0.75	0.90	0.90	0.90	0.90
d	0.70	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.80	0.80
A	1.260	1.007	1.007	1.007	1.519	1.519	1.630	1.630
P	1.274	1.454	1.454	1.454	1.604	1.604	1.734	1.734
r	0.3848	0.4073	0.4073	0.4073	0.4215	0.4215	0.444	0.444
n	0.033	0.033	0.033	0.033	0.033	0.033	0.033	0.033
S	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
0.00280	0.848	1.068	0.881	0.887	0.902	1.170	0.932	1.501
0.00300	0.878	1.106	0.912	0.918	0.933	1.417	0.956	1.623
0.00320	0.907	1.143	0.942	0.949	0.964	1.464	0.998	1.677
0.00340	0.935	1.178	0.971	0.978	0.994	1.510	1.029	1.727
0.00360	0.962	1.212	0.999	1.006	1.022	1.552	1.058	1.777
0.00380	0.988	1.245	1.026	1.033	1.050	1.595	1.087	1.825
0.00400	1.014	1.278	1.053	1.060	1.078	1.637	1.116	1.875
0.00420	1.039	1.309	1.079	1.087	1.104	1.677	1.143	1.920
0.00440	1.063	1.339	1.104	1.112	1.130	1.716	1.170	1.966
0.00460	1.087	1.370	1.129	1.137	1.156	1.755	1.196	2.009
0.00480	1.111	1.400	1.154	1.162	1.181	1.792	1.222	2.053
0.00500	1.133	1.428	1.177	1.185	1.205	1.830	1.247	2.095
0.00520	1.156	1.457	1.201	1.209	1.229	1.867	1.272	2.137
0.00540	1.178	1.484	1.223	1.232	1.252	1.902	1.296	2.177
0.00560	1.200	1.512	1.246	1.255	1.275	1.937	1.320	2.218
0.00580	1.221	1.538	1.268	1.277	1.298	1.972	1.343	2.256
0.00600	1.242	1.565	1.290	1.299	1.320	2.005	1.366	2.295
0.00620	1.262	1.590	1.311	1.320	1.342	2.038	1.389	2.334
0.00640	1.282	1.615	1.332	1.341	1.363	2.070	1.411	2.370
0.00660	1.302	1.641	1.353	1.362	1.384	2.102	1.433	2.407
0.00680	1.322	1.666	1.373	1.383	1.405	2.134	1.455	2.444
0.00700	1.341	1.690	1.393	1.403	1.426	2.166	1.476	2.480
0.00720	1.360	1.714	1.413	1.423	1.446	2.196	1.497	2.515
0.00740	1.379	1.738	1.432	1.442	1.466	2.227	1.517	2.549
0.00760	1.397	1.760	1.452	1.462	1.486	2.257		
0.00780	1.415	1.784	1.471	1.481	1.505	2.286		
0.00800	1.434	1.807	1.489	1.499				
0.00820	1.452	1.830	1.508	1.519				
0.00840	1.469	1.851						
0.00860	1.487	1.874						
0.00880	1.504	1.895						

CANALES SIN REVESTIR.-				VALUD 1.5: 1				
DATOS	S E C C I O N T I P O 139							
	13		14		15		16	
b	0.90	0.90	0.90	0.90	1.05	1.05	1.05	1.05
d	0.85	0.90	0.90	0.90	0.90	0.95	0.95	0.95
A	1.849	2.025	2.025	2.025	2.160	2.352	2.352	2.352
P	3.965	4.145	4.145	4.145	4.235	4.475	4.475	4.475
r	0.4663	0.4885	0.4885	0.4885	0.5029	0.5056	0.5056	0.5056
n	0.033	0.033	0.033	0.033	0.032	0.032	0.032	0.032
S	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
0.00010	0.182	0.337	0.188	0.381	0.198	0.428	0.203	0.477
0.00015	0.223	0.412	0.230	0.466	0.242	0.523	0.249	0.586
0.00020	0.258	0.477	0.266	0.539	0.279	0.603	0.288	0.677
0.00025	0.288	0.533	0.297	0.601	0.312	0.674	0.322	0.757
0.00030	0.316	0.584	0.326	0.660	0.342	0.739	0.353	0.830
0.00035	0.341	0.631	0.352	0.713	0.369	0.797	0.381	0.896
0.00040	0.364	0.673	0.376	0.761	0.395	0.853	0.407	0.957
0.00045	0.387	0.716	0.399	0.808	0.420	0.907	0.432	1.016
0.00050	0.407	0.753	0.420	0.851	0.441	0.953	0.455	1.070
0.00055	0.427	0.790	0.441	0.893	0.463	1.000	0.477	1.122
0.00060	0.446	0.825	0.461	0.934	0.484	1.045	0.499	1.174
0.00065	0.465	0.860	0.479	0.970	0.504	1.089	0.519	1.221
0.00070	0.482	0.891	0.497	1.006	0.523	1.129	0.538	1.265
0.00075	0.499	0.923	0.515	1.043	0.541	1.169	0.558	1.312
0.00080	0.515	0.952	0.532	1.077	0.559	1.207	0.606	1.425
0.00085	0.531	0.982	0.548	1.110	0.576	1.244	0.594	1.397
0.00090	0.547	1.011	0.564	1.142	0.593	1.281	0.611	1.437
0.00095	0.562	1.039	0.580	1.175	0.609	1.315	0.628	1.477
0.00100	0.576	1.065	0.595	1.205	0.625	1.350	0.644	1.515
0.00110	0.604	1.117	0.624	1.264	0.656	1.417	0.675	1.588
0.00120	0.631	1.167	0.651	1.318	0.685	1.480	0.705	1.658
0.00130	0.657	1.215	0.678	1.373	0.713	1.540	0.734	1.726
0.00140	0.682	1.261	0.703	1.424	0.739	1.596	0.762	1.792
0.00150	0.706	1.305	0.728	1.474	0.765	1.652	0.789	1.856
0.00160	0.729	1.348	0.752	1.523	0.790	1.706	0.815	1.917
0.00170	0.751	1.389	0.775	1.569	0.815	1.760	0.839	1.973
0.00180	0.773	1.429	0.798	1.616	0.838	1.810	0.864	2.032
0.00190	0.794	1.468	0.819	1.658	0.861	1.860	0.887	2.086
0.00200	0.815	1.507	0.841	1.703	0.884	1.909	0.911	2.143
0.00220	0.855	1.581	0.882	1.786	0.927	2.002	0.955	2.246
0.00240	0.893	1.651	0.921	1.865	0.968	2.091	0.997	2.345
0.00260	0.929	1.718	0.959	1.942	1.008	2.177	1.038	2.441

CANALES SIN REVENDECION					TABLA 1.5:1			
DATOS	S E C C I O N		T		P		O I A	
	17	18	19	20				
b	1.05	1.05	1.20	1.20				
d	1.00	1.05	1.05	1.10				
A	2.550	2.757	2.914	3.135				
P	4.656	4.836	4.986	5.166				
r	0.5477	0.5701	0.5844	0.6039				
n	0.032	0.032	0.032	0.032				
S	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
0.00010	0.209	0.533	0.215	0.593	0.219	0.633	0.224	0.702
0.00015	0.256	0.653	0.263	0.725	0.267	0.778	0.274	0.855
0.00020	0.296	0.755	0.304	0.832	0.309	0.900	0.316	0.991
0.00025	0.331	0.844	0.339	0.935	0.345	1.005	0.354	1.110
0.00030	0.352	0.923	0.372	1.026	0.378	1.101	0.388	1.216
0.00035	0.391	0.997	0.402	1.108	0.408	1.189	0.419	1.314
0.00040	0.419	1.068	0.430	1.186	0.437	1.273	0.447	1.401
0.00045	0.443	1.130	0.456	1.257	0.463	1.349	0.475	1.489
0.00050	0.467	1.191	0.481	1.326	0.489	1.425	0.501	1.573
0.00055	0.491	1.252	0.503	1.387	0.512	1.492	0.525	1.646
0.00060	0.512	1.306	0.525	1.450	0.535	1.559	0.549	1.721
0.00065	0.533	1.359	0.548	1.511	0.557	1.623	0.571	1.790
0.00070	0.554	1.413	0.568	1.566	0.573	1.684	0.593	1.859
0.00075	0.572	1.459	0.589	1.624	0.598	1.743	0.614	1.925
0.00080	0.592	1.510	0.607	1.673	0.618	1.801	0.633	1.984
0.00085	0.609	1.553	0.626	1.726	0.637	1.856	0.652	2.044
0.00090	0.627	1.599	0.644	1.776	0.655	1.909	0.672	2.107
0.00095	0.645	1.645	0.662	1.825	0.673	1.961	0.691	2.166
0.00100	0.662	1.688	0.679	1.872	0.691	2.014	0.708	2.220
0.00110	0.694	1.770	0.713	1.966	0.725	2.111	0.742	2.326
0.00120	0.725	1.849	0.745	2.054	0.757	2.206	0.776	2.433
0.00130	0.754	1.923	0.774	2.134	0.783	2.296	0.807	2.530
0.00140	0.783	1.997	0.803	2.214	0.818	2.384	0.838	2.627
0.00150	0.809	2.063	0.832	2.294	0.846	2.465	0.867	2.718
0.00160	0.836	2.132	0.859	2.368	0.873	2.544	0.896	2.805
0.00170	0.862	2.198	0.886	2.443	0.900	2.623	0.924	2.897
0.00180	0.887	2.262	0.912	2.514	0.927	2.701	0.951	2.981
0.00190	0.912	2.326	0.936	2.581	0.952	2.774	0.976	3.060
0.00200	0.935	2.385	0.951	2.649	0.977	2.847	1.001	3.138
0.00220	0.981	2.502	1.008	2.775	1.025	2.937	1.051	3.295
0.00240	1.025	2.614	1.052	2.900	1.070	3.118	1.097	3.436
0.00260	1.066	2.718	1.095	3.019	1.114	3.246	1.143	3.583

CANALES SIN REVERSTER.-					TABLA 1.5: 1			
DATOS	S E C C I O N T I P O 143							
	21		22		23		24	
b.	1.20		1.20		1.35		1.35	
d	1.15		1.20		1.20		1.25	
A	3.364		3.600		3.780		4.032	
P	5.346		5.527		5.677		5.857	
r	0.6293		0.6513		0.6658		0.6834	
n	0.032		0.032		0.032		0.032	
S	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
0.00010	0.230	0.774	0.235	0.846	0.238	0.899	0.243	0.980
0.00015	0.282	0.949	0.288	1.037	0.292	1.104	0.298	1.202
0.00020	0.325	1.093	0.332	1.195	0.337	1.274	0.344	1.387
0.00025	0.363	1.221	0.371	1.336	0.376	1.421	0.385	1.552
0.00030	0.397	1.336	0.406	1.462	0.412	1.557	0.422	1.702
0.00035	0.429	1.443	0.439	1.590	0.445	1.682	0.456	1.835
0.00040	0.459	1.544	0.469	1.688	0.476	1.799	0.487	1.964
0.00045	0.487	1.638	0.498	1.793	0.505	1.909	0.517	2.085
0.00050	0.513	1.726	0.525	1.890	0.533	2.015	0.544	2.193
0.00055	0.538	1.810	0.551	1.984	0.559	2.113	0.571	2.302
0.00060	0.562	1.891	0.575	2.070	0.584	2.208	0.597	2.407
0.00065	0.585	1.968	0.599	2.156	0.607	2.294	0.621	2.504
0.00070	0.607	2.042	0.621	2.236	0.631	2.385	0.644	2.597
0.00075	0.628	2.113	0.644	2.318	0.653	2.468	0.667	2.685
0.00080	0.649	2.183	0.664	2.390	0.674	2.548	0.689	2.778
0.00085	0.669	2.251	0.685	2.466	0.695	2.627	0.710	2.863
0.00090	0.689	2.318	0.704	2.534	0.715	2.703	0.731	2.947
0.00095	0.707	2.378	0.724	2.606	0.734	2.775	0.751	3.028
0.00100	0.726	2.442	0.743	2.675	0.754	2.850	0.770	3.105
0.00110	0.761	2.560	0.779	2.804	0.791	2.930	0.807	3.254
0.00120	0.795	2.674	0.814	2.930	0.826	3.122	0.844	3.403
0.00130	0.827	2.782	0.847	3.049	0.859	3.247	0.879	3.544
0.00140	0.859	2.890	0.879	3.164	0.892	3.372	0.912	3.677
0.00150	0.889	2.991	0.909	3.272	0.923	3.489	0.943	3.802
0.00160	0.918	3.088	0.939	3.380	0.953	3.602	0.974	3.927
0.00170	0.946	3.182	0.968	3.485	0.983	3.716	1.004	4.048
0.00180	0.974	3.277	0.996	3.586	1.012	3.825	1.033	4.165
0.00190	1.000	3.364	1.024	3.686	1.038	3.924	1.062	4.282
0.00200	1.026	3.451	1.050	3.780	1.065	4.026	1.089	4.391
0.00220	1.077	3.623	1.101	3.964	1.118	4.226	1.143	4.609
0.00240	1.124	3.781	1.151	4.144	1.167	4.411	1.193	4.810
0.00260	1.170	3.936	1.197	4.309	1.215	4.593	1.242	5.005

CANALES SIN REVESTIR.-

TABLA 1.5:1

DATOS	SECCIONES TIPO							
	25		26		27		28	
b	1.35	1.35	1.35	1.35	1.50	1.50	1.50	1.50
d	1.30	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.40	1.40
A	4.290	4.557	4.557	4.557	4.764	4.764	5.040	5.040
P	6.037	6.218	6.218	6.218	6.368	6.368	6.548	6.548
r	0.7106	0.7329	0.7329	0.7329	0.7481	0.7481	0.7697	0.7697
n	0.032	0.031	0.031	0.031	0.031	0.031	0.031	0.031
S	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
0.00010	0.249	1.068	0.262	1.194	0.266	1.267	0.271	1.366
0.00015	0.305	1.308	0.321	1.463	0.326	1.553	0.332	1.673
0.00020	0.352	1.510	0.370	1.686	0.376	1.791	0.383	1.932
0.00025	0.393	1.686	0.414	1.887	0.420	2.001	0.428	2.157
0.00030	0.431	1.849	0.455	2.073	0.460	2.191	0.469	2.364
0.00035	0.465	1.995	0.491	2.237	0.497	2.368	0.507	2.555
0.00040	0.498	2.136	0.525	2.392	0.531	2.530	0.542	2.732
0.00045	0.528	2.265	0.557	2.538	0.564	2.687	0.575	2.898
0.00050	0.557	2.389	0.587	2.675	0.594	2.830	0.605	3.054
0.00055	0.584	2.505	0.615	2.803	0.624	2.973	0.636	3.205
0.00060	0.609	2.613	0.642	2.926	0.651	3.101	0.664	3.347
0.00065	0.634	2.720	0.669	3.049	0.678	3.230	0.691	3.483
0.00070	0.658	2.823	0.694	3.163	0.704	3.354	0.716	3.609
0.00075	0.682	2.926	0.719	3.276	0.728	3.468	0.742	3.740
0.00080	0.704	3.020	0.742	3.381	0.752	3.583	0.766	3.861
0.00085	0.726	3.115	0.764	3.482	0.775	3.692	0.780	3.982
0.00090	0.747	3.205	0.787	3.586	0.797	3.797	0.813	4.098
0.00095	0.767	3.290	0.808	3.682	0.820	3.906	0.835	4.213
0.00100	0.787	3.376	0.829	3.778	0.841	4.007	0.857	4.319
0.00110	0.825	3.539	0.870	3.965	0.881	4.197	0.898	4.525
0.00120	0.862	3.698	0.908	4.138	0.921	4.388	0.939	4.733
0.00130	0.897	3.848	0.945	4.306	0.958	4.564	0.977	4.924
0.00140	0.931	3.994	0.981	4.470	0.994	4.735	1.013	5.106
0.00150	0.964	4.136	1.016	4.630	1.029	4.902	1.050	5.292
0.00160	0.995	4.269	1.049	4.780	1.063	5.064	1.084	5.463
0.00170	1.026	4.402	1.080	4.922	1.096	5.221	1.117	5.632
0.00180	1.056	4.530	1.112	5.067	1.127	5.369	1.150	5.796
0.00190	1.085	4.655	1.143	5.209	1.158	5.517	1.181	5.952
0.00200	1.113	4.775	1.172	5.341	1.189	5.664	1.211	6.103
0.00220	1.167	5.006	1.229	5.601	1.247	5.941	1.271	6.406
0.00240	1.219	5.229	1.285	5.856	1.302	6.203	1.327	6.658
0.00260	1.268	5.440	1.336	6.083	1.355	6.455	1.382	6.965

