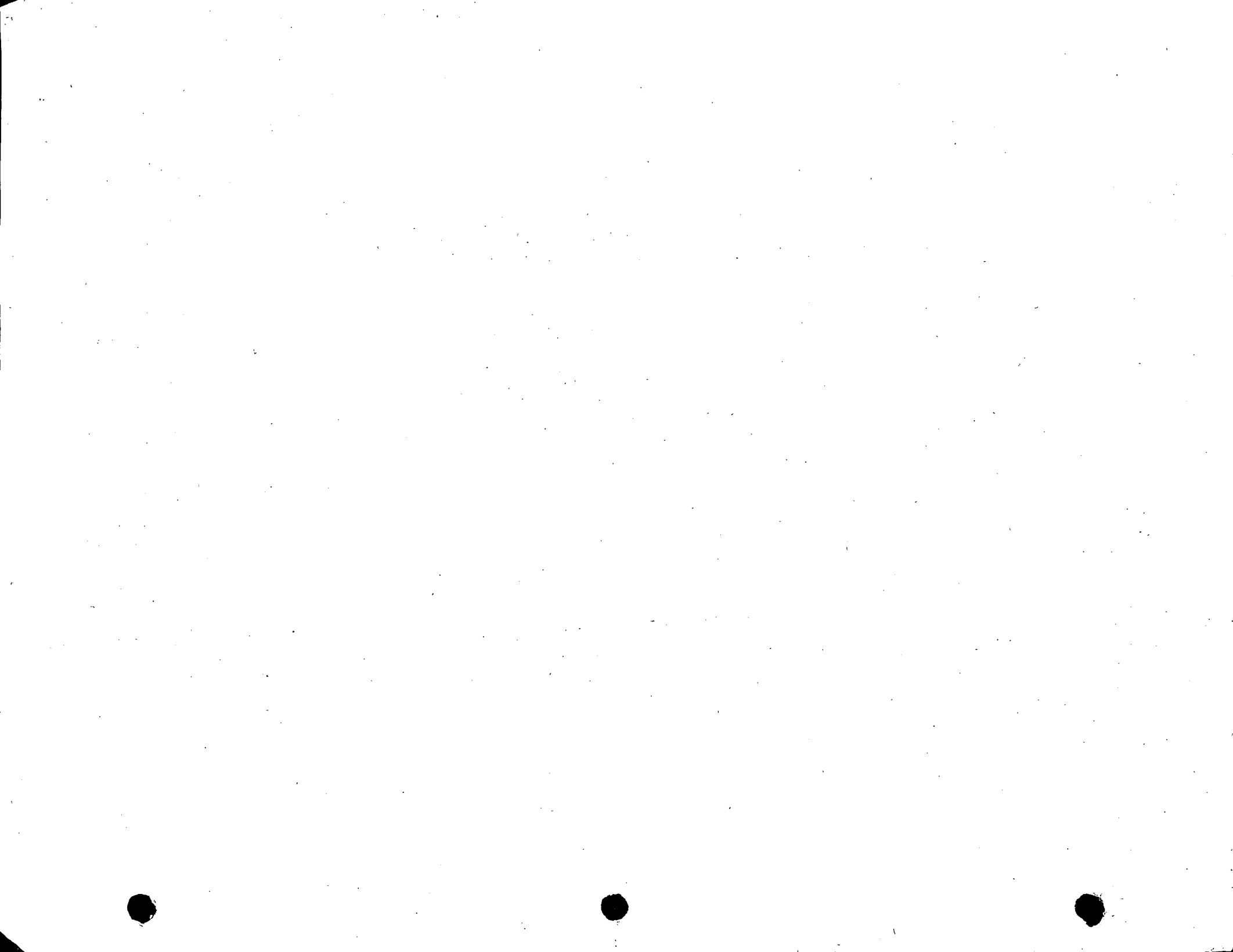


CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS DE ZONAS DE RIEGO

HORARIO: Lunes a viernes 8:30 a 13:00 y 16:00 a 18:00 h

M A T E R I A	PROFESORES	FECHAS	TOTAL DE HORAS
1. HIDRAULICA	ING. JULIO LOZOYA CORRALES ING. MARIO CARVAJAL DIAZ	17 Julio al 3 Agosto	84
2. MECANICA DE SUELOS	ING. ANTONIO MOZQUEDA ING. RICARDO VILABOA A.	4 Agosto al 23 Agosto	84
3. LABORATORIO DE MATERIALES Y CONTROL DE CALIDAD	ING. CARLOS OROZCO Y OROZCO ING. JOSE LUIS TERAN P.	24 Agosto al 13 Sept.	84
4. PLANEACION DE ZONAS DE RIEGO	ING. OSCAR PLAISANT WONG ING. RODOLFO ORTEGA A.	15 Sept. al 5 Octubre	90
5. P R A C T I C A S		6 Octubre al 13 Octubre	tiempo completo
6. DRENAJE EN ZONAS DE RIEGO	ING. FERNANDO LOZANO M. ING. HECTOR GOMEZ M.	16 Octubre al 3 Noviembre	84
7. DISEÑO ESTRUCTURAL	ING. FILIBERTO CAMPOS N. ING. RAFAEL ORDOÑO PEREZ	6 Noviembre al 21 Nov.	66
8. INTEGRACION Y PRESENTACION DE CONCURSOS	ING. GERARDO TENA OROZCO ING. FRANCISCO GUERRA	22 Noviembre al 8 Dic.	78
9. P R A C T I C A S		9 al 14 de Diciembre	tiempo completo
10. CEREMONIA DE CLAUSURA		15 de diciembre	



DIRECTORIO DE PROFESORES

CAPACITACION DE INGENIEROS PROYECTISTAS DE ZONAS DE RIEGO

1. INC. FILIBERTO CAMPOS NUÑEZ
COORDINADOR DE ZONAS DE RIEGO
SARH
Reforma No. 45-10° Piso
México 1, D.F.
592-00-34
2. ING. MARIO CARVAJAL DIAZ
JEFE DE LA OFNA. DE REVISION Y DISEÑO ESPECIAL
SARH
Reforma # 45-10° Piso
México 1, D.F.
592-01-08
3. ING. HECTOR GOMEZ MONDRAGON
JEFE DE LA OFNA. DE ESTUDIOS HIDROLOGICOS
SARH
Reforma # 45 10° Piso
592-00-34
4. ING. FRANCISCO GUERRA FELIX
COORDINADOR DE ZONAS DE RIEGO
SARH
Reforma # 45-10° Piso
México 1, D.F.
592-00-34
5. ING. FERNANDO LOZANO MARTINEZ
JEFE DEL DEPTO. DE RIEGO POR ASPERSION
SARH
Reforma # 45-10° Piso
México 1, D.F.
592-12-42
6. ING. JULIO O. LOZOYA CORRALES
JEFE OFNA. MODELOS HIDRAULICOS
DEPTO. INGENIERIA EXPERIMENTAL
SARH
Sierra Gorda # 23
México 10, D.F.
520-88-28
7. ING. ANTONIO MOZQUEDA
SUBJEFE DEL DEPTO. DE INGENIERIA EXPERIMENTAL
SARH
Sierra Gorda # 23
México 10, D.F.
520-27-58

8. ING. RAFAEL A. ORDOÑO PEREZ
INGENIERO PROYECTISTA
SARH
Reforma # 45-10° Piso
México 1, D.F.
592-00-34
9. ING. CARLOS J. OROZCO Y OROZCO
JEFE DEPTO. INGENIERIA EXPERIMENTAL
SARH
Sierra Gorda # 23
México 10, D.F.
520-98-23
10. ING. RODOLFO ORTEGA ARMENDARIZ
JEFE DE LA OFICINA DE PLANTAS DE BOMBEO
SARH
Reforma # 45-10° Piso
México 1, D.F.
592-12-42
11. ING. ROGELIO OSCAR PLAISANT WONG
COORDINADOR DEL DEPTO. DE ZONAS
SARH
Reforma # 45-10° Piso
592-12-42
12. ING. GERARDO TENA O.
JEFE DEL DEPTO. DE ZONAS DE RIEGO
SARH
Reforma # 45-10° Piso
México 1, D.F.
546-79-92
13. ING. JOSE LUIS TERAN P.
JEFE OFNA. DE NORMAS Y CONTROL DE CALIDAD
SARH
Sierra Gorda # 23
Lomas de Chapultepec
México 10, D.F.
520-27-58
14. ING. RICARDO VILABOA A.
JEFE LABORATORIO MECANICA DE SUELOS
SARH
Sierra Gorda # 23
México 10, D.F.
520-73-07



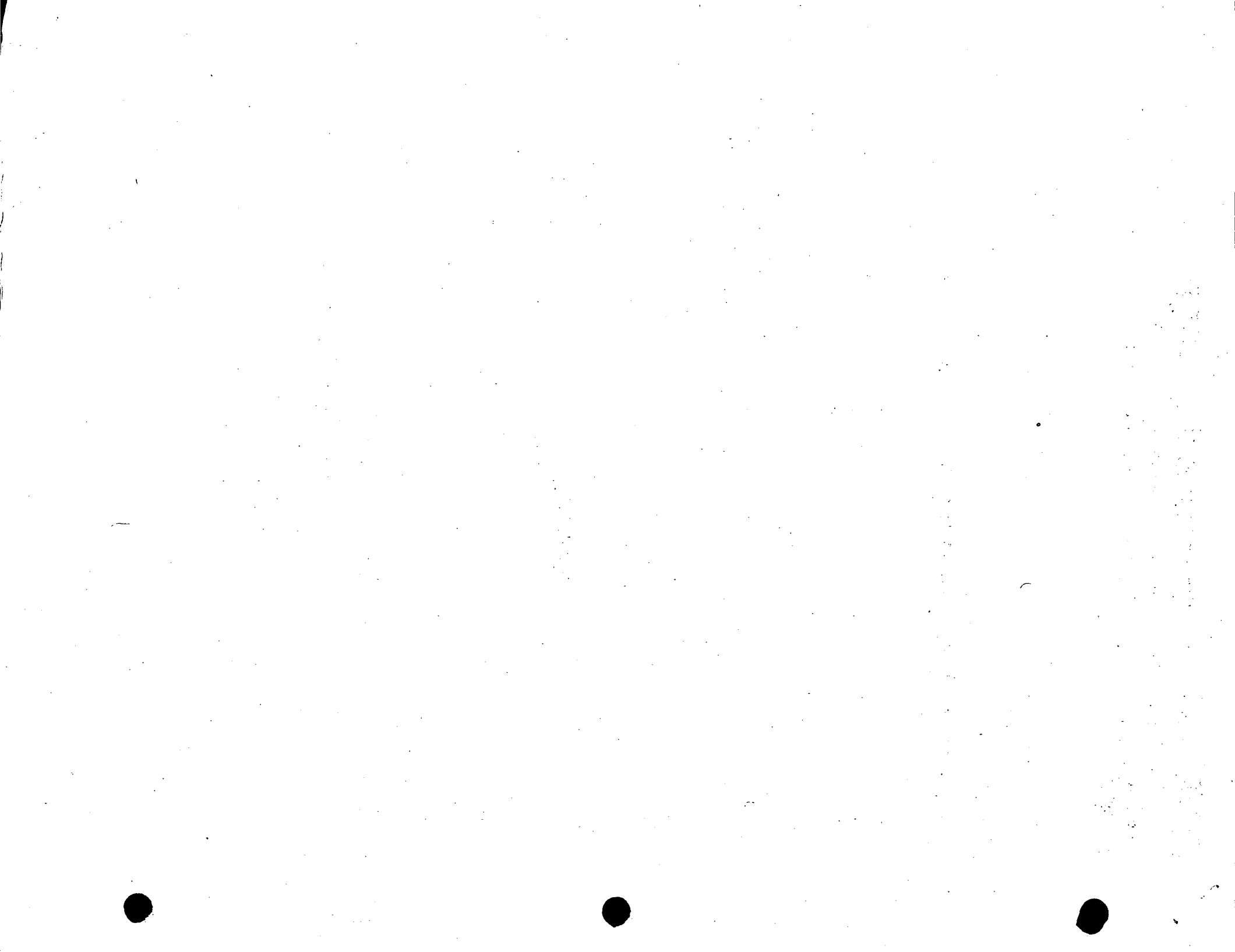
centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS DE ZONAS DE RIEGO

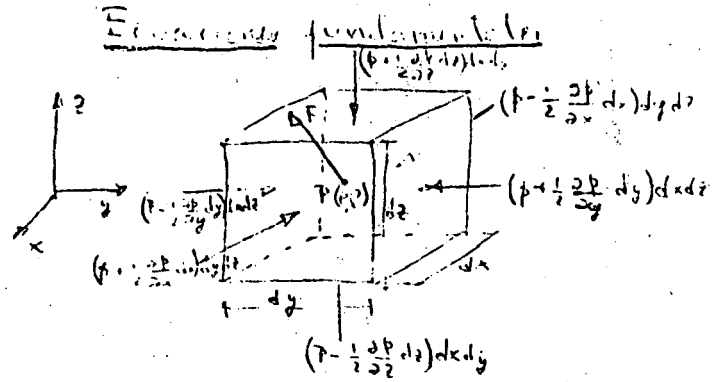
HIDRAULICA

ING. JULIO O. LOZOYA CORRALES



HIDROESTÁTICA

1 Hidroestática



$\Sigma F_z = m \cdot a_z$
 $\Sigma F_x = m \cdot a_x$
 $(p - \frac{1}{2} \frac{\partial p}{\partial x} dx) dy dz - (p + \frac{1}{2} \frac{\partial p}{\partial x} dx) dy dz + \rho X dx dy dz = 0$
 $\frac{\partial p}{\partial x} = \rho X \quad \dots (1a)$
 análogamente en las direcciones y y z
 $\frac{\partial p}{\partial y} = \rho Y \quad \dots (1b)$
 $\frac{\partial p}{\partial z} = \rho Z \quad \dots (1c)$

pero $Y = X = 0$; $Z = -g$ $\therefore \frac{\partial p}{\partial x} = 0 \quad \dots (2a)$
 $\frac{\partial p}{\partial y} = 0 \quad \dots (2b)$
 $\frac{\partial p}{\partial z} = -\rho g = -\gamma \quad \dots (2c)$

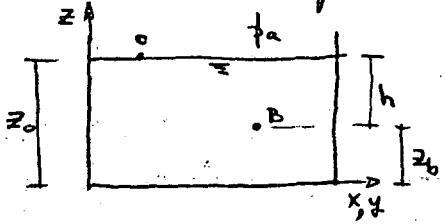
De las ecs. (2a) y (2b) se concluye que la presión no varía ni en dirección x ni en dirección y, esto es, que se mantiene constante y con un valor particular para cada plano xy. La presión sobre planos horizontales, en el interior de un líquido en reposo se mantiene constante. La ec. (2c) indica que la presión varía solo con la coordenada vertical:

$dp = -\gamma dz \quad \dots (3)$

Si el líquido es de densidad constante.

$\frac{p}{\rho} + z = cte. \quad \dots (4) \quad \text{Ley de Pascal}$

Considérese un recipiente cualquiera.



Aplicando la ley de Pascal entre los puntos O y B resulta:

$\frac{p_a}{\rho} + z_0 = \frac{p_b}{\rho} + z_b$

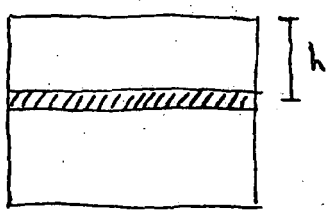
pero para el caso particular del punto O, la presión en ese lugar es la atmosférica p_a luego.

$\frac{p_a}{\rho} + z_0 = \frac{p_b}{\rho} + z_b$; $p_b = p_a + \gamma(z_0 - z_b)$

pero de la figura se ve que $z_0 - z_b = h$ profundidad en el líquido del punto B.

$p_b = p_a + \gamma h \quad \dots (5)$

Empuje hidrostático sobre superficies planas



$P = \int_A \gamma h dA = \gamma A \bar{h} \quad \dots (6)$

ahora $\int_A \gamma h dA = V = \text{volumen de la distribución de presiones.}$

luego $P = V \quad \dots (7)$



Empuje hidrostático sobre superficies curvas

(2)

La fórmula (2.20c) que aparece en el libro de Hidráulica de Sotelo y que da el empuje en dirección vertical sobre una superficie curva

$$P_z = \gamma \bar{z} A_z$$

debe aplicarse con cuidado, ya que dice que \bar{z} es la profundidad del centro de gravedad de la superficie curva, lo cual es cierto, pero debe tenerse la siguiente precaución:

La superficie curva que proyecta área en el plano XY, debe dividirse en dos, aquella sobre la que las fuerzas elementales van hacia arriba A_{z_1} , y aquella sobre la que van hacia abajo A_{z_2} . Cada una tendrá su centro de gravedad \bar{z}_1 y \bar{z}_2 . Para determinar P_z se hace lo siguiente:

$$P_z = \gamma \bar{z}_1 A_{z_1} - \gamma \bar{z}_2 A_{z_2}$$

Principio de Arquímedes

Un cuerpo sumergido en un líquido recibe un empuje ascendente igual al peso del volumen del líquido desalojado.

Un cuerpo en el seno de un líquido puede flotar o hundirse, si flota el volumen del líquido desalojado es menor que el del cuerpo, si se hunde el volumen desalojado es igual al del cuerpo.

Cabe mencionar que el empuje ascendente estará aplicado en el centro de gravedad del volumen desalojado.

Condiciones de estabilidad de los cuerpos en flotación

Si un cuerpo flota puede estar bajo tres condiciones de equilibrio, estable, inestable e indiferente. En el punto 2.7 del libro de hidráulica de Sotelo vienen tratadas las condiciones de estabilidad.

Teorema de Bernoulli

La ecuación de Bernoulli o de la energía para una vena líquida donde el escurrimiento es transitorio o no establecido es

$$z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} + \frac{1}{g} \int_1^2 \frac{\partial \beta V}{\partial t} + \Delta h_f$$

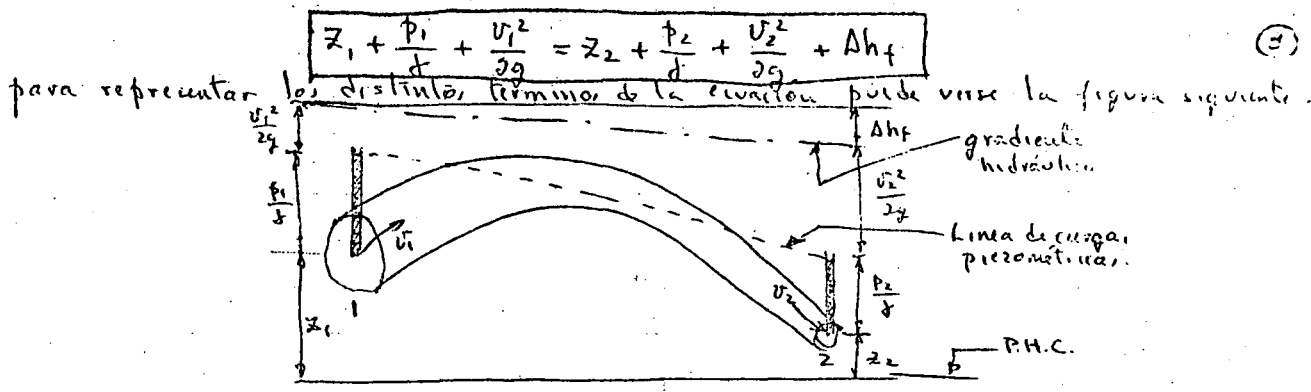
Los coeficientes α y β sirven para corregir el error de considerar un valor medio de la velocidad en la sección de la vena y Δh_f es la pérdida de energía que se produce entre las secciones 1 y 2.

Si el flujo es establecido, el término $\frac{1}{g} \int_1^2 \frac{\partial \beta V}{\partial t}$ desaparece y queda la ecuación

$$z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} + \Delta h_f$$

Ahora bien, si el escurrimiento es turbulento α y β aproximadamente valen la unidad y para fines de la práctica la ecuación de Bernoulli queda:

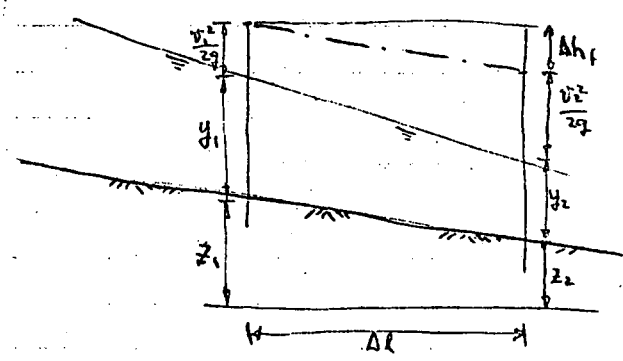




En el caso de conducciones a superficie libre la expresión queda

$$z_1 + y_1 + \frac{v_1^2}{2g} = z_2 + y_2 + \frac{v_2^2}{2g} + \Delta h_f$$

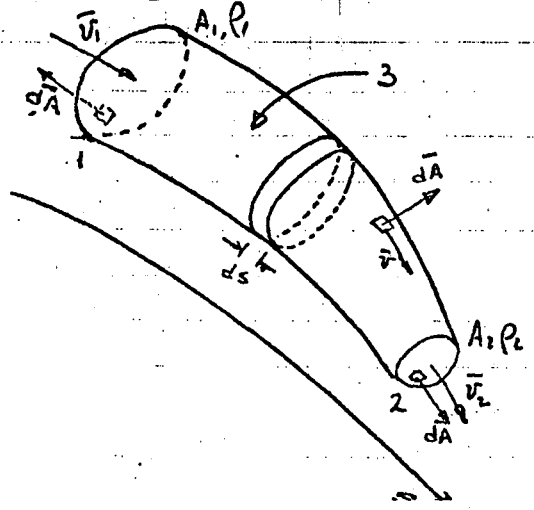
un diagrama que muestra físicamente los términos de esta ecuación sería:



La pérdida por fricción puede valorarse con cualquiera de las expresiones válidas para tubos o canales. Si se usara la expresión de Manning, resulta:

$$\Delta h_f = \left(\frac{v_m \eta}{R_m^{2/3}} \right)^2 \Delta l ; \quad v_m = \frac{v_1 + v_2}{2} ; \quad R_m = \frac{R_1 + R_2}{2}$$

Ecuación de continuidad



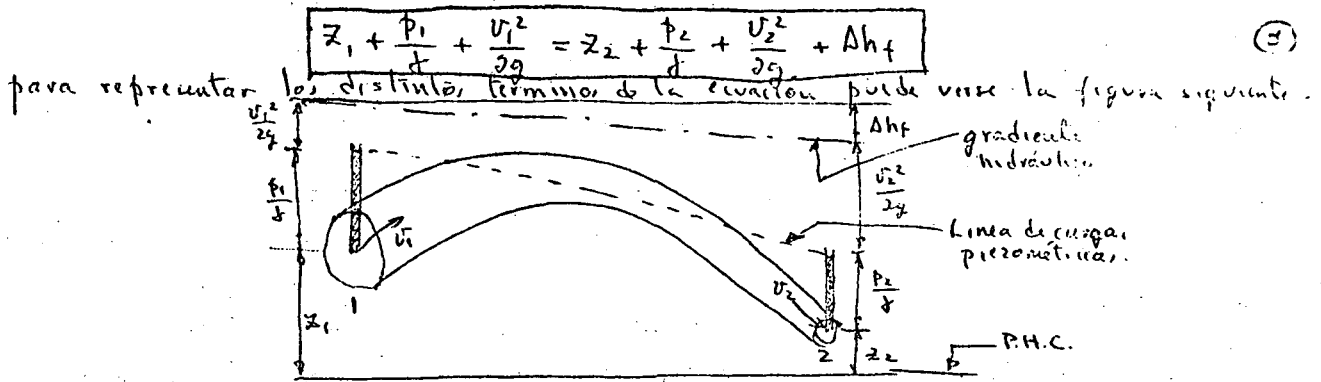
Sea la vena líquida de la figura:

Se aceptan velocidades medias representativas en cada sección y tangenciales a la vena (perpendicular a la sección)

La masa de líquido que escurre en la unidad de tiempo a través de un elemento dA de la superficie total que encierra a la vena líquida es $\rho \bar{v} \cdot dA$ y será positivo si el líquido sale del volumen y negativo en caso contrario.

La ley de conservación de la cantidad de

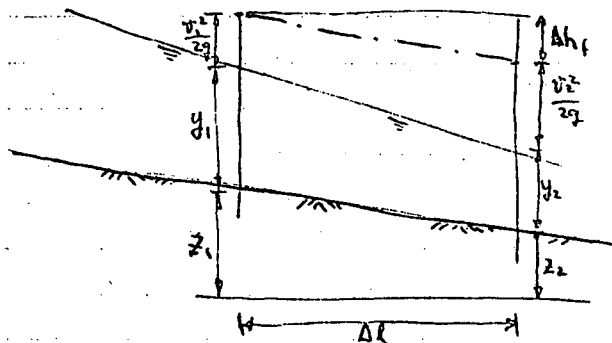




En el caso de conducciones a superficie libre la expresión queda

$$z_1 + y_1 + \frac{v_1^2}{2g} = z_2 + y_2 + \frac{v_2^2}{2g} + \Delta h_f$$

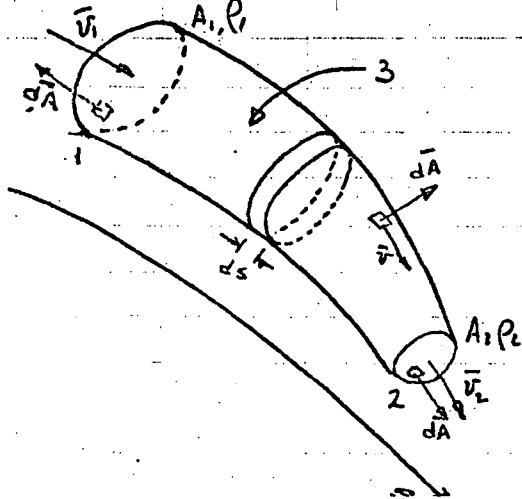
en un diagrama que muestra físicamente los términos de esta ecuación sería:



La pérdida por fricción puede valerse con cualquiera de las expresiones válidas para tubos o canales. Si se usara la expresión de Manning, resulta:

$$\Delta h_f = \left(\frac{v_m n}{R_m^{2/3}} \right)^2 \Delta l ; \quad v_m = \frac{v_1 + v_2}{2} ; \quad R_m = \frac{R_1 + R_2}{2}$$

Ecuación de continuidad



Sea la vena líquida de la figura:

Se aceptan velocidades medias representativas en cada sección y tangenciales a la vena (perpendicular a la sección)

La masa de líquido que escurre en la unidad de tiempo a través de un elemento dA de la superficie total que encierra a la vena líquida es $\rho \bar{v} \cdot dA$ y será positivo si el líquido sale del volumen y negativo en caso contrario.

La ley de conservación de la cantidad de



materia en este caso establece que la masa total de líquido que sale del volumen total contenido en la vena en la unidad de tiempo, es igual al decremento en la misma unidad de tiempo de la masa de líquido contenida en ese volumen. Esto se expresa así:

$$\int_A \rho \vec{v} \cdot d\vec{A} = - \frac{\partial}{\partial t} \int_V \rho d(\text{vol})$$

A — área total de la superf. que encierra al volumen V de la vena.

Si las áreas 1 y 2 se escogen normales al eje de la vena, los vectores \vec{v} y $d\vec{A}$ son paralelos, mientras que en la superficie 3 son perpendiculares, luego sobre el área 3 el producto escalar $\vec{v} \cdot d\vec{A} = 0$, por esto, la integral del primer miembro de la ec. anterior vale:

$$\int_A \rho \vec{v} \cdot d\vec{A} = \int_{A_1} \rho v_1 dA + \int_{A_2} \rho v_2 dA =$$

La integral del 2º miembro puede ponerse

$$\frac{\partial}{\partial t} \int_V \rho d(\text{vol}) = \frac{\partial}{\partial t} \int_{A_3} \rho dA ds = \frac{\partial}{\partial t} \int_{A_3} \rho A ds$$

esto se pudo poner porque se supone que la densidad no varía en una misma sección transversal pero sí puede variar con S

por esto y por esto y puesto que se supone una velocidad media representativa en cada sección se tiene:

$$\rho v A = - \frac{\partial}{\partial t} \int_{A_3} \rho A ds$$

o bien
$$\frac{\partial}{\partial s} (\rho v A) + \frac{\partial}{\partial t} (\rho A) = 0$$

desarrollando las derivadas indicadas y puesto que $v = \frac{ds}{dt}$, se tiene: agrupando

$$\rho A \frac{\partial v}{\partial s} + \rho \left(\frac{\partial A}{\partial s} \frac{ds}{dt} + \frac{\partial A}{\partial t} \right) + A \left(\frac{\partial \rho}{\partial s} \frac{ds}{dt} + \frac{\partial \rho}{\partial t} \right) = 0$$

que es la ec. de continuidad para una vena líquida donde se produce el escurrimiento transitorio de un líquido compresible. Tiene aplicación esta ecuación de continuidad en problemas como el golpe de ariete en conductos a presión.

Para problemas de tránsito de ondas de avenida y mareas en conducciones a superficie libre, donde se considera al líquido incompresible ($\rho = \text{cte}$) desaparece el último término de la ec. anterior y la ec. de continuidad que se usa es;

$$\rho A \frac{\partial v}{\partial s} + \rho \left(\frac{\partial A}{\partial s} \frac{ds}{dt} + \frac{\partial A}{\partial t} \right) = 0$$

Si el escurrimiento es permanente o independiente del tiempo, las derivadas con respecto al tiempo desaparecen y queda

$$\frac{\partial}{\partial s} (\rho v A) = 0$$



ahora bien $\nabla A = Q$ (recordar que ∇ debe ser normal al area) luego
 $d(\rho Q) = 0$

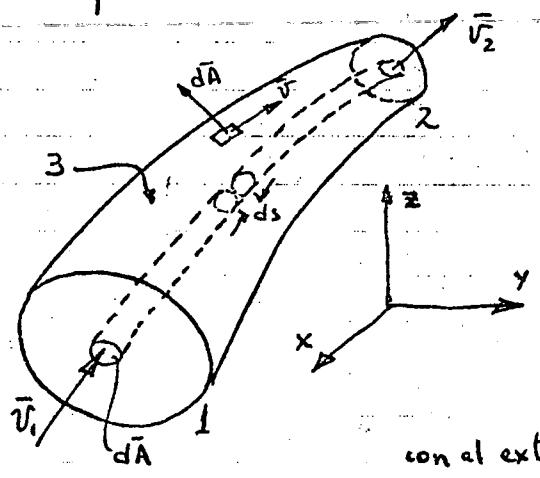
\therefore el líquido es incompresible (densidad constante)

$$\rho dQ = 0 \therefore dQ = 0 \therefore Q = \text{constante}$$

Esto significa que el gasto que circula por cada sección de la vena con escurrimiento permanente, se mantiene constante. Si se consideran 2 secciones 1 y 2 de la vena se tiene

$$Q = A_1 v_1 = A_2 v_2$$

Ley del Impulso



Sea la vena líquida mostrada que constituye el volumen de control V limitado por la superficie total A constituida por las superficies 1 y 2 normales al eje de la vena y la superficie lateral 3

De acuerdo con la ley de impulso y cantidad de movimiento, el intercambio con el exterior en la unidad de tiempo, de la masa de líquido en el volumen de control,

es igual al impulso o fuerza resultante en la misma unidad de tiempo.

$$\vec{F} = \int_A \vec{v} \rho (\vec{v} \cdot d\vec{A}) + \frac{\partial}{\partial t} \int_V \vec{v} \rho dV$$

ahora bien $\vec{v} \cdot d\vec{A}$ en la superficie 3 vale cero (porque son normales) y sobre las superficies 1 y 2, el mismo producto escalar puede ser producto simple porque las velocidades son normales a sus superficies, o sea $\vec{v} \cdot d\vec{A} = v dA$, además $dV = dA ds$ luego

$$\vec{F} = \int_A \rho \vec{v}^2 dA + \frac{\partial}{\partial t} \int_{A/s} \rho \vec{v} dA ds$$

derivando respecto a s se tiene

$$\frac{\partial \vec{F}}{\partial s} = \frac{\partial}{\partial s} \int_A \rho \vec{v}^2 dA + \frac{\partial}{\partial t} \int_A \rho \vec{v} dA$$

\therefore se supone que la densidad y la velocidad se mantienen constantes en todos los puntos de una area de una sección transversal normal al eje de la vena, pueden salir:



fuera de la integral ya que el elemento diferencial es el area. Ahora bien, la hipótesis de ~~vel~~ densidad media en el area es bastante buena no así la de velocidad media, por lo que si se le considera como tal a la velocidad deberá multiplicarse la expresión por un coeficiente correctivo β y queda, si además se considera que $Q = AV$

$$\frac{\partial \bar{F}}{\partial s} = \frac{\partial}{\partial s} \left(\beta \frac{\rho \bar{V} Q}{A} \right) + \frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{\rho \bar{V}}{A} \right) dA$$

$$\frac{\partial \bar{F}}{\partial s} = \frac{\partial}{\partial s} (\rho \bar{V} Q \beta) + \frac{\partial}{\partial t} (\rho A \bar{V})$$

La integral de esta ecuación entre las secciones 1 y 2 resulta:

$$\bar{F} = (\rho Q \beta \bar{V})_2 - (\rho Q \beta \bar{V})_1 + \frac{\partial}{\partial t} \int \rho A \bar{V} ds$$

que es la ecuación de impulso y cantidad de movimiento para una vena líquida en movimiento transitorio. Si el movimiento es permanente y el líquido incompresible desaparece el último término de la ecuación anterior y se puede arreglar:

$$\bar{F} = \rho Q [(\beta_2 \bar{V}_2) - (\beta_1 \bar{V}_1)]$$

el coeficiente β cuando el movimiento es turbulento vale la unidad de modo que la ec. vectorial quedaría

$$\bar{F} = \rho Q [\bar{V}_2 - \bar{V}_1]$$

esta ecuación vectorial puede representarse por sus componentes en los 3 ejes.

$$\begin{aligned} F_x &= \rho Q [V_{2x} - V_{1x}] \\ F_y &= \rho Q [V_{2y} - V_{1y}] \\ F_z &= \rho Q [V_{2z} - V_{1z}] \end{aligned}$$



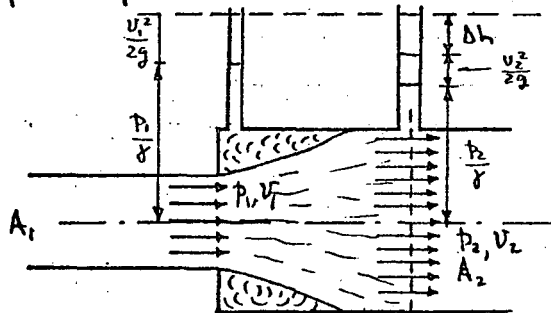
2 Pérdidas

Fórmula de Borda

La fórmula se valía para una ampliación brusca de sección pero también puede usarse en aquellos casos en que no existan datos, más exactos para calcular una pérdida de carga local y se obtendrá un resultado aproximado. Es importante mencionar que la expresión puede hacerse extensiva a flujos a superficie libre.

La ampliación brusca de la sección en un tubo trae consigo una pérdida de carga por efecto de la separación del líquido de las paredes y la formación de grandes turbulencias. Para calcular la pérdida se usan las tres ecuaciones fundamentales de la hidráulica.

Para la aplicación de las ecuaciones se considera el volumen de control limitado aguas arriba por la sección 1 dentro ya de la zona de ampliación, aguas abajo por la sección 2 suficientemente alejada de la ampliación donde el líquido ya ha recuperado una distribución uniforme de las velocidades y lateralmente, por la pared del tubo.



En la sección 1 actúa la presión p_1 y la velocidad media del líquido es V_1 . La presión total en esta sección está compuesta por la suma de las presiones sobre la superficie central del área A_1 más la correspondiente a la zona de separación. En la sección 2 dominan la presión p_2 y la velocidad V_2 .

Considerando distribución uniforme de velocidades y esfuerzos de fricción nulos, de la ecuación de impulso y cantidad de movimiento resulta:

$$p_1 A_2 - p_2 A_2 = \gamma Q (V_2 - V_1)$$

o bien

$$\frac{p_1 - p_2}{\gamma} = \frac{1}{\gamma} \frac{Q}{A_2} (V_2 - V_1) = \frac{V_2^2}{g} (V_2 - V_1) \quad (a)$$

por otra parte, de la ecuación de Bernoulli entre las secciones 1 y 2

$$\frac{p_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2g} = \frac{p_2}{\gamma} + \frac{V_2^2}{2g} + \Delta h$$



despejando la pérdida de carga

$$\Delta h = \frac{p_1 - p_2}{\rho} + \frac{v_1^2 - v_2^2}{2g} \quad (b)$$

sustituyendo la ecuación (a) en la (b)

$$\Delta h = \frac{v_2}{g} (v_2 - v_1) + \frac{v_1^2 - v_2^2}{2g}$$

arreglando

$$\Delta h = \frac{(v_1 - v_2)^2}{2g} \quad \text{Ecuación de Borda.}$$

del principio de continuidad

$$v_1 = \frac{A_2}{A_1} v_2$$

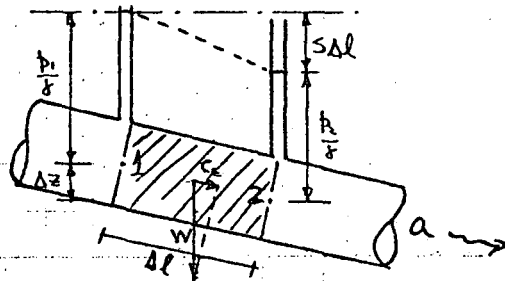
reemplazando en la ec. de Borda.

$$\Delta h = \left(\frac{A_2}{A_1} - 1 \right)^2 \frac{v_2^2}{2g}$$

Formulas de fricción

Vamos a ver las fórmulas de fricción aplicables a tuberías.

Supóngase una tubería de eje inclinado cualquiera.



$$W = \rho a \Delta l$$

Supongamos que existe un cociente adimensional que se llama pendiente hidráulica que cumple con la siguiente propiedad.

$$\frac{p_1}{\rho} + \Delta z = \frac{p_2}{\rho} + S \Delta l \quad ; \quad S \Delta l = \frac{p_1}{\rho} - \frac{p_2}{\rho} + \Delta z \quad (a)$$

$S \Delta l$ = pérdida de fricción = diferencia entre el punto 1 y el punto 2
 C_E es la componente del peso del volumen achurado que ayuda a que el elemento de volumen prospere.

Por triángulos semejantes en la figura se tiene:

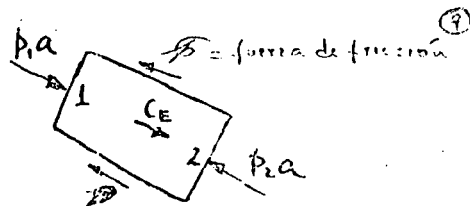
$$\frac{C_E}{W} = \frac{\Delta z}{\Delta l} \quad ; \quad C_E = \frac{\Delta z}{\Delta l} W = \frac{\Delta z}{\Delta l} \rho a \Delta l$$

$$C_E = \rho a \Delta z$$

si hacemos diagrama de cuerpo libre del volumen achurado resulta



$$\Sigma F = 0 \quad p_1 a - p_2 a + C_E - \mathcal{F} = 0$$



ahora $\mathcal{F} = \phi \Delta l \bar{\tau}$

ϕ - perímetro del tubo

$\bar{\tau}$ - esfuerzo cortante

reemplazando los valores de \mathcal{F} y C_E en la ΣF se tiene:

$$a(p_1 - p_2) + \gamma a \Delta z - \phi \Delta l \bar{\tau} = 0$$

~~para $p_1 - p_2 = \Delta p = \gamma \Delta h$ (presión hidrostática)~~

arreglando la ecuación anterior

$$a \gamma \left(\frac{p_1}{\gamma} - \frac{p_2}{\gamma} + \Delta z \right) = \phi \Delta l \bar{\tau}$$

reemplazando el valor de la fórmula (a) en esta ecuación

$$a \gamma S \Delta l = \phi \Delta l \bar{\tau}$$

$$\text{y } \frac{a}{\phi} = R = \text{radio hidráulico}$$

$$\boxed{\bar{\tau} = \gamma R S}$$

Puede demostrarse (no lo vamos a hacer) que de acuerdo con las características propias del escurrimiento, el esfuerzo cortante se puede expresar como:

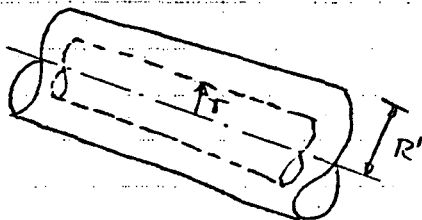
$$\bar{\tau} = -\mu \frac{dv}{dr}$$

Escurrimiento LAMINAR

$$\bar{\tau} = C v^2$$

Escurrimiento TURBULENTO

Ahora bien, puede fácilmente verse que la misma fórmula del esfuerzo cortante deducida anteriormente $\bar{\tau} = \gamma R S$ para la vena líquida que está limitada por el tubo, puede aplicarse para una vena líquida de radio r .



Determinemos la fórmula de fricción para el régimen laminar

Iguando las dos expresiones del esf. cortante para este caso se tiene:

$$\gamma R S = -\mu \frac{dv}{dr}$$



pero para un tubo circular

$$R = \frac{\text{area}}{\text{perimetro}} = \frac{\pi r^2}{2\pi r} = \frac{r}{2}$$

reemplazando

$$r \frac{r}{2} s = -\mu \frac{dv}{dr}$$

pero $\delta = \rho g$ y $\mu = \nu \rho$ reemplazando.

$$\rho g \frac{r}{2} s = -\nu \rho \frac{dv}{dr} \quad ; \quad dv = -\frac{g}{\nu} s \frac{r}{2} dr$$

integrando
ahora

$$v = -\frac{gs}{4\nu} r^2 + C \quad (b)$$

reemplazando

para $r = R'$ (radio de la tubería) ; $v = 0$

$$C = \frac{gs}{4\nu} R'^2$$

sustituyendo en (b)

$$v = \frac{gs}{4\nu} (R'^2 - r^2)$$

fórmula de Hagen-Poiseuille
(ley de variación de velocidades
con el radio)

Veremos que la variación de la velocidad es parabólica respecto al radio. La velocidad máxima ocurre en el centro de la tubería donde $r = 0$

$$v_{\text{máx}} = \frac{gs}{4\nu} R'^2$$

Las expresiones del Principio de Continuidad, Ley del Impulso y Teorema de Bernoulli están desarrolladas para considerar una velocidad media representativa en cada sección, por tal motivo obtengamos una velocidad media representativa para este caso de régimen laminar en el escurrimiento.

Por definición de velocidad media se tiene

$$v_{\text{med}} = \frac{Q}{A}$$

y el gasto deducido a partir de la suma de velocidades por su área correspondiente en una sección resulta:

$$Q = \int_0^{R'} \underbrace{\frac{gs}{4\nu} (R'^2 - r^2)}_v \underbrace{2\pi r dr}_{dA}$$

reemplazando

$$v_{\text{med}} = \frac{1}{\pi R'^2} \int_0^{R'} \frac{gs}{4\nu} (R'^2 - r^2) 2\pi r dr$$

desarrollando se tiene

$$v_{\text{med}} = \frac{gs}{8\nu} R'^2$$

$$\therefore v_{\text{med}} = \frac{1}{2} v_{\text{máx}}$$



Determinemos la fórmula de fricción para el régimen turbulento

Igualando las dos expresiones del esfuerzo cortante para este caso, se tiene:

pero $C = \sqrt{\frac{\gamma}{c}}$ $\gamma RS = C V^2$; $V^2 = \frac{\gamma}{C} RS$; $V = \sqrt{\frac{\gamma}{C}} \sqrt{RS}$

$V = C' \sqrt{RS}$

fórmula de Chezy

Ahora, C es una magnitud que varía con el líquido (temperatura, densidad, peso esp), con las dimensiones de la tubería, material de la tubería y con la velocidad.

Diferentes investigadores hicieron experiencias para valuar esa C y por ejemplo Manning encontró que:

$C = \frac{1}{n} R^{1/6}$ en que n solo variaba con el líquido y las paredes de la tubería (se ha visto posteriormente que esto no es rigurosamente cierto).

La fórmula de la fricción según Manning resulta, al reemplazar C en Chezy.

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

fórmula de Manning

D'arcy - Weisbach propusieron una fórmula de coeficiente adimensional.

Para el caso particular de una tubería circular se tiene $R = \frac{D}{4}$. Reempl. en Chezy

$V^2 = C^2 S \frac{D}{4}$; $V^2 = \frac{C^2}{4} SD$

dividiendo entre $2g$ $\frac{V^2}{2g} = \frac{C^2}{8g} SD$; $S = \frac{8g}{C^2} \frac{1}{D} \frac{V^2}{2g}$

el cociente $\frac{8g}{C^2}$ es adimensional y lo llamaron λ con lo que la fórmula de fricción según D'arcy y Weisbach resulta:

$S = \frac{\lambda}{D} \frac{V^2}{2g}$

fórmula de D'arcy - Weisbach.

D'arcy y Weisbach dicen que esta fórmula es general y que puede aplicarse tanto para régimen laminar como para régimen turbulento, a pesar de haberse obtenido en el desarrollo anterior a partir de la condición de esfuerzo cortante turbulento.

Comparemos la fórmula de D'arcy con la de Hagen para valuar λ en régimen laminar



como $D = 2R'$, la fórmula de Hagen resulta:

$$V_{med} = \frac{gS}{32\nu} D^2 ; S = \frac{32\nu}{gD^2} V$$

igualando esta expresión con la de Darcy se tiene:

$$\frac{V^2}{2g} \frac{\lambda}{D} = \frac{32\nu}{gD^2} V ; \lambda = \frac{64\nu}{VD}$$

pero $\frac{VD}{\nu} = Re$ - número de Reynolds (adimensional) ; luego

$$\lambda = \frac{64}{Re}$$

ahora bien, el número de Reynolds límite para el régimen laminar es 2000 y la expresión anterior de λ vale para números de Re entre 0 y 2000. Para $2000 < Re < 3000$, otro investigador Blasius propone otra expresión para λ que vale

$$\lambda = \frac{0.3163}{Re^{1/4}}$$

y para $Re > 3000$ el mismo Blasius propone la expresión

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 2 \log Re \sqrt{\lambda} - 0.8$$

Otro investigador, Von Mises, propone una expresión para λ que pretende ser general, para cualquier tipo de régimen

$$\lambda = 0.0096 + \sqrt{\frac{32 E_{vm}}{d}} + \sqrt{\frac{2.88}{Re}}$$

E_{vm} tiene unidades (ojos)

Kozeny propone otras fórmulas de fricción para distintos materiales de que esté hecho el tubo.

$$V = (8.86 \log D + N) \sqrt{SD}$$

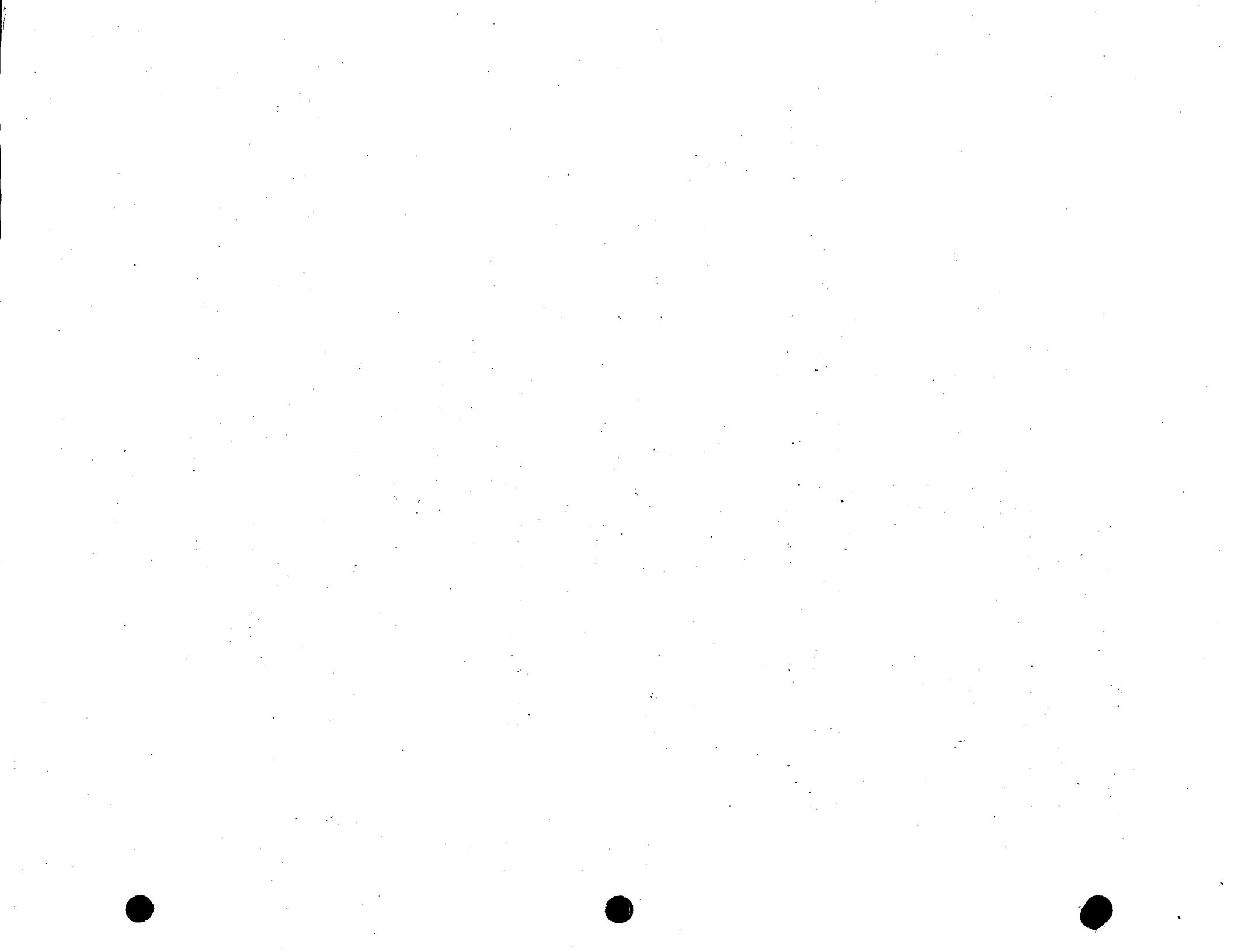
fórmula de Kozeny para tubo de concreto, fo.fo., acero, barro.

$$V = (6.5 \log Re - 5.15) \sqrt{SD}$$

fórmula de Kozeny para madera

$$V = (7.78 \log Re - 5.95) \sqrt{SD}$$

fórmula de Kozeny para tubos de plástico, lucita, eternita.

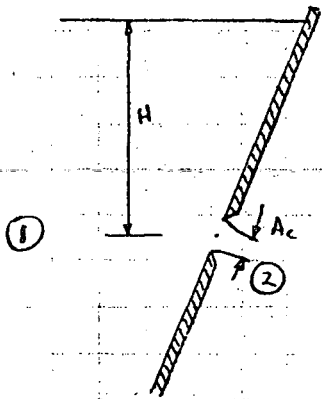


3 Orificios, Compuertas y tubos

(13)

Orificios

a) Orificio de cualquier forma (circular, rectangular, etc) con carga H grande en comparación con las dimensiones del orificio, pared delgada, arista afilada, contracción completa (distancia entre cantos del orificio y las paredes a $3D$ o mayores y a $3a$ o mayores si el orificio es rectangular);



Aplicando Bernoulli entre las secciones ① y ② sin considerar pérdida ni vel. de llegada

$$H = \frac{v^2}{2g} \quad ; \quad v = \sqrt{2gH}$$

ahora bien, por el hecho de no considerar pérdida, la ec. anterior debe corregirse con un coeficiente, queda:

$$v = C_v \sqrt{2gH}$$

En la zona del chorro donde las líneas de corriente son paralelas y en donde se ha calculado la expresión de la velocidad, el área del orificio se ha contraído, esto es:

$$A_c = C_c A$$

A - área del orificio

El gasto descargado será

$$Q = A_c v \quad ; \quad Q = C_c C_v A \sqrt{2gH}$$

C_v - coeficiente de velocidad

C_c - coeficiente de contracción

$$C_c C_v = C_d$$

- coeficiente de descarga para orificios en las condiciones enunciadas arriba.

luego:

$$Q = C_d A \sqrt{2gH}$$

H - carga desde la superficie libre hasta el centro de gravedad del orificio

En caso de haber sobrecarga p en el recipiente y velocidad de llegada

$$Q = C_d A \sqrt{2g \left(H + \frac{p}{\rho} + \frac{v^2}{2g} \right)}$$

Puede demostrarse mediante un desarrollo teórico bastante preciso que

$$C_c = 2 - \sqrt{4 - \frac{2}{C_v^2}}$$

y la tabla de valores calculada con base en la fórmula es



C_v	1	0.99	0.98	0.97	0.96	0.95
C_c	0.586	0.600	0.615	0.631	0.647	0.664
C_d	0.586	0.594	0.603	0.612	0.621	0.631

Por medio del análisis dimensional se demuestra que los coeficientes de velocidad contracción y gasto son función exclusivamente del N° de Re y de acuerdo con los resultados de diferentes investigadores sus valores se muestran en la Fig 6.4 (Libro Hidráulica de Sotelo; segunda parte). En la figura se observa que para N°s de Re, $Re > 10^5$, los coef. C_v, C_c y C_d son independientes de dicho número y valen

$C_v = 0.99$; $C_c = 0.605$; $C_d = 0.60$

si se comparan con la tabla de valores teóricos se tiene que para $C_v = 0.99$, $C_c = 0.60$ y $C_d = 0.594$, que prácticamente coinciden con los coef. experiment. indicado)

Se puede valuar la pérdida de energía en un orificio si al establecer el teorema de Bernoulli entre las secciones ① y ② de la figura anterior, se incluye el término de pérdida de energía.

$$H = \frac{v^2}{2g} + \Delta h_r$$

se tenía además que

$$H = \frac{1}{C_v^2} \frac{v^2}{2g}$$

combinando las dos ecs. y despejando Δh_r resulta

$$\Delta h_r = \left(\frac{1}{C_v^2} - 1 \right) \frac{v^2}{2g} = K \frac{v^2}{2g}$$

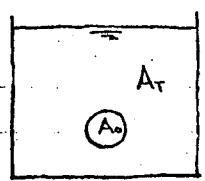
b) Orificios con contracción incompleta

Se pueden presentar dos tipos de contracción incompleta

- 1) cuando las paredes o el fondo del recipiente se encuentran a distancias menores a $3D$ ó $3a$ (contracción parcialmente suprimida)
- 2) cuando alguna o algunas de las paredes coincide con ^{alg}uno o algunas de los bordes del orificio (contracción totalmente suprimida).

~~En el caso~~ Para el caso 1) se tiene la sig. fórmula

$$C_d = C_{d_0} \left[1 + 0.641 \left(\frac{A_0}{A_r} \right)^2 \right]$$

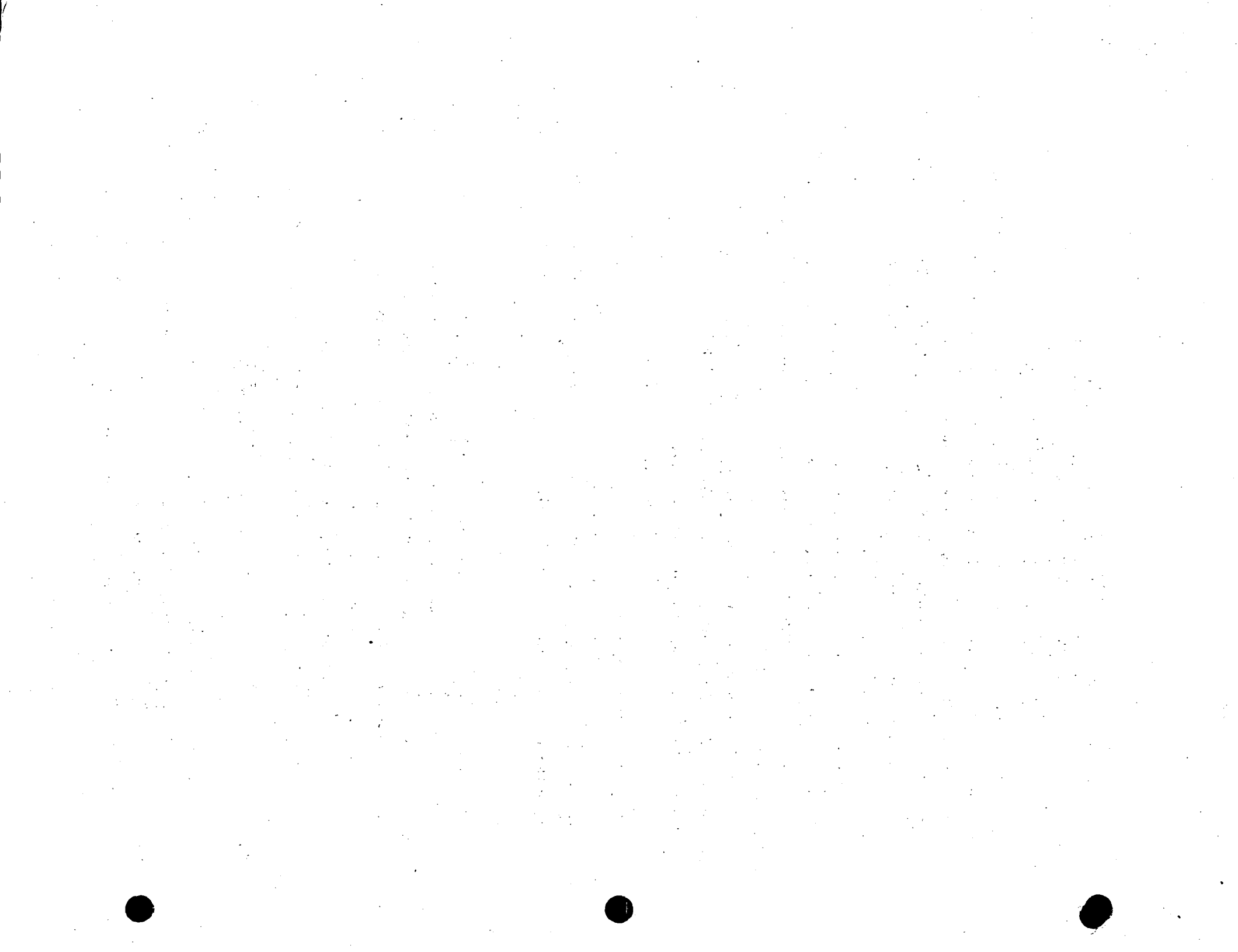


donde C_d - es el coeficiente de gasto del orificio

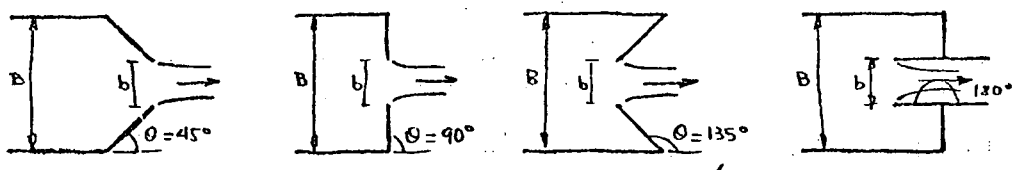
C_{d_0} - es el coef. de gasto del mismo orificio con contracción completa

A_0 - el área del orificio

A - el área de la pared del recipiente ~~donde~~ en contacto con el ~~orificio~~ (pared donde está el orificio)



Para el caso 2), este se estudia en compuertas.
 Von Mises hizo estudios para valuar coeficientes de contracción en orificios de forma especial



y presenta los resultados en la tabla 6.2 (Libro Hidráulica de Sotillo; segunda parte). En este caso particular puesto que la velocidad de llegada dentro del tubo es importante, hay que valuar el coeficiente de gasto tomando en cuenta eso. Aplicando Bernoulli y la ec. de continuidad entre una sección dentro del tubo y afuera en una sección donde ya se ha contraído lo máximo el chorro, se llega a obtener

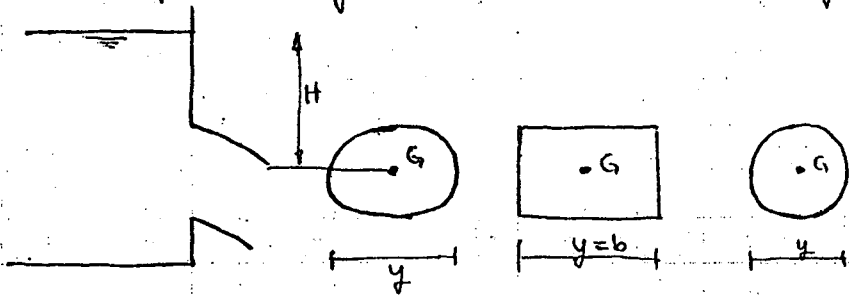
$$C_d = \frac{C_c}{\sqrt{1 - C_c^2 \left(\frac{b}{B}\right)^2}}$$

para orificios bidimensionales

$$C_d = \frac{C_c}{\sqrt{1 - C_c^2 \left(\frac{d}{D}\right)^4}}$$

para orificios circulares

c) Orificios de grandes dimensiones o cargas pequeñas



Haciendo la integración del gasto que sale por elementos diferenciales a través del orificio puede llegarse a obtener una expresión del siguiente tipo

$$\phi = \frac{Q'}{Q} = 1 - \frac{1}{96} \left(\frac{a}{H}\right)^2$$

para orificios rectangulares de alto \$a\$ y carga \$H\$ de agua referida al centro de gravedad del orificio.

$$\phi = \frac{Q'}{Q} = 1 - \frac{1}{128} \left(\frac{D}{H}\right)^2$$

para orificios circulares de diámetro \$D\$ y carga \$H\$ de agua referida al centro de gravedad del orificio.

En estas expresiones \$Q'\$ es el gasto que sale del orificio y \$Q\$ es el gasto que da la fórmula: $Q = C_d A \sqrt{2gH}$



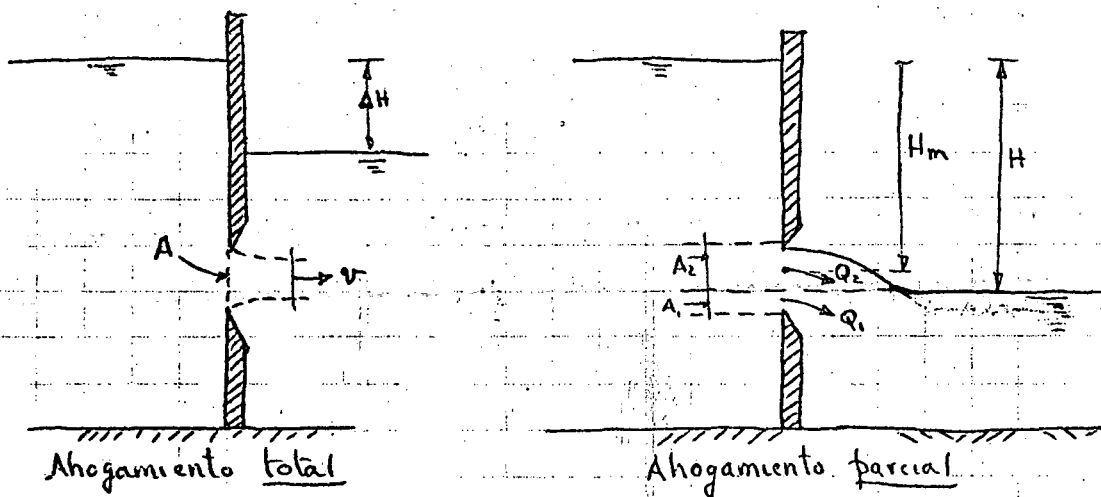
en la que C_d es el coeficiente de descarga para orificios de pequeños y cargas grandes vistas en el inciso a).
 A continuación se da una tabla de valores de ϕ .

valores de ϕ		
$\frac{a}{H}$ ó $\frac{D}{H}$	Orificio	
	Rectangular	Circular
2	0.94	0.95
1	0.99	0.99
0.67	1	1

para valores ^{menores} de $\frac{a}{H}$ ó $\frac{D}{H}$ (menores a 0.67) ϕ vale 1, o sea que para valor el gasto que sale por un orificio de grandes dimensiones para relaciones de $\frac{a}{H}$ ó $\frac{D}{H}$ menores que 0.67 puede utilizarse la misma expresión $Q = C_d A \sqrt{2gH}$ que se propone para los orificios ~~de~~ vistas en el inciso a).

d) Orificios con descarga sumergida

Cuando el orificio descarga a otro tanque cuyo nivel está por arriba del canto inferior del orificio, se dice que la descarga es ahogada. El ahogamiento puede ser total o parcial.



En el caso de descarga ahogada total, se puede derivar una ecuación análoga a la general $Q = C_d A \sqrt{2gH}$, con la única diferencia que la energía total H es entonces ΔH , la diferencia de niveles entre los dos recipientes.

$$Q = C_d A \sqrt{2g \Delta H}$$

Se recomienda usar el mismo coef. de gasto C_d que en un orificio de descarga libre.



Quando el ahogamiento es parcial, el gasto total descargado por el orificio puede expresarse como la suma Q_1 y Q_2 , donde Q_1 es el gasto correspondiente a la porción del orificio con descarga ahogada

$$Q_1 = C_{d1} A_1 \sqrt{2gH}$$

(Ver figura para reemplazar el valor correcto de H)

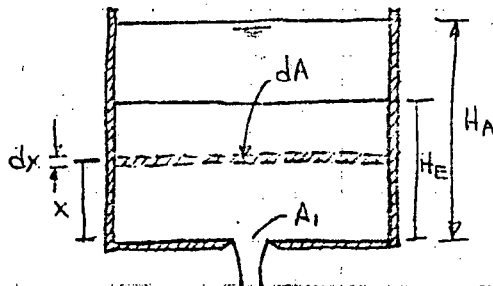
y Q_2 es el gasto de la porción del orificio con descarga libre

$$Q_2 = C_{d2} A_2 \sqrt{2gH_m}$$

No se tienen investigaciones confiables acerca de los coef. de gasto C_{d1} y C_{d2} , Schlag propone que $C_{d1} = 0.70$ y $C_{d2} = 0.675$ en el caso de que el orificio tenga un umbral en el fondo como aparece en las figuras.

e) Orificios bajo carga variable

En todos los casos antes tratados se ha considerado que la carga con la que funciona el orificio permanece constante. Sin embargo, también puede estudiarse el caso en que ésta varíe; esto es, que el nivel de la superficie libre del depósito cambie según ocurra el vaciado del depósito a través del orificio. Sea un depósito como el mostrado



El gasto en cualquier instante t es

$$Q = C_d A_1 \sqrt{2gx}$$

Un elemento de volumen $A dx$ se vacía en un intervalo de tiempo

$$dt = \frac{A dx}{C_d A_1 \sqrt{2gx}}$$

siendo T el tiempo total de vaciado, se obtiene de la integración

$$T = \frac{A}{C_d A_1} \frac{1}{\sqrt{2g}} \int_0^{H_A} \frac{dx}{\sqrt{x}} ; \quad T = \frac{A}{C_d A_1} \frac{2}{\sqrt{2g}} \sqrt{H_A}$$

o también
$$T = 2 \frac{A}{C_d A_1} \frac{H_A}{\sqrt{2g H_A}}$$

pero $A H_A$ es el volumen total V_A del recipiente



y $C_d A_1 \sqrt{2g H_A}$ es el gasto Q_A al iniciarse el vaciado bajo la carga H_A , de donde resulta finalmente

$$T = 2 \frac{V_A}{Q_A}$$

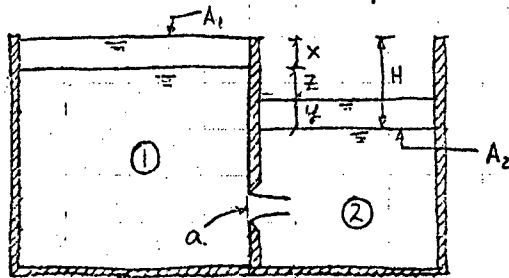
esto es, el tiempo total de vaciado es dos veces mayor del que se tendría si el gasto inicial del orificio Q_A permaneciera constante.

Si el recipiente se vacía hasta el nivel H_E , el tiempo necesario para ello es

$$T_E = 2 \left(\frac{V_A}{Q_A} - \frac{V_E}{Q_E} \right)$$

donde $V_E = A H_E$ y $Q_E = C_d A_1 \sqrt{2g H_E}$

Otro caso sería el vaciado de un recipiente a otro



El descenso x en ① significa un ascenso y en ②, y en cualquier instante t se satisface que

$$x + y + z = H$$

$$A_1 dx = A_2 dy = C_d a \sqrt{2gz} dt$$

o bien

$$dx = \frac{C_d a \sqrt{2gz}}{A_1} dt \quad ; \quad dy = \frac{C_d a \sqrt{2gz}}{A_2} dt$$

y siendo $dx + dy + dz = 0$; reemplazando resulta:

$$C_d a \sqrt{2g} \left(\frac{1}{A_1} + \frac{1}{A_2} \right) dt = - z^{1/2} dz$$

el tiempo necesario para pasar de la diferencia de niveles H a la diferencia H' vale

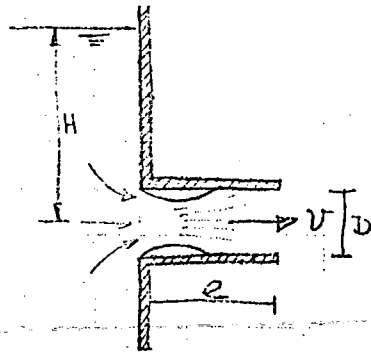
$$T = - \frac{1}{C_d a \sqrt{2g} \left(\frac{1}{A_1} + \frac{1}{A_2} \right)} \int_H^{H'} \frac{dz}{\sqrt{z}}$$

$$T = \frac{2 A_1 A_2 (\sqrt{H} - \sqrt{H'})}{C_d a \sqrt{2g} (A_1 + A_2)}$$



f) Orificios de pared gruesa

Cuando la pared en el contorno de un orificio no tiene aristas afiladas, 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 puede calcular con la misma ecuación

$$V = C_v \sqrt{2gH}$$

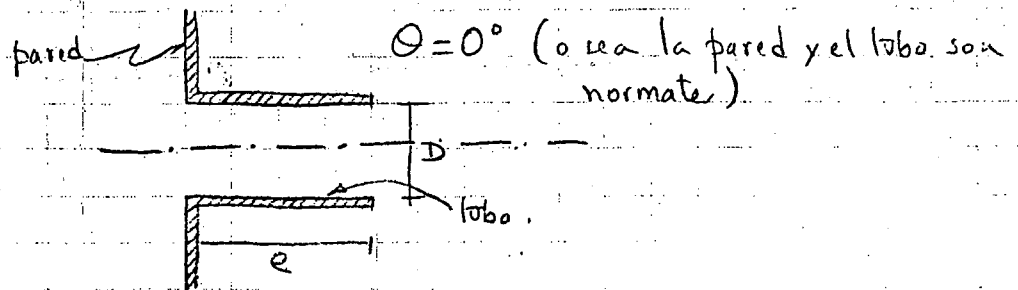
donde el coeficiente de velocidad C_v se reduce ahora hasta el valor 0.82 cuando $e/D = 3$. Ahora $C_c = 1$ luego $C_d = C_v = 0.82$, o sea se obtiene un gasto un tercio mayor aproximadamente, que en un orificio de pared delgada.

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

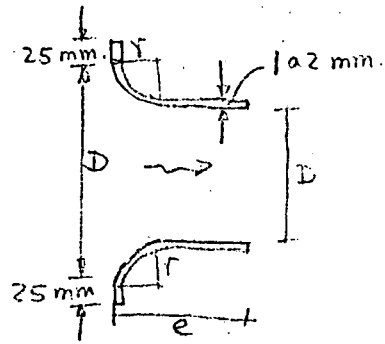
Pueden usarse las siguientes tabla:



$\frac{e}{D}$	≤ 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 $C_d = 0.952$





$$\frac{d}{D} = 0,6 \text{ a } 0,65$$

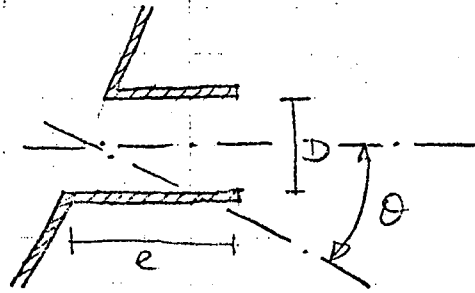
$$r = 0,3d$$

$$e = d$$

$$\theta = 0^\circ$$

Ahora, para diferentes valores de θ :
aristas de entrada agudas se tiene :

$$\frac{e}{D} = 3$$



θ	0°	10°	20°	30°	40°	50°	60°
C_d	0,82	0,80	0,78	0,75	0,75	0,73	0,72

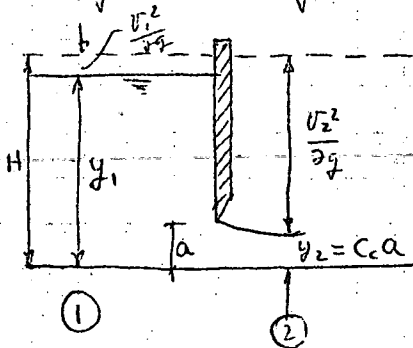


Compuertas

(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 puede considerarse bidimensional.
Ecuación general de gasto.



Aplicando Bernoulli entre ① y ②

$$H = y_1 + \frac{v_1^2}{2g} = y_2 + \frac{v_2^2}{2g} = cca + \frac{v_2^2}{2g}$$

de la ec. de continuidad en la ec. anterior resulta:

$$v_1 = \frac{cca}{y_1} v_2 \quad \text{y al sustituir este valor}$$

$$y_1 + \left(\frac{cca}{y_1}\right)^2 \frac{v_2^2}{2g} = cca + \frac{v_2^2}{2g}$$

arreglando términos

$$\frac{v_2^2}{2g} = \frac{y_1 - cca}{1 - \left(\frac{cca}{y_1}\right)^2} = \frac{\left(1 - \frac{cca}{y_1}\right) y_1}{\left(1 + \frac{cca}{y_1}\right) \left(1 - \frac{cca}{y_1}\right)}$$

$$\therefore v_2 = \frac{C_v}{\sqrt{1 + \frac{cca}{y_1}}} \sqrt{2gy_1}$$

en que C_v es el coef. de vel.

el gasto es:

$$Q = \frac{C_c C_v b a}{\sqrt{1 + \frac{cca}{y_1}}} \sqrt{2gy_1} = C_d b a \sqrt{2gy_1}$$

donde

$$C_d = \frac{C_c C_v}{\sqrt{1 + \frac{cca}{y_1}}}$$

o bien

$$C_c = \frac{1}{2} \frac{a}{y_1} \left(\frac{C_d}{C_v}\right)^2 + \sqrt{\left[\frac{1}{2} \frac{a}{y_1} \left(\frac{C_d}{C_v}\right)^2 + \left(\frac{C_d}{C_v}\right)^2\right]}$$

(II) ↑

en la ecuación que da el gasto, $\sqrt{1 + \frac{cca}{y_1}}$ sirve para corregir el error de considerar 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

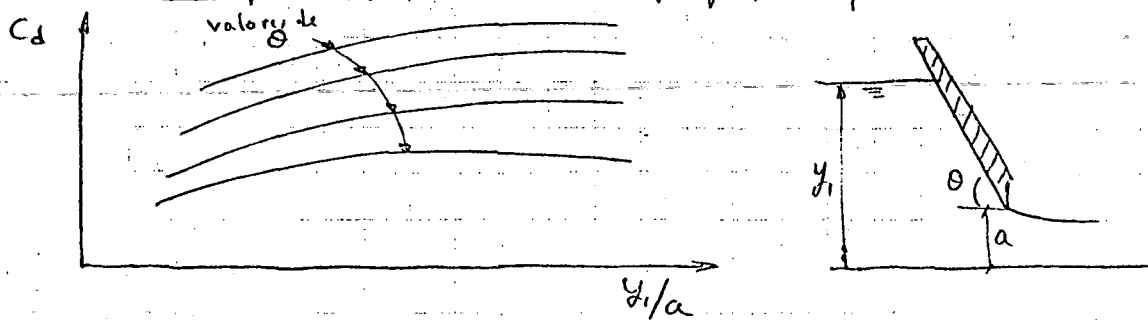


el gasto, idéntica a la anterior ⁽²²⁾ para cualquier tipo de compuerta (deslizante, radial, deslizante inclinada, etc.).

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, Sotelo. Knapp propone una fórmula para calcular C_v

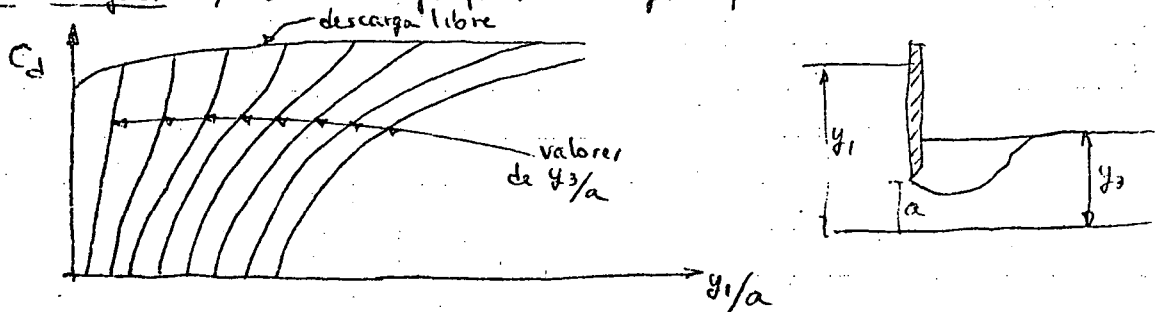
NOTA: si al reemplazar los valores de a y y_1 en esta ecs. se obtiene un $C_v > 1$, hágase $C_v = 1$ (es decir que el coef. de vel. no puede ser > 1).

$$C_v = 0.960 + 0.098 \frac{a}{y_1} \quad \text{— para compuerta plana vertical y descarga libre}$$

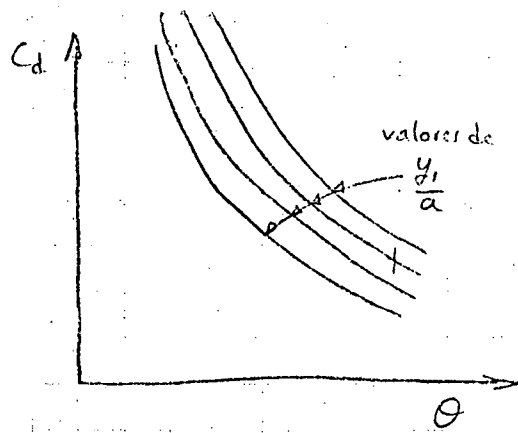
$$C_v = 0.960 + (0.00615 \theta^\circ - 0.0475) \frac{a}{y_1} \quad \text{— para compuerta plana inclinada un ángulo } \theta^\circ \text{ y descarga libre.}$$

Ahora bien, conociendo C_d y C_v se reemplazan en la fórmula escrita anteriormente, para calcular 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 con descarga ahogada y obtuvieron gráficas del sig. tipo.







(14)

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 $C_v = 1$

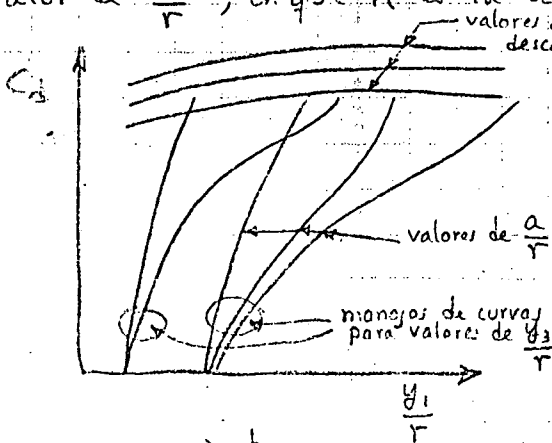
Con los valores de C_v y C_d puede obtenerse C_c reemplazando en la fórmula vista anteriormente

$$C_c = \frac{1}{2} \frac{a}{y_1} \left(\frac{C_d}{C_v} \right)^2 + \sqrt{\left[\frac{1}{2} \frac{a}{y_1} \left(\frac{C_d}{C_v} \right)^2 \right]^2 + \left(\frac{C_d}{C_v} \right)^2}$$

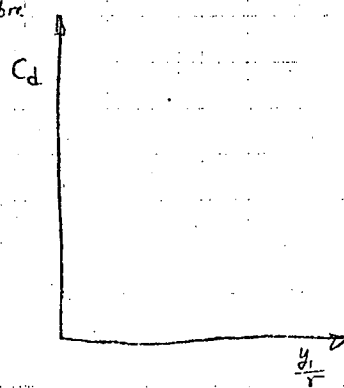
o en la fórmula

$$C_c = 1 - 0.00833 \theta^\circ + 0.004 (\theta^\circ)^2$$

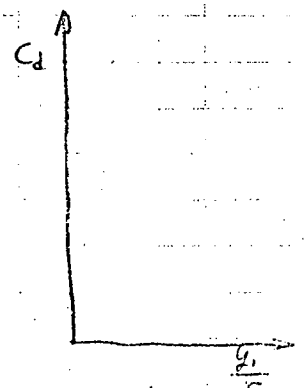
Otro investigador, Toch, hizo las experiencias más completas para compuertas radiales, presenta las gráficas de la pag. 53 Fig. 6.31 del Libro Hidráulica, Sotelo e incluye valores de C_d para descarga libre y descarga ahogada en función de los valores $\frac{y_1}{r}$, $\frac{a}{r}$, $\frac{y_3}{r}$ para cada 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) $\frac{h}{r} = 0.9$

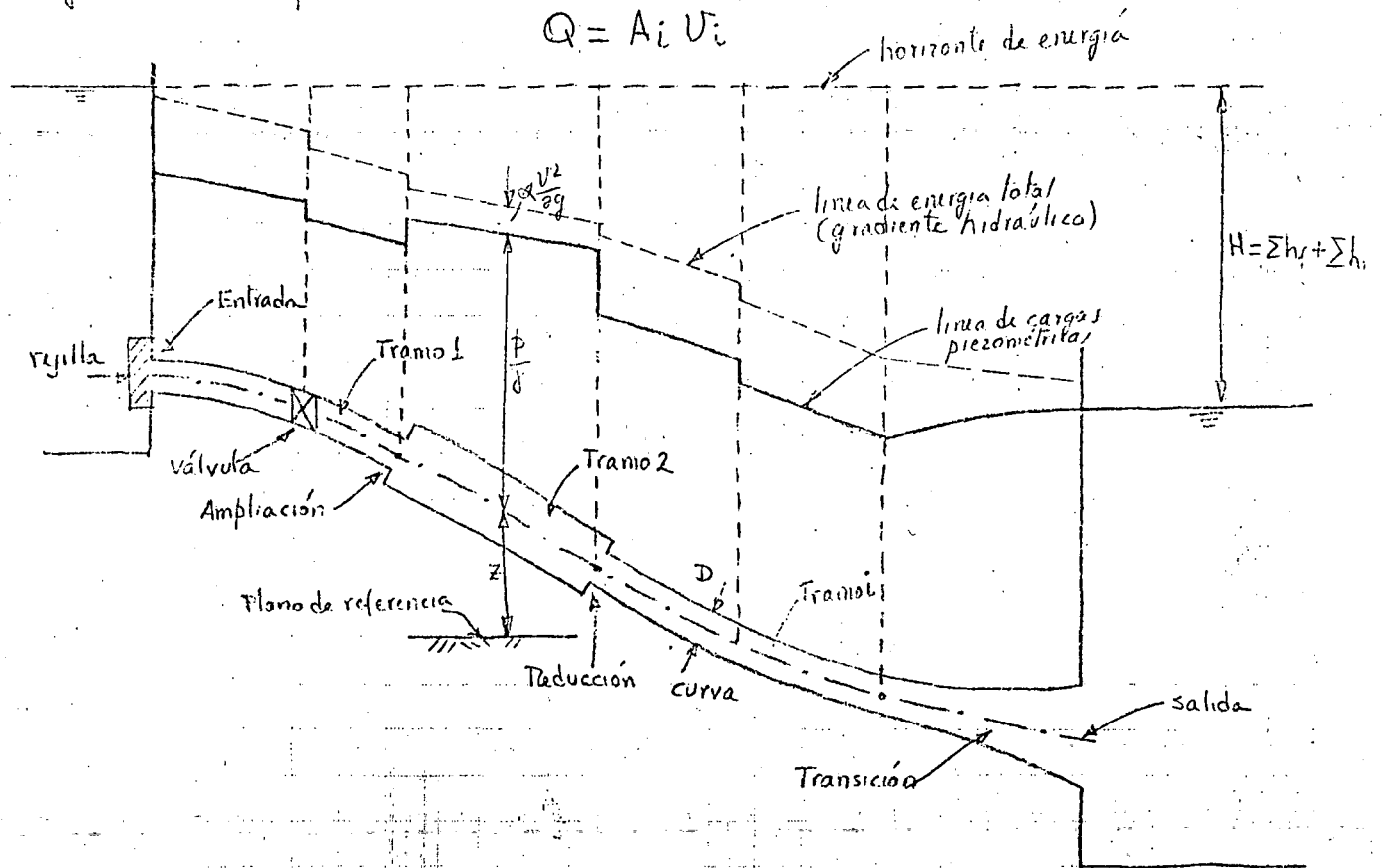


Tubos simples

Es el más sencillo de los sistemas. Consiste en un conducto único alimentado en el extremo aguas arriba por un recipiente a una altura con energía 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:

$$Q = A_i V_i$$



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:

$$z_1 + \frac{p_1}{\rho} + \frac{V_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\rho} + \frac{V_2^2}{2g} + \sum_1^2 h_f + \sum_1^2 h_m$$

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 debidas a entrada, salida, cambios de sección, válvulas, etc.



(27)

Cada una de las magnitudes h_f del término $\sum_1^2 h_f$ se expresa en función de la carga de velocidad de su tramo correspondiente de sección constante (si un tramo tiene variación gradual de sección y longitud, suficiente para tomar en cuenta pérdida por fricción h_f , ésta se valúa considerando pequeños longitudes del tramo y una carga de velocidad media, en función de la cual se valuará una 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 $\sum_1^2 h_m$ se valúa casi siempre en función de la carga de velocidad en una sección inmediatamente aguas abajo de la zona de tubería 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 turbulento) 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

$$H = \frac{V_1^2}{2g} + \left(\lambda_1 \frac{l_1}{D_1} \frac{V_1^2}{2g} + \lambda_2 \frac{l_2}{D_2} \frac{V_2^2}{2g} + \dots \right) + \left(K_1 \frac{V_1^2}{2g} + K_2 \frac{V_2^2}{2g} + \dots \right)$$



y puesto que $V_s A_s = V_i A_i$

$$H = \frac{V_s^2}{2g} \left(1 + \lambda_1 \frac{l_1}{D_1} \frac{A_s^2}{A_1^2} + \lambda_2 \frac{l_2}{D_2} \frac{A_s^2}{A_2^2} + \dots + K_1 \frac{A_s^2}{A_1^2} + K_2 \frac{A_s^2}{A_2^2} + \dots \right)$$

la velocidad en la sección final vale

$$V_s = \sqrt{\frac{2gH}{1 + \sum_{i=1}^n \left(\lambda_i \frac{l_i}{D_i} \frac{A_s^2}{A_i^2} + K_i \frac{A_s^2}{A_i^2} \right)}} \quad (a)$$

y el gasto

$$Q = V_s A_s \quad (b)$$

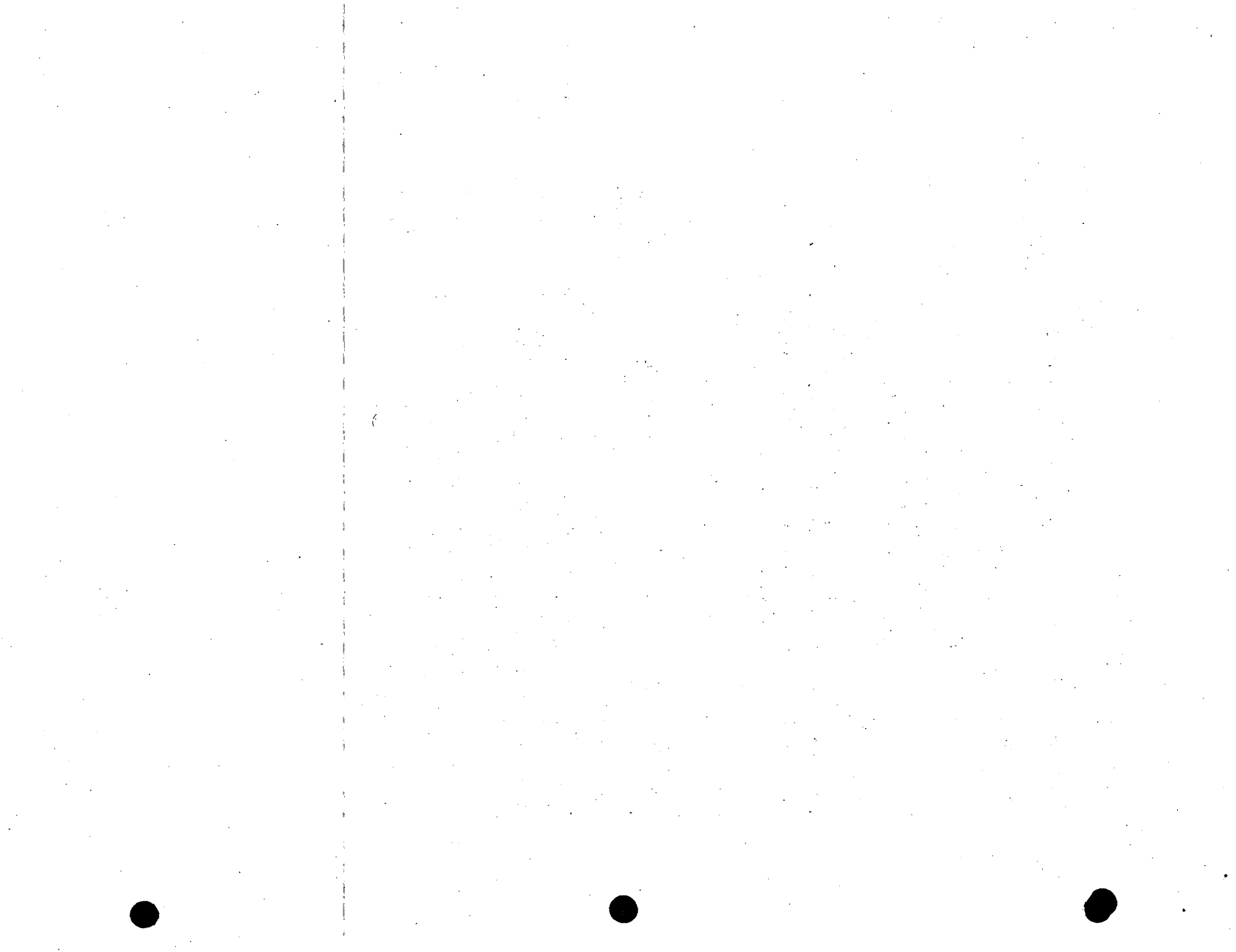
Puesto que se conoce la rugosidad relativa ϵ/D se puede estimar un valor para cada λ_i por la inspección del diagrama de Moody, reemplazando esos valores supuestos en la ecuación anterior se obtiene V_s y después se valúa Q . Conocido el gasto Q (aproximado) se valúan las V_i

$$V_i = \frac{Q}{A_i} = \frac{Q}{\frac{\pi D_i^2}{4}}$$

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 nuevos λ_i y se repite el proceso hasta encontrar diferencia pequeña 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).

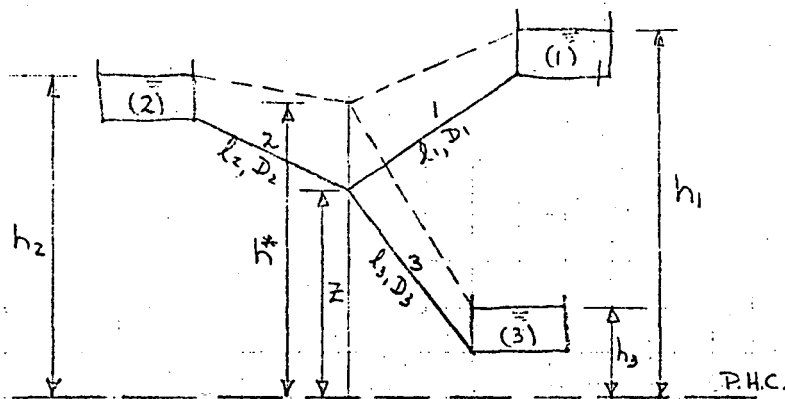
Igual que en el problema de revisión se utiliza la ecuación (a) estimando λ y el diámetro D desconocidos, que se sustituyen para obtener V_s y después con la ec. (b) se obtiene Q que se compara con el Q dato, si existe discrepancia se repite el proceso hasta que Q calculado y Q dato sean iguales o muy parecidos.



4 Redes de tuberías

Tubos interconectados

Sea un sistema de tubos interconectados



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:

- a) Que el depósito (1) llene a (2) y (3)
- b) Que los depósitos (1) y (2) llenen a (3)
- c) Que el depósito (1) llene a (3) y (2) se mantiene sin intervenir.

A nosotros nos interesa el tratamiento interno del problema para determinar que gasto fluye en las tuberías, por esto se trata de un problema de revisión

De antemano no se puede determinar cual de las tres posibilidades de solución mencionadas es la que resuelve el problema específico que se analice y por tanto, lo que debe hacerse es suponer h^* (gradiente en el punto Z)

Las tres posibilidades de solución pueden enunciarce matemáticamente como:

- a) $h_1 > h^* > h_2 > h_3$
- b) $h_1 > h_2 > h^* > h_3$
- c) $h_1 > h^* ; h_2 = h^* ; h_2 > h_3$

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



$$\left. \begin{aligned} h_1 - h^* &= K_1 V_1^2 & ; & & V_1 &= K_1' \sqrt{h_1 - h^*} \\ h_2 - h^* &= K_2 V_2^2 & ; & & V_2 &= K_2' \sqrt{h_2 - h^*} \\ h^* - h_3 &= K_3 V_3^2 & ; & & V_3 &= K_3' \sqrt{h^* - h_3} \end{aligned} \right\} \quad (a)$$

en que

$$K_i' = \sqrt{\frac{1}{K_i}}$$

En el sistema de ecuaciones (a) se desconocen V_1, V_2, V_3, h^* (siempre y cuando se acepte que para valuar K_i' se suponen valores iniciales de λ_i), luego se tienen 3 ecuaciones y cuatro incógnitas. La cuarta ecuación que puede 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 $V_3 = k(h^* - h_3)$).

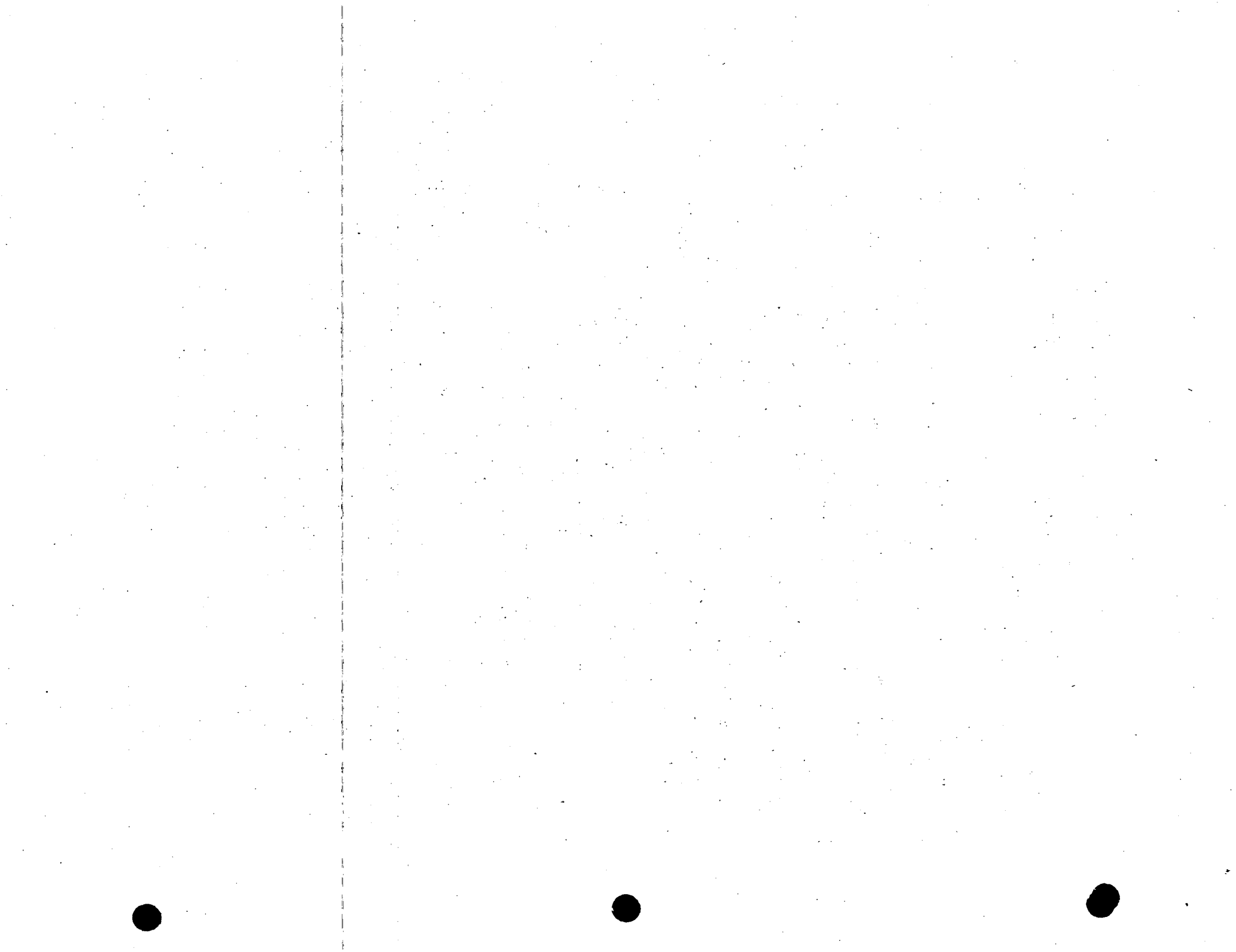
Si se reemplazan las ecuaciones (a) en la (b) se tiene:

$$\boxed{A_1 K_1' \sqrt{h_1 - h^*} + A_2 K_2' \sqrt{h_2 - h^*} = A_3 K_3' \sqrt{h^* - h_3}} \quad (c)$$

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) fué 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 valuar los 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 recalcularse 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 calculados sean muy parecidos a los anteriores.

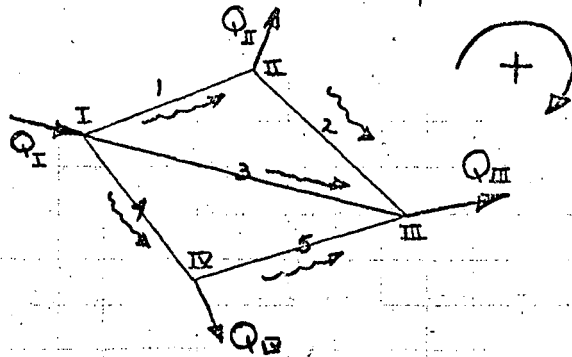


Redes cerradas

(31)

Otro problema interesantísimo se presenta en el caso específico de las redes cerradas (verdaderos circuitos de tubos interconectados). 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 $Q_I, Q_{II}, Q_{III}, Q_{IV}$, etc 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 , etc son los gastos que circulan por las tuberías y $Q_I, Q_{II}, Q_{III}, Q_{IV}$, etc son 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 cualesquiera 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

$$h_1 + h_2 = h_3$$

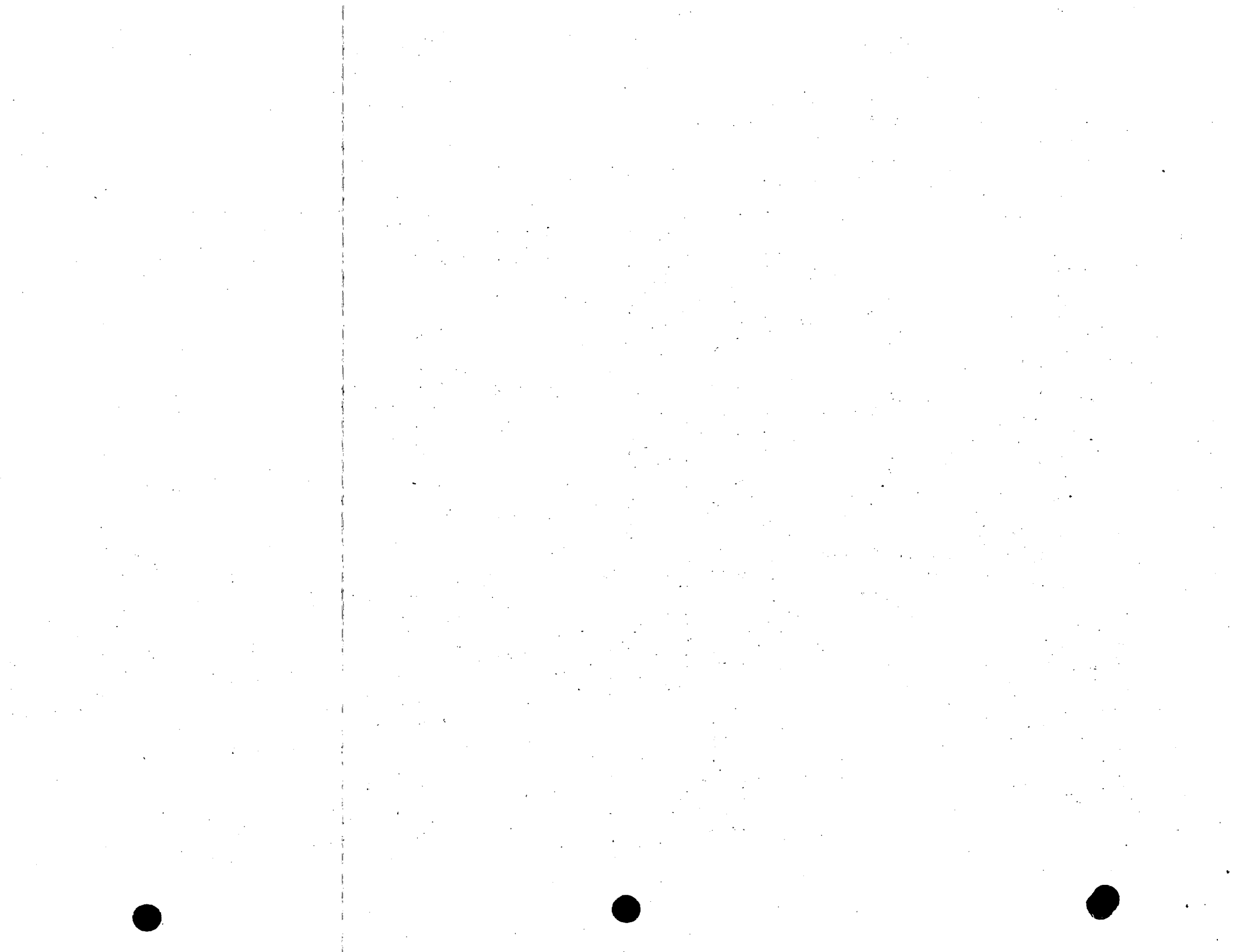
$$h_1 + h_2 - h_3 = 0$$

$$h_i = \lambda_i \frac{l_i}{D_i} \frac{v_i^2}{2g}$$

Procediendo en forma análoga, para el circuito I-III-IV-I

Circuito I-III-IV-I

$$Q_3 > 0; Q_4 < 0; Q_5 < 0$$



y

$$h_3 = h_4 + h_5$$

$$h_3 - h_4 - h_5 = 0$$

Analizamos el problema bajo otro punto de vista
Vamos a aceptar que se cumple la relación siguiente:

$$h_i = K_i V_i^2 \quad \text{en que} \quad K_i = \lambda_i \frac{l_i}{D_i} \frac{1}{2g}$$

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: consideremos 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-II-III-I se tenía

$$h_1 + h_2 - h_3 = 0$$

reemplazando los valores anteriores de h_i

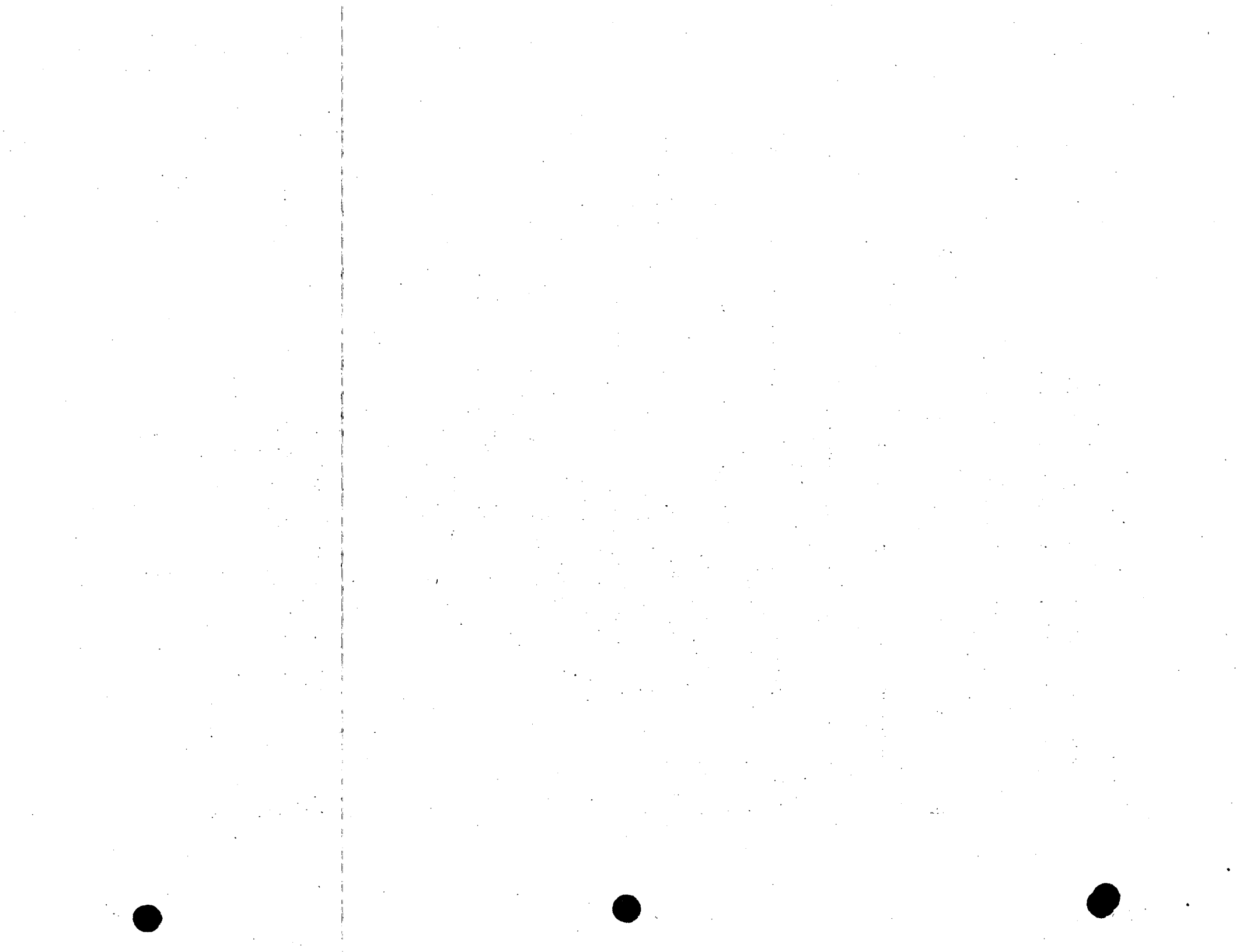
$$(K'_1 Q_1^{*2} + 2K'_1 Q_1^* \Delta Q_1) + (K'_2 Q_2^{*2} + 2K'_2 Q_2^* \Delta Q_2) - (K'_3 Q_3^{*2} + 2K'_3 Q_3^* \Delta Q_3) = 0$$

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 ocurre despejar a ΔQ_m y obtener



$$\Delta Q_m = - \frac{K_1 Q_1^* + K_2 Q_2^* - K_3 Q_3^*}{2(K_1 Q_1^* + K_2 Q_2^* - K_3 Q_3^*)} \quad (a)$$

analicamos esta expresión y veamos que alcance tiene. Pensemos 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-IV) 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 éste se vuelve todo positivo (en cualquier caso y para cualquier circuito puede 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 vemos es la suma algebraica de las ~~perdidas~~ 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 atinado a encontrar un sistema de gastos Q_i^* en equilibrio.

La ecuación (a) después de las consideraciones anteriores, para su aplicación práctica queda:

$$\Delta Q_m = - \frac{K_1 Q_1^{*2} + K_2 Q_2^{*2} - K_3 Q_3^{*2}}{2(K_1 Q_1^* + K_2 Q_2^* + K_3 Q_3^*)} \quad (b)$$

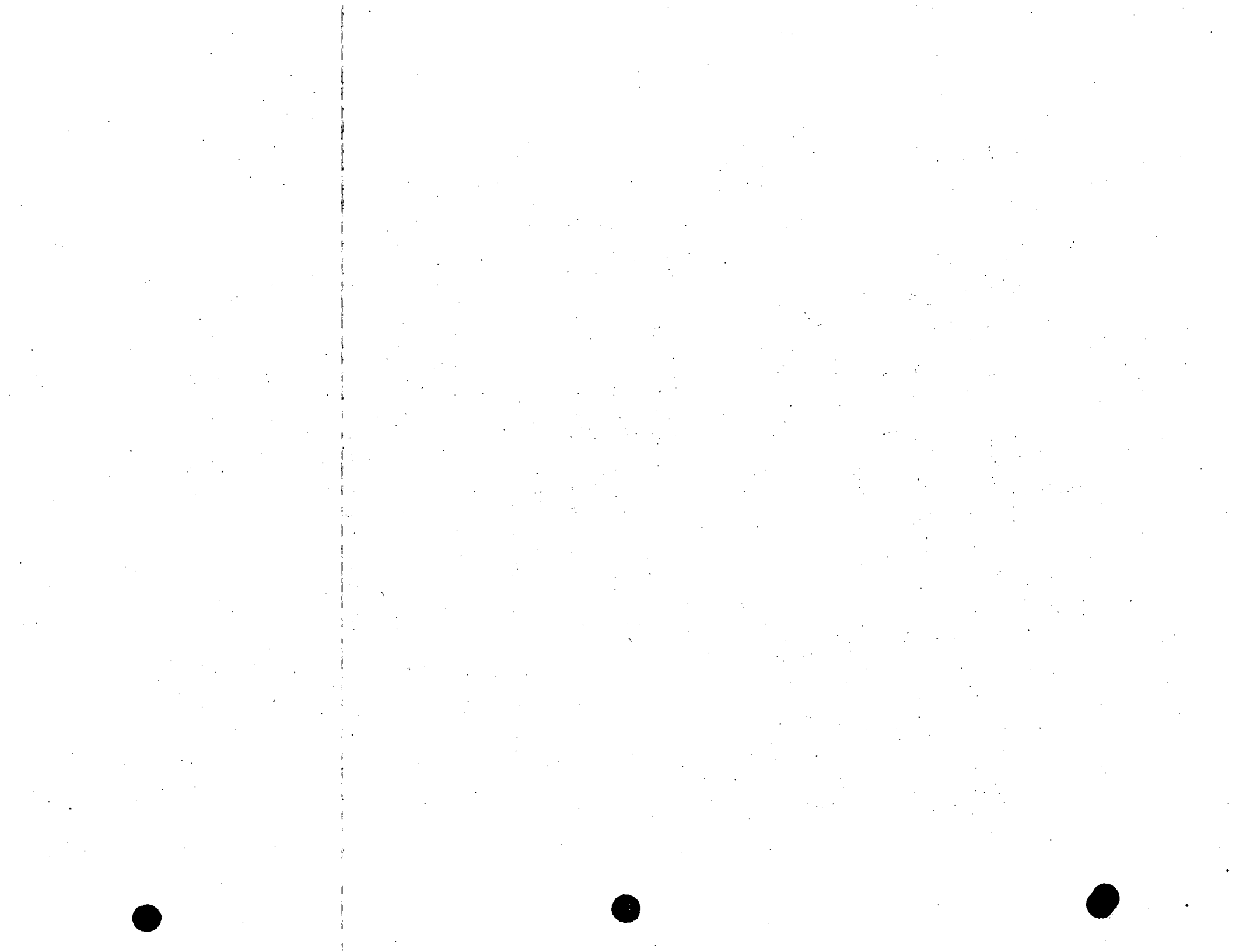
El ΔQ_m da con signo y dice que mientras más grande es $|\Delta Q_m|$ más alejados estamos de la condición de equilibrio.

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.- Selecciónense 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 $K_i Q_i^*$ y $K_i Q_i^{*2}$
- 3.- Efectúese en cada red la suma $K_i Q_i^*$ sin signo y la suma $K_i Q_i^{*2}$ 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



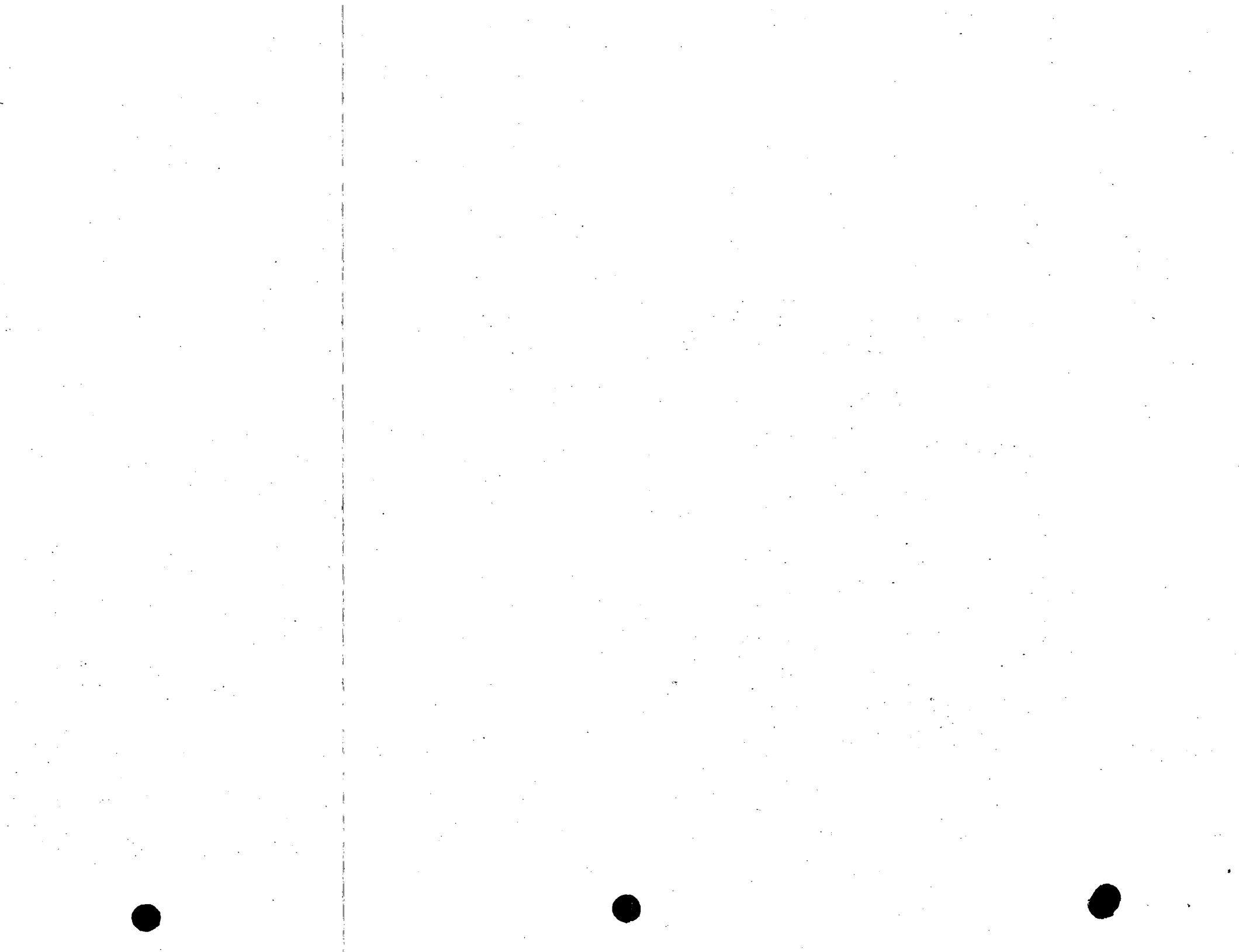
que lo integran, obteniendo así los nuevos Q_i^* de cada tubo, con los cuales deberá repetirse el proceso a partir del inciso 2.-

6.- Repítase el proceso cuantas veces sea necesario hasta obtener un ΔQ_m suficientemente reducido.

Puede demostrarse, siguiendo una secuela similar a la vista, que la expresión para el ΔQ_m en el circuito I-III-IV-I resulta:

$$\Delta Q_m = - \frac{K'_3 Q_3^{*2} - K'_4 Q_4^{*2} - K'_5 Q_5^{*2}}{2(K'_3 Q_3^* + K'_4 Q_4^* + K'_5 Q_5^*)}$$

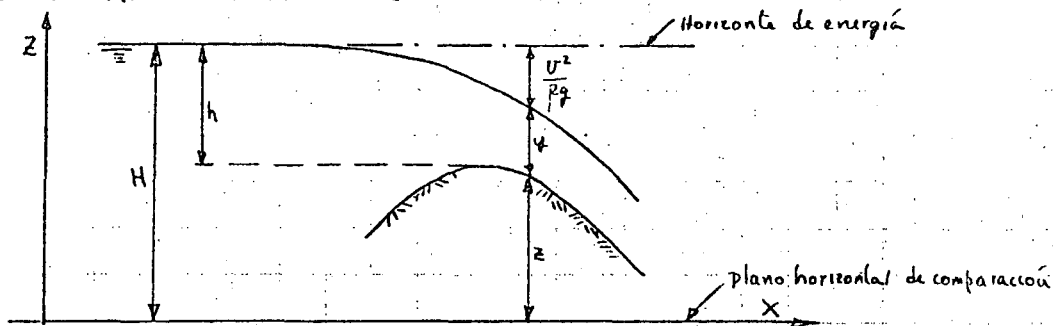
Se recomienda que en los tubos comunes a dos circuitos (en este caso particular el tubo 3) se promedie el ΔQ_m para cada circuito (con todo y su signo) y ese promedio sea el que se suma algebraicamente al gasto supuesto.



5.- Vertedores y Canales

Energía específica

Sea una estructura vertedora



Introduzcamos un sistema de ejes X, Z y supongamos un líquido ideal en que la turbulencia pinta poco y que la velocidad media es una buena consideración para el cálculo, además de lo anterior no se considerarán pérdidas.

Supongamos que la estructura es muy ancha y de anchura uniforme, de manera que pueda considerarse un escurrimiento bidimensional.

Si el ancho de la plantilla es B , el gasto será:

$$Q = B y v \quad ; \quad q = \frac{Q}{B} = v y \quad (\text{gasto unitario})$$

Definición:

Llamaremos energía específica E a la suma de los términos tirante y más carga de velocidad $\frac{v^2}{2g}$ (en cualquier sección del escurrimiento), esto es:

$$E = y + \frac{v^2}{2g}$$

De la figura reemplazando la expresión del gasto.

$$E = H - z = y + \frac{Q^2}{2gB^2y^3}$$

Pregunta: ¿Existirá algún valor mínimo de E ? , averiguemos ésto

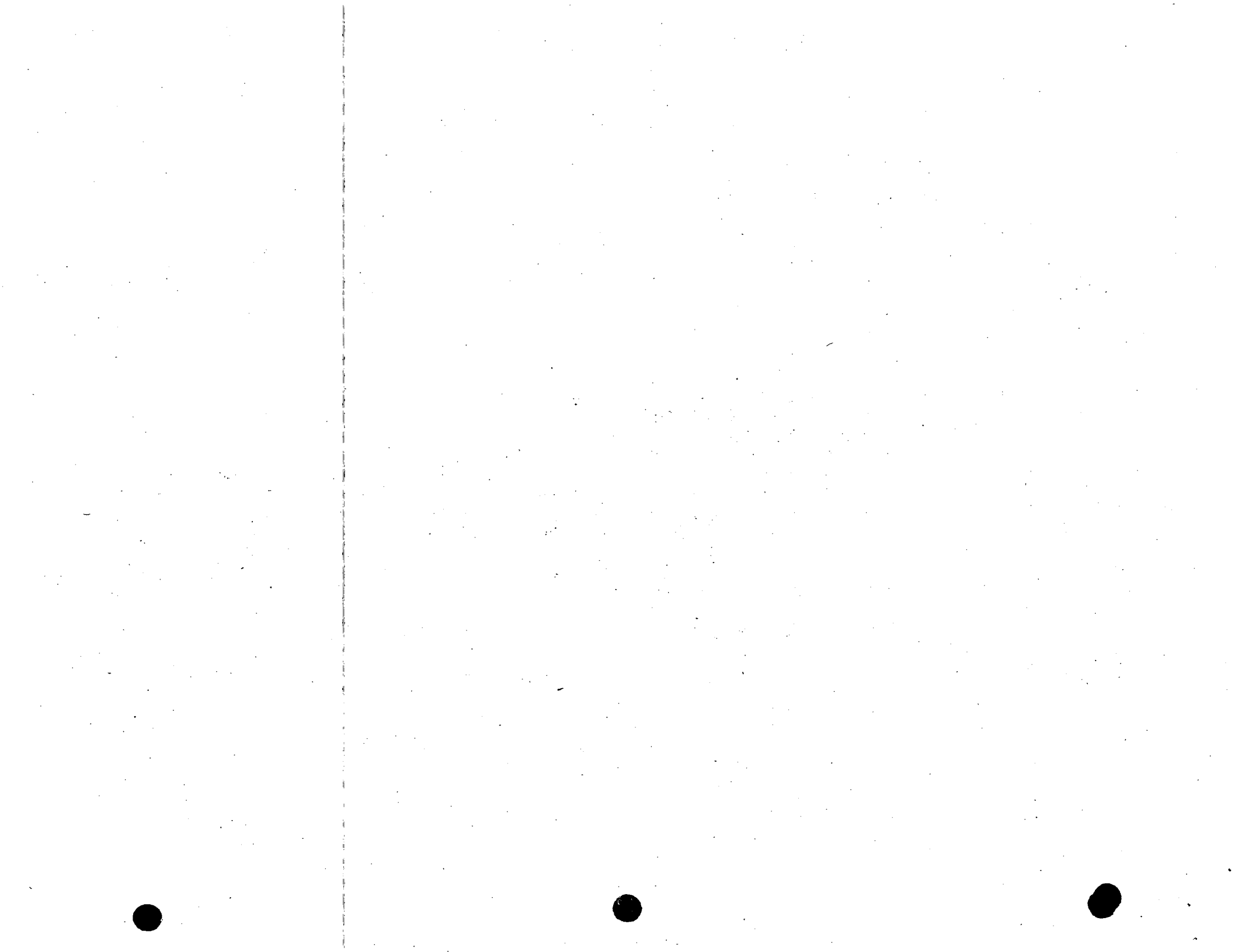
$$\frac{dE}{dx} = \frac{dy}{dx} - \frac{Q^2}{gB^2y^3} \frac{dy}{dx} = 0 \quad Q \text{ y } B \text{ son constantes.}$$

$$\frac{dy}{dx} \left(1 - \frac{Q^2}{gB^2y^3} \right) = 0$$

ahora, $\frac{dy}{dx}$ no puede ser cero puesto que la y no tiene ^{valor} punto característico sino que simplemente disminuye o aumenta, luego

$$1 - \frac{Q^2}{gB^2y^3} = 0 \quad ; \quad \frac{Q^2}{gB^2} = y_c^3$$

ahora bien, se le ha puesto índice c al tirante despejado de la expresión anterior porque se acostumbra llamar tirante crítico y_c aquel que corresponde a la energía



específica mínima

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gB^2}}$$

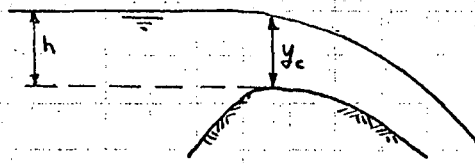
ó bien

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$$

36

que es la expresión que permite determinar el tirante crítico en un escurrimiento en canal rectangular exclusivamente (posteriormente se verá otra para valuar el tirante crítico en canal trapecial).

Ahora bien, por mediciones realizadas en las estructuras vertedoras libres (no ahogadas), lo anterior se comprueba y se localiza el tirante crítico muy cerca de la cresta vertedora. Para fines prácticos gruesos, puede considerarse que el tirante crítico se presenta precisamente en la cresta.



manejando la expresión anterior se tiene:

$$y_c = \frac{\left(\frac{Q}{By_c}\right)^2}{v_c} \quad \therefore y_c = \frac{v_c^2}{g}$$

dividiendo entre 2 la expresión anterior queda que la carga de velocidad en la sección crítica (cresta) es igual a la mitad del tirante crítico

$$\frac{y_c}{2} = \frac{v_c^2}{2g}$$

Ahora bien, la carga sobre la cresta vertedora h , medida a una cierta distancia de aguas arriba de la propia cresta, puede expresarse

$$h = y_c + \frac{v_c^2}{2g} = y_c + \frac{y_c}{2} = \frac{3}{2} y_c \quad \therefore \boxed{y_c = \frac{2}{3} h}$$

O sea, para localizar sobre el cimacio la zona en donde se produce el tirante crítico debe buscarse un tirante que sea de las $\frac{2}{3}$ partes de h , en el sitio en que se le encuentre será la sección crítica.

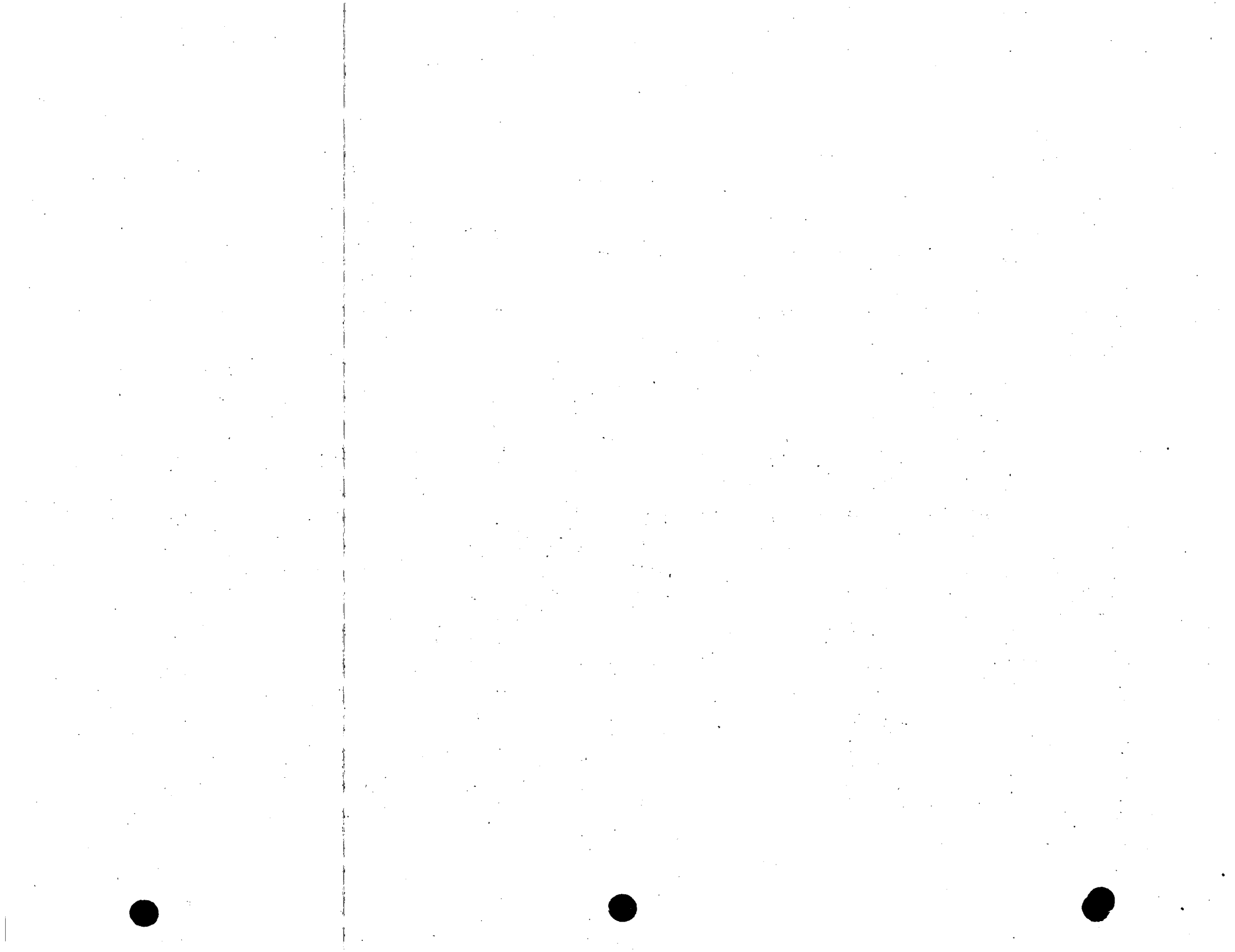
Veamos otra cosa en relación con lo mismo

$$y_c^3 = \frac{Q^2}{B^2 g} \quad ; \quad \left(\frac{2}{3} h\right)^3 = \frac{Q^2}{B^2 g} \quad ; \quad \left(\frac{2}{3} h\right)^{3/2} = \frac{Q}{B \sqrt{g}}$$

despejando Q

$$Q = \left(\frac{2}{3}\right)^{3/2} \sqrt{g} B h^{3/2}$$

pero $\left(\frac{2}{3}\right)^{3/2} \sqrt{g}$ es un valor constante que vale 1.72 luego



$$Q = 1.72 B h^{3/2}$$

(37)

Que es muy parecida a la fórmula de Francis experimental para vertedores rectangulares, cuya expresión es

$$Q = 1.84 B h^{3/2}$$

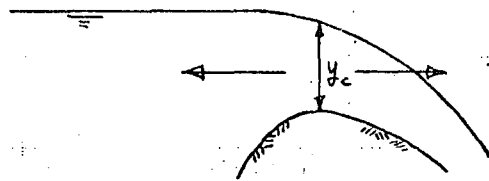
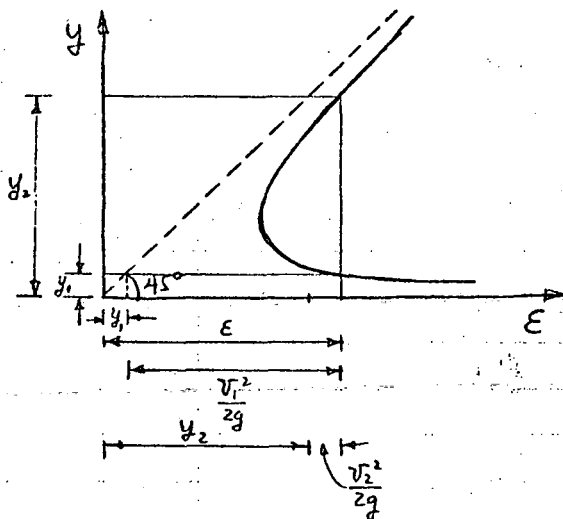
La fórmula que se acaba de deducir difiere un poco de la de Francis debido a que no se tomó en cuenta la turbulencia, la fricción y otros factores. Si se requiere utilizar alguna fórmula para un vertedor rectangular se aconseja en todos los casos emplear la de Francis.

Analicemos el problema de la energía específica desde otro punto de vista se tiene

$$E = y + \frac{v^2}{2g} ; \quad E = y + \frac{q^2}{2gy^2} ; \quad y^3 - Ey^2 + \frac{q^2}{2g} = 0$$

Inventemos un plano ideal cuyos ejes estén representados por E y y , se obtendrá la curva representativa o sea la variación de uno respecto a otro.

Haciendo uso de la regla de signos de Descartes puede verse que la ecuación, para un valor fijo de E y q tiene 2 raíces positivas, tales raíces son tirantes y por corresponder a una misma E se les llama tirantes correspondientes.



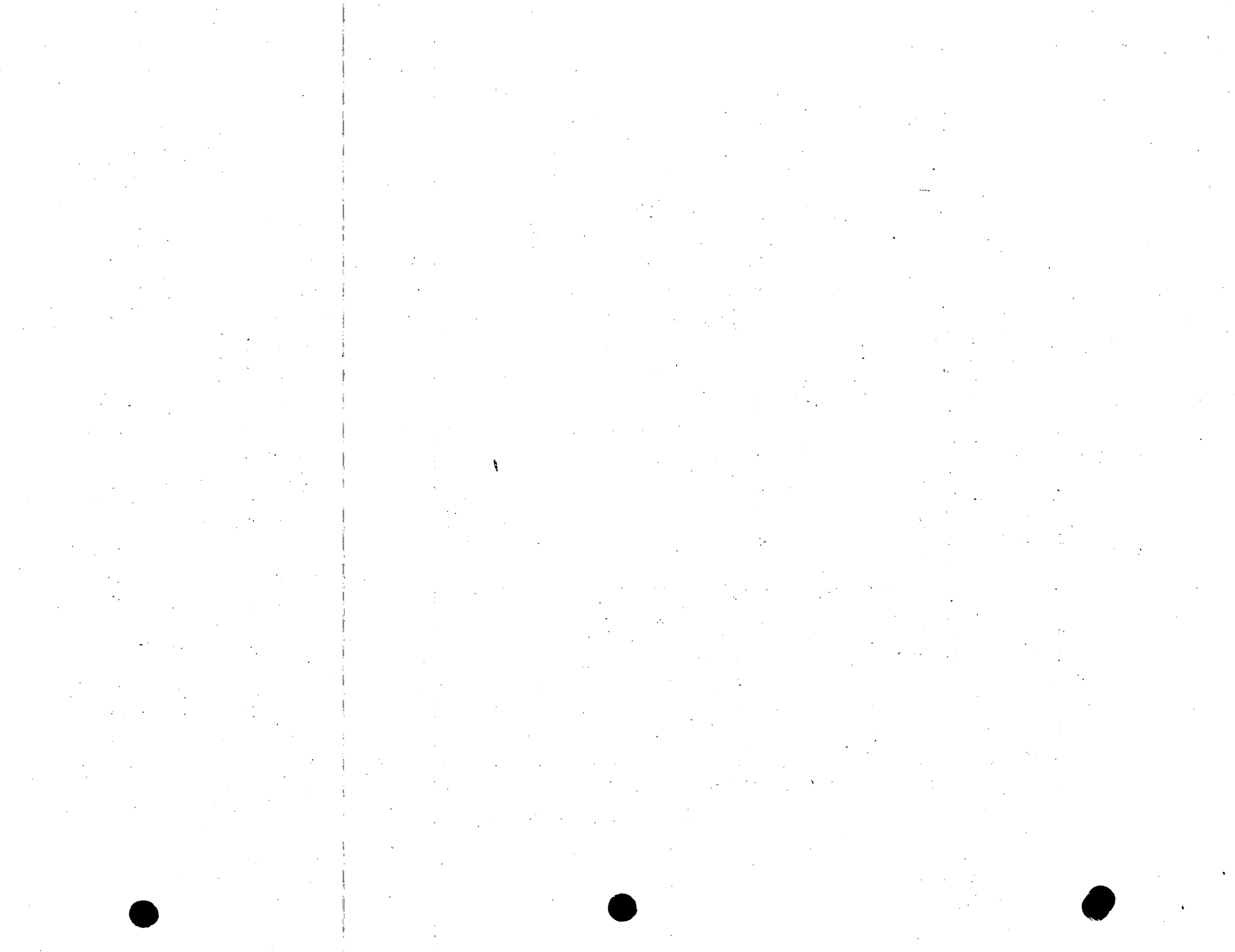
y_1 y y_2 - tirantes correspondientes.

esos tirantes se encontrarán uno aguas arriba de la zona (sección) donde se preñente y_c y el otro se encontrará aguas abajo

De la figura se observa que si $y_1 = y_2$ se estará en un punto de la curva en que corresponde la E mínima y por tal motivo $y_1 = y_2 = y_c$

Definición:

En toda sección de un escurrimiento cualquiera (canal, vertedor, etc) si el tirante es mayor que el tirante crítico (el cual se valúa para canal rectangular con la fórmula $y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$), se dice que el escurrimiento



en esa sección es a régimen lento y si el tirante en una sección cualquiera del escurrimiento es menor que el tirante crítico, se dice que el escurrimiento en esa sección es a régimen rápido.

Por la definición anterior, ~~que~~ en cualquier sección transversal aguas arriba de la sección del cimacio en donde se presenta el tirante crítico y_c (aprox. en la cresta), se tendrá régimen lento y aguas abajo régimen rápido.

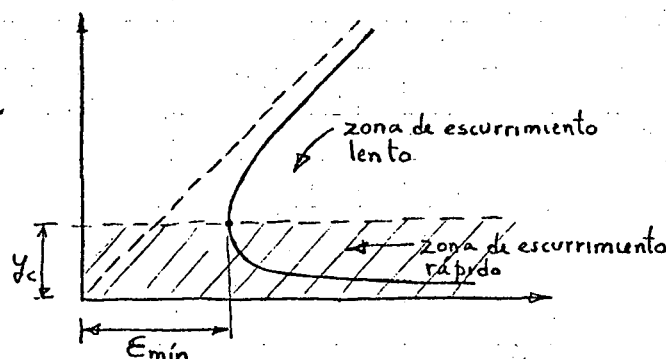
Análisis de la curva $y-E$ (de la figura anterior) que se dedujo de la fórmula

$$E = y + \frac{q^2}{2gy^2}$$

si $y \rightarrow \infty$; $E \rightarrow \infty$ pero siempre $E > y$.

si $y \rightarrow 0$; $E \rightarrow \infty$

luego la curva debe ser asíntota al eje E y a un eje que forme 45° con el E



Criterios para distinguir los regímenes

1º Criterio de los tirantes

si $y > y_c$ — régimen lento

si $y < y_c$ — régimen rápido

2º Criterio de las velocidades

si $v < v_c$ — régimen lento

si $v > v_c$ — régimen rápido

3º Criterio del N° de Froude

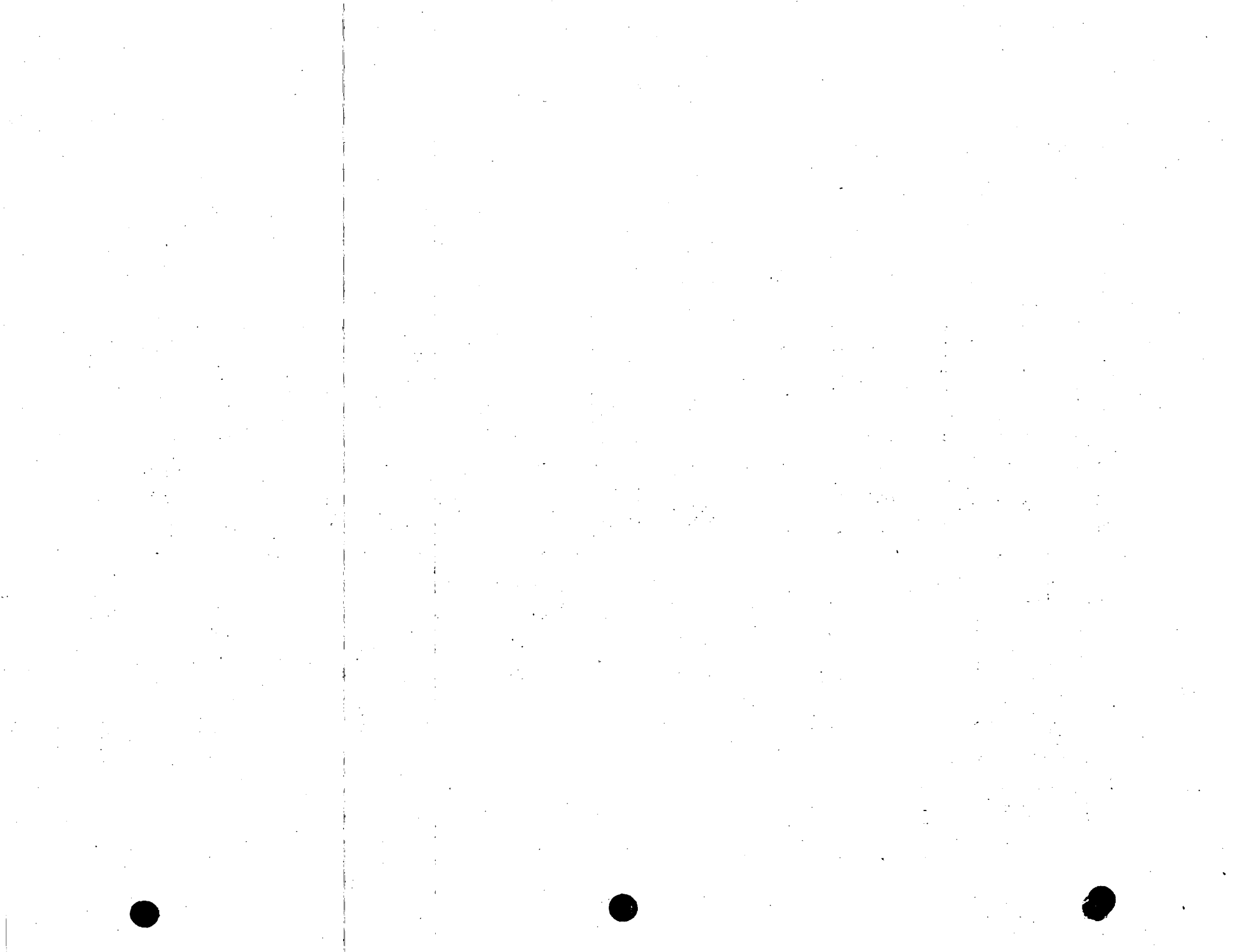
El N° de Froude en general es: $Fr = \frac{v}{\sqrt{gy}}$

y el N° de Froude crítico será: $Fr_c = \frac{v_c}{\sqrt{gy_c}}$

pero para el tirante crítico se tiene que $y_c = \frac{v_c^2}{g}$ luego
sustituyendo

$$Fr_c = \frac{v_c}{\sqrt{g \frac{v_c^2}{g}}} = 1 ; \boxed{Fr_c = 1}$$

luego para el régimen crítico el número de Froude vale 1 (en escurrimientos de sección rectangular)



Veamos cuanto vale el N° de Frouda para régimen rápido

$$Fr_R = \frac{V_R}{\sqrt{g Y_R}}$$

pero puede ponerse que $V_R = K_v V_c$, en que $K_v > 1$ (puesto que $V_R > V_c$)
y $Y_R = K_y Y_c$, en que $K_y < 1$ (puesto que $Y_R < Y_c$). Reemplazando

$$Fr_R = \frac{K_v V_c}{\sqrt{g K_y Y_c}} = \frac{K_v}{\sqrt{K_y}} \left(\frac{V_c}{\sqrt{g Y_c}} \right) > 1$$

$\therefore \boxed{Fr_R > 1}$

procediendo en forma análoga puede verse que en régimen lento el N° de Froude vale

$$\boxed{Fr_L < 1}$$

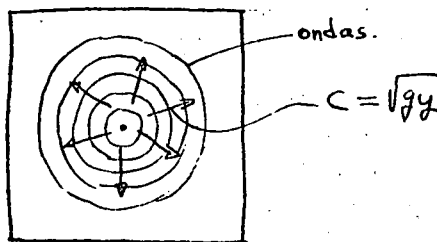
o sea: si se quiere saber que tipo de régimen tiene un escurrimiento se valúa el N° de Fr, si es igual a 1 se asegura que el régimen es crítico, si es > 1 el régimen es rápido y si es < 1 el régimen es lento.

4° Criterio de campo. (sin necesidad de hacer alguna medición)

Es un hecho de todos conocido que si se tiene un recipiente con agua quieta y se le arroja un objeto, se forman unas ondas que naciendo del sitio de la perturbación avanzan en círculos concéntricos con una cierta velocidad que para el caso de ondas se llama celeridad y su expresión es

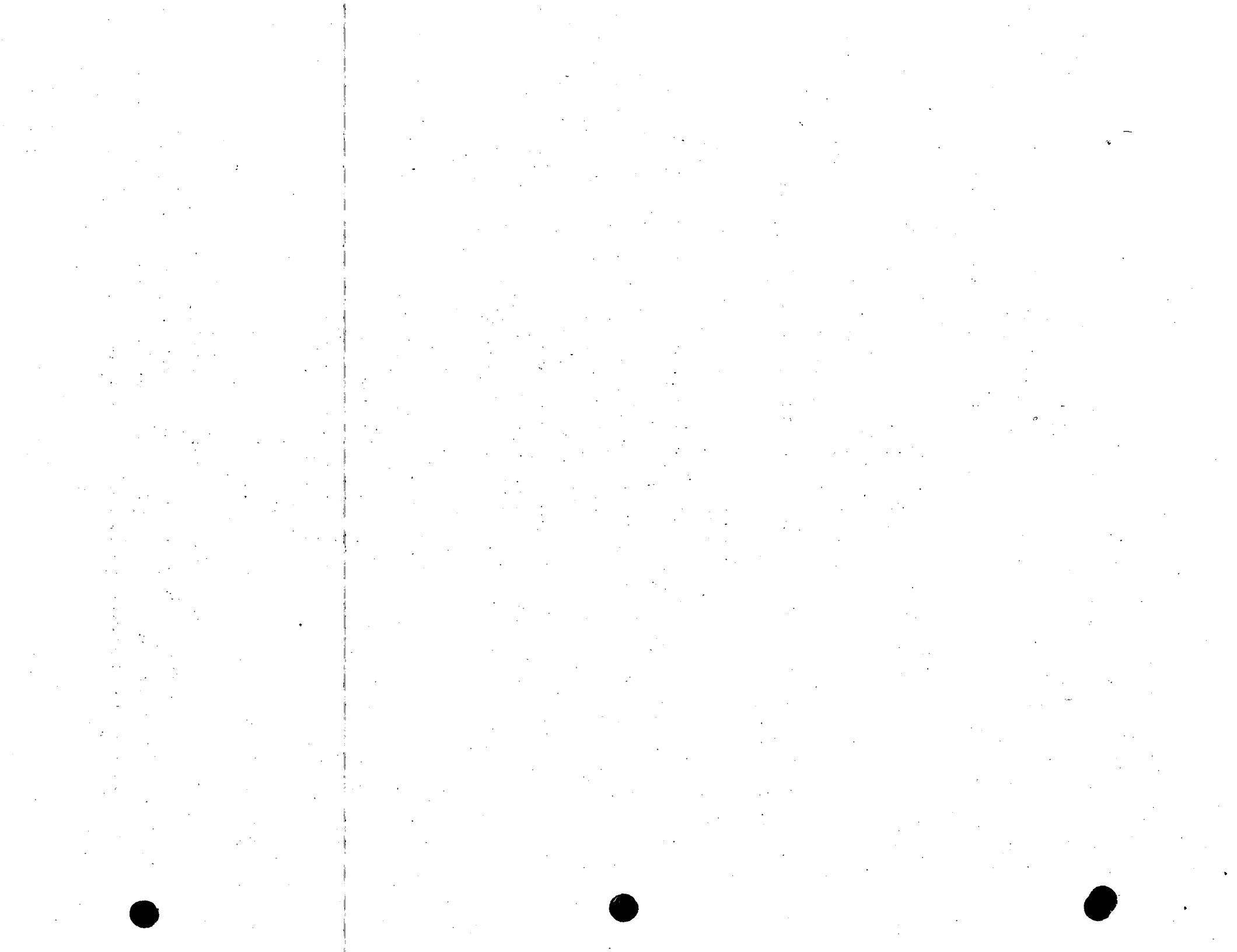
$$c = \sqrt{g y}$$

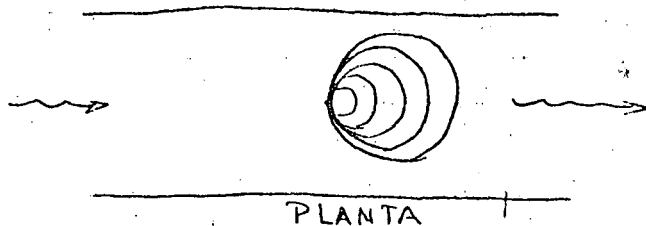
en que y es el tirante del agua en el estanque.



PLANTA.

Supóngase que el agua tiene una cierta velocidad en una cierta sección del escurrimiento y digamos que $V = c$, por este motivo se observará que las ondas no avanzan aguas arriba del sitio donde se coloque algún obstáculo en el escurrimiento, esto es, se apreciará un diagrama como lo siguiente



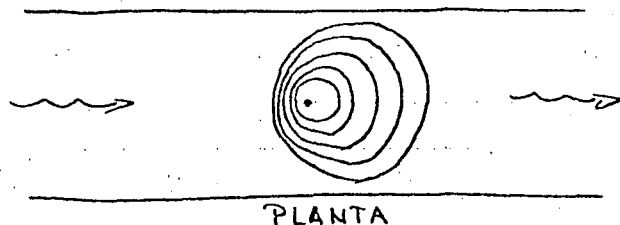


si se reemplazan los valores anteriormente supuestos en el N° de Fr. resulta

$$Fr = \frac{v}{\sqrt{gy}} = \frac{c}{\sqrt{gy}} = \frac{\sqrt{gy}}{\sqrt{gy}} = 1 \quad \therefore \text{régimen crítico}$$

es decir que si se observa un diagrama de ondas como la figura se asegura que el escurrimiento es crítico

Supóngase ahora que la vel. del escurrimiento es $v < c$ y por este motivo el diagrama de las ondas en el escurrimiento será:



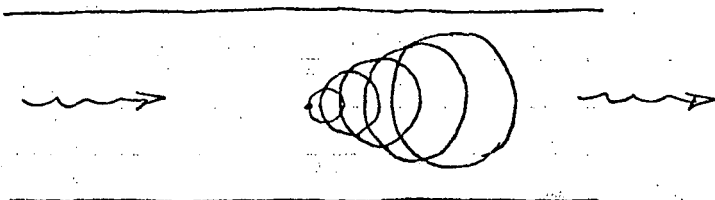
es decir las ondas avanzan un poco hacia aguas arriba del sitio de la perturbación. Si se hace ahora $v = K_v c$ en que $K_v < 1$ y se reemplaza en el N° de Fr.

$$Fr = \frac{v}{\sqrt{gy}} = \frac{K_v c}{\sqrt{gy}} = K_v \frac{c}{\sqrt{gy}} = K_v \frac{\sqrt{gy}}{\sqrt{gy}} = K_v < 1$$

$Fr < 1 \quad \therefore \text{régimen lento}$

es decir que al llegar al sitio del escurrimiento y tratando de averiguar que tipo de régimen tiene, si se mete un cuerpo cualquiera al agua y se observa un diagrama de ondas como el de la figura se concluye rápidamente que el escurrimiento es lento

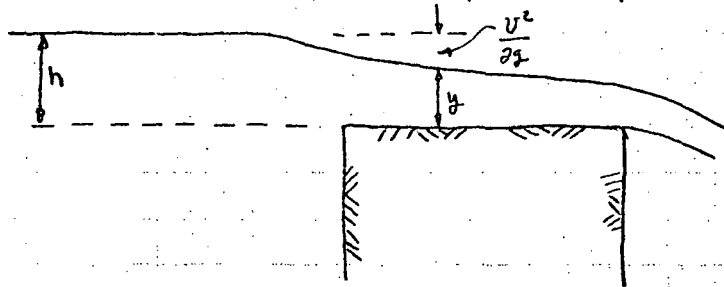
Haciendo una demostración análoga a las anteriores puede comprobarse que si en un escurrimiento, al meter un cuerpo en una cierta sección se observa un diagrama de ondas como el siguiente, se asegura que el escurrimiento en la zona próxima a la sección de la perturbación es rápido





Problema:

Supóngase un obstáculo ancho por encima del cual va a escurrir un cierto gasto constante (manteniendo niveles establecidos de cualquier manera) y supóngase que las paredes de la conducción forman una sección rectangular. Es un hecho que se observa en la realidad que el agua adquiere un perfil como lo siguiente.



El gasto unitario estará dado por

$$q = v y$$

además vale la relación

$$h = y + \frac{v^2}{2g} \quad ; \quad v = \sqrt{2g(h-y)}$$

reemplazando en la expresión del gasto

$$q = y \sqrt{2g(h-y)}$$

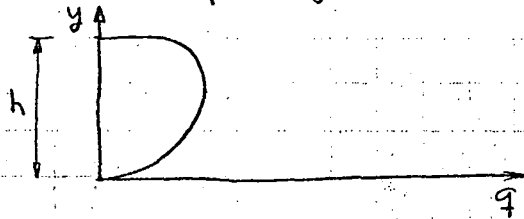
en esta expresión se deja fija a h (la energía específica disponible)

Supongamos que no se conoce el perfil real del agua y tratáramos de averiguar con que tirante y en el extremo del obstáculo sale el agua. Considerando la expresión anterior

$$\text{si } y = 0 \quad ; \quad q = 0$$

$$\text{si } y = h \quad ; \quad q = 0$$

luego la ley de variación de q con y sería

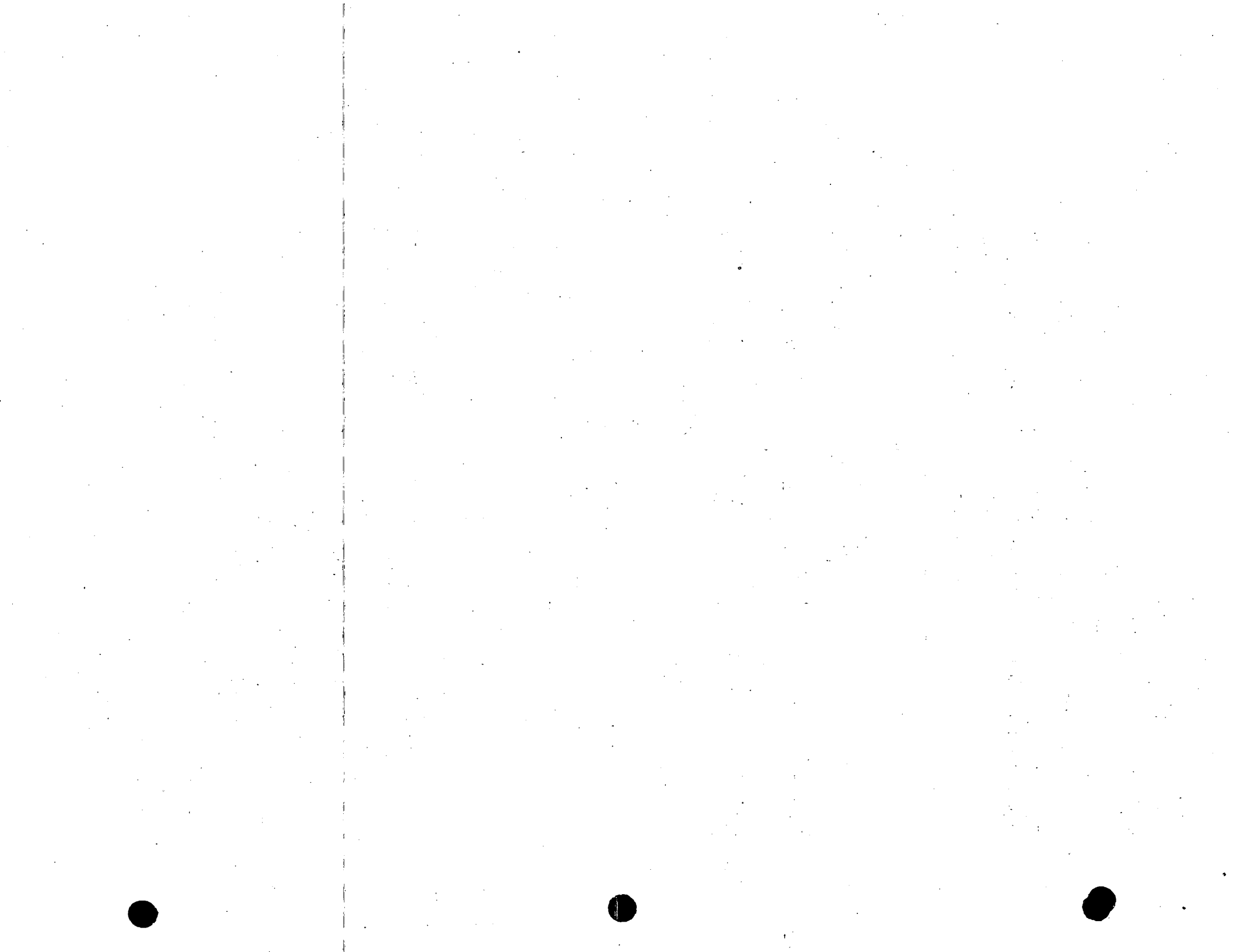


(esta gráfica es independiente de la gráfica $E-y$)

Nos interesa entonces averiguar cual será el máximo de gasto que sale para una h dada (puesto que nos damos cuenta que siempre hay gasto).

$$\frac{dq}{dy} = 0 = \frac{d}{dy} (hy^2 - y^3) = 2hy - 3y^2 = 0 \quad \therefore y = \frac{2}{3} h$$

es decir, se tendrá el gasto máximo cuando a la salida del obstáculo sea $y = \frac{2}{3} h$, pero vemos que eso siempre ocurre (puesto que corresponde a que se ~~h~~ tenga tirante crítica y eso siempre ocurre), luego siempre para sobre un obstáculo que descarga libre (no ahogado) el gasto máximo.

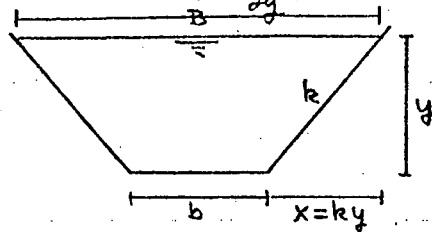


Energía específica y régimen crítico en canales trapeciales

42

Sabemos que la energía específica es

$$E = y + \frac{v^2}{2g}$$



recibe el nombre de condición crítica para un gasto dado, aquella para la cual el gasto fluye con el mínimo de energía

$$E = y + \frac{Q^2}{2gA^3} \quad \dots (1)$$

$$0 = \frac{dE}{dy} = 1 - \frac{Q^2}{gA^3} \frac{dA}{dy} \quad \dots (2)$$

de la figura $A = by + ky^2$; $\frac{dA}{dy} = b + 2ky$
 pero también de la figura $B = b + 2ky$ luego $\frac{dA}{dy} = B$
 reemplazando en (2)

$$1 - \frac{Q^2}{gA^3} B = 0$$

arreglando

$$\boxed{\frac{Q^2}{g} = \frac{A^3}{B}}$$

es la expresión que hace crítico el escurrimiento

ahora bien $A = f(y_c)$, luego como se procede es: ~~se~~ para un gasto dado se supone y_c y con él se calcula A y B , se reemplazan en la fórmula anterior y se ve si se satisface. El procedimiento es por tanteo suponiendo y_c hasta encontrar un valor que satisfaga la ec., ese será el tirante crítico del escurrimiento.

Hagamos un arreglo a la ecuación anterior

$$\frac{A}{B} = \frac{Q^2}{A^2 g} = \frac{v_c^2}{g}$$

pero se había visto que $A = by + ky^2$ y que $B = b + 2ky$
 reemplazando

$$\frac{b + ky_c}{b + 2ky_c} = \frac{v_c^2}{g y_c} = Fr_c^2$$

ahora digamos lo siguiente, si $b=0$ (canal triangular) $Fr_c = \frac{1}{\sqrt{2}}$ y si $k=0$ (canal rectangular) $Fr_c = 1$, luego podemos decir que el Fr_c para canales trapeciales estará entre estos dos valores. $\frac{1}{\sqrt{2}} < Fr_c < 1$

En el libro Open Channel Hydraulics de Ven Te Chow, pag 63 viene una gráfica para calcular el tirante crítico en canales circulares, trapeciales y rectangulares y triangulares.



Establecimiento de régimen

43

Régimen uniforme.

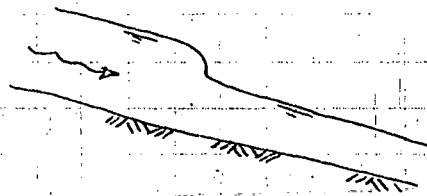
Los escurrimientos a superficie libre pueden clasificarse de tres maneras siguientes:

Escurrimientos a superficie libre {
Dependiente del tiempo
Independiente del tiempo { Uniformes
Variados.

Escurrimientos a superficie libre {
Lento
Crítico
Rápido

Escurrimientos a superficie libre {
Laminar
Turbulento

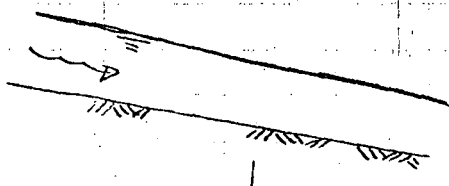
Un ejemplo de flujo irregular dependiente del tiempo es:



Este ejemplo se presenta cuando ocurre una onda de avenida en un río o canal.

Los tirantes y las velocidades varían en el tiempo y en el espacio.

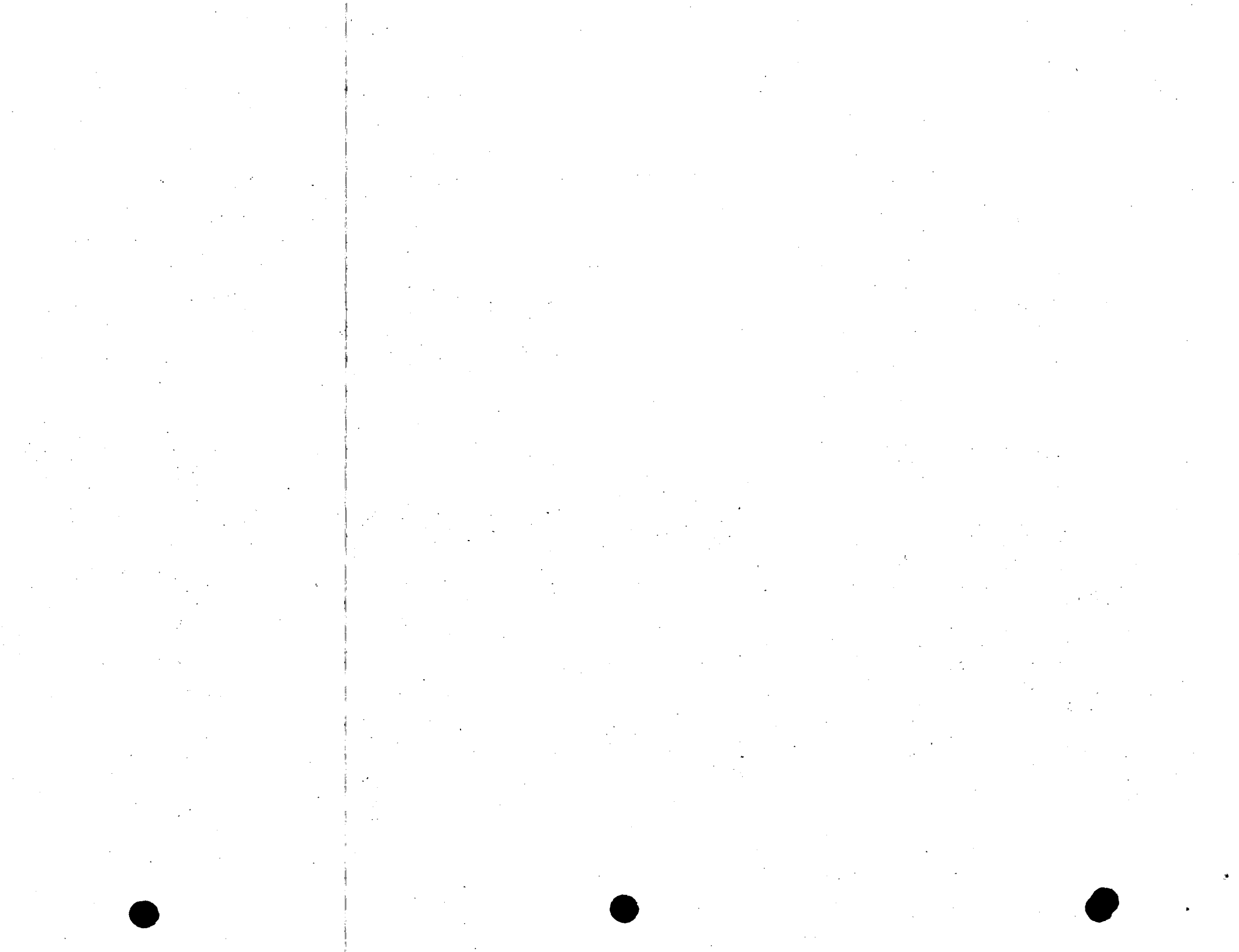
Un ejemplo de flujo independiente del tiempo, uniforme sería

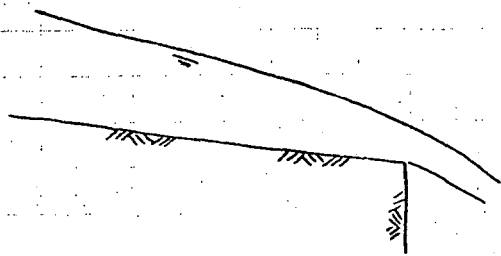


Este caso ocurre cuando se tiene un canal muy largo, de pendiente constante y sección constante, para un gasto constante. Ocurre que

los tirantes y las velocidades son constantes a lo largo del canal y del tiempo.

El escurrimiento independiente del tiempo, variado, sería algo como lo siguiente





En condiciones normales, si el canal es muy largo, de pendiente constante, sección constante y gasto constante, ocurre el régimen uniforme.

Cualquier alteración que podría ser un obstáculo, un cambio de pendiente, etc. altera las condiciones del escurrimiento uniforme y propicia una variación de los tirantes y las velocidades de sección en sección, aunque en el tiempo, para cada sección, las condiciones (tirante y velocidad) no cambien (se supone que el gasto es constante).

Se dice que un escurrimiento es lento en una sección del mismo cuando el tirante y es mayor que el tirante crítico y_c (calculado éste para el gasto dado), puede decirse también que es lento cuando la velocidad en la sección v es menor que la velocidad crítica v_c , también se dice que es lento cuando el número de Froude (para los datos de la sección) Fr es menor que 1 (ésto en canales de sección rectangular), y también puede decirse que es lento si al colocar un objeto en la sección de análisis se observa que hay ondas (provocadas por el objeto) que avanzan hacia aguas arriba del objeto.

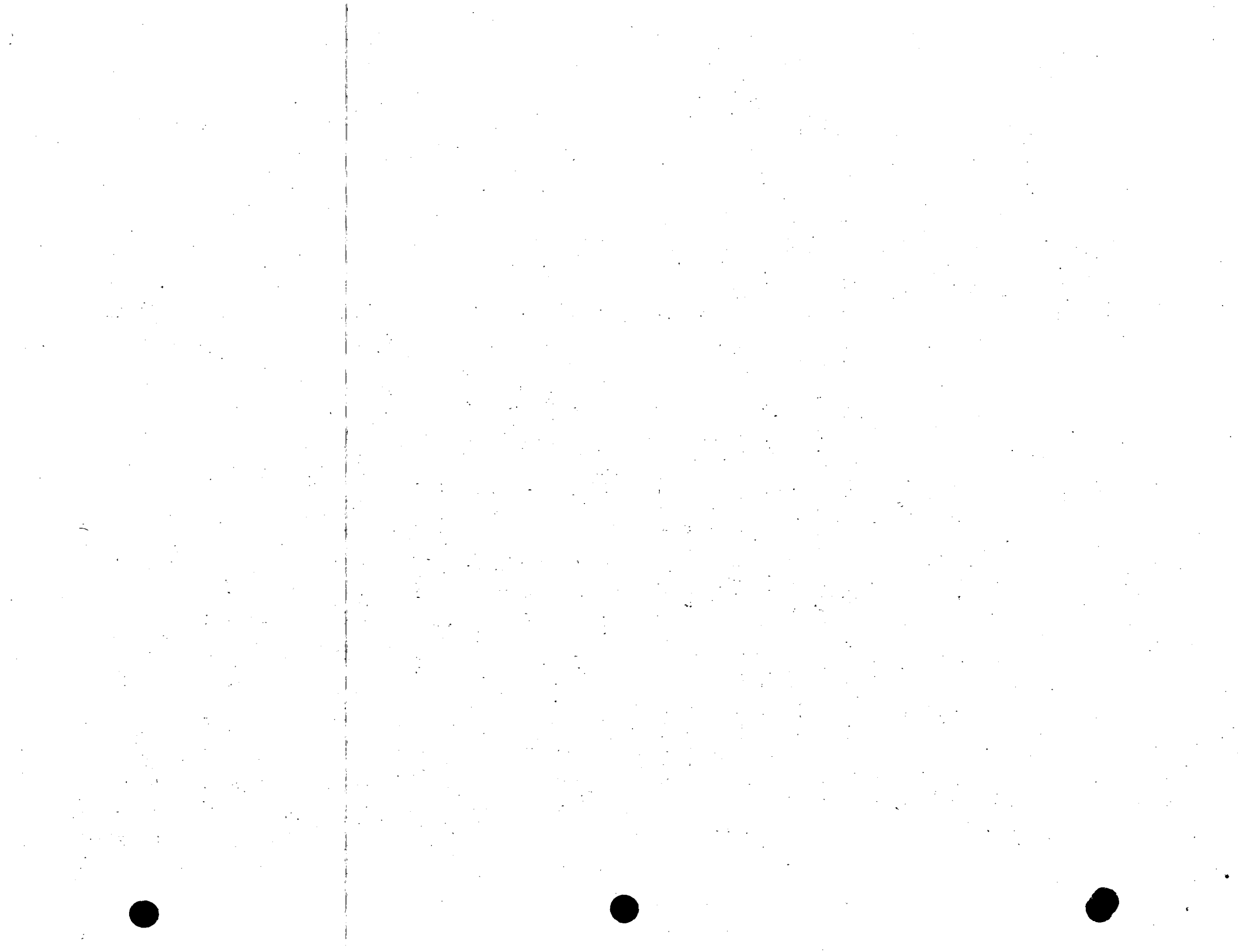
Se dice que un escurrimiento es crítico en una sección de un escurrimiento cuando $y = y_c$, $v = v_c$, $Fr = 1$ (canales rectangulares), que las ondas provocadas por un obstáculo no avancen hacia aguas arriba del mismo, pero por otra parte que no se superpongan aguas abajo.

Un escurrimiento es rápido cuando ocurre todo lo contrario que en el lento, esto es, $y < y_c$, $v > v_c$, $Fr > 1$ o bien, que las ondas provocadas por un obstáculo en la corriente no avancen aguas arriba y se superpongan hacia aguas abajo.

Un escurrimiento laminar será aquel que se presenta cuando las líneas de corriente en el mismo no se entremezclan. Esto se puede comprobar colocando puntos de colorante en la conducción: si éste no se mezcla en la vena líquida, esto es, que se forme una sola línea de colorante, se afirma que el escurrimiento es laminar.

Un escurrimiento turbulento se identifica cuando ocurre lo contrario que en el laminar, es decir hay flujo turbulento cuando al poner colorante en una conducción, éste se mezcla en toda la vena o en buena parte de ella.

Puede haber una gran combinación de los diferentes tipos de escurrimiento presentados, por ejemplo puede haber un escurrimiento uniforme lento y laminar, sin embargo no son posibles todas las combinaciones.



En general puede decirse que en los escurrimientos a superficie libre es poco común que se presente un escurrimiento uniforme, sobre todo cuando el líquido es agua (cuando es otro líquido más ~~denso~~ viscoso es más probable que haya escurrimiento laminar).

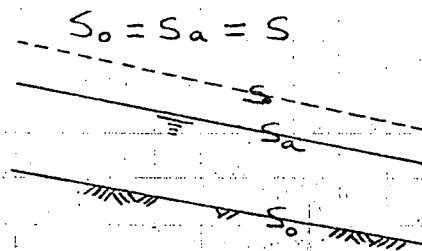
El número adimensional que se utiliza para la clasificación de los escurrimientos a superficie libre, según la clasificación ~~que se~~ laminar o turbulenta, es el N° de Re (número de Reynolds) y el número adimensional que sirve para hacer la otra clasificación lento, crítico y rápido es el N° de Fr (número de Froude).

Se acostumbra decir que en los escurrimientos a superficie libre el número adimensional que se maneja es el número de Fr y esto en gran parte es cierto ya que en canales o ríos casi todos los escurrimientos son turbulentos. En el caso de ~~condiciones~~ modelos de este tipo de escurrimientos, se acostumbra conservar el N° de Fr. en modelo y prototipo y en el caso de llegar a tener régimen laminar en el modelo, (logrando régimen turbulento en el prototipo) lo que se hace es con un atomizador lanzar pequeñas gotitas de agua al escurrimiento para hacerlo turbulento.

Analicemos a continuación el régimen uniforme laminar

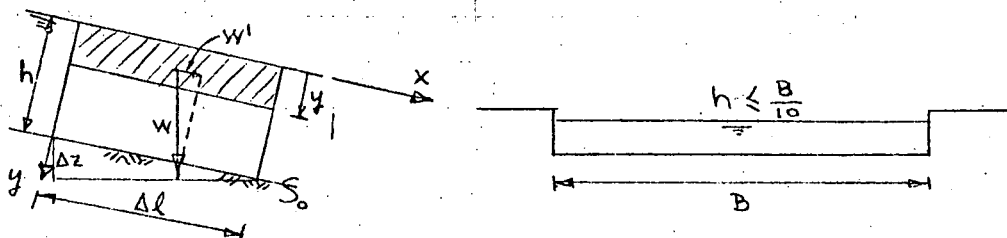
Régimen uniforme laminar.

Es un caso particular en que la pendiente del fondo del canal, la pendiente de la superficie libre del agua y la pendiente de la línea de gradiente ~~de~~ son iguales, esto es:



Para el análisis de este tipo de régimen se considera un canal muy ancho, con el fin de no tomar en cuenta el efecto de las paredes laterales.

Sea un tramo de canal



y un sistema de ejes como el indicado. Marquemos con y la altura de una vena que ~~nos~~ vamos a analizar y un ancho unitario



En virtud de que el canal es muy ancho no se presentará esfuerzo cortante en las paredes laterales de ese ancho unitario de canal, solo existirá esfuerzo cortante en la plantilla de esa rebanada de agua a la profundidad y (ver rebanada achurada en el dibujo).

El peso de la rebanada será $W = \gamma y \Delta l \times 1$
de la figura por triángulo semejante

$$\frac{W'}{W} = \frac{\Delta z}{\Delta l} ; W' = W \frac{\Delta z}{\Delta l} ; W' = \gamma y \Delta l \frac{\Delta z}{\Delta l}$$

$$W' = \gamma y \Delta z$$

recordando que $S = \frac{\Delta z}{\Delta l}$; $\Delta z = S \Delta l$

y sustituyendo $W' = \gamma y S \Delta l$

Para que pueda haber régimen establecido se necesita una fuerza contraria a W' que la equilibre, esa fuerza es la de fricción debida al esfuerzo cortante en la base de la rebanada, luego

$$\gamma y S \Delta l = \tau \Delta l \times 1$$

Como se había indicado que el régimen es laminar $\therefore \tau = -\mu \frac{dv}{dy}$
reemplazando

$$\gamma y S \Delta l = -\mu \frac{dv}{dy} \Delta l \times 1 ; \gamma y S = -\mu \frac{dv}{dy}$$

$$\frac{dv}{dy} = -\frac{\gamma}{\mu} S y \quad \text{pero } \gamma = \rho g \quad \text{y } \mu = \nu \rho \quad \therefore \frac{dv}{dy} = -\frac{\rho g}{\nu \rho} S y$$

$$\frac{dv}{dy} = -\frac{g S}{\nu} y \quad \text{luego } dv = -\frac{g S}{\nu} y dy$$

integrando

$$v = -\frac{g S}{\nu} \frac{y^2}{2} + C$$

las condiciones que se van a imponer son: si $y = h$; $v = 0$

luego

$$C = \frac{g S}{\nu} \frac{h^2}{2}$$

reemplazando

$$v = \frac{g S}{2\nu} (h^2 - y^2)$$

expresión de Hagen y Poiseuille para el escurrimiento en un canal a régimen uniforme laminar (Expresión de la vel. a una profundidad y de la sup. libre del agua).

la ley de variación de la velocidad es parabólica.

Para calcular una velocidad media hay que recordar que

$$Q = A v_m ; v_m = \frac{Q}{A}$$

pero

$$Q = \int_0^h \underbrace{\frac{g S}{2\nu} (h^2 - y^2)}_v \underbrace{dy \times 1}_{dA}$$

$$\therefore v_m = \frac{1}{h} \int_0^h \frac{g S}{2\nu} (h^2 - y^2) dy$$

integrando y reemplazando límites resulta:

$$v_m = \frac{g S}{3\nu} h^2$$

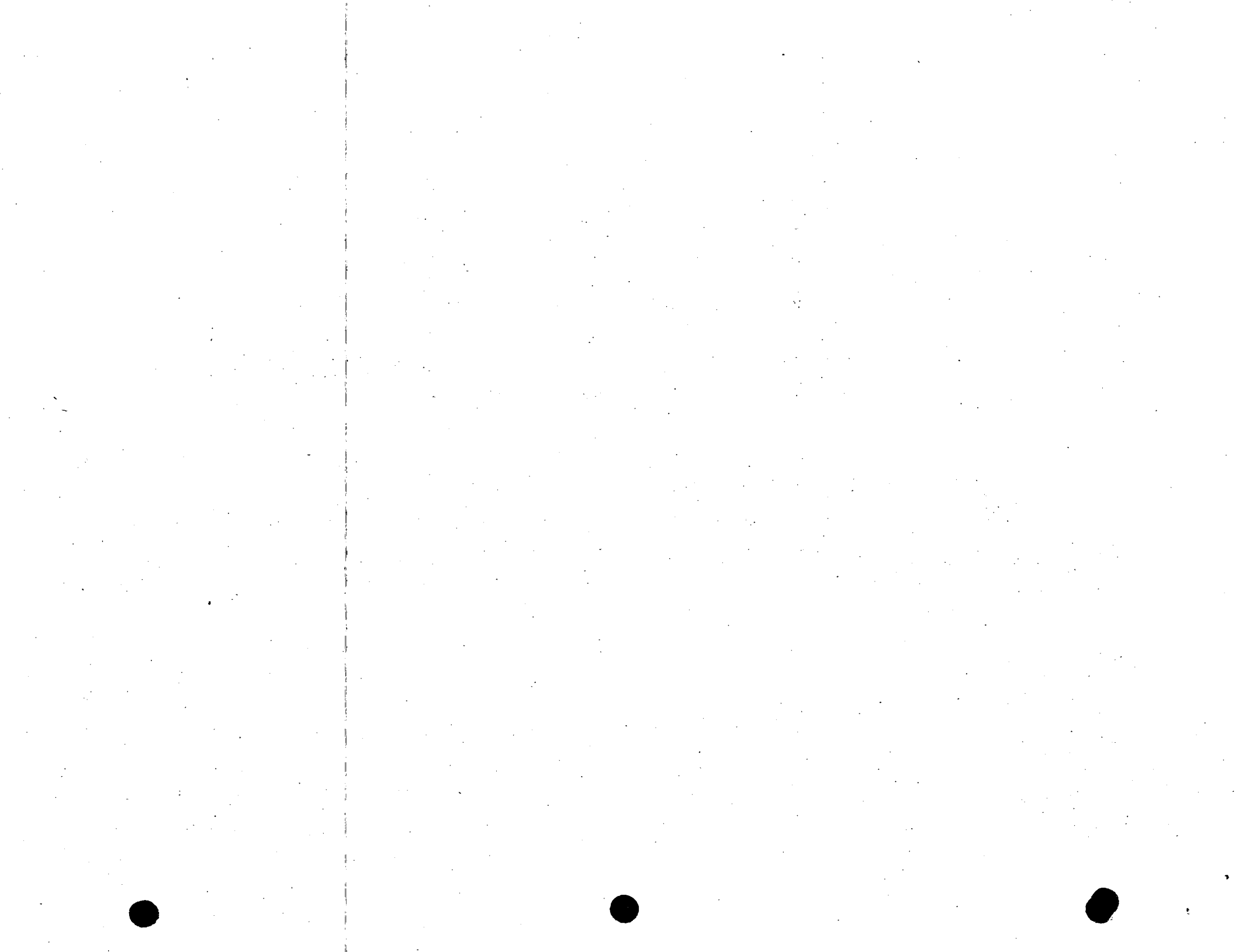
Formula de Fricción

despejemos la pendiente que le vamos a llamar S_c (pendiente en un canal)

$$S_c = \frac{3\nu}{g h^2} v_m$$

ahora bien, para tubos se tenía

$$S_t = \frac{\lambda}{D} \frac{v_m^2}{2g}$$



pero en el escurrimiento laminar $\lambda = \frac{64}{Re} = \frac{64 \nu}{v_m D}$
reemplazando

$$S_t = \frac{64 \nu}{v_m D^2} \frac{v_m^2}{2g} ; S_t = \frac{32 \nu}{g D^2} v_m$$

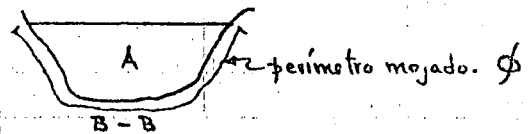
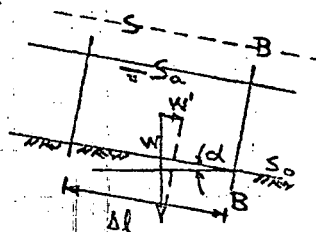
comparando S_c con S_t se puede ver lo siguiente:

si $h = D$ y quisiéramos una misma velocidad media en las 2 conducciones, de la fórmula se observa que se necesita una pendiente como 10 veces mayor en un tubo que en un canal para dar la misma vel. media. De esto también se concluye que el régimen laminar es más persistente en un tubo que en un canal. o sea, el régimen laminar en un canal se presenta dentro de un rango muy pequeño de variación de la pendiente.

Experimentalmente había encontrado Reynolds que el régimen laminar en tubos se mantenía para números de Reynolds (N° de Re) ~~$Re \leq 2000$~~ $Re \leq 2000$, pero en cambio para canales se mantiene régimen laminar para $Re \leq 260$. Con este resultado se concluye que no pueden existir canales de uso práctico (teniendo como líquido al agua) trabajando a régimen laminar pues se necesitan tirantes muy pequeños y velocidades chicas para quedar dentro del rango $Re \leq 260$. Esto confirma también lo que se había comentado anteriormente, que el número de Reynolds Re no es el que rige en el escurrimiento en canales sino el número de Froude Fr .

Régimen uniforme turbulento

Supongamos un canal con régimen establecido e imaginemos aislada una porción de vena líquida



$$W = \gamma A \Delta l$$

$$W' = W \cos \alpha$$

$$\cos \alpha = S ; W' = \gamma A \Delta l S$$

la fuerza W' deberá estar en equilibrio con una fuerza contraria debida a la fricción que se produce por el esfuerzo cortante en las paredes del canal.

$$\gamma A S \Delta l = \tau \phi \Delta l$$

como se ha dicho que el régimen es turbulento $\tau = C V^2$

reemplazando

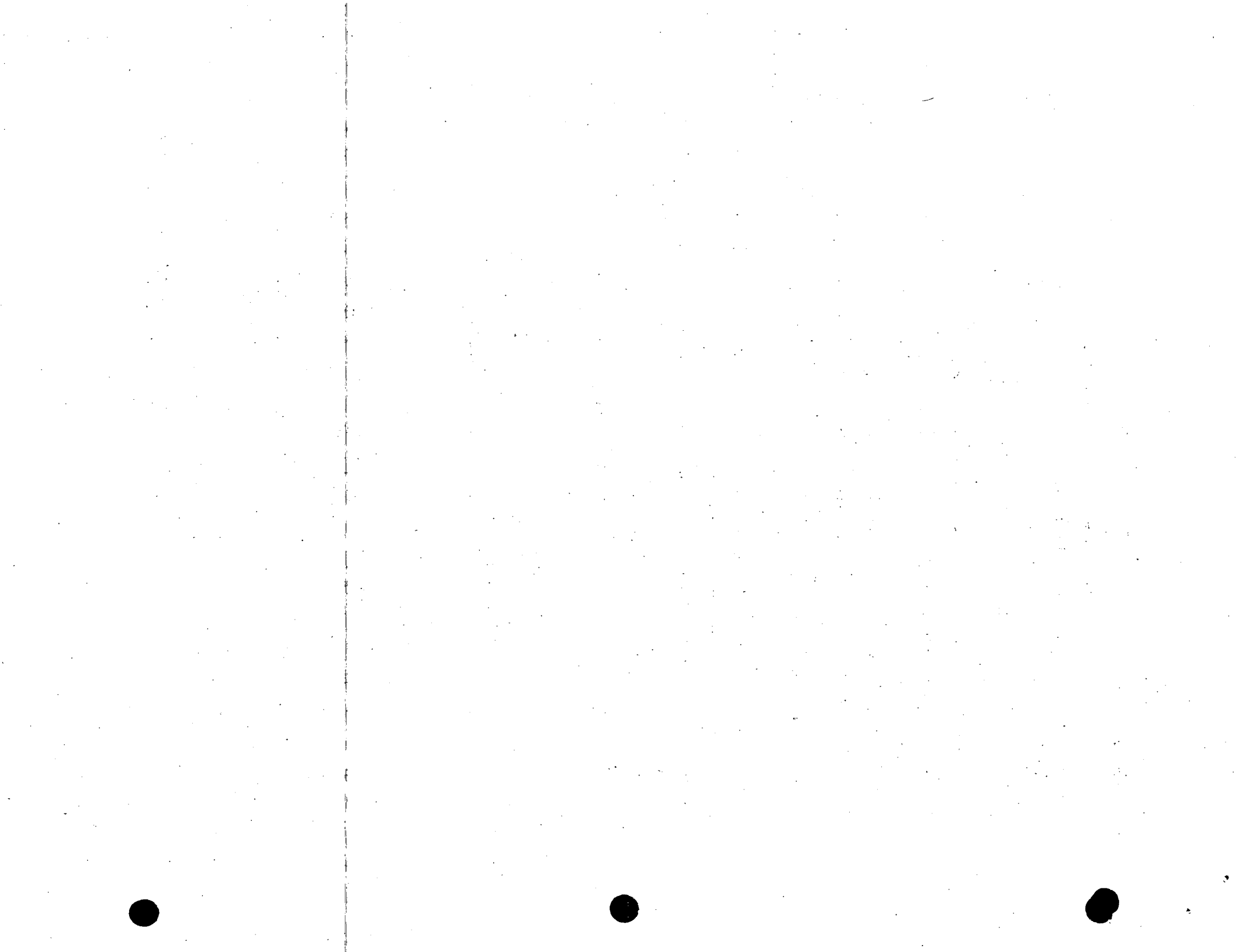
$$\gamma A S = C V^2 \phi ; V^2 = \frac{\gamma}{C} \frac{A}{\phi} S ; V = \sqrt{\frac{\gamma}{C} \frac{A}{\phi} S}$$

llamando $C = \sqrt{\frac{\gamma}{C}}$ y como $\frac{A}{\phi} = R = \text{radio hidráulico}$

Fórmula
de
Fricción

$$V = C \sqrt{RS}$$

expresión de Chezy para el escurrimiento en un canal a régimen uniforme turbulento (expresión que da directamente la velocidad media).



Varios investigadores han hecho experimentos para valuar C y en las 40 hojas anexas se presenta un resumen de los resultados obtenidos, indicando en cada caso en que condiciones se aplican.

Algunos valores del coeficiente n de Manning se presentan en la siguiente tabla.

Material	n
Concreto liso	0.010
Concreto regular	0.013
mampostería	0.017
arcilla	0.020
tierra ordinaria	0.025
tierra con grava e irregular	0.030

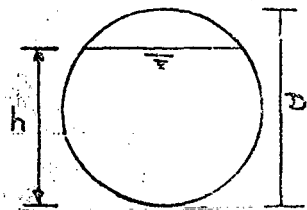
Es común emplear la fórmula de Manning en todo tipo de canales, sin embargo para canales circulares se encuentra una incongruencia entre los resultados experimentales y los que da la fórmula, esto es, puede demostrarse empleando la fórmula que es posible conducir un mismo gasto con tirantes diferentes manteniendo la misma pendiente, mismo diámetro y misma rugosidad (esto se demuestra para tirantes de agua mayores que $D/2$), sin embargo experimentalmente se observa que dando esos tirantes se obtienen gastos diferentes entre sí, luego la fórmula de Manning para canales circulares con ~~gasto~~ tirantes mayores a $D/2$ no funciona. Se aconseja emplear la fórmula que propone Kozeny para canales circulares que tiene la siguiente expresión.

$$V = (8.86 \log h + N) \lambda^{1/4} \sqrt{SD}$$

en que:

$$\lambda = \frac{h}{D}$$

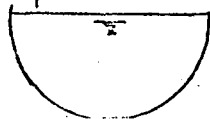
N - valores del coeficiente de Kozeny para tubos (no para canales), que se dieron al ver tubos.



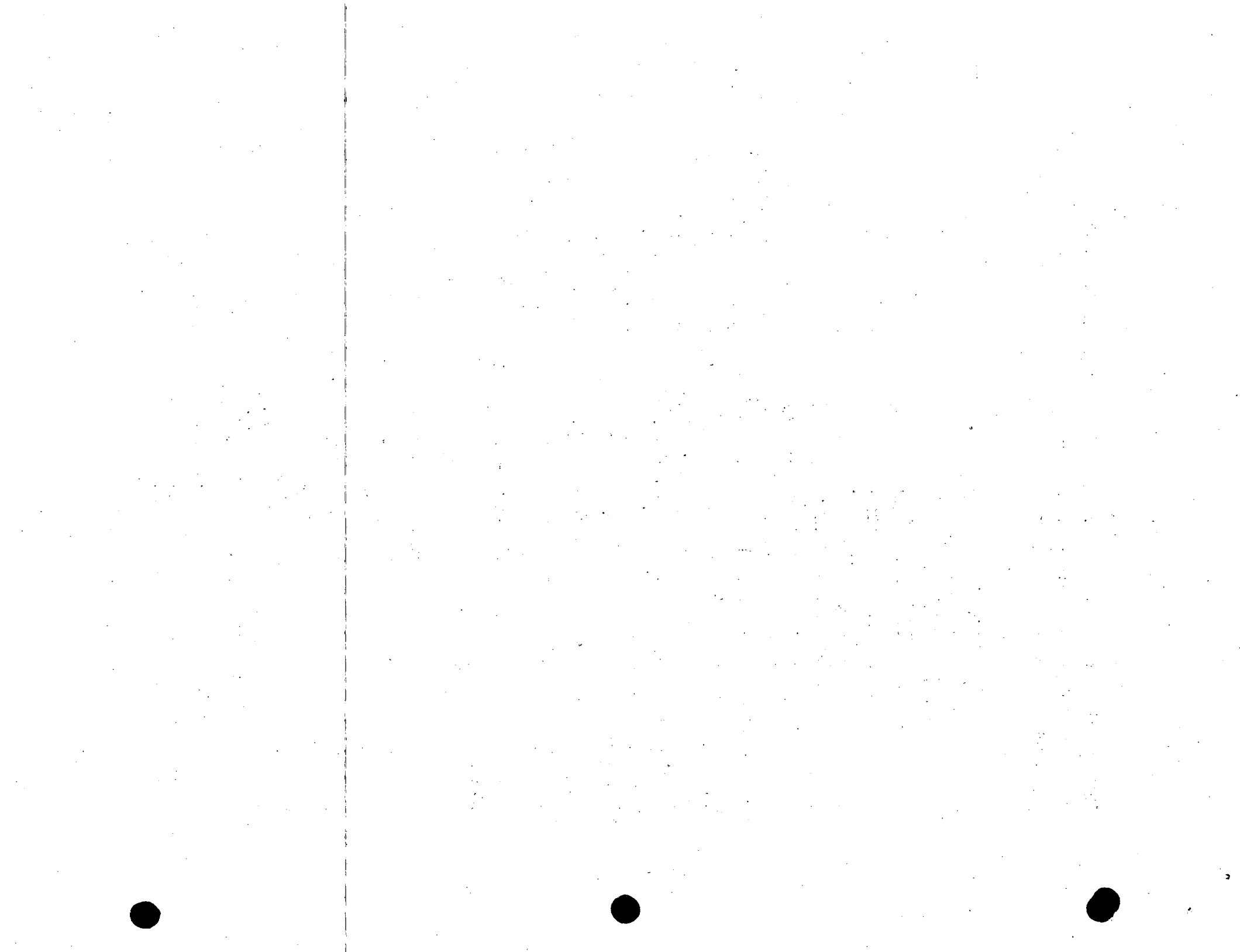
Estudio de las secciones de máxima eficiencia

Se define como sección de máxima eficiencia aquella que, para un valor dado de área (en un canal) conduce un gasto con el mínimo perímetro mojado (para misma pendiente y rugosidad). La razón por la que al hacer mínimo el perímetro, la eficiencia en la conducción es máxima se debe a que en esas condiciones la resistencia al escurrimiento es mínima.

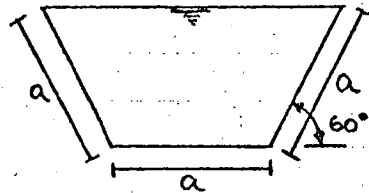
sin demostrarlo diremos que la más eficiente sección de toda es un semicírculo.



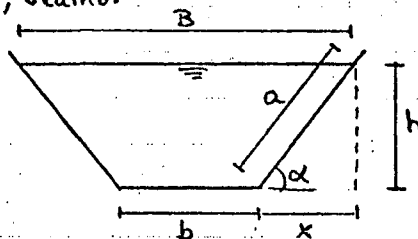
constructivamente esta sección es difícil y además costosa, por lo que



debe pensarse en otras formas de sección para tratar de encontrar la máxima eficiencia. Con esta limitación el problema a resolver sería: determinar la sección de máxima eficiencia para una forma particular (trapezoidal, triangular, rectangular, etc). ~~Se demuestra que~~ Puede demostrarse que para una sección de forma trapezoidal, la más eficiente es la mitad de un exágono.



La sección trapezoidal es constructivamente más fácil de ejecutar y además más económica que la circular, sin embargo no siempre es posible darle taludes con inclinación de 60° porque puede suceder que no sean estables para el tipo de material de desplante del canal, entonces se ocurre hacer la siguiente pregunta ¿podría obtenerse una sección de máxima eficiencia trapezoidal con un ángulo α dado de inclinación de taludes? esta pregunta incluye una limitación más al caso planteado inmediatamente antes y esa limitación es precisamente porque se fija un ángulo α . La respuesta a la pregunta es que si es posible hallar esa sección de máxima eficiencia, veamos



$$x = h \cot \alpha \quad ; \quad Q = \frac{h}{\sin \alpha} \quad ; \quad A = h(b + h \cot \alpha) \quad ; \quad p = b + \frac{2h}{\sin \alpha} \quad (1) \quad (2)$$

de (2) $b = p - \frac{2h}{\sin \alpha} \dots (2')$

(2') en (1) resulta

despejando p (perímetro) de (3)

$$p = \frac{A}{h} + \frac{2h}{\sin \alpha} - h \cot \alpha \dots (3')$$

en (3'), α y A son constantes, (se ha especificado eso) luego las variables son p y h

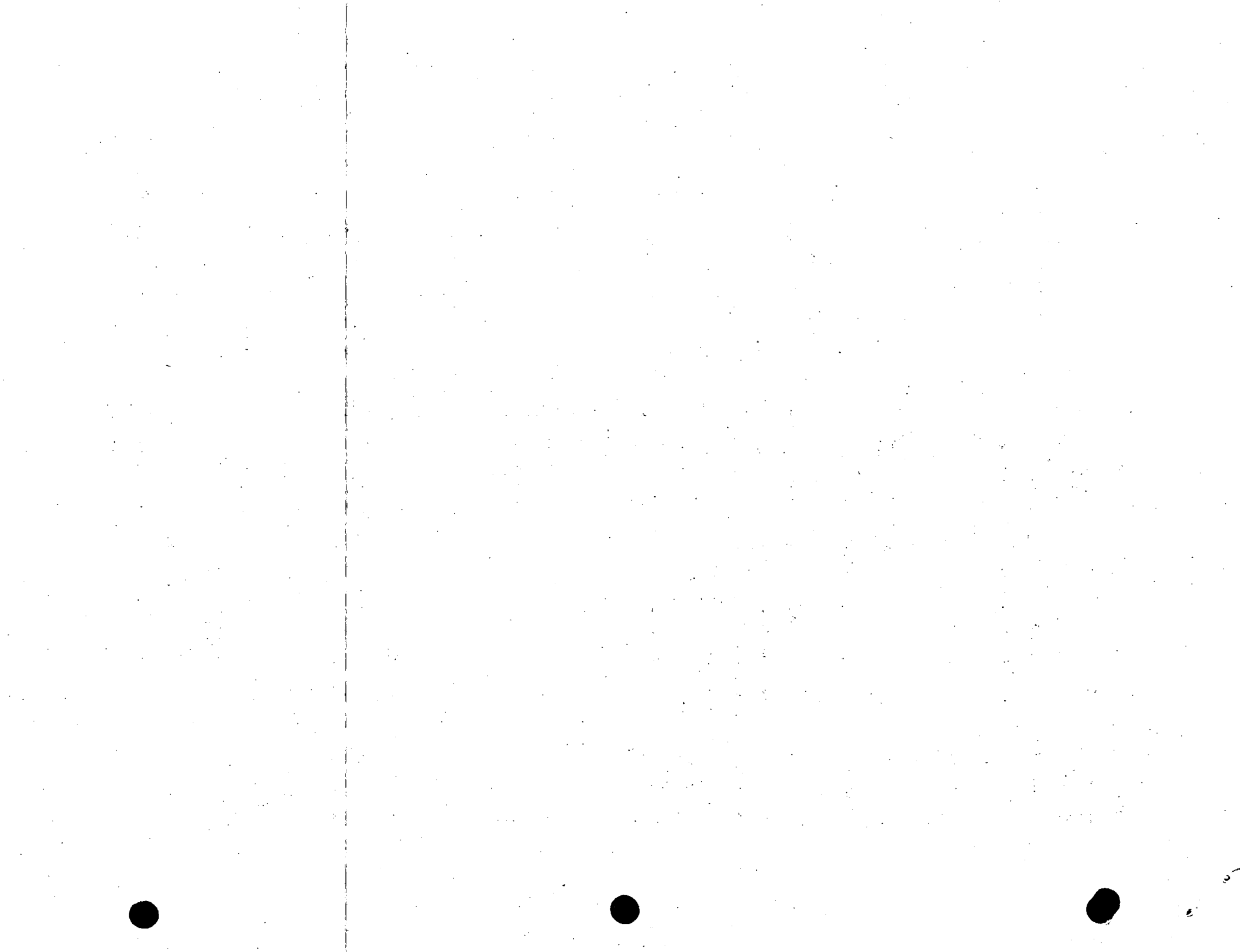
$$\frac{dp}{dh} = 0 = -\frac{A}{h^2} + \frac{2}{\sin \alpha} - \cot \alpha$$

despejando

$$A = h \left(\frac{2h}{\sin \alpha} - h \cot \alpha \right) \dots (4)$$

ahora bien, el área A también puede valerse en función de B y resulta

$$A = h(B - h \cot \alpha) \dots (5)$$

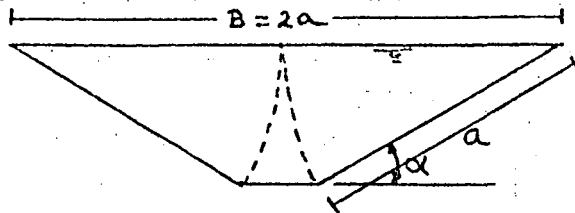


comparando las fórmulas (4) y (5) resulta

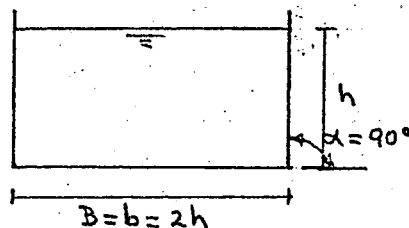
$$B = \frac{2h}{\operatorname{sen} \alpha} \quad ; \quad B = 2a$$

50

y es la relación entre B y h para obtener el mínimo perímetro mojado para un ángulo α fijo.