CANALIZATIUN REVIZIUNII -				SALUD 1.0:1				
DATOS	S E C C I O N - T I P O							
	29		30		31		32 147	
b	1.50		1.50		1.70		1.70	
d	1.45		1.50		1.50		1.60	
A	5.329		5.625		5.925		6.563	
P	6.728		6.908		7.108		7.469	
r	0.7921		0.8143		0.8336		0.8723	
n	0.031		0.031		0.031		0.031	
S	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
0.00010	0.276	1.471	0.281	1.581	0.285	1.689	0.296	1.762
0.00015	0.319	1.807	0.345	1.941	0.350	2.074	0.362	2.175
0.00020	0.391	2.084	0.398	2.239	0.405	2.400	0.418	2.742
0.00025	0.436	2.323	0.445	2.503	0.451	2.672	0.467	3.057
0.00030	0.478	2.547	0.488	2.745	0.495	2.933	0.512	3.356
0.00035	0.516	2.750	0.526	2.959	0.534	3.164	0.554	3.631
0.00040	0.552	2.942	0.562	3.161	0.572	3.380	0.592	3.887
0.00045	0.585	3.117	0.597	3.358	0.607	3.595	0.628	4.129
0.00050	0.617	3.288	0.629	3.538	0.639	3.786	0.661	4.336
0.00055	0.647	3.448	0.660	3.713	0.660	3.911	0.694	4.551
0.00060	0.677	3.608	0.689	3.876	0.700	4.148	0.725	4.756
0.00065	0.704	3.752	0.717	4.033	0.728	4.313	0.755	4.953
0.00070	0.730	3.890	0.744	4.185	0.756	4.470	0.782	5.130
0.00075	0.756	4.029	0.771	4.337	0.782	4.633	0.810	5.315
0.00080	0.781	4.162	0.795	4.472	0.808	4.787	0.837	5.491
0.00085	0.805	4.290	0.820	4.613	0.834	4.941	0.862	5.655
0.00090	0.828	4.412	0.844	4.748	0.857	5.078	0.888	5.825
0.00095	0.852	4.540	0.868	4.883	0.880	5.214	0.912	5.983
0.00100	0.874	4.658	0.890	5.006	0.904	5.356	0.936	6.140
0.00110	0.915	4.876	0.933	5.248	0.947	5.611	0.981	6.435
0.00120	0.957	5.010	0.974	5.479	0.990	5.866	1.025	6.724
0.00130	0.995	5.102	1.014	5.704	1.030	6.103	1.067	6.990
0.00140	1.034	5.510	1.053	5.923	1.069	6.334	1.107	7.262
0.00150	1.070	5.702	1.089	6.126	1.107	6.559	1.145	7.511
0.00160	1.105	5.889	1.125	6.328	1.143	6.772	1.184	7.767
0.00170	1.139	6.070	1.159	6.539	1.178	6.990	1.220	8.003
0.00180	1.182	6.299	1.193	6.711	1.212	7.181	1.255	8.233
0.00190	1.204	6.416	1.226	6.896	1.245	7.377	1.289	8.456
0.00200	1.235	6.581	1.258	7.076	1.277	7.566	1.323	8.670
0.00220	1.256	6.906	1.319	7.419	1.340	7.940	1.388	9.105
0.00240	1.353	7.210	1.377	7.746	1.400	8.295	1.449	9.525
0.00260	1.408	7.503	1.434	8.066	1.457	8.633	1.508	9.892

CANALES SIN HERRADIR.-				TABLA 1.5:1				
DATOS	S E C C I O N T I P O M B							
	33	34	35	36	35	36	35	36
b	1.70	1.85	1.85	1.85				
d	1.70	1.70	1.85	2.00				
A	7.225	7.480	8.557	9.700				
P	7.829	7.979	8.520	9.061				
r	0.9229	0.9375	1.004	1.071				
n	0.031	0.031	0.031	0.031				
S	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
0.00010	0.306	2.211	0.309	2.311	0.324	2.772	0.337	3.260
0.00015	0.375	2.709	0.378	2.827	0.397	3.397	0.414	4.016
0.00020	0.432	3.121	0.436	3.261	0.459	3.919	0.478	4.637
0.00025	0.483	3.490	0.489	3.658	0.511	4.373	0.536	5.180
0.00030	0.529	3.822	0.535	4.002	0.560	4.792	0.585	5.675
0.00035	0.572	4.133	0.578	4.323	0.606	5.186	0.632	6.132
0.00040	0.611	4.414	0.617	4.615	0.647	5.536	0.676	6.557
0.00045	0.648	4.682	0.656	4.907	0.687	5.879	0.716	6.955
0.00050	0.683	4.935	0.691	5.169	0.723	6.187	0.755	7.320
0.00055	0.716	5.173	0.725	5.423	0.759	6.495	0.792	7.682
0.00060	0.749	5.411	0.757	5.662	0.793	6.786	0.827	8.022
0.00065	0.779	5.628	0.788	5.894	0.825	7.059	0.861	8.352
0.00070	0.809	5.845	0.818	6.119	0.856	7.325	0.894	8.672
0.00075	0.838	6.055	0.846	6.328	0.886	7.582	0.925	8.973
0.00080	0.864	6.242	0.874	6.538	0.915	7.830	0.956	9.273
0.00085	0.891	6.437	0.901	6.739	0.943	8.069	0.985	9.555
0.00090	0.918	6.633	0.927	6.934	0.971	8.309	1.013	9.826
0.00095	0.942	6.806	0.953	7.128	0.997	8.531	1.041	10.098
0.00100	0.968	6.994	0.977	7.308	1.024	8.762	1.069	10.360
0.00110	1.014	7.328	1.025	7.667	1.073	9.182	1.120	10.866
0.00120	1.059	7.651	1.070	8.004	1.121	9.592	1.170	11.360
0.00130	1.103	7.969	1.115	8.340	1.167	9.986	1.218	11.815
0.00140	1.144	8.265	1.156	8.647	1.210	10.354	1.264	12.251
0.00150	1.184	8.554	1.197	8.954	1.253	10.722	1.308	12.636
0.00160	1.223	8.836	1.236	9.245	1.294	11.073	1.351	13.105
0.00170	1.260	9.104	1.273	9.522	1.334	11.415	1.392	13.502
0.00180	1.298	9.378	1.310	9.799	1.372	11.740	1.433	13.900
0.00190	1.333	9.631	1.347	10.075	1.410	12.055	1.472	14.276
0.00200	1.367	9.877	1.382	10.337	1.447	12.382	1.511	14.657
0.00220	1.434	10.361	1.449	10.839	1.518	12.989		
0.00240	1.499	10.823	1.514	11.325				
0.00260	1.555	11.257						

amb

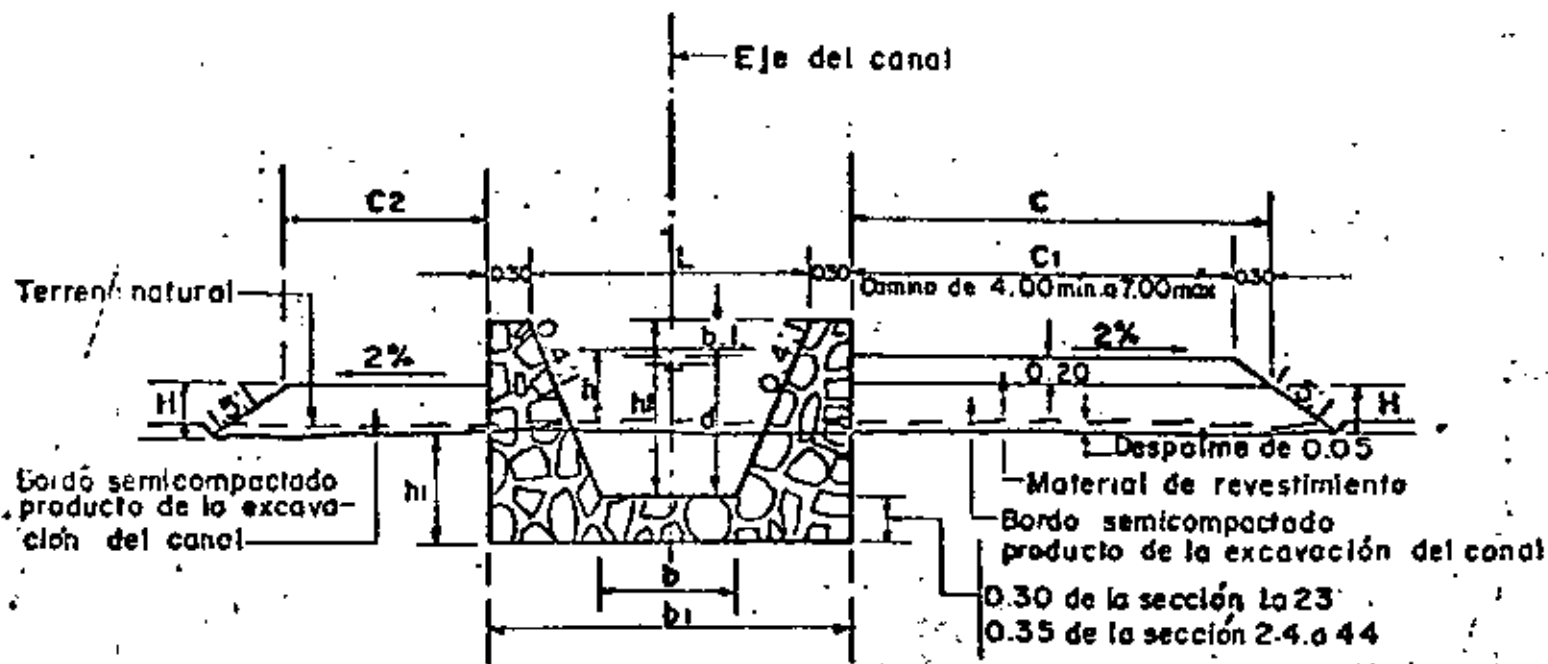
CANNERS SIN INVENTION --				MARCH 1951				
DATOS	SECTION T I P O 149							
	37	38		39		40		
b	2.00	2.00		2.50		2.50		
d	1.50	1.50		1.50		1.50		
A	6.375	7.040		7.125		7.840		
P	7.408	7.769		7.903		8.250		
r	0.8606	0.9062		0.9210		0.9321		
n	0.031	0.031		0.031		0.031		
S	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
0.00010	0.292	1.862	0.302	2.126	0.301	2.145	0.312	2.401
0.00015	0.358	2.282	0.370	2.605	0.362	2.622	0.381	2.931
0.00020	0.413	2.633	0.427	3.036	0.426	3.035	0.441	3.457
0.00025	0.461	2.939	0.478	3.365	0.476	3.392	0.492	3.857
0.00030	0.506	3.226	0.524	3.689	0.522	3.719	0.540	4.231
0.00035	0.546	3.481	0.565	3.978	0.561	4.011	0.582	4.582
0.00040	0.583	3.717	0.605	4.259	0.601	4.282	0.623	4.831
0.00045	0.620	3.953	0.641	4.513	0.639	4.553	0.661	5.162
0.00050	0.653	4.163	0.675	4.752	0.673	4.795	0.696	5.457
0.00055	0.684	4.361	0.709	4.991	0.706	5.030	0.730	5.721
0.00060	0.715	4.558	0.740	5.210	0.738	5.258	0.763	5.961
0.00065	0.744	4.743	0.771	5.428	0.768	5.472	0.794	6.225
0.00070	0.773	4.928	0.799	5.625	0.796	5.672	0.821	6.460
0.00075	0.799	5.094	0.827	5.822	0.824	5.871	0.853	6.682
0.00080	0.826	5.265	0.855	6.019	0.852	6.071	0.880	6.891
0.00085	0.852	5.432	0.881	6.202	0.877	6.249	0.908	7.110
0.00090	0.876	5.585	0.906	6.378	0.903	6.434	0.935	7.330
0.00095	0.899	5.731	0.931	6.554	0.928	6.612	0.960	7.521
0.00100	0.924	5.891	0.956	6.730	0.953	6.790	0.985	7.722
0.00110	0.969	6.177	1.002	7.054	0.999	7.118	1.033	8.050
0.00120	1.011	6.445	1.046	7.364	1.043	7.433	1.079	8.451
0.00130	1.052	6.707	1.089	7.667	1.085	7.731	1.123	8.805
0.00140	1.092	6.962	1.131	7.962	1.126	8.023	1.166	9.141
0.00150	1.131	7.210	1.170	8.237	1.166	8.308	1.206	9.455
0.00160	1.168	7.446	1.208	8.504	1.204	8.579	1.245	9.761
0.00170	1.204	7.676	1.245	8.765	1.241	8.842	1.283	10.050
0.00180	1.238	7.892	1.282	9.025	1.276	9.092	1.321	10.367
0.00190	1.272	8.109	1.317	9.272	1.311	9.341	1.357	10.630
0.00200	1.305	8.319	1.351	9.511	1.346	9.590	1.392	10.811
0.00220	1.369	8.727	1.417	9.976	1.412	10.061	1.461	11.454
0.00240	1.430	9.115	1.480	10.419	1.474	10.502	1.525	11.956
0.00260	1.486	9.485	1.540	10.842	1.534	10.930		

amb.

CANALAS SIN INVERSIÓN.				TABLA 1.5.1				
DATOS	S E C C I O N T I P O 150							
	41		42		43		44	
b	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00
d	1.50	1.60	1.60	1.50	1.50	1.60	1.60	1.60
A	7.875	8.640	8.640	8.625	8.625	8.660	8.660	8.660
P	8.408	8.769	8.769	8.908	8.908	8.908	8.908	8.908
r	0.9366	0.9853	0.9853	0.9682	0.9682	0.9682	0.9682	0.9682
n	0.031	0.031	0.031	0.031	0.031	0.031	0.031	0.031
S	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
0.00010	0.309	2.433	0.319	2.753	0.316	2.726	0.327	3.287
0.00015	0.378	2.977	0.392	3.387	0.386	3.329	0.400	3.776
0.00020	0.436	3.434	0.451	3.897	0.446	3.847	0.462	4.361
0.00025	0.488	3.843	0.505	4.363	0.499	4.304	0.516	4.971
0.00030	0.534	4.205	0.554	4.787	0.547	4.718	0.565	5.334
0.00035	0.578	4.552	0.597	5.158	0.591	5.097	0.611	5.768
0.00040	0.617	4.859	0.639	5.521	0.631	5.442	0.653	5.947
0.00045	0.655	5.158	0.678	5.858	0.670	5.779	0.693	6.542
0.00050	0.690	5.434	0.714	6.169	0.706	6.089	0.730	6.891
0.00055	0.724	5.702	0.749	6.471	0.741	6.391	0.765	7.222
0.00060	0.757	5.961	0.782	6.756	0.774	6.676	0.799	7.543
0.00065	0.788	6.206	0.814	7.033	0.805	6.943	0.832	7.854
0.00070	0.816	6.426	0.845	7.301	0.836	7.211	0.864	8.156
0.00075	0.845	6.654	0.875	7.560	0.864	7.452	0.894	8.439
0.00080	0.873	6.875	0.904	7.811	0.893	7.702	0.924	8.723
0.00085	0.901	7.095	0.931	8.044	0.924	7.970	0.952	8.987
0.00090	0.926	7.292	0.958	8.277	0.947	8.168	0.979	9.242
0.00095	0.952	7.497	0.985	8.510	0.973	8.392	1.007	9.506
0.00100	0.977	7.694	1.010	8.726	0.999	8.616	1.033	9.752
0.00110	1.024	8.064	1.059	9.150	1.047	9.030	1.083	10.224
0.00120	1.070	8.426	1.107	9.564	1.094	9.436	1.132	10.680
0.00130	1.113	8.765	1.152	9.953	1.139	9.824	1.177	11.111
0.00140	1.155	9.096	1.195	10.325	1.182	10.195	1.222	11.536
0.00150	1.195	9.411	1.237	10.688	1.223	10.548	1.265	11.942
0.00160	1.245	9.804	1.277	11.033	1.263	10.893	1.306	12.329
0.00170	1.273	10.025	1.317	11.374	1.302	11.230	1.346	12.706
0.00180	1.309	10.308	1.355	11.707	1.339	11.549	1.385	13.078
0.00190	1.346	10.500	1.392	12.023	1.376	11.868	1.423	13.441
0.00200	1.381	10.875	1.429	12.347	1.412	12.179	1.461	13.792
0.00220	1.448	11.493	1.498	12.942	1.481	12.774	1.532	14.462
0.00240	1.513	11.915						
0.00260								

151

CANALES REVESTIDOS DE MAMPOSTERIA total Q. 4.1 despolvo = 0.05 m												
D A T O S D E L C A N A L												
	b	d	b.l.	ht	H	h	h ₁	c ₁	c ₂	C ₃	L	m.
1	0.30	0.35	0.15	0.50	0.30	0.40	0.20	4.30	4.00	1.00	0.75	1.50
2	0.40	0.40	0.15	0.55	0.30	0.40	0.25	4.30	4.00	1.00	0.75	1.74
3	0.50	0.45	0.15	0.60	0.30	0.40	0.30	4.30	4.00	1.00	0.75	1.98
4	0.50	0.50	0.15	0.65	0.30	0.40	0.35	4.30	4.00	1.00	1.02	2.23
5	0.60	0.55	0.15	0.70	0.30	0.40	0.40	4.30	4.00	1.00	1.16	2.47
6	0.60	0.60	0.15	0.75	0.30	0.40	0.45	4.30	4.00	1.00	1.20	2.72
7	0.75	0.60	0.15	0.75	0.30	0.40	0.45	4.30	4.00	1.00	1.35	2.96
8	0.75	0.65	0.15	0.80	0.30	0.40	0.50	4.30	4.00	1.00	1.30	3.21
9	0.75	0.70	0.15	0.85	0.30	0.40	0.55	4.30	4.00	1.00	1.43	3.45
10	0.75	0.75	0.15	0.90	0.30	0.40	0.60	4.30	4.00	1.00	1.47	3.70
11	0.90	0.75	0.15	0.90	0.30	0.40	0.60	4.30	4.00	1.00	1.62	3.94
12	0.90	0.80	0.20	1.00	0.30	0.40	0.65	4.30	4.00	1.00	1.70	4.19
13	0.90	0.85	0.20	1.05	0.30	0.40	0.70	4.30	4.00	1.00	1.77	4.43
14	0.90	0.90	0.20	1.10	0.30	0.40	0.75	4.30	4.00	1.00	1.78	4.68
15	1.05	0.90	0.20	1.10	0.30	0.40	0.75	4.30	4.00	1.00	1.93	4.92
16	1.05	0.95	0.20	1.15	0.40	0.50	0.70	4.30	4.00	1.00	1.97	5.17
17	1.05	1.00	0.20	1.20	0.40	0.50	0.75	4.30	4.00	1.00	2.01	5.42
18	1.05	1.05	0.20	1.25	0.40	0.50	0.80	4.30	4.00	1.00	2.05	5.66
19	1.20	1.05	0.20	1.25	0.40	0.50	0.80	4.30	4.00	1.00	2.20	5.91
20	1.20	1.10	0.20	1.30	0.40	0.50	0.85	4.30	4.00	1.00	2.24	6.15
21	1.20	1.15	0.20	1.35	0.40	0.50	0.90	4.30	4.00	1.00	2.28	6.40
22	1.20	1.20	0.20	1.40	0.40	0.50	0.95	6.30	6.00	1.50	2.32	6.64
23	1.35	1.20	0.25	1.45	0.40	0.50	0.95	6.30	6.00	1.50	2.53	6.89
24	1.35	1.25	0.25	1.50	0.40	0.50	1.05	6.30	6.00	1.50	2.55	7.13
25	1.35	1.30	0.25	1.55	0.40	0.50	1.10	6.30	6.00	1.50	2.59	7.38
26	1.35	1.35	0.25	1.60	0.40	0.50	1.15	6.30	6.00	1.50	2.63	7.62
27	1.50	1.35	0.25	1.60	0.40	0.50	1.15	6.30	6.00	1.50	2.78	7.87
28	1.50	1.40	0.25	1.65	0.40	0.50	1.20	6.30	6.00	1.50	2.82	8.11
29	1.50	1.45	0.25	1.70	0.50	0.60	1.15	6.30	6.00	1.50	2.86	8.36
30	1.50	1.50	0.25	1.75	0.50	0.60	1.20	6.30	6.00	1.50	2.90	8.60
31	1.70	1.50	0.30	1.80	0.50	0.60	1.20	6.30	6.00	1.50	3.14	8.85
32	1.70	1.60	0.30	1.90	0.55	0.60	1.30	6.30	6.00	1.50	3.22	9.09
33	1.70	1.70	0.30	2.00	0.55	0.60	1.40	6.30	6.00	1.50	3.30	9.34
34	1.85	1.70	0.30	2.00	0.55	0.60	1.40	6.30	6.00	1.50	3.45	9.58
35	1.85	1.85	0.35	2.20	0.55	0.60	1.55	7.30	7.00	2.00	3.61	9.83
36	1.85	2.00	0.35	2.35	0.65	0.65	1.70	7.30	7.00	2.00	3.73	10.07
37	2.00	1.50	0.30	1.80	0.50	0.60	1.20	7.30	7.00	2.00	3.44	10.32
38	2.00	1.60	0.30	1.90	0.55	0.60	1.30	7.30	7.00	2.00	3.52	10.56
39	2.50	1.50	0.30	1.80	0.50	0.60	1.20	7.30	7.00	2.00	3.94	10.81
40	2.50	1.60	0.35	1.95	0.55	0.60	1.30	7.30	7.00	2.00	4.06	11.05
41	3.00	1.50	0.35	1.85	0.50	0.60	1.20	7.30	7.00	2.00	4.48	11.30
42	3.00	1.60	0.35	1.95	0.55	0.60	1.30	7.30	7.00	2.00	4.56	11.54
43	3.50	1.50	0.35	1.85	0.50	0.60	1.20	7.30	7.00	2.00	4.98	11.79
44	3.50	1.60	0.35	1.95	0.55	0.60	1.30	7.30	7.00	2.00	5.06	12.03

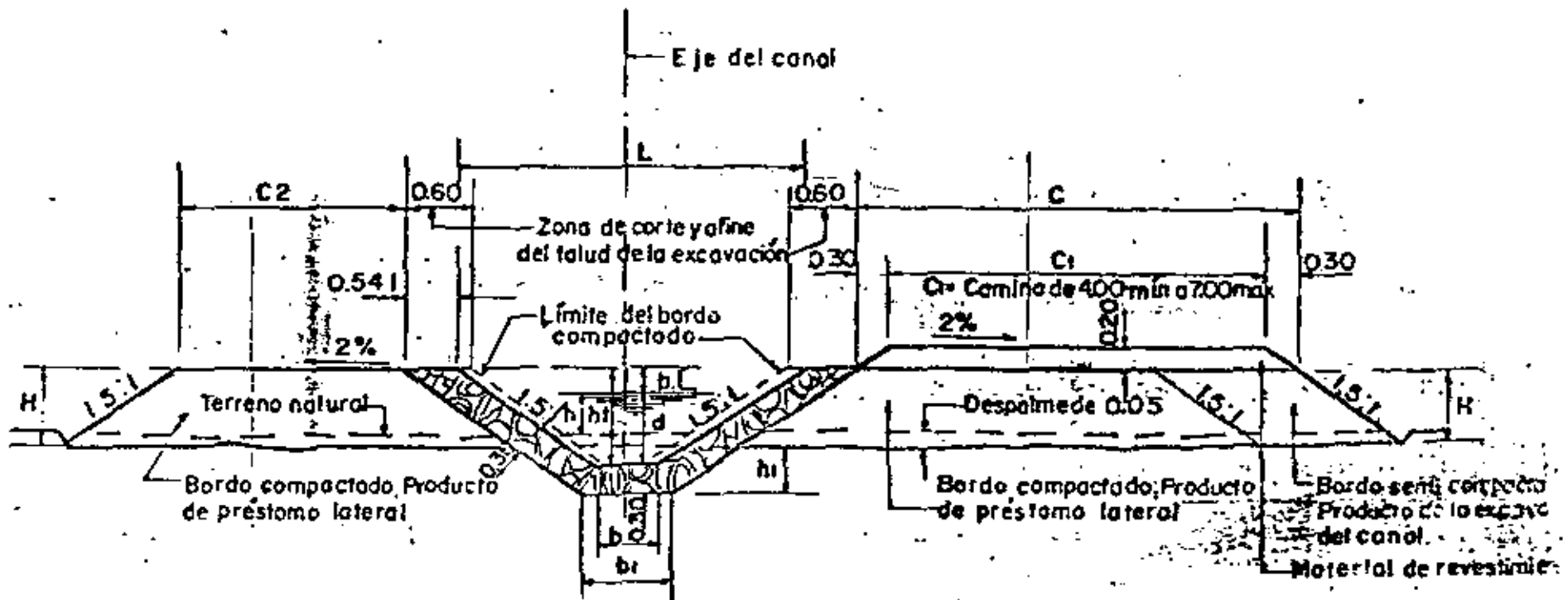


SECCION TIPO

(Acotaciones en metros)

152

Numero	CANALES REVESTIDOS DE MAMPOSTERIA talud 1.5:1 despalme=0.05m											
	D A T O S D E L C A N A L											
	b	d	b.l.	ht	H	h	h ₁	c	c ₁	C ₁	L	b ₁
1	0.40	0.35	0.15	0.50	0.60	0.40	0.20	4.60	4.00	2.00	1.40	1.382
2	0.40	0.40	0.15	0.55	0.60	0.40	0.25	4.60	4.00	2.00	2.05	1.382
3	0.50	0.45	0.15	0.60	0.60	0.40	0.30	4.60	4.00	2.00	2.30	1.382
4	0.50	0.50	0.15	0.65	0.60	0.40	0.35	4.60	4.00	2.00	2.75	1.382
5	0.60	0.55	0.15	0.70	0.60	0.40	0.40	4.60	4.00	2.00	2.70	1.732
6	0.60	0.60	0.15	0.75	0.60	0.40	0.45	4.60	4.00	2.00	2.85	1.732
7	0.75	0.60	0.15	0.75	0.60	0.40	0.45	4.60	4.00	2.00	3.00	1.932
8	0.75	0.65	0.15	0.80	0.60	0.40	0.50	4.60	4.00	2.00	3.15	1.932
9	0.75	0.70	0.15	0.85	0.60	0.40	0.55	4.60	4.00	2.00	3.30	1.932
10	0.75	0.75	0.15	0.90	0.60	0.40	0.60	4.60	4.00	2.00	3.45	1.932
11	0.90	0.75	0.15	0.90	0.60	0.40	0.60	4.60	4.00	2.00	3.60	1.932
12	0.90	0.80	0.15	0.95	0.60	0.40	0.65	4.60	4.00	2.00	3.75	1.932
13	0.90	0.85	0.15	1.00	0.60	0.40	0.70	4.60	4.00	2.00	3.90	1.932
14	0.90	0.90	0.20	1.10	0.65	0.40	0.75	4.60	4.00	2.00	4.20	1.932
15	1.05	0.90	0.20	1.10	0.65	0.40	0.75	4.60	4.00	2.00	4.35	1.232
16	1.05	0.95	0.20	1.15	0.75	0.50	0.70	4.60	4.00	2.00	4.50	1.232
17	1.05	1.00	0.20	1.20	0.75	0.50	0.75	4.60	4.00	2.00	4.65	1.232
18	1.05	1.05	0.20	1.25	0.75	0.50	0.80	4.60	4.00	2.00	4.80	1.232
19	1.20	1.05	0.20	1.25	0.75	0.50	0.80	4.60	4.00	2.00	4.95	1.382
20	1.20	1.10	0.20	1.30	0.75	0.50	0.85	4.60	4.00	2.00	5.10	1.382
21	1.20	1.15	0.20	1.35	0.75	0.50	0.90	4.60	4.00	2.00	5.25	1.382
22	1.20	1.20	0.20	1.40	0.75	0.50	0.95	6.60	6.00	2.00	5.40	1.382
23	1.35	1.20	0.20	1.40	0.75	0.50	0.95	6.60	6.00	2.00	5.55	1.532
24	1.35	1.25	0.25	1.50	0.80	0.50	1.00	6.60	6.00	2.00	5.85	1.532
25	1.35	1.30	0.25	1.55	0.80	0.50	1.05	6.60	6.00	2.00	6.00	1.532
26	1.35	1.35	0.25	1.60	0.80	0.50	1.10	6.60	6.00	2.00	6.15	1.532
27	1.50	1.35	0.25	1.60	0.80	0.50	1.10	6.60	6.00	2.00	6.30	1.682
28	1.50	1.40	0.25	1.65	0.80	0.50	1.15	6.60	6.00	2.50	6.45	1.682
29	1.50	1.45	0.30	1.75	0.90	0.55	1.15	6.60	6.00	2.50	6.75	1.682
30	1.50	1.50	0.30	1.80	0.90	0.55	1.20	6.60	6.00	2.50	6.90	1.682
31	1.70	1.50	0.30	1.80	0.90	0.55	1.20	6.60	6.00	2.50	7.10	1.832
32	1.70	1.60	0.30	1.90	0.95	0.60	1.25	6.60	6.00	2.50	7.40	1.832
33	1.70	1.70	0.30	2.00	0.95	0.60	1.35	6.60	6.00	2.50	7.70	1.832
34	1.85	1.70	0.30	2.00	0.95	0.60	1.35	6.60	6.00	2.50	7.85	2.032
35	1.85	1.85	0.35	2.20	1.05	0.65	1.45	7.60	7.00	2.50	8.45	2.032
36	1.85	2.00	0.35	2.35	1.05	0.65	1.60	7.60	7.00	2.50	8.90	2.032
37	2.00	1.50	0.30	1.80	0.90	0.55	1.20	7.60	7.00	2.50	7.40	2.182
38	2.00	1.60	0.30	1.90	0.95	0.60	1.25	7.60	7.00	2.50	7.70	2.182
39	2.50	1.50	0.30	1.80	0.90	0.55	1.20	7.60	7.00	2.50	7.90	2.332
40	2.50	1.60	0.35	1.95	0.95	0.55	1.35	7.60	7.00	2.50	8.35	2.332
41	3.00	1.50	0.35	1.85	0.90	0.50	1.25	7.60	7.00	2.50	8.95	2.482
42	3.00	1.60	0.35	1.92	0.95	0.55	1.30	7.60	7.00	2.50	9.35	2.482
43	3.50	1.50	0.35	1.85	0.90	0.50	1.25	7.60	7.00	2.50	9.95	2.632
44	3.50	1.60	0.35	1.95	0.95	0.55	1.30	7.60	7.00	2.50	10.35	2.632