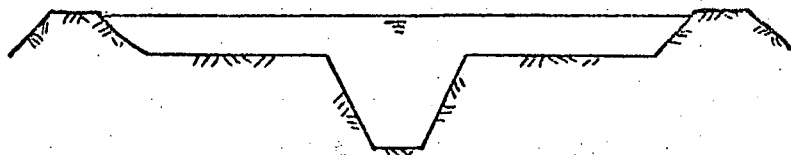
Un caso particular de este problema es cuando $\alpha = 90^\circ$ (sección rectangular).



$$B = 2h$$

Secciones compuestas

Algunas ocasiones la sección transversal de un canal puede tener una forma como la siguiente

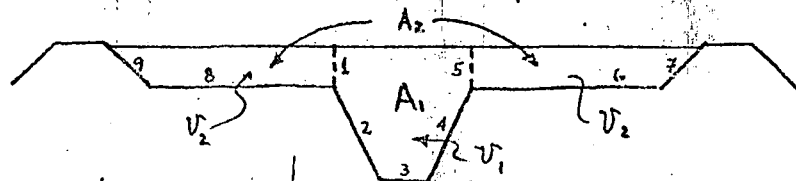


en este caso la idea de considerar una velocidad media representativa en toda la la sección conduce a errores de regular cuantía. Debido a esto, en lugar de considerar que

$$Q = AV$$

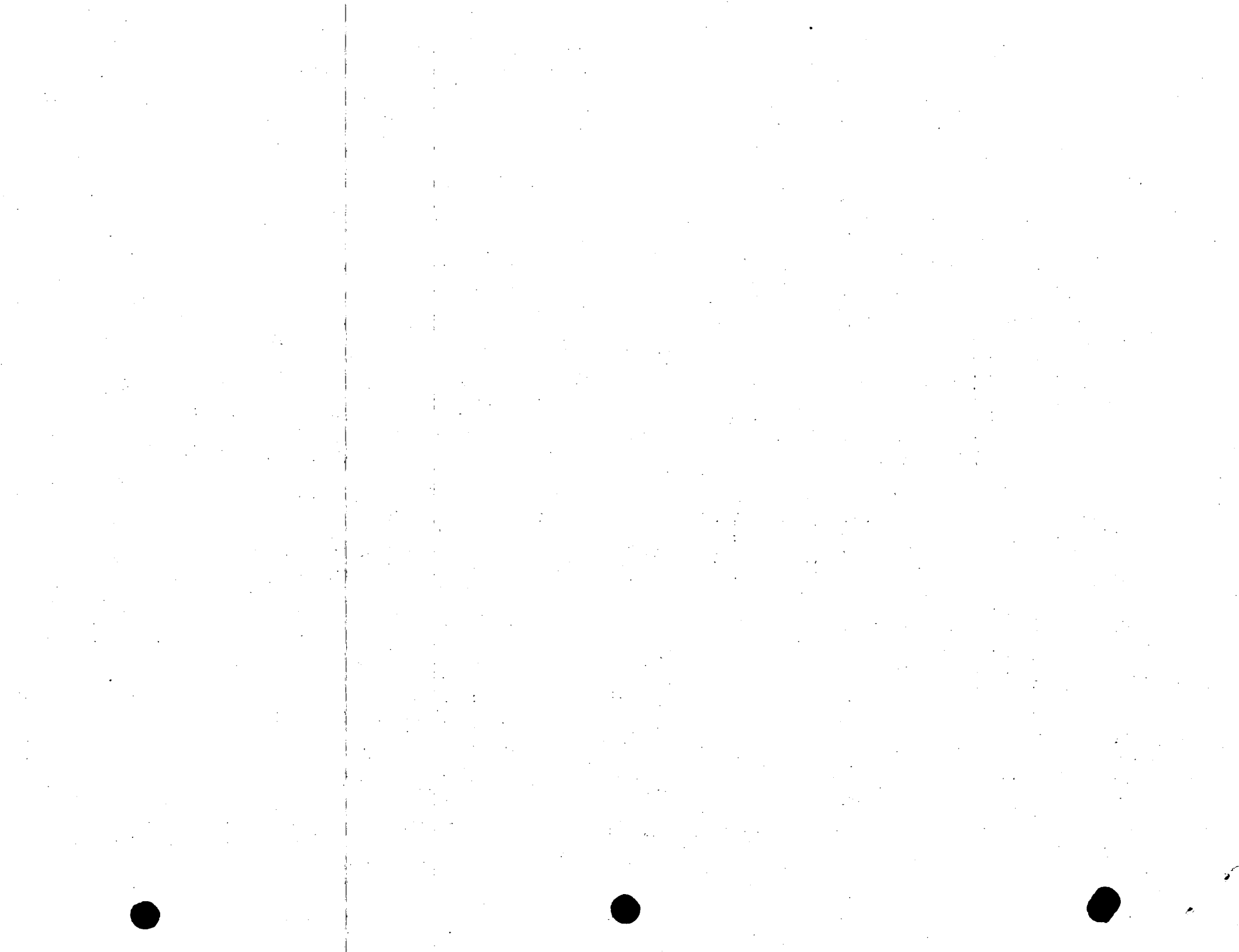
se emplea

$$Q = A_1 V_1 + A_2 V_2 = Q_1 + Q_2$$



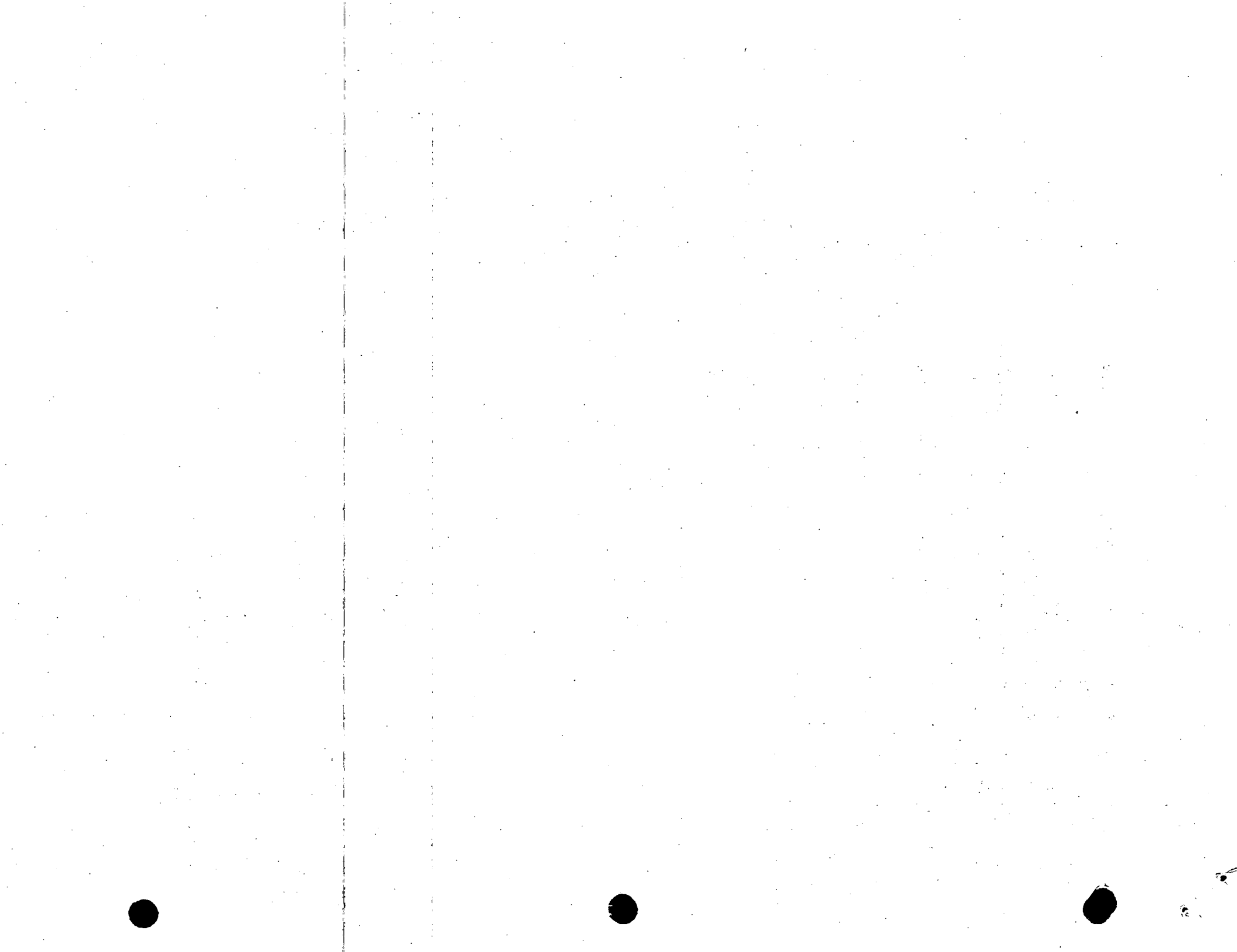
en que $V_1 = \frac{1}{n_1} R_1^{2/3} S^{1/2}$; $V_2 = \frac{1}{n_2} R_2^{2/3} S^{1/2}$

ahora bien, en el cálculo del perímetro mojado, se aconseja (porque eso ha dado buenos resultados prácticos) que para calcular P_1 se incluyan las longitudes marcadas



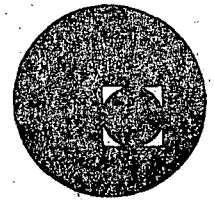
en la figura con: 1, 2, 3, 4 y 5 , mientras que, para el cálculo del perímetro p_2 deberán incluirse solo las longitudes marcadas con los números 6, 7, 8 y 9 (es decir en este segundo caso no se aconseja incluir a los perímetros 1 y 5)

El incluir a las longitudes verticales 1 y 5 para el cálculo del perímetro p_1 (en rigor no hay fricción de agua con una pared rígida sino agua con agua) se debe a que el agua que se mueve por la parte central tiene más velocidad (por tener más tirante) que el agua de los lados, entonces puede suponerse que el agua lateral frena en cierta medida a el agua central.





centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería unam



CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS DE ZONAS DE RIEGO

HIDRAULICA APLICADA

DESAGUES DE EXCEDENCIAS

ING. MARIO CARVAJAL DIAZ

2. DESAGÜES PARCIALES.

En todo canal de conducción, es necesario construir dos tipos de desagües : de excedencias y total.

DESAGUE 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). LOCALIZACION. 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.

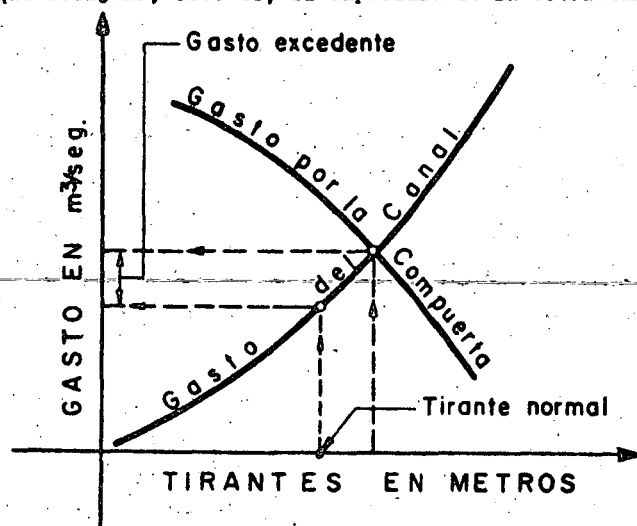


FIG. 1.- CURVAS DE GASTO.

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 deter- minar por alguna de las fórmulas o métodos siguientes:

Hidrógrafo unitario

Burkli - Ziegler

Arnold y Gregory

Gutman

Metcaft 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 DESAGUES.

Los tipos de estructuras más comúnmente usadas para desagües son:

1. Vertedor
2. Compuerta
3. Vertedor de Sifón

1. VERTEADOR. Este puede ser de cresta fija o de cresta mó vil.

VERTEADOR DE CRESTA FIJA. Como su nombre lo dice, consta de un umbral vertedor colocado en la margen en que se necesi

te 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:

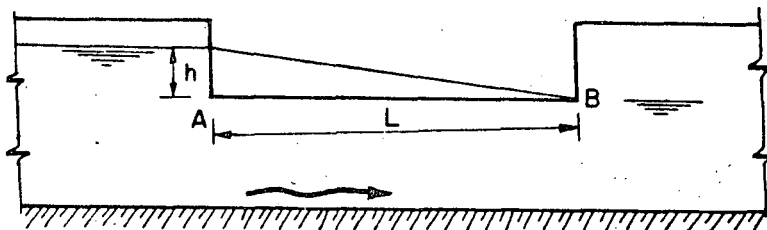


FIG.2.. VERTEDOR DE CRESTA FIJA.

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 mayo-- res 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 si--- guiente expresión.

$$L = \frac{15 Q}{4 C h \sqrt{2 gh}}$$

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, --

sino 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).

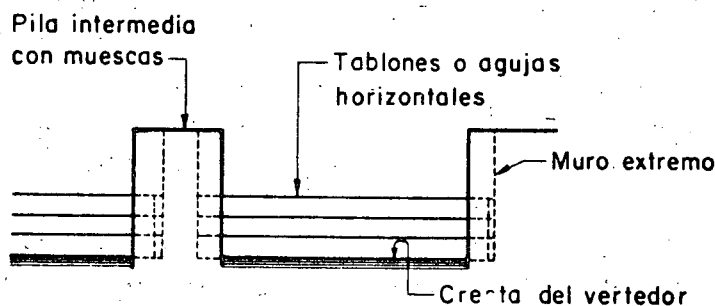


FIG.3. VERTEDOR DE CRESTA MOVIL.

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--

lancas y un contrapeso que equilibran el momento de volteamiento ocasionado por la presión del agua en la compuerta (véase -
figs. 4 y 5).

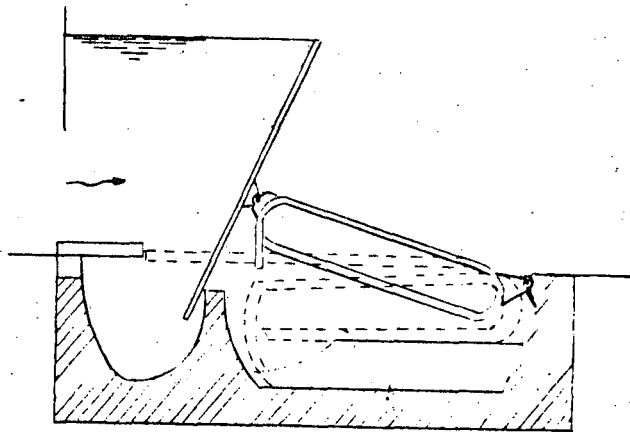


FIG. 4.- COMPUERTA DE ABATIMIENTO
DE PIVOTE INTERMEDIO.

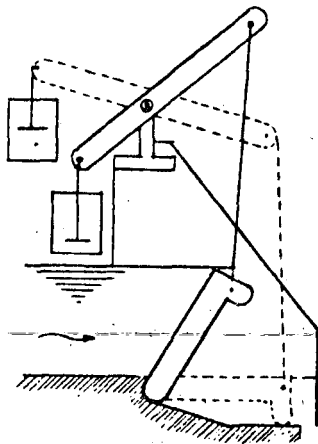


FIG. 5.- COMPUERTA DE ABATIMIENTO
DE PIVOTE INFERIOR.

2. COMPUERTA. El tipo de desagüe 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 rosca 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:

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

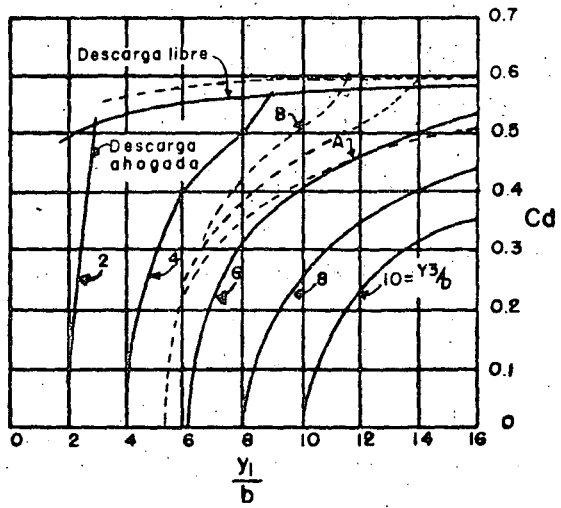
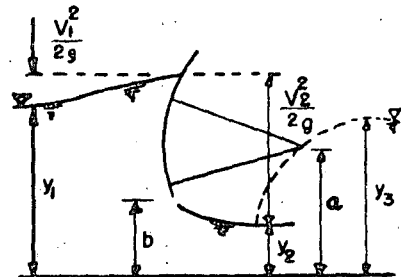
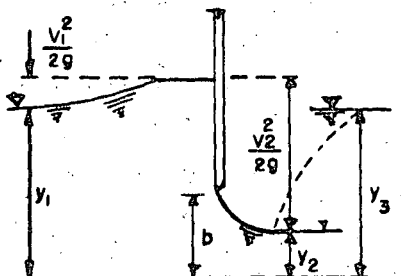
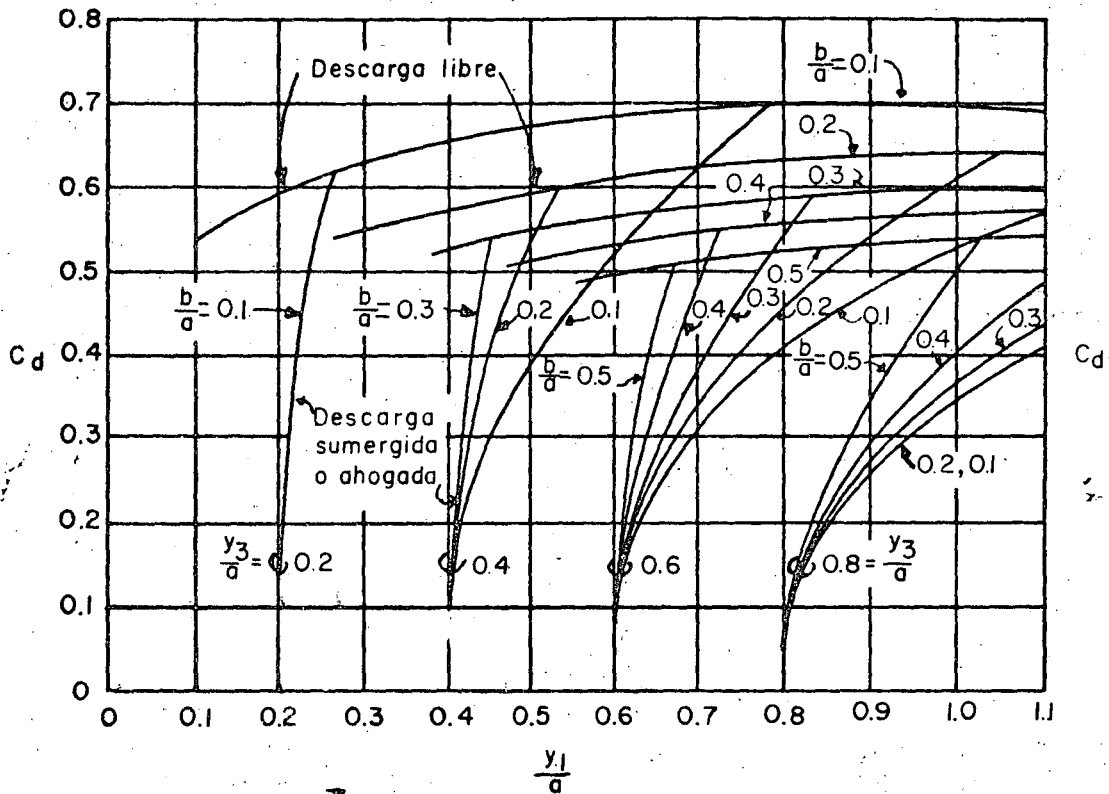
siendo h la distancia de la superficie del agua al centro de la abertura, si la descarga es libre, o la diferencia de niveles entre aguas arriba y aguas abajo, si es ahogada. El valor del coeficiente de gasto Cd se determina con la ayuda de las gráficas encontradas experimentales, que a continuación aparecen en la Fig. 6.

En el caso que nos ocupa en estos momentos, o sea el de desagüe 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.

Coefficiente C_d para compuertas radiales



Coefficiente C_d para compuertas deslizantes.

FIG. 6

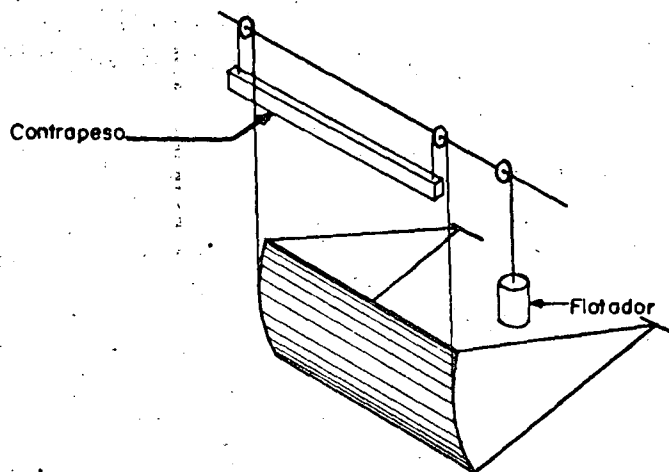


FIG. 7.-COMPUERTA RADIAL AUTOMÁTICA DE FLOTADOR Y CONTRA PESO

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

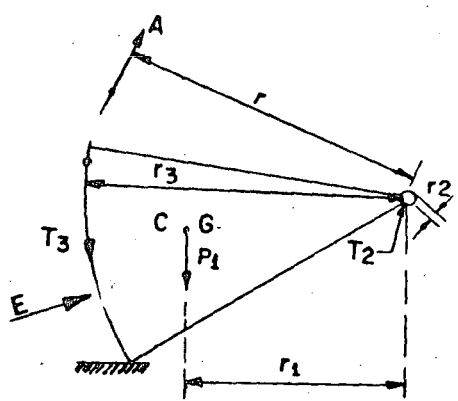
F' = Peso del flotador sumergido

Igualando momentos tenemos:

$$A r = P_1 r_1 + T_2 r_2 + T_3 r_3 \dots\dots\dots (3)$$

Siendo:

- A = Fuerza de ascensión
 - P₁ = Peso de la compuerta
 - T₂ = Fuerza de fricción en el perno del eje de la compuerta
 - T₃ = Fuerza de fricción en el cierre lateral de la compuerta
- y
- r, r₁, r₂, r₃, 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:

$$A = \frac{P_1 r_1 + E \phi_2 r_2 + E' \phi_3 r_3}{r} \dots\dots (4)$$

De la misma manera podemos encontrar la fuerza de cierre.

$$P_1 r_1 - E \phi_2 r_2 - E' \phi_3 r_3 = a r$$

$$a = \frac{P_1 r_1 - E \phi_2 r_2 - E' \phi_3 r_3}{r} \dots\dots (5)$$

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:

$$A = \frac{P_1 r_1}{r} + N \dots\dots (6) \text{ y } a = \frac{P_1 r_1}{r} - N \dots\dots (7)$$

Ahora bien, sustituyendo en la ecuación (2) el valor de "C" dado por la ecuación (1), se tiene:

$$F = A + F' - a \dots F - F' = A - a$$

y sustituyendo los valores de "A" y "a" encontrados en las expresiones (6) y (7) se tiene:

$$F - F' = \frac{P_1 r_1}{r} + N - \frac{P_1 r_1}{r} + N = 2 N$$

Esto es, que la pérdida de peso del flotador debe ser igual a "2 N" o, lo que es lo mismo, el volumen que debe desalojar el flotador, llamado "V" al peso volumétrico del agua, será:

$$V = \frac{2 N}{w}$$

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 SIFON.

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 consi-
guiente 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 figu-
ras Nos. 8, 9 y 10.

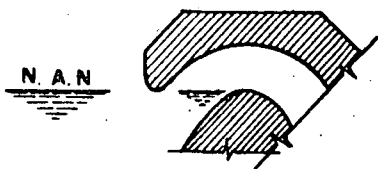


FIG. 8.-ENTRADA DE AIRE CON
EL LABIO SUPERIOR AL NIVEL
AGUAS NORMALES.

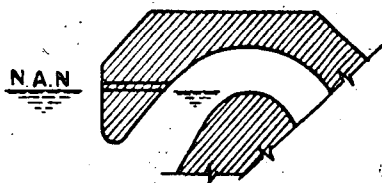


FIG. 9.-ENTRADA DE AIRE CON
RANURA EN EL NIVEL DE AGUAS
NORMALES.

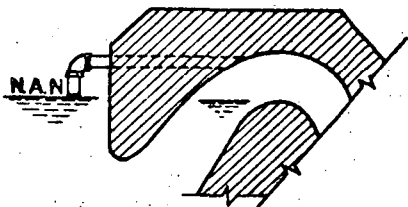


FIG. 10.-ENTRADA DE
AIRE DE TUBO.

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.

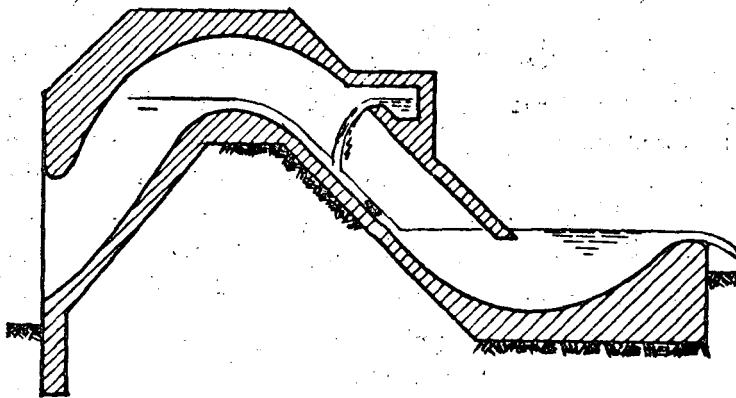


FIG. 11.-CIERRE HIDRAULICO POR MEDIO DE VERTEDOR.

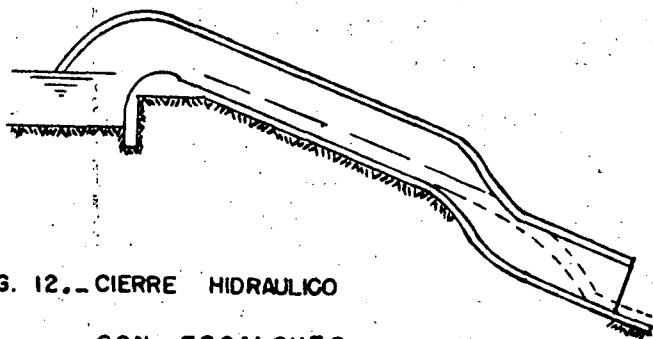


FIG. 12.- CIERRE HIDRAULICO
CON ESCALONES.

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.

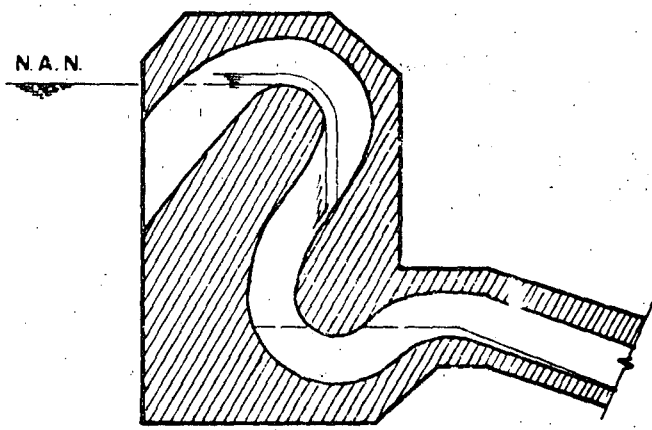


FIG. 14.-CIERRE HIDRAULICO CON LA LAMINA VERTIENTE.

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).

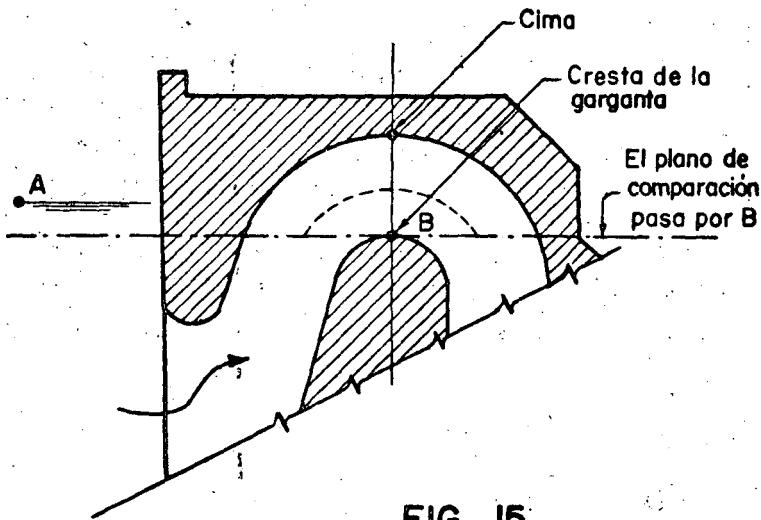


FIG. 15

$$h_A + \frac{v_A^2}{2g} + \frac{P_A}{w} = h_B + \frac{v_B^2}{2g} + \frac{h_B}{w} + h_{fA-B}$$

$$h_A + \frac{P_A}{w} = h_B + \frac{v_B^2}{2g} + \frac{P_B}{w} + h_{fA-B}$$

$$\frac{v_B^2}{2g} = \frac{P_A}{w} - \frac{P_B}{w} + h_A - h_{fA-B}$$

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 $\frac{PB}{w}$, puede ser como mínimo igual a $0.3 \frac{Pa}{w}$, para que no se presente la evaporación del agua y como consecuencia el indeseable fenómeno de cavitación. Por tanto, llamando hsA a la diferencia de cargas de presión $\frac{Pa}{w} - \frac{PB}{w}$ se tiene que :

$$hsA = \frac{Pa}{w} - \frac{PB}{w} = \frac{Pa}{w} - 0.3 \frac{Pa}{w} = 0.7 \frac{Pa}{w}$$

$$hsA = 0.7 \frac{Pa}{w}$$

y si se conviene en llamar hvs la carga de velocidad en la cresta de la garganta, la ecuación de Bernoulli anteriormente anotada, queda reducida a la expresión:

$$hvs = hsA + hA - hA-B \quad (1)$$

Para obtener un resultado aproximado, resulta útil admitir que los valores hA y $hA-B$ son iguales, con los que se anulan mutuamente y la fórmula de Bernoulli queda al fin reducida a:

$$hvs = hsA \quad \text{o sea} \quad hvs = 0.7 \frac{Pa}{w}$$

Obtenida esta fórmula, se puede calcular la velocidad en la cresta de la garganta.

Evidentemente, como es bien conocido:

hA 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

$\sum hL$ 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:

$$V_x R_x = V_s R_o \text{ ó } V_x = \frac{V_s R_c}{R_x} \dots(3)$$

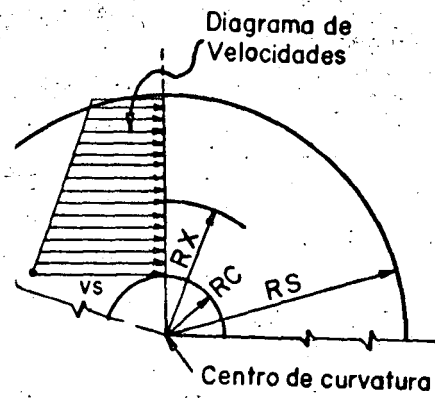


FIG. 16

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.

$$q = V_s R_c \int_{R_c}^{R_s} \frac{1}{R_x} dR_x = V_s R_c \log e \frac{R_s}{R_c} \dots\dots(4)$$

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:

$$q = 4.4272 \sqrt{h V_s} R_c \log e \frac{R_s}{R_c} \dots\dots\dots(5)$$

Gasto total.

$$Q = 4.4272 B \sqrt{hvs} R_s \log e \frac{R_s}{R_c} \dots\dots (6) \text{ en la que } B \text{ es el ancho de la sección de la garganta.}$$

De esta manera puede verse que la descarga máxima admisible para un valor dado de hvs, 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.

$$hvs = hsa = 0.7 haT$$

Sustituyendo este valor en el valor en las Ecs. 5 y 6, resulta que el gasto unitario máximo es:

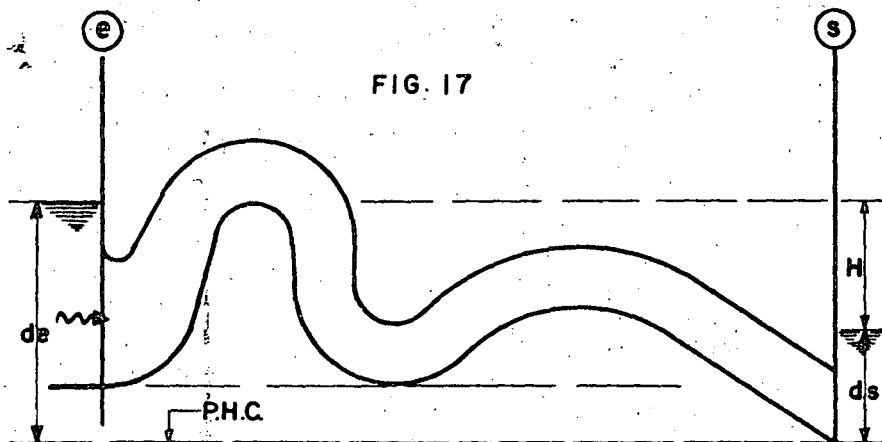
$$q = 4.4272 \sqrt{0.7 PAT} R_c \log e \frac{R_s}{R_c} \circ$$

$$q = 4.4272 \times R_c \times \sqrt{0.7 PAT} \log e \frac{R_s}{R_c} \dots\dots\dots(7)$$

Gasto total.

$$Q = 4.4272 \times B \times R_c \times \sqrt{0.7 PAT} \log e \frac{R_s}{R_c} \dots\dots\dots(8)$$

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).

$$de + \frac{V_e^2}{2g} + \frac{Pe}{w} = ds + \frac{V_s^2}{2g} + \frac{Ps}{w} + \sum h_{e-s}$$

$$de + \frac{V_e^2}{2g} = ds + \frac{V_s^2}{2g} + \sum h_{e-s}$$

$$de - ds = H$$

$$de - ds + \frac{V_e^2}{2g} = \frac{V_s^2}{2g} + \sum h_{e-s}$$

$$H + \frac{V_e^2}{2g} = \frac{V_s^2}{2g} + \sum h_{e-s} ; H = \sum h_{e-s} + \frac{V_s^2 - V_e^2}{2g}$$

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.

$$H = \left[K_e + k_{cd} + K_f' + K_f + K_s \dots K_{cs} \right] \frac{V_g^2}{2g}$$

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)

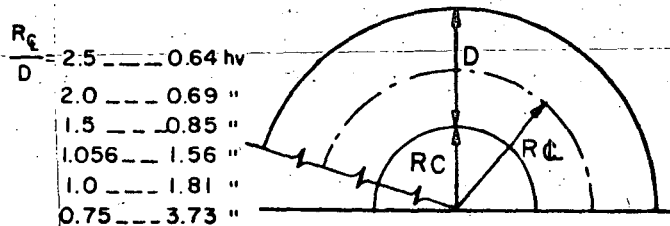


FIG. 18

Salida	{	Divergente	0.2 Δhv ; (hv en la garganta - hv en la salida)
		Convergente	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.

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 $\left(\frac{R_c}{D} = 1.056\right)$
Salida	0.25 hv
	<hr style="width: 50px; margin-left: 0;"/>
	2.26 hv

hv = Carga de velocidad en la garganta del vertedor de sifón.

$$KL = 2.26 \therefore C = \frac{1}{\sqrt{KL}} = \frac{1}{\sqrt{2.26}} = \frac{1}{1.5043} = 0.665$$

$$Q = 2.5 \times 1.35 \times 0.665 \times 4.4272 \sqrt{H} = 9.936 \sqrt{H}$$

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 ME, 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 GEOMETRICO DEL VERTEADOR DE SIFON. 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, = 190.900 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:

$$O_2 (35.000, 299.000) \text{ cm}$$

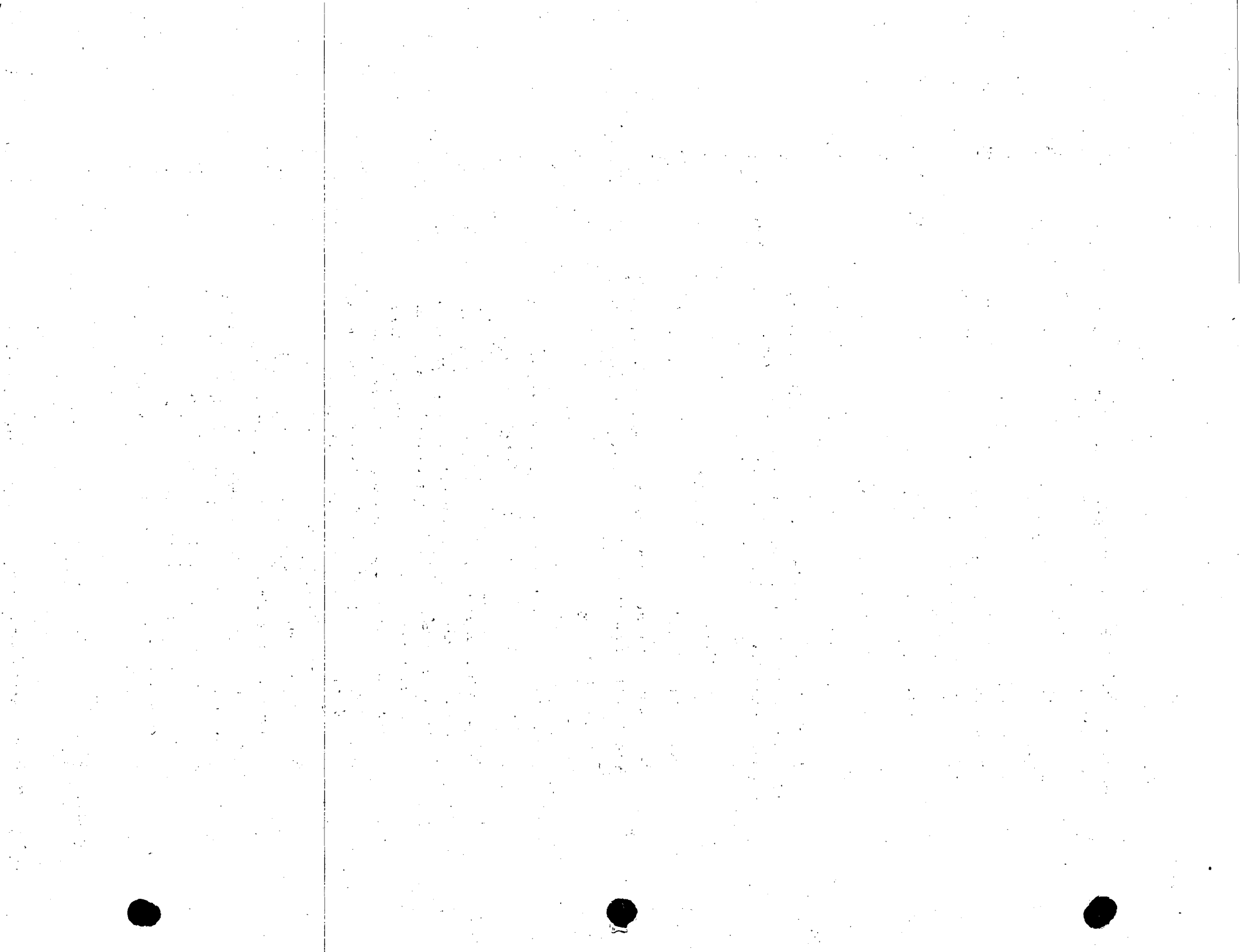
Que corresponden a un radio de circunferencia de 35 cm que se estima aceptable para la entrada al conducto y a un ahogamiento de:

$$\frac{359 - 299 + 35}{359} \times 100\% = 26.46 \%$$

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).



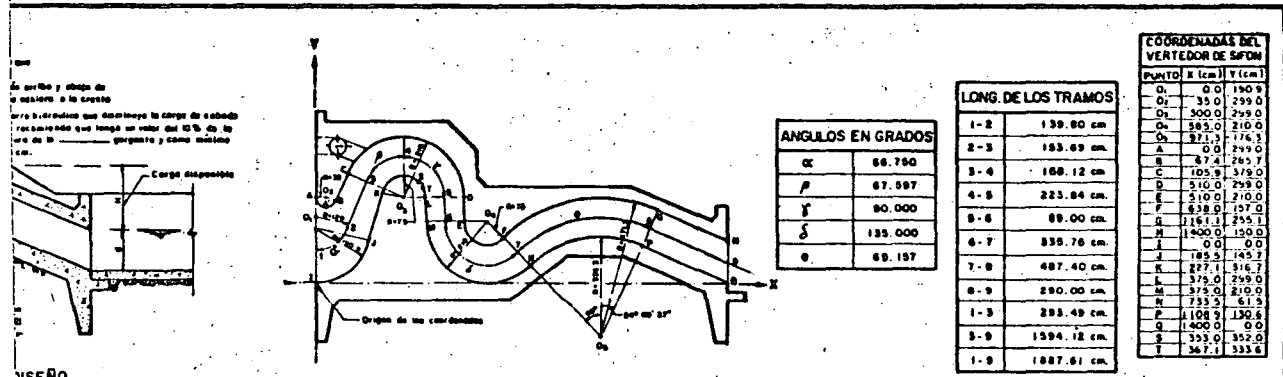
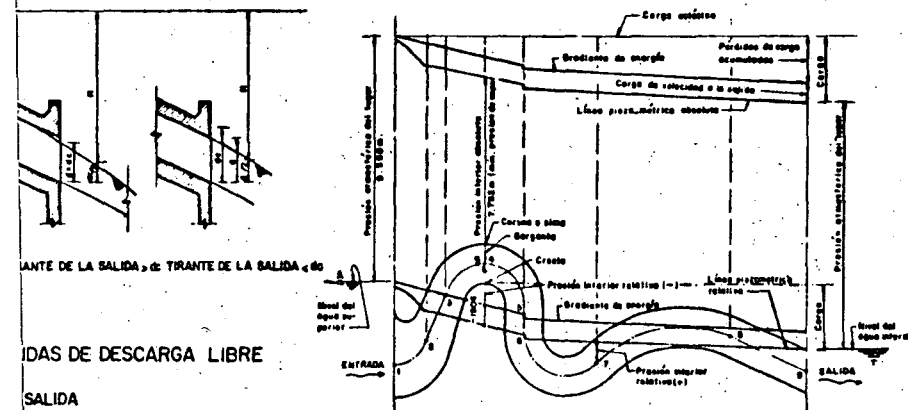


FIG. 21.- GEOMETRIA DEL VERTEDEDOR DE SIFON



NOTAS:

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
 DIRECCION GENERAL DE GRANDE IRRIGACION Y CONTROL DE RIOS
 DIRECCION DE PROYECTOS-DEPARTAMENTO DE OBRAS DE RIEGO

VERTEDEDOR DE SIFON
CARACTERISTICAS HIDRAULICAS

Conforme: JEFE DEL DPTO. DEPARTAMENTO DE PROYECTOS CONSULTIVO TÉCNICO
 Aprobado: DIRECTOR GENERAL Aprobado: SECRETARIO

MEXICO, D.F. NOV-1971

24



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" (\smile); 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:

$C_h = 0.18 \times 135 = 24.3 \text{ cm}$

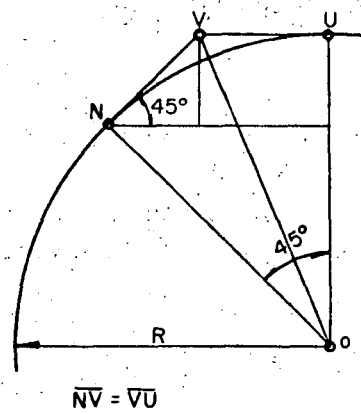
Se adopta el valor cerrado $C_n = 25 \text{ cm} > 10 \text{ cm}$

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 Q y H son:

$$\text{Radicando} = C_2^2 (R_1 + R_2)^2 + C_1^4 - C_1^2 (R_1 + R_2)^2 + C_2^2 - C_2^2 \dots$$

$$\cdot (R_1 + R_2)^2 ;$$

$$= C_1^2 \left[C_1^2 - (R_1 + R_2)^2 + C_2^2 \right]$$

$$= C_1^2 \left[(C_1^2 + C_2^2) - (R_1 + R_2)^2 \right]$$

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:

$$C^2 = C_1^2 + C_2^2 \qquad R_T = R_1 + R_2$$

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.

$$C_1 = (35 \bar{i} + 299 \bar{j}) \text{ cm}$$

$$\bar{C} = \bar{C}_2 - \bar{C}_1 = (265 \bar{i} + 0 \bar{j}) \text{ cm}$$

$$C_2 = (300 \bar{i} + 299 \bar{j}) \text{ cm}$$

$$C_1 = 265 \text{ cm}$$

$$C_2 = 0 \text{ cm}$$

$$R_1 = 35 \text{ cm}$$

$$C^2 = C_1^2 + C_2^2 = 265^2 + 0^2$$

$$R_2 = 210 \text{ cm}$$

$$C^2 = 70,225 \text{ cm}^2$$

$$R_T = 35 + 210$$

$$R_T = 245 \text{ cm}$$

$$R_T^2 = 60,025 \text{ cm}^2$$

$$\text{sen } \theta = \frac{1}{70,225} \left(265 \times \sqrt{70,225 - 60,025} \right)$$

$$\text{sen } \theta = \pm \frac{265 \times 100,995}{70,225} = \pm 0.38111$$

$$\theta_1 = 22^\circ 24' ; \text{ sen } \theta_1 = 0.38111 \quad \text{cos } \theta_1 = 0.92453$$

$$\theta_2 = 22^\circ 24'; \quad \text{sen } \theta_2 = -0.38111 \quad \cos \theta_2 = 0.92453$$

$$\bar{R}_{11} = 35 (0.92453 \bar{i} + 0.38111 \bar{j}) = (32.358 \bar{i} + 13.339 \bar{j}) \text{ cm}$$

$$\bar{R}_{12} = 35 (0.92453 \bar{i} - 0.38111 \bar{j}) = (32.358 \bar{i} - 13.339 \bar{j}) \text{ cm}$$

$$\bar{r}_{11} = (35 \bar{i} + 299 \bar{j}) + (32.358 \bar{i} + 13.339 \bar{j})$$

$$\bar{r}_{11} = (67.358 \bar{i} + 312.339 \bar{j}) \text{ cm}$$

$$\bar{r}_{12} = (35 \bar{i} + 299 \bar{j}) + (32.358 \bar{i} - 13.339 \bar{j})$$

$$\bar{r}_{12} = (67.358 \bar{i} + 285.661 \bar{j}) \text{ cm}$$

$$\bar{R}_{21} = 210 (-0.92453 \bar{i} - 0.38111 \bar{j}) = (-194.151 \bar{i} - 80.033 \bar{j}) \text{ cm}$$

$$\bar{R}_{22} = 210 (-0.92453 \bar{i} + 0.38111 \bar{j}) = (-194.151 \bar{i} + 80.033 \bar{j}) \text{ cm}$$

$$\bar{r}_{21} = (300 \bar{i} + 299 \bar{j}) + (-194.151 \bar{i} - 80.033 \bar{j})$$

$$\bar{r}_{21} = (105.849 \bar{i} + 218.967 \bar{j}) \text{ cm}$$

$$\bar{r}_{22} = (300 \bar{i} + 299 \bar{j}) + (-194.151 \bar{i} + 80.033 \bar{j})$$

$$\bar{r}_{22} = (105.849 \bar{i} + 379.033 \bar{j}) \text{ cm}$$

Las coordenadas de los puntos A, B y C son:

$$A (0.000, 299.000) \text{ cm}$$

$$B (67.358, 285.661) \text{ cm}$$

$$C (105.849, 379.033) \text{ cm}$$

$$\bar{C}_1 = (0 \bar{i} + 190.900 \bar{j}) \text{ cm}$$

$$\bar{C} = \bar{C}_2 - \bar{C}_1 = (300 \bar{i} + 108.100 \bar{j}) \text{ cm}$$

$$\bar{C}_2 = (300 \bar{i} + 299.000 \bar{j}) \text{ cm}$$

$$C_1 = 300 \text{ cm}$$

$$C_2 = 108.100 \text{ cm}$$

$$R_1 = 190.900 \text{ cm}$$

$$C^2 = C_1^2 + C_2^2 = 300^2 + 108.100^2$$

$$R_2 = 75 \text{ cm}$$

$$C^2 = 101,685.610 \text{ cm}^2$$

$$R_T = 265.900 \text{ cm}$$

$$C^2 - R_T^2 = 30,982.800 \text{ cm}^2$$

$$R_T^2 = 70,702,810 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sen } \theta = \frac{1}{101,685.610} (108.100 \times 265.900 \pm 300 \sqrt{30,982.800})$$

$$\text{Sen } \theta = \frac{1}{101,685.610} (28,743.790 \pm 52,805.795)$$

$$\text{Sen } \theta_1 = 0.80198 ; \quad \text{Sen } \theta_2 = 0.23663;$$

$$\theta_1 = 53^\circ 10' ; \quad \text{sen } \theta_1 = 0.80198; \quad \cos \theta_1 = 0.59735;$$

$$\theta_2 = 13^\circ 41' ; \quad \text{sen } \theta_2 = -0.23663 \quad \cos \theta_2 = 0.97160;$$

$$\bar{R}_{11} = 190.900 (0.59735 \bar{i} + 0.80198 \bar{j}) = (114.034 \bar{i} + 153.098 \bar{j}) \text{ cm}$$

$$\bar{R}_{12} = 190.900 (0.97160 \bar{i} - 0.23663 \bar{j}) = (185.478 \bar{i} - 45.173 \bar{j}) \text{ cm}$$

$$\bar{r}_{11} = (0 \bar{i} + 190.900 \bar{j}) + (114.034 \bar{i} + 153.098 \bar{j})$$

$$\bar{r}_{11} = (114.034 \bar{i} + 343.998 \bar{j}) \text{ cm}$$

$$\bar{r}_{12} = (0 \bar{i} + 190.900 \bar{j}) + (185.478 \bar{i} - 45.173 \bar{j})$$

$$\bar{r}_{12} = (185.478 \bar{i} + 145.727 \bar{j}) \text{ cm}$$

$$\bar{R}_{21} = 75 (-0.59735 \bar{i} - 0.80198 \bar{j}) = (-44.801 \bar{i} - 60.149 \bar{j}) \text{ cm}$$

$$\bar{R}_{22} = 75 (-0.97160 \bar{i} + 0.23663 \bar{j}) = (-72.870 \bar{i} + 17.747 \bar{j}) \text{ cm}$$

$$\bar{r}_{21} = (300 \bar{i} + 299 \bar{j}) + (-44.801 \bar{i} - 60.149 \bar{j})$$

$$\bar{r}_{21} = (255.199 \bar{i} + 238.851 \bar{j})$$

$$\bar{r}_{22} = (300 \bar{i} + 299 \bar{j}) + (-72.870 \bar{i} + 17.747 \bar{j})$$

$$\bar{r}_{22} = (227.130 \bar{i} + 316.747 \bar{j})$$

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 Q.

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 :

Q (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
Q (1400, 0.000) cm H (1400, 150) cm

Radios de las circunferencias con centro en:

O_1 :
 $R_1 = 190.900$ cm

O_2 :
 $R_1 = 35.000$ cm

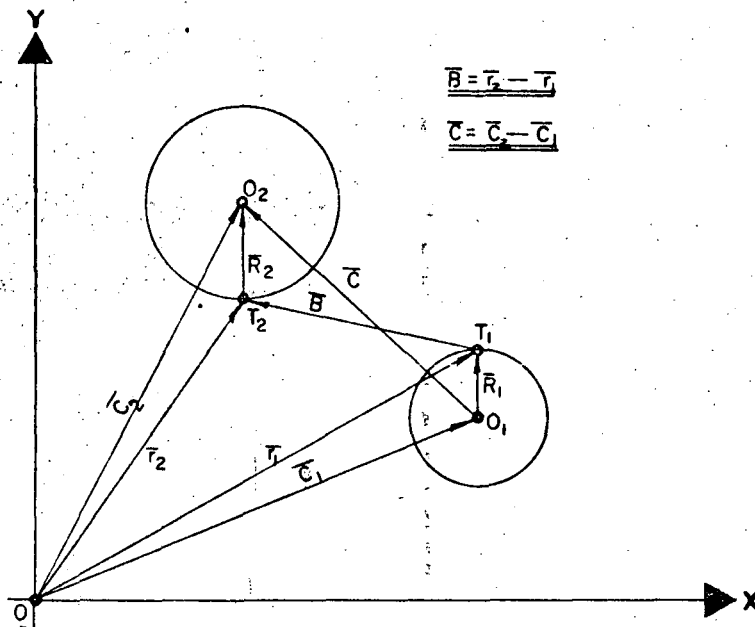
O_3 :
 $R_1 = 75.000$ cm
 $R_2 = 210.000$ cm

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 :

$$\underline{\underline{r_1}} = \underline{\underline{C_1}} + \underline{\underline{R_1}};$$

Ecuación de la circunferencia con centro en O_2 y radio R_2 :

$$\underline{\underline{r_2}} = \underline{\underline{C_2}} - \underline{\underline{R_2}};$$

Vectores $\underline{\underline{R_1}}$ y $\underline{\underline{R_2}}$:

Como ambos vectores son perpendiculares al vector $\underline{\underline{B}}$ los dos vectores $\underline{\underline{R_1}}$ y $\underline{\underline{R_2}}$ son paralelos.

$$\therefore \underline{\underline{R_1}} = R_1 (\cos \theta \underline{\underline{i}} + \text{sen } \theta \underline{\underline{j}})$$

$$\underline{\underline{R_2}} = R_2 (\cos \theta \underline{\underline{i}} + \text{sen } \theta \underline{\underline{j}})$$

y además: $\underline{\underline{B}} \cdot \underline{\underline{R_1}} = 0$

El valor de $\underline{\underline{B}}$ se puede obtener de la ecuación vectorial:

$$\underline{\underline{R_1}} + \underline{\underline{B}} + \underline{\underline{R_2}} - \underline{\underline{C}} = 0$$

$$\therefore \underline{\underline{B}} = \underline{\underline{C}} - \underline{\underline{R_1}} - \underline{\underline{R_2}}$$

Por tanto: $(\bar{C} - \bar{R}_1 - \bar{R}_2) \cdot \bar{R}_1 = 0$

Si se llama $\bar{C} = (C_1 \bar{i} + C_2 \bar{j}) \cdot \cdot$

$$\left[(C_1 \bar{i} + C_2 \bar{j}) - R_1 (\cos \theta \bar{i} + \text{sen } \theta \bar{j}) - R_2 (\cos \theta \bar{i} + \text{sen } \theta \bar{j}) \right]$$

$$\cdot \left[R_1 (\cos \theta \bar{i} + \text{sen } \theta \bar{j}) \right] = 0 ; \cdot \cdot$$

$$\left[(C_1 - (R_1 + R_2) \cos \theta) \bar{i} + (C_2 - (R_1 + R_2) \text{sen } \theta) \bar{j} \right] \cdot$$

$$\cdot \left[R_1 \cos \theta \bar{i} + R_1 \text{sen } \theta \bar{j} \right] = 0 ;$$

$$\cdot \cdot \cdot \left[C_1 - (R_1 + R_2) \cos \theta \right] R_1 \cos \theta + \left[C_2 - (R_1 + R_2) \text{sen } \theta \right]$$

$$\dots R_1 \text{sen } \theta = 0 ;$$

$$C_1 R_1 \cos \theta - (R_1 + R_2) R_1 \cos^2 \theta + C_2 R_1 \text{sen } \theta - (R_1 + R_2) \dots$$

$$\dots R_1 \text{sen}^2 \theta = 0 ;$$

$$(C_1 \cos \theta + C_2 \text{sen } \theta) R_1 = (R_1 + R_2) R_1 (\cos^2 \theta + \text{sen}^2 \theta)$$

finalmente $C_1 \cos \theta + C_2 \text{sen } \theta = R_1 + R_2$

pero como $\cos \theta = \sqrt{1 - \text{sen}^2 \theta}$

$$\cdot \cdot \cdot C_1 \sqrt{1 - \text{sen}^2 \theta} + C_2 \text{sen } \theta = R_1 + R_2$$

$$\left[\sqrt{1 - \text{sen}^2 \theta} \right]^2 = \left[\frac{(R_1 + R_2) - C_2 \text{sen } \theta}{C_1} \right]^2$$

$$1 - \text{sen}^2 \theta = \left(\frac{R_1 + R_2}{C_1} \right)^2 - 2 \left[\frac{C_2 (R_1 + R_2) \text{sen } \theta}{C_1^2} \right] + \frac{C_2^2}{C_1^2} \text{sen}^2 \theta ;$$

$$\frac{C_1^2 + C_2^2}{C_1^2} \text{sen}^2 \theta - 2 \left[\frac{C_2 (R_1 + R_2)}{C_1^2} \right] \text{sen } \theta + \left[\frac{(R_1 + R_2)^2 - C_1^2}{C_1^2} \right] = 0 ;$$

$$\text{Sen}^2 \theta - 2 \left[\frac{C_2 (R_1 + R_2)}{C_1^2 + C_2^2} \right] \text{sen } \theta - \left[\frac{C_1^2 - (R_1 + R_2)^2}{(C_1^2 + C_2^2)} \right] = 0 ;$$

$$\text{Sen } \theta = \left[\frac{C_2 (R_1 + R_2)}{C_1^2 + C_2^2} \right] + \sqrt{\left[\frac{C_2 (R_1 + R_2)}{C_1^2 + C_2^2} \right]^2 + \left[\frac{C_1^2 - (R_1 + R_2)^2}{(C_1^2 + C_2^2)} \right]^2} ;$$

$$\text{Sen } \theta = \frac{1}{(C_1^2 + C_2^2)} \left[C_2 (R_1 + R_2) \pm \sqrt{C_2^2 (R_1 + R_2)^2 + (C_1^2 + C_2^2) \dots} \right]$$

$$\dots \left[C_1^2 - (R_1 + R_2)^2 \right]$$

X = 375 cm

Y = 210 cm

Punto E :

X = 510 cm

Y = 210 cm

Punto F :

X = 585 + 75 x 0.70711 = 585 + 53.033 = X = 638.033 cm

Y = 210 - 75 x 0.70711 = 210 - 53.033 = Y = 156.967 cm

Punto N :

X = 585 + 210 x 0.70711 = 585 + 148.493 = X = 733.493 cm

Y = 210 - 210 x 0.70711 = 210 - 148.493 = Y = 61.507 cm

L (375, 299)

D (510, 299)

M (375, 210)

E (510, 210)

F (638.033, 156.967)

N (733.493, 61.507)

Sen θ₁ = 1/c² (C₂ R₁ ± C₁ √(C² - R₁²)) :

C₁ = (971.300 i - 176.300 j) cm

r₁ = C₁ + R₁

C₂ = (1400 i + 0 j) cm

r₂ = C₂ + R₂

C = (428.700 i + 176.300 j)

C₁ = 428.700 cm

C₂ = 176.300 cm

C² = 428.700² + 176.300² = 214,865.380 cm²

R₁ = 336.300 cm

R₁² = 113,097.690 cm²

R₂ = 0

R_r = R₁

C² - R₁² = 214,865.380 - 113,097.690 = 101,767.690 cm² 2 √(C² - R₁²) = 319.010 cm

Sen θ₁ = 1/214.865.380 (176.300 x 336.300 ± 428.700 x 319.010)

Sen θ₁ = 1/214.865.380 (59,289.690 ± 136,759.587)

Sen θ₁₁ = 0.91242 θ₁₁ = 65°51' cos θ₁₁ = 0.40925

Sen θ₁₂ = -0.36055 θ₁₂ = -21°08' cos θ₁₂ = 0.93274

$$R_{11} = 336.300 (0.40925 \bar{i} + 0.91242 \bar{j}) = (137.631 \bar{i} + 306.847 \bar{j})$$

$$R_{12} = 336.300 (0.93274 \bar{i} - 0.36055 \bar{j}) = (313.680 \bar{i} - 121.253 \bar{j})$$

$$r_{11} = (971.300 \bar{i} - 176.300 \bar{j}) + (137.631 \bar{i} + 306.847 \bar{j})$$

$$r_{12} = (1,108.931 \bar{i} + 130.547 \bar{j}) \text{ cm}$$

$$\bar{r}_{12} = (971.300 \bar{i} - 176.300 \bar{j}) + (313.680 \bar{i} - 121.253 \bar{j})$$

$$\bar{r}_{12} = (1,284.980 \bar{i} - 297.553 \bar{j}) \text{ cm}$$

Las coordenadas de P son:

$$P (1,108.931, 130.547) \text{ cm}$$

Del punto G :

$$\bar{C}_1 = (971.300 \bar{i} - 176.300 \bar{j}) \text{ cm}$$

$$\bar{C}_2 = (1400 \bar{i} + 150 \bar{j}) \text{ cm}$$

$$\bar{C} = (428.700 \bar{i} + 326.300 \bar{j}) \text{ cm}$$

$$C_1 = 428.700 \text{ cm} \quad C_2 = 326.300 \text{ cm}$$

$$C^2 = 428.700^2 + 326.300^2 = 290,255.380 \text{ cm}^2$$

$$R_1 = 471.300 \text{ cm} \quad R_1^2 = 222,123.690 \text{ cm}^2 \quad R_2 = 0$$

$$C^2 - R_1^2 = 290,255.380 - 222,123.690 = 68,131.687 \text{ cm}^2;$$

$$\sqrt{C^2 - R_1^2} = 261.020$$

$$\text{Sen } \theta_1 = \frac{1}{290,255.380} (326.300 \times 471.300 \pm 428.700 \times 261.02)$$

$$\text{Sen } \theta_1 = \frac{1}{290,255.38} (153,785.190 \pm 111,899.274)$$

$$\text{Sen } \theta_{11} = 0.91534; \quad \theta_{11} = 66^\circ 15'; \quad \cos \theta_{11} = 0.40269$$

$$\text{Sen } \theta_{12} = 0.14430; \quad \theta_{12} = 8^\circ 18'; \quad \cos \theta_{12} = 0.98953$$

$$R_{11} = 471.300 (0.40269 \bar{i} + 0.91534 \bar{j}) = (189,788 \bar{i} + 431.400 \bar{j})$$

$$R_{12} = 471.300 (0.98953 \bar{i} + 0.14430 \bar{j}) = (466.365 \bar{i} + 68.099 \bar{j})$$

$$\bar{r}_{11} = (971.300 \bar{i} - 176.300 \bar{j}) + (189.788 \bar{i} + 431.400 \bar{j})$$

$$\bar{r}_{12} = (971.300 \bar{i} - 176.300 \bar{j}) + (466.365 \bar{i} + 68.099 \bar{j})$$

$$\bar{r}_{11} = (1,161.088 \bar{i} + 255.100 \bar{j}) \text{ cm}$$

$$\bar{r}_{12} = (1,437.665 \bar{i} - 108.291 \bar{j}) \text{ cm}$$

Las coordenadas del punto G son:

$$G (1161.088, 255,100) \text{ cm}$$

Angulo que forma la línea $O_5 - P$ con la vertical.

$$O_5 (971.300, - 176.300) \text{ cm}$$

$$P (1,108.931, 130.547) \text{ cm}$$

$$\tan \theta_1 = \frac{1,108.931 - 971.300}{176.300 + 130.547} = 0.448532$$

$$\tan \theta_1 = 0.448532;$$

$$\theta_1 = \underline{\underline{24^\circ 09' - 27.5''}}$$

Angulo que forma la línea O_3C con la horizontal

$$O_3 (300, 299) \text{ cm}$$

$$C (105.849, 379.033) \text{ cm}$$

$$\tan \theta_2 = \frac{379.033 - 200.000}{300.000 - 105.849} = 0.41222$$

$$\tan \theta_2 = 0.41222$$

$$\theta_2 = \underline{\underline{22^\circ 24' 08.8''}}$$

(Véase fig.21)

LONGITUDES PARCIALES EN EL EJE DEL VERTEDOR DE SIFON.

(Véase Fig: 21).

TRAMO 1-2

Radio de la circunferencia al eje.

$$R_c = 120 \text{ cm}$$

Angulo central

$$\alpha = 66^\circ 45' = 66.75^\circ$$

$$\alpha \text{ en Radianes} = 66.75 \times \frac{3.1416}{180} = 1.165$$

Longitud del tramo 1-2

$$E_{1-2} = R \times \text{radianes} = 120 \times 1.165 = 139.8 \text{ cm}$$

TRAMO 2-3

Punto medio entre J y A' (Punto 2)

$$J (185.478, 145.727) \text{ cm}$$

$$A' (35.000, 264.000) \text{ cm}$$

$$X_2 = \frac{1}{2} (185.478 + 35.00) = 110.230 \text{ cm}$$

$$Y_2 = \frac{1}{2} (145.727 + 264.00) = 204.8635 \text{ cm}$$

$$2 (110.239; 204.8635) \text{ cm}$$

Punto medio entre C y K (Punto 3).

$$C (105.849, 379.033) \text{ cm}$$

$$K (227.130, 316.747) \text{ cm}$$

$$X_3 = \frac{1}{2} (105.849 + 227.130) = 166.490 \text{ cm}$$

$$Y_3 = \frac{1}{2} (379.033 + 316.747) = 347.89 \text{ cm}$$

$$3 (166.49, 347.89) \text{ cm}$$

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:

$$R_{\phi} = 75 + \frac{135}{2} = 142.5 \text{ cm}$$

$$\text{Angulo central } \phi = 157^{\circ} 35' 51.2'' = 157.597^{\circ}$$

$$\phi \text{ en Radianes} = 157.597 \times \frac{3.1416}{360} = 2.750592$$

Longitud del tramo:

$$L_{3-5} = 142.5 \times 2.750592 = 391.959 \text{ cm}$$

$$\text{Pero } \phi = \beta + \gamma$$

$$\gamma \text{ en Radianes} = 90 \times \frac{3.1416}{180} = 1.5708$$

$$L_{4-5} = 1.5708 \times 142.5 = 223.839$$

$$L_{3-4} = L_{3-5} - L_{4-5} = 391.959 - 223.839 = 168.12 \text{ cm}$$

$$\text{TRAMO 5-6 } L_{5-6} = 299 - 210 = 89 \text{ cm}$$

TRAMO 6-7

Radio de la circunferencia al eje:

$$R_{\phi} = 142.5 \text{ cm}$$

$$\text{Angulo central } \phi = 135^{\circ}$$

$$\delta \text{ en Radianes} = 135 \times \frac{3.1416}{180} = 2.3562$$

Longitud del tramo:

$$L_{6-7} = 2.3562 \times 142.5 = 335.7585 \text{ cm} \approx 335.76 \text{ cm}$$

TRAMO 7-8

Radio de la circunferencia al eje:

$$R_{\text{C}} = 336.30 + 67.50 = 403.8 \text{ cm}$$

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:

$$L_{7-8} = 403.8 \times 1.20703 = 487.3975 \text{ cm} \approx 487.4 \text{ cm}$$

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) 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) 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 VERTEDEDOR DEL SIFON.

DETERMINACION DE LAS PERDIDAS DE CARGA.

ENTRADA. La pérdida por entrada, es motivada por la contracción de la vená líquida y la fricción de los filetes de agua cuando se diri--

gen a la embocadura.

En el "Manual de Hidráulica" de Horace Williams King, página 172, se dá un valor del coeficiente de pérdida, para entrada ligeramente redondeada, igual a 0.23.

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.

Como Q = A_g V_g = A_x V_x, por lo tanto V_x = (A_g/A_x) V_g

A_g² V_g² = A_x² V_x² y A_g² V_g² / 2g = A_x² V_x² / 2g

entonces : V_x² / 2g = (A_g/A_x)² V_g² / 2g

Para nuestro caso:

Area de la garganta = A_g = 2.5 x 1.35 = 3.375 m²

Area de la entrada = A_e = 2.5 x 2.64 = 6.60 m²

h_e = K_e V_e² / 2g = K_e (A_g/A_e)² V_g² / 2g

(A_g/A_e)² = (3.375/6.6)² = (0.511)² = 0.2611

h_e = 0.23 x 0.2611 V_g² / 2g = 0.06 V_g² / 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 dá la siguiente fórmula para la pérdida de carga:

h = K V² / 2g

el valor de K, está dado en función de la relación entre áreas.

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:

$$V_m = \frac{V_e + V_g}{2} = \frac{0.511 V_g + V_g}{2} = 0.756 V_g$$

$$h = \left(\frac{V_m}{R} \frac{n^2}{2/3} \right)^2 \quad L = \frac{V_m^2 n^2}{R_m^{4/3}} L = \frac{0.756^2 V_g^2}{R_m^{4/3}} n^2 L$$

$$h = K_f \frac{V_g^2}{2g}$$

Igualando 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).

$$K_f = \frac{2 g n^2 L}{R_g^{4/3}} = \frac{19.6 \times 0.015^2}{0.438^{4/3}} \times L$$

$$K_f = \frac{0.00441}{0.3329} L = 0.01324 L$$

$$K_f = 0.01324 \times 15.941 = 0.211$$

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. Weishabach da la siguiente:

$$h = \zeta \frac{v^2}{2g} = K \frac{v^2}{2g}$$

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, $K = 0.24$

$$h_{cs} = 0.24 \frac{V_g^2}{2g}$$

FRICCIÓN.

Existen numerosas fórmulas para valuarla, 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 $\frac{h}{L}$

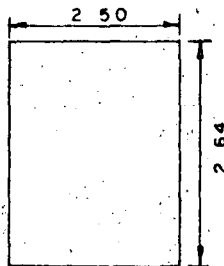
$$\frac{h}{L} = \left(\frac{Vn}{R^{2/3}} \right)^2 \quad \text{por lo tanto} \quad h = \left(\frac{Vn}{R^{2/3}} \right)^2 L$$

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



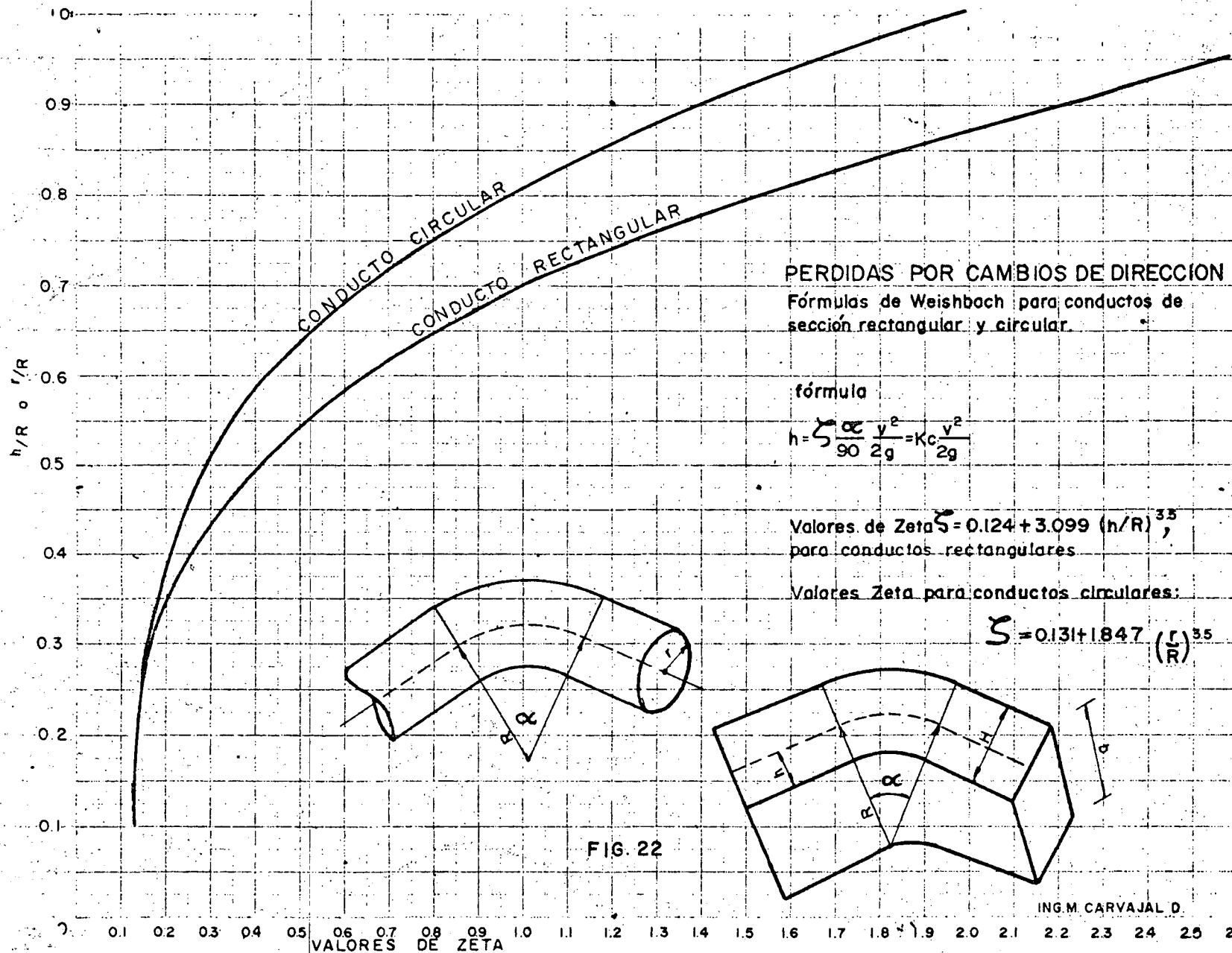
$$A_e = 2.50 \times 2.64 = 6.60 \text{ m}^2$$

$$P_e = 2 (2.5 + 2.64) = 10.28 \text{ m}$$

$$R_e = \frac{A_e}{P_e} = \frac{6.6}{10.28} = 0.542 \text{ m}$$

$$V_e = \left(\frac{A_g}{A_e} \right) V_g = \frac{3.375}{6.6} V_g = 0.511 V_g$$

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 $d = 2.02 \text{ m}$

$$A_2 = bd + md^2 = 6 \times 2.02 + 2.02^2 = 12.12 + 4.08 = 16.2 \text{ m}^2$$

$$v_2 = \frac{Q}{A_2} = \frac{13.73}{16.2} = 0.8475 \text{ m/seg}$$

$$h_{v2} = \frac{0.7182}{19.6} = 0.03664 \text{ m}$$

$$0.2 (0.683 - 0.036) = 0.1294 \text{ m}$$

$$d_3 + hv_2 + 0.2 (hv_1 - hv_2) = 2.02 + 0.03664 + 0.1294 = 2.186$$

$$\underline{2.183 \approx 2.186}$$

Calcularemos la pendiente en el canal para asegurar el tirante de $d_2 = 2.02 \text{ m}$

$$P_2 = b + 2d \sqrt{1 + m^2} = 6 + 2 \times 2.02 \times 1.4142 = 6 + 5.713 = 11.713 \text{ m}$$

$$R = A_2/P_2 = 16.2/11.713 = 1.383 \text{ m} \quad R^{2/3} = 1.241$$

$$S = \frac{v_n^2}{R^{2/3}} = \left(\frac{0.8475 \times 0.035}{1.241} \right)^2 = (0.0239)^2 = 0.00057$$

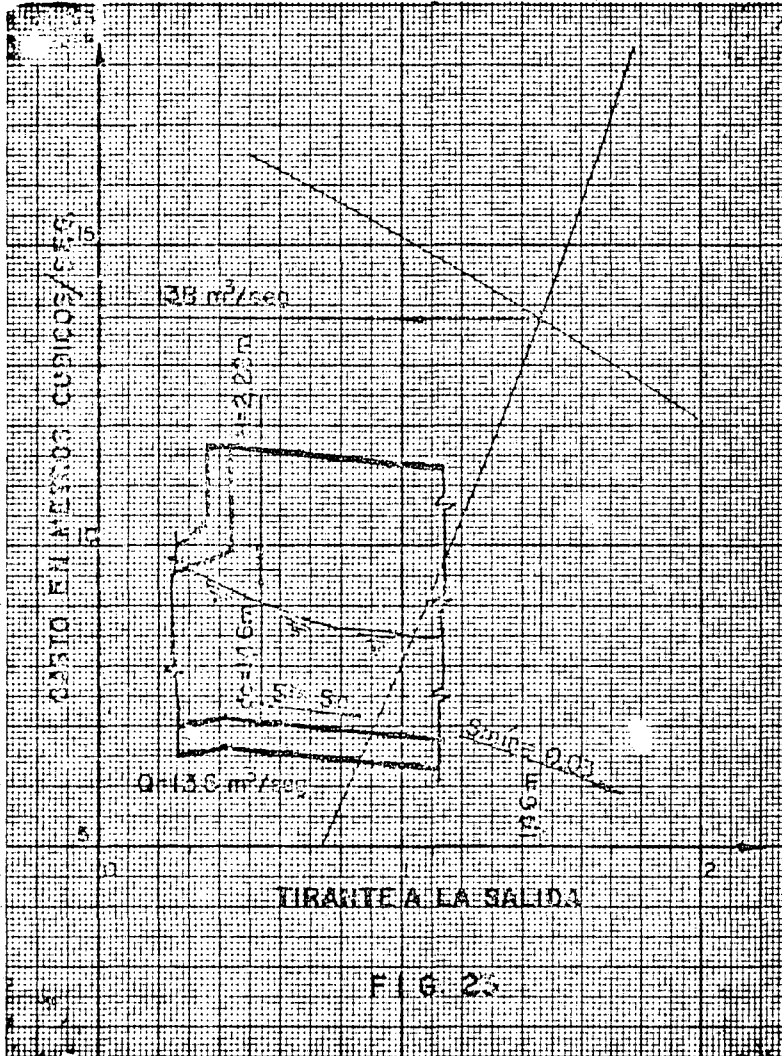
Si la salida del vertedor de sifón, estuviera con una pendiente igual o mayor que la crítica se tendría un aumento de gasto.

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 $V = \sqrt{\frac{H \times 2g}{K_L}}$; $Q = A.V.$

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.

$$h_A + \frac{V_A^2}{2g} + \frac{P_A}{W} = hg + \frac{Vg^2}{2g} + \frac{Pg}{W} + \sum h_{A-B}$$

El plano de comparación pasa por A.

$$\frac{P_A}{W} = hg + \frac{Vg^2}{2g} + \frac{Pg}{W} + \sum h_{A-B} \quad (\text{ver figura 24})$$

La carga de velocidad en la garganta es:

$$\frac{Vg^2}{2g} = \frac{4.068^2}{19.6} = \frac{16.5486}{19.6} = 0.844 \text{ m}$$

Sustituyendo valores:

$$\frac{P_A}{W} = 0.675 + 0.844 + \frac{Pg}{W} + 0.287 \text{ m}$$

$$\text{Las pérdidas son: } 0.06 \frac{Vg^2}{2g} + 0.24 \frac{Vg^2}{2g} + 0.017 \frac{Vg^2}{2g} +$$

$$0.01324 L \frac{Vg^2}{2g} = 0.34 \frac{Vg^2}{2g} = 0.34 \times 0.844 = 0.287 \text{ m}$$

$$\frac{P_A}{W} = 1.806 + \frac{Pg}{W} \text{ por lo tanto } \frac{Pg}{W} = \frac{P_A}{W} - 1.806$$

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

ξ = Coeficiente cuyo valor para conductos de sección rectangular es:

$$\xi = 0.124 + 3.099 (h/R)^{3.5}$$

(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 (ξ)

$$\alpha = 66^\circ 45'$$

$$\frac{h'}{R} = \frac{1.32}{1.20} = 1.1 \quad \xi = 0.72 \frac{\alpha}{90} = \frac{66.75}{90} = 0.741$$

$$K_{CD} = 0.72 \times 0.741 = 0.533 \quad h = 0.533 \frac{V_m^2}{2g}$$

Pero $V_m = 0.756 V_g$

$$\frac{V_m^2}{2g} = \frac{0.756^2}{2g} \frac{V_g^2}{2g} = 0.5715 \frac{V_g^2}{2g}$$

$$h_\alpha = \frac{0.533 \times 0.5715}{K_{CD}} \frac{V_g^2}{2g} = 0.304 \frac{V_g^2}{2g}$$

$$\beta = 67^\circ 35' 51.2''$$

$$\frac{h}{R} = \frac{0.675}{1.425} = 0.4736; \quad \xi = 0.36; \quad \frac{\beta}{90} = \frac{67.597}{90} = 0.750$$

$$K_{CD} = 0.36 \times 0.75 = 0.27$$

$$h_\beta = 0.27 \frac{V_g^2}{2g}$$

$$\delta = 90^\circ$$

$$\frac{h}{R} = 0.4736; \quad \xi = 0.36; \quad \frac{\delta}{90} = \frac{90}{90} = 1 \quad K_{CD} = 0.36$$

$$h_\delta = 0.36 \frac{V_g^2}{2g}$$

$$\theta = 135^\circ$$

$$\frac{h}{R} = 0.4736; \quad \epsilon_1 = 0.36; \quad \frac{d}{90} = \frac{135}{90} = 1.5$$

$$K_{cd} = 0.36 \times 1.5 = 0.54$$

$$h_f = 0.54 \frac{Vg^2}{2g}$$

$$\theta = 69^\circ 09' 27.5''$$

$$\frac{h}{R} = \frac{67.5}{403.8} = 0.1671; \quad \epsilon_2 = 0.13; \quad \frac{\theta}{90} = \frac{69.157}{90} = 0.768$$

$$K_{cd} = 0.13 \times 0.768 = 0.0998 = 0.10$$

$$h_\theta = 0.1 \frac{Vg^2}{2g}$$

$$\Sigma K_{cd} = (0.304 + 0.27 + 0.36 + 0.54 + 0.1) = 1.574$$

$$\Sigma h = 1.574 \frac{Vg^2}{2g}$$

SALIDA. La pérdida de carga a la salida se puede valorar 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:

$$h = 0.2 \left(\frac{Vg^2}{2g} - \frac{Vs^2}{2g} \right)$$

Transición con salida convergente.

$$h = 0.1 \left(\frac{Vs^2}{2g} - \frac{Vg^2}{2g} \right)$$

En nuestro caso no las hay

- CARGA DE VELOCIDAD.

$$h_v = \frac{v_s^2}{2g} = \left(\frac{A_g}{A_s} \right)^2 \frac{v_g^2}{2g} = \left(\frac{2.5 \times 1.35}{2.5 \times 1.5} \right)^2 \frac{v_g^2}{2g}$$

$$h_v = \left(\frac{3.375}{3.75} \right)^2 \frac{v_g^2}{2g} = 0.81 \frac{v_g^2}{2g}$$

Con anterioridad se aplicó el Teorema de Bernoulli entre la entrada y salida y se obtuvo que: (véase fig. 17)

$$H = \sum H_e - s + \frac{v_s^2 - v_e^2}{2g}$$

$$\frac{v_s^2 - v_e^2}{2g} = \frac{0.81 v_g^2 - 0.26}{2g} = 0.55 \frac{v_g^2}{2g}$$

$$H = K_e \frac{v_g^2}{2g} + K_{cs} \frac{v_g^2}{2g} + K_f \frac{v_g^2}{2g} + K_{cd} \frac{v_g^2}{2g} + 0.55 \frac{v_g^2}{2g}$$

$$H = \frac{v_g^2}{2g} (K_e + K_{cs} + K_f + K_f + K_{cd} + 0.55)$$

$$H = \frac{v_g^2}{2g} (0.06 + 0.24 + 0.017 + 0.211 + 1.574 + 0.55)$$

$$H = 2.652 \frac{v_g^2}{2g}$$

Sabemos que la carga de operación H del vertedor de sifón es igual a:

$$2.24 \text{ m } (3.74 - 1.50)$$

$$2.24 = 2.652 \frac{v_g^2}{2g} \quad \text{despejando a } v_g$$

$$v_g = \sqrt{\frac{2.24 \times 19.6}{2.652}} = \sqrt{16.555} = 4.068 \text{ m/seg}$$

$$Q = AV = 3.375 \times 4.068 = 13.729 \approx 13.70 \text{ m}^2/\text{seg}$$

$$q = \frac{Q}{b} = \frac{13.73}{2.5} = 5.492 \text{ m}^3/\text{seg/m}$$

$$q = v_g \times D = 4.068 \times 1.35 = 5.492 \text{ m}^3/\text{seg/m}$$

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.

$$\text{Log. B} = \text{log. } 760 - \frac{Z}{18400} = 2.880814 - \frac{600}{18400} = 2.848206$$

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.

$$\frac{P_g}{W} = \frac{P_A}{W} - 1.806 = 9.588 - 1.806 = 7.782 \text{ m} > 2\text{m (véase fig. 24).}$$

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.

Son anterioridad se dijo que el gasto está limitado por la fórmula de corriente en vértice. (Ec. 8).

$$Q = 4.4272 \times B \times R_c \times \sqrt{0.7 \text{ Pat.}} \quad \log e \frac{R_g}{R_c}$$

$$Q = 4.4272 \times 2.5 \times 0.75 \sqrt{0.7 \times 9.588} \quad \log e \frac{2.10}{0.75}$$

$$Q = 8.301 \sqrt{6.7116} \quad \log e 2.8$$

$$\log. e = 2.3026 \log 10; \log. e = 2.3026 \times \log 2.8$$

$$\log. e = 2.3026 \times 0.447158 = 1.0296$$

$$Q = 8.301 \times 2.5906 \times 1.0296 = 22.14 \text{ m}^3/\text{seg} > 13.73 \text{ m}^3/\text{seg}$$

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 úl-
timos desagües se les conoce con el nombre de desagües de fondo. Véa
se planos 2104-C-1146 y 1272.

INTERRUPCION DE LA ACCION SIFONICA.

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 sufi-
ciente 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 ai-
re en la curva superior y en cantidad suficiente para destruir el va-
cio parcial. En los sifones primitivos, esto se lograba poniendo el
labio superior a nivel de la cresta, pero cuando este labio se en-
cuentra a un nivel más bajo, es necesario poner tubo de ventilación
colocado en la cima de la garganta con el extremo de la entrada colo-
cado al nivel de superficie normal del agua, o ligeramente abajo - -
cuando se encuentre éste próximo a la entrada.

Area mínima de ventilación = área de la garganta/24

Area mínima de ventilación = $\frac{2.5 \times 1.35}{24} = \frac{3.375}{24} = 0.1406 \text{ m}^2$

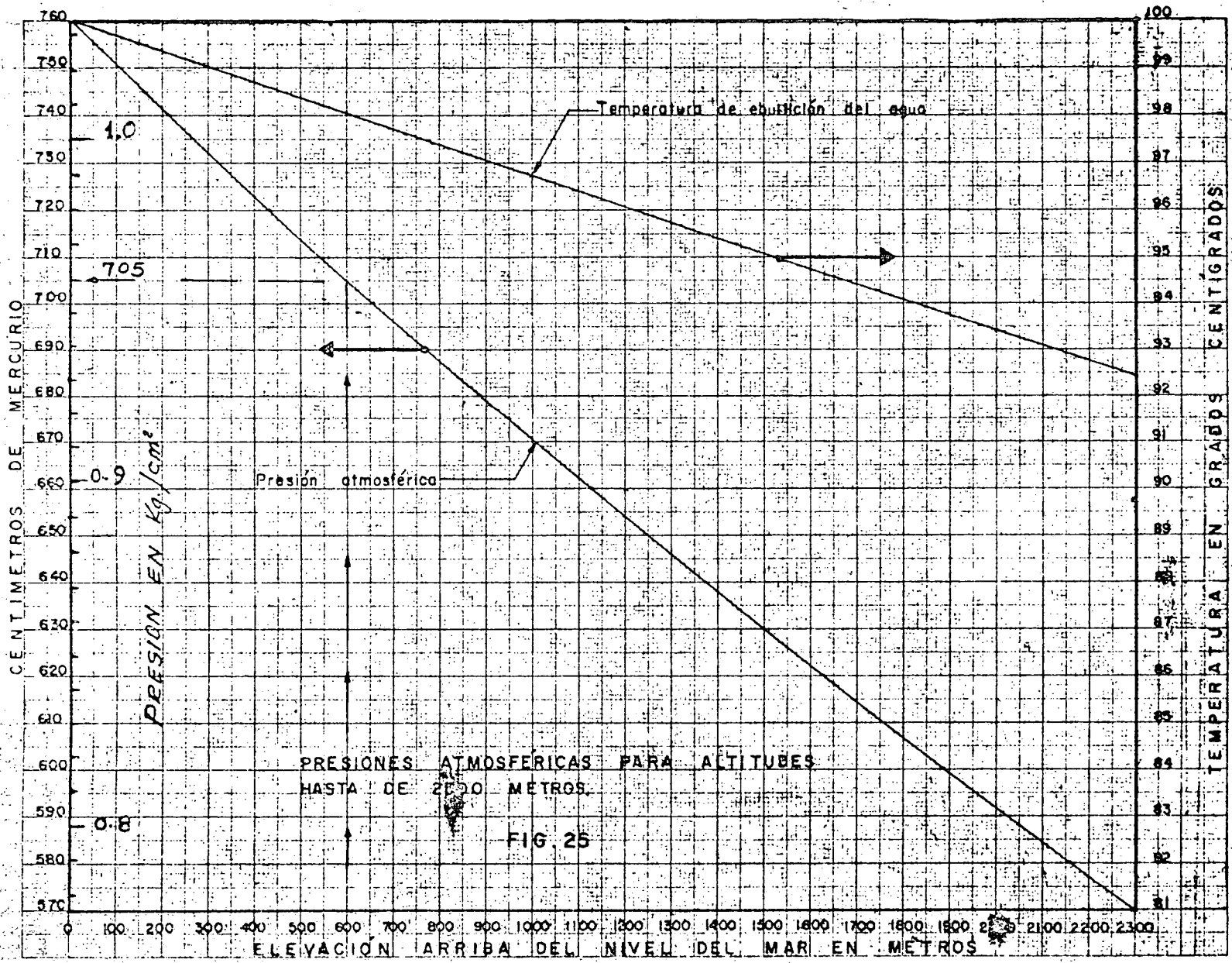
Av = 1406 cm²

Se tomará un diámetro superior al próximo calculado:

Tubo de ventilación de 20" ϕ con espesor de 1/4"

CARACTERISTICAS DE LA TUBERIA DE ACERO SOLDADA POR RESISTENCIA ELEC-
TRICA.

DIAMETRO Pu	EXT. cm	ESPE- SOR Pu	cm	AREA INT. cm ²
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	5/16	0.794	2315.75
24	60.96	5/16	0.794	2769.30



PRESIONES ATMOSFERICAS PARA ALTITUDES
HASTA DE 2300 METROS.

FIG. 25

Ing. M. Corvejal D.

5.

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 tema pueda haber deslaves que obstruyan por completo el canal, o en los que se tema 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 el 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,

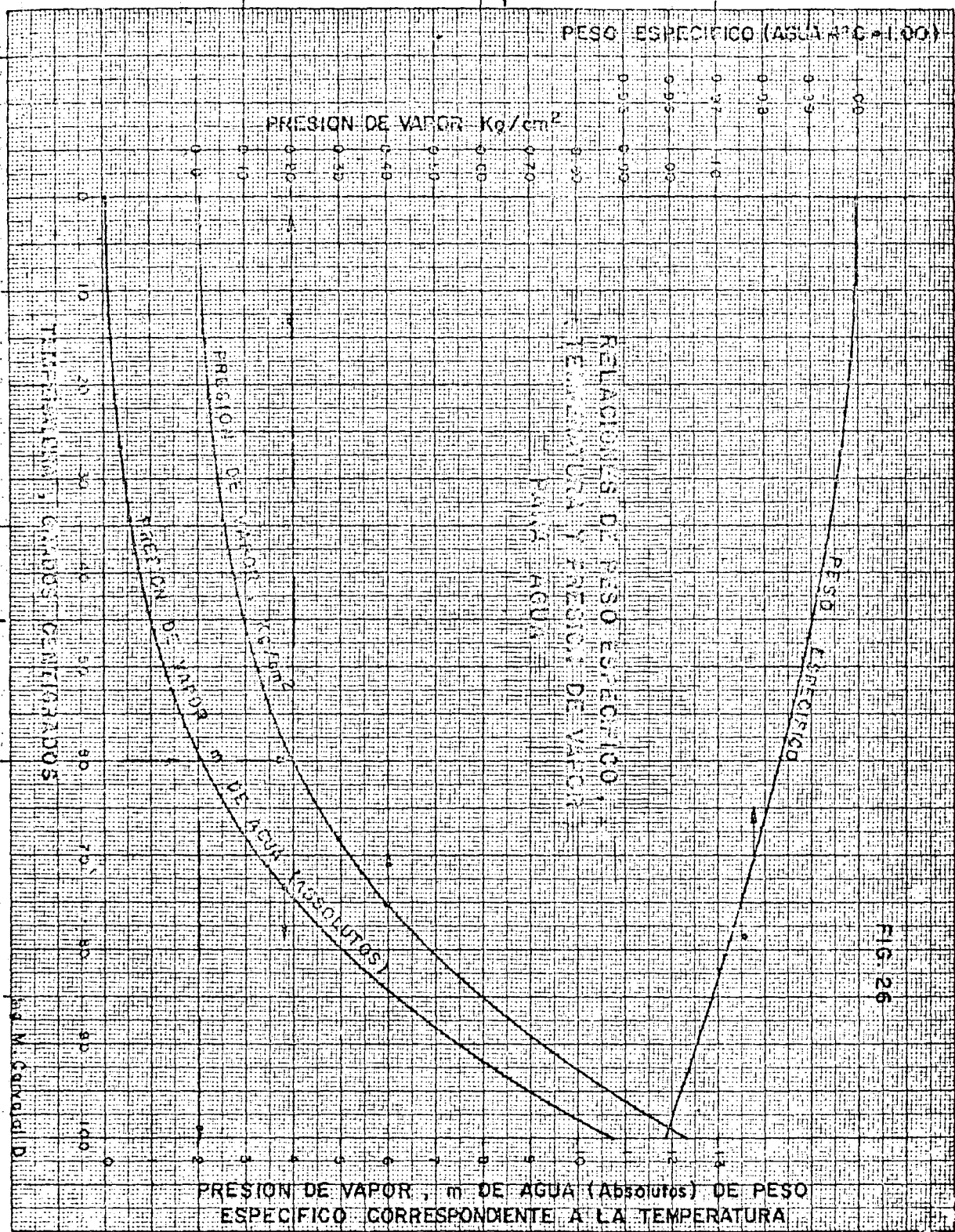


FIG. 26

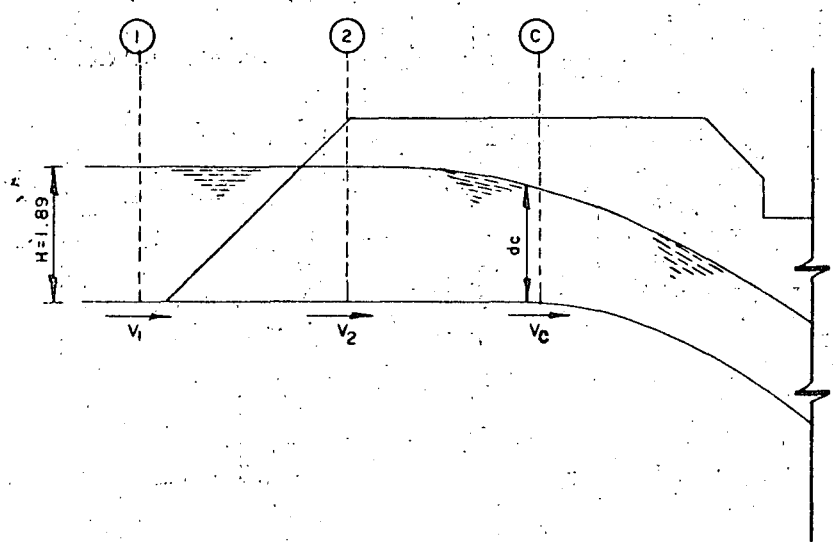
se eligió el tipo de compuerta radial, teniendo en cuenta las ventajas que presenta, como son: menor esfuerzo con el mecanismo elevador; menor ancho en el canal, pues de hacerse con compuertas de deslizamiento, se tendría que colocar una pila intermedia para disminuir el ancho de aquellas y colocar una 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-C-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 m

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 práctica-- mente 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 desa-- guar un gasto

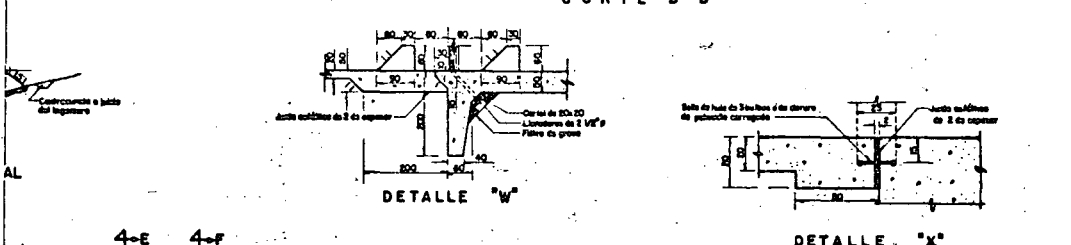
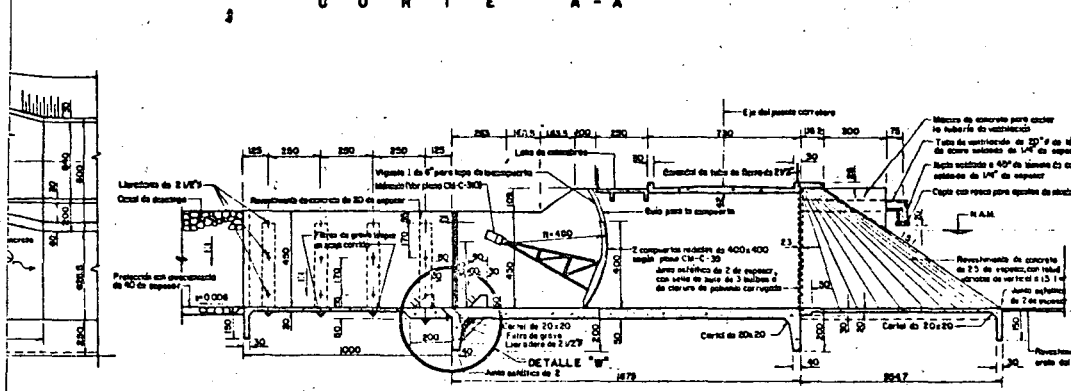
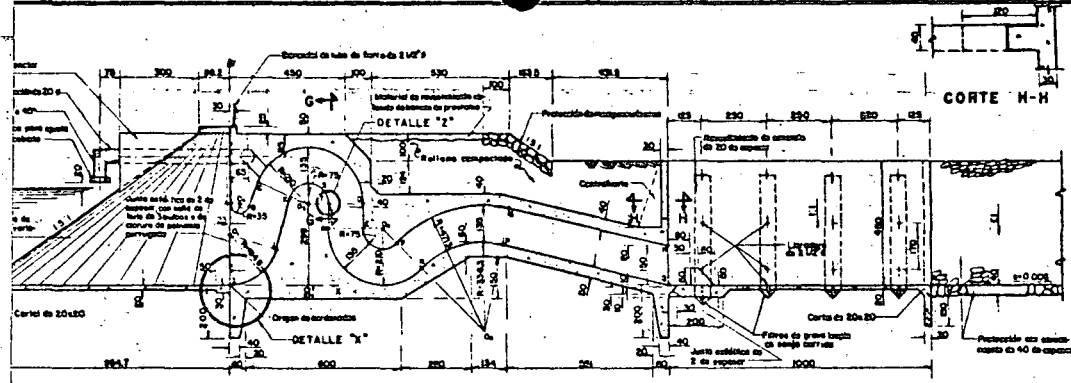
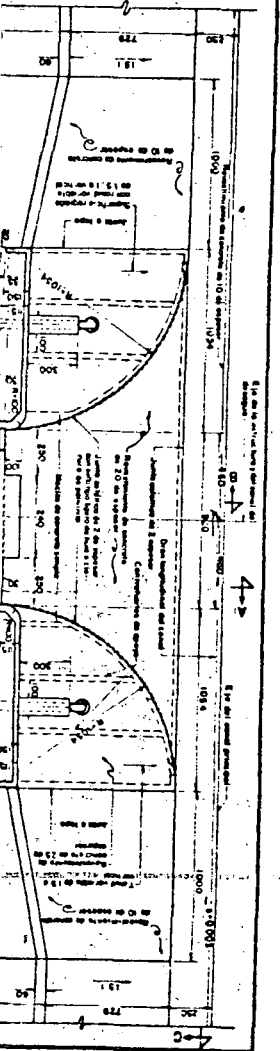
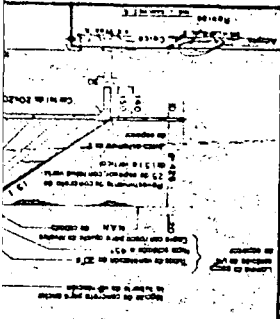
$Q = 2 \times 1.22 \times 3.46 = 8.44 \text{ m}^3/\text{seg}$

Con el ancho de 2.00 m y desagando 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.

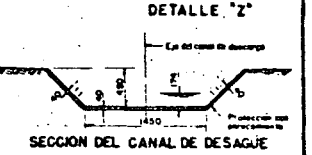
1	2	3	4	5	6
H SUP.	AREA= 2H	$V_2 = \frac{Q}{A}$	$\frac{V_2^2}{2g}$	0.1 x (4)	0.034+(5)
1.88	3.76	2.226	0.253	0.0253	0.0593

7	8	9	10	11	12
(1) - (6)	dc = (7) - 1.5	d c q	$V_c = \sqrt{g \cdot d_c}$	Ac = 2 dc	Q = Ac · Vc
1.8207	1.214	11.897	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).



PLANTE	X	Y
1	0.0	184.8
2	35.0	189.2
3	30.0	299.0
4	25.0	303.4
5	87.1	174.8
6	0.0	299.0
7	0.0	398.8
8	310.0	299.0
9	310.0	190.0
10	310.0	0.0
11	438.0	137.0
12	1073.6	263.8
13	1875.0	150.0
14	0.0	0.0
15	177.7	134.1
16	237.0	319.0
17	278.0	299.0
18	379.0	210.0
19	735.0	32.0
20	1950.0	150.0
21	675.0	0.0
22	353.0	352.0
23	547.9	353.7



CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD
Excavación	m ³	3280
Reforzamiento de concreto	m ³	330
Barra de hierro	kg	85
Reparación de agua	m ³	70
Concreto reforzado de Fc=200 kg/cm ² en el puente	m ³	6.42
Concreto tipo 2	m ³	20
Pavimento de 10 cm x 40	m ²	14
Pavimento de 20 cm x 40	m ²	374.8
Grava para filtrar	m ³	1.1
Llave de acero de 2 1/2"	Pie	4.59
Compuerta redonda de 4.00 x 4.00 m	Pie	2
Tubo de ventilación de 7.5"	m	8.1
Tubo de ventilación de 7"	m	6
Tubo para compuerta de 2 1/2"	m	6
Serie de tuberías de 40 cm de diámetro	m	6.5

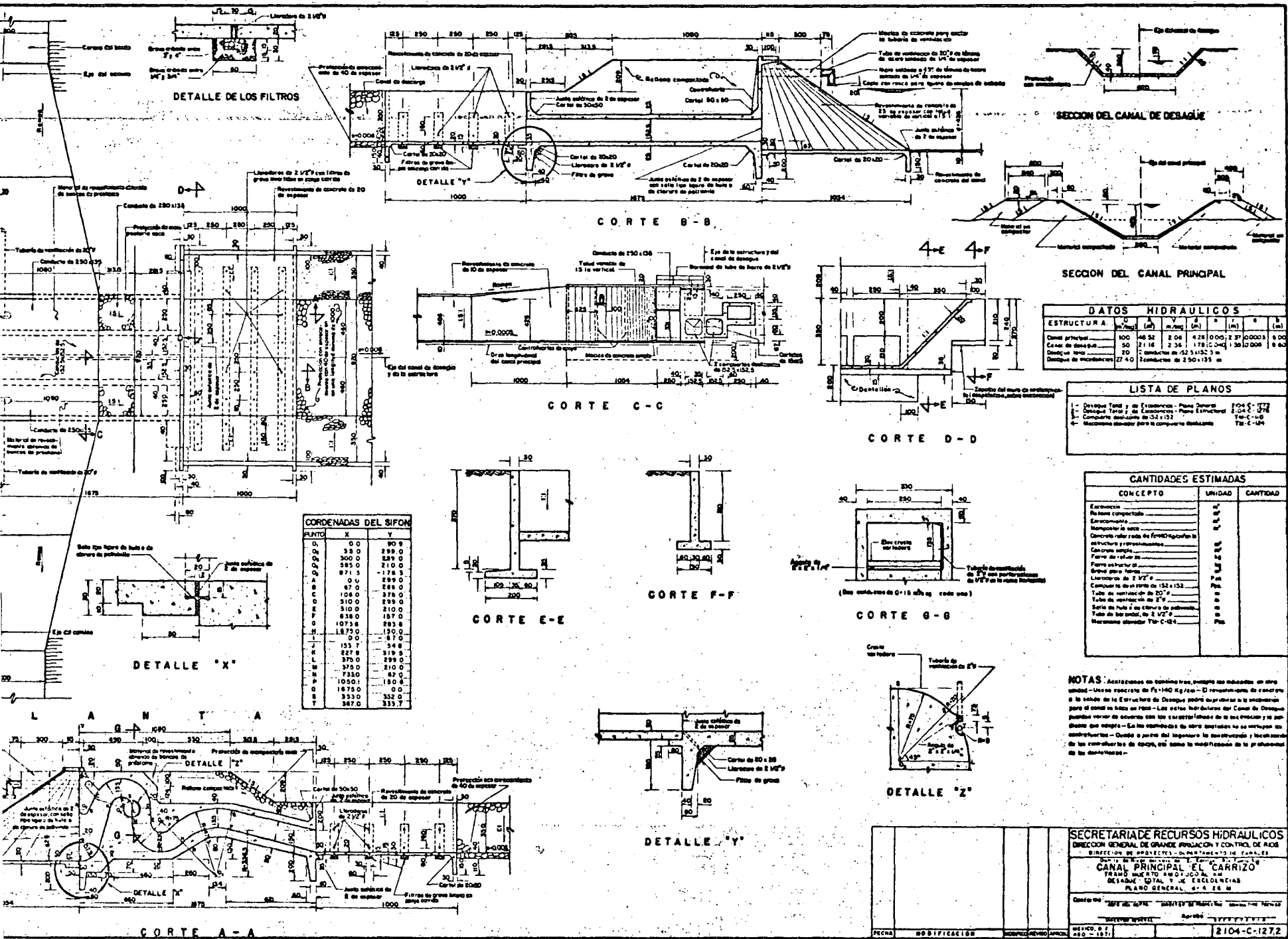
ESTRUCTURA	L (m)	V (m ³ /seg)	Q (l/s)	H (m)	B (m)	
Canal principal	70	3778	1878	5.50	0.05	1.00
Canal de desague	70	2825	2477	1.74	0.05	1.50
Desagüe total						
Desagüe de succión	27.40	22	1.33	1		

1 - Detalle Tubería de Excavación - Plano General	004 - C-1145
2 - Detalle Tubería de Excavación en Punto de Control	005 - C-1146
3 - Instalación de Compuerta	006 - C-1147
4 - Punto de Instalación de Mangueras	007 - C-1148
5 - Compuerta redonda de 4.00 x 4.00 m	008 - C-1149
6 - Mangueras	009 - C-1150

NOTAS: Acorchados en concreto, secrete los muros y las ceras unidas - Usar concreto de Fc=200 kg/cm², excepto en las tuberías corrugadas, que son de Fc=240 kg/cm². El reforzamiento de concreto en el canal de desague de 7.5" de diámetro se hará con la ejecución para canal de base un tubo. Las tuberías mangueras del Canal de Desague pueden venir de acero o de plástico de alta resistencia de la ejecución y si se usó en el agua - En las tuberías de 20 cm de diámetro no se incluyen las tuberías de agua - Todas las tuberías de agua que se instalen en el canal de desague, deberán ser de tipo PVC con 6 m de longitud en los detalles.

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
 DIRECCION GENERAL DE GRANDE ARREGLOS Y CONTROL DE AGUAS
 DIVISION DE ESTUDIOS Y PROYECTOS
CANAL PRINCIPAL "EL CARRIZO"
 TRAMO SUR DE 0+000 AL 0+100
 DESAGUE TOTAL Y DE EXCELENCIAS
 PLANO GENERAL, # 339 M

Escalera: 1:100
 Autor: [Signature]
 Fecha: 1978
 No. de Proyecto: 2104-C-1146



DATOS HIDRAULICOS

ESTRUCTURA	L (m)	B (m)	V (m ³ /seg)	S (m)	Q (m ³ /seg)	Q' (m ³ /seg)	Q'' (m ³ /seg)
Canal principal	100	48.52	2.04	4.28	10.000	2.37	0.0003
Canal de desague	30	21.16	2.35	1.78	0.004	1.50	0.0008
Canal de muestreo	27.40	2.50	1.52	2.50	0.000	0.00	0.00

- LISTA DE PLANOS**
- 1- Detalle Topo y de Estructuras - Plano General 204-C-177
 - 2- Detalle Topo y de Estructuras - Plano Estructural 204-C-178
 - 3- Canal de desague de 132 x 32 104-C-140
 - 4- Mecanismo de sifon para la compuerta de desague 104-C-141

CANTIDADES ESTIMADAS

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD
Excavacion	m ³	1.5
Revoque	m ²	1.5
Manjoneo la boca	m ²	1.5
Concreto reforzado de 1:2:4 para la estructura y revestimientos	m ³	1.5
Canchales simple	m ²	1.5
Ferre de refuerzo	kg	1.5
Ferre estribo de 2"	kg	1.5
Gruta para ferre	m ³	1.5
Ladrillos de 2 1/2"	Paq	1.5
Canchales de arena de 152 x 152	Paq	1.5
Tubo de ventilacion de 20"	m	1.5
Tubo de ventilacion de 2 1/2"	m	1.5
Gruta de 132 x 132	m ²	1.5
Tubo de ventilacion de 2 1/2"	m	1.5
Mecanismo sifon tipo C-124	Paq	1.5

NOTAS - A las estructuras de concreto se le aplicara un recubrimiento de 20 mm de concreto. - El revestimiento de concreto a la salida de la Estructura de Desague podra aplicarse en la seccion para el canal de desague en 1:2:4. - Los datos hidraulicos del Canal de Desague pueden variar de acuerdo con los efectos de las variaciones de la seccion y la cantidad que ingresa. - En las estructuras de concreto armadas se usaran varillas de acero de 20 mm y se aplicara un recubrimiento de 20 mm de concreto. - Cuando se trate del concreto se usara el tipo de cemento de 425 kg. - Los cambios de seccion de la canal y de la estructura de desague se detallan en los planos de detalle.

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
 DIRECCION GENERAL DE GRANDE PRODUCCION Y CONTROL DE ACOS
 DIRECCION DE PROYECTOS DE MANEJO DE CANALES
CANAL PRINCIPAL EL CARRIZO
 TRAMO MUESTRO 1400 JGUAL AL
 DESAGUE 104-C-141 Y 104-C-142
 PLANO GENERAL 204-C-177

Elaborado por: [Nombre] Revisado por: [Nombre]
 Aprobado por: [Nombre]
 Fecha: 1977-12-17

CORDENADAS DEL SIFON

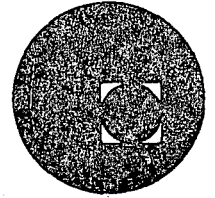
PLANO	X	Y
A	0.0	90.0
B	3.0	299.0
C	300.0	299.0
D	585.0	210.0
E	871.3	178.5
F	87.0	299.0
G	1019.0	375.0
H	67.0	299.0
I	310.0	210.0
J	310.0	210.0
K	838.0	187.0
L	1073.8	293.8
M	0.0	37.0
N	1879.0	190.0
O	153.7	54.8
P	227.8	319.8
Q	375.0	299.0
R	375.0	210.0
S	735.0	87.0
T	1050.1	180.8
U	1879.0	0.0
V	353.0	352.0
W	387.0	335.7

3/11





centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam

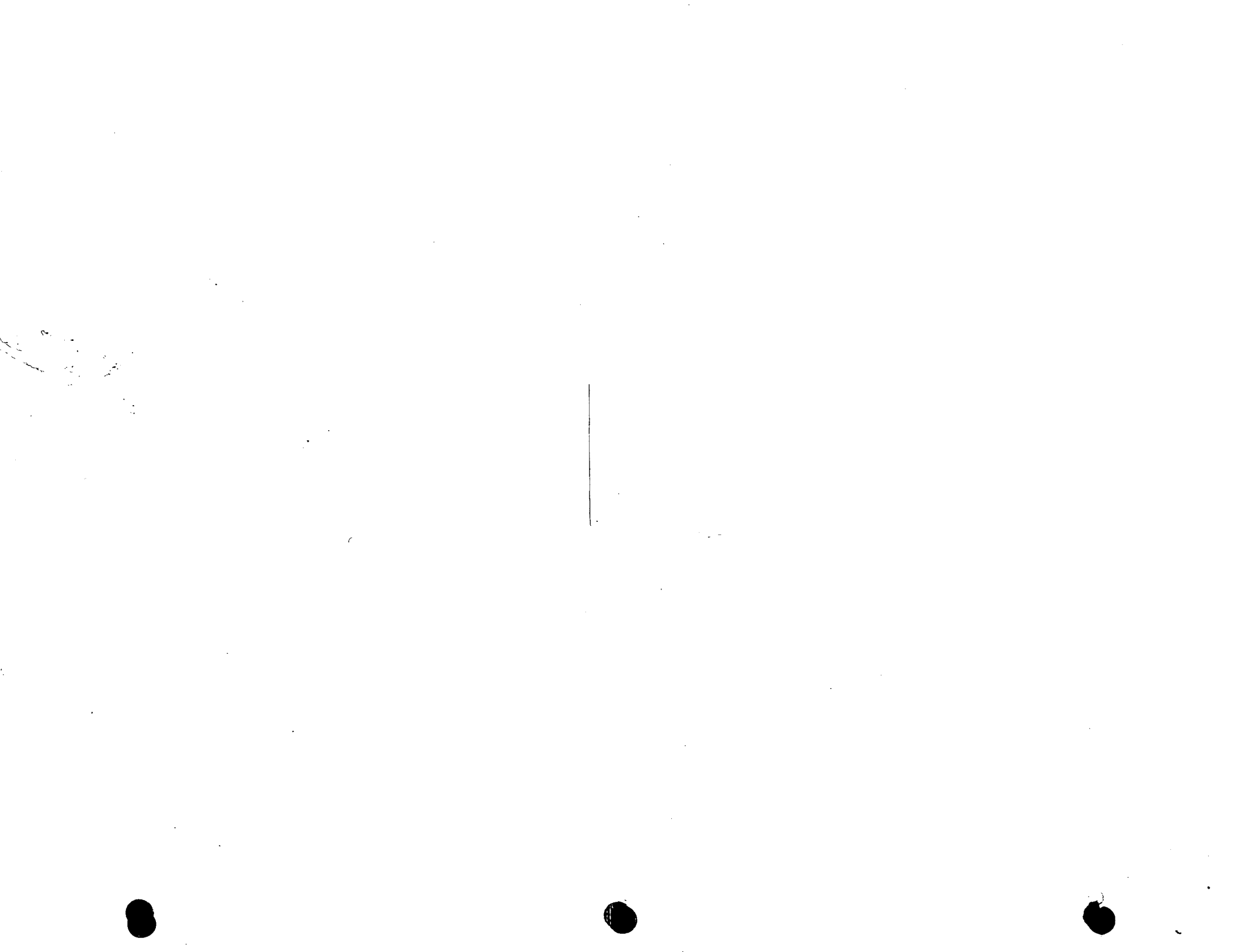


CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS DE ZONAS DE RIEGO

HIDRAULICA APLICADA

TOMAS - ESTRUCTURAS AFORADORAS

ING. MARIO CARVAJAL DIAZ



HIDRAULICA
CAPITULO II

DISEÑO HIDRAULICO DE LAS ESTRUCTURAS
EN ZONAS DE RIEGO

1.- DISTRIBUCION

- a) CANALES
- b) TOMAS
- c) REPRESAS
- d) AFORADORAS

2.- PROTECCION

- a) CAIDAS
- b) RAPIDAS
- c) DESAGUES
- d) ENTRADAS DE AGUA

3.- CRUCE

- a) PUENTE CANAL
- b) ALCANTARILLA
- c) SIFONES
- d) DIQUES

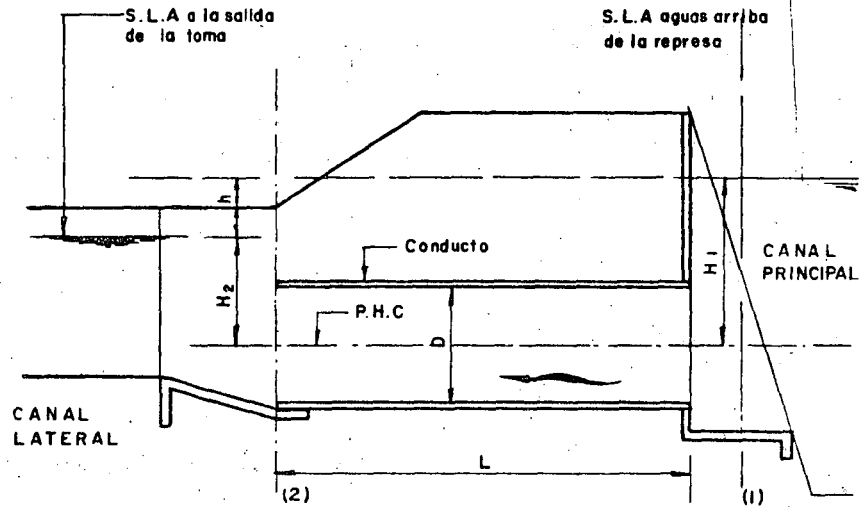
4.- PRESA DE DERIVACION

- a) ESTRUCTURAS QUE LAS INTEGRAN
- b) SELECCION DE COMPUERTAS Y MECANISMOS ELEVADORES



2. TOMAS PARA CANALES

Cálculos Hidráulicos



TOMA

Con base en el teorema de Bernoulli y en la ecuación de continuidad podemos valuar el gasto en tomas que se encuentren ahogadas.

Planteando la ecuación de Bernoulli entre dos secciones: una a la entrada al conducto (sección 1) y otra a la salida (sección 2), escogiendo como plano horizontal de comparación el que contiene al eje del conducto, tenemos:

$$H_1 + \frac{P_1}{w} + \frac{v_1^2}{2g} = H_2 + \frac{P_2}{w} + \frac{v_2^2}{2g} + \sum h_{1-2}$$

$$\frac{P_1}{w} = \frac{P_2}{w} = \frac{P_{atm}}{w}$$

$$\frac{v_1^2}{2g} = \text{cero}$$

$$H_1 = H_2 + \frac{v_2^2}{2g} + \sum h_{1-2}$$

$$H_1 - H_2 = h$$

$$H_1 - H_2 = \frac{v_2^2}{2g} + \sum h_{1-2}$$

$$h = \frac{v_2^2}{2g} + \sum h_{1-2}$$

El último término incluye todas las pérdidas que se tienen entre los dos puntos, sin importar las causas que las originan. En el caso presente únicamente dos pérdidas están involucradas, la pérdida de carga por entrada al conducto y la pérdida por fricción en el conducto.

$\sum h_{1-2} = h_e + h_f =$ pérdida de carga por entrada más pérdida de carga por fricción.

Pérdida por entrada = $0.5 \frac{v_2^2}{2g}$ (por ser con arista viva)

Pérdida por fricción = $\frac{(v_2 N)^2}{r^{2/3}} L$ (Manning)

$v_2 =$ velocidad del agua dentro del tubo.

El teorema de Bernoulli lo podemos expresar como sigue:

$$h = \frac{v_2^2}{2g} + \frac{0.5 v_2^2}{2g} + \frac{(v_2 N)^2}{r^{2/3}} L$$

La expresión que da la pérdida de carga total para una velocidad "v" es:

$$h = K_1 h_v + K_2 h_v + K_3 h_v$$

En donde K representa el coeficiente que multiplicado por la carga de velocidad (h_v), da la pérdida de carga correspondiente a cada uno de los conceptos ya enlistados.

A la expresión anterior podemos darle la forma:

$$h = h_1 + h_2 + h_3 ; \text{ siendo}$$

$$h_1 = K_1 h_v$$

$$h_2 = K_2 h_v$$

$$h_3 = K_3 h_v$$

a) La carga de velocidad en las tuberías vale:

$$h_1 = K_1 h_v = 1 \frac{v_2^2}{2g}$$

b) Pérdida por entrada:

$$h_2 = K_2 h_v = 0.5 \frac{v_2^2}{2g}$$

c) Pérdida por fricción

$$h_3 = K_3 h_v$$

$$h_3 = L \left(\frac{V_2 N}{r^{2/3}} \right)^2 = L \left(\frac{N}{r^{2/3}} \right)^2 V_2^2$$

$$h_3 = 2gL \left(\frac{n}{r^{2/3}} \right)^2 \frac{V_2^2}{2g}$$

$$h_3 = 2gL \frac{N^2}{r^{4/3}} \frac{V_2^2}{2g}$$

$$h_3 = 2gN^2 \frac{L}{r^{4/3}} \frac{V_2^2}{2g} = \frac{2gN^2 L}{r^{4/3}} \frac{V_2^2}{2g}$$

Valor de la pérdida de carga total:

$$h = \frac{V_2^2}{2g} (\sum K_1 - 3)$$

Velocidad en el conducto:

$$V_2^2 = \frac{2gh}{\sum K_1 - 3}$$

$$V_2 = \sqrt{\frac{2gh}{\sum K_1 - 3}} ; \quad V = \sqrt{\frac{1}{\sum K_1 - 3}} \sqrt{2gh}$$

en donde: $C = \frac{1}{\sqrt{\sum K_1 - 3}}$ = coef. de gasto

$$V = C \sqrt{2gh}$$

Gasto:

$$Q = A \cdot V$$

$$Q = CA \sqrt{2gh}$$

Cuando el conducto es circular y de concreto (tubería)

$$C = \frac{1}{\sqrt{\sum K_1 - 3}} = (\sum K_1 - 3)^{-\frac{1}{2}}$$

$$K_3 = \frac{2gn^2 L}{r^{4/3}} = 2 \times 9.8 \times \frac{0.015^2}{r^{4/3}}$$

$$K_3 = \frac{0.00441L}{r^{4/3}}$$

$$C = (\sum K1-3)^{-\frac{1}{2}} = (1 + 0.5 + 0.028 \frac{L}{D^{1.33}})^{-\frac{1}{2}}$$

Valor del gasto:

$$Q = CA \sqrt{2gh} = C \frac{D^2}{4} \sqrt{2g} \sqrt{h}$$

$$Q = \frac{3.1416}{4} \times 4.4272 D^2 \sqrt{h}$$

$$Q = 3.48 D^2 \sqrt{h} \text{ en m}^3/\text{seg} \quad D \text{ y } h \text{ en metros}$$

Se puede observar que el coeficiente para este caso es parecido al coeficiente de gasto experimental de los señores Yarnell, Nagler y Woodward.

Para tubería de concreto, con entrada de arista es cuadrada:

$$C = (1 + 0.561 D^{0.5} + \frac{0.0205L}{D^{1.2}})^{-\frac{1}{2}}$$

Para conducto rectangular de concreto con entrada de arista escuadrada:

$$C = (1 + 0.57 R^{0.5} + \frac{0.00335L}{r^{1.25}})^{-\frac{1}{2}}$$

Para conductos de concreto sin importar la forma de ellos, el valor del coeficiente de gasto sería:

$$C = (\sum K1-3)^{-\frac{1}{2}} = \left(\frac{1 + 0.5 + 0.00441L}{r^{1.33}} \right)^{-\frac{1}{2}}$$

3. ESTRUCTURAS AFORADORAS

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, ya que el antiguo sistema, o sea, cobro por hectáreas regadas, da motivo a que los agricultores desperdicien gran parte del volumen de agua que se les proporciona a ni-

vel 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 de Recursos Hidráulicos 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 buen grado de exactitud en la medición del gasto, y segundo, a diseñar un dispositivo que funcionando como módulo absorba 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, a saber:

- I. Estructuras que funcionan a régimen crítico.
- II. Estructuras que funcionan por medio de un resalto.
- III. Estructuras que funcionan como orificio.
- IV. Estructuras que funcionan combinando dos o tres de las funciones anteriores.

- I. ESTRUCTURAS AFORADORAS QUE FUNCIONAN A REGIMEN CRITICO.

Dentro de este grupo de estructuras podemos mencionar toda la gama de vertedores, 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 Guamúchil.

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 vertedor y de la carga "H" sobre la cresta medida en una escala colocada a una distancia tal que el abatimiento del nivel del agua no influya en la lectura.

El uso de este aforador permite medir gastos de 0 a 500 lt/seg y las fórmulas utilizadas son las siguientes:

$$Q = 1.84 (L - 0.2H) H^{3/2} \text{ cuando existen contracciones}$$

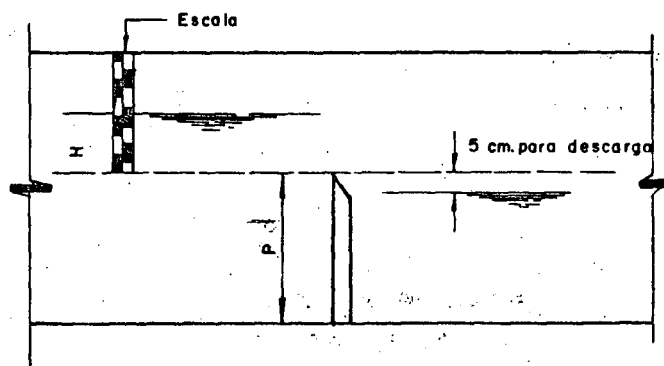
$$Q = 1.84 L H^{3/2} \text{ Cuando no existen contracciones}$$

Donde:

Q = Gasto en lt/seg

L = Longitud de la cresta en centímetros

H = Carga sobre el vertedor en centímetros



Las dimensiones y forma de instalación de la estructura se indican en el plano que se anexa.

Para el correcto funcionamiento del medidor deben cumplirse los siguientes requisitos.

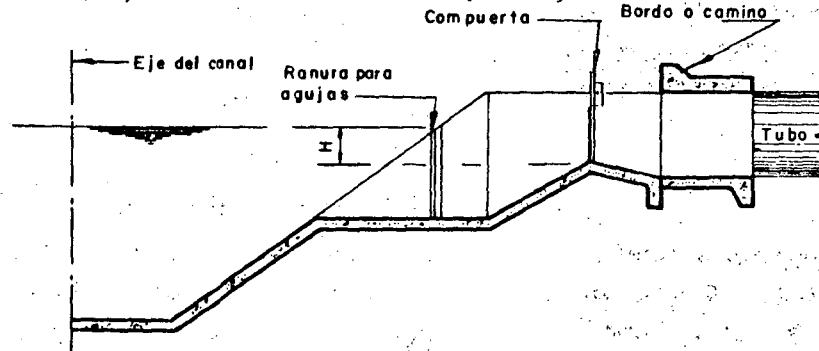
1. La carga sobre la cresta del vertedor debe ser suficiente para el gasto requerido.
2. Debe procurarse que la velocidad de llegada del agua sea poco considerable, y que no se formen demasiadas turbulencias. Esto se resuelve colocando a cierta distancia del vertedor una pantalla como se indica en el plano anexo antes mencionado.
3. La regadera aguas abajo debe diseñarse de manera que el chorro no se ahogue.
4. El chorro debe tener suficiente ventilación.

Como ventajas de este tipo de estructura se tienen su fácil calibración y operación. La desventaja que presenta estriba en el hecho de que se azolva fácilmente y después de azolvada da mediciones incorrectas.

b) Estructura Aforadora de Agujas.

La estructura aforadora de agujas y tabloncillos comúnmente construidos de madera, se utiliza generalmente para medir por superficie el agua, y también 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 utilice como estructura auxiliar. El diseño del espesor de los tabloncillos usados como agujas se ilustra en la tabla adjunta.

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 las aforadoras combinadas, ya que puede trabajar a cresta libre como -- vertedor, o bien, como orificio mediante la colocación de una com--puerta deslizante sobre el vertedor.

Los gastos aforados pueden ser hasta de 300 lt/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 produzca ahogamiento en el vertedor, la regadera aguas abajo debe tener el diseño adecuado.

Este tipo de estructura requiere menos carga que la aforadora tipo "Guamuchil".

En el plano correspondiente se pueden ver la forma y dimensiones de la estructura.

II. ESTRUCTURAS AFORADORAS QUE FUNCIONAN POR MEDIO DE UN RESALTO.

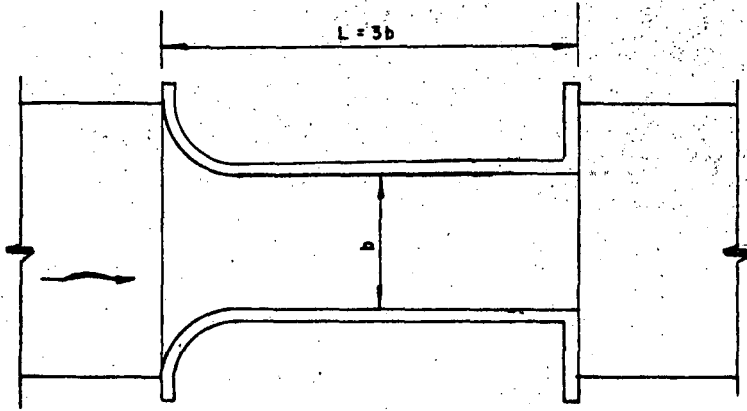
Se forman por medio de una reducción de la sección transversal de la corriente, aumentando la velocidad de la misma y presentándose el régimen crítico; al salir el agua de la sección reducida, la velocidad disminuye produciéndose un resalto hidráulico.

Se describen dos tipos de aforadoras pertenecientes a este grupo:

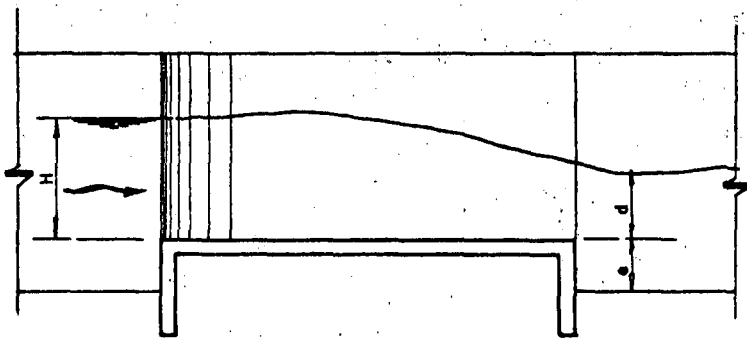
a) Estructura Aforadora Tipo Venturi.

Esta estructura consiste en un estrechamiento practicado en la sección transversal de la corriente, capaz de provocar la formación del tirante crítico en la misma. El 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 de la regadera

o canal.



P L A N T A



E L E V A C I O N

Dependiendo de sus dimensiones, la estructura afora gastos desde 5 lt/seg hasta 200 lt/seg.

En los ensayos realizados con este tipo de estructura - 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 aguas arriba.

El límite del funcionamiento de la estructura hasta don

de la descarga puede considerarse libre para diferentes gastos, es la relación $\frac{d}{H} = 0.70$; el significado de las literales aparece ilustrado en la figura anterior.

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. Para canales o regaderas con pendiente muy pequeña, es probable que el porcentaje de ahogamiento sea mayor, que 0.70, en cuyo caso la curva de gastos calculada se alterará. Para reducir el valor de $\frac{d}{H}$ 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 ($d - 0.7 H$).

La estructura puede hacerse trabajar como regulador de gasto constante, sin importar las variaciones del 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 o superficie libre cambie a escurrimiento a través de un orificio en cuanto 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 0.5 b del extremo de aguas abajo del estrechamiento.

Las ventajas que presenta la estructura descrita 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 ahogamientos que no alteran sus curvas de gastos. (El ahogamiento máximo como aforador es de 0.7 H, y como orificio de 0.5H).
- e) No influye el ancho del canal en que está colocada siempre y cuando éste sea mayor de 3 veces el estrechamiento del medidor.
- f) La rugosidad de las paredes de la estructura no afecta la descarga dentro del rango probado: --

$$(0.00001 \text{ m} < E < 0.002 \text{ m})$$

Como desventajas se tienen:

- a) El rango de gastos es muy reducido.
- b) Si se represa el agua en la regadera, se ahoga con facilidad.

En el plano que se anexa se indica la forma de instalación y las dimensiones de la estructura.

b) Medidor Parshall

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 problema de azolves; fué resuelto por el Ing. Ralph L. Parshall en Estados Unidos, quien ideó algunas modificaciones para el medidor Venturi, mejorándolo y dando lugar a la estructura aforadora que lleva su nombre.

El medidor consta de tres partes fundamentales que son: la entrada, formada por dos paredes verticales simétricas y convergentes y de una plantilla horizontal; la garganta, que está formada por dos paredes verticales y paralelas con la plantilla inclinada hacia abajo; por último, la salida que está formada también por dos paredes 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 dos pozos amortiguadores para medir las cargas "Ha" h "Hb" antes y después de la cresta, colocados en los lados de la estructura y comunicados a ella por tubería que se conecta a puntos bien definidos de la entrada y la garganta. Si el medidor trabaja con sumersión, es necesario medir las dos cargas; si trabaja a descarga libre, basta medir únicamente la carga Ha para calcular el gasto.

A la relación $\frac{Hb}{Ha}$ se le llama Grado de Sumersión y es la que determina si un determinado medidor trabaja con descarga libre o con sumersión. Es de recomendarse que un medidor trabaje con descarga libre, porque entonces para calcular el gasto, será suficiente

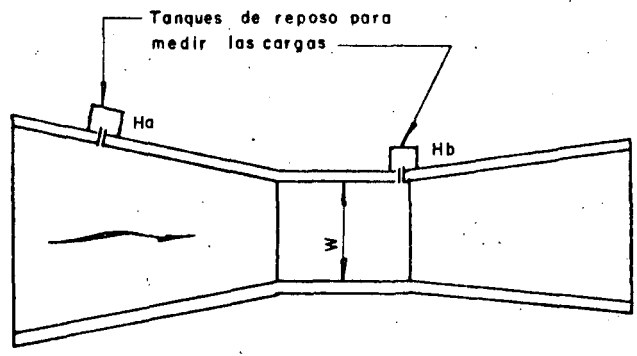
conocer solamente el valor de H_a y sustituirlo en la expresión general:

$$Q = m H^n$$

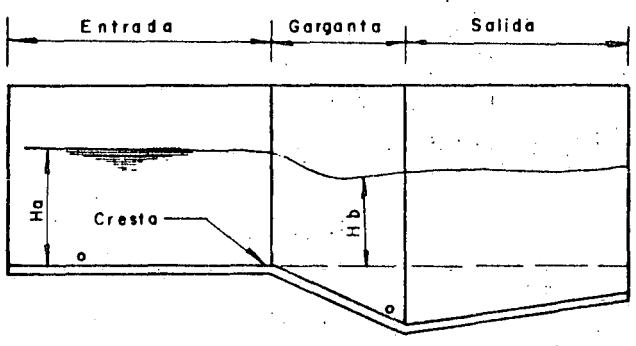
en donde m y n varían con el tamaño del medidor.

Para un medidor con tamaño W entre 0.30 y 2.50 m, se produce la descarga libre si $\frac{H_b}{H_a} < 0.70$.

Para un medidor con tamaño W entre 2.50 y 15.00 m se produce la descarga libre si $\frac{H_b}{H_a} < 0.80$.



P L A N T A



E L E V A C I O N

La forma de instalación y las dimensiones para diferentes gastos se indican en el plano anexo a este trabajo.

Las fórmulas para el cálculo de medidores fueron obtenidas en base a numerosos experimentos realizados usando distintos tamaños de medidor, encontrándose que una misma fórmula daba el gasto en medidores cuyo tamaño estaba comprendido entre ciertos límites.

El diseño de un medidor Parshall consiste en comparar la relación de un par de valores: el tamaño del medidor y la pérdida de carga ocasionada probando diversos tamaños, escogiendo el que presente mayores ventajas.

Los gastos aforados alcanzan valores hasta de 85 m³/seg y se tienen las siguientes 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, aún teniendo variación de gastos, y el error en la medición no pasa del 5% cuando el medidor trabaja ahogado, y de 3% cuando trabaja con 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 tiene problema de azolve, ya que el aumento de la velocidad mantiene a la estructura libre de obstrucciones.

A continuación se presenta un ejemplo de cálculo, usando las fórmulas, tablas y gráficas que aparecen en la publicación - Memorandum Técnico N° 63, editado por la Dirección de Distritos de Riego del mes de marzo de 1952.

EJEMPLO NUMERICO

Datos generales del canal.

$$Q = 3.475 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$b = 1.35 \text{ m}$$

$$d = 1.25 \text{ m}$$

$$n = 0.030$$

$$v = 0.862 \text{ m}/\text{seg}$$

$$A = 4.03 \text{ m}^2$$

$$r = 0.69 \text{ m}$$

$$S = 0.0011$$

$$t = 1.5:1$$

$$BL = 0.50 \text{ m}$$

$$h_{un} = 0.04 \text{ m}$$

Verificación de los datos hidráulicos.

$$v = \frac{1}{n} r^{2/3} S^{1/2} = \frac{1}{0.030} \times 0.030 r^{2/3} = 1.105 r^{2/3}$$

$$A = d (b + 1.5 d) = 1.25 (1.35 + 1.5 \times 1.25) = 4.031 \text{ m}^2$$

$$p = b + 3.605 d = 1.35 + 4.506 = 5.856 \text{ m}$$

$$r = \frac{4.031}{5.856} = 0.688 \text{ m}$$

$$r^{2/3} = 0.780$$

$$\text{velocidad} - v = 1.105 \times 0.780 = 0.862 \text{ m/seg}$$

$$\text{gasto} = 0.862 \times 4.031 = 3.475 = 3.475 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$h_{vn} = \frac{0.862^2}{19.62} = 0.04 \text{ m}$$

Cálculos hidráulicos del MEDIDOR PARSHALL.

Gasto máximo que pasará por la estructura aforadora para el cálculo de las propiedades hidráulicas.

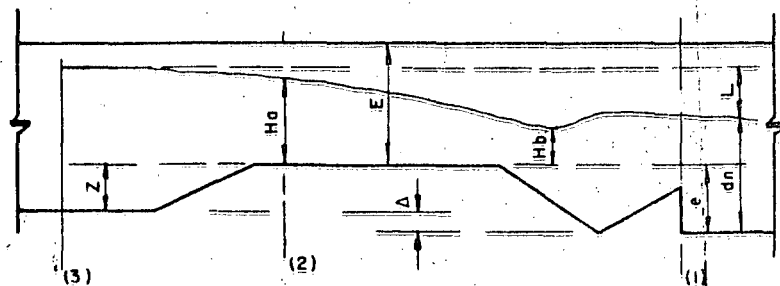
$$Q = 3.475 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Fórmulas generales para el cálculo.

$$Q = m H a^n \text{ -----(1) para descarga libre}$$

$$Q = m H a^n - C \text{ -----(2) cuando trabaja con sumersión}$$

$$\text{grado de sumersión } S = \frac{H_b}{H_a}$$



SECCION DEL MEDIDOR PARSHALL

Por ser un gasto pequeño y el ancho de plantilla de - -
 b = 1.35 m se estudiarán dos alternativas

1. Descarga libre
2. Trabajando con sumersión

De la publicación Memorándum Técnico N° 63 editado por la Dirección de Distritos de Riego, Departamento de Planeación, Investigación y Estadística con fecha de marzo de 1952; en la hoja 13 se obtiene:

Tamaño del medidor,	Descarga libre	Con sumersión
W entre uno y 8 pies	S menor que 0.70	S de 0.70 a 0.90

Considerando una sumersión máxima de 0.70

$$Q = m Ha^n - 0.07457 \left[\left(\frac{3.281 Ha}{\left(\frac{1.8}{S}\right)^{1.8} - 2.45} \right)^{4.57 - 3.14S} + 0.093S \right] W^{0.815}$$

Suponiendo W = 1.50 m m = 3.673 n = 1.587

S = 0.70 (máxima sumersión para descarga libre):

$$\left(\frac{1.8}{0.70}\right)^{1.8} = 1.8 \text{ Long. } 2.571 = 1.8 \times 0.410102 = 0.738183$$

antlog = 5.4725

$$\left[\left(\frac{3.281 Ha}{5.4725 - 2.45} \right)^{4.57 - 2.20} \times 0.07457 + 0.07457 \times 0.093S \right] W^{0.815}$$

$$= 0.07457 \left[(1.0855)^{2.37} Ha^{2.37} + 0.093S \right] W^{0.815}$$

$$0.07457 (1.2135 Ha^{2.37} + 0.093 \times 0.70) W^{0.815}$$

$$= (0.09049 Ha^{2.37} + 0.00485) W^{0.815}$$

Fórmula final

$$Q = m Ha^n - (0.09049 Ha^{2.37} + 0.00485) W^{0.815} \dots \dots \dots (I)$$

Como se aprecia en la ecuación (I), el segundo término de la igualdad es importante, por tal motivo los tanteos para W se

calcularán con la ecuación general.

$$\text{Para } W = 1.50 \text{ m } W^{0.815} = (1.5)^{0.815} = 1.392 \text{ m} = 3.673$$

$$n = 1.587$$

$$C = 3.673 \text{ Ha}^{1.587} - 0.1259 \text{ Ha}^{2.37} - 0.0067 \dots\dots\dots(\text{II})$$

$$\text{Ha} = 0.98 \text{ m } (0.98)^{1.587} = 0.9685 \quad (0.98)^{2.37} = 0.95322$$

$$Q = 3.673 \times 0.9685 - 0.1259 \times 0.95322 - 0.0067 = 3.557 - 0.120 - 0.006$$

$$C = 3.431 \text{ m}^3/\text{seg} \neq 3.471 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$\text{Ha} = \underline{0.99} \text{ m } (0.99)^{1.587} = 0.98419, \quad (0.99)^{2.37} = 0.97646$$

$$Q = 3.673 \times 0.98419 - 0.1259 \times 0.97646 - 0.0067 = 3.614 - 0.123 - 0.0067$$

$$Q = 3.485 \text{ m}^3/\text{seg} \neq 3.471 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$\text{Para } W = 1.25 \text{ m} \quad (1.25)^{0.815} = 1.1995 \quad m = 3.033$$

$$n = 1.579$$

$$Q = 3.033 \text{ Ha}^{1.579} - 0.1085 \text{ Ha}^{2.37} - 0.0058 \dots\dots\dots(\text{III})$$

$$\text{Para Ha} = \underline{1.12} \text{ m } (1.12)^{1.579} = 1.1959 \quad (1.12)^{2.37} = 1.308$$

$$Q = 3.033 \times 1.1959 - 0.1085 \times 1.308 - 0.0058 = 3.6271 - 0.1419 - 0.0058$$

$$Q = 3.479 = 3.471 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$\text{Para } W = 1.00 \quad m = 2.40 \quad n = 1.57$$

$$Q = 2.40 \text{ Ha}^{1.57} - 0.09049 \text{ Ha}^{2.37} - 0.0048 \dots\dots\dots(\text{IV})$$

$$\text{Para Ha} = 1.32 \text{ m } (1.32)^{1.57} = 1.546 \quad (1.32)^{2.37} = 1.93$$

$$Q = 2.40 \times 1.546 - 0.09049 \times 1.93 - 0.0048 = 3.7104 - 0.1746 - 0.0048$$

$$Q = 3.531 \neq 3.471 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$\text{Para Ha} = \underline{1.31} \text{ m } (1.31)^{1.57} = 1.528 \quad (1.31)^{2.37} = 1.898$$

$$Q = 2.40 \times 1.528 - 0.09049 \times 1.898 - 0.0048 = 3.6672 - 0.1717 - 0.0048$$

$$Q = 3.4907 \approx 3.471 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$\text{Para } W = 1.75 \text{ m } (1.75)^{0.815} = 1.579 \text{ m} = 4.316 \\ n = 1.593$$

$$Q = 4.316 \text{ Ha}^{1.593} - 0.1428 \text{ Ha}^{2.37} - 0.0076 \dots\dots\dots(V)$$

$$\text{Para } Ha = 0.90 \text{ m } (0.90)^{1.593} = 0.8455 \text{ (0.9)}^{2.37} = 0.779$$

$$Q = 4.316 \times 0.8455 - 0.1428 \times 0.779 - 0.0076 = 3.6491 - 0.1112 - 0.0076$$

$$Q = 3.5303 \neq 3.471 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$\text{Para } Ha = 0.89 \text{ m } (0.89)^{1.593} = 0.8305 \text{ (0.89)}^{2.37} = 0.7585$$

$$Q = 4.316 \times 0.8305 - 0.1428 \times 0.7585 - 0.0076 = 3.5844 - 0.1083 - 0.0076$$

$$Q = 3.4685 \approx 3.471 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$\text{Para } W = 2.00 \text{ (2.00)}^{0.815} = 1.7593 \quad m = 4.968 \\ n = 1.599$$

$$Q = 4.968 \text{ Ha}^{1.599} - 0.1592 \text{ Ha}^{2.37} - 0.0085 \dots\dots\dots(VI)$$

$$\text{Para } Ha = 0.83 \text{ m } (0.83)^{1.599} = 0.742 \text{ (0.83)}^{2.37} = 0.6428$$

$$Q = 4.968 \times 0.742 - 0.1592 \times 0.6428 - 0.0085 = 3.6862 - 0.1023 - 0.0085$$

$$Q = 3.5754 \neq 3.471 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$\text{Para } Ha = 0.82 \text{ m } (0.82)^{1.599} = 0.728 \text{ (0.82)}^{2.37} = 0.6251$$

$$Q = 4.968 \times 0.728 - 0.1592 \times 0.6251 - 0.0085 = 3.6167 - 0.0995 - 0.0085$$

$$Q = 3.5087 \neq 3.471 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$\text{Para } Ha = 0.81 \text{ m } (0.81)^{1.599} = 0.714 \text{ (0.81)}^{2.37} = 0.607$$

$$Q = 4.968 \times 0.714 - 0.1592 \times 607 - 0.0085 = 3.5471 - 0.0966 - 0.0085$$

$$Q = 3.442 \approx 3.471 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Las pérdidas de carga, se calcularán de acuerdo con las gráficas de la pag. 68 del Memorandum Técnico mencionado.

W	S	Ha	H _b	L	dn+L+hun	-Ha-hua	e
2.00	70	0.81	0.567	0.28	1.57	1.043	0.527
1.75	70	0.89	0.623	0.30	1.59	1.143	0.447
1.50	70	0.99	0.693	0.34	1.63	1.268	0.362
1.25	70	1.12	0.784	0.39	1.68	1.433	0.247
1.00	70	1.31	0.917	0.45	1.74	1.668	0.072

Por ser un gasto pequeño y el grado de sumersión no mayor que 0.70 para descarga libre; es correcto aplicar Bernoulli de (1) - (2)

$$dn + hun + L = e + Ha + hua \quad \therefore e = dn + hun + L - Ha - hua$$

Los valores de (e) se encuentran tabulados.

Aplicando Bernoulli de (2) - (3)

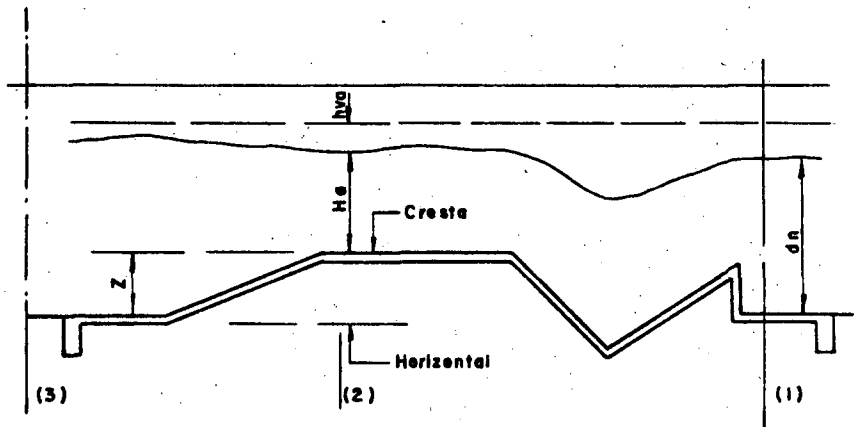
$$Ha + hua + Z = dn + hun \quad \therefore Z = dn + hun - Ha - hua$$

dn	hun	dn+hun	W	-Ha-hua	Z	$\Delta = L = e - Z$
1.25	0.04	1.29	2.00	- 1.043	0.247	<u>0.28</u>
1.25	0.04	1.29	1.75	- 1.143	0.147	0.30
1.25	0.04	1.29	1.50	- 1.268	0.022	0.34
1.25	0.04	1.29	1.25	- 1.433	- 0.143	0.39
1.25	0.04	1.29	1.00	- 1.668	- 0.378	0.45

Comparando resultados obtenemos:

$\Delta = L$ el valor de $Z = 0.247$ que se puede tomar como el mejor funcionamiento del medidor.

ALTURA DE LA CRESTA



Pérdida de carga $p = 0.28$ para $W = 2.00$ m $S = 0.07$

$Q = 3.475$ m³/seg

Aproximadamente $H_a + Z = d + p \therefore Z = d + p - H_a \dots\dots\dots(1)$

$H_a = 0.81$ m $d = 1.25$ m $p = 0.28$ m

$Z = 1.25 + 0.28 - 0.81 = 0.72$ m

Aplicando Bernoulli

$d_n + h_{un} + p = Z + H_a + h_{ua} \therefore Z = d_n + h_{un} + p - H_a - h_{ua}$

Por Δ s semejantes

$$C = \frac{D - W}{2} = \frac{2.87 - 2.00}{2} = 0.435 \text{ m}$$

$$\frac{2}{3} B = \frac{2 \times 2.18}{3} = 1.453 \text{ m}$$

$$\frac{C}{B} = \frac{m}{\frac{2}{3} B} \therefore m = \frac{C \times \frac{2}{3} B}{B}$$

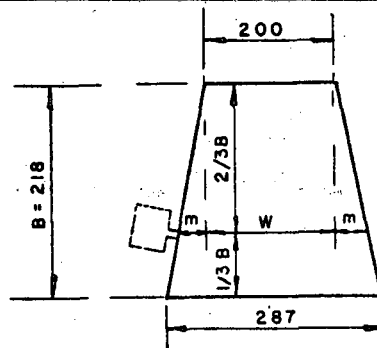
$$m = \frac{0.435 \times 1.453}{2.18} = \frac{0.632}{2.18} = 0.2899 \text{ m} \approx 0.29 \text{ m}$$

$$\text{Base} = W + 2m = 2.00 + 0.29 \times 2 = 2.58 \text{ m}$$

$$\text{Area} = H_a (2m + W) = 0.81 \times 2.58 = 2.09 \text{ m}^2$$

$$\text{Velocidad} = \frac{Q}{A} = \frac{3.475}{2.09} = 1.662 \text{ m/seg}$$

$$\text{Carga de velocidad} = \frac{v^2}{2g} = \frac{1.662^2}{19.62} = 0.14 \text{ m}$$



$$Z = dn + h_{un} + p - H_a - h_{ua} = 1.25 + 0.04 + 0.28 - 0.81 - 0.14 =$$

$$Z = 1.57 - 0.95 = 0.62 \text{ m}$$

Aplicando Bernoulli de (2) - (3)

$$\underline{H_a + h_{ua} + Z = d_e + h_{ue}} \text{ sin tomar pérdidas por transición.}$$

Valor del primer miembro de la ecuación.

$$H_a + h_{ua} + Z = 0.81 + 0.14 + 0.62 = 1.57 \text{ m}$$

Se dan valores de (de)

$$\text{Si } d_e = 1.55 \text{ m}$$

$$\text{Area} = 1.35 \times 1.55 + 1.5 \times \frac{1.55^2}{2} = 2.092 + 3.603 = 5.695 \text{ m}^2$$

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{3.475}{5.695} = 0.61 \text{ m/seg} \quad h_{ue} = \frac{0.61^2}{19.62} = \frac{0.3721}{19.62} = 0.0189 \text{ m}$$

$$\approx 0.02 \text{ m}$$

$$d_e + h_{ue} = 1.55 + 0.020 = 1.57 \text{ m} = 1.57 \text{ m}$$

$$\text{Remanso} = 1.57 - d_n - 5L = 1.57 - 1.25 - 0.015 = 0.305 \text{ m}$$

$$\text{Bordo libre} = 50 - 30.5 = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Como queda el proyecto, se remansa } 30.5 - 28 = 2.5 \text{ cm}$$

Para la elaboración de la curva de gastos en el Medidor Parshall se procede a dar valores de $H_a = 0.05 \text{ m}$ hasta $H_a = 1.20 \text{ m}$ variándolos de 0.05 m en 0.05 m , para $W = 2.00 \text{ m}$ en la fórmula -

21

$Q = 4.968 H^{1.599}$ y cuyos valores aparecen en la tabla del plano N° 2116-C-315 para distintas sumersiones.

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 permite regular la carga "H" con que trabaja el orificio.

a) Estructura Aforadora Tipo Mayo.

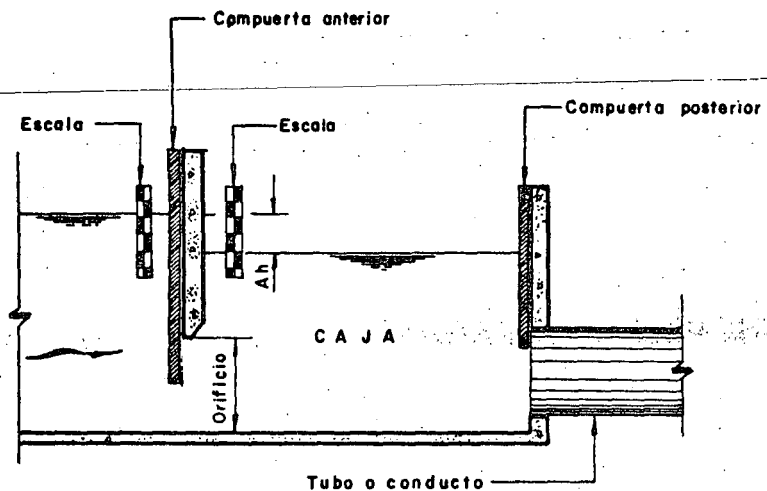
Consiste en una sección de control, construida en la sección transversal de la regadera, donde se instala una compuerta des-lizante para provocar que trabaje como orificio ahogado, determinando el gasto que pasa de acuerdo con la carga existente, la cual se - mide en las escalas colocadas como se indica en el diagrama anexo, y de la abertura de la compuerta.

La velocidad de llegada en la estructura debe ser despre-ciable 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 evi-tarse y la ventilación del chorro debe ser buena para que la medi-ción sea correcta.

Las dimensiones de la estructura y las tablas de gastos para diferentes cargas y aberturas se indican en los diagramas ----
anexos.

b) Estructura Aforadora de Carga Constante.



Consiste en una caja construida a la entrada de la boca-toma, en la cual se colocan dos compuertas: una controla el paso — del agua del canal a la caja y se denomina "compuerta anterior"; la otra, llamada "compuerta posterior", controla el paso del agua de la caja a la tubería o conducto que la conduce al canal o a la regadera.

Este tipo de estructura permite medir gastos hasta de -- 2 000 lt/seg. 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 adjuntan; 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 lt/seg y de 10 cm para gastos mayores.

En el plano que se anexa se presentan dimensiones y forma de instalación de estructuras de carga constante para diferentes

gastos.

Para el correcto funcionamiento de la estructura es necesario respetar las dimensiones indicadas, 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 pocas.

Como desventajas se pueden mencionar las siguientes:

- 1. La afectan las condiciones de 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.

IV. ESTRUCTURAS QUE FUNCIONAN EN FORMA COMBINADA.

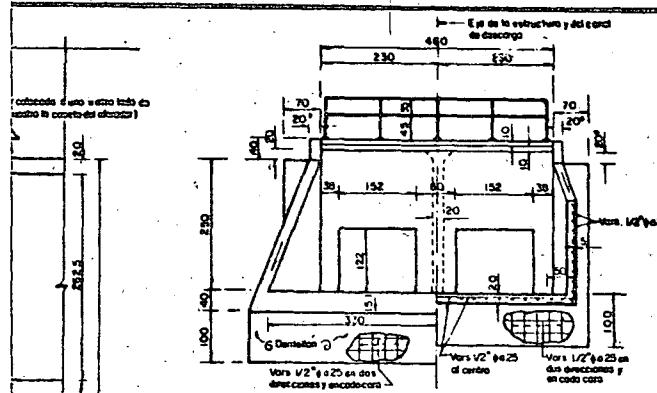
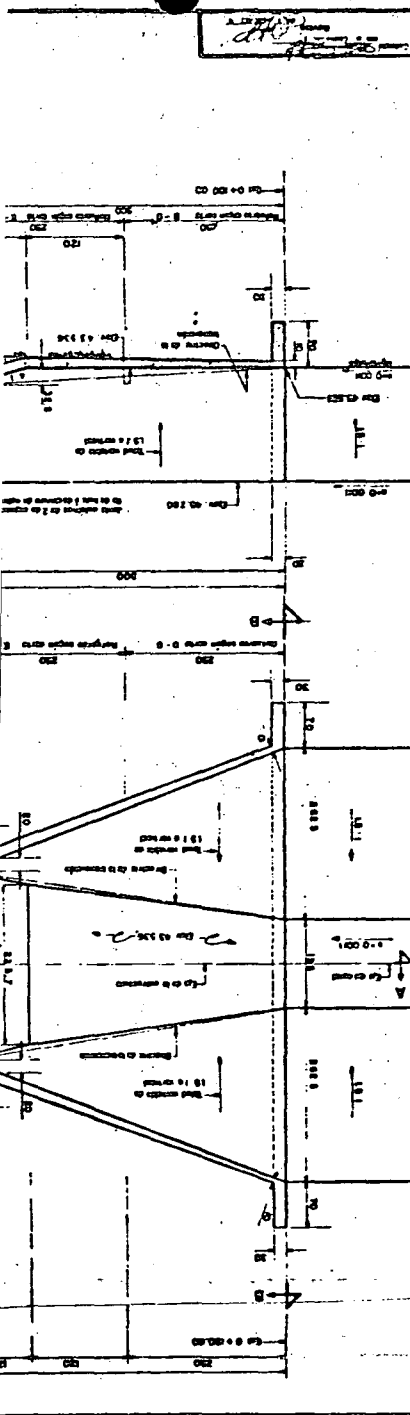
Dentro de este grupo podemos enclavar algunas de las aforadoras antes descritas (Aforadora Tipo "Celaya", "Venturi", "Mayo"), y a la aforadora tipo modular.

TOMA GRANJA CON ESTRUCTURA AFORADORA "TIPO MODULAR"

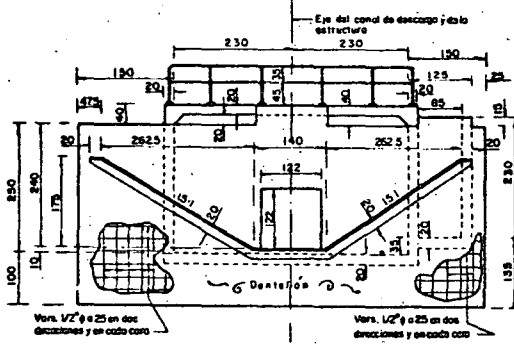
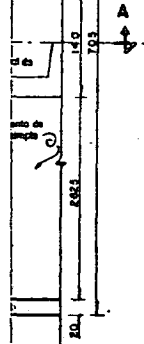
Las estructuras aforadoras "Tipo Modular" o "Módulos", - diseñadas para tomas granja, se utilizan para proveer gastos constantes controlables en los canales y en las tierras.

El gasto es proporcionado en cualquier cantidad requerida abriendo o cerrando la combinación de compuertas de diferentes tamaños. Una vez que el módulo tiene su candado para una abertura dada, el gasto permanece constante aunque los niveles del agua varíen cierta cantidad arriba o abajo del nivel normal de operación.

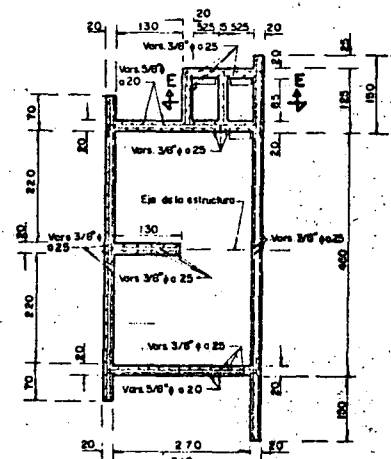




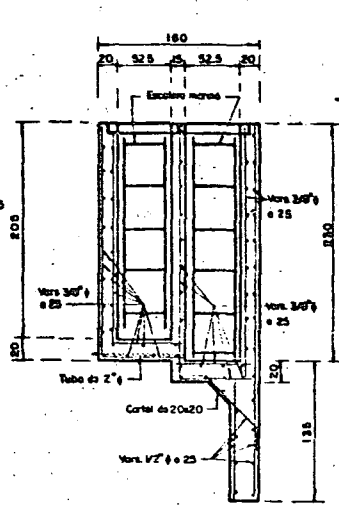
CORTE B-B
(NO SE MUESTRAN LAS CUERTAS DESLIZANTES NI LOS MECANISMOS)



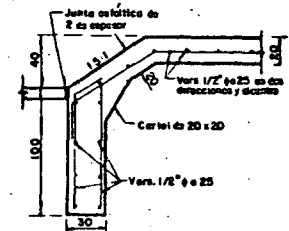
CORTE C-C



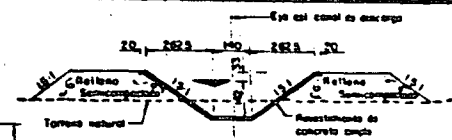
CORTE D-D



CORTE E-E



DETALLE 'X'



SECCION DEL CANAL DE DESCARGA

DATOS HIDRAULICOS			
Q = 3.90 m ³ /seg	V = 0.598 m/seg		
h = 1.40 m	h = 1.51 m		
D = 2.9 m	A = 0.017 m ²		
A = 5.01 m ²	M = 0.0002 m		
P = 8.52 m	N = 1.75 m		
C = 0.769 m			

TABLA DE GASTOS			
ABERTURA DE OPERACION	DIFERENCIA DE ELEVACIONES DE LA SUPERFICIE DEL AGUA ANTES Y DESPUES DEL CORTADO EN m		
	D 0.5	E 0.7	O 1.0
0 0.76	0 1.61	0 1.91	0 2.28
0 1.52	0 3.22	0 3.81	0 4.55
0 2.29	0 4.83	0 5.72	0 6.83
0 3.05	0 6.44	0 7.73	0 9.11
0 3.81	0 8.05	0 9.53	1 1.35
0 4.57	0 9.66	1 1.43	1 3.65
0 5.33	1 1.27	1 3.54	1 5.94
0 6.10	1 2.88	1 5.15	1 7.63
0 6.86	1 4.49	1 6.76	2 0.50
0 7.62	1 6.10	1 8.37	2 2.77
0 8.38	1 7.71	2 0.96	2 5.05
0 9.14	1 9.32	2 2.56	2 7.33
0 9.91	2 0.93	2 4.17	2 9.61
0 10.67	2 2.54	2 5.78	3 1.89
1 1.43	2 4.15	2 8.38	3 4.16
1 2.19	2 5.76	3 0.49	3 6.44

2 Compuertas deslizantes de B = 152 A = 122
Q = CA √ 2gh C = 0.7 g = 9.81 m/seg²

CANTIDADES ESTIMADAS	
DESCRIPCION	CANTIDAD
Concreto de h = 210 Kg/cm ²	31 m ³
Acero de refuerzo h = 1400 Kg/cm ²	162.3 Kg
Compuerta deslizante de B = 152 x 122	2 Pzs
Compuerta deslizante de 122 x 122	1 Pza
Acero estructural	8g
Mecanismo elevador	3 Pzs
Se la lista según el presupuesto de obra	10.4 m

NOTAS: Estaciones y elevaciones en metros - Aproximaciones en centímetros excepto las indicadas en otra unidad - Las estructuras con estribo (B) son dimensiones nominales a los pilos - Usar un concreto de h = 210 Kg/cm² en toda la estructura - El acero de refuerzo será de grado, corrugado, de grado intermedio de h = 1400 Kg/cm² con fricción de 30 diámetros en los empalmes y situados distanciamiento - Hacerse las ganchos indicados - Todos los recubrimientos serán de 5 - El eje plante de la estructura deberá exceder en terreno natural a hacerse en relleno de tierra compactada y aligada correctamente - Los rellenos compactados se harán según instrucciones del ingeniero Residente - Remitirse todas las aristas aparentes de la estructura con chueletes - Para detalles de las compuertas deslizantes y mecanismos elevadores, véasese planas TM-C-109, TM-C-111 y TM-C-122

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
DIRECCION GENERAL DE GRANDE IRRIGACION Y CONTROL DE RIOS
REGION DE PROTECCION - DEPARTAMENTO DE CANALES

Reasistencia de Distrito de Riego N° 17, Región General, Coahuila de Zaragoza

TOMA AFORADORA
PLANO GENERAL Y ESTRUCTURAL

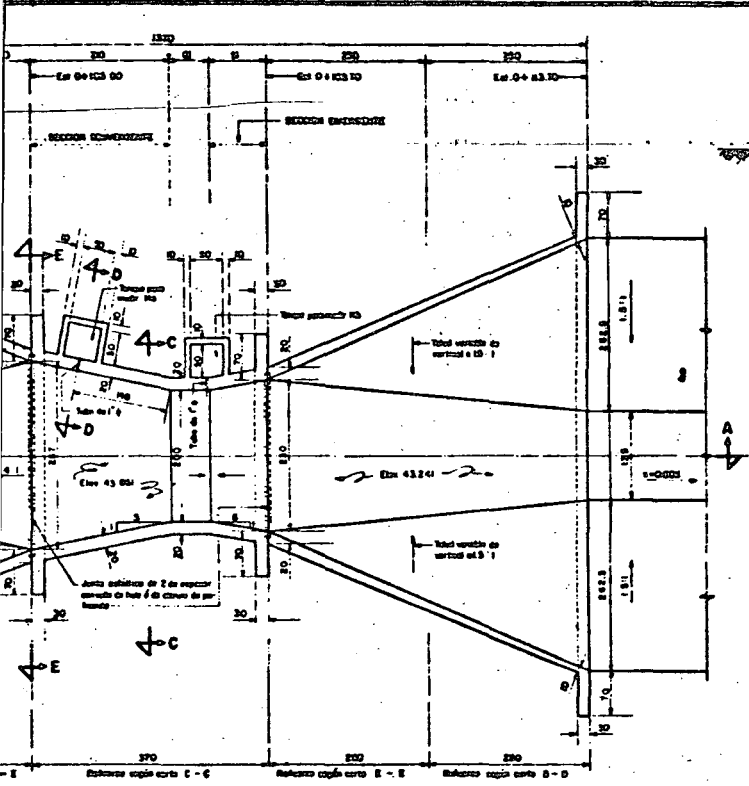
Conforme: 22/1 del Sr. Pro. [Signature] [Date]

Aprobado: [Signature] [Date]

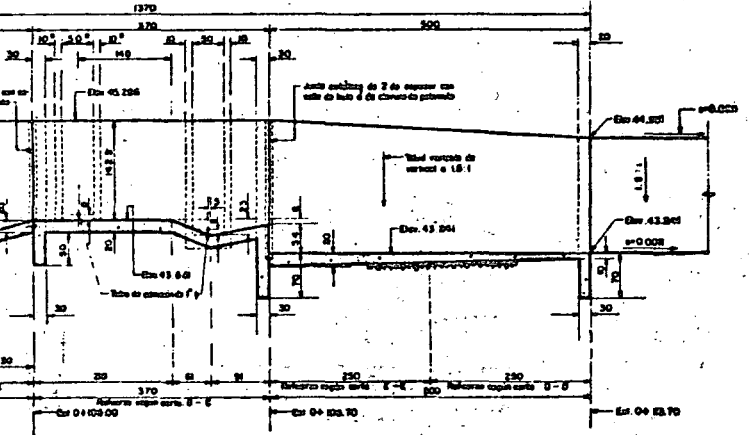
MEXICO D.F. 1971

FECHA MODIFICACION MODIFICADO REVISADO APROBADO

701-C-2287

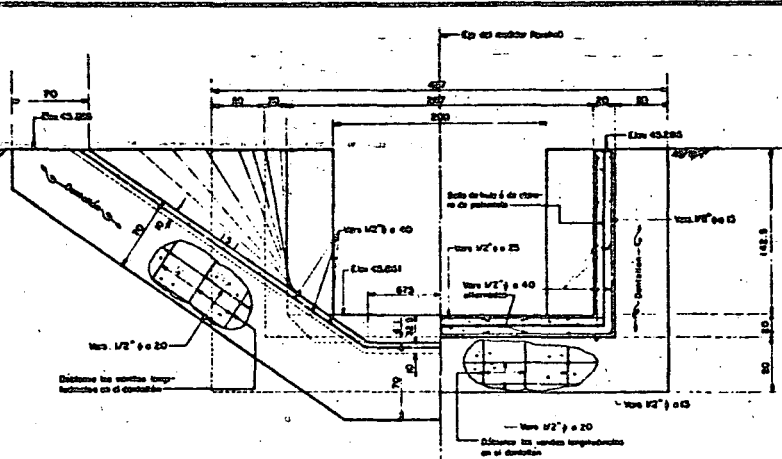


PLANTA

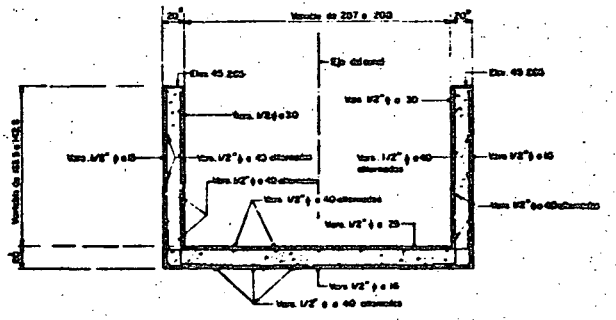


CORTE A-A

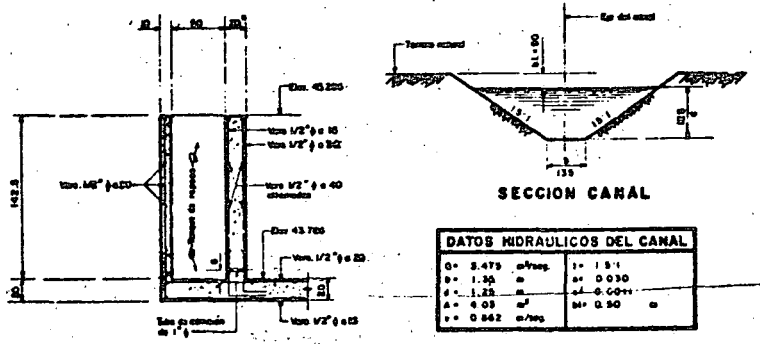
(NO DE NUESTRAS REPLICAS)



MEDIO CORTE B-B MEDIO CORTE E-E



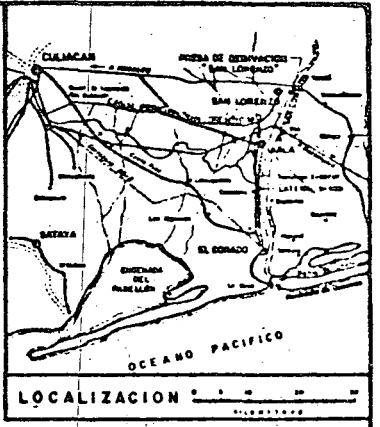
CORTE C-C



SECCION CANAL

DATOS HIDRAULICOS DEL CANAL			
Q = 5.475 m³/seg	V = 1.51 m	Q = 1.30 m³/seg	V = 0.030 m
Q = 1.25 m³/seg	V = 0.001 m	Q = 0.03 m³/seg	V = 0.50 m
Q = 0.03 m³/seg	V = 0.50 m	Q = 0.03 m³/seg	V = 0.50 m
Q = 0.03 m³/seg	V = 0.50 m	Q = 0.03 m³/seg	V = 0.50 m

CORTE D-D



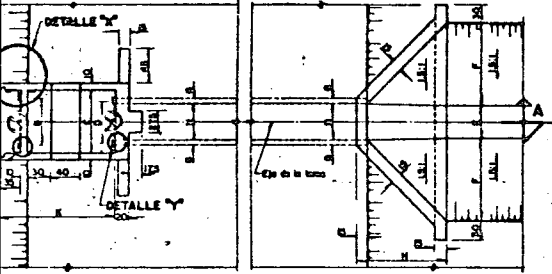
LOCALIZACION

GASTOS EN M³/SEG					
No.	DESCARGA LIBRE	PORCENTAJE DE SUMERISION			
		70	72	74	76
0.05	0.0412	0.0324	0.0314	0.0322	0.0313
0.10	0.1620	0.1158	0.1154	0.1148	0.1138
0.15	0.2381	0.2289	0.2280	0.2268	0.2252
0.20	0.3188	0.3068	0.3054	0.3043	0.3029
0.25	0.3943	0.3789	0.3768	0.3747	0.3720
0.30	0.4745	0.4569	0.4537	0.4514	0.4482
0.35	0.5571	0.5374	0.5338	0.5311	0.5272
0.40	0.6428	0.6209	0.6168	0.6137	0.6092
0.45	0.7313	0.7071	0.7026	0.6991	0.6942
0.50	0.8227	0.7964	0.7916	0.7885	0.7832
0.55	0.9170	0.8887	0.8836	0.8801	0.8752
0.60	1.0143	0.9843	0.9789	0.9749	0.9702
0.65	1.1146	1.0791	1.0734	1.0691	1.0648
0.70	1.2179	1.1766	1.1706	1.1661	1.1618
0.75	1.3243	1.2771	1.2709	1.2661	1.2618
0.80	1.4337	1.3804	1.3740	1.3691	1.3648
0.85	1.5462	1.4866	1.4799	1.4751	1.4708
0.90	1.6618	1.5957	1.5888	1.5841	1.5798
0.95	1.7805	1.7078	1.7007	1.6961	1.6918
1.00	1.9024	1.8233	1.8161	1.8111	1.8068
1.05	2.0275	1.9418	1.9345	1.9291	1.9248
1.10	2.1558	2.0630	2.0556	2.0501	2.0458
1.15	2.2874	2.1871	2.1796	2.1741	2.1698
1.20	2.4223	2.3142	2.3066	2.3011	2.2968

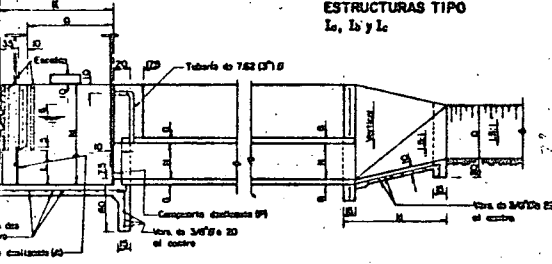
CANTIDADES ESTIMADAS	
CONCEPTO	UNIDADES / CANTIDAD
Excavación	m³ 150
Muro de concreto	m³ 28
Canchales de 15-140 kg/m³	m³ 1100
Solo de base de concreto de piedra	m³ 10

NOTAS:
 Aproximación de cantidades estimadas y cantidades de trabajo. Las cantidades en metros cúbicos (m³) son aproximaciones y no son definitivas. Masa concreta de 15-140 kg/m³ (1 metro de espesor) con 1 metro de espesor. Sección de grado terminado, con taludes de 30 a 40 grados y altura máxima de 1.50 metros. Las cantidades estimadas están en metros cúbicos. Las cantidades estimadas están en metros cúbicos. Q = 100.00 m³/seg. Q = 1.00 m³/seg.

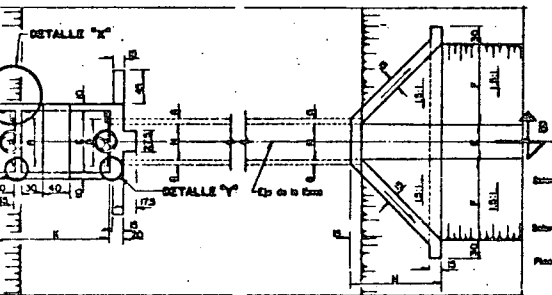
SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
 DIRECCION GENERAL DE OBRAS DE INFRACONSTRUCCION Y LA TIERRA DE LOS
 DEPARTAMENTOS DE CALAMCAS, SANTA, EL DOMADO, SAN LORENZO, SANTA
 CANAL PRINCIPAL MARGEN DERECHA
 LATERAL SUB-LATERAL 2 P 90707
 MEDIDORA PARCIAL
 PARALELA A LA LINEA PRINCIPAL
 2115-C-315



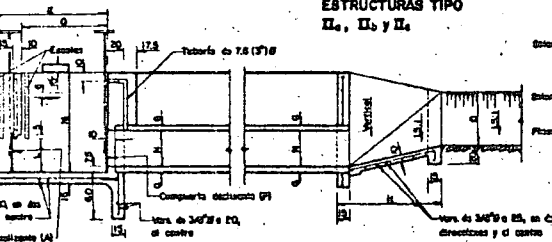
ESTRUCTURAS TIPO I a, I b y I c



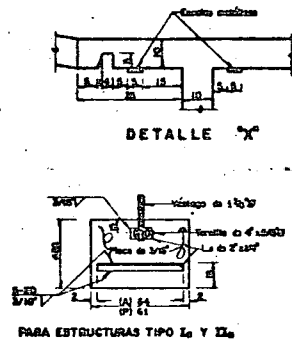
CORTE A-A



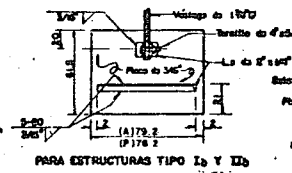
ESTRUCTURAS TIPO II a, II b y II c



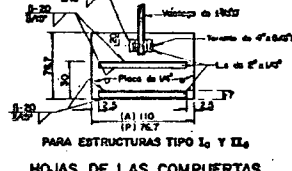
CORTE B-B



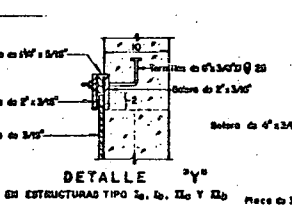
PARA ESTRUCTURAS TIPO I a y I c



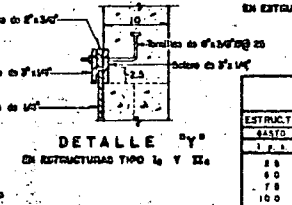
PARA ESTRUCTURAS TIPO I a y I c



PARA ESTRUCTURAS TIPO I a y I c



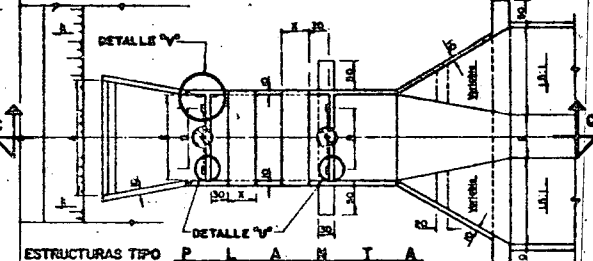
EN ESTRUCTURAS TIPO I a, I b, I c y I d



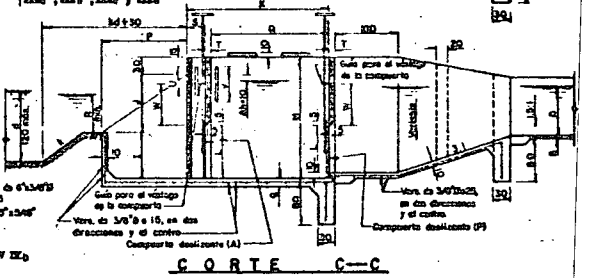
EN ESTRUCTURAS TIPO I a y I c

TABLA DE DIMENSIONES ESTRUCTURA TIPO. Table with 14 columns (Ia to Ia) and 14 rows (A to X). Dimensions in centimeters.

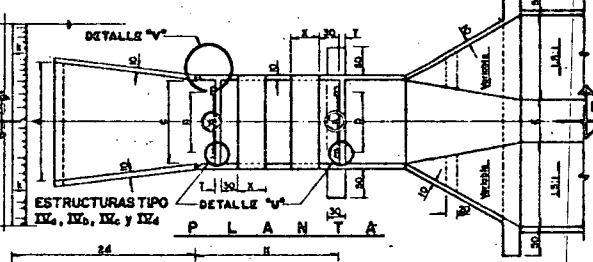
TABLA DE DIMENSIONES ESTRUCTURA TIPO. Table with 14 columns (Ia to Ia) and 14 rows (A to X). Dimensions in centimeters.



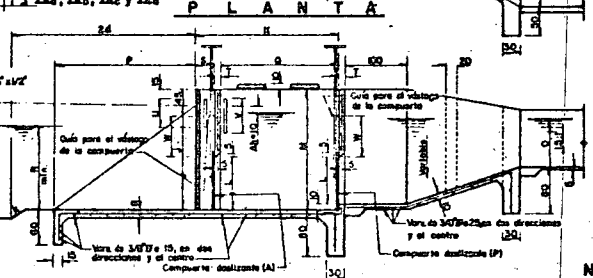
ESTRUCTURAS TIPO III a, III b, III c y III d



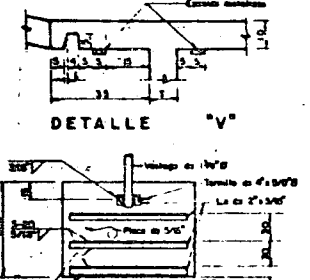
CORTE C-C



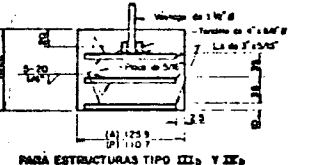
ESTRUCTURAS TIPO III a, III b, III c y III d



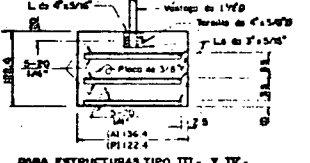
CORTE D-D



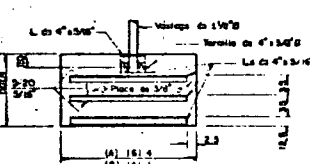
PARA ESTRUCTURAS TIPO III a y III c



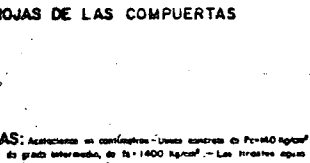
PARA ESTRUCTURAS TIPO III b y III d



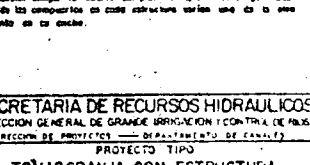
PARA ESTRUCTURAS TIPO III a y III c



PARA ESTRUCTURAS TIPO III b y III d



PARA ESTRUCTURAS TIPO III a y III c

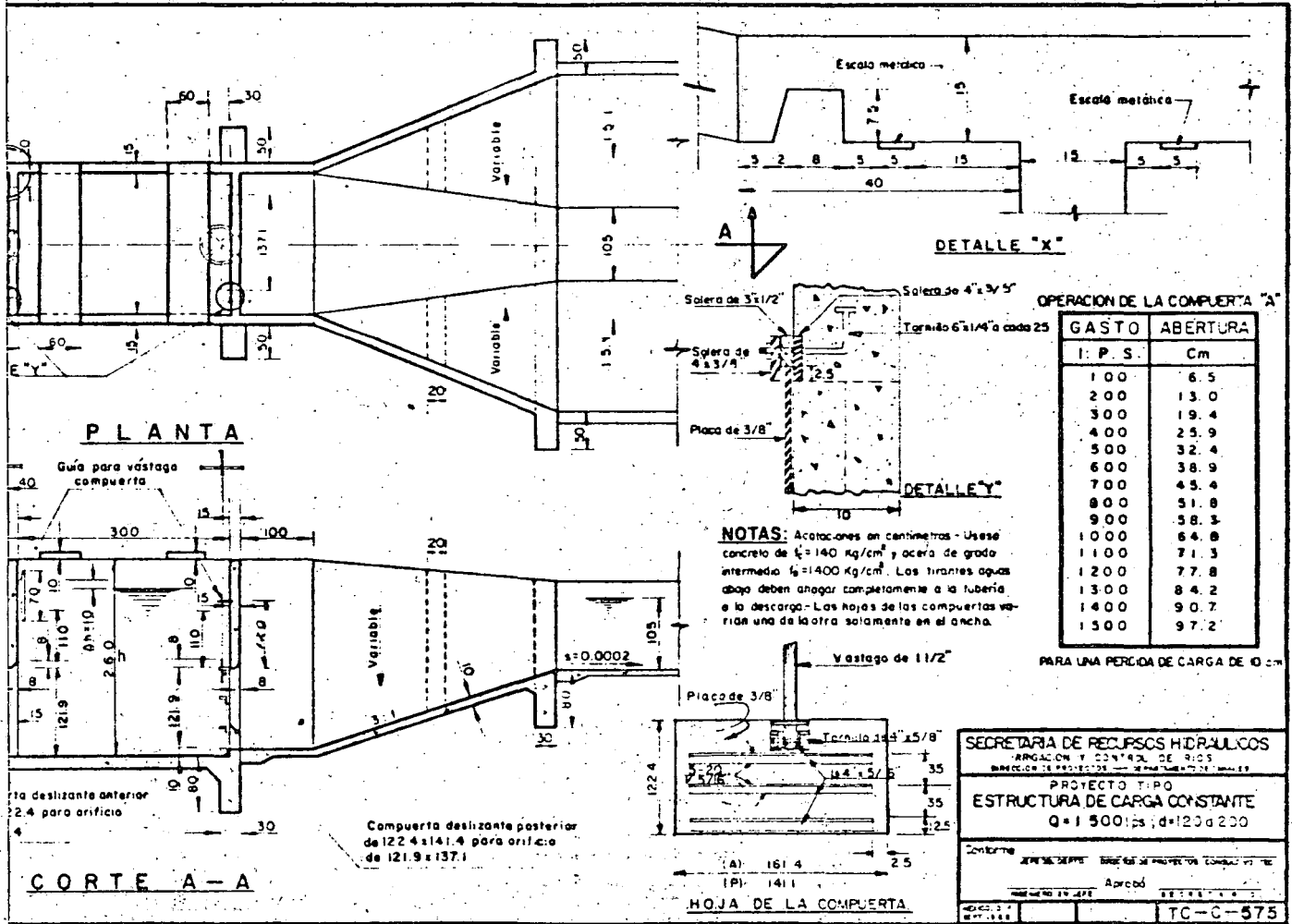


PARA ESTRUCTURAS TIPO III b y III d

TABLA DE GASTOS. OPERACION DE LA COMPUERTA (A) PARA UNA PERDIDA DE CARGA DE 6 Y 10 CM. Table with columns for structure type (I, II, III) and cost for closing and opening doors. Includes a section for PERDIDA DE CARGA DE 6 CM and PERDIDA DE CARGA DE 10 CM.

NOTAS: Aproximacion en centimetros... Operacion de la compuerta...

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS. DIRECCION GENERAL DE GRANDE IRRIGACION Y CONTRA DE ANOS. PROYECTO TIPO. TOMAS GRANJA CON ESTRUCTURA AFORADORA DE CARGA CONSTANTE. Mexico, D.F. OCTUBRE DE 1951. TC-C-836.



OPERACION DE LA COMPUERTA "A"

I. P. S.	ABERTURA Cm
100	6.5
200	13.0
300	19.4
400	25.9
500	32.4
600	38.9
700	45.4
800	51.8
900	58.3
1000	64.8
1100	71.3
1200	77.8
1300	84.2
1400	90.7
1500	97.2

PARA UNA PERDIDA DE CARGA DE 10 cm

NOTAS: Aclaraciones en centímetros - Usese concreto de $\rho = 1400 \text{ kg/cm}^3$ y acero de grado intermedia $\rho = 1400 \text{ kg/cm}^3$. Los tirantes aguas abajo deben anagar completamente a la tubería o la descarga. - Los hojas de las compuertas varían una de la otra solamente en el ancho.

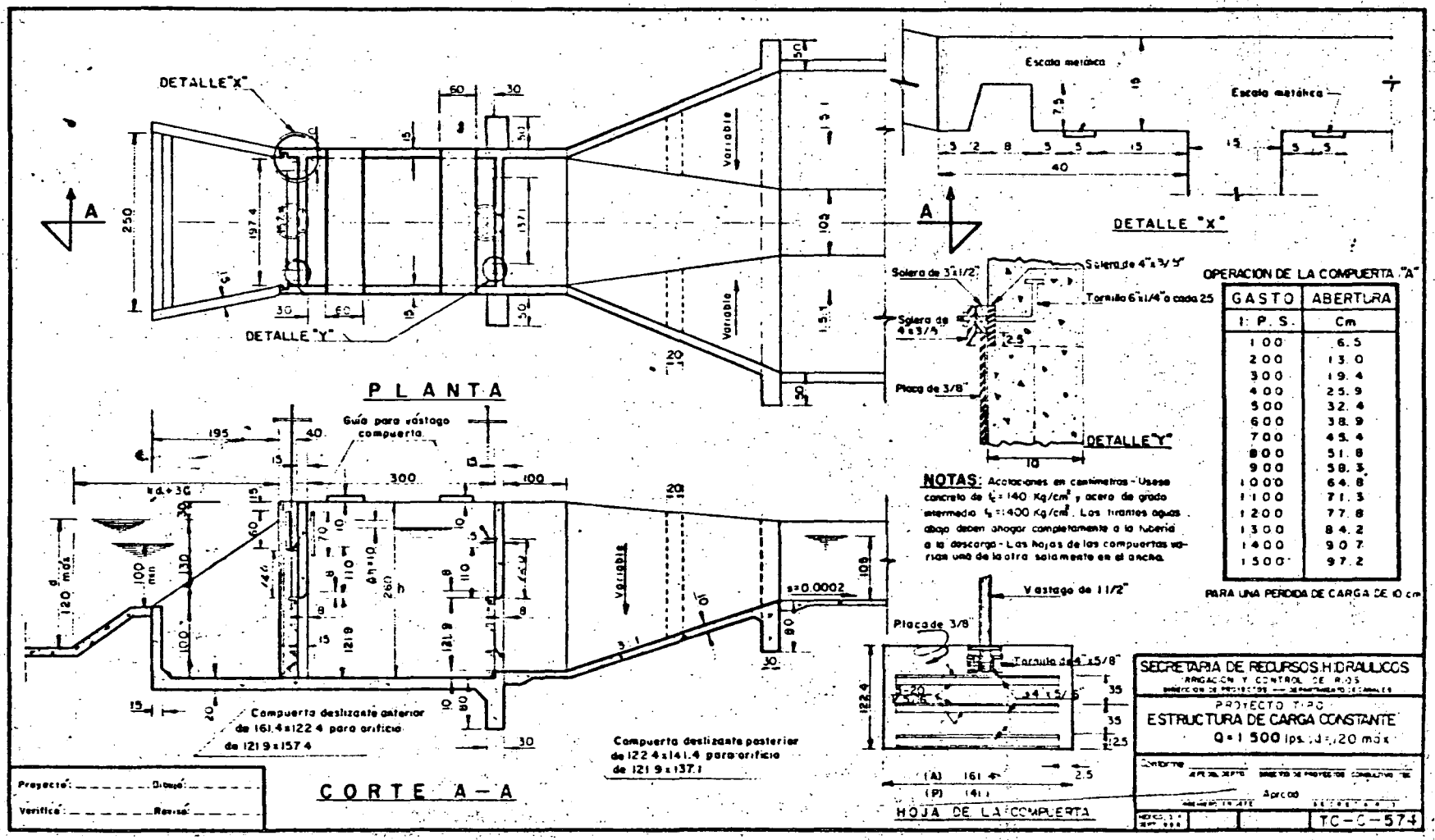
SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
 DIRECCION Y CONTROL DE OBRAS
 DIRECCION DE PROYECTOS - DEPARTAMENTO DE MAQUINARIA

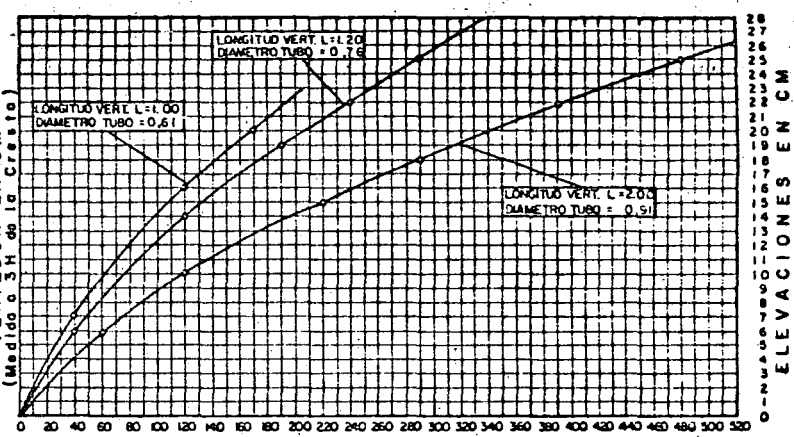
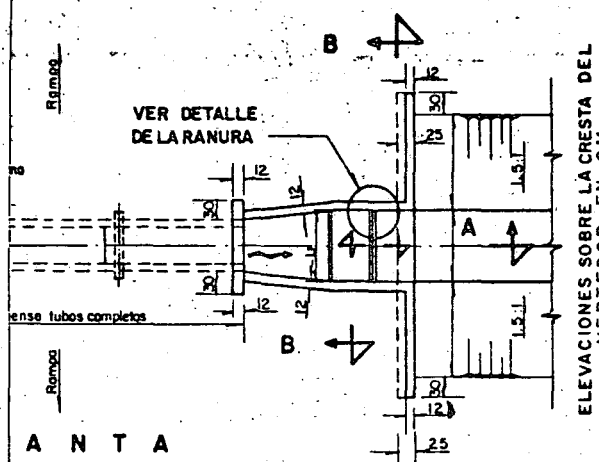
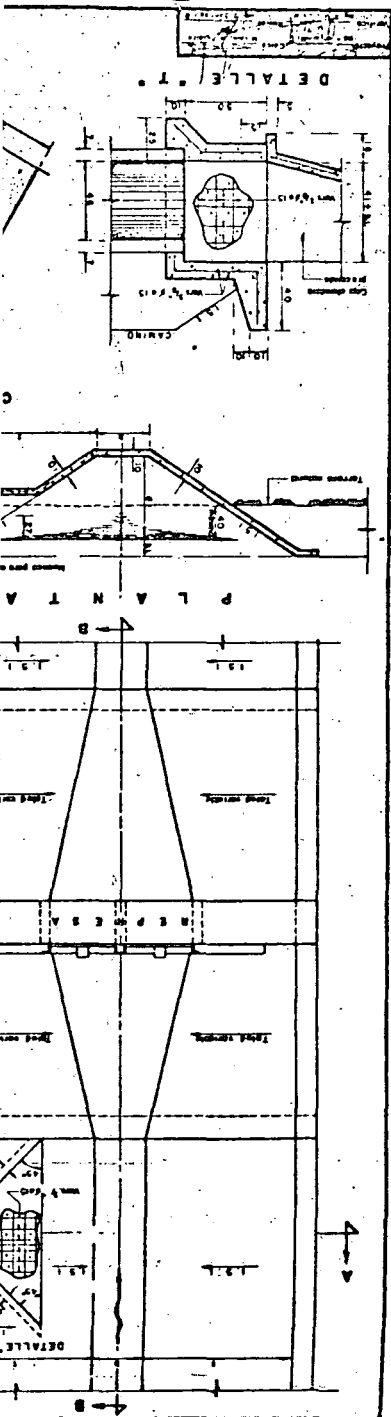
PROYECTO TIPO
ESTRUCTURA DE CARGA CONSTANTE
 Q = 1500 lps ; d = 120 a 200

Contenido: SEÑALAMIENTO BARRERAS DE PROTECCION COMPUERTAS
 Aprobado: _____
 Aprobado en: _____

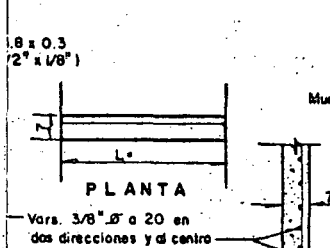
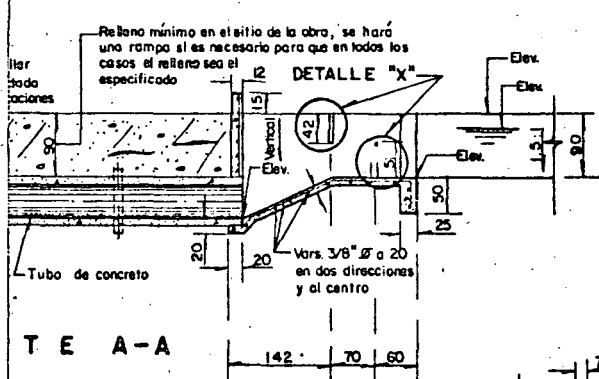
HOJA DE LA COMPUERTA

TC-C-575

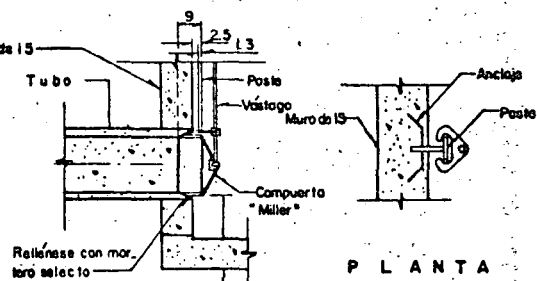




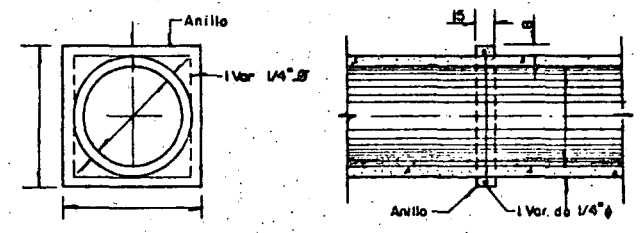
GASTOS EN LITROS / SEG.
CURVA DE GASTOS



DETALLE DE LA RANURA



ELEVACION
DETALLE DE LA INSTALACION
DE LA COMPUERTA TIPO MILLER

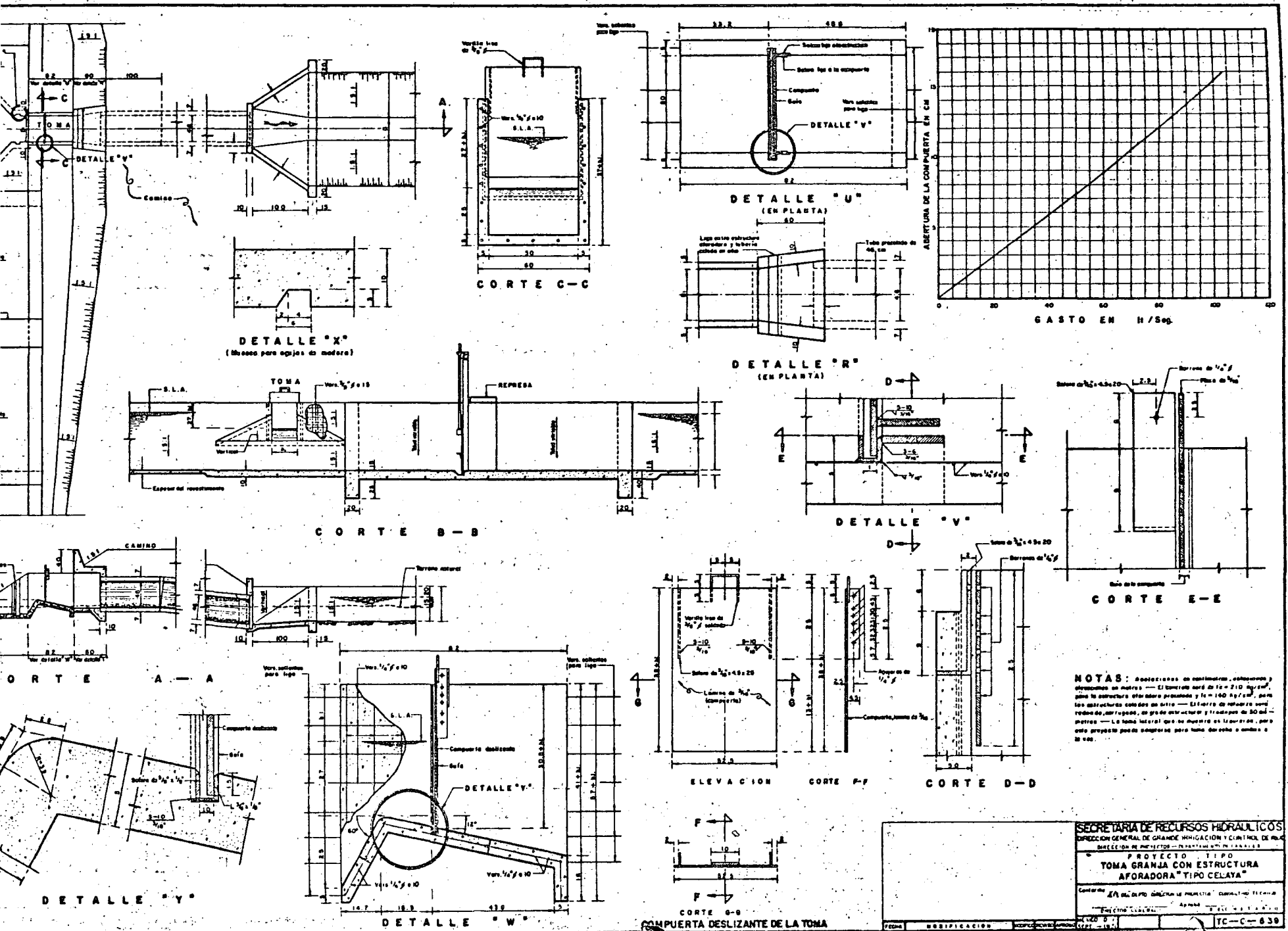


DETALLE DE LOS ANILLOS

NOTAS :

Acolaciones en centímetros, estaciones y elevaciones en metros — Usese concreto de $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ — Fierro de refuerzo de grado estructural con brastapes de 30 diámetros — El recubrimiento será de 4 cm para cuando el concreto está en contacto con la tierra y 2.5 cm cuando no lo está — Para detalles de los tubos de concreto y de la compuerta tipo "Miller", véanse los planos TC-C-153, TC-C-154 y TM-C-253

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS		
DIRECCION GENERAL DE GRANDE IRRIGACION Y CONTROL DE RIOS		
DIRECCION DE PROYECTOS — DEPARTAMENTO DE CANALES		
PROYECTO TIPO.		
TOMA GRANJA CON ESTRUCTURA AFORADORA "TIPO GUAMUCHIL"		
Conforme: JEFE DEL DEPTO. DIRECTOR DE PROYECTOS CONSULTIVO TECNICO		
DIRECCION GENERAL		Aprobó: SECRETARIO
MEXICO, D. F. SEPTIEMBRE - 1971		TC - C - 637



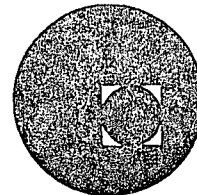
NOTAS: Asociaciones en centímetros, estacione y abstracciones en metros — El tamaño más de 12 x 210 mm, para la estructura, en el caso de presión y 12 x 100 mm, para las estructuras con flujo — El error de medida será redondeado, en el caso de estructura y trazo de 50 milímetros — La toma lateral que se muestra en la obra, para este proyecto podrá comprarse para toma de obra y cambio a 1/2 m.

SECRETARÍA DE RECURSOS HIDRÁULICOS	
DIRECCIÓN GENERAL DE GRANDE INGENIERÍA Y CONTROL DE OBRAS	
DIRECCIÓN DE PROYECTOS — INGENIERÍA Y CONTROL DE OBRAS	
PROYECTO TIPO	
TOMA GRANJA CON ESTRUCTURA AFORADORA TIPO CELAYA	
Elaborado por	EL INGENIERO EN JEFE DE PROYECTOS — CONTROL DE OBRAS
Revisado por	EL INGENIERO EN JEFE DE PROYECTOS — CONTROL DE OBRAS
Aprobado por	EL INGENIERO EN JEFE DE PROYECTOS — CONTROL DE OBRAS
Fecha	08/11/1960
Edición	001
Hoja	10 de 10
TC-C-639	

COMPUERTA DESLIZANTE DE LA TOMA



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS DE ZONAS DE RIEGO

HIDRAULICA APLICADA

.PRESAS DERIVADORAS

ING. MARIO CARVAJAL DIAZ



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 hidroeléctrica, 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 boquilla 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 crestafija 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 limpia 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, acarreos fluviales.

Para el segundo caso, será necesario únicamente descubrir las formaciones de gravas y arenas limpias sobre la cual se desplantará 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 formen 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 "Flotante".

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 limpieza 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

8

un puente 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 al - 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.

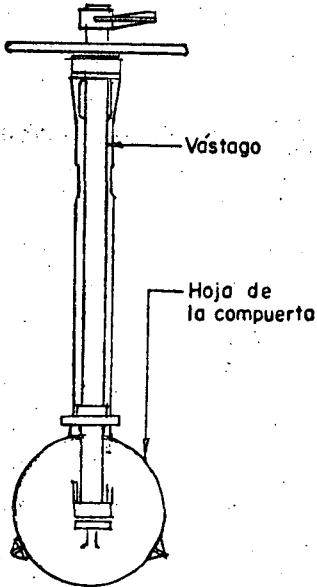
Fórmulas.

Para dimensionar los conductos de la obra de toma:

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

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

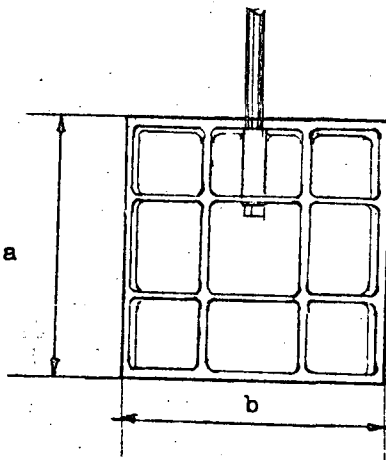
Es conveniente que las dimensiones de los conductos se ajusten a las dimensiones de compuertas tipo de la Secretaría de Recursos Hidráulicos. A continuación se detallan:



COMPUERTAS CIRCULARES PARA DIAMETROS DE:

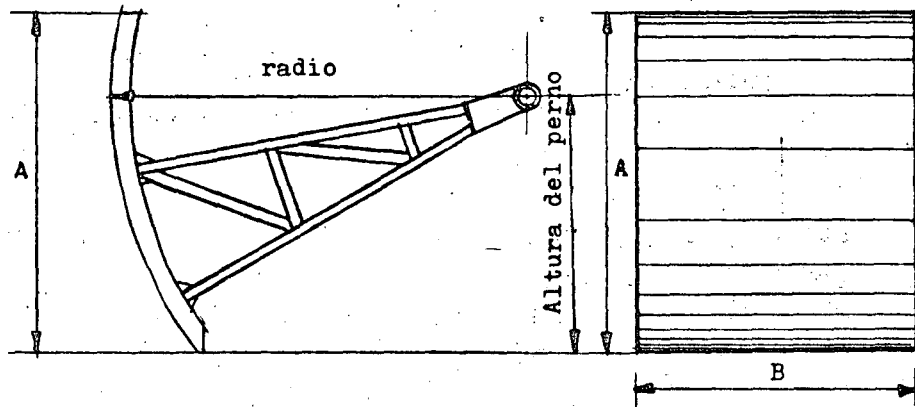
0.457 m	(18")
0.610 m	(24")
0.762 m	(30")
0.914 m	(36")

COMPUERTAS DESLIZANTES



COMPUERTAS DESLIZANTES

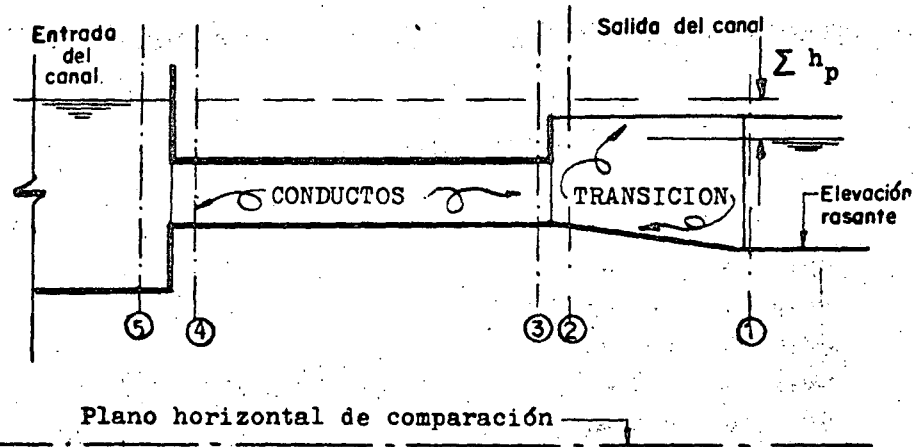
b	a	b	a	b	a
61	x 91	107	x 107	152	x 122
76	x 76	122	x 152	152	x 183
91	x 91	122	x 92	183	x 183
91	x 122	122	x 122	200	x 200
91	x 61	152	x 152		



COMPUERTAS RADIALES

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_{TS} la podemos valorar como

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

De la sección (2) a la sección (3)

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

ya que $Z_3 = Z_2$

$h_s =$ pérdida por salida = $0.4 (hv_2 - hv_1)$

De la sección (3) a la sección (4)

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

$h_f =$ 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)

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

$h_E =$ 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 tanteos 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:

- 1° Debido al desnivel que existe entre la cresta vertedora 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.
- 2° 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.
- 3° 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.
- 4° 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 $\frac{C_s}{C_o}$ en la que C_s 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

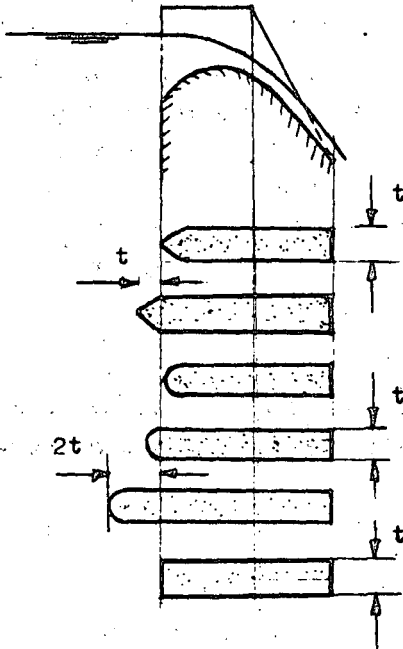
N = número de pilas

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.



$$K_p = 0.040$$

$$K_p = 0.030$$

$$K_p = 0.045$$

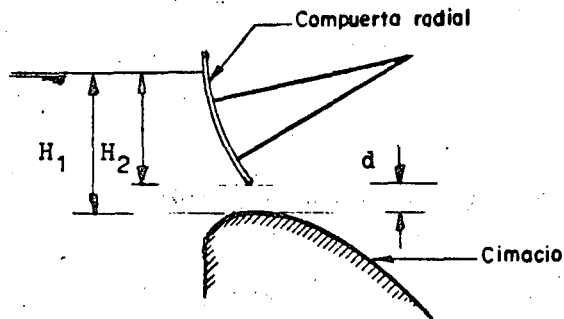
$$K_p = 0.035$$

$$K_p = 0.025$$

$$K_p = 0.100$$

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 dise-
ño H_d .

Para disipar la energía cinética adqui-
rida 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 cons --
trucción se hará por medio de la unión de dos curvas cir-
culares tangentes; la última descargará al agua con un án-
gulo de 45° .

Siguiendo el criterio U.S.B.R. se calcu-
la 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 --

arrastré 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.

1° 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

$$f_{\text{máx}} \leq f_{\text{permisible}}$$

Condición de volteamiento.

El cociente entre los momentos de cargas — 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 —

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

$$C_d = \frac{F_V \mu}{F_H} \geq 2$$

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 -
formará el Distrito del Bajo Río Conchos, se localiza en
la parte Nor-Oriental del Estado de Chihuahua en la con-
fluencia de los ríos Conchos y Bravo, comprendiendo tie-
rras 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°33'N y 104°25' W respectivamente. Todo el Valle
se localiza al centro del Municipio de Ojinaga.

La presa "El Granero" controla y alma-
cena las aguas del río Conchos. La capacidad para riego
de la Presa "El Granero" es de 260×10^6 m³.

Para definir el proyecto de la Zona de
Riego del Valle de Ojinaga, Chih., se elaboraron cuatro-
anteproyectos, se hicieron los respectivos estudios eco-
nómicos, resultando más conveniente y económica, la al-
ternativa que corresponde a dos derivadoras una en el si-
tio denominado Peguis Chico y otra en el sitio denomina-
do Tarahumara, 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 Con- chos (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 "Tarahumara".

Canal Principal margen izquierda.

Q = 3.50 m³/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 m³/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 m²

Area carteles = - 0.0400 m²

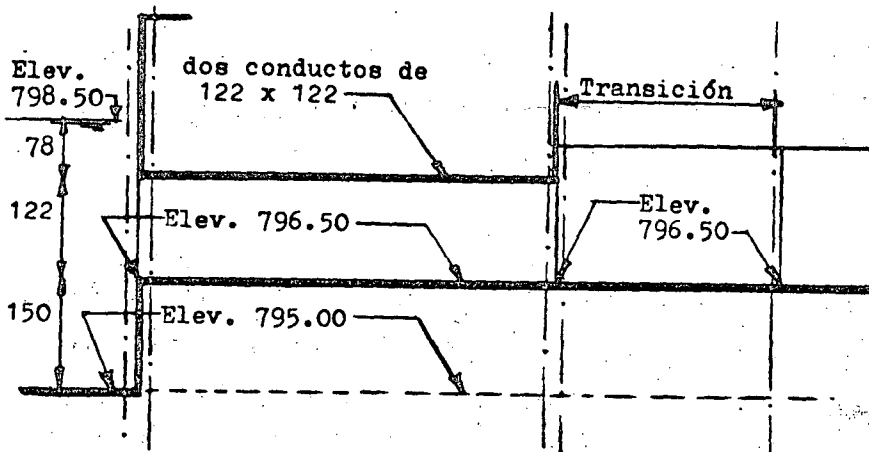
Area neta = 2.9368 m²

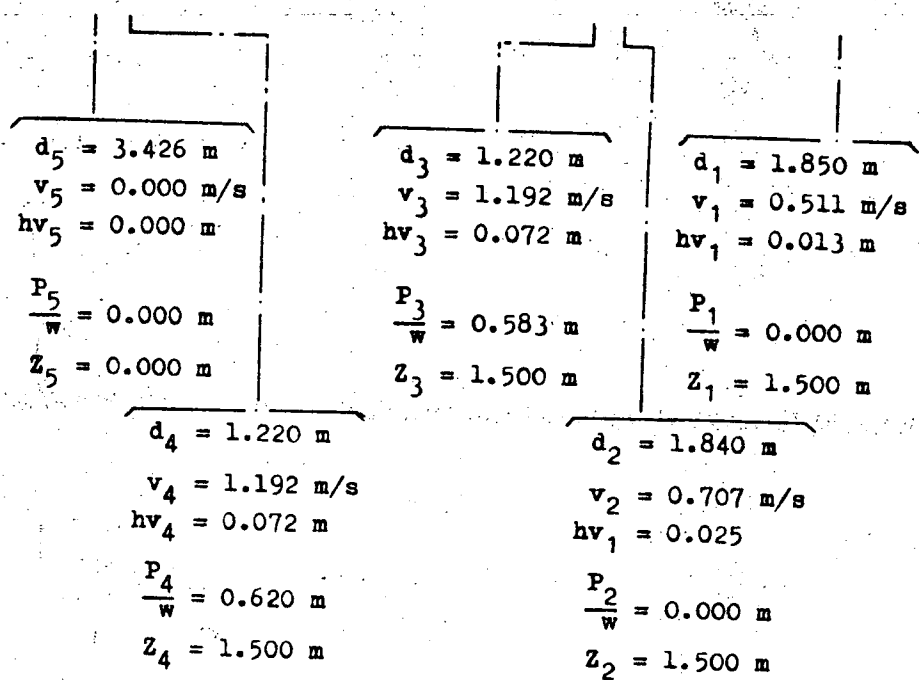
Velocidad conducto M.I. = 1.19 m/seg

Velocidad conducto M.D. = 0.81 m/seg

Carga necesaria en la Margen Izquierda para derivar 3.5 m³/seg.

Cálculo hidráulico de la obra de toma:





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 vertedora a la 798.50.

Carga sobre la cresta vertedora.

Datos:

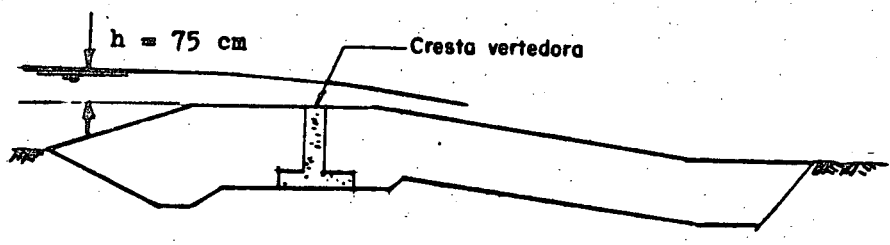
- Longitud de la cresta vertedora = L = 617.00 m
- Avenida máxima considerada = Q = 650.00 m³/seg
- Coefficiente medio de descarga = C = 1.62

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 construc -- ción, debiéndose trazar lo mejor que sea posible a pesar - de la incertidumbre que presenten las condiciones supues- tas, 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.

- 28
- 4° Excavación de los canales de entrada y salida.
 - 5° Construcción de los muros del canal de entrada y de salida.
 - 6° Construcción de una parte de cortina vertedora 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 graduados 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-

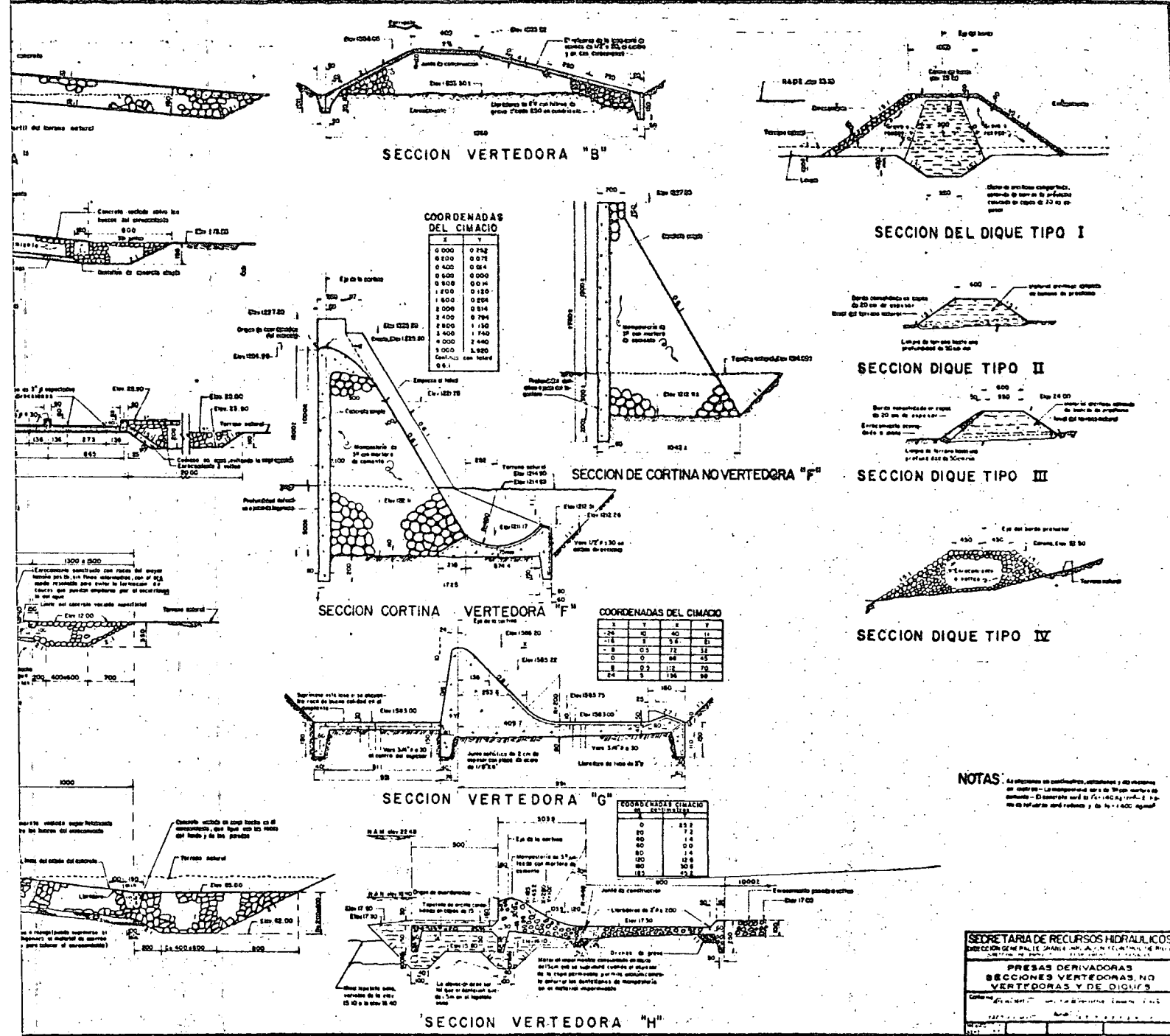
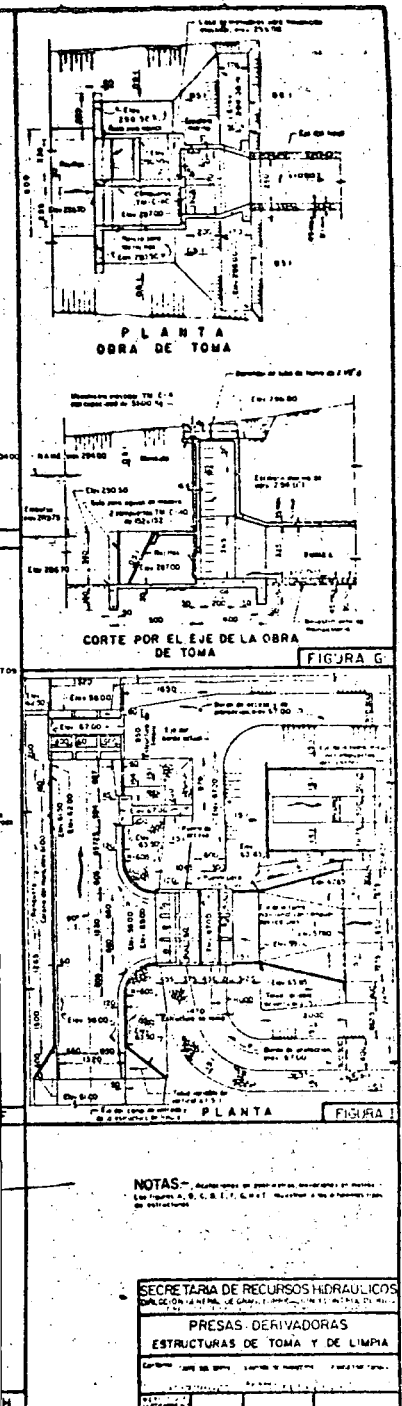
estiaje por la estructura de limpia.

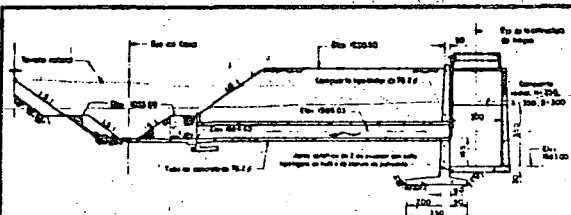
2° Se removerá la protección hecha al tramo de cortina -
vertedora ya construida.

4a. Etapa.

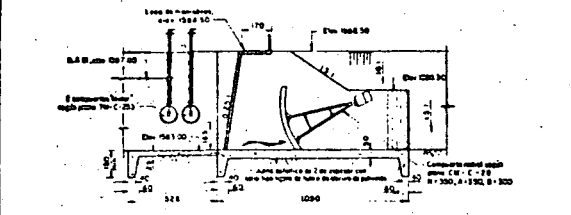
Terminación de la cortina vertedora en-
toda su longitud.

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.

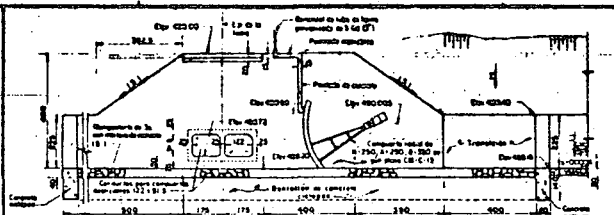




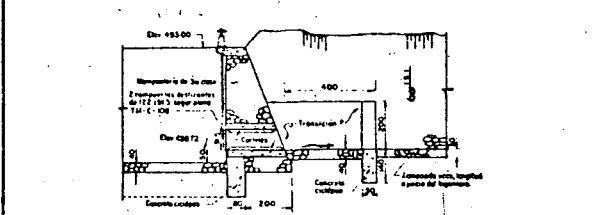
CORTE POR EL EJE DE LA OBRA DE TOMA



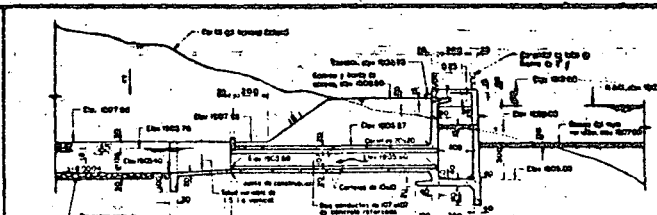
CORTE POR EL EJE DE LA ESTRUCTURA DE LIMPIA



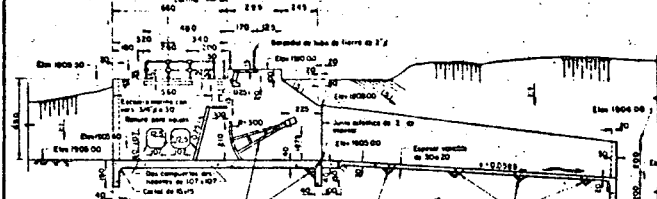
CORTE POR EL EJE DE LA ESTRUCTURA DE LIMPIA



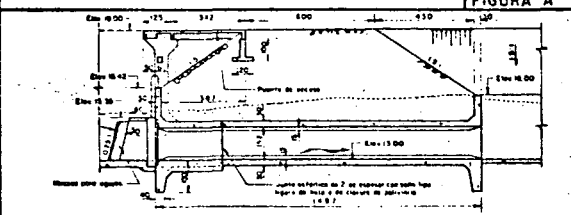
CORTE POR EL EJE DE LA OBRA DE TOMA



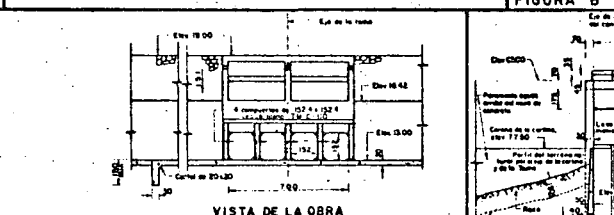
CORTE POR EL EJE DE LA OBRA DE TOMA



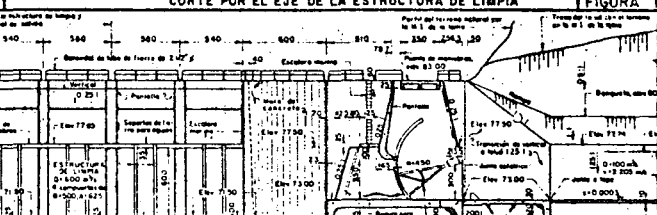
CORTE POR EL EJE DE LA ESTRUCTURA DE LIMPIA



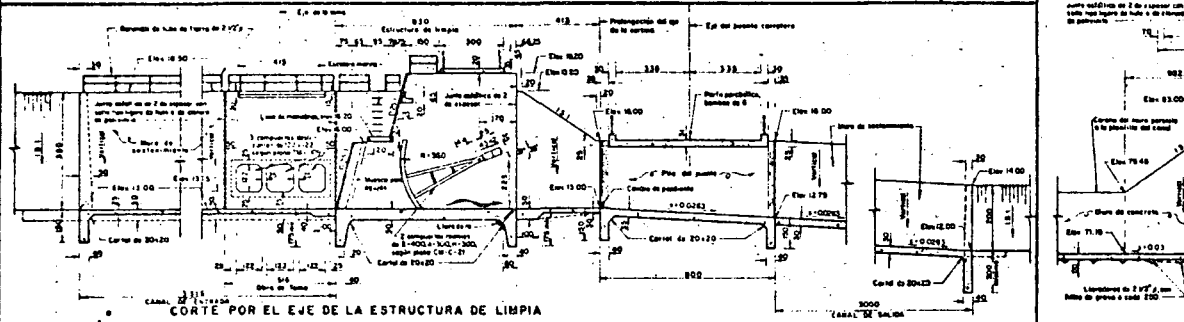
CORTE POR EL EJE DE LA OBRA DE TOMA



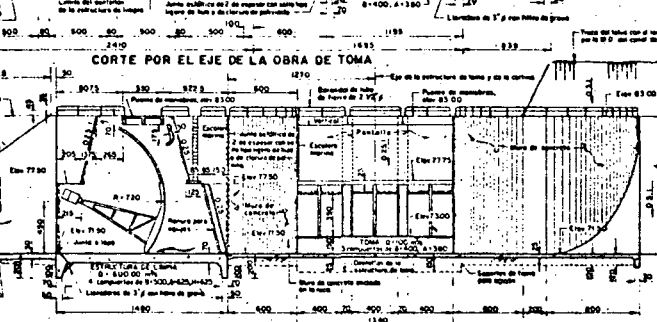
VISTA DE LA OBRA DE TOMA



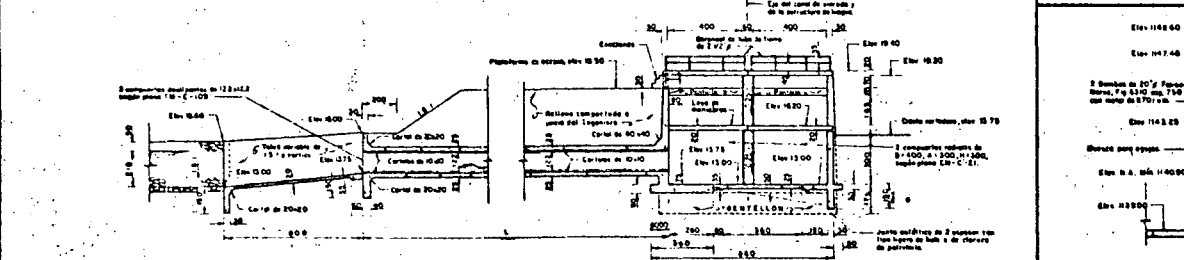
CORTE POR EL EJE DE LA OBRA DE TOMA



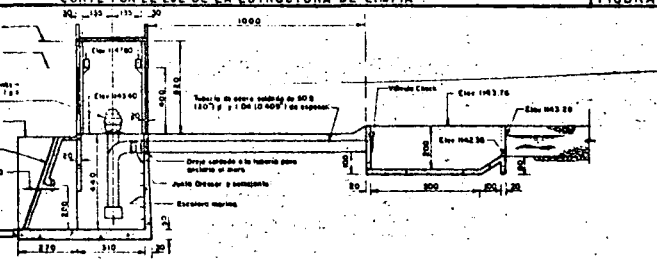
CORTE POR EL EJE DE LA ESTRUCTURA DE LIMPIA



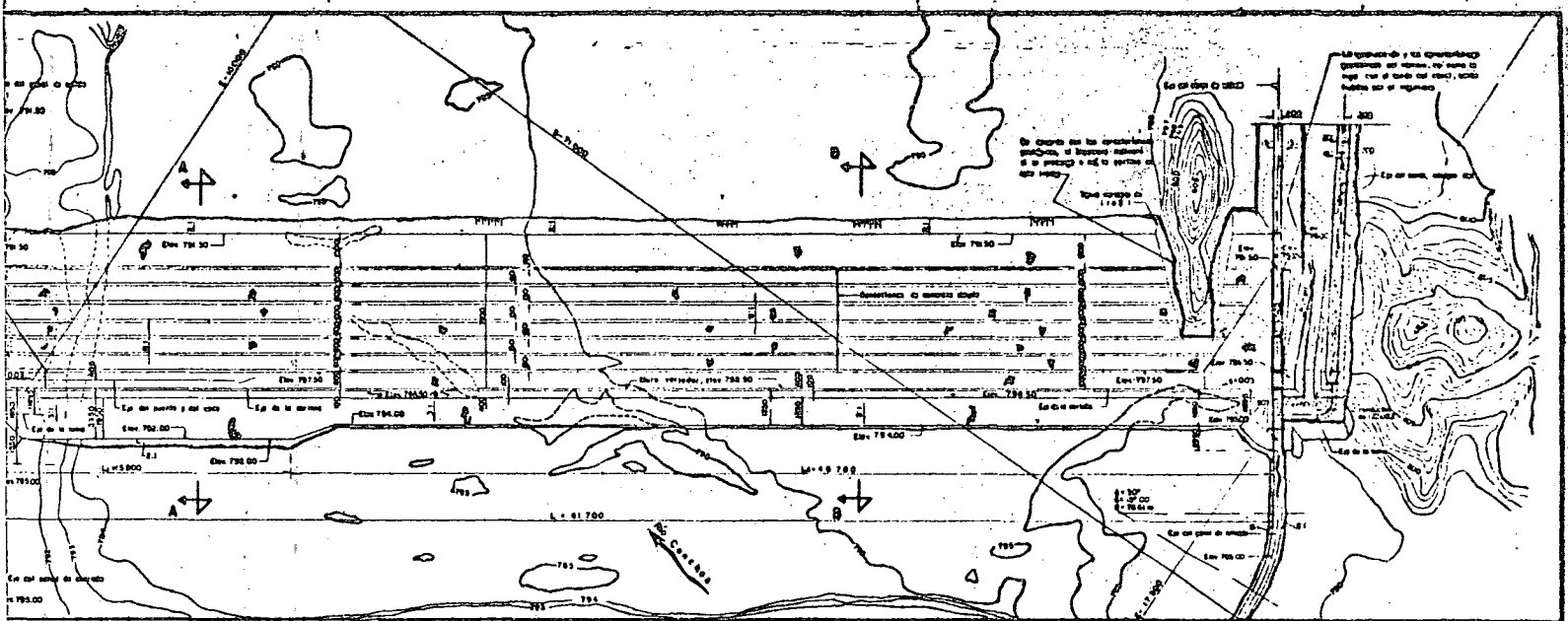
CORTE POR EL EJE DE LA ESTRUCTURA DE LIMPIA



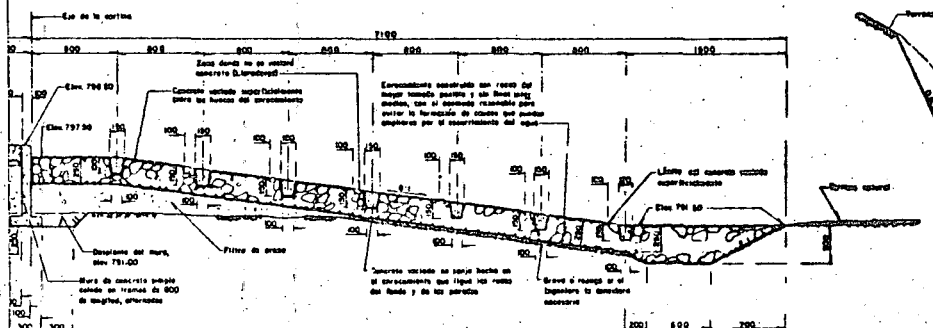
CORTE POR EL EJE DE LA OBRA DE TOMA



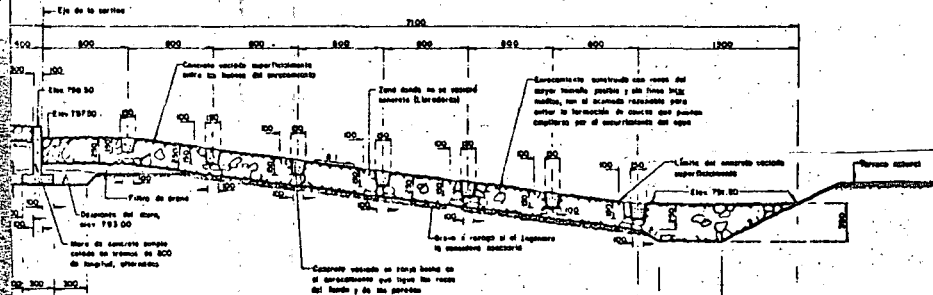
CORTE POR EL EJE DE LA OBRA DE TOMA



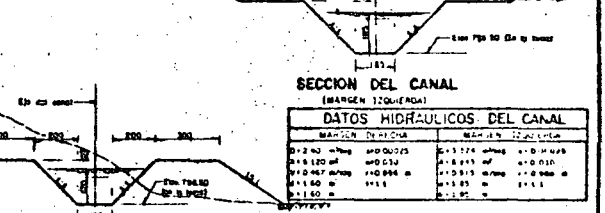
PLANTA



CORTE A-A
(SECCION DE LA CORTINA, L=100.00m)



CORTE B-B
(SECCION DE LA CORTINA, L=48.00m)



SECCION DEL CANAL
(BARGEN IZQUIERDA)

DATOS HIDRAULICOS DEL CANAL			
MARCHA DE AGUA		MARCHA DE SECA	
2.40 m	400.000	5.1224 m	0.0000
2.10 m	400.000	4.8411 m	0.0000
1.80 m	400.000	4.5598 m	0.0000
1.50 m	400.000	4.2785 m	0.0000
1.20 m	400.000	3.9972 m	0.0000

SECCION DEL CANAL
(BARGEN DERECHA)

CANTIDADES ESTIMADAS		
CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD
CORTINA		
Estructura	m ²	187.798
Carreamento	m ³	127.670
Materiales especiales	m ³	41.240
Grava y relleno	m ³	28.413
Concreto simple en forma de encofrado	m ³	6.930
Concreto simple en forma de encofrado	m ³	7.911
Concreto simple sobre el encofrado	m ³	4.540
ESTRUCTURAS LATERALES:		
Estructuras	m ²	28.225
Rejas	m ²	2.000
Carreamento para protección	m ³	190
Concreto reforzado	m ³	98
Tierra de relleno	m ³	37.122
Compuerta reborde de 8'x40, 4'x30, 4'x30	Pie	1
Reborde reborde con capacidad de 2000 e	Pie	1
3000 m	Pie	2
Compuerta de 122 x 122	Pie	2
Reborde elevador para compuerta	Pie	2
Reborde de 122 x 122	Pie	2
Puerta anti-retorno	m ²	750
Tubo de 12' x 24' de acero inoxidable	m ²	80
Tubo de 12' x 24' de acero inoxidable	m ²	40
Compuerta de 20' x 2'	Pie	1

NOTAS: 1. Dimensiones en centímetros, elevaciones en metros.
2. El depósito de las estructuras y la profundidad de las compuertas serán modificadas por el Ingeniero. Se usará un tipo de 16 x 20 y se harán las compuertas para aberturas de 16 x 40 y 16 x 30 en los casos anteriores. Las cantidades estimadas corresponden al canal de arroyo, canal de riego, y las estructuras de boga y de boga de ambos márgenes, a la estructura elevadora y a los bordes de acceso y de protección en la zona de la presa derivadora. La topografía del sitio de la construcción se obtuvo de plano topográfico de Olayo, Chh. de marzo de 1968.

CANTIDADES ESTIMADAS	
CONCEPTO	UNIDAD/CANTIDAD
BORDO DE PROTECCION:	
Estructura	m ² 5172
Carreamento	m ³ 2132
Materiales especiales	m ³ 4931
Grava y relleno	m ³ 4232

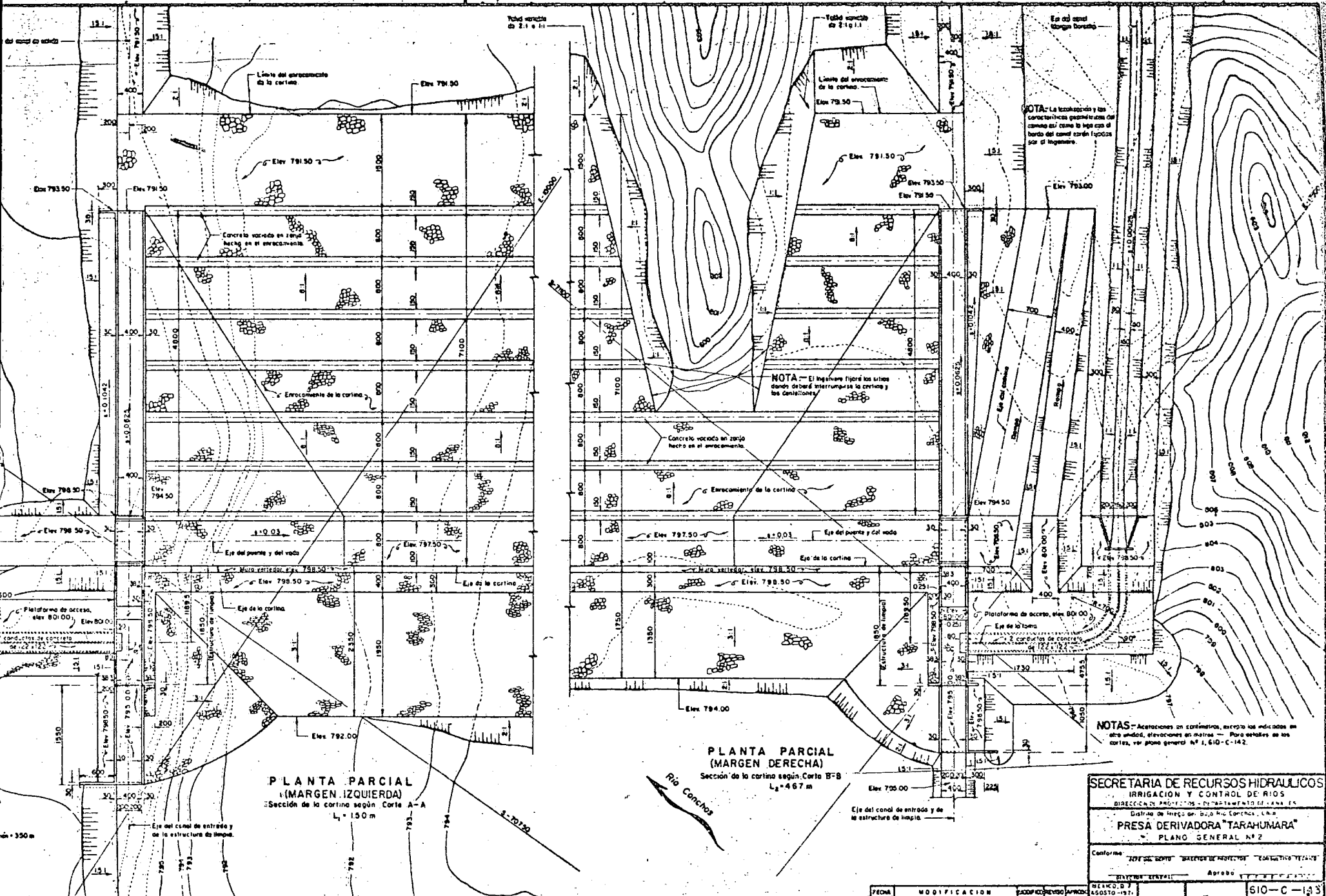
SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
IRRIGACION Y CONTROL DE RIOS
DIRECCION GENERAL DE PROYECTOS DE OBRAS DE RIEGO

Presidencia del Consejo de Ministros, Lima

PRESA DERIVADORA "TARAHUMARA"
PLANO GENERAL N° 1

Elaborado por: [Nombre] / Revisado por: [Nombre] / Aprobado por: [Nombre]

FECHA: [Fecha] / ESCALA: [Escala] / HOJA: [Número] / TOTAL: [Total]



NOTA: La topografía y las características geométricas del terreno así como la línea con el fondo del canal serán fijadas por el ingeniero.

NOTA: El ingeniero fijará los sitios donde deberá interrumpirse la cortina y las Canteles.

NOTAS: Aceleraciones en centímetros, excepto las indicadas en otra unidad, elevaciones en metros. - Para señalar de las curvas, ver plano general Nº 1, 610-C-142.

PLANTA PARCIAL (MARGEN IZQUIERDA)
Sección de la cortina según Corte A-A
L₁ = 150 m

PLANTA PARCIAL (MARGEN DERECHA)
Sección de la cortina según Corte B-B
L₁ = 467 m

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
IRRIGACION Y CONTROL DE RIOS
DIRECCION DE PROYECTOS DE TRATAMIENTO DE AGUA EN
DALIAS DE TIPO DE BUNO RAU CORNELI, S.A. de C.V.

PRESA DERIVADORA "TARAHUMARA"
PLANO GENERAL Nº 2

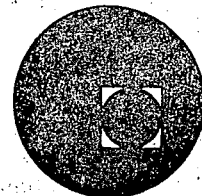
Conforme: [Signature] [Signature] [Signature] [Signature] [Signature]
Aprobado: [Signature]

FECHA	MODIFICACION	ACOPADO/REVISADO/PROYECTADO	ELABORADO
			450570-197

610-C-143



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS DE ZONAS DE RIEGO

HIDRAULICA APLICADA
RAPIDAS Y CAIDAS

ING. MARIO CARVAJAL DIAZ



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 podra desarrollar una corriente de alta velocidad a través de la serie de caidas, que ocasionara daños en el canal de tierra. Por otra parte, cuando las caidas están 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 podra 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. Después de 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 sustituira 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

2

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 cuadriculado, 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-

3

los, convergentes o divergentes. La divergencia de una corriente está 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 en 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.

4

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 (d_2) 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 $n = 0.012$. Estos valores más pequeños de n , proporcionan un cierto factor de seguridad 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 velocidades 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 hasta el extremo de la trayectoria y luego multiplicar las fuerzas de aguas arriba del tanque por el factor 1.10 en previsión de errores posibles 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 tanque de la caída de aguas arriba. En general, para cualquier tanque que depende de la profundidad del agua aguas abajo, para que proporcione un valor (d_2) suficiente para que origine el salto hidráulico, la elevación del piso del tanque, se puede obtener por medio de la siguiente ecuación:

$$\text{Elev. B} = \text{Elev. C} + d_3 + hv_3 - d_2$$

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 tanques deben seleccionarse en base de consideraciones hidráulicas y económicas.

ESTRUCTURA DE SALIDA. La estructura de salida de una rápida

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 — ($Q = 2.8 \text{ m}^3/\text{seg}$, 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 zampeado, 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 _l o
85.0	0.25 B _l o

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 pasante 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.

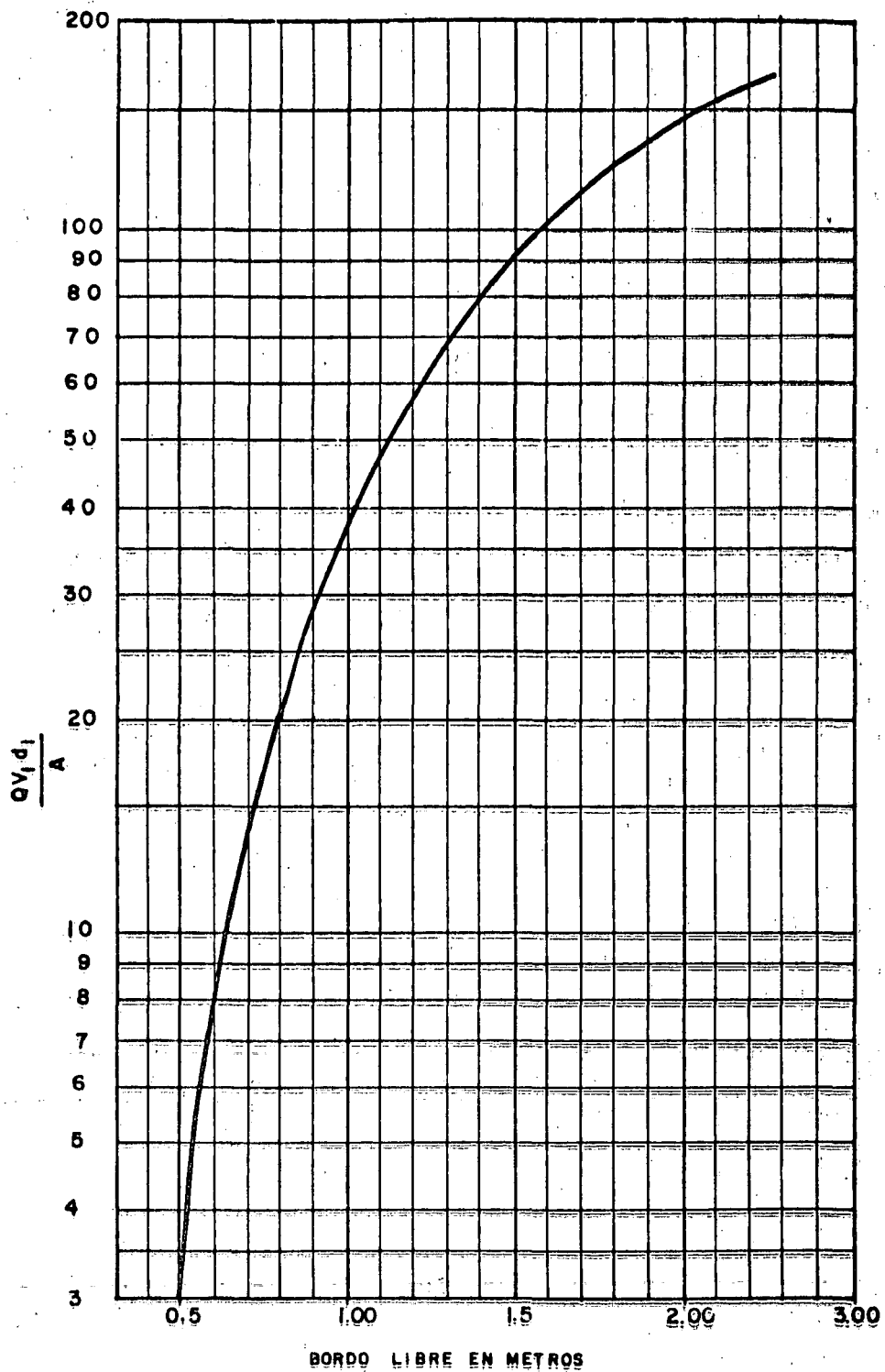


FIG. 2. — CURVA PARA EL BORDO LIBRE EN EL TANQUE AMORTIGUADOR POR EFECTO DE OLEAJE

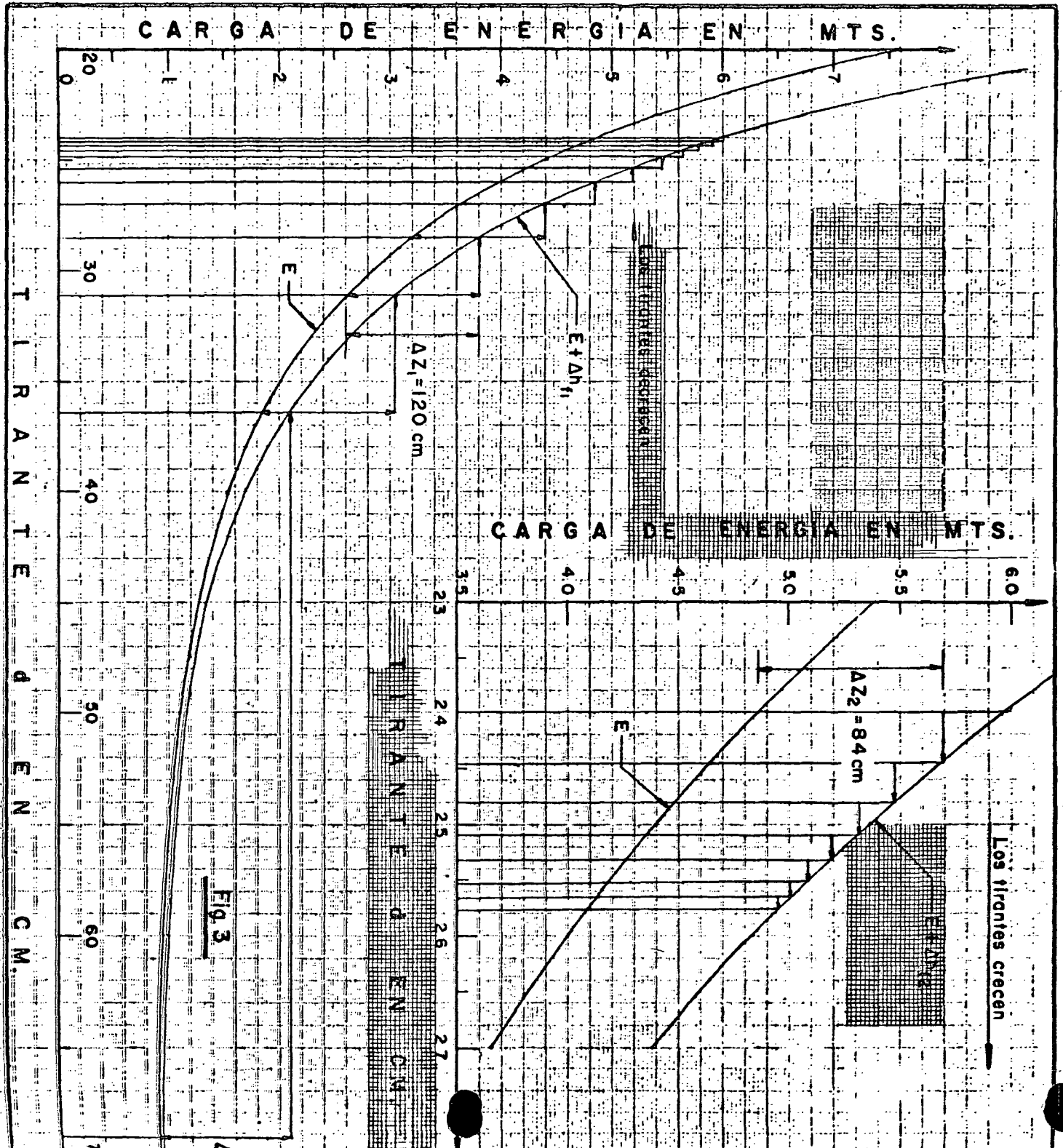


FIG. 3.—GRÁFICAS PARA EL CÁLCULO DE LA ECUACION $E + \Delta Z_1^2 E + \Delta h$

FIG. 3

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 indicarlás 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, dentellones, juntas.

EJEMPLO NUMERICO:

CALCULO HIDRAULICO DE LA RAPIDA.

I.- CANAL DE LA RAPIDA.

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)

$Q = 2.650 \text{ m}^3/\text{seg}$	$b = 0.800 \text{ m}$	$t = 1.5:1$
$n = 0.015$	$H = 1.300 \text{ m}$	$L_t = 93.900 \text{ m}$
$S_1 = 0.240$	$L_1 = 55.000 \text{ m}$	$S_2 = 0.168$
$L_2 = 38.90 \text{ m}$		

** Datos hidráulicos de la sección crítica.

$Q = 2.650 \text{ m}^3/\text{seg}$	$b = 0.800 \text{ m}$	$t = 1.5:1$
$dc = 0.692 \text{ m}$	$A = 1.272 \text{ m}^2$	$V_c = 2.084 \text{ m}/\text{seg}$
$Ec = 0.913 \text{ m}$	$r = 0.386 \text{ m}$	$h_v = 0.221$

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.

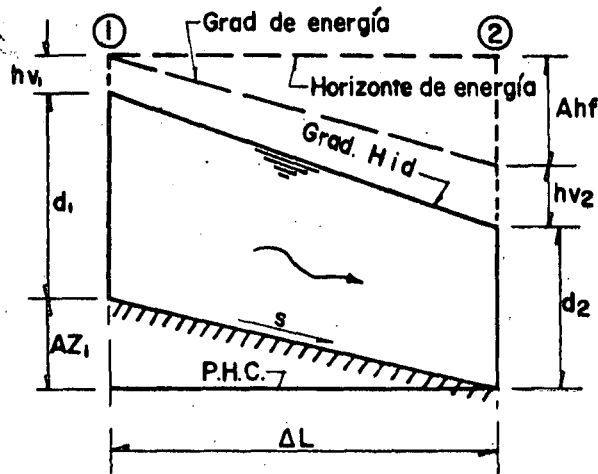


Fig. 4

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

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 deseados se tendrían que emplear las fórmulas:

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

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

$$\Delta hf = S \times L$$

$$E = d_1 + hv \quad E + \Delta hf = d_1 + hv + S \times$$

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 GRAFICAS

d (m)	E (m)	E + hf ₁ (m)	E + hf ₂ (m)
0.20	7.59515	9.80657	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 E_c , 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 E, se le agrega su correspondiente ΔZ_1 y se traza otro horizontal hasta cortar $E + \Delta h + I$; 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 $S = 0.168$	
dc	69.2	d13	24.4
d1	36.4	d13	24.8
d2	31.1	d14	25.1
d3	28.5	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 del tanque amortiguador.

II. TANQUE AMORTIGUADOR

Se empleará un método semigráfico 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 (d_1) 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) (G_0). Véase fig. 5

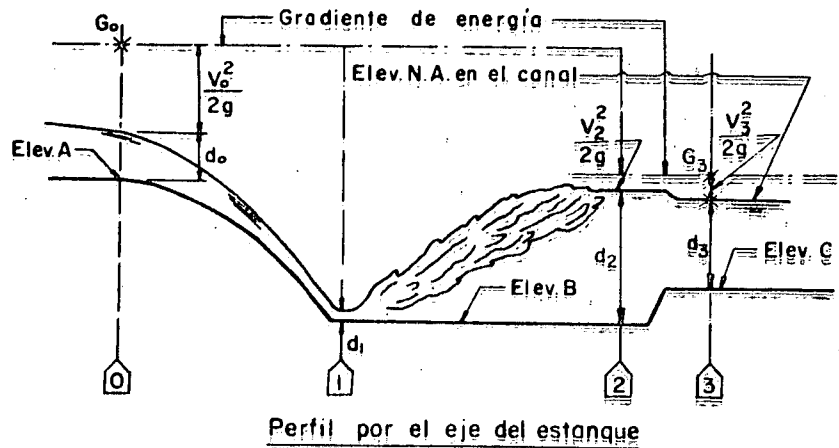


Fig. 5

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

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

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

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

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) (G_0). -
(Ver plano 1004-C-3.4).

Elev. 1703.780 m

$$\begin{array}{r} 4.078 \text{ m} \\ \hline 1707.858 \text{ m} \end{array}$$

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_{18} 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 $\frac{Qv}{g} + A\bar{d} = F$

En la que: Q = Gasto en m^3/seg

v = Velocidad en m/seg

A = Area de la sección del tanque en m^2

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

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

Hecha la tabulación, se procederá a dibujar la curva correspondiente 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:

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

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

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

distancia del C.G. 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 $d_2 = 1.66 \text{ m}$

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

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

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

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 N° 2

TABLA DE VALORES PARA TRAZAR LA GRAFICA "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 .	$\frac{QV}{g}$ 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	1.087
0.60	1.020	2.598	6.885	0.703	0.247	0.252	0.995
0.692	1.272	2.084	5.521	0.563	0.281	0.357	0.920
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	1.750	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 + V ₂ ² /seg) (1700.512 - (d ₂ +V ₂ ² /seg)
0.10	2.230	9.243	0.286	0.004	2.234	1698.278
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	1698.868
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

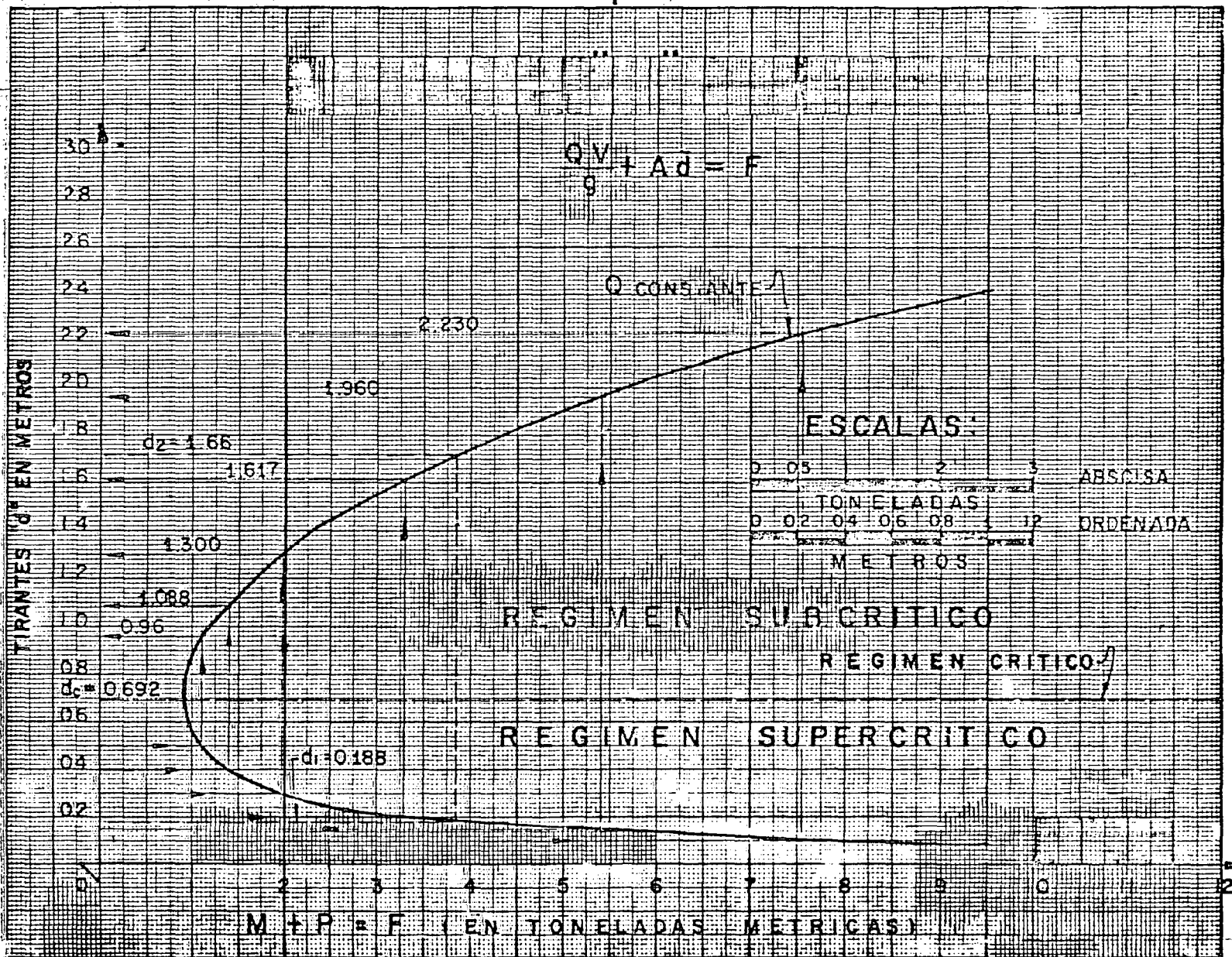


FIG. 6.—GRAFICA "F" TIRANTES

HL = Diferencia de gradientes de energía.

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

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

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

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

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

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.

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

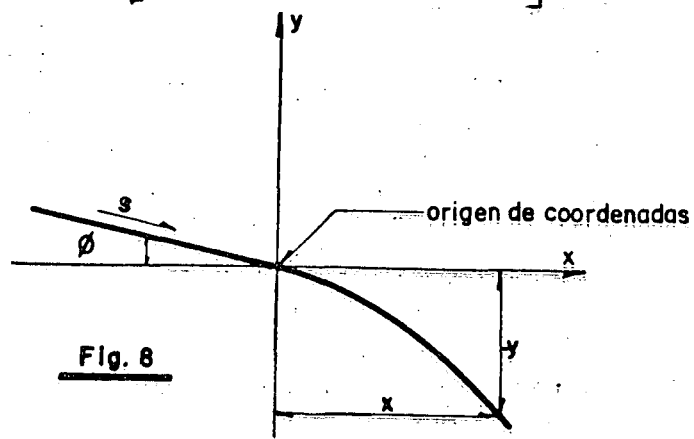
$$1 \text{ hp} = 76 \frac{\text{Kg} \cdot \text{m}}{\text{seg}}$$

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

COORDENADAS DE LA TRAYECTORIA

Aplicando la ecuación de la trayectoria se tiene:

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



donde y = coordenada vertical (ordenada)

x = coordenada horizontal (abscisa)

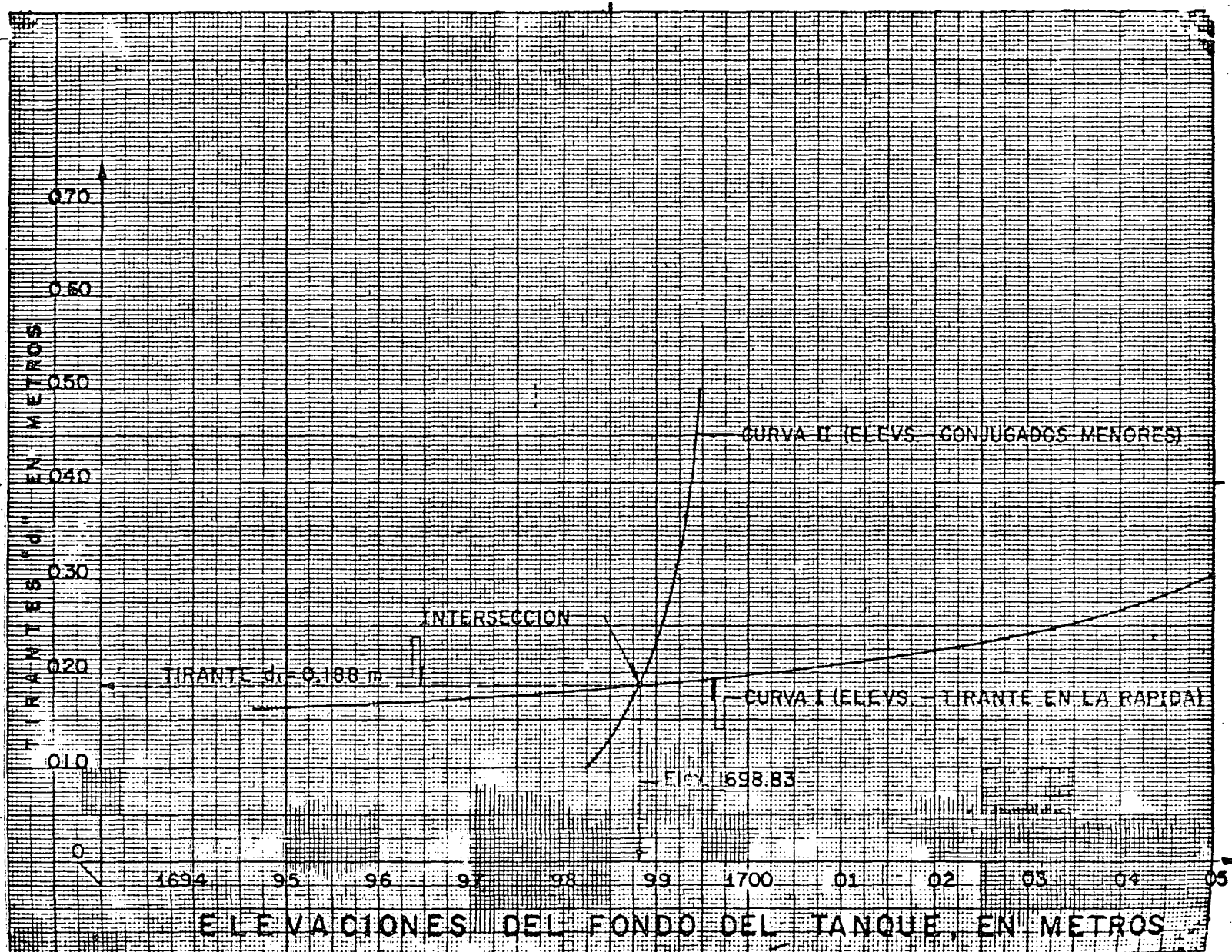


FIG. 7

26

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:

$$s = 0.168$$

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

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

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

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

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

(Véase tabla 4)

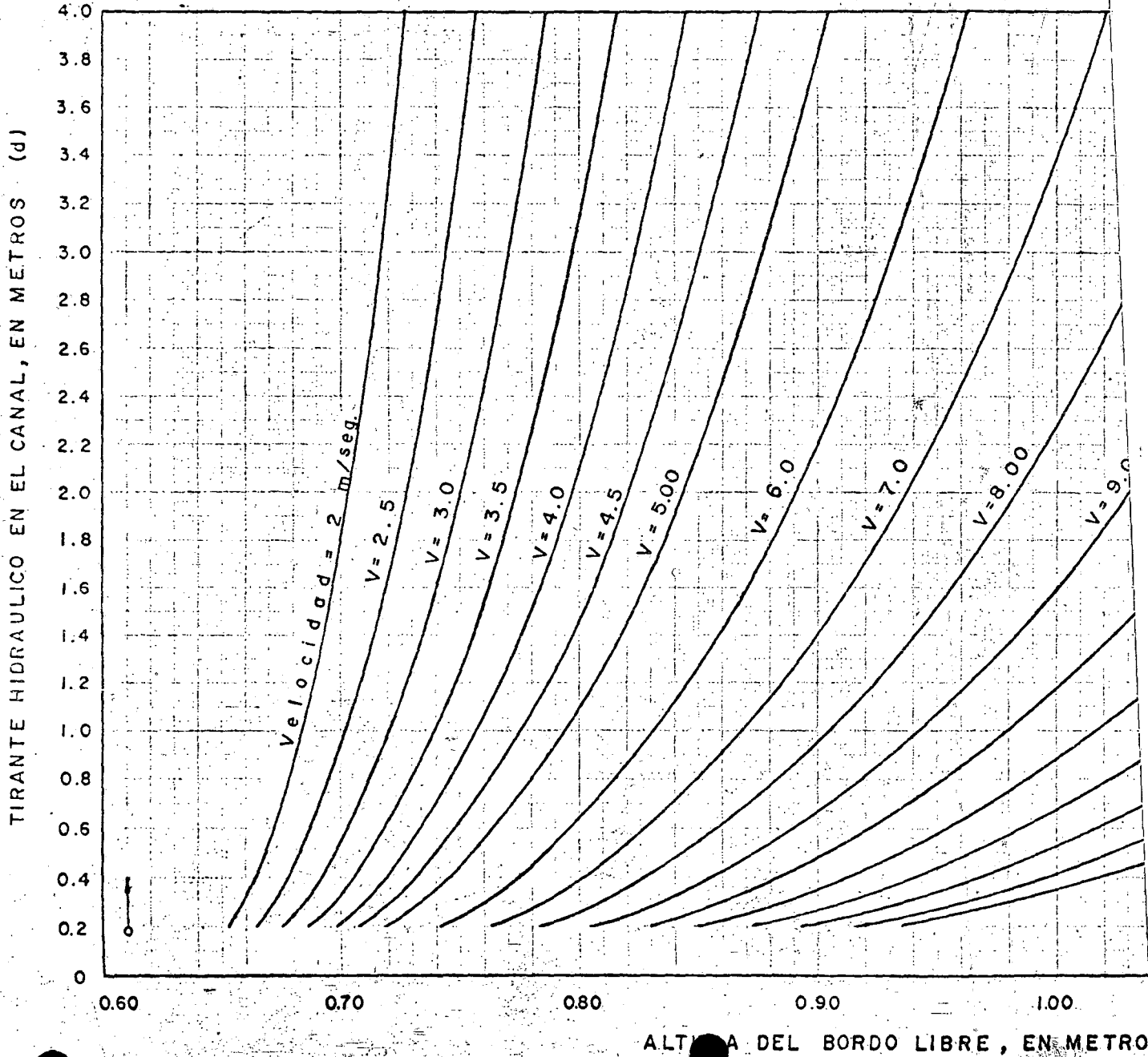
** La forma en que se calcularon las características hidráulicas de la sección crítica donde comienza la rápida fué la siguiente:

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 trapeziales 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
 Expresión empírica $B.L. = 0.61 + 0.0$



SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS

DIRECCION GENERAL DE OBRAS PUBLICAS Y CONSTRUCCIONES DE BARRIOS

CANAL PRINCIPAL LOPEZ RAYON

RAPIDA

PLANO GENERAL Y PLANOS PARTICULARES

1004-C-304

NOTAS

Las puestas de obra... en el caso de que se pudiese... en el caso de que se pudiese... en el caso de que se pudiese...

COORDENADAS DE LA CURVA PARABOLICA

Y	X
0.00	1.000
0.10	0.995
0.20	0.980
0.30	0.955
0.40	0.920
0.50	0.875
0.60	0.820
0.70	0.755
0.80	0.680
0.90	0.590
1.00	0.500

CANTIDADES ESTIMADAS

CONCEPTO

Unidad

Cantidad

ACQUAS VERTICALE DE LA RAMPA

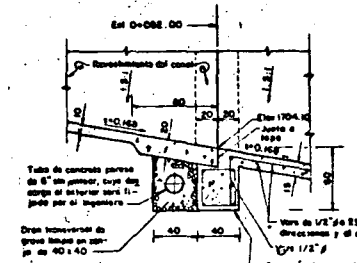
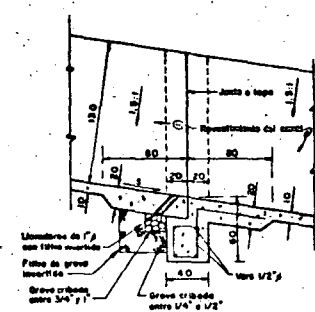
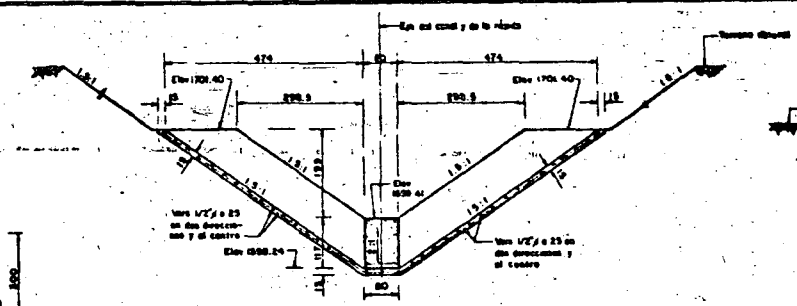
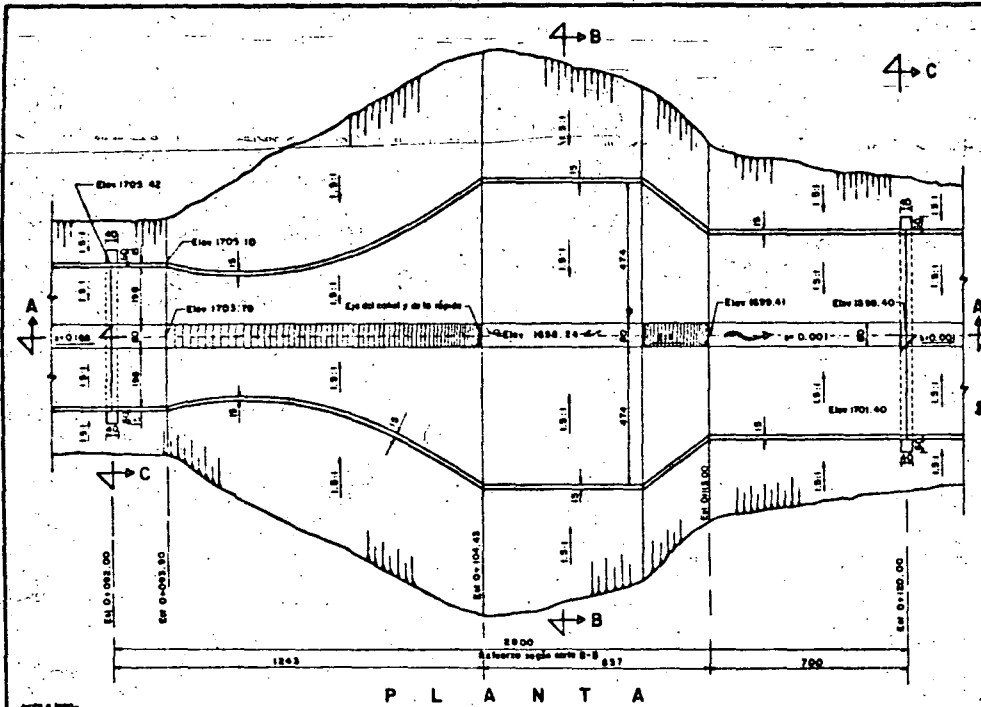
ACQUAS VERTICALE DE LA RAMPA

DATOS HIDRAULICOS

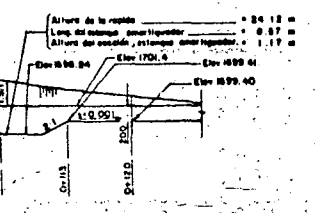
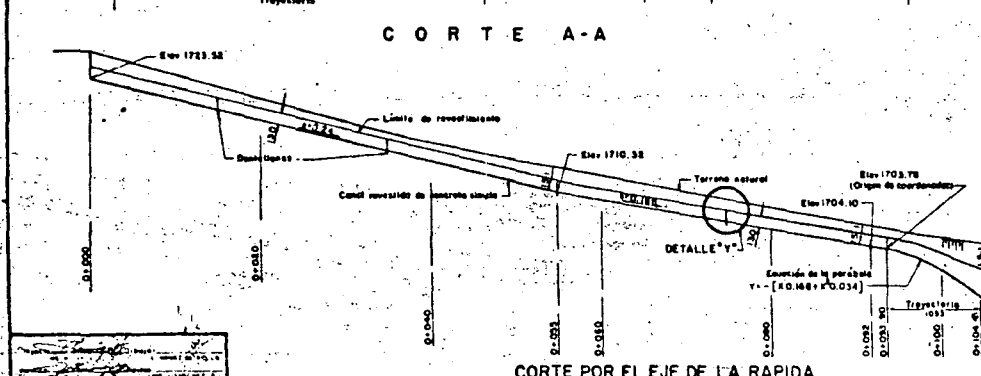
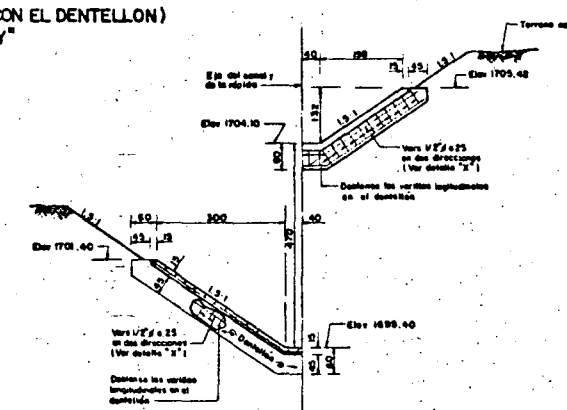
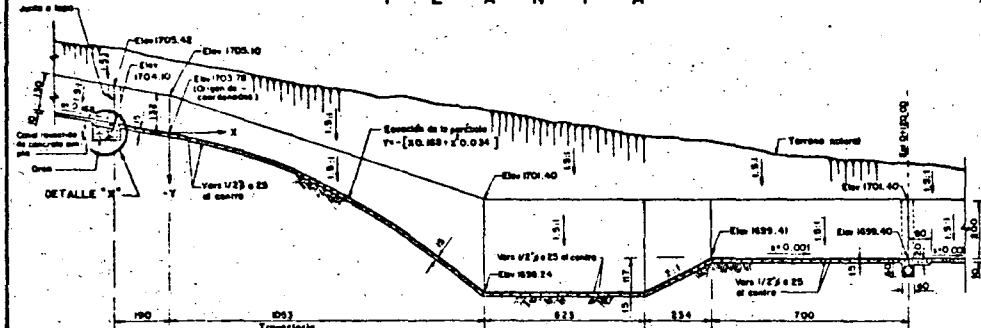
0.25	0.015	0.020
0.50	0.015	0.020
0.75	0.015	0.020
1.00	0.015	0.020

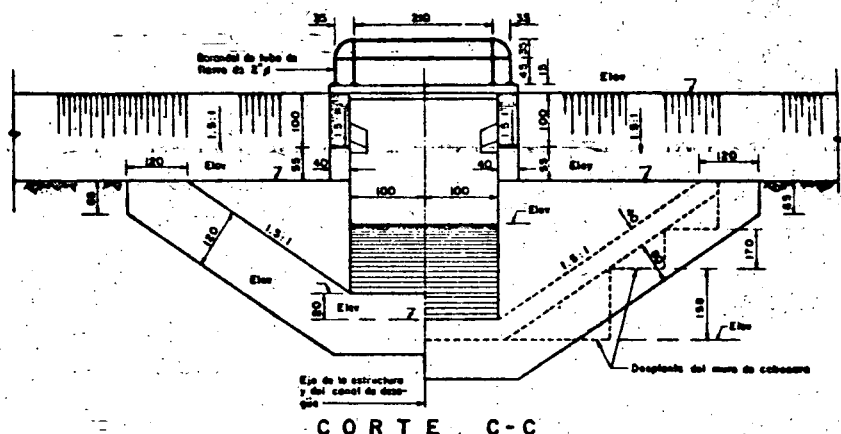
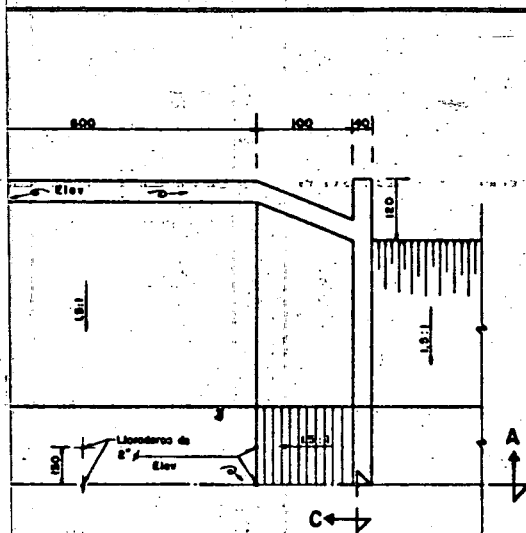
ECCION DEL CANAL EN LA RAPIDA

78



(DETALLE DE LAS JUNTAS CON EL DENTELLON)
DETALLE "Y"



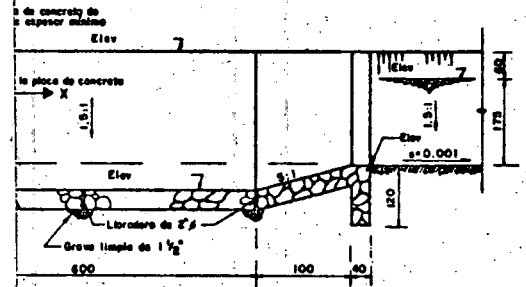


COORDENADAS DE LA PARABOLA

X (metros)	Y (metros)
0.20	-0.013
0.40	-0.054
0.60	-0.122
0.80	-0.217
P.T.O. 98	-0.326

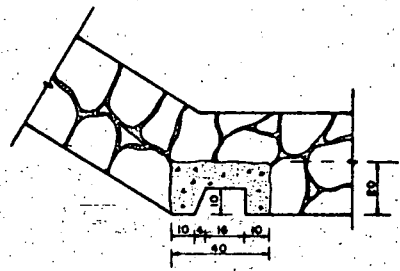
DATOS HIDRAULICOS

CANAL PRINCIPAL	
Q = 8.32 m ³ /seg	s = 0.020
A = 1.720 m ²	r = 0.0003
v = 1.005 m/seg	r = 0.937 m
d = 1.89 m	b = 1.25 m
CANAL DE DESAGÜE	
Q = 8.371 m ³ /seg	s = 0.030
A = 8.09 m ²	r = 0.001
v = 1.035 m/seg	r = 0.973 m
d = 1.75 m	b = 2.00 m

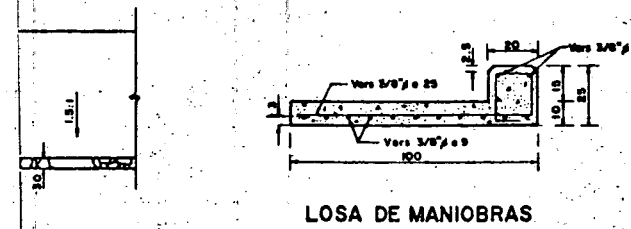


CANTIDADES ESTIMADAS

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD
Excavacion	m ³	
Mamposteria	m ³	172
Concreto	m ³	7.3
Hierro de refuerzo	Kg	60
Tubo de 2" 1/2	m	9

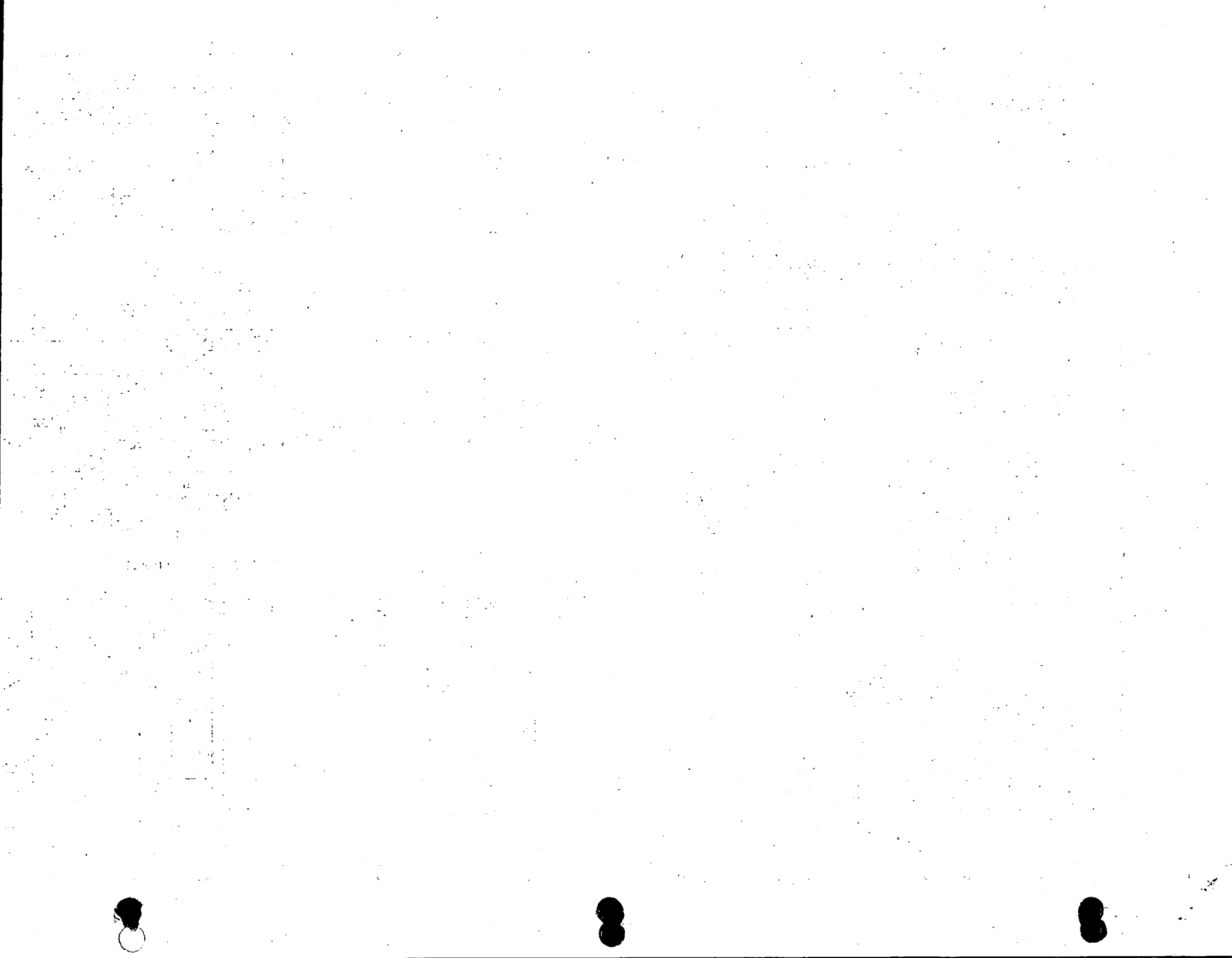


NOTAS. - Acoraciones en centímetros y elevaciones en metros de acero concreto de f'c = 140 Kg/cm². La base del puente de manga brisa estará firmemente apoyada en los muros. - Para detalles de la compuerta, véase el plano CM-C-4; para detalles de los chumaceros, el CM-C-102; para detalles del muelle, el MC-C-400 y el CM-C-401; y para la instalación de la compuerta, véase el plano CM-C-301.



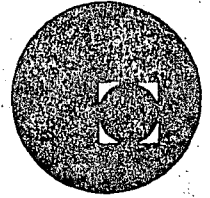
Usense agujas de 6" de espesor

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS			
DIRECCION GENERAL DE GRANDE IRRIGACION Y CONTROL DE RIOS DIRECCION DE PROYECTOS - ESTACIONAMIENTO DE CANALES			
Zona de Riego de la Proyección de Agua - Rio			
CANAL PRINCIPAL Km 5 + 526.00			
DESAGÜE TOTAL			
Conforme		Aprobado	
FECHA		MODIFICACION	
MODIFICACION		MODIFICACION	
MEXICO, D.F.		807-C-355	





centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS DE ZONAS DE RIEGO

HIDRAULICA APLICADA

- R E P R E S A S -

ING. MARCO CARVAJAL DIAZ



VI. DE DISTRIBUCION

Las estructuras que se utilizan para manejar, controlar y distribuir correctamente el agua de riego, hasta los sitios de en trega a las parcelas, pueden clasificarse de la siguiente manera:

1. Represas
2. Tomas para canales
3. Estructuras aforadoras
4. Cálculo de conductos circulares para tomas-granja

1. REPRESAS. Son estructuras que se proyectan y construyen con el fin, tanto de controlar los caudales, como de mantener los niveles de agua, necesarios para facilitar su derivación a otros canales o bien, a las tomas que queden localizadas aguas arriba de la represa.

Se deberá tener presente, al proyectar las represas que estas deberán llevar siempre unos cartones laterales con el fin de que en un momento dado puedan desalojar el gasto excedente que proviene del canal debido a una sobreelevación en éste; la altura de estos cartones deberá ser igual al tirante normal del canal. Los cartones serán de concreto con refuerzo por temperatura.

En cuanto al diseño hidráulico de la represa, se considera que su área hidráulica oscile entre el 90% y 110% del área hidráulica del canal con el fin de conservar la velocidad del canal.

LOCALIZACION. Estas estructuras quedan localizadas en una primera aproximación en el momento de efectuar la planeación general del sistema y posteriormente se afinan tomando en cuenta las normas siguientes:

a) La represa, estando total o parcialmente cerrada, deberá bastecer las demandas máximas del mayor número de bocatomas situadas aguas arriba, respetando en todos los casos el bordo libre que se tiene como protección en el canal.

b) Un método antiguo para la localización de las represas, de poco uso actualmente, es el que sigue:

Para que una represa situada en un canal principal pue-



da abastecer las demandas máximas de un canal lateral, deberá prever se un desnivel mínimo entre la superficie libre del agua del primero y la elevación libre del agua en el segundo, igual a la cuarta parte del tirante del canal principal más las pérdidas de carga correspondientes a la toma más alta abastecida por dicha represa.

c) Con objeto de tener una mejor operación y una menor conservación, se recomienda tener un desnivel entre la plantilla del canal principal y la plantilla del canal lateral, como máximo de $4/10$ del tirante del canal principal y como mínimo, igual a 50 cm.

d) El número de represas en un canal deberá ser el mínimo posible con el objeto de tener una operación más efectiva así como una reducción en los costos de construcción.

Existen además otras recomendaciones de tipo práctico y constructivo como son las de evitar hasta donde sea posible la construcción de estructuras dentro de las curvas de los canales o próximas a la salida de estas debido a que las fluctuaciones que pueden presentarse en los niveles de agua, dificultan la correcta operación de las mismas, asimismo es aconsejable desplantar las estructuras en lugares que garanticen la máxima seguridad evitando los fuertes terraplenes por haber cruzado una depresión o bien algún canal de los ya existentes, por los fenómenos de tubificación que pudieran presentarse.

ESPACIAMIENTO ENTRE REPRESAS. El espaciamiento máximo y mínimo entre represas viene dado por las fórmulas siguientes:

$$L_{\text{máxima}} = \frac{d - (0.25d + \Delta h) - 0.50}{S}$$

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

En las que:

- d = tirante a la entrada en la represa
- h = pérdida de carga en la toma
- S = pendiente longitudinal del fondo

La figura (1) nos representa en una forma objetiva los criterios antes mencionados.



El método anteriormente expuesto deberá usarse con algunas limitaciones, ya que se observa que las fórmulas no involucran - tanto para el espaciamiento máximo como para el mínimo la topografía.

Si por la condición de la planeación, se debe considerar un canal lateral, para satisfacer la demanda, se coloca una represa en el lugar requerido. Si por fórmula la separación entre represas resulta de 5 km y por las condiciones de planeación ya expuestas la separación es de 3 km; también esto limita el uso del método indicado.

A continuación presentamos otro método, en el cual se -- considera la topografía y se incluye en la fórmula que permite localizar la posición relativa de una toma a la represa más alejada - - aguas abajo.

Se muestra la obtención de las fórmulas hasta llegar a - la que permite determinar la longitud requerida.

Se pueden presentar los 7 casos siguientes:

- I. Plantilla del canal a nivel de la clave del conducto.
- II. Clave del conducto arriba de la plantilla del canal y abajo del terreno.
- III. Semejante al anterior pero el terreno y la clave -- del conducto se confunden.
- IV. Clave del conducto arriba de la plantilla del canal, terreno abajo de la clave.
- V. Plantilla del canal a nivel de la plantilla del con ducto.
- VI. Clave del conducto más abajo que el nivel del terre no.
- VII. Clave del conducto a nivel del terreno.

La figura siguiente nos muestra el caso I y para los demás casos se podrá hacer una extensión de éste.

De la figura obtenemos:

$$H = p + M + P = p + M + C$$

en donde:



K = diferencia entre el tirante normal y el mínimo de -
operación.

M = diferencia entre el espejo del agua, aguas abajo y
el terreno natural depende de la suma de pérdidas ($\sum p$).

P = diferencia entre el terreno natural y la clave del
conducto.

C = corte

Se tiene entonces que para todos los casos, el valor de
K será el mismo; por lo tanto:

$$K = dn - (p + M + C)$$

de la fórmula: $S = \frac{K}{L}$ despejamos el valor de L :

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

y esta fórmula nos dará la separación máxima de la toma a la repre-
sa más alejada en el canal de alimentación.

ESPACIAMIENTO MAXIMO DE LAS REPRESAS

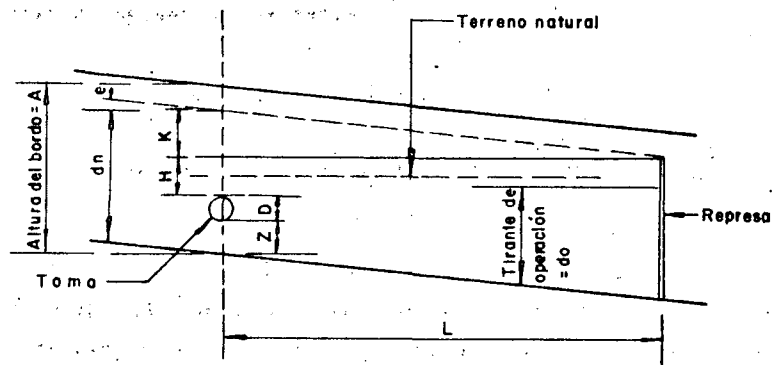


Fig. (I)



Como en el método anterior, esta fórmula tiene sus limitaciones ya que se usará en cuanto la topografía no sea variable y no se presenten problemas de corte definido o de tajos, que nos limiten su empleo.

Estos métodos son correctos, y su aplicación será útil siempre y cuando las condiciones de la planeación para la zona de riego, queden dentro de las limitaciones ya establecidas.

La localización de las represas, quedará también definida por el criterio del Ingeniero Proyectista o del Ingeniero Residente. Como ejemplo se hará mención del caso de un canal principal revestido de concreto donde no se justifica la construcción de represas por la carencia de tomas o de canales laterales, pero que al operar la fuente de abastecimiento con un cierre rápido se produce un descenso violento en el tirante normal del canal que produce el derrumbe de las losas en el talud por efectos de la subpresión; este fenómeno se puede evitar con la construcción de represas para controlar el descenso paulatino de los tirantes del canal entre dos estructuras.

CLASIFICACION DE REPRESAS

Las represas pueden clasificarse desde varios puntos de vista, y la elección del tipo adecuado estará supeditada a los siguientes lineamientos:

1. Según los materiales de que están construidas:

En lo que respecta al tipo de material predominante en la estructura, puede decirse que será necesario un estudio económico de los diferentes materiales en cuanto a su explotación, acarreo, colocación y cantidades disponibles, sobre todo si se toma en cuenta la conveniencia de uniformizar al máximo el tipo de estructuras en el sistema.

La premura o disponibilidad de tiempo con que se cuenta para la construcción es otro factor que puede influir en la elección del tipo de materiales utilizados:



- a) Mampostería
- b) Concreto reforzado
- c) Otros materiales

Unas veces por tratarse de sistemas de riego en -- rehabilitación en los cuales no es posible atrasar o suspender el riego y otras veces por la necesi-- dad de salvaguardar la estabilidad político-social interna de la región.

Otro punto de vista que en ocasiones se descuida - en este tipo de obras es la armonía estética que - debe existir tanto entre los componentes del siste- ma como en lo referente a las diversas zonas adya- centes, por ejemplo: zonas arqueológicas o de al- gún interés turístico.

2. Las represas pueden funcionar permitiendo el paso del agua por la parte superior, como en el caso de las agujas, o bien por la parte inferior como son las compuertas radiales y deslizantes.

a) AGUJAS. Son por lo general piezas de madera de -- buena calidad y de espesor suficiente para soportar el empuje del -- agua.

El tamaño de estas agujas queda limitado por su pe- so, de manera que sean fácilmente manejables por dos personas y sus aplicaciones más frecuentes son en estructuras provisionales y como complemento a los sistemas de compuertas, sean radiales o deslizan- tes, para cuando se tenga que operar estando las compuertas princi- pales en mantenimiento o reparación.

b) COMPUERTAS DESLIZANTES. En una forma general, las compuertas deslizantes consisten en marcos rígidos compuestos por - ángulos, a través de los cuales deslizan placas metálicas mediante un vástago o tornillo y un mecanismo elevador.

El empleo de este tipo de compuertas depende funda- mentalmente del tirante de diseño, pudiendo decir que, de acuerdo - con la experiencia obtenida, ha resultado económica su construcción hasta tirantes de 1.50 m.

c) COMPUERTAS RADIALES. Las compuertas radiales tie-



7

nen como particularidad proporcionar un control más exacto y rápido del caudal, su diseño se basa en placas metálicas circulares apoyadas en armaduras cuyo centro de rotación se coloca anclado sobre ménsulas empotradas en las pilas y en los muros.

El levantamiento de estas compuertas se realiza mediante malacates que pueden ser operados con mecanismos manuales o bien eléctricos, la elección entre una u otra forma depende de varios factores entre ellos los económicos, sin embargo tomando como base el peso de las mismas, el empleo de mecanismos manuales queda limitado a una capacidad de carga de 3 000 kg (peso propio más la componente vertical debida al empuje); siendo recomendable los mecanismos eléctricos de esta capacidad en adelante.

En cuanto a su empleo relacionado con el tirante de diseño en un canal, se ha visto la conveniencia de instalarlos en represas cuyo tirante sea mayor de 2.00 m quedando una zona de transición para tirantes comprendidos entre 1.50 y 2.00 m en la cual la elección entre un sistema de compuertas deslizantes y uno de radiales se basa principalmente en estudios económicos. No obstante, puede ser que, la necesidad de uniformizar el sistema, la conveniencia de electrificarlo, o bien por tratarse del canal principal, se decida por las compuertas radiales.

Por lo que a su diseño, instalación y especificaciones se refiere, se recomienda consultar los cuadernos 1 y 2 sobre Compuertas y Mecanismos del Departamento de Ingeniería Electromecánica dependiente de la Dirección de Proyectos de la Dirección General de Irrigación y Control de Ríos.

3. Según su construcción, las represas pueden ser coladas o construidas en sitio o precoladas, estas últimas aún en vías de experimentación, se han construido en canales con plantillas hasta de 1.50 m y altura total de 2.00 m y su limitante principal ha sido el peso de sus piezas (200 kg aprox.).

Durante su estudio se han encontrado fallas por volteamiento y filtraciones que se han corregido colando una parte del revestimiento del canal junto con los dentellones aguas arriba y aguas abajo de la represa.

No existe aún, un criterio bien definido por el cual.



se recomienda este tipo de represas en lugar de las coladas en sitio.

EJEMPLO DE CALCULO PARA UNA REPRESA

1. CALCULOS HIDRAULICOS DEL CANAL

De estudios previamente realizados se tiene:

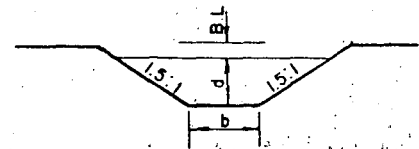
$$Q = 14.709 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$b = 3.00 \text{ m}$$

$$t = 1.5: 1$$

$$n = 0.030$$

$$s = 0.00025$$



a) Resolviendo por tanteos, se igualan las velocidades obtenidas con las fórmulas de continuidad y Manning.

Para un tirante supuesto: $d = 2.85 \text{ m}$

$$A = bd + td^2 = 3 \times 2.85 + 1.5 (2.85)^2 = 20.734 \text{ m}^2$$

$$P = b + 2d \sqrt{1 + t^2} = 3.00 + 2 \times 2.85 \sqrt{1 + 1.5^2} = 13.276 \text{ m}$$

$$r = \frac{A}{P} = \frac{20.734}{13.276} = 1.562 \text{ m}$$

$$r^{2/3} = 1.346; \quad s^{1/2} = \sqrt{0.00025} = 0.01581$$

$$v = \frac{1}{n} r^{2/3} s^{1/2} = \frac{1.346 \times 0.01581}{0.030} = 0.709 \text{ m/seg}$$

Por otra parte:

$$v = \frac{Q}{A} = \frac{14.709}{20.734} = 0.709 \text{ m/seg}$$

$$hv = \frac{v^2}{2g} = \frac{0.709^2}{19.62} = 0.025622 \text{ m}$$

2. CALCULOS HIDRAULICOS DE LA REPRESA



El diseño hidráulico de una represa consiste en determinar el tamaño de la sección transversal necesaria, la longitud de sus transiciones y el tipo y número de compuertas.

a) El tamaño de la sección transversal, deberá ser lo suficientemente grande para evitar un considerable aumento de velocidad dentro de la represa, ya que velocidades superiores a 1.5 m/seg - dificultan la operación de las compuertas.

Para este caso, si $Q = 14.709 \text{ m}^3/\text{seg}$ el área hidráulica - mínima requerida será :

$$A_{\text{mín}} = \frac{14.709}{1.5} = 9.8 \text{ m}^2$$

b) Tipo y número de compuertas.

Si se tiene que:

$$\frac{A_{\text{mín}}}{2} = \frac{9.8}{2} = 4.9 \text{ m}^2 \text{ y } d = 2.85 \text{ m}$$

$$\text{Entonces el ancho mínimo será } = \frac{4.9}{2.85} = 1.72 \text{ m}$$

Del cuaderno 1, denominado Compuertas y Mecanismos de la S.R.H. se eligen dos compuertas radiales de 2.00 m de ancho (B) por 3.00 m de altura (A) para dos conductos separados por una pila central.

Por lo tanto, las condiciones hidráulicas normales serán:

$$Q = 14.709 \text{ m}^3/\text{seg} ; \quad n = 0.015 \text{ (para concreto)}$$

$$A = 2 \times 2 \times 2.85 = 11.40 \text{ m}^2 > 9.8 \text{ m}^2$$

$$v = \frac{14.709}{11.40} = 1.29 \text{ m/seg} < 1.5 \text{ m/seg}$$

$$p = 2 (2d + b) = 2 (2 \times 2.85 + 2.00) = 15.40 \text{ m}$$

$$r = \frac{A}{P} = \frac{11.40}{15.40} = 0.740 \text{ m}; \quad r^{2/3} = 0.818$$

$$S = \left(\frac{v n}{r^{2/3}} \right)^2 = 0.000559$$

c) Longitud de transiciones. 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 el fin de la transición, con el eje de la estructura, sea de 22°30'.

La expresión que permite el cálculo de la longitud mínima será entonces:

$$L_{\min} = \frac{T - t}{2} \cot 22^{\circ}30' \quad \text{En la que:}$$

L = longitud mínima de la transición

T = ancho de la superficie del agua en el canal

t = ancho de la superficie del agua en los conductos

$$T = b + 2td = 3.00 + 2 \times 1.5 \times 2.85 = 11.55 \text{ m}$$

$$t = 2.00 + 2.00 + 0.40 = 4.40 \text{ m}$$

$$L_{\min} = \left(\frac{11.55 - 4.40}{2} \right) 2.4142 = 8.51 \text{ m}$$

∴ Se adopta L = 9.00 m





CASO I

Problema del Control de la
 velocidad de la máquina
 en el punto de partida



CASO II

Problema de control de la
 velocidad de la máquina
 en el punto de partida
 CASO III
 Problema de control de la
 velocidad de la máquina
 en el punto de partida



CASO IV

Control de la velocidad de la
 máquina en el punto de
 partida
 Problema de control de la
 velocidad de la máquina
 en el punto de partida

Problema de control de la
 velocidad de la máquina
 en el punto de partida

1000

1000

1000

1000

1000

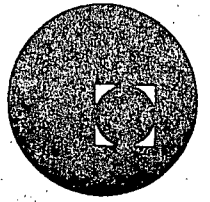
1000



1000



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS DE ZONAS DE RIEGO

HIDRAULICA APLICADA

SIFONES

ING. MARIO CARVAJAL DIAZ



III. SIFONES

I. GENERALIDADES.

Es frecuente encontrar durante la construcción de un canal o dren, obstáculos tales como ríos, barrancas, caminos, ferrocarriles, otro canal o un dren.

Con el objeto de vencer estos obstáculos es necesario construir alguna estructura que permita el paso del flujo del canal por encima o por debajo de ellos.

Estas estructuras pueden ser:

1. Alcantarillas.
2. Puentes para camino o ferrocarril.
3. Puentes canal.
4. Sifones.

Elección del tipo de estructura.

Al proyectar un cruce debemos de tomar en cuenta los siguientes factores para escoger la estructura más conveniente:

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 de que se pueden utilizar las dos estructuras como solución del 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 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 tener dentro de la misma un bordo libre por lo menos igual al del canal.

Si se proyecta un puente como estructura de cruce se deberá dejar el espacio libre suficiente del nivel de la superficie del agua a la parte más baja de la superestructura del puente.

- 2
1. Si el puente se construye sobre un canal el espacio libre mínimo será por lo menos el bordo libre del canal.
 2. Si es sobre un dren el espacio libre mínimo será de 1.00 m -- del nivel de aguas máximas 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 cruceamiento se puede utilizar como estructura de cruce un puente canal o un sifón.
1. El puente canal se usará cuando la diferencia de niveles entre la rasante del canal o dren y la rasante del cruceamiento permita un espacio libre suficiente para lograr el paso de vehículos en el caso de caminos o ferrocarriles o el paso del agua en el caso de canales, drenes, arroyos o ríos.
 2. El sifón se utilizará si el nivel de la superficie libre del agua es mayor que la rasante del cruceamiento y no se tiene el espacio libre suficiente para lograr el paso de vehículos o el paso del agua.
- Para un mismo cruce se pueden utilizar los dos tipos de estructuras por lo que sería conveniente se hicieran anteproyectos y se escogiera la más funcional y económica.

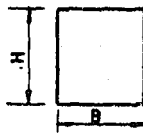
En este capítulo se tratará el tema relacionado con sifones.

TIPOS DE SECCIONES

Las secciones más usuales en los proyectos de la Secretaría de Recursos Hidráulicos son la rectangular y la circular aunque en algunos casos especiales se utilizan las secciones en herradura.

1. Conductos rectangulares. La sección de los conductos rectangulares deberá cumplir con la siguiente relación:

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



B = Ancho de la plantilla interior del conducto.

H = Altura interior del conducto.

La sección mínima aceptada en conductos rectangulares es B = 0.80 m y H = 1.00 m.

La dimensión mínima de los carteles en las esquinas del conducto será de 0.10 m.

2. Conductos circulares. El diámetro mínimo aceptado en seccio-

nes circulares será de 30" ϕ (76.2 cm) para tubos precolados y de -
1.25 m para tubos colados en el sitio.

Normas Generales de Proyecto.

A) Sifones en cruce con carreteras.

Por disposición de la Dirección General de Conservación de la S.O.P., cuando un canal cruce un Camino Federal hay que cumplir con ciertos requisitos:

1. El espesor del colchón de tierra que debe dejarse del punto más bajo del terreno natural dentro del derecho de vía del camino a la parte superior de la estructura debe ser por lo menos de 1.50 m.
2. La longitud del conducto en proyección horizontal hasta los muros de cabeza deberá ser como mínimo la longitud del derecho de vía más un metro a cada lado (21.00 m a cada lado del eje del camino), debiendo quedar las transiciones fuera del derecho de vía.

B) Sifones en cruce con ferrocarril:

1. El espesor mínimo del relleno, del patín del riel a la parte superior de la estructura no debe ser menor de - 0.90 m.
2. La longitud mínima de los conductos en proyección horizontal, deberá ser aquella que no impida el drenaje longitudinal del ferrocarril.

C) Sifones en cruce con canal o dren:

1. El espesor mínimo del relleno no deberá ser menor de - 1.50 m, medido desde la rasante del canal o dren a la parte superior del conducto.
2. La longitud de los conductos no deberá ser menor que - la sección del canal o dren, considerando sus bermas y bordos.

D) Sifones en cruce con ríos, barrancas o arroyos.

1. El espesor del relleno en la zona del cauce no deberá ser menor que la profundidad de socavación en la zona del cruce. En las laderas el relleno no debe ser menor de 1.00 m.
2. La longitud de la estructura estará en función de la -

topografía del cruce, cuidando que las transiciones del canal al conducto queden en excavación, fuera de las laterales.

A continuación se muestra el procedimiento de cálculo, tanto hidráulico como estructural de diferentes estructuras.

2. DE SECCION RECTANGULAR.

Ejemplo:

En el Distrito de Riego del Río Tula, Hidalgo el Canal Xochitlán en el Km 10 + 240.00 cruzará un arroyo.

Se ha proyectado como estructura de cruce un sifón de un conducto de sección rectangular que permita pasar un gasto de 6.11 m³/seg.

Datos hidráulicos del canal.

Q = 6.11 m³/seg

b = 1.35 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 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

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

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

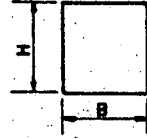
$V_1 = V_2$ (tirante supuesto, es el correcto)

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

Diseño de la sección del conducto.

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

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



H = Altura interior del conducto

B = Ancho de la plantilla del conducto

$$H = 1.25 B \quad (1)$$

$$A = B H \quad (2)$$

A = Area de la sección del conducto.

Sustituyendo "1" en "2"

$$A = 1.25 B^2$$

Despejando "B"

$$B = \sqrt{\frac{A}{1.25}}$$

En función de la carga hidráulica disponible se propusieron varias secciones, suponiendo diferentes velocidades y se escogió la que dió una suma de pérdidas más o menos igual a la carga disponible.

Suponiendo una velocidad igual a 1.60 m/seg

$$A = \frac{Q}{V} = \frac{6.11}{1.60} = 3.819 \text{ m}^2$$

$$B = \sqrt{\frac{3.819}{1.25}} = 1.75 \text{ m}$$

$$H = 1.75 \times 1.25 = 2.18 \text{ m}$$

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

$$n = 0.014$$

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

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

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

$$r^{2/3} = 0.629198 \quad V = \frac{6.11}{3.7175} = 1.644 \text{ m/seg}$$

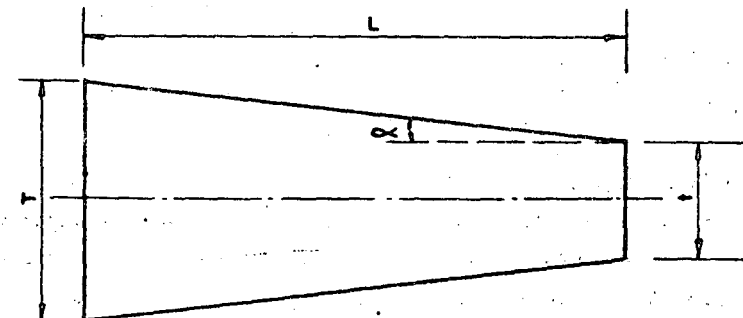
$$hv = \frac{1.644^2}{19.62} = 0.138 \text{ m}$$

$$hf = \left(\frac{Vn}{2/3}\right)^2 L = \left(\frac{1.644 \times 0.014}{0.629198}\right)^2 L = 0.001338 L$$

Longitud de transición.

Las transiciones tienen su justificación cuando el canal en su localización tenga que intercalarse una estructura que obliga a cambiar de sección, ya que este cambio no debe hacerse bruscamente, sino por medio de transiciones con la finalidad de reducir al mínimo las pérdidas de carga y así obtener 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° 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.

$$\text{Cot } \alpha = \frac{L}{\left(\frac{T-t}{2}\right)}$$

despejando L

$$L = \left(\frac{T-t}{2}\right) \text{ cot } \alpha \quad \therefore \alpha = 12^\circ 30'$$

Según experiencias de la antigua Comisión Nacional de Irrigación, el ángulo puede ser aumentado hasta 22° 30' sin que el cambio

7

de secciones de la transición sea brusco y con el cual se reduce ligeramente el costo de los mismos. Por lo tanto la longitud queda definida por la fórmula siguiente:

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

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 este dibujamos el perfil longitudinal del sifón.

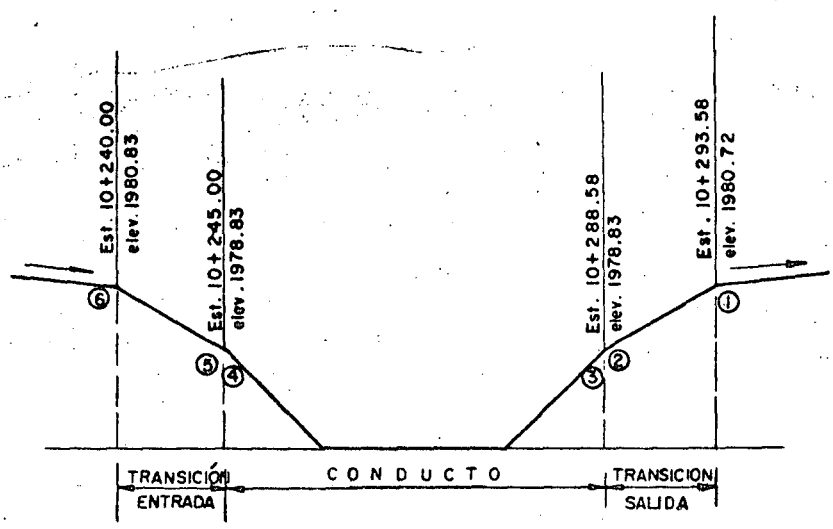
El relleno es de 2.00 m desde la rasante del arroyo a la parte superior del conducto en la zona del cauce; en las laderas se fijó un colchón mínimo de 1.00 m. Las transiciones se localizaron fuera de las laderas del arroyo, quedando totalmente en excavación.

Trazado el sifón se procede a calcular la geometría del mismo; así como las pérdidas de carga.

El desnivel entre los gradientes de energía de entrada y de salida de la estructura tendrá que ser igual a la suma de todas las pérdidas de carga que se presenten en el sifón.

Las pérdidas de carga que se tienen son por concepto de:

1. Transición exterior de entrada
2. Entrada al conducto
3. Fricción en los conductos
4. Codos o cambios de dirección
5. Salida del conducto
6. Transición exterior de salida



Aplicando el Teorema de Bernoulli de aguas abajo hacia - - -
aguas arriba, por tratarse de un régimen tranquilo.

Bernoulli entre 1 y 2

$$d_2 + hv_2 = Z_1 + d_1 + hv_1 + ht_s$$

Z_1 = desnivel entre los puntos 1 y 2

d_1 = tirante normal del canal

hv_1 = carga de velocidad en el canal

d_2 = tirante a la salida del conducto

hv_2 = carga de velocidad a la salida del conducto

ht_s = pérdida de carga por transición exterior de salida

$$ht_s = 0.2 \Delta hv$$

Δhv = diferencia de cargas de velocidad entre los puntos 1 y 2

$$Z_1 = 1980.72 - 1978.83 = 1.89 \text{ m}$$

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

$$hv_1 = 0.087 \text{ m}$$

$$d_2 + hv_2 - ht_s = 1.89 + 1.37 + 0.087$$

$$d_2 + hv_2 - ht_s = 3.347 \text{ m} \dots\dots\dots(I)$$

Suponiendo $d_2 = 3.296 \text{ m}$

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

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

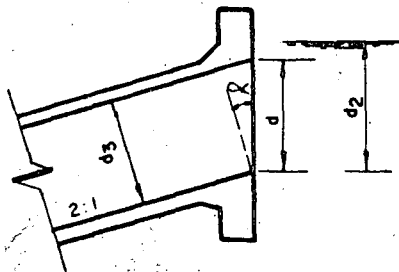
$$h_{v_2} = \frac{1.059^2}{19.62} = 0.057 \text{ m}$$

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

Sustituyendo en (I)

$$3.296 + 0.057 - 0.006 = 3.347 \text{ m}$$

El tirante supuesto es el correcto.



$$\text{Cot } \alpha = 2$$

$$\alpha = 26^\circ 34'$$

$$\text{Cos } \alpha = \frac{d_3}{d}$$

$$d = \frac{H}{\text{cos}} = \frac{2.15}{0.89442} = 2.40 \text{ m}$$

$$\% \text{ de ahogamiento} = \frac{3.296 - 2.40}{2.40} = 0.373$$

$$\% \text{ ahogamiento} = 37.3\% > 10\%$$

Bernoulli entre 2 y 3

$$d_3 + h_{v_3} + \frac{P_3}{\rho} = d_2 + h_{v_2} + h_s \dots \dots \dots (II)$$

h_s = pérdida de carga por salida = 0.2 Δh_v

d_3 = altura interior del conducto

h_{v_3} = carga de velocidad en el conducto

$\frac{P_3}{\rho}$ = presión interior del agua en el punto 3

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

$$h_{v_3} = 0.138 \text{ m} \qquad h_{v_2} = 0.057 \text{ m}$$

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

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

$$Z_4 + d_4 + h_{v_4} + \frac{P_4}{\rho} = d_3 + h_{v_3} + \frac{P_3}{\rho} + h_f + h_e$$

Z_4 = desnivel entre los puntos 3 y 4 = 0

$$d_4 = d_3$$

$$hv_4 = hv_3$$

$$\frac{P_4}{w} = \frac{P_3}{w} + hf + hc \text{ (III)}$$

hf = 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.

$$h_c = C \sqrt{\frac{\Delta}{90^\circ}} (hv_c)$$

Número de codos = 2

C = Coeficiente que está en función de la deflexión y cuyo valor comúnmente se adopta de 0.25 (según Hinds).

Δ = Angulo de la deflexión = 26° 34' = 26.57°

h_{v_c} = Carga de velocidad en el conducto = 0.138 m

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

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

Sustituyendo en (III)

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

Bernoulli entre 4 y 5

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

d₅ = tirante a la entrada del conducto.

h_{v₅} = carga de velocidad a la entrada del conducto

h_e = pérdida de carga por entrada = 0.1Δhv

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

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

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

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

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

Suponiendo d₅ = 3.426 m

$$A_5 = 1.75 \times 3.426 = 5.986 \text{ m}^2$$

$$V_5 = \frac{6.11}{5.986} = 1.019 \text{ m/seg}$$

$$h_{v_5} = \frac{1.019^2}{19.62} = 0.053 \text{ m}$$

$$h_e = 0.1 (0.138 - 0.053) = 0.009 \text{ m}$$

Sustituyendo en IV

$$3.426 + 0.053 - 0.009 = 3.47$$

Bernoulli entre 5 y 6

$$Z_6 + d_6 + h_{v_6} = d_5 + h_{v_5} + h_{te}$$

d_6 = tirante en el canal

h_{v_6} = carga de velocidad en el canal

$$Z_6 = \text{desnivel entre los puntos 5 y 6} = 1980.83 - 1978.83 = 2.00 \text{ m}$$

$$h_{te} = \text{Pérdida de carga por transición exterior de entrada} = 0.1 \Delta h_v$$

$$d_5 = 3.426 \text{ m}$$

$$h_{v_5} = 0.053 \text{ m}$$

$$d_6 + h_{v_6} - h_{te} = 1.479 \text{ m} \dots\dots\dots(V)$$

Suponiendo $d_6 = 1.40 \text{ m}$

$$A_6 = 1.40 (1.35 + 1.5 \times 1.40) = 4.83 \text{ m}^2$$

$$V_6 = \frac{6.11}{4.83} = 1.265 \text{ m/seg}$$

$$h_{v_6} = \frac{1.265^2}{19.62} = 0.082 \text{ m}$$

$$h_{te} = 0.1 (0.082 - 0.053) = 0.003 \text{ m}$$

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	=	<u>0.006 m</u>
Σ h	=	0.135 m

Bernoulli entre 1 y 6

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

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

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

$$\text{Carga disponible} = 0.110 \text{ m}$$

$$\text{Suma de pérdidas} = 0.135 \text{ m}$$

Hay un remanso de 2.5 cm aguas arriba del conducto.

Cálculo estructural del sifón.

Se revisará bajo dos condiciones de carga:

1. Conducto lleno
2. Conducto vacío

La primera condición implica que el sifón está trabajando con el gasto normal pero sin relleno de tierra.

La segunda condición corresponde al sifón vacío pero sopor tando todas las cargas exteriores.

INSTRUCTIVO PARA EL CALCULO HIDRAULICO DE UN SIFON INVERTIDO.

Una vez elegida la sección **del conducto** y conociendo el perfil longitudinal del terreno en el cruce, se procederá a un trazo geométrico preliminar para cuantificar las pérdidas de carga que se presentan en el sifón.

El funcionamiento hidráulico correcto será aquél en que el desnivel entre los gradientes de energía de entrada y salida de la estructura, sea igual a la suma de todas las pérdidas de carga que se presenten en el sifón.

Se puede presentar el caso en que se tenga obligado el desnivel entre las plantillas de los canales de llegada y salida; cuando se tenga esta condición se manifestarán los siguientes efectos:

1o.- Cuando la suma de las p-érdidas de carga en el sifón sean mayores que el desnivel entre las plantillas de los canales, se tendrá un remanso a la antrada 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 misma y a la diferencia de las cargas de velocidad producidas en las dos secciones extremas de la transición.

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

- donde: V_2 = Velocidad del agua en el canal.
- V_1 = Velocidad del agua al término de la transición.
- K_t = Coeficiente que depende de la forma de la 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:

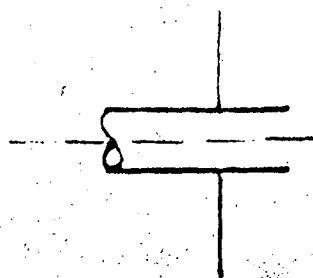
$$h_{e_c} = K_e \cdot \frac{v_c^2}{2g} \dots\dots\dots(B)$$

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

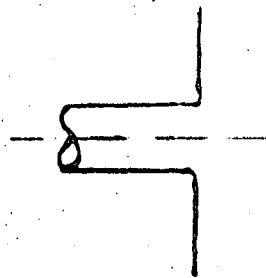
Valores de K_e

Tubo entrente	0.75
Entrada con aristas rectas	0.50
Entrada con aristas ligeramente redondeadas	0.25
Entrada Abocinada	0.05

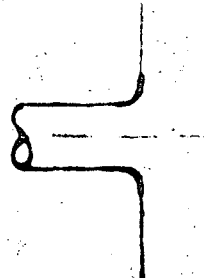
AA



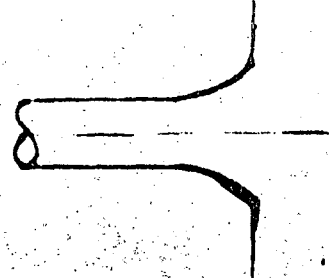
$$K_e = 0.75$$



$$K_e = 0.50$$



$$K_e = 0.25$$



$$K_e = 0.$$

III.- PÉRDIDA POR TRANSICION INTERIOR DE ENTRADA.

La pérdida de carga por transición interior de entrada es la debida al cambio de una sección ^{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.

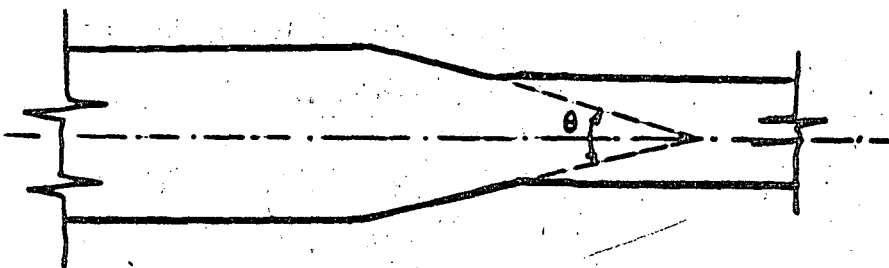
La fórmula usada es la siguiente:

$$h_{t_{ie}} = K_r \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots (C)$$

donde:

V = Velocidad de la sección mayor.

K_r = Coefeciente que depende del ángulo de reducción, dado por la siguiente tabla:



θ°	K_r
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 FRICCIÓN 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:

$$V = \frac{1}{n} R^{1/6} R^{1/2} S^{1/2} = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} \dots$$

Sabiendo que la pendiente hidráulica es de:

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

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

- 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-

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

-Darcy-Weisbach-

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

-Hazen-Williams-

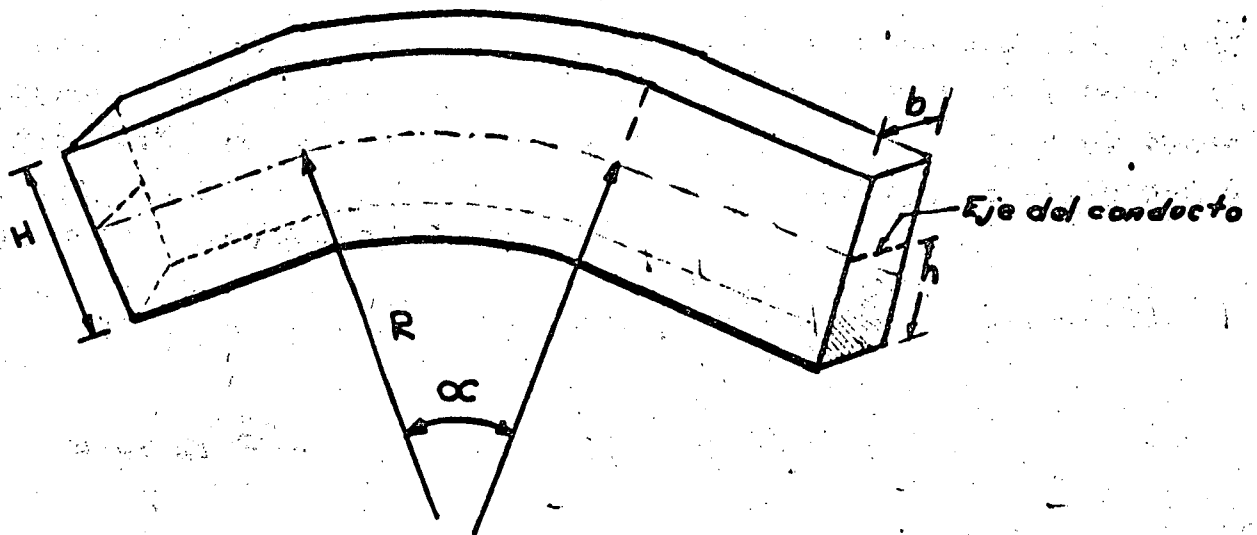
$$h_f = \frac{L \cdot Q^{1.851}}{(0.2785 C)^{1.851} d^{4.868}}$$

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.

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

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

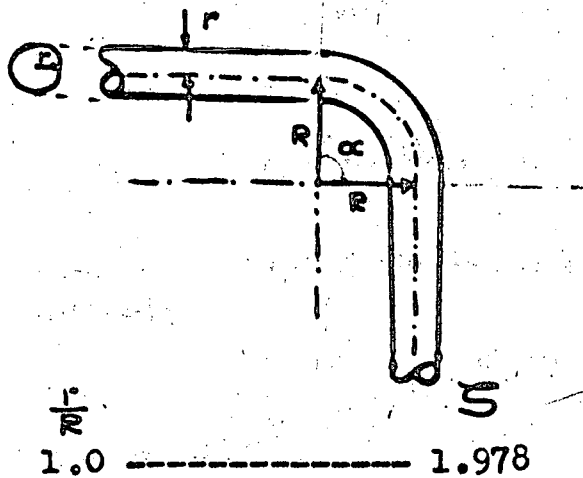


Para conducto circular la fórmula de Weishbach es la siguiente:

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

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

Para :



$\frac{r}{R}$	\sum
0.1	0.131
0.2	0.138
0.3	0.158
0.4	0.206
0.5	0.294
0.6	0.440
0.7	0.661
0.8	0.977
0.9	1.408

VI.-

PÉRDIDA POR TRANSICION INTERIOR DE SALIDA.

La pérdida de carga por transición interior de salida, al igual que la de transición interior de entrada, es tanto menor cuanto menos dificultad haya en el cambio de sección. La fórmula empleada es la de Gibson.

$$h_{t_{1s}} = \left(\frac{a_2}{a_1} - 1 \right)^2 K_w \frac{V_2^2}{2g} \dots\dots\dots (F)$$

donde: a_2 = Area del conducto de mayor dimensión.

a_1 = Area del conducto de menor dimensión

K_w = Coeficiente que depende del ángulo con que se efectuará la ampliación.

V_2 = Velocidad en el conducto de mayor dimensión.

Valores de K_w

w°	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 valúa de acuerdo con la fórmula de Borda:

$$h_s = \frac{(V_s - V_c)^2}{2g}$$

Siendo V_c la velocidad en el canal.

Esta pérdida depende de la forma de esta misma salida y de el incremento de cargas de velocidad producidas entre la dos secciones extremas de la transición.

$$h_{tes} = K_t \left(\frac{V_1^2 - V_2^2}{2g} \right)$$

donde: V_1 = Velocidad del agua al principio de la transición

V_2 = Velocidad del agua en el canal.

K_t = Coeficiente que depende de la forma de la misma.

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

Valores de K_t

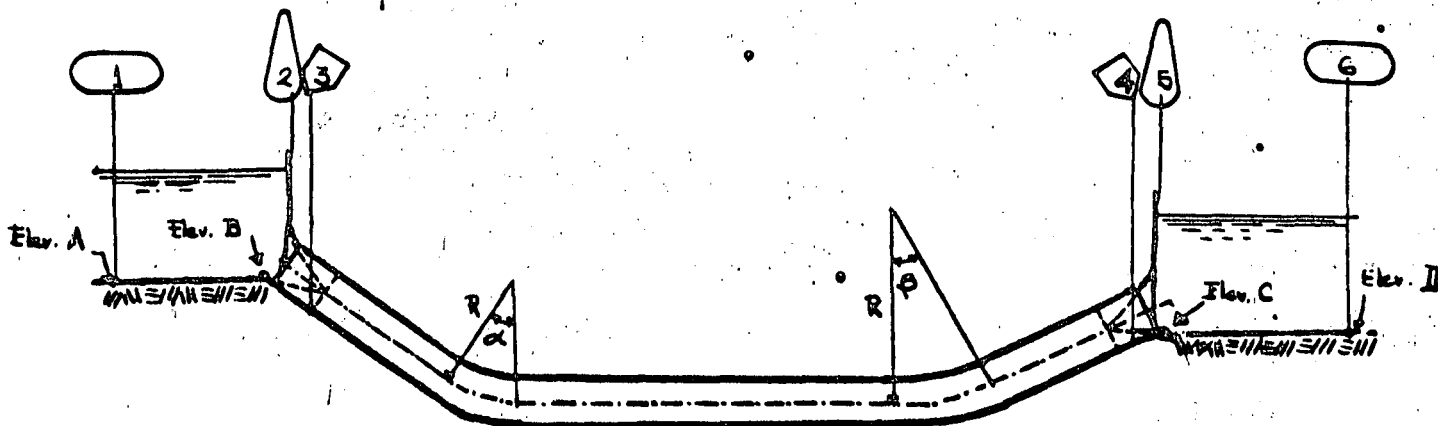
Para transición alabeada 0.2

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:

$$d_5 + hv_5 = (Z_6 - Z_5) + d_6 + hv_6 + \underbrace{0.3(hv_5 - hv_6)}_{ht_{ee}}$$

Para las secciones 5 y 4

$$d_4 + hv_4 + \frac{P_4}{W} = d_5 + hv_5 + h_s$$

Para las secciones 4 y 3

$$d_3 + hv_3 + (Z_3 - Z_4) + \frac{P_3}{W} = d_4 + hv_4 + h_f + h_c + \frac{P_4}{W}$$

Para las secciones 3 y 2

$$d_2 + hv_2 = d_3 + hv_3 + \frac{P_3}{W} + h_e$$

Para las secciones 2 y 1

$$d_1 + hv_1 + (Z_1 - Z_2) = d_2 + hv_2 + \underbrace{0.2(hv_2 - hv_1)}_{ht_{ee}}$$

Para comprobación se puede aplicar entre la transición 1 y la 6:

$$d_1 + hv_1 + (Z_1 - Z_6) = d_6 + hv_6 + (\text{Suma de pérdidas de 1 a 6})$$

$$d_1 + hv_1 + (\text{Elev. A} - \text{Elev. D}) = d_6 + hv_6 + \sum h$$

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 carga, quedando entonces comprendida entre los límites:

$$2 \text{ m/seg} \quad \text{-----} \quad \text{y} \quad \text{-----} \quad 3 \text{ m/seg.}$$

Para fijar las elevaciones de la clave y de la 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 HIDRAULICS" que indican: El valor recomendado del ahogamiento en la entrada se encuentra entre un mínimo de 1.1 Δhv y un máximo de 18 pulgs. (46 cm.) o 1.5 Δhv eligiéndose el mayor para este segundo caso. Para la salida se deja un ahogamiento igual a — Δhv .

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

LONGITUD DE LAS TRANSICIONES.

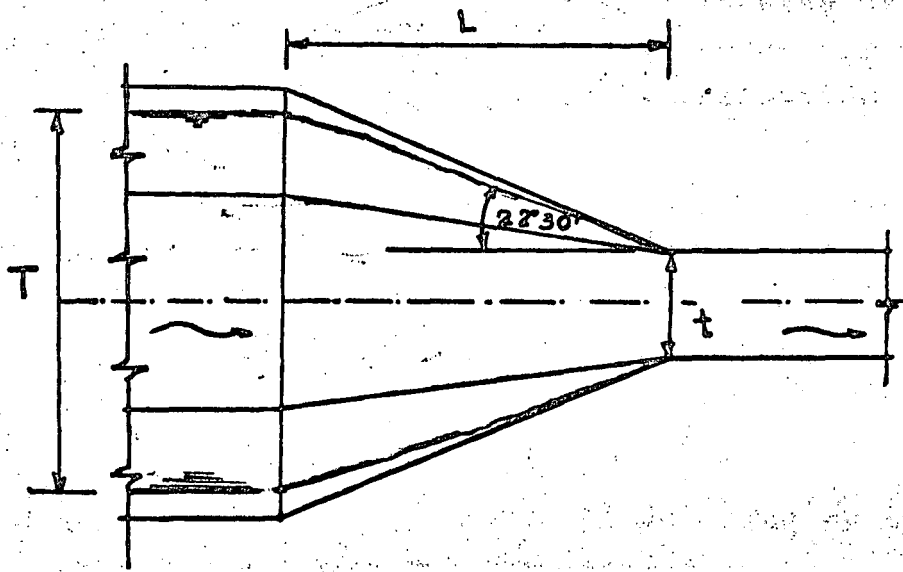
Una regla adoptada por la oficina de tierras y aguas de los Estados Unidos consiste en hacer la longitud de la estructura de — transición, en la sección longitudinal de ésta; de tal magnitud que la recta que une los extremos de las líneas superiores de los canales formen un ángulo de $12^{\circ} 30'$.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

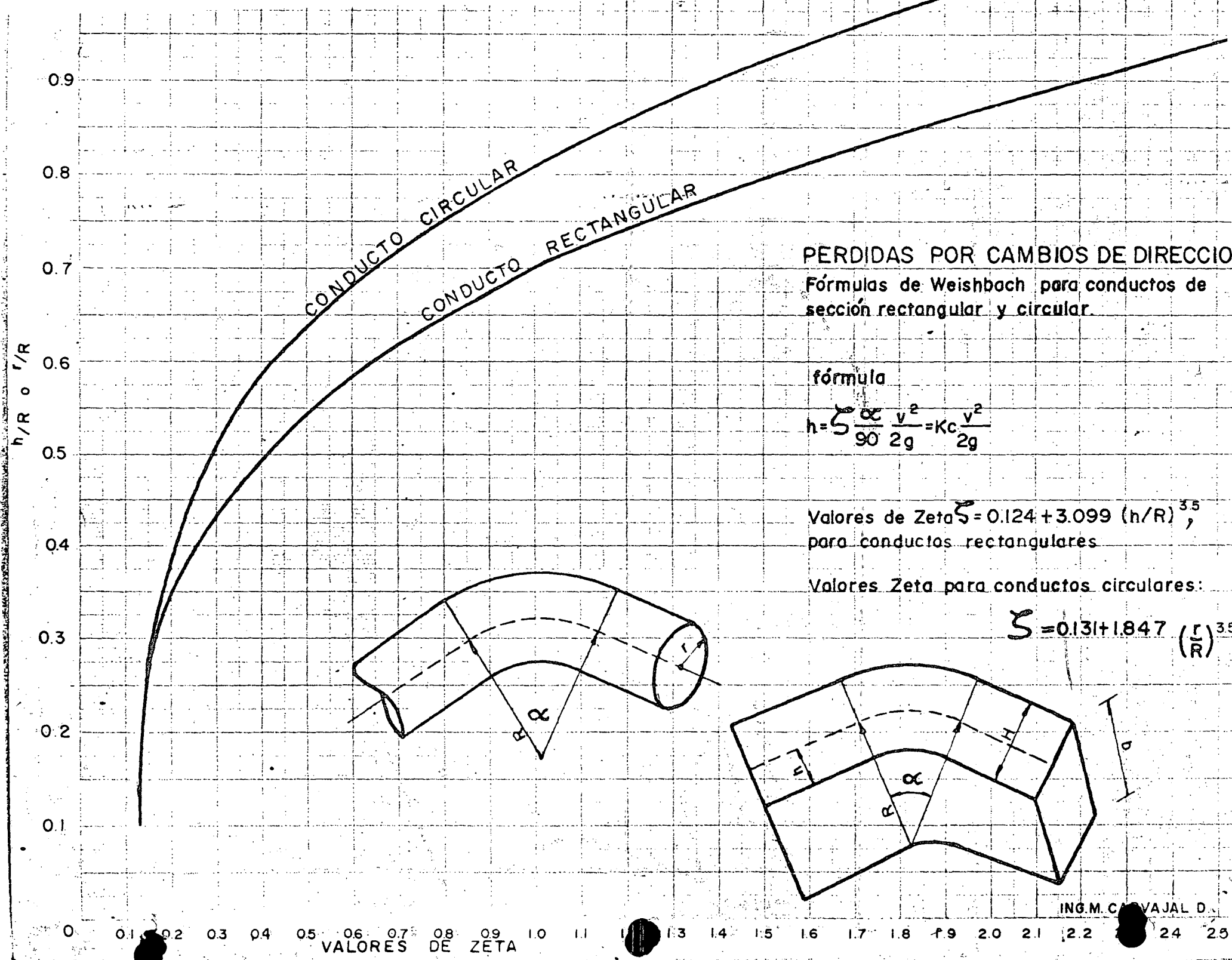
$$L = \frac{T - t}{2} \text{ Cot. } 22^{\circ} 30' = (T - t) \times 1.2071$$

$$L = 1.2071 (T - t)$$

Donde:

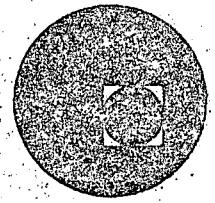
T y t = Ancho de la superficie libre del agua en las secciones extremas de la transición.







centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam

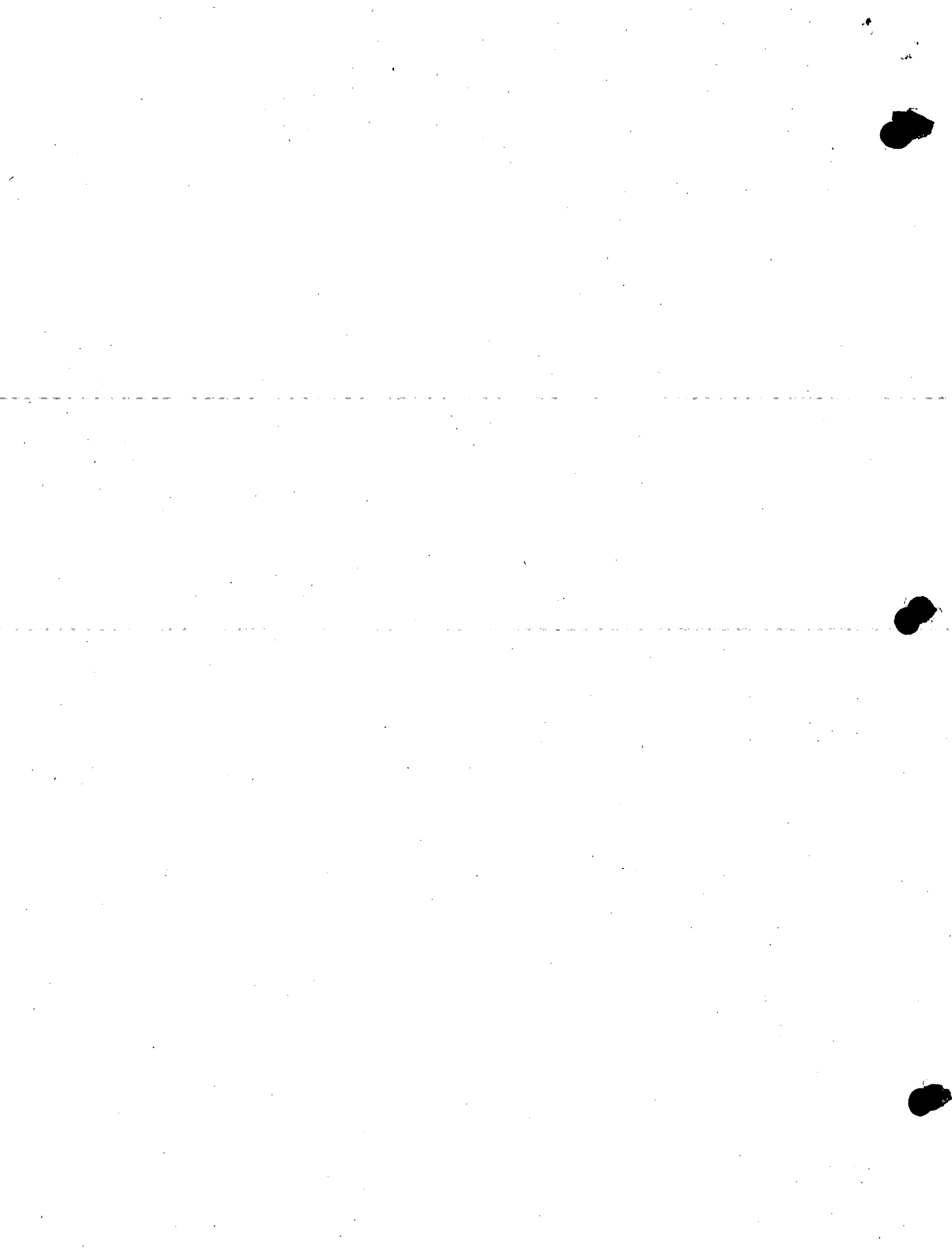


CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS DE ZONAS
DE RIEGO

H I D R A U L I C A

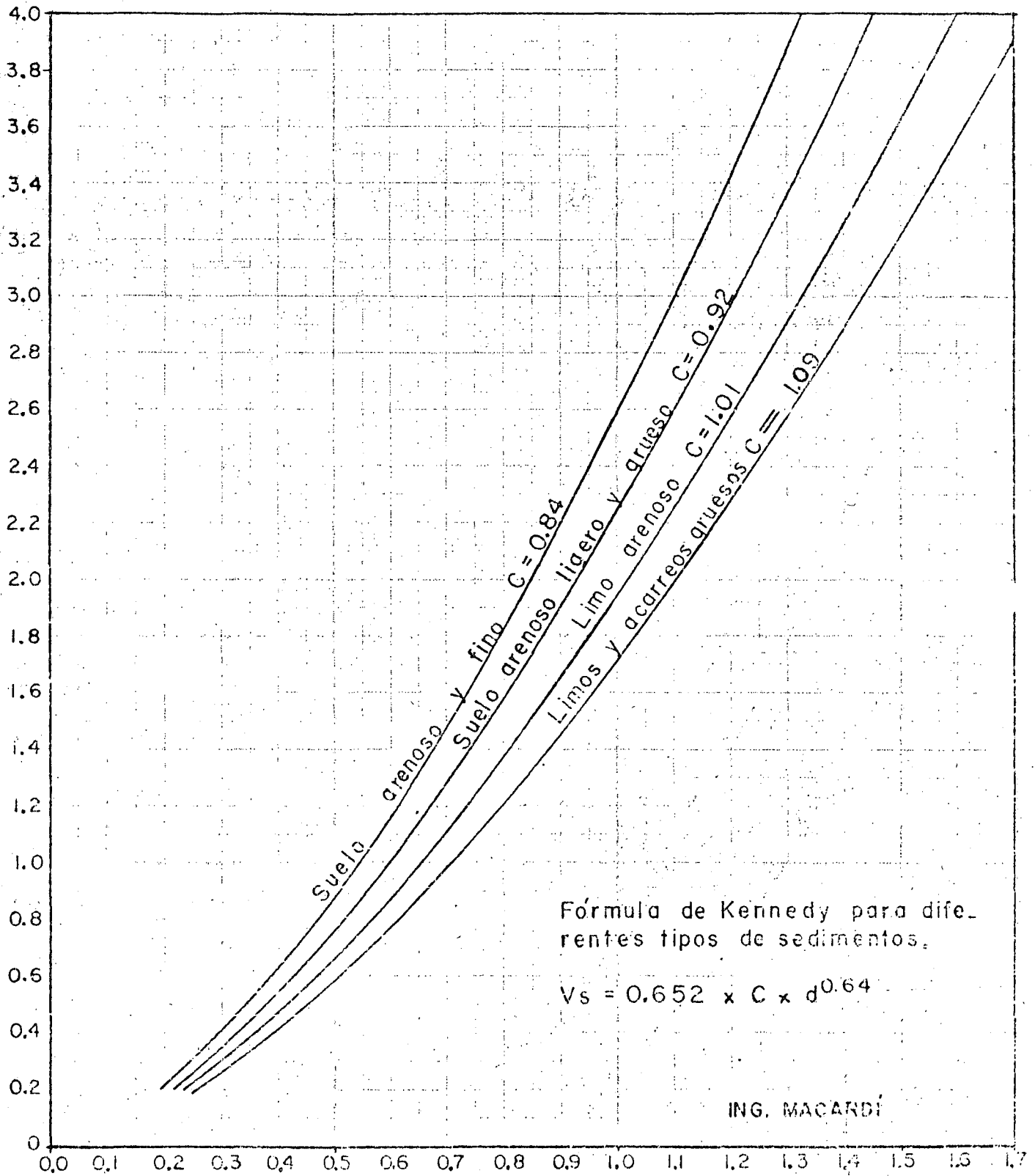
ING. MARIO CARVAJAL DIAZ

JULIO, 1978



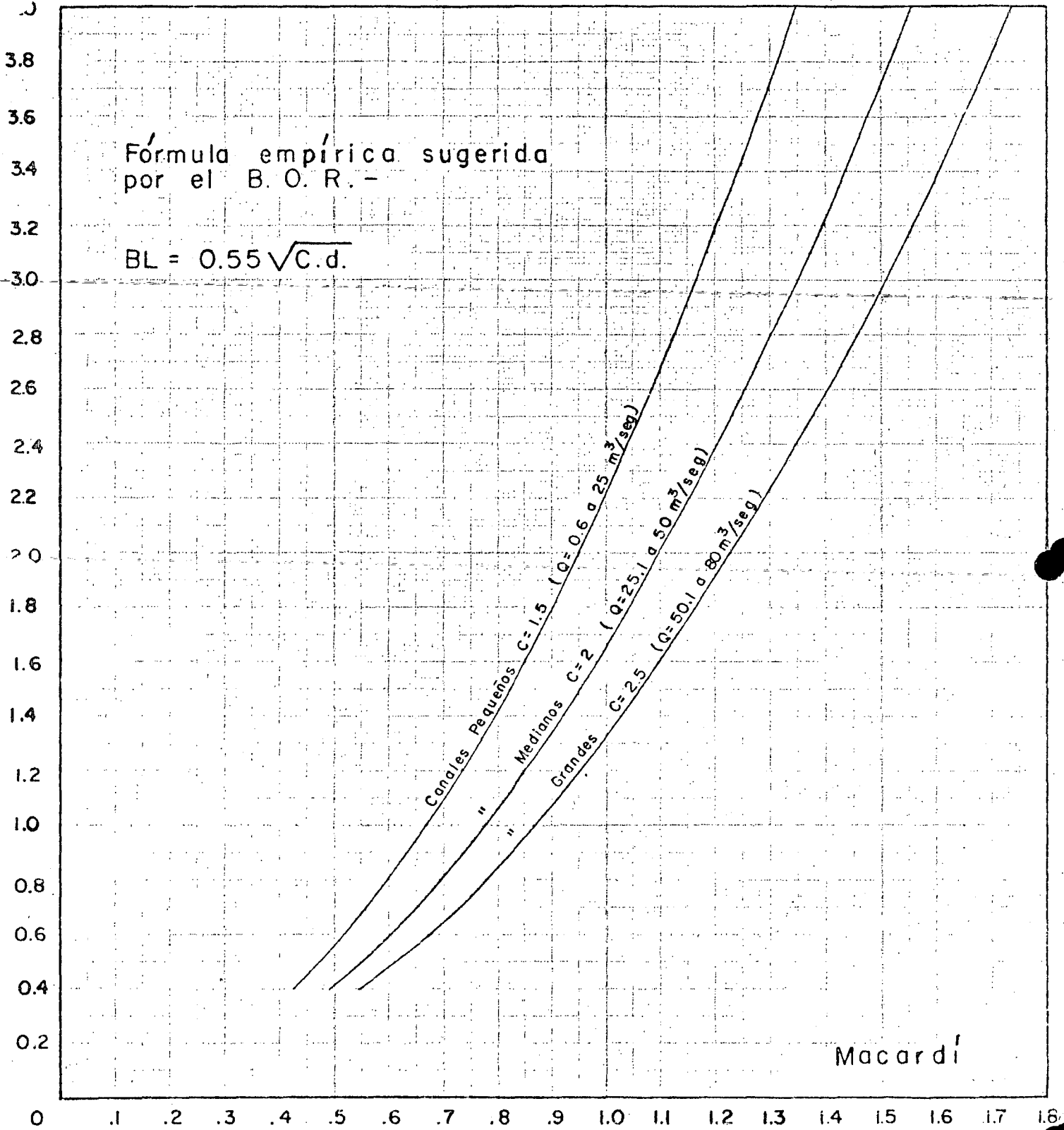
VELOCIDAD MINIMA PERMISIBLE EN CANALES SIN REVESTIR PARA QUE NO SE PRODUZCA SEDIMENTACION.

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



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

ESTIMACION PRELIMINAR DEL BORDO LIBRE EN CANALES SIN REVESTIR.

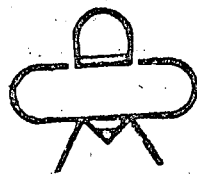


ALTURA DEL BORDO LIBRE, EN METROS.(B.L.)

Aforador Venturi de gasto constante

Por José Antonio MAZA ALVAREZ *

Wilfredo ZAMBRANA PEÑALOZA **
Ings. Civiles.



Trabajo presentado al VII Congreso de la Comisión Internacional de Riego y Drenaje, celebrado en la ciudad de México en abril de 1969 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

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

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

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



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 y 200 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

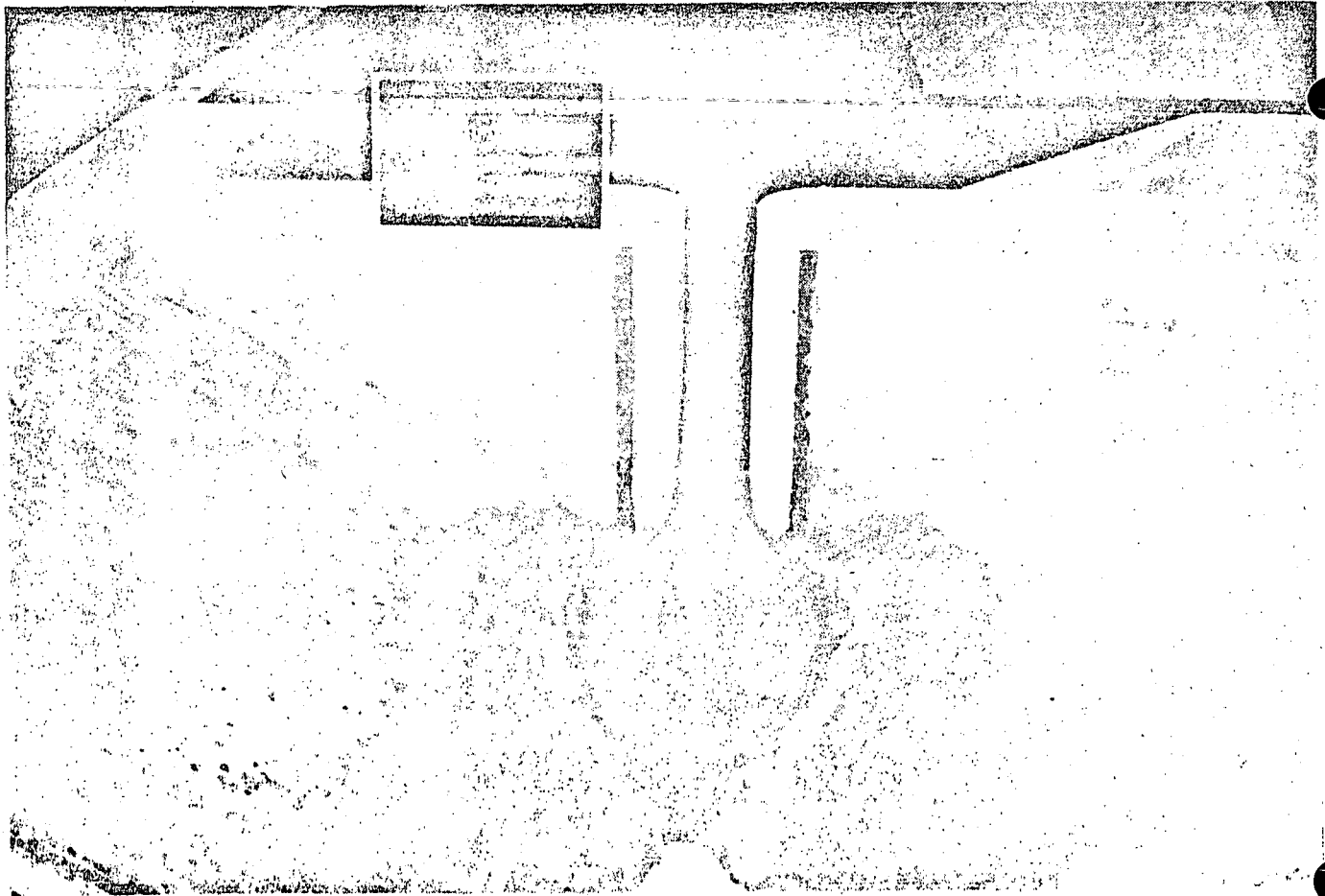
que deberán ser de diseño sencillo, de bajo costo de construcción y de fácil manejo y conservación.

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 y 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.

$r = \frac{b}{B} = \frac{1}{3}$. 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 $\frac{d}{H} = 0.70$, 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 95 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

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

² Alfredo Carrillo Roura, Celestino Martínez Pérez *Uso del Aforador Bulloffet en régimen supercrítico*. II Congreso Latinoamericano de Hidráulica, Caracas, julio, 1966.

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 podía sufrir el gasto, debido a diferentes rugosidades 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 10 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.

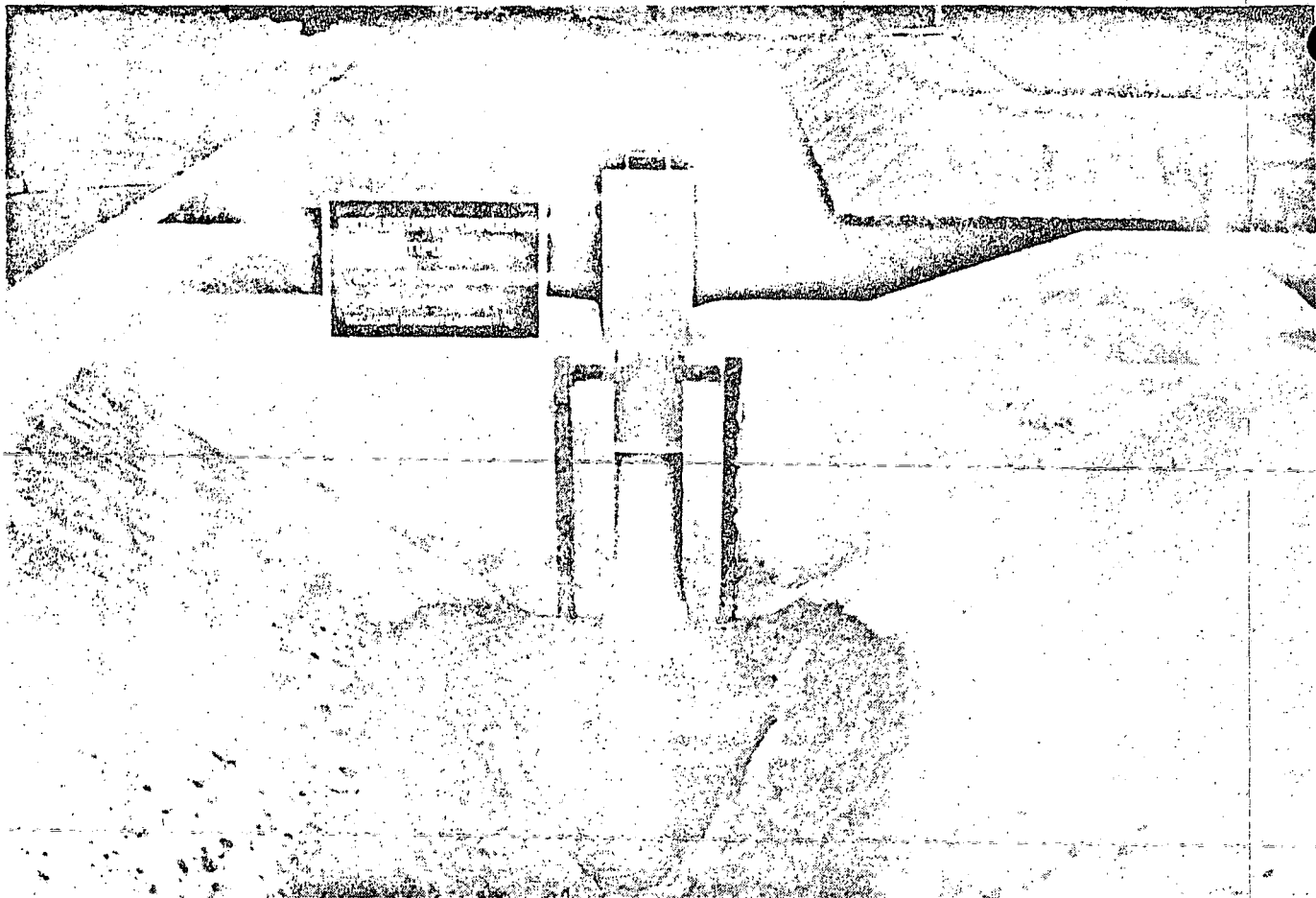
Como ya se mencionó, a partir de los resultados obtenidos con el aforador de 13.3 cm. y aplicando las leyes de similitud, se obtuvieron las curvas de gastos de las 3 nuevas estructuras. Estos resultados se compararon con los valores reales obtenidos durante las pruebas en dichas estructuras y se comprobó, 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 peque



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 azolva 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 escu-

rrimiento 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.

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

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 ahogamiento sea menor del 50 por 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 unas 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 calcular.
- d) Soporta grandes ahogamientos que no alteran sus curvas de gastos. (El ahogamiento 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 ($0.00001 < \epsilon < 0.002$ 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.

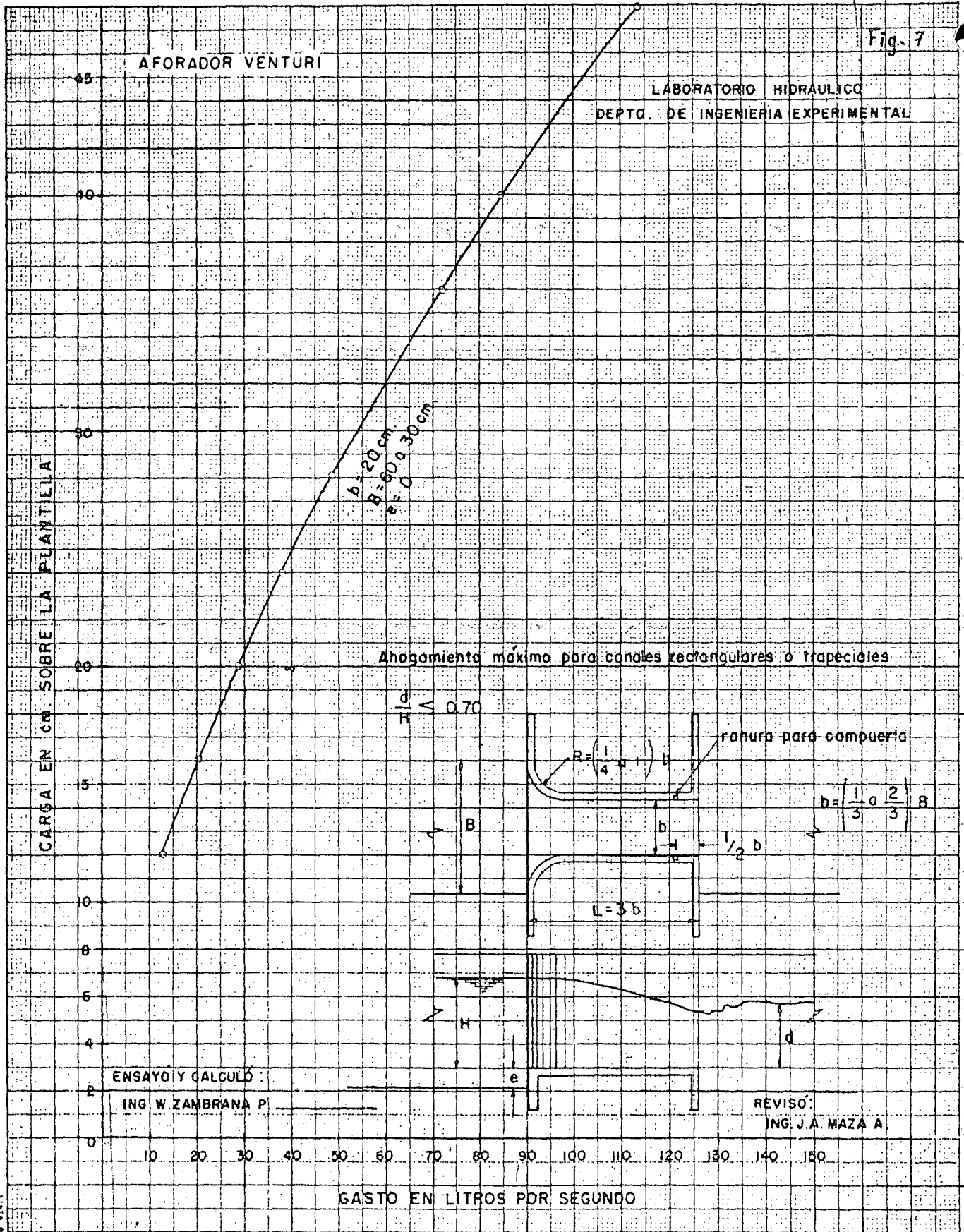
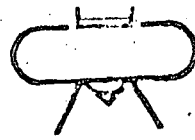
Se ha indicado la forma de determinar la abertura "a" que permite regular un gasto prefijado, tanto experimentalmente en la estructura como analíticamente.

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 llegada que no sean despreciables, las curvas de gasto son válidas si al 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.



REGULATOR VENTURI

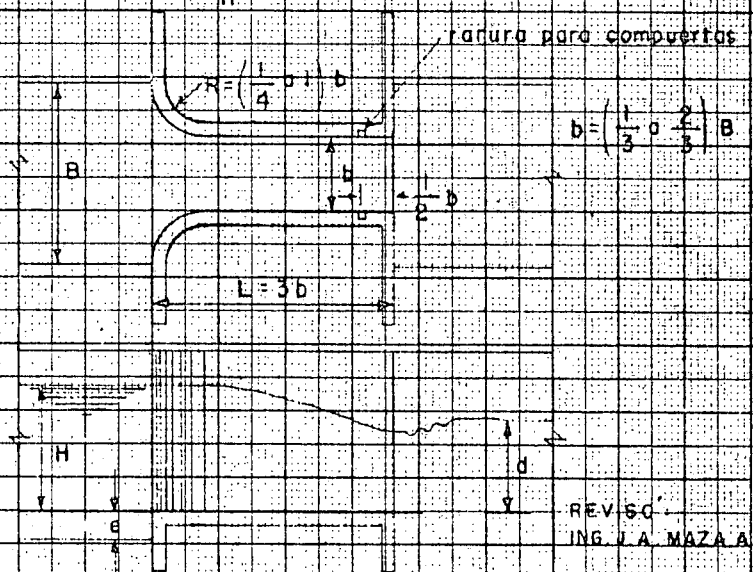
Fig. 8

CARGA H EN C.M. SOBRE LA PLANTILLA

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

Anegamiento máximo para canales rectangulares o trapeciales.

$$\frac{d}{H} \leq 0.70$$



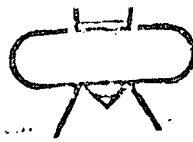
$$b = \left(\frac{1}{3} \text{ o } \frac{2}{3} \right) B$$

ENSAYO Y CALCULO
ING. W. ZAMBRANA P.

REVISOR
ING. J. A. MAZA A.

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

GASTO EN LITROS POR SEGUNDO

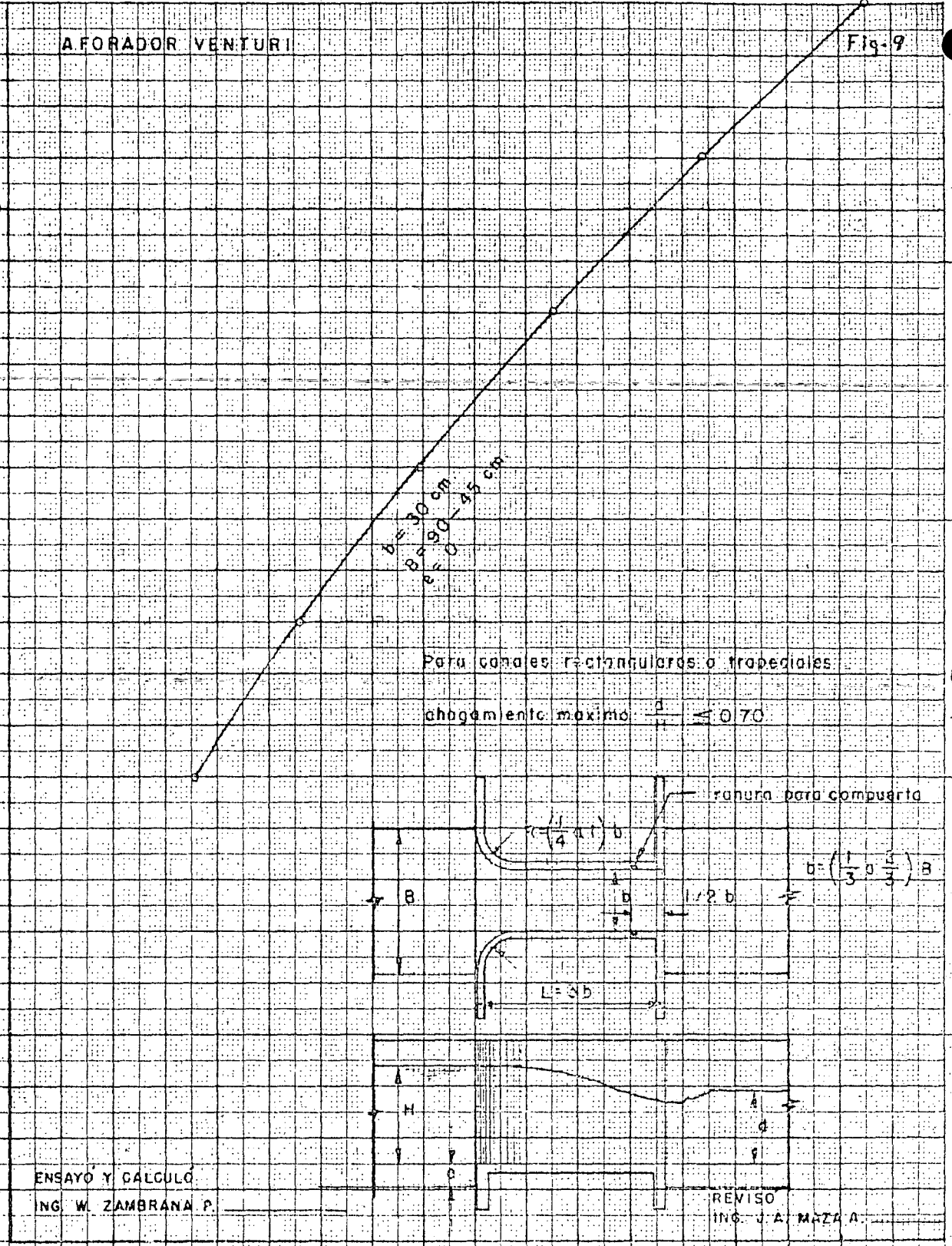


A FORADOR VENTURI

Fig-9

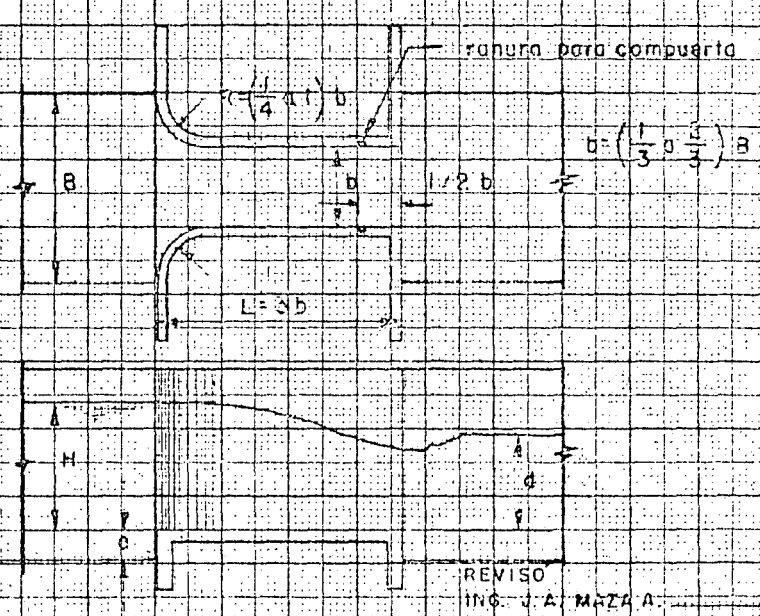
CARGA H. EN CM. SOBRE LA PLANTILLA

45
40
35
30
25
20
15
10
5
0



$b = 30 \text{ cm}$
 $B = 90 \text{ cm}$
 $R = 45 \text{ cm}$

Para canales rectangulares o trapeciales
chocamiento máximo $\frac{b}{B} \leq 0.70$



GASTO EN LITROS POR SEGUNDO

Laboratorio Hidráulico

Dpto. de Ing. Experimental

Fig. 10

CARGA H EN CM SOBRE LA PLANTILLA

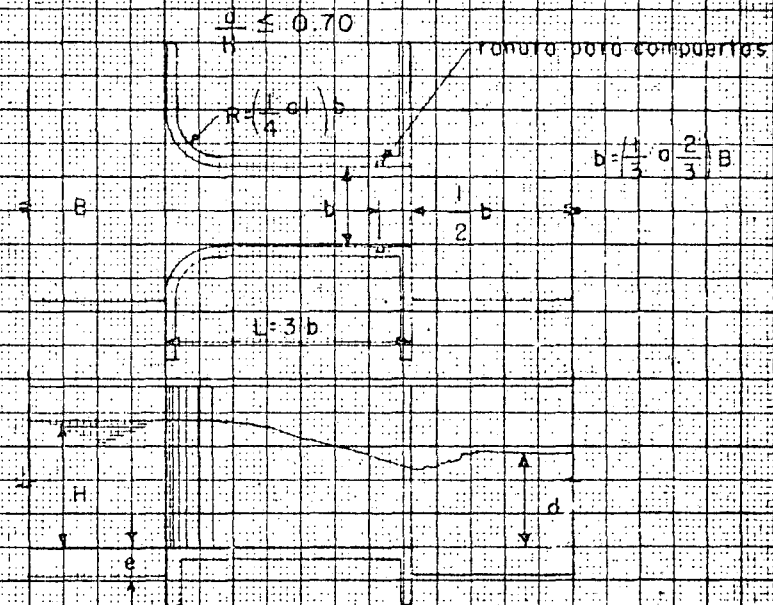
45
40
35
30
25
20
15
10
8
6
4
2
0

0 10 20 30 40 50 100 150

GASTO EN LITROS POR SEGUNDO

LABORATORIO HIDRAULICO

DEPTO. DE ING. EXPERIMENTAL



Ahogamiento máximo para canales rectangulares o trapeciales

ENSAYO Y CALCULO
ING. W. ZAMBRANA
REVISO ING. J. A. MAZA

Figura Núm. 13

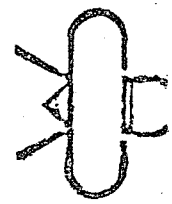
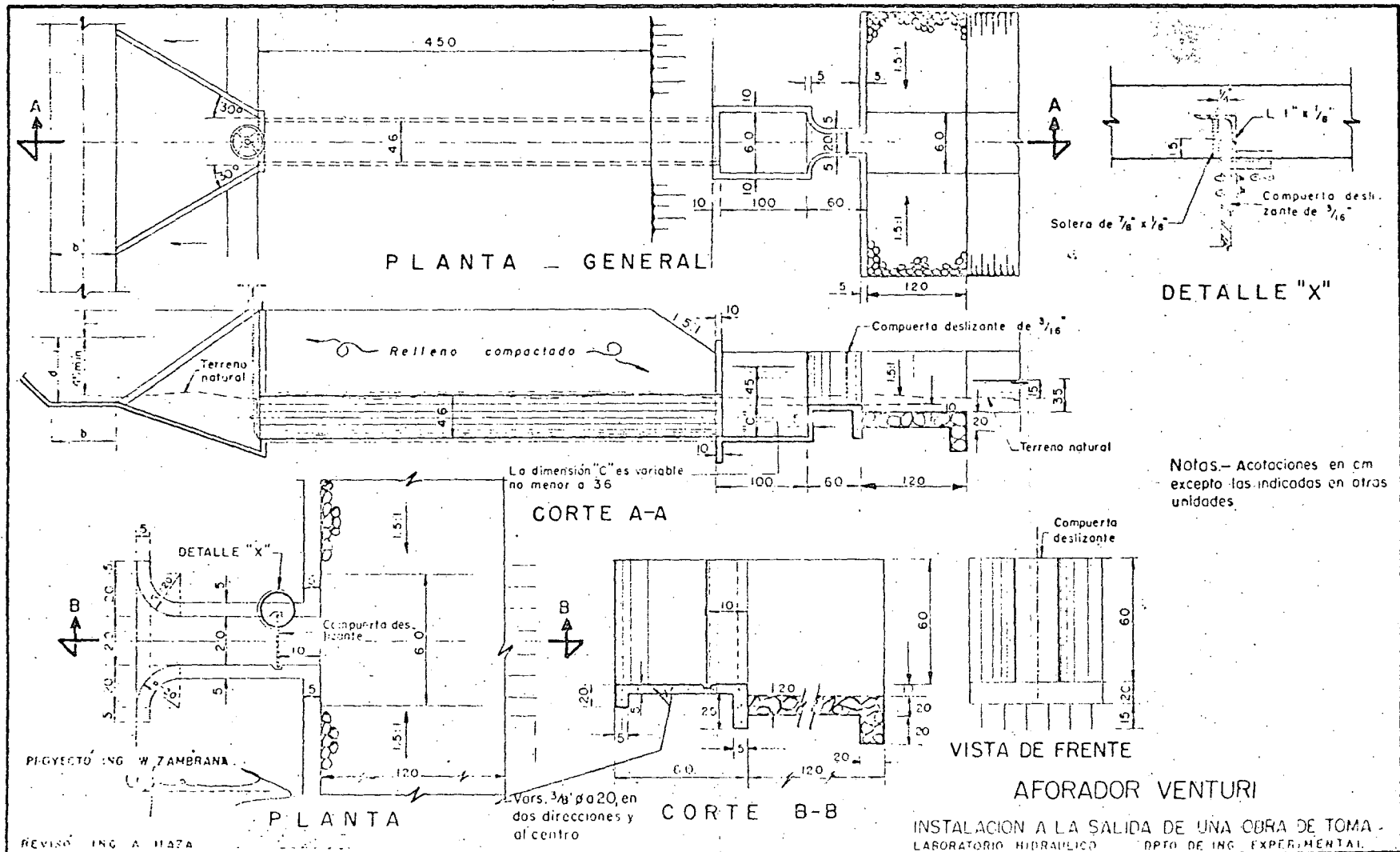
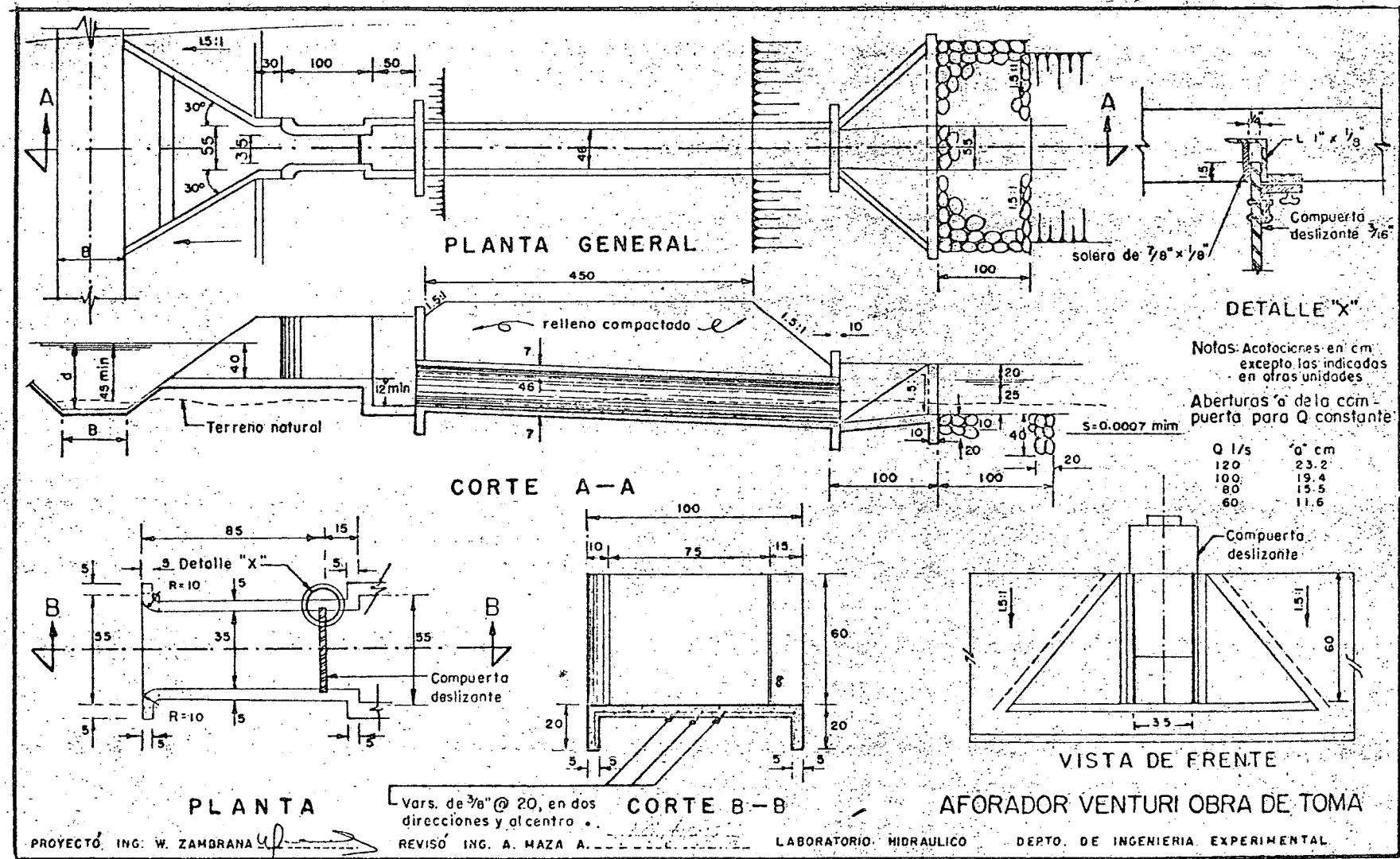
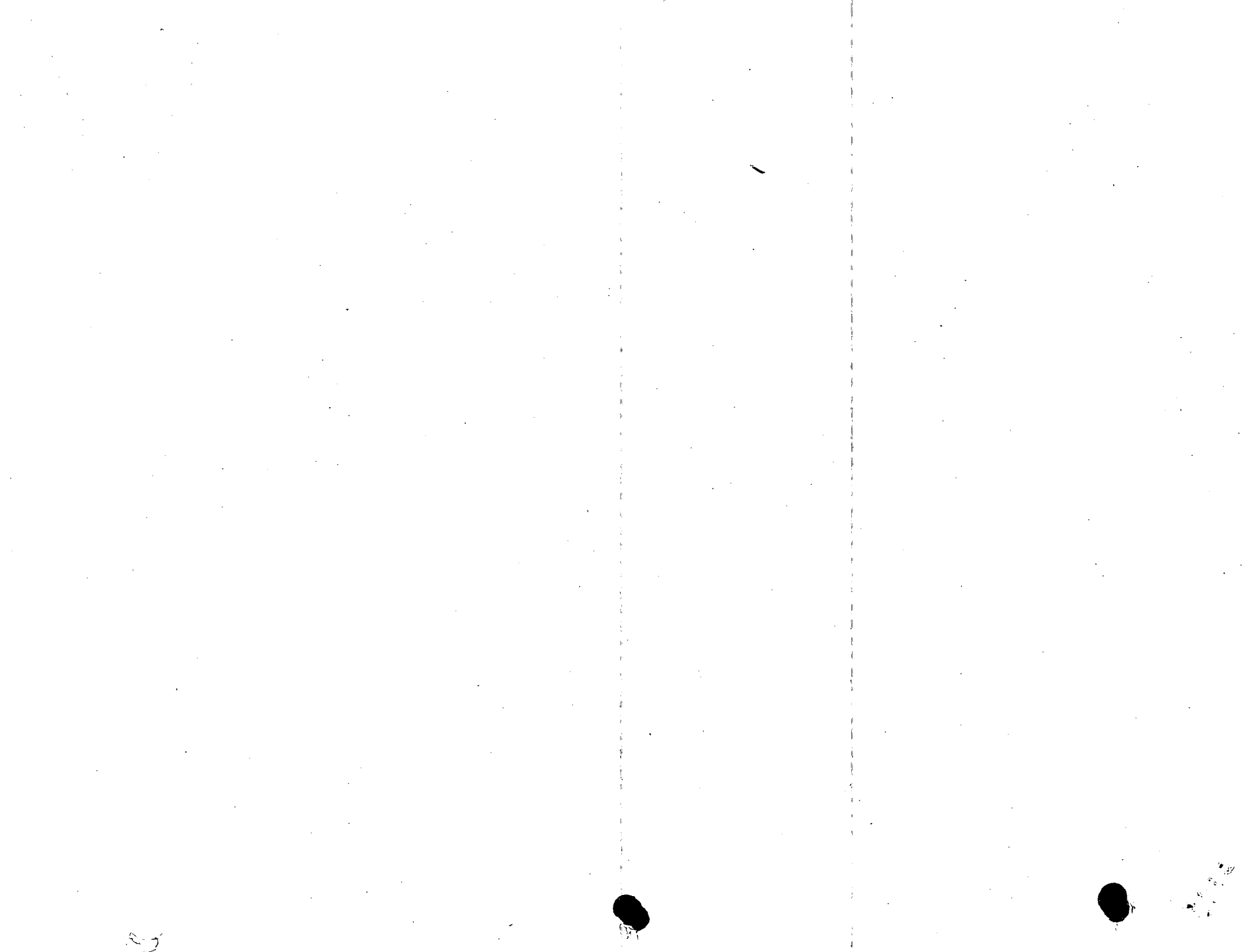


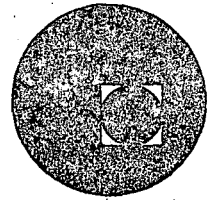
Figura Núm. 14







centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam

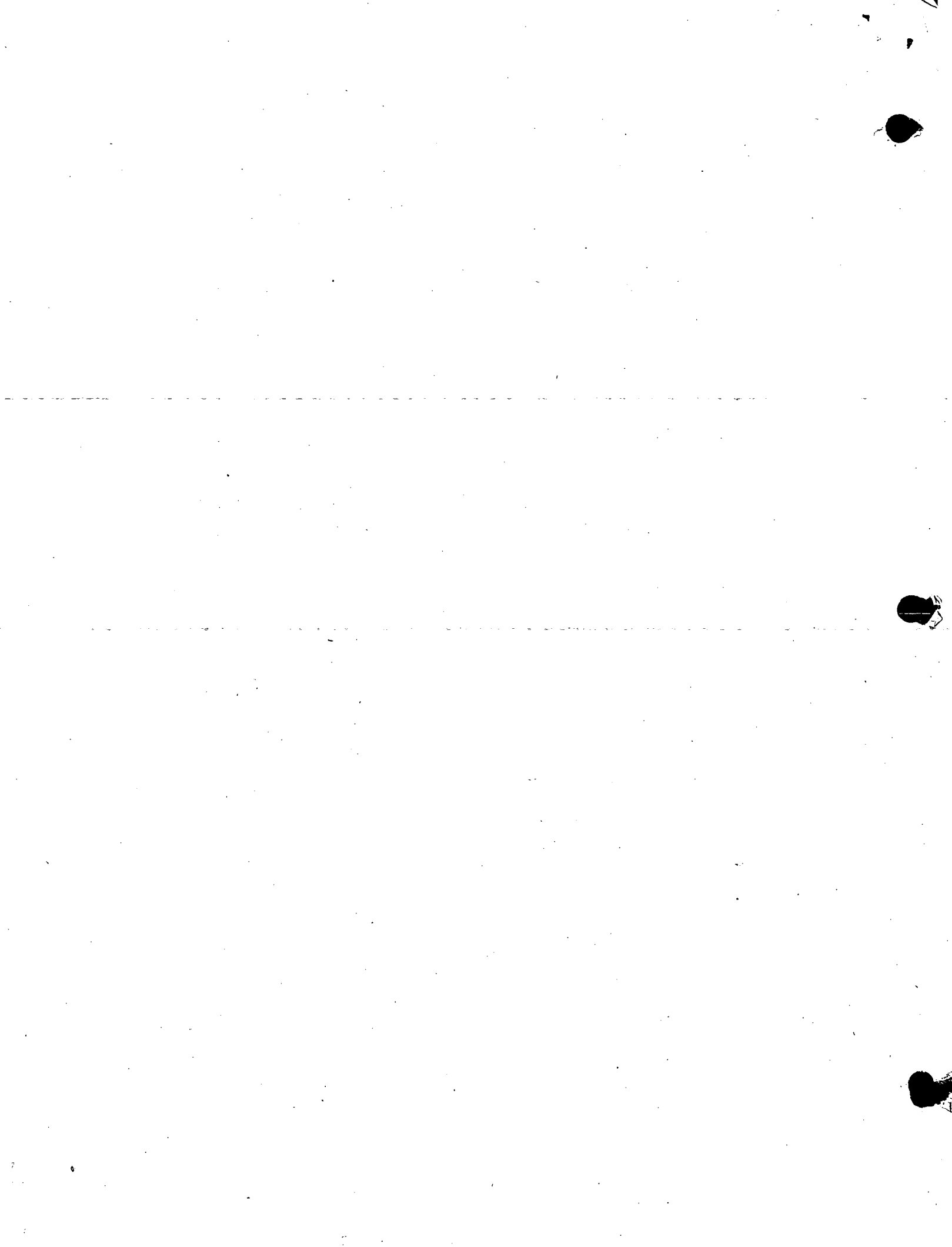


CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS DE ZONAS DE RIEGO

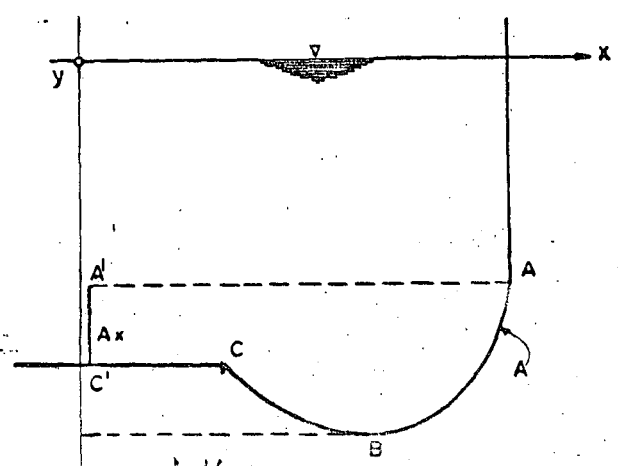
H I D R A U L I C A

ING. MARIO CARVAJAL DIAZ

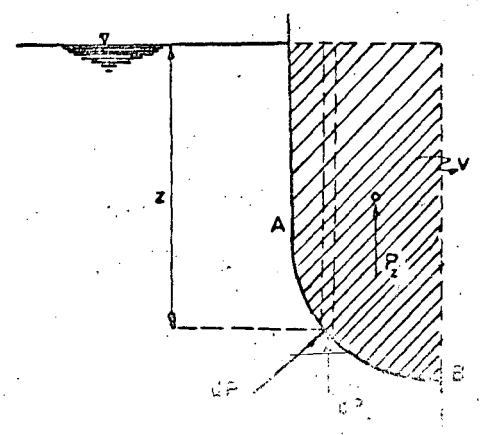
Julio de 1978



horizontales que resultan se eliminan. Es el caso de la proyección de la superficie curva A B C de la fig 1.16 sobre el plano yz, ^{ya que} ~~pero~~ resulta como proyección la superficie A'C'. En el caso de la fig 1.17 la componente p_z de la presión total sobre la superficie A B, según la ec 1.11c, es igual al peso del volumen imaginario de líquido que quedaría sobre la propia superficie.

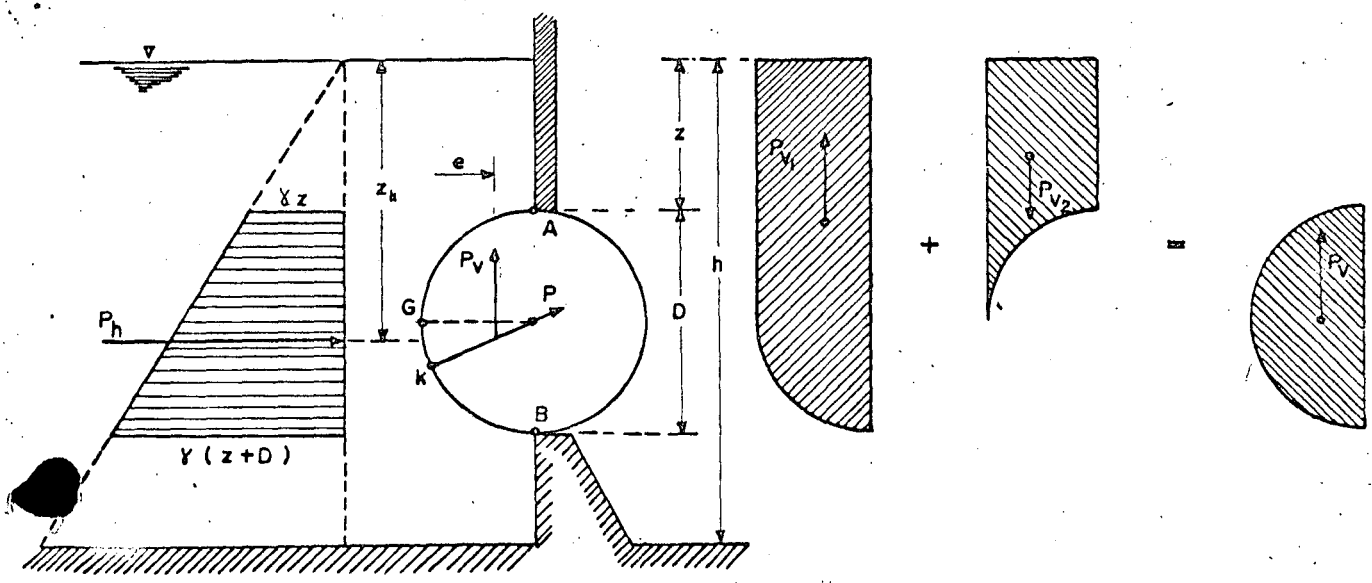


1.16
Fig. 4.12.— Presión total sobre una superficie curva



1.17
Fig. 4.13.— Presión total ascendente sobre una superficie curva

Prob 1.8. Se desea determinar la presión total y el centro de presión de la compuerta cilíndrica A B mostrada en la fig 1.18



1.18
Fig. 4.14.— Presión total sobre una superficie cilíndrica.

Solución. La componente horizontal de la presión total sobre la superficie cilíndrica de ancho b , es igual al área achurada del trapecio, o bien, de acuerdo con la ec 1.10a, vale

$$P_h = \gamma b D \left(z + \frac{D}{2} \right)$$

y su posición corresponde a la profundidad del centro de gravedad del trapecio

$$z_k = \frac{D}{3} \frac{3z + 2D}{2z + D} + z$$

La componente vertical del empuje se puede obtener siguiendo este razonamiento. Sobre la superficie BG se ejerce un empuje vertical P_{v_1} , ascendente y que equivale al peso de la columna virtual de líquido sobre esa superficie, como se muestra en la fig 1.18. Sobre la superficie AG existe un empuje vertical P_{v_2} descendente que equivale al peso de la columna real de líquido sobre dicha superficie, como se muestra en la misma figura. La resultante de las dos fuerzas es igual al empuje vertical total ascendente sobre el total de la superficie y esto equivale al peso de la columna virtual de líquido encerrado por la superficie A G B y estará aplicada en el centro de gravedad del área encerrada. Así, resulta

$$P_v = \gamma b \frac{\pi}{8} D^2$$

$$e = 0.2122 D$$

La presión total sobre la superficie será la resultante de las dos componentes

$$P = \sqrt{P_h^2 + P_v^2}$$

Según el problema anterior, la presión total vertical P_{V_1} es

$$P_{V_1} = \gamma \frac{b \pi}{8} D^2 = \frac{1 \times 1 \times 3.14 \times 1.2^2}{8} = 0.566 \text{ ton}$$

$$y \quad e_1 = 0.2122 \times 1.2 = 0.255 \text{ m}$$

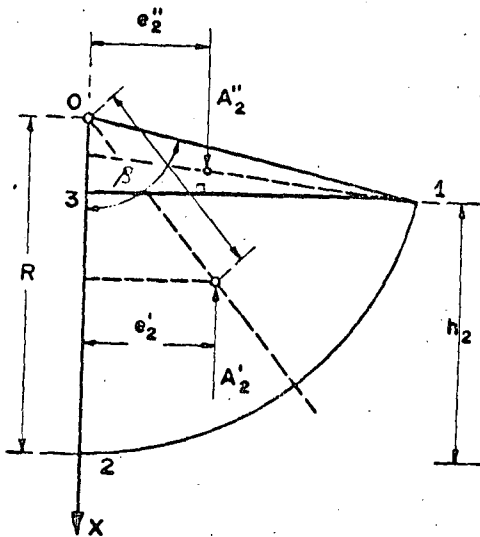


Fig. 4.17

Para el cálculo de la presión vertical P_{V_2} , se descompondrá en dos componentes como se muestra en la fig 1.21 ya que

$$P_{V_2} = \gamma b \text{ area } 123$$

$$\cos \beta = \frac{R - h_2}{R} = \frac{0.6 - 0.5}{0.6}$$

$$\cos \beta = 0.1667$$

$$\beta = 80^\circ 24' ; \text{arc } \beta = 1.40324$$

El área del sector O12 es

$$A_2' = \frac{R^2}{2} \text{arc } \beta = \frac{1}{2} \times 0.6^2 \times 1.40324 = 0.2525 \text{ m}^2$$

y el área del triángulo O13

$$A_2'' = \frac{1}{2} (R - h_2) R \text{sen } \beta = \frac{1}{2} \times 0.1 \times 0.6 \times 0.986 = 0.0296 \text{ m}^2$$

Por lo tanto, el área del segmento 123 es

$$A_2 = A_2' - A_2'' = 0.2229 \text{ m}^2$$

y de aquí $P_{V_2} = 0.2229 \text{ ton}$

La presión total vertical ascendente es

$$P_V = P_{V_1} + P_{V_2} = 0.789 \text{ ton}$$

Por otra parte, la distancia a del centro de gravedad del sector 012 vale

$$a = \frac{2}{3} \frac{R^3 \sin\left(\frac{\beta}{2}\right)}{A_2} = \frac{2}{3} \frac{0.6^3 \times 0.64545}{0.2525} = 0.368 \text{ m}$$

$$e_2^i = a \sin \frac{\beta}{2} = 0.368 \times 0.64545 = 0.238 \text{ m}$$

$$e_2^n = \frac{1}{3} R \sin \beta = \frac{1}{3} 0.6 \times 0.986 = 0.197 \text{ m}$$

El momento de la resultante con respecto a x es igual al momento de las componentes

$$0.2229 e_2 = 0.2525 \times 0.238 - 0.0296 \times 0.197$$

$$e_2 = 0.244 \text{ m}$$

Por lo que respecta a la profundidad z_k de P_h , si se toman momentos con respecto a la superficie del agua del lado aguas arriba se tiene

$$0.595 z_k = \frac{1}{2} \times 1 \times 1 \times 0.7^2 \frac{2 \times 0.7}{3} + 1 \times 1 \times 0.7 \times 0.5 (0.25 + 0.7)$$

$$= 0.751 \text{ m}$$

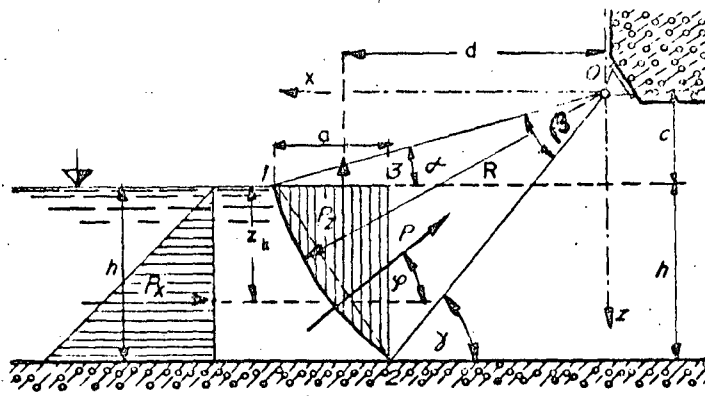
La presión total resultante es

$$P = \sqrt{P_h^2 + P_v^2} = \sqrt{0.595^2 + 0.789^2} = 0.988 \text{ ton}$$

$$\tan \alpha = \frac{P_v}{P_h} = \frac{0.789}{0.595} = 1.327 \quad ; \quad \alpha = 53^\circ$$

y tendrá la dirección radial.