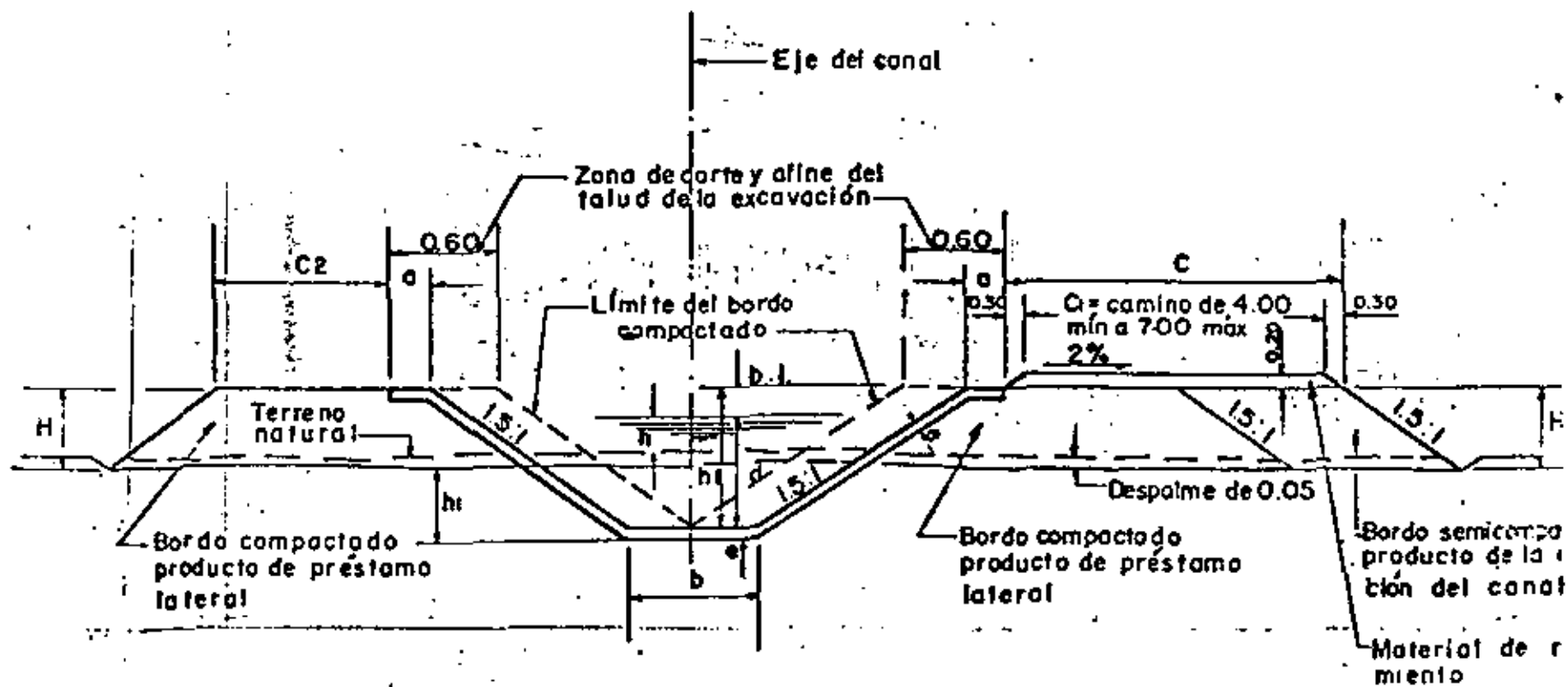


SECCION TIPO
(cotaciones en metros)

154

n	CANALES REVESTIDOS DE CONCRETO (alud 15:1) desdime. 0.05											
	D A T O S D E L C A N A L											C ₂
	b	d	b.l.	ht	a	o	H	h	h ₁	c	C ₁	
1	0.40	0.35	0.15	0.50	0.05	0.10	0.60	0.40	0.05	4.60	4.00	2.00
2	0.40	0.40	0.15	0.55	0.05	0.10	0.60	0.40	0.00	4.60	4.00	2.00
3	0.50	0.45	0.15	0.60	0.05	0.10	0.60	0.40	0.05	4.60	4.00	2.00
4	0.50	0.50	0.15	0.65	0.05	0.10	0.60	0.40	0.10	4.60	4.00	2.00
5	0.60	0.55	0.15	0.70	0.05	0.10	0.60	0.40	0.15	4.60	4.00	2.00
6	0.60	0.60	0.15	0.75	0.05	0.10	0.60	0.40	0.20	4.60	4.00	2.00
7	0.75	0.60	0.15	0.75	0.05	0.10	0.60	0.40	0.20	4.60	4.00	2.00
8	0.75	0.65	0.15	0.80	0.05	0.10	0.60	0.40	0.25	4.60	4.00	2.00
9	0.75	0.70	0.15	0.85	0.05	0.10	0.60	0.40	0.30	4.60	4.00	2.00
10	0.75	0.75	0.15	0.90	0.05	0.15	0.60	0.40	0.35	4.60	4.00	2.00
11	0.90	0.75	0.15	0.90	0.05	0.15	0.60	0.40	0.35	4.60	4.00	2.00
12	0.90	0.80	0.15	0.95	0.05	0.15	0.60	0.40	0.40	4.60	4.00	2.00
13	0.90	0.85	0.15	1.00	0.05	0.15	0.60	0.40	0.45	4.60	4.00	2.00
14	0.90	0.90	0.20	1.10	0.05	0.15	0.65	0.40	0.50	4.60	4.00	2.00
15	1.05	0.90	0.20	1.10	0.05	0.15	0.65	0.40	0.50	4.60	4.00	2.00
16	1.05	0.95	0.20	1.15	0.05	0.15	0.75	0.50	0.45	4.60	4.00	2.00
17	1.05	1.00	0.20	1.20	0.05	0.15	0.75	0.50	0.50	4.60	4.00	2.00
18	1.05	1.05	0.20	1.25	0.06	0.15	0.75	0.50	0.56	4.60	4.00	2.00
19	1.20	1.05	0.20	1.25	0.06	0.15	0.75	0.50	0.56	4.60	4.00	2.00
20	1.20	1.10	0.20	1.30	0.06	0.15	0.75	0.50	0.61	4.60	4.00	2.00
21	1.20	1.15	0.20	1.35	0.06	0.15	0.75	0.50	0.66	4.60	4.00	2.00
22	1.20	1.20	0.20	1.40	0.06	0.15	0.75	0.50	0.71	6.60	6.00	2.00
23	1.35	1.20	0.20	1.40	0.06	0.15	0.75	0.50	0.71	6.60	6.00	2.00
24	1.35	1.25	0.25	1.50	0.06	0.15	0.80	0.50	0.76	6.60	6.00	2.00
25	1.35	1.30	0.25	1.55	0.06	0.15	0.80	0.50	0.81	6.60	6.00	2.00
26	1.35	1.35	0.25	1.60	0.06	0.15	0.80	0.50	0.86	6.60	6.00	2.00
27	1.50	1.35	0.25	1.60	0.06	0.15	0.80	0.50	0.86	6.60	6.00	2.00
28	1.50	1.40	0.25	1.65	0.07	0.15	0.80	0.50	0.92	6.60	6.00	2.50
29	1.50	1.45	0.30	1.75	0.07	0.15	0.90	0.55	0.92	6.60	6.00	2.50
30	1.50	1.50	0.30	1.80	0.07	0.15	0.90	0.55	0.97	6.60	6.00	2.50
31	1.70	1.50	0.30	1.80	0.07	0.15	0.90	0.55	0.97	6.60	6.00	2.50
32	1.70	1.60	0.30	1.90	0.07	0.15	0.95	0.60	1.02	6.60	6.00	2.50
33	1.70	1.70	0.30	2.00	0.07	0.15	0.95	0.60	1.12	6.60	6.00	2.50
34	1.85	1.70	0.30	2.00	0.07	0.15	0.95	0.60	1.12	6.60	6.00	2.50
35	1.85	1.85	0.35	2.20	0.07	0.20	1.05	0.65	1.22	7.60	7.00	2.50
36	1.85	2.00	0.35	2.35	0.07	0.20	1.05	0.65	1.37	7.60	7.00	2.50
37	2.00	1.50	0.30	1.80	0.07	0.15	0.90	0.55	0.97	7.60	7.00	2.50
38	2.00	1.60	0.30	1.90	0.07	0.15	0.95	0.60	1.02	7.60	7.00	2.50
39	2.50	1.50	0.30	1.80	0.07	0.15	0.90	0.55	0.97	7.60	7.00	2.50
40	2.50	1.60	0.35	1.95	0.07	0.15	0.95	0.55	1.07	7.60	7.00	2.50
41	3.00	1.50	0.35	1.85	0.07	0.15	0.90	0.50	1.02	7.60	7.00	2.50
42	3.00	1.60	0.35	1.95	0.07	0.15	0.95	0.55	1.07	7.60	7.00	2.50
43	3.50	1.50	0.35	1.85	0.07	0.15	0.90	0.50	1.02	7.60	7.00	2.50
44	3.50	1.60	0.35	1.95	0.07	0.15	0.95	0.55	1.07	7.60	7.00	2.50



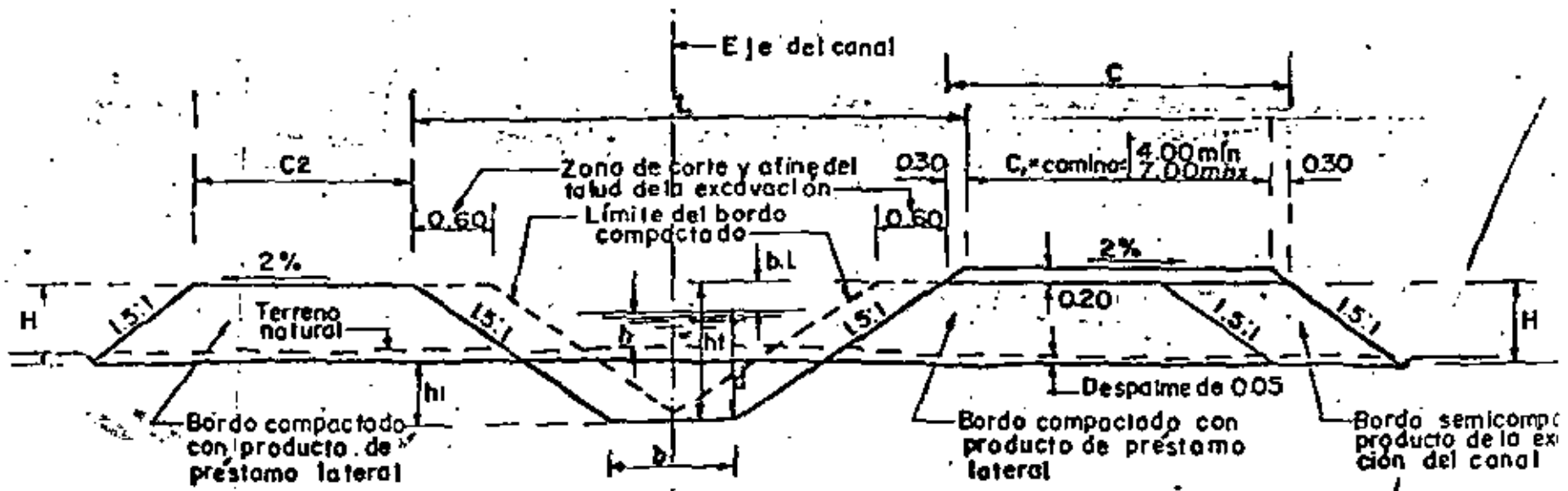


SECCION TIPO

(Anotaciones en metros)