Prob 1.11. Determinar la presión total sobre la compuerta de segmento mostrada en la fig 1.22, para los datos $h = 1.5 \text{ m}$, $R = 3 \text{ m}$ y $\alpha = 15^\circ$, el ancho de compuerta es $b = 1.00 \text{ m}$.



1.2.2.
Fig.-4-18. Presión total sobre una compuerta de segmento

Solución. De la geometría de la fig. 1.22 se deduce lo siguiente

$$c = R \operatorname{sen} \alpha = 3 \times 0.25882 = 0.776 \text{ m}$$

y para el sistema de ejes mostrado, la ecuación del segmento es

$$x^2 + z^2 = R^2 = 9$$

y de aquí se encuentran las abscisas de los puntos 1 y 2, substituyendo sus ordenadas

$$z_1 = 0.776 \text{ m} \quad ; \quad x_1 = 2.895 \text{ m}$$

$$z_2 = 2.276 \text{ m} \quad ; \quad x_2 = 1.968 \text{ m}$$

$$a = x_1 - x_2 = 0.927 \text{ m}$$

$$\tan \gamma = \frac{z_2}{x_2} = \frac{2.276}{1.968} = 1.1565 \quad ; \quad \gamma = 49^\circ 09' 20''$$

$$\beta = \gamma - \alpha = 34^\circ 09' 20'' = 0.59613 \text{ rad}$$

$$P_x = \frac{1}{2} \gamma b h^2 = \frac{1}{2} \times 1 \times 1 \times 1.5^2 = 1.125 \text{ ton}$$

$$z_k = \frac{2}{3} \times 1.5 = 1.00 \text{ m}$$

$$P_z = \gamma b A_{125}$$

El area del sector 012 es

$$\frac{1}{2} R^2 \text{ arc } \beta = \frac{1}{2} 3^2 \times 0.59613 = 2.683 \text{ m}^2$$

El area del triángulo 012 vale

$$\frac{1}{2} R^2 \text{ sen } \beta = \frac{1}{2} \times 9 \times 0.5615 = 2.527 \text{ m}^2$$

El area del segmento 121 es por tanto

$$2.683 - 2.527 = 0.156 \text{ m}^2$$

El area del triángulo 123 es

$$\frac{1}{2} a h = \frac{1}{2} \times 0.927 \times 1.5 = 0.696 \text{ m}^2$$

Finalmente el área achurada A_{123} vale

$$A_{123} = \frac{1}{2} R^2 \beta - \frac{1}{2} R^2 \text{ sen } \beta + \frac{1}{2} a h = 0.852 \text{ m}^2$$

$$P_z = \gamma \frac{b h^2}{2} \left[\frac{R^2}{h^2} (\beta - \text{sen } \beta) + \frac{a}{h} \right] = 0.852 \text{ ton}$$

$$P = \sqrt{P_x^2 + P_z^2} = 1.414 \text{ ton}$$

$$\tan \varphi = 0.758 ; \varphi = 37^\circ 10'$$

La distancia P_z con respecto al centro de la compuerta vale

$$d = \frac{\frac{2}{3} h + c}{\frac{a}{h} + \left(\frac{R}{h} \right)^2 (\beta - \text{sen } \beta)}$$

como fácilmente puede comprobarse.

Prob. 1.12. Determinar la presión total sobre la compuerta de segmento mostrada en la fig 1.23 para los datos: $h_1 = 5 \text{ m}$, $h_2 = 2.0 \text{ m}$, $h = h_1 - h_2 = 3.0 \text{ m}$, $a = 0.927 \text{ m}$, $a' = 1.5 \text{ m}$, teniendo la compuerta la misma geometría

que la del problema anterior

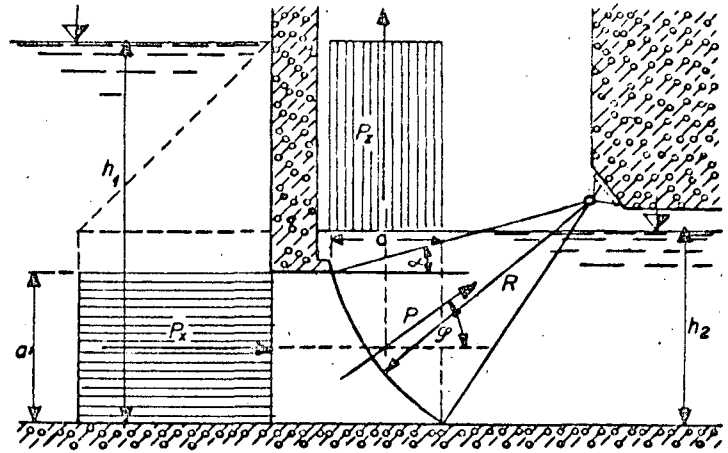


Fig. 4.19. Presión total sobre una compuerta de segmento con pantalla superior

Solución. Las componentes de la presión total son

$$P_x = \gamma b h a' = 1 \times 1 \times 3.0 \times 1.5 = 4.50 \text{ ton}$$

$$P_z = \gamma b a h = 1 \times 1 \times 0.927 \times 3 = 2.78 \text{ ton}$$

$$P = \sqrt{P_x^2 + P_z^2} = 5.29 \text{ ton}$$

$$\tan \varphi = \frac{P_z}{P_x} = 0.618 \quad ; \quad \varphi = 31^\circ 43'$$

Prob. 1.13. Determinar la presión total sobre la esfera mostrada en la fig 1.24, para los datos $D = 0.6 \text{ m}$, $R = 0.5 \text{ m}$, $h = 4 \text{ m}$

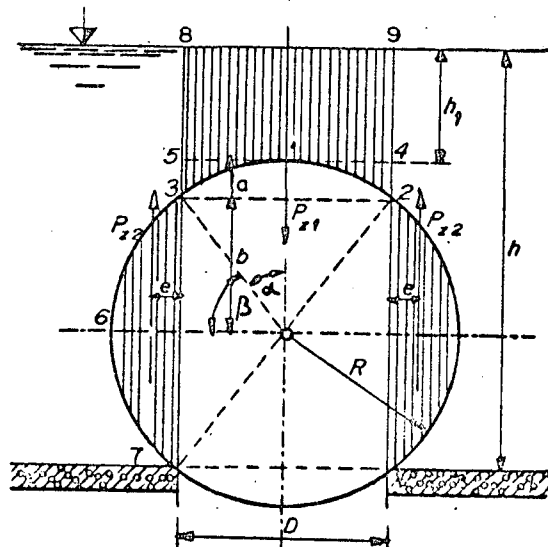


Fig. 4.20. Presión total sobre una esfera

Solución. En este caso, todas las componentes horizontales de la presión se anulan, existiendo solo presiones verticales cuyas componentes son

$$P_{21} = \gamma V_1$$

$$P_{22} = \gamma V_2$$

de la geometría:

$$\text{sen } \alpha = \frac{D}{2R} = \frac{0.6}{2 \times 0.5} = 0.6 ; \alpha = 36^\circ 50'$$

$$\beta = 90^\circ - \alpha = 53^\circ 10'$$

$$b = R \cos \alpha = 0.5 \times 0.8 = 0.4 \text{ m}$$

$$a = R - b = 0.1 \text{ m}$$

El volumen V_1 se calcula con el volumen 8923 menos el volumen del segmento 123. El área del volumen 123 es

$$\pi a^2 R - \frac{1}{3} \pi a^2 = \pi \times 0.1^2 \times 0.5 - \frac{1}{3} \pi \times 0.1^2 = 0.0146 \text{ m}^3$$

El volumen 8923 vale

$$\frac{\pi}{4} D^2 (h_1 + a) = \pi \frac{0.6^2}{4} \times 3.2 = 0.904 \text{ m}^3$$

$$V_1 = 0.904 - 0.015 = 0.889 \text{ m}^3$$

$$P_{21} = 1 \times 0.889 = 0.889 \text{ ton}$$

El área 376 vale

$$\frac{1}{2} R^2 \text{arc } 2\beta - \frac{1}{2} 2b \frac{D}{2} = \frac{1}{2} \times 0.5^2 \times 2 \times 0.92723 - 0.4 \times 0.3 = 0.112 \text{ m}^2$$

La distancia e es

$$e = R \left(\frac{2}{3} \frac{\sin^3 \beta}{\beta - \sin \beta \cos \beta} - \cos \beta \right) = 0.0817 \text{ m}$$

y el volumen del casquete 376

$$V_2 = A_{376} 2\pi \left(\frac{D}{2} + e \right) = 0.112 \times 2\pi \times 0.382 = 0.268 \text{ m}^3$$

$$P_{z2} = 0.268 \text{ ton}$$

El empuje vertical total ascendente es

$$P_z = P_{z1} - P_{z2} = 0.889 - 0.268 = 0.621 \text{ ton}$$

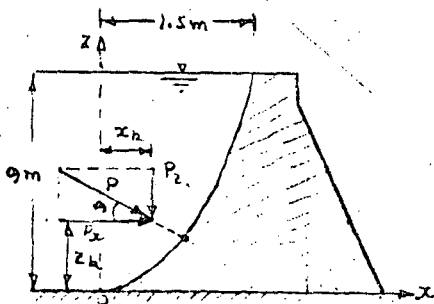


Fig. 1.25 Presión total sobre una superficie parabólica

Prob 1.14. Determinar la presión total por unidad de ancho sobre la superficie parabólica del muro mostrado en la fig 1.25, cuya ecuación es $z = 4x^2$.

Solución. De acuerdo con la ec 1.10a

la componente horizontal vale

$$P_x = \gamma \int_{A_x} (9 - z) dA_x = 1 \int_0^9 (9 - z) (1 \times dz)$$

$$P_x = 1 \left[9z - \frac{z^2}{2} \right]_0^9 = \left[81 - \frac{81}{2} \right] = 40.5 \text{ ton}$$

De acuerdo con la ec 1.10c, la componente vertical es

$$P_z = \gamma \int_{A_z} (9 - z) dA_z = 1 \int_0^{1.5} (9 - z) (1 \times dx) = \int_0^{1.5} (9 - 4x^2) dx$$

$$P_z = \left[9x - 4 \frac{x^3}{3} \right]_0^{1.5} = \left[13.5 - \frac{4 \times 3.375}{3} \right] = 9 \text{ ton}$$

La presión total resultante vale

$$P = \sqrt{P_x^2 + P_z^2} = \sqrt{40.5^2 + 9^2} = 41.5 \text{ ton}$$

y su ángulo de inclinación respecto a la horizontal

$$\theta = \text{ang tan } \frac{9}{40.5} = 12^\circ 32'$$

Las coordenadas del punto de aplicación son:

$$z_k P_x = \int z d P_x = \gamma \int_{A_x} (9 - z) z d A_x = 1 \int_0^9 (9 - z) z (1 \times dz)$$

$$z_k P_x = \left[9 \frac{z^2}{2} - \frac{z^3}{3} \right]_0^9 = 364.5 - 243 = 121.5$$

$$z_k = \frac{121.5}{40.5} = 3 \text{ m desde el eje } x$$

$$x_k P_z = \int x d P_z = \gamma \int_{A_z} (9 - z) x d A_z = 1 \int_0^{1.5} (9 - 4x^2) x (1 \times dx)$$

$$= \left[9 \frac{x^2}{2} - \frac{4x^4}{4} \right]_0^{1.5} = \left[\frac{9 \times 1.5^2}{2} - 1.5^4 \right] = 5.0625$$

$$x_k = \frac{5.0625}{9} = 0.5625 \text{ m}$$

Prob. 1.15. La compuerta de segmento ilustrada en la fig 1.26 tiene 12 m de longitud y las dimensiones indicadas. La distancia horizontal entre el centro de gravedad de la compuerta y la articulación vale 1.92 m. Despreciando la fricción en la articulación y en los sellos, determinar el peso W que debe tener la compuerta para lograr el equilibrio estático.

Solución. De acuerdo con la geometría de la compuerta, se tiene

$$\text{sen } \theta_1 = \frac{3.5}{4.5} = 0.7778, \text{ o sea } \theta_1 = 51^\circ 4' = 0.891 \text{ rad}$$

$$\text{cos } \theta_1 = 0.6284$$

$$\overline{ab} = 4.5 (1 - \text{cos } \theta_1) = 1.672 \text{ m}$$

$$\text{sen } \theta_2 = \frac{0.46}{3.35} = 0.1373, \theta_2 = 7^\circ 53' \text{ y } \text{cos } \theta_2 = 0.9905$$

$$\overline{OC} = 3.35 \times 0.9905 = 3.318 \text{ m}$$

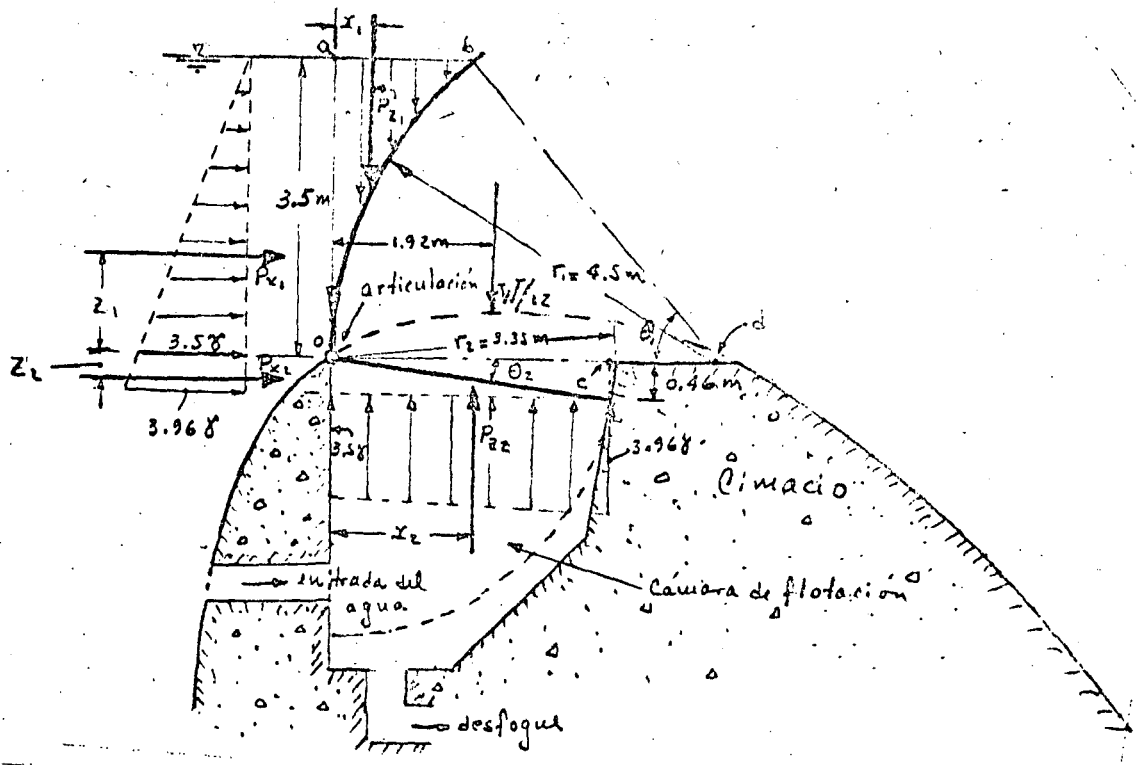


Fig. 1.26. Compuerta de segmento sobre un cimacio

La distribución de presiones varía linealmente de cero en la superficie a 3.5γ en la articulación, y 3.96γ en el punto más bajo de la compuerta. Las componentes de presión total actuando sobre la compuerta por cada metro de ancho de la misma son

$$P_{x_1} = \frac{1}{2} (3.5)^2 \gamma = 6.125 \text{ ton}$$

De acuerdo con el resultado para P_z en el prob 1.11

$$P_{z_1} = \gamma \left[\frac{1}{2} ab \bar{a} \bar{b} - \left(\frac{1}{2} r_1^2 \theta_1 - \frac{1}{2} r_1^2 \text{sen } \theta_1 \right) \right] = \frac{\gamma}{2} \left[1.672 \times 3.5 - \right. \\ \left. (4.5^2 \times 0.891 - 4.5^2 \times 0.7778) \right]$$

$$P_{z_1} = \frac{\gamma}{2} \left[5.852 (18.043 - 15.75) \right] = 1.78 \text{ ton}$$

$$P_{x_2} = \frac{\gamma}{2} (3.5 + 3.96) 0.46 = 1.716 \text{ ton}$$

$$P_{z_2} = \frac{\gamma}{2} (3.5 + 3.96) 3.35 = 12.496 \text{ ton}$$

La localización de estas presiones totales es como sigue

$$z_1 = \frac{3.5}{3} = 1.167 \text{ m}$$

$$z_2 = \frac{0.46}{3} \frac{2 \times 3.96 + 3.5}{3.5 + 3.96} = 0.236 \text{ m}$$

La distancia horizontal entre la articulación O y el sector del círculo

d O b, es

$$r_1 - \left(\frac{4 r_1 \sin \frac{\theta_1}{2}}{3 \theta_1} \right) \cos \frac{\theta_1}{2} = 4.5 - \left(\frac{4 \times 4.5 \times 0.431}{3 \times 0.891} \right) 0.9023 = 1.881 \text{ m}$$

~~1.881 m~~

La distancia horizontal entre la ^{articulación} ~~orientación~~ O y el triángulo d O b es

$$r_1 - \frac{2 r_1}{3} \cos^2 \left(\frac{\theta_1}{2} \right) = 4.5 - \frac{2 \times 4.5}{3} \times (0.9023)^2 = 2.058 \text{ m}$$

Luego entonces

$$x_1 = \frac{\frac{5.852 \times 1.672}{3} - (18.043 \times 1.881 - 15.75 \times 2.058)}{2 \times 1.78} = 0.46 \text{ m}$$

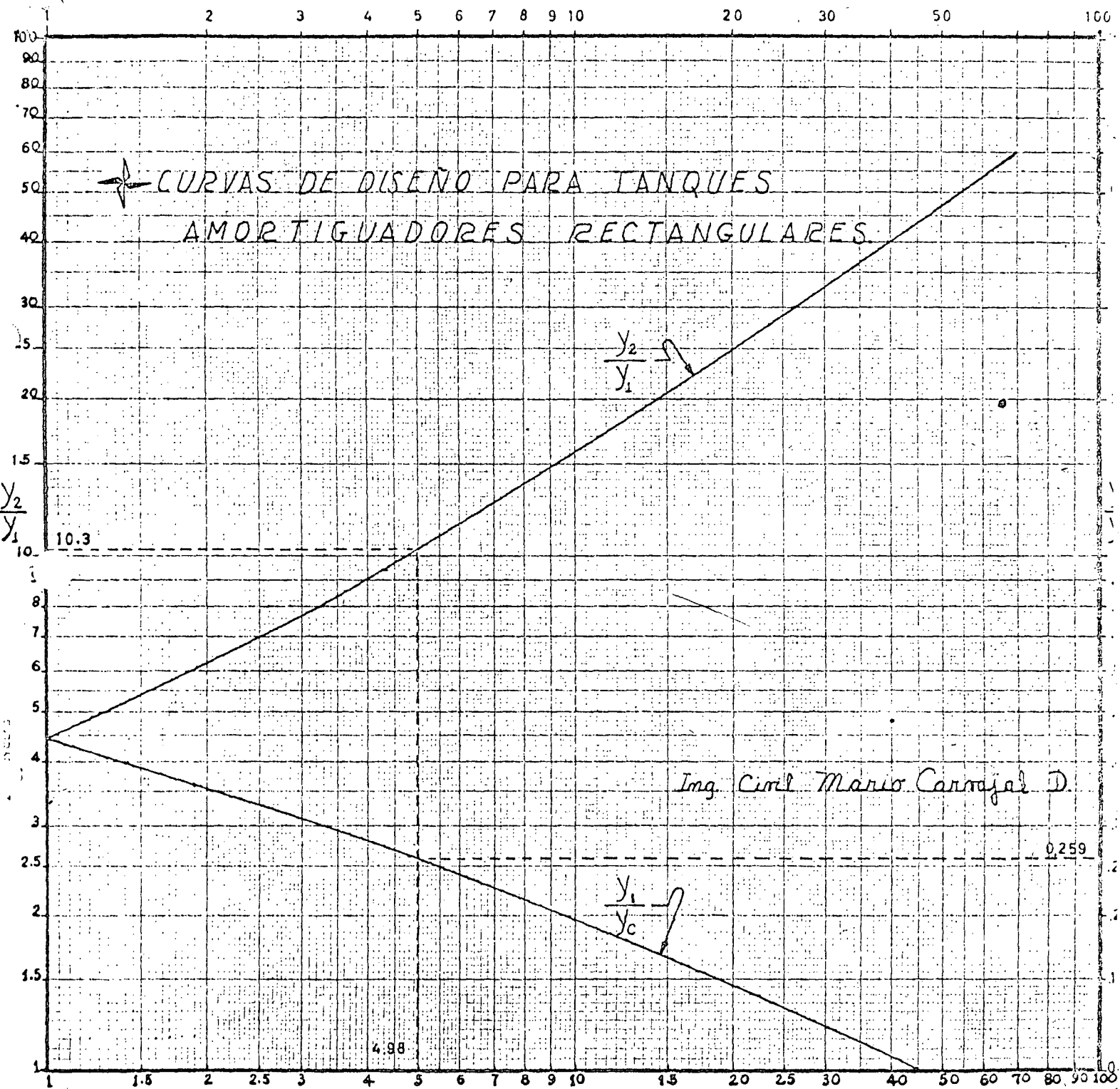
Finalmente

$$x_2 = \frac{3.35}{3} \frac{2 \times 3.968 + 3.5}{3.5 + 3.96} = 1.712 \text{ m}$$

Tomando momentos respecto de la articulación

$$1.78 \times 0.46 + 6.125 \times 1.167 + \frac{W}{12} \times 1.92 = 1.716 \times 0.236 + 12.496 \times 1.712$$

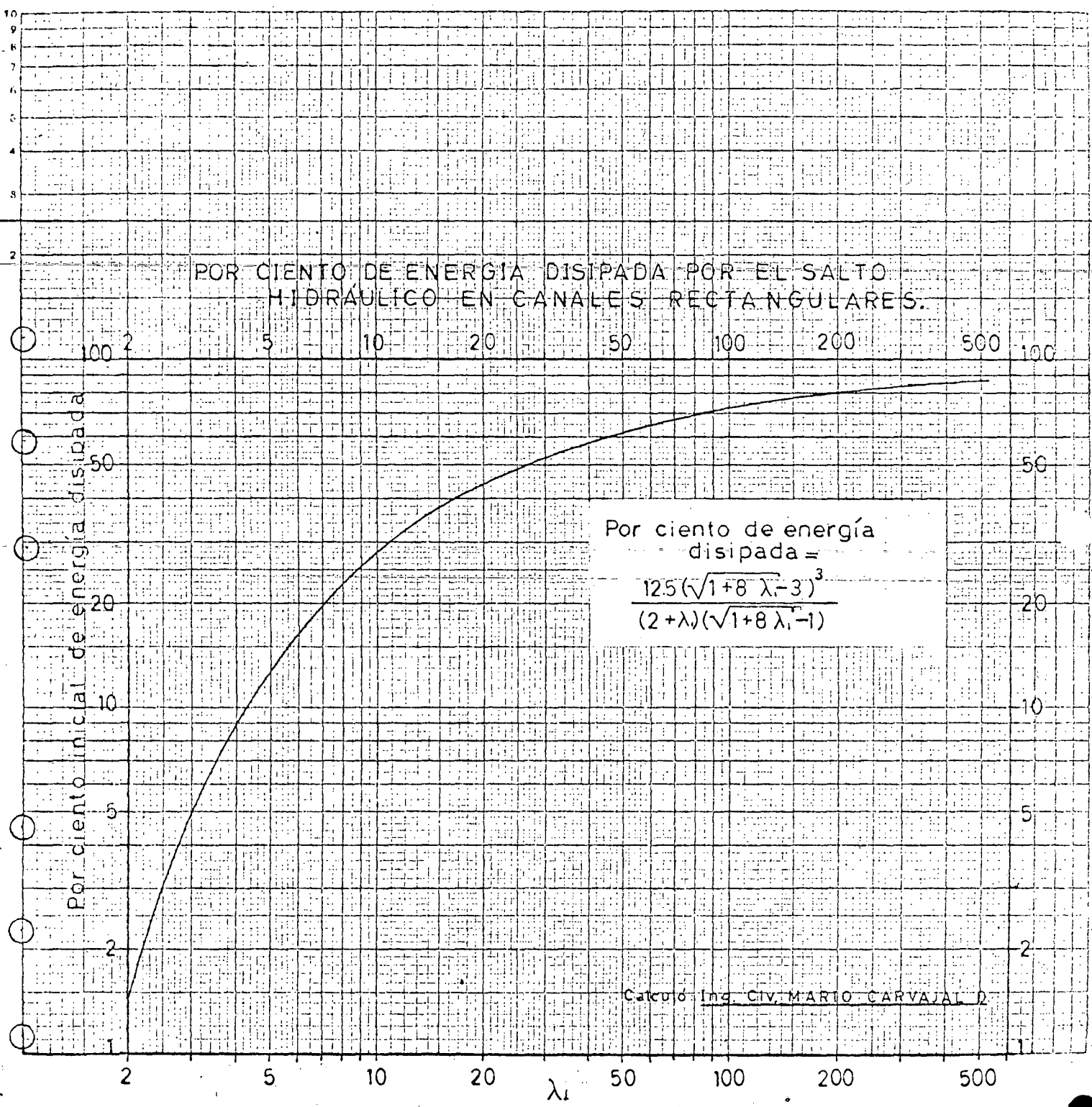
$$W = 86.443 \text{ ton}$$



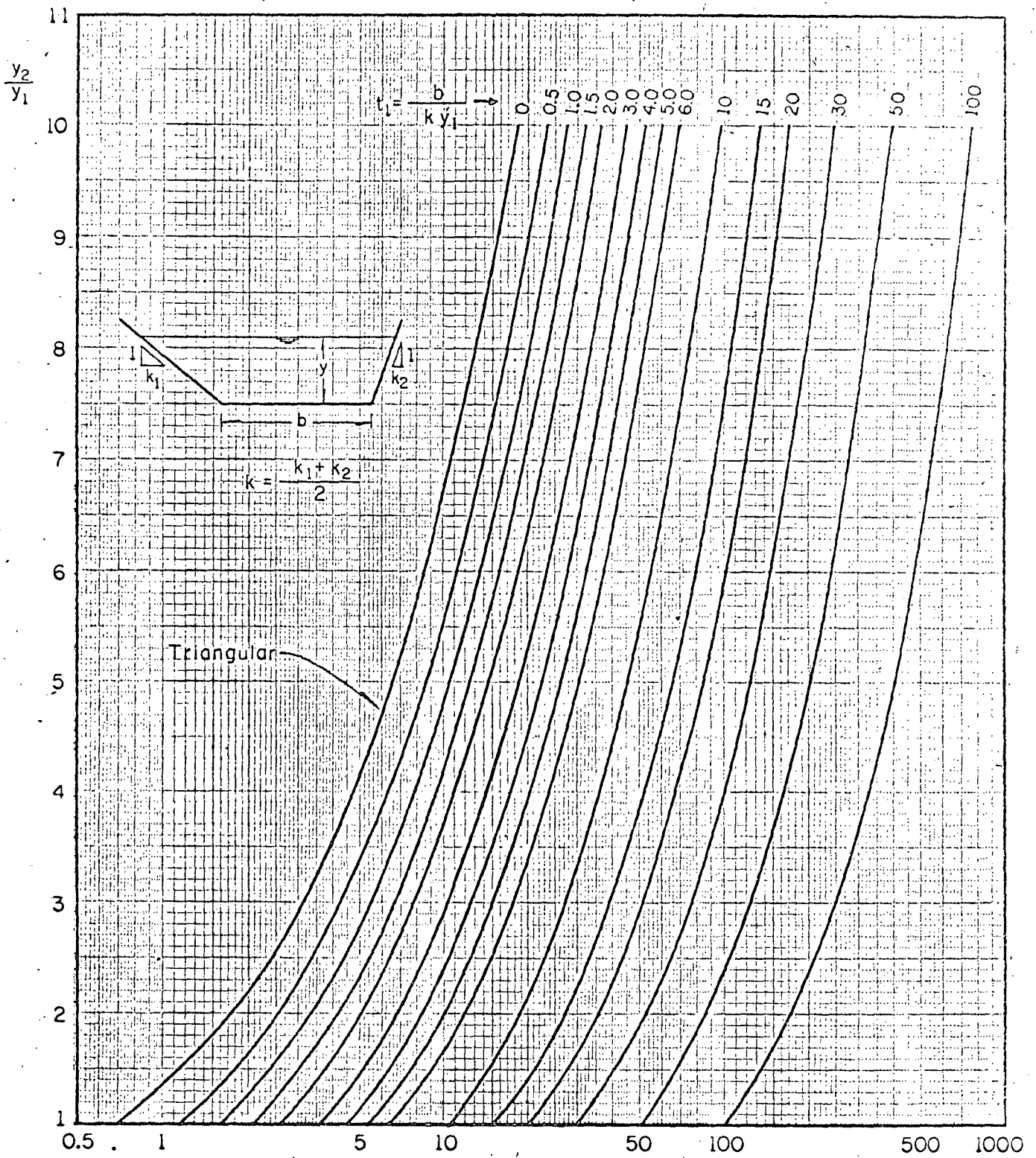
H_L/y_c

EDWARD A. ELEVATORSKI

POR CIENTO DE ENERGÍA DISIPADA POR EL SALTO
HIDRAÚLICO EN CANALES RECTANGULARES.



INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS
 IVC REPTELLE DE ACILS



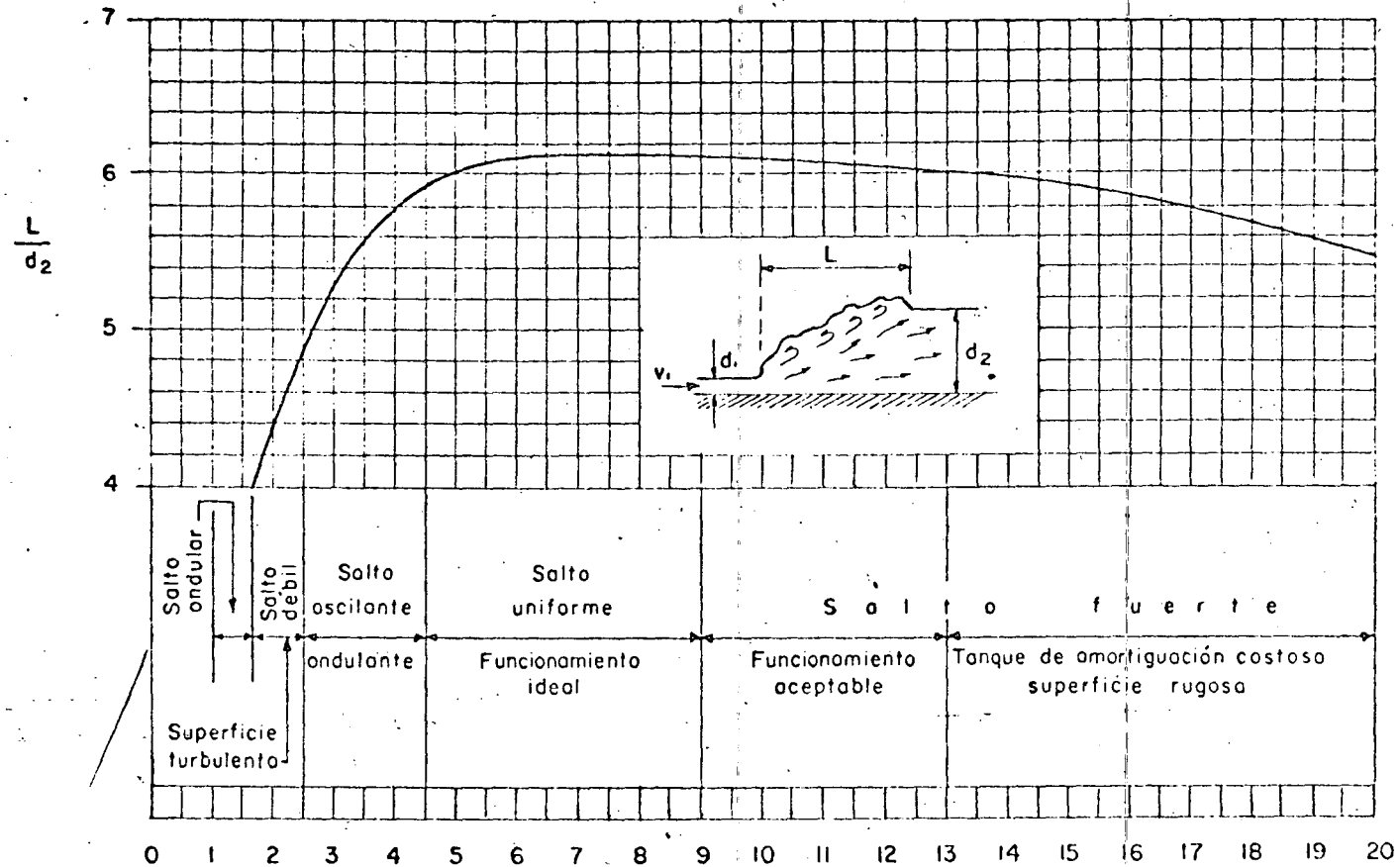
$$F_{1M} = \frac{Q}{g^{1/2} k y_1^{5/2}}$$

$$F_{1M} = (t_1 + 1) F_1$$

CANALES DE SECCION TRAPEZIAL (TRIANGULAR INCLUIDA)

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

Macardí

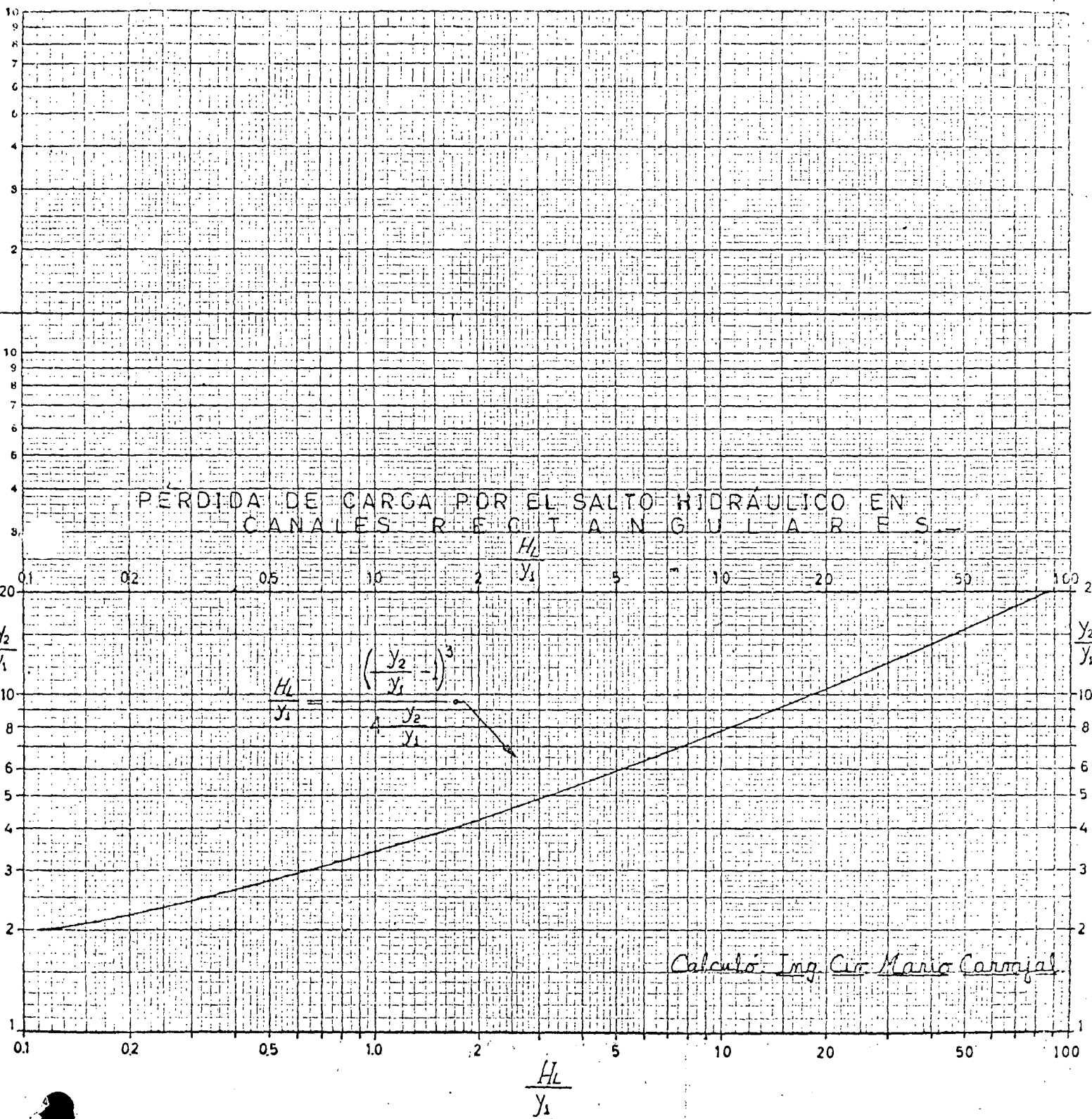


$$F_r = \frac{v_1}{\sqrt{g d_1}}$$

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

Macardi

PERDIDA DE CARGA POR EL SALTO HIDRAULICO EN
 CANALES RECTANGULARES

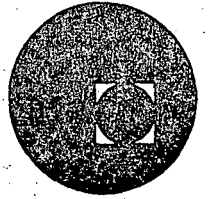


Calculo: Ing. Cir. Mario Carrizal





centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam

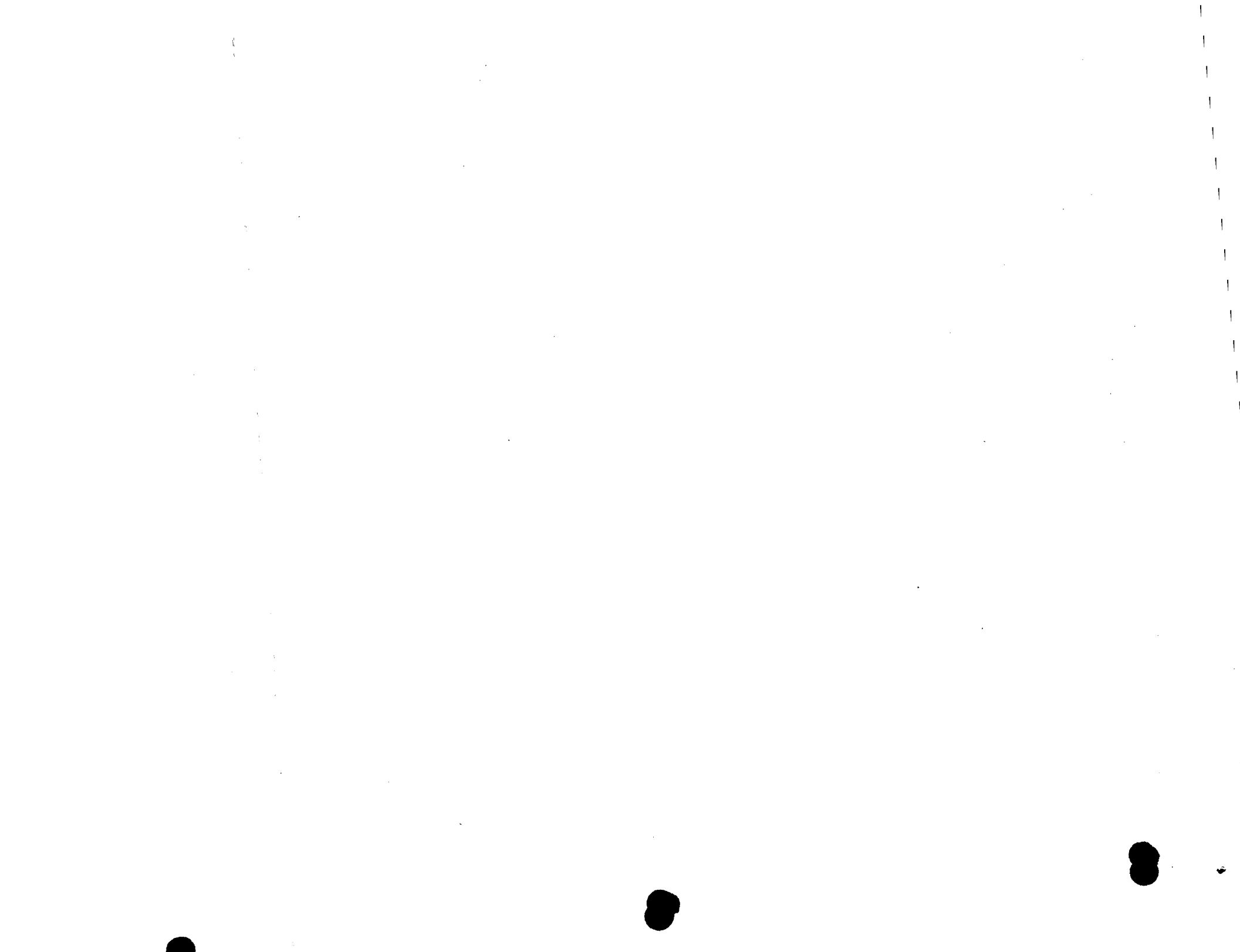


CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS DE ZONAS DE RIEGO

HIDRAULICA APLICADA

PUENTE CANAL

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 redundancia 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.

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.

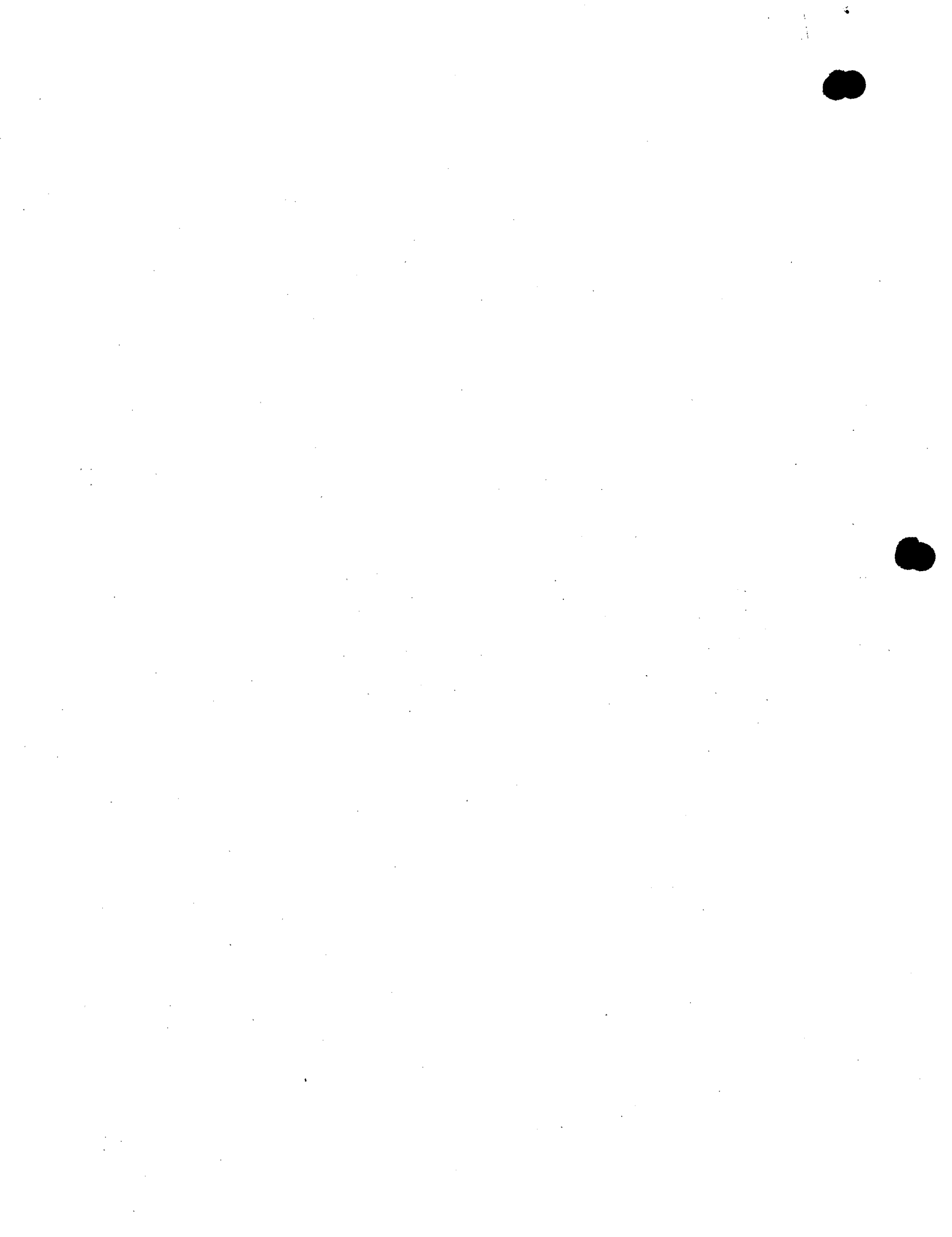
Los apoyos extremos pueden ser estribos o caballetes y los intermedios pilas o caballetes.

Cuando 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 reciba 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.

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 $d = 0.64 \text{ m}$

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

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

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

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

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

$$V_2 = 0.912873 \times 0.57831 = 0.52792 \text{ m/seg}$$

de donde $V_1 \doteq V_2$ correcto

Para los cálculos que siguen se considera:

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

y la carga de velocidad



$$S = 0.00075$$

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

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

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

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:

$$hv_2 = \frac{v_2^2}{2g} = \frac{(1.338)^2}{2 \times 19.62} = 0.091 \text{ m}$$

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

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

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

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:

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

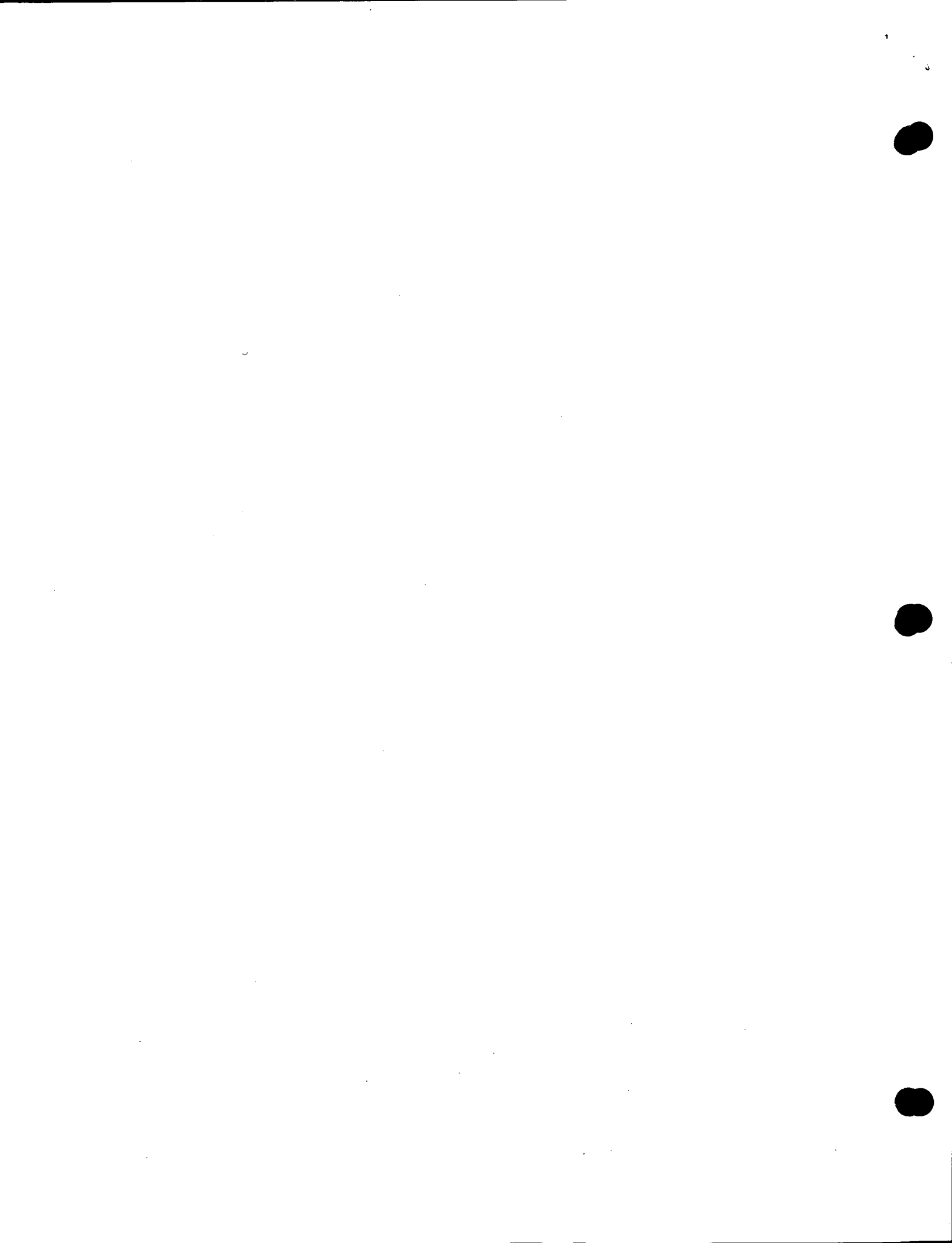
$$d_2 + hv_2 - Z_3 = d_3 + hv_3 - hf$$

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

Suponiendo $d_3 = 0.614 \text{ m}$

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

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



$$r_3 = \frac{A_3}{P_3} = \frac{0.7982}{1.528} = 0.3157 \text{ m}$$

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

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

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

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

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

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

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

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

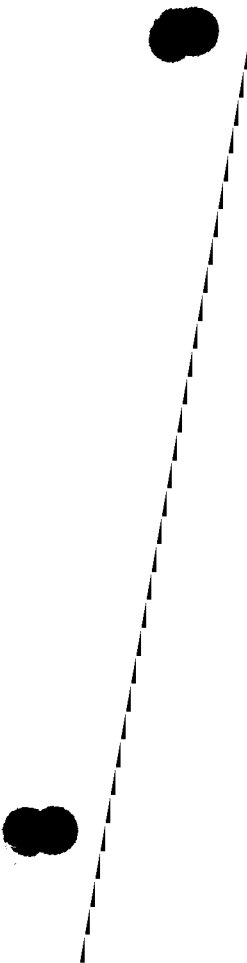
$$0.686 - 0.640 = 0.046 \text{ m}$$

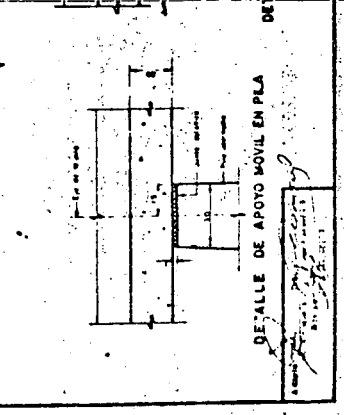
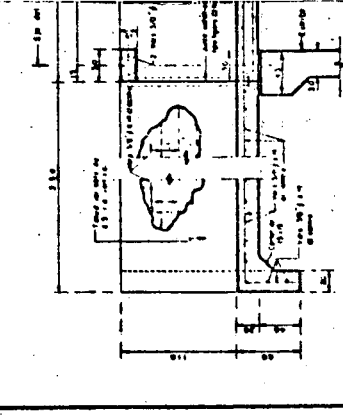
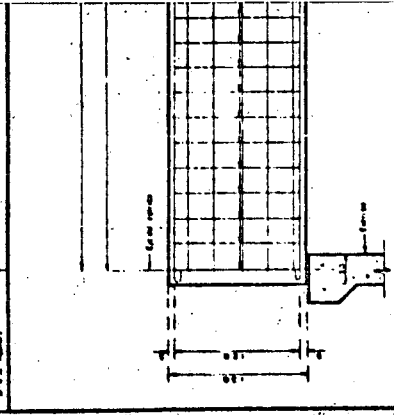
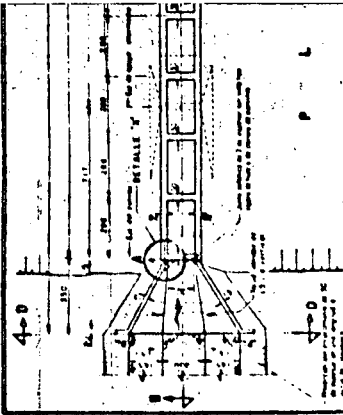
Se envade el bordo libre en un 10% lo cual es aceptable.

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

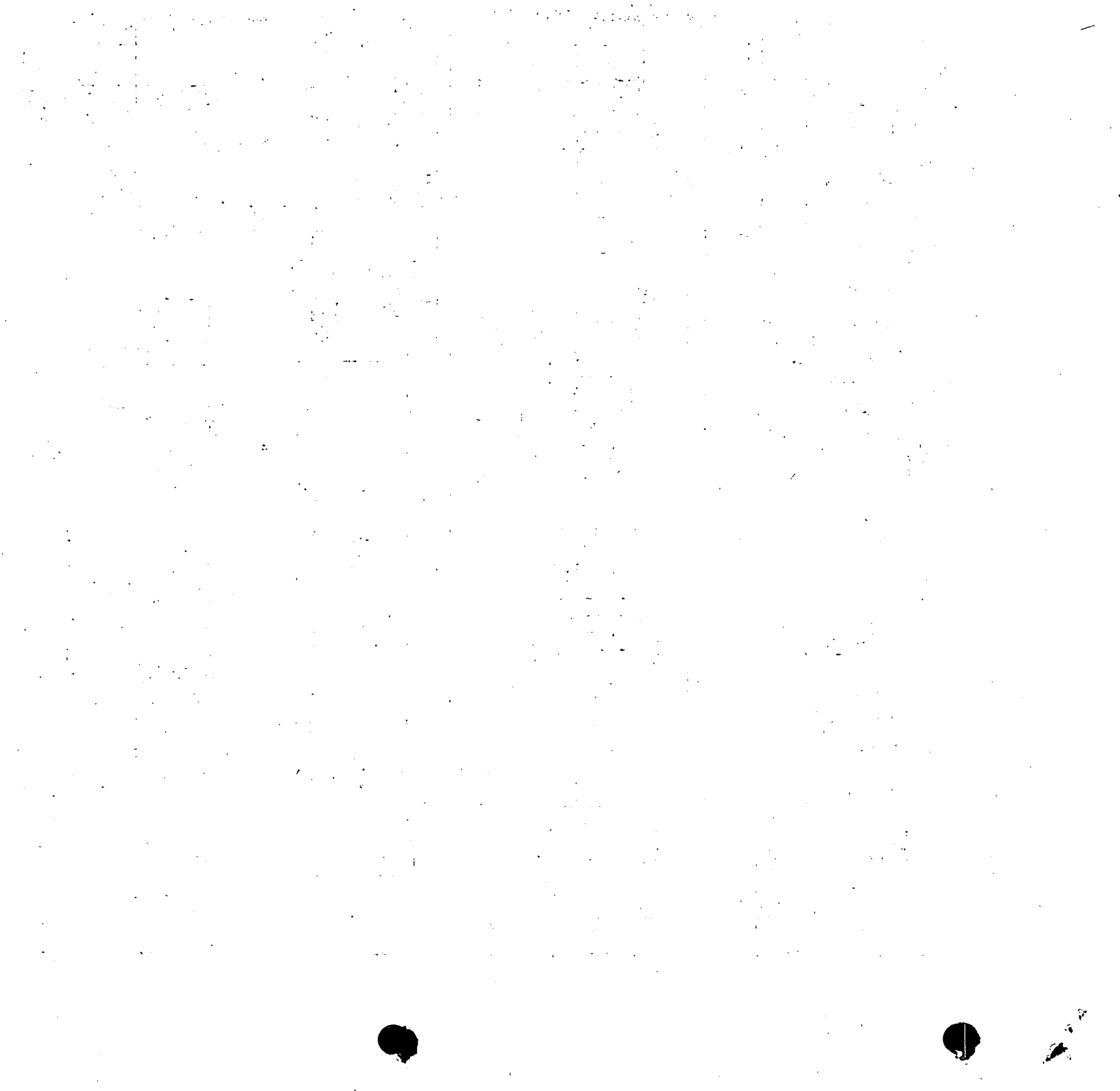
$$b = 1.30 \text{ m}$$

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



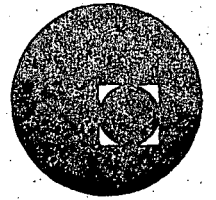


DETAILE DE APOYO MOVIL EN PLA DE





centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS DE ZONAS DE RIEGO

HIDRAULICA APLICADA

D I Q U E S

ING. MARIO CARVAJAL DIAZ



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 y 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.

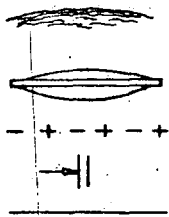
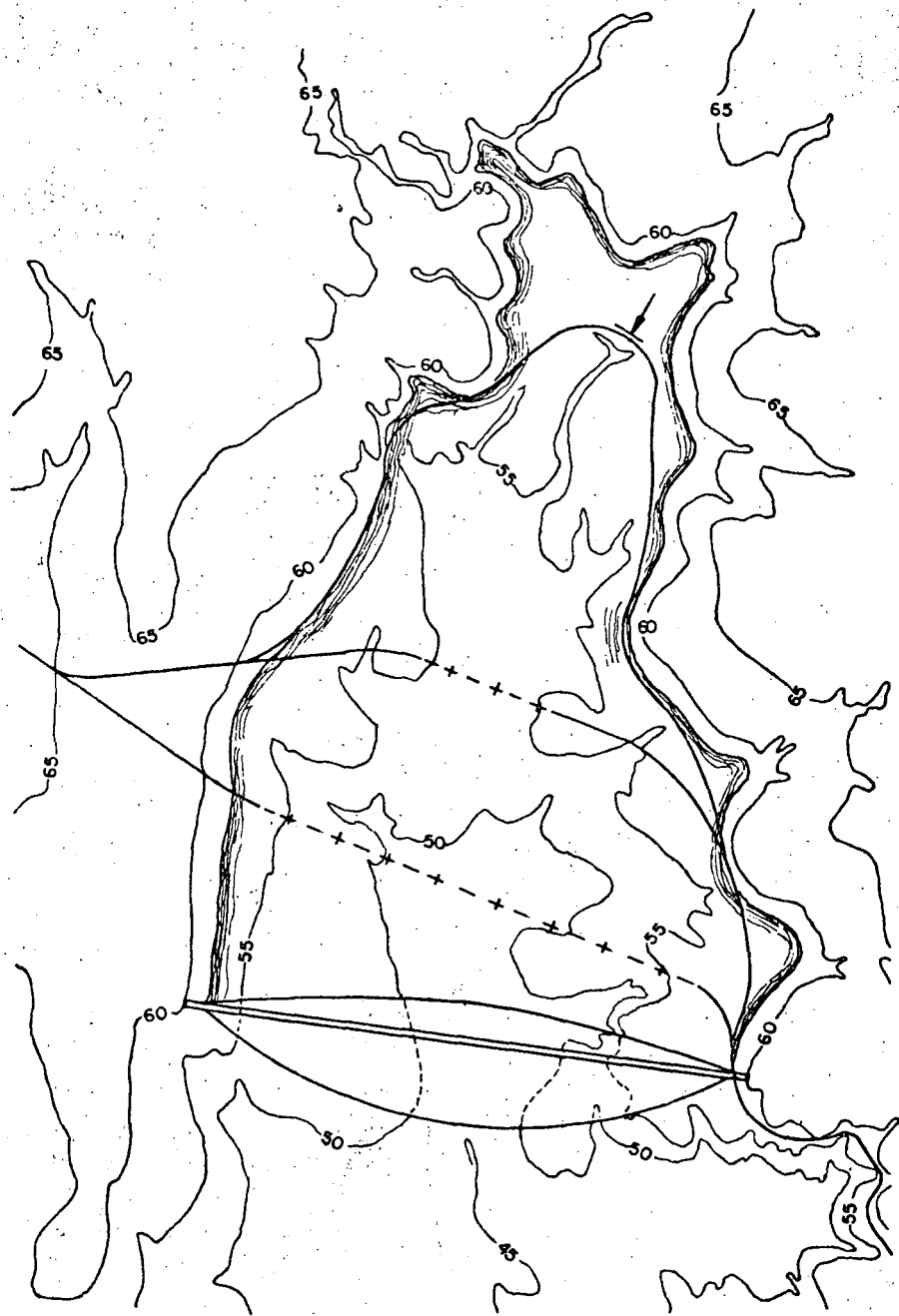
El uso de los diques en los canales principales, garantiza un mejor aprovechamiento del agua, ya que con ellos se logra cubrir la triple función de conducción, almacenamiento y regularización.

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

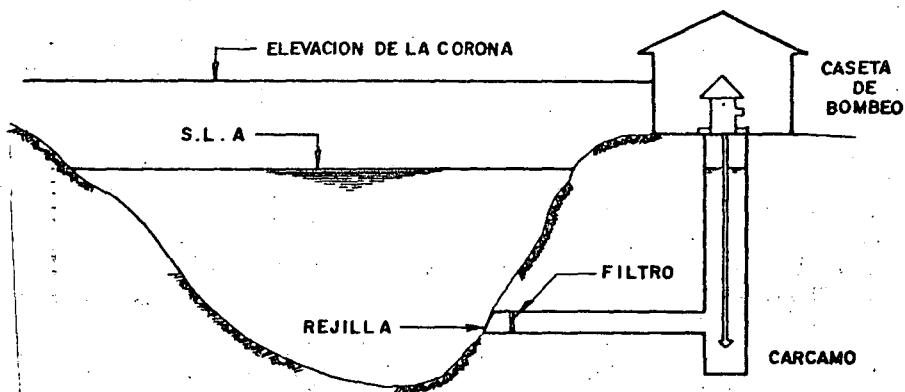
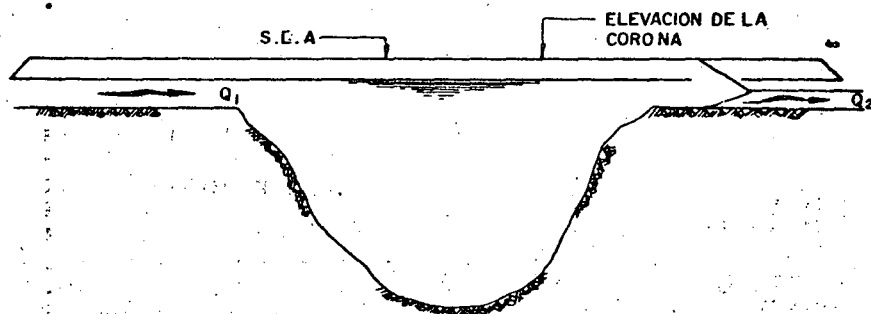
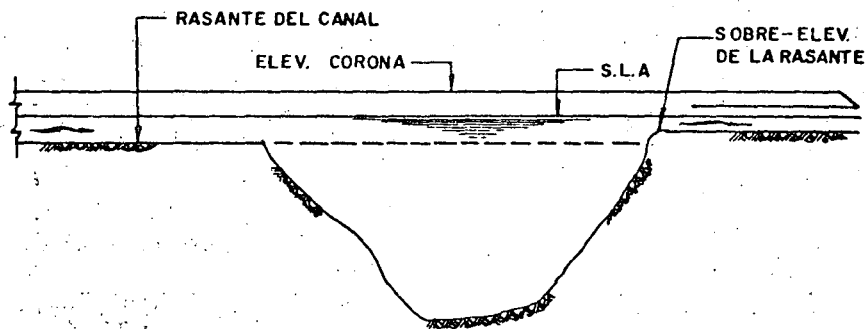
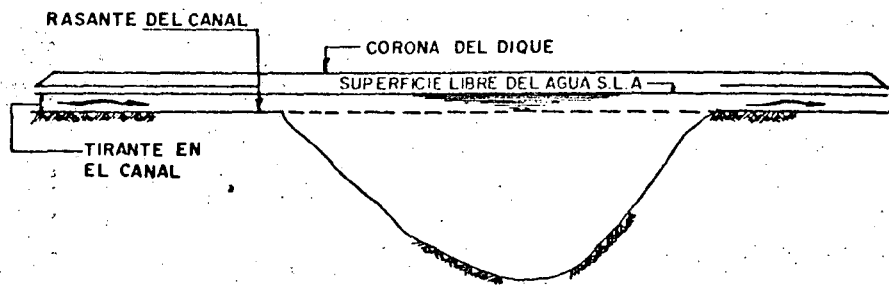
terreno, en la cual generalmente existen escurrimientos o arroyos, - que pueden variar en su régimen, según sea la fuente que los produce.

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.
AFECTACION 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



ques.

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 agua 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 incosteable, dado que, no se contaría con capacidad de regularización y la obra de excedencias, resultaría desproporcionadamente costosa. Entonces, el escurrimiento 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-

4.6

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, ya que ésta 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

8

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.

Quando 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 ladera, lo cual dá 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.

Quando 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.N., 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, sigue 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 puede 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

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 forman 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 compromete la estabilidad en caso 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 suficiente 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 vertedora, 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 permiten una mayor selección de materiales, incluyendo tierra y enrocamiento.

Generalmente se hace una combinación de estos dos tipos, resultando una estructura con la sección vertedora de material no erosionable (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 libre son aquellos en los que el remanso producido por un cierto gasto no puede variar total ni parcialmente, es decir, teniendo fija una determinada 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 determinada altura para ese gasto dado. A este tipo pertenecen los vertedores de cimacio, vertedores con rápidas, vertedores de canal lateral, vertedores de pozo y vertedores de sifón.

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

12

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 agujas 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 vertedores más comunes y recomendables son los de cresta libre, por no necesitar de operarios para su funcionamiento, siendo los más usados el vertedor de cimacio 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.

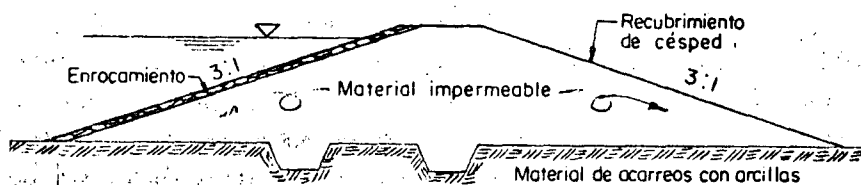
Los diques flexibles son aquellos que pueden soportar ciertos asentamientos sin que ocurra alguna falla. A esta clasificación pertenecen los diques de tierra y los de enrocamiento.

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

tisfatorio, 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 HOMOGENEA

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 darle estabilidad a la estructura.

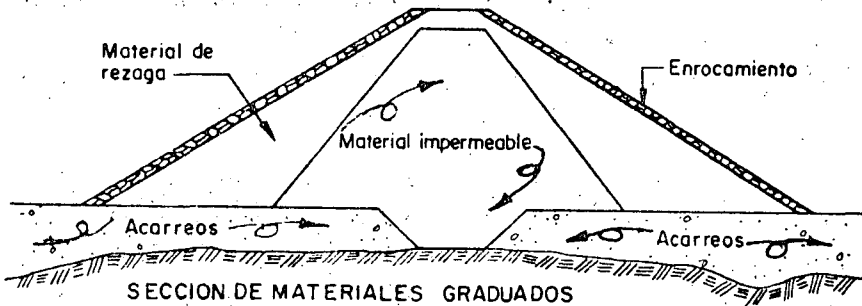
Puede decirse que es el tipo más lógico e ideal de dique de tierra, porque está compuesto de materiales de características distintas, pero complementarias, que forman un conjunto armónico. Así, tenemos que los materiales arcillosos aseguran la impermeabilidad desde el interior, protegida a ambos lados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

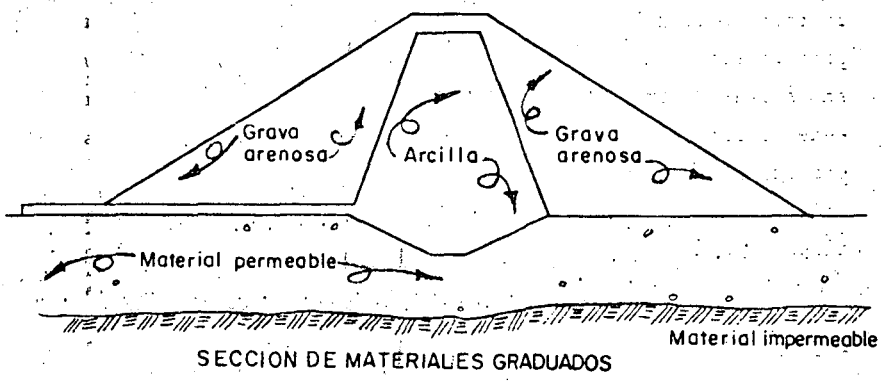
14

... tiene una gran fricción interna que permite taludes más fuertes y se pueden obtener secciones más esbeltas. La arcilla, aunque es altamente impermeable, no puede constituir, el mejor corazón si se enjuta 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 delantales 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 desahíos 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.

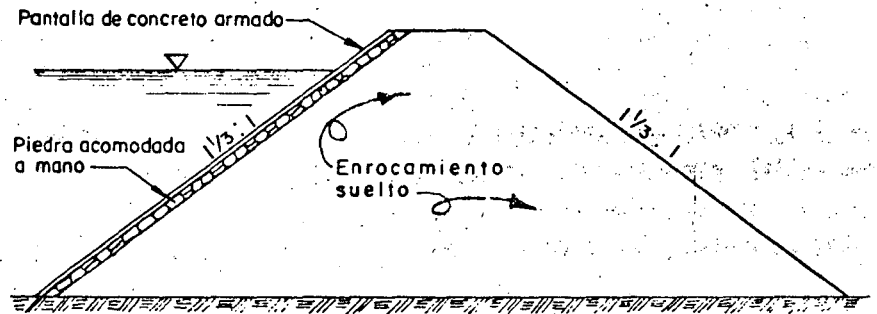
El relleno de roca (sección de aguas abajo del dique) soporta el resto del dique, la membrana y las cargas de agua. Como la carga se transmite por el relleno y por contacto de roca a roca, un relleno de rocas bien graduadas es el mejor; pero la arena y la grava en pequeñas cantidades no perjudica siempre 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.

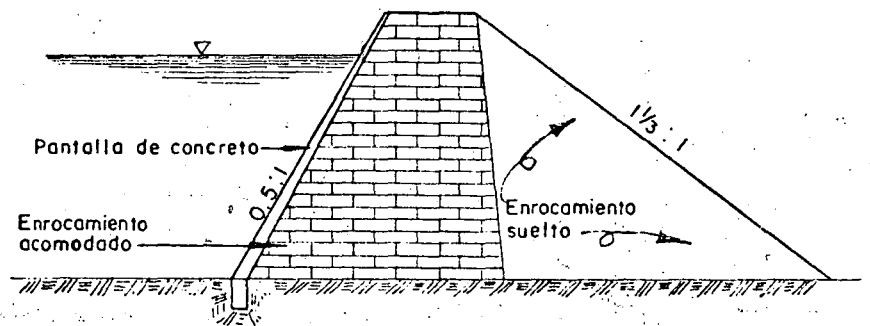
Estos diques requieren alguna reparación después de pasado el período inicial de asentamientos, que generalmente provocan fracturas en la pantalla. Esto constituye quizás la debilidad más grande de los diques de enrocamiento, aunque en muchos casos las fugas pueden ser controladas por la reparación periódica 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 de 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. Agrietamiento
- 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 puede tolerarse, hasta cierto límite, que el agua vierta sobre el cuerpo del dique, mientras que en los de tierra tal situación es inadmisibile.

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-

HIDRAULICA

- 1.- Hidrostática 5 hs
 - 1.1 Ecuaciones fundamentales
 - 1.2 Dispositivos para la medición de presiones hidrostáticas
 - 1.3 Empuje hidrostático sobre superficies planas y curvas
 - 1.4 Principio de Arquímedes
 - 1.5 Condiciones de estabilidad de los cuerpos en flotación

- 2.- Ecuaciones fundamentales de la Hidráulica 5 hs
 - 2.1 Aspectos generales y métodos de análisis
 - 2.2 Ecuación de continuidad
 - 2.3 Ecuación de la energía
 - 2.4 Ecuación de la cantidad de movimiento
 - 2.5 Pérdida debida a una ampliación brusca de sección
Fórmula de Borda-Carnot
 - 2.6 Dispositivos de medición y de aforo
 - 2.7 Aplicación de las ecuaciones de energía y cantidad de movimiento

- 3.- Resistencia al flujo en conductos a presión 5 hs
 - 3.1 Aspectos generales
 - 3.2 Rugosidad superficial
 - 3.3 Fórmula de Darcy-Weisbach
 - 3.4 Flujo laminar
 - 3.5 Flujo turbulento
 - 3.6 Leyes de resistencia al flujo turbulento
 - 3.7 Flujo en tubos de rugosidad comercial
 - 3.8 Fórmulas empíricas de fricción
 - 3.9 Pérdidas locales

- 4.- Análisis de sistemas de tubos 7 hs
 - 4.1 Dispositivos de aforo en tuberías
 - 4.2 Conducto sencillo
 - 4.3 Sistema de derivación
 - 4.4 Redes abiertas
 - 4.5 Redes cerradas
 - 4.6 Diámetro económico

- 5.- Aspectos generales sobre el flujo permanente en canales 3 hs
 - 5.1 Características generales del flujo en un canal
 - 5.2 Tipos de flujo y geometría de las secciones
 - 5.3 Ecuaciones para flujo unidimensional permanente
 - 5.4 Distribución de velocidades en la sección de un canal

6.- Flujo uniforme

5 hs

- 6.1 Fórmula de Chezy
- 6.2 Flujo laminar y turbulento
- 6.3 Fórmulas usuales de fricción
- 6.4 Cálculo del flujo uniforme
- 6.5 Conductos cerrados parcialmente llenos
- 6.6 Diseño de la sección más conveniente en canales revestidos y no revestidos

7.- Clasificación del régimen en un canal

3 hs

- 7.1 Energía específica
- 7.2 Fuerza específica
- 7.3 Régimen crítico

8.- Flujo gradualmente variado

5 hs

- 8.1 Ecuación dinámica
- 8.2 Características y clasificación de los perfiles de flujo
- 8.3 Secciones de control
- 8.4 Síntesis de perfiles compuestos
- 8.5 Métodos de integración de la ecuación dinámica
- 8.6 Método de incrementos finitos
- 8.7 Otros métodos

9.- Flujo rápidamente variado

5 hs

- 9.1 Características del flujo
- 9.2 Salto hidráulico en secciones usuales
- 9.3 Características del salto
- 9.4 Localización del salto
- 9.5 El salto como disipador de energía
- 9.6 Tanques de amortiguación
- 9.7 Casos especiales

10.- Flujo en canales no prismáticos

2 hs

- 10.1 Flujo en curvas
- 10.2 Transiciones bruscas y graduales
- 10.3 Contracciones y expansiones
- 10.4 Constricciones y obstrucciones
- 10.5 Alcantarillas

11.-	Diseño hidráulico de las estructuras de	
11.1	Distribución	16 hs
11.1.1	Canales	
11.1.2	Tomas	
11.1.3	Represas	
11.1.4	Aforadoras	
11.2	Protección	14 hs
11.2.1	Caídas	
11.2.2	Rápidas	
11.2.3	Desagues	
11.2.4	Entradas de agua	
11.3	Cruce	9 hs
11.3.1	Puente canal	
11.3.2	Alcantarilla	
11.3.3	Sifones	
11.3.4	Diques	
11.4	Presa de derivación	6 hs
11.4.1	Estructuras que las integran	
11.4.2	Selección de compuertas y mecanismos elevadores	
		<hr/>
		T o t a l 90 hs

BIBLIOGRAFIA

- 1.- Open Channel Hydraulics, Ven Te Chow
- 2.- Hidráulica General Vol. 1
Fundamentos, Gilberto Sotelo Avila

Libros de consulta

- 1.- Hidráulica, Francisco Javier Domínguez S.
- 2.- Hidráulica, George E. Russell

*José María González
Carrizosa*

PROGRAMA DE MECANICA DE SUELOS PARA
PROYECTISTAS DE ZONAS DE RIEGO

A) GENERALIDADES

- A.1) La Mecánica de Suelos como auxiliar en el proyecto de diversas estructuras de zonas de riego.
- A.2) La necesidad de establecer un programa de exploraciones y muestreos adecuados.
- A.3) Selección de un programa de pruebas de Laboratorio acorde a las necesidades del proyecto.
- A.4) El suelo: su origen, componentes; base para su clasificación, tamaño, forma, composición de sus partículas, estructura y formación.

B) PROPIEDADES INDICE

- B.1) Relación entre las fases del suelo.
- B.2) Tamaño de partículas.
- B.3) Límites de consistencia.
- B.4) Clasificación de los suelos.

C) PROPIEDADES MECANICAS

- C.1) Permeabilidad, Determinación del coeficiente de permeabilidad.
- C.2) Ecuación del flujo del agua en suelos.
- C.3) Filtración.
- C.4) Filtros.
- C.5) Consolidación.
- C.6) Resistencia al esfuerzo cortante.
- C.7) Círculos de Mohr.

- D) ESTABILIDAD DE TALUDES
 - D.1) Métodos de análisis.
 - D.2) Diseño del talud.

- E) EMPUJE DE TIERRAS
 - E.1) Teoría de Rankine.
 - E.2) Métodos para la determinación del empuje activo y pasivo.
 - E.3) Recomendaciones para suelos cohesivos.

- F) ASENTAMIENTOS
 - F.1) Método para estimación del asentamiento.

- G) CAPACIDAD DE CARGA Y CIMENTACIONES
 - G.1) Obtención de la capacidad de carga.
 - G.2) Tipos de cimentaciones.

- H) SUELOS EXPANSIVOS, COLAPSIBLES Y DISPERSIVOS
 - H.1) Métodos para estimar el comportamiento de estos suelos.
 - H.2) Recomendaciones.

- I) CONCLUSIONES

NOTA.- Total de horas estimadas: 80

BIBLIOGRAFIA PARA EL CURSO DE CAPACITACION PARA INGENIEROS
PROYECTISTAS DE ZONAS DE RIEGO.

MATERIA: PLANEACION DE UNA ZONA DE RIEGO.

a) El Riego(*)

Josef D.S. Zimmerman

b) Manual de Operación de Distritos de Riego (*)

Ing. Enrique Palacios Velez. 1971.

c) Drenaje de Tierras Agrícolas

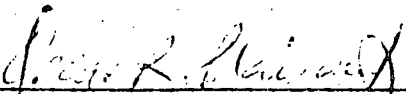
James N. Luthin

d) Principios y Aplicaciones del Riego

Orson W. Israelsen.

e) Apuntes sobre algunos problemas de drenaje y ensali
tramiento de terrenos agrícolas.

Dr. Oscar Palacios Velez. 1969.


ING. OSCAR R. PLAISANT W.


ING. RODOLFO ORTEGA (A).

Nota:- El asterisco(*) indica los libros de texto.

ORPW/ROA/Cfi.-

CURSO PARA LA CAPACITACION DE INGENIEROS PROYECTISTAS
DE ZONAS DE RIEGO

III.- TEMARIO LABORATORIO DE MATERIALES

A.- SUELOS.-

1.- Los suelos como apoyo de las obras.

1.1.- Estudios de Zonificación.-

- Diferentes sistemas para la clasificación de suelos.
- Repaso al sistema de clasificación según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos S.U.C.S.
- Procedimiento de muestreo.
- Procedimiento para la determinación de la posición del N.A.F.
- Criterios para establecer el programa de estudios.
- Zonificación de acuerdo al tipo de suelo.
- Zonificación de acuerdo a la posición del N.A.F.
- Zonificación de acuerdo a la permeabilidad de los suelos.
- Procesamiento de la información obtenida en los estudios y formulación de alternativas para el proyecto.

- Procedimientos para la determinación de la permeabilidad de los suelos.

TIEMPO DE DURACION: 12 HORAS

1.2.- Información que debe tomarse en cuenta para el proyecto.-

- Identificación de suelos expansivos
- Identificación de suelos colapsables.
- La prueba de penetración estándar como instrumento de gran valor para el proyectista de Zonas de Riego.
- ¿ Qué se busca con las obras ?
- Revisión del estudio de factibilidad
- Tratamiento de los suelos expansivos y de los suelos colapsables durante la etapa de construcción y las previsiones que debe contemplar un proyecto.
- Factores no dependientes de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos que influyen en la elección de los taludes en canales y drenes.

- Determinación de la capacidad de carga y estabilidad de taludes a partir de los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante. Aspectos prácticos.
- Taludes para excavaciones provisionales.
- Suelos permeables e impermeables. Aspectos prácticos.
- Criterio para establecer el programa de exploraciones de las estructuras.

TIEMPO DE DURACION: 12 HORAS

2.- Los suelos como material de construcción.

- ¿ De dónde se obtiene el suelo para construcción ?
- ¿ Cómo se define y controla la compactación ?
- Diseño de filtros.
- Los agregados para la elaboración de concreto.
- Definición de cada tipo de material.
- ¿ Por qué se compacta un suelo ?
- ¿ Cuánto debe compactarse un suelo ?
- Que zonas de las estructuras terreas deben compactarse.

TIEMPO DE DURACION: 12 HORAS

B.- REVESTIMIENTO DE CANALES.-

1.- Tipos de revestimiento.

- Tecnología del concreto.

- Ventajas y desventajas de cada tipo de revestimiento.

- Factores que definen la necesidad de revestimiento.

2.- Concreto hidráulico para revestimiento de canales.

- Continúa tecnología del concreto.

Factores que afectan el proyecto:

- Espesor del revestimiento

- Espaciamiento de las ranuras

- Sellado de las ranuras

- Tipos de cemento

- Suelos agresivos

- Aguas agresivas

- Diseño del sub-drenaje.

TIEMPO DE DURACION: 21 HORAS

C.- ESTRUCTURAS DE CONCRETO.-

1.- Materiales manufacturados

- Placas de neopreno
- Acero de refuerzo
- Sellos.- objetivos, tipos y tamaños.
- La influencia del tamaño máximo del agregado durante la construcción de estructuras.
- El factor de seguridad en el concreto.
- Juntas de construcción y de expansión.
- Segundos colados.- ¿ dónde ? ¿ cómo ?
- Dentellones.- ¿ Por qué ? ¿ para qué ?

TIEMPO DE DURACION: 9 HORAS

D.- PRESA DERIVADORAS.-

- El perfil de suelos y la elección del tipo de Derivadora.
- Objetivos de cada una de sus partes
- Empotramientos
- El agua en la construcción.

- El manejo del río y los bancos de materiales.

TIEMPO DE DURACION: 6 HORAS

E.- CAMINO Y AEROPISTAS.-

- Calidad de los materiales que se emplean para la construcción
- Diseño de espesor de pavimento.
- Normas para dimensionamiento geométrico.
- Su función dentro de las Zonas de Riego.
- Descripción de los elementos que los constituyen y su función.

TIEMPO DE DURACION: 12 HORAS

F.- EL CONTROL DE CALIDAD.-

- ¿ Quien fija el nivel de calidad de una obra ?.

7.

- ¿ Para qué sirve el control de -
calidad de una obra ?.

TIEMPO DE DURACION: 6 HORAS

SE REQUIEREN 9 HORAS PARA EVALUACIONES SEMANALES

QUE SERAN REALIZADAS LOS SABADOS.

JLT/rmc.

PROGRAMA A DESARROLLAR EN LA CLASE DE "DRENAJE EN ZONAS DE RIEGO", QUE SE IMPARTIRA EN EL CURSO DE CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS DE ZONAS DE RIEGO, QUE SE VERIFICARA EN EL CENTRO DE EDUCACION CONTINUA DE LA UNAM, BAJO EL PATROCINIO DE LA S.A.R.H.

- o -

A.- HIDROLOGIA.-

- A.1.- Ciclo Hidrológico.
- A.2.- Precipitación.
 - A.2.1. Principios de Meteorología.
 - A.2.2. Tipos de Precipitación.
 - A.2.3. Características de la lluvia.
 - A.2.4. Aparatos de Medición.
 - A.2.5. Técnicas de análisis de los registros de lluvias.
- A.3.- Infiltración.
 - A.3.1. Factores que afectan la infiltración.
 - A.3.2. Métodos para calcular la infiltración.
- A.4.- Principales características de una cuenca.
- A.5.- Escurrimiento.
 - A.5.1. Hidrograma.
 - A.5.2. Análisis de Hidrogramas.
 - A.5.3. Aforos de corrientes.
 - A.5.4. Métodos para determinar gastos de escurrimiento.

B.- CONCEPTOS BASICOS DE DRENAJE EN ZONAS DE RIEGO.-

- B.1.- Importancia y beneficios del drenaje en la Agricultura.
- B.2.- Métodos de drenaje.
 - B.2.1. Drenaje superficial.
 - B.2.2. Drenaje subsuperficial.
- B.3.- Drenaje diferido.
- B.4.- Drenaje en zonas áridas y tropicales.
- B.5.- Tipos de drenes.
 - B.5.1. Drenes abiertos.
 - B.5.2. Drenes cubiertos.
 - B.5.3. Drenes especiales.
- B.6.- Función de los drenes.

C.- DISEÑO DE SISTEMAS DE DRENAJE EN ZONAS DE RIEGO.-

- C.1.- Aspectos importantes sobre los sistemas de drenaje agrícola en México.
- C.2.- Información básica para el diseño de sistemas de drenaje.
- C.3.- Secuela a seguir para diseñar un sistema de drenaje.
- C.4.- Criterios de diseño para drenes abiertos.
- C.5.- Criterios de diseño para drenes cubiertos.

D.- EJEMPLOS PRACTICOS.-

- D.1.- Diseño de un sistema de drenaje superficial con descarga por gravedad.
- D.2.- Diseño de un sistema de drenaje superficial con descarga mediante bombeo.

BIBLIOGRAFIA

- HIDROLOGIA.
ING. ROLANDO SPRINGALL
- ESCURRIMIENTO EN CUENCAS GRANDES.
ING. ROLANDO SPRINGALL
- DRENAJE EN CUENCAS PEQUEÑAS.
ING. ROLANDO SPRINGALL
- APPLIED HYDROLOGY. (MC GRAW-HILL INTERNATIONAL)
R.K. LINSLEY, M.A. KOHLER Y J.L. PAULHUS.
- HYDROLOGY.
CH. O. WISLER Y E.F. BRATER.
JOHN WILEY AND SONS, INC.
"DURACION DE LA ASIGNATURA", 90 HORAS.

CENTRO DE EDUCACION CONTINUA.

CURSO PARA LA CAPACITACION DE INGENIEROS PROYECTISTAS DE
ZONAS DE RIEGO.

DISEÑO ESTRUCTURAL
TEMARIO

ING. FILIBERTO CAMPOS NUÑEZ.
ING. RAFAEL ORDOÑO P.

1.- Muros de sostenimiento.

Ejemplo detallado del cálculo estructural de 2 muros de sostenimiento, vertical e inclinado. Cálculo de la deflexión.

2.- Estructura Represa-puente-caída.

Ejemplo detallado del cálculo estructural de las transiciones de entrada, losas del puente carretero, ménsulas y estructura principal. Discusión de sus planos y detalles respectivos.

3.- Planta de bombeo.-

Ejemplo detallado del cálculo estructural de la zona de compuertas, conductos, cárcamos, losa de cimentación y estructura de descarga. Discusión de sus planos y detalles respectivos.

4.- Alcantarillas y Sifones.-

Ejemplo detallado del cálculo estructural e hidráulico de una alcantarilla en cruce con camino federal.- Discusión de sus planos y detalles respectivos.

Ejemplo detallado del cálculo estructural e hidráulico de un sifón en cruce con F.F.C.C.- Discusión de sus planos y detalles respectivos.

5.- Puentes.-

Ejemplo detallado del cálculo estructural de un puente con losas planas, aligeradas, sus pilas y sus caballetes.

Discusión de sus planos y detalles respectivos.

Ejemplo detallado del cálculo estructural de un puente con losas nervuradas y sus estribos.- Discusión de sus planos y detalles respectivos.

6.- Concreto Preesforzado.-

Introducción al concreto preesforzado. Materiales. Sistemas de Preesforzado. Anclajes en los extremos. Pérdidas de Preesfuerzo.

Ejemplo detallado del cálculo estructural de una trabe "I" para superestructura de un puente carretero, de 15.00 m de claro, de concreto preesforzado y pretensada.-Discusión de sus planos y detalles respectivos.

Cálculo estructural de una losa plana, aligerada, para puente carretero de 7.10 m de claro, de concreto preesforzado, pretensada.-Discusión de sus planos y detalles respectivos.

7.- Adaptaciones de otros Proyectos.-

Cuándo y como adaptar un proyecto de otro.

Necesidades de adaptación en el campo. Algunos criterios prácticos de adaptación.

DURACION APROXIMADA DE ESTE TEMA 70 HORAS.

B I B L I O G R A F I A .

MANUAL DE OBRAS CIVILES.- Tomos I, II y III. Comisión Federal de Electricidad.

MECANICA DE SUELOS EN LA INGENIERIA PRACTICA.

Karl Terzaghi y Ralph B. Peck.

DISEÑO DE CONCRETO ARMADO.

Noel J. Everard y John L.

Tanner III.

ESPECIFICACIONES DE PUENTES PARA CAMINOS.-S.A.H.O.P. 1964

DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO PREEFORZADO.-T.Y.Lin.

FCN/cfi.-

CURSO DE CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS DE ZONAS-
DE RIEGO.

MATERIA:

PLANEACION DE ZONAS DE RIEGO

T E M A R I O

A.- RELACION SUELO-PLANTA-AGUA.

- a.1) Elementos de fisiología vegetal.
Las plantas verdes, su metabolismo, fotosíntesis, respiración, etc. El agua y los nutrientes. Uso consuntivo. Evapotranspiración y métodos para calcularla.
- a.2) Comportamiento del agua en el suelo.
Características físicas de los suelos y del agua. El agua del suelo y su medición. Movimiento del agua en el suelo.
- a.3) Fundamentos de agrología y climatología.
Fisiografía de la zona de proyecto. Climatología. Series y clasificación de suelos. Irrigación y drenaje. Aspectos socioeconómicos.

B.- METODOS DE RIEGO Y CALCULOS DE COEFICIENTES
UNITARIOS

- b.1) Eficiencias de riego. Métodos de riego (superficiales, subterráneos y presurizados).
- b.2) Métodos de distribución del agua. Selección y distribución de cultivos. Metodología para determinar los coeficientes unitarios de riego.

C.- PLANIFICACION DE UNA ZONA DE RIEGO

- c.1) Estudios previos.
Topográficos, climatológicos, hidrológicos, --

agrológicos, geológicos, estudios de geotecnia, --
estudios de factibilidad técnica, económica y --
social.

- c.2) Planeación.
Disposición general de los sistemas de riego, --
drenaje y caminos. Tipos de sistemas de conduc --
ción y distribución. Lotificación. Capacidad --
hidráulica de los sistemas. Estructuras princi --
pales en los sistemas de riego. Obras complemen --
tarias y trabajos preagrícolas.
- c.3) Fuentes de abastecimiento y obras de captación --
para riego.
Aguas superficiales, aguas subterráneas. Pre --
sas derivadoras, su localización, tipo y diseño --
hidráulico. Plantas de bombeo, su localización, --
tipo y diseño.

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

- d.1) Diseño del canal principal, de un sistema de rie --
go y sus estructuras.
- d.2) Diseño de los canales secundarios y sus estructu --
ras.
- d.3) Normas generales de diseño y sus aplicaciones.

Duración aproximada: 90 hrs.

CURSO DE CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS DE ZONAS -
DE RIEGO.

MATERIA:

INTEGRACION Y PRESENTACION DE CONCURSOS

T E M A R I O

A.- EQUIPO PARA CONSTRUCCION

- a.1) Descripción e identificación de las características de equipo y maquinaria utilizados para las diferentes etapas de construcción en zonas de riego.
- a.2) Determinación de rendimientos del equipo para condiciones específicas de trabajo.
- a.3) Resolución de problemas de selección de maquinaria para terracerías en canales, en drenes y en construcción de presas derivadoras; tomando en cuenta para cada caso datos de suelos en que se alojarán las estructuras, plazos de ejecución, etc.
- a.4) Máquinas Auxiliares. Descripción de características y evaluación de rendimientos en función de las limitaciones que implica el empleo y condiciones de trabajo de:

Equipo de bombeo utilizado durante la construcción.
Equipo de fabricación y montaje de elementos prefabricados.

Equipo de nivelación de tierras.

Equipo de perforación de pozos.

B.- PROGRAMACION DE FABRICACION DE CONCRETOS

- b.1) Producción de agregados.- Máquinas clasificadas y trituradoras y su funcionamiento. Rendimientos en la obtención de agregados inertes para concreto.

- b.2) Fabricación de concreto. Definición de clasificadoras y mezcladoras, y sus rendimientos.
- b.3) Transporte y colocación. Equipos transportadores y colocadores de concreto para el revestimiento de canales y colados en estructuras.
- b.4) Problemas. Programación de equipo de concreto para construir una presa derivadora, indicando el -- proyecto detallado de la misma, volúmenes de concreto requeridos y plazos de ejecución. Programación del equipo para el revestimiento de un canal del cual se proporcionarán los datos hidráulicos, longitud y plazo de ejecución.

C.- PROGRAMACION DE OBRAS

- c.1) Programas de construcción. Elaboración de diagramas de barras para el proyecto y la ejecución de obras. Resolución de programas con ayuda del Profesor.
- c.2) Ruta crítica. Elaboración de diagramas para programar ejecución de obras en función de rendimientos de equipo y mano de obra. Problemas de ruta crítica en relación con obras específicas, con asesoramiento del Profesor y contando con los datos requeridos para tal fin.

D.- ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS Y ELABORACION DE PRESUPUESTOS

- d.1) Descripción del procedimiento para determinar precios unitarios tomando en cuenta salarios, vida -- económica de la maquinaria, factores de rendimientos, etc., de los conceptos principales de trabajo mas usados.
- d.2) Resolución de problemas de precios unitarios para excavaciones en canales, excavaciones en drenes, --

revestimientos de canales, etc.

- d.3) Breve ilustración de la metodología utilizada para formular el presupuesto para una Residencia de Proyectos de Zonas de Riego y los factores que intervienen para su elaboración.

E.- DOCUMENTACION PARA CONCURSO Y TRAMITES
CORRESPONDIENTES

e.1) Documentación técnica

- a) Planos generales, planos de bancos de mate -
riales, planos detallados y planos complemen -
tarios.
- b) Especificaciones generales y técnicas de cons -
trucción, especificaciones adicionales y par -
ticulares del concurso.
- c) Catálogo de Conceptos de Trabajo.

e.2) Documentación Administrativa y Legal.

e.3) Etapas del concurso.

Convocatoria

Recepción de proposiciones

Revisión y dictamen

Adjudicación del Contrato

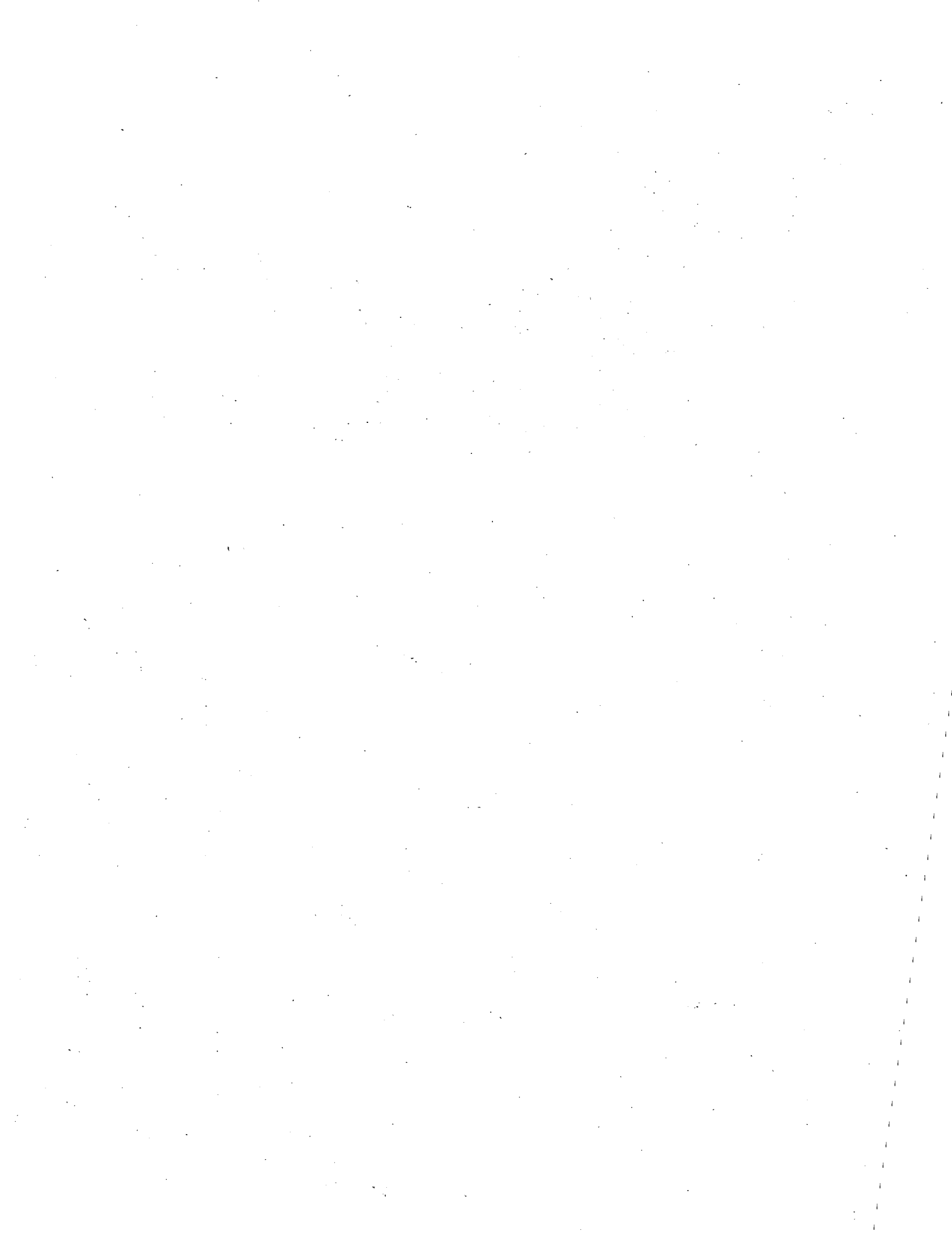
- e.4) Problemas.- Se darán los datos y planos necesa -
rios para que el alumno formule la documentación -
completa de un concurso, contando con ayuda del -
Profesor.

F.- FORMULACION DE ESTIMACIONES

- f.1) Se impartirán las bases para entrenar al alumno en la elaboración de estimaciones que podrá aplicar - tanto en la fase de proyecto como en la construc - ción de las obras.

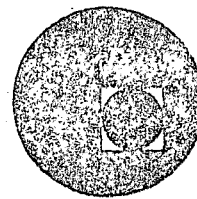
- f.2) Problema. Se formularán estimaciones de obra eje- cutada con cargo a conceptos de trabajo estipula - dos en el catálogo, debiendo el alumno efectuar -- las cubicaciones de las estructuras que se le indi - quen.

Tiempo total estimado para impartir
la materia: 90 hrs.





centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam

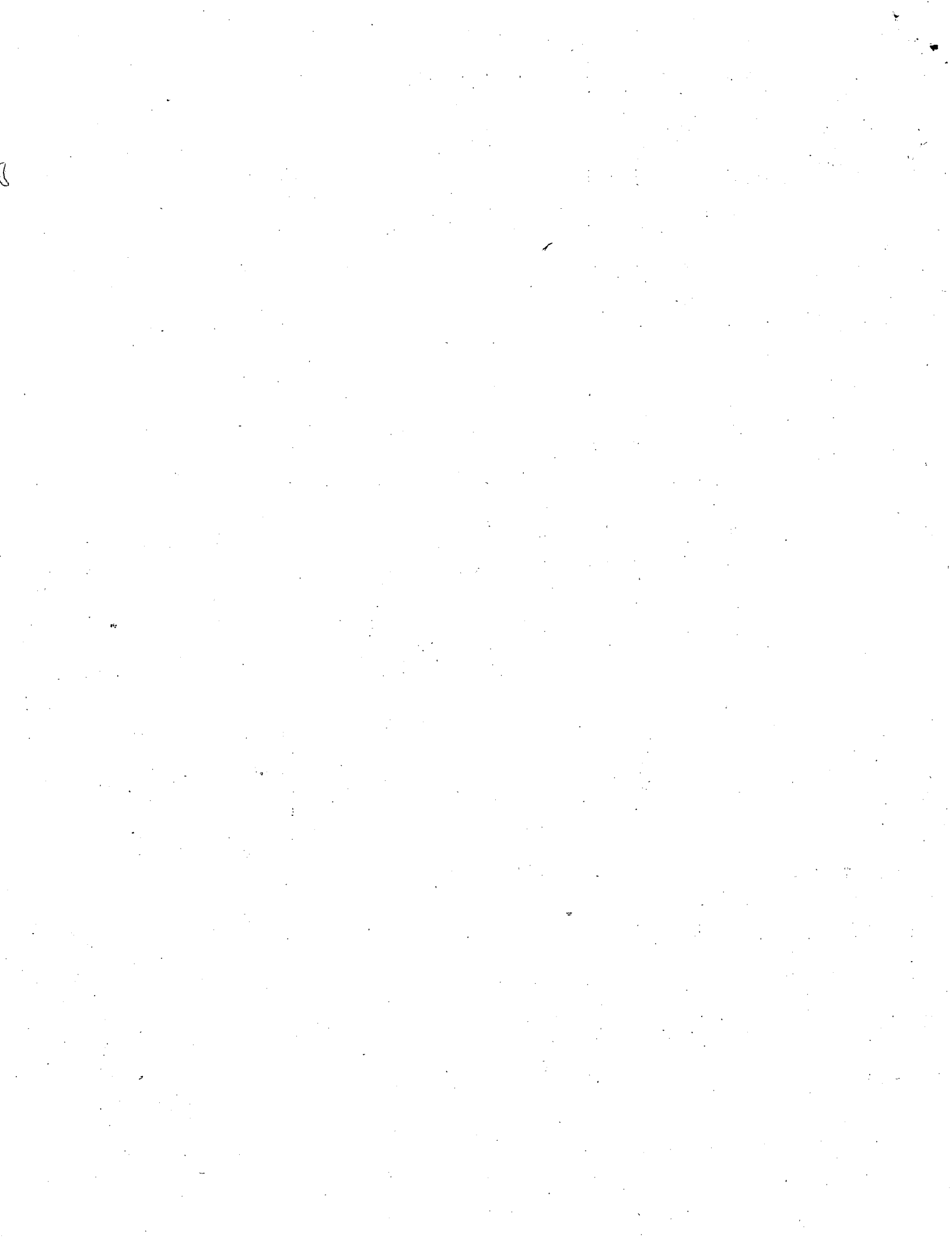


CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS
DE ZONAS DE RIEGO

MECANICA DE SUELOS

ING. ANTONIO MOZQUEDA

AGOSTO, 1978



APLICACIONES DE LA MECANICA DE ROCAS A LAS OBRAS DE INGENIERIA

PROPIEDADES DE LAS ROCAS Y ENSAYES DE LABORATORIO

20 DE JUNIO DE 1974.

Antonio Mosqueda Tinoco

3.2 Propiedades Elásticas y Propiedades Geológicas

3.2.1. Generalidades

3.2.2. Relación Esfuerzo Deformación

3.2.3. Constantes Elásticas

3.2.4. Flujo Plástico en las Rocas

3.2.5. Modelos

3.2.1 GENERALIDADES

Es importante recordar que para la clasificación de una roca es necesario conocer su litología que como se dijo hace referencia a sus componentes mineralógicos, textura y además su nombre descriptivo geologicamente como ejemplos : areniscas, caliza, pizarra, granito, esquisto, basalto, etc. Estas denominaciones geológicas de las rocas dan idea de su comportamiento esfuerzo deformación aún cuando se tengan para una misma litología propiedades mecánicas variables dentro de un rango amplio. Por lo anterior para usos ingenieriles, además de la clasificación geológica es indispensable una clasificación de tipo mecánico, para lo cual se ha definido el siguiente criterio.

3.2.1.1. Clasificación de las rocas en Ingeniería.

Derre y Miller han dado clasificación en base a la resistencia a la compresión simple y al módulo de elasticidad de las rocas, empleando el Módulo de Elasticidad Tangente correspondiente a un orden de esfuerzos de la mitad de la resistencia de la roca intacta, entendiéndose por roca "intacta" aquella de la cual se pueden tomar muestras para ensayos de laboratorio de dimensiones longitud / diámetro con relación de 2 o mayor.

Como se dijo la clasificación la hacen en base a :

I. La Resistencia

II. El módulo relativo E_t / σ_c

E_t = Módulo de Elasticidad Tangente

σ_c = Resistencia a la compresión simple

En lo que sigue se presentan las tablas de clasificación de acuerdo con el criterio de Derre y Miller , publicados por Stagg (1970)

Tabla 1.1 Clasificación de la roca intacta.

Clase	Descripción	Resistencia a compresión simple kg/cm^2
A	Resistencia muy alta	2,250
B	Resistencia alta	1,120 - 2,250
C	Resistencia media	560 - 1,120
D	Resistencia baja	280 - 560
E	Resistencia muy baja	280

Tabla 1.2 Clasificación de la roca intacta

Clase	Descripción	Módulo relativo
H	Módulo Relativo Elevado	> 500
M	Módulo relativo medio	200 - 500
L	Módulo relativo bajo	< 200

Las rocas se clasifican según su resistencia y módulo relativo en AM, BL, BH, CM, etc.

$$\text{Módulo relativo} = E_t / \sigma_c$$

siendo E_t = módulo tangente para el 50 % de la carga de rotura,
 σ_c = resistencia a compresión simple.

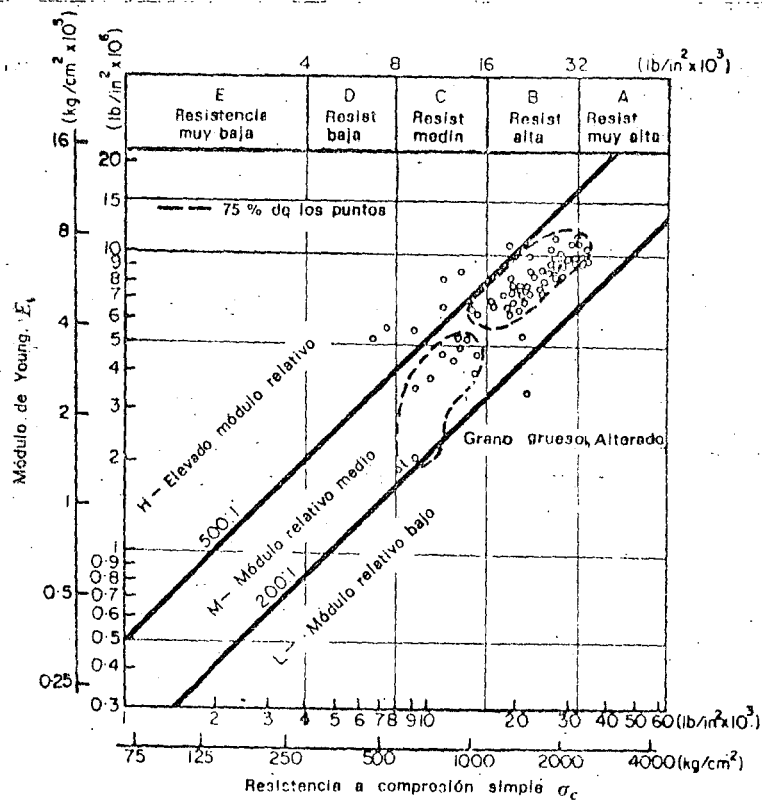


Figura 1.1 Clasificación de rocas intactas de la familia del granito (80 muestras: 16 emplazamientos, varios investigadores)⁴

E_t = módulo tangente para el 50 % de la carga de rotura.
 La roca se clasifica como AM, BH, BL, etc.

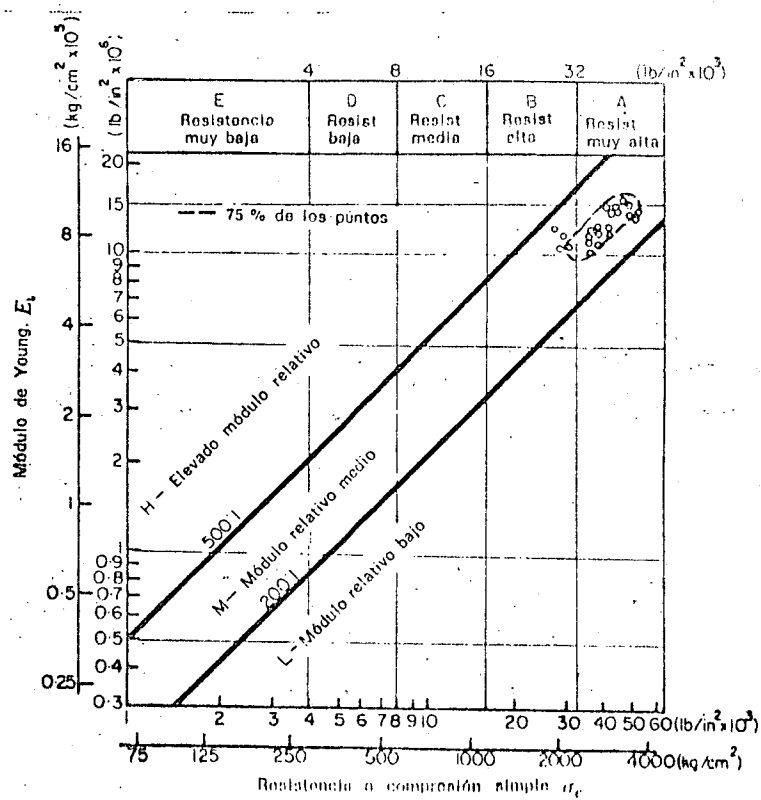


Figura 1.2 Clasificación de rocas intactas-Diabasas (26 muestras, 8 emplazamientos, varios investigadores) *
 E_t = módulo tangente para el 50 % de la carga de rotura.
 La roca se clasifica como AM, BH, BL, etc.

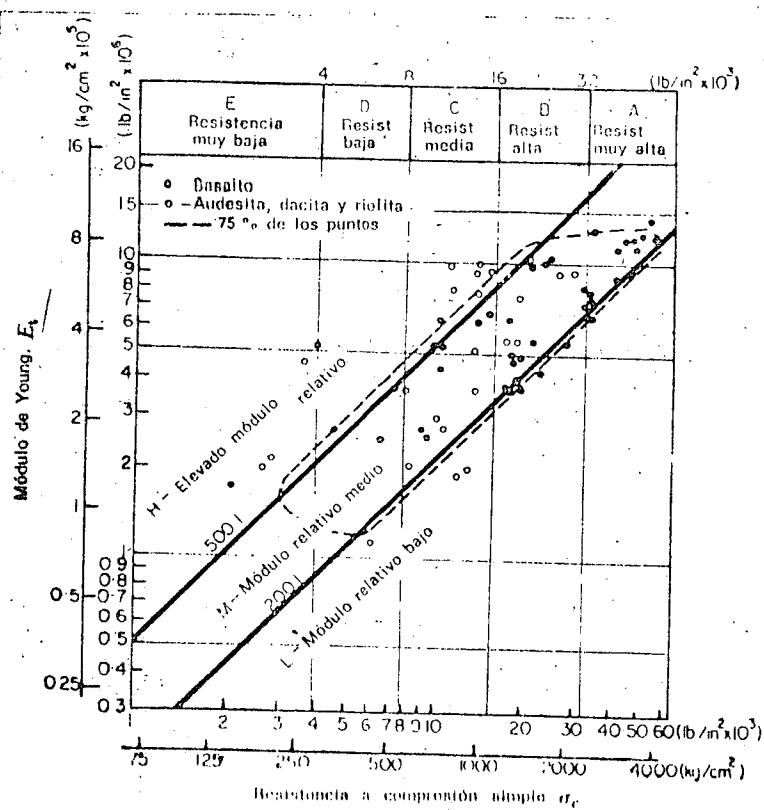


Figura 1.3 Clasificación de rocas intactas-Basalto y otras rocas volcánicas (70 muestras, 20 emplazamientos, varios investigadores) *
 E_t = módulo tangente para el 50 % de la carga de rotura.
 La roca se clasifica como AM, BH, BL, etc.

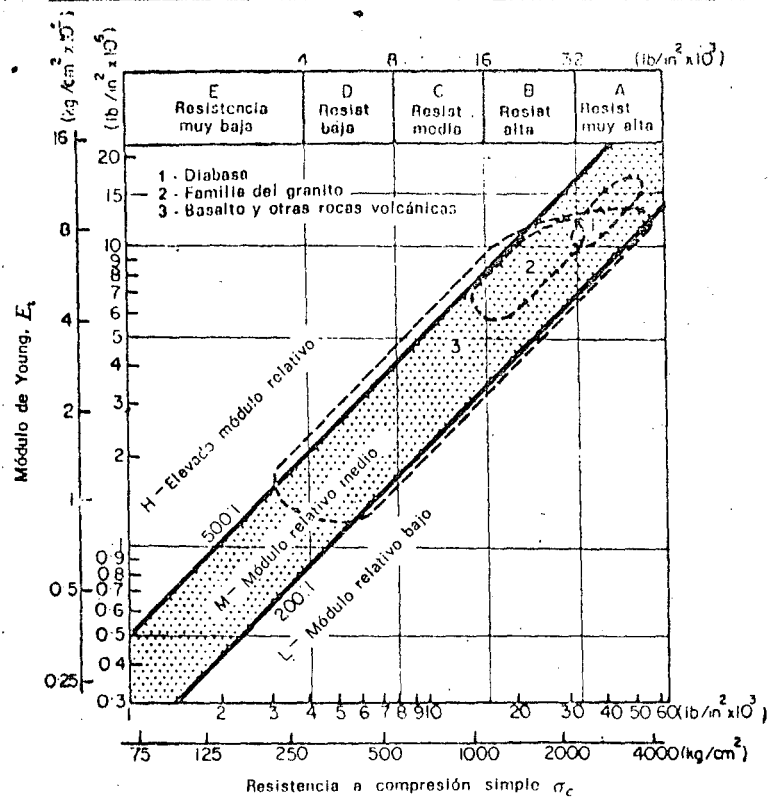


Figura 1.4 Clasificación de rocas intactas-Resumen de rocas ígneas (176 muestras, 75 % de los puntos) ⁴

E_t = módulo tangente para el 50 % de la carga de rotura.
 La roca se clasifica como AM, BH, BL, etc.

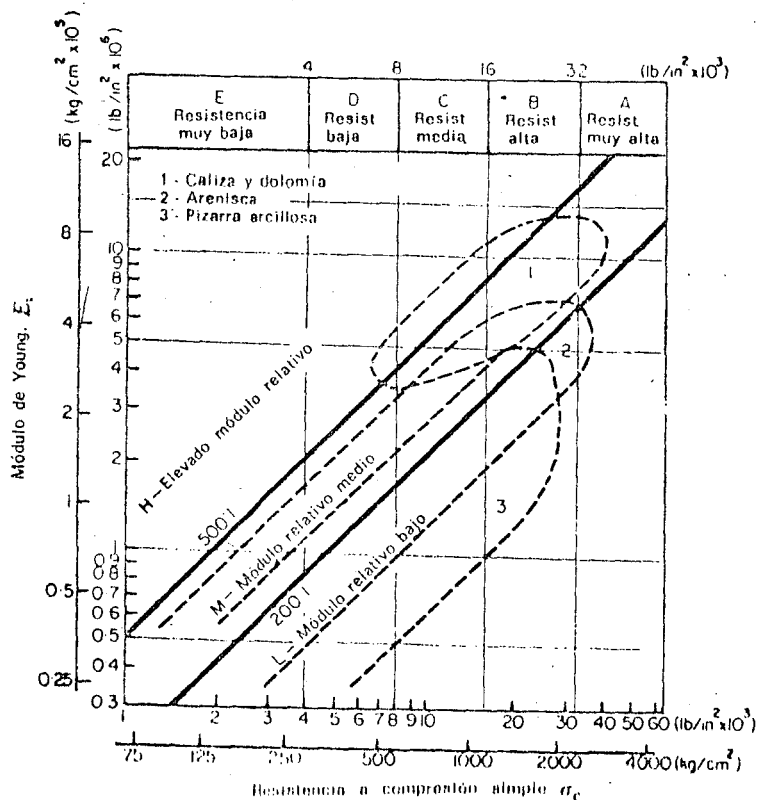


Figura 1.5 Clasificación de rocas intactas-Resumen de rocas sedimentarias (193 muestras, 75 % de los puntos) ⁴

E_t = módulo tangente para el 50 % de la carga de rotura.
 La roca se clasifica como AM, BH, BL, etc.

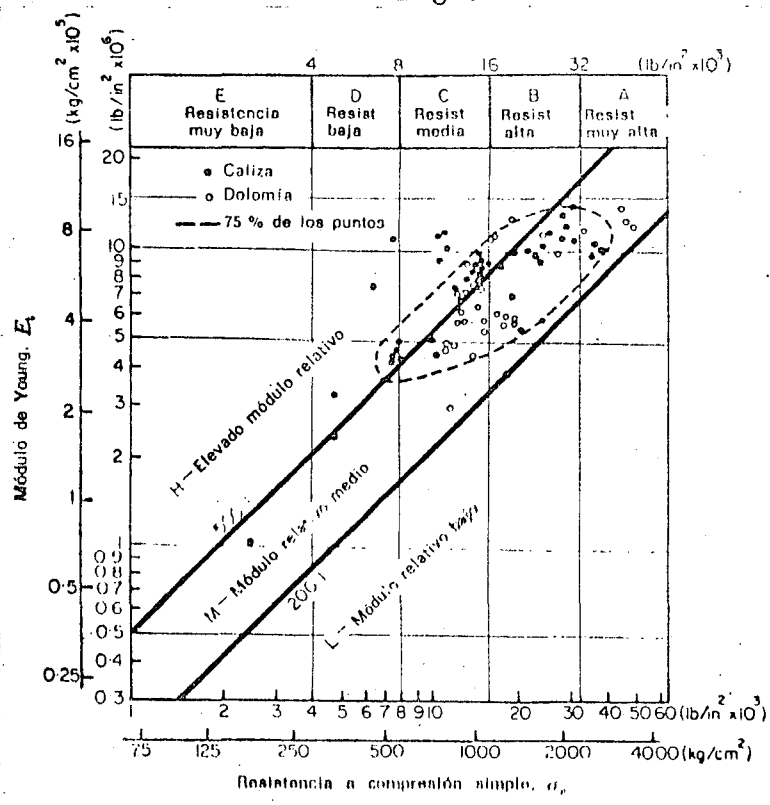


Figura 1.6 Clasificación de rocas intactas-Caliza y dolomia (77 muestras, 22 emplazamientos, varios investigadores)⁴
 E_t = módulo tangente para el 50% de la carga de rotura.
 La roca se clasifica como AM, BH, BL, etc.

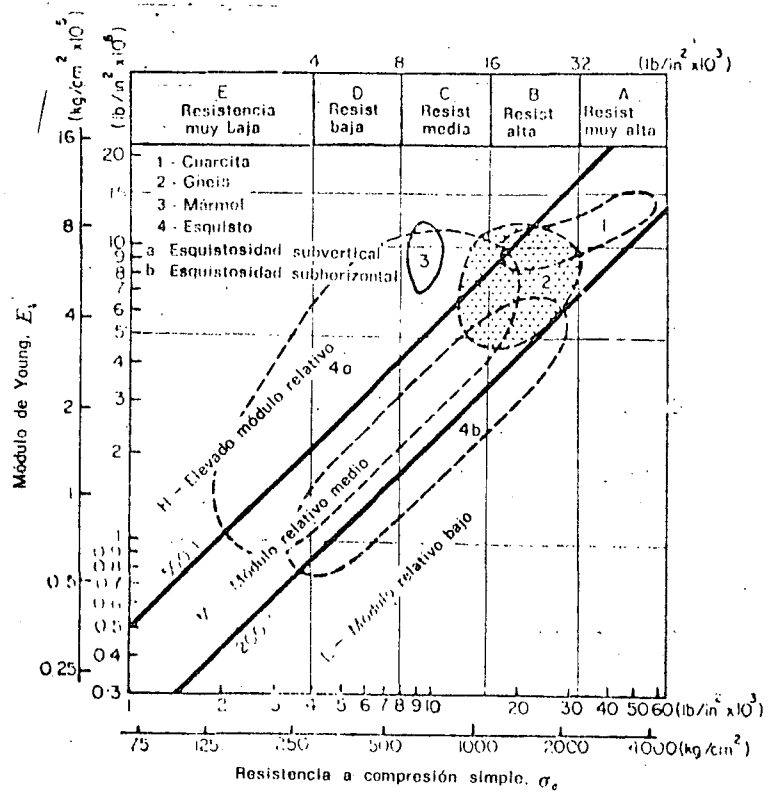


Figura 1.7 Clasificación de rocas intactas-Resumen de rocas metamórficas (167 muestras, 75% de los puntos)⁴
 E_t = módulo tangente para el 50% de la carga de rotura.
 La roca se clasifica como AM, BH, BL, etc.

3.2.1.2 Índice de calidad de la roca, RQD (Rock Quality Designation)

Con objeto de tener una liga de clasificación entre geólogos Ingenieros proyectistas y técnicos de mecánica de rocas se han desarrollado correlaciones entre las recuperaciones obtenidas en el barrenado de exploración y la frecuencia de las fracturas existentes en los macizos rocosos muestreados para lo cual se estableció el índice de calidad de la roca (RQD), el cual se describe a continuación.

Del total de la muestra recuperada en el barrenado se obtiene una medida sumando la longitud total de la muestra pero considerando solamente los trozos de corazón de longitud de 10 o más cm en estado sano y compacto.

En la siguiente figura se presenta el ejemplo descrito por Stagg, igualmente se hace con la correlación entre los índices de calidad de las rocas: frecuencia de las fracturas y RQD y la relación entre el RQD y la calidad de la roca.


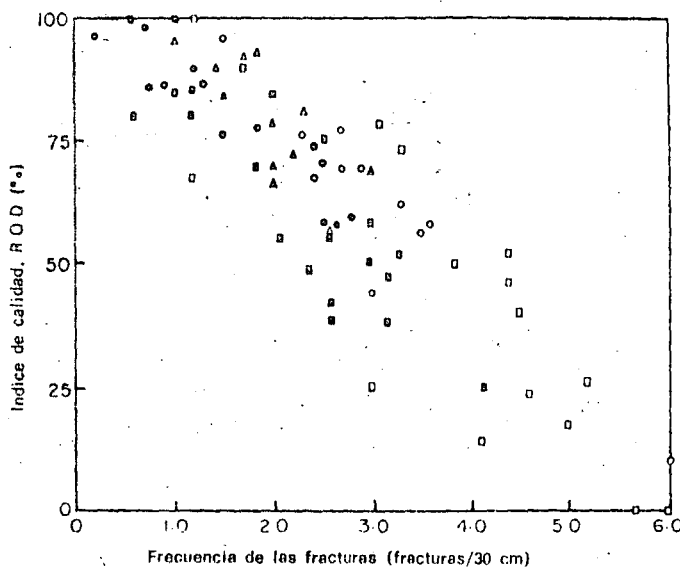
(a)		(b)		
Longitud de testigo recuperado (cm)		Recuperación modificada (cm)	Índice de calidad (RQD)	Calidad
25		25	0 - 25	Muy mala
5			25 - 50	Mala
5			50 - 75	Regular
8			75 - 90	Buena
10			90 - 100	Excelente
12				
8				
10				
15				
10				
5				
15				
120	Longitud Total 150 cm	87		
Recuperación = 120/150 = 85 %		RQD = 87/150 = 58 %		

Figura 1.8 La recuperación modificada de testigo como índice de calidad de una roca¹⁵



- Granito del batolito Climax
- Pared de túnel normalmente a las diaclasas
 - △ Pared de túnel paralelamente a las diaclasas
 - Testigo NX
- Testigo NX
- ⊙ Presa de Dworshak, gneis granítico
 - ⊠ Basalto de John Day
 - ⊡ Aleurita de Hackensack

Figura 1.9 Correlación entre los índices de calidad de las rocas: frecuencia de las fracturas y RQD¹⁶

3.2.2. RELACION ESFUERZO DEFORMACION

La resistencia y la deformabilidad de las rocas como se anotó anteriormente, varían dentro de un rango muy amplio aún siendo del mismo tipo.

Enseguida se enlistan los valores del Módulo de Elasticidad y de Resistencia a la compresión simple de algunas rocas.

	E kg/cm ²	q _U kg/cm ²
Granito	4 a 6 x 10 ⁵	370 a 3790
Gabro	1 a 10 x 10 ⁵	
Caliza	3 a 6 x 10 ⁵	60 - 3600
Arenisca	1 a 3 x 10 ⁵	110 - 2520
Toba		35 - 520
Basalto		1300 - 3500
Gneis		810 - 3270
Esquisto de biotita		80 - 1200
Concreto	1.5 a 3 x 10 ⁻⁵	200 - 400

Y algunos parámetros típicos de resistencia al corte de roca intacta.

Tabla 2.1 Parámetros típicos de resistencia al corte de rocas intactas

Tipo de roca		σ _c (kg/cm ²)	c, cohesión (kg/cm ²)	φ (°)	N _s K
Granito	Variación	700-2,800	98-405	51-58	8-17
	Media	1,750	250	55	11
Caliza	Variación	210-2,100	35-350	37-58	4-13
	Media	1,050-1,400	175-232	50	8
Arenisca	Variación	210-2,100	42-420	48-50	6-7
	Media	560-1,400	112-290	48	6

La obtención de los esfuerzos y deformaciones se obtienen de manera experimental en especímenes que se someten a esfuerzos, midiendo la deformación vertical de la probeta así como su deformación horizontal, en la siguiente figura se pueden ver las curvas de esfuerzo deformación. La curva I representa la relación esfuerzo desplazamiento horizontal y la II la deformación vertical del espécimen durante su ensaye.

El esfuerzo τ máximo corresponde a la resistencia de la roca al cortante y τ último representa los esfuerzos de fricción dentro de la roca.

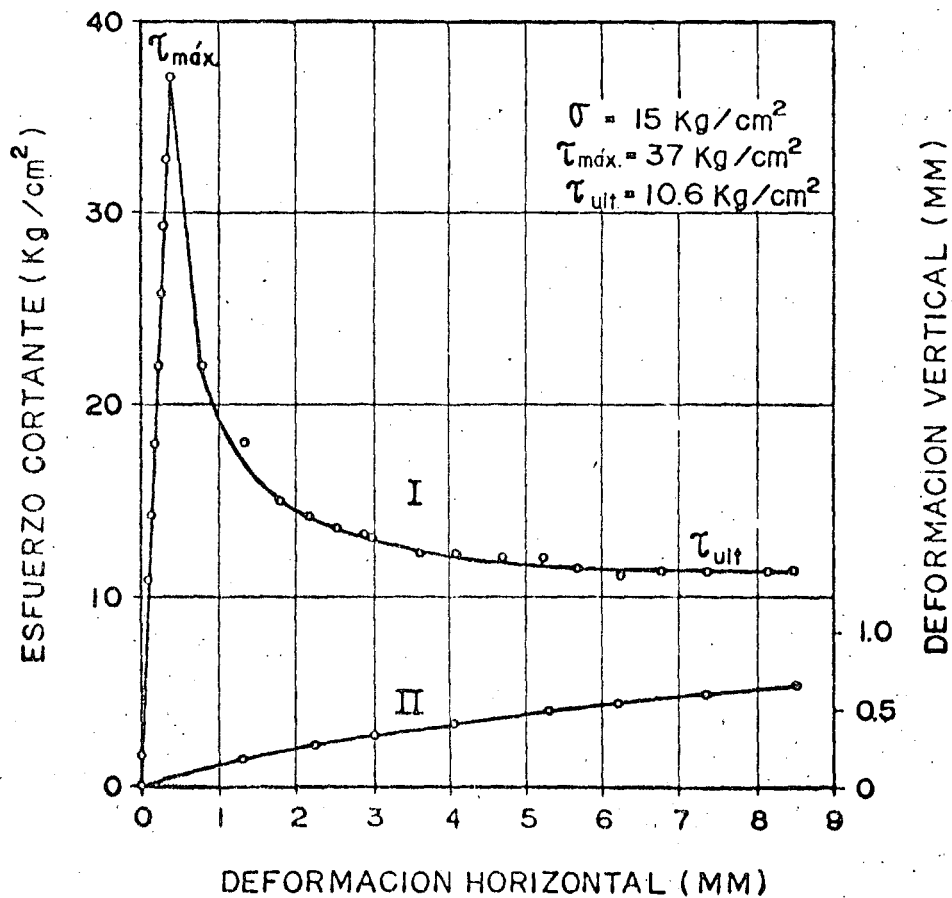


DIAGRAMA ESFUERZO-DEFORMACION
PARA LA PRUEBA AL CORTANTE

FIG. 2.2

A continuación se presentan ejemplos de curvas que tipifican el comportamiento esfuerzo deformación para rocas sometidas a compresión simple.

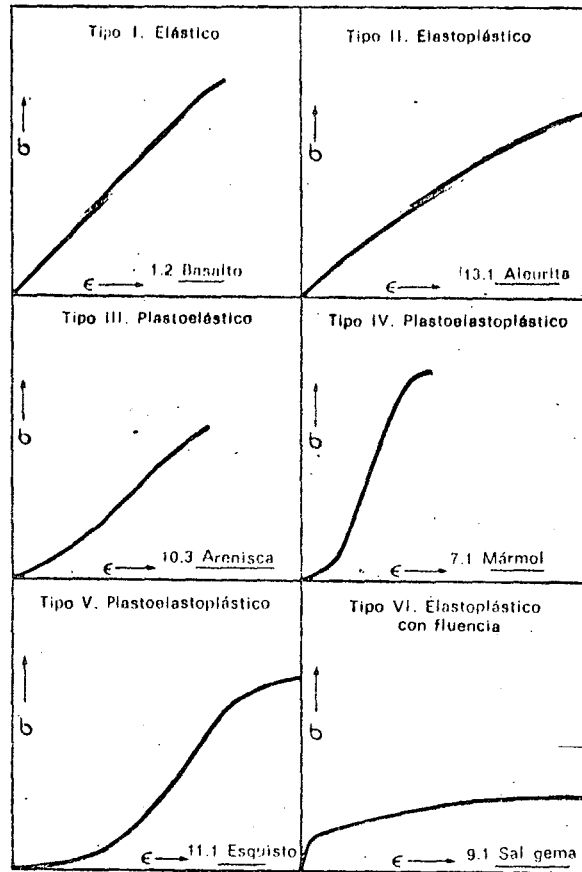
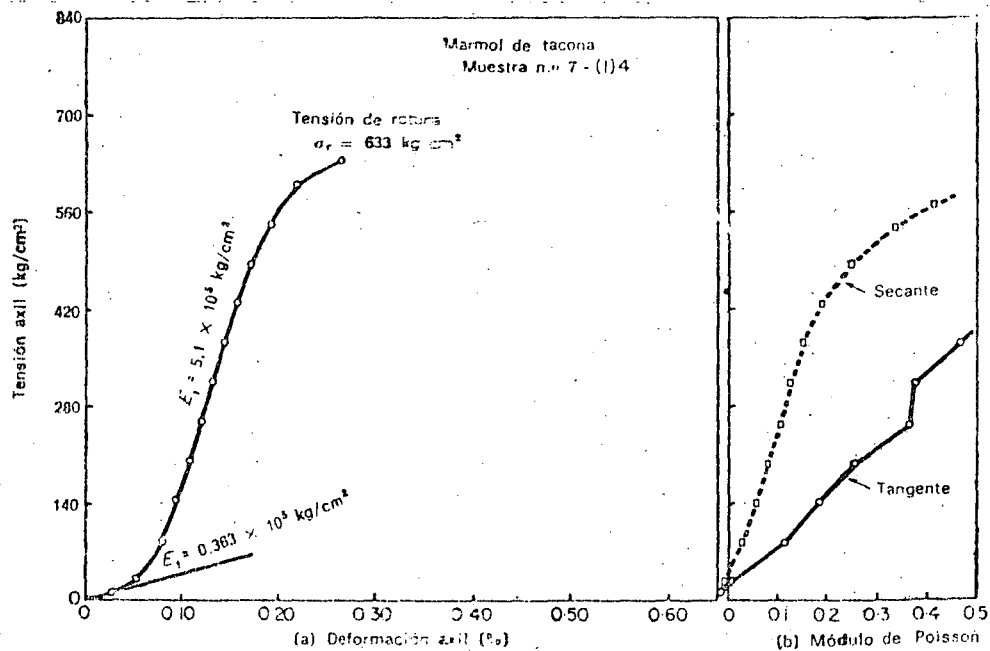


Figura 2.3 Curvas típicas tensión-deformación para rocas a compresión simple cargadas hasta rotura⁴



Tipo de roca	Mármol blanco (Tacona)
Muestra n.º	7,1-(1)4
L/D	2,006
γ_n	2,71 t/m ³
S_b	36,9
V_L	2260 m/s
Textura	Compacta

Nota

- γ_n = Densidad seca
- S_b = Dureza Schmidt
- V_L = Velocidad sónica

Figura 2.4 Curva tensión-deformación y módulo de Poisson de una roca a compresión simple⁴

3.2.3. CONSTANTES ELASTICAS

Los materiales policristalinos durante su deformación -
pasan a través de diferentes etapas, primeramente el material pasa de "Estructura
Compacta" a estructura microdestruida y posteriormente de estructura microdestruida
a la ruptura.

Considerando las deformaciones del espécimen de roca
originados por una carga axial ϵ y σ_y el esfuerzo de compresión que se tienen en
en la figura.(3.1)

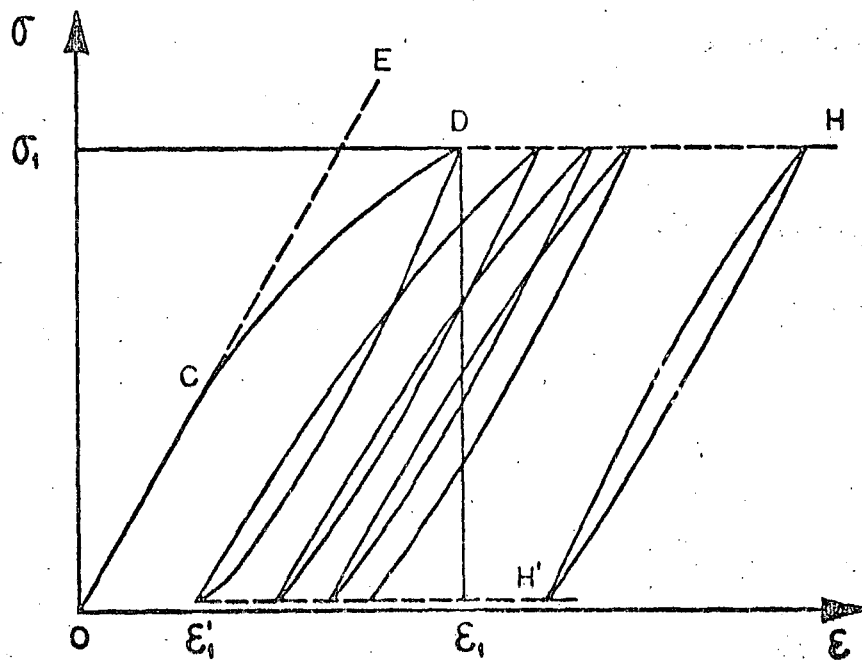


FIG. 3.1

que la curva OCD representa una relación $\epsilon_1 (\sigma_1)$, la cual tiene una tangente OE en la primera parte y se separa posteriormente en la dirección de las deformaciones mayores.

Si al llegar a D se descarga la probeta, se define la curva de descarga, la cual está muy cerca de la línea recta paralela a la tangente de la curva OCD.

ϵ_1' es la deformación plástica, $(\epsilon_1 - \epsilon_1')$ es la deformación recuperable elástica y ϵ_1 es la deformación unitaria.

Repitiendo el ciclo de carga y descarga varias veces hasta σ_1 se obtendrán una serie de ojales que serán paralelos a la recta HH' siendo esto cierto siempre y cuando el valor de σ_1 , no exceda el límite de microfiguración Rf.

La inclinación de las líneas OE ó HH' define el Módulo de elasticidad del material.

Si comenzamos a analizar simultáneamente el conjunto de las deformaciones longitudinales ϵ_y y las transversales ϵ_x , podremos ver que el coeficiente de Poisson, al cual en la teoría de elasticidad tomamos como una constante, depende del valor del esfuerzo y es constante solamente bajo el límite de microfisuración R_f (en la zona $0 < \sigma < R_f$).

A diferencia del coeficiente de Poisson que es constante (μ), llamaremos a este valor "coeficiente de las deformaciones transversales", tomando en lugar de las deformaciones ϵ_x y ϵ_y los incrementos de las deformaciones $\Delta \epsilon_x$ y $\Delta \epsilon_y$ en cada grado de carga :

$$\nu(\sigma) = \frac{\Delta \epsilon_x}{\Delta \epsilon_y}$$

Vamos a considerar un diagrama común de las deformaciones longitudinales y transversales de una roca (Fig. 3.1). Construiremos también las relaciones de la carga para los siguientes valores :

1. Deformación volumétrica

$$\epsilon_o = \frac{\Delta V}{V_o} = \epsilon_y - 2 \epsilon_x$$

2. Coeficiente de las deformaciones transversales.

$$\nu = \frac{\Delta \epsilon_x}{\Delta \epsilon_y}$$

3. Módulo de la deformación volumétrica.

$$\epsilon_o = \frac{\sigma}{E_o}$$

Al considerar estas relaciones podemos fijar 2 puntos

distintos, los cuales corresponden a los valores de esfuerzos físicamente determinados R_f y R_c .

Analizando las deformaciones de la roca bajo la carga, podemos observar las 3 zonas diferentes del trabajo del material :

1. ZONA DE ELASTICIDAD ($0 \leq \sigma < R_f$)

Es donde tenemos un material homogéneo apto para renovar las deformaciones longitudinales y transversales. En esta zona tenemos el coeficiente de las deformaciones transversales constante ($\nu = \mu = \text{const.}$) En otras palabras, tenemos el coeficiente de Poisson.

2. ZONA DE PLASTICIDAD ($R_f \leq \sigma < R_c$)

Es aquella donde tenemos una zona de transición del material de condición homogénea a la condición fisurada con la estructura interna rota. Esta zona se caracteriza por el aumento del coeficiente de las deformaciones transversales a cuenta del principio de las microfisuras y además, lo más interesante de esta zona es que tenemos el valor constante del módulo de la deformación volumétrica (ϵ_0) que se indica en la relación lineal entre el esfuerzo y la deformación volumétrica del material.

En esta zona ya no podemos usar el módulo de elasticidad (módulo de Young) porque aquí las deformaciones no son elásticas y nunca se renuevan.

3. ZONA DE RUPTURA ($\sigma \leq R_c$)

En el momento que $\sigma = R_c$ corresponde al principio de transi-

ción de las microfisuras a macrofallas que lleva a la ruptura del espécimen. En este momento se termina la disminución del volumen del espécimen y empieza el aumento del volumen que podemos ver en la curva $\epsilon_o(\sigma)$ en el punto B y en la curva $\gamma(\sigma)$, donde el valor del coeficiente de las deformaciones transversales llega a $\nu = 0.5$

Al pasar del punto $\sigma = R_c$ el sistema de fallas se desarrolla tanto, que no es posible decir nada sobre la resistencia del material a pesar de que el espécimen todavía sostiene el aumento de la carga. En este caso, la carga es asimilada por los pedazos separados del material fijados en la máquina de compresión.

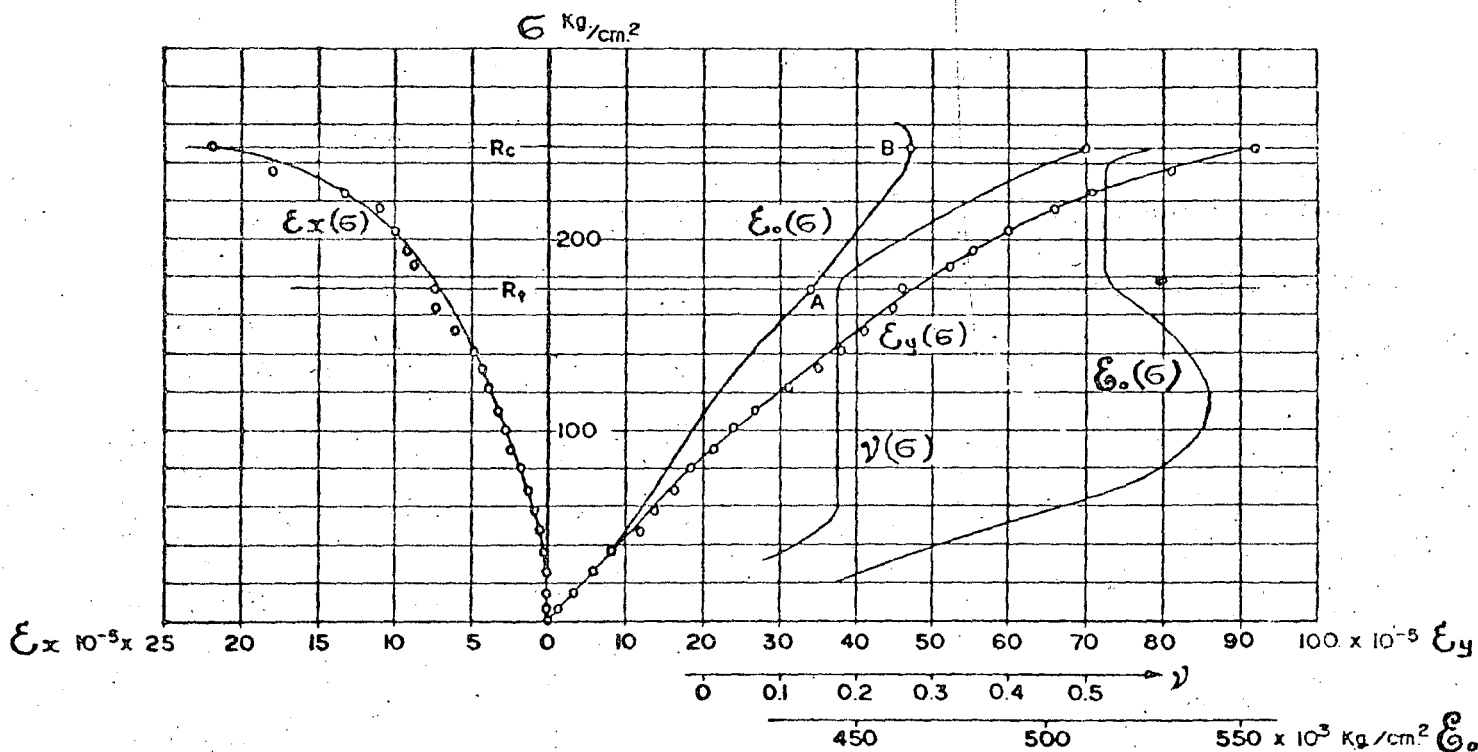


DIAGRAMA DE LAS DEFORMACIONES DE UNA ROCA

FIGURA 2.3

3.2.4. FLUJO PLASTICO EN LAS ROCAS

"La fluencia de las rocas constituye un tema que aún requiere considerables investigaciones, algunas rocas muestran una deformación casi independiente del tiempo incluso sometidos a compresión simple. En otras rocas las deformaciones de fluencia pueden superar en mucho las deformaciones elásticas instantaneas.

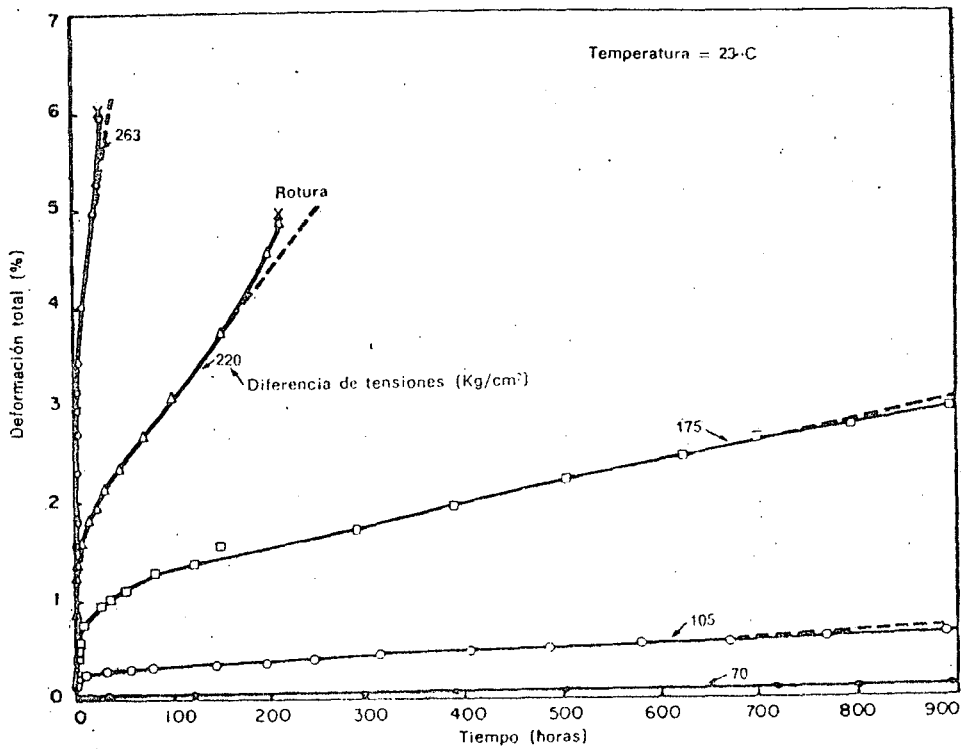


Figura 4.1 Curvas de fluencia en tracción triaxial de la sal gema¹⁶

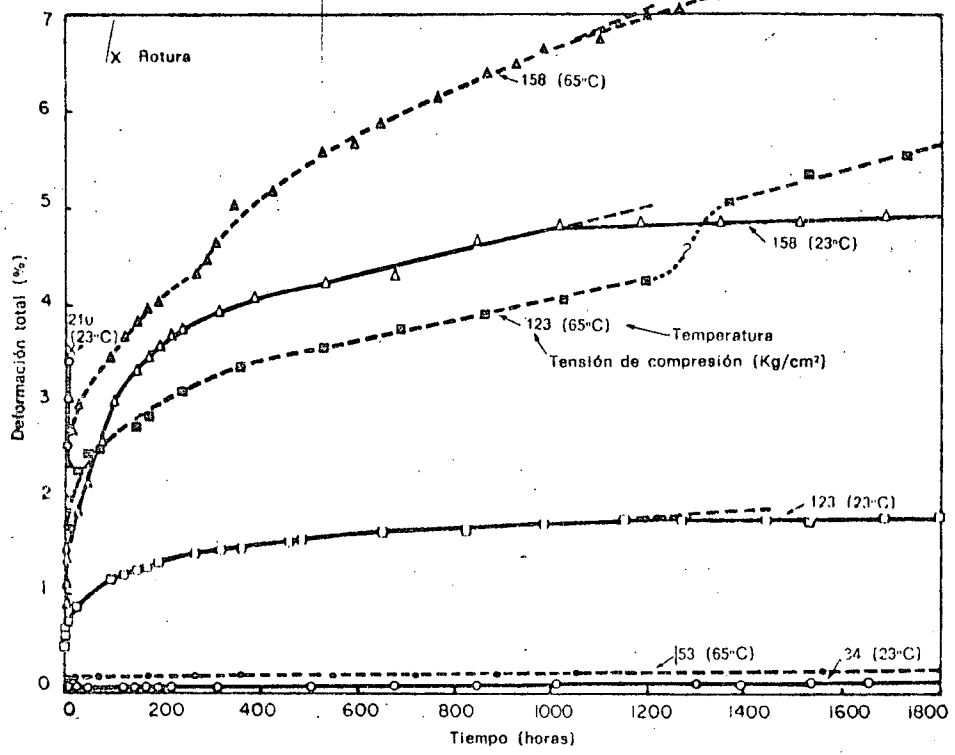


Figura 4.2 - Curvas de fluencia en compresión simple de la sal gema ¹⁶

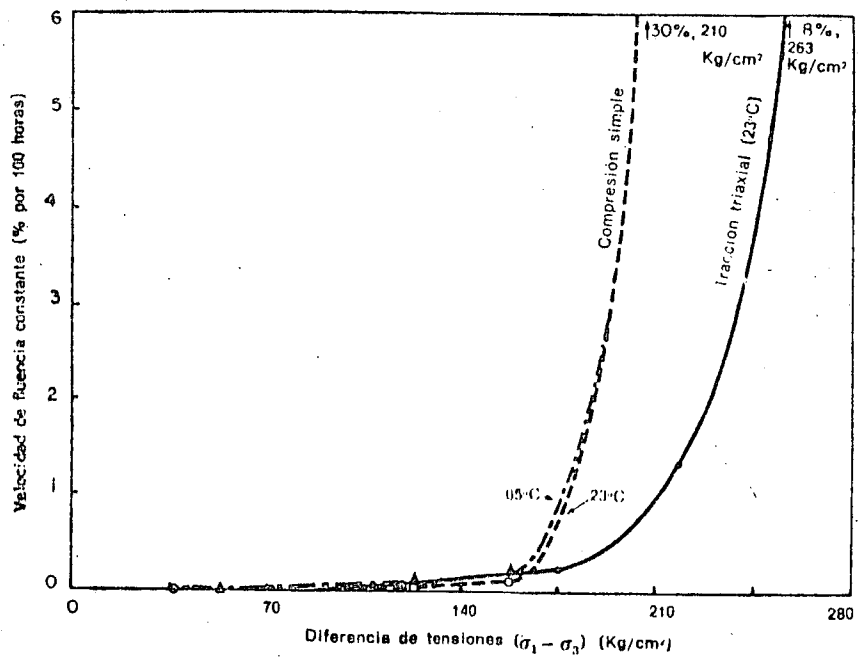


Figura 4.3 - Velocidad de fluencia en función de la tensión para sal gema ¹⁶

3.2.5. MODELOS

Cuando la solución matemática no existe o es complicada el uso de modelos es común en la determinación de esfuerzos y deformaciones así como del factor de seguridad de algunas estructuras problema. La teoría de los modelos se basa en el principio de homogeneidad de la relación física.

Si se llega a lograr que cualquier magnitud en la realidad corresponda en el modelo con otra magnitud equivalente, la similitud mecánica entre el prototipo y el modelo puede lograrse si las ecuaciones adimensionales de elasticidad, equilibrio y compatibilidad para el prototipo y el modelo coinciden.

Teoría de la Similitud

La teoría de los modelos está basada en el principio bien conocido de la similitud, que expresa que dos sistemas son físicamente similares cuando existe una correspondencia geométrica entre los puntos de los dos sistemas y cuando las cantidades de la misma naturaleza física mantienen la misma relación en los puntos correspondientes.

Se alcanza una completa similitud física entre el prototipo y el modelo cuando todas las relaciones entre las "escalas" con las cuales el modelo reproduce las cantidades físicas, sobre las que depende el problema, se toman en cuenta.

La similitud mecánica entre el prototipo y el modelo puede lograrse si las ecuaciones adimensionales de elasticidad, equilibrio y compatibili -

dad para el prototipo y el modelo coinciden.

Así, las constantes adimensionales, tales como relación de Poisson, ángulo de fricción interna y deformaciones unitarias, tienen que coincidir numéricamente en el material equivalente del modelo y en la cimentación de roca. Los parámetros dimensionales deben seguir estrictamente las leyes de similitud.

Existen solamente tres parámetros independientes que de terminan la similitud: "la longitud", "la fuerza" y "el tiempo". Al considerar los problemas de la estática y excluyendo "el tiempo" de la consideración, quedan solamente dos parámetros independientes básicos: "la longitud" y "la fuerza". Algunas veces, en lugar de la escala de fuerzas se emplea como la escala básica la escala de esfuerzos.

Así tenemos :

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

en la que L es cualquier tamaño geométrica del prototipo o modelo.

Escala de Esfuerzos :

$$\epsilon = \frac{\sigma_p}{\sigma_m} = \frac{\tau_p}{\tau_m} = \frac{R_p}{R_m} = \frac{E_p}{E_m} = \dots$$

donde : σ = Esfuerzo normal en el mismo punto sobre el prototipo o modelo.

τ = Esfuerzo cortante en el mismo punto sobre el prototipo o modelo.

E = Módulo de elasticidad de los materiales del prototipo o del modelo.

R = Resistencia de los materiales del prototipo o del modelo.

Escala de Pesos Volumétricos:

$$\rho = \frac{\gamma_p}{\gamma_m}$$

donde γ es el peso volumétrico de los materiales del prototipo o

del modelo.

Escala de Fuerzas:

$$\alpha = \frac{F_p}{F_m} = \xi \lambda^2 = \rho \lambda^3$$

donde F es una fuerza superficial o volumétrica sobre el prototipo o modelo.

De esta ecuación obtenemos:

$$\xi = \rho \lambda$$

Parámetros Adimensionales

$$\epsilon_p = \epsilon_m$$

$$\nu_p = \nu_m$$

$$\varphi_p = \varphi_m$$

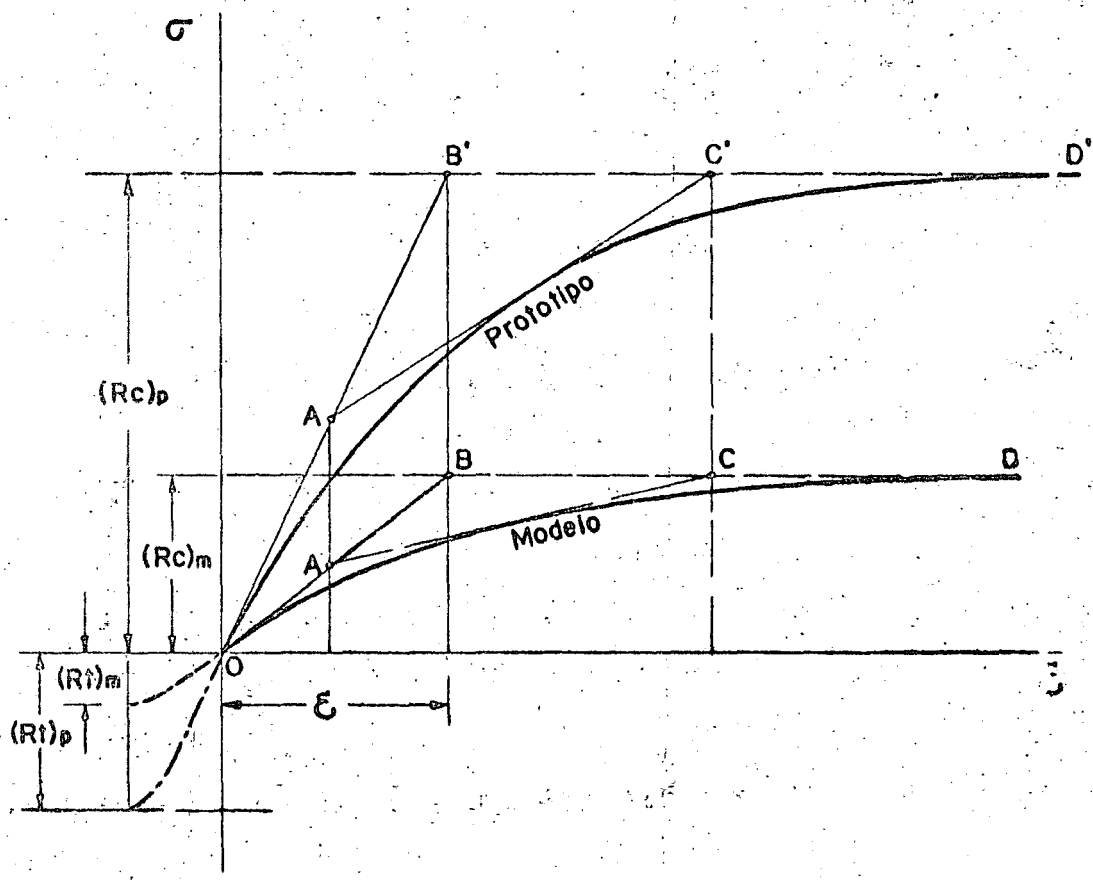
etc.

donde: ϵ = Deformación unitaria en el mismo punto del prototipo o del modelo.

ν = Relación de Poisson para el prototipo o para el modelo.

φ = Angulo de fricción interna.

Tomando en cuenta las curvas esfuerzo-deformación para el material del prototipo (concreto o roca de la cimentación) y para el modelo, debe decirse que el material del modelo tiene que seleccionarse de tal manera que su curva repita la curva del prototipo con las ordenadas reducidas " ξ " número de veces, Fig. 5.1.



GRAFICA ESFUERZO-DEFORMACION DEL
PROTOTIPO Y DEL MODELO

FIGURA 5.1

Consideremos que en un cuerpo elástico continuo, del cual cada una de sus porciones se encuentra contenida dentro de un volumen determinado, confinado por una superficie cerrada y sujeto a un estado de esfuerzos tridimensionales, se encuentra en equilibrio. Para este cuerpo podemos expresar las siguientes ecuaciones:

Ecuaciones de Elasticidad:

$$\epsilon_x = \frac{1}{E} [\sigma_x - \nu (\sigma_y + \sigma_z)]$$

$$\epsilon_y = \frac{1}{E} [\sigma_y - \nu (\sigma_z + \sigma_x)]$$

$$\epsilon_z = \frac{1}{E} [\sigma_z - \nu (\sigma_x + \sigma_y)]$$

$$\gamma_{xy} = \frac{1 + \nu}{E} \tau_{xy}$$

$$\gamma_{yz} = \frac{1 + \nu}{E} \tau_{yz}$$

$$\gamma_{zx} = \frac{1 + \nu}{E} \tau_{zx}$$

Ecuaciones de Equilibrio:

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} + X = 0$$

$$\frac{\partial \tau_{yx}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial z} + Y = 0$$

$$\frac{\partial \tau_{zx}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{zy}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + Z = 0$$

Ecuaciones de Compatibilidad:

$$\frac{\partial^2 \epsilon_x}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \epsilon_y}{\partial x^2} = \frac{\partial^2 \gamma_{xy}}{\partial x \partial y}$$

$$\frac{\partial^2 \epsilon_y}{\partial z^2} + \frac{\partial^2 \epsilon_z}{\partial y^2} = \frac{\partial^2 \gamma_{yz}}{\partial y \partial z}$$

$$\frac{\partial^2 \epsilon_z}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \epsilon_x}{\partial z^2} = \frac{\partial^2 \gamma_{zx}}{\partial z \partial x}$$

$$2 \frac{\partial^2 \epsilon_x}{\partial y \partial z} = \frac{\partial}{\partial x} \left[- \frac{\partial \gamma_{yz}}{\partial x} + \frac{\partial \gamma_{xz}}{\partial y} + \frac{\partial \gamma_{xy}}{\partial z} \right]$$

$$2 \frac{\partial^2 \epsilon_y}{\partial z \partial x} = \frac{\partial}{\partial y} \left[\frac{\partial \gamma_{yz}}{\partial x} - \frac{\partial \gamma_{xz}}{\partial y} + \frac{\partial \gamma_{xy}}{\partial z} \right]$$

$$2 \frac{\partial^2 \epsilon_z}{\partial x \partial y} = \frac{\partial}{\partial z} \left[\frac{\partial \gamma_{yz}}{\partial x} + \frac{\partial \gamma_{xz}}{\partial y} - \frac{\partial \gamma_{xy}}{\partial z} \right]$$

donde:

x, y, z Coordenadas

$\epsilon_x, \epsilon_y, \epsilon_z, \gamma_{xy}, \gamma_{yz},$

γ_{zx} Deformaciones unitarias adimensionales.

$\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \tau_{xy}, \tau_{yz},$

τ_{zx} Esfuerzos normales y cortantes.

E Módulo de elasticidad

ν Relación de Poisson

X, Y, Z Proyecciones sobre los ejes correspondientes de la fuerza del cuerpo por unidad de volumen.

Empleando para el modelo de este cuerpo sólida las mismas indicaciones con índice primo y usando las ecuaciones desarrolladas, tenemos:

$$1.- \frac{x}{x'} = \frac{y}{y'} = \frac{z}{z'} = \lambda$$

$$2.- \epsilon_x = \epsilon'_x \quad \gamma_{xy} = \gamma'_{xy}$$

$$\epsilon_y = \epsilon'_y \quad \gamma_{yz} = \gamma'_{yz}$$

$$\epsilon_z = \epsilon'_z \quad \gamma_{zx} = \gamma'_{zx}$$

$$3.- \frac{\sigma_x}{\sigma'_x} = \frac{\sigma_y}{\sigma'_y} = \frac{\sigma_z}{\sigma'_z} = \frac{\tau_{xy}}{\tau'_{xy}} = \frac{\tau_{yz}}{\tau'_{yz}} = \frac{\tau_{zx}}{\tau'_{zx}} = \frac{E}{E'} = \xi = \rho\lambda$$

$$4.- \nu = \nu'$$

$$5.- \frac{x}{x'} = \frac{y}{y'} = \frac{z}{z'} = \rho$$

Con la ayuda de estas ecuaciones podemos escribir:

$$\partial_x = \lambda \partial_{x'}$$

$$\partial_y = \lambda \partial_{y'}$$

$$\partial_z = \lambda \partial_{z'}$$

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} = \frac{\partial \sigma'_x}{\partial x'}$$

$$\frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} = \frac{\partial \tau'_{xy}}{\partial y'}$$

etc.

y las ecuaciones de elasticidad, equilibrio y compatibilidad para el modelo pueden escribirse como:

Ecuaciones de Elasticidad:

$$\epsilon'_x = \frac{1}{E'} [\sigma'_x - \nu' (\sigma'_y + \sigma'_z)]$$

$$\epsilon'_y = \frac{1}{E'} [\sigma'_y - \nu' (\sigma'_z + \sigma'_x)]$$

$$\epsilon'_z = \frac{1}{E'} [\sigma'_z - \nu' (\sigma'_x + \sigma'_y)]$$

$$\gamma'_{xy} = \frac{1 + \nu'}{E'} \tau'_{xy}$$

$$\gamma'_{yz} = \frac{1 + \nu'}{E'} \tau'_{yz}$$

$$\gamma'_{zx} = \frac{1 + \nu'}{E'} \tau'_{zx}$$

Ecuaciones de Equilibrio:

$$\frac{\partial \sigma'_x}{\partial x'} + \frac{\partial \tau'_{xy}}{\partial y'} + \frac{\partial \tau'_{xz}}{\partial z'} + X' = 0$$

$$\frac{\partial \tau'_{yx}}{\partial x'} + \frac{\partial \sigma'_y}{\partial y'} + \frac{\partial \tau'_{yz}}{\partial z'} + Y' = 0$$

$$\frac{\partial \tau'_{zx}}{\partial x'} + \frac{\partial \tau'_{zy}}{\partial y'} + \frac{\partial \sigma'_z}{\partial z'} + Z' = 0$$

Ecuaciones de Compatibilidad:

$$\frac{\partial^2 \epsilon'_x}{(\partial y')^2} + \frac{\partial^2 \epsilon'_y}{(\partial x')^2} = \frac{\partial^2 \gamma'_{xy}}{\partial x' \partial y'}$$

$$\frac{\partial^2 \epsilon'_y}{(\partial z')^2} + \frac{\partial^2 \epsilon'_z}{(\partial y')^2} = \frac{\partial^2 \gamma'_{yz}}{\partial y' \partial z'}$$

$$\frac{\partial^2 \varepsilon_z}{(\partial x')^2} + \frac{\partial^2 \varepsilon_x}{(\partial z')^2} = \frac{\partial^2 \delta_{zx}}{\partial z' \partial x'}$$

$$2 \frac{\partial^2 \varepsilon_x}{\partial y' \partial z'} = \frac{\partial}{\partial x'} \left[-\frac{\partial \delta_{yz}}{x'} + \frac{\partial \delta_{xz}}{y'} + \frac{\partial \delta_{xy}}{z'} \right]$$

$$2 \frac{\partial^2 \varepsilon_{xy}}{\partial z' \partial x'} = \frac{\partial}{\partial y'} \left[\frac{\partial \delta_{yz}}{\partial x'} - \frac{\partial \delta_{xz}}{\partial y'} + \frac{\partial \delta_{xy}}{\partial z'} \right]$$

$$2 \frac{\partial^2 \varepsilon_z}{\partial x' \partial y'} = \frac{\partial}{\partial z'} \left[\frac{\partial \delta_{yz}}{\partial x'} + \frac{\partial \delta_{xz}}{\partial y'} - \frac{\partial \delta_{xy}}{\partial z'} \right]$$

De lo anteriormente expuesto se resume que las ecuaciones de elasticidad, equilibrio y compatibilidad para el prototipo y el modelo coinciden idénticamente.

Entonces todo es correcto de la parte de la teoría de elasticidad y esto es justo para los materiales elásticos en los límites de la dicha teoría.

Todos los materiales que nosotros tenemos en las cimentaciones, incluyendo el concreto de construcción, no son elásticos y tienen sus características de deformabilidad.

Para alcanzar la similitud de estos materiales es necesario cumplir todas las condiciones adicionales. Para la representación de los materiales sólidos, las curvas "esfuerzo-deformación" deben repetir una a otra con las ordenadas reducidas " ξ " veces y para los materiales plásticos y áridos la envolvente de los círculos de Mohr para el material del modelo, debe repetir la misma curva para el material del prototipo con una reducción en ambos ejes

de " ξ " veces.

Esto significa, por ejemplo, que en el caso de materiales policristalinos, para obtener la similitud fuera de los límites elásticos, debemos tener la similitud de los límites de la microfisuración también:

$$\frac{(R_t)_p}{(R_t)_m} = \xi$$

Esto es esencial pero no lo suficiente, ya que para la similitud completa se requiere una analogía del estado tridimensional de esfuerzos. Solamente entonces podrá considerarse que se ha alcanzado la similitud y es correcta no solamente dentro de los límites de la elasticidad, sino también fuera de estos límites hasta llegar a la falla del modelo.

Esta conclusión permite, cuando se encuentran disponibles materiales adecuados, realizar una determinación tentativa sobre el modelo del coeficiente de seguridad total de la cimentación rocosa durante la prueba bajo las condiciones de carga total.

DETERMINACIÓN DEL COEFICIENTE DE SEGURIDAD

En términos generales, el factor de seguridad se determina comparando el esfuerzo principal máximo σ_n con la resistencia del material (R_n) en el mismo punto considerado de la estructura:

$$K = \frac{R_n}{\sigma_n}$$

Para determinar el valor y punto de aplicación del esfuer

zo principal máximo y el valor de la resistencia del material en las mismas condiciones de trabajo, se pueden usar dos métodos:

1° Bajando la resistencia de todos los materiales del modelo proporcionalmente hasta llegar a la ruptura. En el momento de la ruptura, el esfuerzo principal máximo será igual a la resistencia del material en el punto de ruptura. Pero las dificultades prácticas para reducir la resistencia proporcionalmente controlada no permiten usar prácticamente este método.

2° Aumentando artificialmente todas las fuerzas actuantes en la estructura se incrementa el valor del esfuerzo principal máximo sin cambio en su dirección y punto de aplicación.

El incremento de fuerzas actuantes se hace hasta la ruptura del modelo, en este momento $\sigma'_n = R_n$ considerando que el aumento de los esfuerzos es proporcional al aumento de la carga del modelo, podemos escribir:

$$K = \frac{\sigma'_n}{\sigma_n} = \frac{P'}{P}$$

donde: P = carga de operación

P' = carga máxima en el momento de la ruptura del modelo.

Este método se usa ampliamente en la práctica.

Hay que tomar en cuenta que para no cambiar ni valor, ni dirección, ni punto de aplicación del esfuerzo máximo, todas las fuerzas aplicadas al modelo deben ser aumentadas proporcionalmente, incluyendo el peso propio que en realidad no puede aumentarse.

La teoría de similitud fué transcrita de la publicación Mecánica de Rocas en la Ingeniería Civil, Dr. Ing. Erast G. Gaziev.

United States Department of the Interior

DOUGLAS McKAY, Secretary

Bureau of Reclamation

L. N. McCLELLAN, Chief Engineer

Engineering Monograph

No. 13

**ESTIMATING FOUNDATION SETTLEMENT
BY ONE-DIMENSIONAL CONSOLIDATION TESTS**

by Harold J. Gibbs
Engineering Laboratories Branch
Design and Construction Division

Technical Information Office
Denver Federal Center
Denver, Colorado

LIST OF FIGURES

<u>Number</u>		<u>Page</u>
1.	The one-dimensional consolidometer	2
2.	Load-consolidation test curve for a moist clay	3
3.	Time-consolidation test data for each increment of load application.	4
4.	Method of determining the Compression Index, C_c	6
5.	Determination of the Compression Index for the typical example	7
6.	Procedure for determining the Coefficient of Consolidation, C_v	8
7.	Determination of the Coefficient of Consolidation, C_v , for the typical example	9
8.	Time factor curves for Cases No. 1, 2, and 3	10
9.	Time factor curves for Cases No. 4 and 5	11
10.	Movements caused by loading	12
11.	Pressure distribution by Boussinesq's Equation	19
12.	Pressure distribution by Newmark's Chart	20
13.	Pressure distribution by Newmark's Table	21
14.	Settlement determination by change in void ratio method	22
15.	Settlement determination by compression index method	23
16.	Time of consolidation determination	24

LIST OF TABLES

<u>Number</u>		<u>Page</u>
1	Summary of One-Dimensional Consolidation Test Results	5

INTRODUCTION

This monograph demonstrates the application of one-dimensional consolidation test data to a foundation settlement analysis. Soil samples are tested in the laboratory to determine the settlement characteristics of the soil under load. These characteristics are used to estimate the amount of settlement of a structure which would result from the consolidation of its earth foundation because of the structure load. The test is also used to determine the settlements that will occur within dams and earth embankments.

The consolidation characteristics of a soil mass are influenced by numerous factors. Some of these are size and shape of the soil particles, moisture content, permeability, initial density, and physical and chemical properties of the soil. Because these factors are so numerous it is usually not possible to describe the consolidation characteristics with a high degree of confidence by means of judgment and simple index values. For structures that are critical regarding settlement and those whose cost would justify such tests, it is advisable to analyze settlement from consolidation tests on the actual foundation material.

The one-dimensional consolidation testing equipment and procedures used in the Bureau of Reclamation laboratories are similar to those developed by Casagrande.¹ The testing procedures now conform quite consistently with the procedures presented in popular soil mechanics publications.^{2,3,4} As conducted by the Bureau the standard test⁵ provides four main items of information:

1. Magnitude of consolidation for various loads

¹ Casagrande, A., "The Structure of Clay and Its Importance in Foundation Engineering," Journal of Boston Society of Civil Engineers, Volume XIX, 1932, pp. 168-209. (Reprinted in Contributions to Soil Mechanics, 1925-1940, Boston Society of Civil Engineers 1940.)

² Casagrande, A., and Fadum, R. E., Notes on Soil Testing for Engineering Purposes, Graduate School of Engineering, Harvard University, 1940, pp. 37-49

2. Rate of consolidation
3. Influence of saturation on consolidation
4. Permeability of the material while under load.

In addition to giving information on these items, the testing equipment has been applied to such specialized problems as soil-expansion studies and the estimating of pore-pressure development. The main purpose of the test and the reason for its development, however, are to permit rational estimates of structure settlement through the determination of consolidation characteristics.

The discussions of consolidation and settlement in this monograph include the description of the standard data obtained by the Bureau's method of test, and general applications of the results to settlement problems. Much of the information has been obtained from a research study of many publications dealing with consolidation problems in the design of various structures; and throughout this paper footnote references are given for the purpose of further study in this subject by the reader when desired. These references are to publications issued prior to August 1951, when the manuscript for this publication was completed.

The reader should bear in mind that, while this monograph is principally concerned with one-dimensional test data, the possibility of shear failure must not be left unobserved. Thus in the design of any foundation it is equally important that (1) the bearing capacity or criterion of shear failure and (2) the settlement be studied.

³ Taylor, D. W., Fundamentals of Soil Mechanics, John Wiley & Sons, New York, 1948, pp. 212-215.

⁴ Lambe, T. W., Soil Testing for Engineers, John Wiley & Sons, New York, 1951, pp. 74-87.

⁵ "One-dimensional Consolidation Test Designation E-13," Earth Manual, Bureau of Reclamation, Denver, 1951.

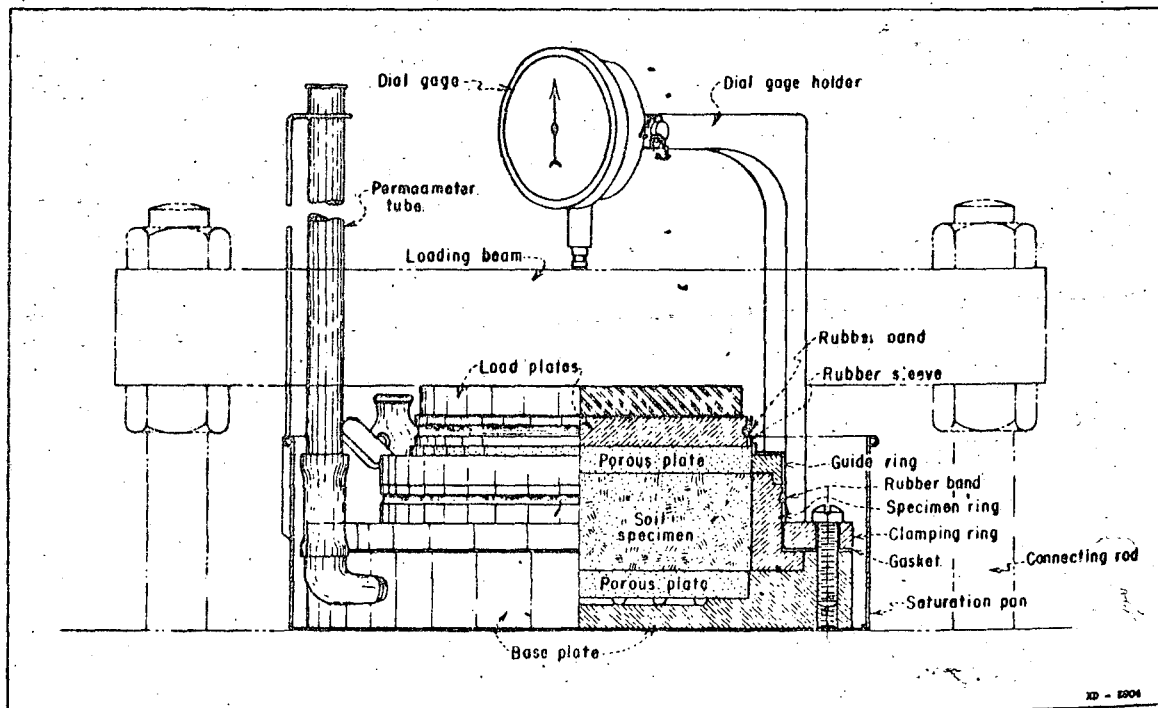
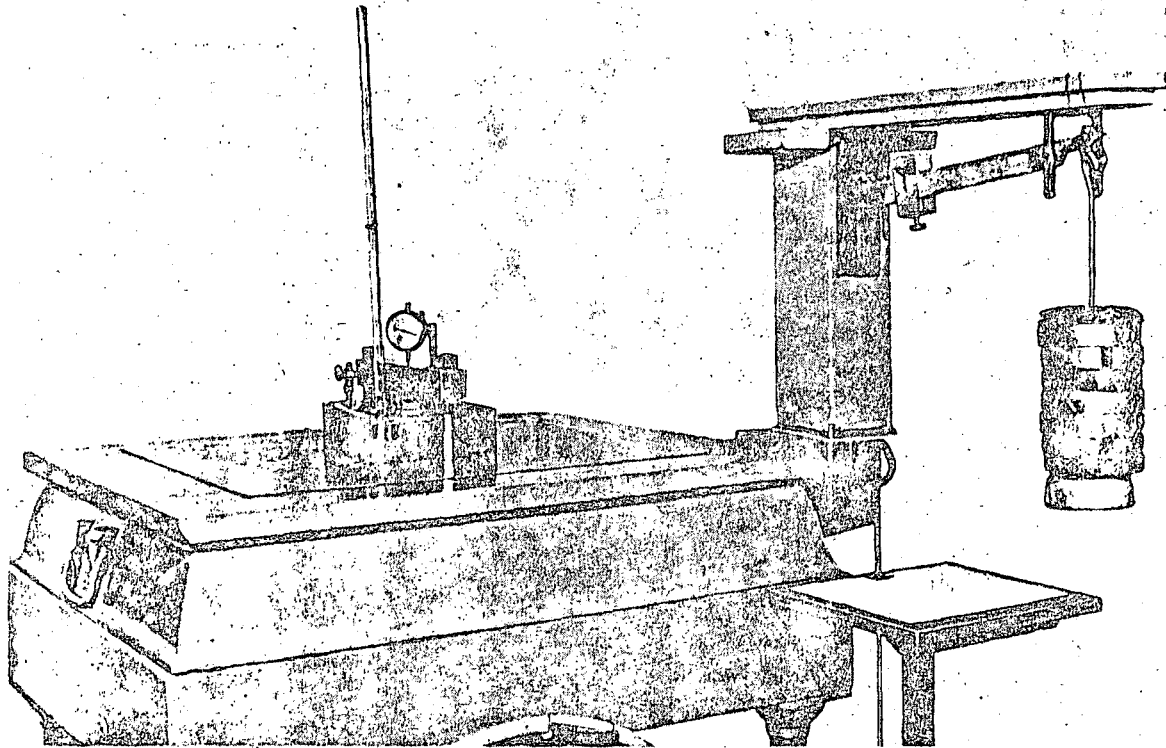


FIGURE 1 - The one-dimensional consolidometer.

DESCRIPTION OF EQUIPMENT, PROCEDURE,

AND DATA

Equipment and Procedure

A photograph and an elevation drawing of the standard consolidation test equipment (one-dimensional consolidometer) are shown in Figure 1. The soil specimen is confined laterally by a rigid ring 4-1/4 inches inside diameter by 1-1/4 inches in depth, and is loaded and drained in the vertical direction. Porous plates at the top and bottom allow moisture and air movements into or out of the specimen. The top porous plate is free to move downward when a load is applied, and the amount of settlement of the specimen is read on a dial gage graduated to 1/10,000 of an inch.

The load is applied in a series of four or more increments, usually 12.5, 25, 50, and 100 percent of the maximum load. Increments of 1.5, 3, 6, 12.5, 25, 50, 100, and 200 percent are recommended when a greater number of increments are desired. The intensities of load to be used depend on the weight of the structure and the overburden pressures that occur in the material, and should be of such values as to include the maximum anticipated pressure on the foundation. Loading the test specimen is performed expeditiously and as accurately as possible to secure readings at such early time intervals as 4, 10, and 20 seconds. The rate of consolidation is obtained by observing the amount of movement

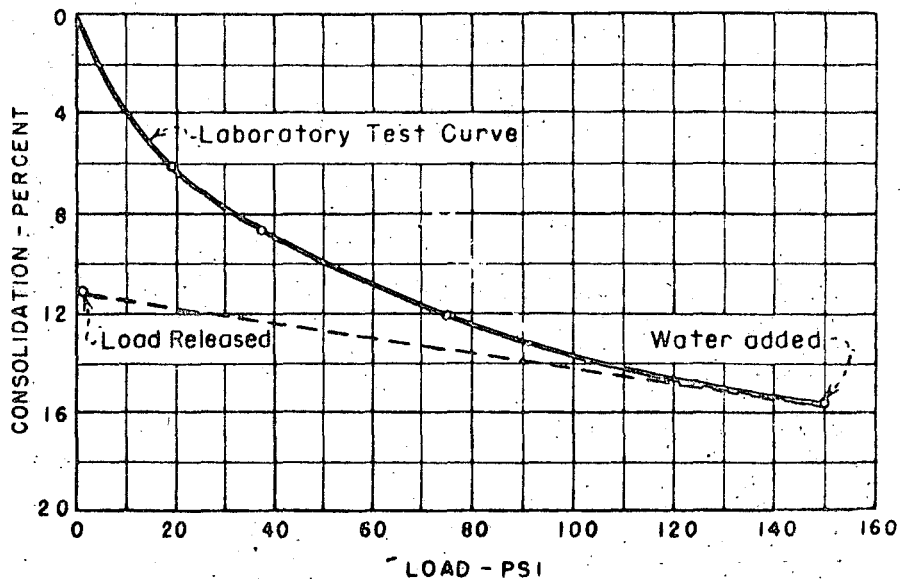
at frequent time intervals until consolidation is complete. The specimen is allowed to consolidate fully under each increment of load so that a final magnitude of consolidation may be observed. (This generally requires from 5 to 24 hours.)

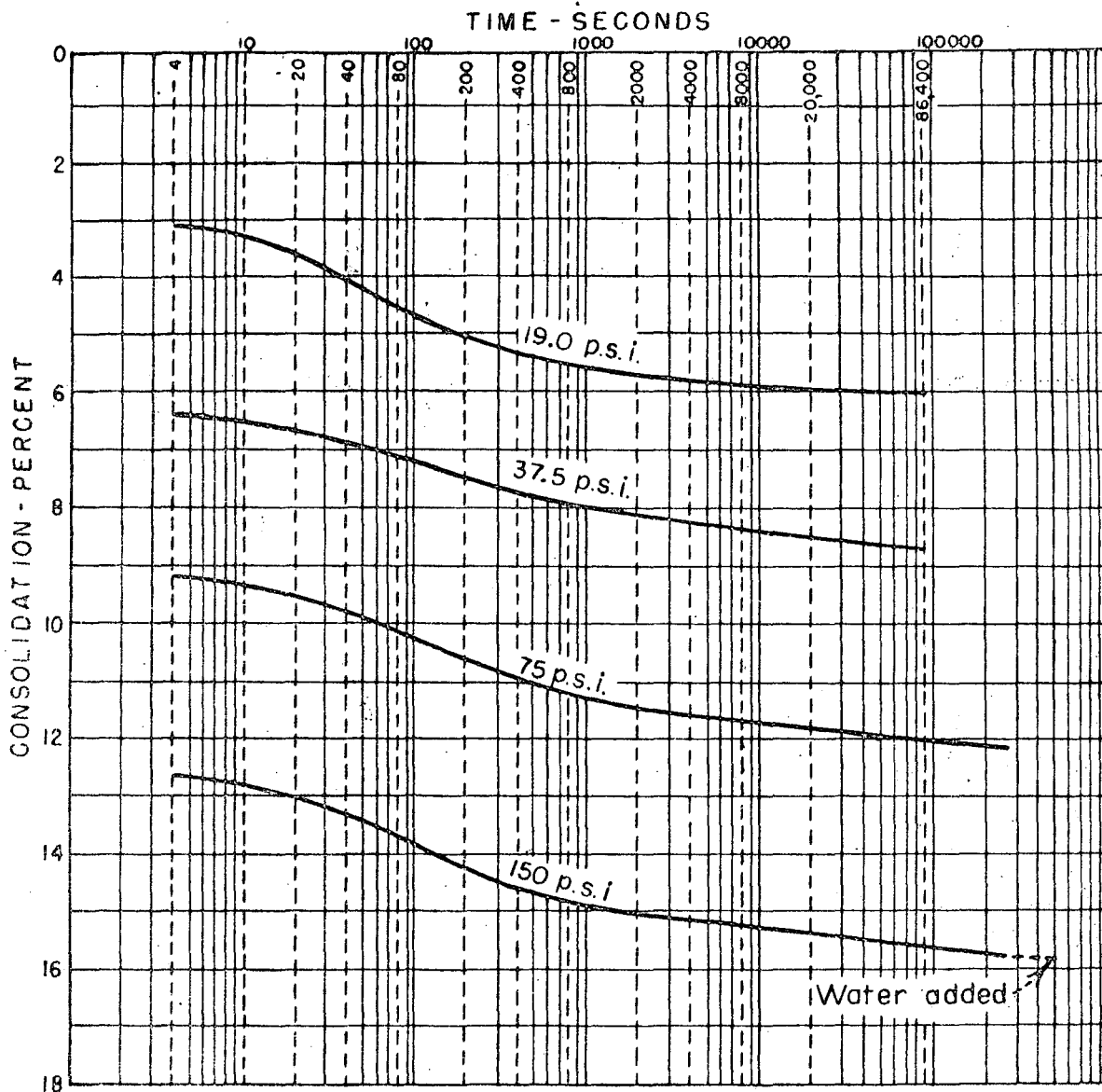
A permeameter tube, attached to the base of the container and leading directly into the bottom porous plate, is provided to saturate the specimen and measure its permeability. The head of water in the tube provides the pressure that causes flow through the soil, and the amount of water flowing through the specimen in any given time interval is measured by the drop in head in the tube. From these data the coefficient of permeability of the soil may be computed for the density or void ratio condition at the time of the test.

Information Obtained From the Test

The general method of plotting test results is shown in Figures 2 and 3. The curves in these figures are plotted on the basis of consolidation in percent of initial volume. They show accurately the consolidation of the test specimen, and give a general indication of the magnitude and rate of settlement which may be expected in the foundation material represented by the specimen.

FIGURE 2 - Load-consolidation test curve for a moist clay. Addition of water after application of final load does not affect consolidation.





Note: The dotted vertical lines represent the time intervals at which readings are usually made for standard tests.

FIGURE 3 - Time--Consolidation test data for each increment of load application.

These curves may show several other characteristics of soil volume change. A sudden downward bend may indicate a breakdown of soil structure at a particular loading, whereas normally the shape of the consolidation curve is concave upward. Figure 2 (load-consolidation curve for a moist clay) shows that the addition of water after application of the final load does not affect consolidation. Yet some soils, such as those tested when they are initially quite dry, may show effects due to saturation that will be indicated by a change in settlement at the

time water is added. This feature is frequently important in arid regions where ordinarily dry soils will eventually become wetted through the operation of hydraulic structures. Another characteristic may be obtained from the load release data. The position of the load release point indicates the amount of the elastic rebound. For an ordinary soil, it will, in general, be only a portion of the total settlement. On the other hand an expansive characteristic is seen in a specimen which rebounds to almost its initial volume or beyond it. Many more

soil characteristics may be derived from this curve as the analyzer becomes familiar with its various shapes.

Figure 3 shows the standard method of presenting the time-consolidation data. These curves are obtained from specimen consolidation readings taken at frequent intervals, and are shown for each increment of load. A general indication of the rate of consolidation may be obtained by visual examination of these curves. The curves of a rapid-consolidating soil will show that practically all of the settlement occurs in a very short time, sometimes in less than four seconds. The delay in settlement of a slow-consolidating soil is indicated by a sloping

curve at later time intervals. Figure 3 is an example of the curves for a moderately slow-consolidating clay; the sloping part of the curves indicates that a major part of the consolidation for the test specimen occurred between 10 and 800 seconds. If this soil were rapid-consolidating the curves would be quite flat or gently sloping within this time interval; the major portion of the consolidation for each increment of load would have occurred near the beginning of the curve or before the 4-second reading.

Information describing the initial and final conditions and the permeability of the test specimens is shown in tabular form as Table 1.

TABLE 1
SUMMARY OF ONE-DIMENSIONAL CONSOLIDATION TEST RESULTS

Sample Identification				Specific gravity	Specimen data-- Initial			Percent consolidation					Specimen data-- maximum load and saturated				
Laboratory sample No.	Field sample No.	Excavation No.	Depth (feet)		Dry density (pcf)	Moisture content (%)	Degree of saturation (%)	19.0 psi	37.5 psi	75.0 psi	150.0 psi	150.0 psi saturated	After rebound from max. load	Dry density (pcf)	Moisture content (%)	Degree of saturation (%)	Percolation rate (ipy)
58	3a	TP-5	41.0-42.0	2.670	90.8	30.2	96.5	6.1	8.7	12.2	15.8	15.8	11.0	107.8	20.5	100.0	0.06

THEORETICAL INTERPRETATION FOR THE
APPLICATION OF TEST DATA

The consolidation-load and consolidation-time data may be studied in greater detail by further analysis of the test curves. A convenient way to study consolidation-load data is to plot void ratio against pressure. This curve may be plotted by arithmetic scales or with the pressure values to a logarithmic scale, depending on the type of material. The usual method is to use a semilogarithmic plot sheet, as in Figures 4 and 5. When using such a plot for clayey soils the recognized theories^{6,7} related to this plotting method are very often helpful.

Load Consolidation

The shape of the consolidation curve for

⁶ Terzaghi, K., and Peck, R. B., Soil Mechanics in Engineering Practice, John Wiley & Sons, New York, 1948, pp. 61-65.

⁷ Taylor, op. cit., pp. 217-219.

a natural clay soil, initially deposited in a very loose condition and gradually loaded with increasing overburden and structural pressures (referred to as normally-loaded soil), has been found to be an approximately straight line on a semilogarithmic plot. It may be represented by the empirical equation,

$$e = e_0 - C_c \text{Log}_{10} \frac{P_0 + \Delta p}{P_0} \dots (1)$$

where

C_c = compression index

e_0 = initial void ratio

P_0 = initial load pressure

Δp = structural pressure

e = final void ratio

The value of C_c indicates the slope of the curve. This straight line is called the field compression or the virgin compression curve.

The method of calculating C_c from a one-dimensional consolidation test curve is described and illustrated in Figure 4. The consolidation curve for a test specimen will always be a recompression curve with the first part having a flatter slope and which curves into the virgin compression curve at a value of pressure approximately equal to a previous maximum loading. (In a normally loaded soil, as described above, this previous maximum loading will be very nearly equal to the present overburden. When soil has been highly preconsolidated by desiccation or by past ice or depositional loads which have since been removed, the previous maximum loading will be larger than the present overburden. Such a soil is spoken of as being "highly preconsolidated" in contrast to a "normally loaded" soil.) The application of such a plot to the typical example is shown in Figure 5. The virgin compression curve has been drawn and the compression index is given at the bottom of the figure.

The settlement of a soil stratum may be calculated in terms of the change in void ratio with the equation

$$S = \frac{e_0 - e}{1 + e_0} H \dots \dots \dots (2)$$

where

S = settlement

e_0 = initial void ratio

e = final void ratio

H = depth of the stratum

By combining this equation with the equation of the virgin compression curve (Equation 1), the settlement of a normally loaded soil may be calculated in terms of the initial void ratio, the compression index, and the change in soil pressure from the present overburden to the overburden plus the structural loading. The combined equation is

$$S = \frac{H}{1 + e_0} C_c \log_{10} \frac{p_0 + \Delta p}{p_0} \dots (3)$$

where

p_0 = overburden pressure

Δp = structural pressure

Equation 2 is applicable to any soil structure in which the initial and final void ratios can be estimated from one-dimensional consolidation test results. Equation 3 is applicable only to a soil stratum that has a consolidation characteristic showing the structural pressures to be in a range described by the virgin compression curve (normally loaded soils). That is, the maximum previous pressure is equal to the present overburden. Soils preconsolidated by greater pressure than the present overburden cannot be analyzed with the compression index and may best be analyzed in terms of estimated initial and final void ratios. Frequently these soils are so firm and dense that the settlement problem is not of sufficient importance to warrant a detailed analysis.

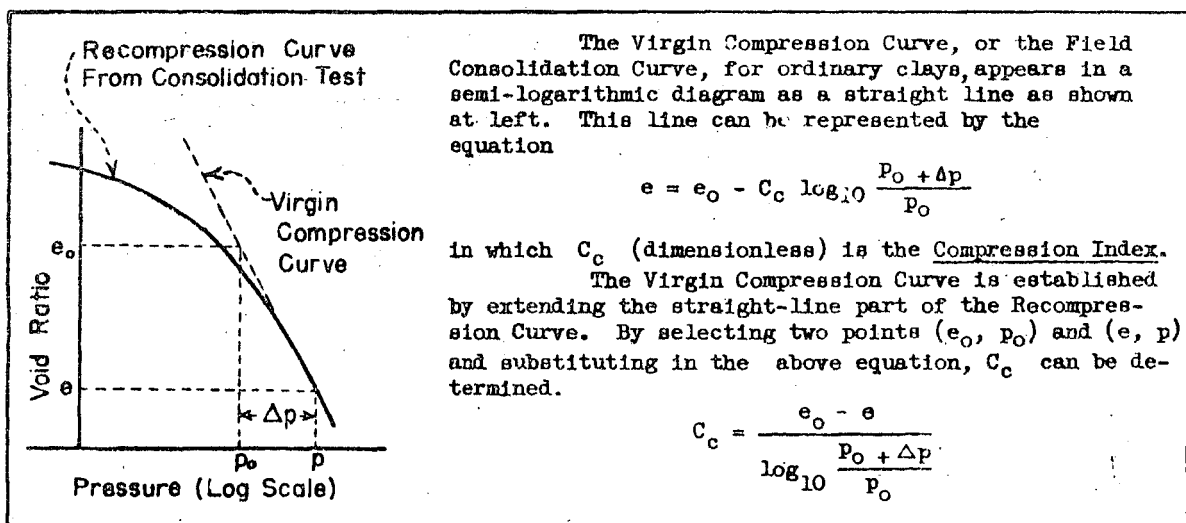


FIGURE 4 - Method of determining the Compression Index, C_c .

Time Consolidation

The time-consolidation data may be studied in greater detail by means of the Terzaghi theory,⁸ which was advanced about 25 years ago and is still quite widely accepted. This theory is based on the time required for the escape of pore water. The most important assumptions for its true application are:

1. The soil is completely saturated.
2. The water and solid constituents of the soil are incompressible.
3. Darcy's law is valid and the coefficient of permeability is constant during a particular loading.
4. The time lag of consolidation is due entirely to the low permeability of the soil.

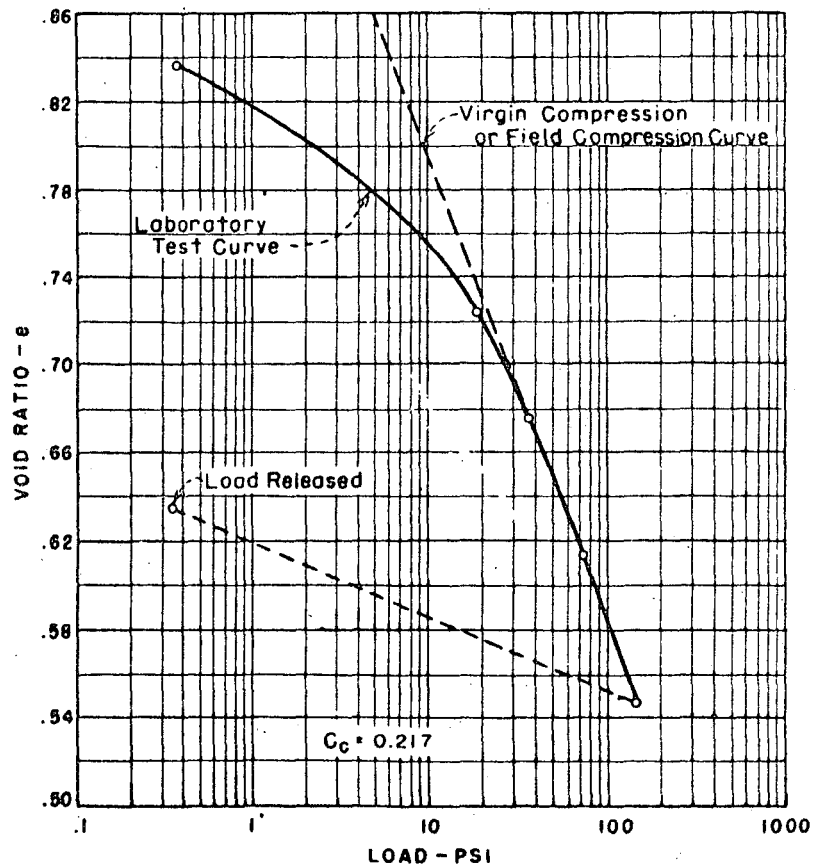
⁸Terzaghi, K., Theoretical Soil Mechanics, John Wiley & Sons, New York, 1943, pp. 285-290.

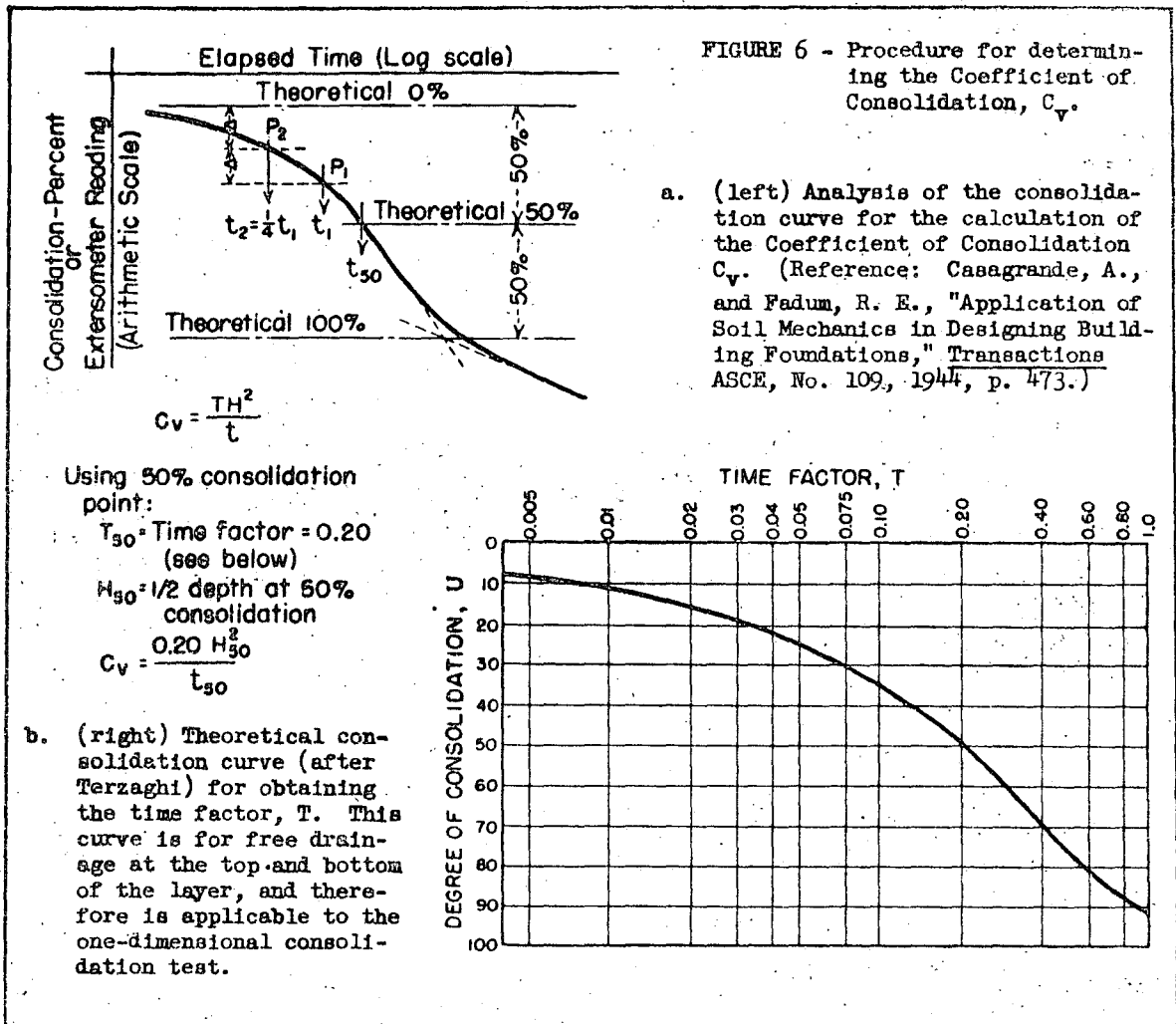
In many of our studies these assumptions will generally be acceptable. Actual applications will most commonly deviate from these in assumptions 1 and 4. That is, natural soils may not be 100 percent saturated and consolidation may be somewhat delayed for reasons other than permeability, such as plastic lag.⁹ The phenomenon of plastic lag is noticeable in the gradual slope of the latter part of the time-consolidation curve (Figure 3). This is referred to as secondary consolidation. The portion of the consolidation which complies with the Terzaghi theory is that represented by the steeper slope and the reverse curvature in Figure 3 and is called the primary consolidation. A large part of the consolidation delay may in most cases be explained by the Terzaghi theory, which permits at least rough estimates of the speed at which settlement will take place. Although the secondary consolidation may appear to be large in the laboratory test on a small specimen, it may not be of serious consequence in the foundation of the structure. The greater time required for primary consolidation in a deep soil stratum of the structure foundation will

⁹ Taylor, op. cit., pp. 243-247.

FIGURE 5 - Determination of the Compression Index for the typical example.

Note: The value of C_c is conveniently obtained by taking the difference in the values of void ratio for one complete logarithmic cycle on the virgin or field compression curve. By doing this, the denominator in the equation in Figure 4 becomes equal to one.





cause the primary consolidation to greatly overshadow the secondary consolidation.

The application of the Terzaghi theory involves the fitting of a theoretical consolidation curve¹⁰ to the laboratory test curve. Based on the fitting of these curves,

¹⁰ The theoretical consolidation curve is a plot of degree of consolidation against a pure number called the time factor, T. The value of T is dependent only on the conditions of loading (shape of the vertical-pressure distribution curve) and the conditions of drainage. Its shape and position on the plot therefore depend on whether the pressure distribution is rectangular, triangular, or trapezoidal, and whether free drainage takes place at both sides of the soil layer or at just one side. The value of T has been developed for these various conditions and is included in the form of curves for convenient use in the time-of-consolidation equations.

a coefficient of consolidation, C_v , is obtained which identifies the characteristics of the rate of consolidation for the laboratory test specimen. The theoretical consolidation curve and procedure for fitting it to the laboratory test curve are described in Figure 3. The equation,

$$C_v = \frac{TH^2}{t} \dots \dots \dots (4)$$

where

T = time factor (for rectangular-shaped pressure distribution and drainage at the top and bottom)

H = greatest distance for pore water to flow for drainage (one-half the specimen height)

t = time for consolidation to take place,

has been developed from the consolidation theory and is used for calculating the value of C_v from the laboratory test results. The application of this equation to the typical example of time-consolidation test curves is shown in Figure 7. Calculations of C_v for the different loading increments are made directly on the standard laboratory plot sheet.

This equation may be applied to the time of settlement in the field in the form

$$t = \frac{TH^2}{C_v} \dots \dots \dots (5)$$

In this case

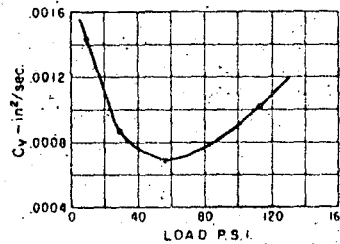
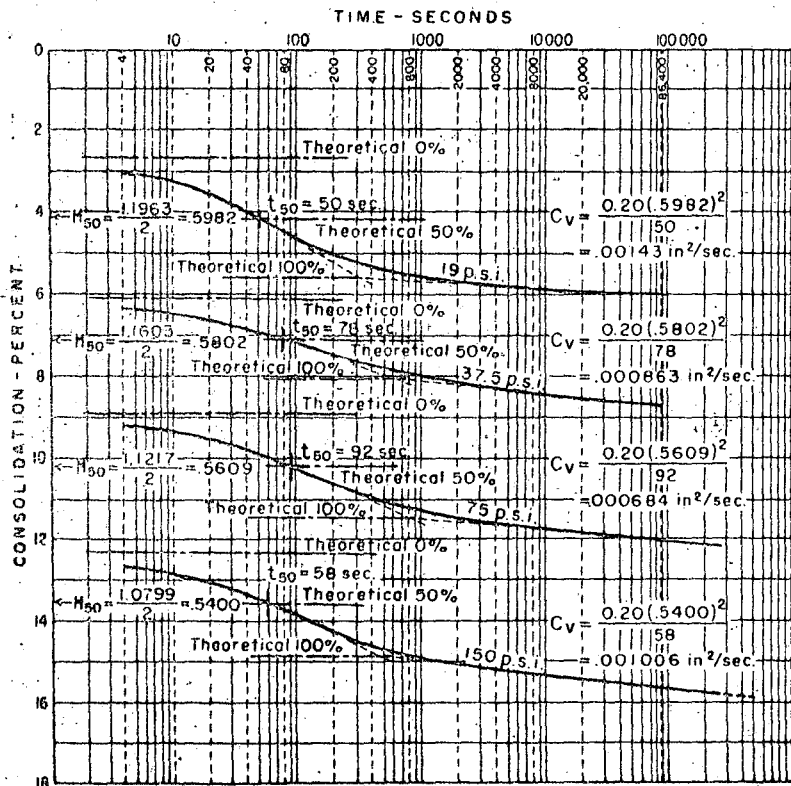
- H = greatest distance for pore water to flow for drainage
- C_v = coefficient of consolidation as obtained from the consolidation test
- T = time factor (dependent on the drainage conditions and the shape of the pressure distribution curve caused by the structure)
- t = time required for settlement.

The reader should note that the time factor or the theoretical curve used for the test specimen is for the special case of uniform pressure (or rectangular distribution of pressure throughout the specimen), complete lateral restraint, and free drainage at the top and the bottom of the specimen. This curve is called Case No. 1, and it applies to several types of pressure distribution for the condition of free drainage at both the top and bottom. When drainage is only on one side, the rectangular pressure distribution is the only one which applies to Case No. 1. The theoretical time-factor curve for Case No. 1 and the various types of pressure distribution that apply to it are shown in Figure 8.

In many cases the conditions of the structure itself will compare to the conditions of the test specimen. The values of C_v and the time factor, T; will be the same for the structure as for the laboratory test, and Equation 4 indicates that the following relation exists:

$$\frac{H_f^2}{t_f} = \frac{H_s^2}{t_s} \dots \dots \dots (6)$$

where



NOTES:
Equation (4) is used for determining C_v .

$$C_v = \frac{TH^2}{t}$$

The values of C_v are plotted for the average pressure between increments.

FIGURE 7 - Determination of the Coefficient of Consolidation, C_v , for the typical example.

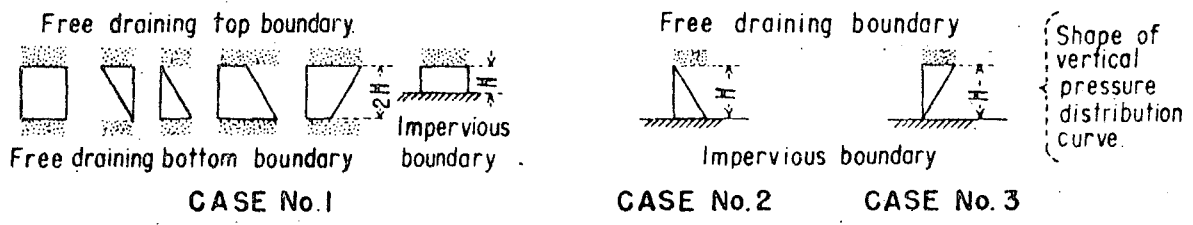
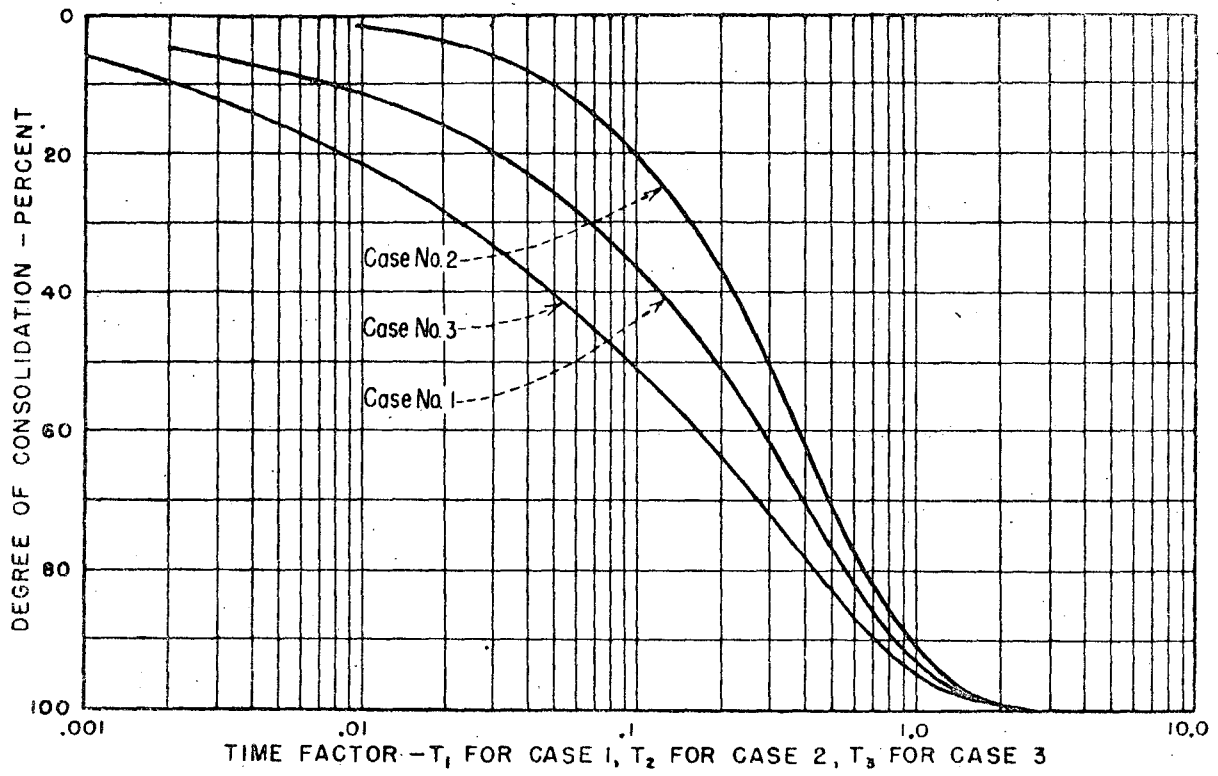


FIGURE 8 - Time factor curves for Cases No. 1, 2, and 3.

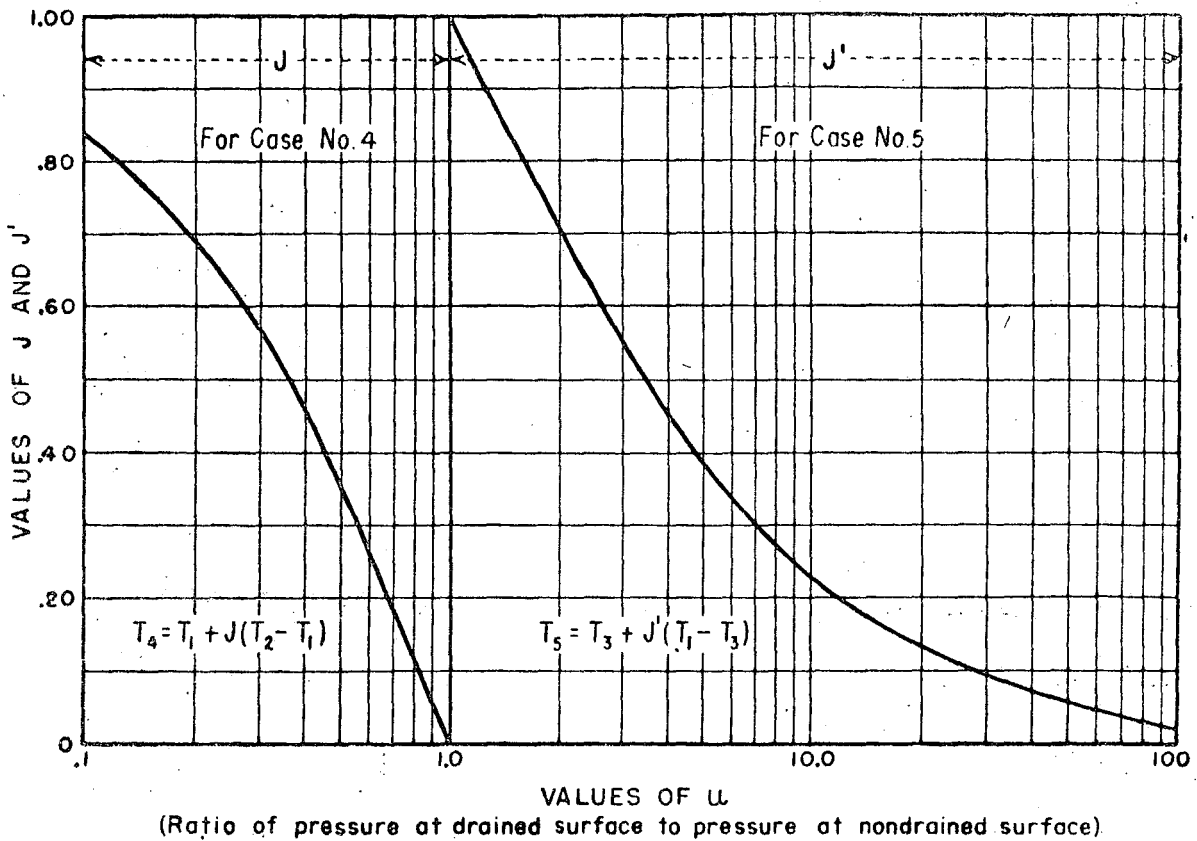
- H_f = thickness (height) of the stratum in the field
- t_f = time of settlement in the field
- H_s = thickness (height) of laboratory specimen
- t_s = time of settlement of laboratory specimen.

If the pressure distribution in the field is rectangular but drainage occurs in one direction only, the relation becomes

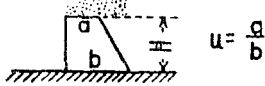
$$\frac{4H_f^2}{t_f} = \frac{H_s^2}{t_s} \dots \dots \dots (7)$$

The many cases where the field stratum does not have drainage at both top and bottom, and pressure distributions are not

rectangular, must be represented by other theoretical time-factor curves. These curves have been developed for straight-line variations in the vertical distribution of pressure; some are triangular and some are trapezoidal in shape. They include Cases No. 2 to 5 and are shown in Figures 8 and 9. Case No. 2, Figure 8, is for zero pressure at the side of the stratum having free drainage, and a distribution of pressure varying in a triangular shape to the side of the stratum having no drainage. Case No. 3, Figure 8, is for zero pressure at the side of the stratum having no drainage, and a distribution of pressure varying in triangular shape to the side of the stratum having free drainage. Case No. 4, Figure 9, is for trapezoidal pressure distribution with the smallest pressure at the side of the stratum having free drainage and the largest pressure at the side having no drainage. Such a condition combines Cases No. 1 and 2. Case No. 5, Figure 9, is for a trapezoidal



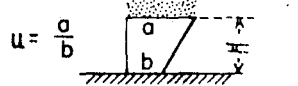
Free draining boundary



Impervious boundary.

CASE No. 4

Free draining boundary



Impervious boundary

CASE No. 5

Shape of vertical pressure distribution curve.

FIGURE 9 - Time factor curves for Cases No. 4 and 5.

pressure distribution with the smallest pressure near the side of the stratum having no drainage and the largest pressure near the side having the free drainage. Such a condition combines Cases No. 1 and 3.

The portion of the consolidation theory involving time of consolidation contains the most cumbersome mathematical derivations of the entire theory. These derivations are fully carried out in many soil mechanics texts and articles on consolidation.^{11,12,13}

¹¹ Terzaghi, op. cit., pp. 285-290.

It is intended here to show only the theoretical consolidation data in curve form for the purpose of making practical applications to settlement studies.

¹² Taylor, op. cit., pp. 220-234.

¹³ Palmer, L. A., and Barber, E. S., "The Theory of Soil Consolidation and Testing of Foundation Soils," Public Roads, Volume 18, No. 1, March 1937, pp. 1-20.

LIMITATIONS OF THE ONE-DIMENSIONAL
CONSOLIDATION TEST

As seen in the descriptions of the apparatus and the testing procedure, the one-dimensional consolidation test represents the settlement of a soil structure that has total lateral restraint, and in which there is drainage only in the vertical direction. It is quite apparent that these conditions are not truly comparable to the conditions found in most foundations. The degree of reliance to be placed on settlement studies based on this type of test depends on how nearly the foundation conditions will approach those of the test specimen. In any event, sound reasoning is necessary to make the best application of the data. In general, it is felt that the actual structural loading most comparable to the laboratory test loading is that exerted on a compressible stratum at relatively great depth and of fine material of finite thickness, and which is bounded above and below by dense free-draining materials. In order for the consolidating load to be uniform over a reasonably large portion of the stratum, the structural loading would have to cover a rather large surface area.

The laboratory testing equipment, primarily intended for use in the study of the consolidation of clays, limits the grain size to minus No. 4 (4.75 mm diameter). Actually, the maximum grain size should be considerably smaller than No. 4 for best results in estimating settlement.

It has been found by experiment that gravelly material reduces consolidation.¹⁴

¹⁴ Gibbs, Harold J., "The Effect of Rock Content and Placement Density on

Not only do the gravel particles replace compressible soil, but there is a definite indication that particle interference of the gravel reduces the consolidation of the fine material. This reduction in consolidation becomes more pronounced as the rock content becomes greater. Although this effect does occur with small rock contents, in general it is believed that the effect is only slight for rock contents less than 25 percent.

In the case of a settlement study for a stratum near the surface and for a small loaded area, lateral bulging may be of considerable importance. Under these conditions the soil would not have complete lateral confinement and much settlement may be attributed to the shifting of material and not to consolidation. Figure 10 is a diagrammatic sketch that illustrates the action of the settlement of a loaded area.¹⁵ The solid lines below the footing represent an idealized pressure bulb or zone within which appreciable stresses are caused by the structural loading on the footing. The displaced positions of these lines are shown by the dashed lines with the magnitude of change considerably exaggerated. If the settlement is caused principally by the squeezing out of the soil from under the loaded area, the zone and the element shown in the center of the zone are distorted with little change in

Consolidation and Related Pore Pressure in Embankment Construction," *Proceedings ASTM*, Volume 50, 1950, pp. 1343-1360.

¹⁵ Taylor, op. cit., p. 570.

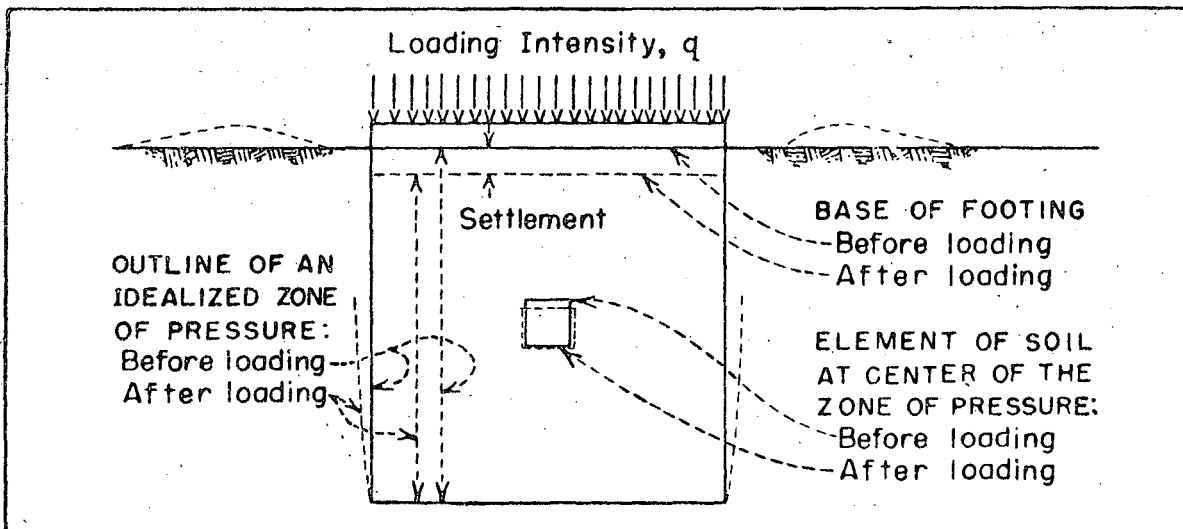


FIGURE 10 - Movements caused by loading.

volume. But if the settlement is due mainly to the consolidation of the soil, the changes in position of horizontal lines would be those of settling, while the shifting of the vertical lines would be considerably less.

The shearing resistance of the material largely governs the lateral bulging property of a foundation. Factors that may contribute to lateral shifting of material include footings at shallow depths, footings resting on material of low shearing resistance, and footings of small area. The design criteria for such conditions are generally governed

by shear values and may be analyzed with "bearing capacity" equations.¹⁶ On the other hand, structures having deep footings, or structures having extensive loaded areas, or both, are less likely to fail in shear and are more likely to have consolidation as the governing factor. To such structures the consolidation test data are applicable. The data are also applicable when the compressible stratum is at greater depth, but still within the effect of pressure from the loading.

¹⁶ Terzaghi, op. cit., pp. 118-136.

DETERMINATION OF THE PRESSURE DISTRIBUTION
BELOW A LOADED AREA

As a first step toward applying the one-dimensional consolidation test data to a settlement analysis, it is necessary to estimate the pressures in the foundation caused by the proposed structural loading and the present overburden. Several theories have been developed for obtaining pressure distribution due to structural loading. A theory that has shown fairly reliable results and has been given perhaps the greatest recognition in soil mechanics literature is that of Boussinesq. The original Boussinesq equations¹⁷ describe the stress condition below the horizontal surface of a semi-infinite elastic solid under a point load at the surface. The development of these equations, although long and involved, is based on the fundamental theories of elasticity. To apply them to a foundation study it is necessary to assume that the condition of a soil foundation material is that of a semi-infinite elastic solid. This assumption is difficult to conceive for a material such as soil, but a number of experiments by such investigators^{18,19} as Kogler, Scheidig, Enger, and Faber, indicate that the elastic theory can at least be used for estimating soil pressures:

The elastic theories given by the Boussinesq equations are most applicable to clay materials. For more sandy materials, soil pressures become more concentrated, causing larger pressures at greater depth. An attempt has been made to adjust the Boussinesq equations empirically to fit the cases of varying types of material. This approach has been discussed by Cummings, and references to the work of Frohlich and others are given in his paper.²⁰ The theory involves an adjustment in the Boussinesq formula by changing the value of a constant called the "concentration factor." An example of how this factor is applied is as follows:

The Boussinesq equation for the vertical pressures caused by a concentrated load at the surface of a semi-infinite elastic solid is

$$\sigma_z = \frac{NP}{2\pi} \frac{z^N}{R^{(N+2)}} \dots \dots \dots (8)$$

where

σ_z = vertical pressure at the point in question

P = concentrated load at the surface

Z = depth of the point in question

¹⁷ Boussinesq, J., "Application des Potentials a l'Etude de l'Equilibre et du Mouvement des Solides Elastiques," Gauthier-Billard, Paris, 1885. (The derivation is given on pp. 328-331 of Theory of Elasticity by S. Timoshenko, McGraw-Hill, New York, 1934.)

¹⁸ "Soil Mechanics Fact Finding Survey," Progress Report, Triaxial Shear Research and Pressure Distribution Studies on Soils, Waterways Experiment Station.

Vicksburg, Mississippi, April 1947.

¹⁹ Cummings, A. E., "Distribution of Stresses under a Foundation," Transactions ASCE, Vol. 101, 1936, p. 1072.

²⁰ Ibid.

R = distance of the point in question from the location of the concentrated load

N = concentration factor

When the value of N is taken as 3, the formula becomes the original Boussinesq equation and is applicable to a clayey type of material. A value of 6 is recommended when the material is a sand. The idea of a concentration factor is not frequently used, probably due to the complexity of handling, but recent literature has indicated that use of such a factor may increase in the future.

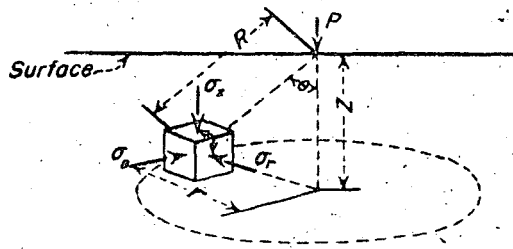
The Boussinesq equations have been developed for both horizontal and vertical stresses. The vertical-stress equations are the only ones used, since the horizontal-stress equations include the elastic constant of Poisson's ratio and are not recommended for soils. These equations have been developed by Newmark into tables and charts^{21,22} for convenient use. These charts are based on a concentration factor of 3. The Waterways Experiment Station²³ has prepared charts for other concentration factors similar to those shown by Newmark for a factor of 3.

Equation 8 above is the Boussinesq equation as it is applied to soil foundations. For a concentration factor of N = 3, which is considered applicable to clays but less applicable to sands, this equation becomes

$$\begin{aligned} \sigma_z &= \frac{3P Z^3}{2\pi R^5} \\ &= \frac{3P}{2\pi Z^2} \frac{1}{\left[1 + \left(\frac{r}{Z}\right)^2\right]^{5/2}} \dots (9) \end{aligned}$$

The coordinate system for illustrating

this equation is shown below:



Since nearly all loads in practical problems are not point loads but are spread over an area, this equation must be converted to a system of analysis applicable to loaded areas. This may be done by dividing a loaded area into small rectangles (usually of a size such that the ratio of the depth considered to the width of the loaded area is greater than 2) and summarizing the results of all areas by treating them as individual concentrated loads.

A more convenient method of determining pressure distribution under loaded areas is with charts²⁴ and tables^{24,25} prepared for application to uniform loads. These charts and tables are the basis for estimating pressures in the examples shown in this monograph. Charts are generally more convenient for irregularly shaped areas, tables more convenient for simple and regularly shaped areas.

Because of space limitations, such other stress distribution theories as those developed by Westergaard,^{26,27} Pickett,²⁸ and Burmister²⁹ cannot be discussed in detail

²⁵ Terzaghi, op. cit., Appendix, pp. 484-487.

²⁶ Westergaard, H. M., "A Problem of Elasticity Suggested by A Problem in Soil Mechanics: Soft Material Reinforced by Numerous Strong Horizontal Sheets," Contributions to the Mechanics of Solids, Stephen Timoshenko 60th Anniversary Volume, MacMillan, New York, 1938, pp. 268-277.

²⁷ Taylor, op. cit., pp. 250-266.

²⁸ Pickett, Gerald, "Stress Distribution in a Loaded Soil with Some Rigid Boundaries," Highway Research Board Proceedings, Vol. 18, Part II, 1938, pp. 35-48.

²⁹ Burmister, D. M., "The Theory of Stresses and Displacements in Layered Systems and Application to Design of Airport Runways," Highway Research Board Proceedings, Vol. 23, 1943, pp. 126-148.

²¹ Newmark, N. M., Simplified Computation of Vertical Pressures in Elastic Foundations, Circular 24, 1935, and Influence Charts for Computation of Stresses in Elastic Foundations, Bulletin 338, 1942, Engineering Experiment Station, University of Illinois.

²² Terzaghi and Peck, op.cit., pp. 201-207.

²³ "Soil Mechanics Fact Finding Survey," Progress Report Triaxial Shear Research and Pressure Distribution Studies on Soils, Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississippi, April 1947, p. 198.

²⁴ Newmark, op. cit.

here. Almost all are based on the theory of elasticity or some related theory. The Boussinesq equations are reviewed in greater detail because convenient charts and tables based on these equations are readily available in literature well known to foundation engineers.

The following analyses demonstrate the use of the Boussinesq equations in calculating stresses below a loaded area for a simple

example of an area 40 feet square under a uniform load of 50 pounds per square inch (7,200 pounds per square foot):

Pressure distribution using the Boussinesq equation--Figure 11 (page 19).

Pressure distribution using Newmark's chart--Figure 12 (page 20).

Pressure distribution using Newmark's tables--Figure 13 (page 21).

EXAMPLE OF SETTLEMENT ANALYSIS

A prediction of the amount of settlement can be obtained after the soil characteristics have been determined and the pressure distribution below the loaded area resulting from the structural loading has been estimated.

For a simple example of a foundation condition, let it be assumed that the foundation and loaded area are as shown in the sketch at the bottom of the page.

In this example it is assumed that the upper dense, firm, sandy clay and the lower dense sand are sufficiently incompressible to be unimportant in contributing to the settlement. For this reason the examples of settlement analyses which follow are confined to the compressible clay stratum.

There are two general methods of settlement calculations:

1. Equation 2 (shown previously)

$$S = \frac{e_0 - e}{1 + e_0} H$$

*Note: The loading of 58.7 psi was used for this example so that the resulting load will be 50 psi (same as in pressure examples) after accounting for the required excavation.

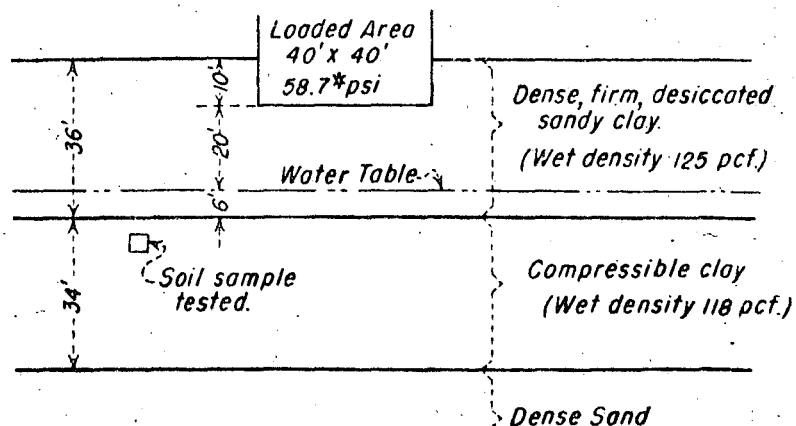
2. Equation 3 (shown previously)

$$S = \frac{H}{1 + e_0} C_c \text{Log}_{10} \frac{p_0 + \Delta p}{p_0}$$

The first method is shown in Figure 14 (page 22) and the second method is shown in Figure 15 (page 23).

For the purpose of a demonstration problem the area is considered to have a loading of 58.7 psi. It will be noted in the sketch below that this loaded area is placed at a depth of 10 feet. Thus, when the excavation was made, a loading of 10 feet of overburden was removed. For a wet density of 125 pcf this excavated load amounts to $125 \times 10/144 = 8.7$ psi.

When excavations are made the removal of overburden must be taken into account. If the removed overburden load is relatively small in comparison with the structural load it may be accounted for by subtraction from the structural load to be placed back on the foundation. In many cases it may be very large in relation to the structural load.



The removal of overburden has often been used as a means of reducing the potential settlement by excavating large basements so that the overburden load removed is equal to or greater than the structural load put back on the soil.³⁰ This is called "floating" the structure. If an analysis of settlement is made for such a case the study will be confined to the recompression portion of the test curve and the situation becomes similar to that of placing a structure on a preconsolidated soil. As the excavation occurs the soil will have a slight rebound or expansion and subsequently will have a slight recompression when the structural load is replaced. In many instances where this condition is encountered a detailed analysis may not be warranted for the same reason that preconsolidated soils frequently do not warrant such an analysis.

In the illustrated example the removal of overburden is considered to be relatively small in comparison with the structural loading, and is merely subtracted from the structural loading. This leaves an effective structural loading of 50 psi, which is the load used in the previously discussed pressure distribution demonstrations.

Another important consideration in the interpretation of overburden pressures is the buoyant effect on material below the water table. A good discussion of this is given by Terzaghi and Peck.³¹ It is referred to as hydrostatic uplift and submerged unit weight. The relationship for submerged unit weight is

$$\gamma' = \gamma - \gamma_w$$

where

γ' = submerged unit weight

γ = wet density of the material

³⁰ Casagrande, A., and Fadum, R. E., "Application of Soil Mechanics in Designing Building Foundations," *Transactions ASCE*, Vol. 109, 1944, pp. 383-416.

³¹ Terzaghi and Peck, op. cit., pp. 51-55.

γ_w = unit weight of water (62.4 pcf)

In calculating the overburden pressure distribution, the pressure increases with depth according to the relation γz (where z equals change in depth). When the water table is reached, the relation becomes $(\gamma - \gamma_w) z$. As different strata are reached and densities change, the value of γ changes accordingly. The calculated overburden pressures are shown at right center in Figure 14 for the assumed conditions of the example.

By plotting the structural pressure (the average structural pressure in the example) as an added pressure to the overburden, as shown at right center in Figure 14, the working pressures for a settlement analysis are obtained. When the pressure distribution is curved, the general practice is to divide the compressible stratum into sufficient increments to permit fairly accurate settlement estimates for each increment, and then to make a summation of these for the total settlement.

Figures 14 and 15 are settlement calculations by different methods but for the same conditions of loading and soil characteristics as determined from the laboratory tests. Figure 14 demonstrates the use of Equation 2 and Figure 15 the use of Equation 3. For simplicity in demonstrating the calculations, the results of only one laboratory test are used in each example. In an actual problem it is advisable to have several tests at varying depths; the additional tests improve the accuracy of the final estimate. Only when the material is normally loaded can the results of a single test give a reliable settlement estimate.

In the example in Figure 14, estimates of the initial and final void ratios for each increment of depth are obtained directly from the laboratory test curve; in Figure 15 the data are obtained from the virgin compression curve. While appearing to be representative of a normally loaded soil, the laboratory test curve is slightly lower than the virgin compression curve in the range of structural loading. As a result the estimate of settlement in Figure 14 is slightly lower in value than the estimate in Figure 15.

EXAMPLE OF TIME-OF-CONSOLIDATION ANALYSIS

Figure 16 (page 24) demonstrates the time-of-consolidation calculation for the illustrated example. In the upper left corner

of the figure the laboratory test data from Figure 7 are shown, and in the upper right corner the overburden and structural pres-

sure distribution from Figure 14 are shown. Although the pressure distribution is slightly curved, it can be considered trapezoidal in shape with an average pressure of 42 psi. At this pressure the laboratory test data give a coefficient of consolidation, C_v , of 0.00075 in²/sec.

Since the stratum above the compressible stratum is a sandy clay and the stratum below is a dense sand, it is first assumed that drainage takes place on each side of the compressible fat-clay stratum. This is the situation of Case No. 1. It is also assumed that the load is applied rapidly in relation to the time required to reach total consolidation. The solution then becomes that of Equation 5.

$$t \text{ (hr)} = \frac{T_1 H^2}{C_v}$$

where

T_1 = time factor for Case No. 1
(various values obtained from Figure 8)

H = one-half depth of stratum in inches (or the maximum distance for drainage)

C_v = coefficient of consolidation in in²/hr.

A demonstration of Equation 6 is of interest, since drainage on both sides of the stratum is the condition of Case No. 1 and compares to the action of the laboratory test specimen. In Figure 7 the nearest laboratory test curve that compares to the structural loading is that for the 37.5 psi increment. In this increment the laboratory test curve reached 50 percent consolidation in 78 seconds and the depth of the laboratory specimen is 1.1603 inches. Then, by Equation 6,

$$\frac{(34)^2}{t_f} = \frac{(1.1603/12)^2}{78/3600}$$

t_f = time of settlement in the field = 2665 hours

This compares to 3082 hours shown in the table in Figure 16 for Case No. 1. The difference is due to the fact that the average pressure used in Figure 16 was 42 psi whereas the nearest laboratory test curve was for 37.5 psi pressure.

As a second demonstration in Figure 16, assume that the upper stratum is of a different material than that previously shown and does not permit drainage at the top of the compressible stratum. Drainage is therefore permitted only into the dense sand below and the situation becomes that of Case No. 4, a combination of Cases No. 1 and 2. The time factor, T_4 , is solved with the curves in Figures 8 and 9, and the equation,

$$T_4 = T_1 + J(T_2 - T_1)$$

where

T_4 = time factor for Case No. 4

T_2 = time factor for Case No. 2

T_1 = time factor for Case No. 1

J = factor obtained from Figure 9.

The time of consolidation is obtained from Equation 5,

$$t = \frac{T_4 H^2}{C_v}$$

where

H = the total depth since drainage is only in one direction.

The solution is shown at the bottom in Figure 16.

A comparison of the time of settlement for the structure with the time of settlement as determined in the laboratory test cannot be made in this case with Equation 6 or 7, because the structural load distribution is trapezoidal and the time factors are not the same in the two cases.

CLOSING DISCUSSION

The examples presented in this monograph are considerably simplified and are intended only to demonstrate the tools which are available for making settlement esti-

mates. More frequently than not, actual structures will be more complicated and the application of these tools will be more complex.

A structure will frequently have odd-shaped foundations and loads that are not evenly distributed. In such cases it may be desirable to analyze pressure and settlement at various points under the structure instead of for an over-all average. The strata contributing to settlement may vary in thickness, a further reason for making analyses at various points. Such conditions contribute to differences in settlement throughout the structure (called differential settlement) which may be far more serious than the total average settlement. Differential settlement is the cause of cracking and unexpected stresses in structures and changes in alignment of moving machinery; but uniform settlement, even though substantial, may not seriously harm a structure.

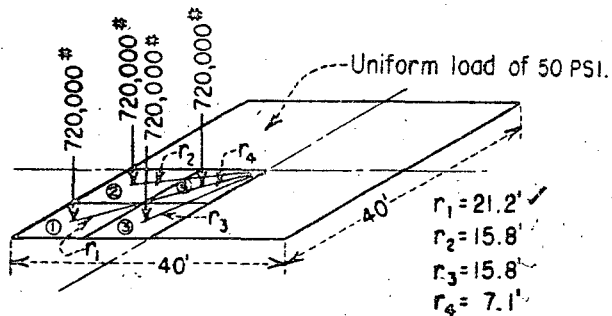
A foundation is frequently made up of a series of footings so closely spaced that the pressure effect of one footing overlaps those of adjoining footings, and the pressures of all footings should be considered. This is easily handled by dealing with scale drawings of all footings and using the pressure chart as in Figure 12. Close footings under a structure of large area may have a pressure effect on a deep stratum similar to that of the entire building acting as a single spread footing. In this case it is advisable to analyze the structure as a whole instead of each footing separately.

In an analysis of laboratory data it is always important to consider the laboratory test as a recompression of the undisturbed material. When the laboratory specimen was removed from the ground the overburden pressures were removed from it. Thus the percentage of consolidation occurring in the laboratory specimen is not the same as that

occurring in the foundation itself. The theoretical interpretation of consolidation presented in this monograph is a tool by which a laboratory test may be used in making an estimate of the amount of settlement in the foundation. The method of analyzing the effect of present and past overburden pressures is common practice among most soil mechanics authorities.

Accuracy in estimating the amount of settlement is improved if a large number of samples are tested. Samples at various depths are particularly important, as less dependence will need to be placed on theoretical effects of preconsolidation and existing overburden pressures. Numerous samples at the same elevation but at different locations are not nearly so valuable, although they serve to indicate the consistency of characteristics in a particular stratum.

The time-of-consolidation theories are long and involved and generally consume a major amount of space in most articles on consolidation. Since time analyses are not so frequently required as analyses on the amount of settlement, the space devoted to time studies has been kept to a minimum. In the examples it is assumed that the structure is constructed so rapidly that settlement during construction is small in comparison with that occurring after construction. Very often the construction period may be sufficiently long to allow a considerable amount of settlement to occur as the structure is built. For more precise estimates on the time of settlement, the construction period should be correlated with time of consolidation by considering the load to be built up in periodic stages until construction is complete.

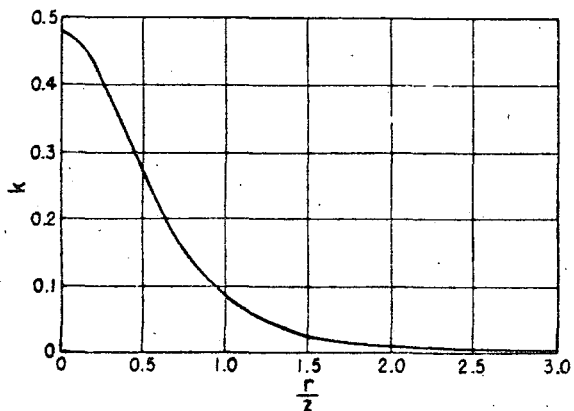


LOADING CONDITION

BOUSSINESQ'S EQUATION

$$\sigma_z = k \frac{P}{z^2}$$

$$k = \frac{3}{2\pi} \frac{1}{\left[1 + \left(\frac{r}{z}\right)^2\right]^{5/2}}$$

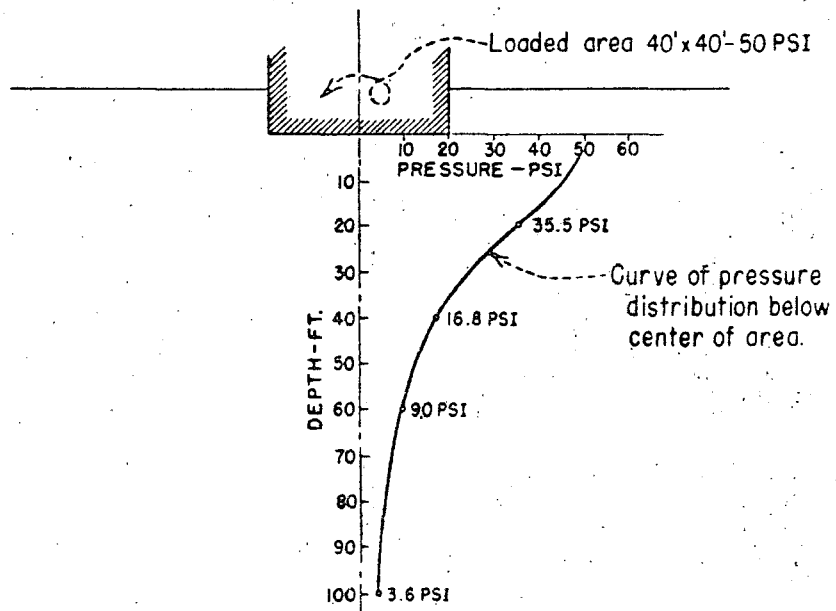


GRAPH FOR DETERMINATION OF K IN ABOVE EQUATION

TABLE OF COMPUTATION FOR PRESSURES BELOW THE CENTER OF THE AREA

DEPTH FT.	AREA ①	AREA ②	AREA ③	AREA ④	P/z^2 PSF	PRESSURES - BY AREAS				TOT. σ_z FOR 1/4 AREA PSF	TOT. σ_z PSF
	r/z K	r/z K	r/z K	r/z K		AREA ① PSF	AREA ② PSF	AREA ③ PSF	AREA ④ PSF		
0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	50
20	1.06 0.07	0.79 0.14	0.79 0.14	0.35 0.36	1800	126	252	252	648	1278	5112 35.5
40	0.53 0.35	0.40 0.26	0.40 0.33	0.18 0.44	450	112	148	148	198	606	2424 16.8
60	0.36 0.21	0.40 0.16	0.40 0.16	0.46 0.07	200	72	80	80	92	324	1296 9.0
100	0.43	0.45	0.45	0.47	72	31	32	32	34	129	516 3.6

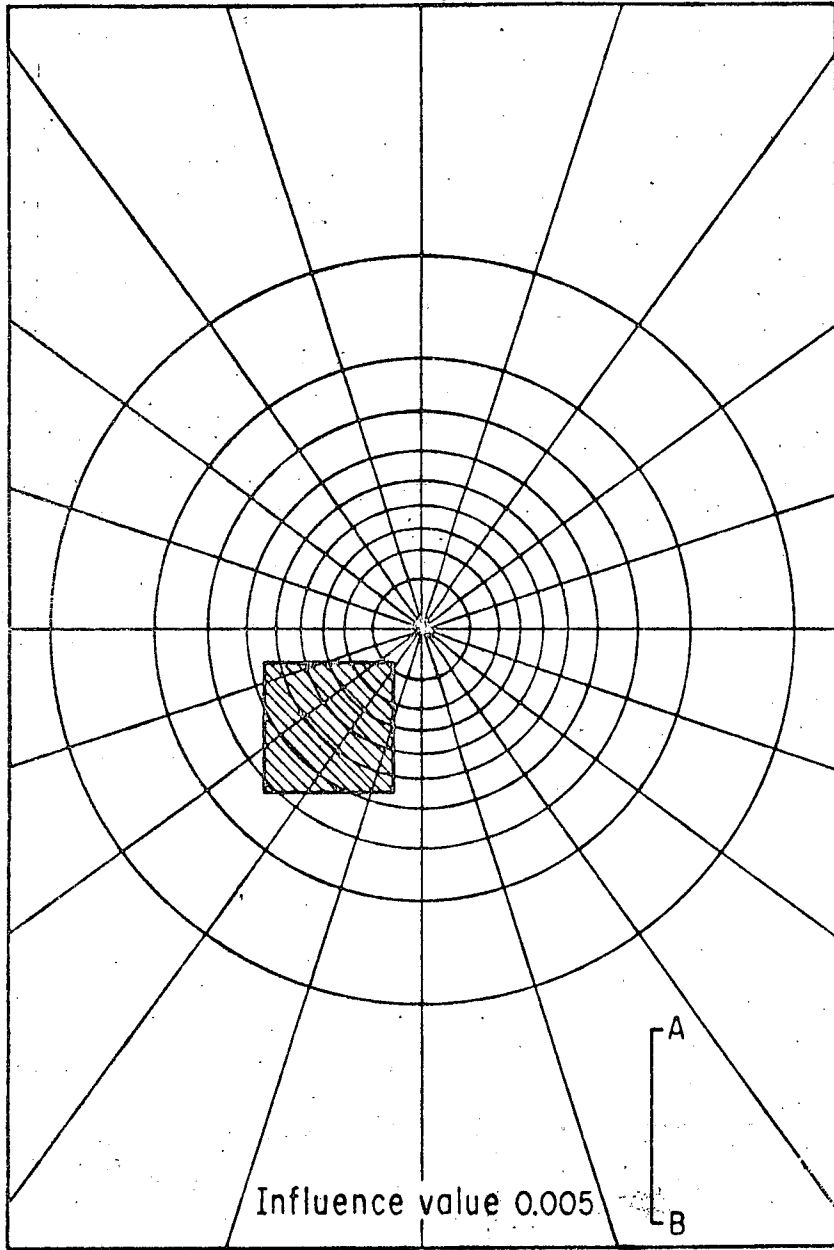
NOTE: Similar computations can be made at other locations below the area.



VERTICAL PRESSURE DISTRIBUTION BELOW THE CENTER OF THE AREA

NEWMARK'S CHART FOR DETERMINING PRESSURE BELOW A LOADED AREA

AREA DRAWN TO SCALE FOR VARIOUS DEPTHS
(See example calculation)



After N.M. Newmark

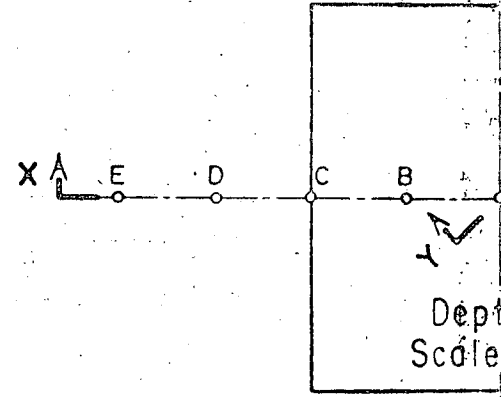


TABLE FOR PRESSURES

LOCATION OF POINT	DEPTH	
	NO. OF SQUARES	PRESSURE
(A) Center	138.5	3.82
(B) 10' Left	124.6	3.32
(C) 20' Left	79.4	2.12
(D) 30' Left	31.8	0.82
(E) 40' Left	11.0	0.29
(B) 14' Diagonally	111.0	2.92
(C) Corner	46.0	1.22
(D) 42' Diagonally	9.0	0.24
(E) 56' Diagonally	3.0	0.08

EXAMPLE CALCULATION:

Given: Load of 50 p.s.i. on area 40' x 40'.
 Find: Vertical pressure 60' below point D'.
 Procedure: Draw area to scale such that distance AB on chart equals 60'. Place area over chart such that point of interest (D') is at center of chart. Count squares covered by area (shaded on chart for this example). Number of squares = 15.3.
 Then: Pressure = 15.3 x influence value x 50 p.s.i.
 = 15.3 x 0.005 x 50 = 3.82 (ans.)



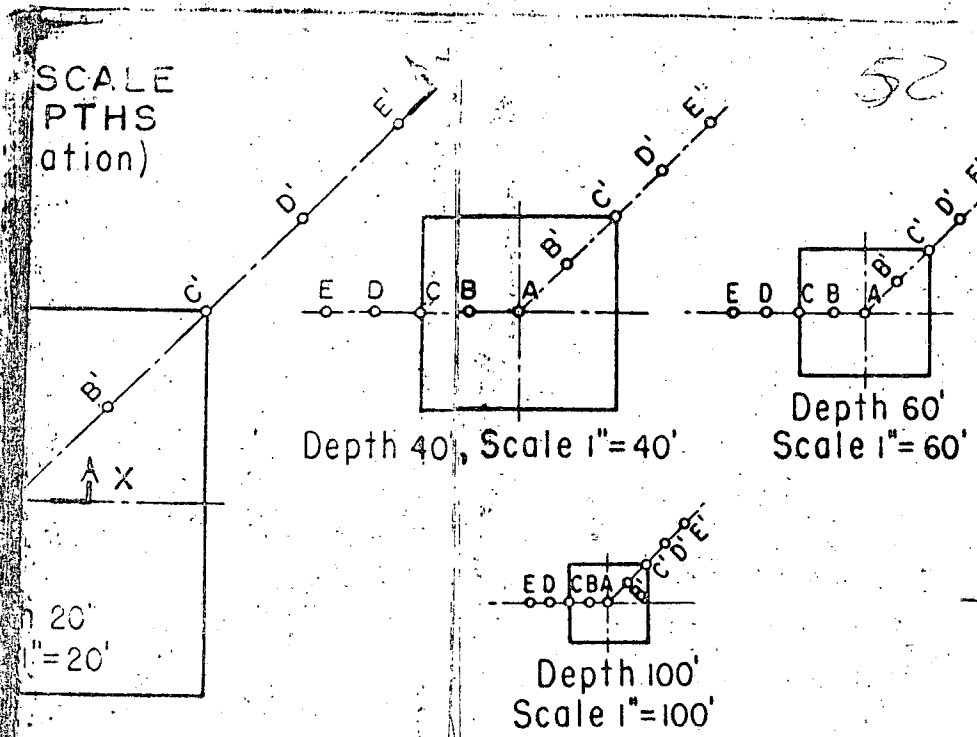
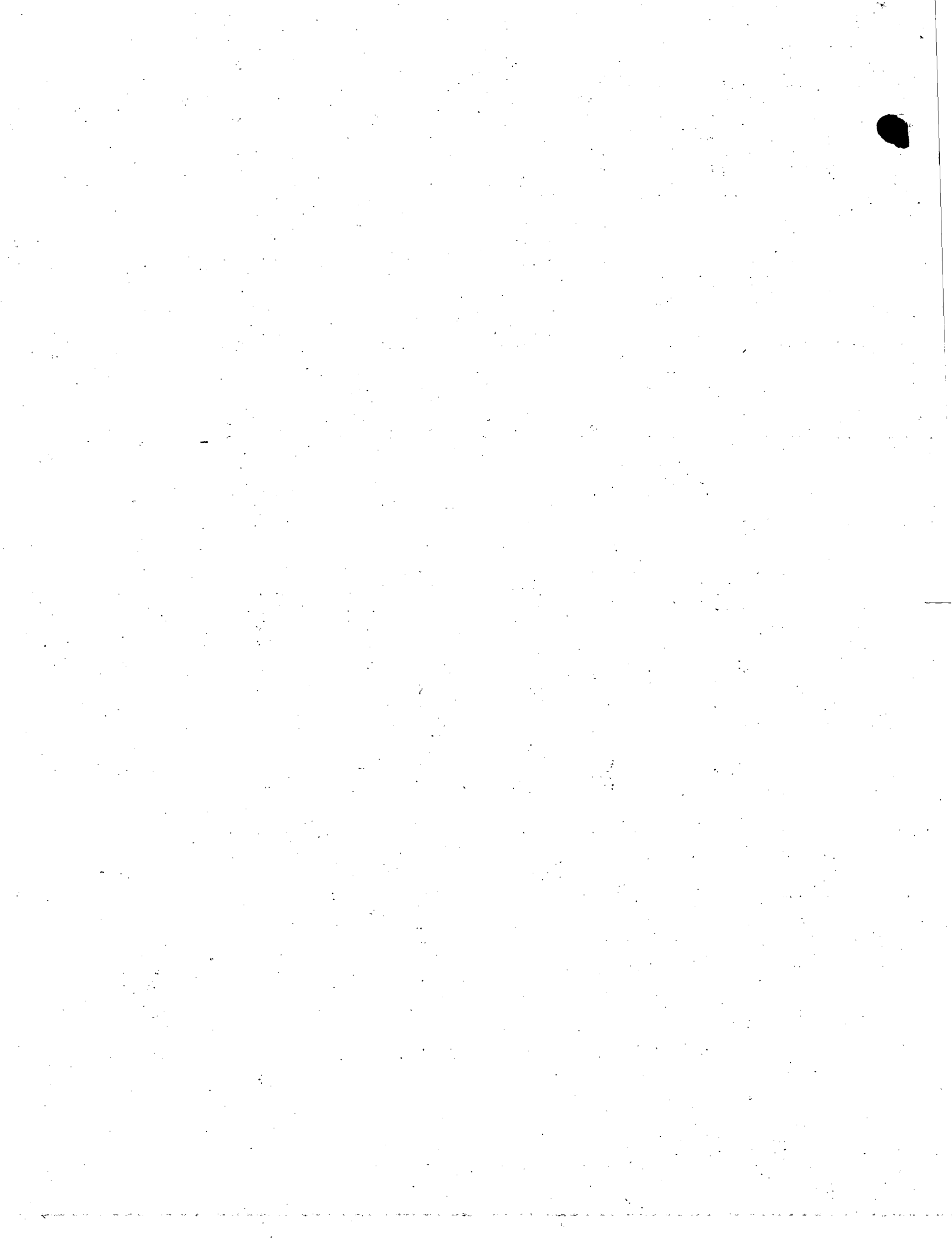


TABLE OF COMPUTATION
BELOW AREA 40'x40' WITH 50 P.S.I. LOAD

DEPTH	DEPTH 40'		DEPTH 60'		DEPTH 100'	
	NO. OF SQUARES	P.S.I. PRESSURE	NO. OF SQUARES	P.S.I. PRESSURE	NO. OF SQUARES	P.S.I. PRESSURE
4.6	69.3	17.3	35.6	8.9	16.0	4.0
5.1	63.0	15.7	33.2	8.3	14.2	3.6
5.8	48.0	12.0	28.6	7.2	12.6	3.2
6.0	31.8	8.0	20.6	5.2	11.0	2.8
6.8	18.4	4.6	16.8	4.2	9.6	2.4
7.8	62.0	15.5	31.0	7.8	12.5	3.1
8.5	35.0	8.8	24.5	6.1	12.0	3.0
9.3	18.0	4.5	15.3	3.8	9.0	2.3
10.0	7.0	1.8	9.0	2.3	6.5	1.6

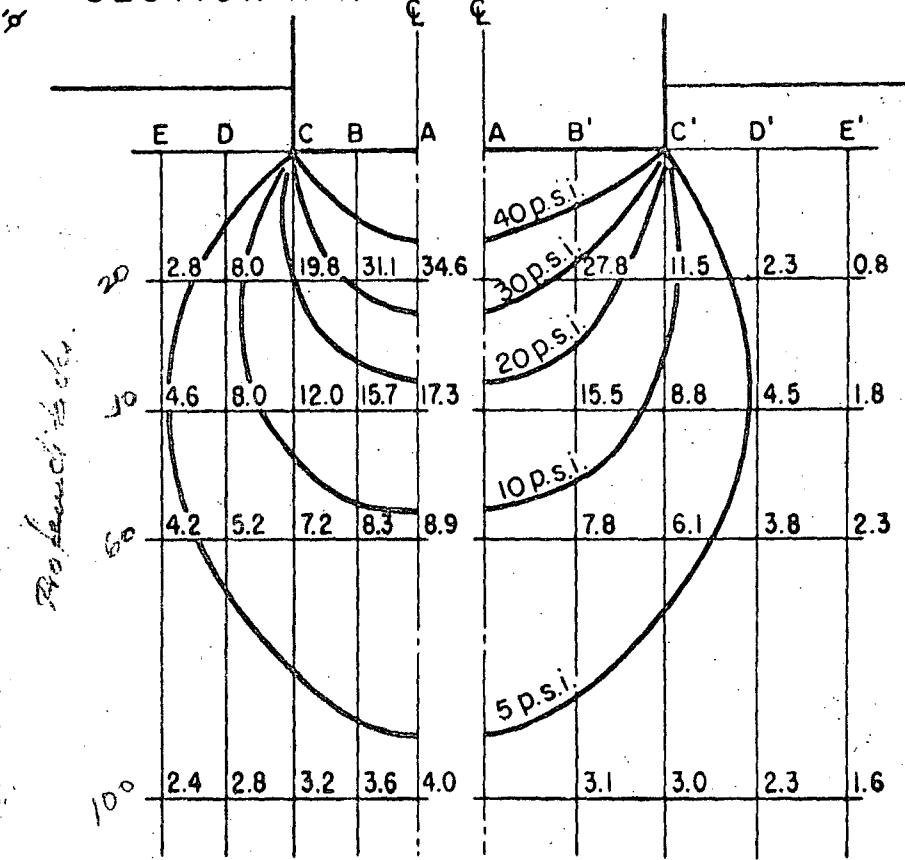


53

PRESSURE CONTOURS BELOW AREA

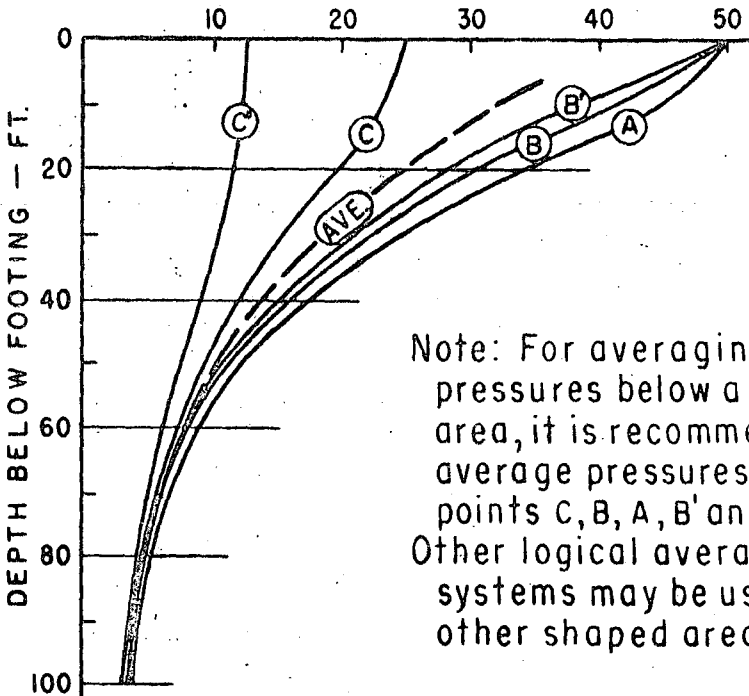
SECTION X-X

SECTION Y-Y



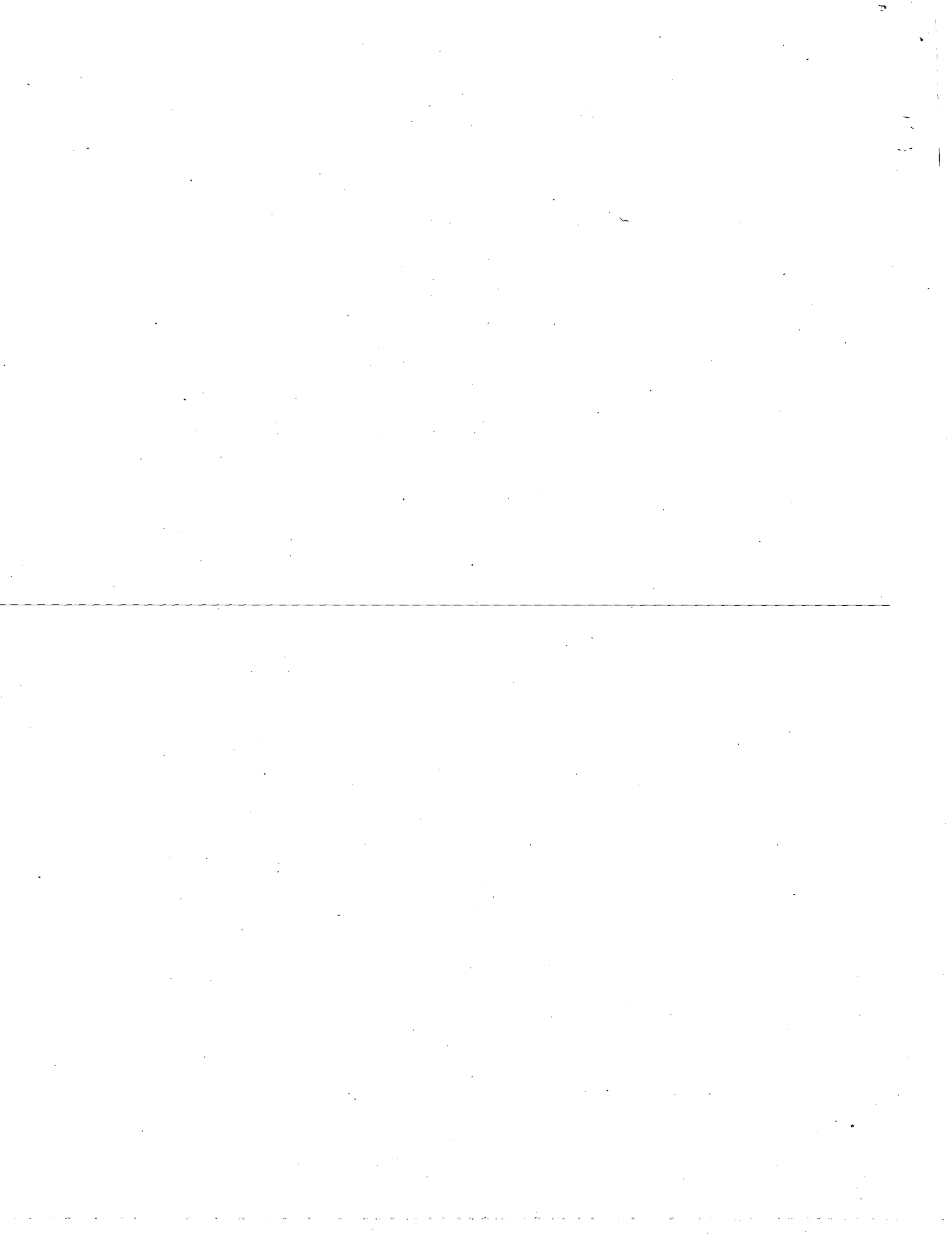
AVERAGE PRESSURE DISTRIBUTION

PRESSURE BELOW POINTS - P.S.I.



Note: For averaging the pressures below a square area, it is recommended to average pressures below points C, B, A, B' and C'. Other logical averaging systems may be used for other shaped areas.

FIGURE 12 - Pressure distribution by Newmark's Chart.



	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.5	3.0	4.0	6.0	8.0	10.0	...
0.1	0.0000	0.0001	0.0001	0.0002	0.0003	0.0004	0.0006	0.0008	0.0010	0.0013	0.0016	0.0020	0.0025	0.0030	0.0035	0.0040	0.0045	0.0050	0.0055	0.0060	0.0065	0.0070	0.0075
0.2	0.0001	0.0002	0.0003	0.0004	0.0006	0.0008	0.0010	0.0013	0.0016	0.0020	0.0025	0.0030	0.0035	0.0040	0.0045	0.0050	0.0055	0.0060	0.0065	0.0070	0.0075	0.0080	0.0085
0.3	0.0002	0.0003	0.0004	0.0006	0.0008	0.0010	0.0013	0.0016	0.0020	0.0025	0.0030	0.0035	0.0040	0.0045	0.0050	0.0055	0.0060	0.0065	0.0070	0.0075	0.0080	0.0085	0.0090
0.4	0.0003	0.0004	0.0006	0.0008	0.0010	0.0013	0.0016	0.0020	0.0025	0.0030	0.0035	0.0040	0.0045	0.0050	0.0055	0.0060	0.0065	0.0070	0.0075	0.0080	0.0085	0.0090	0.0095
0.5	0.0004	0.0006	0.0008	0.0010	0.0013	0.0016	0.0020	0.0025	0.0030	0.0035	0.0040	0.0045	0.0050	0.0055	0.0060	0.0065	0.0070	0.0075	0.0080	0.0085	0.0090	0.0095	0.0100
0.6	0.0006	0.0008	0.0010	0.0013	0.0016	0.0020	0.0025	0.0030	0.0035	0.0040	0.0045	0.0050	0.0055	0.0060	0.0065	0.0070	0.0075	0.0080	0.0085	0.0090	0.0095	0.0100	0.0105
0.7	0.0008	0.0010	0.0013	0.0016	0.0020	0.0025	0.0030	0.0035	0.0040	0.0045	0.0050	0.0055	0.0060	0.0065	0.0070	0.0075	0.0080	0.0085	0.0090	0.0095	0.0100	0.0105	0.0110
0.8	0.0010	0.0013	0.0016	0.0020	0.0025	0.0030	0.0035	0.0040	0.0045	0.0050	0.0055	0.0060	0.0065	0.0070	0.0075	0.0080	0.0085	0.0090	0.0095	0.0100	0.0105	0.0110	0.0115
0.9	0.0013	0.0016	0.0020	0.0025	0.0030	0.0035	0.0040	0.0045	0.0050	0.0055	0.0060	0.0065	0.0070	0.0075	0.0080	0.0085	0.0090	0.0095	0.0100	0.0105	0.0110	0.0115	0.0120
1.0	0.0016	0.0020	0.0025	0.0030	0.0035	0.0040	0.0045	0.0050	0.0055	0.0060	0.0065	0.0070	0.0075	0.0080	0.0085	0.0090	0.0095	0.0100	0.0105	0.0110	0.0115	0.0120	0.0125
1.2	0.0020	0.0025	0.0030	0.0035	0.0040	0.0045	0.0050	0.0055	0.0060	0.0065	0.0070	0.0075	0.0080	0.0085	0.0090	0.0095	0.0100	0.0105	0.0110	0.0115	0.0120	0.0125	0.0130
1.4	0.0025	0.0030	0.0035	0.0040	0.0045	0.0050	0.0055	0.0060	0.0065	0.0070	0.0075	0.0080	0.0085	0.0090	0.0095	0.0100	0.0105	0.0110	0.0115	0.0120	0.0125	0.0130	0.0135
1.6	0.0030	0.0035	0.0040	0.0045	0.0050	0.0055	0.0060	0.0065	0.0070	0.0075	0.0080	0.0085	0.0090	0.0095	0.0100	0.0105	0.0110	0.0115	0.0120	0.0125	0.0130	0.0135	0.0140
1.8	0.0035	0.0040	0.0045	0.0050	0.0055	0.0060	0.0065	0.0070	0.0075	0.0080	0.0085	0.0090	0.0095	0.0100	0.0105	0.0110	0.0115	0.0120	0.0125	0.0130	0.0135	0.0140	0.0145
2.0	0.0040	0.0045	0.0050	0.0055	0.0060	0.0065	0.0070	0.0075	0.0080	0.0085	0.0090	0.0095	0.0100	0.0105	0.0110	0.0115	0.0120	0.0125	0.0130	0.0135	0.0140	0.0145	0.0150
2.5	0.0050	0.0055	0.0060	0.0065	0.0070	0.0075	0.0080	0.0085	0.0090	0.0095	0.0100	0.0105	0.0110	0.0115	0.0120	0.0125	0.0130	0.0135	0.0140	0.0145	0.0150	0.0155	0.0160
3.0	0.0060	0.0065	0.0070	0.0075	0.0080	0.0085	0.0090	0.0095	0.0100	0.0105	0.0110	0.0115	0.0120	0.0125	0.0130	0.0135	0.0140	0.0145	0.0150	0.0155	0.0160	0.0165	0.0170
4.0	0.0075	0.0080	0.0085	0.0090	0.0095	0.0100	0.0105	0.0110	0.0115	0.0120	0.0125	0.0130	0.0135	0.0140	0.0145	0.0150	0.0155	0.0160	0.0165	0.0170	0.0175	0.0180	0.0185
6.0	0.0110	0.0115	0.0120	0.0125	0.0130	0.0135	0.0140	0.0145	0.0150	0.0155	0.0160	0.0165	0.0170	0.0175	0.0180	0.0185	0.0190	0.0195	0.0200	0.0205	0.0210	0.0215	0.0220
8.0	0.0140	0.0145	0.0150	0.0155	0.0160	0.0165	0.0170	0.0175	0.0180	0.0185	0.0190	0.0195	0.0200	0.0205	0.0210	0.0215	0.0220	0.0225	0.0230	0.0235	0.0240	0.0245	0.0250
10.0	0.0170	0.0175	0.0180	0.0185	0.0190	0.0195	0.0200	0.0205	0.0210	0.0215	0.0220	0.0225	0.0230	0.0235	0.0240	0.0245	0.0250	0.0255	0.0260	0.0265	0.0270	0.0275	0.0280
12.0	0.0200	0.0205	0.0210	0.0215	0.0220	0.0225	0.0230	0.0235	0.0240	0.0245	0.0250	0.0255	0.0260	0.0265	0.0270	0.0275	0.0280	0.0285	0.0290	0.0295	0.0300	0.0305	0.0310
14.0	0.0230	0.0235	0.0240	0.0245	0.0250	0.0255	0.0260	0.0265	0.0270	0.0275	0.0280	0.0285	0.0290	0.0295	0.0300	0.0305	0.0310	0.0315	0.0320	0.0325	0.0330	0.0335	0.0340
16.0	0.0260	0.0265	0.0270	0.0275	0.0280	0.0285	0.0290	0.0295	0.0300	0.0305	0.0310	0.0315	0.0320	0.0325	0.0330	0.0335	0.0340	0.0345	0.0350	0.0355	0.0360	0.0365	0.0370
18.0	0.0290	0.0295	0.0300	0.0305	0.0310	0.0315	0.0320	0.0325	0.0330	0.0335	0.0340	0.0345	0.0350	0.0355	0.0360	0.0365	0.0370	0.0375	0.0380	0.0385	0.0390	0.0395	0.0400
20.0	0.0320	0.0325	0.0330	0.0335	0.0340	0.0345	0.0350	0.0355	0.0360	0.0365	0.0370	0.0375	0.0380	0.0385	0.0390	0.0395	0.0400	0.0405	0.0410	0.0415	0.0420	0.0425	0.0430

This table gives the pressure below the corner of a rectangular area having a loading of one unit pressure per unit area. The value "m" is the ratio of one side of the area to the depth considered, and "n" is the ratio of the other side to the depth considered.

The pressure below any point in the area may be obtained by dividing the area into rectangles, each having a corner at the point and summing up the pressures due to the rectangles.

(Reference: Terzaghi, K., Theoretical Soil Mechanics, J. Wiley and Sons, New York, 1943, pages 484-487.)

TABLE OF COMPUTATION

Z ₁ - FT. DEPTH	m	n	σ_z / p	σ_z PSI	4 σ_z	
	x ₁ / Z ₁	y ₁ / Z ₁				
0	∞	∞	0.25	12.5	50.0	
20	1	1	0.17522	8.76	35.0	
40	.5	.5	0.08403	4.20	16.8	
60	.33	.33	0.04427	2.21	8.9	
100	.20	.20	0.01790	0.90	3.6	
Z ₂ - FT. DEPTH	m	n	σ_z / p	σ_z PSI	2 σ_z	TOTAL
	x ₂ / Z ₂	y ₂ / Z ₂				
0	∞	∞	0.25	12.5	25.0	50.0
20	1.5	1.0	.19342	9.67	19.3	31.3
	0.5	1.0	.12018	6.01	12.0	
40	0.75	0.5	.10688	5.34	10.7	15.4
	0.25	0.5	.04730	2.36	4.7	
60	0.5	0.33	.06099	3.05	6.1	8.5
	0.17	0.33	.02404	1.20	2.4	
100	0.3	0.2	.02585	1.29	2.6	3.5
	0.1	0.2	.00917	0.46	0.9	
Z ₃ - FT. DEPTH	m	n	σ_z / p	σ_z PSI	2 σ_z	TOTAL
	x ₃ / Z ₃	y ₃ / Z ₃				
0	∞	∞	0.25	12.5	25.0	50.0
20	2.0	1.0	0.19994	10.00	20.0	31.3
40	1.0	0.5	0.12018	6.01	12.0	15.4
60	0.67	0.33	0.07301	3.65	7.3	8.5
100	0.40	0.20	0.03280	1.64	3.3	3.5

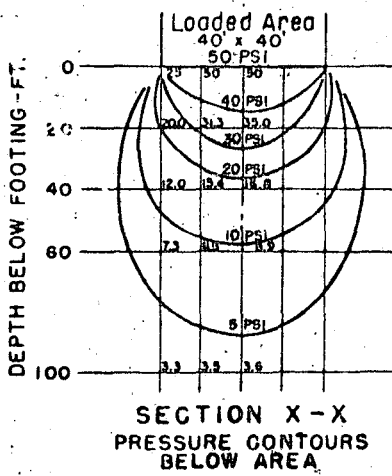
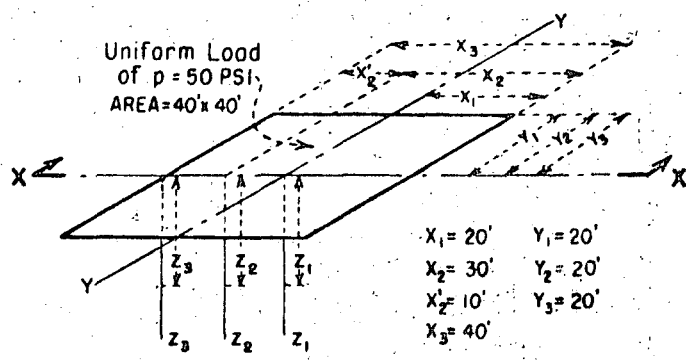
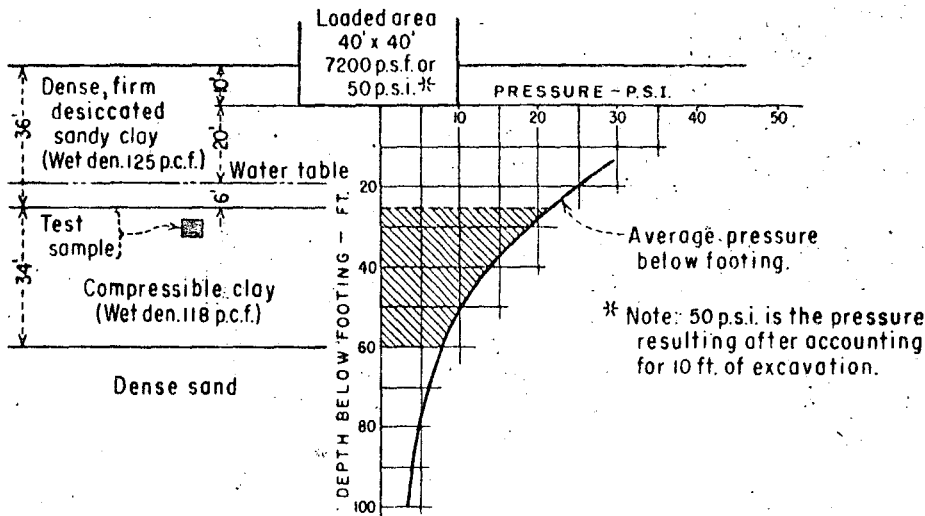
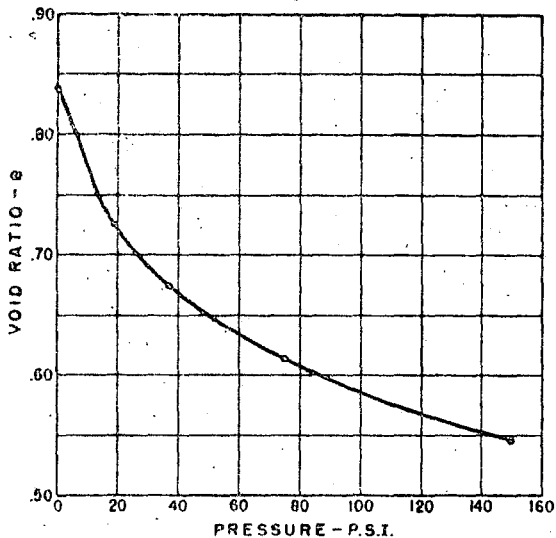


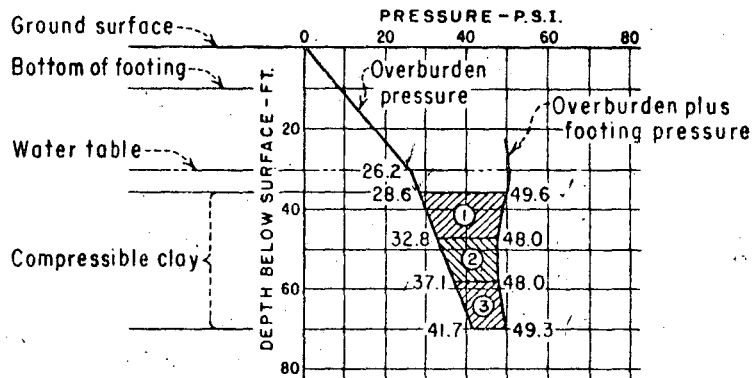
FIGURE 13 - Pressure distribution by Newmark's Table.



AVERAGE VERTICAL PRESSURE DISTRIBUTION
(FROM FIGURE 12)



LABORATORY TEST CURVE



OVERBURDEN AND STRUCTURAL PRESSURE DISTRIBUTION

① At $p_0 = 28.6, e_0 = .694$ At $p = 49.6, e = .651$
 Depth At $p_0 = 32.8, e_0 = .686$ At $p = 48.0, e = .652$
 36'-47' Ave. $e_0 = .690$ Ave. $e = .652$

$$S = 11 \frac{.690 - .652}{1.690} = .247 \text{ ft.}$$

② At $p_0 = 32.8, e_0 = .686$ At $p = 48.0, e = .652$
 Depth At $p_0 = 37.1, e_0 = .674$ At $p = 48.0, e = .652$
 47'-58' Ave. $e_0 = .680$ Ave. $e = .652$

$$S = 11 \frac{.680 - .652}{1.680} = .183 \text{ ft.}$$

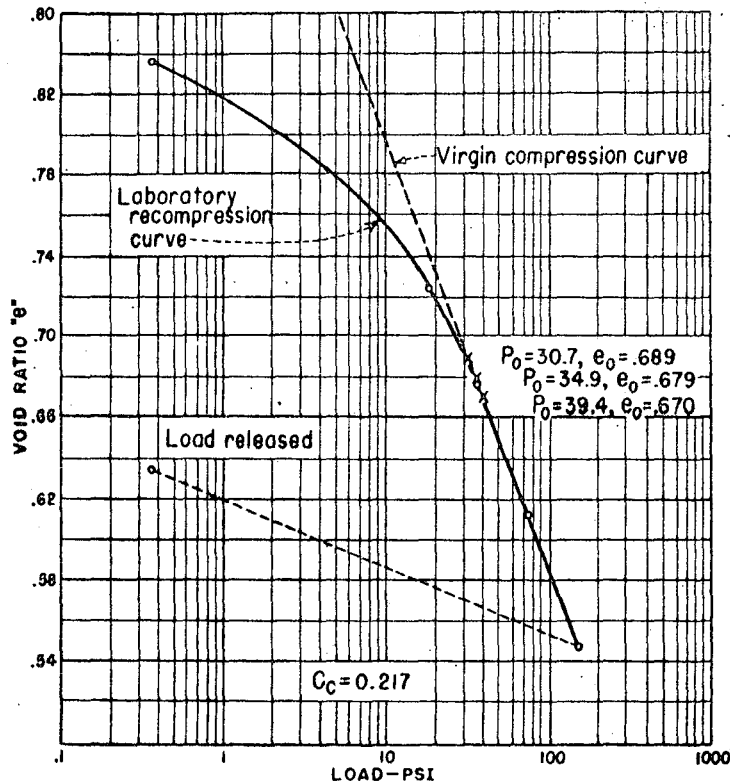
③ At $p_0 = 37.1, e_0 = .674$ At $p = 48.0, e = .652$
 Depth At $p_0 = 41.7, e_0 = .666$ At $p = 49.3, e = .651$
 58'-70' Ave. $e_0 = .670$ Ave. $e = .652$

$$S = 12 \frac{.670 - .652}{1.670} = .129 \text{ ft.}$$

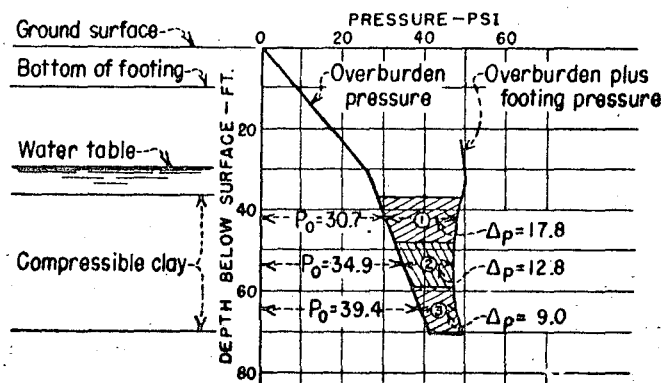
Total settlement = .559 ft.

SETTLEMENT COMPUTATIONS BY INCREMENTS OF DEPTH

FIGURE 14 - Settlement determination by change in void ratio method.



LABORATORY TEST CURVE
(FROM FIGURE 5)



OVERBURDEN AND STRUCTURAL PRESSURE DISTRIBUTION

FORMULA FOR COMPUTATION

$$S = H \frac{C_c}{1 + e_0} \times \log \frac{P_0 + \Delta p}{P_0}$$

① $S = 11 \frac{0.217}{1 + .689} \times \log \frac{30.7 + 17.8}{30.7} = .281 \text{ ft.}$

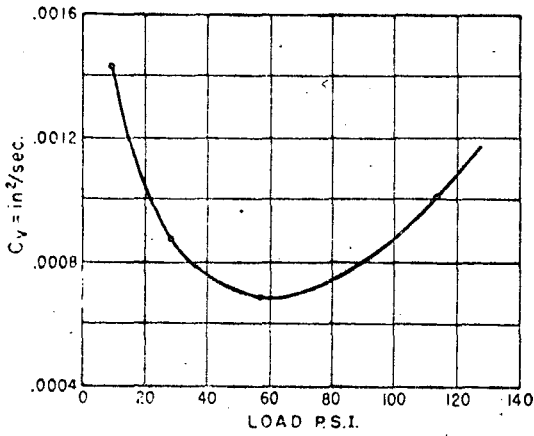
② $S = 11 \frac{0.217}{1 + .679} \times \log \frac{34.9 + 12.8}{34.9} = .193 \text{ ft.}$

③ $S = 12 \frac{0.217}{1 + .670} \times \log \frac{39.4 + 9.0}{39.4} = .139 \text{ ft.}$

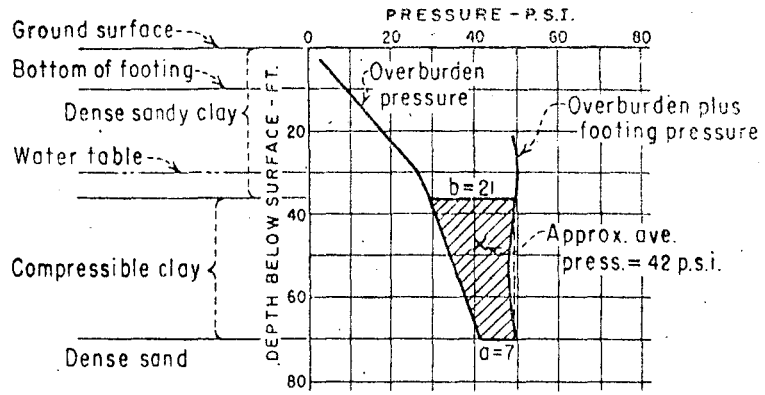
Total settlement = .613 ft.

SETTLEMENT COMPUTATIONS
BY INCREMENTS OF DEPTH

FIGURE 15 - Settlement determination by compression index method.



LABORATORY TEST DATA
(FROM FIGURE 7)



For average pressure of 42 p.s.i.
 $C_v = .00075 \text{ in}^2/\text{sec}$.

PRESSURE DISTRIBUTION

CASE No.1 - Drainage at top and bottom of stratum.

$$t \text{ (hrs.)} = \frac{T_1 H^2}{C_v} = \frac{T_1 (34/2)^2 (144)}{.00075 (3600)} = 15410 T_1$$

% OF COMPLETION	T_1 (FIG. 8)	TIME		
		HOURS	YEARS	MONTHS
10	.0076	117.1		0.2
20	.032	493.1		0.7
30	.069	1063.3		1.5
40	.125	1926.3		2.7
50	.200	3082.0		4.3
60	.290	4468.9		6.2
70	.405	6241.0		8.7
80	.570	8783.7	1.0	
90	.850	13098.5	1.5	

CASE No.4 - Assuming that the upper stratum is of a different material and does not permit drainage. Therefore, drainage is only at the bottom.

$$u = a/b = 7/21 = .33, \text{ then } J \text{ (Fig.9)} = .53$$

$$T_4 = T_1 + J (T_2 - T_1)$$

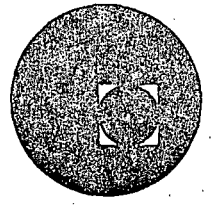
$$t \text{ (hrs.)} = \frac{T_4 (H)^2}{C_v} = \frac{T_4 (34)^2 (144)}{.00075 (3600)} = 61650 T_4$$

% OF COMPLETION	T_1	T_2	$T_2 - T_1$	$J(T_2 - T_1)$	T_4	TIME		
						HOURS	YEARS	MONTHS
10	.0076	.049	.0414	.022	.030	1849.5		2.6
20	.032	.099	.067	.036	.068	4192.2		5.8
30	.069	.159	.090	.048	.117	7213.0		10.0
40	.125	.222	.097	.051	.176	10850.4	1.2	
50	.200	.296	.096	.051	.251	15474.2	1.8	
60	.290	.385	.095	.050	.340	20961.0	2.4	
70	.405	.500	.095	.050	.455	28050.7	3.2	
80	.570	.660	.090	.048	.618	38099.7	4.3	
90	.850	.960	.110	.058	.908	55978.2	6.4	

FIGURE 16 - Time of consolidation determination.



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam

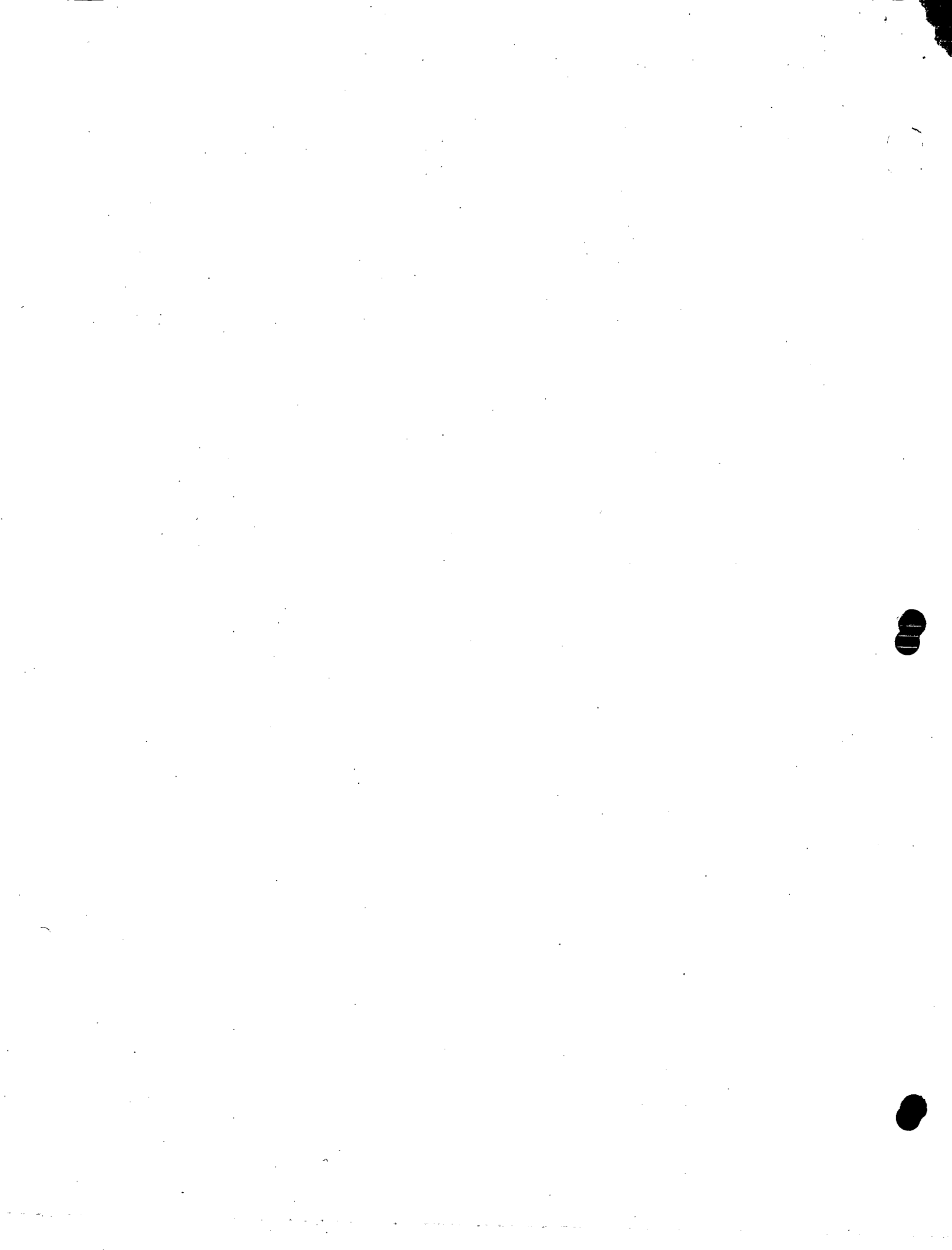


CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS DE ZONAS DE
R I E G O

MECANICA DE SUELOS

ING. RICARDO VILABOA AZCANIO

JULIO. 1978



SRH

DIRECCION DE ESTUDIOS Y PROYECTOS DEPARTAMENTO DE INGENIERIA EXPERIMENTAL MECANICA DE SUELOS

ANALISIS GRANULOMETRICO

Procedencia..... Identificación de Lab.....
 Banco..... Pozo..... Profundidad.....
 Muestra..... Est..... Fecha.....

SECA	MALLA	ABERTURA EN mm.	PESO RETENIDO Kg.	% PARCIAL RETENIDO	% ACUMULATIVO QUE PASA		OBSERVACIONES
	3"	76.2			100.00 %		
	2"	50.8					
	1 1/2"	38.1					
	1"	25.4					
	3/4"	19.1					
	1/2"	12.7					
	3/8"	9.5					
Nº4	4.69					% MATERIAL MENOR QUE Nº4	
Sumas =							% DE GRAVA

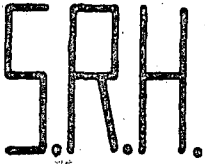
VIA	MALLA	ABERTURA EN mm.	PESO RETENIDO gr.	% PARCIAL RETENIDO	% ACUMULATIVO QUE PASA		OBSERVACIONES
					MUESTRA Nº 4	MUESTRA TOTAL	
	8	2.38			100.00 %		
	14	1.19					
	28	0.59					
	48	0.297					
	100	0.149					
	200	0.074					
Sumas						% MAT. FINO MENOR QUE 200	
Charola						CHAROLA Nº.....	
Suma=				Cheque con muestra seca			

HIDROMETRO Nº.....

Análisis efectuado con..... gr. secos, de material lavado y pasado por malla Nº 200, S_s=.....

VIA HUMEDA	HORA	TIEMPO	LECTURA HIDR.	LECTURA CORR. R.	TEMP.	R	R + $\frac{MS_s}{S_s - 1}$	W% ACUMULATIVO			ALTURA DE CAIDA cm.	DIAMETRO EN mm.			
								PASA 200	PASA 4	TOTAL					
			20 seg.												
			40 "												
			1.20 min.												
			2.50 "												
			5 "												
			10 "												
			15 "												
			20 "												
		25 "													
		30 "													
		1 hora.													
		1 1/2 "													
		2 "													
		3 "													
		24 "													

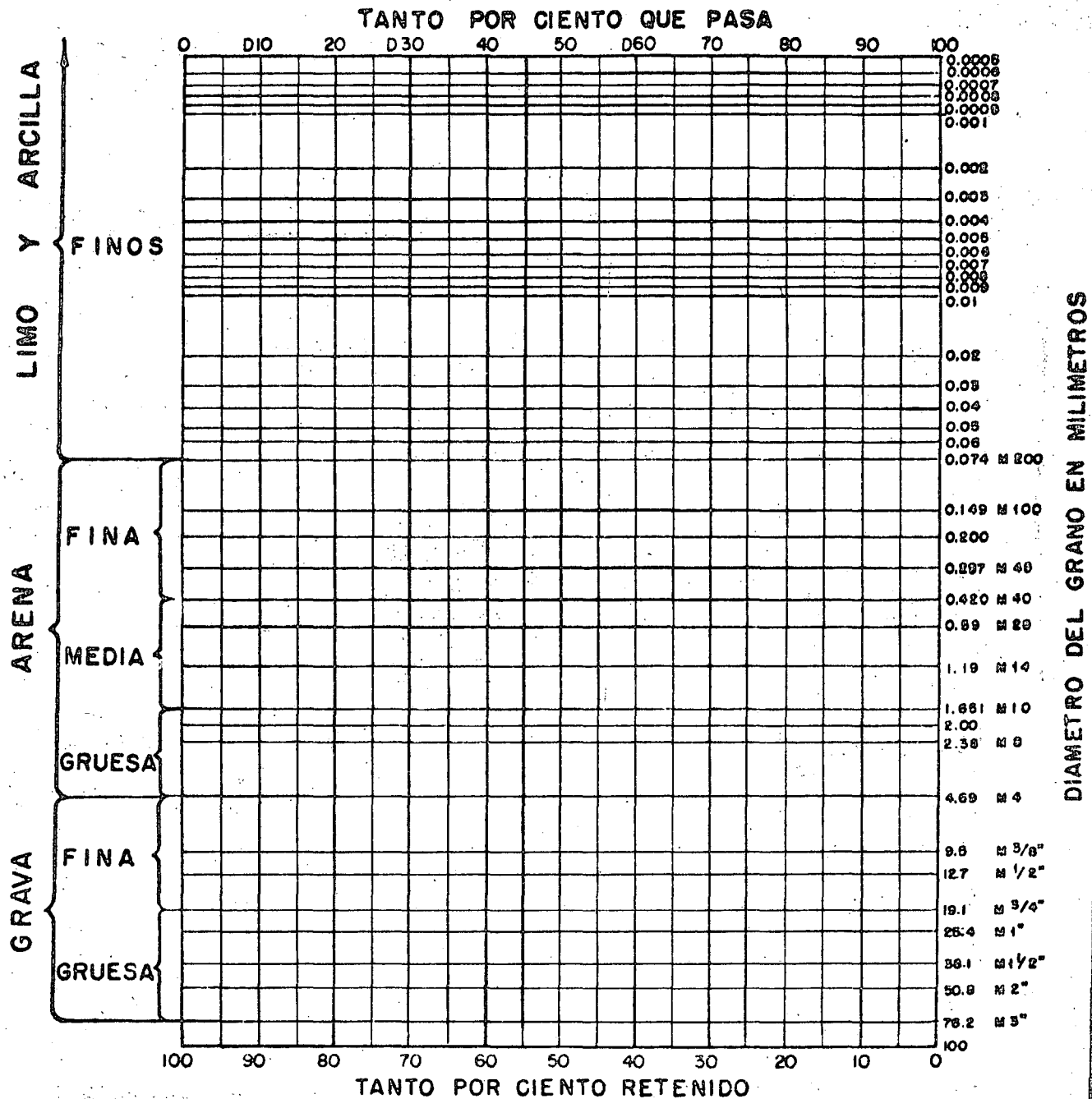
Observaciones.....
 Operador..... Calculo..... Fecha.....



DIRECCION DE ESTUDIOS Y PROYECTOS
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA EXPERIMENTAL
MECANICA DE SUELOS

GRAFICA GRANULOMETRICA

Procedencia Identificación de Lab
Banco Pozo Profundidad
Muestra Est. Fecha



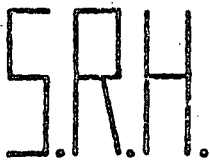
TOTAL, % Grava % Arena % Finos $C_u = D_{60}/D_{10}$

PASA 4, % Arena % Finos

D_{10} D_{30} D_{60} $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$

Observaciones

Operador Calculó Fecha



DIRECCION DE ESTUDIOS Y PROYECTOS
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA EXPERIMENTAL
MECANICA DE SUELOS

DENSIDAD DE SOLIDOS

Procedencia Identificación de Lab.....
 Banco Pozo Profundidad
 Muestra Est. Fecha

Material < que la malla N° 4					Mat. > que la malla N° 4	
Prueba N°					Peso grava húmeda	
Matraz N°					Peso grava seca	
W_{mws} gr.					Peso agua absorbida	
Temperatura					Volumen desalojado	
W_{mw}					% de absorción	
W_{ms}					Volumen real de sólidos	
W_m					Densidad de masa S_m	
$W_s = W_{ms} - W_m$					Densidad de sólidos S_s	
$W_s + W_{mw} - W_{mws}$						
S_s						

W_m = Peso del matraz antes de agregar los sólidos

W_{ms} = Peso del matraz después de agregar los sólidos.

W_{mws} = Peso del matraz + agua + muestra a t°

W_{mw} = Peso del matraz + agua a t° (de la curva de calibración)

W_s = Peso del suelo seco.

S_s = Densidad de sólidos = $\frac{W_s}{W_s + W_{mw} - W_{mws}}$

Observaciones
 Operador Cálculo Fecha

SAH

DIRECCION DE PROYECTOS
 DEPARTAMENTO DE INGENIERIA EXPERIMENTAL
 MECANICA DE SUELOS

DENSIDAD RELATIVA

Procedencia Identificación de Lab.
 Banco Pozo Profundidad
 Muestra Est. Fecha

MATERIAL SUELTO

Peso del cajón Kg.
 Altura del cajón cm
 Area del cajón cm²
 Volúmen del cajón cm³
 Espesor de la placa cm.

Peso material + cajón (Kg)	Peso material (Kg)	γ (Kg/m ³)

$$\gamma_{Dr} = \frac{\gamma_{max} \gamma_{min}}{(1 - Dr) \gamma_{max} + Dr \gamma_{min}}$$

MATERIAL COMPACTADO

Peso mat. + cajón (Kg)	Peso mat. (Kg)	Lecturas de calibrador sobre la placa (cm)	Promedio de Lecturas cm	Altura final cm	Volúmen Corregido cm ³	γ Kg/m ³

γ_{min} Kg/m³ γ_{Dr} () % Kg/m³ γ_{max} Kg/m³

Observaciones

Operador Caluló Fecha

S.R.H.

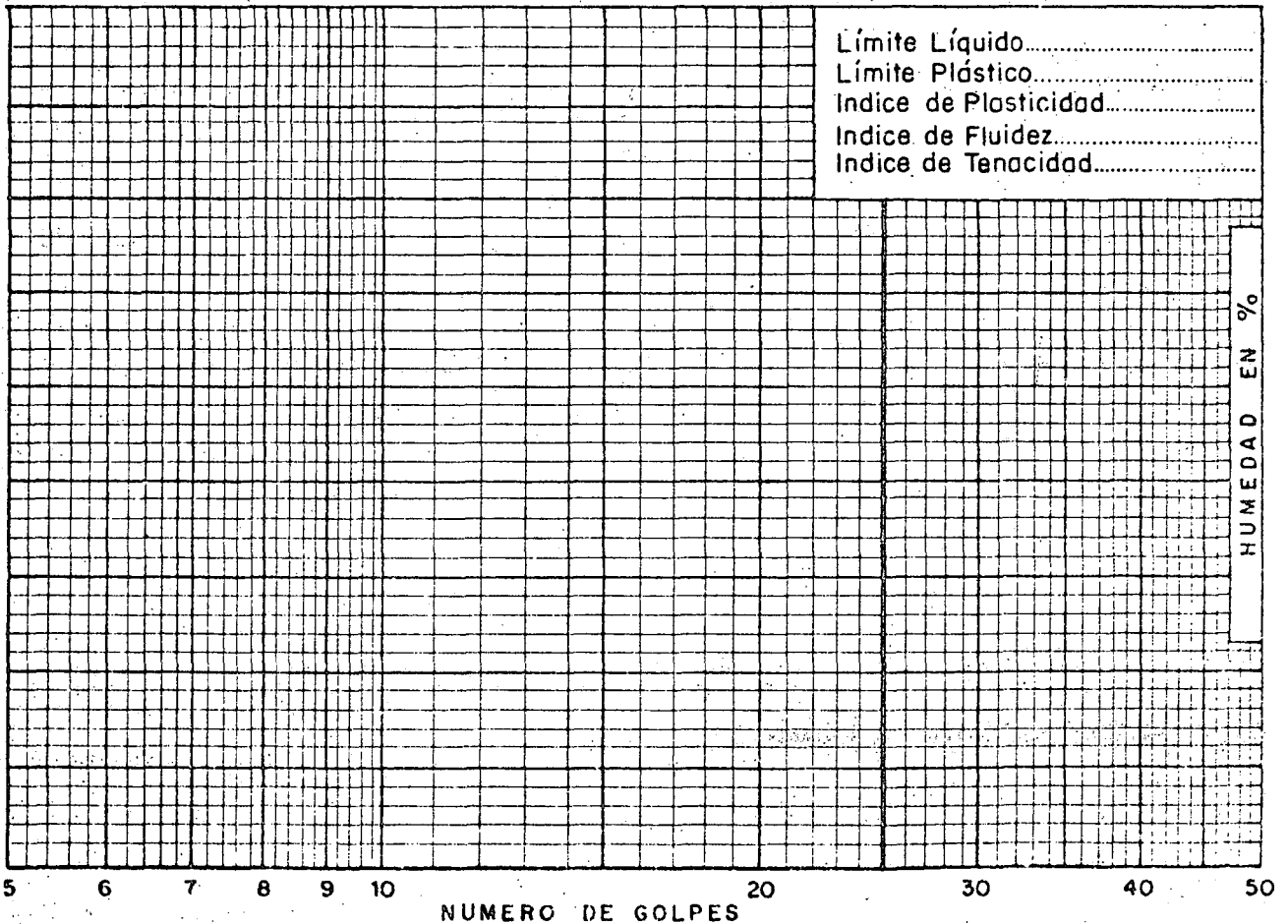
DIRECCION DE ESTUDIOS Y PROYECTOS
 DEPARTAMENTO DE INGENIERIA EXPERIMENTAL
 MECANICA DE SUELOS

LIMITES DE CONSISTENCIA

Procedencia..... Identificación de Lab.....
 Banco..... Pozo..... Profundidad.....
 Muestra..... Est..... Fecha.....

LIMITE LIQUIDO							LIMITE PLASTICO							
TARA Nº	TARA + MUEST. HUMEDA	TARA + MUEST. SECA	PESO TARA	PESO AGUA	PESO SECO	CANTIDAD DE AGUA EN %	NUMERO DE GOLPES	TARA Nº	TARA + MUEST. HUMEDA	TARA + MUEST. SECA	PESO TARA	PESO AGUA	PESO SECO	CANTIDAD DE AGUA EN %

Clasificación del material.....
% con respecto al total, del material menor que la malla Nº 40.



Observaciones.....
 Operador..... Caluló..... Fecha.....

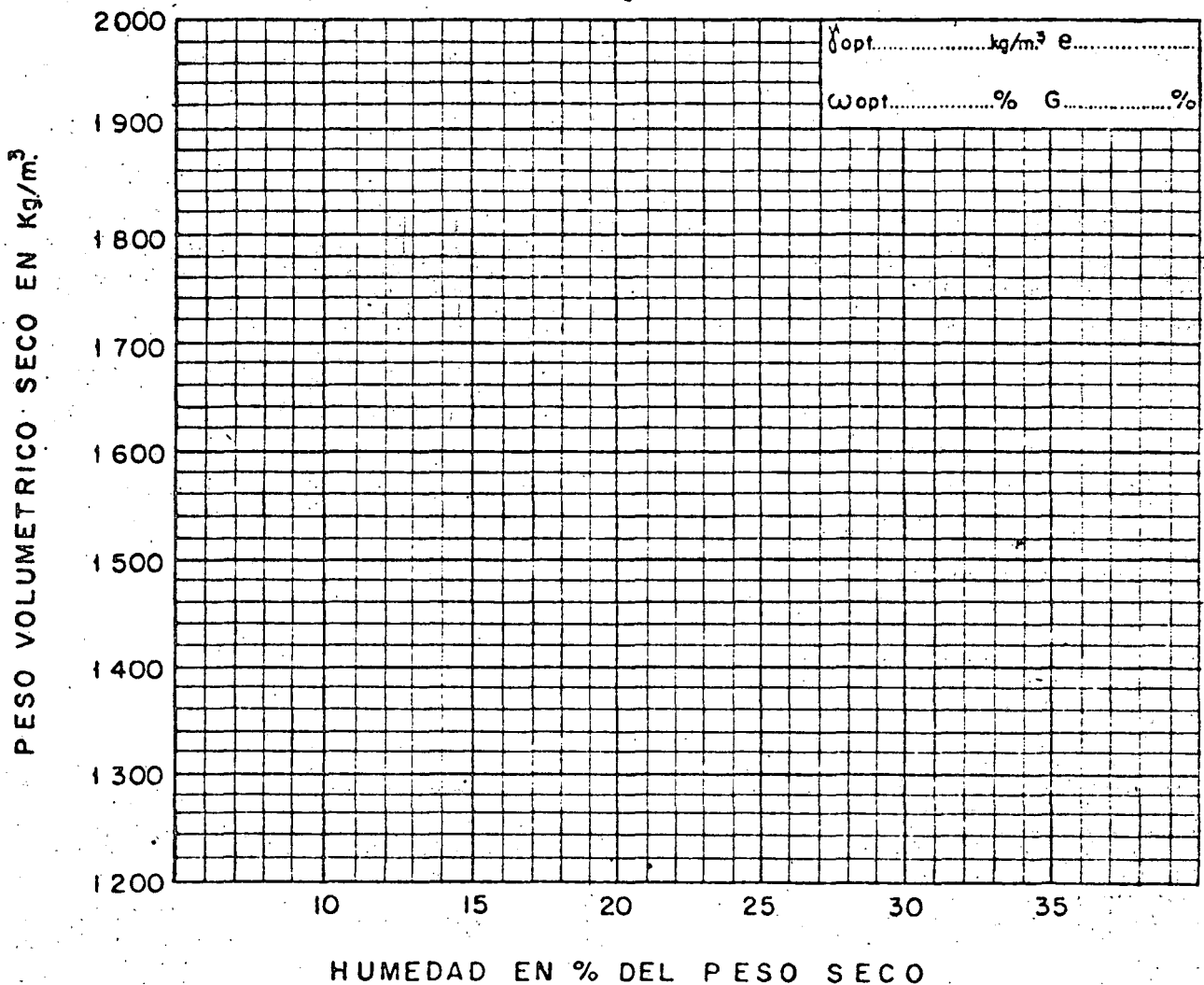
S.R.H.

DIRECCION DE ESTUDIOS Y PROYECTOS
 DEPARTAMENTO DE INGENIERIA EXPERIMENTAL
 MECANICA DE SUELOS

COMPACTACION PROCTOR

Procedencia Identificación de Lab.
 Banco Pozo Profundidad
 Muestra Est. Fecha
 Equipo usado. Cilindro N° Volumen V = lts. Peso T = Kgs.

PESO CILIN. + TIERRA $W = T + W_H$	T. HUMEDA COMPACTADA $W_H = W - T$	MUESTRA PARA OBTENCION DEL CONTENIDO DE AGUA						$\omega = 100 \frac{W_w}{W_s}$	$W_s = \frac{W_H}{1 + \frac{\omega}{100}}$	$\gamma_s = \frac{W_s}{V}$
		TARA	PESO TARA	TARA + MUEST. HUMEDA	TARA + MUEST. SECA	W_w PESO AGUA	W_s PESO SECO	CONTENIDO DE AGUA EN %	TIERRA SECA COMPACTADA	PESO VOL. SECO kg/in ³



Observaciones
 Operador Cálculo Fecha

S.R.H.

DEPARTAMENTO DE INGENIERIA EXPERIMENTAL

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

PRUEBA DE EXPANSION UNIDIMENSIONAL (H V E E M)

PROCEDENCIA _____
BANCO _____
POZO _____

IDENTIFICACION LAB. _____
ESTACION _____
FECHA DE PROGRAMACION _____
FECHA INICIACION _____

No. ANILLO (A) _____
PESO ANILLO (W A) _____
ALTURA DEL ANILLO (h_a) - - - - -
DIAMETRO DEL ANILLO (ϕ A) - - - - -
H. PROMEDIO DEL ESPECIMEN (h_{esp}) - - -
W ANILLO + ESPECIMEN EN ESTADO NAT. - - -
W ANILLO + ESPECIMEN SATURADO - - - - -
W ANILLO + ESPECIMEN EN EDO. SECO - - -
H. PROMEDIO DEL ESPECIMEN EN EDO. SECO -

TESTIGO HUMEDAD _____
TARA No. _____
PESO TARA - - - - -
W TARA + MUESTRA HUMEDA - - -
W TARA + MUESTRA SECA - - -
6 8 - - - - -

O B S E R V A C I O N E S : _____

CLASIFICACION DE LA MUESTRA _____

OPERADOR _____

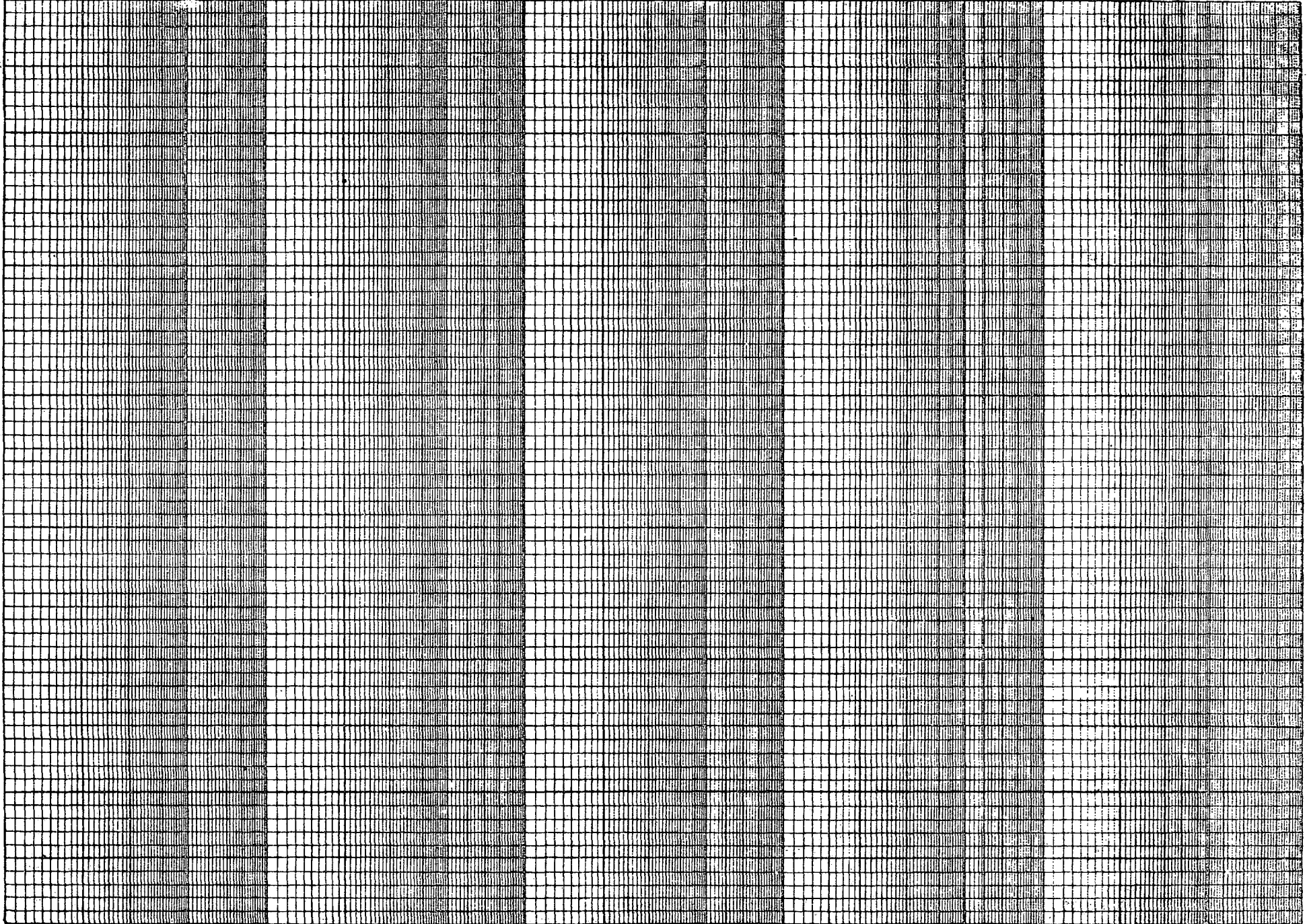
2 3 4 5 6 7 8 9 1

2 3 4 5 6 7 8 9 1

2 3 4 5 6 7 8 9 1

2 3 4 5 6 7 8 9 1

2 3 4 5 6 7 8 9 10





DIRECCION DE ESTUDIOS Y PROYECTOS
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA EXPERIMENTAL
MECANICA DE SUELOS

PERMEABILIDAD CON CARGA VARIABLE

Procedencia.....		Identificación de Lab.....	
Banco.....		Profundidad.....	
Muestra.....		Fecha.....	
Clasificación.....		Peso muestra húmeda + tara	$W_H + C =$ gr.
Permeómetro N°.....		Peso muestra seca + tara	$W_0 + C =$ gr.
Area	$A =$ cm ²	Peso agua	$W_w =$ gr.
Longitud inicial	$L_1 =$ cm.	Peso Tara N°.....	$C =$ gr.
Longitud final	$L_f =$ cm.	Peso muestra seca	$W_s =$ gr.
Volumen inicial	$V_1 =$ cm ³	Contenido natural de agua	$\omega =$ %.
Volumen final	$V_f =$ cm ³	Peso Volumétrico seco	$\delta_s =$ Kg/m ³
Area piezómetro	$a =$ cm ²	Densidad	$S_g =$
$e_f =$		$e_i =$	$e_{Proctor} =$

h_1	h_2	T_1	T_2	t_1	t_2	Δt	$\frac{h_1}{h_2}$	$\log \frac{h_1}{h_2}$	P	k_T 10 ⁻⁴	k_{20} 10 ⁻⁴

<p align="center">FORMULAS</p> <p>$K_T = \frac{2.3 L a}{A} \frac{1}{\Delta t} \log \frac{h_1}{h_2} = \frac{P}{\Delta t}$</p> <p>$W_s = \frac{W_H}{1 + \frac{\omega}{100}}$</p> <p>$e = \frac{V \cdot S_g - W_s}{W_s}$</p> <p>$K_{20} = K_T \frac{\mu_T}{\mu_{20}}$</p>	<p align="center">PERMEABILIDAD MEDIA</p> <p>$K_{20} =$..... cm/seg.</p> <p align="center">CROQUIS</p> <div style="border: 1px solid black; height: 100px; width: 100%;"></div>	<p align="center">CONTENIDO DE AGUA TESTIGO</p> <p>$W_H + C =$..... gr.</p> <p>$W_s + C =$..... gr.</p> <p>C.N°..... gr.</p> <p>$W_w =$..... gr.</p> <p>$W_s =$..... gr.</p> <p>$\omega =$..... %.</p>
Observaciones.....		
Operador.....	Calculó.....	Fecha.....

DIRECCION DE PROYECTOS
 - DEPARTAMENTO DE INGENIERIA EXPERIMENTAL
 MECANICA DE SUELOS

PERMEABILIDAD CON CARGA CONSTANTE

$\Delta Q \text{ cm}^3$ (1)	$i = \frac{h}{L}$ (2)	$\Delta T \text{ (seg)}$ (3)	$i A \Delta T$ (4)	$K_{20} = \text{cm/seg}$ (1)/(4)	$K_{20} \text{ Promedio}$

PROCEDENCIA: _____ INDENT. LAB. _____

MUESTRA: _____ CALCULO _____

TRIAxIAL RAPIDA

Procedencia Identificación de Lab.
 Banco Pozo Profundidad
 Muestra Est. Fecha
 Peso probeta húmeda antes de la prueba + tara gr. Peso agua $W_w =$ gr.
 Peso probeta húmeda después de la prueba + tara gr. Peso probeta seca $W_s =$ gr.
 Peso tara N° gr. $W_H = W_w + W_s =$ gr.
 $W_H = W_w + W_s =$ gr.

CONTENIDO DE AGUA
 TIERRA

Peso muestra húmeda + tara gr.
 Peso muestra seca + tara gr. $W_w =$ gr. $\omega =$ %
 Peso tara N° gr. $W_s =$ gr.

GRAVA

Peso muestra húmeda + tara gr.
 Peso muestra seca + tara gr. $W_w =$ gr. $\omega =$ %
 Peso tara N° gr. $W_s =$ gr.

Grava %
 Tierra %
 Peso grava seca kg.
 Peso tierra seca kg.
 Absorción grava %.

HUMEDAD DE LA MEZCLA
 $\omega_m =$

Prueba N°

COMPACTACION		
CAPA N°	CARGA	TIEMPO
HUMEDAD DE COMPACTACION		
$W_H + \text{Tara} =$	gr.	
$W_s + \text{Tara} =$	gr.	$W_w =$ gr.
Tara N°	gr.	$W_s =$ gr.
$\omega = \frac{W_w}{W_s} \times 100 =$		%
Operador:		

Observaciones
 Operador Calculó Fecha

TRIAxIAL RAPIDA

Procedencia.....		Identificación de Lab.....	
Banco.....	Pozo.....	Profundidad.....	
Muestra.....	Est.....	Fecha.....	
Peso probeta húmeda antes de la prueba + tara.....	gr.	Peso agua.....	$W_w =$ gr.
Peso probeta húmeda después de la prueba + tara.....	gr.	Peso probeta seca $W_s =$	gr.
Peso tara N°.....	gr.	$W_H = W_w + W_s =$ gr.	
$W_H = W_w + W_s =$	gr.		

CONTENIDO DE AGUA TIERRA

Peso muestra húmeda + tara.....	gr.	$W_w =$ gr.	$\omega =$ %
Peso muestra seca + tara.....	gr.	$W_s =$ gr.	
Peso tara N°.....	gr.		

GRAVA

Peso muestra húmeda + tara.....	gr.	$W_w =$ gr.	$\omega =$ %
Peso muestra seca + tara.....	gr.	$W_s =$ gr.	
Peso tara N°.....	gr.		

Grava.....	%
Tierra.....	%
Peso grava seca.....	kg.
Peso tierra seca.....	kg.
Absorción grava.....	%

HUMEDAD DE LA MEZCLA

$\omega_m =$ %

Prueba N°.....

Densidad de la tierra $S_s =$

Densidad de la grava $S_g =$

Densidad de la mezcla $S_{g,m} =$

Altura de la probeta $h =$ cm.

Diámetro de la probeta $d =$ cm.

Volumen de la probeta..... x $h =$ cm^3

Volumen de sólidos $V_s = \frac{W_s}{S_s} =$ cm^3

Volumen de vacíos $V_v = V_t - V_s =$ cm^3

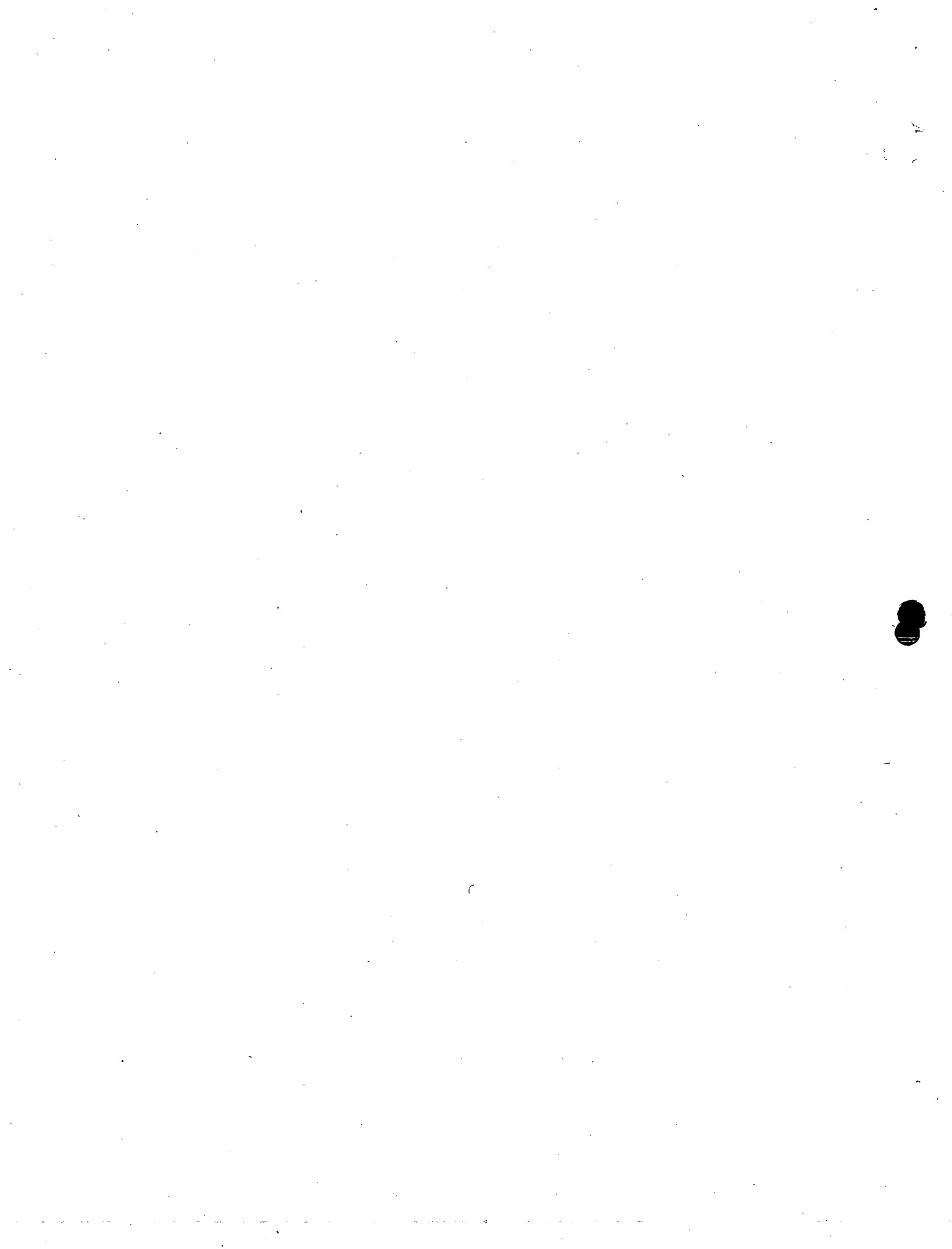
Relación de vacíos $e = \frac{V_v}{V_s} =$

Grado de saturación $G = \frac{W_w}{V_v} \times 100 =$ %

COMPACTACION		
CAPA N°	CARGA	TIEMPO
HUMEDAD DE COMPACTACION		
$W_H + Tara =$	gr.	
$W_s + Tara =$	gr.	$W_w =$ gr.
Tara N°.....	gr.	$W_s =$ gr.
$\omega = \frac{W_w}{W_s} \times 100 =$		%
Operador:.....		

Observaciones.....

Operador..... Calculó..... Fecha.....



TRIAxIAL RAPIDA

Procedencia:		Identificación de Lab.
Banco	Pozo	Profundidad
Muestra	Est.	Fecha
Peso probeta húmeda antes de la prueba + tara	gr.	Peso agua $W_w =$
Peso probeta húmeda después de la prueba + tara	gr.	Peso probeta seca $W_s =$
Peso tara N°	gr.	$W_H = W_w + W_s =$
$W_H = W_w + W_s =$	gr.	

CONTENIDO DE AGUA

TIERRA

Peso muestra húmeda + tara	gr.	$W_w =$	gr.	$\omega =$	%
Peso muestra seca + tara	gr.	$W_s =$	gr.		
Peso tara N°	gr.				

GRAVA

Peso muestra húmeda + tara	gr.	$W_w =$	gr.	$\omega =$	%
Peso muestra seca + tara	gr.	$W_s =$	gr.		
Peso tara N°	gr.				

Grava	%
Tierra	%
Peso grava seca	kg.
Peso tierra seca	kg.
Absorción grava	%

HUMEDAD DE LA MEZCLA

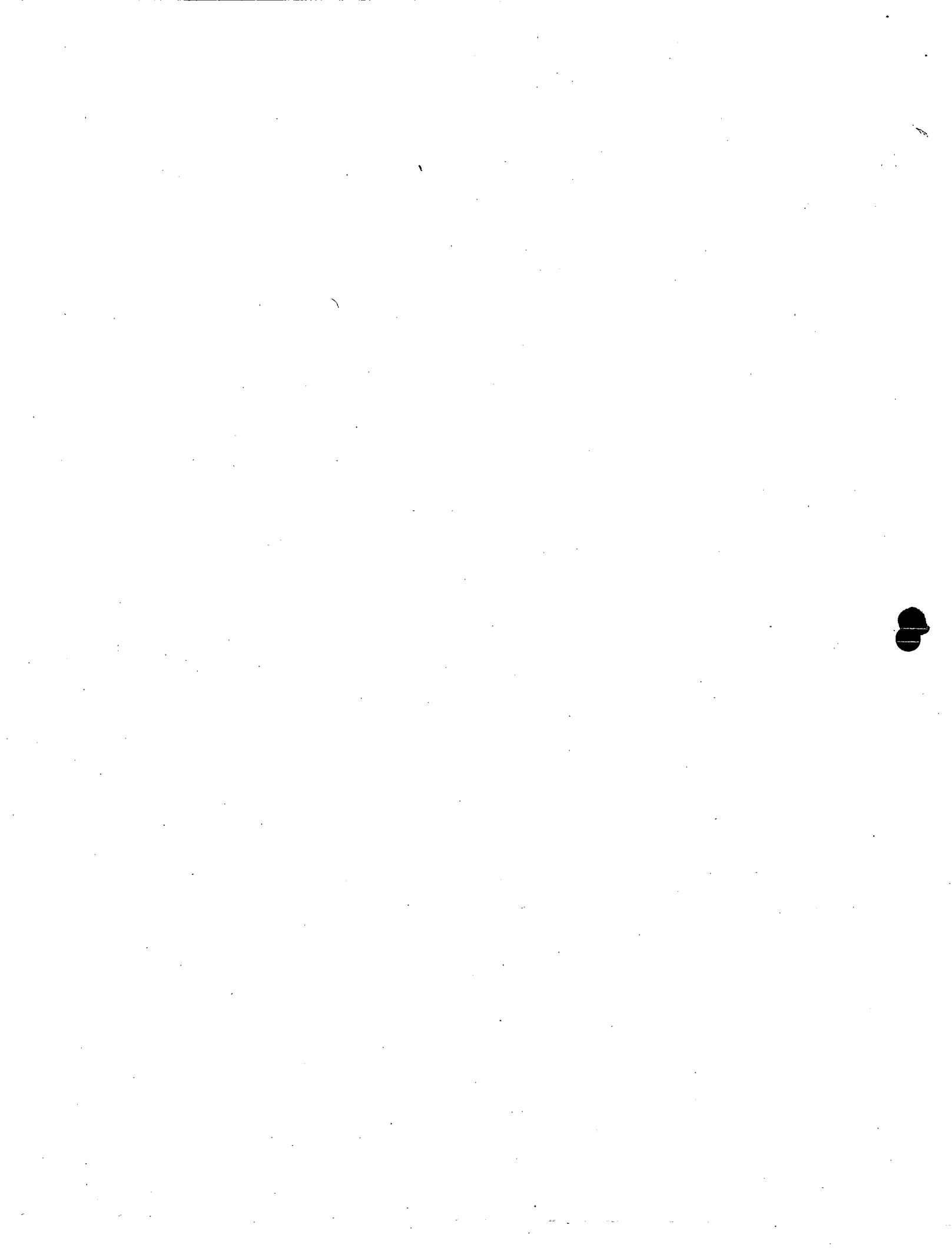
$\omega_m =$

Prueba N°

COMPACTACION		
CAPA N°	CARGA	TIEMPO
HUMEDAD DE COMPACTACION		
$W_H + Tara =$	gr.	
$W_s + Tara =$	gr.	$W_w =$
Tara N°	gr.	$W_s =$
$\omega = \frac{W_w}{W_s} \times 100 =$		%
Operador:		

Densidad de la tierra $S_s =$	
Densidad de la grava $S_g =$	
Densidad de la mezcla $S_{g,m} =$	
Altura de la probeta $h =$	cm.
Diámetro de la probeta $d =$	cm.
Volumen de la probeta $V_t =$	$\times h =$
Volumen de sólidos $V_s = \frac{W_s}{S_s} =$	cm ³
Volumen de vacíos $V_v = V_t - V_s =$	cm ³
Relación de vacíos $e = \frac{V_v}{V_s} =$	
Grado de saturación $G = \frac{W_w}{V_v} \times 100 =$	%

Observaciones	Operador	Calculó	Fecha
---------------------	----------------	---------------	-------------



TRIAxIAL RAPIDA

Procedencia.....		Identificación de Lab.....
Banco.....	Pozo.....	Profundidad.....
Muestra.....	Est.....	Fecha.....
Peso probeta húmeda antes de la prueba + tara..... gr.	Peso agua..... $W_w =$ gr.	
Peso probeta húmeda después de la prueba + tara..... gr.	Peso probeta seca $W_s =$ gr.	
Peso tara N°..... gr.	$W_H = W_w + W_s =$ gr.	
$W_H = W_w + W_s =$ gr.		

CONTENIDO DE AGUA

TIERRA

Peso muestra húmeda + tara..... gr.		
Peso muestra seca + tara..... gr.	$W_w =$ gr.	$\omega =$ %
Peso tara N°..... gr.	$W_s =$ gr.	

GRAVA

Peso muestra húmeda + tara..... gr.		
Peso muestra seca + tara..... gr.	$W_w =$ gr.	$\omega =$ %
Peso tara N°..... gr.	$W_s =$ gr.	

Grava.....	%
Tierra.....	%
Peso grava seca.....	kg.
Peso tierra seca.....	kg.
Absorción grava.....	%.

HUMEDAD DE LA MEZCLA

$\omega_m =$ %

Prueba N°.....

Densidad de la tierra $S_s =$

Densidad de la grava $S_g =$

Densidad de la mezcla $S_{sm} =$

Altura de la probeta $h =$ cm.

Diámetro de la probeta $d =$ cm.

Volumen de la probeta..... $x h =$ cm^3

Volumen de sólidos $V_s = \frac{W_s}{S_s} =$ cm^3

Volumen de vacíos $V_v = V_t - V_s =$ cm^3

Relación de vacíos $e = \frac{V_v}{V_s} =$

Grado de saturación $G = \frac{W_w}{V_v} \times 100 =$ %

COMPACTACION		
CAPA N°	CARGA	TIEMPO
HUMEDAD DE COMPACTACION		
$W_H + Tara =$ gr.		
$W_s + Tara =$ gr.	$W_w =$ gr.	
Tara N°..... gr.	$W_s =$ gr.	
$\omega = \frac{W_w}{W_s} \times 100 =$ %		
Operador.....		

Observaciones.....

Operador..... Calculó..... Fecha.....



TRIAxIAL RAPIDA

Procedencia.....		Identificación de Lab.....
Banco.....	Pozo.....	Profundidad.....
Muestra.....	Est.....	Fecha.....
Peso probeta húmeda antes de la prueba + tara..... gr.	Peso agua..... $W_w =$ gr.	
Peso probeta húmeda después de la prueba + tara..... gr.	Peso probeta seca $W_s =$ gr.	
Peso tara N°..... gr.	$W_H = W_w + W_s =$ gr.	
$W_H = W_w + W_s =$ gr.		

CONTENIDO DE AGUA TIERRA

Peso muestra húmeda + tara..... gr.		
Peso muestra seca + tara..... gr.	$W_w =$ gr.	$\omega =$ %
Peso tara N°..... gr.	$W_s =$ gr.	

GRAVA

Peso muestra húmeda + tara..... gr.		
Peso muestra seca + tara..... gr.	$W_w =$ gr.	$\omega =$ %
Peso tara N°..... gr.	$W_s =$ gr.	

Grava.....	%
Tierra.....	%
Peso grava seca.....	kg.
Peso tierra seca.....	kg.
Absorción grava.....	%.

HUMEDAD DE LA MEZCLA

$\omega_m =$ %

Prueba N°.....

COMPACTACION		
CAPA N°	CARGA	TIEMPO
HUMEDAD DE COMPACTACION		
$W_H + \text{Tara} =$ gr.		
$W_s + \text{Tara} =$ gr.	$W_w =$ gr.	
Tara N°..... gr.	$W_s =$ gr.	
$\omega = \frac{W_w}{W_s} \times 100 =$ %		
Operador:.....		

Densidad de la tierra $S_s =$	
Densidad de la grava $S_g =$	
Densidad de la mezcla $S_{g,m} =$	
Altura de la probeta $h =$	cm.
Diámetro de la probeta $d =$	cm.
Volumen de la probeta..... $x h =$	cm ³
Volumen de sólidos $V_s = \frac{W_s}{S_s} =$	cm ³
Volumen de vacíos $V_v = V_t - V_s =$	cm ³
Relación de vacíos $e = \frac{V_v}{V_s} =$	
Grado de saturación $G = \frac{W_w}{V_v} \times 100 =$	%

Observaciones.....		
Operador.....	Calculó.....	Fecha.....



TRIAxIAL RAPIDA

Procedencia Identificación de Lab
 Banco Pozo Profundidad
 Muestra Est. Fecha

Presión lateral inicial $\sigma_{III} =$ kg/cm² cm. de Hg. $\sigma_I =$ kg/cm²
 Presión lateral final $\sigma'_{III} =$ kg/cm² cm. de Hg. $\sigma_I - \sigma_{III} =$ kg/cm²
 Tiempo de prueba $h_f =$ cm.

DIAMETROS FINALES

$d_1 =$ cm. cm.
 $d_2 =$ cm. cm.
 $d_3 =$ cm. cm.
 $d_m =$ cm.

RESUMEN

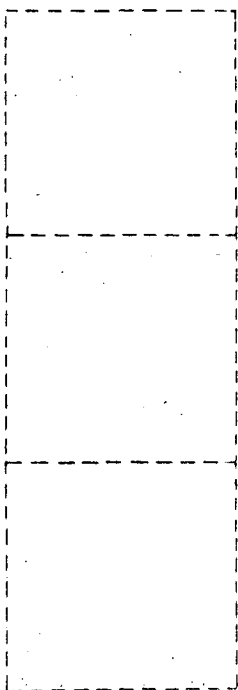
$S_s =$ $e =$
 $\omega =$ % $G =$ %

CARGA lb.	CARGA kg.	LECTURA MICROMETRO mm.	DEFORMACION LINEAL mm.	DEFORMACION UNITARIA %	AREA CORREGIDA cm ²	ESFUERZO $\sigma_I - \sigma_{III}$ kg/cm ²

Prueba No.

CROQUIS LIBRE

ANGULO DE RUPTURA



Observaciones
 Operador Cálculo Fecha



TRIAxIAL RAPIDA

Procedencia Identificación de Lab
 Banco Pozo Profundidad
 Muestra Est. Fecha

Presión lateral inicial $\sigma_{III} =$ kg/cm² cm.de Hg. $\sigma_I =$ kg/cm²
 Presión lateral final $\sigma_{III}' =$ kg/cm² cm.de Hg. $\sigma_I - \sigma_{III}' =$ kg/cm²
 Tiempo de prueba h_f = cm.

DIAMETROS FINALES

d₁ = cm. cm.
 d₂ = cm. cm.
 d₃ = cm. cm.
 d_m = cm.

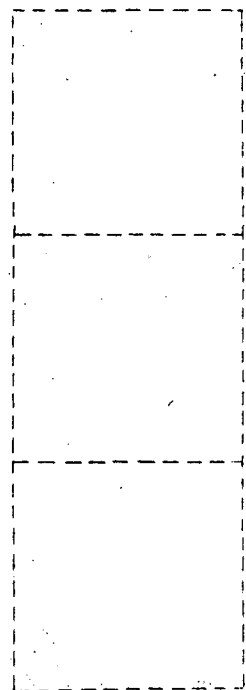
RESUMEN

S_s = e =
 $\omega =$ % G = %

CARGA lb.	CARGA kg.	LECTURA MICROMETRO mm.	DEFORMACION LINEAL mm.	DEFORMACION UNITARIA %	AREA CORREGIDA cm ²	ESFUERZO $\sigma_I - \sigma_{III}$ kg/cm ²

Prueba No.

CROQUIS LIBRE
ANGULO DE RUPTURA



Observaciones
 Operador Cálculo Fecha



TRIAxIAL RAPIDA

Procedencia Identificación de Lab
 Banco Pozo Profundidad
 Muestra Est. Fecha

Presión lateral inicial $\sigma_{III} =$ kg/cm² cm.de Hg. $\sigma_I =$ kg/cm²
 Presión lateral final $\sigma_{III}' =$ kg/cm² cm.de Hg. $\sigma_I - \sigma_{III} =$ kg/cm²
 Tiempo de prueba h_f = cm.

RESUMEN

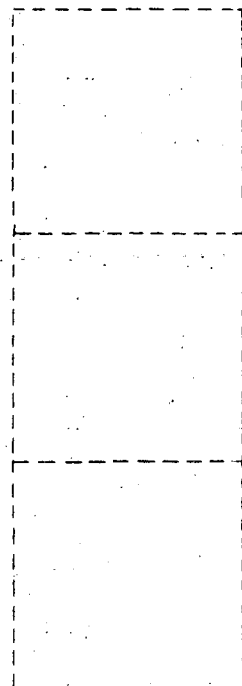
DIAMETROS FINALES

S_s = e =
 $\omega =$ % G = %

d₁ = cm. cm.
 d₂ = cm. cm.
 d₃ = cm. cm.
 d_m = cm.

CARGA lb.	CARGA kg.	LECTURA MICROMETRO mm.	DEFORMACION LINEAL mm.	DEFORMACION UNITARIA %	AREA CORREGIDA cm ²	ESFUERZO $\sigma_I - \sigma_{III}$ kg/cm ²

Prueba No.
 CROQUIS LIBRE
 ANGULO DE RUPTURA



Observaciones
 Operador Calculo Fecha



TRIAxIAL RAPIDA

Procedencia Identificación de Lab.....
 Banco Pozo Profundidad
 Muestra Est. Fecha

Presión lateral inicial $\sigma_{III} =$ kg/cm² cm. de Hg. $\sigma_I =$ kg/cm²

Presión lateral final $\sigma_{III}' =$ kg/cm² cm. de Hg. $\sigma_I - \sigma_{III}' =$ kg/cm²

Tiempo de prueba h_f = cm.

RESUMEN

S_s = e =

$\omega =$ % G = %

DIAMETROS FINALES

d₁ = cm. cm.

d₂ = cm. cm.

d₃ = cm. cm.

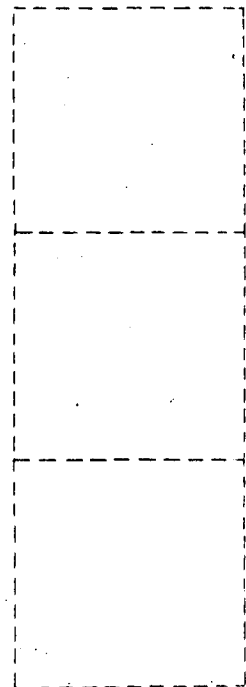
d_m = cm.

CARGA lb.	CARGA kg.	LECTURA MICROMETRO mm.	DEFORMACION LINEAL mm.	DEFORMACION UNITARIA %	AREA CORREGIDA cm ²	ESFUERZO $\sigma_I - \sigma_{III}$ kg/cm ²

Prueba No.

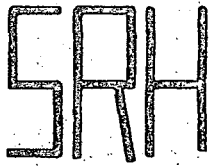
CROQUIS LIBRE

ANGULO DE RUPTURA



Observaciones
 Operador Cálculo Fecha





DEPARTAMENTO DE INGENIERIA EXPERIMENTAL
MECANICA DE SUELOS

PRUEBA DE COMPRESION TRIAXIAL

PRUEBA	ω_i	ω_f	e_i	e_f	G_i	G_f	σ_3	$\sigma_1 - \sigma_3$	e
Promedio									

PROCTOR		PESOS VOLUMETRICOS		$\phi =$
γ =	kg/m ³	INICIALES	FINALES	
$e =$		γ_s		$C =$
$\omega =$	%	γ_H		
$\omega_g =$	%	γ_{sat}		
$S_s =$		%C		

T.R. T.R.C. T.R.S. T.R.S.C.

ESFUERZO TANGENCIAL (Kg/cm²)

ESFUERZO DESVIADOR $\sigma_1 - \sigma_3$ (Kg/cm²)

ESFUERZO NORMAL (Kg/cm²)

DEFORMACION UNITARIA (%)

Procedencia..... Identificación de Laboratorio..... Banco.....
 Pozo..... Prof..... Muestra..... Estación..... Cálculo.....
 Observaciones.....

TRIAxIAL CONSOLIDADA RAPIDA

Procedencia..... Identificación de Lab.....
Banco..... Pozo..... Profundidad.....
Muestra..... Est..... Fecha.....

Peso probeta húmeda antes de la prueba + tara..... gr.
Peso probeta húmeda después de la prueba + tara..... gr.
Peso tara N°..... gr.
 $W_H = W_w + W_s =$ gr.

ANTES DE CONSOLIDAR

Peso agua $W_{wi} =$ gr.
Peso probeta seca $W_s =$ gr.
 $W_{wi} = W_{wi} + W_s =$ gr.
 $\omega_i =$ %

CONTENIDO DE AGUA TIERRA

Peso muestra húmeda + tara..... gr.
Peso muestra seca + tara..... gr. $W_w =$ gr.
Peso tara N°..... gr. $W_s =$ gr.

DESPUES DE ENSAYAR

Peso agua $W_{wf} =$ gr.
Peso probeta seca $W_s =$ gr.
 $W_{wf} = W_{wf} + W_s =$ gr.
 $\omega_f =$ %

GRAVA

Peso muestra húmeda + tara..... gr.
Peso muestra seca + tara..... gr. $W_w =$ gr.
Peso tara N°..... gr. $W_s =$ gr.

Grava..... % Peso grava =..... kg.
Tierra..... % Peso tierra =..... kg.
Absorción de la grava..... %

Prueba N°.....

DENSIDAD DE SOLIDOS

Tierra =..... Grava =..... Mezcla =.....
Altura h =..... cm. Diámetro d =..... cm.
Volumen inicial de la probeta..... xh =..... cm³

Volumen de sólidos $V_s = \frac{W_s}{S_s} =$ cm³

Volumen de vacíos inicial $V_{vi} = V_t - V_s =$ cm³

Relación de vacíos inicial $e_i = \frac{V_{vi}}{V_s} =$

Grado de saturación inicial $G_i = \frac{W_{wi}}{V_{vi}} \times 100 =$ %

$\Delta V = \left(\frac{\omega_i - \omega_f}{100} \right) W_s =$ cm³

Volumen corregido $V_c =$ cm³

$V_{vf} = V_c - V_s =$ cm³

Relación de vacíos final $e_f = \frac{V_{vf}}{V_s} =$

Grado de saturación final $G_f = \frac{W_{wf}}{V_{vf}} \times 100 =$ %

COMPACTACION

CAPA N°	CARGA	TIEMPO

HUMEDAD DE COMPACTACION

$W_H + \text{Tara} =$ gr.
 $W_s + \text{Tara} =$ gr. $W_w =$ gr.
Tara N°..... gr. $W_s =$ gr.
 $\omega = \frac{W_w}{W_s} \times 100 =$ %
Operador.....

Observaciones.....
Operador..... Cálculo..... Fecha.....

2



TRIAxIAL CONSOLIDADA RAPIDA

Procedencia..... Identificación de Lab.....
 Banco..... Pozo..... Profundidad.....
 Muestra..... Est..... Fecha.....

Peso probeta húmeda antes de la prueba + tara..... gr.
 Peso probeta húmeda después de la prueba + tara..... gr.
 Peso tara N°..... gr.
 $W_N = W_w + W_s =$ gr.

ANTES DE CONSOLIDAR
 Peso agua $W_{wi} =$ gr.
 Peso probeta seca $W_s =$ gr.
 $W_{wi} = W_{wi} + W_s =$ gr.
 $\omega_i =$ %.

CONTENIDO DE AGUA TIERRA

Peso muestra húmeda + tara..... gr.
 Peso muestra seca + tara..... gr. $W_w =$ gr.
 Peso tara N°..... gr. $W_s =$ gr.

DESPUES DE ENSAYAR
 Peso agua $W_{wf} =$ gr.
 Peso probeta seca $W_s =$ gr.
 $W_{wf} = W_{wf} + W_s =$ gr.
 $\omega_f =$ %.

GRAVA

Peso muestra húmeda + tara..... gr.
 Peso muestra seca + tara..... gr. $W_w =$ gr.
 Peso tara N°..... gr. $W_s =$ gr.

Grava..... % Peso grava =..... kg.
 Tierra..... % Peso tierra =..... kg.
 Absorción de la grava..... %.

Prueba N°.....

DENSIDAD DE SOLIDOS

Tierra =..... Grava =..... Mezcla =.....
 Altura h =..... cm. Diámetro d =..... cm.
 Volumen inicial de la probeta..... $xh =$ cm³
 Volumen de sólidos $V_s = \frac{W_s}{\rho_s} =$ cm³
 Volumen de vacíos inicial $V_{vi} = V_i - V_s =$ cm³
 Relación de vacíos inicial $e_i = \frac{V_{vi}}{V_s} =$
 Grado de saturación inicial $G_i = \frac{W_{wi}}{V_{vi}} \times 100 =$ %
 $\Delta V = \left(\frac{\omega_i - \omega_f}{100} \right) W_s =$ cm³
 Volumen corregido $V_c =$ cm³
 $V_{vf} = V_c - V_s =$ cm³
 Relación de vacíos final $e_f = \frac{V_{vf}}{V_s} =$
 Grado de saturación final $G_f = \frac{W_{wf}}{V_{vf}} \times 100 =$ %

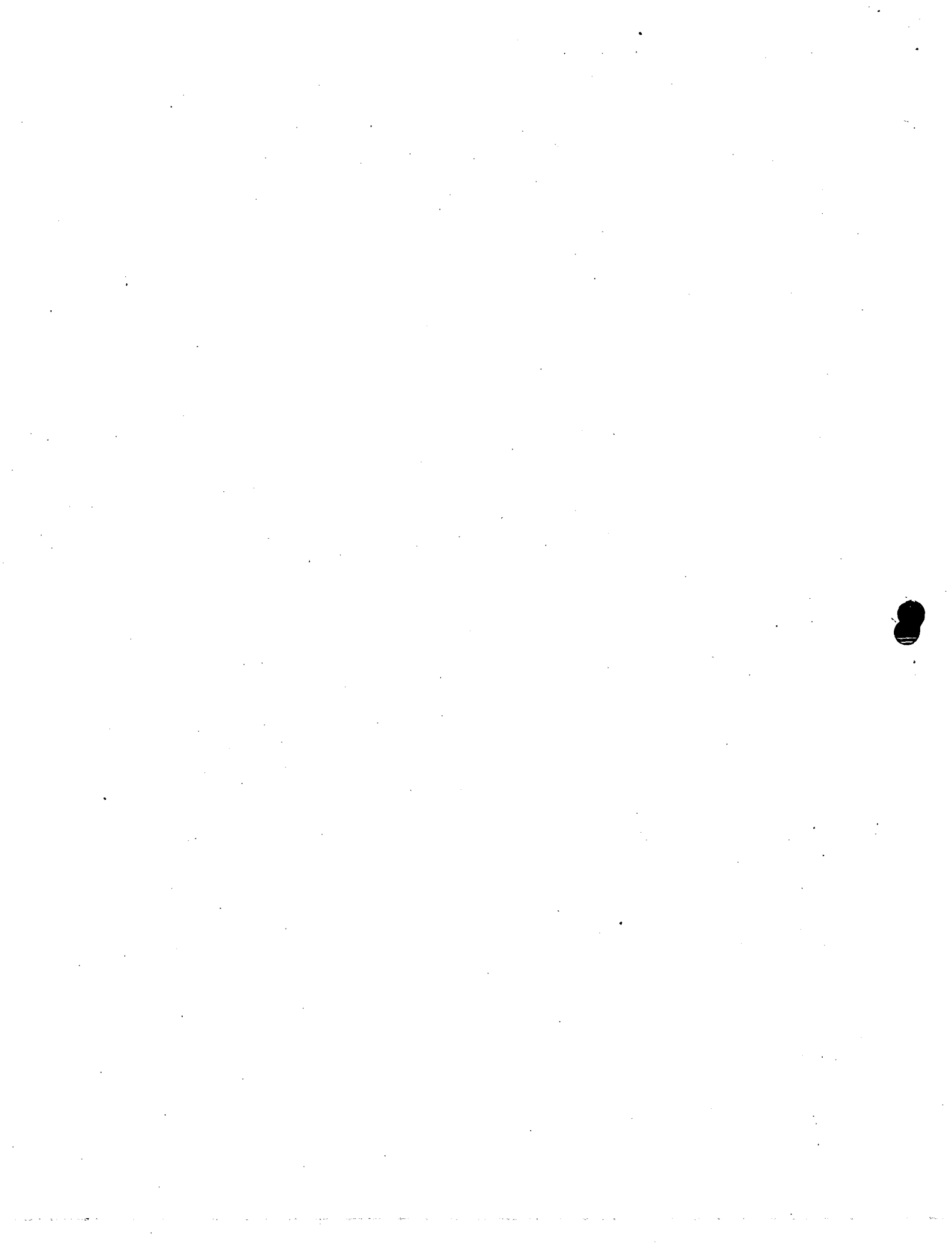
COMPACTACION

CAPA N°	CARGA	TIEMPO

HUMEDAD DE COMPACTACION

$W_N + Tara =$ gr.
 $W_s + Tara =$ gr. $W_w =$ gr.
 Tara N°..... gr. $W_s =$ gr.
 $\omega = \frac{W_w}{W_s} \times 100 =$ %
 Operador.....

Observaciones.....
 Operador..... Cálculo..... Fecha.....



TRIAxIAL CONSOLIDADA RAPIDA

Procedencia..... Identificación de Lab.....
Banco..... Pozo..... Profundidad.....
Muestra..... Est..... Fecha.....

Peso probeta húmeda antes de la prueba + tara..... gr.
Peso probeta húmeda después de la prueba + tara..... gr.
Peso tara N°..... gr.
 $W_n = W_w + W_s =$ gr.

ANTES DE CONSOLIDAR

Peso agua $W_{wi} =$ gr.
Peso probeta seca $W_s =$ gr.
 $W_{ni} = W_{wi} + W_s =$ gr.
 $\omega_i =$ %

CONTENIDO DE AGUA TIERRA

Peso muestra húmeda + tara..... gr.
Peso muestra seca + tara..... gr. $W_w =$ gr.
Peso tara N°..... gr. $W_s =$ gr.

DESPUES DE ENSAYAR

Peso agua $W_{wf} =$ gr.
Peso probeta seca $W_s =$ gr.
 $W_{nf} = W_{wf} + W_s =$ gr.
 $\omega_f =$ %

GRAVA

Peso muestra húmeda + tara..... gr.
Peso muestra seca + tara..... gr. $W_w =$ gr.
Peso tara N°..... gr. $W_s =$ gr.

Grava..... % Peso grava =..... kg.
Tierra..... % Peso tierra =..... kg.
Absorción de la grava..... %

Prueba N°.....

DENSIDAD DE SOLIDOS

Tierra =..... Grava =..... Mezcla =.....
Altura h =..... cm. Diámetro d =..... cm.
Volumen inicial de la probeta..... $xh =$ cm^3
Volumen de sólidos $V_s = \frac{W_s}{\rho_s} =$ cm^3
Volumen de vacíos inicial $V_{vi} = V_t - V_s =$ cm^3
Relación de vacíos inicial $e_i = \frac{V_{vi}}{V_s} =$
Grado de saturación inicial $G_i = \frac{W_{wi}}{V_{vi}} \times 100 =$ %
 $\Delta V = \left(\frac{\omega_i - \omega_f}{100} \right) W_s =$ cm^3
Volumen corregido $V_c =$ cm^3
 $V_{vf} = V_c - V_s =$ cm^3
Relación de vacíos final $e_f = \frac{V_{vf}}{V_s} =$
Grado de saturación final $G_f = \frac{W_{wf}}{V_{vf}} \times 100 =$ %

COMPACTACION

CAPA N°	CARGA	TIEMPO

HUMEDAD DE COMPACTACION

$W_n + Tara =$ gr.
 $W_s + Tara =$ gr. $W_w =$ gr.
Tara N°..... gr. $W_s =$ gr.
 $\omega = \frac{W_w}{W_s} \times 100 =$ %
Operador.....

Observaciones.....
Operador..... Cálculo..... Fecha.....



TRIAxIAL CONSOLIDADA RAPIDA

Procedencia..... Identificación de Lab.....
 Banco..... Pozo..... Profundidad.....
 Muestra..... Est..... Fecha.....

Peso probeta húmeda antes de la prueba + tara..... gr.
 Peso probeta húmeda después de la prueba + tara..... gr.
 Peso tara N°..... gr.
 $W_N = W_w + W_s =$ gr.

ANTES DE CONSOLIDAR

Peso agua $W_{wi} =$ gr.
 Peso probeta seca $W_s =$ gr.
 $W_{Ni} = W_{wi} + W_s =$ gr.
 $\omega_i =$ %

CONTENIDO DE AGUA TIERRA

Peso muestra húmeda + tara..... gr.
 Peso muestra seca + tara..... gr. $W_w =$ gr.
 Peso tara N°..... gr. $W_s =$ gr.

DESPUES DE ENSAYAR

Peso agua $W_{wf} =$ gr.
 Peso probeta seca $W_s =$ gr.
 $W_{Nf} = W_{wf} + W_s =$ gr.
 $\omega_f =$ %

GRAVA

Peso muestra húmeda + tara..... gr.
 Peso muestra seca + tara..... gr. $W_w =$ gr.
 Peso tara N°..... gr. $W_s =$ gr.

Grava.....% Peso grava =..... kg.
 Tierra.....% Peso tierra =..... kg.
 Absorción de la grava.....%

Prueba N°.....

DENSIDAD DE SOLIDOS

Tierra =..... Grava =..... Mezcla =.....
 Altura h =..... cm. Diámetro d =..... cm.
 Volumen inicial de la probeta..... xh =..... cm³
 Volumen de sólidos $V_s = \frac{W_s}{\rho_s} =$ cm³
 Volumen de vacíos inicial $V_{vi} = V_i - V_s =$ cm³
 Relación de vacíos inicial $e_i = \frac{V_{vi}}{V_s} =$
 Grado de saturación inicial $G_i = \frac{W_{wi}}{V_{vi}} \times 100 =$ %
 $\Delta V = \left(\frac{\omega_i - \omega_f}{100} \right) W_s =$ cm³
 Volumen corregido $V_c =$ cm³
 $V_{vf} = V_c - V_s =$ cm³
 Relación de vacíos final $e_f = \frac{V_{vf}}{V_s} =$
 Grado de saturación final $G_f = \frac{W_{wf}}{V_{vf}} \times 100 =$ %

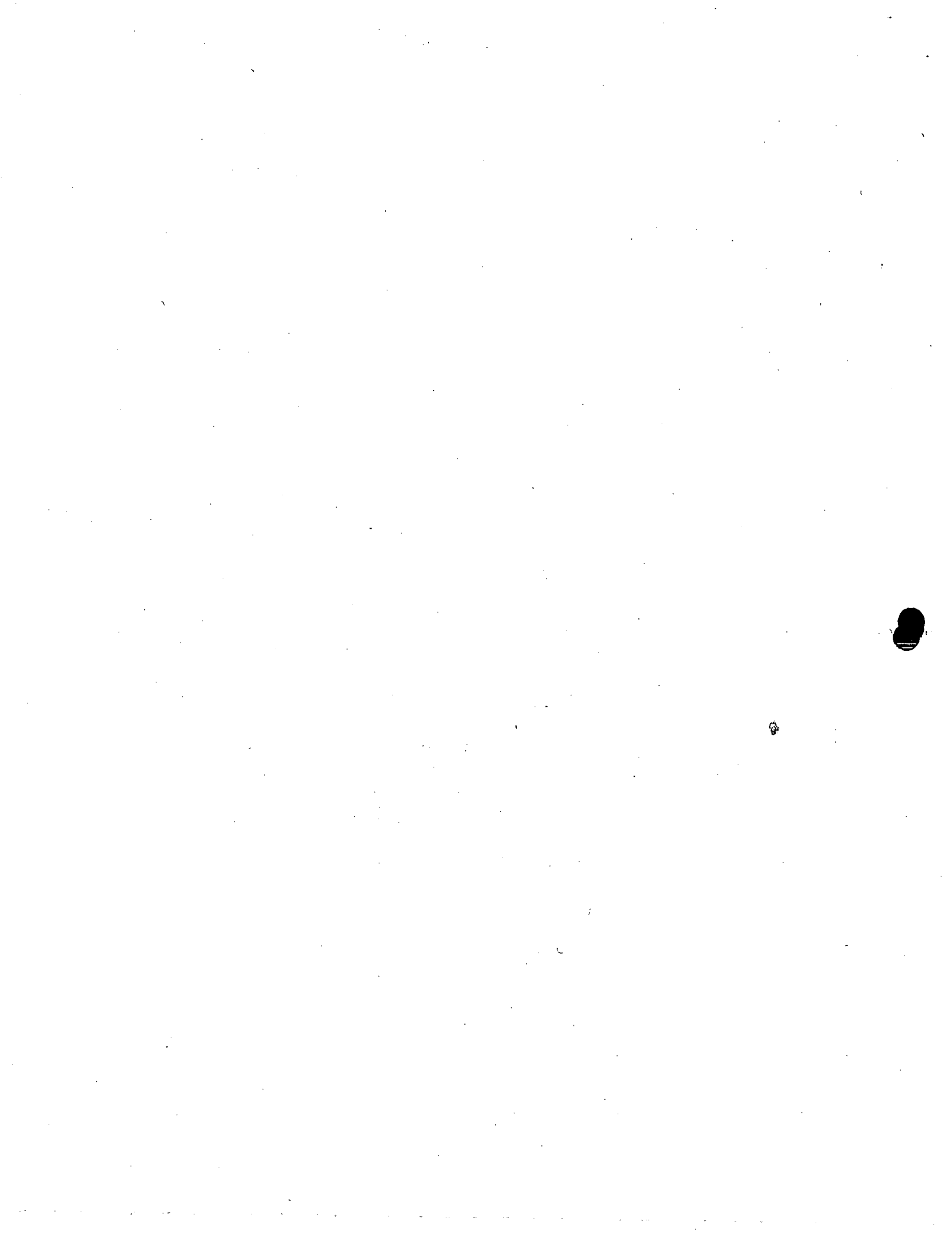
COMPACTACION

CAPA N°	CARGA	TIEMPO

HUMEDAD DE COMPACTACION

$W_N + \text{Tara} =$ gr.
 $W_s + \text{Tara} =$ gr. $W_w =$ gr.
 Tara N°..... gr. $W_s =$ gr.
 $\omega = \frac{W_w}{W_s} \times 100 =$ %
 Operador.....

Observaciones.....
 Operador..... Cálculo..... Fecha.....



S.R.H.

DIRECCION DE ESTUDIOS Y PROYECTOS
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA EXPERIMENTAL
MECANICA DE SUELOS

TRIAxIAL CONSOLIDADA RAPIDA

Procedencia..... Identificación de Lab.....
Banco..... Pozo..... Profundidad.....
Muestra..... Est..... Fecha.....

Peso probeta húmeda antes de la prueba + tara..... gr.
Peso probeta húmeda después de la prueba + tara..... gr.
Peso tara N°..... gr.
 $W_N = W_w + W_s =$ gr.

ANTES DE CONSOLIDAR
Peso agua $W_{wi} =$ gr.
Peso probeta seca $W_s =$ gr.
 $W_{Ni} = W_{wi} + W_s =$ gr.
 $\omega_i =$ %

**CONTENIDO DE AGUA
TIERRA**

Peso muestra húmeda + tara..... gr.
Peso muestra seca + tara..... gr. $W_w =$ gr.
Peso tara N°..... gr. $W_s =$ gr.

DESPUES DE ENSAYAR
Peso agua $W_{wf} =$ gr.
Peso probeta seca $W_s =$ gr.
 $W_{Nf} = W_{wf} + W_s =$ gr.
 $\omega_f =$ %

GRAVA

Peso muestra húmeda + tara..... gr.
Peso muestra seca + tara..... gr. $W_w =$ gr.
Peso tara N°..... gr. $W_s =$ gr.

Grava..... % Peso grava =..... kg.
Tierra..... % Peso tierra =..... kg.
Absorción de la grava..... %.

Prueba N°.....

DENSIDAD DE SOLIDOS

Tierra =..... Grava =..... Mezcla =.....
Altura h =..... cm. Diámetro d =..... cm.
Volumen inicial de la probeta..... xh =..... cm³
Volumen de sólidos $V_s = \frac{W_s}{S_s} =$ cm³
Volumen de vacíos inicial $V_{vi} = V_t - V_s =$ cm³
Relación de vacíos inicial $e_i = \frac{V_{vi}}{V_s} =$
Grado de saturación inicial $G_i = \frac{W_{wi}}{V_{vi}} \times 100 =$ %
 $\Delta V = \left(\frac{\omega_i - \omega_f}{100} \right) W_s =$ cm³
Volumen corregido $V_c =$ cm³
 $V_{vf} = V_c - V_s =$ cm³
Relación de vacíos final $e_f = \frac{V_{vf}}{V_s} =$
Grado de saturación final $G_f = \frac{W_{wf}}{V_{vf}} \times 100 =$ %

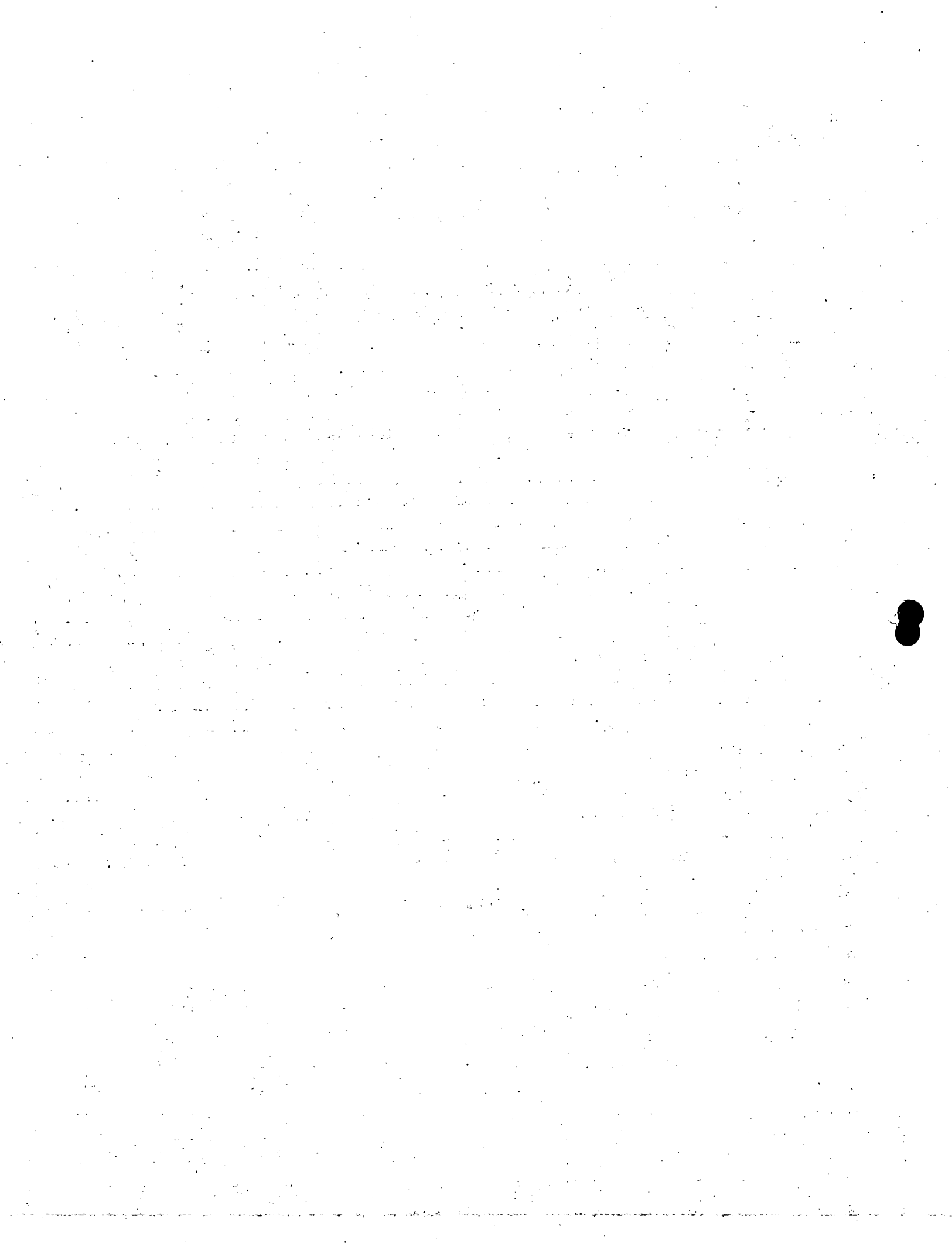
COMPACTACION

CAPA N°	CARGA	TIEMPO

HUMEDAD DE COMPACTACION

$W_H + \text{Tara} =$ gr.
 $W_s + \text{Tara} =$ gr. $W_w =$ gr.
Tara N°..... gr. $W_s =$ gr.
 $\omega = \frac{W_w}{W_s} \times 100 =$ %
Operador.....

Observaciones.....
Operador..... Caluló..... Fecha.....



TRIAXIAL CONSOLIDADA RAPIDA

Procedencia..... Identificación de Lab.....
 Banco..... Pozo..... Profundidad.....
 Muestra..... Est..... Fecha.....

ETAPA DE SATURACION							ETAPA DE RUPTURA				
FECHA Y HORA	LEC. MICR. mm.	LEC. PIPETA	LEC. TANQUE cm ³	TIEMPO	DEF. mm.	ΔV cm ³	CARGA Kg.	(δ _x) LEC. MICR. mm.	DEF. UNITARIA ε	AREA CORREGIDA cm ²	ESFUERZO σ _I - σ _{III} kg/cm ²
ETAPA DE CONSOLIDACION											

Presión lateral = Kg/cm² cm. Hg.

V_c = cm.
 h_c = cm.
 ω_i = %
 ω_f = %
 e_i =
 e_f =
 G_i = %
 G_f = %

$$e = \frac{\delta_x}{h_c}$$

$$A \text{ consolidada} = \frac{V_c}{h_c}$$

$$A \text{ corregida} = \frac{A \text{ cons}}{1 - e}$$

$$G = \frac{W_w}{V_v} 100$$

CROQUIS

Prueba No.....
 d₂.....
 d₂.....
 d₂.....

Observaciones.....
 Operador..... Cálculo..... Fecha.....



S.R.H.

DIRECCION DE ESTUDIOS Y PROYECTOS
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA EXPERIMENTAL
MECANICA DE SUELOS

TRIAxIAL CONSOLIDADA RAPIDA

Procedencia..... Identificación de Lab.....
 Banco..... Pozo..... Profundidad.....
 Muestra..... Est..... Fecha.....

ETAPA DE SATURACION							ETAPA DE RUPTURA				
FECHA Y HORA	LEC. MICR. mm.	LEC. PIPETA	LEC. TANQUE cm. ³	TIEMPO	DEF. mm.	ΔV cm. ³	CARGA Kg.	(δ_x) LEC. MICR. m.m.	DEF. UNITARIA ϵ	AREA CORREGIDA cm. ²	ESFUERZO $\sigma_1 - \sigma_{III}$ kg/cm. ²
ETAPA DE CONSOLIDACION											

Presión lateral = Kg/cm² cm. Hg.

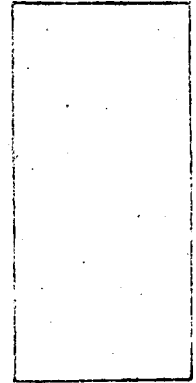
- V_c = cm.
- h_c = cm.
- W_i = %
- W_f = %
- e_i =
- e_f =
- G_i = %
- G_f = %

$$\epsilon = \frac{\delta_x}{h_c}$$

$$A_{\text{consolidada}} = \frac{V_c}{h_c}$$

$$A_{\text{corregida}} = \frac{A_{\text{cons}}}{1 - \epsilon}$$

$$G = \frac{W_w}{V_v} 100$$



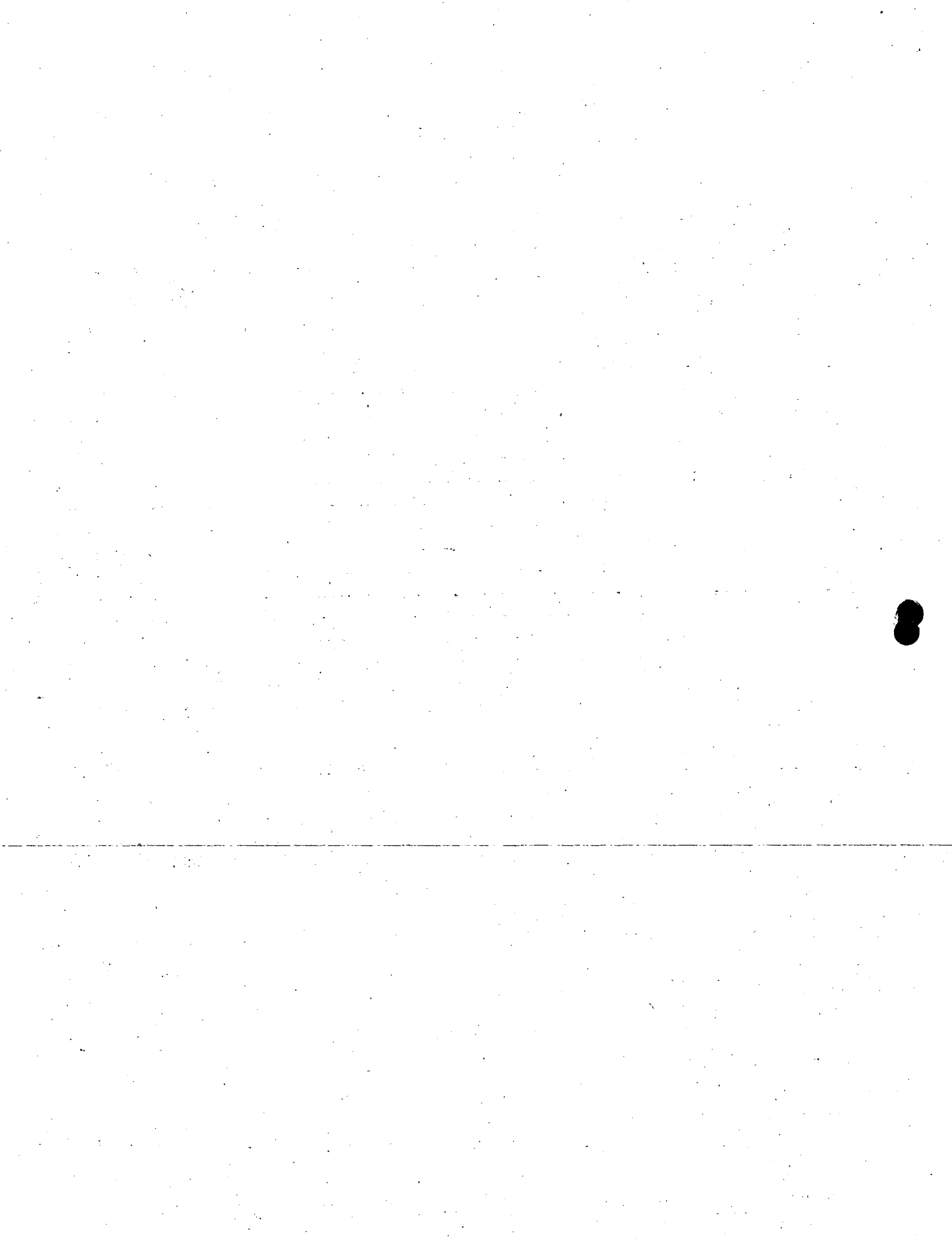
Prueba No.....

d₂

d₂

d₂

Observaciones.....
 Operador..... Calculó..... Fecha.....



DIRECCION DE ESTUDIOS Y PROYECTOS DEPARTAMENTO DE INGENIERIA EXPERIMENTAL MECANICA DE SUELOS TRIAXIAL CONSOLIDADA RAPIDA

Procedencia Identificación de Lab
 Banco Pozo Profundidad
 Muestra Est Fecha

ETAPA DE SATURACION							ETAPA DE RUPTURA				
FECHA Y HORA	LEC. MICR. mm.	LEC. PIPETA	LEC. TANQUE cm. ³	TIEMPO	DEF. mm.	ΔV cm. ³	CARGA Kg.	(δ _x) LEC. MICR. mm.	DEF. UNITARIA ε	AREA CORREGIDA cm. ²	ESFUERZO σ ₁ - σ _{III} kg/cm. ²
ETAPA DE CONSOLIDACION											

Presión lateral = Kg/cm² cm. Hg.

V_c = cm.
 h_c = cm.
 ω_i = %
 ω_f = %
 e_i =
 e_f =
 G_i = %
 G_f = %

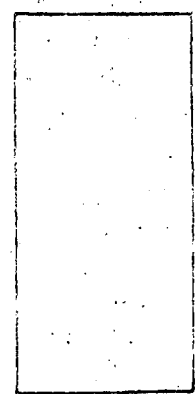
$$\epsilon = \frac{\delta_x}{h_c}$$

$$A_{\text{consolidada}} = \frac{V_c}{h_c}$$

$$A_{\text{corregida}} = \frac{A_{\text{cons}}}{1 - \epsilon}$$

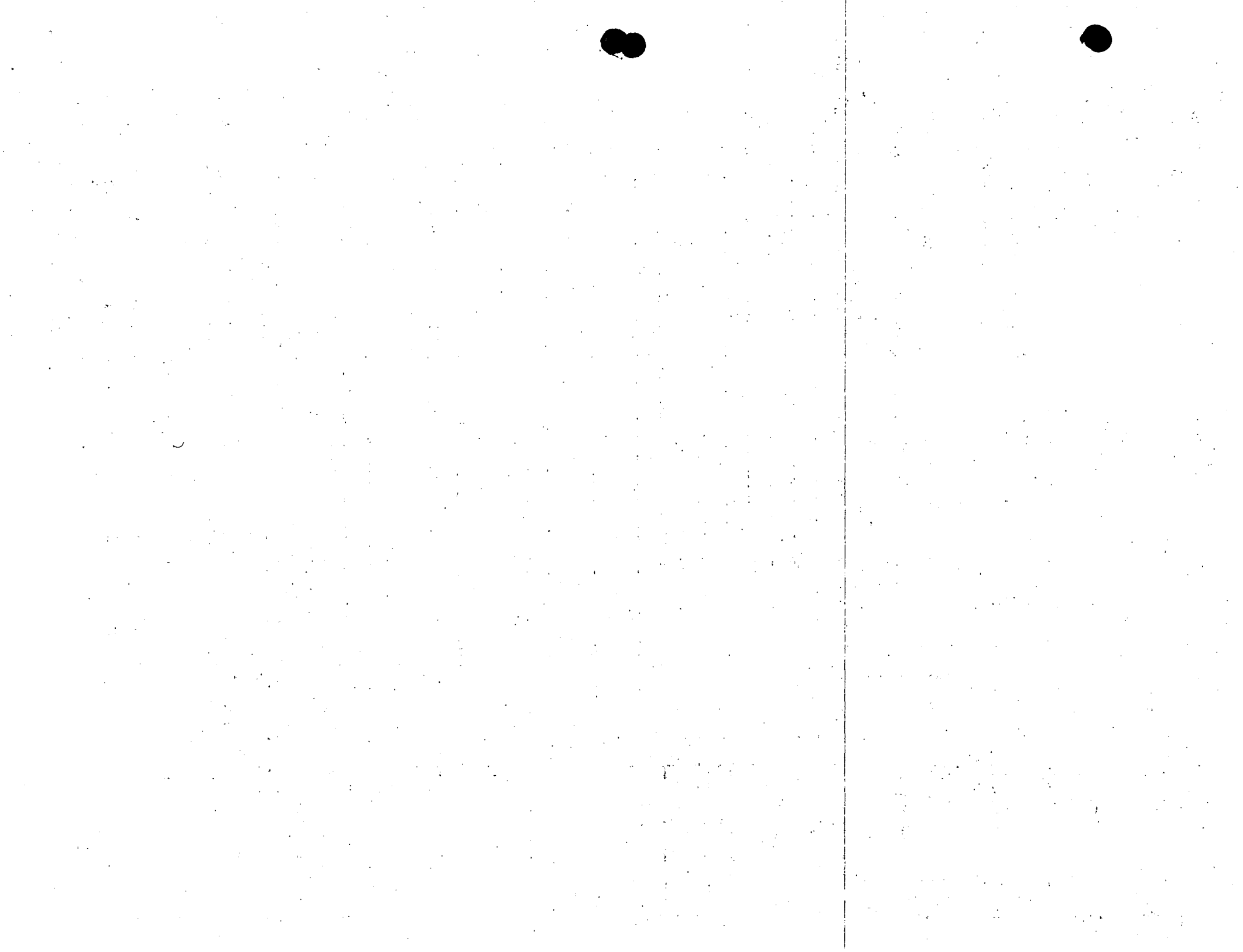
$$G = \frac{W_w}{V_v} 100$$

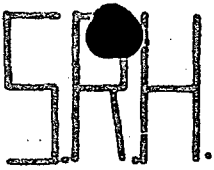
CROQUIS



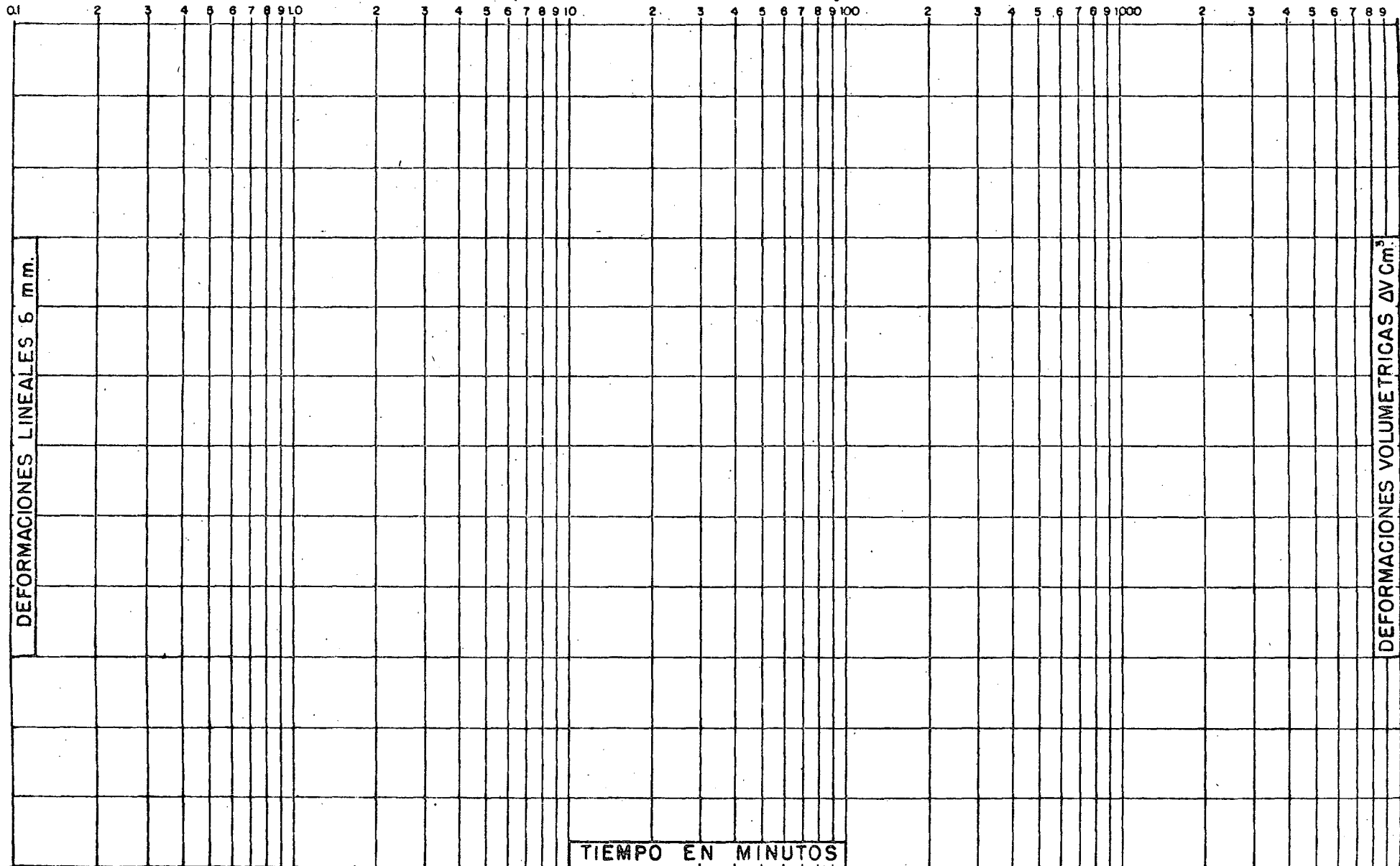
Prueba No.
 d₂
 d₂
 d₂

Observaciones
 Operador Calculó Fecha



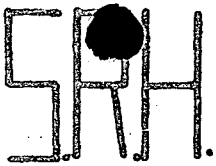


DIRECCION DE ESTUDIOS Y PROYECTOS
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA EXPERIMENTAL
MECANICA DE SUELOS
DEFORMACIONES V.S. TIEMPOS

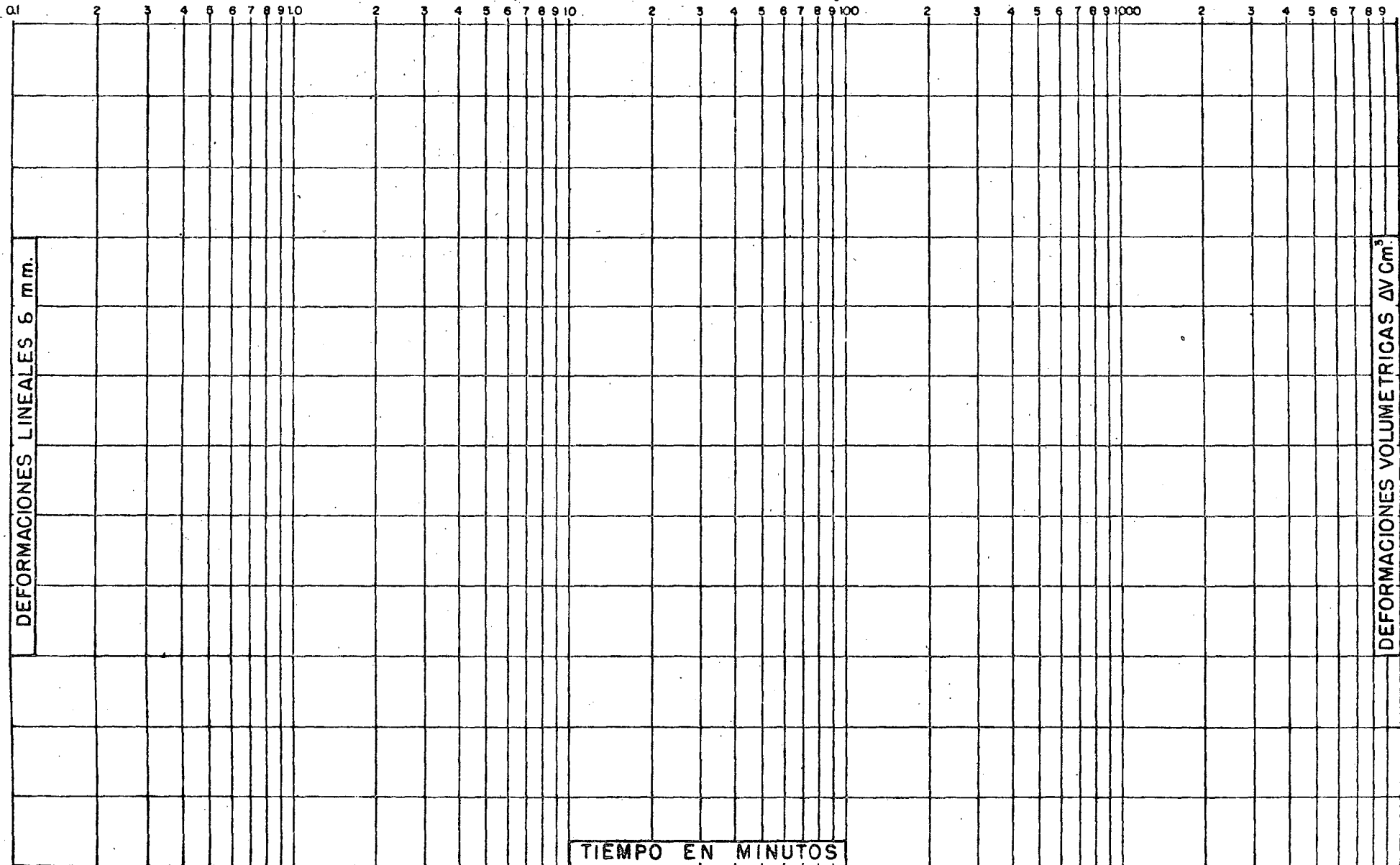


Procedencia..... Anotó..... Dibujó..... V° B°.....
Observaciones..... Fecha.....



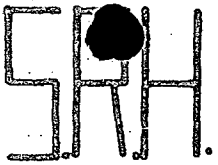


DIRECCION DE ESTUDIOS Y PROYECTOS
 DEPARTAMENTO DE INGENIERIA EXPERIMENTAL
 MECANICA DE SUELOS
DEFORMACIONES V.S. TIEMPOS

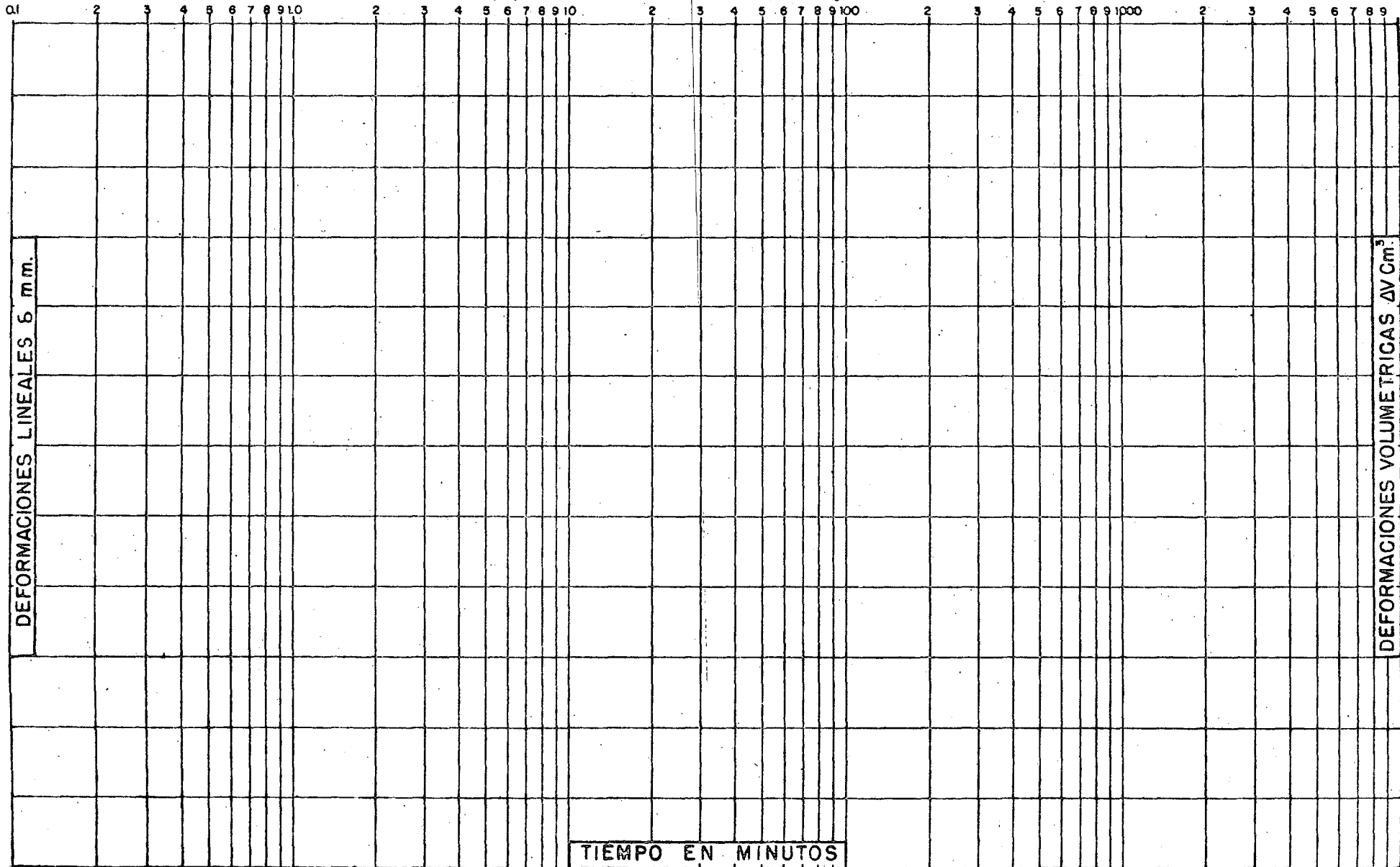


Procedencia..... Anoto..... Dibujo..... V° B°.....
 Observaciones..... Fecha.....



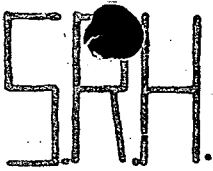


DIRECCION DE ESTUDIOS Y PROYECTOS
 DEPARTAMENTO DE INGENIERIA EXPERIMENTAL
 MECANICA DE SUELOS
DEFORMACIONES VS. TIEMPOS

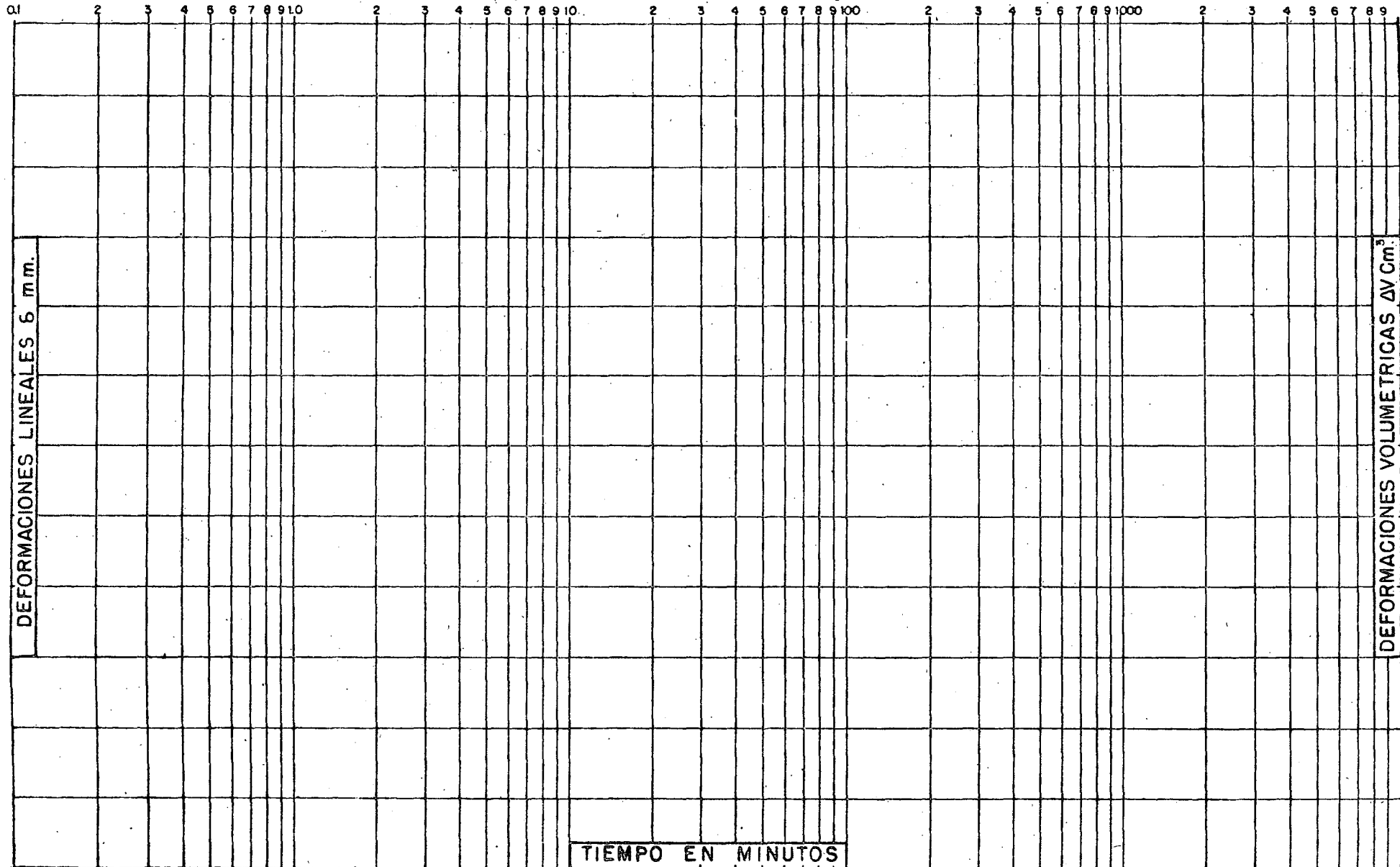


Procedencia..... Anotó..... Dibujo..... V° B°.....
 Observaciones..... Fecha.....





DIRECCION DE ESTUDIOS Y PROYECTOS
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA EXPERIMENTAL
MECANICA DE SUELOS
DEFORMACIONES V.S. TIEMPOS

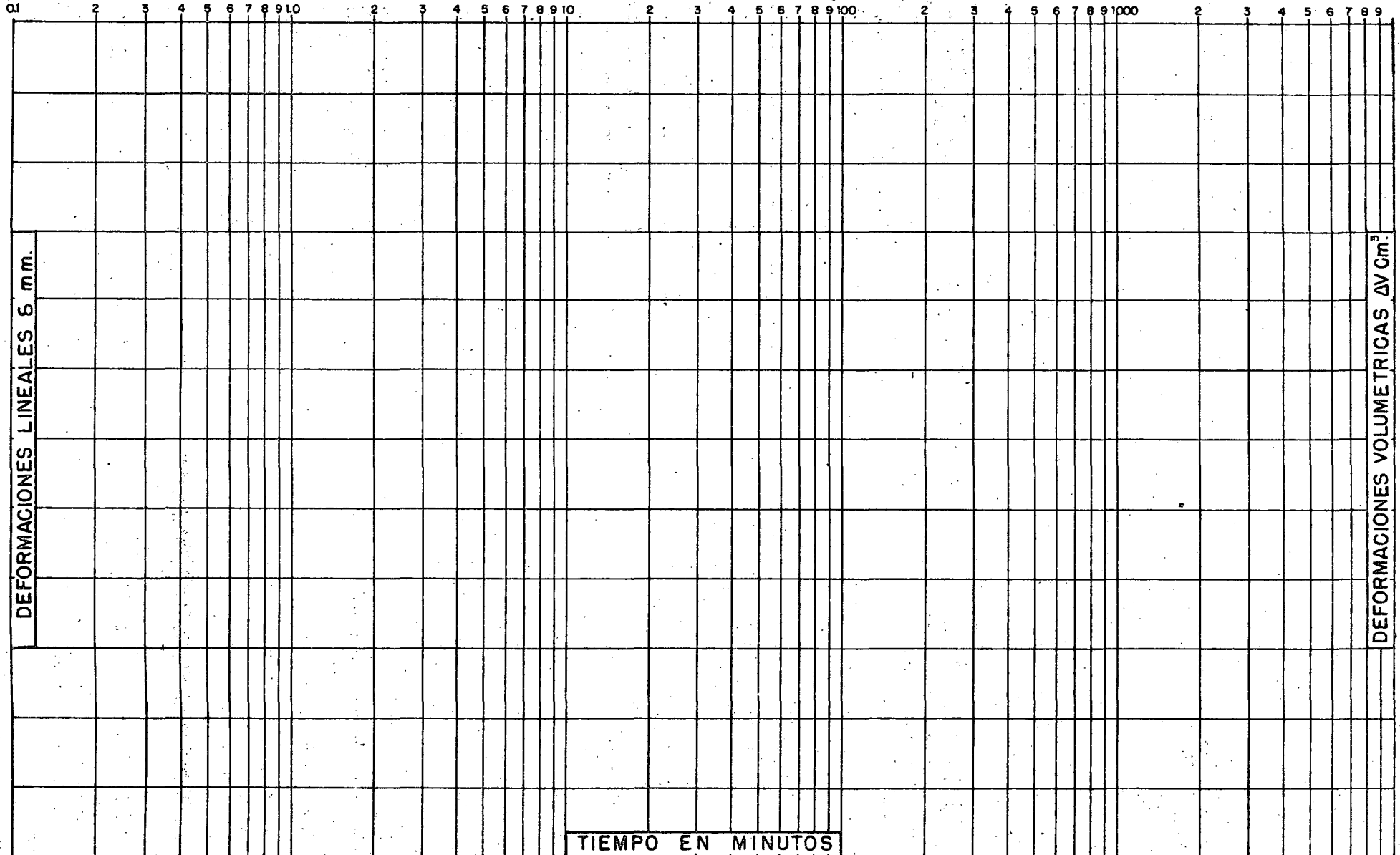


Procedencia..... Anotó..... Dibujo..... V° B°.....
Observaciones..... Fecha.....



SRH.

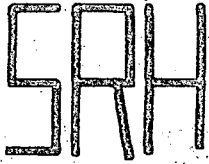
DIRECCION DE ESTUDIOS Y PROYECTOS
 DEPARTAMENTO DE INGENIERIA EXPERIMENTAL
 MECANICA DE SUELOS
DEFORMACIONES V.S. TIEMPOS



7

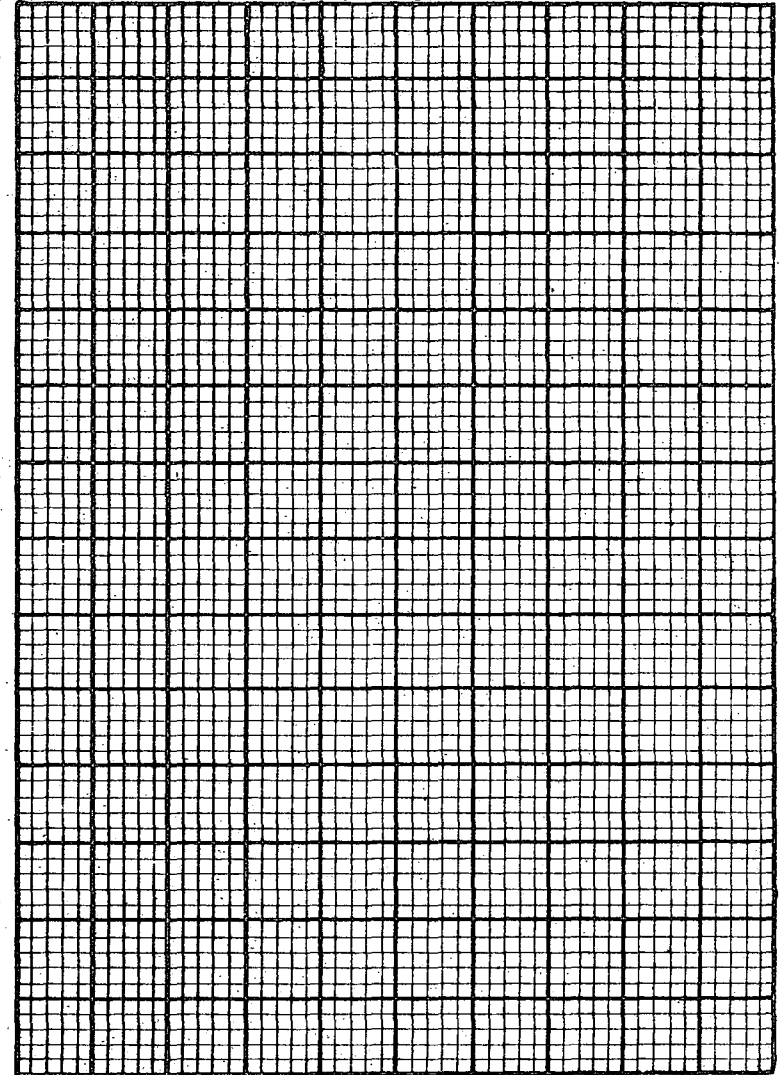
TIEMPO EN MINUTOS

Procedencia..... Anotó..... Dibujo..... V°B°.....
 Observaciones..... Fecha.....