157

CANALES SIN REVESTIR											
titud 1.5:1 despoime = 0.05 m											
DATOS DEL CANAL											
	b	d	b.l.	ht	H	h	h ₁	c	c ₁	c ₂	L i n
1	0.40	0.35	0.35	0.70	0.60	0.20	0.10	4.60	4.00	2.00	2.50 0.033
2	0.40	0.40	0.35	0.75	0.60	0.20	0.15	4.60	4.00	2.00	2.65 0.033
3	0.50	0.45	0.35	0.80	0.60	0.20	0.20	4.60	4.00	2.00	2.90 0.033
4	0.50	0.50	0.35	0.85	0.60	0.20	0.25	4.60	4.00	2.00	3.05 0.033
5	0.60	0.55	0.35	0.90	0.60	0.20	0.30	4.60	4.00	2.00	3.30 0.033
6	0.60	0.60	0.35	0.95	0.60	0.20	0.35	4.60	4.00	2.00	3.45 0.033
7	0.75	0.60	0.35	0.95	0.60	0.20	0.15	4.60	4.00	2.00	3.60 0.033
8	0.75	0.65	0.35	1.00	0.60	0.20	0.40	4.60	4.00	2.00	3.75 0.033
9	0.75	0.70	0.35	1.05	0.60	0.20	0.45	4.60	4.00	2.00	3.90 0.033
10	0.75	0.75	0.35	1.10	0.60	0.20	0.50	4.60	4.00	2.00	4.05 0.033
11	0.90	0.75	0.35	1.10	0.60	0.20	0.50	4.60	4.00	2.00	4.20 0.033
12	0.90	0.80	0.35	1.15	0.60	0.20	0.55	4.60	4.00	2.00	4.35 0.033
13	0.90	0.85	0.35	1.20	0.60	0.20	0.60	4.60	4.00	2.00	4.50 0.033
14	0.90	0.90	0.35	1.25	0.65	0.25	0.60	4.60	4.00	2.00	4.65 0.033
15	1.05	0.90	0.35	1.25	0.65	0.25	0.60	4.60	4.00	2.00	4.80 0.032
16	1.05	0.95	0.35	1.30	0.75	0.30	0.60	4.60	4.00	2.00	4.95 0.032
17	1.05	1.00	0.40	1.40	0.75	0.30	0.65	4.60	4.00	2.00	5.25 0.032
18	1.05	1.05	0.40	1.45	0.75	0.30	0.70	4.60	4.00	2.00	5.40 0.032
19	1.20	1.05	0.40	1.45	0.75	0.30	0.70	4.60	4.00	2.00	5.55 0.032
20	1.20	1.10	0.40	1.50	0.75	0.30	0.75	4.60	4.00	2.00	5.70 0.032
21	1.20	1.15	0.40	1.55	0.75	0.30	0.80	4.60	4.00	2.00	5.85 0.032
22	1.20	1.20	0.40	1.60	0.75	0.30	0.85	6.60	6.00	2.00	6.00 0.032
23	1.35	1.20	0.45	1.65	0.75	0.25	0.90	6.60	6.00	2.00	6.30 0.032
24	1.35	1.25	0.45	1.70	0.80	0.30	0.90	6.60	6.00	2.00	6.45 0.032
25	1.35	1.30	0.45	1.75	0.80	0.30	0.95	6.60	6.00	2.00	6.60 0.032
26	1.35	1.35	0.45	1.80	0.80	0.30	1.00	6.60	6.00	2.00	6.75 0.031
27	1.50	1.35	0.45	1.80	0.80	0.30	1.00	6.60	6.00	2.00	6.90 0.031
28	1.50	1.40	0.45	1.85	0.80	0.30	1.05	6.60	6.00	2.50	7.05 0.031
29	1.50	1.45	0.50	1.95	0.90	0.35	1.05	6.60	6.00	2.50	7.35 0.031
30	1.50	1.50	0.50	2.00	0.90	0.35	1.10	6.60	6.00	2.50	7.50 0.031
31	1.70	1.50	0.50	2.00	0.90	0.35	1.10	6.60	6.00	2.50	7.70 0.031
32	1.70	1.60	0.50	2.10	0.95	0.40	1.15	6.60	6.00	2.50	8.00 0.031
33	1.70	1.70	0.55	2.25	0.95	0.35	1.30	6.60	6.00	2.50	8.45 0.031
34	1.85	1.70	0.55	2.25	0.95	0.35	1.30	6.60	6.00	2.50	8.60 0.031
35	1.85	1.85	0.55	2.40	1.05	0.45	1.35	7.60	7.00	2.50	9.05 0.031
36	1.85	2.00	0.60	2.60	1.05	0.40	1.55	7.60	7.00	2.50	9.65 0.031
37	2.00	1.50	0.50	2.00	0.90	0.35	1.10	7.60	7.00	2.50	8.00 0.031
38	2.00	1.60	0.50	2.10	0.95	0.40	1.15	7.60	7.00	2.50	8.30 0.031
39	2.50	1.50	0.55	2.05	0.90	0.30	1.15	7.60	7.00	2.50	8.15 0.031
40	2.50	1.60	0.55	2.15	0.95	0.35	1.20	7.60	7.00	2.50	8.30 0.031
41	3.00	1.50	0.55	2.05	0.90	0.30	1.15	7.60	7.00	2.50	8.15 0.031
42	3.00	1.60	0.55	2.15	0.95	0.35	1.20	7.60	7.00	2.50	8.30 0.031
43	3.50	1.50	0.55	2.05	0.90	0.30	1.15	7.60	7.00	2.50	8.15 0.031
44	3.50	1.60	0.55	2.15	0.95	0.35	1.20	7.60	7.00	2.50	8.30 0.031



SECCION TIPO
(Anotaciones en metros)

158

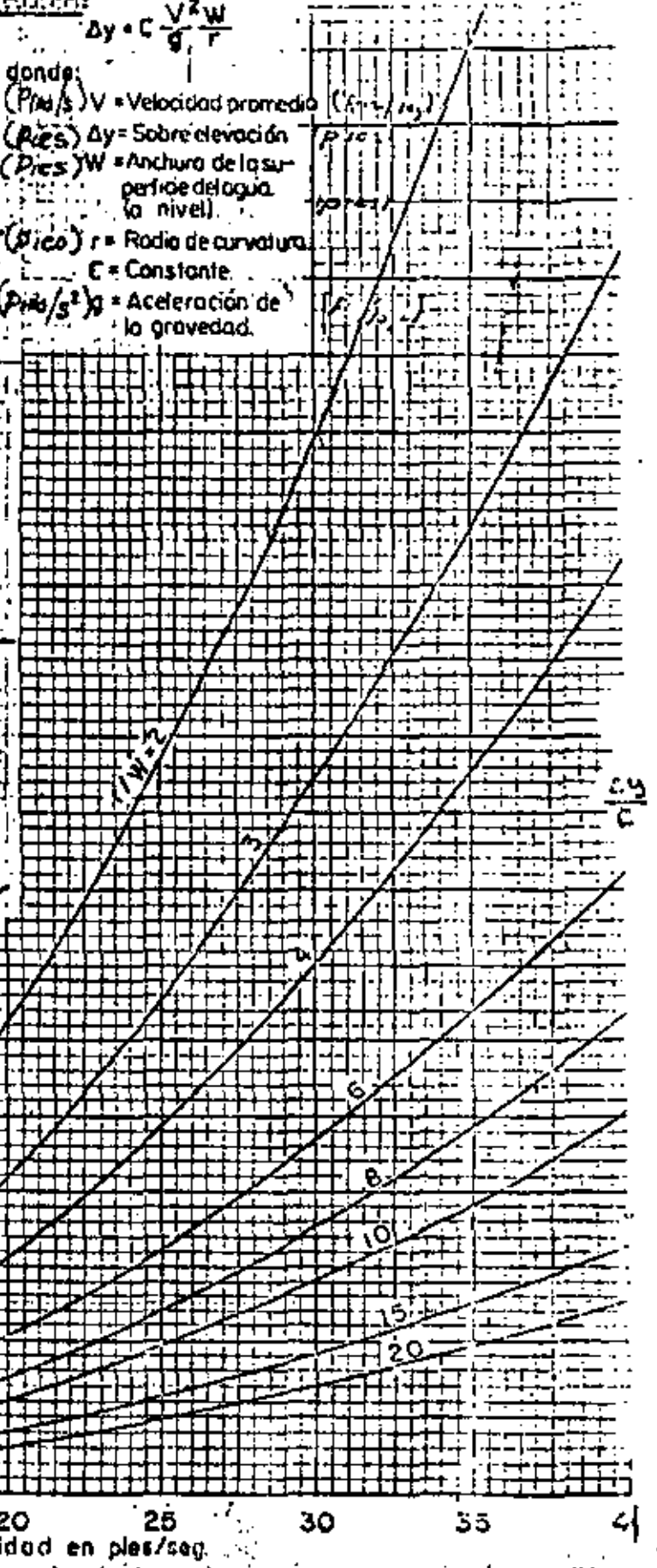
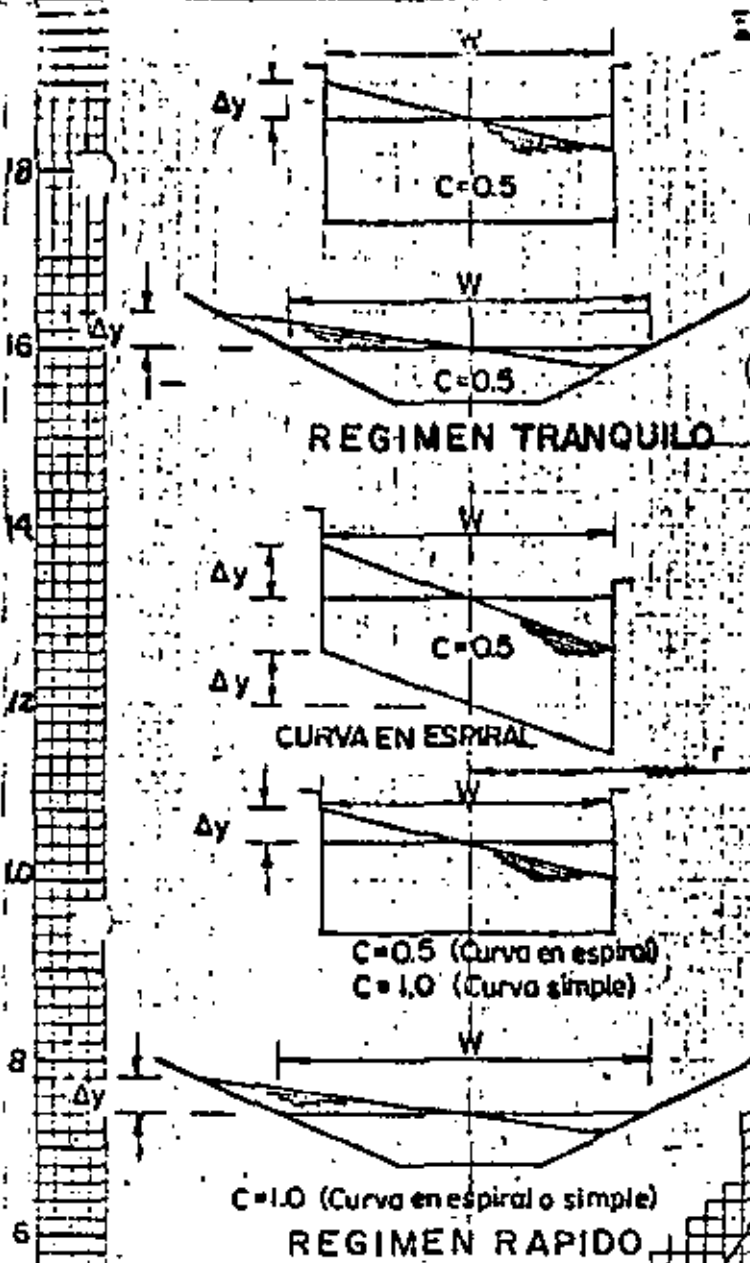
CURVAS EN CANALES

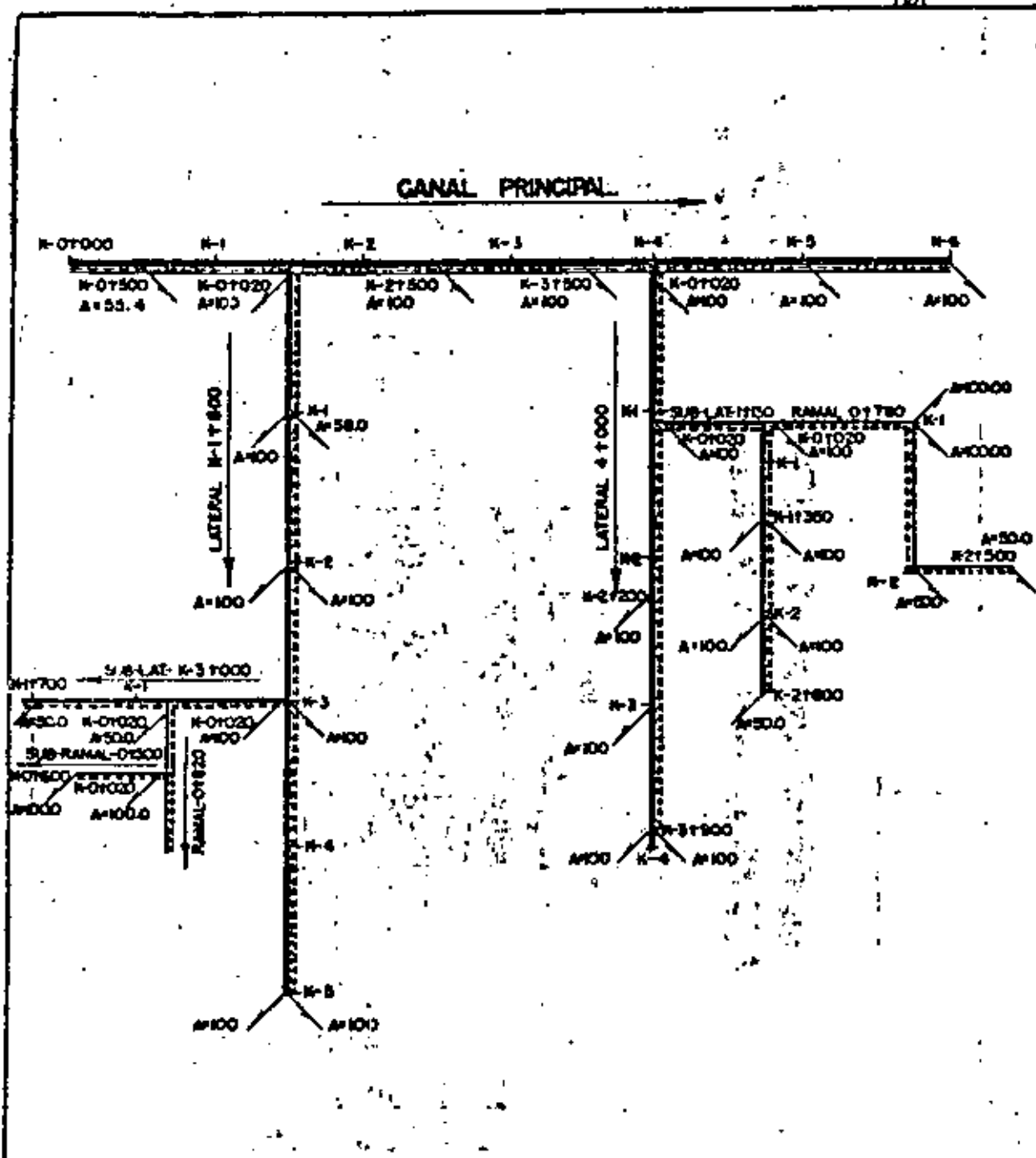
159






Equación:

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

donde:
 (Pie/s) V = Velocidad promedio
 (Pie/s) Δy = Sobre elevación
 (Pie/s) W = Anchura de la superficie del agua (a nivel).
 (Pie/s) r = Radio de curvatura.
 C = Constante.
 (Pie/s²) g = Aceleración de la gravedad.





-  CANAL PRINCIPAL.
-  LATERAL.
-  SUB-LATERAL.
-  RAMAL.
-  SUB-RAMAL.