DEPARTAMENTO DE INGENIERIA EXPERIMENTAL
MECANICA DE SUELOS
PRUEBA DE COMPRESION TRIAXIAL

PRUEBA	ω_i	ω_f	e_i	e_f	G_i	G_f	σ_3	$\sigma_1 - \sigma_3$	e
Promedio									
PROCTOR		PESOS VOLUMETRICOS							
γ	=	kg/m ³	INICIALES		FINALES				
e	=		γ_s				Kg/m ³	ψ	=
ω	=	%	γ_H				Kg/m ³	C	=
ω_G	=	%	γ_{sat}				Kg/m ³		
S_s	=		%c						
<input type="radio"/> T.R. <input type="radio"/> T.R.C. <input type="radio"/> T.R.S. <input type="radio"/> T.R.S.C.									



ESFUERZO TANGENCIAL (Kg/cm²)

ESFUERZO DESVIADOR $\sigma_1 - \sigma_3$ (Kg/cm²)

ESFUERZO NORMAL (Kg/cm²)

DEFORMACION UNITARIA (%)

Procedencia Identificación de Laboratorio Banco

Pozo Prof. Muestra Estación Cálculo

Observaciones

S.R.H.

DIRECCION DE ESTUDIOS Y PROYECTOS
 DEPARTAMENTO DE INGENIERIA EXPERIMENTAL
 MECANICA DE SUELOS

CONSOLIDACION DATOS GENERALES

Procedencia Identificación de Lab
 Banco Pozo Profundidad
 Muestra Est. Fecha
 Aparato N° Prueba N°

DATOS INICIALES

Peso anillo N° gr Peso probeta + anillo = gr
 Peso probeta saturada + anillo = gr
 Peso probeta + anillo después de consolidada = gr
 Peso cápsula N° gr Peso probeta seca + cápsula = gr
 Espesor inicial = cm. Diámetro = cm. Area = cm²

GENERALES

L_L = % I_p = I_c = %
 L_p = % I_T = % C_R = %
 I_p = % L_c = % S_g =

ANTES CONSOLIDACION

W_H = gr V_T = cm³ ω = %
 W_g = gr V_g = cm³ e =
 W_w = gr V_v = cm³ G = %

DESPUES CONSOLIDACION

W_H = gr E_p = cm. ω = %
 W_g = gr V_T = cm³ e =
 W_w = gr V_v = cm³ G = %

CONTENIDO DE AGUA TESTIGO

PERMEABILIDAD PIEDRA POROSA

W_H + C = gr Inicial Final
 W_g + C = gr W_w = gr Carga hidráulica en cm.
 C N° gr W_g = % Tiempo en seg.
 ω = % Permeabilidad en cm/seg.

Observaciones
 Operador Caluló Fecha

S. A. R. H.

CONSOLIDACION.

PROCEDENCIA. _____

REGISTRO DE CARGA

IDENTIFICACION DE LABORATORIO. _____

HOJA _____ DE _____

1		5		10		15		24		30		35		40		45		50		55		60		65	
NUMERO DE RENGLONES																									
F E C H A		H O R A		TIEMPO TRANSCURRIDO Seg		MICROMETRO mm.																			
1										0															
2										5															
3										12															
4										18															
5										30															
6										42															
7										60															
8										120															
9										240															
10										360															
11										480															
12										600															
13										1200															
14										1800															
15										3600															
16										5400															
17										7200															
18																									
19																									
20																									
21																									
22																									
23																									
24																									

CARGA SOBRE LA PASTILLA. _____ k / cm²

INCREMENTO DE CARGA . _____ k / cm²

OBSERVACIONES.

S. A. N. H.

CONSOLIDACION.

PROCEDENCIA. _____

REGISTRO DE CARGA

IDENTIFICACION DE LABORATORIO. _____

HOJA _____ DE _____

1		5		10		15		24		30		35		40		45		50		55		60		65	
NUMERO DE REGLONES																									
FECHA				HORA				TIEMPO TRANSCURRIDO Seg				MICROMETRO mm													
1				:	:					0	.	.													
2				:	:					5	.	.													
3				:	:					12	.	.													
4				:	:					18	.	.													
5				:	:					30	.	.													
6				:	:					42	.	.													
7				:	:					60	.	.													
8				:	:					120	.	.													
9				:	:					240	.	.													
10				:	:					360	.	.													
11				:	:					480	.	.													
12				:	:					600	.	.													
13				:	:					1200	.	.													
14				:	:					1800	.	.													
15				:	:					3600	.	.													
16				:	:					5400	.	.													
17				:	:					7200	.	.													
18				:	:						.	.													
19				:	:						.	.													
20				:	:						.	.													
21				:	:						.	.													
22				:	:						.	.													
23				:	:						.	.													
24				:	:						.	.													

CARGA SOBRE LA PASTILLA. _____ k / cm²

INCREMENTO DE CARGA. _____ k / cm²

OBSERVACIONES.



1		5		10		15		24		30		35		40		45		50		55		60		65	
NUMERO DE REGLONES																									
F E C H A		H O R A		T I E M P O T R A N S C U R R I D O		M I C R O M E T R O																			
				Seg		mm.																			
1				:	:		0	.																	
2				:	:		5	.																	
3				:	:		12	.																	
4				:	:		18	.																	
5				:	:		30	.																	
6				:	:		42	.																	
7				:	:		60	.																	
8				:	:		120	.																	
9				:	:		240	.																	
10				:	:		360	.																	
11				:	:		480	.																	
12				:	:		600	.																	
13				:	:		1200	.																	
14				:	:		1800	.																	
15				:	:		3600	.																	
16				:	:		5400	.																	
17				:	:		7200	.																	
18				:	:			.																	
19				:	:			.																	
20				:	:			.																	
21				:	:			.																	
22				:	:			.																	
23				:	:			.																	
24				:	:			.																	

CARGA SOBRE LA PASTILLA. _____ k / cm²

INCREMENTO DE CARGA. _____ k / cm²

OBSERVACIONES.



S. A. N. H.

CONSOLIDACION.

PROCEDENCIA. _____

REGISTRO DE CARGA

IDENTIFICACION DE LABORATORIO. _____

HOJA _____ DE _____

1		5		10		15		24		30		35		40		45		50		55		60		65	
NUMERO DE R ENGLONES																									
FECHA				HORA				TIEMPO TRANSCURRIDO Seg				MICROMETRO mm.													
1				:						0															
2				:						5															
3				:						12															
4				:						18															
5				:						30															
6				:						42															
7				:						60															
8				:						120															
9				:						240															
10				:						360															
11				:						480															
12				:						600															
13				:						1200															
14				:						1800															
15				:						3600															
16				:						5400															
17				:						7200															
18				:																					
19				:																					
20				:																					
21				:																					
22				:																					
23				:																					
24				:																					

CARGA SOBRE LA PASTILLA. _____ k / cm²

INCREMENTO DE CARGA. _____ k / cm²

OBSERVACIONES.



S. A. . . . H.

CONSOLIDACION.

PROCEDENCIA. _____

REGISTRO DE CARGA

IDENTIFICACION DE LABORATORIO. _____

HOJA _____ DE _____

1		5		10		15		24		30		35		40		45		50		55		60		65	
NUMERO DE REGLONES																									
F E C H A		H O R A		T I E M P O T R A N S C U R R I D O		M I C R O M E T R O																			
				S e g		m m.																			
1									0																
2									5																
3									12																
4									18																
5									30																
6									42																
7									60																
8									120																
9									240																
10									360																
11									480																
12									600																
13									1200																
14									1800																
15									3600																
16									5400																
17									7200																
18																									
19																									
20																									
21																									
22																									
23																									
24																									

CARGA SOBRE LA PASTILLA. _____ k / cm²

IN^{CR}EMENTO DE CARGA . _____ k / cm²

O B S E R V A C I O N E S.





DIRECCION DE ESTUDIOS Y PROYECTOS
 DEPARTAMENTO DE INGENIERIA EXPERIMENTAL
 MECANICA DE SUELOS
 DEFORMACIONES V.S. TIEMPOS

0.1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	2	3	4	5	6	7	8	9	100	2	3	4	5	6	7	8	9	1000	2	3	4	5	6	7	8	9			
DEFORMACIONES LINEALES 6 m.m.																																						

TIEMPO EN MINUTOS

Procedencia	Anoto	Dibujó
Observaciones		V°B°
		Fecha

S.R.H.

CONSOLIDACION
REGISTRO DE ^{DES} CARGA

PROCEDENCIA _____
IDENTIFICACION DE LABORATORIO _____

HOJA _____ DE _____

	1	5	10	15	24	30	35	40	45	50	55	60	65
NUMERO DE REGLONES													
	F E C H A			H O R A		TIEMPO TRANSCURRIDO Seg.		M I C R O M E T R O mm.					
1				:				.					
2				:				.					
3				:				.					
4				:				.					
5				:				.					
6				:				.					
7				:				.					
8				:				.					
9				:				.					
10				:				.					

CARGA SOBRE LA PASTILLA _____ k/cm²
INCREMENTO DE CARGA : _____ k/cm²

O B S E R V A C I O N E S

22

	1	5	10	15	24	30	35	40	45	50	55	60	65
NUMERO DE REGLONES													
	F E C H A			H O R A		TIEMPO TRANSCURRIDO Seg.		M I C R O M E T R O mm.					
1				:				.					
2				:				.					
3				:				.					
4				:				.					
5				:				.					
6				:				.					
7				:				.					
8				:				.					
9				:				.					

CARGA SOBRE LA PASTILLA _____ k/cm²
INCREMENTO DE CARGA : _____ k/cm²

O B S E R V A C I O N E S

SRH

DIRECCION DE ESTUDIOS Y PROYECTOS DEPARTAMENTO DE INGENIERIA EXPERIMENTAL MECANICA DE SUELOS

CONSOLIDACION - REGISTRO

Procedencia Identificación de Lab
 Banco Pozo Profundidad
 Muestra Est. Fecha

TEMP. TEMP.	PRESION P Kg/cm ²	RELACION DE CONSOLIDACION PRIMARIA r	DEFORMACION LINEAL δ mm.	DEFORMACION UNITARIA ε %	ESPELOR COMPRIMIDO 2H mm.	2H - 2H ₀ mm.	e = $\frac{2H - 2H_0}{2H_0}$	Hm. cm	Hm ² cm ²	t ₉₀ seg.	a _v cm ² /kg	C _v 10 ⁻⁴ cm ² /seg	Km 20° 10 ⁻⁴ cm/seg	e _m	Pm kg/cm ²

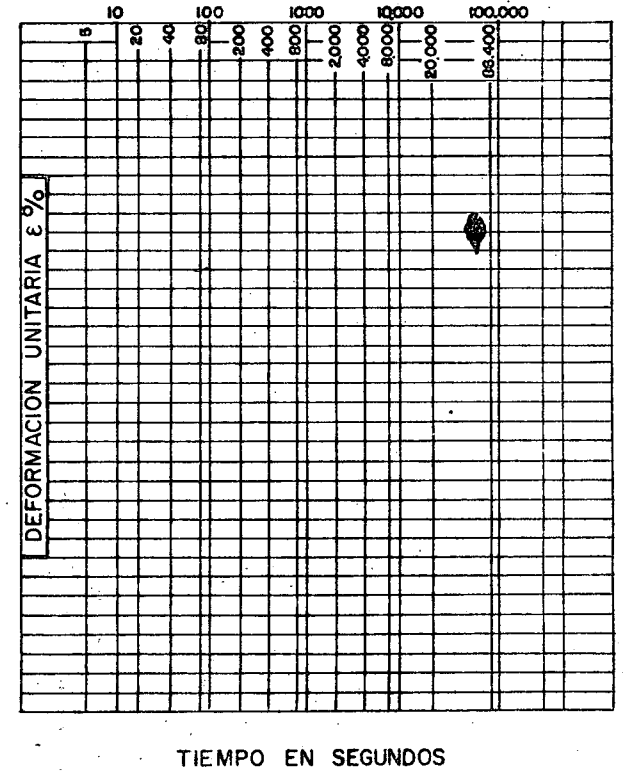
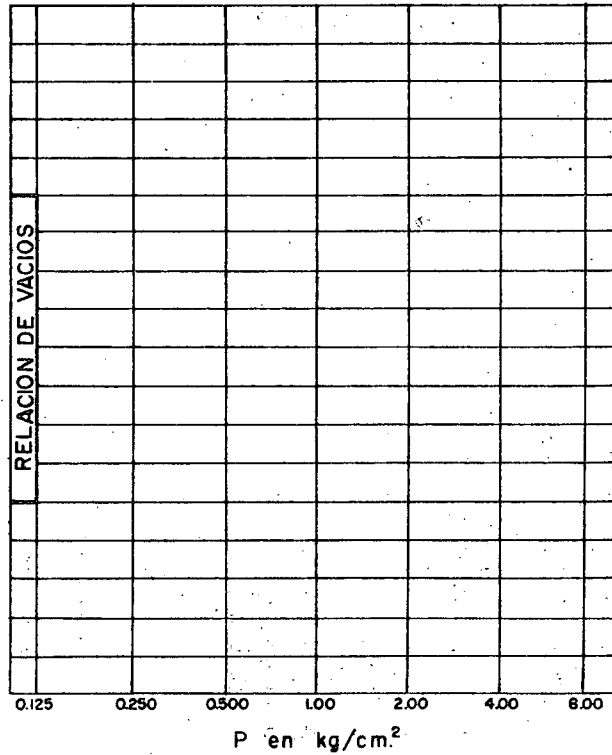
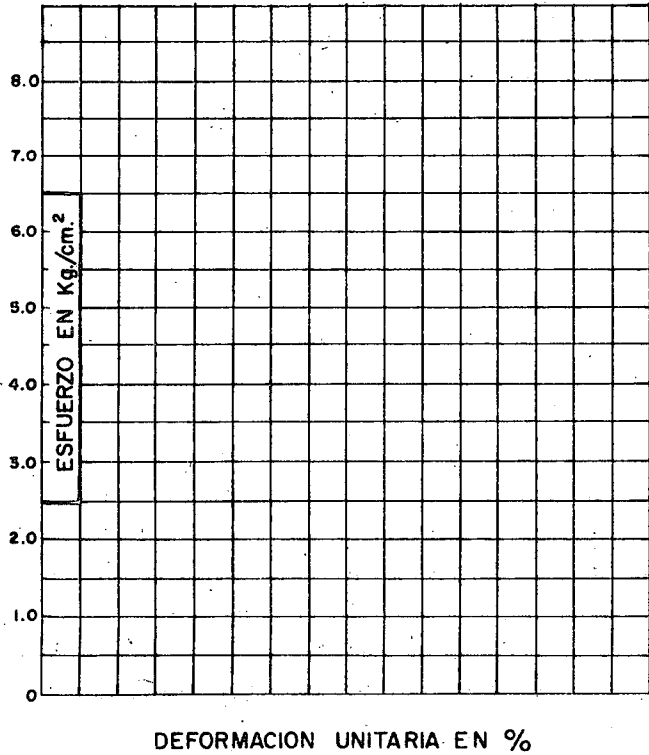
Aparato N°
 Peso de los sólidos W_s = gr.
 Densidad de los sólidos S_s =
 Area de los probeta A_c = cm²
 Espesor de los sólidos, 2H₀ = $\frac{W_s \cdot 10}{\gamma_w S_s A_c}$ mm
 Espesor Inicial 2H_i = mm

Prueba N°
 Relación de consolidación primaria, r = $\frac{ds - d_{100}}{d_0 - d_f}$
 Coef. de consolidación, C_v = $\frac{0.197 Hm^2}{t_{90}}$; cm²/seg.
 Coef. de compresibilidad, a_v = $\frac{\Delta e}{\Delta p} = \frac{e_2 - e_1}{p_2 - p_1}$; cm²/seg.
 Coef. de permeabilidad, Km = $\frac{C_v a_v \gamma_w}{(1 + e_m) 1000}$; cm/seg.

174

GRAFICAS DE CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL

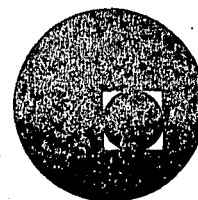
Procedencia Identificación de Laboratorio Proceso
 Muestra Pozo Banco Estación Profundidad m.
 Prueba No. Aparato Calculó Operó
 ω inicial = % e inicial = Sat. inicial = % Compactación = %
 ω final = % e final = Sat. final = % $\delta_s =$ kg/m^3



Observaciones



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS DE ZONAS DE RIEGO

LABORATORIO DE MATERIALES Y CONTROL DE
CALIDAD

ING. JOSE LUIS TERAN P.
AGOSTO DE 1978.



CAMINOS Y AEROPISTAS

- Calidad de los materiales que se emplean en su construcción, tomando en cuenta que la principal función de la red de caminos de las zonas de riego es permitir el tránsito de los vehículos en cualquier época del año, ya sea para el transporte de la producción o bien para la operación, y si a lo cual se añade que estos caminos solo se construyen hasta nivel de la capa de revestimiento, misma que servirá de superficie de rodamiento, se puede deducir la importancia que guarda el que la calidad de los materiales empleados en su construcción, principalmente los del revestimiento, sea la adecuada.

Ahora bien en una pista de aterrizaje debe tomarse en cuenta que una inadecuada calidad de los materiales, puede ocasionar un accidente en que vaya de por medio la vida humana, además de unas fuertes pérdidas económicas.

Por lo anterior, se hace énfasis en que para la construcción de caminos y aeropistas se utilicen materiales que cumplan con las normas de calidad, lo cual sólo se logrará con estudios de laboratorio completos.

MATERIAL PARA TERRACERIAS

Cuerpo del terraplén.- Siendo este el elemento del camino que aporta el mayor volumen y estando protegido por las capas superiores que absorben en gran medida las cargas impuestas por el tránsito además de que le proporcionan drenaje, en su construcción se puede emplear prácticamente cualquier material, quedando excluidos para los caminos, aquellos suelos altamente orgánicos-tales como las turbas; asimismo quedan excluidos los limos y arcillas de alta plasticidad tanto de origen orgánico como inorgánico (MH, CH y OH) cuyo límite líquido sea superior a 100 por ciento (ver anexo No.), sin embargo, como se verá posteriormente, la calidad del material de una capa influye directamente en el espesor que deben tener las capas que la suprayacen, para absorber las cargas impuestas por el tránsito, por lo que la elección de un material en particular, para la formación de las terracerías (cuerpo del terraplén y capa subrasante) debe tomar en cuenta como influye esto en el aspecto económico.

Capa subrasante.- El que esta última capa de las terracerías sirva de transición entre el cuerpo del terraplén y la capa de revestimiento, así como de cimentación de esta última, obliga a que el material que se emplee en la construcción de dicha capa subrasante tenga características adecuadas para tal fin y no obstante que en principio se puedan emplear los mismos suelos que para el cuerpo de terraplén, su limitante es que su valor C.B.R. no sea inferior a 5 por ciento y su expansión no sea mayor a 5 por-

ciento; en el caso de aeropistas además de que el material de la capa subrasante cumpla con lo anterior no se deberá usar limo y arcillas de alta plasticidad, ya sean de origen orgánico o bien de origen inorgánico (CH, MH y OH).

Además de los suelos ya indicados como materiales no aptos para la construcción de la capa subrasante, se excluyen también aquellos materiales que no entran en la clasificación de los suelos según el sistema unificado (SUCS) (ver anexo No. 1).

Como ya se indicó en el inciso anterior una baja calidad del material de una capa afecta directamente en el espesor requerido para un cierto volumen de tránsito de las capas superiores, y en el caso de la capa subrasante esto se verá reflejado directamente en el espesor del revestimiento, material que por lo general es el más costoso de los que componen la estructura del camino.

MATERIALES PARA LA CAPA DE REVESTIMIENTO

La función principal de la capa de revestimiento es proporcionar en cualquier época del año una superficie adecuada para el tránsito de los vehículos, por lo que es importante que la calidad de los materiales que se empleen en su construcción, sea la apropiada para tal fin, en consecuencia un material de revestimiento debe de ser estudiado exhaustivamente a fin de verificar que se ajusta a los requerimientos de calidad para este tipo de materiales.

Los materiales apropiados para la construcción de esta capa son los suelos denominados gruesos (gravas y arenas), siendo los que presentan mejores cualidades para revestimiento aquellos que según S.U.C.S. se denominan SM y GM (arenas y gravas con contenidos apreciables de limo), en virtud de que la parte gruesa de ellos proporciona el valor C.B.R. necesario y la parte fina la "cementación" requerida para evitar la disgregación del material.

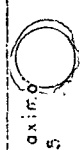
No obstante que en los caminos de las zonas de riego el volumen de tránsito es muy bajo, aun en temporadas de cosecha, y que las velocidades de operación también son bajas, es necesario que la granulometría de los materiales del revestimiento sea adecuada en cuanto al tamaño máximo de las partículas y al contenido de las partículas de la fracción grava del suelo, ya

que la ausencia de un material que las aglutine (asfalto o cemento) permite que sean extraídas por el paso de los vehículos, provocando con ésto la formación de baches y aun en casos extremos el total desplazamiento del material y consecuentemente el afloramiento del material de la capa subrasante, que por lo general es inadecuado para transitar por él en temporada de lluvias.

Si por el contrario se tiene un exceso de material fino plásticos ésto puede provocar una superficie derrapante cuando esté mojada.

En el anexo No. 1 se señalan las normas de calidad que debe cumplir un material de revestimiento y aunque existen materiales naturales que reúnen estas características ésto no es usual, por que generalmente se requiere mezclar dos suelos a fin de tener un adecuado material de revestimiento. En el anexo No. 5 se indica el procedimiento para efectuar el diseño de mezcla de dos materiales.

TIPO	SUB-TIPOS	SIMBOLO DE GRUPO	CARACTERISTICAS PARA SU ACUMODO	PRUEBAS ESPECIFICADAS PARA LA DETERMINACION DE LOS PESOS VOLUMETRICOS SECOS MAXIMOS.		RECOMENDACIONES PARA SU USO				
				CUERPO DEL TERRAPLEN	CAPA DE SUB-RASANTE EN TERRAPLENES Y CORTES					
FRAGMENTOS DE ROCA	GRANDES MAYORES DE 75 cm. y MENORES DE 2 m.	Fg	Susceptible de acomodarse con tractor y/o con el equipo de construcción.			Pueden utilizarse en todo el cuerpo del terraplén acomodados en su posición más estable, entendiéndose que el simple volteo no constituye un acomodo adecuado.	NO DEBEN USARSE			
	MEDIANOS MAYORES DE 20 cm. y MENORES DE 75 cm.	Fm	Susceptibles de acomodarse por bandeado con tractor y/o con el equipo de construcción.			Pueden utilizarse en todo el cuerpo del terraplén, tendiéndolos en capas del espesor mínimo que permita el tamaño de los fragmentos mayores.	NO DEBEN USARSE			
	CHICOS MAYORES DE 7.6 cm. y MENORES DE 20 cm.	Fc	Susceptibles de acomodarse por bandeado con tractor y/o con el equipo de construcción.			Pueden utilizarse en todo el cuerpo del terraplén tendiéndose en capas del espesor mínimo que permita el tamaño de los fragmentos mayores.	NO DEBEN USARSE			
SUELOS	GRUECOS	GRAVAS	GW GP GM GC	Porter Porter Porter Porter	En los casos de suelos en que por su baja cementación no este bien definida la prueba que debe aplicarse para determinar el peso volumétrico seco máximo, se efectuaron las pruebas Proctor SRH y Fortier * cuando por aquella que da el peso volumétrico seco máximo más alto.	90% de Compactación	95% de Compactación			
		ARENAS	SW SP SM SC	Porter Porter Porter Proctor SOP						
	FINOS	LIMITE LIQUIDO MENOR DE 50	ML	Susceptibles de compactarse con equipo especial.				Porter para Ip < 6 Proctor SOP para Ip > 6 Proctor SOP	El proyecto deberá especificar aquellos casos en que no sea posible controlar por capas, todo o parte del terraplén. Las mezclas de fragmentos de roca y suelos, en que predominan estos, podrán en algunas ocasiones, ser aceptadas de computarse con equipo especial, aunque no queda determinada el grado de compactación. Es o esto podrá basarse en el cuerpo del terraplén y el proyecto fijará el procedimiento a seguir en esos casos.	95% de Compactación en carreteras, Aeropistas no deben usarse.
			CL					Proctor SOP		
		OL		Proctor SOP						
		LIMITE LIQUIDO MAYOR DE 50	MH CH OH	Proctor SOP Proctor SOP Proctor SOP.						



C.B.F. (Mínimo) % **
 CAMINOS 5
 AEROPISTAS 10
 % EXPANSION (Máximo) 5

* VER ANEXO N° 2
 ** VER ANEXO N° 3

DETERMINACION DEL PESO VOLUMETRICO MAXIMO EN SUELOS
CON AGREGADOS GRUESOS HASTA DE 2.54 cm (1")

1.- OBJETO DE LA PRUEBA

- a) Determinar el peso volumétrico máximo que puede alcanzar un material con un procedimiento definido de compactación, así como la humedad óptima a la que se obtiene dicha compactación.
- b) Obtener el grado de compactación alcanzado por el material durante la construcción, relacionando el peso volumétrico determinado en el lugar con el peso volumétrico máximo obtenido en esta prueba.

2.- GENERALIDADES

El tipo de compactación de carga estática, que se aplica en la prueba puede compararse en forma hasta cierto punto relativa con el tipo de compactación que se obtiene con los rodillos lisos ó neumáticos y en general con la de cualquier equipo que compacte el suelo de arriba hacia abajo.

3.- LIMITACION DE LA PRUEBA

Esta prueba está limitada a los suelos que pasen totalmente por la malla de 1". Deberá efectuarse también en los suelos finos en que la prueba Proctor S.R.H. no puede verificarse, es decir en las arenas de río o de mina, arenas producto de trituración, tezontles francamente arenosos y en general en todos los materiales que carezcan de cementación.

4.- EQUIPO DE PRUEBA

Un molde cilíndrico de compactación de 15.25 cm (6") - de diámetro interior y 20.32 cm (8") de altura, provisto de una base con dispositivos para sujetar el cilindro.

Una máquina de compresión con capacidad mínima de 40 - ton. y 100 kg de aproximación.

Una varilla metálica de 1.9 cm de diámetro (3/4") y - 30 cm de longitud con punta de bala, para el picado del material en el molde.

Una placa circular para transmitir la carga, con diámetro de 15 cm ligeramente menor que el diámetro interior del cilindro, que pueda adaptarse al vástago que transmite la carga al material (anexo No. 1).

Una malla de (1") 25.4 milímetros.

Una malla del No. 4

Una balanza de 10 kg de capacidad mínima y sensibilidad de 1 g.

Una balanza de sensibilidad de un centésimo (0.01) de - gramo.

Cápsulas para determinación de humedad.

Un horno que mantenga temperatura constante entre 100° y 110° C.

Charolas de lámina galvanizada.

Una probeta graduada de (500) quinientos centímetros cúbicos.

Una probeta graduada de (1000) mil centímetros cúbicos.

Una regla metálica de 15 cm graduada en mm ó un vernier.

5.- PREPARACION DE LA MUESTRA

La muestra para efectuar ésta prueba deberá pesar aproximadamente 16 kg y se secará puesta al sol ó bien en charolas de lámina en un horno a temperatura de 40 a 50° C.

Debe ponerse especial atención a que el secado de la muestra no se haga a temperaturas elevadas, para evitar una alteración de la plasticidad, lo cual conducirá a resultados erróneos en las pruebas a que se va a sujetar posteriormente el material.

Cuando la muestra llegue al Laboratorio con una humedad que permita su disgregación, no será necesario someterla al proceso de secado anteriormente indicado.

Inmediatamente después del secado, cuando lo requiere el material, se procederá a la disgregación de la muestra separando los diferentes tamaños que lo forman para que pueda ser mezclada uniformemente y cuarteada posteriormente, obteniendo porciones representativas de la misma para efectuar en ellas las diferentes pruebas a que va a ser sometido el material.

En materiales no cohesivos esta separación es fácil de efectuar no así en el caso de materiales granulares cementados ó en el de rocas alteradas en donde el mate-

rial va reduciéndose de tamaño a medida que avanza el proceso de disgregación hasta quedar reducido a polvo - al terminar el proceso.

En estos casos se debe decidir hasta donde se lleva el proceso de disgregación de acuerdo con el uso a que va ser destinado el material y el equipo y procedimiento de construcción que van a ser empleados.

Para efectuar la disgregación de la muestra, se utiliza un mazo de madera de forma de prisma cuadrangular de las siguientes dimensiones:

Altura 15 cm y base 10 cm por lado, debiendo tener el mango en la cara posterior a la base. El peso del mazo debe ser de 1 kg aproximadamente.

El mazo deberá estar forrado en su base por una cubierta de cuero ó baqueta, sujeta a los lados del mazo por medio de clavos y además deberá colocarse un cincho de fleje debidamente clavado (fig. No. 1).

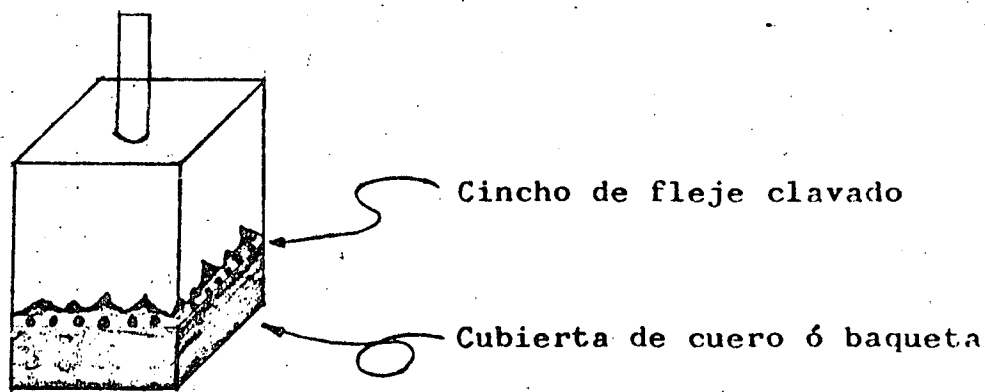


FIGURA No. 1

La disgregación del material deberá hacerse en una charola de lámina.

El mazo deberá caer verticalmente sobre el material y la altura de caída no deberá exceder de 20 cm. La forma de proceder es la siguiente:

Deberá primero cribarse todo el material a través de la malla No. 4. El material retenido se cribará nuevamente por la malla de 2" golpeando con el mazo el material retenido en la malla hasta obtener partículas que ya no sean disgregables. El material ya maceado se cribará por la malla de 2" juntándose el material que pasa la malla con el obtenido en la primera operación de cribado a través de la misma malla. Se repetirá esta misma operación de cribado a través de la malla de 1", maceando el retenido etc. y repitiendo el procedimiento empleando, la malla de 3/8" y la malla No. 4, se combinan finalmente todos los productos obtenidos en estas operaciones para constituir la muestra que va a ser mezclada y cuarteada en la siguiente etapa de preparación de la muestra.

De la muestra ya disgregada deberán tomarse por cuarteo las diferentes porciones necesarias para efectuar las pruebas.

Dichas porciones deberán ser todas ellas representativas de la muestra original.

Es conveniente hacer hincapié en la importancia tan grande que tiene el hecho de que las porciones de las muestras con las que van a efectuarse las diversas pruebas que sirven para juzgar la calidad del material, sean verdaderamente representativas de ella, pues de otra manera se tendrían datos erróneos que conducirán a un falso conocimiento del material que va a ser ensayado.

El procedimiento para efectuar el cuarteo puede verse -

en el Manual de Mecánica de Suelos de la Secretaría de Recursos Hidráulicos.

Una vez lograda la disgregación de los grumos, la muestra se tamiza por la malla de 1". Se toman porciones representativas de 4 kg del material que pase la malla de 1" para las determinaciones que se indican a continuación.

6.- PROCEDIMIENTO DE LA PRUEBA.

La humedad óptima de compactación es la humedad requerida por el suelo para alcanzar su peso volumétrico seco máximo cuando es compactado con una carga unitaria de 140.6 kg/cm².

Para obtener el peso volumétrico seco máximo y la humedad óptima se sigue el procedimiento que a continuación se expone:

Se incorpora cierta cantidad de agua, cuyo volumen se anota, a los 4 kg de material preparado de acuerdo con el inciso 5 (fotografía No 2 y 3) y una vez lograda la distribución homogénea de la humedad, se coloca en tres capas dentro del molde de prueba y a cada una de ellas se le dan 25 golpes con la varilla metálica (fotografía No 4 y 5). El varillado no debe interesar más que una sola capa cada vez.

Al terminar la colocación de la última capa se compacta el material aplicando carga uniforme y lentamente hasta alcanzar la presión de 140.6 kg/cm² en un tiempo de 5 minutos la que debe mantenerse durante un (1) minuto e inmediatamente hacer la descarga lentamente en el siguiente minuto (fotografía No. 6). Si al llegar a la carga máxima no se humedece la base del molde, la humedad del espécimen es inferior a la óptima.

A otra porción de 4 kg de material se le adiciona una cantidad de agua igual a la del espécimen anterior más 80 c.c. y se repite el proceso descrito. Si al aplicar

la carga máxima se observa que se humedece la base del molde por haberse iniciado la expulsión de agua, el material se encuentra con una humedad ligeramente mayor que la óptima de compactación.

Para fines prácticos es conveniente considerar que el espécimen se encuentra con su humedad óptima cuando se inicia el humedecimiento de la base del molde, siendo esta humedad la adecuada para efectuar la compactación.

Se determina la altura del espécimen, restando la altura entre la cara superior de éste y el borde del molde, de la altura total del molde y con este dato se calcula el volumen del espécimen (fotografía No. 7).

Se pesa el espécimen con el molde de compactación y se calcula el peso volumétrico húmedo con la siguiente fórmula

$$\gamma_w = \frac{P_i - P_t}{V}$$

DONDE: γ_w = Peso volumétrico húmedo en kg/m³

P_i = Peso del espécimen húmedo + peso del molde en gramos.

P_t = Peso del molde en gramos

V = Volumen del espécimen en lt

Se extrae el espécimen del molde y se pone a secar, teniendo cuidado de no perder material en la manipulación, a una temperatura constante de 100 a 110° C - hasta peso constante. Se deja enfriar el material y se pesa nuevamente para calcular la humedad con la siguiente fórmula:

$$w = \frac{P_i - P_t - P_s}{P_s} \times 100$$

DONDE: w = Contenido de humedad, en por ciento

P_s = Peso del material seco en gramos

El peso volumétrico seco se calcula con la fórmula:

$$\gamma_s = \frac{w}{100 + w} \times 100$$

DONDE: γ_s = Peso volumétrico seco en kg/m³.

La humedad puede determinarse también mediante un testigo tomado del espécimen.

En caso de que en la segunda determinación no se humedezca la base del molde al aplicar la carga máxima, se prepara una nueva muestra incrementando la cantidad de agua en 80 cc con respecto a la cantidad empleada anteriormente y se repite el proceso de compactación.

Este mismo proceso de la prueba se continúa hasta lograr que se inicie el humedecimiento de la base del molde.

DETERMINACION DEL PESO VOLUMETRICO EN EL LUGAR

La prueba consiste en excavar una cala (pozo) en el terraplén; para materiales finos que pasen por la malla No. 4, de quince (15) centímetros de diámetro ó de lado y quince (15) centímetros de profundidad ó profundidad igual al espesor de la capa de suelo.

Para materiales con agregado grueso hasta de 2.54 cm (1") la cala será; veinticinco a treinta (25 y 30) centímetros de diámetro ó de lado y veinte (20) centímetros de profundidad ó profundidad igual al espesor de la capa de suelo.

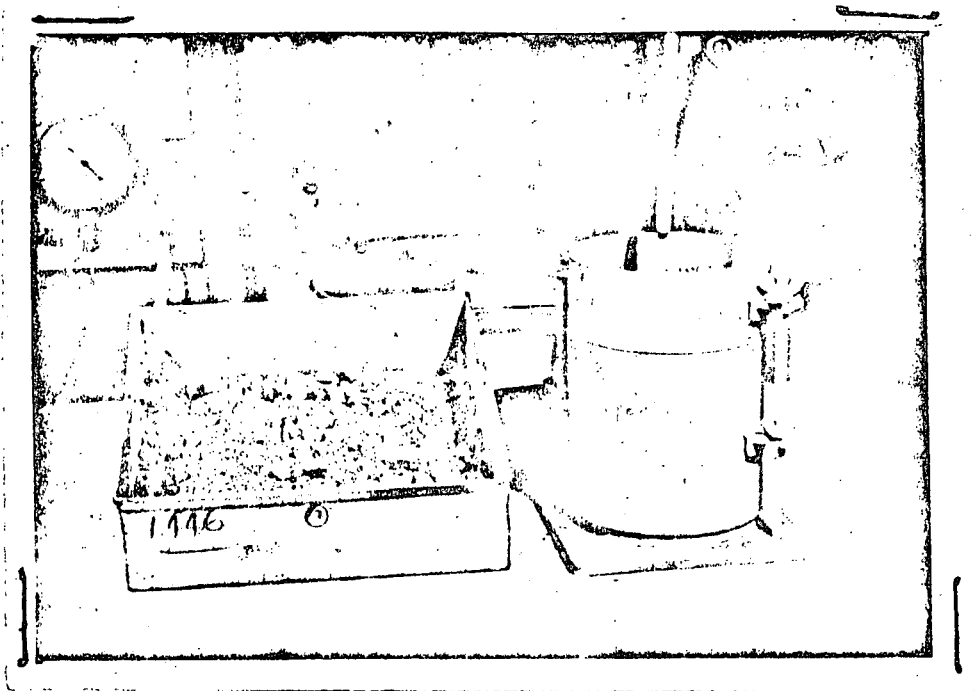
Cuando se pretenda determinar el peso volumétrico en el lugar de un material que contenga partículas mayores de 2.54 cm (1") será necesario hacer la determinación únicamente del peso volumétrico del material menor del tamaño indicado. En este caso todo el material extraído de la excavación deberá cribarse por la malla de 2.54 mm (1") y el retenido deberá colocarse dentro de la arena al tiempo que se vaya vaciando ésta dentro de la excavación. En esta forma quedará cubicado el volumen del material que pasa la malla ya mencionada. Esta porción deberá pesarse para calcular el peso volumétrico, al mismo tiempo se determinará el contenido de agua del material.

El peso volumétrico seco se calcula, dividiendo el peso de los sólidos secos contenidos en la cala entre el volumen de la misma.

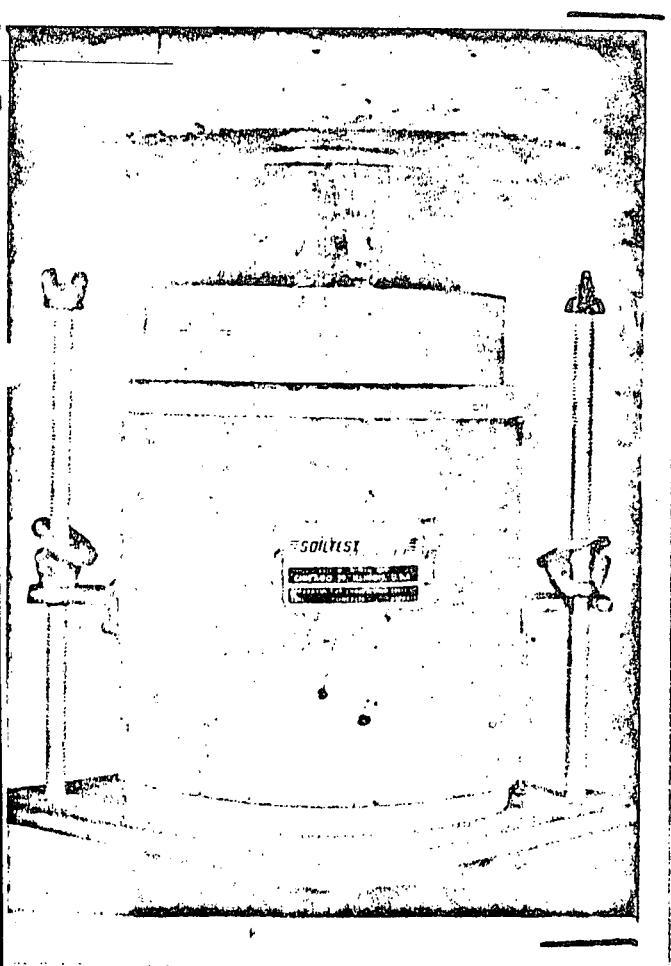
El volumen de la cala puede determinarse con arena de Ottawa, que pasa la malla No. 20 (0.84 mm) y es retenida en la malla No. 30 (0.59 mm) ó cualquier arena uniforme de granos redondeados cuya granulometría sea parecida a la arena de Ottawa.

OFICINA DE NORMAS Y CONTROL
DE CALIDAD.

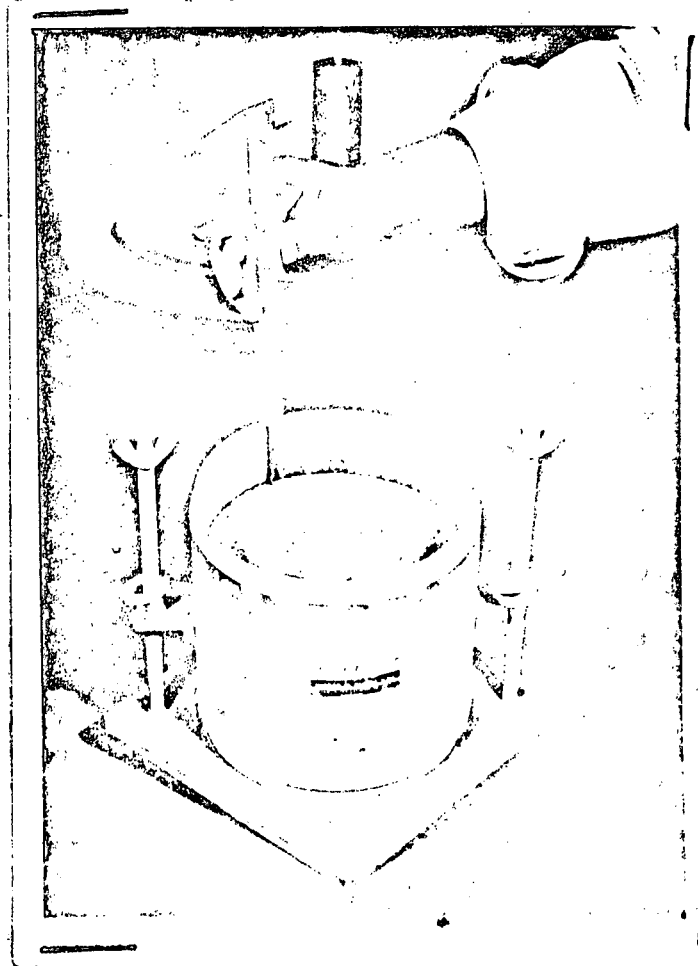
México, D. F., Septiembre de 1971.



Fotografía N° 5
ACOMODANDO EL MATERIAL CON LA VARILLA DE ACERO



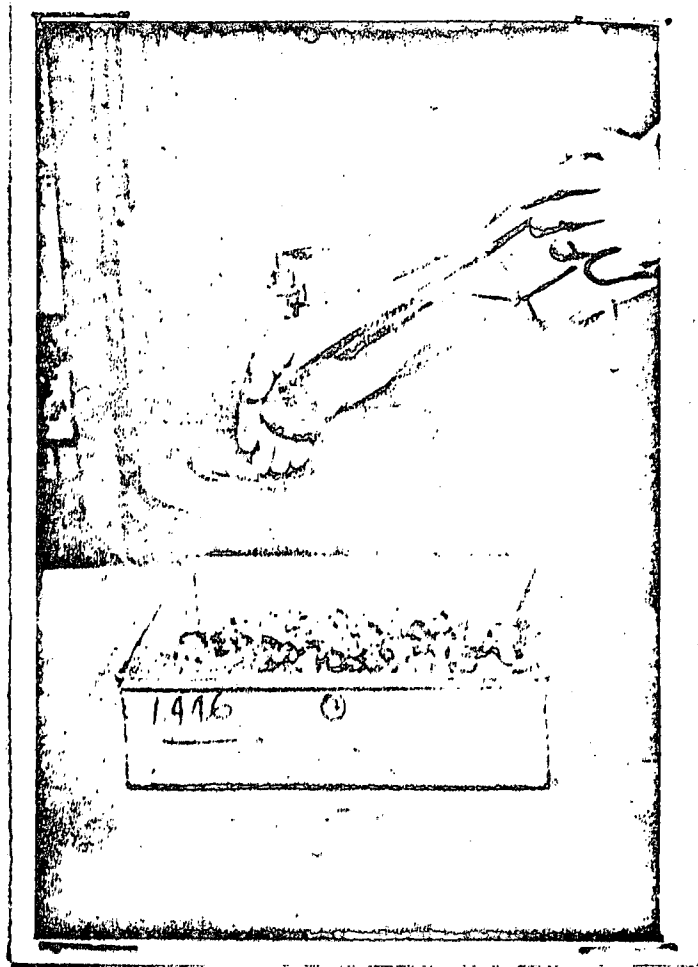
Fotografía N° 6
COMPACTANDO EL MATERIAL POR MEDIO



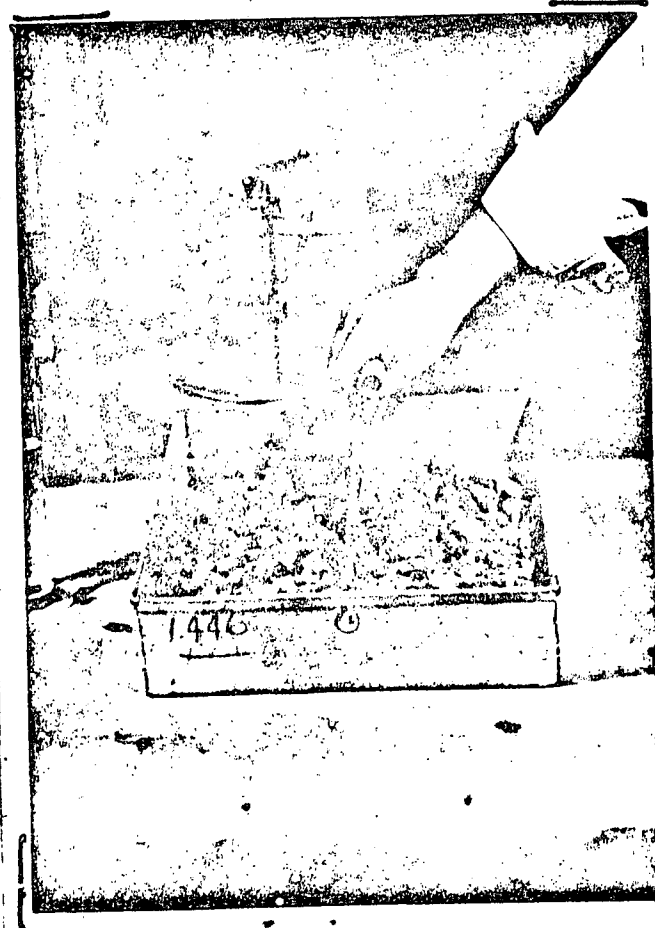
Fotografía N° 7
MIDIENDO LA ALTURA DEL MATERIAL PARA
DETERMINAR SU PESO VOLUMETRICO



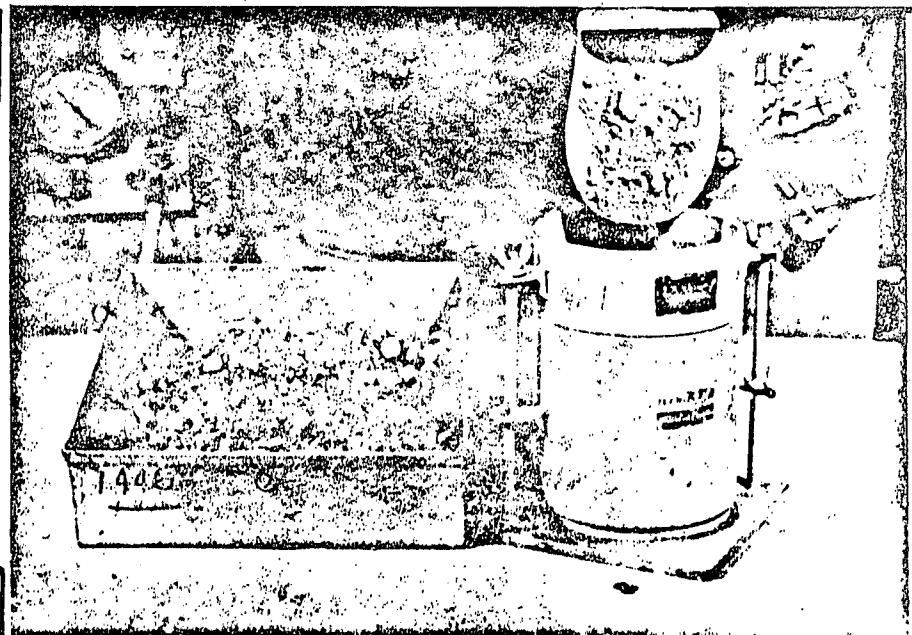
Fotografía N° 1
EQUIPO Y MUESTRA PREPARADA



Fotografía N° 2
AGREGANDO AGUA AL MATERIAL

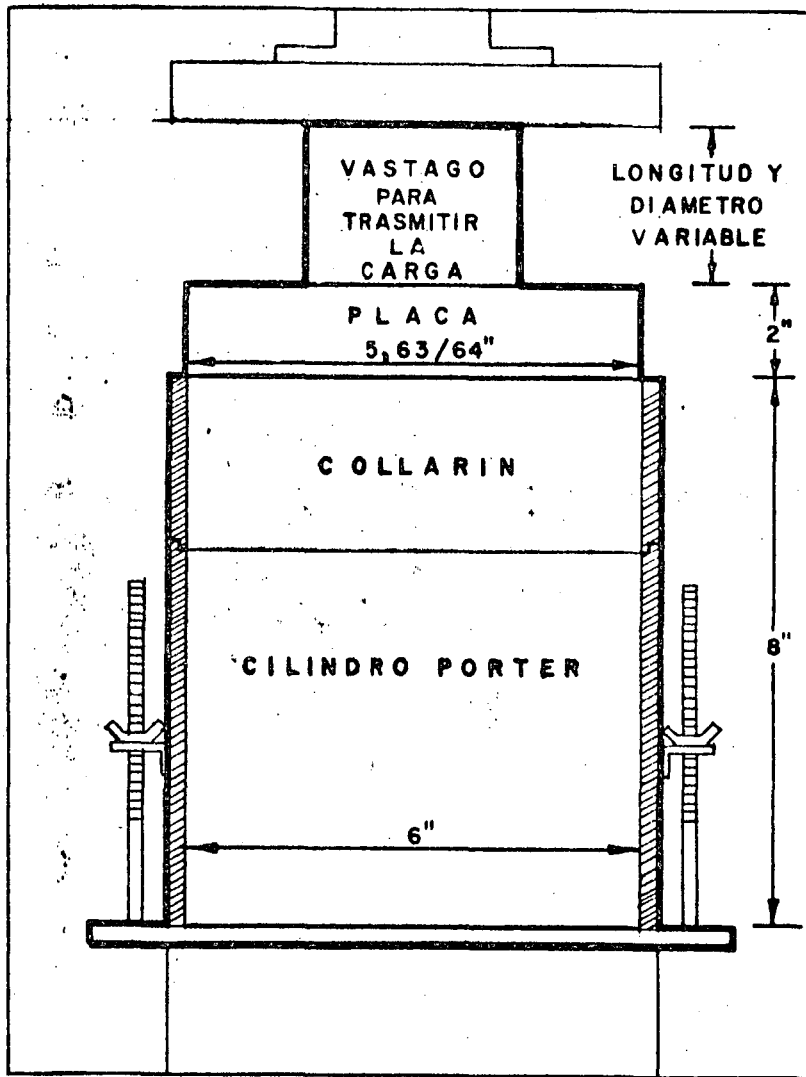


Fotografía N° 3
UNIFORMIZANDO EL CONTENIDO DE AGUA EN EL MATERIAL



Fotografía N° 4
COLOCANDO EL MATERIAL EN EL CILINDRO PORTER

PRENSA PARA PROBAR CILINDROS



USO DEL CILINDRO PORTER ADAPTADO A UNA PRENSA PARA PROBAR CILINDROS DE CONCRETO

ANEXO Nº 1

PRUEBA PARA LA DETERMINACION DEL VALOR C.B.R. ESTANDAR

DEFINICION.-

C.B.R. (California Bearing Ratio) es el valor, expresado como porcentaje, resultante de dividir entre la carga estandar de 1,360 Kg, la necesaria para obtener una penetración de 2.54 mm con la aguja de penetración especificada en un espécimen de suelo compactado con una presión de 140.6 Kg/cm² y expandido al máximo mediante saturación.

La carga estandar de 1,360 Kg se definió como la necesaria para obtener la penetración de 2.54 mm en un espécimen elaborado con material producto de trituración.

I.- OBJETO DE LA PRUEBA.-

Determinar la calidad de los suelos empleados en la construcción de caminos, en función de su resistencia a soportar las cargas impuestas por el tránsito de los vehículos.

II.- EQUIPO DE PRUEBA.-

Un molde cilíndrico para compactación de 15.73 cm (6") de diámetro interior y 20.32 cm (8") de altura, provisto de una base con dispositivo para sujetar el cilindro y el collarín. (Fig. N° 1.- 1).

Una máquina de compresión con capacidad mínima de 30 ton y aproximación en las lecturas de 10 Kg para cargas bajas.

Una varilla metálica de 1.91 cm ($3/4''$) de diámetro y 30 cm de longitud con punta de bala, para el acomodo del material en el molde.

Una placa metálica circular perforada con vástago desplazable colocado en el centro sobre el cual apoyará el pié del extensómetro (Fig. 1-2).

Una placa metálica circular para compactación con diámetro ligeramente menor que el diámetro interior del cilindro, que pueda sujetarse a la cabeza de aplicación de la carga. -- (Fig. 1-3).

Un tripié metálico para sostener el extensómetro durante la saturación. (Fig. 1-4).

Un tanque de 30 cm de altura, para la saturación de los especímenes.

Dos placas metálicas de carga con un diámetro ligeramente menor que el diámetro interior del cilindro, con un orificio central de 5.2 cm de diámetro y un peso total de 4.5 Kg. (Fig. 1-5).

Un pistón cilíndrico para la prueba de penetración, con una sección de 19.35 cm^2 (3 in^2), que pueda sujetarse a la cabeza de carga de la máquina (Fig. 1-6).

Un extensómetro de carátula, graduado en milésimos de pulgada, con carrera de una pulgada (Fig. 1-7).

Una malla de 4.76 mm (Nº 4) y una malla de 25.4 mm (1").

Una balanza de 10 Kg de capacidad mínima y sensibilidad de 1 gr.

Una balanza con sensibilidad de 0.01 gr.

Cápsulas para determinación de humedad.

Un horno que mantenga temperatura constante hasta 110°C.

Charolas de lámina galvanizada.

Una probeta graduada de 1000 cc de capacidad.

Una probeta graduada de 500 cc de capacidad.

Hojas de papel filtro de 15.75 cm de diámetro.

III.- PREPARACION DE LA MUESTRA.-

La muestra para efectuar esta prueba deberá haber sido secada, disgregada y cuarteada de acuerdo con lo especificado en el Manual de Mecánica de Suelos de la Secretaría de Recursos Hidráulicos. Cuando se ha logrado ya la disgregación de los grumos, se tamiza la muestra por la malla de 25.4 mm (1"). Si la muestra original contiene menos del 15 por ciento en peso de material que se retiene en la malla de 25.4 mm (1") debe utilizarse para la prueba el material que pasó la malla.

Cuando el retenido en la malla de 25.4 mm (1") exceda del 15 por ciento, será necesario sustituir este retenido por

una cantidad igual en peso de material pétreo que pase esta malla y se retenga en la malla de 4.76 mm (N° 4).

La cantidad necesaria de muestra para la prueba no deberá ser menor de 16 Kg de los cuales se tomarán por cuarteo -- porciones de 4 Kg para cada determinación.

IV.- PROCEDIMIENTO DE PRUEBA.-

Los pasos necesarios para verificar la prueba se detallan a continuación:

A) Obtención de un espécimen con el peso volumétrico seco máximo y la humedad óptima de laboratorio.

Se pueden presentar 2 casos dependiendo del tamaño y tipo de material:

1) Materiales cohesivos y que pasen totalmente la malla de 4.76 mm (N° 4) o cuando más tengan un retenido de 10 por ciento en esta malla pero que pasen totalmente la malla de 9.50 mm (3/4").

La determinación del peso volumétrico seco máximo y la humedad óptima se efectuará por medio de la Prueba Proctor S.R.H., para mayor información sobre esta prueba se puede consultar el MANUAL DE MECANICA DE SUELOS DE LA S.R.H.

Una vez determinado el peso volumétrico máximo y la humedad óptima, se reproduce en el molde Porter por medio de la prensa hidráulica. Efectuado esto se continuará con el punto B de este inciso.

- 2) Materiales no-cohesivos y que pasen totalmente la malla de 25.4 mm (1").

Para obtener el peso volumétrico seco máximo y la humedad óptima de laboratorio se sigue el procedimiento que se señala a continuación:

Se incorpora cierta cantidad de agua, cuyo volumen se anota, a los 4 Kg de material preparado de acuerdo con el inciso III y una vez lograda la distribución homogénea de la humedad, se coloca en tres capas dentro del molde de prueba y a cada una de ellas se le dan 25 golpes con la varilla metálica. Al terminar la colocación de la última capa se compacta el material aplicando cargas uniformes y lentamente de modo de alcanzar la presión de 140.6 Kg/cm^2 en un tiempo de 5 minutos, la que se sostiene durante 1 minuto y se procede a descargar en otro minuto.

Si al llegar a la carga máxima no se humedece la base del molde, la humedad del espécimen es inferior a la óptima.

El proceso deberá repetirse el número de veces necesario para lograr con incrementos de 80 cc de agua, que se humedezca la base del molde. Cuando esto se logre, se seleccionará este espécimen para saturarlo (B) y verificar la prueba de penetración determinado con anterioridad su peso volumétrico seco máximo y humedad óptima.

Para mayor información sobre este paso del procedimiento se puede consultar el instructivo para la DETERMINACION DEL PESO VOLUMETRICO MAXIMO EN SUELOS - CON AGREGADOS HASTA DE 2.54 mm. (1").

B) Al espécimen, reproduciendo al peso volumétrico máximo y compactado con la humedad óptima, se le coloca una hoja con papel filtro, la placa perforada y las placas de carga; se introducen en el tanque de saturación. Sobre los bordes se coloca el tripié con el extensómetro, anotándose la lectura inicial (L_i) de éste. Se mantiene el espécimen dentro del agua -- (Fig. 2), debiendo efectuar lecturas cada 24 horas.

Cuando se observa que cesa la expansión deberá anotarse la lectura final (L_f) del extensómetro y sacar el molde con el espécimen para someter éste a la prueba de penetración.

El período de saturación varía por lo general entre 3 y 5 días.

C) Determinación de la expansión.

La diferencia de lecturas final e inicial del extensómetro, expresado en mm, se divide entre la altura (h) en mm, del espécimen antes de sujetarlo a la saturación y este cociente multiplicado por 100 expresa el valor de la expansión en por ciento.

$$\text{Por ciento de expansión} = \frac{L_f - L_i}{h} \times 100 \quad (1)$$

D) Determinación de las resistencias a la penetración.

Al molde con el espécimen que fué retirado del tanque de saturación, se le quitan el tripié y el extensómetro y con cuidado se acuesta sin quitar las placas dejándolo en esta posición durante tres minutos, para que escurra el agua. El espécimen con las placas perforadas se lleva a la prensa. El pistón para la prueba de penetración debe pasar a través de los orificios de las placas hasta tocar la superficie de la muestra; se aplica una carga inicial de 10 Kg, e inmediatamente después, sin retirar la carga se ajusta el extensómetro de carátula para registrar el desplazamiento vertical del pistón (Fig. 3). Se procede a la aplicación lenta de cargas continuas con pequeños incrementos y se ano-

tan las cargas correspondientes a cada una de las siete penetraciones indicadas en el cuadro siguiente:

Penetración	En mm	En Pulgadas
1a.	1.27	0.05
2a.	2.54	0.10
3a.	3.81	0.15
4a.	5.08	0.20
5a.	7.62	0.30
6a.	10.16	0.40
7a.	12.70	0.50

E) CALCULO DEL VALOR RELATIVO DE SOPORTE.- La carga registrada para la penetración de 2.54 mm, se debe expresar como un porcentaje de la carga estandar 1360 Kg, y si la prueba estuvo bien ejecutada, el porcentaje así obtenido es el valor del C.B.R. correspondiente a la muestra ensayada.

C.B.R. en por ciento = carga correspondiente a la 2a lectura X 100

1 3 6 0

(2)

Con el fin de saber si la prueba estuvo bien ejecutada, se dibuja la curva carga-penetración, anotando en las abscisas las penetraciones y en las ordenadas las cargas registradas para cada una de dichas penetraciones. Si esta curva es defectuosa, como la mostrada en la Fig. 4, es debido probablemente a que la carga inicial para empezar la prueba, fué mayor de los 10 Kg especificados al comienzo de este inciso. En este caso deberá repetirse la prueba.

Si la curva de resistencias presenta en su iniciación una concavidad hacia arriba, como se indica en la Fig. 5, deberá hacerse la siguiente corrección:

Dibújese una tangente a la curva en el punto A de máxima pendiente, hasta cortar el eje de las abscisas en el punto B, que se tomará como nuevo origen. Márquense los puntos C, D y E, que se tomarán como las penetraciones de 2.54, 5.08 y 7.62 mm, respectivamente; por lo tanto, las ordenadas C'C, D'D y E'E, representarán las cargas corregidas para dichas penetraciones. El valor C.B.R. de la muestra, será el calculado con el valor de la ordenada C'C, expresado como porcentaje de la carga estandar de 1360 Kg.

6.- CLASIFICACIONES DEL MATERIAL POR LO QUE RESPECTA
A SU VALOR C.B.R.

Con el resultado obtenido en esta prueba se clasifica el suelo usando la siguiente tabla, que indica el empleo que puede darsele al material por lo que a valor C.B.R. se refiere.

ZONA	C. B. R.	CLASIFICACION
1	0 - 5	Subrasante pesima (no debe emplearse)
2	5 - 10	Subrasante mala a regular
3	10 - 20	Subrasante regular a buena
4	20 - 30	Subrasante buena a excelente
5	30 - 50	Revestimiento malo a regular
6	50 - 75	Revestimiento regular a bueno.
7	MAS DE 75	Excelente.

En la Fig. 6 se reproducen las zonas indicadas en el cuadro anterior.

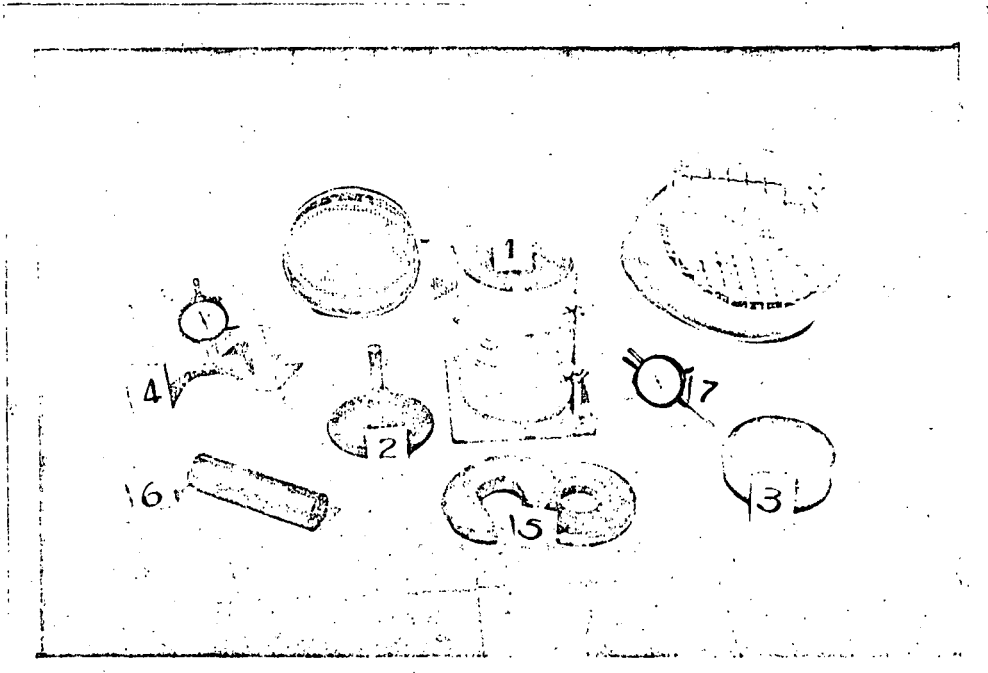


Figura No. 1

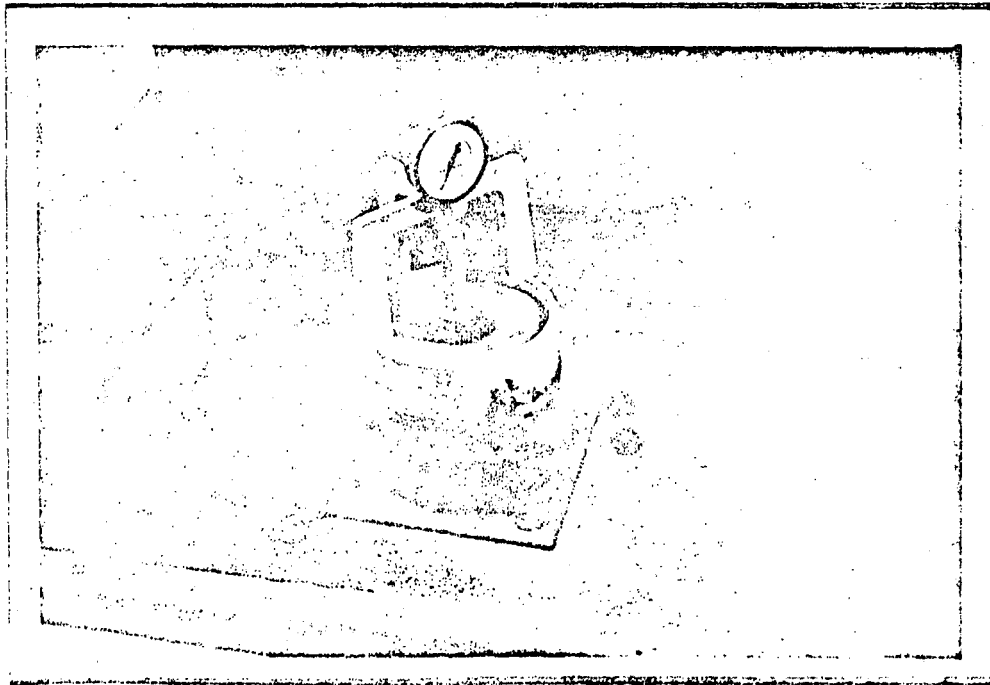
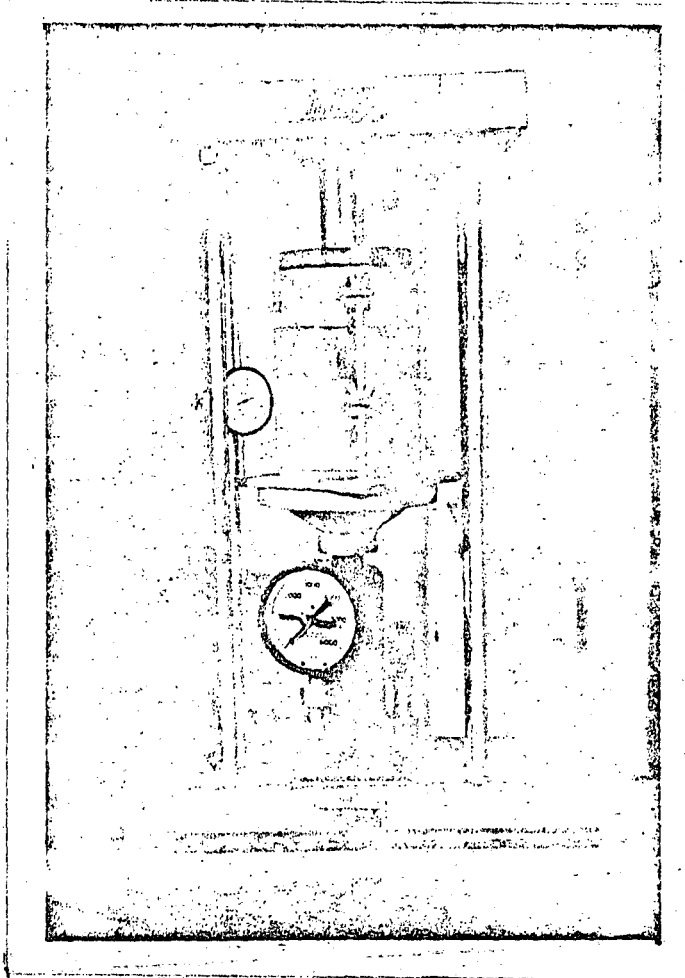


Figura No. 2



- Figura No. 3

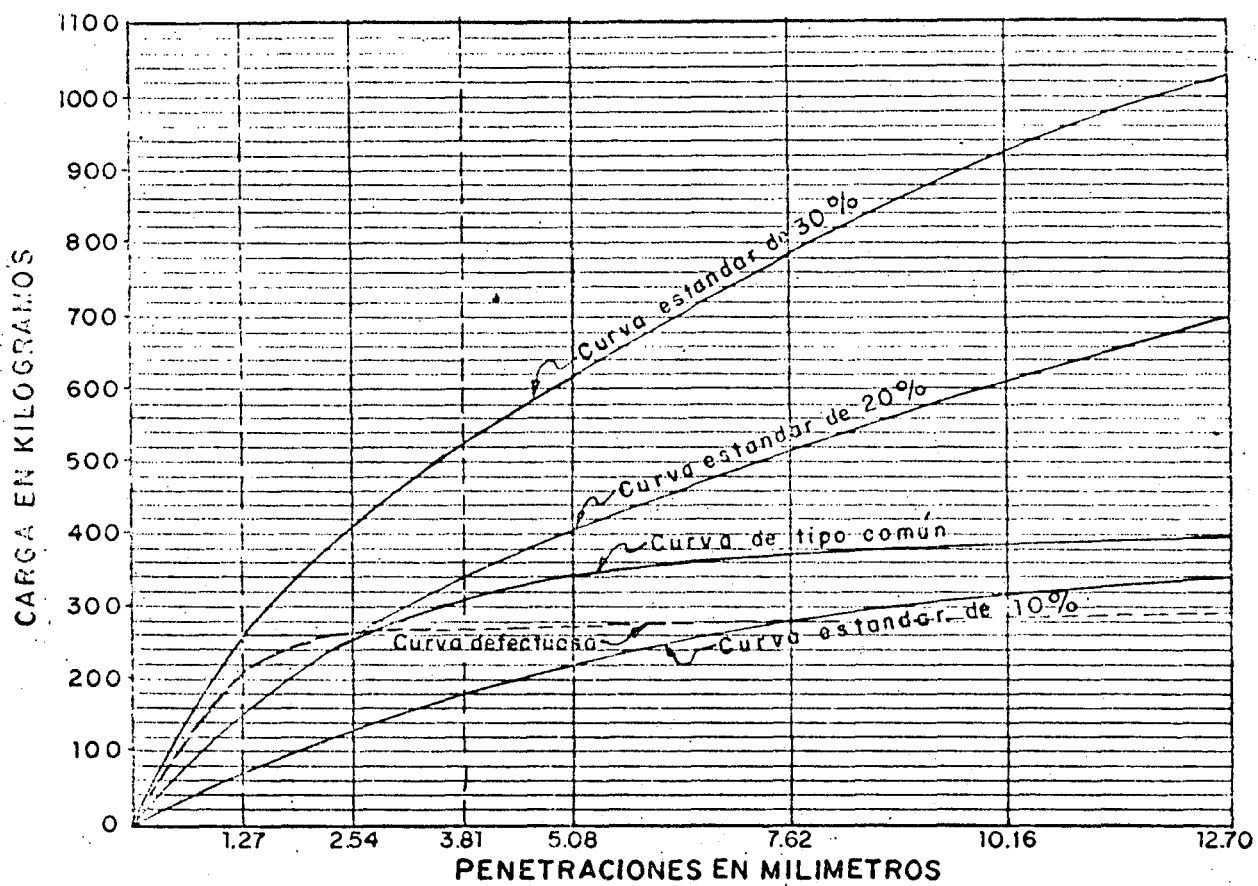
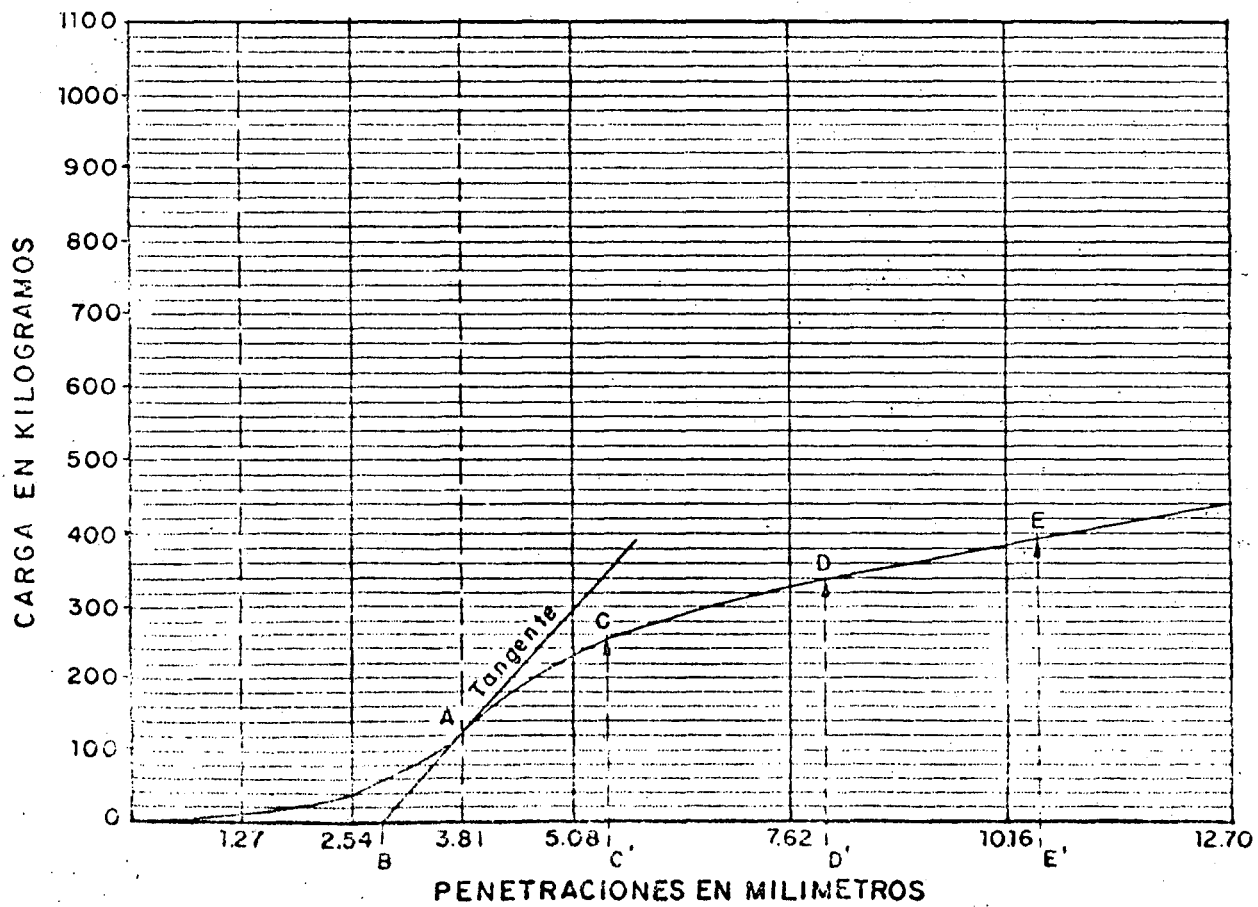


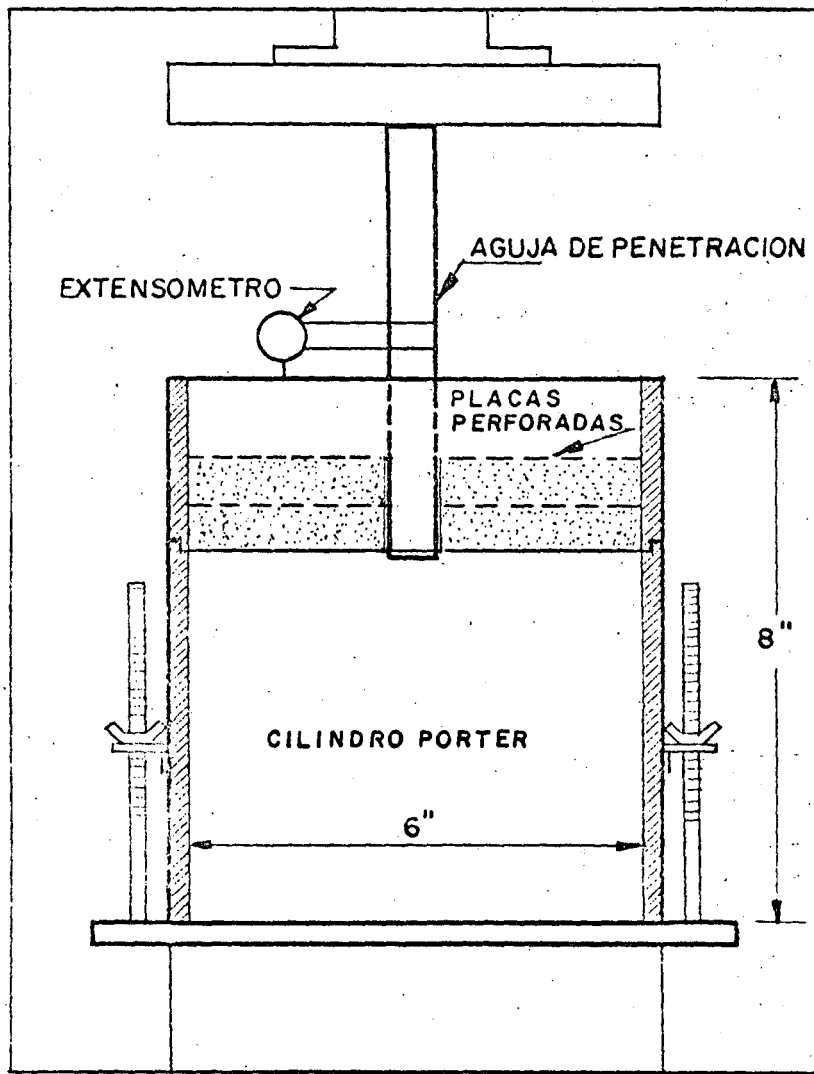
FIG. 4



$$\text{Valor C. B. R.} = \frac{\text{Ordenada CC' en kgs.}}{1360 \text{ kgs.}} \times 100$$

FIG. 5

PRENSA PARA PROBAR CILINDROS



PRENSA PARA PROBAR CILINDROS DE CONCRETO ADAPTADA PARA LA DETERMINACION DEL VALOR . C . B . R .

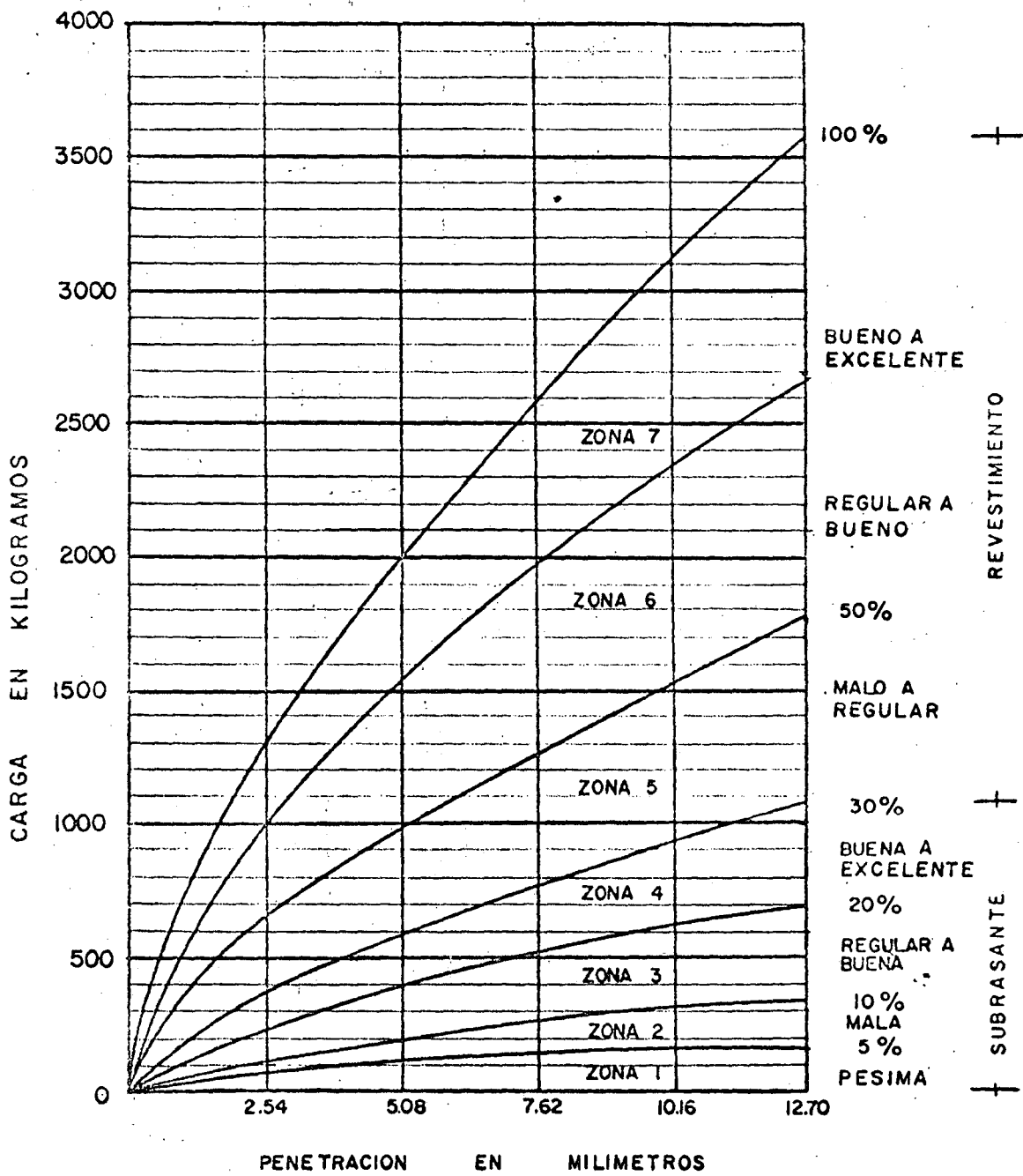


FIG. 6



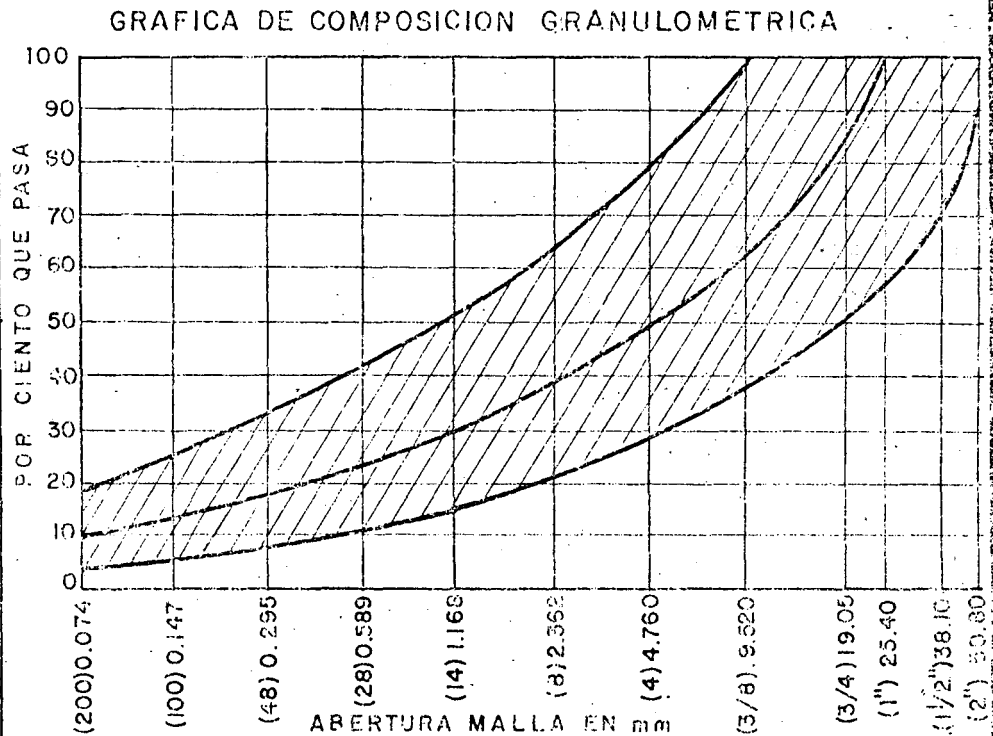
DIRECCION DE PROYECTOS

DEPARTAMENTO DE INGENIERIA EXPERIMENTAL
OFICINA DE NORMAS Y CONTROL DE CALIDAD

INFORME DE ENSAYE DE MATERIALES PARA REVESTIMIENTO DE CAMINOS

MATERIAL _____ ESTACION _____
 PROCEDENCIA _____ POZO _____ PROFUNDIDAD _____
 BANCO _____ MUESTRA _____
 IDENTIFICACION LABORATORIO _____ FECHA RECIBO _____
 FECHA RECIBO _____ FECHA INFORME _____

PESO VOLUMETRICO SUELTO _____ Kg/m³
 PESO VOLUMETRICO MAXIMO _____ Kg/m³
 HUMEDAD OPTIMA _____ POR CIENTO
 DESPERDICIO EN LA MUESTRA _____ POR CIENTO
 POR CIENTO QUE PASA MALLA
 50.80 (2") _____
 38.10 (1/2") _____
 25.40 (1") _____
 19.05 (3/4") _____
 9.520 (3/8") _____
 4.760 (Nº4) _____
 2.362 (Nº3) _____
 1.168 (Nº14) _____
 0.589 (Nº28) _____
 0.295 (Nº48) _____
 0.147 (Nº100) _____
 0.074 (Nº200) _____



C.B.R. (ESTANDAR) POR CIENTO _____
 POR CIENTO EXPANSION _____
 CLASIFICACION DE SUELOS (SUCS) _____

PRUEBAS EN MATERIAL MAYOR 9.520 mm (3/8") _____
 PRUEBAS EN MATERIAL MENOR 0.420 mm (Nº 40) _____
 ABSORCION _____ LIMITE LIQUIDO _____
 DENSIDAD _____ LIMITE PLASTICO _____
 COMPACTACION POR CIENTO _____ INDICE PLASTICO _____
 HUMEDAD DEL LUGAR POR CIENTO _____

RECOMENDACIONES:
 La zona ashurada es la recomendada para revestimiento de caminos.
 El Material a emplear deberá cumplir con lo siguiente:
 L.L. ≤ 35 por ciento.
 I.P. 6 a 9
 Equivalente de arena 20 mínimo.
 Tamaño > 2" como máximo 5 por ciento.
 Caminos - C.B.R. mínimo 30 por ciento.
 Aeropistas - C.B.R. mínimo 50 por ciento.

EL LABORATORISTA: _____
 EL JEFE DE LABORATORIO: _____

PROCEDIMIENTO PARA LA OBTENCION DE UN MATERIAL PARA REVESTI-
MIENTO DE CAMINOS POR MEDIO DE LA MEZCLA DE 2 MATERIALES

Para mayor ilustración el estudio se hará en forma de ejemplo.

Las características de los materiales para emplear se en el revestimiento aparecen en las hojas de reporte anexas.

Como se puede observar en la hoja de reporte N° 1 el valor C.B.R. del material "GRUESO" es aceptable, sin embargo carece de cementación además que la parte fina del material se sale de los límites recomendables para revestimiento de caminos.

Para que el material "GRUESO" tenga una cementación que impida la fácil segregación de la capa de revestimiento es necesario adicionarle un "CEMENTANTE" para lo que es aconsejable emplear un suelo del tipo ML primordialmente, o un tipo CL - ML o CL aunque este último con reservas puesto que si su porcentaje en la mezcla es alto (20 a 25 por ciento) se puede tener un revestimiento resbaloso cuando esté mojado.

Las características del material "CEMENTANTE" que aparecen en la hoja de reporte N° 2 indican que es factible utilizarlo ya que una vez efectuada la mezcla va a proveer al material "GRUESO" de los finos necesarios, además que sus características de plasticidad se verán disminuidas.

Para obtener la composición granulométrica teórica de la mezcla de los materiales se sigue el procedimiento siguiente:

Para cada material se señalan en las escalas horizontales, los porcentajes que pasa en cada malla y se procede a unir, con líneas (inclinadas) estos puntos como se muestra en la Figura N° 1; el paso siguiente es fijar, para ambos materiales, los porcentajes con que van a contribuir en la mezcla, para obtener una granulometría teórica dentro de los límites recomendables para este tipo de material.

Si se observa la hoja N° 1 se ve que la parte fina del material "A" (malla 2.36 mm a malla 0.074 mm) es la que se encuentra afuera de los límites recomendados, además de que si se le añade un 6 por ciento de material menor de 0.074 mm (N° 200) se obtendrá 8 por ciento pasando esta malla. Este 8 por ciento pasando la malla de 0.074 mm (N° 200) se puede obtener adicionándole material "B" al mismo tiempo que los porcentajes de la "zona crítica" también serán aumentados.

En la Figura N° 1 se puede ver que para obtener 8 por ciento pasando la malla de 0.074 mm (N° 200) es necesario tener una mezcla de 65 por ciento de material "A" y 35 por ciento de material "B" fijada en esta forma la mezcla de los dos materiales, se traza la línea horizontal que representa la proporción 65 - 35; la granulometría resultante de la mezcla se obtiene proyectando verticalmente sobre una escala horizon-

tal, la intersección entre las líneas que representan a las mallas (líneas inclinadas) y la línea que representa la mezcla (horizontal) (Ver Figura N° 1). Los resultados obtenidos se indicaran en el cuadro de la Figura N° 1.

La mezcla teórica, cuya granulometría se encuentra representada en la hoja de reporte N° 3 debe ser comprobada practicamente mezclando los materiales en los porcentajes -- indicados, teniendo cuidado que para efectuar dicha mezcla -- es necesario que los material sean representativos del pro-- ducto de los bancos. Una vez efectuada la mezcla practicamen-- te se deberán corroborar, para ver si cumple con lo recomen-- dable, las siguientes características:

Peso volumétrico máximo Porter

Por ciento de humedad óptima

Granulometría

C. B. R.

Por ciento de expansión

Límite Líquido

Límite Plástico

Este procedimiento permite en poco tiempo determi-- nar que mezclas de materiales deben ser estudiadas a fondo, -- para que económica y técnicamente sean satisfactorias.

SRH

DIRECCION DE PROYECTOS

DEPARTAMENTO DE INGENIERIA EXPERIMENTAL
OFICINA DE NORMAS Y CONTROL DE CALIDAD

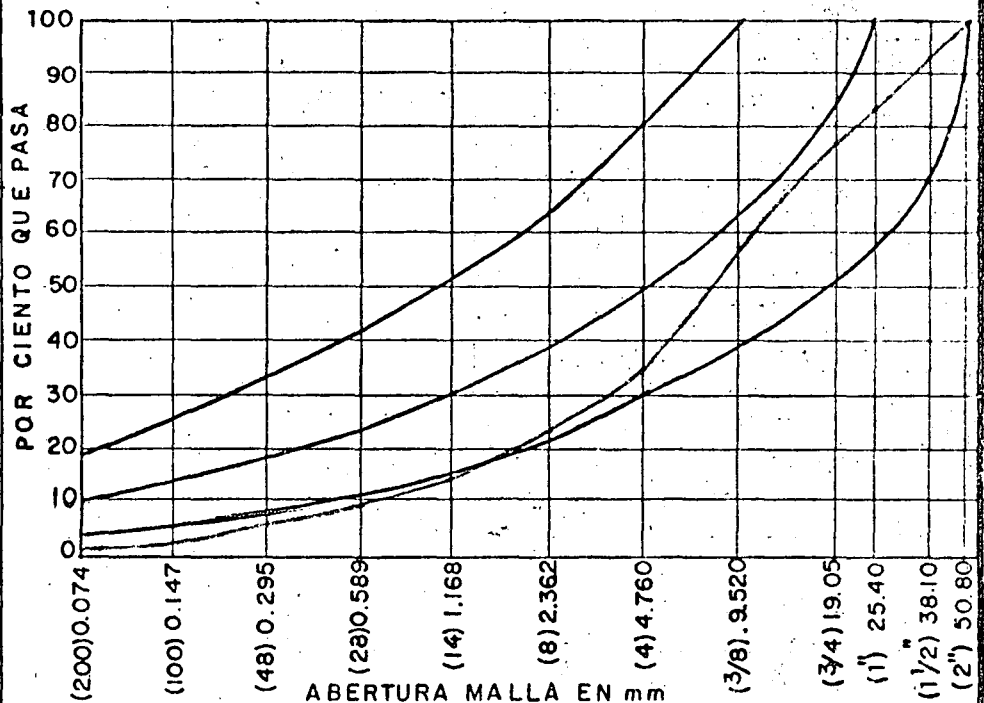
INFORME DE ENSAYE DE MATERIALES PARA REVESTIMIENTO CAMINOS

MATERIAL "GRUESO" (A)

PROCEDENCIA _____ ESTACION _____
BANCO _____ POZO _____ PROFUNDIDAD _____
IDENTIFICACION LABORATORIO _____ MUESTRA _____
FECHA RECIBO _____ FECHA INFORME _____

PESO VOLUMETRICO SUELTO
1044 Kg/m³
PESO VOLUMETRICO MAXIMO
1432 Kg/m³
HUMEDAD OPTIMA
7.5 POR CIENTO
DESPERDICIO EN LA MUESTRA
0.0 POR CIENTO

GRAFICA DE COMPOSICION GRANULOMETRICA



POR CIENTO QUE PASA MALLA

50.80 (2")	<u>100</u>
38.10 (1 1/2")	<u>93</u>
25.40 (1")	<u>83</u>
19.05 (3/4")	<u>77</u>
9.520 (3/8")	<u>57</u>
4.760 (N°4)	<u>34</u>
2.362 (N°8)	<u>23</u>
1.168 (N°14)	<u>14</u>
0.589 (N°28)	<u>9</u>
0.295 (48)	<u>6</u>
0.147 (N°100)	<u>3</u>
0.074 (N°200)	<u>2</u>

C. B. R. (ESTANDAR) POR CIENTO _____
95
POR CIENTO EXPANSION 0

CLASIFICACION DE SUELOS (SUCS) _____

PRUEBAS EN MATERIAL MAYOR 9.520 mm (3/8")	PRUEBAS EN MATERIAL MENOR 0.420 mm (N° 40)
ABSORCION _____	LIMITE LIQUIDO <u>NO PLASTICO</u>
DENSIDAD <u>2.69</u>	LIMITE PLASTICO _____
COMPACTACION POR CIENTO _____	INDICE PLASTICO _____
HUMEDAD DEL LUGAR POR CIENTO _____	

EL LABORATORISTA: _____
EL JEFE DE LABORATORIO _____

DIRECCION DE PROYECTOS

DEPARTAMENTO DE INGENIERIA EXPERIMENTAL
OFICINA DE NORMAS Y CONTROL DE CALIDAD

INFORME DE ENSAYE DE MATERIALES PARA REVESTIMIENTO DE CAMINOS

MATERIAL FINO (B)

PROCEDENCIA _____ ESTACION _____

BANCO _____ POZO _____ PROFUNDIDAD _____

IDENTIFICACION LABORATORIO _____ MUESTRA _____

FECHA RECIBO _____ FECHA INFORME _____

PESO VOLUMETRICO SUELTO _____ Kg/m³

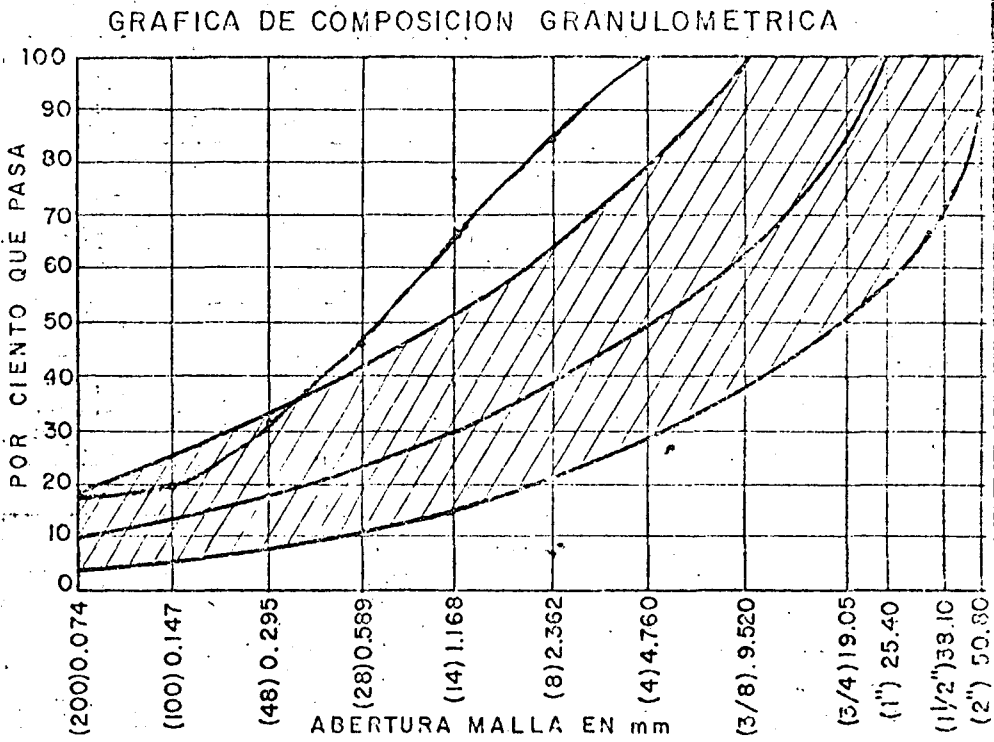
PESO VOLUMETRICO MAXIMO _____ Kg/m³

HUMEDAD OPTIMA _____ POR CIENTO

DESPERDICIO EN LA MUESTRA _____ POR CIENTO

POR CIENTO QUE PASA MALLA

50.80 (2")	_____
38.10 (1 1/2")	_____
25.40 (1")	_____
19.05 (3/4")	_____
9.520 (3/8")	_____
4.760 (N°4)	<u>100</u>
2.362 (N°8)	<u>85</u>
1.168 (N°14)	<u>67</u>
0.589 (N°28)	<u>46</u>
0.295 (N°48)	<u>32</u>
0.147 (N°100)	<u>20</u>
0.074 (N°200)	<u>18</u>



C. B. R. (ESTANDAR) POR CIENTO _____

CLASIFICACION DE SUELOS (SUCS) _____

POR CIENTO EXPANSION _____

PRUEBAS EN MATERIAL MAYOR 9.520 mm (3/8")	PRUEBAS EN MATERIAL MENOR 0.420 mm (N° 40)
ABSORCION _____	LIMITE LIQUIDO <u>40</u>
DENSIDAD _____	LIMITE PLASTICO <u>24</u>
COMPACTACION POR CIENTO _____	INDICE PLASTICO <u>16</u>
HUMEDAD DEL LUGAR POR CIENTO _____	

EL LABORATORISTA: _____

EL JEFE DE LABORATORIO: _____



DIRECCION DE PROYECTOS
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA EXPERIMENTAL
 OFICINA DE NORMAS Y CONTROL DE CALIDAD
DISEÑO DE MEZCLAS DE MATERIALES

PROCEDENCIA

EMPLEO

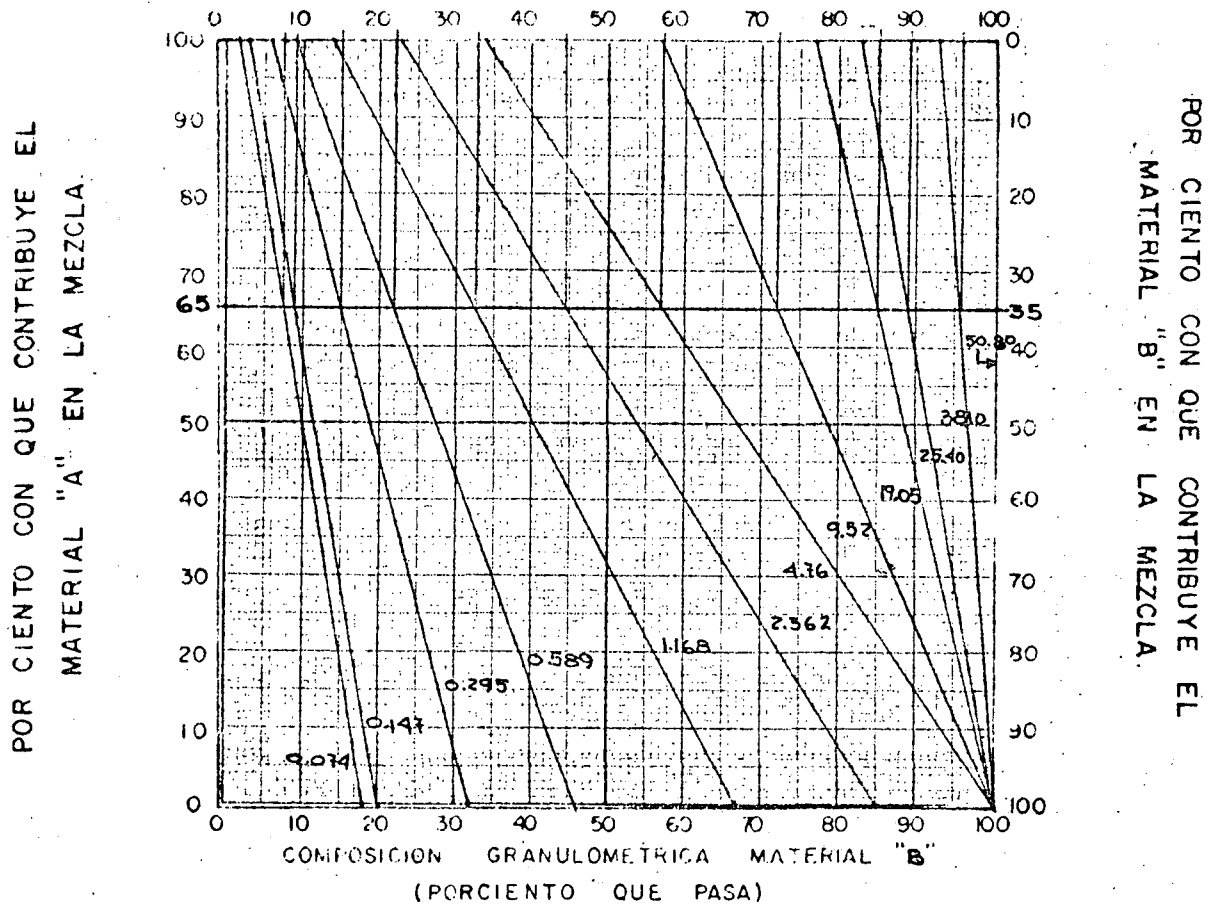
BANCO DEL MATERIAL "A"

FECHA DE RECIBO

BANCO DEL MATERIAL "B"

FECHA DE INFORME

COMPOSICION GRANULOMETRICA MATERIAL "A"
 (PORCIENTO QUE PASA)



POR CIENTO QUE PASA	MALLA Abertura mm	MATERIAL "A"	MATERIAL "B"	COMPOSICION GRANULOMETRICA DE LA MEZCLA			
				POR CIENTO MATERIAL "A"		POR CIENTO MATERIAL "B"	
				A 65	B 35	A	B
		100		100			
	50.80 (2")	93		96			
	38.10 (1 1/2")	83		89			
	25.40 (1")	77		85			
	19.05 (3/4")	57		72			
	9.52 (3/8")	34	100	57			
	4.76 (Nº24)	23	85	45			
	2.362 (Nº8)	14	67	35			
	1.168 (Nº24)	9	46	22			
	0.589 (Nº28)	6	32	15			
	0.295 (Nº48)	3	20	9			
	0.147 (Nº100)	2	18	8			
	0.074 (Nº200)						

EL LABORATORISTA

EL JEFE DE LABORATORIO



DIRECCION DE PROYECTOS

DEPARTAMENTO DE INGENIERIA EXPERIMENTAL
OFICINA DE NORMAS Y CONTROL DE CALIDAD

INFORME DE ENSAYE DE MATERIALES PARA REVESTIMIENTO CAMINOS

MATERIAL MERCLATEORISA

PROCEDENCIA _____ ESTACION _____

BANCO _____ POZO _____ PROFUNDIDAD _____

IDENTIFICACION LABORATORIO _____ MUESTRA _____

FECHA RECIBO _____ FECHA INFORME _____

PESO VOLUMETRICO SUELTO _____
Kg/m³

PESO VOLUMETRICO MAXIMO _____
Kg/m³

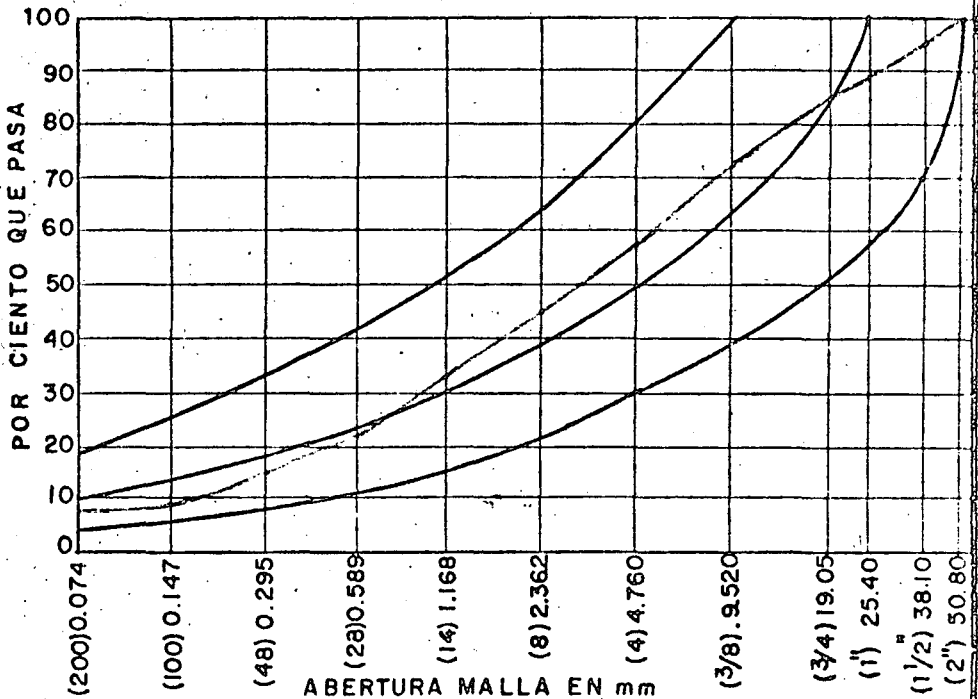
HUMEDAD OPTIMA _____
POR CIENTO

DESPERDICIO EN LA MUESTRA _____
POR CIENTO

POR CIENTO QUE PASA MALLA

50.80 (2")	100
38.10 (1 1/2")	96
25.40 (1")	89
19.05 (3/4")	85
9.520 (3/8")	72
4.760 (N°4)	57
2.362 (N°8)	45
1.168 (N°14)	33
0.589 (N°28)	22
0.295 (48)	15
0.147 (N°100)	9
0.074 (N°200)	8

GRAFICA DE COMPOSICION GRANULOMETRICA



C. B. R. (ESTANDAR) POR CIENTO _____

CLASIFICACION DE SUELOS (SUCS) _____

POR CIENTO EXPANSION _____

PRUEBAS EN MATERIAL MAYOR 9.520 mm (3/8")

PRUEBAS EN MATERIAL MENOR 0.420 mm (N° 40)

ABSORCION _____

LIMITE LIQUIDO _____

DENSIDAD _____

LIMITE PLASTICO _____

COMPACTACION POR CIENTO _____

INDICE PLASTICO _____

HUMEDAD DEL LUGAR POR CIENTO _____

EL LABORATORISTA: _____

EL JEFE DE LABORATORIO _____

DISEÑO DE ESPESOR DE PAVIMENTO

No basta que un material reúna los requisitos de calidad para que sea utilizado en la construcción de un camino o aeropista sino que además es necesario conocer su aptitud para soportar las cargas que le va a imponer el tránsito y como esta aptitud interacciona en las otras capas de material.

La aptitud de un material para soportar las cargas que impone el tránsito se evalúa mediante la "prueba modificada para la determinación del valor C.B.R." (ver anexo No. 1) y el estudio de la interacción de una capa de material con otras se hace mediante el diseño de espesor de pavimento, tanto para el diseño de espesor de pavimento de un camino, como para una aeropista, existen un gran número de procedimientos, pero en el presente texto solo se consignan los que usualmente se emplean en la Secretaría. Para mejor ilustración de los métodos, su descripción se hará por medio de ejemplos.

Caminos

Procedimiento S.O.P.- Este procedimiento es del tipo empírico; tiene como principal limitación su reducido número de variables de diseño y que además tienen restricciones de importancia en su definición, por lo que en muchos casos se obtiene el mismo diseño para condiciones que pueden variar radicalmente, sin embargo por ser tan sencillo su desarrollo y obtener espesores conservadores para caminos de bajo volumen de tránsito lo hacen un buen instrumento.

CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES

Granulometría % que pasa la malla	Material de la- capa subrasante	Material de-- revestimiento
50.8 mm (2")	100	100
25.4 mm (1")	100	86
4.76 mm (No.4)	100	36
0.295 mm (No.48)	87	17
0.074 mm (No.200)	61	13
Límite líquido en por ciento.	45	32
Límite plástico en por ciento	23	23
Índice plástico en por ciento	22	9
Valor CBR estándar en por ciento	8	80
Expansión en por ciento	3.6	-
Valor CBR modificado variante 2 a 95 por- ciento de compacta-- ción.	8	70
a 90 por ciento de - compactación	6	-
Peso volumétrico seco máximo kg/m ³	1560 *	2050**
Humedad óptima en por ciento	24	95
Clasificación	CL	GC

* Obtenido mediante la prueba Proctor S.R.H.

** Obtenido mediante la prueba Porter

3

Del análisis de las características de los materiales se deduce que ambos materiales reúnen los requisitos de calidad que se requieren para ser empleados en la construcción de la capa que se proyectó.

Los parámetros que intervienen en este procedimiento de diseño son:

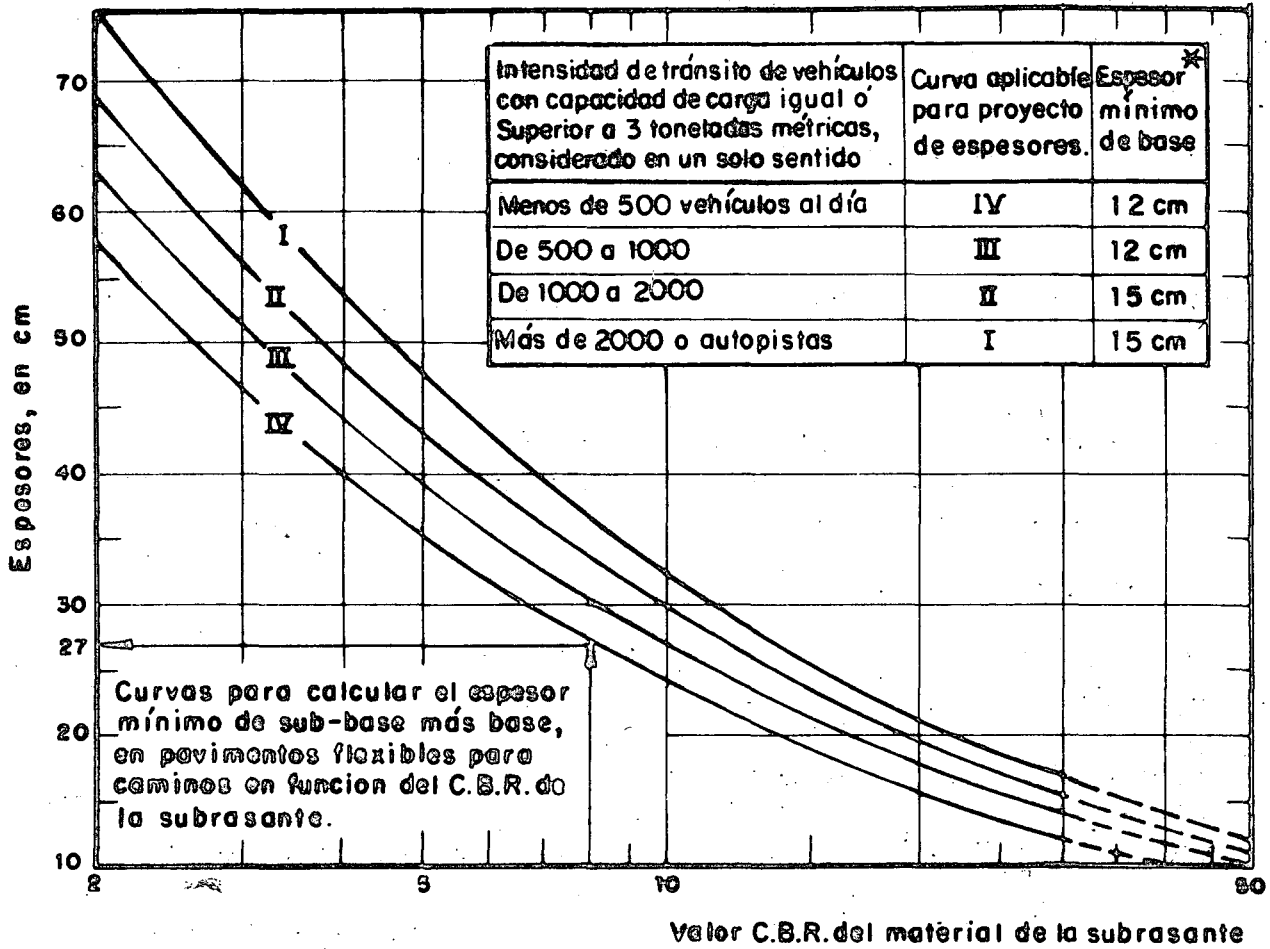
Valor C.B.R. modificado, variante 2
a 95 por ciento de compactación del
material de subrasante

8 por ciento

Volumen de tránsito

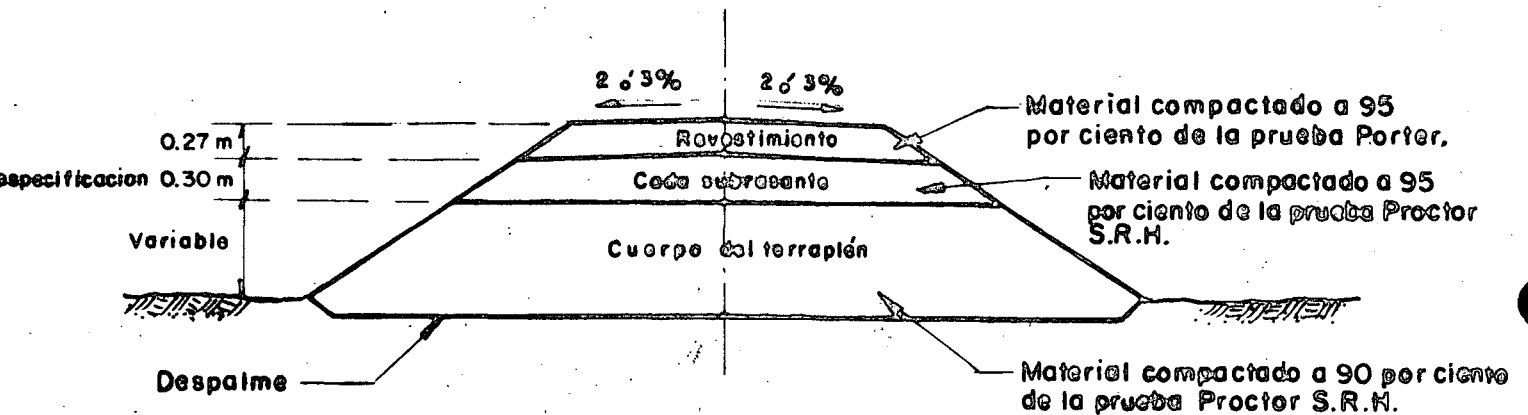
500 vehículos-
por día.

Con el valor C.B.R. se entra a la gráfica hasta interceptar la curva No. IV y en el eje vertical se obtiene el espesor de material de revestimiento necesario para que la capa subrasante soporte adecuadamente las cargas del tránsito, en este caso 27 cm de material de revestimiento.



* Para un camino construido hasta nivel de carpeta asfáltica

En consecuencia la sección del camino quedaría de la siguiente Forma:



PRUEBA MODIFICADA PARA LA DETERMINACION DEL VALOR C.B.R.

INTRODUCCION.-

Un camino revestido tiene como objeto principal permitir el tránsito de los vehículos en toda época del año. El material que se emplea para la construcción de la capa de revestimiento debe cumplir con ciertas normas de calidad, además de que el espesor de dicha capa debe tener una magnitud tal que las cargas que imponga el tránsito no deterioren las capas de materiales (terracerías) que la subyacen, este deterioro de las terracerías además de acortar la vida útil del camino, producen incomodidad a los usuarios y reducen el flujo de vehículos.

De lo expuesto anteriormente se pueda inferir que el espesor de la capa de revestimiento que optimice el funcionamiento del camino depende del volumen y tipo de vehículos que transiten, así como la capacidad para soportar las cargas de los materiales que forman sus terracerías, siendo una medida usualmente usada para cuantificar esta capacidad la que se obtiene mediante el ensayo denominado "Prueba Modificada para la Determinación del Valor C.B.R."

DEFINICION.-

C.B.R. (California Bearing Ratio) modificado es el valor, expresado como porcentaje, resultante de dividir entre la carga estandar de 1360 Kg, la necesaria para obtener una penetración de 2.54 mm, con la aguja de penetración especificada, en un espécimen de suelo a un cierto grado de compactación y con un determinado contenido de humedad.

I OBJETO DE LA PRUEBA.-

Determinar a un cierto suelo, el parámetro que nos permita fijar el espesor de material de revestimiento requerido por dicho suelo, conocidos el grado de compactación y las condiciones de drenaje con que se construirán las terracerías empleando ese suelo.

II EQUIPO DE PRUEBA.-

Un molde cilíndrico de compactación de 15.75 cm (6.2") de diámetro interior y 12.75 cm de altura provisto de una base con dispositivo para sujetar el cilindro.

Una extensión o collarín del mismo diámetro interior del cilindro y 7.62 cm (3") de altura.

Una máquina de compresión con capacidad mínima de 30 ton y aproximación en las lecturas de ± 10 kg para cargas bajas.

Una varilla metálica de 1.9 cm de diámetro y 30 cm de longitud para el picado de material en el molde.

Una placa para compactar, con un diámetro ligeramente menor que el diámetro interior del cilindro, que pueda sujetarse a la cabeza de aplicación de la carga.

Das placas de carga con un diámetro ligeramente menor que el diámetro interior del cilindro, con un orificio central de 5.1 cm (2") de diámetro y un peso total de 6 kg.

Un cilindro de acero para la prueba de penetración, con una sección de 19.35 cm², que puede sujetarse a la cabeza de carga de la máquina.

Un extensómetro de carátula graduada en milésimos de pulgada, con carrera de 2.54 cm (1"),

Una malla de 4.76 mm (N° 4) y una malla de 25.4 mm (1").

Una balanza de 20 kg con sensibilidad de 1 gramo.

Cápsulas para la determinación de la humedad.

Una balanza de 200 gramos con sensibilidad de 0.01 de gramo.

Un horno que mantenga una temperatura constante comprendida entre 100° y 110°C.

Charolas de lámina galvanizada.

Una probeta graduada de 1000 c.c.

Una probeta graduada de 500 c.c.

III PREPARACION DE LA MUESTRA.-

A la muestra por analizar, previamente secada de acuerdo con lo indicado en el Manual de Mecánica de Suelos de la S.R.H. se le tamizará por la malla N° 4 y los grumos que se hayan retenido, se diagregarán y se tamizarán por la misma malla, continuándose este proceso hasta que los grumos que sean retenidos en dicha malla no puedan ya ser diagregados.

La porción retenida en la malla N° 4 se tamizará por la malla de 9.52 mm (3/8") y el retenido en la primera se pesará e incorporará a la muestra.

Terminada la operación de disgregación, se mezclará perfectamente -, todo el material debiendo pesar cuando menos 25 kg.

Si la muestra original contiene menos del 15 por ciento en peso de material que se retiene en la malla de 25.4 mm (1") debe utilizarse para la prueba todo el material que pasó la malla desechándose el retenido.

Quando el material retenido en la malla de 25.4 mm (1") exceda del 15 por ciento, será necesario substituir este retenido por una cantidad -- igual, en peso, del material pétreo que pase esta malla, y se retenga en la N° 4.

La cantidad total de la muestra no deberá ser menor de 30 kg.

IV PROCEDIMIENTO DE LA PRUEBA.-

La prueba consiste en medir la resistencia a la penetración en especímenes de material que ha sido compactado para reproducir los pesos volumétricos que corresponden a diferentes grados de compactación, empleando -- las humedades que se especifican mas adelante.

A) Obtención del peso volumétrico seco máximo y la humedad óptima del material.

Se pueden presentar dos casos dependiendo del tamaño y tipo de material.

1.- Materiales cohesivos que pasen totalmente la malla de 4.76 mm (N° 4) o cuando más tengan un retenido de 10 por ciento en esta malla pero que pasen totalmente la malla de 9.52 mm (3/8").

La determinación del peso volumétrico seco máximo y la humedad óptima se efectuará por medio de la prueba Proctor S.R.H.; para mayor información sobre esta prueba consultar el Manual de Mecánica de Suelos de la Secretaría de Recursos Hidráulicos.

2.- Materiales no-cohesivos y que pasen totalmente la malla de 25.4 mm (1").

Para obtener el peso volumétrico seco máximo y la humedad óptima de laboratorio se sigue el procedimiento siguiente:

Se incorpora determinada cantidad de agua, cuyo volumen se anota, a los 4 kg de material preparado de acuerdo con el inciso III y una vez lograda la distribución homogénea de la humedad, se coloca en tres capas dentro del molde de prueba y a cada una de ellas se le dan 25 golpes con la varilla metálica. Al terminar la colocación de la última capa se compacta el material aplicando lentamente cargas uniformes de modo de alcanzar la presión de 140.6 kg/cm² en un tiempo de 5 minutos, la que se sostiene durante 1 minuto y se procede a descargar en otro minuto.

Si al llegar a la carga máxima no se humedece la base del molde, la humedad del espécimen es inferior a la óptima.

El proceso deberá repetirse el número de veces necesario para lograr con incrementos de 80 c.c. de agua, que al llegar a la carga máxima se inicie el humedecimiento de la base del molde, con lo cual se obtendrá la humedad óptima en el espécimen.

Se extraerá el espécimen del molde y se procederá a secarlo tenien

do cuidado de no perder material en la manipulación, a una temperatura constante de 100°C a 110°C hasta peso constante. Se calculará la humedad óptima y el peso volumétrico máximo.

Para mayor información sobre esta prueba, se puede consultar el — instructivo para la DETERMINACION DEL PESO VOLUMETRICO MAXIMO EN SUELOS CON AGREGADOS HASTA DE 2.54 mm (1").

B) Del material ya preparado según el inciso III se tomará una muestra representativa, que pese como mínimo 80 gramos en el caso de suelos finos y 1 kg, si se trata de suelos con agregado grueso, con objeto de hacer la determinación de la humedad por secado en horno, a una temperatura de — 100°C a 110°C durante 20 horas. Esta humedad se anota como W1. Inmediatamente después de haber tomado la muestra para determinar la humedad, el material restante se cubrirá con una manta húmeda, con objeto de evitar los cambios de humedad en la muestra, durante el tiempo que tarden las pruebas.

La cantidad de agua que es necesario agregar para llevar la muestra a la humedad de prueba, se calculará con la fórmula siguiente:

$$\text{Agua por agregar en c.c.} = K \frac{W2 - W1}{100 + W1}$$

En donde:

K = cantidad, en gramos, de material con humedad "W". Esta cantidad deberá ser de 5000 gramos.

W1 = Humedad que contiene el material.

W2 = Humedad a que deberá hacerse la prueba, correspondiente al — grado de compactación que se desea reproducir. Esta humedad — se obtiene de la Tabla 1.

1 7 -

TABLA 1.- HUMEDADES DE PRUEBA

Grado de compactación	Variante 1 Buen drenaje y precipitación baja a media.	Variante 2 Drenaje deficiente y precipitación media o alta.
100	W _o	W _o
95	W _o	W _o + 1.5
90 - 75	W _o	W _o + 3.0

W_o = Humedad óptima de compactación

El cálculo anterior deberá hacerse para cada uno de los grados de compactación fijados en el caso de que vayan a variarse las humedades de prueba.

El cálculo de las cantidades de material que deberán emplearse para conocer el peso del material húmedo que debe ser compactado, se hará mediante el uso de la fórmula siguiente:

$$PW = \frac{\gamma_s}{1000} \frac{(100+W_2)}{100} 0.786 d^2 h$$

Siendo:

PW = Peso del material húmedo en gramos, con la humedad de prueba,

γ_s = Peso volumétrico seco, en kilogramos sobre metro cúbico, correspondiente al grado de compactación que se desea reproducir.

W₂ = Humedad a que deberá hacerse la prueba

d = Diámetro interior del cilindro de compactación, en centímetros.

El cálculo anterior deberá hacerse para cada uno de los grados de compactación fijados.

Para la incorporación del agua y compactación de la muestra preparada, se tomarán por cuarteo, muestras de 5 kg. Una de ellas deberá ser compactada al peso volumétrico seco máximo, con la humedad óptima debiendo agregarse la cantidad necesaria de agua para que alcance dicha humedad. Inmediatamente después de que sea incorporada el agua y mezclada hasta lograr una distribución uniforme de ella, se tomará la cantidad de material húmedo "Pw", correspondiente al 100 por ciento de compactación. El sobrante de esta muestra, no deberá mezclarse por ningún motivo con las otras muestras. La cantidad "Pw" de material se colocará en tres capas dentro del molde de prueba, con el collarín puesto y a cada una de las capas se le darán 25 golpes con la varilla de 1.9 cm (3/4") de diámetro. Al terminar la colocación de la última capa, se pesará el molde con material para cerciorarse de que no ha habido pérdidas.

Se colocará el molde en la máquina de prueba y se compactará el material con cargas aplicadas uniformes y lentamente, hasta alcanzar la altura "h" prefijada igual a la altura del cilindro sin la extensión o collarín.

Para comprobar que se ha logrado la altura "h" en el espécimen, se medirá la distancia "a" desde el borde superior del collarín hasta la cara superior de la placa de compactación (fig. 1), o bien se determinará por medio de la fórmula:

$$a = ht - (h + e)$$

En donde:

a = Distancia en centímetros, desde el borde superior del collarín hasta la cara superior de la placa de carga.

ht = altura en centímetros, del cilindro de compactación, incluyendo en collarín.

e = espesor, en centímetros, de la placa de compactación.

Cuando se haya logrado que el espécimen tenga la altura mencionada, se dejará sin descargar durante un minuto, después de lo cual se hará la descarga lentamente y se permitirá que el material reaccione aumentando de volumen, debiendo medirse el incremento de altura o rebote del espécimen. Deberá compactarse nuevamente el espécimen hasta obtener una altura ligeramente menor que "h" (esta disminución de altura debe ser aproximadamente igual al rebote medido), a fin de que al reaccionar el material, cuando se retire la carga, alcance precisamente la altura "h". Si la altura del espécimen resulta mayor que "h", se repetirá la operación anterior hasta lograr, finalmente, que tenga la altura especificada. En caso de que la altura del espécimen resulte menor que la altura "h", se desechará éste y se repetirá el proceso anterior con otro espécimen preparado como el anterior con nuevo material.

Cuando la carga que sea necesario aplicar para compactar el material hasta la altura "h" sea mayor de 5 ton, la operación de descarga deberá hacerse una vez a cada 5 ton y cuando se llegue a la altura "h", las cargas y descargas deberán hacerse en la forma indicada anteriormente.

Si al compactar la muestra para obtener el peso volumétrico seco requerido, se inicia la expulsión de agua por la base del molde, al llegar a una altura ligeramente mayor de "h", deberá mantenerse constante la carga

16

que se estaba aplicando, hasta que la expulsión del agua disminuya notablemente. Inmediatamente después se dará un pequeño incremento de carga y se repetirá la operación anterior. En esta forma se continuará la compactación hasta lograr que el espécimen tenga la altura "h", después de lo cual se ejecutarán las operaciones de carga y descarga descritas anteriormente.

Si ocurre una expulsión de material en vez de agua, deséchese la prueba y compruébese los cálculos y las operaciones de pesada.

Para la medición de la resistencia a la penetración, estando el material ya compactado, inmediatamente se colocarán sobre el espécimen las placas de carga con orificio central. El cilindro de acero para la prueba de penetración deberá pasar a través de los orificios de las placas hasta tocar la superficie de la muestra; se aplicará una carga inicial que no sea mayor de 10 kg e inmediatamente después, sin retirar la carga, se ajustará el extensómetro de carátula para registrar el desplazamiento vertical del cilindro. Se procederá a la aplicación de cargas en pequeños incrementos, procurando que la velocidad de desplazamiento del cilindro sea de 1.25 mm por minuto y se anotarán las cargas correspondientes a cada una de las siete penetraciones indicadas en el cuadro siguiente:

No.	PENETRACIONES		CARGAS REGISTRADAS
	en mm.	en pulg.	
1	1.27	0.05	
2	2.54	0.10	
3	3.81	0.15	
4	5.08	0.20	
5	7.62	0.30	
6	10.16	0.40	
7	12.70	0.50	

Handwritten notes and markings on the right side of the page, including a vertical list of numbers 1 through 7 and some illegible scribbles.

Una vez efectuada la prueba de penetración se extraerá el espécimen del molde y se procederá a tomar una muestra del corazón para comprobación de la humedad.

En el caso de suelos con agregado grueso es preferible determinar la humedad secando todo el espécimen.

El procedimiento anterior se seguirá para las muestras restantes, con los grados de compactación fijados y con las humedades de prueba indicados en la Tabla 1.

La carga registrada para la penetración de 2.54 mm (0.1") se deberá expresar como un porcentaje de la carga estándar de 1360 kg, y si la prueba estuvo bien ejecutada, el porcentaje así obtenido será el valor relativo de soporte correspondiente a la muestra ensayada.

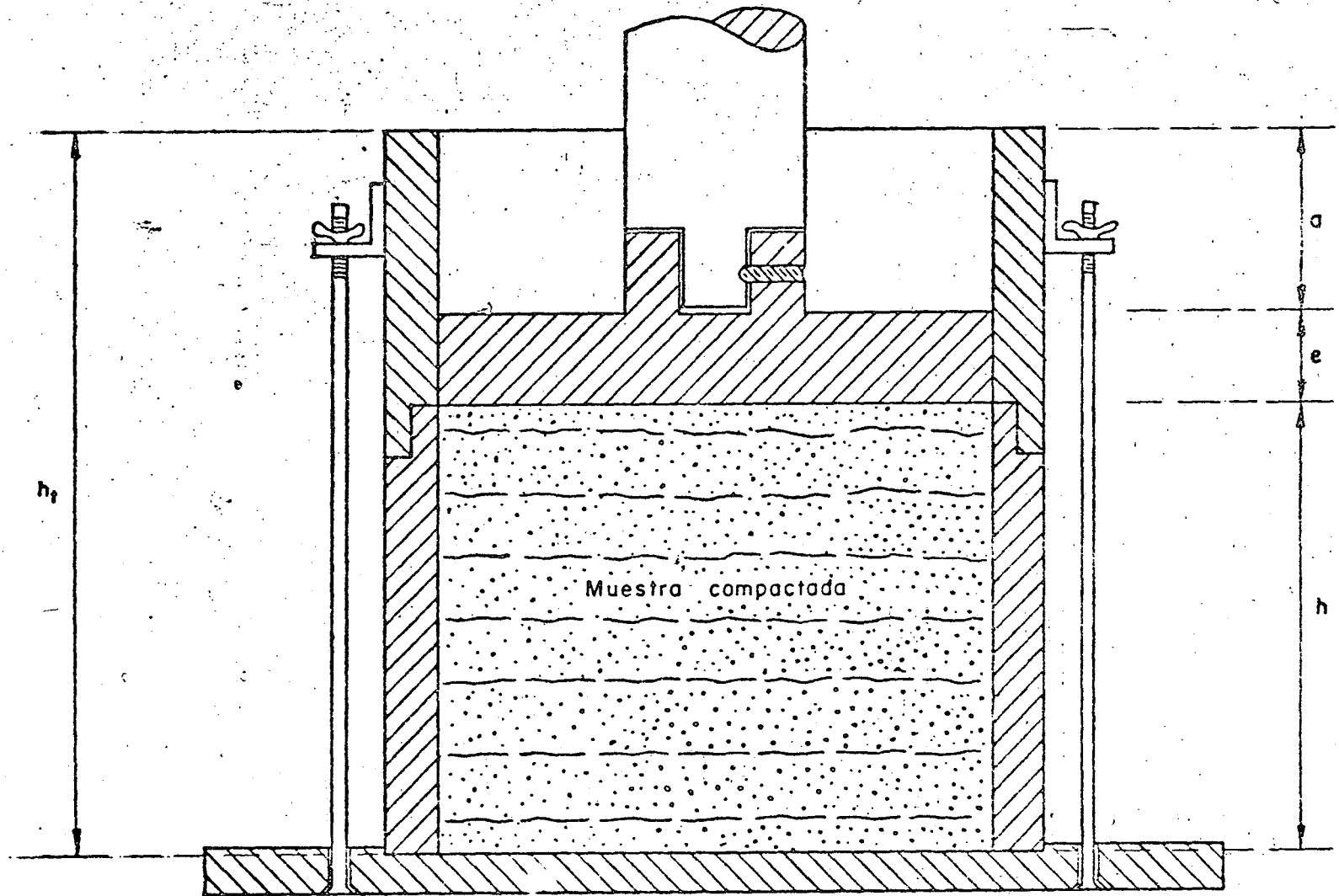
Con el fin de saber si la prueba estuvo bien ejecutada, se dibujará la curva carga-penetración, anotando en las abscisas las penetraciones y en las ordenadas las cargas registradas para cada una de dichas penetraciones. Si esta curva es defectuosa, como la mostrada en la figura 2, es debido probablemente a que la carga inicial para comenzar la prueba fué mayor de los 10 kg especificados. En este caso deberá repetirse la prueba. Si la curva de resistencias presenta en su iniciación una concavidad hacia arriba, como se indica en la figura 3, deberá hacerse la siguiente corrección.

Dibújese una tangente a la curva en el punto de máxima pendiente (punto A) hasta cortar el eje de las abscisas en el punto B, que se tomará como nuevo origen. Márquense los puntos C', D' y E', que se tomarán como las

penetraciones de 2.54, 5.08 y 7.62 cm, respectivamente; por lo tanto las ordenadas C' C, D' D y E' E representarán las cargas corregidas para dichas penetraciones. El valor relativo de soporte de la muestra a la compactación a que se hizo la prueba, será el calculado con el valor de la ordenada C' C, expresado como porcentaje de la carga estándar de 1360 kg.

Finalmente, con los valores relativos de soporte calculados, se —
construirá una gráfica en cuyas abscisas se indicarán los pesos volumétricos y grados de compactación que fueron reproducidos y en las ordenadas los valores relativos de soporte correspondiente (fig.4). En la misma gráfica en —
el eje de las ordenadas podrán indicarse los espesores correspondientes a —
cada uno de los valores relativos de soporte, de acuerdo con el tránsito —
previsto, con objeto de tener directamente el espesor requerido para cual—
quier peso volumétrico, comprendido dentro de los que fueron reproducidos.

Fig. - 1



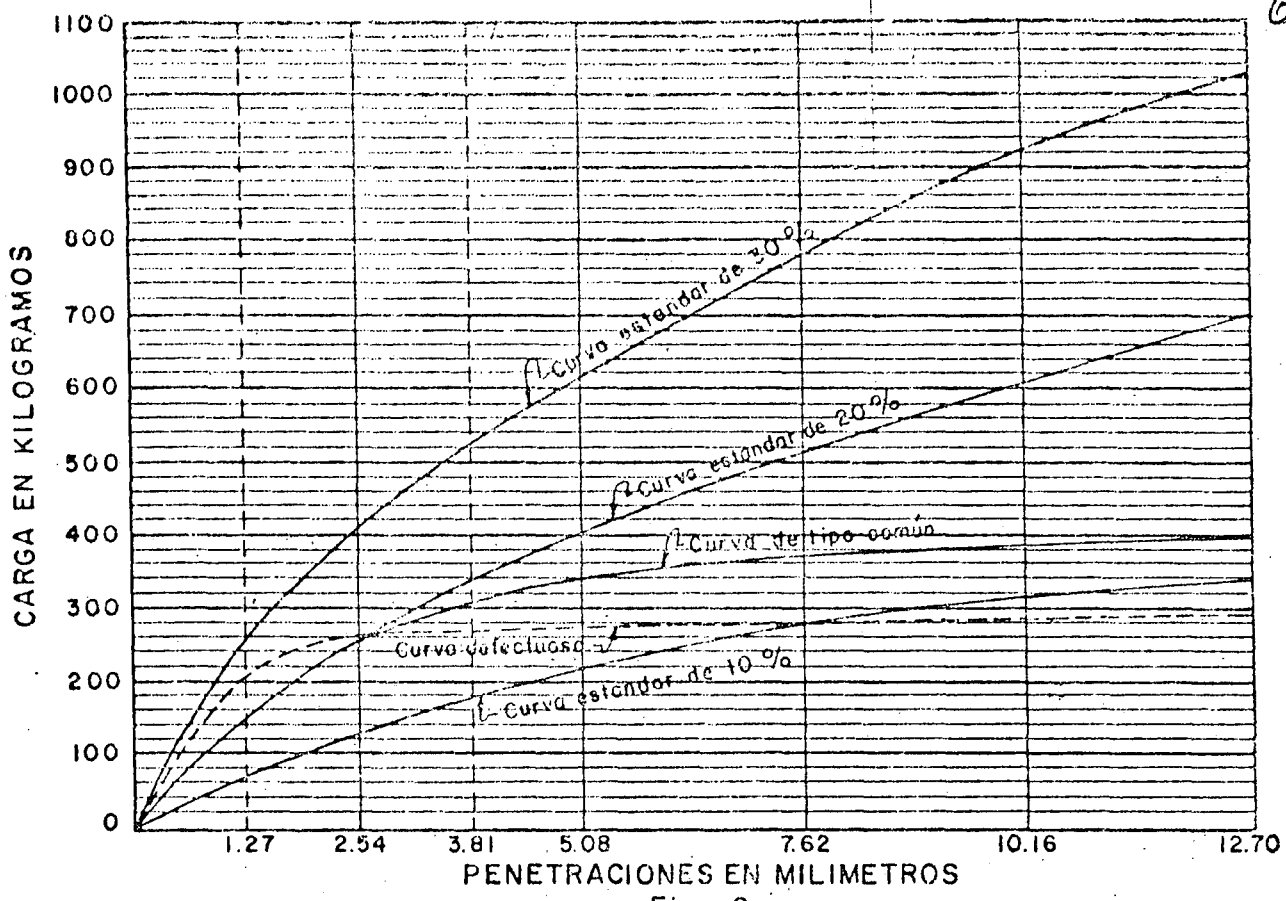
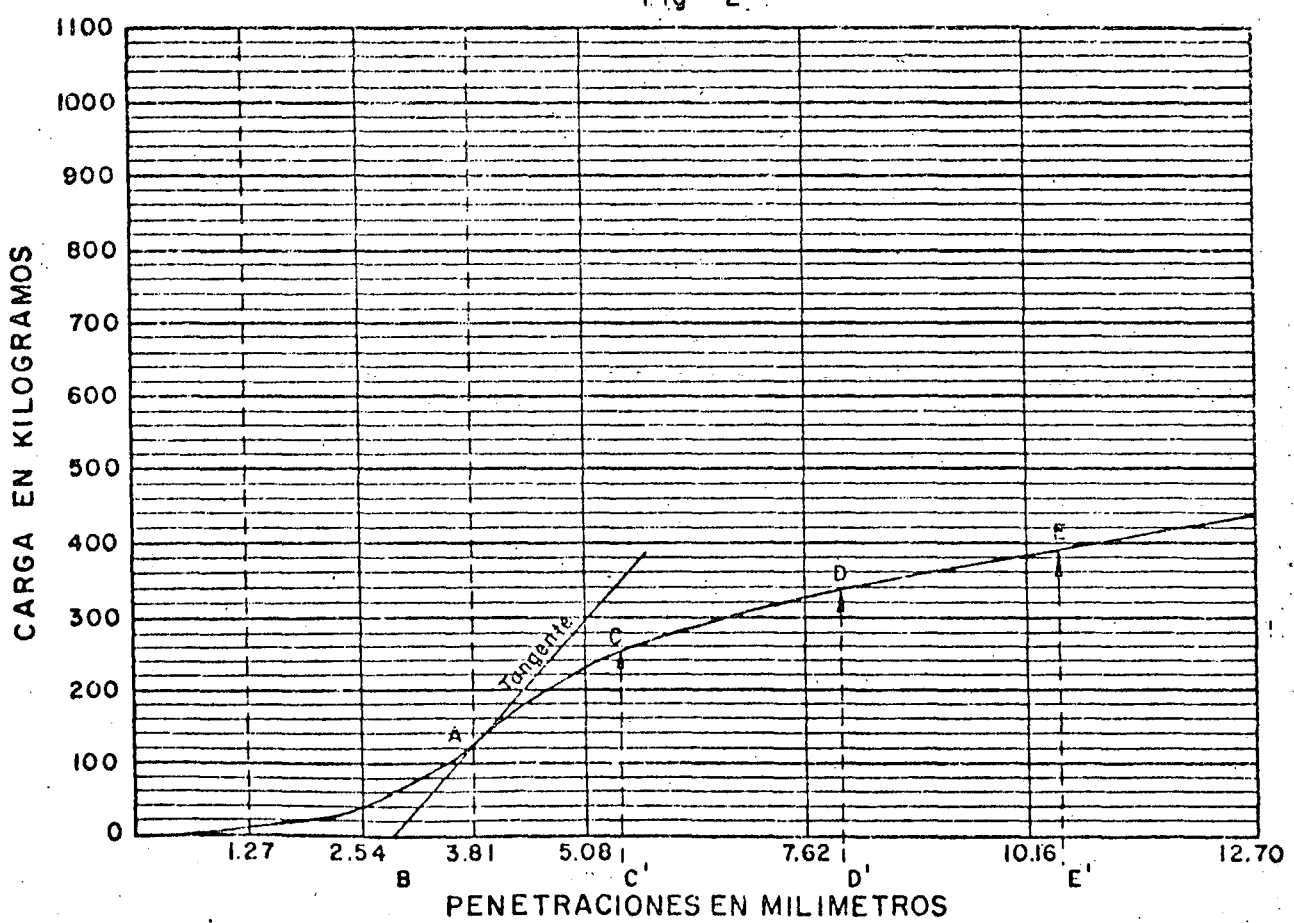


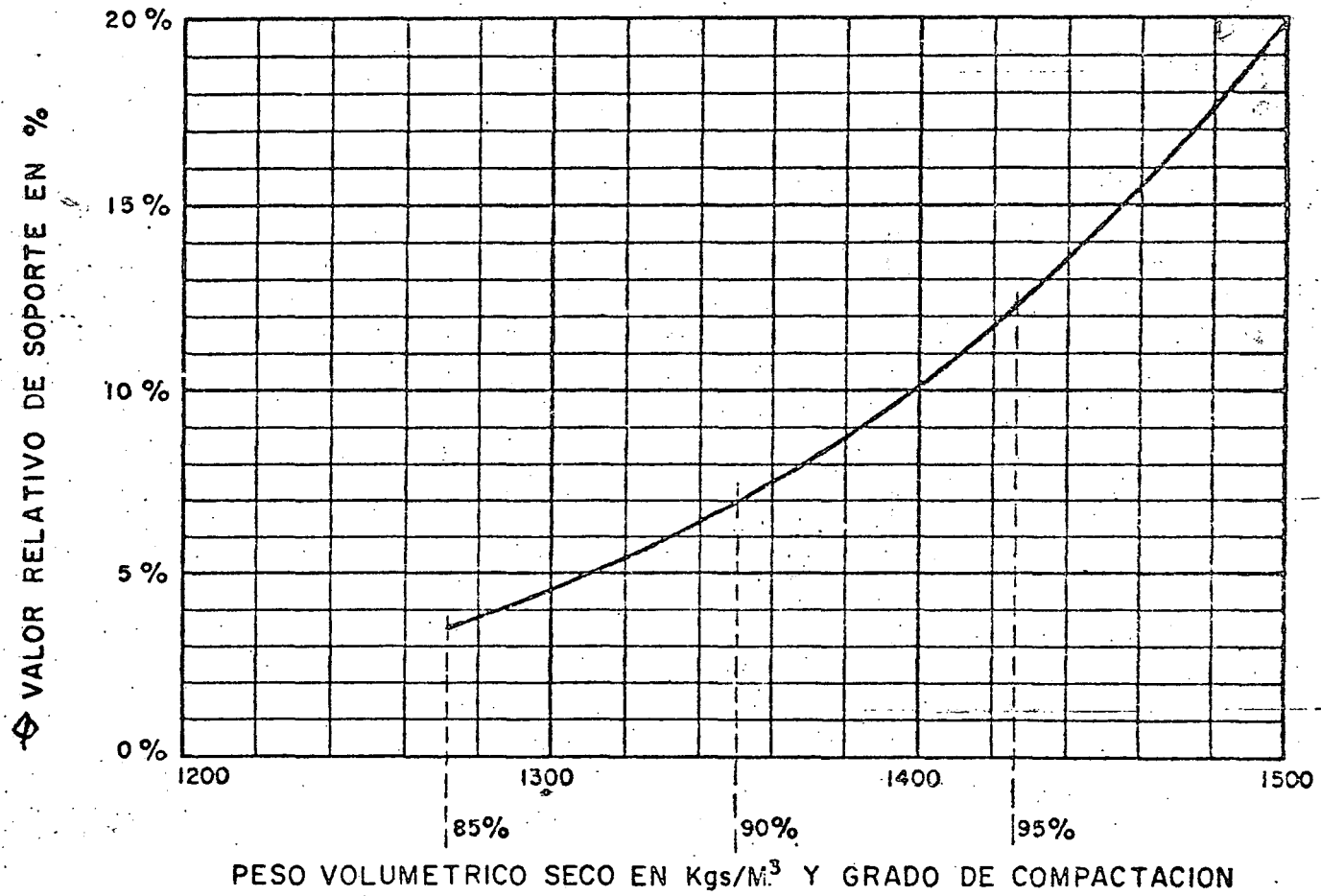
Fig - 2



Valor C. B. R. = $\frac{\text{Ordenada CC' en kgs.}}{1360 \text{ kgs.}} \times 100$

Fig - 3

Fig. - 4



PROCEDIMIENTO DEL INSTITUTO DE INGENIERIA

Este método se basa en una generalización teórica de los datos experimentales en una pista circular construida por el Instituto de Ingeniería y en tramos experimentales construidos en carreteras de la República.

Se parte de la hipótesis de que la carretera más económica es aquella que tiene una resistencia relativa uniforme en todas sus capas y llega a la falla funcional cuando ha soportado el número acumulado de aplicaciones de carga equivalente (ΣL), especificadas para la vida de proyecto. Si la resistencia relativa no es uniforme en las diferentes capas de la estructura, se supone que la resistencia mínima determina la vida de servicio de la carretera.

Intervienen conceptos de capacidad de carga de suelos cohesivos y la teoría de distribución de esfuerzos verticales (σ_z) de Boussinesq, para el caso particular de una estructura de capas múltiples y resistencia relativa uniforme, sujeta a cargas repetidas de un eje sencillo equivalente cuyo peso estático es de 8.2 T y que tiene un coeficiente de impacto (I) constante. Además, se supone que el C.B.R. ($\widehat{V.C.R.}$) en el lugar es un buen indicador de la capacidad de carga de las diferentes capas, así mismo se acepta el valor C.B.R. obtenido por las pruebas modificadas no obstante que es conservador.

La falla por fatiga de una capa en la superficie, se analiza bajo la hipótesis de que existe una relación lineal entre el logaritmo de la resistencia ($\log \widehat{VRS}$) y el logaritmo del número -

acumulado de ejes equivalentes de 8.2 T (log. ΣL). Para una capa cualquiera a una profundidad z , el concepto se generaliza - multiplicando la resistencia por el coeficiente de influencia - (Fz) de Boussinesq, suponiendo una estructura de resistencia - relativa constante.

El involucrar todas las capas de materiales de un camino, considerar que el daño que sufre la estructura está íntimamente ligada al tipo de tráfico, considerar la vida útil del camino y la tasa de crecimiento del tránsito hacen que este método sea confiable.

* Santiago Corro y Guillermo Prado O.- Publicación 325 del Instituto de Ingeniería.- Diseño Estructural de Carreteras con pavimento Flexible.

EJEMPLO.-

Como primer paso es necesario establecer el coeficiente de acumulación del tránsito.

Al camino se le supondrá una vida de proyecto (n) de 10 años, - para la tasa de crecimiento anual (r), de tránsito se obtuvo 5 por ciento; con estos datos se entra a la Gráfica No. 1, obteniendo un coeficiente de acumulación de tránsito (c) igual a: 4500.

En la Gráfica No. 2 se tiene el aforo de tránsito cuyo coeficiente de distribución es de 0.5. Efectuando las operaciones que se indican, se obtiene un tránsito acumulado ($\leq L^n$) de 221 972, en función de ejes sencillos equivalentes de 8.2 T y para una vida de proyecto de 10 años y una tasa de crecimiento anual de 5 por ciento.

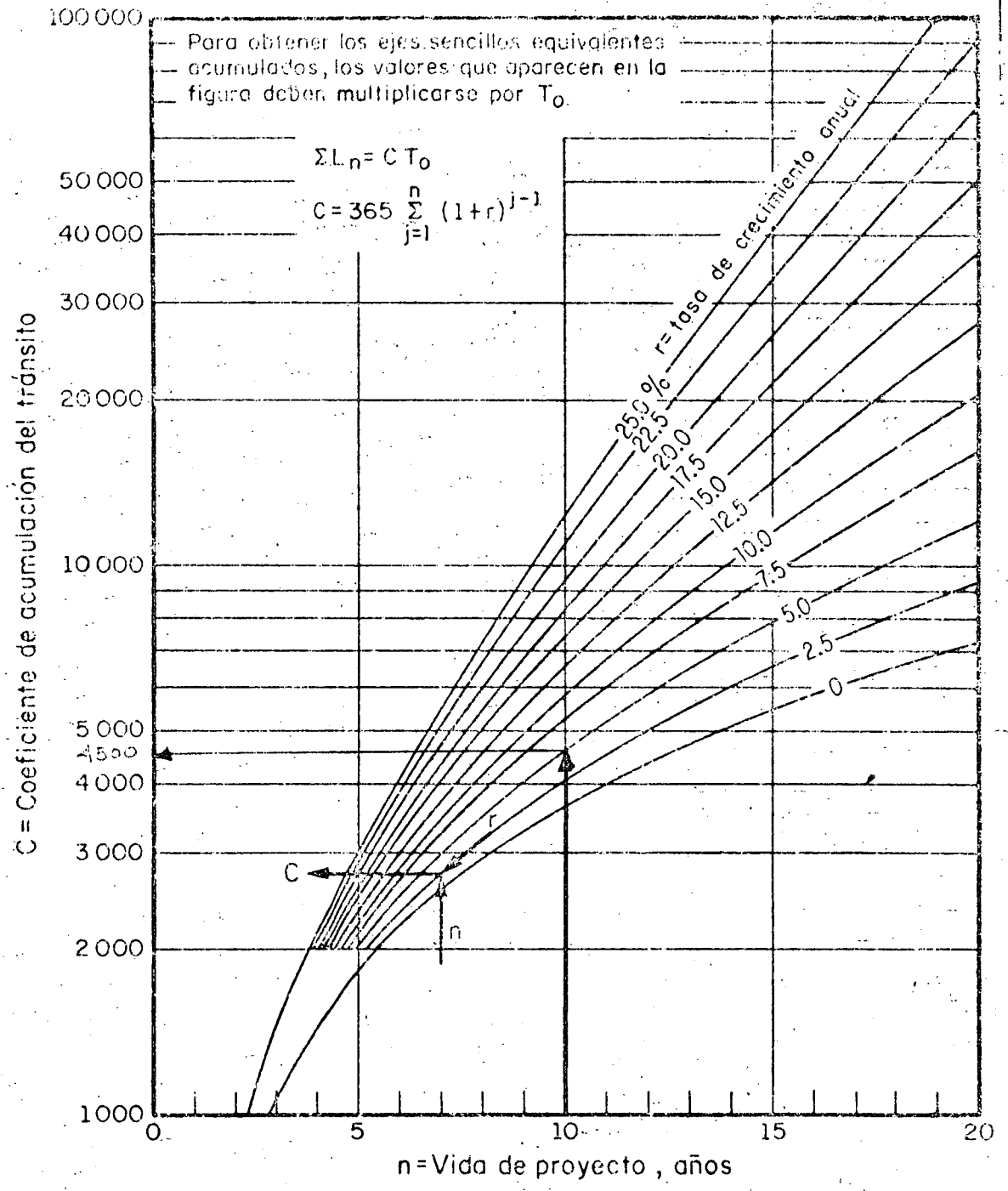
Se supone que los materiales con que se construirá el camino arrojaron los siguientes valores en la prueba modificada de

C.B.R. variante 2:

	<u>C.B.R. Variante 2</u>	<u>Por ciento de Compactación.</u>
Terreno Natural:	2 por ciento	natural
Cuerpo de terraplén:	4 por ciento	90
Capa subrasante:	7 por ciento	95
Revestimiento:	50 por ciento	95

El procedimiento propiamente dicho consiste en determinar el espesor de capa que un material requiere por encima de él para soportar las capas que impone el tránsito; la determinación de los espesores requeridos se hace de abajo hacia arriba, así tenemos (Figura No.3) que para el valor $\leq L^n=221\ 972$ y para los valores C.B.R. variante 2 de los materiales se obtienen lo siguientes

Fig. 1.2 Coeficiente de daño por tránsito para diferentes tasas



ΣL_n tránsito acumulado al cabo de n años de servicio, ejes equivalentes de 8.2 ton

C coeficiente de acumulación del tránsito, para n años de servicio y una tasa de crecimiento anual r

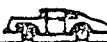

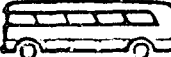


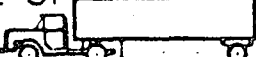
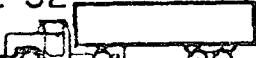
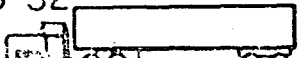
T_0 tránsito medio diario por carril en el primer año de servicio, ejes equivalentes de 8.2 ton

$$T_0 = \Sigma N_i F_i + \Sigma N'_i F'_i$$

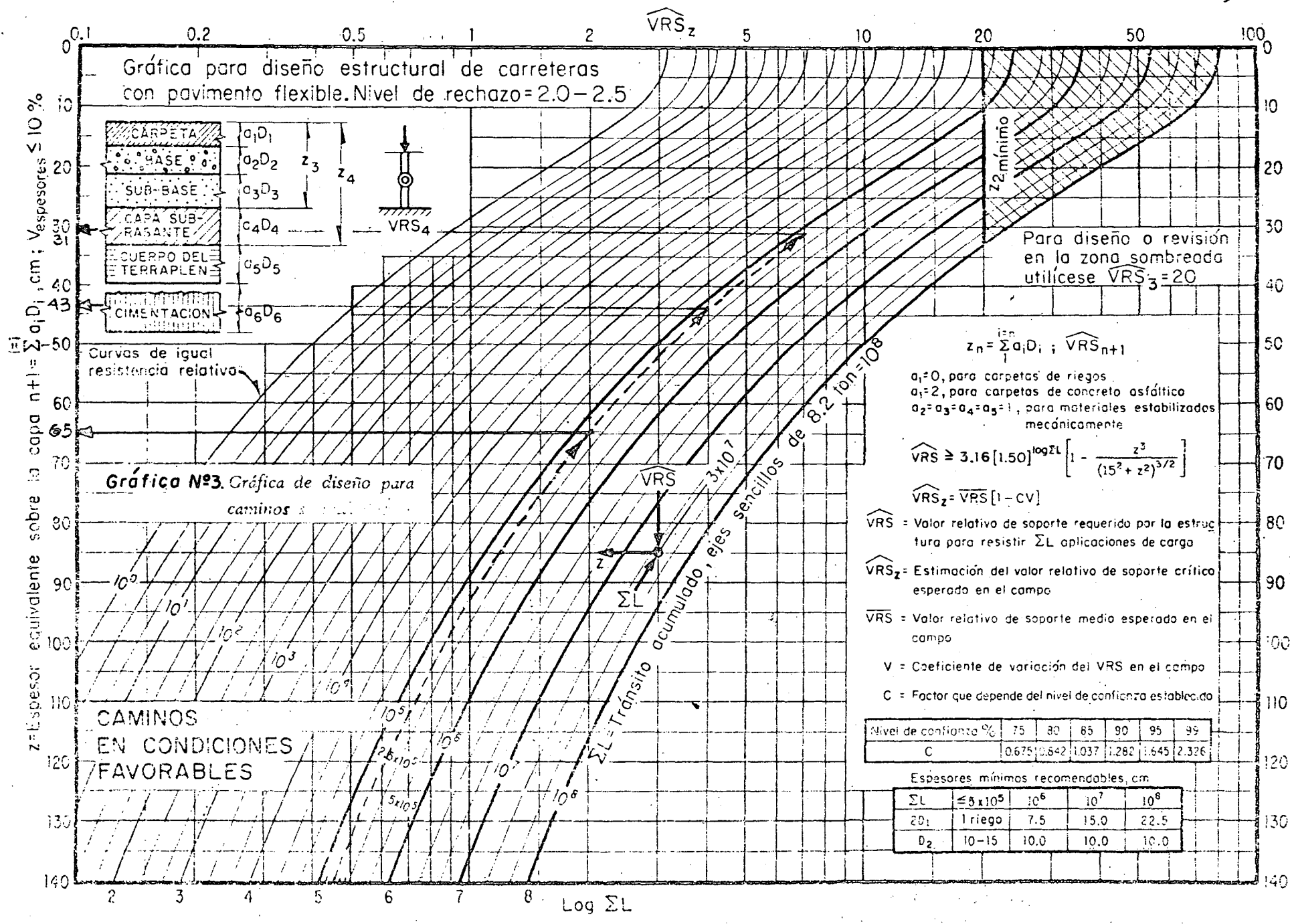
N_i, N'_i promedio diario por carril de vehículos tipo i (cargados o descargados, respectivamente), durante el primer año de servicio

F_i, F'_i coeficiente de daño relativo producido por cada viaje del vehículo i (cargado o descargado, respectivamente), ejes equivalentes de 8.2 ton

Gráfica N°1 Estimación del tránsito equivalente acumulado.

TIPO DE VEHICULO	Número de vehículos en ambas direcciones	Coeficiente de distribución	Número de vehículos en el carril de proyecto	Coeficiente de vehículos cargados o vacíos	Número de vehículos cargados o vacíos por carril N_i, N_j	Coeficientes de daño por tránsito, F_i, F_j		Número de ejes equivalentes de 8.2 ton, N_i, N_j										
						z=0 cm	z=15 cm	z=0 cm	z=15 cm									
A _p 	300	0.5	150	C= 1.00	150	0.005	0	0.75	—									
				V= —	—	0.005	0	—	—									
A _c 	30	/	15	C= 0.5	7.5	0.34	0.042	2.55	0.315									
				V= 0.5	7.5	0.34	0.001	2.55	0.008									
B 	8	/	4	C= 1.00	4.0	2.0	1.150	8.00	4.600									
				V= —	—	2.0	0.640	—	—									
C2 	60	/	30	C= 0.5	15.0	0.88	0.465	13.66	7.210									
				V= 0.5	15.0	0.88	0.027	13.66	0.419									
C3 	100	/	50	C= 0.5	25.0	0.88	0.675	22.00	16.875									
				V= 0.5	25.0	0.88	0.044	22.00	1.100									
T2-S1 	40	/	20	C= 0.5	10.0	3.0	1.740	30.00	17.400									
				V= 0.5	10.0	3.0	0.140	30.00	1.400									
T2-S2 				C=		4.0	1.570											
				V=		4.0	0.210											
T3-S2 				C=		5.0	1.300											
				V=		5.0	0.150											
<table border="1"> <tr> <td>NÚMERO DE CARRILES EN AMBAS DIRECCIONES</td> <td>COEFICIENTE DE DISTRIBUCION PARA EL CARRIL DE PROYECTO, %</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>50</td> </tr> <tr> <td>4</td> <td>40-50</td> </tr> <tr> <td>6 o más</td> <td>30-40</td> </tr> </table>		NÚMERO DE CARRILES EN AMBAS DIRECCIONES	COEFICIENTE DE DISTRIBUCION PARA EL CARRIL DE PROYECTO, %	2	50	4	40-50	6 o más	30-40	Total		269	$T_0, T'_0 =$ Tránsito equivalente inicial				145.17	49.327
NÚMERO DE CARRILES EN AMBAS DIRECCIONES	COEFICIENTE DE DISTRIBUCION PARA EL CARRIL DE PROYECTO, %																	
2	50																	
4	40-50																	
6 o más	30-40																	
		Años de servicio, n=		10	Tasa de crecimiento anual, r=		5	%										
		Coeficiente de acumulación del tránsito, C=		4500														
		Tránsito acumulado, $\sum L_n = CT_0 =$			$\sum L'_n = CT'_0 =$		321972											

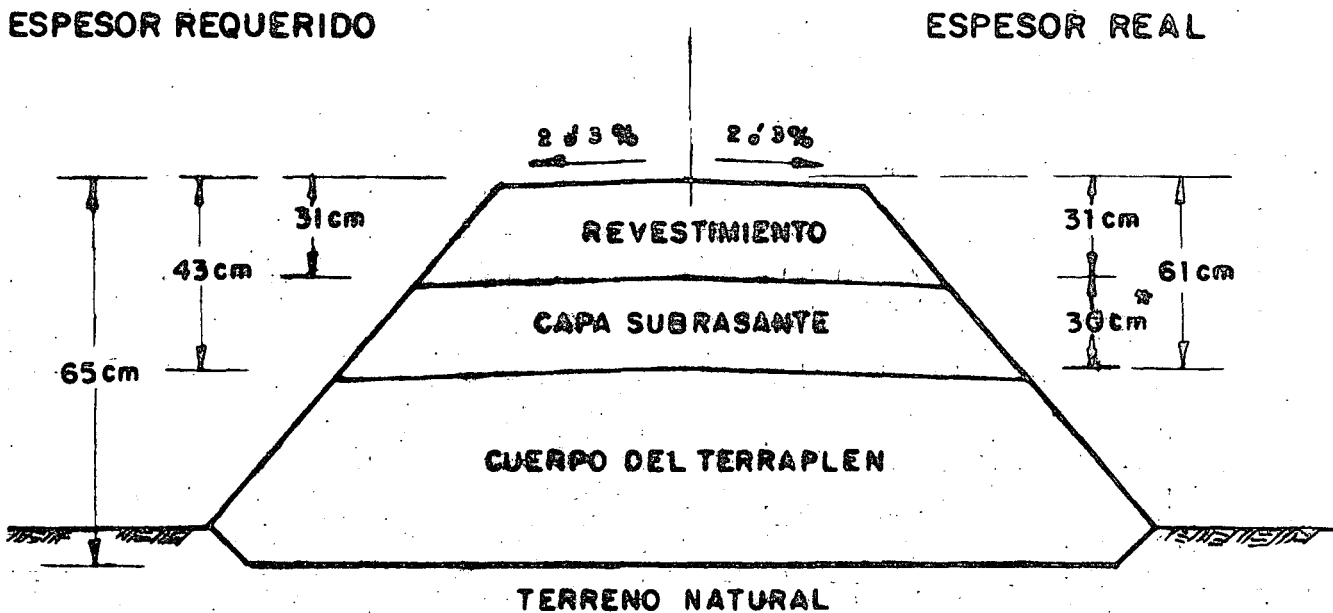
Gráfica N°2. Tabla para cálculo del tránsito acumulado en función de ejes sencillos equivalentes de 8.2 ton



ESPESOR DEL MATERIAL REQUERIDO

TERRENO NATURAL.----- 65 cm
CUERPO DEL TERRAPLEN.---- 43 cm
CAPA SUBRASANTE.----- 31 cm

EN CONSECUENCIA LA SECCION QUEDARIA :



* MINIMO.

EN LA FIGURA PODEMOS VER QUE BASTARIA CON PONER 4 cm DEL MATERIAL DEL CUERPO DEL TERRAPLEN SOBRE EL TERRENO NATURAL PARA QUE ESTE PUDIERA SOPORTAR LAS CARGAS DEL TRANSITO.

AEROPISTAS.

El método que a continuación se expone fue desarrollado por el Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos y será ilustrado con un ejemplo:

El avión que se considerará será un Fairchild Fh-227; como en los ejes principales (80 por ciento de la carga) sus ruedas son del sistema dual (ruedas gemelas) es necesario determinar la carga equivalente y a que profundidad esta carga induce esfuerzos iguales a la carga de ambas ruedas.

En la figura No. 1 se muestra una idealización del efecto de un sistema dual; tanto la teoría como la fase experimental demuestran que el efecto de las dos llantas empiezan a sobreponerse a la profundidad $d/2$ bajo la superficie y que la superposición de esfuerzos de las dos llantas es prácticamente total a la profundidad $2s$; es decir una carga $2P$ situada al centro de las llantas produce en un punto situado abajo de la profundidad $2s$, el mismo esfuerzo que producen las llantas

Como primer paso se requiere determinar el área de contacto de las ruedas (A).

Datos:

$$s = 9" + 7.5" = 16.5"$$

$$P = 10\ 150\ 16.$$

$$p = 105\ \text{psi.}$$

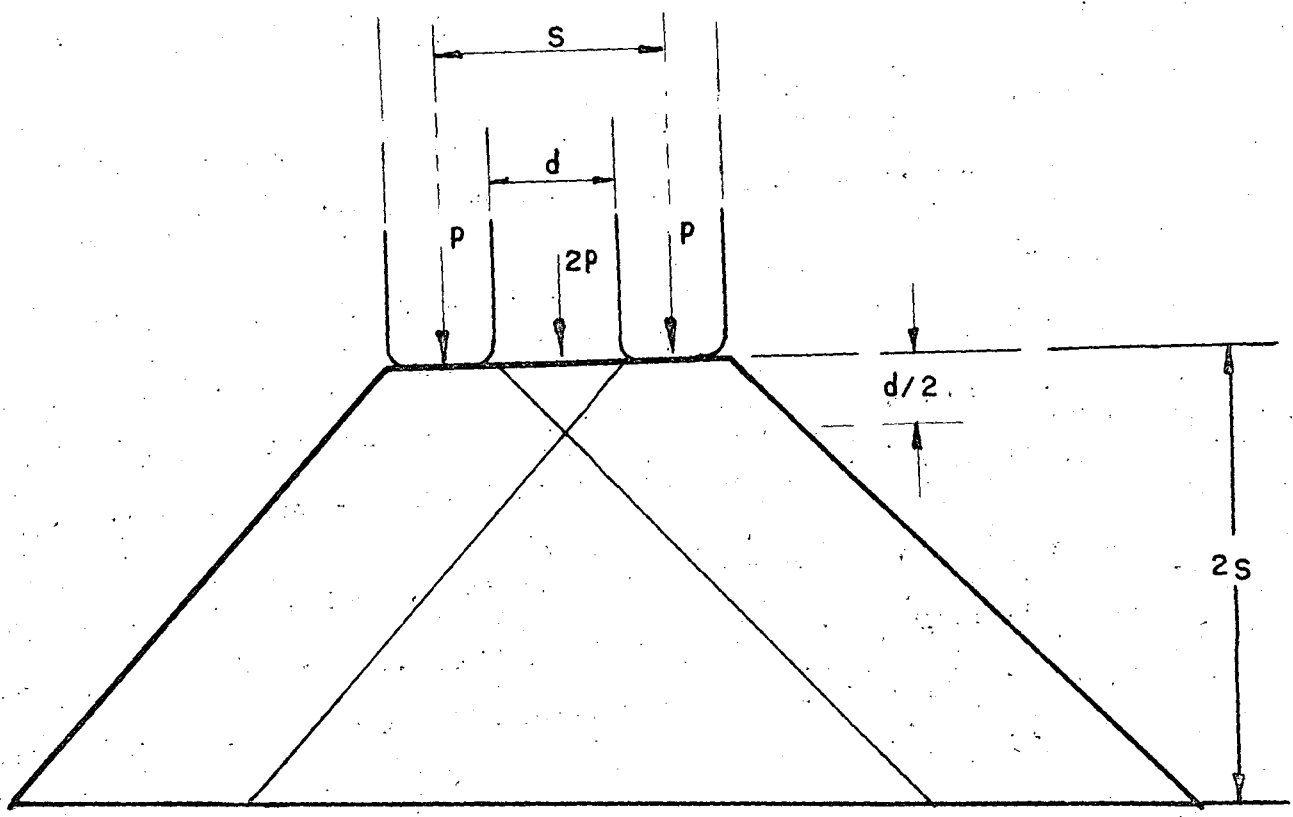
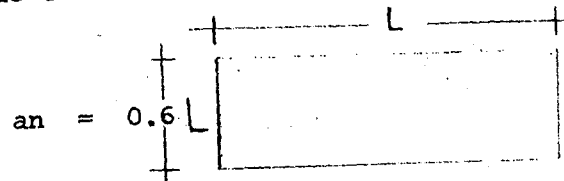


FIGURA No. 1.

$$A = \frac{P}{P} = \frac{10150}{105} = 96.8 \text{ in}^2$$

Suponiendo que el área es rectangular se tiene:



$$A = 0.6 L \times L = 96.8$$

$$L^2 = \frac{96.8}{0.6} = 161$$

$$L = 12.7$$

$$an = 0.6 L = 7.6$$

$$d = 16.5 - 7.6 = 8.9''$$

Suponiendo que entre las profundidades $d/2$ y $2S$ la variación de la carga es lineal, un punto colocado entre la superficie Y $d/2$ es actuado -- por un esfuerzo debido a la carga P , un punto colocado abajo de $2S$ sufre un esfuerzo debido a la carga única $2P$, por consiguiente un punto -- entre $d/2$ y $2S$ tendrá un esfuerzo debido a una carga proporcional intermedia a P y $2P$.

La solución de esto se puede efectuar en forma gráfica (Ver figura No. 2).

$$d/2 = 4.45" \quad 2S = 33"$$

- | | | | |
|----|------------------|----------------|----------------|
| I | (4.45, 10 150) | Sist. Inglés. | ó sea (d/2, P) |
| | (11.30 4 600) | Sist. Métrico | |
| II | (33 20 300) | Sist. Inglés | ó sea (2S, 2P) |
| | (83.3 9 200) | Sist. Métrico. | |

El punto I representa la situación de que cada carga del sistema dual -- actúa por separado y el punto II representa el nivel en que el esfuerzo -- resultante de la superposición se hace total; estos puntos se dibujan en -- la figura No. 2.

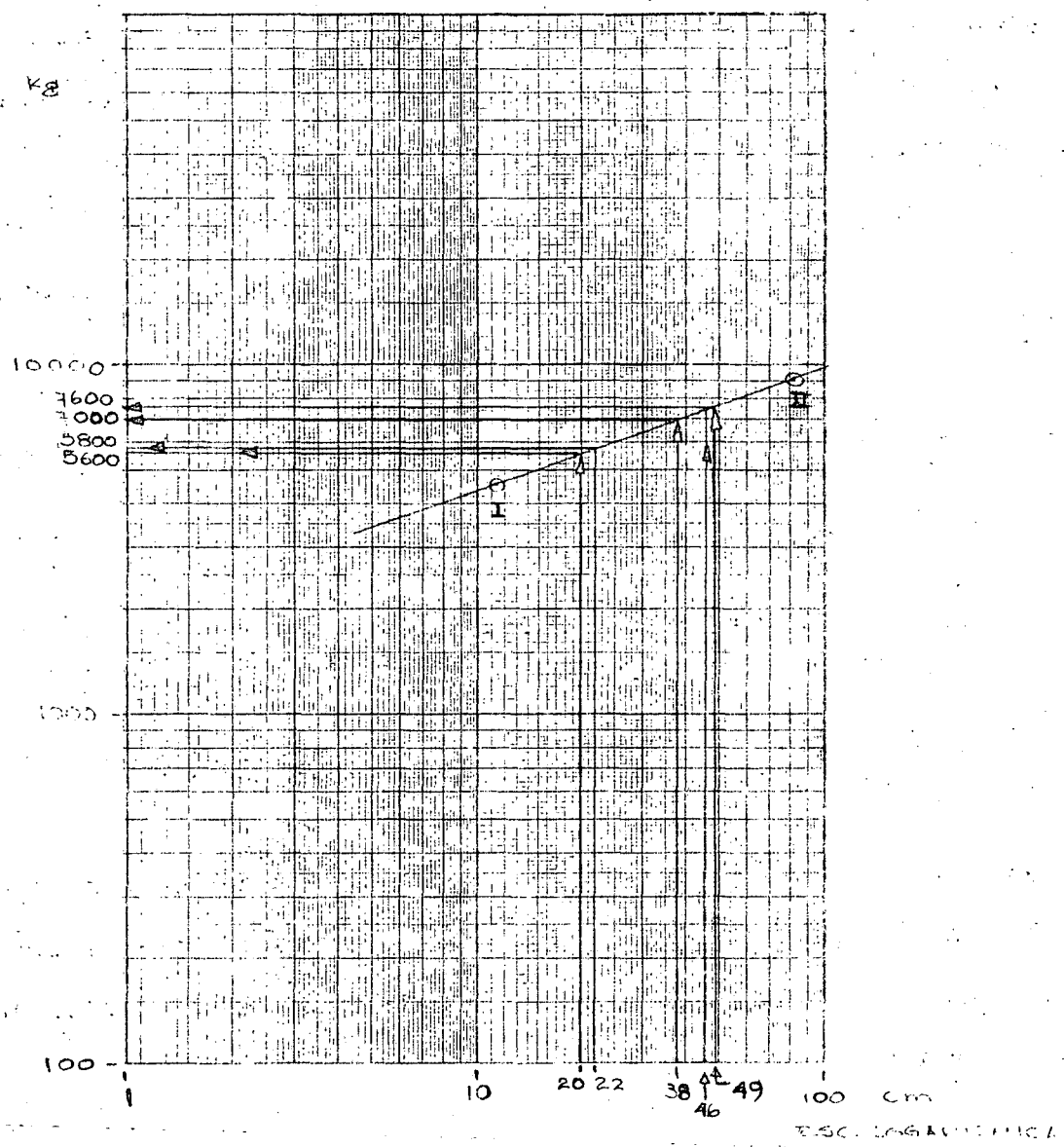


FIGURA No. 2.

La definición de la carga equivalente y el espesor de material que se debe colocar sobre el terreno de cimentación, que es el siguiente paso en el -- proceso, se debe efectuar por aproximaciones sucesivas ya que como se dijo anteriormente se requiere determinar a que profundidad la carga equivalente y las cargas sucesivas producen el mismo efecto.

Como primera aproximación se utiliza la carga por rueda o sea - - - -

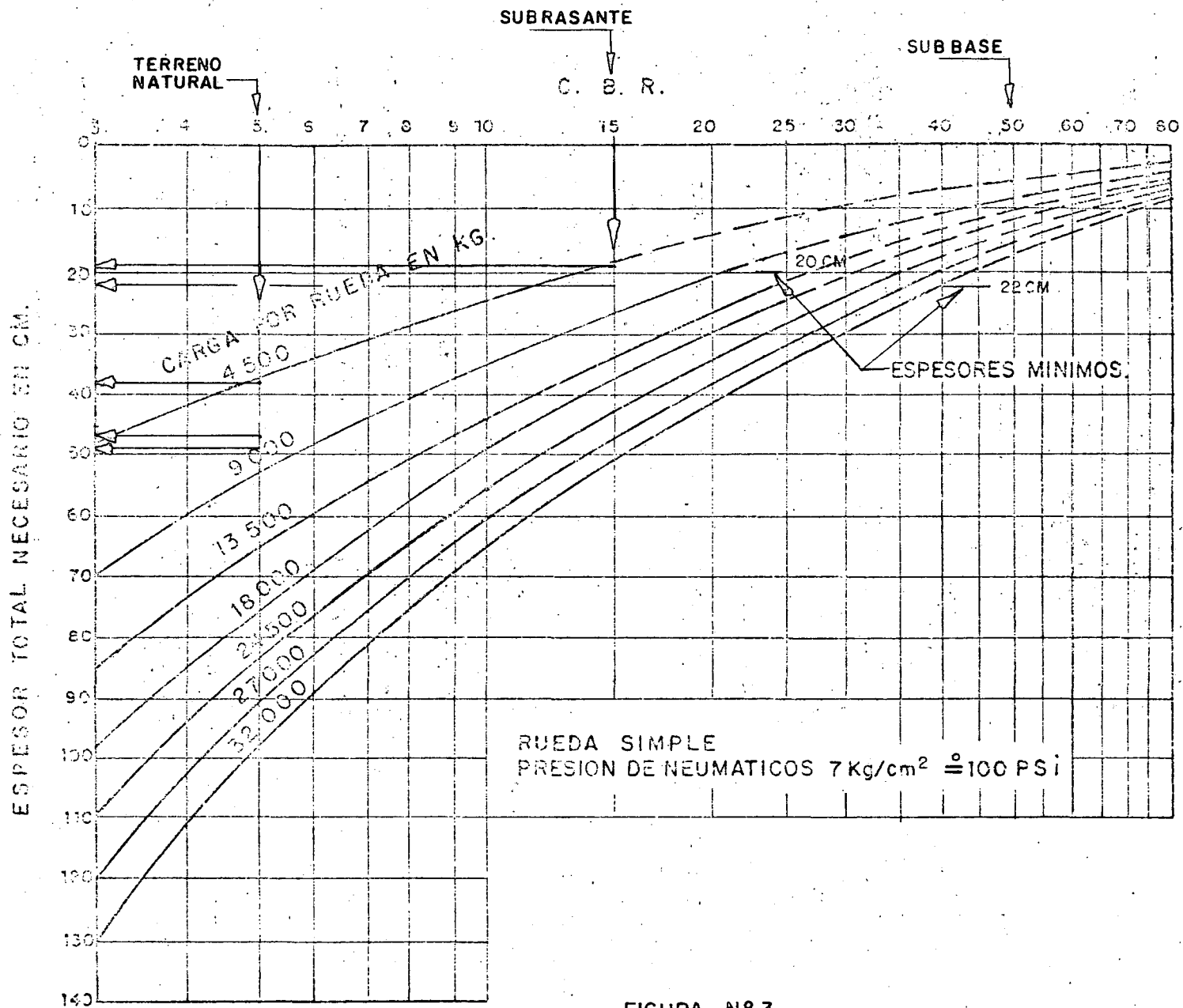


FIGURA N° 3

$P = 10\ 150\ \text{lb.} = 4600\ \text{kg.}$

Se supone que el terreno natural tiene un C.B.R. modificado variante I de 5 por ciento.

Con estos valores se entra a la figura No. 3 de donde se obtiene un espesor de 38 cm; este dato se dibuja en la figura No. 2 de donde se obtiene una carga equivalente de 7 000 kg.

Con esta carga equivalente se vuelve a determinar el espesor en la figura No. 3 en la que se obtiene un espesor de 46 cm y con este valor en la figura No. 2 se obtiene una nueva carga equivalente de 7 600 kg.

Continuando con el procedimiento indicado se obtiene finalmente una carga equivalente de 7 600 kg y un espesor de material que cubra al terreno natural de 49 cm.

Todo este proceso se repite para cada una de las capas del material que formarán la estructura de la pista, así se obtienen los siguientes valores para el caso presente.

CAPA SUBRASANTE.

C B R Variante I = 15 por ciento (supuesto).

Carga equivalente = 5 800 kg.

Espesor necesario = 22 cm.

CAPA SUB-BASE.

C B R Variante I = 50 por ciento (supuesto).

Como se puede ver en la gráfica No. 3 para un valor CBR de 50 por ciento el espesor necesario es de 7 cm. aproximadamente, las especifici

caciones para la calidad del material de sub-base son las mismas del material de revestimiento.

CAPA DE BASE.

C. B. R. Variante I = 100 por ciento (supuesto).

Normalmente para el tipo de avión considerado en este ejemplo los aeropuertos se construyen con una superficie de rodamiento a base de un riego de impregnación "pesado", en consecuencia la sección transversal quedaría como se indica en la figura No. 1.

Las especificaciones de los materiales para la capa de base y la superficie de rodamiento se indican en el anexo No. 1.

Para suelos con C B R menor de 10 se puede utilizar la siguiente fórmula, en combinación con el método gráfico para determinar la carga equivalente.

$$e = \sqrt{p \left(\frac{1}{8.1 \text{ C B R}} - \frac{1}{p \pi} \right)}$$

donde:

- e = espesor requerido (in).
- P = carga de la rueda de proyecto (lbs).
- p = presión de inflado de la rueda de diseño (psi).

ESPEJOR
REQUERIDO.

RIEGO DE IMPREGNACION PESADO CON
ASFALTO REBAJADO DE FRAGUADO ME-
DIO A RAZON DE APROXIMADAMENTE
2 lts/m²

ESPEJOR
REAL.

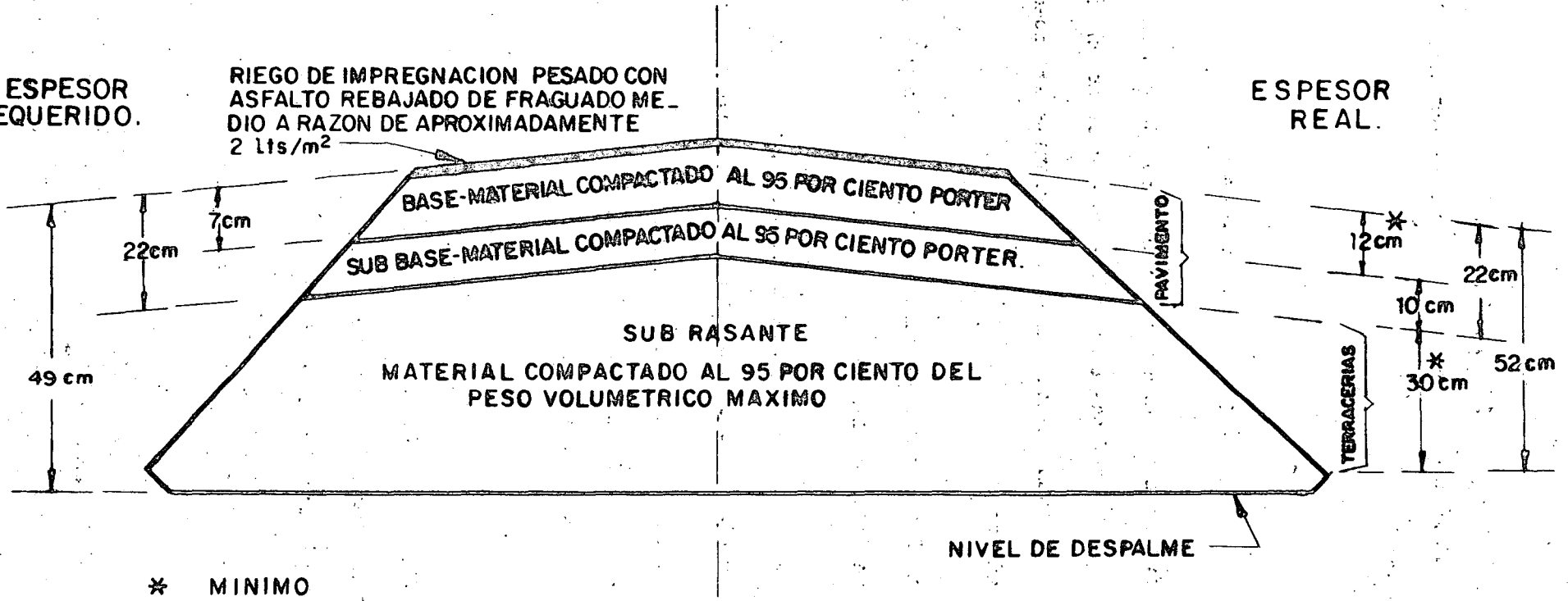


FIGURA Nº 4.

DIRECCION DE PROYECTOS 77

DEPARTAMENTO DE INGENIERIA EXPERIMENTAL
OFICINA DE NORMAS Y CONTROL DE CALIDAD

NORMAS DE CALIDAD PARA MATERIALES PARA BASE DE CAMINOS YAEROPISTAS DE ZONAS DE RIEGO.

MATERIAL _____

PROCEDENCIA _____ ESTACION _____

BANCO _____ POZO _____ PROFUNDIDAD _____

IDENTIFICACION LABORATORIO _____ MUESTRA _____

FECHA RECIBO _____ FECHA INFORME _____

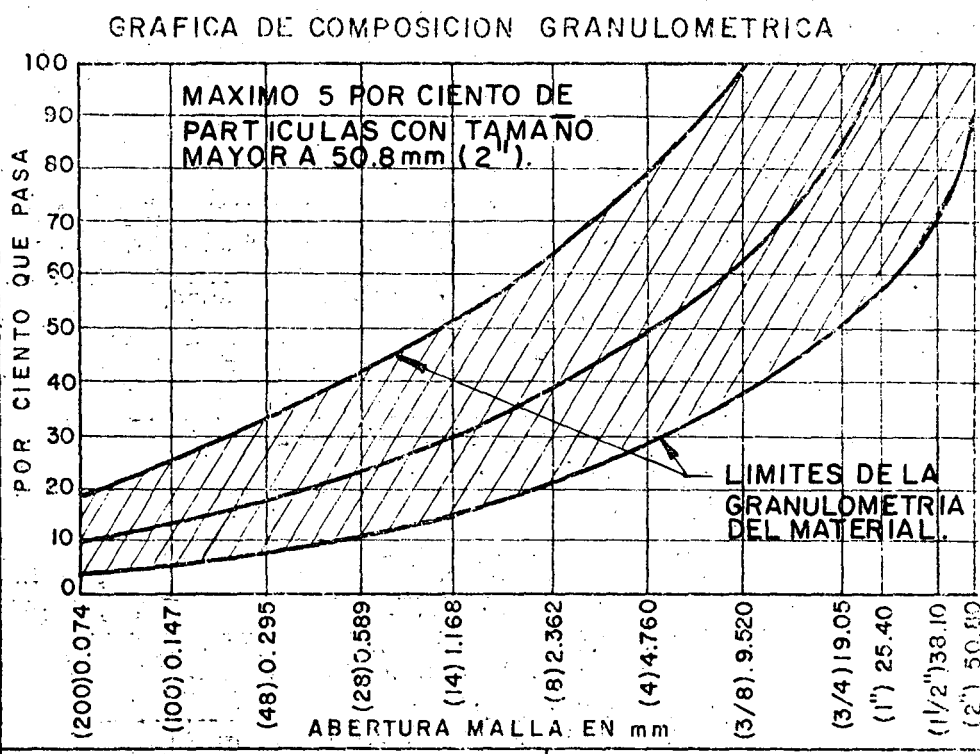
PESO VOLUMETRICO SUELTO _____ Kg/m³

PESO VOLUMETRICO MAXIMO _____ Kg/m³

HUMEDAD OPTIMA _____ POR CIENTO

DESPERDICIO EN LA MUESTRA _____ POR CIENTO

POR CIENTO QUE PASA MALLA	
50.80 (2")	_____
38.10 (1/2")	_____
25.40 (1")	_____
19.05 (3/4")	_____
9.520 (3/8")	_____
4.760 (N°4)	_____
2.362 (N°8)	_____
1.168 (N°14)	_____
0.589 (N°28)	_____
0.295 (N°48)	_____
0.147 (N°100)	_____
0.074 (N°200)	_____



C. B. R. (ESTANDAR) POR CIENTO _____

CLASIFICACION DE SUELOS (SUCS) _____

POR CIENTO EXPANSION _____

PRUEBAS EN MATERIAL MAYOR 9.520 mm (3/8")	PRUEBAS EN MATERIAL MENOR 0.420 mm (N° 40)
ABSORCION _____	LIMITE LIQUIDO \leq 30
DENSIDAD _____	LIMITE PLASTICO _____
COMPACTACION POR CIENTO _____	INDICE PLASTICO 6 a 9
HUMEDAD DEL LUGAR POR CIENTO _____	

	CAMINOS		AEROPISTAS	
	VEHICULOS	PESADOS DIARIOS	-20 TON.	+20 TON.
VALOR CBR ESTANDAR MINIMO %	-1000	+1000	-20 TON.	+20 TON.
EQUIVALENTE DE ARENA MINIMO %	80	100	80	100
DESGASTES DE LOS ANGELES	30	45 POR CIENTO MAXIMO.		
CUBRIMIENTO METODO INGLES	90 POR CIENTO MINIMO.			
DESPRENDIMIENTO POR FRICCION.	25 POR CIENTO MAXIMO.			
EQUIVALENTE DE ARENA.	35 POR CIENTO MINIMO.			

EL LABORATORISTA: _____

EL JEFE DE LABORATORIO: _____

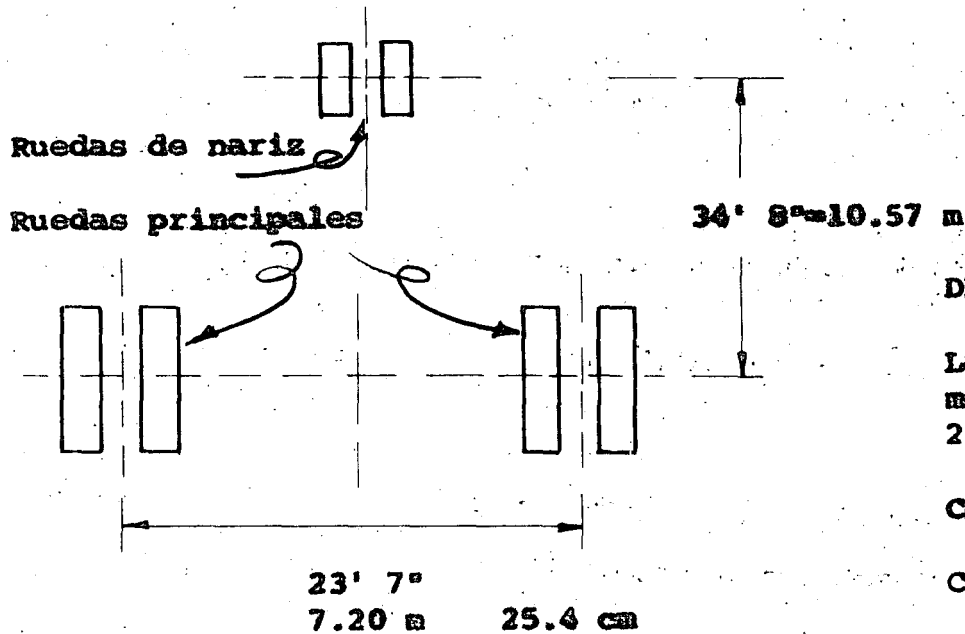
NORMAS DE CALIDAD QUE DEBERA CUMPLIR EL PRODUCTO ASFALTICO TIPO FM-2 PARA EL RIEGO DE INPREGNACION PESADO.

PRUEBAS AL MATERIAL ASFALTICO	ASFALTO REBAJADO DE FRAGUADO MEDIO (FM-2)
PUNTO DE INFLAMACION (COPA ABIERTA TAG) °C mínimo	6.6 6
VISCOSIDAD SAY. BOLT-FUROL a 60°C, SEGUNDOS	100 - 200
DESTILACION, POR CIENTO DEL TOTAL DESTILADO A 360°C	
HASTA 225°C MINIMO.	10
HASTA 260°C MINIMO.	15 - 55
HASTA 315°C MINIMO	60 - 87
RESIDUO DE LA DESTILACION A 350°C POR CIENTO EN VOLUMEN TOTAL POR DIFERENCIA, MINIMO.	67
AGUA POR DESTILACION POR CIENTO MAXIMO	0 2
PRUEBAS AL RESIDUO DE LA DESTILACION	
PENETRACION, GRADOS	120-300
DUCTILIDAD, 25°C CM MINIMO	100
SOLUBILIDAD EN TETRACLORURO DE CARBONO POR CIENTO MINIMO.	99.5

FAIRCHILD Fh - 227

Peso total = 23 000 kg = 50 660 lbs

Peso vacio = 13 000 kg = 28 634 lbs



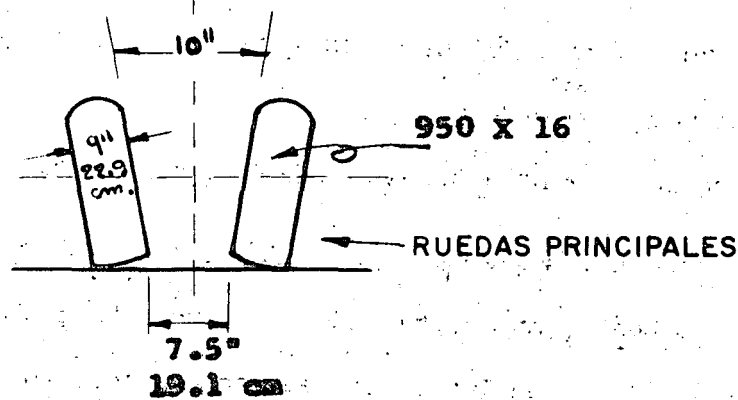
DISTRIBUCION DE LA CARGA.-

Las ruedas principales toman el 80 por ciento

$23\ 000 \times 0.8 = 18\ 400 \text{ kg}$
 $= 40\ 600 \text{ lbs}$

Carga por eje = $9\ 200 \text{ kg}$
 $= 20\ 300 \text{ lbs}$

Carga por rueda = $4\ 600 \text{ kg}$
 $= 10\ 150 \text{ lbs}$



Presión de inflado de las llantas.-

Nariz = $63 \text{ psi} = 4.41 \text{ kg/cm}^2$

Principales = $105 \text{ psi} = 7.35 \text{ kg/cm}^2$

27

DETERMINACION DEL VALOR DE DISEÑO C.B.R.

Se llama Valor de Diseño C.B.R. al valor con el cual el 90 por ciento de todos los valores de las pruebas de la capa subyacente son iguales o mayores que él.

El Valor de Diseño C.B.R. se determina de la manera siguiente:

- 1.- Dispónganse los valores C.B.R. de prueba en orden numérico ascendente.
- 2.- Para cada valor de la prueba, determínese el porcentaje de valores iguales o mayores que el mismo.
- 3.- Grafíquense los resultados con los valores de resistencia de la subyacente como abscisas en la escala horizontal y los porcentajes calculados como ordenadas en la escala vertical. Trácese una curva bien localizada a través de los puntos graficados.
- 4.- Trácese una horizontal por el 90 por ciento de valores iguales o mayores hasta interceptar la curva; de este punto partirá una vertical hasta el eje de las abscisas encontrándose en la intersección el valor de diseño (Ver figura 1).

(1)	(2)	(3)	(4)
C.B.R.	Nº	Valores iguales o mayores que:	Por Ciento
6	1	11	100
7	2	10	91
8	1	8	73
9	2	7	64
10	2	5	45
11	2	3	27
12	1	1	9

11

(a)

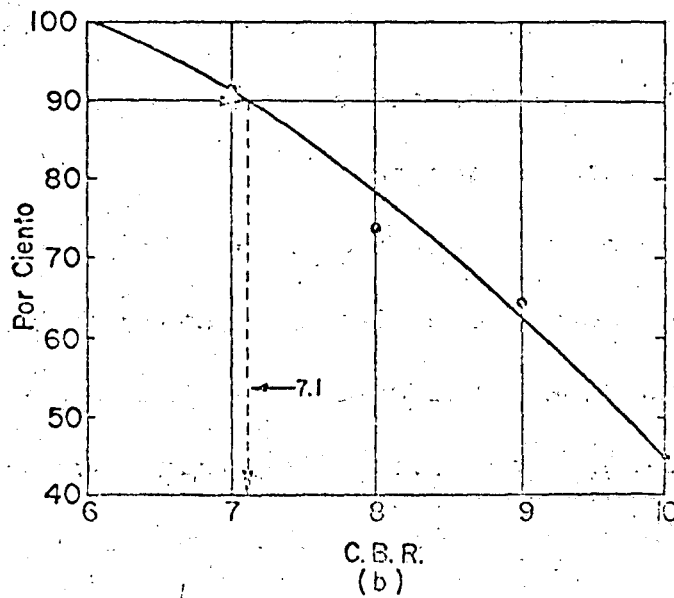


Fig. 1 - Determinación del valor de diseño C.B.R.

NORMAS PARA DIMENSIONAMIENTO GEOMETRICO

CAMINOS

Si comparamos un camino con un ducto en el que circulen líquidos, la capacidad del camino se asemejaría al gasto del ducto; para lograr un incremento en esa capacidad o en ese gasto es necesario aumentar la velocidad o la sección, o bien ambas.

Para mejorar la capacidad de un camino debe buscarse la mayor velocidad de operación, o sea que si su volumen de tránsito es ya excesivo y los vehículos pesados limitan en las pendientes la velocidad de los demás vehículos será necesario mejorar sus condiciones geométricas (disminuir pendiente, aumentar la sección mejorar visibilidad, etc.) Lo anterior es cierto para una buena superficie de rodamiento puesto que de no ser así, la velocidad estaría limitada por el estado de la superficie y no por la geometría.

Los elementos de un camino (curvas, pendientes, ancho de corona) para un tramo en que sus condiciones topográficas y de intensidad de tránsito sean las mismas deben diseñarse de acuerdo a un solo criterio para que la funcionalidad en toda su longitud se mantenga.

Los criterios que a continuación se exponen para el proyecto geométrico de caminos de una zona de riego, están acordes con los de la red nacional de carreteras pudiendo en un momento dado, ser integrados a ella, sin modificar su geometría, los caminos proyectados con dichos criterios, solo requerirán que se les provea de una adecuada superficie de rodamiento si el volumen de tránsito no sufre un aumento.

CLASIFICACION DE LOS CAMINOS.

Caminos Primarios

Son aquellos que por su ubicación dentro de una zona de riego canalizan a un punto (centro de almacenamiento, centro de distribución, carretera, etc.), el tráfico de varios caminos y/o su volumen de tránsito puede llegar a ser del orden de 500 vehículos diarios en temporada de cosecha y/o se considere un tránsito diario promedio anual de ese mismo orden.

Caminos Secundarios

Son caminos que comunican a una determinada área de la zona de riego con un camino principal y/o su volumen de tránsito puede llegar a ser del orden de 200 a 500 vehículos diarios en temporada de cosecha y/o se considere un tránsito diario promedio anual de ese mismo orden.

Caminos de Servicio o Terciarios

Son aquellos que sirven para efectuar recorridos de inspección, y permitir el transporte de equipo y material para conservación y reparación de los canales y estructuras de una zona de riego; también pueden ser caminos cuyo volumen de tránsito en época de cosecha y/o su volumen de tránsito diario promedio anual no mayor de 200 vehículos diarios.

CARACTERISTICAS DE LA SECCION TRANSVERSAL

	<u>CAMINOS PRIMARIOS</u>	<u>CAMINOS SECUNDARIOS</u>	<u>CAMINOS DE SERVICIO O TERCIARIOS</u>
Ancho de subcorona m	8.10	7.10	6.10
Ancho de calzada m	6.10	6.10	6.10
Acotamientos (sin revestir) m	1.00	0.50	--
Pendiente Transversal %	2 a 3	2 a 3	2 a 3
Profundidad de la cuneta (B) m	0.50	0.50	0.75
Ver anexo No. 2			

Para cualquier tipo de camino la línea subrasante deberá proyectarse para que quede por lo menos 1.00 m arriba del nivel de aguas freáticas.

Los taludes del terraplén deberán ajustarse a lo siguiente, sin importar el tipo de camino:

<u>ALTURA DEL TERRAPLEN EN m</u>	<u>TALUD (T)</u>
Hasta 1.00 m	3 : 1
1.00 a 3.00 m	2 : 1
3.00 a 6.00 m	1.5 : 1
Mayor de 6.00 m	Sujeto a análisis de estabilidad.

El derecho de vía de los caminos de una zona de riego será de - mínimo 20 m medidos a ambos lados del eje.

CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO

Caminos Primarios

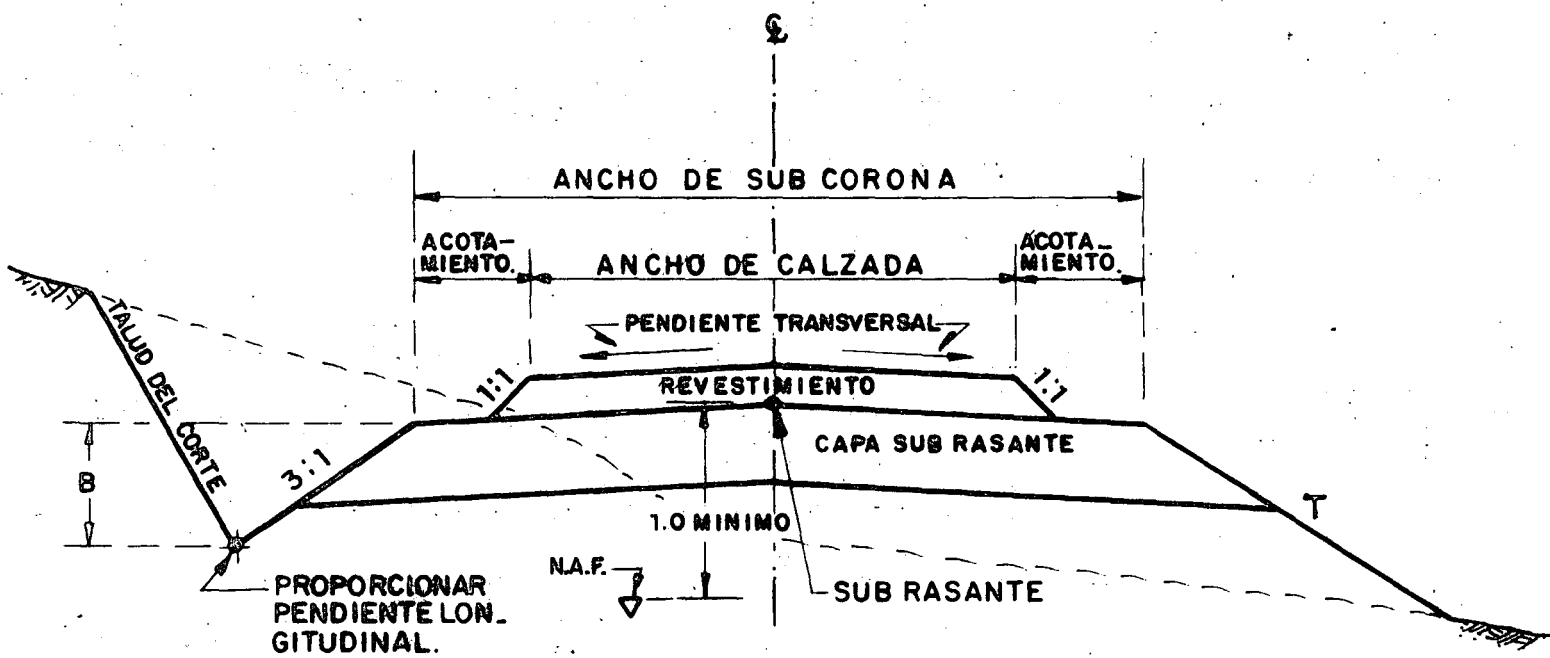
	<u>TERRENO PLANO Y LOMERIO SUAVE</u>	<u>LOMERIO FUERTE</u>
Velocidad de operación	80 Km/h	70 Km/h
Velocidad de Proyecto	60 "	50 "
Grado máximo de curvatura	9°	11°
Pendiente gobernadora	-	5%
Pendiente máxima	4	7
Sobreelevación máxima	9%	10%
Bombeo (A nivel de sub-base)	3%	3%
Vehículo de Proyecto - DE - 610 (Ver anexo No. 1)		

Caminos Secundarios y Caminos de Servicio

	<u>TERRENO PLANO Y LOMERIO SUAVE</u>	<u>LOMERIO FUERTE</u>
Velocidad de operación	60 Km/h	50 Km/h
Velocidad de Proyecto	60 Km/h	50 Km/h
Grado máximo de curvatura	11°	17°
Pendiente gobernadora	-	6%
Pendiente máxima	5%	8%
Sobreelevación máxima	10%	10%
Bombeo (pendiente transversal)	3%	3%
Vehículo de Diseño - DE - 450 (Ver anexo No. 1)		

CARACTERISTICAS			VEHICULO DE PROYECTO				
			DE-333	DE-450	DE-610	DE-1220	DE-1525
DIMENSIONES EN CM.	Longitud total del vehículo	L	580	730	915	1525	1673
	Distancia entre ejes extremos del vehículo	DE	335	450	610	1220	1525
	Distancia entre ejes extremos del tractor	DET	---	---	---	397	915
	Distancia entre ejes del semiremolque	DES	---	---	---	762	610
	Vuelo delantero	Vd	92	100	122	122	92
	Vuelo trasero	Vt	153	180	183	163	61
	Distancia entre ejes tandem tractor	Tt	---	---	---	---	122
	Distancia entre ejes tandem semiremolque	Ts	---	---	---	122	122
	Distancia entre ejes interiores tractor	Di	---	---	---	397	483
	Dist. entre ejes interiores tractor y semiremolque	Dis	---	---	---	701	793
	Ancho total del vehículo	A	214	244	259	259	259
	Entrevía del vehículo	EV	183	244	259	259	259
	Altura total del vehículo	Ht	167	214-412	214-412	214-412	214-412
	Altura de los ojos del conductor	Hc	114	114	114	114	114
	Altura de los faros delanteros	Hf	61	61	61	61	61
Altura de los faros traseros	Ht	61	61	61	61	61	
Angulo de desviación del haz de luz de los faros	cc	1°	1°	1°	1°	1°	
Radio de giro mínimo (cm)	Rg	732	1040	1281	1220	1372	
Peso total (Kg)	Vehículo vacío	Wv	2300	4000	7000	11000	14000
	Vehículo cargado	Wc	3000	10000	17000	25000	30000
Relación Peso/Potencia (Kg/HP)	W/p	45	90	120	190	180	
VEHICULOS REPRESENTADOS POR EL DE PROYECTO		ApyAc	C2	B-C3	T2-S1 T2-S2	T3-S2 OTROS	
PORCENTAJE DE VEHICULOS DEL TIPO INDICADO CUYA DISTANCIA ENTRE EJES EXTREMOS (DE) ES MENOR QUE LA DEL VEHICULO DE PROYECTO	ApyAc	99	100	100	100	100	
	C2	30	99	99	100	100	
	C3	10	75	99	100	100	
	T2-S1	0	0	1	80	99	
	T2-S2	0	0	1	93	78	
	T3-S2	0	0	1	18	90	
PORCENTAJE DE VEHICULOS DEL TIPO INDICADO CUYA RELACION PESO/POTENCIA ES MENOR QUE LA DEL VEHICULO DE PROYECTO	ApyAc	98	100	100	100	100	
	C2	52	98	100	100	100	
	C3	20	82	100	100	100	
	T2-S1	6	85	100	100	100	
	T2-S2	6	92	98	98	98	
	T3-S2	2	35	80	80	80	

ANEXO Nº 1.- CARACTERISTICAS DE LOS VEHICULOS DE PROYECTO



ANEXO Nº 2

AEROPISTAS.

Si en un camino es importante seguir ciertos lineamientos para dar seguridad a los usuarios, en una aeropista esto es vital por razones que resultan obvias. Así se tiene que una -- visibilidad, orientación o longitud de pista inadecuadas pueden causar graves accidentes. Otro aspecto también importante en -- estas Obras es el relativo a que una aeropista debe estar libre de obstáculos así como su área de influencia.

NORMAS.

Orientación.- Las aeropistas quedaran orientadas para que los aviones puedan aterrizar cuando menos el 95 por ciento de las veces con la componente del viento normal a la pista que no exceda de 15 mph (24.1 Km/hr = 13 nudos). Este criterio es aplicable para pistas que van a seguir a una gran variedad de tipos de aviones. Para el caso de las aeropistas de la zona de riego es preferible que la componente de vientos cruzados no -- exceda de 10 mph, esto es debido a que primordialmente operarán aviones ligeros, para ilustración del procedimiento se utilizará un ejemplo.

1° - Se supone el registro de vientos dominantes, correspondiente a un lugar cualquiera, próximo al cual se pretende construir una aeropista (ver Tabla No. 1).

2° - Con los datos contenidos en la Tabla No. 1 se -- calculan los por cientos de los vientos para cada una de las --

direcciones de acuerdo a los diferentes rangos. El resultado de este cálculo está contenido en la Tabla No. 3.

AÑO	M E S E S											
	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEPT	OCT	NOV	DIC
1971	C	W ^I	SW ^I	C	SW ^I	C	C	S ^I	C	C	C	C
72	C	N ^I	W ^{III}	C	C	C	C	C	C	C	C	C
73	SW ^I	C	SW ^I	N ^I	N ^I	E ^I	C	C	C	SE ^I	C	C
74	SW ^I	NW ^I	SW ^I	C	SW ^I	C	S ^I	C	C	C	W ^I	C
75	C	C	SW ^I	C	C	C	S ^I	C	SE ^{II}	C	N ^I	C
76	C	W ^{II}	W ^I	SW ^I	C	C	SE ^I	-	SE ^{II}	C	C	N ^I
77	NW ^{III}	C	SW ^{II}	SW ^{II}	C	SW ^I	-	-	-	-	-	-

Tabla No. 1.- Registro de vientos dominantes. Los sub-índices se refieren a los rangos de velocidades según el criterio S.O.P. y que se indican en la Tabla No. 2.

RANGOS	VELOCIDAD EN Km/hr	VELOCIDAD EN mph
Rango I	de 4.98 a 24.1	de 3 a 15
Rango II	de 24.1 a 48.3	de 15 a 30
Rango III	48.3	de 30
Calmas	de 0 a 4.98	de 0 a 3

Tabla No. 2.- Rangos de velocidades según criterio S.O.P.

./...

Dirección de los vientos	Porcentaje de Vientos			Total
	3 - 15 mph	15 - 30 mph	30 mph	
N	6.5	-	-	6.5
E	1.3	-	-	1.3
SE	2.6	2.6	-	5.2
S	3.9	-	-	3.9
SW	13.0	2.6	-	15.6
W	3.9	1.3	1.3	6.5
NW	1.3	-	1.3	2.6
Calmas	de 0 a 3 mph			58.4
Total				100.0

Tabla No. 3.- Por ciento de vientos en cada dirección en función de su intensidad.

3° - Con los datos contenido en la Tabla No. 3 se dibuja una rosa de los vientos como se muestra en la Fig. 1 en la cual se han dibujado a escala, círculos concéntricos para los rangos de -- velocidades de vientos considerados. Dichos círculos forman con -- las direcciones de la rosa, diferentes sectores en los cuales se -- han anotado los porcentajes correspondientes a cada dirección y -- rango de velocidad.

La orientación más apropiada se determina gráficamente y será aquella dirección para la cual la suma de los porcentajes o -- fracciones de los mismos:

- Que sean cubiertos por una franja igual a dos veces la componente máxima permisible de vientos cruzados (en el ejemplo es igual a 30 mph = 48.2 Km/hr.
- Sea máxima .

Para efectuar la suma de los porcentajes de los vientos en cada una de las direcciones, es muy útil valerse de una "mica" en la cual se han dibujado tres líneas paralelas y equidistantes. La línea central representa el eje de la pista y la distancia -- entre las líneas exteriores es dos veces la componente de los -- vientos cruzados permisible (30 mph = 48.2 Km/hr.

La "mica" se coloca sobre la rosa de los vientos (en la fig. No. 1 la "mica" está representada por la franja sombreada y corresponde a la orientación óptima), de tal manera que la --- línea de enmedio pase por el centro de la rosa de los vientos. -- Con el centro de la rosa de los vientos como eje, se gira la --- "mica" sumando los porcentajes cubiertos por la franja. Las frac ciones de los sectores cubiertos por la franja se estiman visual mente con aproximación al 0.1 por ciento. Este procedimiento es consistente con la precisión de los datos del viento.

Los resultados obtenidos al aplicar el procedimiento -- anterior se encuentran concentrados en la Tabla de la Fig. No. 1, en donde numericamente podemos ver que la dirección óptima para la pista supuesta en este ejemplo es la 11-29.

Longitud de la Aeropista.- La longitud real (L_R) de una aeropista estará dada por los conceptos siguientes:

Longitud básica (L_B)

Corrección por elevación sobre el nivel del mar (f_e) y por temperatura (f_t)

Corrección por pendiente longitudinal (f_p)

o sea:

$$L'_R = L_B (1 + f_e) (1 + f_t)$$

$$L_R = L'_R (1 + f_p)$$

Longitud básica (L_B).- La longitud básica será de 1300m a nivel del mar.

Corrección por elevación sobre el nivel del mar (f_e).

La longitud básica de la pista se aumentará a razón de 0.023 por ciento por cada metro de elevación sobre el nivel del mar.

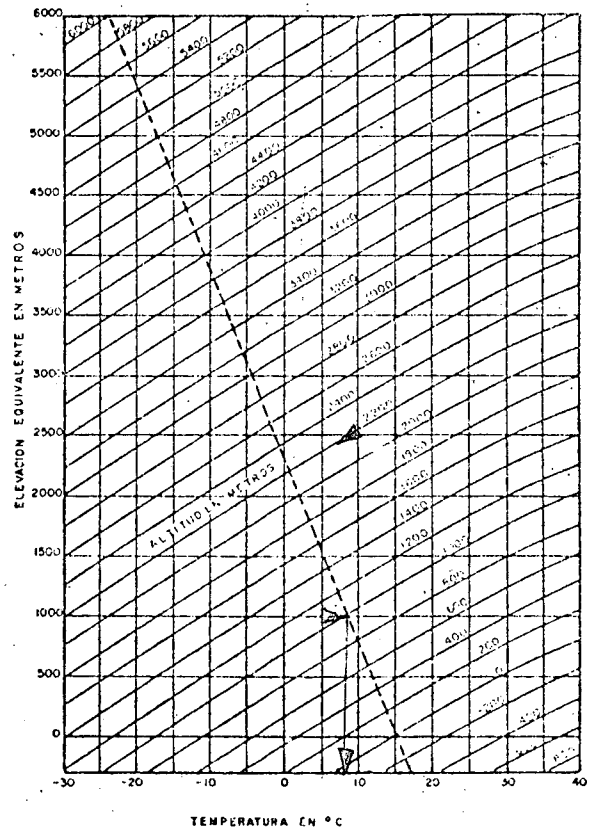
Corrección por temperatura (f_t). La longitud obtenida con la corrección por elevación, como se indica en el párrafo anterior se aumentará en 1.0 por ciento por -- cada grado centígrado que la temperatura de referencia exceda a la temperatura tipo que corresponda a la elevación de la aeropista (ver gráfica correspondiente). La temperatura de referencia T , se obtendrá con la siguiente fórmula:

./.....

$$T = T_{med} + 1/3 (T_{max} - T_{med})$$

T med = Temperatura media del mes más caluroso

T max = Valor medio de las temperaturas máximas diarias, del mes más caluroso.



Corrección por pendiente longitudinal (f_p).- La longitud de la pista se corregirá por pendiente longitudinal, aumentando en - 20 por ciento por cada 1.0 por ciento de pendiente efectiva de la pista.

./.....

h = Pendiente efectiva de la pista.-

Diferencia máxima de elevaciones de
la pista.

La longitud total de pista (L_T) obtenida de acuerdo a lo indicado se redondeara a la estación cerrada de 20 m más -- próxima.

Pendiente longitudinal.- La pendiente máxima entre los extremos de la pista será de 1.0 por ciento.

La pendiente máxima parcial será de 1.5 por ciento.

En el alineamiento vertical solo se permitirá un cambio de pendiente. La longitud de un tramo con una pendiente dada -- será de 600 m.

El cambio de pendiente longitudinal se hará de manera - que sea posible ver desde cualquier punto situado a 3 m sobre la superficie de la pista, cualquier otro punto situado igualmente - a 3 m sobre la superficie de la pista, en una distancia, cuando - menos de la mitad de la longitud de la misma.

Area de Despegue.- Su base menor tendrá el mismo ancho de la franja o sea 60 m, su base mayor 750 m y su altura 1000 m. (ver figura No. 2).

Superficie de Despegue.- En ambas cabeceras y en una - longitud mínima de 1000 m no deberá sobresalir ningun obstáculo

a la línea imaginaria con pendiente 1:30. (Ver figura No. 2).

SECCION TRANSVERSAL.

PISTA.- Tendrá un ancho mínimo de 30 m y su pendiente será de 2 por ciento máximo a ambos lados de su eje.

Las fajas de terreno a ambos lados de la pista con un ancho de 30 m, deberán tener una pendiente de aproximadamente 4 por ciento. (Ver figura No. 3).

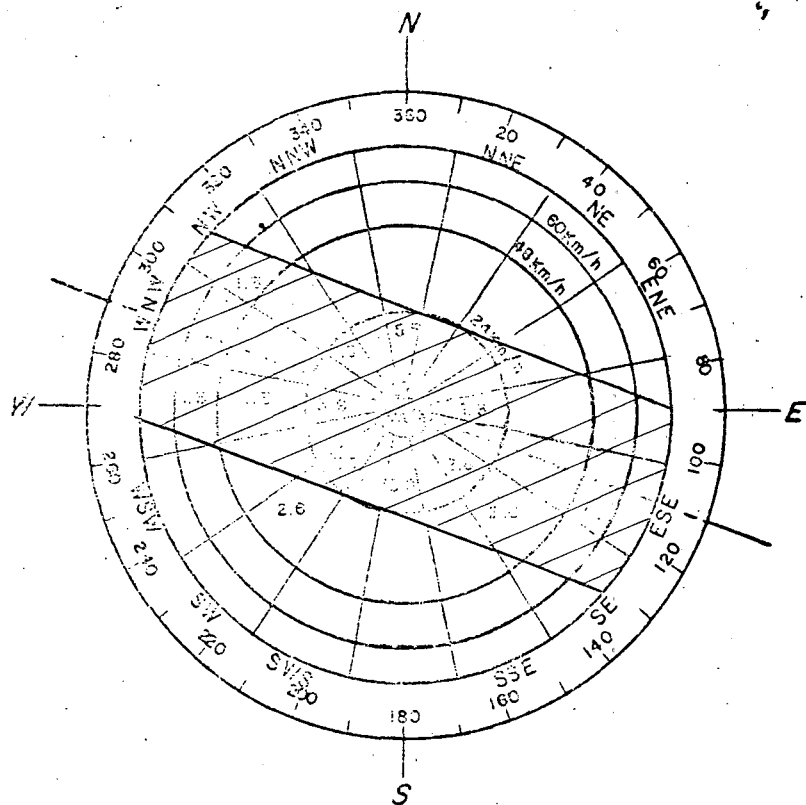
DRENAJE Y PROTECCION.- A toda la longitud de la franja se construirá una cuneta la cual deberá tener su descarga de acuerdo al drenaje de la zona.

La aeropista deberá cercarse en todo su perímetro. (Ver figura No. 3).

México, D. F., Julio 18 de 1978

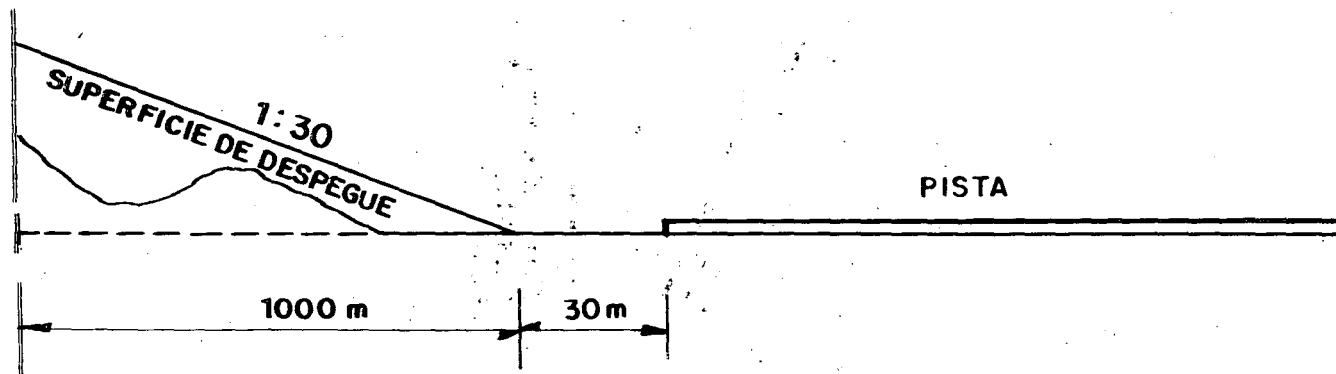
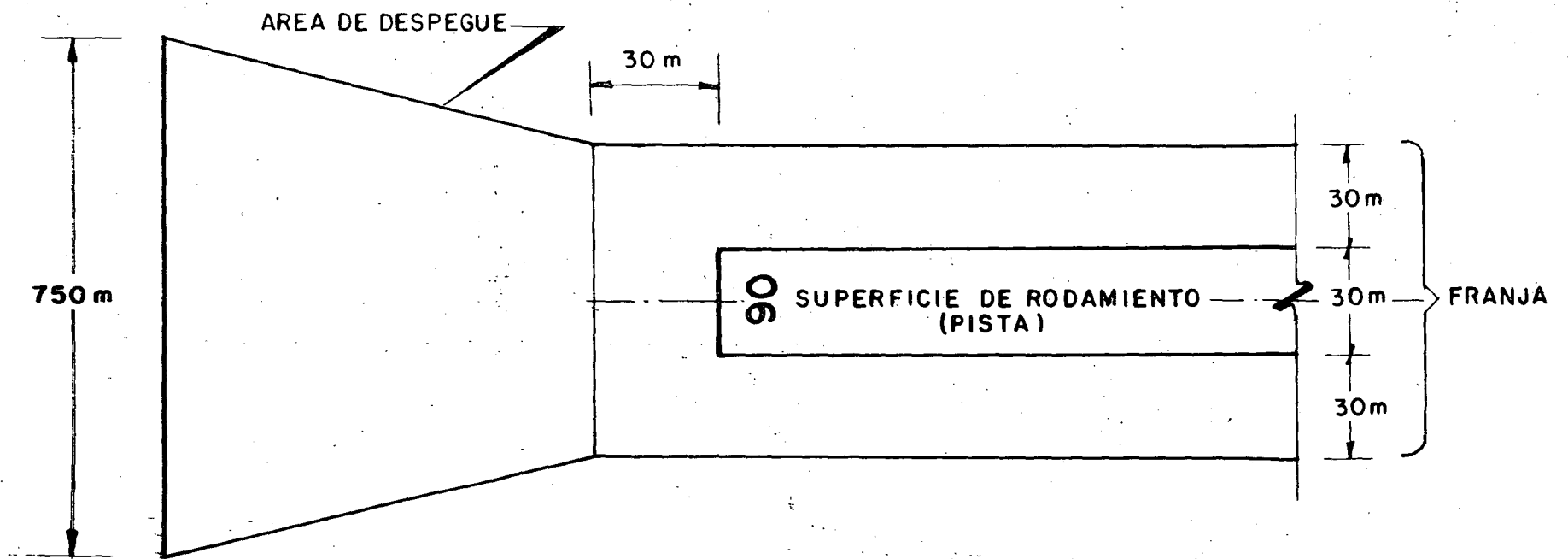
TABLA DE PORCENTAJE DE VIENTOS DOMINANTES CUBIERTOS EN CADA UNA DE LAS DIRECCIONES DE PISTA INDICADAS

DIRECCION DE LA PISTA	18-35 00-18	01-19	02-20	03-21	04-22	05-23	06-24	07-25	08-26	09-27	10-28	11-29	12-30	13-31	14-32	15-33	16-34	17-35
% Calmas y de 0 a 4.8 Km/h	58.4	56.4	53.4	58.4	58.4	58.4	58.4	58.4	58.4	58.4	58.4	58.4	58.4	58.4	58.4	58.4	58.4	58.4
% Vientos	34.6	34.7	35.1	35.1	35.1	35.8	36.5	37.4	37.7	37.1	37.5	38.3	37.9	37.2	35.9	36.7	36.0	35.2
Total	93.0	93.1	93.5	93.5	93.5	94.2	94.9	95.8	96.1	95.5	95.9	96.7	96.3	95.6	94.3	95.1	94.4	93.6



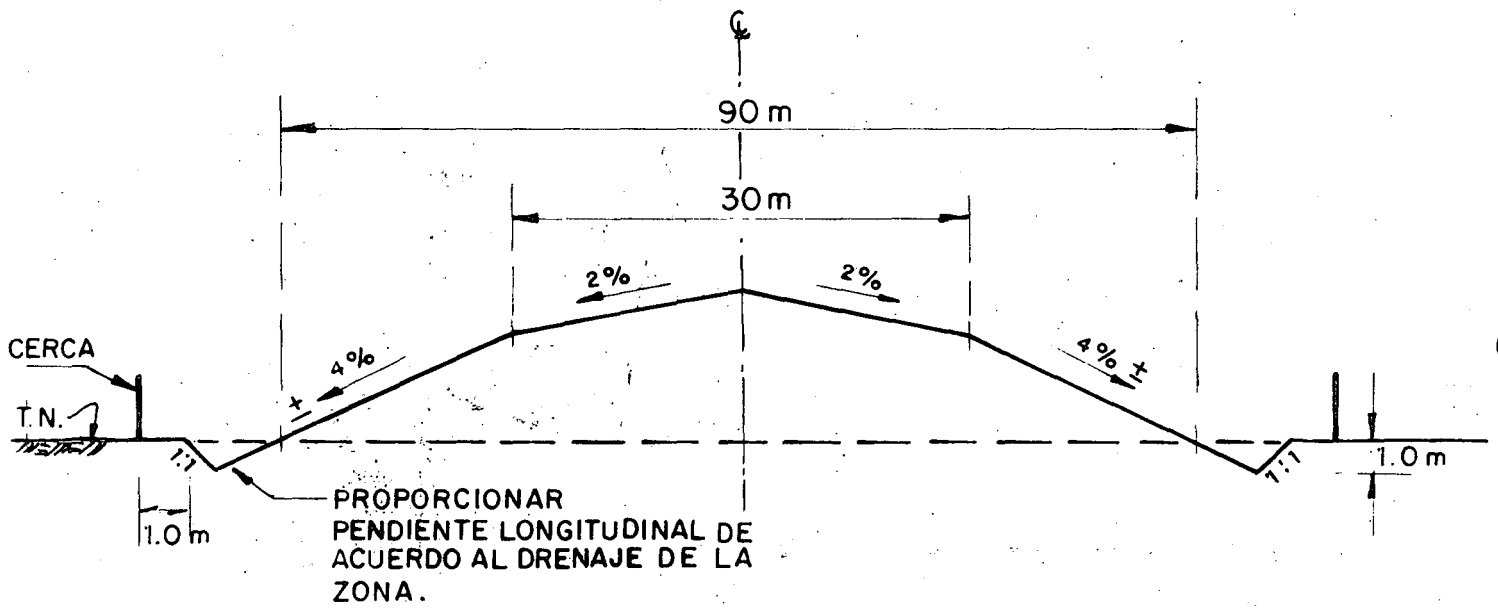
EQUIVALENCIA DE INTENSIDADES DE VIENTO.
 CALMAS= de 0 a 4.8 Km/hr (0 a 2.6 Nudos).
 RANGO I= 4.98 a 24.1 Km/hr (2.7 a 13 Nudos).
 RANGO II= 24.3 a 48.3 Km/hr (13.1 a 26 Nudos).
 RANGO III= 48.4 Km/hr (26 Nudos) en adelante.

NOTA:
 La franja sombreada corresponde a la orientación óptima (11-29), en la cual la suma de los vientos cubiertos en los diferentes rangos, es máxima.



CROQUIS FUERA DE ESCALA

FIGURA 2.

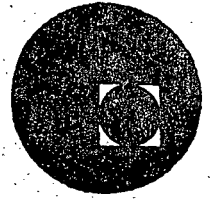


CROQUIS FUERA DE ESCALA

FIGURA N°3



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



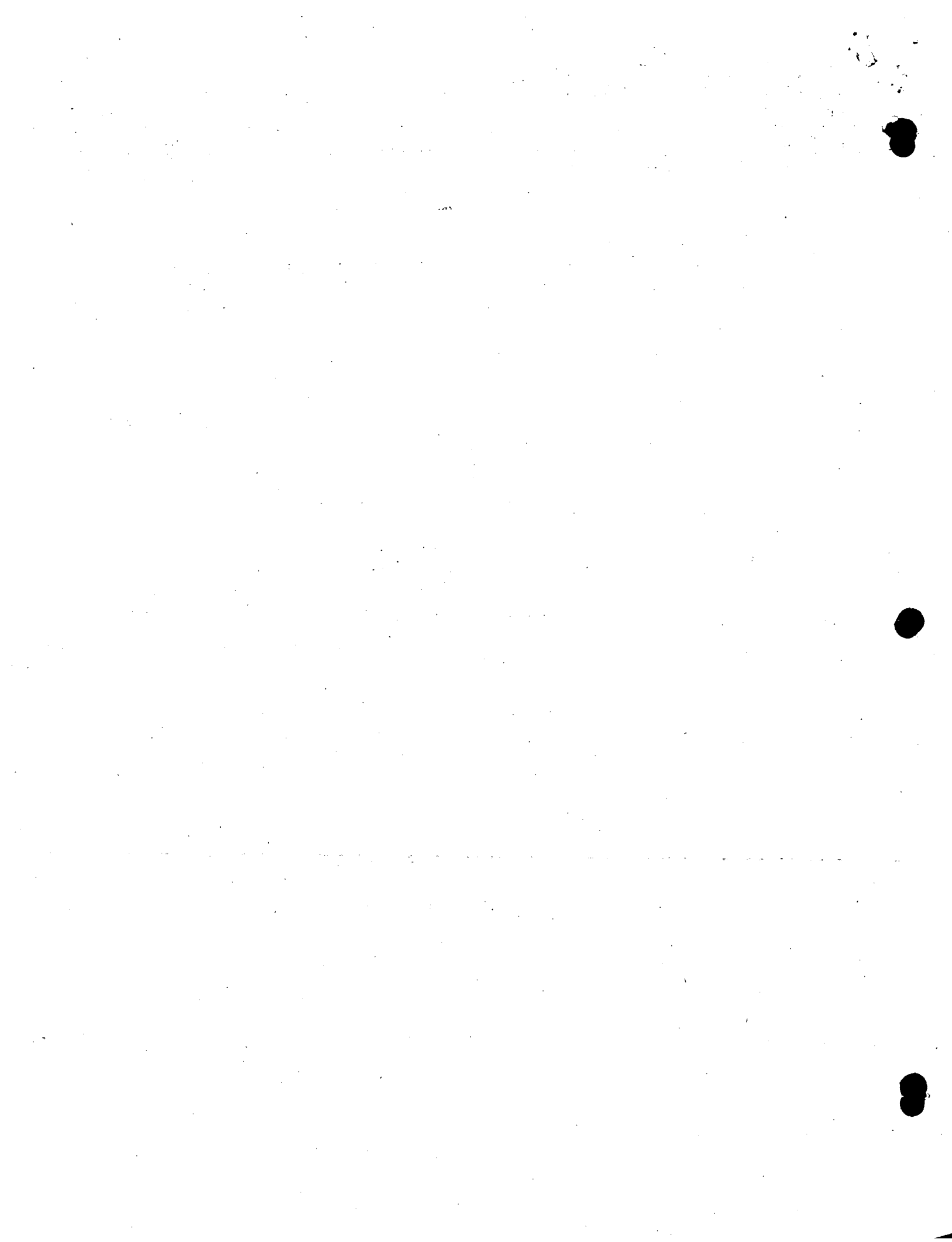
CAPACITACION PARA PROYECTISTAS DE ZONAS DE RIEGO

III.- LABORATORIO DE MATERIALES Y
CONTROL DE CALIDAD

ING. CARLOS J. OROZCO Y OROZCO

ING. JOSE LUIS TERAN PEREZ

AGOSTO DE 1978



.1 DE LA INFORMACION CONSIDERADA
EN LAS BASES DE PARTIDA

.10 CARACTERÍSTICAS FÍSICAS Y MECANICAS DE LOS
SUELOS QUE SOPORTARAN A LOS CANALES

I N D I C E G E N E R A L

INTRODUCCION

.1 SUELOS

.1.0 Definición

.1.1 División de los suelos conforme a su origen

.1.2 Sistema de clasificación de los suelos

.1.3 Propiedades físicas y mecánicas de los suelos

.1.3.1 Propiedades físicas

- .1 Textura
- .2 Estructura
- .3 Forma de las partículas
- .4 Consistencia y plasticidad
- .5 Propiedades volumétricas y gravimétricas
- .6 Granulometría

.1.3.2 Propiedades mecánicas

- .1 Resistencia al esfuerzo cortante
- .2 Compresibilidad
- .3 Expansividad
- .4 Permeabilidad

.2 SUELOS PELIGROSOS

.2.0 Introducción

.2.1 Definición

.2.2 Suelos expansivos

.2.3 Suelos colapsibles

.3 ACTIVIDADES GEOTECNICAS QUE INTERVIENEN EN EL PROYECTO DE UN SISTEMA DE RIEGO

- .3.0 Generalidades
- .3.1 Gran visión de conjunto
- .3.2 Alternativas de anteproyecto
- .3.3 Proyecto detallado

INDICE DE TABLAS

- Tabla No. 1 Sistema unificado de clasificación de suelos incluyendo identificación y descripción.
- Tabla No. 2 Comportamiento de los suelos en relación con el índice plástico y el límite líquido.
- Tabla No. 3 Relación entre la consistencia, la resistencia a la compresión simple y el número de golpes en la prueba de penetración estándar.
- Tabla No. 4 Relación entre la compacidad, la resistencia a la compresión simple y el número de golpes en la prueba de penetración estándar.
- Tabla No. 5 Estimación de los probables cambios volumétricos en los suelos expansivos.

INDICE DE FIGURAS Y ESQUEMAS

- Figura No. 1 Esquema de las partes constituyentes de un suelo
- Figura No. 2 Diagrama de esfuerzos considerado
- Figura No. 3 Analogía de Terzaghi
- Figura No. 4 Probables cambios volumétricos en suelos expansivos
- Figura No. 5 Criterio para identificar un suelo colapsible
-
- Esquema No. 1 Gran visión de conjunto. Primer nivel del estudio
- Esquema No. 2 Alternativas de anteproyecto. Segundo nivel del estudio
- Esquema No. 3 Proyecto detallado. Tercer nivel del estudio

INTRODUCCION

La SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS considera importante que el ingeniero, que dirige o interviene en el proyecto de un sistema de riego, cuente con una norma general de criterio en la cual encuentre escrita en un lenguaje técnico accesible la información necesaria sobre los diversos aspectos de la mecánica de suelos para conocer mejor los requerimientos que demanda el conjunto de estudios y cálculos de los numerosos factores que intervienen en el proyecto del Sistema.

Al escribir sobre el tema "Las Características Físicas y Mecánicas de los Suelos que Soportarán a los Canales", se ha tenido como meta principal proporcionar al ingeniero civil un resumen de los principios que rigen el comportamiento de los suelos, así como las bases fundamentales que sustentan las diversas teorías de la mecánica de suelos, con objeto de que disponga de las herramientas de trabajo que le permitan conocer las propiedades de los suelos que lo auxiliarán en la selección adecuada para el fin deseado y le facilite el diálogo con el especialista para obtener la máxima información necesaria, relativa a los materiales que componen los suelos donde se alojarán la red de canales y estructuras del sistema de riego en proyecto.

En ningún momento se ha pretendido elaborar un tratado ni agotar los temas aquí expuestos ya que son muy extensos, pensando que para mayores detalles siempre puede recurrirse a la literatura especializada disponible.

En general, la Norma contenida en el tema aquí desarrollado trata lo relativo a la identificación y clasificación de los suelos de acuerdo con sus propiedades físicas y de ingeniería que permitirán conocer y seleccionar mejor los suelos donde se construirán las diferentes partes que componen el Sistema en proyecto.

Asimismo, se dan en términos generales los criterios que permitirán distinguir los suelos desde el punto de vista de su peligrosidad para la estabilidad y seguridad de los canales y sus estructuras conexas, principalmente aquéllos cuyas características de expansividad y colapsibilidad constituyen la causa más común de las fallas que originan cuantiosas erogaciones en los sistemas de riego.

Por último, se indican las fuentes de información y las diferentes actividades geotécnicas que intervienen en las diversas etapas del proyecto de un sistema de riego.

.1 DE LA INFORMACION CONSIDERADA
EN LAS BASES DE PARTIDA

.10 CARACTERISTICAS FISICAS Y MECANICAS DE LOS
SUELOS QUE SOPORTARAN A LOS CANALES

.1 SUELOS

.1.0 Definición.

Los materiales componentes de la corteza terrestre, para fines prácticos o de clasificación, se dividen en suelos y rocas.

Para el ingeniero civil, suelo es un conjunto de agregados orgánicos e inorgánicos que pueden separarse por medios mecánicos tales como la agitación en el agua; esto virtualmente incluye a todo material terroso no cementado o parcialmente cementado, generalmente derivado de las rocas. Por la dimensión de sus agregados, suelo es un conjunto de partículas sueltas no mayores de 75 mm. Sobre este aspecto se recomienda consultar la siguiente literatura: (1), (2), -- (15) y (22).

.1.1 División de los suelos conforme a su origen.

Por su origen, los suelos pueden dividirse en dos grandes grupos: residuales y transportados. Si el producto de la roca que origina el suelo proviene del ataque de los agentes del intemperismo, y se encuentra en el lugar donde se originó la misma, será un suelo residual; por el contrario, un suelo transportado se forma mediante la remoción, transporte y depósito del material en un nuevo sitio, sin importar si el medio de transporte es el aire, el hielo, el agua o la combinación de ellos.

La profundidad de los suelos residuales depende principalmente de las condiciones climatológicas y geológicas imperantes, pudiendo llegar a alcanzar varias decenas de metros. En general, salvo muy raras excepciones, se puede decir que estos suelos en estado natural son homogéneos, firmes y estables y que se comportan satisfactoriamente como materiales de cimentación en las obras de ingeniería.

En contraposición a los suelos residuales, los depósitos de suelos transportados son heterogéneos, frecuentemente sueltos o blandos, llegando a tener profundidades muy grandes; por consiguiente, en estado natural presentan comúnmente problemas para la construcción.

NOTA: Los números entre paréntesis se refieren a la Bibliografía que se anexa al final de esta Norma.

Hay otros suelos que son de origen orgánico y se han formado generalmente "in situ" mezclados con materia vegetal, como la turba o por la acumulación de esqueletos o conchas de organismos acuáticos. El término de suelo orgánico se aplica a los suelos transportados, producto del intemperismo de las rocas y que contienen más o menos materia vegetal. En general, los suelos con materia vegetal son suelos que ofrecen serios problemas para la construcción, de acuerdo con la cantidad de ésta que contengan; entre mayor sea, mayores dificultades se tendrán.

A continuación se describen los suelos más comunes, con los nombres generalmente usados.

ARENAS Y GRAVAS. Son agregados sin cohesión, compuestos por fragmentos de diferentes formas, poco o nada alterados, de las rocas. Las partículas menores de 4.7 mm (malla No. 4) se clasifican como arena y aquéllas hasta de 76 mm como grava. Para fragmentos de roca mayores de 76 mm existen diferentes criterios y nombres genéricos para clasificarlos. En términos generales estos materiales son los mejores para desplantar en ellos terraplenes y cimentaciones, pero también son los más permeables.

LIMOS. Son los suelos de grano fino con poca o ninguna plasticidad; sus partículas son menores de 0.074 mm (malla No. 200). Los formados por partículas de cuarzo más o menos equidimensionales, generalmente son variedades menos plásticas. Los tipos más plásticos contienen un porcentaje apreciable de partículas en forma de escamas. Sus características de resistencia y compresibilidad son intermedias entre las arenas y las arcillas, de mediana a baja permeabilidad. Los limos sueltos pueden ofrecer serios problemas de inestabilidad al desplantar estructuras en ellos.

LIMOS ORGANICOS. Son suelos de grano fino más o menos plásticos, mezclados con partículas de materia orgánica finamente dividida; sus partículas son menores de 0.074 mm (malla No. 200). Otras veces contienen fragmentos visibles de materia orgánica vegetal, parcialmente descompuesta. Los colores grises con diferentes tonalidades son comunes a estos suelos y pueden contener gases, tales como ácido sulfhídrico (SH₂) y anhídrido carbónico (CO₂), originados por la descomposición de la materia orgánica. Estos suelos son de alta compresibilidad y baja permeabilidad.

ARCILLAS. Son agregados de partículas menores de 0.074 mm (malla No. 200) y aún microscópicas, producto de la descomposición química de las rocas y otros suelos, como las gravas y arenas. Son suelos cuyas características varían dentro de una amplia gama dependiendo de su contenido de agua; secos, son resistentes y poco plásticos pudiendo ofrecer buenas condiciones para la cimentación de estructuras, pero al saturarse se vuelven plásticos y compresibles, disminuyendo notablemente su resistencia. Son, además, muy impermeables. Estos suelos pueden ocasionar serios problemas si no se tratan adecuadamente.

ARCILLAS ORGANICAS. Son suelos cuyas propiedades se derivan de su contenido en materia orgánica. Con características semejantes a las anteriores; saturadas son muy compresibles y secas tienen una resistencia alta. Los colores varían del gris oscuro al negro y poseen un olor característico.

TURBAS. Son agregados fibrosos de fragmentos de materia orgánica descompuesta. Su color varía del castaño claro al negro. Son tan compresibles que resultan totalmente inadecuadas para establecer cimentaciones o terraplenes sobre las mismas.

Para ampliar los conceptos contenidos en este inciso, se recomienda la siguiente literatura (1), (3), (4), (5), (9), (10), (15) y (22).

.1.2 Sistema de clasificación de los suelos.

La clasificación de los suelos de acuerdo con el tamaño de las partículas que los componen fue uno de los primeros criterios usados con fines descriptivos, desde los albores de la mecánica de suelos. Pero este método no proporciona una información suficiente respecto a las características físicas y mecánicas de los suelos; solamente para los llamados suelos gruesos revela algo acerca de sus propiedades físicas, siendo ésta la razón por la cual este sistema es de poca utilidad. El aspecto fundamental que debe cubrir un sistema de clasificación es el de proporcionar la máxima información descriptiva y cualitativa, que le sirva al técnico como orientación para el estudio de los suelos.

Por otra parte, es evidente que en la naturaleza, los suelos rara vez se presentan separadamente en forma de grava, arena, limo, arcilla o materia orgánica, sino que generalmente se presentan en mezclas cuyas proporciones son variables. Por lo tanto, es necesario contar con un método estándar de identificación y clasificación de los suelos, que al mismo tiempo proporcione una clara idea de sus propiedades mecánicas, tales como la compresibilidad, plasticidad, permeabilidad, etc., que son de fundamental interés para el ingeniero.

El sistema de clasificación que en la actualidad mejor satisface estas condiciones, es el "Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS)". La Tabla No. 1, contiene una síntesis del mismo e incluye el procedimiento de identificación en el campo y el criterio de clasificación en el laboratorio. Para mayores detalles conviene consultar la literatura especializada (1), (3), (4), (5), (15) y (22).

.1.3 Propiedades físicas y mecánicas de los suelos.

Las propiedades de un suelo constituyen la base para conocer su probable comportamiento durante y después de la construcción de una

PROCEDIMIENTO DE IDENTIFICACION EN EL GRUPO				SÍMBOLO DEL GRUPO (*)	NOMBRE SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN			
SUELOS DE PARTICULAS GRUESAS Más de la mitad del material es retenido en la malla Nº200 (#) Más aproximadamente los más pequeños visibles o simple vista)	GRAVAS Más de la mitad de la fracción gruesa es retenida en la malla Nº4 (Para la clasificación visual puede usarse 1/2 cm. como equivalente a la abertura de la malla Nº4)	GRAVAS LIMPÍAS (Poco o nada de partículas de finas)	Amplia gama en los tamaños de las partículas y cantidades apreciables de todos los tamaños intermedios	GW	Gravas bien graduadas, mezclas de grava y arena, con poco o nada de finas	Dése el nombre a los porcentajes de grava y arena, plasticidad, características y dureza de las partículas y dar otra información de nombre y símbolo.			
		GRAVAS CON FINOS (Cantidad apreciable de partículas finas)	Predominio de un tamaño o un tipo de tamaños, con ausencia de algunos tamaños intermedios	GP	Gravas mal graduadas, mezclas de grava y arena, con poco o nada de finas				
		ARENAS Más de la mitad de la fracción gruesa pasa la malla Nº4 (Para la clasificación visual puede usarse 1/2 cm. como equivalente a la abertura de la malla Nº4)	ARENAS LIMPÍAS (Poco o nada de partículas finas)	Amplia gama en los tamaños de las partículas y cantidades apreciables de todos los tamaños intermedios	SW		Arenas bien graduadas, arenas con grava, con poco o nada de finas		
			ARENAS CON FINOS (Cantidad apreciable de partículas finas)	Predominio de un tamaño o un tipo de tamaños, con ausencia de algunos tamaños intermedios	SP		Arenas mal graduadas, arenas con grava, con poco o nada de finas		
	SUELOS DE PARTICULAS FINAS Más de la mitad del material pasa la malla Nº200 (Las partículas de 0.074 mm. de diámetro (malla Nº 200) son aproximadamente los más pequeños visibles o simple vista)	LIMOS Y ARCILLAS Limite líquido menor de 50	RESISTENCIA EN ESTADO SECO (Características al rompimiento)	DILATANCIA (Reacción al agitado)	TENACIDAD (Consistencia cerca del límite plástico)			Dése el nombre el grado y carácter cantidad y tamaño de las partículas gruesas húmedas; nombre cualquier otro informativo pertinente y (paréntesis).	
			Nula a ligera	Rápida a lenta	Nula		ML		Limos inorgánicos, polvo de roca, limos arenosos o arcillosos ligeramente plásticos
			Media a alta	Nula a muy lenta	Media		CL		Arcillas inorgánicas de baja a media plasticidad, con grava, arenosas, limosas, pobres.
			Ligera a media	Lenta	Ligero		OL		Limos orgánicos y arcillas limosas orgánicas de baja plasticidad
LIMOS Y ARCILLAS Limite líquido mayor de 50	Ligera a media	Lenta a nula	Ligera a media	MH	Limos inorgánicos, limos micáceos o dictomáceos, limos elásticos	Para los suelos que se informan estructura, estratificación tanto en estado natural como remojado, con drenaje.			
	Alta a muy alta	Nula	Alta	CH	Arcillas inorgánicas de alta plasticidad, arcillas francas				
	Media a alta	Nula a muy lenta	Ligera a media	OH	Arcillas orgánicas de media a alta plasticidad, limos orgánicos de media plasticidad				
SUELOS ALTAMENTE ORGANICOS		Fácilmente identificables por su color, olor, sensación esponjosa y frecuentemente por su textura fibrosa		Pt	Terba y otros suelos altamente orgánicos	EJEMPLO: Limos orgánicos de alta plasticidad; arena fina; humus verticales de tal en el lugar, etc.			

(*) Clasificación de frontera - Los suelos que posean las características de dos grupos se designan con la combinación de los dos símbolos. Por ejemplo GW-GC; mezcla de grava y arena bien graduada con cementante arcilloso.
 (*) Todos los tamaños de las mallas en esta carta son los U.S. Standard.



CECERIA
PCION DE
OS

CRITERIO DE CLASIFICACION EN EL LABORATORIO

Indíquense
ados de gra-
mo, angulo
suelo superfi-
los gruesos,
cualquier
particula
parezcas.

tenados agré-
estratificac-
entación con
y característi

so, como un
suelos duros,
amaño
de por
angulo -
suelos no
socio en es-
o húmeda en
al (SM).

lica, indíquense
de la plasticidad,
mo de los
del suelo
cología,
me, con descri-
suelo entre

indatados agré-
sobre la estruc-
n, consistencia
terado como
ciones de hume-

café, ligeramon-
toje reducción de
osos agujeros -
es, y muy seco -
(ML)

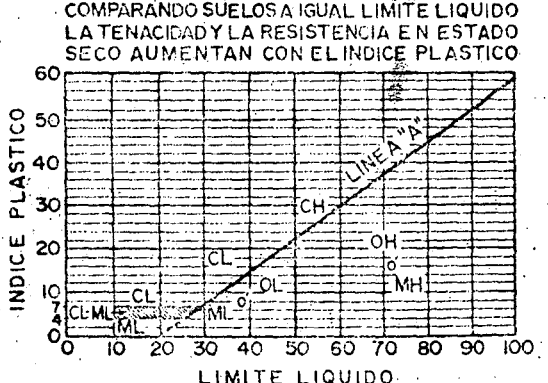
Usese la curva granulométrica para identificar las fracciones de suelo anotadas en la columna de identificación en el campo.

Determinense los porcentajes de grava y arena de la curva granulométrica.
Dependiendo del porcentaje de finos (fracción que pasa la malla N° 200) los suelos gruesos se clasifican como sigue:
Menos de 5%: GW, GP, SW, SP.
Más de 5%: GM, GC, SM, SC.
5% a 12%: Casos de frontera que requieren el uso de símbolos dobles.

Coef. de uniformidad (C_u); Coef. de curvatura (C_c) $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$, mayor de 4; $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ entre 1 y 3	
No satisfacen todos los requisitos de graduación para GW	
Límites de plasticidad abajo de la "línea A" o I_p menor que 4	Arriba de la "línea A" y con I_p entre 4 y 7
Límites de plasticidad arriba de la "línea A" con I_p mayor que 7	son casos de frontera que requieren el uso de símbolos dobles
$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$, mayor de 6; $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ entre 1 y 3	
No satisfacen todos los requisitos de graduación para SW	
Límites de plasticidad abajo de la "línea A" o I_p menor que 4	Arriba de la "línea A" y con I_p entre 4 y 7
Límites de plasticidad arriba de la "línea A" con I_p mayor que 7	son casos de frontera que requieren el uso de símbolos dobles

EQUIVALENCIA DE SIMBOLOS

G-Grava.	M-Limo.	O-Suelos orgánicos.	W-Bien graduada.	L-Baja compresibilidad.
S-Arena.	C-Arcilla.	R-Turba.	P-Mal graduada.	H-Alta compresibilidad.



PROCEDIMIENTOS DE IDENTIFICACION PARA SUELOS FINOS O FRACCIONES FINAS DE SUELO EN EL CAMPO

Estos procedimientos se ejecutan con la fracción que pasa la malla N° 40 (aproximadamente 0.5 mm).

DILATANCIA (Reacción al agitado)

Después de quitar los partículas mayores que la malla N° 40, prepárese una pastilla de suelo húmedo aproximadamente igual a 10 cm³; si es necesario, ótese suficiente agua para dejar el suelo suave pero no pegajoso.

Cóidese la pastilla en la palma de la mano y agítela horizontalmente, golpeando vigorosamente contra la otra mano varias veces. Una reacción positiva consiste en la aparición de agua en la superficie de la pastilla, la cual cambia adquiriendo una consistencia de hidroy se vuelve lustroso. Cuando la pastilla se aprieta entre los dedos el agua y el lustre desaparecen de la superficie, la pastilla se vuelve tiesa y finalmente se agrieta o se desmorona. La rapidez de la aparición del agua durante el agitado y de su desaparición durante el apretado sirve para identificar el carácter de los finos en el suelo.

Las arenas limpias muy finas dan la reacción más rápida y distintiva, mientras que las arcillas plásticas no tienen reacción. Los limos inorgánicos, tales como el típico pozo de roca, dan una reacción rápida moderada.

RESISTENCIA EN ESTADO SECO (Características al rompimiento)

Después de eliminar las partículas mayores que la malla N° 40, móldese una pastilla de suelo hasta alcanzar una consistencia de masa moldeada de agua si es necesario. Déjese secar la pastilla completamente en un horno, al sol o al aire y pruébese su resistencia rompiéndola o desmoronándola entre los dedos. Esta resistencia es una medida del carácter y cantidad de la fracción coloidal que contiene el suelo. La resistencia en estado seco aumenta con la plasticidad.

Una alta resistencia en seco es característica de las arcillas del grupo CH. Un limo inorgánico típico posee solamente muy ligera resistencia. Las arenas finas limpias y los limos tienen aproximadamente la misma ligera resistencia, pero pueden distinguirse por el tacto al pulverizar el espécimen seco. La arena fina se siente granular, mientras que el limo típico da la sensación suave de la harina.

TENACIDAD (Consistencia cerca del límite plástico)

Después de eliminar las partículas mayores que la malla N° 40, móldese un espécimen de aproximadamente 10 cm³ hasta alcanzar la consistencia deseada. Si el suelo está muy seco debe agregarse agua, pero si esto pegajoso debe extenderse el espécimen formando una capa delgada que permita algo de pérdida de humedad por evaporación. Posteriormente el espécimen se rola a mano sobre una superficie lisa o entre las palmas hasta hacer un rollito de 3mm. de diámetro aproximadamente, se enmasa y se vuelve a rolar varias veces. Durante estas operaciones el contenido de humedad se reduce gradualmente y el espécimen llega a ponerse tieso, pierde finalmente su plasticidad y se desmorona cuando se alcanza el límite plástico. Después de que el rollito se ha desmoronado, los pedazos deben juntarse continuando el amasado ligeramente entre los dedos hasta que la masa se desmorono nuevamente.

La potencialidad de la fracción coloidal arcillosa de un suelo se identifica por la mayor o menor tenacidad del rollito al acercarse al límite plástico y por la rigidez de la muestra al romperse finalmente entre los dedos. La debilidad del rollito en el límite plástico y la pérdida rápida de la coherencia de la muestra al rebasar este límite, indican la presencia de arcilla inorgánica de bajo plasticidad o de materiales tales como arcilla del tipo caolín y arcillas orgánicas que caen abajo de la "línea A". Las arcillas altamente orgánicas se sienten muy débiles y esponjosas al tacto en el límite plástico.

NOTA: Esta tabla está tomada del Tomo I de Mecánica de Suelos de E. Juárez Badillo y A. Rico R. (1963). Es la versión en español del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS).

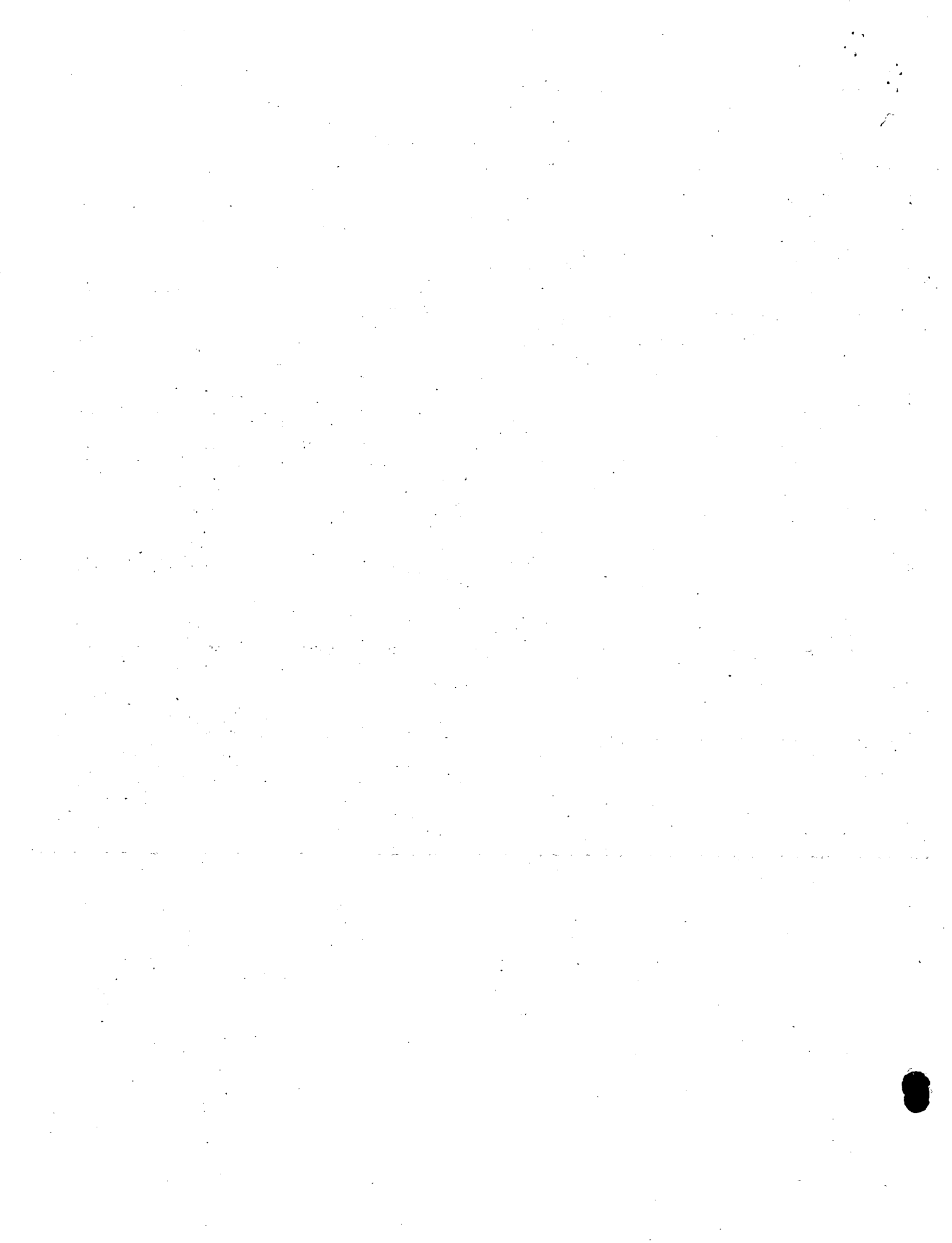
SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
IRRIGACION Y CONTROL DE RIOS
DIRECCION DE PROYECTOS

NORMAS GENERALES DE CRITERIO PARA
PROYECTAR SISTEMAS DE RIEGO
SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACION DE SUELOS
INCLUYENDO IDENTIFICACION Y DESCRIPCION

DIRECTOR DE PROYECTOS "MAGNANO EN JEFE"

CONSULTIVO TECNICO SECRETARIO

MEX. 101



obra. En términos generales, las propiedades de los suelos se enlistan en dos grupos principales: las físicas y las mecánicas. Estas últimas son también conocidas por algunos autores como propiedades de ingeniería de los suelos.

.1.3.1 Propiedades físicas.

Las principales propiedades físicas de los suelos se enumeran a continuación:

- Textura
- Estructura
- Forma de las partículas
- Consistencia y plasticidad
- Propiedades volumétricas y gravimétricas
- Granulometría

.1.3.1.1 TEXTURA. Se refiere al grado de fineza y uniformidad de un suelo, el cual se describe con términos tales como harinoso, áspero, etc., de acuerdo con la sensación que produzca al tacto. Véase (1) y (3).

.1.3.1.2 ESTRUCTURA. Conviene recalcar que un suelo no es un agregado desprovisto de organización sino que, por el contrario, sus partículas están dispuestas en forma organizada, siguiendo ciertas leyes de la naturaleza. Por consiguiente, la estructura es el arreglo que adoptan las partículas para formar el conjunto llamado Suelo. La estructura de un suelo puede ser: simple o granular, panaloidal o de nido de abeja, flocluenta, compuesta, dispersa, etc. Véase (1), (3) y (4).

.1.3.1.3 FORMA DE LAS PARTICULAS. En los suelos gruesos, la forma característica es la equidimensional, es decir, aquélla en la que las tres dimensiones de las partículas son de magnitudes comparables; por otra parte, existen las subformas, tales como: angular, subangular, redonda, subredonda, muy redonda y en lajas.

En los suelos finos, la forma de las partículas es de particular importancia, pues a cada una corresponde una diferente relación área-volumen de la partícula y por consiguiente una distinta actividad de adsorción superficial.

En los suelos finos es común que las partículas tengan forma laminar o sea, cuando dos de sus dimensiones son significativamente mayores que la tercera; algunas veces tienen forma acicular o de aguja, en que una dimensión es bastante más grande que las otras dos. Véase (1), (3) y (15).

.1.3.1.4 CONSISTENCIA Y PLASTICIDAD. La consistencia indica el grado de adherencia entre las partículas del suelo y la resistencia que éstas oponen a las fuerzas que tienden a deformar el suelo o a romper sus agregados. Se describe con los términos de: dura, firme, plásti

ca, suave y viscosa. Si varía la humedad del suelo, variará la consistencia del mismo. Cuando más se aproxime un suelo a las características de las arcillas, mayor es la variedad de consistencias que pueden tenerse. Los términos con que se describe la consistencia de las arcillas se presenta en la Tabla No. 3 Inciso .1.3.2.1.

A continuación se da, en forma simplificada, una descripción de las consistencias de un suelo, definidas por Atterberg y ordenadas para valores de humedad decrecientes.

- a. En estado líquido. Tiene las propiedades y apariencias de una suspensión.
- b. En estado semilíquido. Tiene las propiedades de un fluido viscoso.
- c. En estado plástico. Se comporta plásticamente, como si fuera plastilina.
- d. En estado semisólido. Tiene la apariencia de un sólido, pero disminuye de volumen al estar expuesto a secado.
- e. En estado sólido. Su volumen no varía con el secado.

El límite líquido es la frontera entre el estado líquido y el plástico, mientras que el límite plástico lo es entre el estado plástico y el sólido.

Los límites líquido, plástico y de contracción se expresan como contenidos de agua, de acuerdo con las siguientes definiciones:

Límite líquido (LL). Es el contenido de agua, expresado en porcentaje del peso del suelo seco, para el cual dos porciones de una pasta de suelo moldeado con dimensiones especificadas en la copa de Casagrande, alcanzan a tocarse en unos 10 mm, cuando el recipiente es sometido al impacto de 25 golpes verticales desde una altura fija. En estas condiciones, el suelo con ese porcentaje de humedad, presenta una cierta consistencia y muestra una pequeña pero bien definida resistencia al corte, de unos 25 gr/cm².

Límite plástico (LP). Es el mínimo contenido de agua, expresado en porcentaje del peso del suelo secado en horno, con el que, sin romperse, puede ser amasado en pequeños cilindros de 3 mm (1/8") de diámetro, haciendo rodar la masa de suelo moldeado entre la mano y una superficie lisa.

Límite de contracción (LC). Es el contenido de agua por debajo del cual, cualquier pérdida de humedad por evaporación ya no disminuye el volumen del suelo.

La diferencia entre el límite líquido y el plástico se llama índice plástico (Ip) y la diferencia entre el límite plástico y el de

contracción, se llama índice de contracción (Ic).

A continuación se muestra la correlación que hay entre los límites de Atterberg, la consistencia del suelo y los índices antes mencionados.

CONSISTENCIA	LIMITES	INDICES
Líquida	Límite Líquido	
Plástica	Límite Plástico	Índice Plástico
Semisólida	Límite de Contracción	Índice de Contracción
Sólida		

La plasticidad es una propiedad de ciertos suelos, generalmente llamados finos, que ha servido para clasificarlos en forma descriptiva en el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS). Es un hecho comprobado que al humedecer un suelo constituido por limo y arcilla, se vuelve blando, formando una pasta o lodo que al secar se endurece en grado variable o se vuelve polvo. Estos fenómenos son de una naturaleza físico-química muy compleja y constituyen la base de las pruebas desarrolladas por Atterberg.

La plasticidad puede definirse como aquella propiedad por la cual el suelo es capaz de sufrir deformaciones rápidas, sin rebote elástico, sin variaciones volumétricas apreciables y sin agrietarse.

Atterberg señaló que para poder expresar la plasticidad en forma adecuada, se necesitan dos parámetros: el límite líquido y el índice plástico.

Las pruebas de laboratorio han demostrado que la compresibilidad de los suelos, para igual carga de preconsolidación (la mayor carga que haya experimentado un suelo en su historia), es aproximadamente proporcional al límite líquido, por lo que los suelos con límites líquidos iguales son similarmente compresibles.

De la comparación de las propiedades físicas de los suelos que tienen el mismo límite líquido, se encuentra que al aumentar el índice plástico crecen la tenacidad (consistencia cerca del límite plástico) y la resistencia en estado seco, pero disminuye la permeabilidad.

La Tabla No. 2 sintetiza el comportamiento de los suelos, al variar el índice plástico o el límite líquido. Conviene auxiliarse con la carta de plasticidad incluida en la Tabla No. 1.

TABLA No. 2
 COMPORTAMIENTO DE LOS SUELOS EN RELACION CON EL
 INDICE PLASTICO Y EL LIMITE LIQUIDO

CARACTERISTICA	LIMITE LIQUIDO CONSTANTE PARA INDICE PLASTICO CRECIENTE	INDICE PLASTICO CONSTANTE PARA LIMITE LIQUIDO CRECIENTE
Compresibilidad	Prácticamente constante	Crece
Permeabilidad	Decrece	Crece
Tenacidad	Crece	Decrece
Resistencia en estado seco	Crece	Decrece

Los aspectos de consistencia y plasticidad merecen un estudio especial, recomendándose para esto la literatura especializada (1), (3), (4), (5), (8), (15) y (22).

1.3.1.5 PROPIEDADES VOLUMETRICAS Y GRAVIMETRICAS. Un suelo, en forma simplificada, puede considerarse formado de partículas sólidas y de vacíos total o parcialmente llenos de agua. En la Figura No. 1 se muestra un esquema de esta concepción, indicando los símbolos de pesos y volúmenes para los constituyentes del suelo.

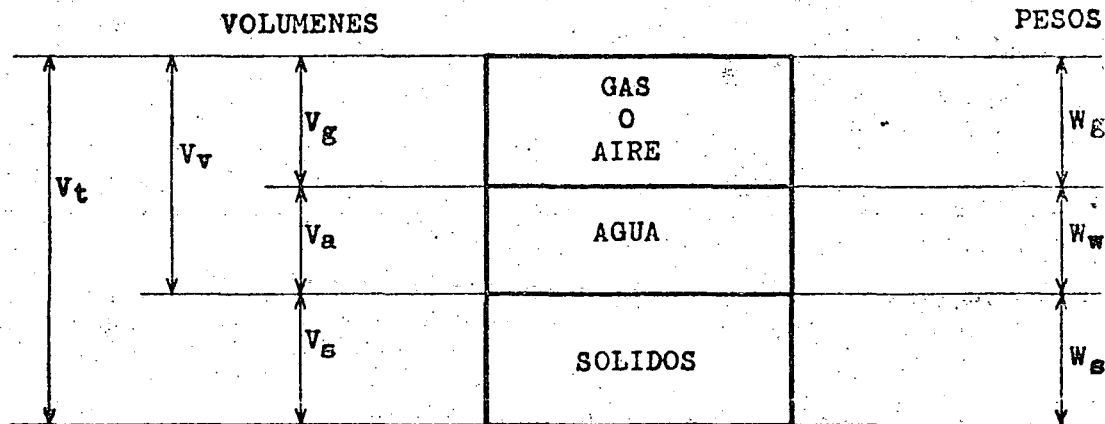


Fig. No. 1. Esquema de las partes constituyentes de un suelo.

A continuación se definirán las características físicas más importantes:

POROSIDAD. Es la relación entre el volumen de vacíos y el volumen total del suelo.

$$n = \frac{V_v}{V_t} \times 100, \text{ en por ciento} \quad (1)$$

RELACION DE VACIOS. Es la relación del volumen de vacíos al volumen de los sólidos.

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad (2)$$

CONTENIDO DE AGUA O HUMEDAD. Es la relación que existe entre el peso del agua y el peso de los sólidos.

$$w = \frac{W_w}{W_s} \times 100, \text{ en por ciento} \quad (3)$$

GRADO DE SATURACION. Es la relación del volumen del agua al volumen de vacíos.

$$G = \frac{V_w}{V_v} \times 100, \text{ en por ciento} \quad (4)$$

PESO ESPECIFICO DE LOS SOLIDOS. Es la relación entre el peso de los sólidos y el volumen de los mismos.

$$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s} \quad (5)$$

PESO ESPECIFICO RELATIVO DE LOS SOLIDOS. Es la relación entre el peso específico de los sólidos y el peso específico del agua.

$$S_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_o} \quad (6)$$

siendo:

$$\gamma_o = \text{peso específico del agua a } 4^{\circ}\text{C.}$$

PESO VOLUMETRICO SECO. Se define como la relación del peso del suelo seco (peso de los sólidos) al volumen total.

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V_t} = \frac{S_s}{1+e} \quad (7)$$

PESO VOLUMETRICO HUMEDO. Es la relación del peso total del suelo (peso de los sólidos más peso del agua) al volumen total.

$$\gamma_h = \frac{W_s + W_w}{V_t} = \gamma_d (1 + w) \quad (8)$$

$$\gamma_{sat} = \frac{S_s + e}{1+e}$$

Existen otros conceptos que conviene conocer, como compacidad relativa, compactación relativa y otros, así como sus interrelaciones. Se recomienda consultar las referencias (1), (3), (4), (5) y (22).

- .1.3.1.6 GRANULOMETRIA. La granulometría se refiere a la distribución y el tamaño de las partículas de un suelo. En la Sección .1.2 se indican, en términos generales, su campo de aplicación y limitaciones. Este tema lo trata ampliamente la literatura especializada (1), (3), (4) y (22).

.1.3.2 Propiedades mecánicas.

Las propiedades mecánicas o de ingeniería más importantes de los suelos son las siguientes:

.1.3.2.1 Resistencia al esfuerzo cortante.

La resistencia de los suelos al esfuerzo cortante es muy pequeña en comparación con la de otros materiales empleados en la construcción, sin embargo, varía dentro de una amplia gama de valores que dependen del tipo de suelo y de cómo se haya formado éste; puede decirse que la determinación de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos es una de las partes fundamentales de la mecánica de suelos.

Para mayor comprensión y con ayuda de la Figura No. 2, a continuación se establece en forma sintetizada la nomenclatura de esfuerzos comúnmente empleada en la mecánica de suelos, en relación con la resistencia al corte de los mismos. Para mayores detalles puede consultarse la literatura especializada (2), (4) y (13).

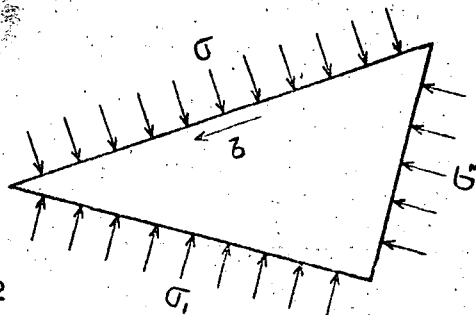


Figura No. 2

Diagrama de esfuerzos considerado

- a. Esfuerzo normal (σ). Es la resultante por unidad de área de las fuerzas que obran perpendicularmente al plano de falla (o plano considerado).
- b. Esfuerzo cortante (τ ó s). Es la resultante por unidad de área de las fuerzas tangenciales que obran en el plano de falla (o plano considerado).

c. σ_1 y σ_3 . Esfuerzos normales principales mayor y menor respectivamente, de acuerdo con la teoría de falla de Mohr.

Por otra parte, de la analogía de Terzaghi, en que se compara el suelo a un recipiente con resortes y agua se tienen los siguientes conceptos

- a) u_h = Presión hidrostática del agua.
- b) u = Exceso de presión hidrostática.
- c) u_n = Presión neutral o de poro del agua que se encuentra entre los intersticios del suelo (presión total del agua).
- d) $u_n = u_h + u$

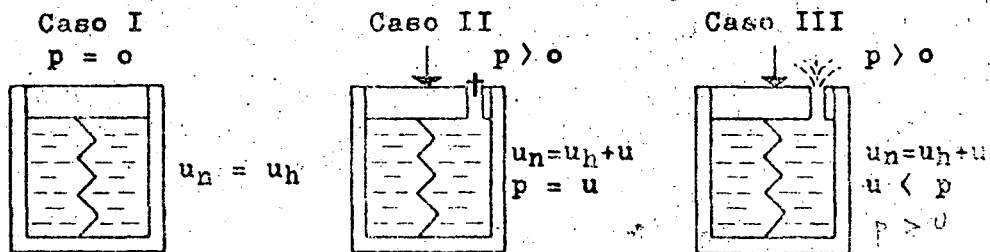


Figura No. 3. Analogía de Terzaghi

En la Figura No. 3 se representa esquemáticamente una analogía del suelo, pudiéndose tener los 3 casos siguientes:

Caso I: $p = 0$; no hay carga; el agua tiene sólo su presión hidrostática.

Caso II: $p > 0$; la válvula está cerrada; se supone que el agua es incompresible; por consiguiente, no se deforma el resorte y "p" es tomado en su totalidad por el agua.

Por lo tanto: $p = u$ (a)

Caso III: $p > 0$; la válvula está abierta; el agua puede fluir y salir del recipiente; por consiguiente, el resorte se deforma y puede tomar parte de la presión obrante y el resto lo toma el agua.

o sea si:

u = presión que toma el agua $< p$

\bar{p} = presión que toma el resorte $< p$

Por lo tanto: $p = \bar{p} + u$ (b)

Para los suelos, en términos generales se puede decir que:

$$\bar{p} = p - u \quad (c)$$

En la que \bar{p} es la presión efectiva o real que obra entre las partículas del suelo.

p = presión obrante total.

u = exceso de presión hidrostática

Al someter una masa de suelo a esfuerzos cortantes se producen desplazamientos relativos entre sus partículas. La oposición de las partículas a ese desplazamiento relativo se denomina resistencia al esfuerzo cortante. Debido a que la resistencia al desplazamiento de las partículas depende de la interacción de unas con otras, la naturaleza y el acomodo de éstas será lo que determine la resistencia al esfuerzo cortante, llamada también resistencia al corte.

En el año de 1776, Coulomb observó que la resistencia al corte de un suelo está compuesta de dos partes: una, que depende de los esfuerzos normales que obran sobre el plano de corte, en tanto que la otra, es independiente de esos esfuerzos; las llamó Fricción Interna y Cohesión, respectivamente.

La resistencia al esfuerzo cortante la expresó Coulomb con la siguiente fórmula:

$$s = c + \sigma t_g \phi \quad (9)$$

donde:

s = resistencia al esfuerzo cortante

c = cohesión

σ = esfuerzo normal al plano de falla

ϕ = ángulo de fricción interna

De aquí se derivan las expresiones de suelos friccionantes o no cohesivos y suelos cohesivos.

Los suelos friccionantes o no cohesivos son aquéllos en que el valor de "c" es nulo o muy pequeño. A este grupo pertenecen los suelos granulares formados principalmente por partículas macroscópicas. La resistencia al esfuerzo cortante de estos suelos parece derivarse exclusivamente de los efectos de fricción entre los granos. Los suelos cohesivos, en cambio, son aquéllos en que predomina la fracción coloidal; en los mismos, la resistencia al corte es función de las fuerzas de atracción y repulsión que se ejercen entre las partículas, a través de las películas de agua adsorbida y de los iones eléctricamente adheridos a la superficie de las mismas; a este fenómeno, se le llama Cohesión.

La teoría de Coulomb se usó muchos años; sin embargo, al aplicarla se notaron fuertes discrepancias con los resultados obtenidos en

la realidad.

Terzaghi demostró en 1925, basándose en investigaciones experimentales, que la presión normal total debería sustituirse por la presión intergranular o efectiva, ya que ésta es la que controla los fenómenos de resistencia al esfuerzo cortante. La ecuación de Coulomb fue modificada en la siguiente forma:

$$s = c + (\sigma - u_n) \operatorname{tg} \phi \quad (10)$$

En donde u_n representa la presión neutral o de poro ejercida en el agua presente en los intersticios del suelo. Terzaghi define de esta manera y por primera vez la importante influencia del agua contenida en el suelo. Luego se descubrió que el valor de u_n no sólo depende de las condiciones de carga, sino también de la velocidad de su aplicación.

Posteriormente, Hvorslev demostró que la cohesión de las arcillas saturadas no es constante, sino una función de su contenido de agua. Por lo tanto la ecuación (10) puede escribirse de la siguiente manera:

$$s = f(w) + (\sigma - u_n) \operatorname{tg} \phi \quad (11)$$

En general, los suelos son mezclas de partículas gruesas, finas y coloidales; por consiguiente, la resistencia al corte será una combinación de los dos efectos expresados: cohesión y fricción interna.

La resistencia al esfuerzo cortante también es función de la velocidad con que se aplican las cargas externas, la manera de drenar el suelo y otros factores. A este respecto se recomienda consultar la literatura especializada (1), (2), (3), (4), (5), (6), (12), (13) y (22).

La resistencia al esfuerzo cortante de los suelos se determina en el laboratorio en muestras inalteradas mediante las pruebas de corte directo o a partir de las pruebas triaxiales o de compresión simple.

Una manera de estimar cualitativamente la resistencia a la compresión simple se tiene cuando se conoce el grado de consistencia (ver inciso .1.3.1.4) o compacidad de los suelos.

El término consistencia se refiere a las arcillas y limos plásticos (suelos cohesivos) y compacidad a los limos no plásticos, arenas y gravas (suelos friccionantes).

La consistencia se puede estimar mediante pruebas manuales en el campo o en base al número de golpes en la prueba de penetración estándar. En la Tabla No. 3 se indica la resistencia a la compresión

simple en función de la consistencia.

TABLA No. 3

RELACION ENTRE LA CONSISTENCIA, LA RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE Y EL NUMERO DE GOLPES EN LA PRUEBA DE PENETRACION ESTANDAR

CONSISTENCIA	RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE (Kg/cm ²)	NUMERO DE GOLPES EN LA PRUEBA DE PENE-- TRACION ESTANDAR
Muy blanda	Inferior a 0.25	Menor de 2
Blanda	De 0.25 a 0.50	De 2 a 4
Poco firme	De 0.50 a 1.00	De 4 a 8
Firme	De 1.00 a 2.00	De 8 a 15
Muy firme	De 2.00 a 4.00	De 15 a 30
Dura	Mayor de 4.00	Más de 30

La compacidad se puede estimar también con la ayuda de pruebas manuales de campo o a partir del número de golpes en la prueba de penetración estándar. En la Tabla No. 4 se indica la resistencia a la compresión simple probable para diferentes grados de compacidad.

TABLA No. 4

RELACION ENTRE LA COMPACIDAD, LA RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE Y EL NUMERO DE GOLPES EN LA PRUEBA DE PENETRACION ESTANDAR

COMPACIDAD	RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE (Kg/cm ²)	NUMERO DE GOLPES EN LA PRUEBA DE PENETRACION ESTANDAR	COMPACIDAD RELATIVA EN POR CIENTO*
Muy suelta	Inferior a 1	Menor de 4	Menos de 5
Suelta	De 1 a 2	De 4 a 10	De 5 a 25
Poco compacta	De 2 a 5	De 10 a 30	De 25 a 60
Compacta	De 5 a 8	De 30 a 50	De 60 a 75
Muy compacta	Mayor de 8	Más de 50	Mayor de 75

* La compactidad relativa se define en función de las relaciones de vacíos mediante la expresión siguiente:

$$C_r = \frac{e_{\text{máx}} - e_{\text{nat}}}{e_{\text{máx}} - e_{\text{mín}}} \times 100$$

siendo $e_{\text{máx}}$, $e_{\text{mín}}$ y e_{nat} las relaciones de vacíos correspondientes a los estados más suelto, más compacto y natural (in situ).

.1.3.2.2 Compresibilidad.

Las propiedades mecánicas de los suelos están muy relacionadas con diversos fenómenos en que intervienen los cambios volumétricos; por eso es conveniente hacer una distinción entre los diversos fenómenos relacionados con los cambios volumétricos; a continuación se dan los diferentes términos empleados en la práctica:

Compresión.- Es el cambio de volumen producido en un suelo por la aplicación de una carga estática externa.

Consolidación.- Es la disminución de volumen que tiene un suelo, en el transcurso del tiempo, por el incremento de las cargas estáticas.

Compactación.- Es el cambio de volumen en un suelo debido a la aplicación momentánea de cargas estáticas, dinámicas o sus combinaciones, inducidas por medios mecánicos.

Contracción.- Es el cambio de volumen provocado por la acción de las fuerzas capilares que actúan durante el secado del suelo.

Conviene enfatizar que la Compresión involucra esfuerzos y deformaciones, mientras que la Consolidación implica un proceso en que intervienen esfuerzos, deformaciones y tiempo.

Los materiales estructurales como el acero y el concreto usados en la construcción, sufren deformaciones cuando son cargados o hay cambios en las condiciones de esfuerzo a que están sometidos. Pero a diferencia de éstos, la mayoría de los suelos, incluso bajo pequeñas cargas, se deforman en mayor grado; además, dicha deformación en general no se produce totalmente en forma simultánea a la aplicación de la carga, sino que una parte es diferida según leyes que son funciones más o menos complicadas del tiempo y de la estructura y naturaleza del suelo.

Otra diferencia entre los materiales estructurales y el suelo radica en el hecho de que en aquéllos la deformación es un cambio de forma, prácticamente a volumen constante, mientras que en los suelos, hay deformación y cambio de volumen. Por esto, en los suelos es muy complicada la relación que existe entre el esfuerzo y la deformación con problemas de carácter especial que no son comunes a los otros materiales de construcción.

Los cambios de volumen en una masa de suelo se producen por causas naturales o artificiales; por ejemplo: al observar los depósitos planos del fondo de un lago se nota que el volumen del suelo disminuye conforme aumenta la carga por sedimentación con el transcurso del tiempo. A esta reducción de volumen provocado por el in-

cremento de las cargas sobre el suelo, que tiene lugar en un cierto tiempo, se le llama Proceso de Consolidación.

La consolidación del suelo es pues una disminución de volumen -- causada por la aplicación de una carga estática y es función del -- tiempo, de la intensidad de la carga, del tipo y las características del suelo.

En su mayoría, los fenómenos de compresibilidad están asociados con los cambios en el volumen de vacíos y solamente en casos muy raros, con las deformaciones de las partículas sólidas. Si el suelo está parcialmente saturado, es decir, que una parte de sus huecos están llenos de aire, la aplicación de una carga provocará la compresión de su masa sin que se tenga una consolidación apreciable. Por otra parte, cuando el suelo está saturado, es decir, que todos o la mayoría de sus huecos están llenos de agua, poca o ninguna compresión se manifestará en el momento de la aplicación de la carga y la consolidación se irá produciendo a medida que el agua vaya siendo desalojada del suelo. Si el agua puede salir rápidamente del suelo, la consolidación tendrá lugar en un corto tiempo; pero si el suelo es muy impermeable y su masa muy grande, serán necesarios muchos años para que se consolide totalmente, como es el caso en el subsuelo de la Ciudad de México.

En relación con la compresibilidad de los suelos, se puede indicar en términos generales que hay dos hechos de interés especial: - la forma como evoluciona la deformación con el tiempo y los cambios volumétricos debidos a la aplicación de una carga.

Los suelos compresibles tienen comportamientos diferentes, dependiendo de la historia de las cargas que sobre los mismos actúan; de ahí la importancia de conocer si son normalmente consolidados o pre consolidados.

Los suelos normalmente consolidados son aquéllos que a través de su historia geológica nunca han soportado otra presión que la de su propio peso, ni han sufrido acción de secado, pero desde su formación ha transcurrido el tiempo suficiente para que ocurra su consolidación completa debida al peso propio. En estos suelos, una sobrecarga puede producir asentamientos cuya importancia dependerá principalmente de su compresibilidad intrínseca y espesor, así como de la magnitud de la presión aplicada y del área cargada.

Suelos preconsolidados son aquéllos que han estado sujetos a un intenso secado o bien, a fuerzas de filtración descendentes, al peso de capas de hielo o de suelos y rocas depositados sobre los mismos y removidos posteriormente por la erosión o los efectos compresivos del tectonismo a que haya estado sujeto el suelo en pasadas épocas geológicas. En estas condiciones, es posible que el suelo soporte al presente sobrecargas sin sufrir asentamientos de importancia, dependiendo de la diferencia que exista entre la carga de preconsolidación y la que se deba agregar.

Existen también los llamados suelos no consolidados, que son aquéllos en los que no ha transcurrido el tiempo suficiente para que se consoliden bajo los efectos de su propio peso, es decir, tienen un exceso de presión hidrostática. Estos suelos son muy sensibles a la aplicación de una sobrecarga, la cual puede producir en los mismos grandes asentamientos.

La compresibilidad de los suelos es la causa más común de los problemas de inestabilidad a que el ingeniero se enfrenta; numerosas fallas espectaculares de obras han ocurrido por este fenómeno, siendo la más frecuente el agrietamiento de las estructuras asentadas en estos suelos.

Por otra parte, la resistencia al esfuerzo cortante de un suelo puede ser afectada indirectamente, puesto que mientras más compresible sea, mayores serán las presiones neutrales inducidas a su masa y por consiguiente, disminuirá su resistencia al corte.

El fenómeno de compresibilidad de un suelo bajo el efecto de las cargas, puede consultarse en la literatura especializada, principalmente en (1), (2), (3), (4), (5), (7), (8), (15) y (22).

.1.3.2.3 Expansividad.

Ciertos tipos de arcillas y suelos arcillosos, además del fenómeno de rebote elástico producido al liberarlos de las cargas de compresión, presentan características de expansividad al estar en contacto con el agua.

El ingeniero que proyecta estructuras tales como los canales, en los que casi siempre el agua está presente, debe saber identificar y emplear este tipo de suelos para evitar fallas costosas.

El cambio de volumen en un suelo arcilloso expansivo, en estado natural o remoldeado, depende de los factores siguientes:

Cantidad y tipo de minerales arcillosos

Peso volumétrico inicial

Cambios de humedad

Condiciones de carga

Estructura del suelo

Tiempo

A continuación se explicará cada uno de los factores antes indicados.

a. Cantidad y tipo de minerales arcillosos.

La expansividad de un suelo está directamente ligada con sus componentes mineralógicos.

Los suelos arcillosos, principalmente las arcillas montmoriloníticas y en especial las arcillas con montmorilonita sódica, son los que en este aspecto ofrecen mayor actividad. La inestabilidad mostrada por estos suelos se debe a su estructura molecular, que presenta una débil unión entre sus partículas minerales.

Las montmorilonitas están formadas sucesivamente por una lámina aluminica entre dos silicas y debido a las fuerzas eléctricas generadas por su naturaleza bipolar, el agua puede introducirse entre las láminas con relativa facilidad. Esto produce un incremento en el volumen de los cristales que se traduce en una expansión. Por su alto contenido de cationes y capacidad de adsorción de agua, las montmorilonitas sódicas son las más inestables. En las illitas, no obstante que presentan una estructura reticular semejante a las montmorilonitas, sus capas están más rígidamente unidas por la acción de los iones de potasio que forman grumos de materia y reducen el área expuesta por unidad de volumen, siendo por ello menos activas.

Las montmorilonitas pueden formar parte de una roca o bien proceder de la acción del intemperismo o de la descomposición química, como en el caso de la bentonita, originada por la descomposición química de las cenizas volcánicas con características de expansividad muy particulares.

b. Peso volumétrico inicial.

El peso volumétrico de un suelo expansivo tiene gran influencia en sus cambios volumétricos. En un suelo denso, las partículas de arcilla forman una masa más compacta, con poros internos de menor diámetro que en un suelo suelto; por consiguiente, cuando se humedecen o secan, ocurrirán más movimientos en el suelo compacto que en el suelto, como se verá en el punto siguiente.

c. Cambios de humedad.

La variación de la humedad es uno de los factores más importantes que intervienen en los cambios volumétricos de un suelo expansivo. En una arcilla expansiva seca, la separación entre sus partículas minerales es relativamente pequeña, pero a medida que aumenta la humedad también aumenta el espesor de la capa de agua adsorbida en su estructura mineral. Por el contrario, al secarse, los minerales arcillosos reducen de volumen hasta llegar al límite de contracción y como consecuencia de ésta disminución de volumen se presenta el agrietamiento. Además, debido al pequeño diámetro del poro entre las partículas se presentan, en gran escala, los fenómenos capilares que contribuyen en alto grado al agrietamiento de estos suelos.

Sin embargo, estas fuerzas disminuyen de intensidad cuando el contenido de agua aumenta, contribuyendo a la expansión junto con el crecimiento de los minerales por hidratación.

Los experimentos han demostrado que las arcillas altamente expansivas exhiben pocos cambios volumétricos cuando son compactadas a bajos pesos volumétricos y altos contenidos de agua, pero se expanden ampliamente, cuando se compactan a altos pesos volumétricos y bajos contenidos de agua.

El efecto combinado del peso volumétrico y la humedad afectan el valor de las fuerzas de alzamiento o empuje que pueden desarrollar los suelos expansivos.

d. Condiciones de carga.

La intensidad de las cargas exteriores que obran en un suelo arcilloso expansivo, puede influir en el gobierno de los cambios volumétricos que tienen lugar bajo condiciones particulares de humedad y peso volumétrico. Cuando estas cargas externas aplicadas son de magnitud suficiente para equilibrar a las fuerzas internas que se desarrollan en un suelo expansivo cuando se humedece, se reduce al mínimo e incluso se evita la expansión, pero si son inferiores a las necesarias para evitar un cambio volumétrico del suelo por saturación, tendrá lugar una expansión que durará hasta que las fuerzas internas se equilibren con las externas.

En forma semejante, al reducirse la carga que actúa sobre una arcilla expansiva saturada, por efecto de una excavación, se crea un desequilibrio por la disminución de las cargas por peso propio obrantes sobre el suelo y, como consecuencia, la arcilla se expandirá hasta que se equilibren las fuerzas internas con las externas; durante este proceso de expansión la arcilla absorberá agua. Los suelos expansivos inalterados, cercanos a su humedad de saturación, tienen bajas presiones de empuje o alzamiento; por lo tanto, con pequeñas cargas puede reducirse la expansión a un valor despreciable.

e. Estructura del suelo.

La estructura de una arcilla también tiene gran influencia en sus propiedades expansivas, pues se ha observado prácticamente en el laboratorio, al probar un espécimen inalterado y otro remoldeado, con las mismas condiciones de humedad y peso volumétrico, que es mayor la expansión en el espécimen remoldeado que en el inalterado.

f. Tiempo.

El factor tiempo juega un papel muy importante en los cambios volumétricos de estos suelos, ya que debido al reducido tamaño de sus

partículas y la separación entre éstas, la transmisión de la humedad a través de la masa del suelo y el correspondiente equilibrio de las fuerzas capilares ocurren en forma lenta.

Las arcillas montmoriloníticas son las más impermeables, siendo frecuentemente necesario que transcurran varios días e incluso semanas para que un espécimen en el laboratorio absorba humedad y se expanda totalmente; por lo cual, puede ser necesario que transcurra mucho tiempo, quizá años, para que en la naturaleza se saturen formaciones potentes de estos materiales.

Para ampliar los conocimientos sobre la expansividad de suelos finos, se recomienda la literatura especializada siguiente: (12), (13), (14), (15), (16) y (22).

.1.3.2.4 Permeabilidad.

Los vacíos en la masa de un suelo, no solamente definen el mecanismo de su compresibilidad, sino también la velocidad de circulación del agua a través de la masa del mismo. A esta circulación del agua se le llama Filtración y las trayectorias que siguen sus partículas se denominan Líneas de Flujo. A la mayor o menor facilidad con que el agua circula a través de los poros de un suelo se ha convenido en llamarla Permeabilidad.

La velocidad del flujo del agua a través de los suelos está gobernada por la Ley de Darcy que suele expresarse de la siguiente manera:

$$v = k \cdot i \quad (12)$$

en donde:

v = Velocidad media de descarga; igual al caudal entre el área total de la sección por la que está fluyendo el agua, en unidades de velocidad.

i = Gradiente hidráulico; igual a la pérdida de carga hidráulica dividida entre la longitud en la que se pierde dicha carga, sin unidades.

k = Coeficiente de permeabilidad, en unidades de velocidad.

Estrictamente hablando, el coeficiente de permeabilidad no es una constante para un suelo dado, ya que depende de la velocidad, peso específico y temperatura del agua en movimiento. Sin embargo, para la mayoría de los fines prácticos es suficientemente aproximado despreciar los cambios en el valor de "k", debido a dichos efectos. La permeabilidad también está afectada por las características propias del suelo, tales como:

- a. Relación de vacíos.
- b. Estructura y estratificación.

c. Presencia de huecos, fisuras, fracturas, etc.

Debido a que el agua fluye por los vacíos en la masa del suelo, es fácil entender que si éste se comprime o se compacta, el volumen ocupado por sus partículas sólidas permanecerá prácticamente invariable, mientras que el de los vacíos disminuirá y por lo tanto, la permeabilidad también.

Un suelo en estado inalterado puede tener una permeabilidad diferente a la del mismo pero remoldeado, aunque permanezca constante la relación de vacíos; este fenómeno se debe ya sea a los cambios de estructura, a la estratificación del suelo inalterado o a la combinación de ambos factores.

En los suelos estratificados, principalmente cuando son finos, es muy común que la permeabilidad en el sentido paralelo al plano horizontal de estratificación, sea mayor que en el normal, debido precisamente a la presencia de los planos de estratificación o zonas de debilidad por las cuales el agua circula con mayor facilidad.

Los efectos de la vegetación y pequeños organismos diversos, los ciclos alternados de humedecimiento y secado, las heladas, etc., forman huecos, fisuras o fracturas que cambian las características de permeabilidad en un suelo, convirtiéndolo en un material más poroso y como consecuencia, más permeable. Este efecto no suele ser de gran importancia en las obras de ingeniería en general, pero sí para los canales en los sistemas de riego.

La determinación de la permeabilidad es de gran importancia para las estructuras que conducen agua, ya que las pérdidas de este líquido a través de los suelos permeables se traducen en pérdidas económicas que pueden ser de importancia. La circulación continua del agua a través de la masa del suelo puede en un momento dado disolver las partículas sólidas solubles o arrastrar algunas partículas, dando como resultado una erosión interna que se conoce con el nombre de Tubificación.

Existen muchos procedimientos para evitar las filtraciones; sin embargo, es posible catalogarlos en los tres grupos principales siguientes:

- a. reducción del coeficiente de permeabilidad.
- b. reducción del gradiente hidráulico
- c. control del efluente

La reducción de la permeabilidad involucra la selección de los materiales, el control de la compactación y el uso de aditivos que mejoren las características del suelo. La reducción en el gradiente hidráulico va acompañada por una disminución de la carga hidráulica o de un aumento en la longitud de la trayectoria de filtración o de ambos efectos logrados simultáneamente.

El control del efluente requiere que las presiones de filtración sean, en todos los puntos, lo suficientemente bajas como para evitar el arrastre de partículas y prevenir que la subpresión levante y rompa las capas de suelo situadas sobre la zona de filtración. Para este caso, es necesario zonificar el canal y usar filtros, drenes o pozos aliviadores de presiones.

Naturalmente existen numerosas combinaciones de los métodos para el control de la permeabilidad, llegando inclusive a usarse diafragmas o revestimientos impermeables. El método seleccionado dependerá principalmente de los costos del tratamiento comparados con el monto del beneficio obtenido, tanto en la disminución de las pérdidas por filtración como en el aumento de seguridad para la estructura en cuestión.

Para mayores detalles sobre la permeabilidad conviene consultar la literatura especializada: (1), (2), (3), (4), (5), (15), (20), (21) y (22).

.2 SUELOS PELIGROSOS

.2.0 Introducción.

En la práctica se ha visto que existen ciertos tipos de suelos que ofrecen problemas de estabilidad muy especiales a los canales y sus estructuras, por esta razón y con el objeto de fijar la atención del ingeniero proyectista respecto a las dificultades que tendrá en el manejo y comportamiento de estos materiales, se han enlizado bajo el rubro de "Suelos Peligrosos". Sin embargo, los principios aquí expuestos pueden hacerse extensivos a muy diferentes obras de ingeniería, pero siempre tomando en consideración las características particulares del caso.

.2.1 Definición.

Los suelos que sirven de apoyo a un canal o a sus estructuras pueden ser adecuados o peligrosos. Para emitir este juicio de clasificación es necesario hacer ciertas pruebas, que pueden variar desde simples observaciones visuales y pruebas índices o de consistencia, hasta los más refinados ensayos de campo y laboratorio.

Como suelos adecuados se tiene una buena parte de los existentes en la naturaleza que, en general, no presentan problemas de importancia en la construcción de un canal u otra estructura, ni ponen en peligro su estabilidad.

Suelos peligrosos son aquéllos que al ser alteradas sus condiciones originales por la construcción de una obra, pueden presentar serios problemas de inestabilidad, volviéndose peligroso su uso, de no tomarse precauciones especiales; pueden ser peligrosos aquellos

depósitos aluviales de bajo peso volumétrico, tales como limon, arcillosos y arenas o mezclas de ellos, sean sueltos o compactos, los depósitos de "pie de talud" y los de arcillas de alta plasticidad. Estos suelos, expansivos o colapsables, serán tratados en los incisos .2.2 y .2.3.

Hay algunos suelos que definitivamente no deben utilizarse como cimentación de obras ni como materiales de construcción. Entre éstos se encuentran los suelos con alto contenido de materia orgánica, como las turberas, los suelos pantanosos, la tierra vegetal y demás depósitos similares.

.2.2 Suelos expansivos.

Como ya se indicó en el inciso 1.3.2.3, la expansión de algunos suelos finos, principalmente arcillosos, cuando se saturan total o parcialmente, es un fenómeno que depende de la naturaleza propia del suelo, es decir, de las características y composición mineralógica de sus partículas. Este problema se presenta comúnmente en las arcillas compresibles consolidadas y naturalmente es más crítico en las de alto peso volumétrico.

Conviene recalcar que las arcillas expansivas están compuestas por partículas minerales que tienen una gran afinidad por el agua, la absorben del medio ambiente y la incorporan a su estructura molecular. Las arcillas montmoriloníticas poseen esta propiedad y en especial, las conocidas como bentonitas.

La afinidad que estas arcillas tienen por el agua es la causa principal del hinchamiento o expansiones que experimentan con fuertes presiones de empuje o alzamiento cuando se saturan y de sus altas contracciones y agrietamientos cuando se secan. Estos suelos generalmente se clasifican dentro del grupo de arcillas de alta plasticidad (CH) y en menor proporción en la de arcillas de baja plasticidad (CL). (Ver inciso .1.2).

Un método para clasificar los suelos expansivos y estimar sus probables cambios volumétricos se presenta en la Tabla No. 5; ha sido adoptado por diferentes organismos; entre otros el U.S.B.R. Este criterio de clasificación se basa en la correlación del contenido de coloides, las variaciones volumétricas y ciertas pruebas índice, bajo los siguientes principios:

a. El contenido de coloides en el suelo es el principal responsable de su actividad expansiva; por consiguiente, entre más alto sea éste, mayor será la posibilidad de cambios volumétricos: expansión y contracción; es decir, los cambios volumétricos de un suelo están en proporción directa a su contenido de coloides.

b. Puesto que dentro del estado plástico de un suelo ocurre la mayor parte de las variaciones en volumen, es pertinente señalar --

que el índice plástico (Ver inciso .1.3.1.4) es una medida de la expansión. Un índice plástico alto indica que el suelo puede tener grandes cambios de humedad, permaneciendo dentro del estado plástico y por consiguiente el suelo podrá sufrir fuertes cambios volumétricos. O sea, que el índice plástico varía en razón directa a los cambios volumétricos.

c. Un límite de contracción (Ver inciso .1.3.1.4) bajo, significa que el suelo cuando se seca puede contraerse fuertemente, es decir, el límite de contracción varía en razón inversa a los cambios volumétricos. Por lo tanto, esta característica da idea sobre la magnitud de las contracciones volumétricas y por ende de las expansiones.

TABLA No. 5

ESTIMACION DE LOS PROBABLES CAMBIOS VOLUMETRICOS
EN LOS SUELOS EXPANSIVOS

CONTENIDO DE COLOIDES (PORCENTAJE DE PARTICULAS MENORES DE 0.001 mm)	INDICE PLASTICO EN POR CIENTO	LIMITE DE CONTRACCION EN PORCIENTO	EXPANSION PROBABLE (CAMBIO DE VOLUMEN EN PORCIENTO*)	GRADO DE EXPANSION
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
> 28	> 35	< 11	> 30	Muy alto
28 - 31	25 - 41	7 - 12	20 - 30	alto
13 - 23	15 - 28	10 - 16	10 - 30	medio
< 15	< 18	> 15	< 10	bajo

* De la condición inicial de secado al aire a la saturación. Sobrecarga de 0.07 Kg/cm² (1 lb/pulg²).

La fig. No. 4, es un auxiliar para estimar la peligrosidad de un suelo expansivo. En esta figura se ha correlacionado el límite líquido con los demás parámetros de la Tabla No. 5. El objeto es fijar un punto en la figura, mediante la intersección de la ordenada (relación entre el límite de contracción y el contenido de coloides) y la abscisa (índice plástico); con el límite líquido se ajustará su posición relativa en la figura, dentro de la zona que le corresponda (baja, media, alta y muy alta), pudiéndose leer el cambio de volumen probable.

A continuación se presentan unos ejemplos para aclarar el uso de la Tabla No. 5 y la Figura No. 4.

Las pruebas de laboratorio aportan los siguientes resultados:

- Límite de Contracción (LC) = 11 por ciento
- Contenido de Coloides (Cc) = 30 por ciento
- Índice Plástico (Ip) = 35 por ciento
- Límite Líquido (LL) = 60 por ciento

- 1) De la carta de plasticidad (Tabla No. 1) se obtiene que el suelo es una arcilla de alta plasticidad (CH).
- 2) Para obtener el grado de expansión probable usando la Tabla No. 5 se tiene por comparación:

	Valores de la Tabla	Valores del Suelo
a. Contenido de coloides entre	28 a 31	30
b. Índice plástico entre	25 - 41	35
c. Límite de contracción entre	7 - 12	11

De la columna 4 se observa que la expansión probable del suelo - estará entre 20 y 30 %, por lo que se trata de una arcilla de al ta plasticidad y alta expansión.

- 3) Para hacer uso de la Figura No. 4, tómesese este mismo suelo. En esta gráfica las abscisas representan el Índice Plástico - - - - (Ip = 35 % en este caso) y en las ordenadas se tiene la relación Límite de Contracción al Contenido de Coloides

$$\frac{LC}{Cc} = \frac{11}{30} = 0.367; \text{ este punto } (35, 0.367) \text{ queda localizado}$$

en la zona llamada de alta expansión. Siguiendo con una línea paralela a las de los límites líquidos, se obtiene en la escala -- inclinada de expansiones un valor de la expansión probable del - orden de 28 % (solo cualitativo).

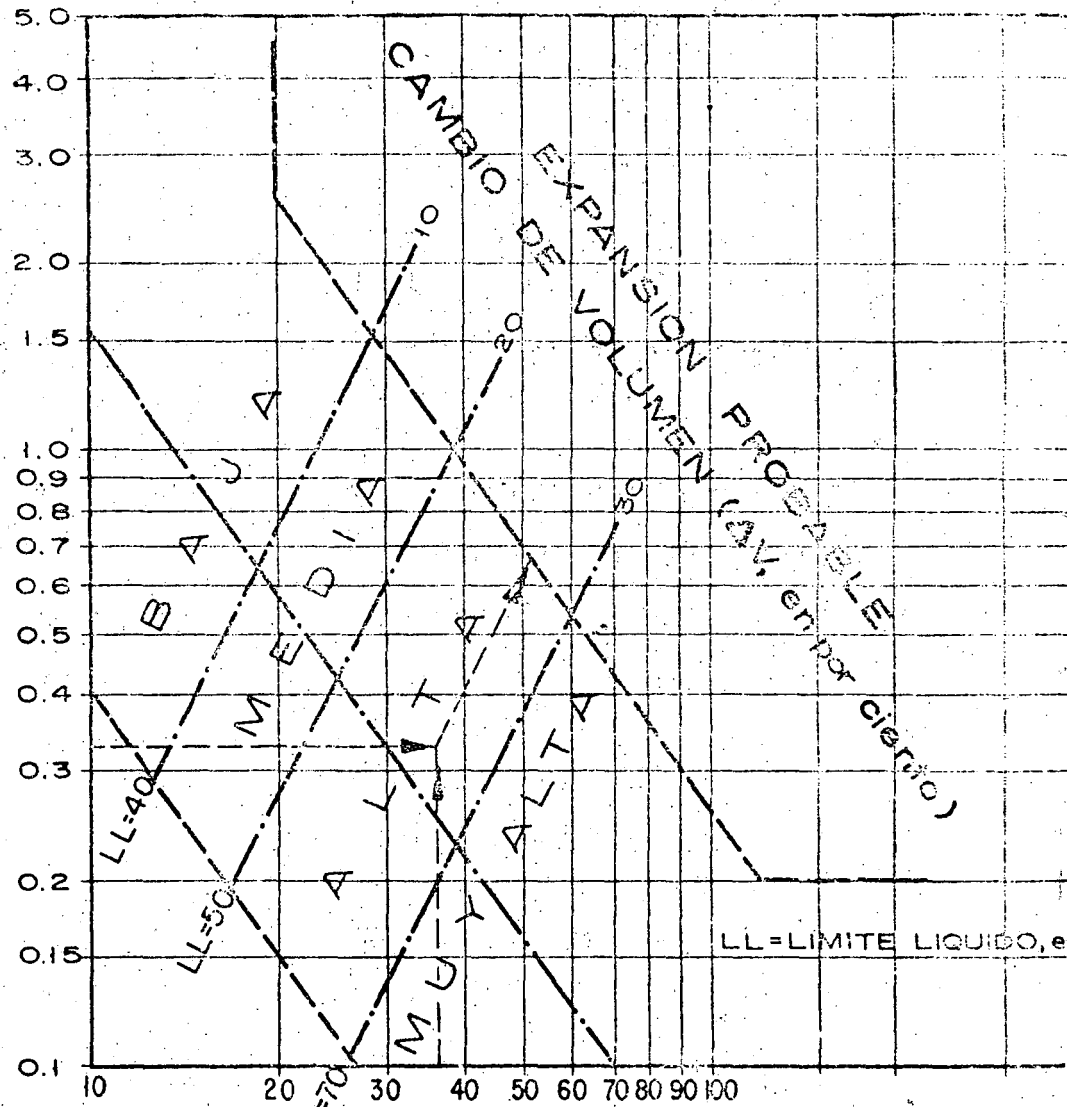
A continuación se da otro ejemplo para el uso de la Figura No. 4.

El laboratorio aporta los siguientes valores:

- Límite de Contracción (LC) = 15 por ciento
- Contenido de Coloides (Cc) = 22 por ciento

FIGURA NUMERO 4

$\frac{L_c}{C_c}$ LIMITE DE CONTRACCION Lc (en por ciento)
CONTENIDO DE COLOIDES Cc (en por ciento)



INDICE PLASTICO (Ip, en por ciento)





Índice Plástico (Ip) = 20 por ciento

Límite Líquido (LL) = 42 por ciento

Se procede a fijar un punto en los ejes de la gráfica, cuya abscisa es Ip = 20 por ciento y ordenada

$$\frac{LC}{Cc} = \frac{15}{22} = 0.682$$

El punto (20, 0.685) queda localizado en la zona de expansividad media, muy próximo a la línea LL = 40 %; trazando por (20, 0.685) una paralela a las líneas del límite líquido se interseca al eje de expansiones probables en 11 % aproximadamente; por lo que puede decirse que esta arcilla es de expansividad baja a media (CH).

De la carta de plasticidad se obtiene la clasificación del suelo: arcilla de baja plasticidad (véase la Tabla No. 1).

Los daños que sufren los canales y sus estructuras construidos en suelos expansivos ocurren por los movimientos de expansión y con tracción causados por los cambios de humedad en la masa de suelos; frecuentemente los movimientos ascendentes causados por la expansión originan más problemas que los causados por los asentamientos normales en un suelo compresible, no debiéndose olvidar que un suelo que se expande es susceptible de contraerse al secarse, agrietándose y disminuyendo su volumen.

En canales sin revestir se tienen movimientos en los bordos, hundimiento en el fondo y deslizamientos de los taludes, que en general son fáciles de reparar y que son problemas que van disminuyendo con el transcurso del tiempo, si se mantienen estables las condiciones de humedad. Pero en canales revestidos, es muy probable que funcionen correctamente los primeros años de su vida útil o bien que se tengan problemas durante un vaciado rápido. No debe olvidarse que los revestimientos no son totalmente impermeables y, por consiguiente, habrá fugas y filtraciones, así como aportaciones exteriores; en estas condiciones, se está favoreciendo a los cambios volumétricos y las expansiones pueden generar presiones de alzamiento lo suficientemente fuertes para agrietar y fracturar el revestimiento tanto en los taludes como en el fondo del canal, así como deslizamientos; en este caso, los daños son acumulativos, ya que al agrietarse el revestimiento, se incrementarán las filtraciones y como consecuencia se aumentará la expansión, que puede ocasionar la total destrucción del revestimiento, dejando el canal prácticamente inservible. Naturalmente las estructuras que más sufrirán son las ligeras, como las losas, etc.

Un estudio cuidadoso para determinar si los suelos son o no expansivos, puede evitar fuertes pérdidas económicas. Para el caso de que sea indispensable cruzar por una zona con suelos expansivos, se

tienen soluciones como la de sobreexcavar la subrasante y colocar un relleno adecuado (grava-arena), o bien, tratar de mantener la humedad del suelo constante, evitando fugas y filtraciones mediante impermeabilizaciones especiales; también es factible construir estructuras articuladas o, finalmente, reducir la expansión entarquinando el suelo para que desarrolle sus movimientos y posteriormente sea revestido. Los estudios detallados de mecánica de suelos deben fijar los objetivos de estas investigaciones y el tratamiento que se le dará a estos suelos.

Para ampliar este tema se recomienda la literatura especializada: (8), (12), (13), (14), (15) y (16).

.2.3 Suelos Colapsibles.

Se llama colapsible al suelo que sufre fuertes asentamientos repentinos cuando se satura parcial o totalmente; en su gran mayoría, estos suelos son de origen eólico y se conocen con el nombre de loess; también pueden serlo algunos suelos aluviales prácticamente secos.

Los loess son sedimentos de materiales feldespáticos clásticos, compuestos de una mezcla uniforme de arena fina, limo y arcilla y dispuestos en una textura abierta. Generalmente son poco cohesivos y de baja a mediana plasticidad.

Algunos loess tienen una película o envoltura de arcilla alrededor de los granos de limo o arena que contengan; al adicionarles agua, la arcilla se comporta como lubricante y es la causa de que los granos de limo resbalen unos sobre otros provocando que se asiente la masa del suelo.

En otras ocasiones, el asentamiento de la masa de suelo puede atribuirse tanto al efecto lubricante de la arcilla como la disolución del carbonato de calcio por el agua o bien, por estar los suelos pobremente cementados.

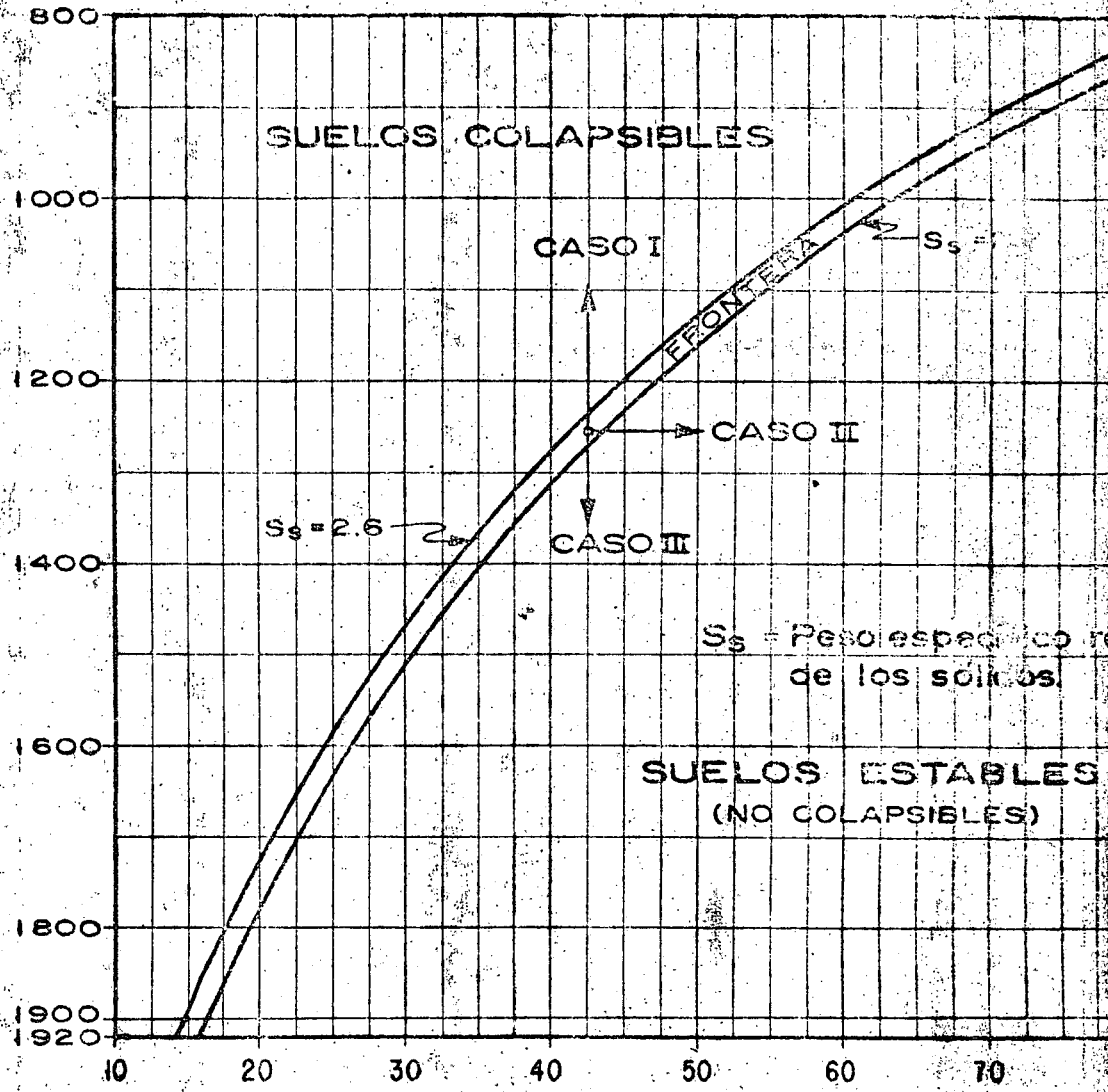
Los suelos colapsibles de origen aluvial son aquellos depósitos que dejan las inundaciones y que no han vuelto a saturarse posteriormente a su depósito; que se han formado en los abanicos aluviales por las avenidas de las corrientes pequeñas o que escurren solamente con las lluvias fuertes; dan origen a suelos finos, blandos o sueltos y de bajo peso volumétrico.

El criterio para la identificación de un suelo colapsible se muestra en la Figura No. 5, relacionando el límite líquido y su peso volumétrico seco natural.

El límite líquido, determinado mediante las pruebas convencionales de laboratorio, expresa que en la estructura del suelo hay cierta cantidad de agua que físicamente representa su mínima resistencia al esfuerzo cortante en su estado plástico o bien, la inicia---

FIGURA NUMERO 5

PESO VOLUMETRICO SECO
EN ESTADO NATURAL (K9/m³)

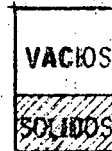


LIMITE LIQUIDO (en por ciento)

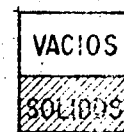
CASO I

CASO II

CASO III



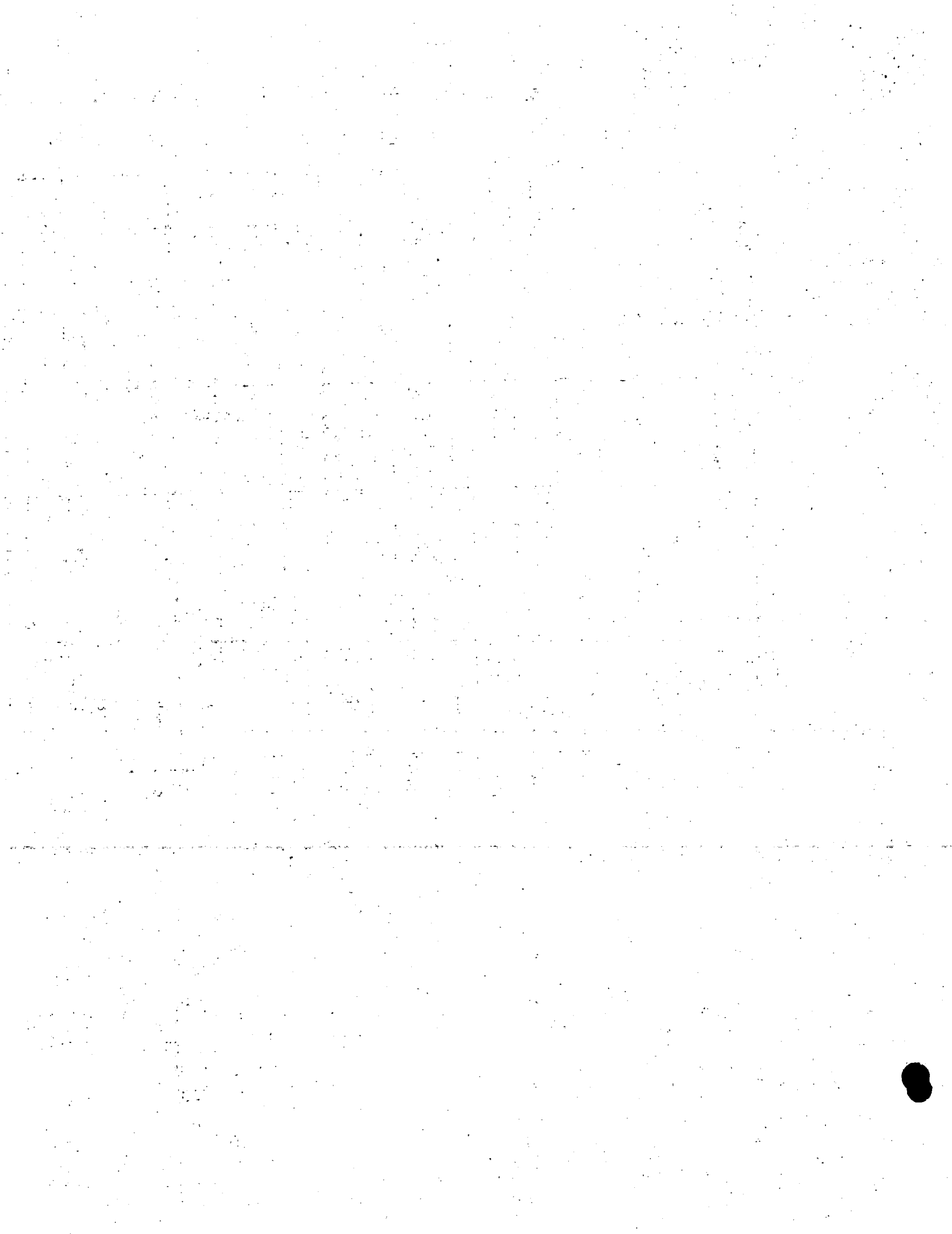
SUELTO



PESO VOLUMETRICO
EN EL LIMITE
LIQUIDO



DIENSO



92

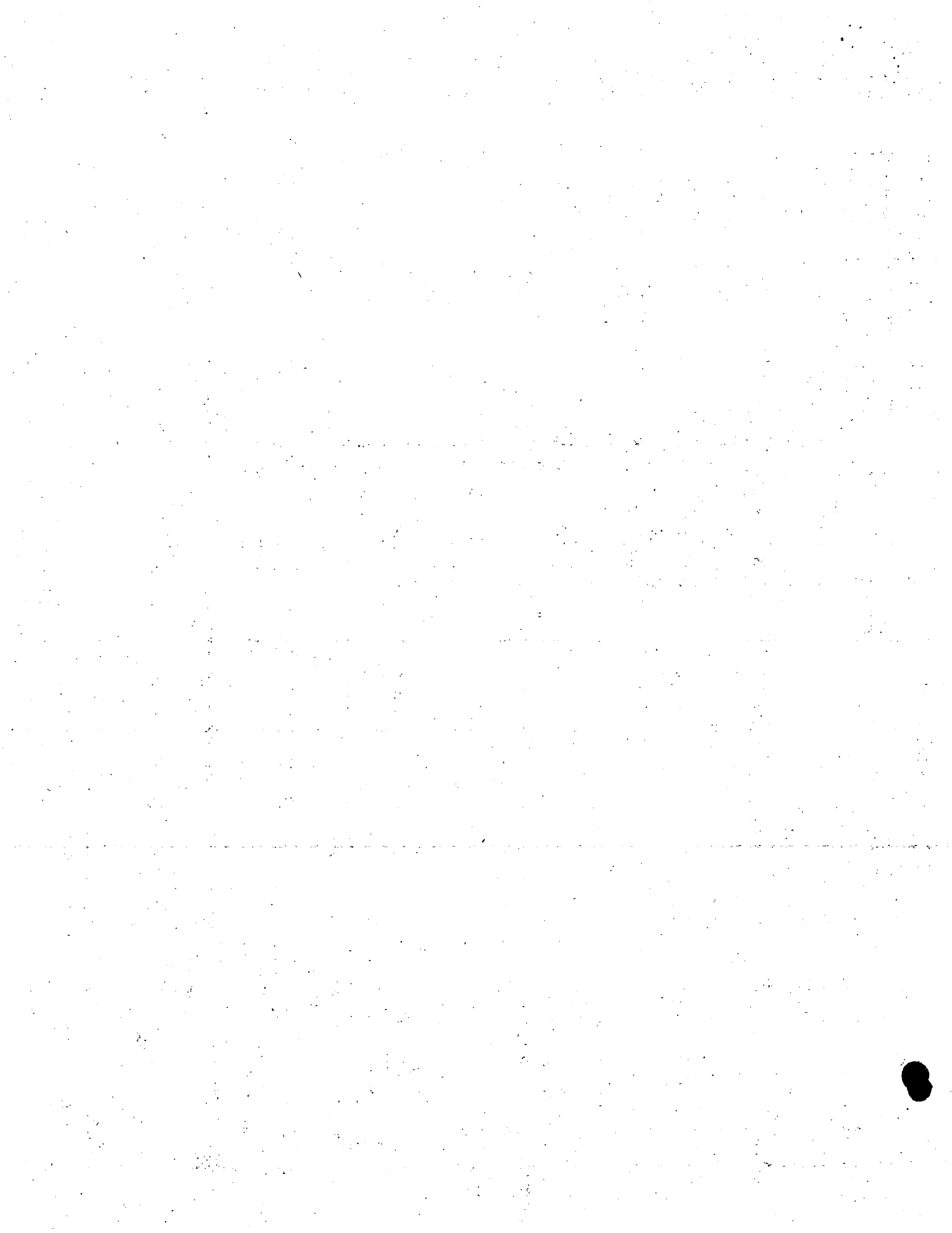
NOTAS:

La frontera varía con el peso específico relativo de los sólidos. Las dos líneas marcadas, comprenden la gran mayoría de los suelos, para $S_s = 2.6$ y $S_s = 2.7$ y considerando 100% de saturación.

Esta gráfica está traducida del artículo "Stability Problems of Collapsing Soils", por H.J. Gibbs y J.P. Bara (véase la Referencia 16).



SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS	
IRRIGACION Y CONTROL DE RIOS	
DIRECCION DE PROYECTOS	
NORMAS GENERALES DE CRITERIO	
PROYECTO SISTEMAS DE RIEGO	
CRITERIO PARA IDENTIFICAR	
UN SUELO COLAPSIBLE	
DIRECTOR DE PROYECTOS	ING. EN JEFE
CONSULTIVO TECNICO	SECRETARIO
MEX, D.F.	



ción del estado líquido del mismo (véase el inciso .1.2.1.4). Por esta razón, los suelos sueltos de bajo peso volumétrico, secos o parcialmente saturados, que tengan vacíos suficientes para que al saturarse alcancen humedades equivalentes o superiores al límite líquido, pueden obtener la consistencia de un fluido y provocar el colapso o asentamiento repentino de la masa del suelo. Este es el caso I, de acuerdo con la Figura No. 5.

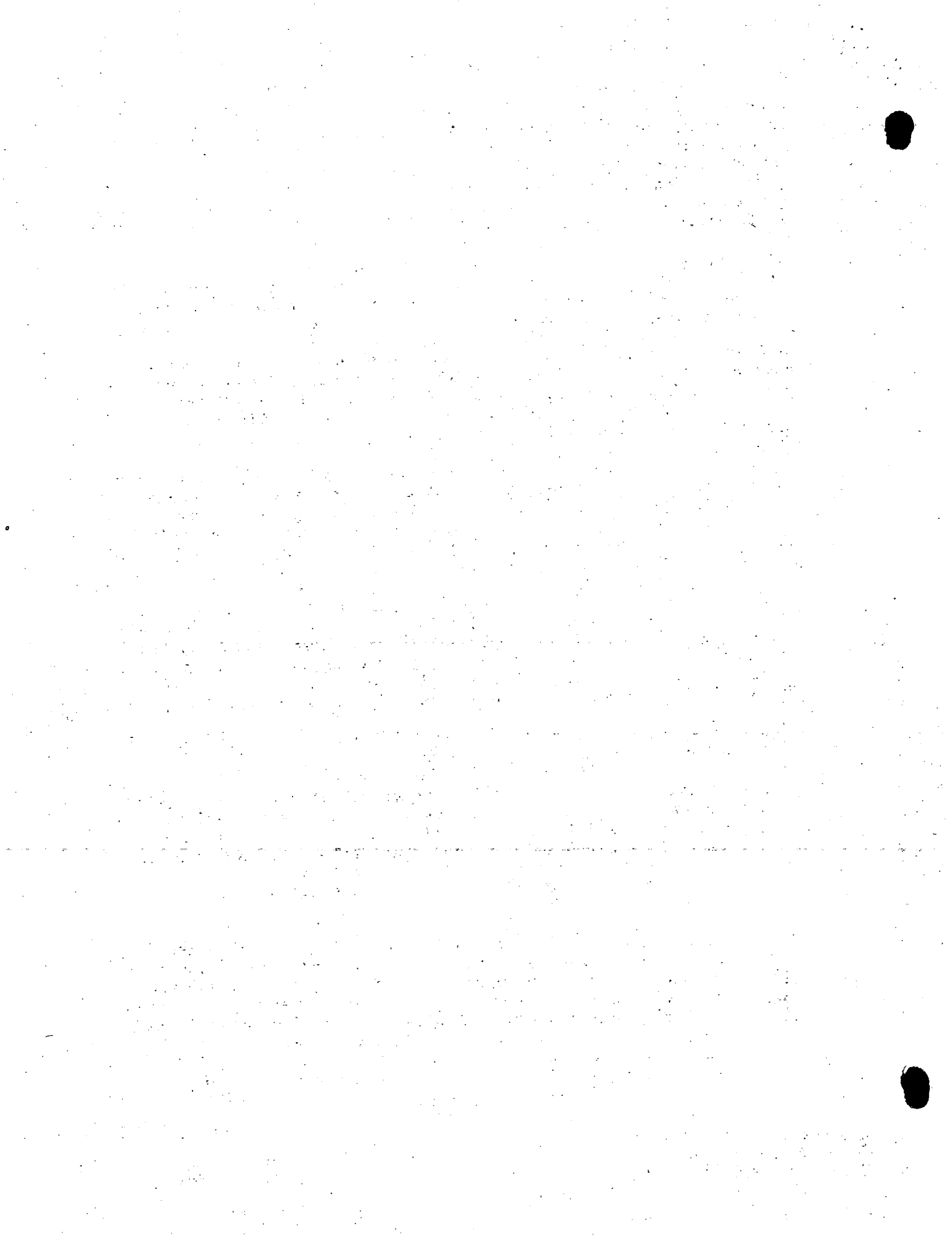
Debido a las diversas características de plasticidad de los suelos y por consiguiente, a las distintas capacidades de retención del agua en su estructura, el colapso del suelo puede presentarse para muy diferentes valores de pesos volumétricos. En estas condiciones, la posibilidad de que ocurra un asentamiento repentino será función de dos parámetros: el límite líquido y su peso volumétrico seco en estado natural; como es lógico suponer, estas propiedades están correlacionadas con otros factores como el grado de saturación, la relación de vacíos, el nivel de aguas freáticas, el peso específico relativo de los sólidos.

La frontera, Caso II, se ha delimitado a partir de aquellos suelos que tienen vacíos suficientes como para retener una humedad igual a la del límite líquido; en la Figura No. 5, se observa que el peso volumétrico seco crítico disminuye a medida que aumenta la plasticidad, es decir, entre más plástico sea un suelo, las probabilidades de un colapso son menores.

Por otra parte, los suelos densos cuyos vacíos no son capaces de contener la humedad del límite líquido, si se saturan, permanecerán sus consistencias dentro del estado plástico; son suelos estables incluso bajo la acción de las cargas y sólo se presentarán en ellos los asentamientos normales debidos al fenómeno de consolidación producido por las cargas. Este es el Caso III, en la Figura No. 5.

Para identificar un suelo colapsible es conveniente seguir los pasos que se describen a continuación:

- 1o. Clasificar en el lugar la formación o masa de suelo, para determinar cuándo se trata de un loess o de un depósito aluvial fino suelto. Si no es ninguna de estas dos formaciones, lo más probable es que no se trate de un suelo colapsible, pero, si la clasificación de la formación es cualquiera de los antes mencionados, se debe continuar con la investigación.
- 2o. De acuerdo con el criterio de identificación de un suelo colapsible, es necesario determinar su peso volumétrico seco en estado natural o en las condiciones que se piense usar, así como su límite líquido. Si el suelo queda ubicado bajo la línea llamada "FRONTERA", en la zona "Caso III" de la Figura No. 5, entonces el suelo definitivamente no será colapsible, pero si el suelo queda arriba de la línea "FRONTERA", en la zona denominada "Caso I", se tratará de un suelo co-



lapsible. Dentro de la clasificación SUCS, los suelos colapsibles generalmente son arcillas de baja plasticidad, limas de baja compresibilidad, arenas arcillosas y arenas limosas (CL, ML, SC y SM, ver 1.2).

30. Para determinar las características, el comportamiento y el tratamiento que se le debe dar al suelo colapsible, debe hacerse un estudio de mecánica de suelos más detallado y para esto debe recurrirse al especialista a quien el Ingeniero deberá enterar del objeto particular que persigue, para que aquél le pueda dar la ayuda necesaria.

Existen suelos que al clasificarlos quedan próximos a la línea de frontera; éstos son casos críticos y se les debe poner una especial atención.

Los siguientes ejemplos aclaran el uso de la Figura No. 5.

El laboratorio aporta los siguientes resultados: peso volumétrico seco en estado natural, límite líquido, grado de saturación y peso específico relativo de los sólidos para cuatro suelos representativos, como se indica a continuación:

SUELO	PESO VOLUMÉTRICO SECO-NATURAL Kg/m ³	LÍMITE LÍQUIDO	GRADO DE SATURACION	PESO ESPECÍFICO RELATIVO	TIPO DE SUELO
1	1 100	30	100	2.67	Colapsible
2	1 300	20	100	2.67	Colapsible
3	1 100	70	100	2.67	No colapsible
4	1 600	30	100	2.67	No colapsible

Para el suelo 1: En la gráfica se entra con el límite líquido (LL = 30 por ciento) como abscisa y el peso volumétrico seco ($\gamma_d = 1 100$ Kg/m³) como ordenada. El punto (30, 1 100) queda arriba de la línea frontera; por consiguiente, es un suelo colapsible.

Los otros puntos son marcados en forma semejante.

Puede observarse en la Figura No. 5, que para suelos de igual peso volumétrico, el más plástico (mayor límite líquido) no experimentará asentamientos repentinos al saturarse. Por otro lado, si se mantiene constante el límite líquido, el suelo de mayor peso volumétrico no sufrirá asentamientos repentinos.

En el caso de los sistemas de riego, cuando sea necesario construir un canal cruzando suelos colapsables, es aconsejable saturarlos previamente a la construcción definitiva del canal. Esto se puede realizar provocando el entarquinamiento del agua mediante bordos provisionales que posteriormente pueden usarse en el tratamiento adecuado en la obra definitiva.

La duración de esta prueba y la forma de realizarla debe ser uno de los objetivos a determinar en el estudio de mecánica de suelos - explicado anteriormente en el paso 3o., debiéndose obtener en términos generales la siguiente información:

- a. Niveles de aguas freáticas antes y después de efectuar la prueba de entarquinamiento y grados de saturación correspondientes.
- b. Peso volumétrico seco del suelo en estado natural y posterior al entarquinamiento.
- c. Disponer de dispositivos especiales a fin de cuantificar la magnitud del asentamiento.
- d. Determinación de la resistencia del suelo al esfuerzo cortante después del entarquinamiento, para diseñar la sección del canal.

Para mayores detalles se recomienda consultar la literatura especializada (13), (14), (15) y (16).

3 ACTIVIDADES GEOTECNICAS QUE INTERVIENEN EN EL PROYECTO DE UN SISTEMA DE RIEGO

3.0 Generalidades.

Los temas y la intensidad de los estudios geotécnicos para el diseño de un canal y sus estructuras varían con el nivel de estudio y el grado de aproximación que se requiera, dependiendo también del tipo, magnitud e importancia del sistema de riego.

Se considera que existen tres grandes niveles de estudio bien diferenciados, que son:

- 1er. nivel: Gran visión de conjunto.
- 2o. nivel: Alternativas de anteproyecto.
- 3er. nivel: Proyecto detallado.

.3.1 Primer nivel: Gran visión de conjunto.

A este nivel se lleva al cabo un examen general del proyecto de riego que se pretende concretar, considerando al canal principal y sus laterales alojados en una faja de terreno que puede llegar a varios kilómetros de ancho.

- a. El estudio de la ruta del canal principal y en general, del sistema de riego, deberá iniciarse tomando como base el conocimiento o la información previa del terreno en que se alojarán. Esto puede llevarse a cabo sobre los planos topográficos, agrológicos y de suelos existentes o con los datos disponibles que permitan conocer con relativa aproximación la naturaleza de las rocas y de los suelos.
- b. Conjuntamente con la información recabada en a. y sobre las cartas o planos disponibles, se planean los primeros reconocimientos sobre la faja de terreno que se considere necesaria, ya que la principal y mejor información en relación a un proyecto determinado es la obtenida mediante los reconocimientos superficiales de la zona.

Estos reconocimientos previos, que pueden ser terrestres y/o aéreos, son principalmente de tipo geológico y señalarán, en términos generales, las características de las diferentes zonas o sitios investigados que sean de especial interés en el proyecto, para tomar en cuenta los problemas que pueden presentarse en las diferentes alternativas de localización en el segundo nivel de estudio.

- c. Con apoyo en lo anterior, las observaciones que se hagan permiten obtener y recabar en forma estimativa la siguiente información general de tipo geotécnico, con el fin de zonificar y clasificar los suelos y rocas:
 - Conocimiento en el lugar, de la topografía, hidrografía, climatología y geología regionales.
 - Naturaleza y comportamiento de obras de ingeniería en la región, en relación con los suelos y rocas que intervienen o son afectados por aquéllas.
 - Estimación de los posibles problemas que puedan presentarse durante y después de la construcción, ocasionados por la naturaleza de los materiales del lugar, como: zonas lacustres o pantanosas, zonas con laderas inestables o fuertemente erosionadas, zonas con suelos peligrosos (Ver apartado .2): expansivos o colapsibles; mala calidad de materiales para terraplenes en bordos de canales o caminos.

Con la información anterior se elaborará el perfil estratigráfico de la ruta o las rutas elegidas y las recomendaciones especiales pa

ra la elaboración de los anteproyectos.

El perfil estratigráfico deberá contener los siguientes datos:

- Clasificación, características estructurales y grado de alteración de las rocas.
- Características de resistencia (Ver inciso .1.3.2.1) y de permeabilidad (Ver inciso .1.3.2.4), taludes recomendables y dificultad de ataque de rocas y suelos.
- Identificación general de los suelos en el campo de acuerdo con el Sistema Unificado de Suelos (SUCS) (Ver sección .1.2), así como determinar la existencia de suelos peligrosos según lo expuesto en las secciones .2.1 y .2.2.

Deberá hacerse un informe geotécnico que contenga toda la información descriptiva anterior indicando, además, las zonas de préstamos probables para materiales de construcción y recomendaciones generales de construcción.

- d. Con la información recabada, será posible formular conclusiones y recomendaciones generales que justifiquen el o los trazos de los canales que sea necesario seguir estudiando con mayor detalle, por reunir las características más ventajosas y como es obvio, eliminar aquellas alternativas que no resulten adecuadas por sus inconvenientes.

De acuerdo con los resultados obtenidos se precisará el ancho de las fajas de terreno que sea necesario estudiar con más detalle, así como los procedimientos más recomendables para efectuar los nuevos estudios geotécnicos.

Conviene recalcar que con las técnicas auxiliares existentes en la actualidad, basadas en fotografías aéreas, es posible recabar mayor y más valiosa información en un mínimo de tiempo, personal y dinero.

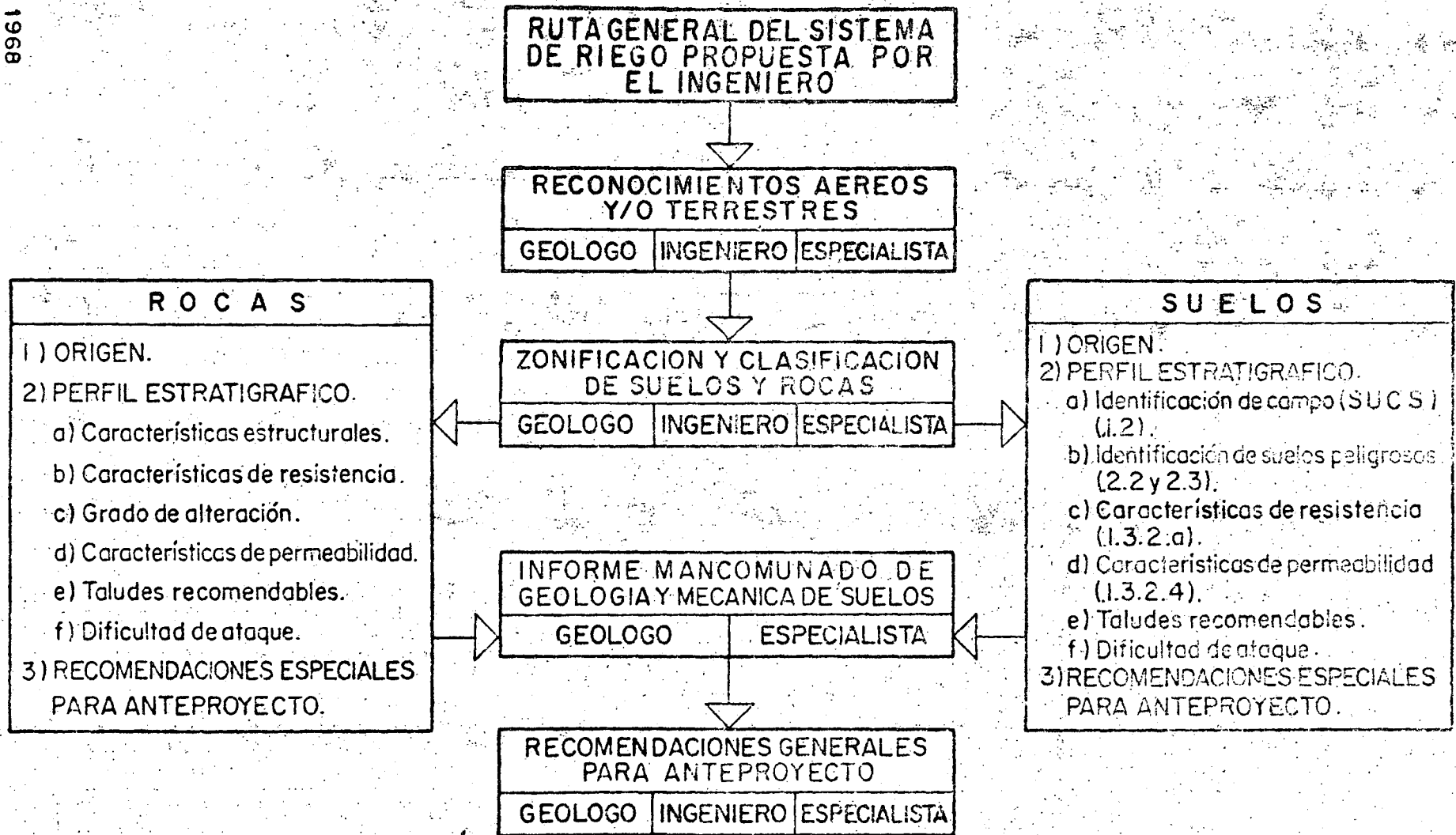
El Esquema No. 1 es una guía general para el proyectista y refleja las actividades del geólogo-conocedor de estas obras, del especialista en mecánica de suelos y del proyectista de sistemas de riego.

.3.2 Segundo nivel: Alternativas de anteproyecto.

Después que se ha realizado el estudio del proyecto de un sistema de riego al primer nivel de gran visión, se procede al segundo nivel del estudio geotécnico para las alternativas de anteproyecto escogidas.

ESQUEMA Nº 1

GRAN VISION DE CONJUNTO.- PRIMER NIVEL DEL ESTUDIO



NOTAS: El ingeniero debe tener conocimientos y experiencia en el proyecto, construcción y operación de sistemas de riego.
 Los números entre paréntesis son incisos en el texto del tema señalado.

- a. Con el conocimiento previo de la región se podrá juzgar si las condiciones del terreno de cimentación son semejantes a lo largo de las diversas alternativas consideradas. En este caso, se podrá reducir la magnitud de los estudios geotécnicos, para no cubrir todas las alternativas con los mismos.
- b. En ocasiones, durante la realización de los estudios, será suficiente la información obtenida mediante la observación visual superficial, para juzgar sobre las características del terreno de cimentación, como en aquellos casos en que afloran formaciones rocosas o suelos duros o compactos, donde normalmente es difícil efectuar sondeos sin ayuda de maquinaria especial.

Los métodos de exploración del terreno a este segundo nivel se reducen al empleo de equipo manual para excavaciones a cielo abierto en pozos o trincheras y con cucharas posteadoras y barrenas helicoidales, que generalmente se emplean en los suelos blandos o de mediana consistencia.

El criterio general que debe regir a este nivel consiste en efectuar los estudios en las fajas o zonas definidas, que incluyan a todas o a cada alternativa, realizando pruebas sencillas de identificación para seleccionar las muestras alteradas o inalteradas que deban enviarse al laboratorio para su ensaye, de acuerdo con el programa de pruebas adoptado.

La profundidad y separación de los sondeos serán fijados por el especialista en mecánica de suelos, dependiendo de las características geométricas y topográficas del canal, así como de las geomorfológicas del terreno.

Las pruebas de laboratorio necesarias para definir correctamente los perfiles estratigráficos, son las siguientes:

- Límite líquido, límite plástico y límite de contracción. (Ver inciso .1.3.1.4).
- Granulometrías. Porcentaje de finos y de coloides.
- Humedad natural y peso volumétrico seco en estado natural. Humedad óptima de compactación y peso volumétrico seco máximo. Peso específico relativo de los sólidos. Cálculo del grado de saturación "in situ".
- Resistencia a la compresión simple en muestras inalteradas. (Ver inciso .1.3.2.1).

En los perfiles estratigráficos, se debe consignar para cada capa la siguiente información:

- Clasificación de suelos en el laboratorio de acuerdo con el SUCS (Ver sección .1.2) y geológica de las rocas. Posición del nivel de aguas freáticas. Identificación de suelos peligrosos (Ver apartado .2) o formaciones con estabilidad crítica.
- Consistencia de las arcillas y limos plásticos y compacidad de los limos no plásticos, arenas y gravas, a partir de pruebas manuales (Ver inciso .1.3.2.1).

Condición estructural, grado de alteración y características de resistencia de las rocas.

- Características de permeabilidad, taludes recomendables en cortes y terraplenes y dificultad de ataque de suelos y rocas.

Además, se ubican los préstamos probables para los materiales de construcción y sus respectivas características.

- c. En este segundo nivel de estudio, deberá plantearse con todo de talle la naturaleza de los problemas de estabilidad que se aprecian en cada una de las alternativas o sitios estudiados, así como los criterios a seguir para su solución; por ejemplo: laderas o áreas sujetas a movimientos continuos de grandes masas de suelos y rocas, deslizamientos probables en los cortes con echados desfavorables en los estratos, depósitos de suelos altamente compresibles, colapsibles o expansivos. También se darán recomendaciones sobre el tipo de revestimiento más adecuado para los canales, en caso necesario.

La información recabada debe ser suficiente para estimar la conveniencia o desventaja de una alternativa, bajo los aspectos geológico y de mecánica de suelos.

- d. Una vez aceptada la alternativa técnica y económicamente más atractiva y definida la disposición general del sistema de riego, la información recopilada hasta este nivel de estudio servirá de base para continuar con los estudios de detalle al nivel tercero.

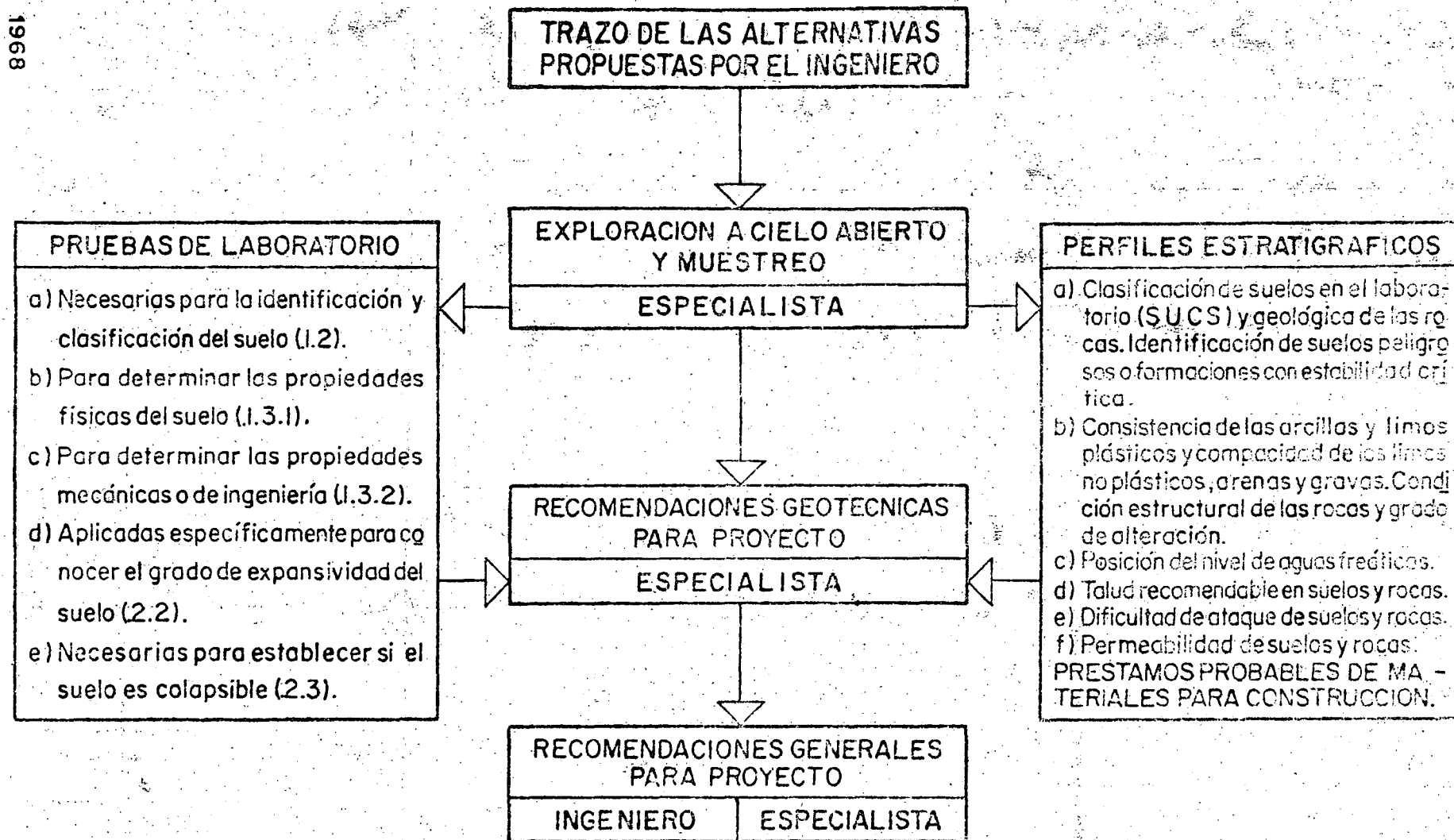
En el Esquema No. 2 se resume lo anteriormente expuesto, solamente como una guía general de criterio.

.3.3 Tercer nivel: Proyecto detallado.

Habiéndose hecho los estudios geotécnicos al segundo nivel de estudio, se procede a detallar la alternativa más conveniente, complementando hasta donde sea requerido los estudios para lograr un proyecto seguro y económico. Este tercer nivel constituye el estudio geotécnico detallado, que se esboza en términos generales como sigue:

ESQUEMA N° 2

ALTERNATIVAS DE ANTEPROYECTO.- SEGUNDO NIVEL DEL ESTUDIO



NOTAS: El Ingeniero debe tener conocimientos y experiencia en el proyecto, construcción y operación de sistemas de riego.
Los números entre paréntesis son incisos en el texto del tema señalado.

- a. Sobre el trazo casi definitivo del canal principal y sus laterales se planeará la forma de llevar al cabo el estudio geotécnico detallado, dependiendo del tipo, magnitud e importancia del sistema de riego y de lo suficientes que hayan sido la exploración y los datos obtenidos en los estudios previos.
- b. Además de los métodos exploratorios ya descritos en la etapa anterior, pozos a cielo abierto y uso de herramientas manuales, conviene usar otros métodos con recuperación de muestra, tales como:
- 1) La prueba de penetración estándar, que da una buena idea sobre la compacidad y consistencia de los suelos. (Véase inciso .1.3.2.1).
 - 2) El tubo de pared delgada hincado a presión para muestras -- inalteradas;
 - 3) La prueba de la veleta para medir la resistencia al esfuerzo cortante "in situ" para suelos blandos;
 - 4) Métodos geofísicos para definir espesores de estratos y dificultad de ataque de los materiales en función de las velocidades sísmicas.

Sobre estos métodos de exploración, muestreos y reconocimientos geotécnicos en general, se recomienda consultar (1), (3), (4), (5), (9), (10), (11), (15), (18), (19) y (22).

El espaciamiento y profundidad de los sondeos están íntimamente ligados con la información obtenida en el estudio preliminar hecho al segundo nivel, por lo que entre mejor sea éste, de mejor manera se podrán distribuir los sondeos en el estudio definitivo y posible mente reducir su número; no olvidar el auxilio de los métodos geofísicos que pueden reducir al mínimo las exploraciones del tipo directo. Todos estos aspectos deben quedar a criterio del especialista en mecánica de suelos.

Las muestras alteradas e inalteradas se enviarán al laboratorio para los ensayos programados. Muchas pruebas son una ratificación o complemento de las efectuadas en los estudios preliminares. Los resultados concretos de las pruebas que interesan para efectuar los análisis de estabilidad y definir cuantitativamente la información contenida en los perfiles estratigráficos, son por lo general los siguientes:

- Límite líquido, límite plástico y límite de contracción.
- Granulometrías. Porcentaje de finos y de coloides.
- Humedad natural y peso volumétrico seco en estado natural. Humedad óptima de compactación y peso volumétrico seco máxi

mo. Peso específico relativo de los sólidos. Cálculo del grado de saturación "in situ".

- Resistencia a la compresión simple de muestras inalteradas. Resistencia al esfuerzo cortante en muestras inalteradas y en muestras compactadas a partir de pruebas triaxiales.
- Resultados de la prueba de consolidación unidimensional.
- Coeficiente de permeabilidad.
- Pruebas índice especiales de los suelos peligrosos: expansivos o colapsibles.

Los análisis de estabilidad requeridos son los siguientes:

- Estabilidad de taludes.
- Capacidad de carga.
- Análisis de asentamientos y expansiones.
- Estudios sobre revestimientos.

Los perfiles estratigráficos deben contener la siguiente información:

- Clasificación de suelos en el laboratorio según el SUCS y la Geológica de las rocas.
- Posición del nivel de aguas freáticas e identificación de -- suelos peligrosos o formaciones con estabilidad crítica.
- Consistencia de las arcillas y limos plásticos y compacidad de los limos no plásticos, arenas y gravas, a partir de las pruebas de penetración estándar con el auxilio de pruebas manuales; véase Consistencia y Compacidad de los suelos en las tablas Nos. 3 y 4. Condición estructural, grado de alteración y características de resistencia de las rocas.
- Coeficiente de permeabilidad y dificultad de ataque de suelos y rocas. Velocidades de propagación de ondas sísmicas.

También se ubicarán los préstamos más recomendables de los materiales de construcción, indicando sus características específicas.

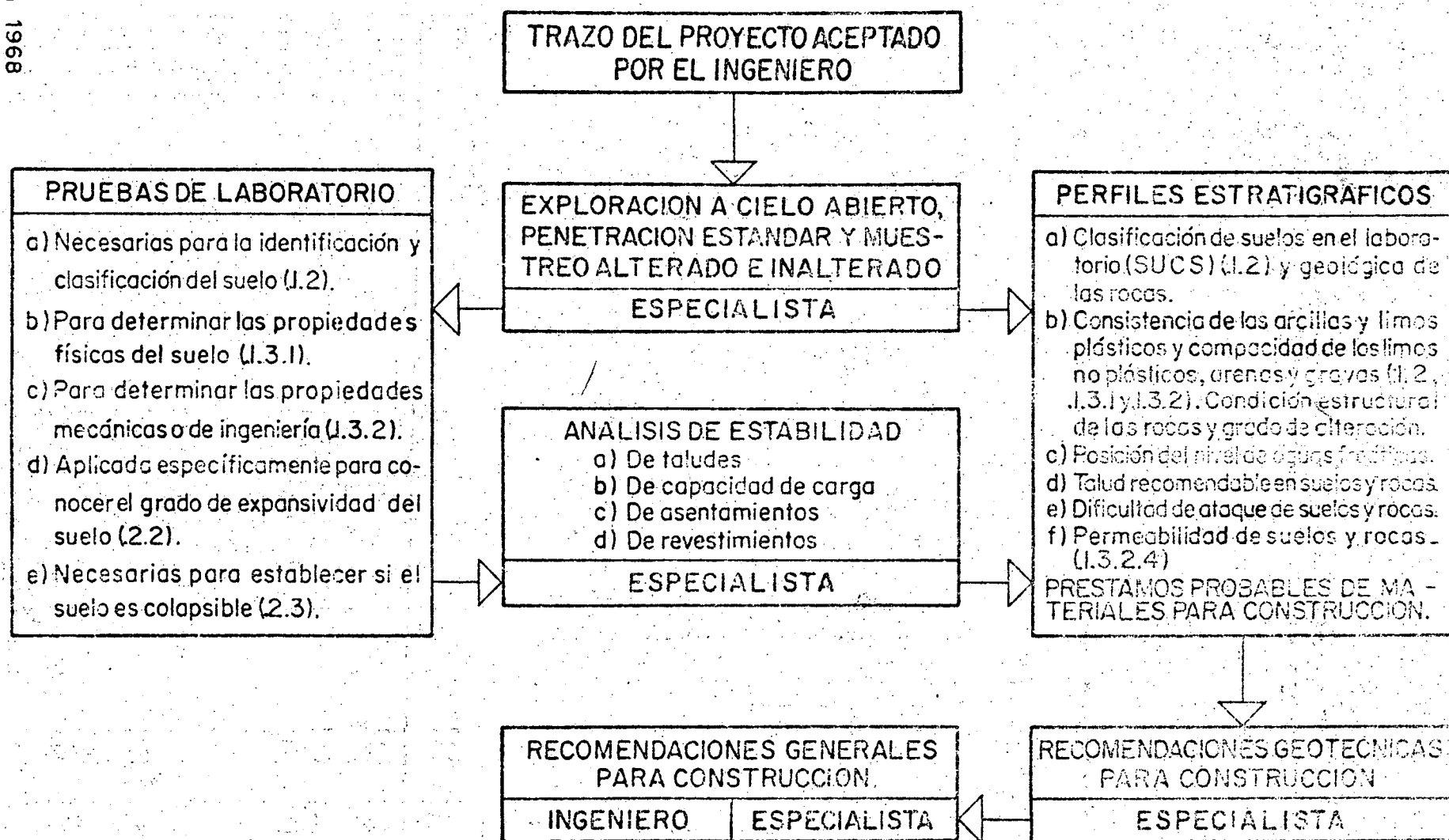
- c. Con toda la información anterior, es posible definir las recomendaciones específicas de carácter geotécnico para el diseño y construcción de los canales y sus estructuras.
- d. Con apoyo en los estudios geotécnicos detallados y las características geométricas del sistema de riego, se elaborará el pro-

yecto detallado, que debe incluir las especificaciones y procedimientos de construcción.

En el Esquema No. 3, se da una guía general para el proyectista, en lo que se refiere a los estudios geotécnicos detallados.

ESQUEMA N° 3

PROYECTO DETALLADO.- TERCER NIVEL DEL ESTUDIO



NOTAS: El ingeniero debe tener conocimientos y experiencia en el proyecto, construcción y operación de sistemas de riego.
Los números entre paréntesis son incisos en el texto del tema señalado.

.4 BIBLIOGRAFIA

- (1) K. Terzaghi y R. B. Peck La Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica. Ed. El Atenco - 1955
- (2) K. Terzaghi Mecánica de Suelos Teórica.- Theoretical Soil Mechanics.- John Wiley and Sons, Inc - 1956.
- (3) E. Juárez Padillo y A. Rico R. Mecánica de Suelos I. Editorial Revista Ingeniería. 1963.
- (4) D. W. Taylor Principios de la Mecánica de Suelos. - Fundamentals of Soil Mechanics, John Wiley and Sons, Inc.- 1956.
- (5) G. P. Techebotarioff Mecánica de Suelos, Cimentaciones y Estructuras de Tierra.- Soil Mechanics, Foundations and Earth Structures.- McGraw Hill Book, Co. 1952.
- (6) A. Casagrande Resistencia del Suelo al Esfuerzo Constante.- The Shearing Resistance of Soil.- Proc. Soils Found. Conference.- U. S. Eng. Department.- Boston 1939.
- (7) A. Casagrande La Determinación de la Carga de Preconsolidación y su Significado Práctico.- The Determination of The Preconsolidation Load and its Practical Significance. Proc. Int. Conf. Soil Mechanics, Vol. III. Harvard University, 1936
- (8) T. W. Lambe Ensayo de Suelos para Ingenieros.- Soil Testing for Engineers.- John Wiley and Sons, Inc. 1958
- (9) D. P. Krynine y W. Judd Principios de Geología y Geotécnica para Ingenieros.- Ed. Omega - 1961
- (10) Arthur Holmes Geología Física.- Ed. Omega - 1962
- (11) K. Terzaghi La Ingeniería Geológica en la Teoría y en la Práctica. Engineering Geology on The Job and in Classroom Contributions to Soil Mechanics Vol. III. 1954-1962. Boston Society of Civil Engineering. - 1965.

- (12) Publicación de la Escuela de Minas de Colorado, E.U.A. Quarterly of The Colorado -- School of Mines
Tratamiento Teórico y Práctico de los Suelos Expansivos.- Theoretical and Practical Treatment of Expansive Soils.- Vol. 5^a, Novbre 4, Oct. 1959
- (13) Publicación de la Sociedad Americana de Ingeniería Civil (A.S.C.E.)
Conferencias sobre la Investigación de la Resistencia al Esfuerzo Constante de los Suelos Cohesivos. Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils.- June 1960.- Universidad de Colorado
- (14) Publicación del taller para los operadores de sistemas de riego. Irrigation Operators Workshop 1965
Minutas, Vol.II.- Lecture Notes, -- Vol. II.- U. S. Bureau of Reclamation.- 1965
- (15) Publicación del U. S. B. R. U. S. Bureau of Reclamation
Manual de Tierras.- Earth Manual. - Washington - 1963
- (16) E. J. Gibbs y J. P. Bara
Problemas de Estabilidad en Suelos Colapsables.- Stability Problems of Collapsing Soils.- Conferencias sobre la estabilidad y comportamiento de los taludes y terraplenes.- Conference on Stability and Performance of Slopes and Embankments.- Universidad de California.- Berkeley, -- Calif. Agosto 22-26/1966
- (17) K. Terzaghi
La Mecánica de los Deslizamientos.- Mechanics of Landslides. The Geological Society of America.- Ed. Berkeley.- Nov. 1950
- (18) D. Hvorslev
El Estado Actual del Arte de Obtener Muestras Inalteradas de Suelos. The Present Status of The Art of Obtaining Undisturbed Samples of Soils.- Harvard University.- Mar. - 1940
- (19) E. B. Burwell Sr., y George D. Roberts
El Geólogo en la Construcción de Presas.- The Geologist in Dam Construction.- The Geological Society of America.- Ed. Berkeley.- Nov. 1950
- (20) Publicación del U.S.B.R. U. S. Bureau of Reclamation
Revestimientos para Canales de Irrigación.- Linings for Irrigation -- Canals.- Primera Edición 1953.

(21) Fr. Cordelle

Conceptos sobre los Revestimientos de Canales.- Conception des Revêtements de Canaux.- Travaux, Revue Mensuelle, Editions, "Science et Industrie" No. 343, Nov. 1960.

(22) Publicación de la S.R.H.
Secretaría de Recursos
Hidráulicos

Instructivo de Mecánica de Suelos.-
1961

.1 DE LA INFORMACION CONSIDERADA EN
LAS BASES DE PARTIDA

.10.a) INSTRUCTIVO SOBRE LAS PRUEBAS DE
MECANICA DE SUELOS

I N D I C E G E N E R A L

.1 PRUEBAS PARA IDENTIFICACION DE SUELOS EXPANSIVOS

.1.1 Límite líquido

.1.2 Límite plástico

.1.3 Límite de contracción

.1.3.1 Generalidades

.1.3.2 Equipo requerido para efectuar la prueba

.1.3.3 Procedimiento de prueba

.1.4 Contenido de coloides

.1.4.1 Generalidades

.1.5 Expansión volumétrica en el consolidómetro

.1.5.1 Generalidades

.1.5.2 Equipo necesario

.1.5.3 Procedimiento de prueba

.1.6 Prueba de expansión volumétrica con el expansómetro de Hveem

.1.6.1 Generalidades

.1.6.2 Equipo necesario

.1.6.3 Procedimiento de prueba

.1.6.3.1 Procedimiento de prueba de una muestra remodelada

.1.6.3.2 Procedimiento de prueba para una muestra inalterada

.1.6.3.3 Recomendaciones generales

.2 PRUEBAS PARA IDENTIFICACION DE SUELOS COLAPSIBLES

.2.1 Límite líquido

- .2.2 Peso volumétrico seco en estado natural
 - .2.2.1 Generalidades
 - .2.2.2 Determinación en el laboratorio del peso volumétrico seco en estado natural
 - .2.2.2.1 Generalidades
 - .2.2.2.2 Método de la parafina para la determinación del volumen de un espécimen
 - .2.2.2.3 Procedimiento para efectuar la prueba
 - .2.2.3 Determinación en el campo del peso volumétrico seco en estado natural
- .2.3 Humedad natural o contenido de agua natural
 - .2.3.1 Generalidades
 - .2.3.2 Equipo necesario
 - .2.3.3 Procedimiento para hacer la prueba
- .2.4 Peso específico relativo de los sólidos
 - .2.4.1 Generalidades
- .2.5 Grado de saturación
 - .2.5.1 Generalidades
- .3 PRUEBAS DE CAMPO PARA DETERMINAR LAS PROPIEDADES DE INGENIERIA DE LOS SUELOS
 - .3.1 Generalidades
 - .3.2 Prueba de penetración estándar
 - .3.2.1 Generalidades
 - .3.2.2 Equipo y aparatos necesarios
 - .3.2.3 Procedimiento de prueba
 - .3.3 Prueba de la veleta
 - .3.3.1 Generalidades
 - .3.3.2 Equipo y aparatos necesarios
 - .3.3.3 Procedimiento de instalación
 - .3.3.4 Procedimiento de prueba
 - .3.4 Prueba de permeabilidad en el lugar por el método del permeámetro de pozo

- .3.4.1 Generalidades
- .3.4.2 Equipo, aparatos y materiales necesarios para efectuar la prueba
- .3.4.3 Procedimiento de prueba

.4 BIBLIOGRAFIA

I N D I C E D E F I G U R A S

- No. 1 Prueba de límite de contracción-equipos para la determinación del volumen por inmersión en mercurio
- No. 2 Expansómetro de Hveem
- No. 3 Pesando la muestra cubierta con parafina sumergida en agua
- No. 4 Equipo para la prueba de penetración estándar
- No. 5 Muestreador de media caña para la prueba de penetración estándar
- No. 6 Veleta tipo Bureau of Reclamation
- No. 7 Esquema de una veleta modificada para determinar la fricción propia del aparato
- No. 8 Curva típica de calibración de veleta
- No. 9 Equipo para efectuar la prueba del permeámetro de pozo
- No. 10 Coeficientes de permeabilidad máximos que se pueden medir con equipo de válvula y flotador tipo Bob de diferentes diámetros
- No. 11 Instalación tipo para la prueba del permeámetro de pozo
- No. 12 Ejemplo de curva volúmenes acumulativos-tiempo de un permeámetro de pozo
- No. 13 Nomograma para calcular la duración de la prueba del permeámetro de pozo a partir del volumen de agua mínimo necesario
- No. 14 Prueba del permeámetro de pozo-diferentes relaciones entre la profundidad del agua en el pozo de prueba y el nivel de aguas freáticas

- No. 15 Nomograma para determinar el coeficiente de permeabilidad a partir de la prueba del permeámetro de pozo, cuando se tiene un nivel de aguas freáticas bajo
- No. 16 Nomograma para determinar el coeficiente de permeabilidad a partir de la prueba del permeámetro de pozo, cuando se tiene un nivel de aguas freáticas alto

INDICE DE ESQUELETOS

- No. 1 Prueba del límite de contracción
- No. 2 Prueba de expansión, suelo secado al aire (Probeta "A")
- No. 3 Prueba de expansión - Expansión con una carga de 0.07 Kg/cm² (Probeta "B")
- No. 4 Prueba de expansión - Expansión con una carga de 0.07 Kg/cm²
- No. 5 Prueba de expansión - Expansión cero - Descarga (Probeta "C")
- No. 6 Prueba de expansión - Expansión cero (Probeta "C")
- No. 7 Prueba de expansión volumétrica con el expansómetro de Hveem
- No. 8 Prueba de expansión volumétrica con el expansómetro de Hveem (continuación)
- No. 9 Prueba de expansión volumétrica con el expansómetro de Hveem (continuación)
- No. 10 Prueba de expansión volumétrica con el expansómetro de Hveem (continuación)
- No. 11 Prueba de expansión volumétrica con el expansómetro de Hveem (terminación)
- No. 12 Determinación del contenido de agua (humedad)
- No. 13 Prueba de penetración estándar. Determinación indirecta del esfuerzo cortante del suelo.
- No. 14 Prueba de la voleta. Determinación del esfuerzo cortante en suelos cohesivos
- No. 15 Prueba del permeámetro de pozo. Determinación de las Dimensiones del pozo
- No. 16 Prueba del permeámetro de pozo, Registro de volúmenes y - - tiempo

- No. 15 Nomograma para determinar el coeficiente de permeabilidad a partir de la prueba del permeámetro de pozo, cuando se tiene un nivel de aguas freáticas bajo
- No. 16 Nomograma para determinar el coeficiente de permeabilidad a partir de la prueba del permeámetro de pozo, cuando se tiene un nivel de aguas freáticas alto

INDICE DE ESQUELETOS

- No. 1 Prueba del límite de contracción
- No. 2 Prueba de expansión, suelo secado al aire (Probeta "A")
- No. 3 Prueba de expansión - Expansión con una carga de 0.07 Kg/cm^2 (Probeta "B")
- No. 4 Prueba de expansión - Expansión con una carga de 0.07 Kg/cm^2
- No. 5 Prueba de expansión - Expansión cero - Descarga (Probeta "C")
- No. 6 Prueba de expansión - Expansión cero (Probeta "C")
- No. 7 Prueba de expansión volumétrica con el expansómetro de Hveem
- No. 8 Prueba de expansión volumétrica con el expansómetro de Hveem (continuación)
- No. 9 Prueba de expansión volumétrica con el expansómetro de Hveem (continuación)
- No. 10 Prueba de expansión volumétrica con el expansómetro de Hveem (continuación)
- No. 11 Prueba de expansión volumétrica con el expansómetro de Hveem (terminación)
- No. 12 Determinación del contenido de agua (humedad)
- No. 13 Prueba de penetración estándar. Determinación indirecta del esfuerzo cortante del suelo.
- No. 14 Prueba de la veleta. Determinación del esfuerzo cortante en suelos cohesivos
- No. 15 Prueba del permeámetro de pozo. Determinación de las Dimensiones del pozo
- No. 16 Prueba del permeámetro de pozo, Registro de volúmenes y tiempo

.1 DE LA INFORMACION CONSIDERADA EN
LAS BASES DE PARTIDA

.10.a) INSTRUCTIVO SOBRE LAS PRUEBAS DE
MECANICA DE SUELOS

.1 PRUEBA PARA IDENTIFICACION DE SUELOS
EXPANSIVOS

.1.1 Límite líquido.

En el Inciso .1.3.1.d) de la Norma .1.1.10 Características Físicas y Mecánicas de los Suelos que Soportarán a los Canales, se estableció que los suelos tienen diferentes comportamientos de acuerdo con la cantidad de agua que contengan, definiéndose las tres fronteras para los cuatro estados posibles de consistencia en los mismos: límite líquido, límite plástico y límite de contracción.

Estos límites y las pruebas para determinarlos son de gran interés, ya que a partir de los mismos se procede a la identificación de los suelos en el laboratorio y en el campo. Pero, además, como se expuso en la Norma mencionada, estas sencillas pruebas de laboratorio son una eficaz ayuda para la identificación de los llamados suelos peligrosos, expansivos o colapsibles.

El límite líquido se define como el contenido de agua, expresado en por ciento, del suelo seco; para el cual, al colocar un suelo remoldeado en la copa de Casagrande y formando en el mismo una ranura, se cierra ésta en unos 10 mm al golpear 25 veces la copa contra una superficie dura.

El equipo utilizado, procedimiento, forma de registro y cálculos necesarios para realizar la prueba del límite líquido están descritos en el Instructivo de Mecánica de Suelos de la Secretaría de Recursos Hidráulicos (5).

Los contenidos de agua se determinaron de acuerdo con lo establecido en la prueba .2.3 de este Instructivo. Cabe hacer el comentario que no es recomendable usar el ranurador curvo con sección trapezoidal, ya que no rebaná el suelo al ser introducido en el mismo, sino que forma la ranura desplazándolo, rompiendo así la adherencia entre el suelo y la copa; esto hace que el suelo deslice y se cierre más pronto la ranura. Por esta razón es aconsejable usar los ranuradores del tipo laminar.

Para ampliar este tema puede consultarse la literatura especializada (1), (2), (4), (5), (10) y (11).

.1.2 Límite plástico.

El límite plástico se ha definido como el contenido de agua, expresado como un porcentaje del suelo seco, para el cual un suelo moldeado puede amasarse en cilindros de 3 mm (1/8") de diámetro, sin agrietarse ni romperse, cuando se hace rodar la masa de suelo entre la mano y una superficie lisa. Véase el Inciso .1.3.1.d) de la Norma .1.1.10 antes citada.

Esta prueba es necesaria para determinar el Índice plástico, que se define como el límite líquido menos el límite plástico; es una prueba esencial para la identificación de los suelos.

El procedimiento para efectuar la prueba, así como el equipo necesario, están descritos en el Instructivo para Ensayo de Suelos de la Secretaría de Recursos Hidráulicos (5). Los contenidos de agua se determinan como se explica en la Sección .2.3 de este Instructivo.

Para mayores detalles puede consultarse la literatura especializada (1), (2), (4), (5), (10) y (11)

.1.3 Límite de contracción.

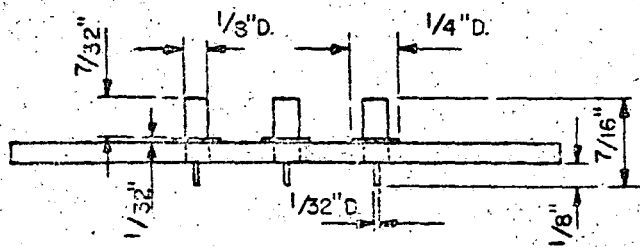
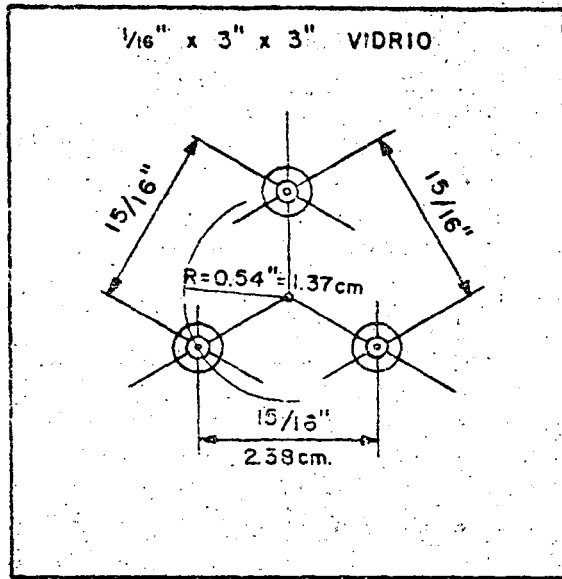
.1.3.1 Generalidades.

Se define como límite de contracción de un suelo, al contenido de agua, expresado como un por ciento del peso del suelo secado en horno entre 105 y 110°C, a partir del cual dicho suelo no cambia de volumen aún cuando se continúe su secado; véase el Inciso .1.3.1.d) de la Norma .1.1.10 ya citada.

.1.3.2 Equipo requerido para efectuar la prueba:

- a) Cápsulas Petri de aproximadamente 45 mm \varnothing x 12 mm de altura.
- b) Recipiente de vidrio o lucita con tapa de 3 patas, para efectuar las determinaciones volumétricas con mercurio. Véase la Figura No. 1.

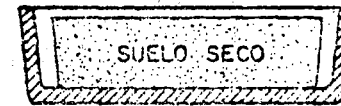
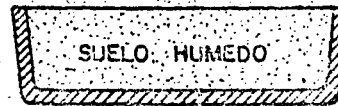
NOTA: Los números entre paréntesis se refieren a la Bibliografía indicada al final de esta Norma.



DETALLE DE LA PLACA DE VIDRIO O LUCITA

NOTAS:

EL DIBUJO ESTA FUERA DE ESCALA.
TOMADO DEL MANUAL DE TIERRAS— EARTH MANUAL, U.S.B.R.



ANTES DEL SECADO

DESPUES DEL SECADO

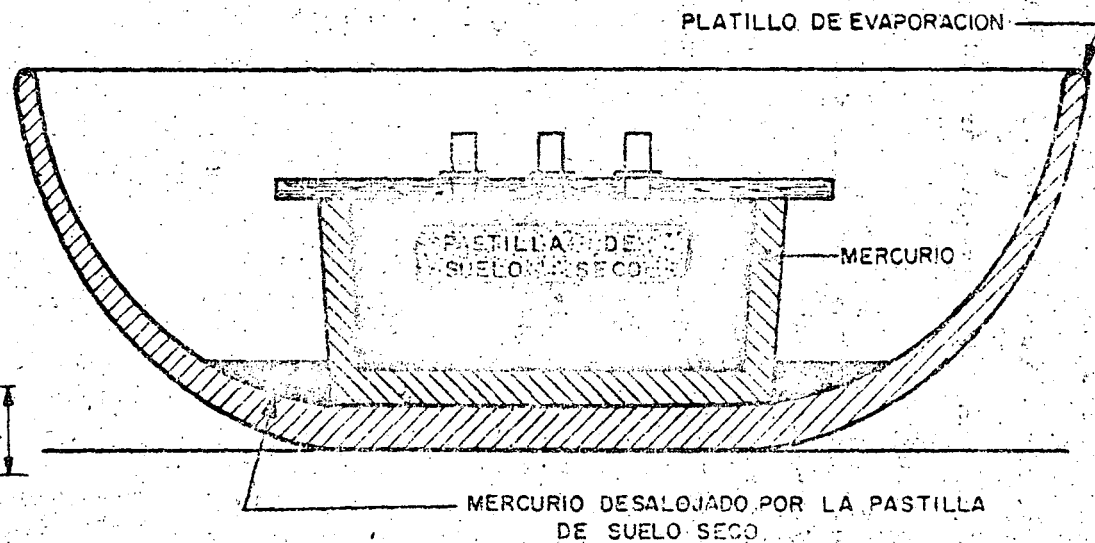


FIG. N° 1.- PRUEBA DEL LIMITE DE CONTRACCION - EQUIPO PARA LA DETERMINACION DEL VOLUMEN POR INMERSION EN MERCURIO.

- c) Recipiente de evaporación.
- d) Cápsulas de porcelana de 65 mm \varnothing ($4\frac{1}{2}$ ").
- e) Balanza con aproximación de 0.01 gr.
- f) Desecador.
- g) Horno con termostato para poder controlar la temperatura entre 105 y 110°C.
- h) Espátula.
- i) Probeta cilíndrica de 25 ml con graduaciones cada 0.2 ml.

.1.3.3 Procedimiento de prueba.

La prueba se realiza con la fracción de suelo que pasa la malla No. 40, de una muestra representativa de aproximadamente unos 30 gr. Se puede utilizar también una porción de suelo previamente preparado para la determinación del límite líquido.

El suelo se coloca en una cápsula de porcelana y se le agrega una cantidad de agua suficiente para formar una pasta fluida, que se mezcla y homogeneiza tratando de evitar, en lo posible, la inclusión de aire.

La cantidad de agua necesaria para obtener la consistencia deseada es algo mayor que la del límite líquido (aproximadamente la humedad necesaria para que con 10 golpes se cierre la abertura hecha con la prueba del límite líquido).

Se llena la cápsula Petri, previamente lubricada con vaselina o grasa para que el suelo no se adhiera a la cápsula, en tres capas de suelo, de aproximadamente $\frac{1}{3}$ de volumen de la cápsula. Ya colocada cada capa, se deberá golpear la cápsula 10 veces contra una superficie firme, para eliminar las burbujas de aire que pueda haber en su interior.

Colocada la última capa, se engrasa la cápsula, se pesa y se deja secar la pastilla de suelo, inicialmente al medio ambiente, hasta que su color cambie de obscuro a claro; después se seca al horno a peso constante y a temperatura de 105 a 110°C.

Una vez seca la pastilla, se pesa y determina su volumen con el procedimiento de inmersión en mercurio, como a continuación se explica:

El recipiente de lucita o vidrio se llena con mercurio hasta que derrame; el exceso se retira presionando firmemente la tapa de 3 patas contra el mercurio y removiendo cuidadosamente todo el mercurio

adherido a la parte exterior del recipiente. Véase la Figura No. 1.

El recipiente así llenado, se coloca en una cápsula de evaporación lo más limpia posible, se introduce la pastilla de suelo y se sumerge en el mercurio con las 3 patas de la tapa, cuidando que salgan las burbujas de aire y presionando la tapa firmemente contra el recipiente.

El volumen de mercurio desalojado se puede medir directamente en una probeta graduada, o determinar a partir de su peso y su peso específico relativo, usando la expresión siguiente:

$$V_{Hg} = \frac{W_{Hg}}{S_{Hg} \gamma_o}, \text{ en cm}^3 \quad (1)$$

V_{Hg} = Volumen del mercurio desplazado, en cm^3

W_{Hg} = Peso del mercurio desplazado, en gr

S_{Hg} = Peso específico relativo del mercurio = 13.55

γ_o = Peso específico del agua a 4°C y a la presión atmosférica al nivel del mar = 1 gr/cm^3

Es conveniente determinar previamente la tara o peso específico de la cápsula Petri, así como su volumen, llenando la cápsula con mercurio y enrasándola conforme al procedimiento señalado en el párrafo anterior. También se puede determinar el volumen de la cápsula, midiéndolo directamente en una probeta graduada.

El Esqueleto No. 1 ilustra la manera de llevar el registro de la prueba. Una vez hecho lo anterior, se determina el límite de contracción usando la siguiente expresión:

$$LC = w - \left[\frac{V - V_d}{W_d} \times 100 \right] \gamma_w \quad (2)$$

en donde:

w = Contenido de agua de la pastilla al ser colocada en la cápsula Petri, expresado como porcentaje del peso seco de la misma.

V = Volumen de la pastilla húmeda, en cm^3

V_d = Volumen de la pastilla secada en horno, en cm^3

W_d = Peso de la pastilla secada en horno, en gr

γ_w = Peso específico del agua en las condiciones reales de trabajo, en gr/cm^3

ESQUELETO No. 1

PRUEBA DEL LIMITE DE CONTRACCION

PROCEDENCIA _____ PROYECTO _____
 BANCO _____ SONDEO _____ LOCALIZACION _____
 PROFUNDIDAD _____ MUESTRA No. _____
 IDENTIFICACION LABORATORIO _____ FECHA _____

- 1 Cápsula Petri No. _____
- 2 Peso de la cápsula + pastilla húmeda _____ gr
- 3 Peso de la cápsula + pastilla seca _____ gr
- 4 Peso de la cápsula _____ gr
- 5 Peso del agua: (2) - (3) _____ gr
- 6 Peso de la pastilla seca (3) - (4) _____ gr
- 7 Humedad inicial de la pastilla = $(5/6) \times 100$ _____ por ciento
- 8 Volumen de la cápsula (V) = Volumen de la pastilla húmeda _____ cm³
- 9 Volumen de la pastilla seca (V_d) _____ cm³
- 10 $V - V_d = (8) - (9)$ _____ cm³
- 11 $\frac{V - V_d}{W_d} \times 100 = \left(\frac{10}{6}\right) \times 100$ _____ por ciento
- 12 LIMITE DE CONTRACCION = (7) - (11) _____ por ciento

OBSERVACIONES: _____

OPERADOR _____ CALCULO _____ REVISO _____

Para ampliar la información de este tema, se puede consultar la literatura especializada (1), (2), (4), (5) y (11).

.1.4 Contenido de coloides.

.1.4.1 Generalidades.

Para los fines prácticos de la prueba, se llamará coloides a --- aquellas partículas de suelo menores de 0.001 mm; en consecuencia, se puede considerar que esta prueba forma parte de un análisis granulométrico, con la salvedad que se practica exclusivamente a la -- porción fina del suelo y sólo es de interés determinar el porcentaje en peso del material con dimensiones menores de 0.001 mm.

El método más usado para hacer la determinación indirecta de los diámetros de la fracción del suelo que pasa la malla No. 200 es el del hidrómetro, que está descrito en el Instructivo para Ensayo de Suelos de la Secretaría de Recursos Hidráulicos (5), páginas 101 a 132, edición 1967.

Debe hacerse notar que las hipótesis para determinar el diámetro de las partículas mediante la Ley de Stokes, involucran un cierto -- error, al suponer que las partículas son de forma esférica; o sea -- que aplicando esta ley se obtiene el "diámetro equivalente" de la -- partícula, que es el diámetro de una esfera del mismo peso específico relativo (S_s) y que se sedimenta a la misma velocidad que las -- partículas de un suelo real.

La forma de llevar el registro de la prueba y los cálculos necesarios se ilustran en el mencionado Manual (5), aclarándose que los fines de esta prueba y de acuerdo con lo expuesto en la Sección -- .2.2 de la Norma .1.1.10, sólo es de interés conocer qué fracción o porcentaje del suelo tiene un diámetro menor a 0.001 mm.

Para ampliar la información sobre este tema se recomienda consultar la literatura especializada (1), (2), (4), (5), (11) y (13).

.1.5 Expansión volumétrica con el consolidómetro.

.1.5.1 Generalidades.

Cuando las pruebas de identificación de los suelos indiquen la -- posibilidad de que ocurran expansiones, en general movimientos verticales, es necesario desarrollar pruebas especiales en el laboratorio para determinar la influencia que estos movimientos tendrán sobre la estructura por desplazar y las precauciones que deben tomarse.

Con la prueba de expansión en el consolidómetro se obtiene una -- valiosa información para la solución de estos problemas. Sin embar-

go, es conveniente aclarar que en México se tiene poca (por no decir nula) experiencia con esta prueba, por lo que es susceptible de que sufra modificaciones en el futuro a medida que se recabe la información necesaria respecto a los resultados que con la misma se obtengan.

Por estas razones se estimó prudente presentar en el Apartado .1.6 de esta Norma, la prueba del Expansómetro de Hveem como una alternativa para la determinación de las expansiones volumétricas.

.1.5.2 Equipo necesario.

A continuación se menciona el equipo de prueba necesario:

3 Consolidómetros, incluyendo sus anillos y piedras porosas.

3 Micrómetros con aproximación de 0.001 mm.

Equipo adicional, como cortadores para labrar muestras, cronómetros, cápsulas, horno con termostato para regular la temperatura entre 105 y 110°C, balanza con aproximación de 0.01 gr, termómetro, etc.

.1.5.3 Procedimiento de prueba.

Las muestras de suelo para esta prueba deben representar, en lo máximo posible, las condiciones de campo. Si una estructura dada se va a desplantar sobre el suelo natural, se deben obtener especímenes inalterados representativos que conserven sus características de humedad, peso volumétrico y estructura naturales. Por otra parte, si se va a apoyar en una base de suelo previamente compactado, es factible usar especímenes remoldeados, pero de todas maneras es necesario no alterar las condiciones de humedad natural del suelo, ya que si se seca se podrían afectar, en algunos casos, sus propiedades.

No está por demás señalar que se deben tomar toda clase de precauciones para no remoldear los especímenes inalterados durante las operaciones de montaje en el consolidómetro y que, en el caso de las probetas de suelos compactados, es necesario reproducir exactamente las condiciones de humedad y peso volumétrico del suelo en el lugar.

El procedimiento de prueba consiste en ensayar tres probetas de la misma muestra, de la siguiente manera:

- a) La probeta "A" se coloca en un anillo del consolidómetro y se deja secar al aire, determinando su cambio de volumen cuando el suelo pasa de humedad natural a secado en el aire.

Se determinan el peso volumétrico húmedo, antes de iniciar la prueba, y el peso volumétrico al finalizar ésta, como se

indica en la Sección .3.2 de esta Norma.

Durante el secado se debe llevar un registro de deformaciones-tiempo, efectuando lecturas de la deformación en los siguientes tiempos acumulativos: 5, 15, 30 min., 1, 2, 4, 8, 12, 24 hr.; después, cuando menos cada 12 horas; es recomendable un mínimo de 72 horas de secado. La prueba se suspenderá cuando la curva deformaciones-tiempo se haga asintótica. Para anotar los resultados, puede utilizarse el Esqueleto No. 5, así como usar papel semi-logarítmico para representar esta gráfica (a escala natural las deformaciones y a escala logarítmica el tiempo). Se registrará la deformación total y se dará en función de los pesos volumétricos, usando la siguiente expresión:

$$V = \frac{\gamma_h - \gamma_d}{h} \times 100 \quad (3)$$

V = deformación volumétrica, en por ciento

γ_h = peso volumétrico al iniciar la prueba, en gr/cm³

γ_d = peso volumétrico seco al finalizar la prueba, en gr/cm³

El Esqueleto No. 2 indica el procedimiento de cálculo para determinar la deformación volumétrica.

- b) La probeta B se monta en otro consolidómetro, se le impone una carga de 0.07 Kg/cm² (1 lb/pulg²), se satura el material, cubriendo la muestra con agua destilada hasta la cara superior de la piedra porosa, procurando mantener ese nivel de agua constante durante toda la prueba. Se deja expandir el suelo hasta que los movimientos hayan prácticamente cesado, es decir, hasta que la curva deformaciones-tiempo se vuelva asintótica. Es difícil establecer el tiempo de duración de la expansión, debido a la gran variedad de los suelos y sus diferentes comportamientos.

Durante la prueba se debe llevar un registro de deformaciones-tiempo. Los tiempos para efectuar las lecturas son los siguientes: a partir del momento de saturación, 1, 2, 4, 8, 15 y 30 minutos, 1, 2, 4, 8, 12, 24 horas; después, cada 12 horas como mínimo o 6 horas si así se amerita por la naturaleza de los movimientos; es recomendable una duración mínima de 72 horas de la prueba.

Al iniciar la prueba se debe pesar la probeta, para determinar su peso volumétrico húmedo; al terminar el período de expansión se registra la magnitud de ésta y se efectúa una prueba

ESQUELETO No. 2

PRUEBA DE EXPANSION. SUELO SECADO AL AIRE
(PROBETA "A")

OBRA _____ PROYECTO _____

BANCO _____ SONDEO _____ PROFUNDIDAD _____

LOCALIZACION _____

MUESTRA _____ IDENTIFICACION LABORATORIO _____

APARATO No. _____ PRUEBA No. _____ FECHA _____

DATOS DEL ANILLO:

(1) Altura _____ cm (2) Diámetro _____ cm (3) Volumen _____ cm³ (4) Peso _____ gr

DATOS PROBETA ANTES SECADO:

(5) Peso probeta + anillo _____ gr (6) Peso probeta: (5)-(4) _____ gr

(7) Volumen (3): _____ cm³ (8) Peso volumétrico húmedo: (6)/(7) _____ gr/cm³

DATOS PROBETA DESPUES SECADO AL AIRE:

(9) Peso probeta-anillo _____ gr (10) Peso probeta: (9)-(4) _____

(11) Volumen _____ cm³ (12) Peso volumétrico seco (10)/(11) _____ gr/cm³

(13) Humedad (w): $\frac{(6)-(10)}{(10)}$ (14) Comprobación peso volumétrico seco -

$\frac{(8)}{1 + w}$ _____ gr/cm³

DEFORMACION VOLUMETRICA: $\frac{(8)-(12)}{(8)} \times 100$ _____ por ciento

OBSERVACIONES: _____

OPERADOR _____ CALCULO _____ REVISO _____

ba de consolidación unidimensional, siguiendo el procedimiento señalado en el Instructivo para Ensaye de Suelos de la Secretaría de Recursos Hidráulicos (5), páginas 241 a 288. Terminada la prueba de consolidación se obtiene el peso volumétrico seco de la probeta, de acuerdo a los lineamientos expresados en el citado instructivo y en la Sección .2.2 de esta Norma. El Esqueleto No. 3 indica la manera de registrar los datos obtenidos.

La deformación volumétrica o expansión unitaria se calcula en función de la expansión total, suponiendo un movimiento uniforme de la muestra y el área original; por lo que puede escribirse:

$$\Delta V = \frac{\text{Expansión lineal, en mm}}{\text{Espesor inicial, en mm}} \times 100 \quad (4)$$

ΔV Se expresa en por ciento

De igual manera se calculan las deformaciones para cada incremento de carga de la prueba de consolidación. En el Esqueleto No. 4 se presenta el registro final de este ensaye.

- c) La probeta "C" también se monta en un consolidómetro, se cubre con agua destilada hasta la altura de la piedra porosa superior, manteniendo constante este nivel durante el desarrollo de la prueba. A continuación se carga la muestra; de tal manera que se evite toda expansión, hasta alcanzar el equilibrio, sin deformación, ni ascendente ni descendente y se registra esta "carga para cero expansión"; después de esto, se inicia la descarga permitiendo la expansión y se mide la deformación para cada decremento, en forma semejante a la descarga de la prueba de consolidación, descrita en el mencionado Instructivo de la Secretaría de Recursos Hidráulicos (5), sólo que en este caso se esperará, en cada decremento de carga, a que los movimientos sean prácticamente nulos.

Al igual que en los casos anteriores, será necesario determinar el peso volumétrico húmedo inicial, el peso volumétrico del suelo expandido al terminar la prueba y el peso volumétrico seco, conforme a lo expresado en la Sección .3.2 de esta Norma.

Para cada decremento de carga se llevará un registro tiempo-deformación (véase el Esqueleto No. 5), a partir del cual se calculará la curva deformación unitaria-presión, como se indica en el Esqueleto No. 6.

La preparación de las tres muestras y su montaje en el consolidómetro están descritas en el Instructivo para Ensaye de Suelos de la Secretaría de Recursos Hidráulicos (5), páginas 247 a 254, pasos --

ESQUELETO No. 3

PRUEBA DE EXPANSION
EXPANSION BAJO UNA CARGA DE 0.07 Kg/cm² (1 lb/cm²)
(PROBETA "B")

OBRA _____ PROYECTO _____

BANCO _____ SONDEO _____ PROFUNDIDAD _____

LOCALIZACION _____

MUESTRA _____ IDENTIFICACION LABORATORIO _____

APARATO No. _____ PRUEBA No. _____ FECHA _____

DATOS DEL ANILLO:

(1) Altura _____ cm (2) Diámetro _____ cm (3) Volumen _____ cm³

(4) Peso _____ gr

DATOS INICIALES DE LA PROBETA:

(5) Peso probeta + anillo _____ gr (6) Peso probeta: (5)-(4) _____ gr

(7) Volumen:(3) _____ cm³ (8) Pesos volumétrico húmedo(6)/(7) _____ gr/cm³

DATOS PROBETA SECADA AL HORNO:

(9) Peso Probeta + anillo _____ gr (10) Peso Probeta:(10)-(4) _____ gr

(11) Volumen _____ cm³ (12) Peso volumétrico seco:(10)/(11) _____ gr/cm³

OBSERVACIONES: _____

OPERADOR _____ REVISO _____ CALCULO _____

ESQUELETO No. 4

PRUEBA DE EXPANSION
EXPANSION BAJO UNA CARGA DE 0.07 Kg/cm² (TERMINACION)
(PROBETA "B")

OBRA _____ PROYECTO _____

BANCO _____ SONDEO _____ PROFUNDIDAD _____

LOCALIZACION _____

MUESTRA _____ IDENTIFICACION LABORATORIO _____

APARATO No. _____ PRUEBA No. _____ FECHA _____

EXPANSION PARA CARGA 0.07 Kg/cm² (1 lb/pulg²) _____ mm

AREA DE LA PROBETA _____ cm² ESPESOR INICIAL _____ mm

PRESION Kg/cm ²	EXPANSION LINEAL mm	EXPANSION UNITARIA Por ciento

EXPANSION UNITARIA = $\frac{\text{Expansión lineal}}{\text{Espesor inicial}} \times 100 =$ _____ por ciento

OBSERVACIONES: _____

OPERADOR _____ CALCULO _____ REVISO _____

ESQUELETO No. 5
PRUEBA DE EXPANSION
EXPANSION CERO-DESCARGA
(PROBETA "C")

OBRA _____ PROYECTO _____

BANCO _____ SONDEO _____ PROFUNDIDAD _____

LOCALIZACION _____

MUESTRA _____ IDENTIFICACION LABORATORIO _____

APARATO No. _____ PRUEBA No. _____ FECHA _____

PRESION SOBRE LA PROBETA = _____ Kg/cm²

DECREMENTO DE PRESION = _____ Kg/cm²

FECHA	TEMPERATURA °C	HORA	TIEMPO TRANSCURRIDO (min)	LECTURA MICROMETRO (mm)	DEFORMACION (mm)
			0		
			1		
			2		
			4		
			15		
			30		
			90		
			120		
			240		

OBSERVACIONES: _____

OPERADOR _____ CALCULO _____ REVISO _____

ESQUELETO No. 6
PRUEBA DE EXPANSION
EXPANSION CERO-DESCARGA (TERMINACION)
(PROBETA "C")

OBRA _____ PROYECTO _____

BANCO _____ SONDEO _____ PROFUNDIDAD _____

LOCALIZACION _____

MUESTRA _____ IDENTIFICACION LABORATORIO _____

APARATO No. _____ PRUEBA No. _____ FECHA _____

CARGA PARA EXPANSION CERO _____ Kg/cm²

RESION p Kg/cm ²	EXPANSION LINEAL mm	EXPANSION UNITARIA Por ciento

AREA DE LA PROBETA _____ cm² ESPESOR INICIAL _____ cm

EXPANSION UNITARIA: = $\frac{\text{Expansión lineal}}{\text{Espesor inicial}} \times 100 =$ _____ por ciento

OBSERVACIONES: _____

OPERADOR _____ CALCULO _____ REVISO _____

10. a 130.; para el caso de la Probeta "A", Cambio de Volumen Secado al Aire, no deben saturarse ni la base del consolidómetro ni las piedras porosas, como se indica en los pasos 80. y 90. del citado Instructivo.

También se deben obtener testigos para determinar el contenido de agua y el peso específico relativo de los sólidos, conforme al criterio asentado en dicho instructivo.

Para ampliar esta información se puede consultar la literatura especializada (1), (2), (4), (5), (14) y (15).

.1.6. Prueba de expansión volumétrica con el expansómetro de Hveem.

.1.6.1 Generalidades.

El expansómetro de Hveem modificado es un eficaz auxiliar para determinar las deformaciones axiales, tanto de expansión como de contracción, susceptibles de ocurrir durante la saturación y secado de una muestra de suelo.

Esta prueba presenta la particularidad de ser factible de ejecutar tanto en muestras inalteradas de suelos como en remoldeadas, que reproduzcan las condiciones de compactación (humedad y peso volumétrico) deseadas.

La mayor dimensión de los especímenes (10.16 cm de diámetro por 5 cm de altura), en comparación a los utilizados en la prueba de expansión en el consolidómetro (7.62 cm de diámetro por 1.5 cm de altura), permite reproducir con mayor fidelidad, en un solo espécimen, las condiciones de trabajo del suelo sujeto a saturación y secado.

Este aparato sencillo y manuable permite el drenaje libre por una de las caras de la muestra del suelo, así como la determinación de las presiones de expansión al saturarse los especímenes.

Debe aclararse que esta prueba se encuentra en etapa de estudio y experimentación, por lo que aún es posible, a la luz de los nuevos resultados que se obtengan, hacerle cambios que mejoren el desarrollo mismo de la prueba y la interpretación de sus resultados.

.1.6.2 Equipo necesario.

a) Expansómetro de Hveem modificado.- El aparato está formado, esencialmente, por un marco rígido que sostiene en su parte superior una barra calibrada de acero, la cual soporta el vástago de un micrómetro cuyo peso es prácticamente despreciable; éste a su vez se fija al marco rígido con otra placa que le sirve de guía. La citada barra se flexiona al ser empujada por un vástago, con punta de

bala, acoplado a una placa perforada o sobrecarga que se apoya directamente sobre el espécimen que, al saturarse, se expande y origina los movimientos ascendentes del vástago.

La muestra de suelo se coloca en un molde cilíndrico calibrado y tarado de 10.16 cm (4") de diámetro por 12.70 cm (5") de altura que se apoya en una mesa circular, de doble fondo con drenes internos y montada al marco rígido mediante un tornillo que le permite girar para ascender o descender a voluntad del operador; de esta manera es posible hacer los ajustes para conocer las posiciones relativas del espécimen, tanto al montarlo inicialmente como para determinar sus variaciones de espesor durante el desarrollo de la prueba, mediante una escala fija tipo Vernier referenciada al marco rígido y a la mesa circular. Véase la Figura No. 2. Es importante hacer notar que en los aparatos actualmente disponibles, el Vernier de la escala fija está graduado en pulgadas.

- b) Micrómetro con aproximación de 0.0001 mm.
- c) Prensa con pistón y pisón de madera dura o metálico de 10 cm de diámetro (ligeramente menor de 10.16 cm) y 7.70 cm de altura, para compactar las muestras remoldeadas.
- d) Una placa metálica rígida, auxiliar para compactar muestras.
- e) Zapata de corte y cortadores para labrar muestras inalteradas.
- f) Horno para el secado de especímenes, con termostato para regular su temperatura a 50°C.
- g) Una placa metálica calibrada rígida, perfectamente plana de 1.91 cm (3/4") de espesor y de un diámetro ligeramente inferior a los 10.16 cm (4") para calibrar la altura del espécimen.
- h) Báscula con capacidad de 10 Kg y aproximación de 0.01 gr.
- i) Equipo para determinar el contenido de agua.
- j) Un cronómetro y un Vernier.
- k) Varilla lisa de acero de 1.91 cm de diámetro, con punta de bala.
- l) Papel filtro y equipo auxiliar de laboratorio: cápsulas Petri, charolas de lámina, espátulas, etc.