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
 IRRIGACION Y CONTROL DE RIOS
 DIRECCION GRAL. DE ESTUDIOS Y PROYECTOS-DEPTO. DE ESTUDIOS

EJEMPLO NOMENCLATURA DE PLANEACION

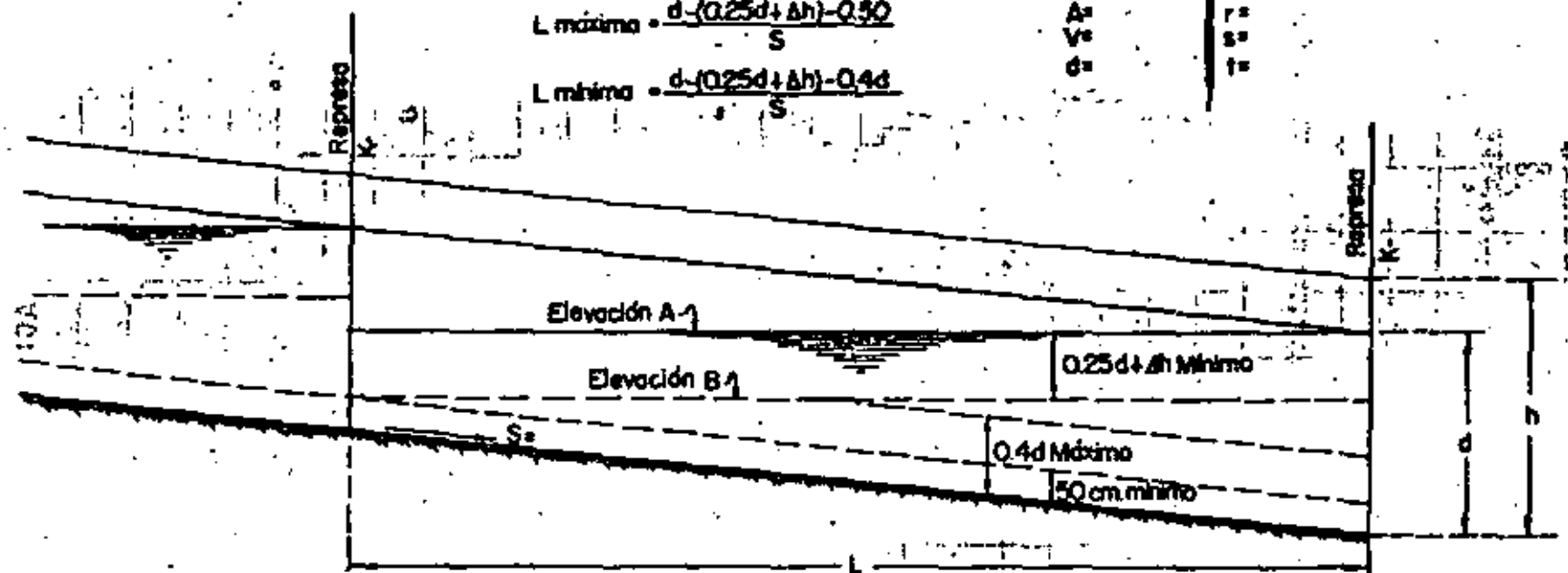
Conforme: _____

DATOS HIDRAULICOS

Q ₁	n ₁
A ₁	r ₁
V ₁	s ₁
d ₁	t ₁

$$L_{\text{máxima}} = \frac{d - (0.25d + \Delta h) - 0.50}{S}$$

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



- Elevación A = Nivel del agua con el cual debe abastecerse el gasto máximo de los laterales.
- Elevación B = Nivel máximo en los canales laterales a la salida de la toma.
- L = Distancia entre dos represas.
- h = Altura de bordo.

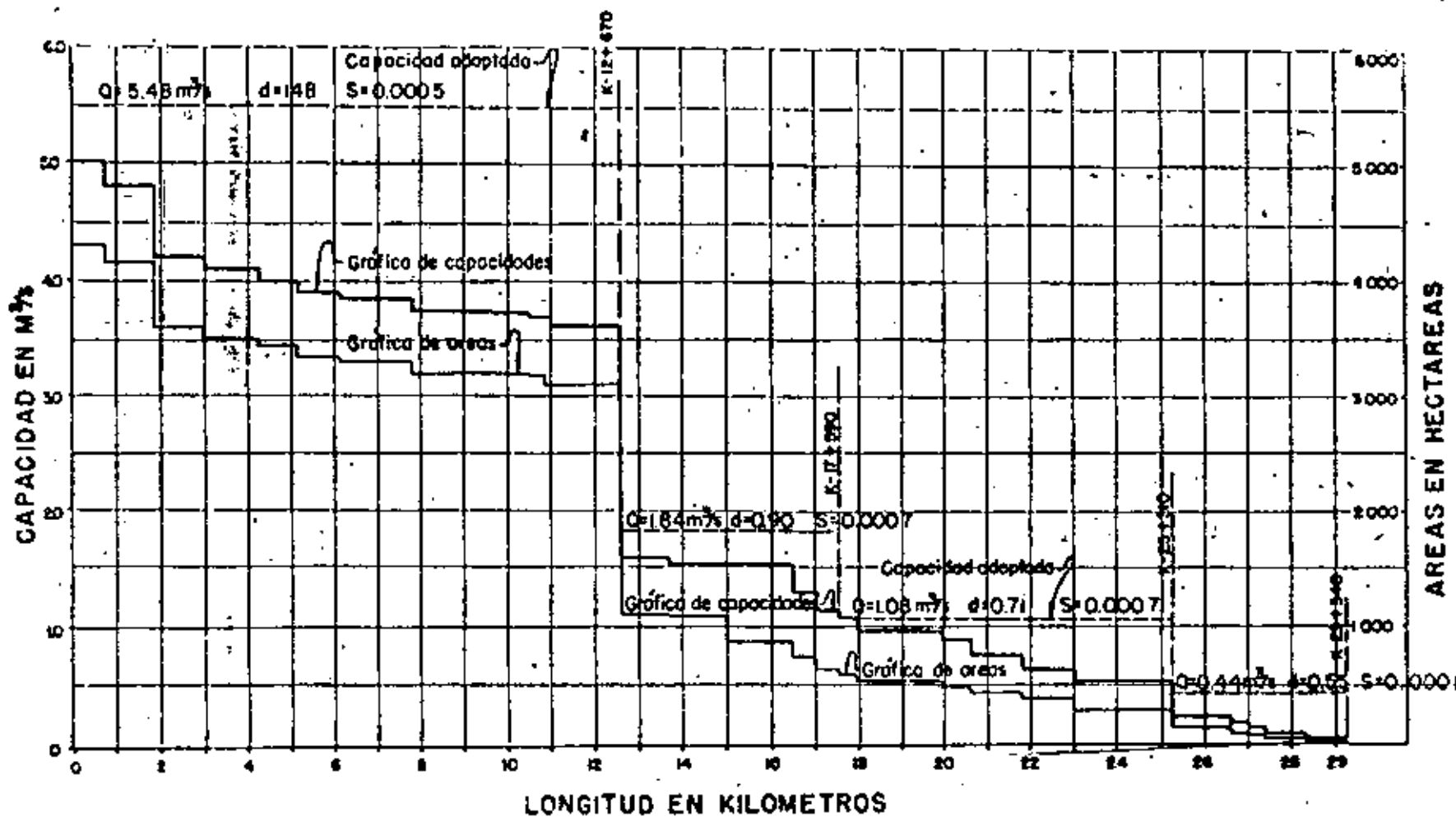
SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS.
 IRRIGACION Y CONTROL DE RIOS
 DIRECCION GENERAL DE ESTUDIOS Y PROYECTOS — DEPTO. DE ESTUDIOS

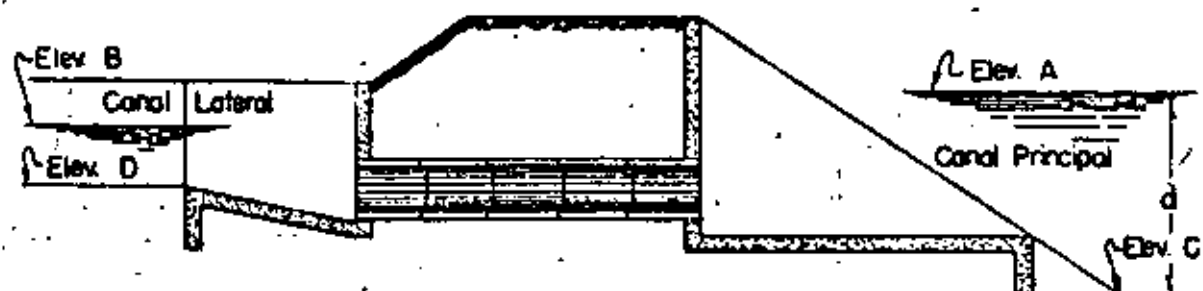
**LOCALIZACION DE REPRESAS EN
 CANALES PRINCIPALES**

Conforme: _____
 Aprobó: _____

NECOLO/ JALISCO TC-C-249

GRAFICA DE AREAS Y CAPACIDADES CANAL PRINCIPAL





$$(1) - \text{Elev. A} - \text{Elev. B} = (0.25 d + \Delta h) \text{ m\u00ednimo.}$$

$$(2) - \text{Elev. D} - \text{Elev. C} = (0.4 d) \text{ m\u00e1ximo \u00f3 } 0.50 \text{ m. m\u00ednimo.}$$

Elev. A = Elevaci\u00f3n de la superficie libre del agua en el canal principal aguas arriba de la represa.

Elev. B = Elevaci\u00f3n de la superficie libre del agua en el canal lateral a la salida de la toma.

d = Tirante normal en el canal principal.

Δh = P\u00e9rdida de carga total en la toma.

Elev. C = Elevaci\u00f3n de la plantilla del canal principal.

Elev. D = Elevaci\u00f3n de la plantilla del canal lateral a la salida de la toma.

Dibujo fuera de escala.

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
IRRIGACION Y CONTROL DE RIOS
DIRECCION GRAL. DE ESTUDIOS Y PROYECTOS-DEPTO. DE ESTUDIOS.

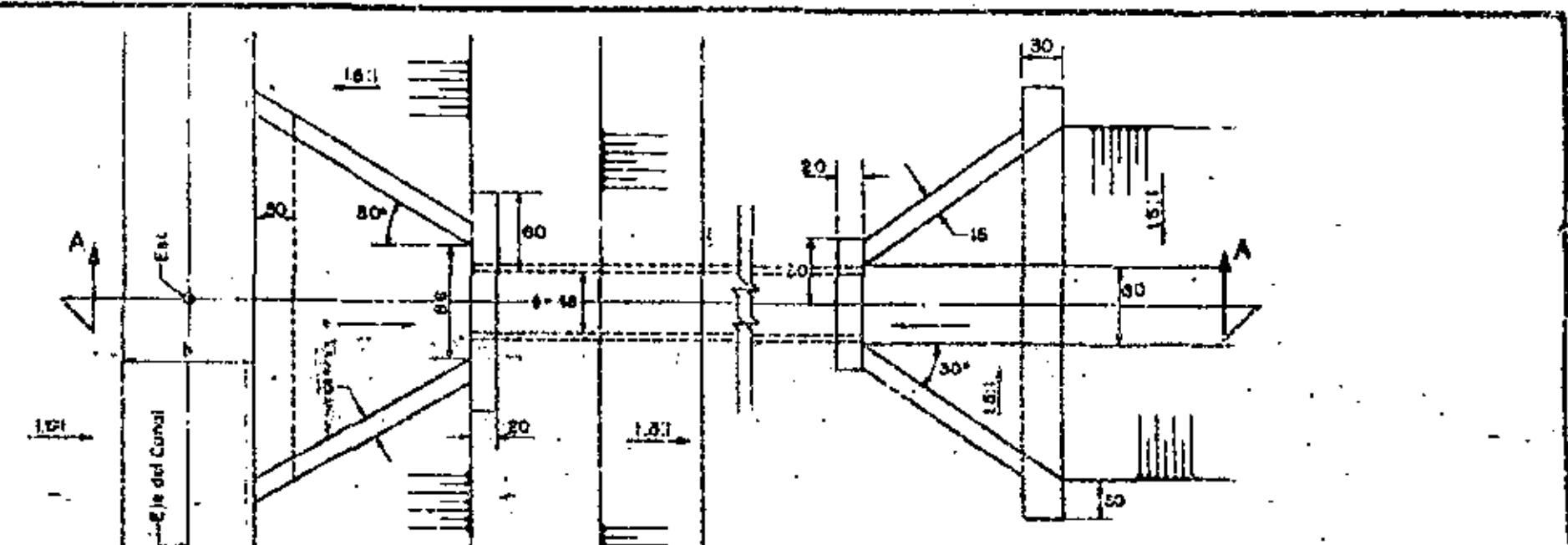
DATOS PARA TOMAS
PARA LATERALES

Conforme: _____

Aprob\u00f3: _____

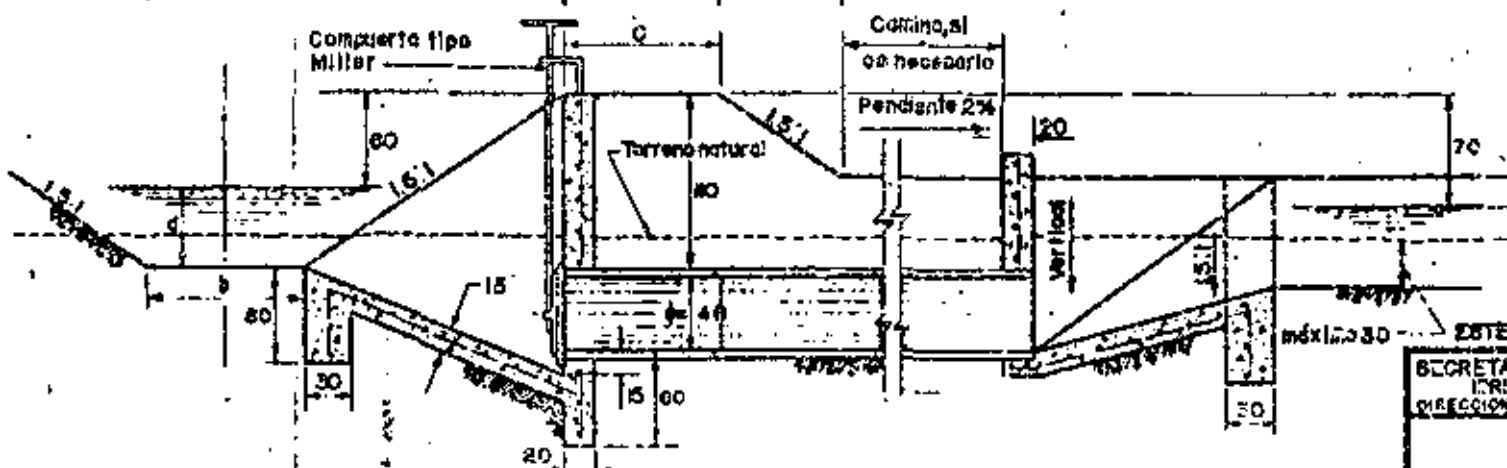
MEXICO, D.F.
MAYO 1950

TC-C-248



PLANTA

NOTAS: Aportaciones en centímetros.
Carga mínima H=10.
Para datos del canal véase hoja TC-C-363.



CORTE A-A

ESTE PLANO ANEXA AL TO-C-169

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
IRRIGACION Y CONTROL DE RIOS
DIRECCION DE ESTUDIOS Y PROYECTOS DE TERCER ORDEN

Proyecto Tipo
TOMA ORANJA
LINEAMIENTOS GENERALES

TC-C-363

Acepto: *[Signature]*
Colo. d. *[Signature]*
Ingeniero

165

152

PROYECTO DE ZONAS DE RIEGO

I. Situación actual.

II

México cuenta con una superficie de 194 millones de hectáreas, de las cuales 164 las ocupan desiertos y montañas que no se pueden aprovechar en la agricultura; siendo el resto (30) aprovechables para el cultivo.

De estas últimas 18 millones se pueden sembrar por temporal y 12 con riego. De estas se riegan actualmente por medio de corrientes superficiales y subterráneas (bombas) 2.4 y 1.8 por humedad. Las 7.8 restantes están sin utilizar.

Se ha observado que las superficies con siembra de temporal dan rendimientos de 2.5 menores al de la superficie con riego, de aquí la importancia que tiene este en la producción.

II. Recursos disponibles.

México cuenta con $360\,000 \times 10^6$ anuales de agua superficial y $200\,000 \times 10^6$ m³ de bombeo, pero debido a su distribución en la República la disponibilidad de agua por hectárea es baja.

Tenemos agua disponible en el Noroeste del Norte de Sinaloa al Río Balsas, en el Noroeste de Matamoros al río Papaloapan y en todo el Sureste.

(a hoja 2)...

Handwritten signature and initials, possibly 'C. Ortega', written over a horizontal line.

La Mesa Central y del Norte son zonas desérticas donde la precipitación es mínima y no se puede pensar en la utilización total de la superficie para la agricultura.

Esto ha originado la búsqueda de nuevas técnicas de cultivo y distribución del agua que nos dan por resultado un uso racional de las fuentes de aprovechamiento disponibles.

Se han construido presas, nuevos canales y rehabilitado otros, se han instalado estructuras aforadoras que entregan el agua medida al agricultor, se ha orientado a estos sobre los métodos de riego y cantidad de agua a utilizar dependiendo de la topografía, suelos y tipos de cultivo; con esto se ha logrado un ahorro del agua que anteriormente se perdía por filtraciones, evaporaciones y el mal uso que se le daba.

III. Sistemas de riego.

Un Sistema de Riego es un conjunto de obras y dispositivos mediante el cual se efectúa la captación, conducción, distribución y aplicación del agua para proporcionar de una manera controlada la humedad que requieran los cultivos para su desarrollo.

1. Datos topográficos.

La planeación en cualquier campo de la Ingeniería es de vi

tal importancia ya que de ello depende la óptima solución de los fines que se persiguen.

Estas finalidades en los Distritos de Riego estarán encaminadas a resolver una necesidad social o económica, presente o futura para que los servicios que se esperan justifiquen los costos, así pues una buena planeación tendrá que lograr:

- a) Abrir nuevas tierras al cultivo
- b) Tratar de rescatar tierras para el cultivo que se han perdido por salinización o por elevación de los niveles freáticos.
- c) De tener la salinización de las tierras que aún no se han perdido.
- d) Aumentar el rendimiento de la producción por hectárea.
- e) Lograr una adecuada operación y conservación de los suelos.
- f) Impulsar las comunicaciones dentro del Distrito para su mejor funcionamiento.
- g) Elevar el nivel de vida de la región.

Para alcanzar estas metas surge la necesidad de contar con bases firmes que nos permitan juzgar sobre la factibilidad del proyecto y como estas bases solamente las podemos obtener con estudios anteriores a la planeación, conviene entonces hacer una breve descripción de estos estudios.

Estudios previos que se requieran para el proyecto de una zona de riego.

1. Planos de localización del futuro sistema de riego.
2. Planos topográficos.
3. Mosaicos fotográficos.
4. Planos agrológicos.
5. Planos que muestran el uso actual de la tierra.
6. Planos que detallan la distribución de la propiedad.
7. Datos climatológicos.
8. Datos hidrológicos.
9. Relación de cultivos adecuados.
10. Planos geológicos.
11. Características físico mecánicas de los suelos.
12. Estudios socioeconómicos.

1. PLANOS DE LOCALIZACION DEL FUTURO SISTEMA DE RIEGO.

Donde se indiquen las vías de comunicación, distancias en los principales centros de producción y abastecimiento tanto estatales como nacionales.

Estos planos nos servirán para considerar las diversas vías de comunicación que permitan abastecer de cemento y tierra a la zona, así como también la comunicación de ésta mediante caminos de acceso en las vías principales.

Así mismo el sistema de riego en proyecto debe analizarse en cuanto a la integración de un plan hidráulico regional, ya que actualmente los estudios se hacen a nivel Nacional, permitiendo con ello operar los factores suelo-agua de tal manera que sean más aprovechables.

Ejemplos de lo anterior son las Zonas de Riego del Valle de Guamúchil, Sinaloa dentro del Plan Hidráulico del Noroeste, las Zonas de Riego Kochitlán, Chilcuautla, Alfajayucan, etc. dentro del Plan Hidráulico del Centro; el Plan Piloto "El Limón, dentro de la Zona de Riego de la Chontalpa, Tabasco, que corresponde a una parte del Programa que la Comisión del Río Grijalva está trabajando.

2. PLANOS TOPOGRAFICOS A ESCALAS ADECUADAS Y QUE PUEDEN QUEDAR COMPRENDIDAS ENTRE 1:100 000 y 1:1 000.

En estos planos se determinará y delimitará la zona -

(a hoja 6).....

de riego en estudio. Aislando las zonas urbanas, las altas imposibles de regar, las bajas las que por su calidad no son convenientes, de utilizar, las zonas silvícolas que sirvan para proteger a la de riego contra la erosión eólica, las mareas medias y máximas y aquellas que por su condición pongan en peligro al sistema de riego al subir el nivel freático y en consecuencia la salinidad.

En ellos también se delimitarán las vías de comunicación ferrocarril, caminos y brechas, redes telegráficas, telefónicas y de electricidad, oleoductos y gasoductos.

Además nos servirán para delimitar las cuencas hidrológicas tributarias a la zona de riego y los lugares en que los escurrimientos entran a la misma para posteriormente ser desalojados por la red de drenaje existente.

También nos servirán para el trazo de la red de canales, drenaje y caminos de operación de la Zona de Riego.

3. MOSAICOS FOTOGRÁFICOS (Fotos aéreas).

Estos mosaicos son un complemento de los levantamientos topográficos, nos sirven para localizar centros de población, vías de comunicación, linderos de propiedades, áreas regadas en la actualidad, áreas de desarrollo futuro, estado en que se encuentran las obras en servicio, pozos existentes e instalaciones que pueden ser importantes.

4. PLANOS AGROLOGICOS.

Estos planos nos muestran los tipos de suelo desde el punto de vista agrológico, que son susceptibles al cultivo y sus aplicaciones según su aptitud para riego.

Los datos que nos muestran estos planos son:

- a) Clasificación de los suelos y su localización.
- b) Clasificación de los suelos y su localización.
- b) Espesor de los mismos y de la capa vegetal.
- c) Fertilidad.
- d) Aptitud del suelo para ciertos cultivos
- e) Profundidad y variación del nivel freático.
- f) Drenaje interno de los suelos
- g) Permeabilidad horizontal y vertical.
- h) Presencia de sales o álcalis
- i) Pedregosidad o afloramientos rocosos.
- j) Evidencias de erosión.
- k) Calidad del agua para riego.

Todos estos datos nos sirven para localizar las zonas aptas para el cultivo, tipos de cultivo, necesidades de riego y de drenaje para abatir los niveles freáticos, abajo de la zona radicular de los cultivos.

5. PLANOS QUE MUESTRAN EL USO ACTUAL DE LA TIERRA.

Estos planos nos muestran los tipos de cultivos que se siembran actualmente y sus rendimientos, zonas urbanas, edícolas, la-cuestres, vías de comunicación, redes telefónicas y eléctricas, etc.

Estos planos además de delimitarnos las áreas que no podemos utilizar para el cultivo, nos sirven para hacer un estudio de los cultivos que se siembran en la actualidad y ver la conveniencia de sustituirlos por otros dependiendo de los tipos de suelos que se tengan en el estudio agrológico.

6. DISTRIBUCION DE LA PROPIEDAD.

Deben ser los planos catastrales ya que son muy importantes para poder localizar en una forma adecuada los canales y drenes a lo largo de los linderos, con el fin de evitar indemnizaciones costosas.

7. DATOS CLIMATOLÓGICOS.

Las características climatológicas que influyen en la determinación de los tipos de cultivo, fechas de siembra, épocas de riego, coeficientes de riego y demandas anuales que necesita la planta para su desarrollo son: temperatura, precipitación, ciclos de secas y de lluvia, duración de las tormentas, presencia de heladas, nevadas, granizo y rocío, así como las perturbaciones ciclónicas, además de la latitud y luminosidad solar.

8. DATOS HIDROLOGICOS.

Con el fin de tomar una apropiada operación en un Distrito de Riego, es preciso contar con una fuente de abastecimiento, de agua para irrigación que satisfaga plenamente las demandas de la zona de riego en el transcurso del tiempo.

En la construcción de obras hidráulicas, es necesario conocer el régimen de la corriente con la mayor precisión posible, épocas de crecientes y estiaje, frecuencia y duración de las avenidas, -- gastos máximos y mínimos, extensión de la cuenca y sus características, coeficiente de escurrimiento, forma de concentración de las aguas, poder de arrastre de las crecientes, forma del cauce y si éste es definido o divagante, aprovechamientos situados aguas arriba o aguas abajo del lugar del proyecto y su posible funcionamiento, etc.

Todos estos datos nos servirán para conocer la potencialidad de la cuenca y con esto determinar el área que podemos regar, además de los sistemas que se tengan que construir para el aprovechamiento y control de los escurrimientos.

9. RELACION DE CULTIVOS ADECUADOS.

Atendiendo al tipo de clima y suelos de la región, así como estudios de mercado a nivel nacional se escogen los tipos de cultivo más convenientes para la formación del Plan de Riegos de la Zona de Riego en proyecto.

10. PLANOS GEOLOGICOS.

En el proyecto de un sistema de riego es indispensable conocer las características geológicas de la zona.

Estos datos tienen una gran importancia en la estimación preliminar de los costos, ya que el tipo de roca afecta directamente el método de construcción que se pretende utilizar y por consiguiente los precios unitarios, así mismo, la localización preliminar del sistema de conducción y distribución dependerá en gran parte de las condiciones geológicas de la región.

En el proyecto y construcción de estructuras mayores para la zona de riego como diques, sifones, túneles y puentes, estos planos nos permiten obtener una valiosa información geológica tales como fallas geológicas, afloramientos de roca, estructuración, estratigráfica, grados de intemperización y metamorfismo que nos dan una idea de las ventajas o desventajas que puedan tenerse al construir la estructura en un lugar dado.

Además estos planos nos sirven para la localización de bancos de materiales y su posible utilización como elementos de construcción.

11. Características físico-mecánicas de los suelos.

Por medio del laboratorio de materiales y concreto, hacemos los estudios necesarios para conocer las características físico-químicas de los suelos donde desplantaremos posteriormente las obras que forman un sistema de riego. Otras de las funciones del laboratorio es la de determinar las características necesarias de los materiales que utilizaremos para la construcción de los terraplenes, revestimiento de caminos, materiales para la elaboración de mamposterías, sueloz-cemento, y elaboración de concreto, con estos datos se proyectan el tipo de cimentación y estructuras, indicando las características que deben reunir los materiales con que se construya la obra para que el conjunto sea estable.

12. ESTUDIOS SOCIOECONÓMICOS.

Intervienen en la planeación de los Sistemas de Riego otros factores que son de tipo tanto socioeconómicos como políticos -- que son dignos de tomar se en cuenta para la influencia que tienen tanto en la planeación de una obra como en su ejecución, operación y mantenimiento.

(a hoja 12).....

Del correcto estudio de estos factores se desprenderán las políticas que se dictarán con relación al uso y tenencia de la tierra, tamaño de las superficies que se destinarán a cada usuario; en consecuencia una planeación se verá afectada tanto en su forma como en la ubicación de las tomas y sistemas de drenaje.

Ahora bien por lo que a la ejecución de las obras se refiere, deberá tomarse en cuenta al nivel de vida de la región, su grado de madurez técnico, asociaciones sindicales, enfermedades propias de la región, en fin factores que pueden afectar la programación y los precios unitarios como por ejemplo la necesidad de ejecutar un proyecto con mano de obra, en lugar de efectuarla con maquinaria, caso en el que si bien no es la solución más económica si es de gran beneficio para el lugar, ya que se crean nuevas fuentes de trabajo y se resuelve en parte el problema de la gente desocupada.

Otro punto de vista que se puede deducir de estos estudios es la necesidad de crear departamentos encargados de orientar al usuario acerca del uso correcto de los recursos y al cuidado que se debe tener tanto para la tierra como para el sistema en sí, ya que si se logra despertar en la gente la responsabilidad de cuidar lo que es propio, y sentir que cualquier desperfecto o mala operación del sistema tarde o temprano, redundarán en su economía, entonces los costos de mantenimiento se reducirán al mínimo, la producción aumentará y la inversión efectuada se amortizará en el plazo fijado dando oportunidad para que otras zonas necesitadas puedan adquirir todos estos beneficios.

Los elementos que constituyen una zona de riego son --
los siguientes:

I, FUENTES DE ABASTECIMIENTO 20 p/21/77

- a) Escurrimiento superficial (ríos, lagunas, etc).
- b) Escurrimiento subterráneo.

II, OBRAS DE CAPTACION

- a) Presa de almacenamiento
- b) Presas Derivadoras
- c) Plantas de bombeo en ríos o lagunas
- d) Pozos profundos
- e) Una combinación de las obras anteriores
- f) Toma directa.

III. CANAL PRINCIPAL

- a) Tramo de conducción
- b) Tramo distribuidor

IV. Canales del SISTEMA DE DISTRIBUCION

- a) Laterales
- b) Sublaterales
- c) Ramales
- d) Subramales
- e) Regaderas

V. ESTRUCTURAS EN EL CANAL PRINCIPAL Y SISTEMA DE DISTRIBUCION

- a) Distribución
- b) Cruce
- c) Protección.

VI. RED DE DRENAJE

- a) Principal
- b) Secundario
- c) Terciario
- d) Parcelario

VII. ESTRUCTURAS DE LA RED DE DRENAJE

- a) -Cruce
- b) Protección

VIII. OBRAS COMPLEMENTARIAS

- a) Red telefónica
- b) Red de caminos
- c) Casa de canalero
- d) Nivelación de tierras
- e) Obras de defensa

I. FUENTE DE ABASTECIMIENTO

Es una corriente superficial o subterránea que puede aprovecharse mediante la construcción de diferentes obras para diversos fines, tales como:

1. Abastecimiento de agua potable
2. Generación de energía
3. Irrigación
4. Fomento del desarrollo de la acuicultura
5. Zonas de recreación para fines turísticos.

En este curso solo se verá el uso de la fuente para fines de Irrigación.

II. OBRA DE CAPTACION.

Las obras de captación para fines de riego pueden ser de dos tipos:

- a) obras para la captación de aguas superficiales (ríos, lagunas, y manantiales.
- b) Obras para la captación de obras subterráneas.
 - A. Obras de captación de aguas superficiales.
 1. Presas de almacenamiento
 2. Presas derivadoras
 3. Tomas directas
 4. Estaciones de bombeo
 5. Aprovechamiento de cauces y vasos naturales
 6. Una combinación de las obras anteriores.

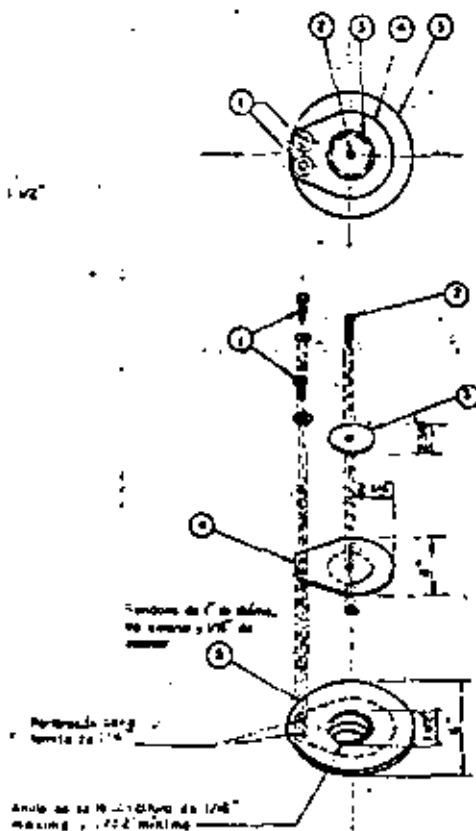
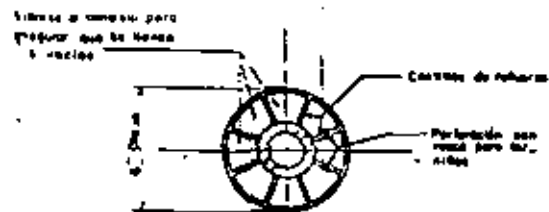
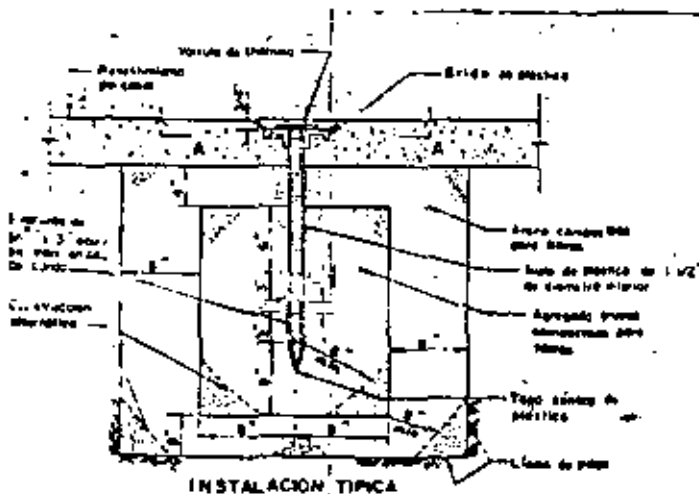
1. Presas de almacenamiento.

Cuando los escurrimientos de una corriente, en época de estiaje son menores que las demandas de riego para un plan de cultivos dado, se hace necesaria la construcción de una presa de almacenamiento con el fin de captar las aguas en épocas de avenidas, guardarlas, y posteriormente extraerlas de acuerdo a las necesidades de riego.

Otro de los fines de la presa puede ser el control de avenidas y generaciones de energía.

Las partes que constituyen un sistema de almacenamiento son:

- a) Cuenca de captación: Se llama cuenca de captación a la extensión de terreno en la cual el agua superficial que escurge reconoce un cauce o río principal. Esta agua puede provenir ya sea de la lluvia, manantiales, etc. A la línea que limita la cuenca y que se localiza por los puntos más altos del terreno se le llama línea de parteaguas.



- 1 Tornillo de 1/2" de bronce con cabeza hexagonal y ranurado
- 2 Tornillo de 1/4" de bronce con cabeza redonda, ranurado y fondo de bronce
- 3 Disco de bronce de 1/8" de espesor máximo
- 4 Placa de neopreno de 1/8" de espesor
- 5 Brida de presión

NOTAS:

Este plano es copia del plano PA 102-B-1044 del U.S.G.P.

172

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS	
MINISTERIO DE RECURSOS NATURALES Y ENERGIA	
Dpto. de Reg. NIM - R. G. Control B.C. y S.	
VALVULA DE CHARNELA	
Contorno	Área de la válvula
Material	Área de la válvula
Escala	1:1
Proyecto	3005-C-7256

182



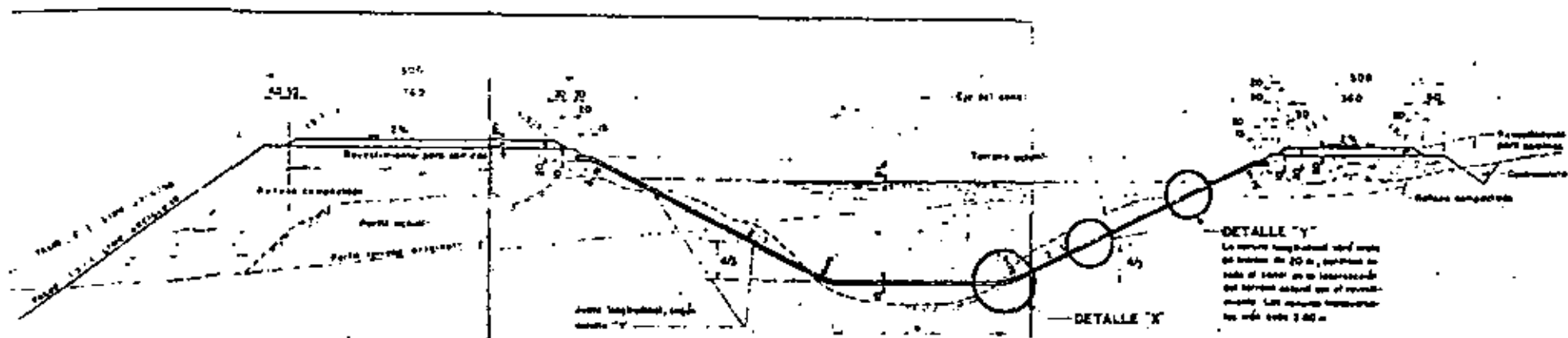
SECCION TIPO-TRAMO EN POSTIZO

NOTAS: Indicar en croquis

Dibujo: PROYECTOS
 Escala: 1:500

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS		
IRRIGACION Y CONTROL DE RIOS		
DIRECCION DE PROYECTOS - DEPARTAMENTO DE INGENIERIA		
Domicilio de la Oficina: Av. Central, S.C. y S.N.		
DIRECCION DE OBRAS DE RECONSTRUCCION		
NUEVO CANAL DELTA		
PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION		
Carácter:	PROYECTO	ESTUDIO PRELIMINAR
Fecha:	1954	1954
Proyecto:	3005-A-5875	3005-C-5875

183



SECCION DEL CANAL

DETALLE "Y"
 La parte longitudinal del canal se divide en 20 m, representando cada uno de ellos un tramo de canal. Las curvas de nivel se toman cada 2 m de elevación. Las curvas de nivel se toman cada 2 m.

DETALLE "X"

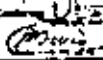
NOTAS:
 Aclaraciones en centímetros.

182

DETALLE "X"

DETALLE "Y"

116

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS INIRIACION Y CONTROL DE BARRIOS DISTRITO DE PUEBLO NUEVO - APOYO A LA ZONA RURAL, 2150
CANAL PRINCIPAL SACRAMENTO PROYECTO DE JUNTAS
 [Official Stamp] 1961
701-C-1

DETERMINACION DEL
USO CONSUNTIVO
(U. C.)

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
DIRECCION DE PROYECTOS

DEPARTAMENTO DE CANALES

NOJA NUM.

182

195

OBRA:

CALCULO:

FECHA

DETALLE:

REVISO:

FECHA

FCR

COEFICIENTE UNITARIO DE RIEGO

M E S E S	f	Cultivo:					Cultivo:					Cultivo:					
		Ciclo Vegetativo:					Ciclo Vegetativo:					Ciclo Vegetativo:					
		Inic. de Siembra:					Inic. de Siembra:					Inic. de Siembra:					
		Kc	U.C.	J	U.C.	U.C.acu.	Kc	U.C.	J	U.C.	U.C.acu.	Kc	U.C.	J	U.C.	U.C.acu.	
ENERO																	
FEBRERO																	
MARZO																	
ABRIL																	
MAYO																	
JUNIO																	
JULIO																	
AGOSTO																	
SEPTIEMBRE																	
OCTUBRE																	
NOVIEMBRE																	
DICIEMBRE																	

SUMAS	Kg						Kg						Kg					



$K' = \frac{\sum U.C.}{\sum J} = \dots = \boxed{}$	$K' = \frac{\sum U.C.}{\sum J} = \dots = \boxed{}$	$K' = \frac{\sum U.C.}{\sum J} = \dots = \boxed{}$
$J = \frac{Kc}{K'} = \dots = \boxed{}$	$J = \frac{Kc}{K'} = \dots = \boxed{}$	$J = \frac{Kc}{K'} = \dots = \boxed{}$

DETERMINACION DEL
USO CONSUNTIVO
(U. C.)

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS

DIRECCION DE PROYECTOS

DEPARTAMENTO DE CANALES

HOJA NUM.

183/94

OBRA:

CALCULO:

FECHA

DETALLE:

REVISO:

FECHA

E.C.N.

COEFICIENTE UNITARIO DE RIEGO

MESES	f	Cultivo:					Cultivo:					Cultivo:					
		Ciclo Vegetativo:					Ciclo Vegetativo:					Ciclo Vegetativo:					
		Inic. de Siembra:					Inic. de Siembra:					Inic. de Siembra:					
		Kc	U.C.	J	U.C!	U.C.acu.	Kc	U.C.	J	U.C!	U.C.acu.	Kc	U.C.	J	U.C!	U.C.acu.	
ENERO																	
FEBRERO																	
MARZO																	
ABRIL																	
MAYO																	
JUNIO																	
JULIO																	
AGOSTO																	
SEPTIEMBRE																	
OCTUBRE																	
NOVIEMBRE																	
DICIEMBRE																	
SUMAS		Kg					Kg					Kg					

$$K' = \frac{\sum u.c.}{\sum f} = \text{---} = \text{---}$$

$$J = \frac{Kc}{K'} = \text{---} = \text{---}$$

$$K' = \frac{\sum u.c.}{\sum f} = \text{---} = \text{---}$$

$$J = \frac{Kc}{K'} = \text{---} = \text{---}$$

$$K' = \frac{\sum u.c.}{\sum f} = \text{---} = \text{---}$$

$$J = \frac{Kc}{K'} = \text{---} = \text{---}$$



DETERMINACION DEL
USO CONSUNTIVO
(U. C.)

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
DIRECCION DE PROYECTOS

DEPARTAMENTO DE CANALES

HOJA NUM. 184
1977
FECHA
FECHA

OBRA:

CALCULO:

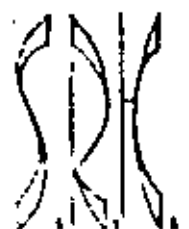
DETALLE:

REVISO:

P.R.K.

COEFICIENTE UNITARIO DE RIEGO

MESES	f	Cultivo:					Cultivo:					Cultivo:					
		Ciclo Vegetativo:					Ciclo Vegetativo:					Ciclo Vegetativo:					
		Inic. de Siembra:					Inic. de Siembra:					Inic. de Siembra:					
		Kc	U.C.	J	U.C!	U.C.acu.	Kc	U.C.	J	U.C!	U.C.acu.	Kc	U.C.	J	U.C!	U.C.acu.	
ENERO																	
FEBRERO																	
MARZO																	
ABRIL																	
MAYO																	
JUNIO																	
JULIO																	
AGOSTO																	
SEPTIEMBRE																	
OCTUBRE																	
NOVIEMBRE																	
DICIEMBRE																	
SUMAS		Kg					Kg					Kg					



$$K' = \frac{\sum U.C.}{\sum f} = \boxed{}$$

$$J = \frac{K.G.}{K'} = \boxed{}$$

$$K' = \frac{\sum U.C.}{\sum f} = \boxed{}$$

$$J = \frac{K.G.}{K'} = \boxed{}$$

$$K' = \frac{\sum U.C.}{\sum f} = \boxed{}$$

$$J = \frac{K.G.}{K'} = \boxed{}$$

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS

DIRECCION DE PROYECTOS

DEPARTAMENTO DE CANALES

HOJA NUM.

DETERMINACION DE:

USO CONSUNTIVO

(U.C.)

OBRA:

CALCULO:

FECHA:

DETALLE:

REVISO:

FECHA:

COEFICIENTE UNITARIO DE RIEGO

M E S E S	Cultivo:					Cultivo:					Cultivo:				
	Ciclo Vegetativo:					Ciclo Vegetativo:					Ciclo Vegetativo:				
	Inic. de Siembra:					Inic. de Siembra:					Inic. de Siembra:				
	Kc	U.C.	J	U.C.	U.C. ócu.	Kc	U.C.	J	U.C.	U.C. ócu.	Kc	U.C.	J	U.C.	U.C. ócu.
ENERO															
FEBRERO															
MARZO															
ABRIL															
MAYO															
JUNIO															
JULIO															
AGOSTO															
SEPTIEMBRE															
OCTUBRE															
NOVIEMBRE															
DICIEMBRE															

SUMAS	Kg					Kg					Kg				
-------	----	--	--	--	--	----	--	--	--	--	----	--	--	--	--



$K' = \frac{\sum U.C.}{\sum f} = \dots = \boxed{}$ $J = \frac{Kg}{K'} = \dots = \boxed{}$	$K' = \frac{\sum U.C.}{\sum f} = \dots = \boxed{}$ $J = \frac{Kg}{K'} = \dots = \boxed{}$	$K' = \frac{\sum U.C.}{\sum f} = \dots = \boxed{}$ $J = \frac{Kg}{K'} = \dots = \boxed{}$
---	---	---

1885

661

660

The image shows a grid-based table with a header row and multiple data rows. The header row contains the following labels: 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15, 16, 17, 18, 19, 20, 21, 22, 23, 24, 25, 26, 27, 28, 29, 30, 31, 32, 33, 34, 35, 36, 37, 38, 39, 40, 41, 42, 43, 44, 45, 46, 47, 48, 49, 50, 51, 52, 53, 54, 55, 56, 57, 58, 59, 60, 61, 62, 63, 64, 65, 66, 67, 68, 69, 70, 71, 72, 73, 74, 75, 76, 77, 78, 79, 80, 81, 82, 83, 84, 85, 86, 87, 88, 89, 90, 91, 92, 93, 94, 95, 96, 97, 98, 99, 100. The data rows contain illegible text and numbers, with a significant amount of noise and artifacts throughout the document.