.1.6.3. Procedimiento de prueba.

Como ya se dijo en los párrafos anteriores, la prueba se puede realizar en una muestra remoldeada, especialmente preparada, o bien

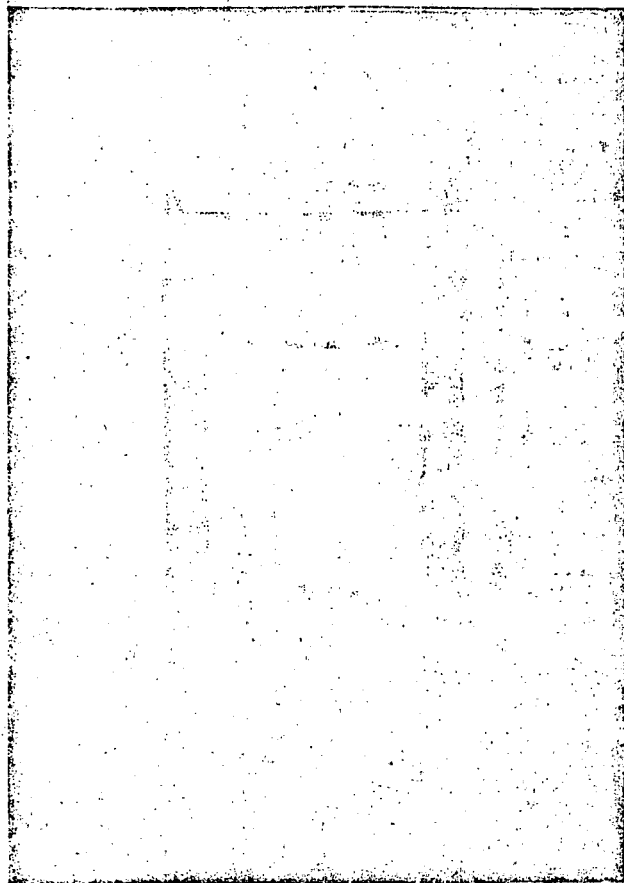
25
26
27
28
29
30
31
32
33
34
35
36
37
38
39
40
41
42
43
44
45
46
47
48
49
50
51
52
53
54
55
56
57
58
59
60
61
62
63
64
65
66
67
68
69
70
71
72
73
74
75
76
77
78
79
80
81
82
83
84
85
86
87
88
89
90
91
92
93
94
95
96
97
98
99
100

The first part of the document discusses the importance of maintaining accurate records of all transactions. It emphasizes that proper record-keeping is essential for the success of any business or organization. The text also mentions the need for regular audits and reviews to ensure that all data is up-to-date and correct.

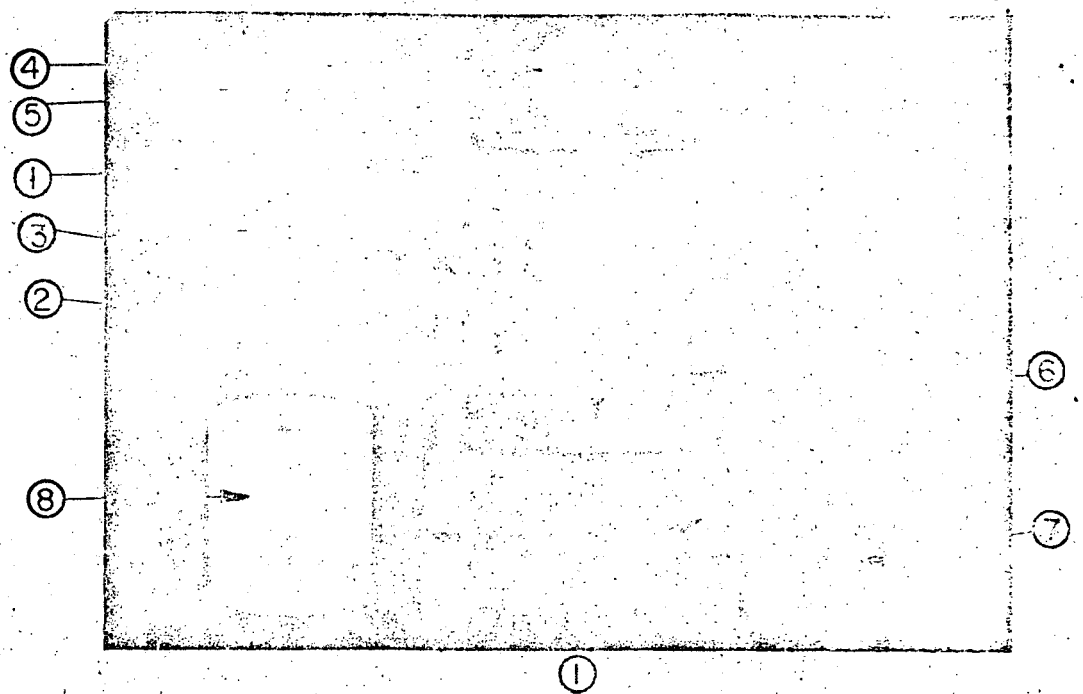
In the second part, the author talks about the challenges of managing a large volume of data. It highlights the need for efficient data management systems and the importance of having a clear plan for how data will be stored, accessed, and analyzed. The text also discusses the role of technology in modern data management.

The third part of the document focuses on the importance of data security. It explains that protecting sensitive information is a top priority for any organization. The text provides several tips for ensuring data security, such as using strong passwords, encrypting data, and regularly updating software.

Finally, the author discusses the future of data management. It predicts that as technology continues to advance, the amount of data generated will increase significantly. This will create new challenges and opportunities for data management professionals. The text concludes by encouraging readers to stay up-to-date on the latest trends and technologies in the field.



VISTA DEL APARATO MONTADO



VISTA DEL APARATO DESMONTADO

- 1.- MARCO RIGIDO.
- 2.- MESA CIRCULAR GIRATORIA DE DOBLE FONDO.
- 3.- BARRA DE ACERO CALIBRADA (DEFLECTORA).
- 4.- MICROMETRO.
- 5.- PLACA PARA FIJAR EL MICROMETRO.
- 6.- VERNIER FIJO.
- 7.- PLACA PERFORADA CON VASTAGO.
- 8.- MOLDE CILINDRICO.

FIG. Nº 2.- EXPANSOMETRO DE HVEEM MODIFICADO

$$A_g = \frac{w_2 - w_1}{100 + w_1} \cdot W_x \quad (6)$$

en donde:

A_g = agua por agregar, en gr (1 gr de agua es aproximadamente igual a 1 cm³ de agua, para fines prácticos)

w_1 = humedad natural del suelo, en por ciento

w_2 = humedad de prueba, en por ciento

W_x = peso del material con humedad natural, en gr.

El peso teórico de la muestra húmeda (W_m) que se debe colocar en el molde, se deduce a partir de la forma geométrica de éste y del peso volumétrico seco del material (γ_d), empleando la fórmula (7):

$$W_m = \frac{\gamma_d}{1000} \times \frac{100 + w_2}{100} \times V_e \quad (7)$$

en donde:

γ_d = peso volumétrico seco del suelo, en Kg/m³

W_m = peso teórico de la muestra húmeda, en gr

V_e = Volumen del espécimen cilíndrico de 5 cm de altura y con un diámetro igual al molde, en cm³.

En el Esqueleto No. 7 se puede llevar el registro de estos datos.

5) Se deberá obtener un testigo de humedad del material preparado en el paso anterior, el cual nos indicará la humedad real de prueba. Véase la Sección .2.3 de esta Norma.

6) Se coloca el molde cilíndrico sobre una placa y se vierte en el interior de aquél la cantidad de material húmedo (W_m), preparada y calculada en la forma que se indicó en el paso 4) acomodándolo en 3 capas y dando, con la varilla de punta de bala, 25 golpes por capa, se debe vigilar que el material quede uniformemente distribuido. Se introduce dentro del molde el pisón de madera y sobre éste se coloca una placa metálica rígida de 2.54 cm (1") de espesor y dimensiones mayores que el diámetro del molde.

Se pone el molde en la prensa y se compacta el material hasta obtener la altura deseada, es decir, hasta que el pisón de madera y la placa rígida queden al ras del borde superior del molde. A continuación, se retiran la placa y el pisón.

ESQUELETO No. 7

PRUEBA DE EXPANSION VOLUMETRICA
CON EL EXPANSOMETRO DE HVEEM

OBRA _____ PROYECTO _____
 SONDEO _____ LOCALIZACION _____
 PROFUNDIDAD _____ IDENTIFICACION LABORATORIO _____
 TIPO DE MUESTRA _____ PRUEBA NUMERO _____
 APARATO NUMERO _____ MOLDE NUMERO _____ FECHA _____

DATOS PARA LA CONDICION INICIAL DE LA PRUEBA:

- 1) Peso volumétrico seco máximo _____ Kg/m³
- 2) Grado de compactación _____ por ciento
- 3) Peso volumétrico seco (3) = $\frac{(2)}{100} \times (1)$ _____ Kg/m³
- 4) Humedad de prueba _____ por ciento
- 5) Humedad natural del suelo _____ por ciento

PREPARACION DEL ESPECIMEN:

- 6) Peso del material con humedad natural _____ gr
- 7) Agua por agregar (7) = $(6) \frac{(4)-(5)}{100 + (5)}$ _____ cm³
- 8) Peso de la muestra húmeda
 $(8) = \frac{(3)}{1000} \times \frac{100 + (4)}{100} \times (12)$ _____ gr
- 9) Diámetro medio del espécimen _____ cm
- 10) Altura media del espécimen _____ cm
- 11) Area del espécimen (11) = $0.785 \times (9)^2$ _____ cm²
- 12) Volumen del espécimen (12) = $(11) \times (10)$ _____ cm³

OPERADOR _____ CALCULO _____ REVISO _____

7) En el espécimen así obtenido se deberá comprobar el grado real de compactación inicial de prueba, obteniendo los datos que se indican a continuación:

- a) Se introduce la placa metálica rígida previamente calibrada y con un Vernier se efectúan 4 medidas, por pares y opuestas, según 2 diámetros perpendiculares, desde la placa hasta el borde superior del molde y se obtiene la media aritmética. La altura real inicial del espécimen (H_i) en cm, será igual a:

$$H_i = H_c - H_p - H_r \quad (8)$$

H_c = altura del molde, en cm

H_p = espesor de la placa, en cm

H_r = media aritmética de las lecturas del Vernier, en cm

- b) Con H_i se determina el volumen real inicial (V_i), a partir de las dimensiones del molde.
- c) Se obtiene el peso del molde con el material compactado, que al restarle la tara del molde dará el peso húmedo (W_i) del material compactado, que es teóricamente igual al calculado en el paso 4) de esta prueba.
- d) Se calcula el peso seco del espécimen usando la fórmula (9):

$$W_d = \frac{W_i}{100 + w} \quad (9)$$

en donde:

W_d = peso seco del espécimen, en gr

W_i = peso húmedo del material compactado, en gr

w = humedad real de prueba determinada con el testigo, en por ciento

Este dato se empleará en cálculos posteriores como se verá en el paso 11), más adelante.

- e) Se calcula el peso volumétrico húmedo real del material compactado, dividiendo W_i entre V_i .
- f) Se determina el peso volumétrico seco real del material compactado, usando la fórmula (10):

$$\gamma_d = \frac{\gamma_w}{100 + w} \times 100 \quad (10)$$

γ_d = peso volumétrico seco, en Kg/m³

γ_w = peso volumétrico húmedo, en Kg/m³

w = humedad real inicial del suelo, en por ciento

- g) Finalmente se obtiene el grado de compactación usando la fórmula (5).

En el Esqueleto No. 8 se llevan el registro y los cálculos correspondientes a esta etapa de la prueba.

- 8) Se coloca papel filtro tanto en la cara superior como en la inferior del molde y se introduce en éste la placa perforada o sobrecarga con el vástago con punta de bala.

Se monta el cilindro en el marco rígido sobre la mesa circular, cuidando que el vástago con punta de bala haga contacto con la barra deflectora, directamente debajo del vástago del micrómetro, y que ambos coincidan en la vertical. Es importante que coincida una marca puesta previamente en el cilindro con alguna división de la mesa circular, para poder colocar en la misma posición al molde cuando se retire y sea necesario montarlo nuevamente.

Para llevar el molde a su posición correcta se debe girar inicialmente la mesa circular hasta dejar la punta de bala cerca de la barra deflectora y, posteriormente, con la tuerca-tornillo del vástago, colocarlo en su posición final.

Se anota en el Esqueleto No. 11 la lectura inicial del Vernier - fijo al marco rígido y a la mesa circular, y la lectura inicial del micrómetro se anota en el Esqueleto No. 9. Para cerciorarse que la punta de bala hace contacto con la barra se pone cualquier lectura en el micrómetro y se hace que la barra se flexione hasta que la aguja del micrómetro se corra una división, anotando como inicial a esta última lectura.

- 9) Una vez montado el molde con la muestra, en la forma descrita anteriormente, se añade agua para saturar el espécimen, midiendo el volumen agregado. A partir del momento en que se inicia la saturación, se hacen las lecturas en el micrómetro para los tiempos señalados en el Esqueleto No. 9 y con las lecturas se construye una gráfica deformación-tiempo en papel semilogarítmico, poniendo las deformaciones en la escala natural y el tiempo en la logarítmica. La prueba termina en el momento en que se aprecie que los movimientos son prácticamente despreciables, o bien, que la gráfica deformación-tiempo se vuelva sensiblemente horizontal. El tiempo mínimo re

ESQUELETO No. 8

PRUEBA DE EXPANSION VOLUMETRICA CON EL
EXPANSOMETRO DE HVEEM (CONTINUACION)

OBRA _____ PROYECTO _____

SONDEO _____ LOCALIZACION _____

PROFUNDIDAD _____ IDENTIFICACION LABORATORIO _____

TIPO DE MUESTRA _____ PRUEBA NUMERO _____

APARATO NUMERO _____ MOLDE NUMERO _____

FECHA _____

COMPROBACION DE LA HUMEDAD INICIAL DE PRUEBA

- 13) Peso del material húmedo + tara _____ gr
- 14) Peso del material seco + tara _____ gr
- 15) Peso del agua (15)-(13)-(14) _____ gr
- 16) Peso de la tara _____ gr
- 17) Peso del material seco (17)=(14)-(15) _____ gr
- 18) Humedad inicial real de prueba (18) = $\frac{(15)}{(17)} \times 100$ _____ por ciento

COMPROBACION COMPACTACION DEL ESPECIMEN

- 19) Espesor deseado _____ cm
- 20) Distancia promedio de la base superior del molde
Próctor a la placa = _____ cm
- 21) Espesor de la placa _____ cm
- 22) Altura del molde _____ cm
- 23) Espesor real inicial del espécimen (23)=(22)-
(21)-(20) _____ cm
- 24) Volumen real inicial del espécimen (24)=(11)x(23) _____ cm³
- 25) Peso del molde + espécimen _____ gr
- 26) Peso del molde _____ gr
- 27) Peso del material húmedo compactado: (27)=(25)-(26) _____ gr
- 28) Peso seco del material compactado: (28) = $\frac{(27)}{100+(18)}$ _____ gr
- 29) Peso volumétrico húmedo del material compactado:

(29) = $\frac{(27)}{(24)} \times 1000$ _____ Kg/m³

30) Peso volumétrico seco real del material compacta

do (30) = $\frac{(29)}{100 + (18)} \times 1000$ ó (30) = $\frac{(28)}{(24)} \times 1000$ _____ Kg/m³

31) Grado de compactación inicial real (30) = $\frac{(29)}{(1)} \times 100$ _____ por ciento

OPERADOR _____ CALCULO _____ REVISO _____

ESQUELETO No. 9

PRUEBA DE EXPANSION VOLUMETRICA CON EL
EXPANSOMETRO DE HVEEM (CONTINUACION)

PROYECTO _____ OBRA _____
 SONDEO _____ LOCALIZACION _____
 PROFUNDIDAD _____ IDENTIFICACION LABORATORIO _____
 TIPO DE MUESTRA _____ PRUEBA NUMERO _____
 APARATO NUMERO _____ MOLDE NUMERO _____ FECHA _____

SATURACION DEL ESPECIMEN

- 32) Lectura en el Vernier del expansómetro (1/10 000 mm) _____ cm
 33) Lectura inicial en el micrómetro (1/10 000 mm) _____ cm
 34) Volumen de agua agregado _____ cm³

FECHA	TIEMPO	LECTURAS	DEFORMACIONES	FECHA	TIEMPO	LECTURAS	DEFORMACIONES
	0				1 hora		
	2" seg				1.5 h		
	5"				2 h		
	10"				3 h		
	15"				4 h		
	20"				5 h		
	25"				8 h		
	30"				12 h		
	45"				24 h		
	1' min				30 h		
	1.5'				40 h		
	2'				50 h		
	4'				60 h		
	6'				75 h		
	9'				100 h		
	10'				120 h		
	15'						
	20'						
	25'						
	30'						
	40'						
	50'						

- 35) Deformación máxima axial _____ micras
 36) Presión de expansión máxima _____ Kg/cm²

OPERADOR _____ CALCULO _____ REVISO _____

comendable de prueba es de 72 horas.

Se debe poner especial atención en mantener siempre un tirante de agua sobre el espécimen y llevar la cuenta de los volúmenes de agua agregados posteriormente a la iniciación de la prueba.

Se debe registrar en el Esqueleto No. 9 la lectura final del micrómetro, antes de retirar el molde del marco rígido, para calcular la deformación máxima axial (Δl).

10) A continuación se ejecutan las siguientes maniobras:

- a) Se retira el molde con el espécimen del marco rígido.
- b) Se vierte el agua sobrante del molde en una probeta graduada para determinar su volumen, cuando se desee este dato para determinar la permeabilidad.
- c) Se quitan los papeles filtros.
- d) Se deja escurrir durante 3 minutos, a fin de quitar el exceso de agua.
- e) Se seca el molde, pero no el espécimen, con un papel absorbente.
- f) Se pesa el molde con el material saturado y se anota en el Esqueleto No. 10.

11) Con los datos obtenidos en los pasos 9) y 10) se deberá determinar la humedad, después de la saturación, con la siguiente fórmula:

$$W_{sat} = \frac{W_{ps} - W_p - W_m - W_d}{W_d} \times 100 \quad (11)$$

W_{sat} = Humedad de saturación, en por ciento

W_{ps} = peso del molde + placa perforada + espécimen saturado, en gr.

W_m = peso del molde, en gr

W_p = peso de la placa perforada, en gr

W_d = peso seco del espécimen, en gr, calculado en el paso 7), párrafo d) y determinado con la fórmula (9).

En el Esqueleto No. 10 se registran los cálculos efectuados.

12) Se determina el grado de compactación después de la saturación, así como la deformación unitaria axial de expansión, de la manera que se indica a continuación:

La altura del espécimen saturado en cm (H_{sat}) es igual a:

$$H_{sat} = H_i + \frac{\Delta L}{10\ 000} \quad (12)$$

en donde:

H_i = espesor real inicial, en cm

ΔL = deformación máxima axial, en micras

El volumen del espécimen saturado (V_{sat}), en cm^3 , se determina con la fórmula (13):

$$V_{sat} = A_m \times H_{sat} \quad (13)$$

en donde:

A_m = es el área del molde, en cm^2

H_{sat} = altura del espécimen saturado, en cm

El peso volumétrico seco del espécimen saturado (γ_{dsat}), en Kg/m^3 , se calcula con la siguiente expresión:

$$\gamma_{dsat} = \frac{W_d}{V_{sat}} \times 1\ 000 \quad (14)$$

en donde:

W_d = peso seco del espécimen, en gr, determinado con la fórmula (9).

El grado de compactación al saturarse el espécimen (C_{sat}), en por ciento, se determina con la fórmula (15):

$$C_{sat} = \frac{\gamma_{dsat}}{\gamma_{dmáx}} \times 100 \quad (15)$$

Se define como deformación unitaria axial de saturación (ϵ_{sat} , en por ciento), a la relación que existe entre la deformación axial máxima (ΔL , en micras) y el espesor inicial del espécimen (H_i , en cm), conforme a la expresión (16):

$$\epsilon_{sat} = \frac{1}{100 \times H_i} \quad (16)$$

Todos estos cálculos se registran en el Esqueleto No. 10.

13) Al espécimen saturado dentro del molde se le coloca nuevamente la placa perforada y se deja secar al aire durante 3 horas y, posteriormente en horno, controlado a 50°C, durante 2 días.

14) Se saca el espécimen del horno, cuidando que se altere al mínimo su posición relativa respecto a la que tenía originalmente dentro del molde; se deja enfriar en un desecador, para que no absorba humedad, hasta lograr que tenga la temperatura ambiente.

15) Cuando el espécimen alcanza la temperatura ambiente se monta nuevamente en el marco rígido, haciendo coincidir la marca del cilindro con la que tenía en el expansómetro cuando se montó la muestra para su saturación. Se debe procurar en todo momento que el espécimen guarde la misma posición dentro del molde, respecto a la que tenga originalmente en el proceso de saturación. (Debe aclararse que debido al secado, el espécimen se ha contraído y, ahora, tiene un volumen menor).

Estas maniobras tienen por objeto medir la contracción axial final del espécimen bajo idénticas condiciones a las que tenía en el período final de saturación. Es decir, sometido a la misma sobrecarga (placa perforada y vástago) y presión resultante al deflexionar la barra calibrada; para poder marcar en el micrómetro, la misma lectura que se obtuvo al final de la saturación.

Para lograr esto, se gira la mesa circular hasta que el vástago de la placa perforada haga contacto primero con la barra calibrada y, posteriormente, la deflexione hasta que se obtenga la lectura buscada en el micrómetro.

Por ningún motivo se debe mover el tornillo-tuerca del vástago de la placa perforada; consérvese constante la misma longitud que tuvo durante el proceso de saturación y vigílese, al igual que en el montaje para saturar la muestra, que haya coincidencia entre la punta de bala y el vástago del micrómetro, así como su verticalidad.

En el Esqueleto No. 9 se anota la lectura del Vernier fijo del expansómetro, después del secado, para calcular después la altura final del espécimen.

16) Se retira el molde del marco rígido con extremo cuidado para no perder material y a continuación se deben efectuar las siguientes mediciones:

- a) El peso del molde + espécimen seco + placa perforada (W_{msp} , en gr); a partir de este dato se obtiene el peso del suelo seco (W_{sec} , en gr)

ESQUELETO No. 10

PRUEBA DE EXPANSION VOLUMETRICA CON EL
EXPANSOMETRO DE NYEBEM (CONTINUACION)

PROYECTO _____ OERA _____
 SONDEO _____ LOCALIZACION _____
 PROFUNDIDAD _____ IDENTIFICACION LABORATORIO _____
 TIPO DE MUESTRA _____ PRUEBA NUMERO _____
 APARATO NUMERO _____ MOLDE NUMERO _____ FECHA _____

DETERMINACION DE LA HUMEDAD DESPUES DE LA SATURACION

- 37) Peso del molde + placa perforada + espécimen saturado _____ gr
 38) Peso de la placa perforada _____ gr
 39) Humedad del espécimen al saturarse:

$$(39) = \frac{(37)-(38)-(26)-(28)}{(28)} \text{ por ciento}$$

DETERMINACION DE LA DEFORMACION UNITARIA AXIAL

- 40) Deformación unitaria axial: $(40) = \frac{(35)}{100 \times (23)} \text{ por ciento}$

DETERMINACION DEL GRADO DE COMPACTACION DESPUES DE LA SATURACION

- 41) Altura del espécimen saturado:

$$(41) = (23) + \frac{(35)}{10\ 000} \text{ cm}$$
- 42) Volumen del espécimen saturado: $(42) = (11) \times (41) \text{ cm}^3$
- 43) Peso volumétrico seco del espécimen saturado:

$$(43) = \frac{(24)}{(42)} \times 1\ 000 \text{ kg/m}^3$$
- 44) Grado de compactación al saturarse el espécimen:

$$(44) = \frac{(43)}{(1)} \times 100 \text{ por ciento}$$

OPERADOR _____ CALCULO _____ REVISO _____

$$W_{\text{sec}} = W_{\text{msp}} - W_m - W_p \quad (17)$$

en donde:

W_m = peso del molde, en gr

W_p = peso de la placa perforada, en gr

b) El volúmen del espécimen seco se puede determinar por cualquiera de los siguientes métodos:

1. Por inmersión en mercurio. Véase la sección .2.2 de esta Norma.

2. Se supone un cilindro con altura final medida (H_{sec}) y un diámetro que se determina como se indica a continuación:

Se efectúan 12 mediciones del diámetro del espécimen seco, 4 en la base superior, 4 en la inferior y 4 en la parte media del espécimen; se obtiene el promedio aritmético que se adopta como diámetro final, y se calcula el área del espécimen suponiendo que conserva una forma circular.

17) Con los datos obtenidos en los pasos 15) y 16) se calculan: la deformación unitaria máxima, al pasar el espécimen de la saturación al secado, y el grado de compactación del espécimen seco como se indica a continuación:

La deformación máxima al pasar el espécimen de la saturación al secado (ΔL , en cm), se obtiene con la siguiente expresión:

$$\Delta L = \frac{H_{vi} - H_{vf}}{1000} \times 2.54 \quad (18)$$

en donde:

H_{vi} = lectura inicial en el Vernier fijo del expansómetro, en milésimos de pulgada.

H_{vf} = lectura final en el Vernier fijo del expansómetro, en milésimos de pulgada.

La deformación axial unitaria máxima al pasar el espécimen de la condición de saturación a la de secado (ϵ_{sec} , en por ciento) se calcula con la fórmula (19):

$$\epsilon_{\text{sec}} = \frac{\Delta L}{H_{\text{sat}}} \times 100 \quad (19)$$

en donde:

H_{sat} = altura del espécimen saturado, en cm.

La altura del espécimen seco (H_{sec} , en cm) se determina con la fórmula (20):

$$H_{sec} = H_{sat} - \Delta L \quad (20)$$

El peso volumétrico seco del espécimen seco (γ_{dsec} , en Kg/m³) - se obtiene con la siguiente expresión:

$$\gamma_{dsec} = \frac{W_{sec}}{V_{sec}} \times 1000 \quad (21)$$

en donde:

W_{sec} = peso del espécimen seco en gr; se determina con la fórmula (17)

V_{sec} = volumen del espécimen seco en cm³ se determina según el párrafo 16), párrafo b)

El grado de compactación del espécimen seco (C_{sec} , en por ciento) se determina con la fórmula (22):

$$C_{sec} = \frac{\gamma_{dsec}}{\gamma_{dnax}} \times 100 \quad (22)$$

El Esqueleto No. 11 indica la manera de hacer el registro y cálculo de estos datos.

.1.6.3.2 Procedimiento de prueba para una muestra inalterada.

Para efectuar una prueba con un espécimen inalterado, se seguirán los siguientes pasos:

1o. De una muestra de suelo inalterado, de dimensiones adecuadas, se labrará con la zapata de corte (de un diámetro ligeramente mayor a la del molde, 10.25 cm) y con los cortadores; un espécimen en forma semejante a los obtenidos para la prueba de consolidación; véase el Instructivo para Ensayo de Suelos de la Secretaría de Recursos - Hidráulicos (5), páginas 241 a 249.

2o. El espécimen se pasa de la zapata de corte al molde de prueba, de la siguiente manera:

En la prensa se pone el molde, sobre éste se centra la zapata de corte y arriba de ésta se coloca un pistón de madera de 5 cm de al-

ESQUELETO No. 11

PRUEBA DE EXPANSION VOLUMETRICA CON EL EXPANSOMETRO DE HVSEM (TERMINACION)

PROYECTO _____ OBRA _____

SONDEO _____ LOCALIZACION _____

PROFUNDIDAD _____ IDENTIFICACION LABORATORIO _____

TIPO DE MUESTRA _____ PRUEBA NUMERO _____

APARATO NUMERO _____ MOLDE NUMERO _____

FECHA _____

DETERMINACION DE LA MAXIMA DEFORMACION UNITARIA AXIAL AL PASAR EL ESPECIMEN DE LA CONDICION DE SATURACION A LA DE SECADO

- 45) Lectura en el Vernier del expansómetro, antes del secado (1/1000") HORA Y FECHA _____
- 46) Lectura en el Vernier del expansómetro, después del secado (1/1000") HORA Y FECHA _____
- 47) Deformación máxima al pasar el espécimen de la saturación al secado

$$(47) = \frac{(45) - (46)}{1\ 000} \times 2.54$$
_____ cm
- 48) Deformación unitaria axial máxima (48) = $\frac{(47)}{(41)} \times 100$ _____ por ciento

DETERMINACION DEL GRADO DE COMPACTACION AL PASAR EL ESPECIMEN DE LA CONDICION DE SATURACION A LA DE SECADO

- 49) Altura del espécimen seco (49) = (41) - (47) _____ cm
- 50) Diámetro del espécimen seco _____ cm
- 51) Area del espécimen seco (51) = 0.785 (50)² _____ cm²
- 52) Volumen del espécimen seco (52) = (51)x(49) _____ cm³
- 53) Peso del molde + placa perforada + espécimen seco _____ gr
- 54) Peso del espécimen seco (54) = (53) - (26) - (38) _____ gr
- 55) Peso volumétrico seco del espécimen seco

$$(55) = \frac{(54)}{(52)} \times 1\ 000$$
_____ Kg/m³
- 56) Grado de compactación del espécimen seco

$$(56) = \frac{(55)}{(1)} \times 100$$
_____ por ciento

OPERADOR _____ CALCULO _____ REVISO _____

tura y 10.16 cm de diámetro; sobre el pistón se coloca una placa rígida de acero, 2.54 cm (1") de espesor, y de dimensiones mayores a las del molde (15 x 15 cm). Se fijan el molde y la zapata, y con el pistón de la prensa se empuja rápidamente el espécimen dentro del molde. Se retira el molde de la prensa y se enrasan las dos caras del espécimen.

Una vez que el espécimen está en el molde, se prosigue la prueba en la forma ya descrita para las muestras remoldeadas, desde el paso 7) hasta el final de la prueba.

3o. Es necesario obtener un testigo de humedad y de peso volumétrico húmedo en estado natural, de la muestra inalterada, para fijar estas dos condiciones iniciales de prueba antes de la saturación.

4o. Para establecer el patrón de comparación del peso volumétrico seco máximo y grado de compactación, se pueden seguir dos criterios, como se indica a continuación.

- a) Determinar previamente un peso volumétrico seco máximo Proctor y calcular el grado de compactación que le corresponda a la muestra, a partir de su peso volumétrico seco en estado natural.
- b) Suponer que el peso volumétrico seco en estado natural es el máximo y, por consiguiente, que el espécimen montado tiene un grado de compactación del 100 por ciento.

.1.6.3.3 Recomendaciones generales.

- 1) Para obtener las presiones de expansión, a partir de las deformaciones de expansión, es necesario calibrar previamente la barra calibrada deflectora montada en el marco rígido. Para esto, se puede seguir el método que más convenga al laboratorio, pero es conveniente que al final de la calibración se elabore una gráfica presiones aplicadas-deformación, para simplificar los trabajos posteriores.
- 2) El marco rígido y especialmente la barra calibrada deflectora se deben conservar limpios, libres de polvo y moho, ya que éstos pueden perjudicar el correcto funcionamiento de la barra.
- 3) Es conveniente que durante el proceso de saturación del espécimen se mantenga el expansómetro en un lugar horizontal, firme y exento de vibraciones.
- 4) Es aconsejable efectuar recalibraciones de la barra calibrada deflectora cuando menos cada 4 meses, o menos, dependiendo de su uso. Sin embargo, cuando se tengan lecturas en el micrómetro superiores a 1 mm, durante tiempos superiores a 15 horas, es conve-

niente efectuar una recalibración de la citada barra.

- 5) A fin de poder efectuar cálculos complementarios, por ejemplo: - relación de vacíos, grado de saturación, etc. es conveniente determinar el peso específico relativo de los sólidos (S_g), con -- testigos representativos complementarios.
- 6) Debe ponerse especial atención en el momento de montaje del espécimen a saturación, de no presionar excesivamente con el vástago de la placa perforada la barra calibrada deflectora, ya que esto puede inducir esfuerzos residuales en la mencionada barra, que -- se liberarán precisamente durante el proceso de saturación y da -- rán lecturas erróneas del micrómetro.
- 7) Mediante la ejecución de esta prueba, además de cuantificar los movimientos verticales y la presión de expansión, es posible obtener otro tipo de información complementaria, tal como el coeficiente de permeabilidad. Para esto, es necesario medir los volúmenes de agua infiltrada así como el tiempo que se necesitó para la aparición de la primera gota de agua filtrada.
- 8) Finalmente, es conveniente aclarar que esta prueba tiene características tales que es factible realizarla prácticamente en cualquier tipo de especímenes compactados, como por ejemplo: obtener un espécimen de 10.16 cm (4") de diámetro a partir de otro de mayor diámetro previamente compactado dinámicamente o estáticamente. Es decir, que se puede variar de acuerdo con las necesidades del -- proyecto: el diámetro, la energía específica de compactación y -- el tipo de compactación del espécimen original.

Para mayor información se puede consultar la literatura especializada (16), (17) y (18).

.2 PRUEBAS PARA IDENTIFICACION DE SUELOS COLAPSIBLES.

.2.1 Límite líquido.

Esta prueba, como se expresó en el Apartado .2 de la Norma .1.1.10 Características Físicas y Mecánicas de los Suelos que Soportarán a los Canales, también es necesaria para la identificación de los suelos colapsibles y ya está descrita en la sección .1.1 de esta Norma.

.2.2 Peso volumétrico seco en estado natural.

.2.2.1 Generalidades

El peso volumétrico seco del suelo es otra de las pruebas simples de gran utilidad en la mecánica de suelos, ya que es una eficaz ayu

da en la identificación de los distintos materiales, así como para determinar algunas de sus relaciones volumétricas y gravimétricas; además, sirve como prueba de control en la construcción de terraplenes y bordos.

En la Sección .2.3 de la Norma .1.1.10, se estableció la necesidad de conocer, entre otras propiedades, el peso volumétrico para la identificación de los llamados suelos "colapsibles"; este peso puede ser determinado en el campo o en el laboratorio.

Según se explicó en el Inciso .1.3.1.c) de la Norma .1.1.10, el peso volumétrico seco de una muestra de suelo es la relación que existe entre el peso seco de la muestra (peso de los sólidos) y su volumen total, y se expresa así:

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V_t} \quad (23)$$

en donde:

γ_d = peso volumétrico seco, en gr/cm³ o Kg/m³

W_s = peso de los sólidos, en gr o Kg

V_t = volumen total de la muestra, en cm³ o m³

El peso volumétrico seco de una muestra de suelo está relacionado con su peso volumétrico húmedo, conforme a las siguientes expresiones:

$$\gamma_d = \frac{\gamma_h}{100 + w} \times 100 \quad (24)$$

$$\gamma_d = \frac{W_t}{V_t (100 + w)} \times 100 \quad (25)$$

en donde:

γ_h = peso volumétrico húmedo del suelo, en Kg/m³

w = contenido de agua o humedad, en por ciento

W_t = peso total de la muestra de suelo = peso del agua contenida en la muestra (W_w) más peso de los sólidos (W_s), en gr o Kg.

V_t = volumen de la muestra de suelo, en cm³ o m³

.2.2.2 Determinación en el laboratorio del peso volumétrico seco en estado natural.

.2.2.2.1 Generalidades.

Para este caso es indispensable la obtención de muestras inalteradas, lo que hace que el peso volumétrico seco en el laboratorio sólo sea posible obtenerlo en especímenes que se puedan labrar. Naturalmente que las muestras pueden ser tanto de un suelo en su estado natural como de un material compactado en el laboratorio.

El problema se reduce a determinar directamente los valores de las literales de la expresión (25). W_t puede conocerse pesando el espécimen de suelo en una balanza con aproximación de 0.01 gr; el contenido de agua se determinará conforme a lo establecido en la Sección .2.3 de esta Norma; finalmente, V_t se valorará labrando la muestra original para lograr un espécimen con forma geométrica simple, por inmersión de la muestra en mercurio (ver procedimiento en la Sección .2.3 de esta Norma) o bien, por el método de la parafina que se explica en los párrafos siguientes.

.2.2.2.2 Método de la parafina para la determinación del volumen de un espécimen.

a) Equipo y material necesario:

- Parafina
- Balanza de 200 gr de capacidad, con triple escala y con sensibilidad de 0.01 gr. (Ver la Figura No. 3)
- Balanza de precisión con aproximación de 0.01 gr
- Vaso de cristal de 500 ml.
- Hilo
- Cortador o cuchillo
- Cápsula metálica para derretir la parafina

.2.2.2.3 Procedimiento para efectuar la prueba.

De la muestra inalterada se labra una probeta de forma sensiblemente cúbica, de cinco centímetros de lado, pesándose inmediatamente; y se registra este peso "humedo" (W_t), en gramos. A continuación, la probeta labrada se cubre con parafina líquida en capas delgadas, se deja enfriar y se obtiene el peso de la probeta recubierta (W_p).

El volumen de la cubierta de parafina (V_p) se determina con la siguiente fórmula:

$$V_p = \frac{W_p - W_t}{D_p \gamma_o}, \text{ en cm}^3 \quad (26)$$

donde:

D_p = peso específico relativo de la parafina

γ_o = peso específico del agua, a 4°C y a la presión atmosférica al nivel del mar, igual a 1 gr/cm³

Se ata la probeta con un hilo, dejando un extremo libre de éste para suspenderla de la balanza. Se coloca el vaso con agua (300 ml aproximadamente) suspendiéndolo debajo del brazo de la balanza, por medio del aditamento especial que tiene (véase la Figura No. 3). La probeta atada a la balanza se sumerge totalmente dentro del agua -- sin que toque el fondo ni las paredes del vaso; y se registra el peso de la probeta (W_a) en estas condiciones.

El volumen del espécimen queda definido por la expresión:

$$V_t = \frac{W_p - W_a}{\gamma_w} - V_p, \text{ en cm}^3 \quad (27)$$

La diferencia $W_p - W_a$ representa el peso del agua (en gramos) a la temperatura ambiente, desalojado por el espécimen cubierto con parafina, que dividido entre γ_w resulta el volumen del espécimen con parafina (en cm³). El volumen de la parafina (V_p) se determina en la fórmula (26).

.2.2.3 Determinación en el campo del peso volumétrico seco en estado natural.

La determinación en el campo del peso volumétrico seco únicamente se efectúa en la superficie del terreno natural y en pozos a cielo abierto, especialmente excavados hasta profundidades de 3 a 5 m. También queda restringida por la dureza de los materiales, ya que es necesario removerlos con herramientas manuales durante la excavación del pozo.

Un procedimiento para determinar el peso volumétrico en el campo está descrito en el Instructivo para Ensaye de Suelos de la Secretaría de Recursos Hidráulicos (5), páginas 361 a 375. De los métodos presentados es más recomendable el "A": Determinación del Volumen del Pozo con Arena.

En la descripción de la prueba del permeámetro de pozo, Sección .3.4 de esta Norma, se indica otro procedimiento para determinar el peso volumétrico seco del suelo en estado natural.



FIG. 3.- PESANDO LA MUESTRA CUBIERTA CON PARAFINA SUMERGIDA EN AGUA

Para ampliar la información, se puede consultar la literatura especializada (1), (2), (4), (5) y (11).

.2.3 Humedad natural o contenido de agua natural.

.2.3.1 Generalidades.

Esta prueba describe el método para determinar la humedad o contenido de agua del suelo. Como se estableció en el inciso .1.3.1.s) de la Norma .1.1.10, la humedad de un suelo se define como la relación del peso del agua contenida (W_w) al peso de los sólidos (W_s), secado en horno entre 105 y 110°C hasta peso constante y dado en -- por ciento; la humedad queda expresada por la siguiente fórmula:

$$w = \frac{W_w}{W_s} \times 100, \text{ en por ciento} \quad (28)$$

donde:

w = humedad o contenido de agua, en por ciento

W_w = peso del agua contenida en la muestra, en gr

W_s = peso de los sólidos = peso seco de la muestra, en gr

La muestra seleccionada para la determinación de la humedad debe ser representativa del suelo cuyo contenido de agua se desea conocer. Si dicha muestra va a ser tomada en el campo y transportada al laboratorio para trabajarla, se deberá colocar en una cápsula o recipiente hermético que garantice que no habrá pérdidas de humedad durante el transcurso del tiempo de traslado.

La cantidad mínima de muestra que deberá tomarse para efectuar esta prueba, depende del tamaño máximo de las partículas del suelo. Como ilustración de lo anterior, se da la Tabla No. 1 que se considera como guía para la obtención de estas cantidades:

TABLA No. 1

CANTIDAD MINIMA DE SUELO PARA LA PRUEBA DE HUMEDAD

TAMAÑO MAXIMO DE LA PARTICULA	CANTIDAD DE SUELO (gr)
Malla No. 40	100
Malla No. 4	200
Malla 3/8"	1 000
Malla 3/4"	2 000
Malla 1 1/2"	3 000

.2.3.2 Equipo necesario.

- a) Cápsulas para muestras.- Las dimensiones de estas cápsulas -- son función del tamaño de la muestra y deben ser de un mate-- rial resistente a la corrosión y a los cambios fuertes de tem-- peratura; los vidrios de reloj, las cápsulas de porcelana o -- metálicas galvanizadas, pueden ser adecuadas para esta prueba.
- b) Balanza de precisión, con aproximación de 0.01 gr.
- c) Horno con termostato, que mantenga la temperatura entre 105 y - 110°C.
- d) Desecador.

.2.3.3 Procedimiento para hacer la prueba.

- a) La muestra se coloca en una cápsula, previamente tarada y se pesa con el suelo húmedo.
- b) La cápsula con la muestra se coloca en el horno y se seca a - una temperatura de 110°C, hasta que la muestra tenga un peso constante. Generalmente se dejan las muestras en el horno de 16 a 24 horas.
- c) Después de secar la muestra a peso constante, se coloca en un desecador para que se enfríe a la temperatura ambiente, pero sin que absorba humedad.
- d) Una vez enfriada la muestra a la temperatura del laboratorio, se pesa.

El Esqueleto No. 12 indica la manera de llevar el registro de la prueba.

.2.4 Peso específico relativo de los sólidos.

.2.4.1 Generalidades.

El peso específico relativo de los sólidos (S_g) se define como la relación entre el peso específico de los sólidos (γ_s) y el peso específico del agua (γ_o) a 4°C, destilada y sujeta a una atmósfera de presión.

Algunos autores llaman a esta relación "Densidad" del suelo, y la definen como la relación entre el peso de los sólidos y el peso del volumen de agua que desalojan.

En el Instructivo para Ensayo de Suelos de la Secretaría de Recursos Hidráulicos (5), páginas 126 a 145, se describe el procedimiento para determinar la "Densidad" o peso específico relativo de los sólidos.

Para ampliar la información del tema, puede consultarse la literatura especializada (1), (2), (4), (5) y (11).

.2.5 Grado de saturación.

.2.5.1 Generalidades.

El grado de saturación de una muestra de suelo es la relación entre el volumen del agua contenida en los vacíos de la muestra y el volumen de vacíos, según se definió en el Inciso .1.3.d.e) de la Norma .1.1.10. Se expresa en por ciento y algunas veces se le denomina también porcentaje de saturación.

Estrictamente hablando, el grado de saturación no es una prueba de laboratorio; sin embargo, esta característica de los suelos ha demostrado tener fundamental influencia en algunas de sus propiedades; tales como la impermeabilidad, compresibilidad y resistencia al esfuerzo cortante.

De acuerdo con su definición, el grado de saturación se expresa así:

$$G_w = \frac{V_w}{V_v} \times 100 \quad (29)$$

ESQUELETO No. 12

DETERMINACION DEL CONTENIDO DE AGUA
(HUMEDAD)

OBRA _____ PROYECTO _____

IDENTIFICACION DEL LABORATORIO _____

IDENTIFICACION DE LA MUESTRA _____

- (1) Muestra número _____
 - (2) Cápsula número _____
 - (3) Peso cápsula + suelo húmedo _____ gr
 - (4) Peso cápsula + suelo seco _____ gr
 - (5) Peso cápsula _____ gr
 - (6) Peso del agua (3) - (4) _____ gr
 - (7) Peso del suelo seco (4) - (5) _____ gr
- Humedad: $\frac{(6)}{(7)} \times 100$ _____ por ciento

OBSERVACIONES: _____

FECHA _____

OPERADOR _____ CALCULO _____ REVISO _____

donde:

G_w = grado de saturación, en por ciento

V_w = volumen del agua contenida en los vacíos de una muestra de suelo, en cm^3

V_v = volumen de vacíos en la muestra, en cm^3

El grado de saturación se puede determinar a partir de la siguiente expresión:

$$G_w = \frac{w \cdot S_r \cdot \gamma_d}{S_s \cdot \gamma_w - \gamma_d} \quad , \text{ en por ciento} \quad (30)$$

donde:

w = humedad natural de la muestra de suelo, en por ciento

S_r = peso específico relativo de los sólidos

γ_d = peso volumétrico seco en estado natural, en gr/cm^3

γ_w = peso específico del agua en las condiciones de trabajo, - aproximadamente igual a $1 gr/cm^3$

La fórmula (30) es muy práctica para determinar el grado de saturación en las pruebas de campo. Sin embargo, en el laboratorio es usual calcularlo con la siguiente expresión:

$$G_w = \frac{S_s}{\gamma_w} \gamma_o \left(\frac{W_t - W_s}{\gamma_o S_s V_t - W_s} \right) \times 100, \text{ en por ciento} \quad (31)$$

en donde:

S_s = peso específico de los sólidos

γ_w = peso específico del agua a la temperatura ambiente, gr/cm^3

γ_o = peso específico del agua a $4^\circ C$, destilada y sujeta a una atmósfera de presión, gr/cm^3

W_t = peso total de la muestra del suelo, gr

W_s = peso de los sólidos, gr

V_t = volumen total de la muestra del suelo, cm^3

Para mayores detalles se puede consultar la literatura especializada (1), (2), (4), (5), (10) y (11).

.3 PRUEBAS DE CAMPO PARA DETERMINAR PROPIEDADES DE INGENIERIA DE LOS SUELOS

.3.1 Generalidades.

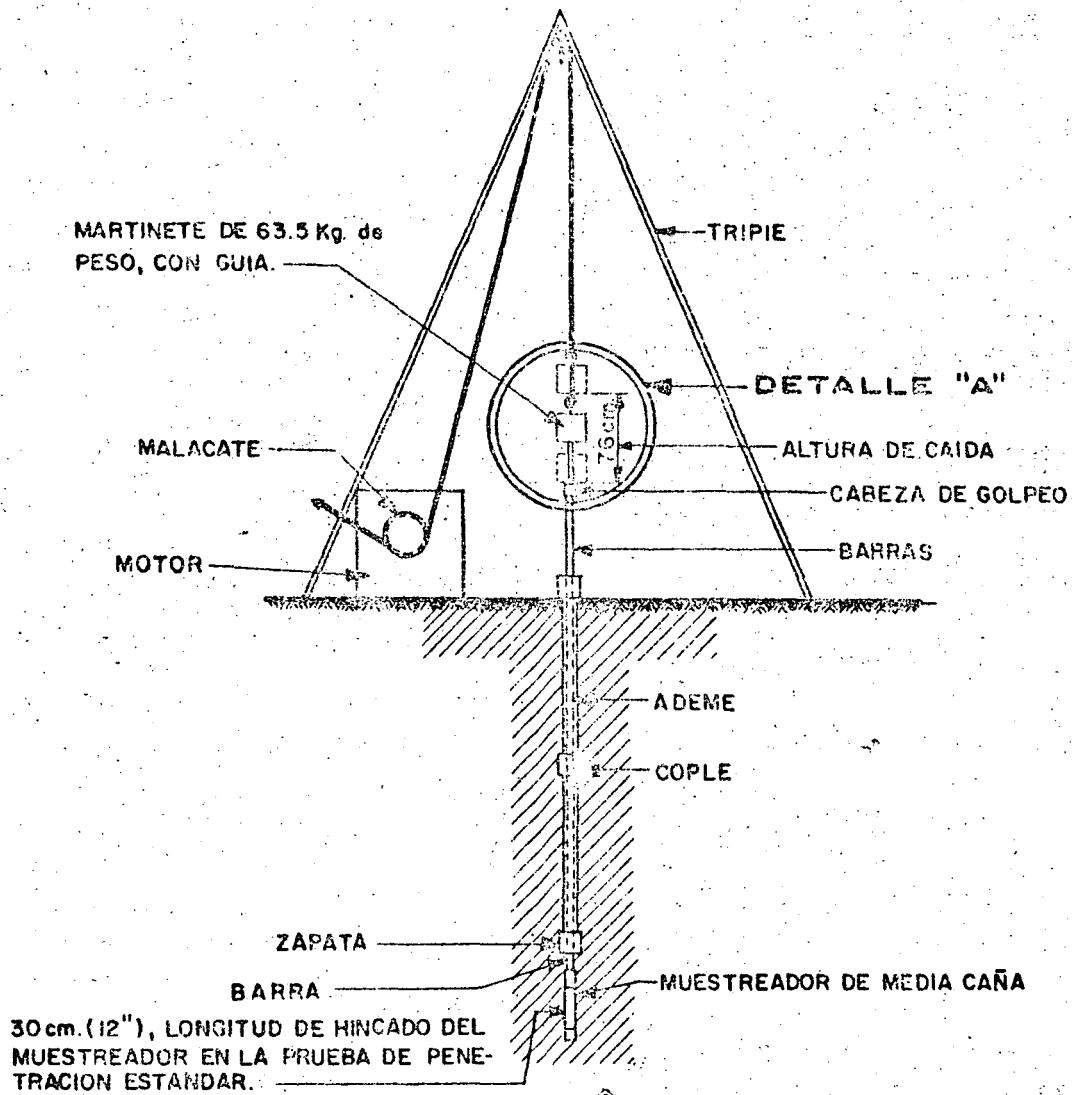
En lo relativo a "Actividades geotécnicas que intervienen en el proyecto de un sistema de riego", Norma .1.1.10, se estableció que en los diferentes niveles de un proyecto de un sistema de riego es necesario recabar y obtener en el campo, la información acerca de las características físico-mecánicas del subsuelo; información que debe detallarse de acuerdo con la naturaleza e importancia del proyecto.

Esta necesidad ha originado el desarrollo de una serie de "pruebas de campo" encaminadas a obtener de una manera rápida y sencilla, la información relativa a la estratigrafía, así como a las características más significativas, tales como la resistencia al esfuerzo cortante, compresibilidad, permeabilidad, etc. de los suelos.

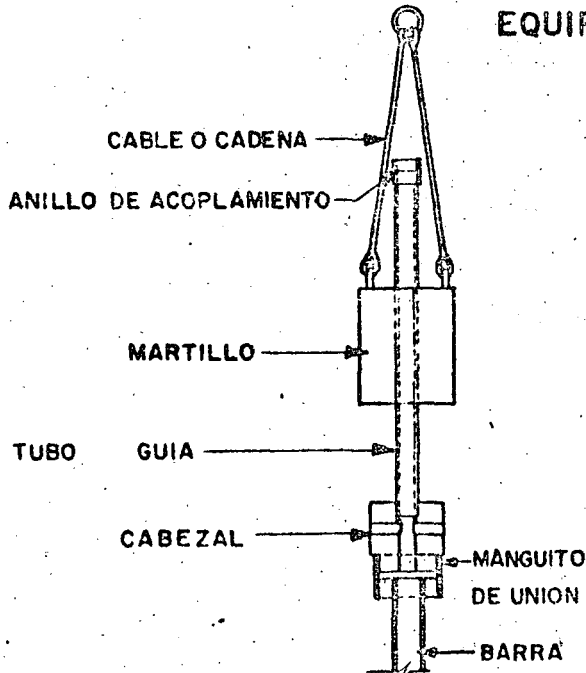
Por esta razón, a continuación se describen tres pruebas de campo que por su versatilidad y facilidad de ejecución, prestan sigular ayuda a la solución de numerosos problemas en los diferentes niveles de proyecto, especialmente en el de elección de alternativas y en el de proyecto detallado; éstas son: la prueba de penetración estándar, la prueba de veleta en el lugar y la prueba del permeámetro de pozo para la determinación de la permeabilidad en el lugar.

La prueba de penetración estándar es realmente un método de exploración y muestreo del subsuelo, que tiene la ventaja de proporcionar información acerca de la compacidad y consistencia de los suelos, según se indicó en los Incisos .1.3.1.d) y .1.3.2.a) de la Norma .1.1.10. Como una consecuencia de este hecho, se puede estimar la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos mediante correlaciones ya establecidas, aunque éstas sean un poco toscas; también es factible determinar cualitativamente la compresibilidad de los diferentes estratos, así como efectuar correlaciones mediante las pruebas índices o de consistencia practicadas a las muestras alteradas recuperadas. Esta prueba tiene particular importancia en los suelos friccionantes, como las arenas y arenas limosas, difíciles de muestrear; asimismo, es de gran ayuda para elaborar posteriores programas y elegir el método más adecuado para exploración de los suelos.

La prueba de la veleta es uno de los métodos para medir la resistencia al esfuerzo cortante "in situ" en suelos blandos o poco firmes, pudiéndose efectuar en el lugar durante las maniobras de explo



EQUIPO PARA LA PRUEBA DE PENETRACION ESTANDAR



DETALLE "A" - DIFERENTES TIPOS DE MARTILLOS DE CAIDA LIBRE.

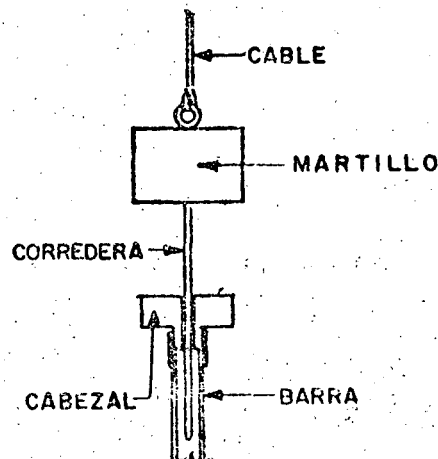


FIG. N°4

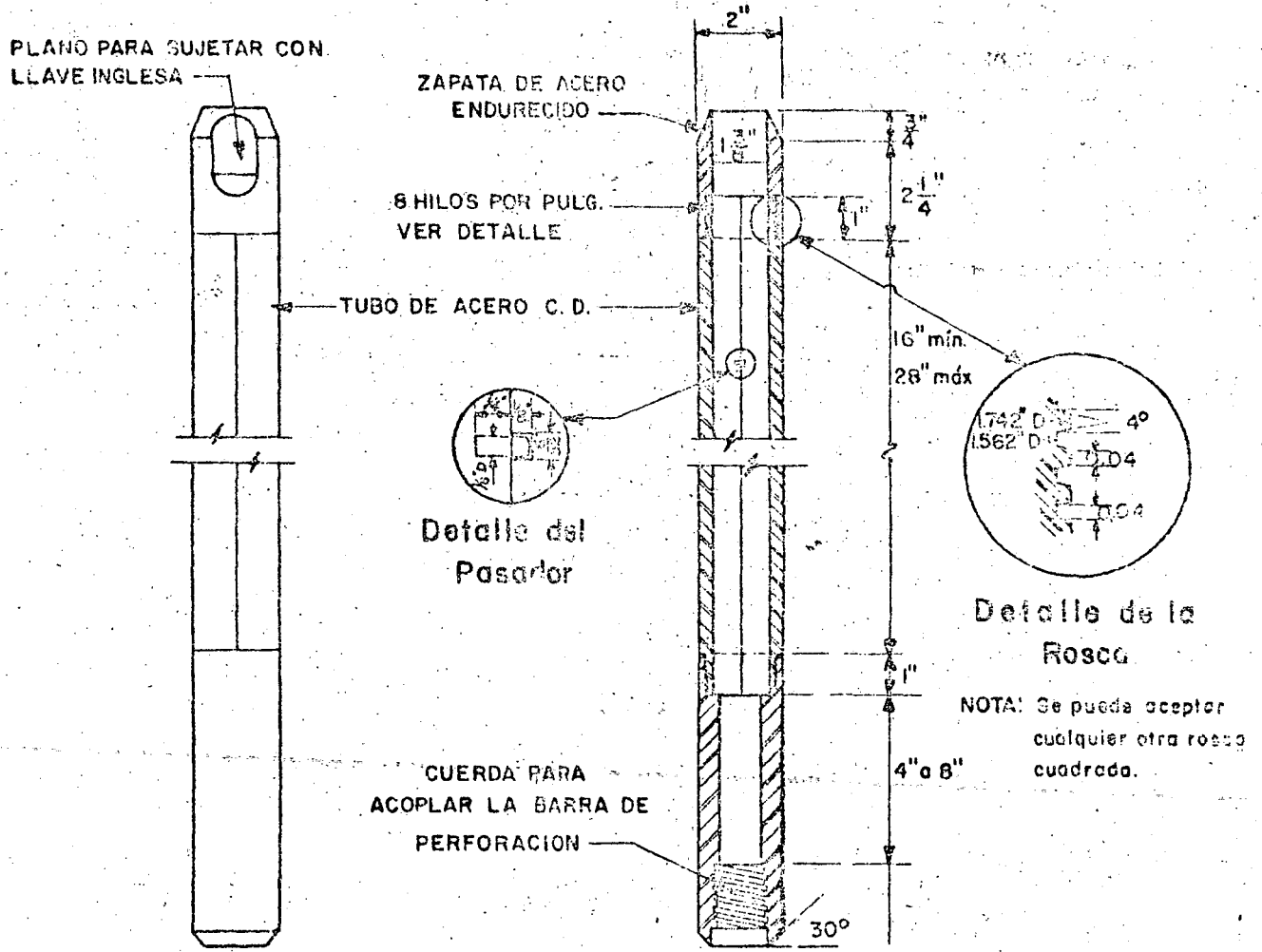


FIG. Nº5.- MUESTREADOR DE MEDIA CAÑA PARA LA PRUEBA DE PENETRACION ESTANDAR.

NOTAS:

TOMADO DEL MANUAL DE TIERRAS, EARTH MANUAL, U.S.B.R.

identificación, hojas de registro, etc.

.3.2.3 Procedimiento de prueba.

- a) Con el equipo auxiliar de exploración (rotatorio, percusión, - barrona, posteadora, etc) se limpia y prepara el pozo, ya sea en la superficie o bien, a la profundidad que se desea efectuar la prueba; cuidando de no alterar las condiciones del suelo durante las operaciones de limpieza. Si existe alguna obstrucción, por ejemplo: un fragmento de roca, se quitará con una pulseta o trépano o se perforará con la máquina rotatoria si se tiene disponible. El muestreador estándar nunca debe usarse como pulseta.

La prueba de penetración estándar se puede hacer en forma continua, es decir, a lo largo de todo el sondeo, o emplearse solamente en ciertos tramos: en estratos o a profundidades previamente fijadas.

Cuando sea necesario el empleo de tubería de ademe, ésta descenderá hasta la capa o estrato por probar, hasta que haya sido efectuada la prueba de penetración y se haya realizado el muestreo.

- b) Se desciende el muestreador estándar hasta el fondo del pozo, mediante las barras de perforación. En la superficie se coloca la cabeza de golpeo y la guía del martinete. Golpeando con el martinete se introduce el muestreador una longitud de 15.2 cm (6") dentro del suelo; inmediatamente después se inicia la prueba de penetración propiamente dicha, contando el número de golpes en caída libre del martinete, necesarios para hincar el muestreador los 30.5 cm (12"), registrando este número "N" como "resistencia a la penetración". A partir de esto, se seguirá hincando el resto del muestreador o se retirará.

En terreno muy compacto o muy firme es recomendable suspender la prueba al llegar a los 50 golpes, no obstante que sólo se haya logrado una penetración menor a los 30.5 cm, o en ocasiones nula; esta medida es indicada para proteger el muestreador, debiéndose registrar la resistencia a la penetración como $50/d$, donde "d" es la profundidad hincada en esos 50 golpes.

Es frecuente encontrar estratos con altos contenidos de grava, boleos, cantos rodados; etc., empacados en arcilla o limos; en estos materiales, la prueba de penetración puede conducir a resultados erróneos, dando resistencias del subsuelo muy altas. En este tipo de suelos es aconsejable no hacer esta prueba, si no utilizar otros métodos de exploración, como el rotatorio, el uso de trépano y pulseta, etc.

- c) Con el malacate o con la máquina de perforación, se retara el muestreador, se abre para extraer las muestras y se colocan en los recipientes o frascos perfectamente sellados para que no pierdan humedad, ya que es necesario determinar el contenido de agua a todas las muestras obtenidas. Es conveniente efectuar una clasificación del suelo en el campo, véase la Sección .1.2 de la Norma .1.1.10; durante este proceso debe registrarse la longitud total de suelo recuperado, así como poner especial atención en la identificación y etiquetado de cada muestra, antes de remitirlas al laboratorio, registrando los datos que se indican en la etiqueta; tales como: localización y número del sondeo, profundidad, etc.
- d) Además, se debe recabar información acerca del nivel de aguas freáticas, profundidad a la cual se perdió el agua, presión artesiana (pozos o agua artesiana), zona donde se usó ademe, nivel de aguas freáticas antes y después de colocar el ademe. En arenas, el nivel freático se determinará cuando menos 30 minutos después de terminar el sondeo; en limos, después de 24 horas; en arcillas es difícil hacer una medida confiable de la posición del nivel freático en corto tiempo, razón por lo que se aceptan también 24 horas para determinarlo.
- e) Toda la información obtenida durante el sondeo se registrará en el Esqueleto No. 13.
- f) En el Inciso .1.3.2.a) de la Norma .1.1.10 se tiene la correlación de la prueba de penetración estándar para las diferentes consistencias o compacidades de los suelos. Para mayor información se puede consultar la literatura especializada (1), (2), (3), (4), (6), (7), (8), (9) y (10).

.3.3 Prueba de la veleta.

.3.3.1 Generalidades.

Esta prueba permite determinar, en el lugar, la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos cohesivos, saturados y suaves. La aplicación principal de esta prueba es precisamente para conocer la resistencia al corte del subsuelo, en el proyecto de cimentaciones y taludes en cortes o terraplenes.

La relativa ventaja de esta prueba radica en que se realiza directamente sobre los suelos en el lugar, pero cabe aclarar que últimamente se han desarrollado modelos de veletas para efectuar pruebas en el laboratorio sobre muestras inalteradas; sin embargo, al introducir la veleta en el suelo se alteran en forma desfavorable las condiciones originales de éste.

ESQUELETO No. 13

PRUEBA DE PENETRACION ESTANDAR
DETERMINACION INDIRECTA DEL ESFUERZO CORTANTE DEL SUELO

OBRA _____ PROYECTO _____
 LOCALIZACION SONDEO Km _____ ELEVACION SONDEO _____ m
 TIPO DE OBRA _____ PROCEDIMIENTO _____
 N.A.F. _____ BARRA PERFORACION _____ LONGITUD _____ cm
 PESO DEL MARTINETE _____ Kg ALTURA CAIDA _____ cm DIAMETRO
 INTERIOR _____ cm
 MUESTREADOR _____ SONDEO NUMERO _____ DIAMETRO
 EXTERIOR _____ cm

PROFUNDIDAD (m)	CLASIFICACION DE CAMPO (SUCS)	MUESTRA NUMERO	DE (m)	A (m)	NUMERO DE GOLPES EN 30 cm DE PENETRACION "N"	LONGITUD RECUPERADA (cm)	OBSERVACIONES

BRIGADA PERFORACION _____

PERFORO _____

SUPERVISO _____

FECHA DE INICIACION _____

FECHA DE TERMINACION _____

La interpretación de los resultados de esta prueba guarda cierta similitud con la prueba directa de corte y, en consecuencia, tiene las mismas desventajas o limitaciones (2).

La prueba consiste básicamente en hincar una veleta de 4 aspas en el suelo natural, mediante una manivela aplicar un momento de torsión hasta provocar la falla por esfuerzo cortante en la superficie cilíndrica del suelo que inscribe a la veleta, convirtiéndose así un esfuerzo de torsión en cortante.

.3.3.2 Equipo y aparatos necesarios.

- a) Veleta.- En términos generales, puede decirse que consta de un vástago desmontable en piezas, en cuyo extremo inferior está colocada la veleta de 4 aspas propiamente dicha. Existen numerosos tipos y modelos; la diferencia entre los diversos modelos estriba en el sistema de aplicación, transmisión y medición del par de torsión, pero básicamente funcionan bajo el mismo principio; en vista de lo cual, aquí se ha adoptado para fines ilustrativos la aceptada por el B.O.R. (EUA) y presentada en la Figura No. 6. Este aparato está compuesto de varias partes, como se describe en los siguientes párrafos.

El dispositivo para aplicar la torsión se maneja con una manivela que se mueve a una velocidad especificada; mediante un conjunto de engranes se trasmite el par torsionante a un engrane circular de 25 cm (10") ϕ conectado a un anillo rígido, llamado anillo de torsión. El engrane circular está dividido en grados y cuenta con un indicador para registrar la rotación. El anillo rígido o de torsión tiene 12.7 cm (5") de diámetro exterior, 2.5 cm (1") de altura y 1.45 cm (0.57") de espesor; es capaz de inducir un momento compensado o equilibrado a la barra de la veleta sin necesidad de un cojinete de empuje. Este anillo tiene una sección cortada que se deforma cuando se aplica la torsión. Dicha deformación se registra en un micrómetro, calibrado en Kg-m, que mide el momento torsionante.

Se usa un tubo de ademe de 20 cm (8") de diámetro y 60 cm (2 pies) de longitud, con aletas para anclar el dispositivo de torsión, hincándolo como mínimo 30 cm dentro del terreno; se emplean tubos de extensión para variar el nivel del dispositivo o la profundidad de colocación de la veleta, cuando esto sea necesario.

El vástago de la veleta se compone de una barra de perforación estándar calibre "A" de 1.5 m (5 pies) de longitud, que termina en la parte superior en sección cuadrada (5/8" x 5/8") para ensamblarse al sistema de torsión y en el otro extremo se conecta la veleta. La barra está protegida por un tubo de ademe estándar BX de 1.5 m (5 pies) de longitud, que termina en una

cámara sellada antifricciónante e impermeable. Véase la Figura No. 6.

Las barras "A" se conectarán a tope, apretándose cuidadosamente para evitar que se deslicen durante la aplicación de la torsión. Los tubos BX y barras "A" de 1.50 m (5 pies) de longitud, permiten efectuar pruebas a estas distancias, pero se pueden fabricar tubos y barras de dimensiones especiales para variar el espaciamiento de los ensayos.

La veleta propiamente dicha se fabrica en 3 diferentes tamaños:

DIAMETRO cm (Pulg.)		ALTURA cm (Pulg.)	
10.0	(4)	20	(8)
7.5	(3)	15	(6)
5.0	(2)	10	(4)

Existen otros tipos de veleta de diseño especial, como el presentado en la Figura No. 7, para determinar la fricción propia del conjunto barras-veleta, correspondiente a cada prueba, antes de aplicar el par torsionante. Cuando no se disponga de un aparato de este tipo, será necesario determinarla con el vástago solo, sin la veleta, o suponer la corrección por fricción al interpretar los resultados de la prueba.

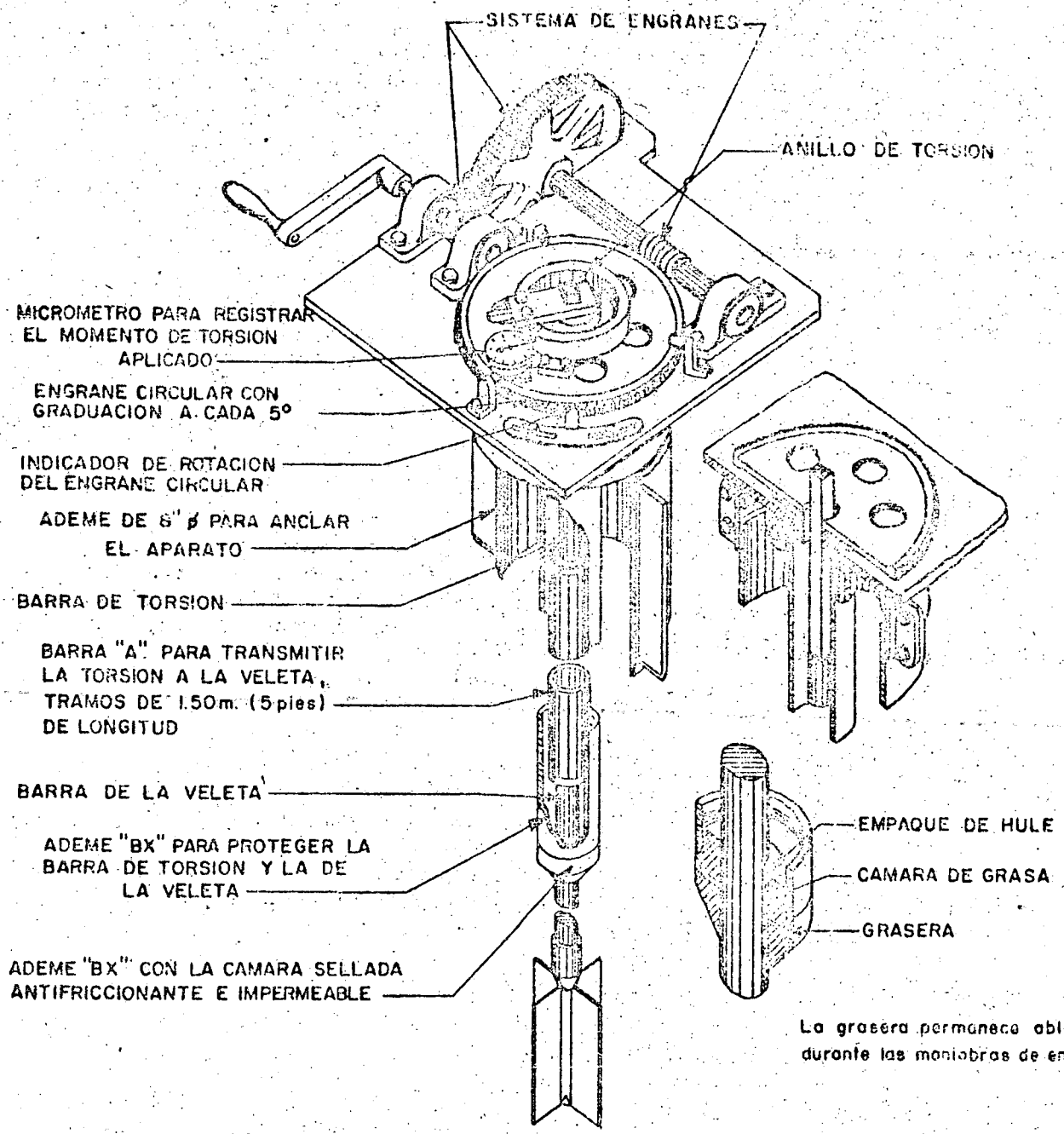
b) Equipo de perforación.

El equipo de perforación completo con sus accesorios (barras de perforación, tubos de ademe, equipo de engrasado, etc.) es generalmente necesario para colocar la veleta a la profundidad de prueba y retirarla después que se ha efectuado ésta. Los equipos ligeros y de mano son útiles sólo a poca profundidad y en suelos blandos.

c) Cronómetro con segundero.

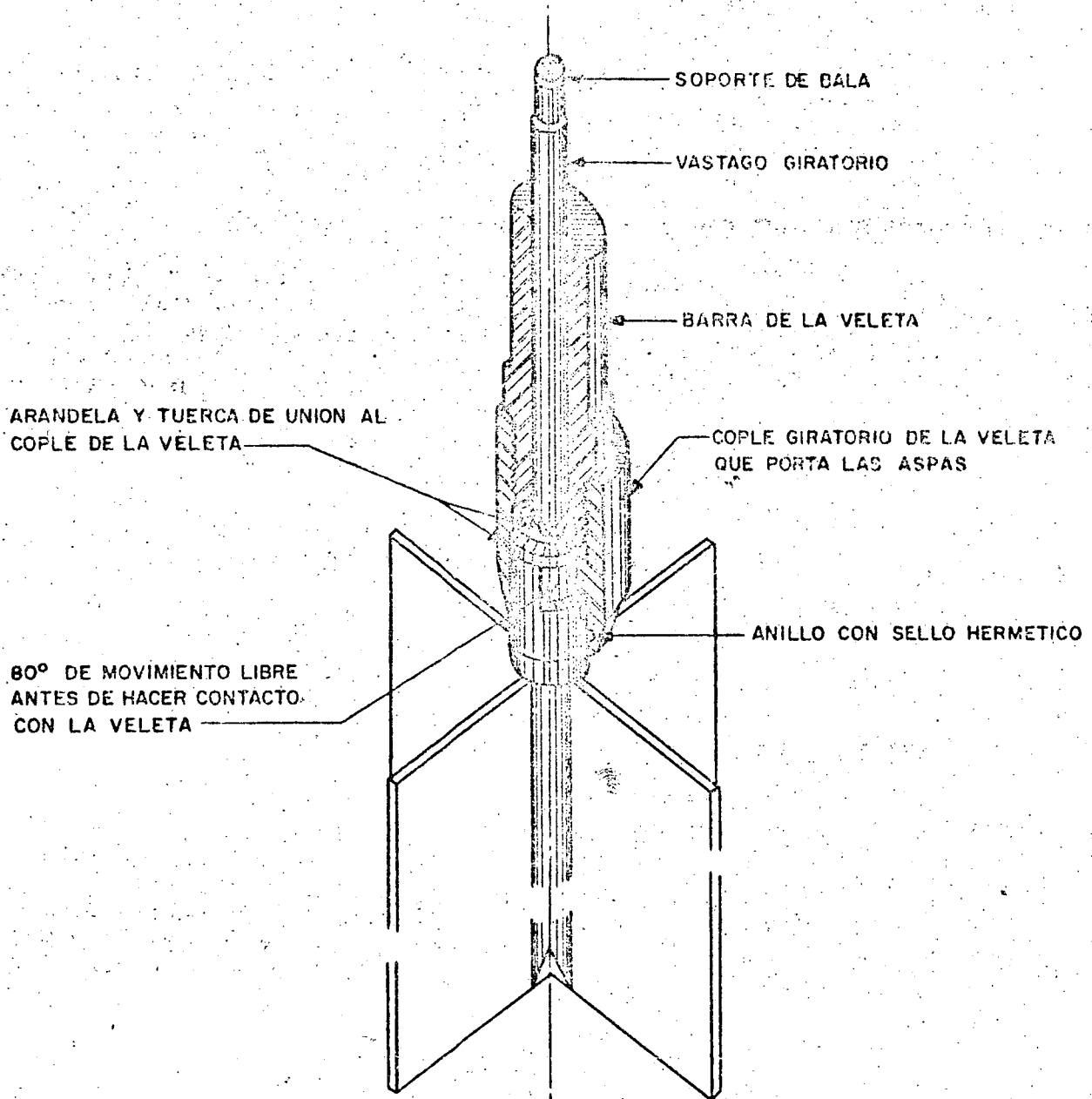
.3.3.3 Procedimiento de instalación.

- a) Se hinca el tubo de anclaje de 20 cm (8") de diámetro por presión, percusión o en una perforación previa; se retira el suelo del centro y se nivela el tubo hasta la altura deseada, colocando las extensiones de tubo que sean necesarias.
- b) Se arma el vástago de la veleta, apretando las conexiones para que soporte un momento de torsión máximo de 30 Kg-m (200 lb-pie) o la capacidad del instrumento.



La grasera permanece abierta durante las maniobras de engrase.

FIG N°6.- VELETA TIPO BUREAU OF RECLAMATION.



NOTAS:

EL DIBUJO ESTA FUERA DE ESCALA.

TOMADO DEL MANUAL DE TIERRAS.- EARTH MANUAL, U.S.B.R.

FIG. N° 7.- ESQUEMA DE UNA VELETA MODIFICADA PARA DETERMINAR LA FRICCIÓN PROPIA DEL APARATO

- c) Una vez armado el vástago con la veleta, se introduce ésta en el pozo, se instala a unos 75 cm (30") sobre la elevación a la cual se va a efectuar la prueba. La distancia mínima aceptable es de unos 45 cm (18").

En consecuencia, el pozo se debe preparar por cualquiera de los métodos o equipo disponibles, cuidando de no alterar en lo más mínimo las condiciones naturales del subsuelo en la zona cercana a la prueba. Lo ideal sería hincar la veleta desde la superficie, pero esto no es siempre posible, pues aún en suelos blandos es bastante difícil introducir el vástago con la veleta, sin golpear demasiado o dañar las aspas de la misma.

- d) Colocada la veleta en esta posición, se sujeta el vástago a la barra cuadrada y se aprieta aplicando un momento mayor de 30 - Kg-m (200 lb-pie) de acuerdo con el instrumento que se use. A continuación se efectúa la determinación de la fricción del conjunto vástago-barras-veleta (aspas). Esto se puede hacer con una llave de tuercas aplicada en la barra cuadrada, volviendo la barra hacia atrás hasta sentir el tirón de la veleta (aspas); generalmente es un momento de 1.5 a 3 Kg-m (10 a 20 lb-pie).
- e) Se hinca a presión la veleta hasta la profundidad de prueba.
- f) Se inserta el dispositivo de torsión en la barra cuadrada, descausando sobre el tubo BX y se asegura con grapas a éste; con la barra de la veleta libre, se coloca en cero la carátula de medición y, finalmente, la placa del dispositivo de torsión se asegura con grapas al tubo de anclaje de 20 cm (8") de diámetro.

.3.3.4 Procedimiento de prueba.

En el micrómetro se hacen las lecturas iniciales del momento de torsión y en el transportador, las lecturas correspondientes al ángulo de giro dejando la barra suelta, sin torsión. La manivela debe girar a una velocidad normal de 12 rpm, lo cual corresponde a 0.1° de rotación por segundo del vástago de la veleta; las lecturas se hacen a intervalos de 5°.

La primera parte de la prueba corresponde a la determinación de la fricción, haciendo 6 lecturas, es decir hasta 30° de giro con la velocidad normal, pero sin registrar lecturas de torsión hasta que la veleta haga contacto; este punto debe ser vigilado cuidadosamente por el operador.

La segunda parte de la prueba es propiamente la determinación de la resistencia del suelo al corte. Para esto se mantiene constante la velocidad normal de 12 rpm y las lecturas de deformación a cada

5° de intervalo, hasta alcanzar la máxima lectura de deformación; posteriormente, se efectúan 5 lecturas adicionales con el mismo intervalo de 5°.

La tercera parte de la prueba consiste en la determinación de la resistencia al corte del suelo remoldeado después de la falla del mismo. Para esto, se gira la veleta un ángulo de 90°, sin efectuar lecturas; desde este punto se procede a efectuar 5 lecturas a intervalos de 5° y a la velocidad normal.

En el Esqueleto No. 14 se lleva el registro de la prueba.

Para cada equipo de veleta se debe efectuar en el laboratorio -- una calibración de la curva "momento de torsión" en Kg-m (lb-pie) -- contra deformaciones medidas en 0.0001 mm, cuando menos una vez al año. La Figura No. 8 muestra una curva de calibración típica.

El momento resistente total, en el instante de la falla incipiente, será igual al momento aplicado:

$$M_T = M_{RL} + 2M_{RB} \quad (32)$$

en donde:

M_T = momento de torsión, en Kg-m

M_{RL} = momento resistente que se desarrolla en el área lateral del cilindro que circunscribe a la veleta, en Kg-m.

$$M_{RL} = 2 \pi R^2 HS \quad (33)$$

M_{RB} = momento generado en cada base, en Kg-m

$$M_{RB} = \frac{2}{3} \pi R^3 S \quad (34)$$

en donde:

H = altura de la veleta, en m

R = radio de la veleta, en m

S = resistencia al esfuerzo cortante del suelo obtenida con la veleta, en Kg/m²

La fórmula (32) puede escribirse de la siguiente manera:

$$M_T = 4 \pi R^2 (H/2 + R/3) S \quad (35)$$

MOMENTO TORSIONANTE Kg - m.

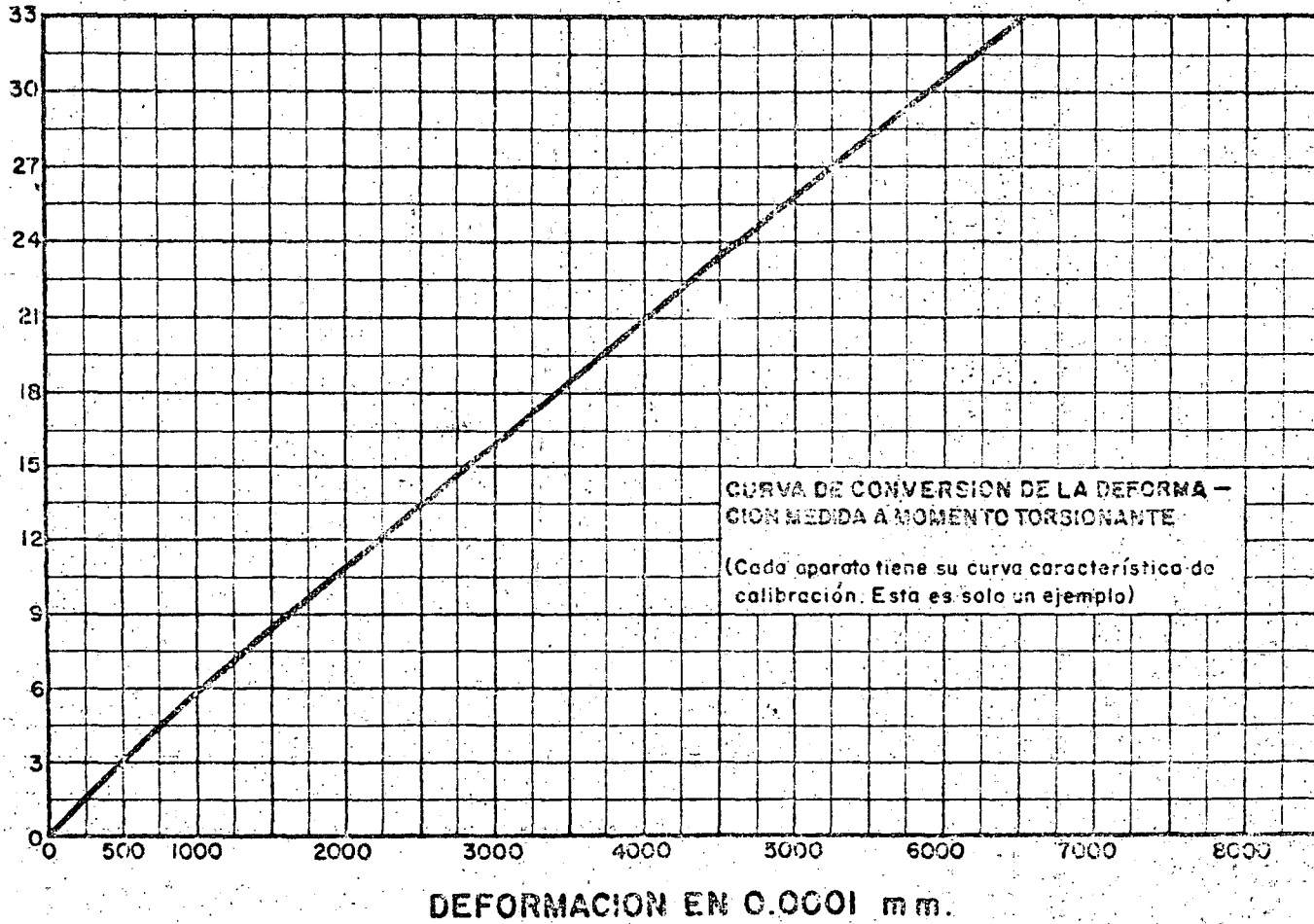


Fig. 8 - Curva típica de calibración de veleta

Despejando a S de la ecuación (35), se obtiene:

$$S = \frac{M_T}{4 \pi R^2 (H/2 + R/3)} \quad (36)$$

Como puede observarse el denominador de la ecuación (35) depende de la forma de la veleta; y para unas aspas con altura igual a dos veces su diámetro, que es una relación usual, se tiene:

$$S = \frac{3M_T}{28 \pi R^3} \quad (37)$$

El usuario o el operador deben tener siempre presente las limitaciones de este aparato, así como las precauciones que se deben tomar para su manejo.

- 1) Para el tipo de veleta aquí descrito se pueden registrar valores del momento torsionante desde 0 a 30 Kg-m (0 a 200 lb-pie) y no debe excederse este límite; cuando se use otro modelo de veleta debe verificarse este límite superior.
- 2) Para llegar a la profundidad de prueba, la distancia para hincar la veleta por presión es de 75 cm (30") dentro del suelo inalterado. Debe fijarse en este punto el movimiento vertical de la veleta y no moverla durante la prueba; se permite una tolerancia de ± 10 cm para fijar la veleta en su posición de prueba.
- 3) Se debe utilizar el tamaño de veleta adecuado a las características del subsuelo.

Para suelos muy suaves y saturados, con resistencias entre 0 a 0.7 Kg/cm² (0 a 10 lb/pulg²) se recomienda usar la veleta de 10 cm de diámetro (4").

Se aconseja usar la veleta de 7.5 cm (3") de diámetro en suelos saturados poco firmes, con resistencias entre 0 y 1.7 Kg/cm² (0 y 24 lb/pulg²). Las veletas de diámetros menores no son usuales, pero se acostumbra usarlas en suelos saturados firmes.

- 4) La veleta es un instrumento de precisión y, por consiguiente, se debe poner especial cuidado para no golpearla o deformarla durante su operación o transporte. Se le debe dar un buen servicio de mantenimiento, engrasando adecuadamente sus partes móviles y verificar periódicamente los sellos, especialmente en las veletas del tipo modificado por fricción.
- 5) Se debe comprobar el alineamiento de las barras, del vástago y las aspas de la veleta, para evitar errores en los resultados.

Se recomienda consultar la literatura especializada (1), (2), (3), (4), (5) y (7).

.3.4 Prueba de permeabilidad en el lugar, por el método del permeámetro de pozo.

.3.4.1 Generalidades.

Esta prueba sirve para determinar, en el lugar, el coeficiente de permeabilidad de un suelo. Se basa fundamentalmente en medir la velocidad de filtración del agua en un pozo sin ademe, sometido a una carga de agua constante. Esta prueba es de gran utilidad para estimar las probables filtraciones en un canal, como se indica en el inciso .1.3.2.d) de la Norma .1.1.10.

.3.4.2 Equipo, aparatos y materiales necesarios para efectuar la prueba.

1) Equipo de perforación.

Equipo ligero de perforación, mecánico o manual, para excavar el pozo, tales como: barrena helicoidal, posteadora, pala, pico, barras y barretas, etc.

2) Tanques de almacenamiento y para medición del agua filtrante.

Un tanque metálico de 200 lt de capacidad, calibrado y con indicador de nivel graduado, para hacer las mediciones del agua filtrante. Véase la Figura No. 9.

Tres o cuatro tanques de 200 lt de capacidad para almacenar el agua de infiltración inicial, conforme al volumen mínimo necesario calculado.

3) Válvula.

Válvula de flotador manejada por medio de un brazo de extensión, mostrada en la Figura No. 9. Para seleccionar sus dimensiones véase la Figura No. 10.

4) Flotador.

Flotador de madera o material equivalente con vástago de cobre.

5) Tubo-guía.

Tubo-guía galvanizado para el flotador, de 8.75 cm (3½") de diámetro interior por 30 cm (12") de longitud. Véase la Figura No. 9.

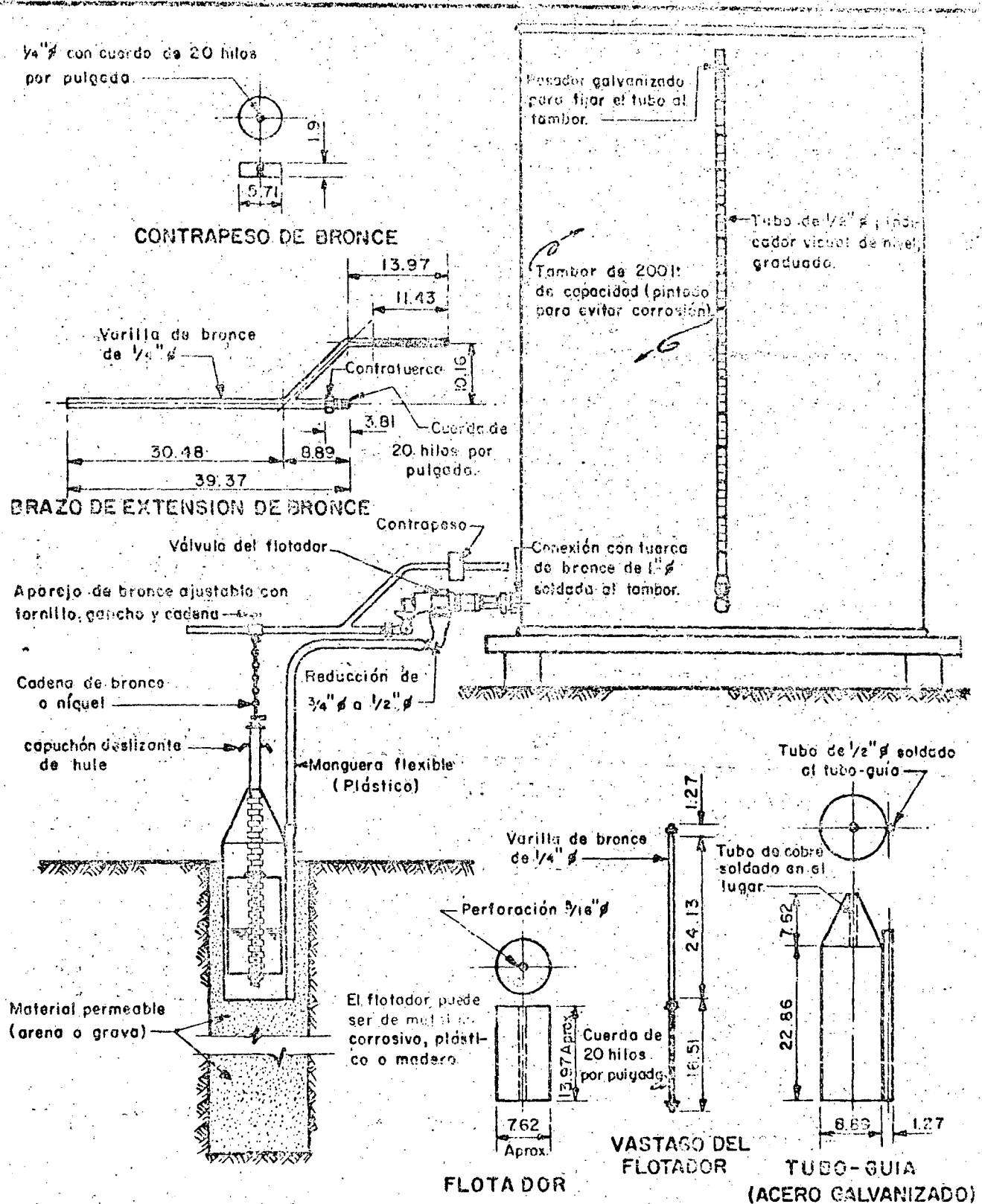


FIG. Nº 9 - EQUIPO PARA EFECTUAR LA PRUEBA DEL PERMEAMETRO DE POZO.

NOTA: ACOTACIONES EN CENTIMETROS, EXCEPTO LAS ESPECIFICADAS EN PULGADAS.
 EL DIBUJO ESTA FUERA DE ESCALA.
 TOMADO DEL MANUAL DE TIERRAS: EARTH MANUAL, U.S.B.R. Pag. 547, Des. E-19.

6) Contrapesos de bronce. Véase la Figura No. 9.

7) Arena o grava de peso volumétrico conocido.

La grava o arena gruesa se usará para rellenar el pozo de prueba; por consiguiente, debe ser limpia, de preferencia arena lavada, con granulometría comprendida entre las mallas No. 4 y la No. 8; si se usa grava se recomienda el tamaño entre $3/8"$ y la malla No. 4.

8) Calibración del material de relleno.

El peso volumétrico del material permeable que se empleará en el relleno del pozo de prueba se determinará previamente en el laboratorio, tratando de reproducir al máximo posible las condiciones reales de operación en la prueba de permeabilidad, es decir, usando tubos de un diámetro similar al de los pozos de prueba, condiciones semejantes de llenado o altura de caída del material. El peso volumétrico del material se calcula a partir del peso del material empleado para llenar el tubo, la altura de material y el volumen del tubo. Se recomienda graficar los valores del peso volumétrico contra alturas de material permeable.

9) Agua.

El agua que se utilice para la prueba de permeabilidad no debe contener sedimentos, ya que las pequeñas cantidades de materiales en suspensión pueden depositarse en el suelo de las paredes del pozo y, como consecuencia, obtenerse resultados erróneos; es decir, permeabilidad más baja que la real. De preferencia, el agua que se use en la prueba debe provenir de la misma fuente que abastecerá posteriormente a los canales.

10) Calibración del tanque de agua.

El volumen del tambor se calibrará cuando menos a incrementos de 5 lt; es más recomendable a cada 2 lt. La lectura de 200 lt se marcará en la parte superior del recipiente. En esta forma, al disminuir la altura del agua se determina el volumen extraído del tambor con una simple resta.

La calibración se efectúa marcando en el tubo de plástico adosado al tanque, cada incremento del volumen de agua. Para hacer las marcas en el tubo se puede usar tinta a base de acetato que quedará como una marca permanente. Si se usa tinta tipo china, se puede limar o lijar previamente la superficie del tubo, recubriendo posteriormente el tubo marcado con una capa de laca o barniz para conservar las marcas y la transparencia del tubo.

.3.4.3 Procedimiento de prueba.

a) Dimensiones del pozo de prueba.

El pozo puede ser de las dimensiones deseadas, pero es recomendable que su profundidad guarde una relación entre 10 y 150 veces el radio del mismo. Las dimensiones mínimas prácticas son de 10 cm de diámetro y un metro de profundidad. Es más recomendable usar pozos de 15 cm de diámetro que los de 10 cm, porque con ellos se tiene un mayor volumen de suelo sometido a prueba. Sin embargo, en suelos muy permeables, las dimensiones del pozo pueden quedar restringidas por la capacidad del equipo usado para proporcionar la cantidad de agua necesaria para mantener una carga constante.

La Figura No. 10 muestra los coeficientes de permeabilidad que pueden medirse con pozos de diferentes diámetros de acuerdo con la válvula del flotador usada. La gráfica de la Figura No. 10 es también un auxiliar eficaz en la selección del diámetro de la citada válvula, aunque generalmente se acostumbra usar válvulas de 3/4".

b) Preparación del pozo de prueba.

Los pozos para efectuar la prueba de permeabilidad se deben preparar cuidadosamente, a fin de alterar al mínimo las condiciones originales del suelo. Los pozos pueden excavarlos con herramientas manuales o con equipo mecánico ligero. Una vez excavado el pozo, se deberán raspar o escobillar las paredes y el fondo para remover aquellos materiales que se hayan compactado durante las excavaciones, retirando del fondo todo el suelo suelto.

Es común tener dificultades en la perforación de un pozo, sobre todo en la porción que queda debajo del nivel de aguas freáticas; siendo entonces aconsejable ademararlo durante la excavación y retirar dicho adema a medida que se efectúa el llenado del pozo con el material permeable. En estas circunstancias, incluso, puede ser preferible usar una prueba del tipo de bombeo en lugar de la del permeámetro de pozo.

Una vez limpio el pozo, se llenará con el material permeable, hasta una altura de 15 cm más abajo que el nivel del agua que se vaya a mantener estable. A continuación se coloca la guía de tubo galvanizado para protección del flotador, cuidando que quede completamente vertical, para que no entorpezca el correcto funcionamiento de dicho flotador. Esto se puede lograr calzando la guía con material filtrante, colocándolo entre ésta y la pared del pozo.

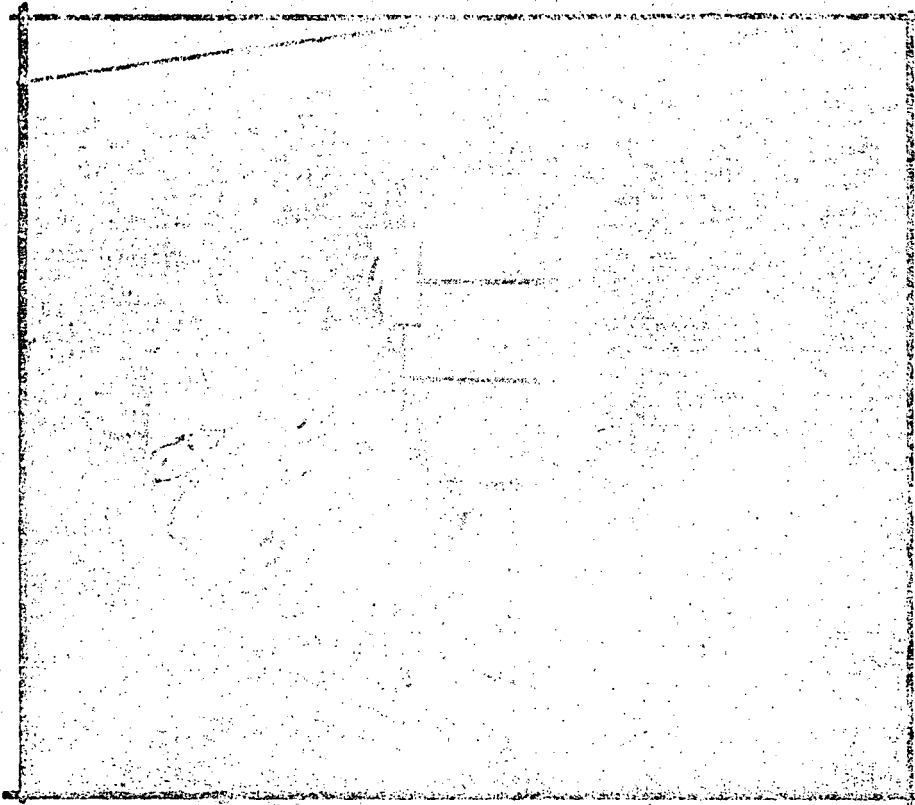


FIG. Nº II.- INSTALACION TIPO PARA LA PRUEBA DEL PERMEAMETRO DE POZO.

NOTAS:

TOMADO DEL MANUAL DE TIERRAS— EARTH MANUAL, U.S. B.R.

d) Temperatura del agua.

Debido a las fuertes variaciones de temperatura en el campo, que afectan a la viscosidad del agua, es necesario llevar durante la prueba un registro de la temperatura para hacer una corrección al coeficiente de permeabilidad a 20°C, fijado como estándar.

Esta corrección se incluye en los nomogramas de las Figuras Nos. 15 y 16 para calcular los coeficientes de permeabilidad.

Cuando el nivel del agua está próximo a la superficie del terreno natural, la temperatura del agua se mide introduciendo el termómetro a través del tubo de 1/2" de diámetro, soldado a la guía del flotador, desconectando previamente la manguera de descarga; cuando el nivel del agua está más abajo de la superficie del terreno natural, la temperatura del agua se obtiene introduciendo un termómetro blindado hasta la parte superior de la arena durante 5 minutos, y efectuando la lectura inmediatamente después de subirlo a la superficie.

Siempre que sea posible, es preferible que el agua que se agrega al suelo tenga una temperatura un poco mayor que ésta; en esta forma se abate el gradiente de temperatura del agua al infiltrarse, evitando que el aire disuelto en esta forma burbujas que queden atrapadas en los huecos o vacíos del suelo, ya que puede reducir notablemente el flujo del agua a través del mismo.

e) Registro de volumen y tiempo.

El Esqueleto No. 16 ilustra la manera de llevar el registro de las lecturas del volumen a los intervalos de tiempo que se deseen. Con estos datos es posible construir una curva "volúmenes acumulativos-tiempo" y de ahí determinar el caudal en cualquier momento.

Al iniciar la prueba, el suelo que rodea al pozo generalmente está seco, absorbiendo como consecuencia, comparativamente, mayor cantidad de agua; pero a medida que pasa el tiempo el suelo se satura, disminuyendo la velocidad del flujo hasta volverse prácticamente constante durante varias horas. Esto puede apreciarse claramente en el ejemplo de la Figura No. 12, que muestra una curva "volúmenes acumulativos-tiempo"; para los fines prácticos se puede considerar recta durante un cierto tiempo; y en este intervalo estable, la pendiente de la línea representa el caudal "Q" que se debe usar para calcular el coeficiente de permeabilidad; al final de este intervalo o del establecido con la longitud suficiente para definir el caudal "Q", se puede interrumpir la prueba.

En general, para un suelo con permeabilidad entre media y alta, es necesario un tiempo mínimo de 8 horas para obtener la recta,

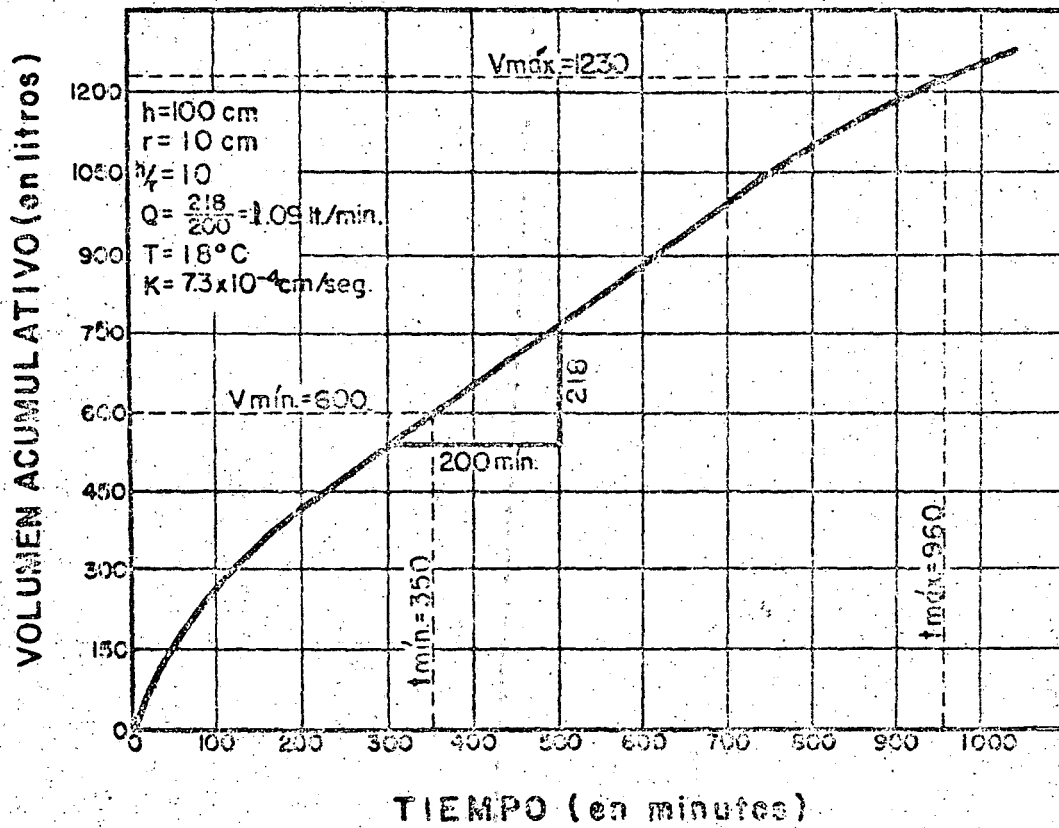


Fig. 12.— Ejemplo de curva Volúmenes Acumulativos-Tiempo de un Permeámetro de Pozo.

es decir, que se establezca el flujo; pero si esto no ocurre en ese periodo, será necesario prolongar la prueba. A continuación, se dan los criterios empíricos para establecer el tiempo mínimo de duración de la prueba.

f) Tiempo de duración de la prueba.

La prueba debe tener una duración suficiente para saturar el suelo que rodea al pozo pero no una duración tan larga como para -- elevar el nivel de aguas freáticas que cause resultados erróneos. Esto hace necesario la introducción de los conceptos relativos a los límites de tiempo mínimo y máximo, para que los resultados de la prueba sean válidos.

1) Tiempo mínimo.

El tiempo mínimo de duración de una prueba es el necesario para que el mínimo volumen de agua, en m³, forme una masa homogénea de suelo saturado con un radio B. Este se expresa con la siguiente fórmula:

$$V_{\min} = 2090 Y_s \left[h \sqrt{\frac{2}{\sinh^{-1} \left(\frac{h}{r} \right) - 1}} \right]^3 \quad (38)$$

V_{\min} = volumen mínimo, en lt

Y_s = capacidad de aportación del suelo

h = profundidad del agua en el pozo, en m

r = radio del pozo, en m

La cantidad entre paréntesis rectangular es, teóricamente, determinada en función del radio B.

El nomograma de la Figura No. 13 es una solución a la ecuación (38) para obtener el volumen mínimo.

La "capacidad de aportación" se define como la fracción del volumen total de agua en la masa de suelo saturado, recuperable por el drenaje natural. Para los fines prácticos la capacidad de -- aportación varía de 0.10 para los suelos finos hasta 0.35 para los suelos granulares gruesos. Cuando se desconoce la capacidad de aportación del suelo, es recomendable usar el valor de 0.35, para estar dentro de la seguridad. Por consiguiente, el tiempo mínimo de duración será el necesario para que se consuma el volumen de agua calculado con la ecuación (38).

En algunos materiales permeables, se puede dar el caso que la curva "volúmenes acumulativos-tiempo" aparezca como una recta cuando se grafica para intervalos de tiempo muy cortos, si se suspende prematuramente la prueba se podría cometer un error; para evitar esto, es recomendable que se continúe cuando menos unas 6 horas más con el fin de obtener una franca definición de la recta.

Se usará la región inicial de la recta en un intervalo de 2 a 3 horas para determinar el caudal "Q", que se empleará para determinar el coeficiente de permeabilidad.

Es muy importante la continuidad de la prueba, por lo que debe vigilarse estrechamente y nunca debe permitirse que el pozo se seque durante el desarrollo de la misma.

2) Tiempo máximo.

El tiempo máximo de duración de la prueba es el tiempo necesario para consumir el volumen de agua máximo determinado por la ecuación (39), en la cual se ha substituido el coeficiente 2 090 por 15 000, suponiendo para este caso, un valor mínimo del coeficiente de aportación igual a 0.1, cuando se desconoce:

$$V_{\text{máx}} = 15\,000 Y_s \left[h \sqrt{\frac{2}{\sinh^{-1}\left(\frac{h}{r}\right) - 1}} \right]^3 \quad (39)$$

en donde:

$V_{\text{máx}}$ = volumen máximo, en lt

Y_s = capacidad de aportación del suelo

h = profundidad del agua en el pozo, en m

r = radio del pozo, en m

También es posible calcular el volumen máximo con la siguiente expresión:

$$V_{\text{máx}} = 2.05 V_{\text{mín}} \quad (40)$$

g) Cálculo del coeficiente de permeabilidad.

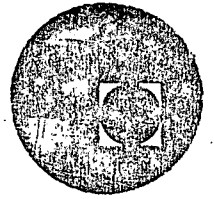
Los nomogramas de las Figuras Nos. 15 y 16, son una ayuda para calcular el coeficiente de permeabilidad a partir de la prueba del permeámetro de pozo. Para dicho cálculo es necesario conocer el caudal "Q" determinado en la rama recta de la curva "volúmenes acumulativos-tiempo", el radio efectivo del pozo, la altura

4 BIBLIOGRAFIA

- (1) Manual de Tierras
(Earth Manual)
Bureau of Reclamation E.U.A.
Washington - 1963
- (2) Mecánica de Suelos 1 - Ed. Revista Ingeniería y Ed. Rabassa
J. Badillo y A. Rico.
1963
- (3) Exploración del Sub suelo y Muestreo de Suelos
(Subsurface Exploration and Sampling of Soils)
Cuerpo de Ingenieros (E.U.A.) Estación Experimental de Vías Fluviales
(U.S. Corps of Engineers, Waterways Experimental Station) Mass - 1949
- (4) K. Terzaghi y R. Peck
Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica
Ed. El Ateneo - 1958
- (5) Instructivo para Ensayo de Suelos. Mecánica de Suelos
Secretaría de Recursos Hidráulicos - 1961
- (6) Perforación y Sondeos
H. Cambefort
Ed. Omega - 1962
- (7) Exploración de Suelos y Cimentaciones Especiales
(Reconnaissance des Sols et Fondations Spéciales)
H. Cambefort
Ed. Eyrolles - 1963
- (8) Estimación de la Compacidad Relativa de las Arenas
(Estimating the Relative Density of Sands)
Revista Ingeniería Civil
(Civil Engineering)
Octubre - 1960
- (9) Principios de Geología y Geotécnica para Ingenieros
K. Krynine y W. Judd.
Ed. Omega - 1961
- (10) Mecánica de Suelos, Cimentaciones y Estructuras de Tierra.
(Soil Mechanics, Foundations and Earth Structures)
G.P. Tshebotariouff.- Mc Graw Hill Book, Co. - 1952
- (11) Ensayo de Suelos para Ingenieros
(Soil Testing for Engineers)
Instituto Tecnológico de Massachusetts
(The Massachusetts Institute of Technology)
T.W. Lambe.- John Wiley and Sons - 1958



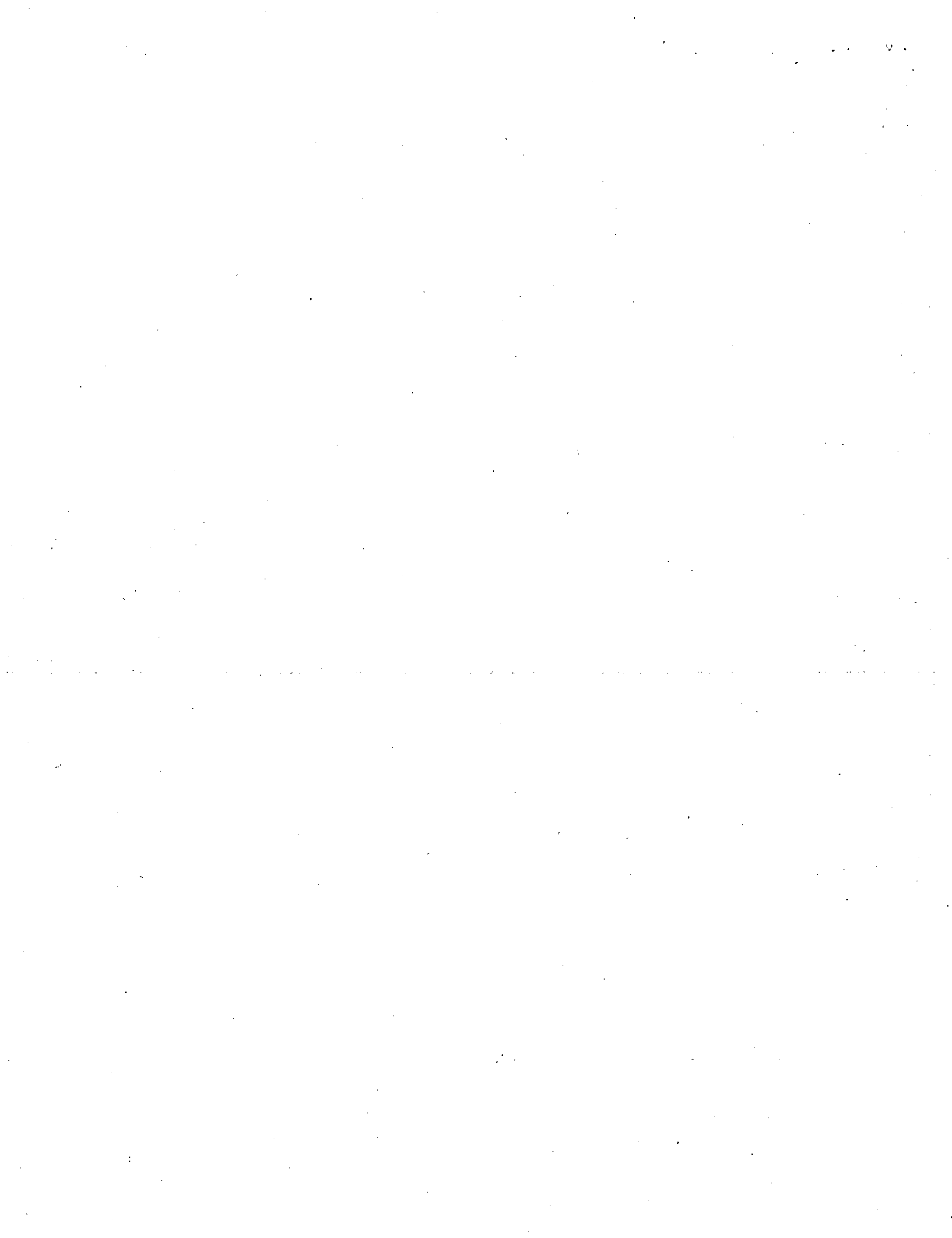
centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS DE ZONAS
DE RIEGO

PLANEACION DE ZONAS DE RIEGO

ING. OSCAR PLAISANT WONG
ING. RODOLFO ORTEGA



CALCULOS

HIDRAULICOS



DATOS HIDRAULICOS DEL CANAL "SAN JUAN"

$$Q = 14.00 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$b.l. = 0.30 \text{ m}$$

$$n = 0.015$$

$$e = 0.07 \text{ m}$$

$$t = 1.5:1$$

$$a = 0.15 \text{ m}$$

$$V = 1.5 \text{ m/seg}$$

$$\frac{b}{d} = 1$$

Cálculo de la plantilla y tirante del canal:
partiendo de la relación $\frac{b}{d} = 1$ tenemos $b = d$

$$Q = VA, \quad A = \frac{Q}{V} = \frac{14.00}{1.50} = 9.33 \text{ m}^2$$

$$A = d(b + td) = d(b + 1.5d) = 2.5d^2$$

$$A = 2.5d^2, \quad \text{despejando } d:$$

$$d = \sqrt{\frac{A}{2.5}} = \sqrt{\frac{9.33}{2.5}} = 1.93 \text{ m.}$$

$$\text{Se adapta } d = 2.00 \text{ m}$$

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

Area hidráulica:

$$A = 2(2 + 1.5 \times 2) = 10.00 \text{ m}^2$$

Perímetro mojado:

$$P = b + 2d\sqrt{1+t^2} = 2 + 2 \times 2\sqrt{1+1.5^2} = 9.2111$$

Radio hidráulico:

$$R = \frac{A}{P} = \frac{10.00}{9.2111} = 1.085647 \text{ m.}$$

La velocidad en la fórmula de Manning es:

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

despejando la pendiente tenemos:

$$S = \left(\frac{V n}{R^{2/3}} \right)^2$$

$$V = \frac{14.00}{10.00} = 1.4 \text{ m/seg.}$$

La carga de velocidad es:

$$h_v = \frac{V^2}{2g} = \frac{1.4^2}{2 \times 9.81} = 0.10 \text{ m.}$$

$$S = \left[\frac{1.4 \times 0.015}{(1.085647)^{2/3}} \right]^2 = 0.0004$$

CONDICIONES CRITICAS.

De la ecuación general $\frac{A^3}{T} = \frac{Q^2}{g}$

$$\frac{A^3}{T} = \frac{14.0^2}{9.81} = 19.98$$

$$A_c = d_c (b + t d_c) = d_c (2 + 1.5 d_c)$$

$$T = b + 2 t d_c = 2 + 2 \times 1.5 d_c = 2 + 3 d_c$$

para un tirante $d_c = 1.253 \text{ m}$

$$A_c = 1.253 (2 + 1.5 \times 1.253) = 4.861014 \text{ m}^2$$

$$T = 2 + 3 \times 1.253 = 5.759 \text{ m.}$$

Sustituyendo:

$$\frac{Ac^3}{T} = \frac{(4.861014)^3}{5.759} = 19.945 \approx 19.98$$

Velocidad crítica:

$$V_c = \frac{Q}{Ac} = \frac{14.00}{4.861014} = 2.88 \text{ m/seg.}$$

Por especificación tenemos que $\frac{V_{\text{normal del canal}}}{V_{\text{critica}}} \leq 0.8$

$$\frac{V_{\text{canal}}}{V_{\text{critica}}} = \frac{1.40}{2.88} = 0.49 < 0.8 \quad \checkmark \text{ O.K.}$$

— DIMENSIONAMIENTO DE LA OBRA DE TOMA —

Por especificación se colocarán 2 compuertas como mínimo; la velocidad máxima en condiciones normales de operación no debe ser mayor de 2.00 m/seg. y en condiciones extraordinarias la velocidad no debe exceder de 2.5 m/seg.

Para condiciones normales.

$$Q = 14.00 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$V = 1.5 \text{ m/seg.}$$

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

$$A = \frac{Q}{V} = \frac{14.00}{1.50} = 9.33 \text{ m}^2$$

$$A = bd \quad ; \quad b = \frac{A}{d}$$

$$b = \frac{9.33}{2} = 4.67 \text{ m} \approx 4.00 \text{ m.}$$

Se colocarán dos compuertas radiales de

B = 2.00 m y H = 3.00 m — Plano CM-C-17

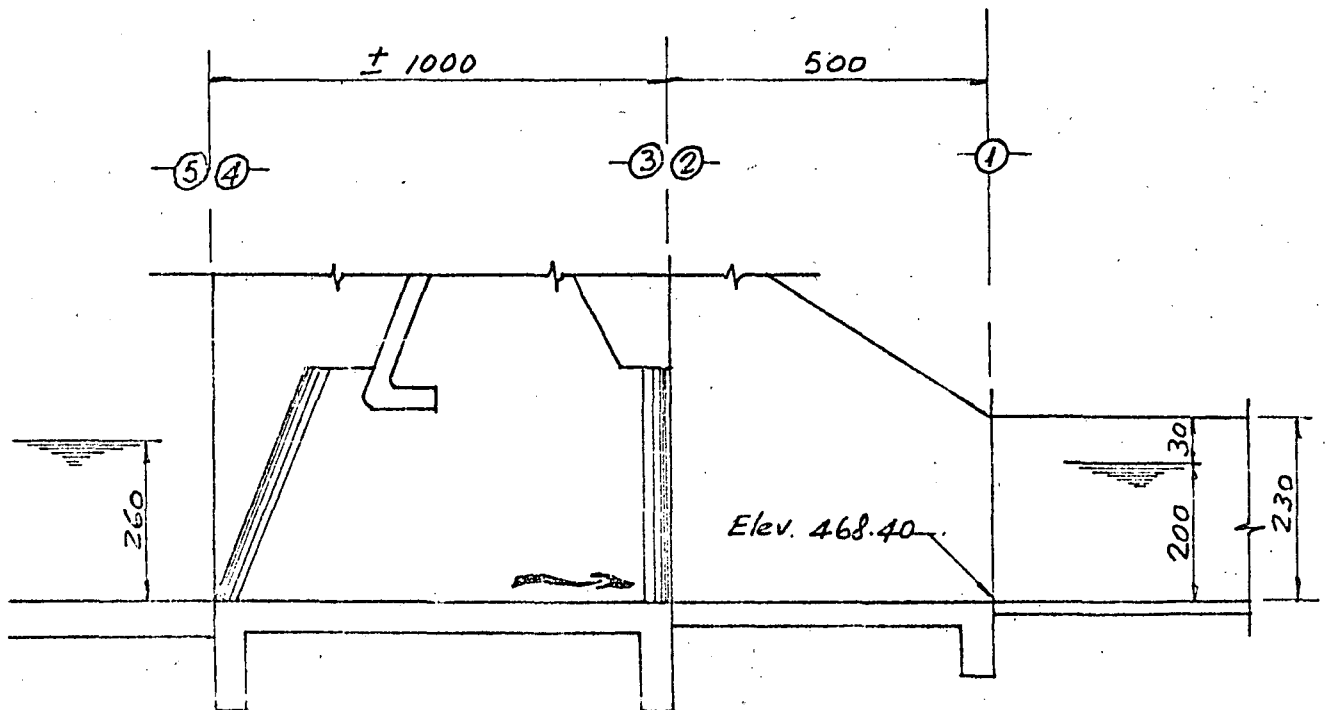
Chumacera — Plano CM-C-102

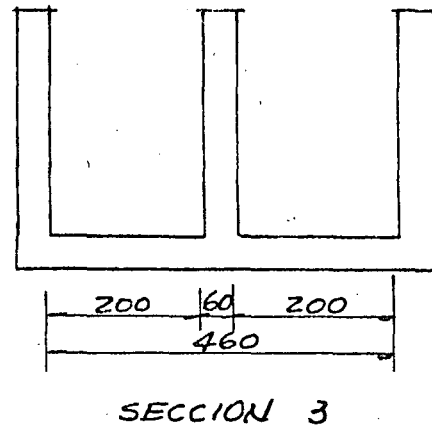
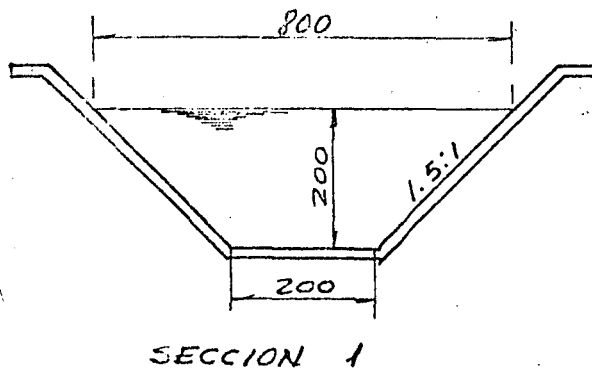
Rodillo — Plano CM-C-201

Instalación — Plano CM-C-303

Malacate eléctrico — Planos TM-C-320 y
TM-C-321

CALCULO DE LA LONGITUD DE TRANSICION.





Longitud de transición.

$$L_T = \left(\frac{T - t}{2} \right) \cot. 22^\circ 30'$$

$$T = b + 2td = 2 + 2 \times 1.5 \times 2 = 8.00 \text{ m.}$$

$$t = 2B + 0.60 = 2 \times 2 + 0.60 = 4.60 \text{ m}$$

$$L_T = \left(\frac{8.00 - 4.60}{2} \right) 2.4142 = 4.10 \text{ m.}$$

Se colocará $L_T = 5.00 \text{ m.}$

•) CALCULO HIDRAULICO.

Aplicando el teorema de Bernoulli entre las secciones 1 y 2.

Datos de la sección

$$d_1 = 2.00 \text{ m}$$

$$h_{v1} = 0.10 \text{ m}$$

$$d_2 + h v_2 = d_1 + h v_1 + h t_s$$

$$d_2 + h v_2 - h t_s = 2.00 + 0.10$$

$$d_2 + h v_2 - h t_s = 2.10 \text{ m.}$$

$$b_2 = 4.60 \text{ m}, Q = 14.0 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

para un tirante $d_2 = 1.984 \text{ m}$ tenemos:

$$A_2 = 1.984 \times 4.6 = 9.1264 \text{ m}^2$$

$$v_2 = \frac{14.00}{9.1264} = 1.534 \text{ m/seg.}$$

$$h v_2 = \frac{(1.534)^2}{2 \times 9.81} = 0.120 \text{ m.}$$

$$h t_s = 0.2 (h v_2 - h v_1) = 0.2 (0.12 - 0.10) = 0.004 \text{ m.}$$

$$d_2 + h v_2 - h t_s = 1.984 + 0.12 - 0.004 = 2.10 \text{ m.}$$

Bernoulli entre las secciones 2 y 3

$$d_3 + h v_3 - h s = d_2 + h v_2$$

$$d_3 + h v_3 - h s = 1.984 + 0.12$$

$$d_3 + h v_3 - h s = 2.104$$

$$b_3 = 4.00 \text{ m.}$$

para $d_3 = 1.949 \text{ m.}$

$$A_3 = 4.0 \times 1.949 = 7.796 \text{ m}^2$$

$$P_3 = 4 + 4 \times 1.949 = 11.796 \text{ m.}$$

$$R = \frac{A_3}{P_3} = \frac{7.796}{11.796} = 0.661 \text{ m.}$$

$$V_3 = \frac{Q}{A_3} = \frac{14.00}{7.796} = 1.796 \text{ m/seg.} < 2.00 \text{ m/seg.}$$

$$hV_3 = \frac{(1.796)^2}{2 \times 9.81} = 0.164 \text{ m}$$

$$h_s = 0.2 (hV_3 - hV_2) = 0.2 (0.164 - 0.12) = 0.009 \text{ m.}$$

$$d_3 + hV_3 - h_s = 1.949 + 0.164 - 0.009 = \underline{2.104 \text{ m.}}$$

Bernoulli entre las secciones 3 y 4.

$$d_4 + hV_4 = d_3 + hV_3 + h_f$$

$$d_4 + hV_4 - h_f = 1.949 + 0.164$$

$$d_4 + hV_4 - h_f = 2.113 \text{ m}$$

$$b_4 = 4.00 \text{ m}$$

$$\text{para } d_4 = 1.964 \text{ m.}$$

$$A_4 = 4.0 \times 1.964 = 7.856 \text{ m}^2$$

$$P_4 = 4 + 4 \times 1.964 = 11.856 \text{ m}$$

$$R_4 = \frac{A_4}{P_4} = \frac{7.856}{11.856} = 0.663 \text{ m}$$

$$V_4 = \frac{Q}{A_4} = \frac{14.00}{7.856} = 1.782 \text{ m/seg.}$$

$$h v_4 = \frac{(1.782)^2}{2 \times 9.81} = 0.162 \text{ m}$$

$$R_m = \frac{R_3 + R_4}{2} = \frac{0.661 + 0.663}{2} = 0.662 \text{ m}$$

$$V_m = \frac{V_3 + V_4}{2} = \frac{1.796 + 1.782}{2} = 1.789 \text{ m/seg.}$$

$$h_f = \left(\frac{V_m n}{R_m^{2/3}} \right)^2 L$$

$$h_f = \left(\frac{1.789 \times 0.015}{(0.662)^{2/3}} \right)^2 \times 10 = 0.013 \text{ m.}$$

$$d_4 + h v_4 - h_f = 1.964 + 0.162 - 0.013 = \underline{2.113 \text{ m}}$$

Bernoulli entre las secciones 4 y 5.

$$d_5 + h v_5 = d_4 + h v_4 + h_e$$

$$b_5 = 4.60 \text{ m.}, \quad h v_5 = 0$$

$$h_e = 0.5 h v_4 = 0.5 \times 0.162 = 0.081 \text{ m.}$$

$$d_5 = d_4 + h v_4 + h_e$$

$$d_5 = 1.964 + 0.162 + 0.081 = 2.207 \text{ m.}$$

$$d_5 = \underline{2.207 \text{ m.}}$$

Resumen de pérdidas:

Por entrada $h_e = 0.081 \text{ m}$

Por fricción $h_f = 0.013 \text{ m}$

Por salida $h_s = 0.009 \text{ m}$

Por transición $h_{ts} = 0.004 \text{ m}$

$$\Sigma h = 0.107 \text{ m}$$

Comprobación:

Aplicando el teorema de Bernoulli entre las secciones 1 y 5.

$$d_5 + h_{v5} = d_1 + h_{v1} + \Sigma h$$

$$h_{v5} = 0$$

$$d_5 = d_1 + h_{v1} + \Sigma h$$

$$2.207 = 2.00 + 0.10 + 0.107 = 2.207 \text{ m}$$

$$2.207 \text{ m} = 2.207 \text{ m} \quad \rightarrow \checkmark \text{ O.K.}$$

•) CONDICIONES EXTRAORDINARIAS.

Para esta condición se considera que el bordo libre se invade totalmente.

Datos de la sección 1.

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

$$d = 2.30 \text{ m}$$

$$A = 2 \times 2.3 + 1.5 \times 2.3^2 = 12.535 \text{ m}^2$$

$$P = 2.0 + 2 \times 2.3 \sqrt{1 + 1.5^2} = 10.292768 \text{ m}$$

$$R = \frac{A}{P} = \frac{12.535}{10.292768} = 1.217845 \text{ m.}$$

$$Q = 19.06 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$V_1 = 1.52 \text{ m/seg.}$$

$$hV_1 = \frac{(1.52)^2}{2 \times 9.81} = 0.118 \text{ m.}$$

Aplicando Bernoulli entre las secciones 1 y 2

$$d_2 + hV_2 = d_1 + hV_1 + hts.$$

$$d_2 + hV_2 - hts = 2.30 + 0.118$$

$$d_2 + hV_2 - hts = \underline{2.418 \text{ m.}}$$

$$b_2 = 4.60 \text{ m.}$$

Para un tirante $d_2 = 2.257 \text{ m.}$

$$A_2 = 2.257 \times 4.6 = 10.382 \text{ m}^2$$

$$V_2 = \frac{19.06}{10.382} = 1.836 \text{ m/seg.}$$

$$hV_2 = \frac{(1.836)^2}{2 \times 9.81} = 0.172 \text{ m.}$$

$$hts = 0.2(0.172 - 0.118) = 0.011 \text{ m.}$$

$$d_2 + hV_2 - hts = 2.257 + 0.172 - 0.011 = \underline{2.418 \text{ m}}$$

Bernoulli entre las secciones 2 y 3.

$$d_3 + hV_3 = d_2 + hV_2 + h_s.$$

$$d_3 + hV_3 - h_s = 2.257 + 0.172 = \underline{2.429 \text{ m.}}$$

$$b_3 = 4.00 \text{ m}$$

Para un tirante $d_3 = 2.204 \text{ m}$.

$$A_3 = 4.0 \times 2.204 = 8.816 \text{ m}^2$$

$$P_3 = 4 + 4 \times 2.204 = 12.816 \text{ m}$$

$$R_3 = \frac{A_3}{P_3} = \frac{8.816}{12.816} = 0.688 \text{ m}$$

$$V_3 = \frac{19.06}{8.816} = 2.162 \text{ m/seg.}$$

$$h\sqrt{3} = \frac{(2.162)^2}{2 \times 9.81} = 0.238 \text{ m}$$

$$h_s = 0.2 (0.238 - 0.172) = 0.013 \text{ m}$$

$$d_3 + h\sqrt{3} - h_s = 2.204 + 0.238 - 0.013 = \underline{2.429 \text{ m}}$$

Bernoulli entre las secciones 3 y 4.

$$d_4 + h\sqrt{4} = d_3 + h\sqrt{3} + h_f$$

$$d_4 + h\sqrt{4} - h_f = 2.204 + 0.238$$

$$d_4 + h\sqrt{4} - h_f = \underline{2.442 \text{ m}}$$

$$b_4 = 4.00 \text{ m}$$

Para un tirante $d_4 = 2.225 \text{ m}$.

$$A_4 = 4.0 \times 2.225 = 8.90 \text{ m}^2$$

$$P_4 = 4.0 + 4 \times 2.225 = 12.90 \text{ m}$$

$$R_4 = \frac{8.90}{12.90} = 0.690 \text{ m}$$

$$V_4 = \frac{19.06}{8.90} = 2.142 \text{ m/seg.}$$

$$h_{v4} = \frac{(2.142)^2}{2 \times 9.81} = 0.234 \text{ m.}$$

$$R_m = \frac{0.688 + 0.690}{2} = 0.689 \text{ m.}$$

$$V_m = \frac{2.162 + 2.142}{2} = 2.152 \text{ m/seg.}$$

$$h_f = \left(\frac{V_m n}{R_m^{2/3}} \right)^2 L$$

$$h_f = \left(\frac{2.152 \times 0.015}{(0.689)^{2/3}} \right)^2 \times 10 = 0.017 \text{ m.}$$

$$d_4 + h_{v4} - h_f = 2.225 + 0.234 - 0.017 = \underline{2.442 \text{ m.}}$$

Bernoulli entre las secciones 4 y 5.

$$d_5 + h_{v5} = d_4 + h_{v4} + h_e$$

$$h_{v5} = 0$$

$$h_e = 0.5 h_{v4} = 0.5 \times 0.234 = 0.117 \text{ m.}$$

$$d_5 = 2.225 + 0.234 + 0.117 = \underline{2.576 \text{ m.}}$$

$$d_5 \approx 2.60 \text{ m.}$$

Resumen de pérdidas:

Por entrada —	$h_e = 0.117 \text{ m}$
Por fricción —	$h_f = 0.017 \text{ m.}$
Por salida —	$h_s = 0.013 \text{ m.}$
Por transición —	$h_t = 0.011 \text{ m.}$

$$\Sigma h = 0.158 \text{ m.}$$

Comprobación.

Aplicando el teorema de Bernoulli entre las secciones 1 y 5.

$$d_5 + h v_5 = d_1 + h v_1 + \Sigma h$$

Sustituyendo valores tenemos:

$$2.576 + 0.000 = 2.30 + 0.118 + 0.158$$

$$2.576 = 2.576 \text{ m.} \quad \rightarrow \text{O.K.}$$

Elevación de la cresta vertedora = 471.00 m.

Tirante en la sección 5 = 2.60 m.

Rasante del canal = 468.40 m.

Tirante normal en la sección 1 = 2.00 m.

Elevación de la S.L.A. = 470.40 m.

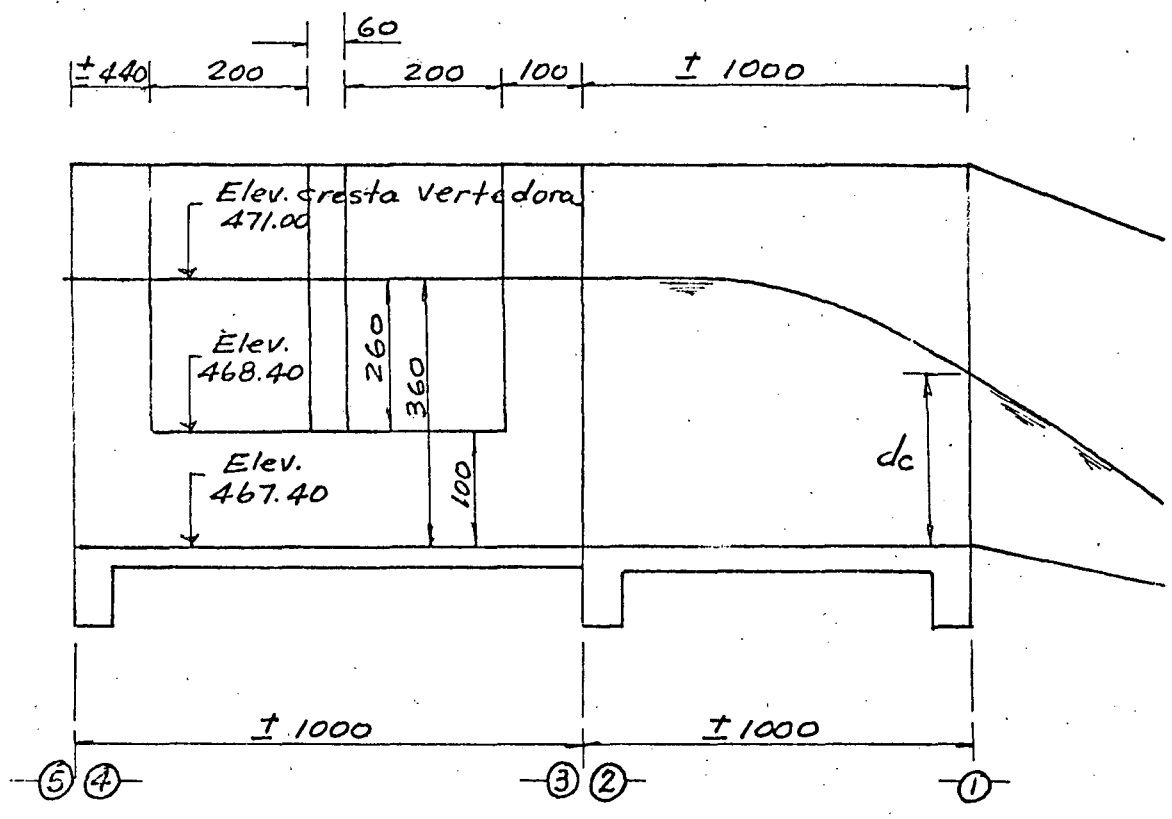
ELEVACION DEL FONDO DEL DESARENADOR.

Elevación de la rasante o toma = 468.40 m.

Escalón = 1.00 m.

Elevación piso de la estructura

de limpia = 467.40 m.



CAPACIDAD DEL DESARENADOR.

Por especificación se tomara como base cinco veces la capacidad de la toma:

$$Q_D = 5 \times 14.0 = 70 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$\text{y } V_{\text{minima}} = 3 \text{ m/seg.}$$

Suponiendo un 10% de pérdidas tenemos:

$$E = 0.90 \times 3.60 = 3.24 \text{ m.}$$

$$d_c = \frac{2}{3} E = \frac{2}{3} \times 3.24 = 2.16 \text{ m.}$$

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

$$B = \sqrt{\frac{(70)^2}{(2.16)^3 \cdot 9.81}} = 7.00 \text{ m.}$$

Se colocarán dos compuertas de $B = 3.50 \text{ m}$, $H = 4.00 \text{ m}$.

Compuerta de $B = 3.50 \text{ m}$, $H = 4.00 \text{ m}$	Plano CM-C-38
Chumacera	CM-C-101
Rodillos	CM-C-202
Instalación	CM-C-305
Ménsula tipo B	CM-C-310
Malacate eléctrico	TM-C-320 y TM-C-321

DETERMINACION DE LA PENDIENTE EN EL CANAL DE DESCARGA, PARA QUE SE PRESENTE LA SECCION DE CONTROL A LA SALIDA DE LA ESTRUCTURA DE LIMPIA.

$$\text{Ancho del canal de descarga} = 3.50 \times 2 + 0.60 = 7.60 \text{ m}$$

$$d_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{B^2 g}} = \sqrt[3]{\frac{(70)^2}{(7.6)^2 \times 9.81}} = 2.05 \text{ m.}$$

$$A_c = 2.05 \times 7.60 = 15.58 \text{ m}^2$$

$$P_c = 2.05 \times 2 + 7.60 = 11.70 \text{ m.}$$

$$R = \frac{A_c}{P_c} = \frac{15.58}{11.70} = 1.332 \text{ m.}$$

$$V_c = \frac{Q}{A_c} = \frac{70}{15.58} = 4.49 \text{ m/seg.}$$

$$S = \left(\frac{V_c n}{R^{2/3}} \right)^2$$

$$S = \left(\frac{4.49 \times 0.015}{(1.332)^{2/3}} \right)^2 = 0.003$$

Se le dará al canal de descarga una pendiente mayor a 0.003

CALCULO HIDRAULICO DEL DESARENADOR.

CONDICIONES CRITICAS.

$$Q = 70 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$B = 7.00 \text{ m.}$$

$$d_c = \sqrt[3]{\frac{(70)^2}{(7)^2 \times 9.81}} = 2.17 \text{ m.}$$

$$A_c = B \times d_c = 7.0 \times 2.17 = 15.19 \text{ m}^2$$

$$V_c = \frac{Q}{A_c} = \frac{70.0}{15.19} = 4.61 \text{ m/seg.}$$

$$h_{v_c} = \frac{(4.61)^2}{2 \times 9.81} = 1.08 \text{ m.}$$

$$P_c = 4 \times 2.17 + 7 = 15.68 \text{ m}$$

$$R_c = \frac{A_c}{P_c} = \frac{15.19}{15.68} = 0.969 \text{ m.}$$

Bernoulli entre las secciones 1 y 2.

$$d_2 + h v_2 = d_1 + h v_1 + h_f$$

$$d_2 + h v_2 - h_f = 2.17 + 1.08$$

$$d_2 + h v_2 - h_f = 3.25 \text{ m.}$$

Para un tirante $d_2 = 2.425 \text{ m.}$

$$b_2 = 7.00 \text{ m}$$

$$A_2 = 2.425 \times 7 = 16.975 \text{ m}^2$$

$$P_2 = 4 \times 2.425 + 7 = 16.70 \text{ m.}$$

$$R_2 = \frac{A_2}{P_2} = \frac{16.975}{16.70} = 1.016 \text{ m.}$$

$$V_2 = \frac{Q}{A_2} = \frac{70.0}{16.975} = 4.124 \text{ m/seg.}$$

$$h v_2 = \frac{(4.124)^2}{2 \times 9.81} = 0.868 \text{ m.}$$

$$R_m = \frac{0.969 + 1.016}{2} = 0.993 \text{ m}$$

$$V_m = \frac{4.61 + 4.124}{2} = 4.367 \text{ m/seg.}$$

$$h_f = \left(\frac{V_m n}{R_m^{2/3}} \right)^2 L$$

$$h_f = \left(\frac{4.367 \times 0.015}{(0.993)^{2/3}} \right)^2 \times 10 = 0.043 \text{ m.}$$

Sustituyendo valores:

$$d_2 + h v_2 - h_f = 2.425 + 0.868 - 0.043 = 3.25 \text{ m}$$

Bernoulli entre las secciones 2 y 3.

$$d_3 + h v_3 = d_2 + h v_2 + h e$$

$$d_3 + h v_3 - h e = 2.425 + 0.868$$

$$d_3 + h v_3 - h e = 3.293 \text{ m.}$$

Para un tirante $d_3 = 3.014 \text{ m.}$

$$b_3 = 7.60 \text{ m.}$$

$$A_3 = 3.014 \times 7.6 = 22.906 \text{ m}^2$$

$$v_3 = \frac{Q}{A_3} = \frac{70.0}{22.906} = 3.056 \text{ m/seg.}$$

$$h v_3 = \frac{(3.056)^2}{2 \times 9.81} = 0.476 \text{ m.}$$

$$P_3 = 2 \times 3.014 + 7.60 = 13.628 \text{ m.}$$

$$R_3 = \frac{A_3}{P_3} = \frac{22.906}{13.628} = 1.681 \text{ m.}$$

$$h e = 0.5 (0.868 - 0.476) = 0.197 \text{ m.}$$

Sustituyendo valores:

$$d_3 + h v_3 - h e = 3.014 + 0.476 - 0.197 = 3.293 \text{ m} \quad \checkmark$$

Bernoulli entre las secciones 3 y 4.

$$d_4 + h v_4 = d_3 + h v_3 + h f$$

$$d_4 + h v_4 - h f = 3.014 + 0.476$$

$$d_4 + h v_4 - h f = 3.490 \text{ m.}$$

Para un tirante $d_4 = 3.03 \text{ m.}$

$$b_4 = 7.60 \text{ m.}$$

$$A_4 = 3.03 \times 7.60 = 23.028 \text{ m}^2$$

$$P_4 = 2 \times 3.03 + 7.6 = 13.66 \text{ m.}$$

$$R_4 = \frac{A_4}{P_4} = \frac{23.028}{13.66} = 1.686 \text{ m.}$$

$$V_4 = \frac{Q}{A_4} = \frac{70.0}{23.028} = 3.04 \text{ m/seg.}$$

$$h_{v4} = \frac{(3.04)^2}{2 \times 9.81} = 0.470 \text{ m.}$$

$$R_m = \frac{1.681 + 1.686}{2} = 1.683 \text{ m.}$$

$$V_m = \frac{3.056 + 3.04}{2} = 3.048 \text{ m/seg.}$$

$$h_f = \left(\frac{V_m n}{R_m^{2/3}} \right)^2 L = \left(\frac{3.048 \times 0.015}{(1.683)^{2/3}} \right)^2 \times 10 = 0.010 \text{ m.}$$

Sustituyendo valores:

$$d_4 + h_{v4} - h_f = 3.03 + 0.47 - 0.010 = 3.490 \text{ m} \quad \checkmark$$

Bernoulli entre las secciones 4 y 5:

$$d_5 + h_{v5} = d_4 + h_{v4} + h_e$$

$$h_{v5} = 0, \quad h_e = 0.2 h_{v4} = 0.2 \times 0.47 = 0.094 \text{ m.}$$

Sustituyendo valores:

$$d_5 = d_4 + h_{v4} + h_e - h_{v5}$$

$$d_5 = 3.03 + 0.47 + 0.094 - 0.00 = \underline{3.594 \text{ m}} \approx \underline{3.60 \text{ m}}$$

Se tiene la suficiente energía para pasar el gasto de $70.0 \text{ m}^3/\text{seg.}$ a través de la sección del desarenador.

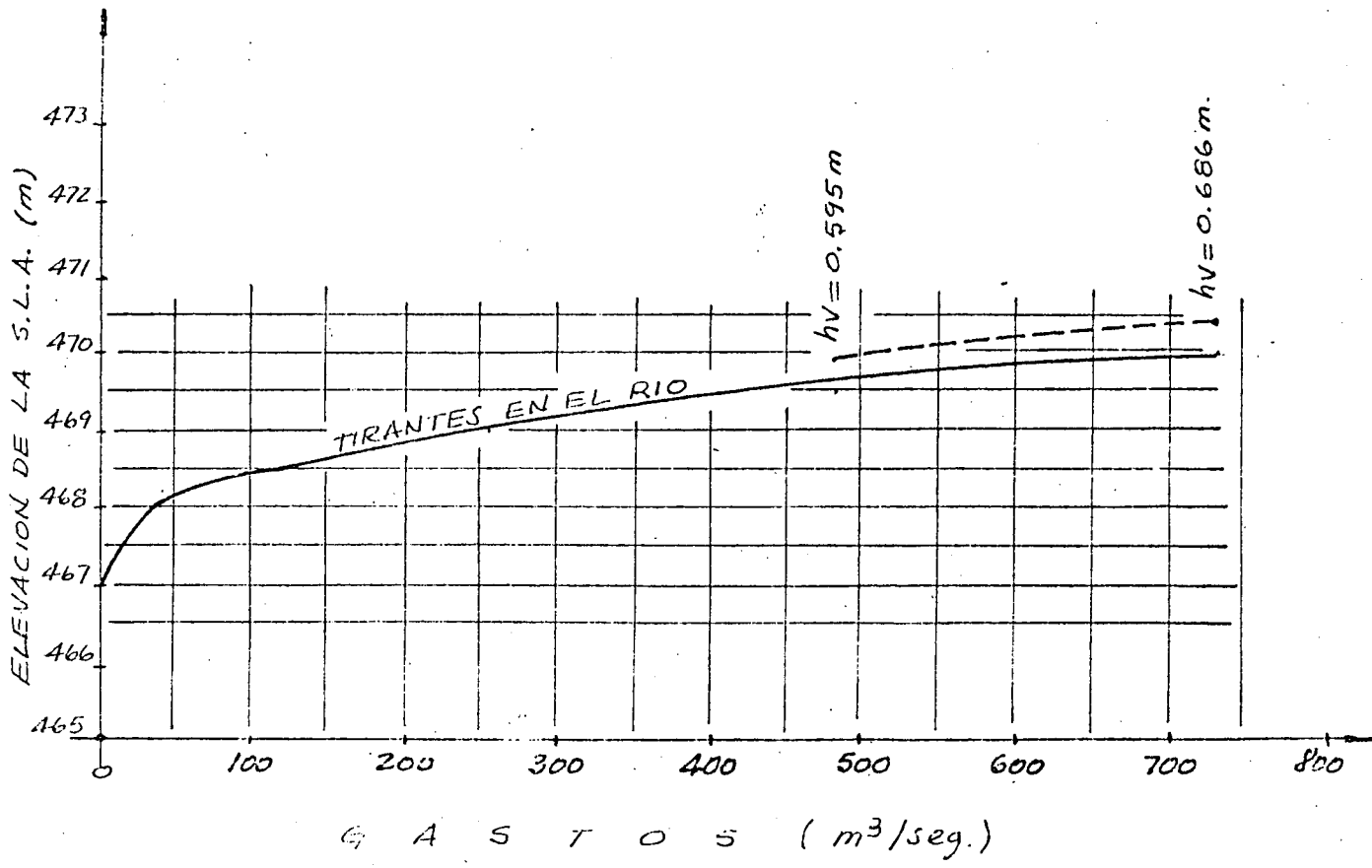
CALCULO DE LA CURVA DE GASTOS DEL RIO.

Datos hidráulicos:

$$S_{rio} = \frac{3.00}{600} = 0.005, \quad n = 0.040$$

ELEV. S.L.A. m	AREA m ²	PERIMETRO m	RADIO HIDRAULICO m	VELOCIDAD m/seg.	GASTO m ³ /seg.
467.00	0.00	0	0	0	0
468.00	21.00	27.30	0.769	1.484	31.16
469.00	52.15	35.90	1.453	2.268	118
470.00	92.55	46.80	1.978	2.786	258
471.00	140.80	52.40	2.687	3.417	481
472.00	199.30	66.65	2.990	3.669	731

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



10

22

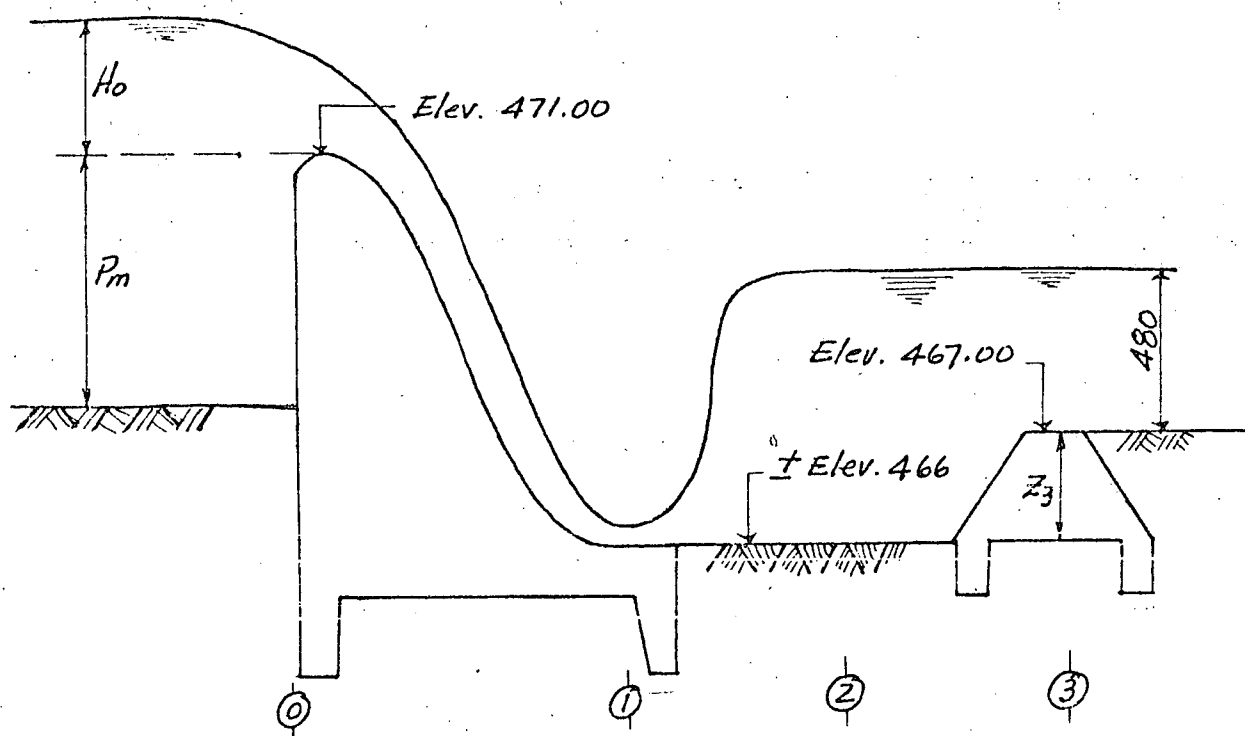
21

C O R T I N A

DETERMINACION DE LA CARGA SOBRE EL VERTEDOR.

$$Q = 700 \text{ m}^3/\text{seg.} \quad L = 50.0 \text{ m.}$$

$$q = \frac{Q}{L} = \frac{700}{50} = 14 \text{ m}^3/\text{seg}/\text{m.}$$



De la página 307, figura 189 del libro Presas Pequeñas del U.S.B.R. obtenemos:

$$P_m = 3.0 \text{ m.} \quad H_0 = 3.50 \text{ m.}$$

$$\frac{P_m}{H_0} = \frac{3.00}{3.50} = 0.86$$

$$C_0 = 2.14$$

$$Q = C_0 L H^{3/2} = 2.14 \times 50 \times (3.5)^{3/2} = 700 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Nivel de aguas máximas extraordinaria = 474.50 m.

Elevación de la cresta vertedora	=	471.00 m.
Carga sobre el vertedor	=	3.50 m.
N. A. M. E.	=	474.50 m
Bordo libre	=	0.50 m
Nivel pisos de operación	=	475.00 m.

CALCULO DEL CONJUGADO MENOR.

Aplicando el Teorema de Bernoulli entre las secciones 0 y 1.

$$Z_0 + H_0 = d_1 + h_{v1}$$

$$Z_0 = \text{Elev. } 471 - \text{Elev. } 466 = 5.00 \text{ m.}$$

$$d_1 + h_{v1} = 5.00 + 3.50$$

$$d_1 + h_{v1} = 8.50 \text{ m.}$$

Para un tirante $d_1 = 1.167 \text{ m.}$

$$b_1 = 1.00 \text{ m.}$$

$$Q_1 = 14 \text{ m}^3/\text{seg}/\text{m}$$

$$A_1 = b_1 d_1 = 1.167 \times 1.0 = 1.167 \text{ m}^2$$

$$V_1 = \frac{Q}{A_1} = \frac{14}{1.167} = 12.00 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$h_{v1} = \frac{(12)^2}{2 \times 9.81} = 7.339 \text{ m.}$$

Sustituyendo valores:

$$d_1 + h_{v1} = 1.167 + 7.339 = 8.506 \text{ m} \approx 8.50 \text{ m} \rightarrow$$

CALCULO DEL CONJUGADO MAYOR:

$$dz = -\frac{d_1}{2} + \sqrt{\frac{2d_1v_1^2}{g} + \frac{d_1^2}{4}}$$

$$d_2 = -\frac{1.167}{2} + \sqrt{\frac{2 \times 1.167 \times (12)^2}{9.81} + \frac{(1.167)^2}{4}} = 5.30$$

$$d_2 = 5.30 \text{ m.}$$

$$A_2 = b_2 d_2 = 1.0 \times 5.3 = 5.30 \text{ m}^2$$

$$v_2 = \frac{Q}{A_2} = \frac{14.0}{5.3} = 2.642 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$hv_2 = \frac{(2.642)^2}{2 \times 9.81} = 0.356 \text{ m.}$$

Bernoulli entre las secciones 2 y 3.

$$d_2 + hv_2 = d_3 + hv_3 + z_3$$

Sustituyendo valores:

$$5.30 + 0.356 = 1.00 + 4.80 + 0.68$$

$$5.656 \text{ m} < 6.48 \text{ m.}$$

$$\% \text{ de ahogamiento} = \frac{6.48 - 5.656}{5.656} = 14.6\% > 10\%$$

→ O.K.

Normas U.S.B.R. página 325 Libro Presas Pequeñas.

CALCULO DEL NUMERO DE FROUDE.

$$\#F = \frac{v_1}{\sqrt{gd_1}} = \frac{12.0}{\sqrt{9.81 \times 1.167}} = 3.55 < 4.5 \rightarrow$$

CALCULO DE LA LONGITUD DEL TANQUE.

De la fórmula de la SARH.

$$L = K(d_2 - d_1), \quad K = 5 \text{ a } 7$$

Tomaremos $K=5$.

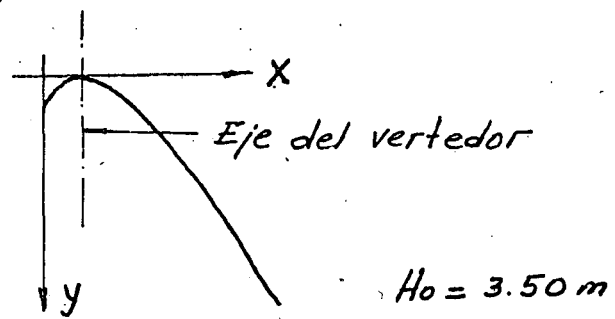
$$L = 5(5.30 - 1.167) = 20.65m \approx 20.00m.$$

Se dejará $L = 20.00m$.

DIMENSIONAMIENTO DEL PERFIL DEL CIMACIO.

Ver Plano G-C-4015

Carga de diseño = 3.50 m.



PUNTO	Kx	Ky	COORDENADAS	
			X	Y
1	0.00000	0.12600	0.000	0.441
2	0.19993	0.00657	0.700	0.023
3	0.30000	0.00000	1.050	0.000
4	0.60096	0.06169	2.103	0.216
5	1.46362	0.64538	5.123	2.259
5,	1.69983	0.91457	5.949	3.201
O ₁	0.23838	0.29798	0.834	1.043
O ₂	0.30000	0.76500	1.050	2.678
O ₃	-0.48092	2.58993	-1.683	9.065

$$R_1 = 0.29395 \times 3.5 = 1.029$$

$$R_2 = 0.765 \times 3.5 = 2.678$$

$$R_3 = 2.750 \times 3.5 = 9.625$$

$$\alpha_1 = 46^\circ 40' 18''$$

$$\alpha_2 = 7^\circ 31' 00''$$

$$\alpha_3 = 23^\circ 10' 00''$$

$$\alpha_4 = 29^\circ 18' 00''$$

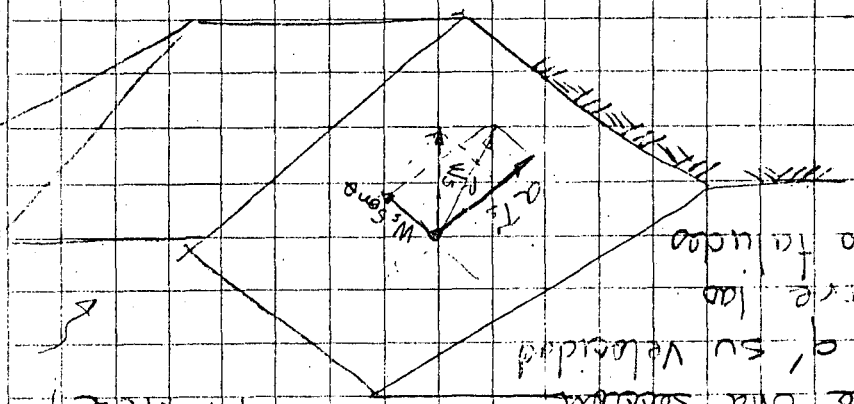
$$\alpha_5 = 45^\circ 00' 00''$$

Metodo de Fuerza Tractiva

funciones para materiales granulados no cohesivos
 Metodo de la fuerza tractiva = (camallo en material flexible)

Da los datos hidraulicos de una seccion
 en un canal de tal manera q' su velocidad
 sistema no erosiona o avasate las
 particulas de fondo rta de los taludos
 (LANE 1953)

particula en un talud



θ - angulo de reposo del material

ϕ - angulo del talud horizontal

del canal respecto a la horizontal

A_{TS} - fuerza tractiva

W_s - fuerza gravitacional

debida al peso de una particula sumergida en

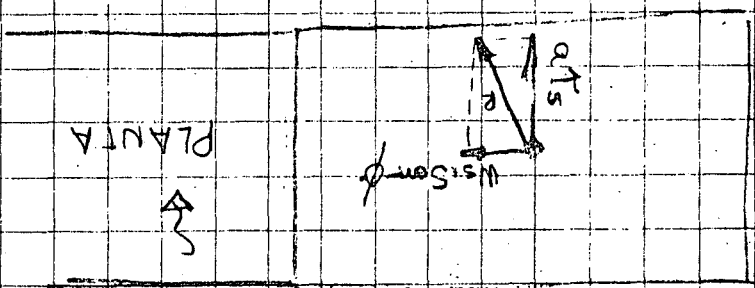
agua en el talud

A - area efectiva de la particula

f_s - fuerza tractiva unitaria en el talud

unitaria en el talud

la fuerza q' se opone al mov. de la particula
 debido al principio de friccion en movimiento de particula
 en mecanica



$$R = \sqrt{A_{TS}^2 + W_s \sin^2 \phi}$$

$$W_s \cos \phi + f_s = \sqrt{A_{TS}^2 + W_s \sin^2 \phi}$$

$$W_s \cos \phi + f_s = \sqrt{A_{TS}^2 + W_s \sin^2 \phi}$$

$$W_s \cos \phi + f_s = \sqrt{A_{TS}^2 + W_s \sin^2 \phi}$$

$$a^2 T_s^2 = W_s^2 \cos^2 \phi \operatorname{tg}^2 \theta - W_s^2 \operatorname{Sen}^2 \phi$$

$$= W_s^2 (\cos^2 \phi \operatorname{tg}^2 \theta - \operatorname{Sen}^2 \phi) \quad \operatorname{Sen}^2 \phi = \operatorname{tg}^2 \phi \operatorname{Cos}^2 \phi$$

$$\therefore W_s^2 (\cos^2 \phi \operatorname{tg}^2 \theta - \operatorname{tg}^2 \phi \operatorname{Cos}^2 \phi)$$

Sacando como factor comun $\operatorname{Cos}^2 \phi$ \therefore

$$a^2 T_s^2 = W_s^2 \operatorname{Cos}^2 \phi (\operatorname{tg}^2 \theta - \operatorname{tg}^2 \phi)$$

Dividiendo todo entre $\operatorname{tg}^2 \theta$

$$\frac{a^2 T_s^2}{\operatorname{tg}^2 \theta} = W_s^2 \operatorname{Cos}^2 \phi \left(\frac{\operatorname{tg}^2 \theta}{\operatorname{tg}^2 \theta} - \frac{\operatorname{tg}^2 \phi}{\operatorname{tg}^2 \theta} \right) = W_s^2 \operatorname{Cos}^2 \phi \left(1 - \frac{\operatorname{tg}^2 \phi}{\operatorname{tg}^2 \theta} \right)$$

$$\therefore T_s^2 = \frac{W_s^2 \operatorname{Cos}^2 \phi \operatorname{tg}^2 \theta \left(1 - \frac{\operatorname{tg}^2 \phi}{\operatorname{tg}^2 \theta} \right)}{a^2}$$

$$T_s = \frac{W_s \operatorname{Cos} \phi \operatorname{tg} \theta}{a} \sqrt{1 - \frac{\operatorname{tg}^2 \phi}{\operatorname{tg}^2 \theta}}$$

fuerza tractiva en el talud

En la plantilla sera la misma ecuacion solo que

$$T_s = T_L \quad \text{y} \quad \phi = 0 \quad \therefore \quad \operatorname{Cos} \phi = 1 \quad (\operatorname{tg} \phi)^2 = 0$$

$$T_L = \frac{W_s}{a} \operatorname{tg} \theta \sqrt{1 - 0} = \quad \therefore \quad \frac{\operatorname{tg}^2 \phi}{\operatorname{tg}^2 \theta} = \frac{0}{\operatorname{tg}^2 \theta} = 0$$

$$T_L = \frac{W_s \operatorname{tg} \theta}{a} \quad \therefore$$

la fuerza tractiva en relacion talud plantilla sera

$$k = \frac{P_s}{P_L} = \frac{W_s \cos \phi \operatorname{tg} \theta \sqrt{1 - \frac{\operatorname{tg}^2 \phi}{\operatorname{tg}^2 \theta}}}{\frac{W_s}{a} \operatorname{tg} \theta} = \cos \phi \sqrt{1 - \frac{\operatorname{tg}^2 \phi}{\operatorname{tg}^2 \theta}}$$

$$\circ \circ \quad k = \cos \phi \sqrt{1 - \frac{\operatorname{tg}^2 \phi}{\operatorname{tg}^2 \theta}} = \sqrt{1 - \frac{\operatorname{Sen}^2 \phi}{\operatorname{Sen}^2 \theta}}$$

$$k = \frac{P_s}{P_L} = \sqrt{1 - \frac{\operatorname{Sen}^2 \phi}{\operatorname{Sen}^2 \theta}}$$

Et em de

Fuerza tractiva permisible. (Libro de Van Te Clous, Pag. 175)

Ejemplo: Diseñar un canal trapezoidal sobre un pendiente de 0.0016

y carries una descarga de 100 ft^3/seg ($Q = 11.35 \text{ m}^3/\text{seg}$). El canal este excavado en tierra, contiene material no cohesivo del grupo 1 y 2 y productividad, del cual 25% tiene un coeficiente mayor de 1.25 ft^3/seg (0.032 m^3). $n = 0.025$

Solucion: Para canales trapezoidales, la máxima fuerza tractiva unitaria en el talud es usualmente menor que el de la planchilla (Fig. 7-7);

por tanto, al lado fuerte es el talud que interviene en el análisis. El diseño del canal incluye por tanto a) proporcionar el talud necesario para la excavación para la máxima fuerza tractiva unitaria en los taludes y b) examinar las dimensiones propuestas para la máxima fuerza tractiva unitaria en la planchilla.

(Ver Tabla 7-1)

a) Proporcionando las dimensiones de la sección. Según el Talud 2:1

con $t=2$ y una relación base talud $b/y = 5$, la máxima fuerza tractiva unitaria en el talud (Fig. 7-7, pag. 169) es 0.775 wys

$$0.775 \text{ wys} = 0.775 \times 0.24 \times 0.0016 \text{ y} = 0.0774 \text{ y lb/ft}^2$$

para convertirlo en kg/m^2 se multiplica por 4.882

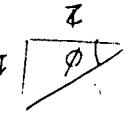
$$0.0774 \text{ y} \times 4.882 = 0.378 \text{ kg/m}^2$$

Considerando un material muy redondeado, 1.25 ft^3/seg (0.032 m^3) de diámetro, al ángulo de reposo (Fig. 7-9, pag. 172) es $\theta = 33.5^\circ$. Con $\theta = 33.5^\circ$ y $t = 2$, en $\phi = 26.5^\circ$, la fuerza tractiva del radio con la ecuación (7-11)

$$K = \sqrt{1 - \frac{\sin^2 \theta}{\sin^2 \phi}} = \sqrt{1 - \frac{\sin^2 33.5^\circ}{\sin^2 26.5^\circ}} = \sqrt{1 - \frac{0.1991}{0.2044}} = 0.589$$

Para un tamaño de 100 ft^3/seg (0.032 m^3), la fuerza tractiva permisible en la planchilla es $T = 0.4 \times 1.25 = 0.5 \text{ kg/m}^2$

$$T = 0.5 \times 4.882 = 2.441 \text{ kg/m}^2$$



$$\phi = \arcsin \frac{2}{\sqrt{5}}$$

La fuerza tractiva permisible en las taludades es:

5

$$T_s = K \gamma_L = 0.589 \times 0.5 = 0.295 \text{ lb/pie}^2$$

$$T_s = 0.295 \times 4.982 = 1.44 \text{ kN/m}^2$$

Una condición para impedir deslizamiento de las partículas en las taludades es $0.0774 Y = 0.295$, donde $Y = \frac{0.295}{0.0774} = 3.81 \text{ pies}$

$$Y = 3.81 \times 0.295 = 1.16 \text{ m}$$

Por tanto, el ancho de plantilla es $b = 3.81 \times 5 = 19.05 \text{ pies}$

$$b = 19.05 \times 0.305 = 5.81 \text{ m}$$

Para la sección trapezoidal:

$$A = (b + ZY) Y = (19.05 + 2 \times 3.81) 3.81 = 101.61 \text{ pie}^2 =$$

$$A = 101.61 \times 0.305^2 = 9.45 \text{ m}^2$$

$$P = \sqrt{b^2 + 4Z^2 Y^2} = \sqrt{19.05^2 + 4 \times 3.81^2} \sqrt{17.2^2} = 32.29 \text{ pie}$$

$$P = 32.29 \times 0.305 = 11.01 \text{ m}$$

$$K = \frac{101.61}{32.29} = 2.92 \text{ pies}$$

$$R = 0.96 \text{ m}$$

Con $n = 0.025$ y $S = 0.0016$, la descarga para un tiempo

$$n. a. m. i. e. = \frac{Q}{A} = \frac{A^{1.49}}{n}$$

$$Q = \frac{101.61^{2.49} \times 0.0016^{2/3}}{0.025} \times 1.49 = 483 \text{ pie}^3/\text{seg.}$$

$$Q = 483 \times 0.02837 = 13.70 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

resumen mayor que el dado.

Disponiendo de cálcul. adelantados, mostrados que por

$t = 4.1$, las dimensiones de la canal.

$y = 3.84 \text{ pies} = 1.17 \text{ m}$ y $b = 15.66 \text{ pies} = 4.75 \text{ m}$. y la descarga es $414 \text{ pie}^3/\text{seg} = 414 \times 0.02837 = 11.75 \text{ m}^3/\text{seg}$, lo cual C no cierra el diseño de descarga.

Las alternativas de las dimensiones de la sección pueda ser obtenida por tanto, con otros valores de t de talud

b) Examinando las dimensiones de la sección.- con $t = 2$ y $\frac{b}{y} = 4.1$ la máxima fuerza tractiva unitaria en el fondo del canal (Fig. 7-7, pág. 169) es $0.97 w y_s = 0.97 \times 624 \times 0.382 \times 0.0016 = 0.370 \text{ lb/pie}^2$

$$0.370 \times 4.852 = 1.81 \text{ kg/m}^2$$

menor fue $0.5 \text{ lb/pie}^2 = 2.44 \text{ kg/m}^2$

lo cual es la fuerza tractiva permisible en la plantilla.

Velocidad permisible (Pág. 168 VEN TE CHOW)

7

Ejemplo - Calcular el ancho de plantilla y el tirante del agua de un canal trapecial sobre una pendiente 0.0016 y acarrea una carga de diseño de 400 pies³/seg. El canal está excavado en tierra, contiene material no coloidal, gravas toscas y piedrecillas.

Solución - Para las condiciones dadas, cantidades estimadas son: $n = 0.025$ $t = 2$ y la máxima velocidad permisible = 4.5 pies/seg.

Usando la fórmula de Manning, resolver para R .

$$V = \frac{1.49}{n} R^{2/3} S^{1/2}$$

$$4.5 = \frac{1.49}{0.025} R^{2/3} 0.0016^{1/2}$$

$$R^{2/3} = \frac{4.5 \times 0.025}{1.49 \times 0.0016^{1/2}} = 1.89$$

$$R = 2.60 \text{ pies} = 0.793 \text{ m}$$

$$\text{Donde } A = \frac{400}{4.5} = 88.89 \text{ pies}^2 = 827 \text{ m}^2$$

$$P = \frac{A}{R} = \frac{88.89}{2.60} = 34.20 \text{ pies} = 10.43 \text{ m}$$

$$\text{Ahora: } A = (b + 2Y)Y = 88.89 \text{ pies}^2$$

$$P = b + 2Y\sqrt{5} = 34.20 \text{ pies}$$

Resolviendo estas dos ecuaciones simultáneamente, se obtiene $b = 19.7 \text{ pies} = 5.70 \text{ m}$ y $Y = 3.46 \text{ pies} = 1.06 \text{ m}$.

$$Y = \dots + 21/5 Y - 3420 \text{ ft}$$

8

$$-1) \quad 6Y + 2Y^2 - 3420 = 0$$

$$Y \quad 6 + 4.77Y = 3420$$

$$-6Y - 2Y^2 = 0$$

$$\hline 6Y + 4.77Y^2 = 3420Y$$

$$+ 2.47Y^2 = 3420Y - 98.83$$

$$2.47Y^2 - 3420Y + 98.83 = 0$$

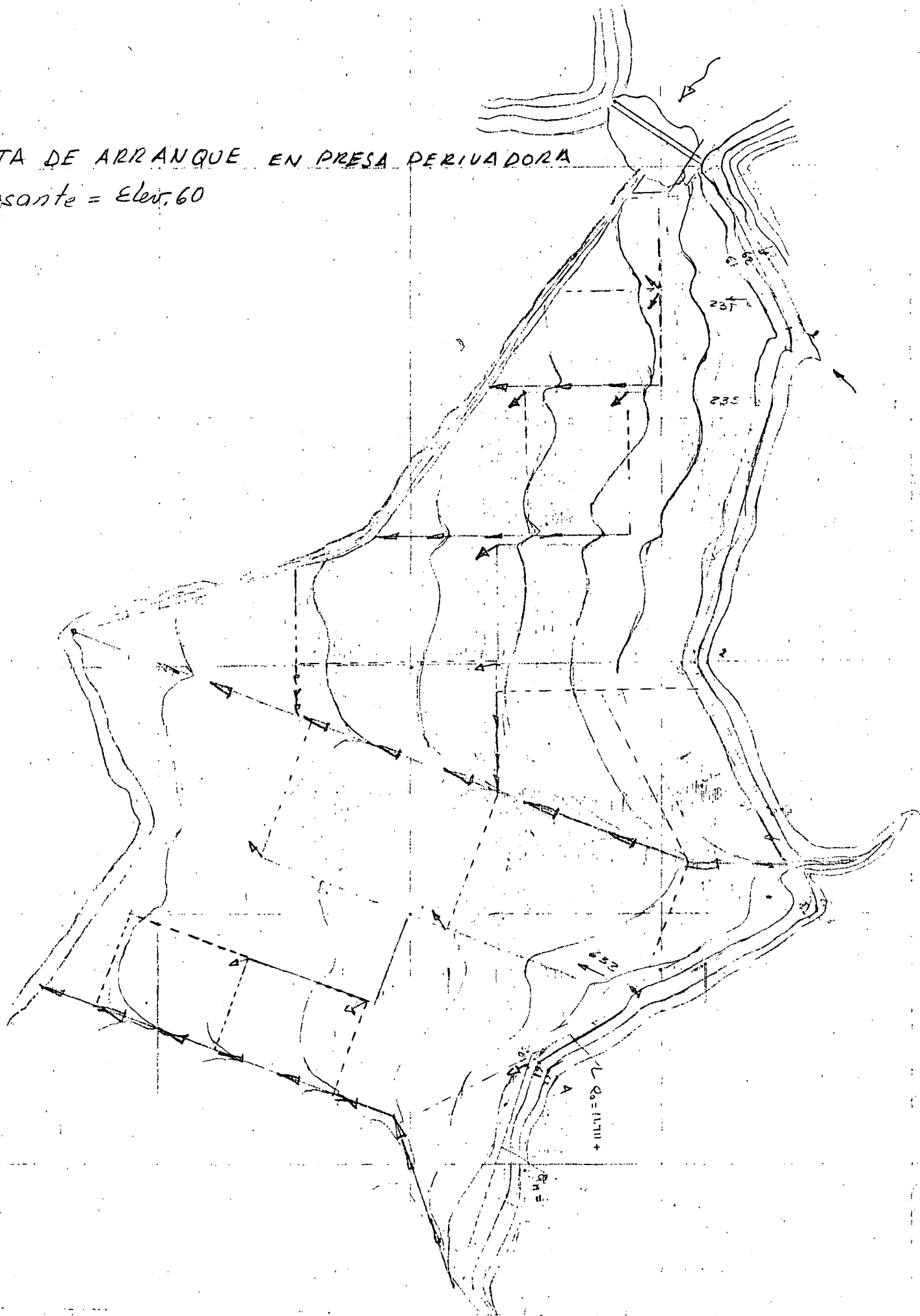
$$Y = \frac{3420 \pm \sqrt{3420^2 - 4(2.47)(98.83)}}{2 \times 2.47} = 3.47 \sqrt{110} = 1.03 \dots$$

$$6 + 4.77(3.47) = 2420$$

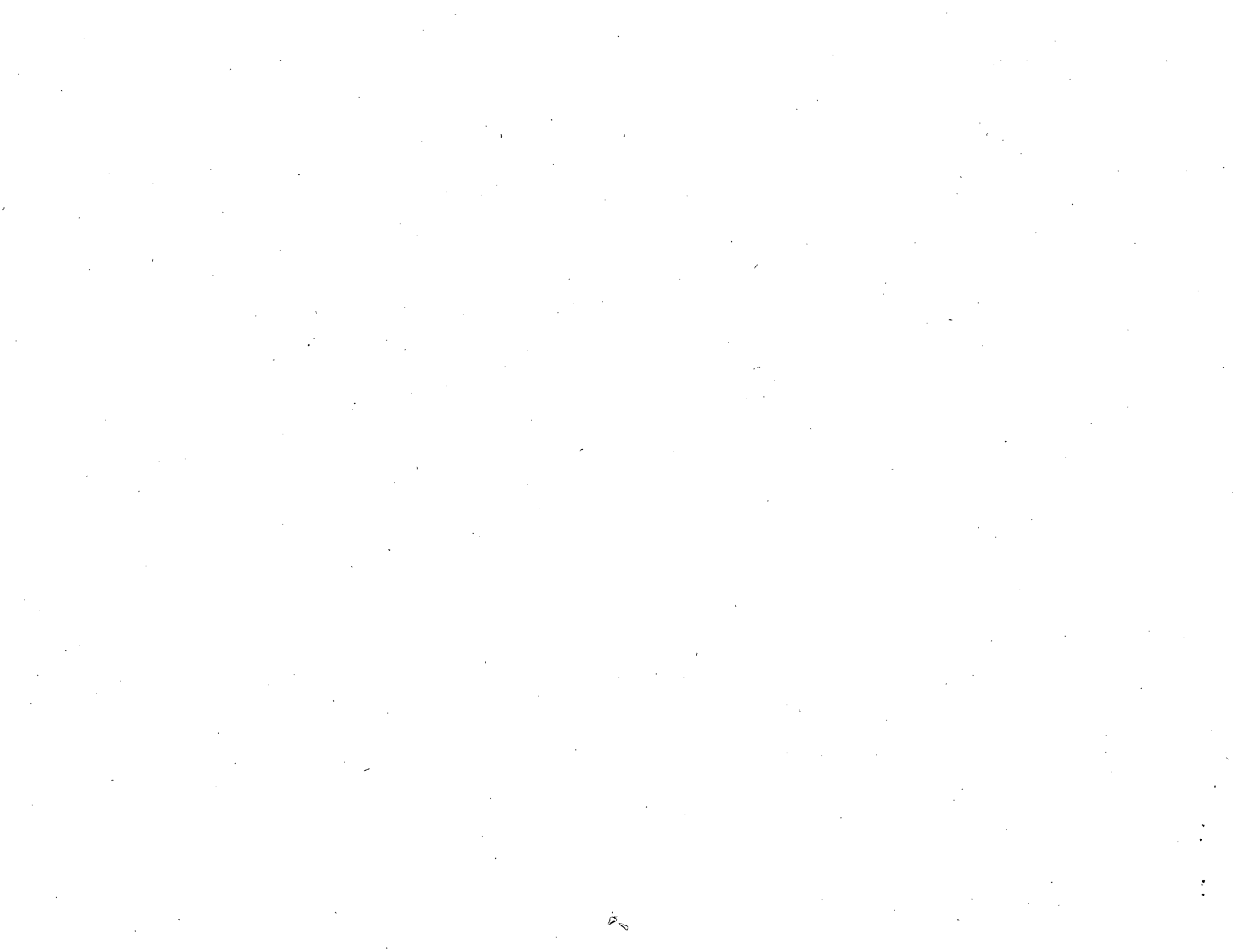
$$c = 18.68 \text{ cm} = 570 \dots$$

COTA DE ARRANQUE EN PRESA DERIVADORA

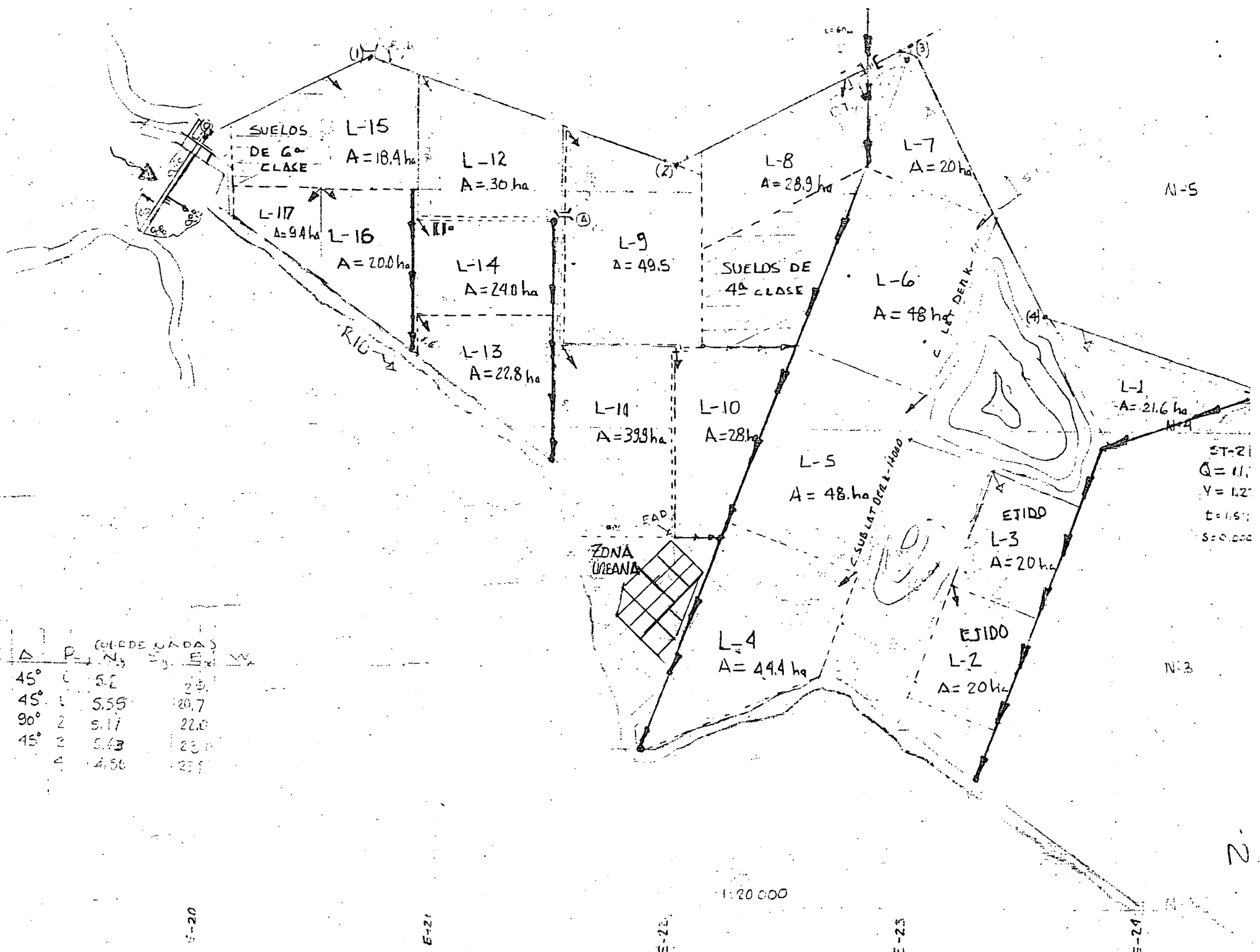
Rasante = Elev. 60



1:20000



ST-21
 Q = 11
 V = 1.2
 t = 1.5
 S = 0.000



PI	Δ	P	Cadena (Metros)		W
			N _x	E _x	
1	45°	1	5.2	2.9	
2	45°	1	5.55	20.7	
3	90°	2	5.17	22.0	
4	45°	2	5.43	23.0	
		4	4.56	23.1	

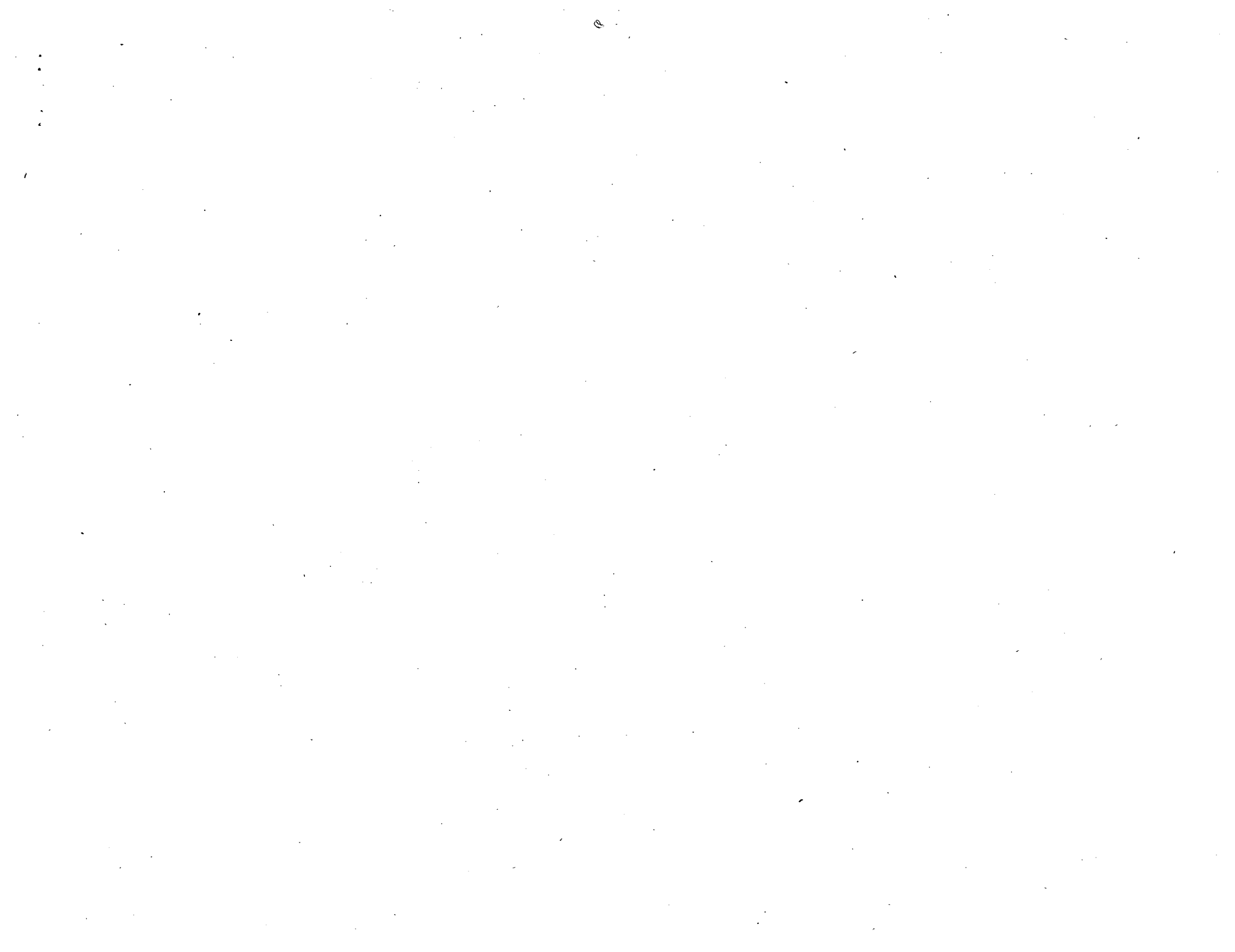
E-20

E-21

E-22

E-23

E-24



ESTACION	LOTE N°	TOMA	AREA BRUTA (Ha)	AREA NETA (Ha)	AREA NETA ACOMULADA (Ha)	COEF. UNIT. DE RIEGO (lts/seg/ha)	GASTO NECESARIO (lts/seg)	GASTO ADAPTADO (m³/seg)	VELOCIDAD (m/seg.)	PENDIENTE	SECCION TIPO	NIVEL S.L.A. (mts.)	NOTAS
			CANAL PRINCIPAL MARGEN IZQUIERDA										
		Aguas abajo del sifon N° 2		se tiene	5100 ha	2	10200	11.711	1.271	0.0003	21		
4+700 CP	1	T.G.D.	21.6	19.4	5119.4	2	10238.8	✓	✓	✓	✓		
			CANAL LATERAL DER. K ≈ 4+000										
	2	T.G.F.	20.0	18.0	18.0	2	36						0.0028
	3	T.G.I.	20.0	18.0	36.0	2	72						
			CANAL SUB-LATERAL DER ≈ K - 1+000 DEL C. LAT DER K -										
	4	T.G.F.	44.4	40.0	40.0	2	80						
			CANAL LAT DER K - DEL C. P.P.A.L. A _{neto} = 36 + 40 + 43.2 = 119.2 ha										
	5	T.G.D.	48.0	43.2	119.2	2	238.4						
			CANAL PRINCIPAL M. I A _{neto} = 5119.4 + 119.2 + 43.2 = 5281.8 ha										
	6	T.G.D.	48.0	43.2	5281.8	2	10536.6	11.711	1.271	0.0003	21		
	7	T.G.D.	20.0	18.0	5299.8	2	10599.6	✓	✓	✓	✓		
	8	T.G.D.	28.9	26.0	5325.8	2	10651.6	✓	✓	✓	✓		
	9	T.G.D.	49.5	44.6	5370.4	2	10740.8	✓	✓	✓	✓		
			CANAL LATERAL DER. K - 1+000										
	10	T.G.F.	28.0	25.2	25.2	2	50.4						
	11	T.G.D.	39.9	35.9	61.1	2	122.2						
			CANAL PRINCIPAL M. I A _{neto} = 5370.4 + 61.1 + 27 = 5458.5										
	12		30.0	27.0	5458.5	2	10917.0	11.711	1.271	0.0003	21		

ESTACION	LOTE N°	TOMA	AREA BRUTA (Ha)	AREA NETA (Ha)	AREA NETA ACOMULADA (Ha)	DEF. UNIT. DE RIEGO (lts/seg/ha)	GASTO NECESARIO (lts/seg)	GASTO ADAPTADO (m³/seg)	VELOCIDAD (m/seg.)	PENDIENTE	SECCION TIPO	NIVEL S.L.A. (mts.)	NOTAS
		CANAL LATERAL DER.			K ^m 0+980								
	13	T.G.F	22.8	20.5	20.5	2	41.0						
	14	T.G.I.	24.0	21.6	42.1	2	84.2						
		CANAL PRINCIPAL M.I.					Arct _h = 5458.5 + 42.14	16.6 =		5517.2			
	15	T.G.D	18.4	16.6	5517.2	2	11034.4	12.515	1.293	0.0003	22'		
		CANAL LATERAL DER.			K ^m 0+560								
	16	T.G.F.D	20.0	18	18	2	36						
	17	T.G.F.I	9.4	8.5	26.5	2	53						
		CANAL PRINCIPAL M.I.					Arct _h = 5517.2 + 26.5 =	5543.7					
					5543.7	2	11087.4	12.515	1.293	0.0003	22'		

ESTACION	LOTE N°	TOMA	AREA BRUTA (Ha)	AREA NETA (Ha)	AREA NETA ACOMULADA (Ha)	COEF. UNIT. DE RIEGO (lts/seg/ha)	GASTO NECESARIO (lts/seg)	GASTO ADAPTADO (m³/seg)	VELOCIDAD (m/seg)	PENDIENTE	SECCION TIPO	NIVEL S.L.A. (mts.)	NOTAS
			CANAL PRINCIPAL MARGEN IZQUIERDA										
	Agua de ojo del Cifón				Nº 2 secciones 5100	2	10200	11.711	1.271	0.0003	21	-	
4+700 cp	1	TGD	21.6	19.4	5119.4	2	10238.8	✓	✓	-	-		
		CANAL LAT DER. K-4+050											
1+900	2	TGF	20	18	18	2	36	235		0.0024	1		
1+400	3	TGI	20	18	36	2	72	316		0.0005	2		
		CANAL SUB LAT DER K-1+000 DEL C.L.O. K-4+050											
0+600	4	TGF	44.4	40.0	40.0	2	80	215		0.002	1		
		CANAL LAT DER K-4+050											
0+800	5	TGD	48.0	43.2	119.2	2	238.4	633		0.002	2		Area = 36+40+43.2 = 119.2 ha
		CANAL PPAL M. IZQ											
													Area = 5119.4 + 119.2 + 43.2 = 5281.8 ha
4+030	6	TGD	48	43.2	5281.8	2	10563.6	11.711	1.271	0.0003	21	050-	
3+400	7	TGD	20	18.0	5299.8		10599.6	-	-	-	-		
2+600	8	TGD	28.9	26.0	5325.8		10651.6	-	-	-	-		
1+650	9	TGD	49.5	44.6	5370.4	AR	10740.8	-	-	-	-		
		CANAL LAT DER K 1+630											
H397.43	10	TGF	28	25.2	25.2	2	50.4	0.068	0.302	0.0002	ST-1		
0+940	11	TGD	39.9	35.9	611	2	122.2	0.144	0.640	0.0009	ST-1		
		CANAL PPAL MAR IZQ											
													Area = 5370.4 + 611 + 27 = 5458.5
1+020	1	TGD	30	27	5458.5	2	0917	11.711	1.271	0.0003	21		

ESTACION	LOTE N°	TOMA	AREA BRUTA (Ha)	AREA NETA (Ha)	AREA NETA ACOMULADA (Ha)	DEF. UNIT. DE RIEGO (lts/seg/ha)	GASTO NECESARIO (lts/seg)	GASTO ADAPTADO (m³/seg)	VELOCIDAD (m/seg.)	PENDIENTE	SECCION TIPO	NIVEL S.L.A. (mts.)	NOTAS
		CANAL LAT DER			K-0+98.5								
1+000	13	T6F	22.8	20.5	20.5	2	41	0.107		0.0005	1		
0+600	14	T6I	24.0	21.6	42.1	2	84.2	0.235		0.0024	1		
		CANAL PAZ M. IZQ											
0+580	15	T6D	18.4	16.6	5517.2	2	11034.4	12.515	1.293	0.0003	22'		$A_{neto} = 5458.5 + 42.1 + 16.6 = 5517.2$
		CANAL LAT. DER. K-0+560											
0+460	16	T6FD	20.0	18	18	2	36	0.235		0.0024	1		
0+460	17	T6FI	9.4	8.5	26.5	2	53	-		-	-		
		CANAL PAZ M IZQ											
DEL 0+560 AL 0+000					5543.7	2	11087.4	12.515	1.293	0.0003	22'		$A_{neto} = 5517.2 + 26.5 = 5543.7$

CALCULO DE LAS CURVAS DEL CANAL PRINCIPAL

$$\text{PI N}^\circ 1 - \Delta = 45^\circ \quad \overbrace{\text{PI N}^\circ 1 = \text{PI N}^\circ 2}^{\text{CURVA}} =$$

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

T = Espejo libre del agua

R = Radio de curvatura

$$1^\circ R = 7T = 7 \times 7.88 = 55.16 \quad \text{se deja } R = 60 \text{ m}$$

2° calculo de la sub tangente

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

$$LC = \frac{20 \Delta}{G} = \frac{20 \times 45}{19.0913} = 47.14 \text{ m}$$

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

$$R = \frac{10}{\operatorname{sen} \left(\frac{1}{2} G \right)} = 60.30 \approx 60$$

Recalcula

$$R = 12T \approx 12 \times 7.88 = 94.56 \text{ m} \quad \text{se adapta } R = 100$$

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

$$LC = \frac{20 \Delta}{G} = \frac{20 \times 45}{11.46} = 78.53$$

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

PI N° 3 Δ = 90°

1º R = 17T = 55,16 se deja R = 60m

2º Cálculo de la subtangente -

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

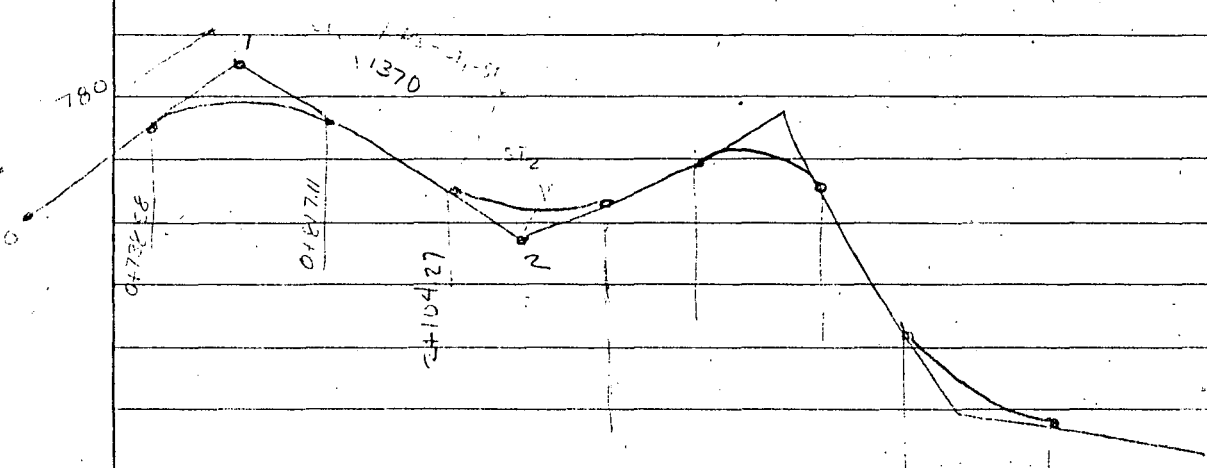
3º Cálculo de la long. de curva -

LC = $20 \frac{\Delta}{90}$ = 20×90 = 94,28

g = $\frac{R}{1145,48} = \frac{60}{1145,48} = 19,0913$

CURVA

Estac.	Dist. a PI	PI - ST = PC.	PT = PC + LC.
0+000	0	(1)	= 73
	780	$0+780 - 0 + 0.41.42 = 738.58$	$738.58 + 78.53 = 0+817.11 = PT$
	de (1) a (2) = 1370	$PC = PT + DIST - ST_1 - ST_2$	PT = PC + LC



PI N° 4

$$\Delta = 45^\circ$$

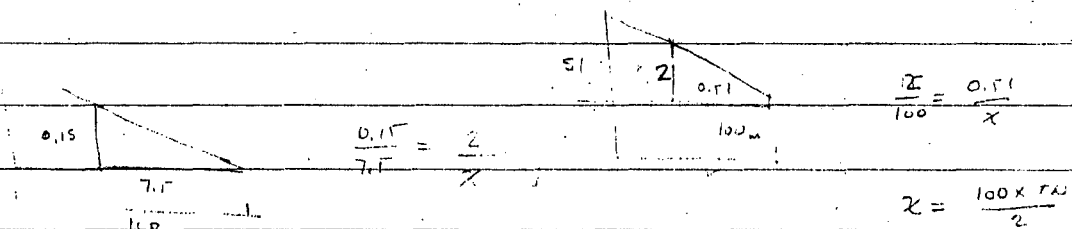
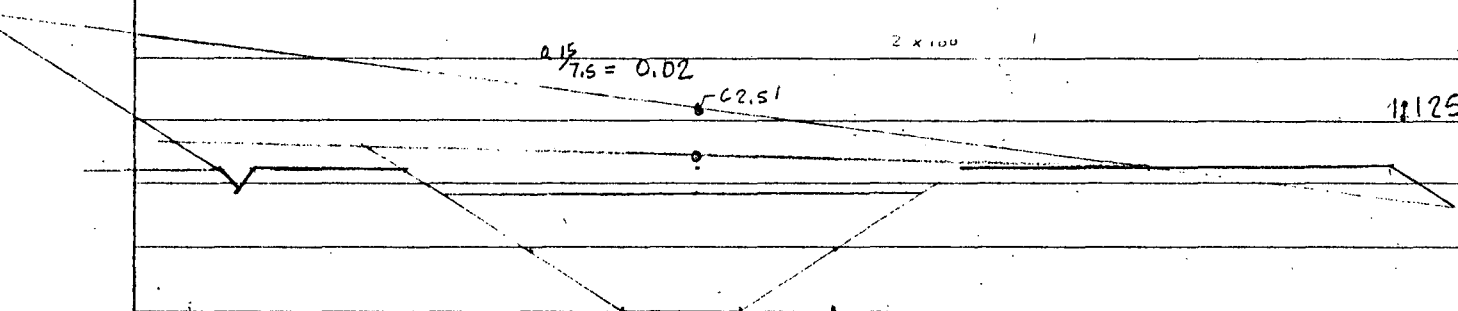
$$R = 7T = 7 \times 7.7 = 53.9 \text{ se adapta } R = 60 \text{ m} :$$

CURVA CURVA

PI N° 1 = PI N° 4

$$\frac{1}{7.7} - \frac{1}{60} = 13 \quad 0.13$$

$$s = 0.13$$



$$L = \frac{b}{2} + t(d + Lb) + 3.0 \text{ m} =$$

$$L_{22'} = \frac{2}{2} + 1.5(1.96 + 0.4) + 3 = 7.54 \text{ m} \quad \approx 0.12$$

$$L_{21} = \frac{2}{2} + 1.5(1.9 + 0.4) + 3 = 7.45 \text{ m} \quad 0.12$$

$$1 \text{ m} = \frac{1}{.3048} = 3.28 \text{ m}$$

$$1 \text{ pie} = 12'' = 30.48 \text{ cm} = 0.3048 \text{ m}$$

$$\Delta y = \frac{c}{g} \frac{v^2}{r} = 0.15 \left(\frac{\text{pies}}{\text{seg}} \right)^2 \frac{\text{pies}}{\text{pies}} \frac{\text{seg}^2}{\text{pies}} = 0.15 \text{ pies}$$

0.1524

$$v = 1.27 \text{ m/seg} = 4.166 \text{ pies/seg}$$

$$\frac{r}{w} = \frac{60}{7.88} = 7.6$$

$$\frac{\Delta y}{c} = 0.2$$

$$\Delta y = 0.2 \times 0.15 = 0.1 \text{ pie} = 0.1 \times 0.3048 \text{ m} = 0.03 \text{ m}$$

$$\Delta y = \frac{1.27^2}{9.81} \frac{7.88}{60} = 0.02 \text{ m}$$

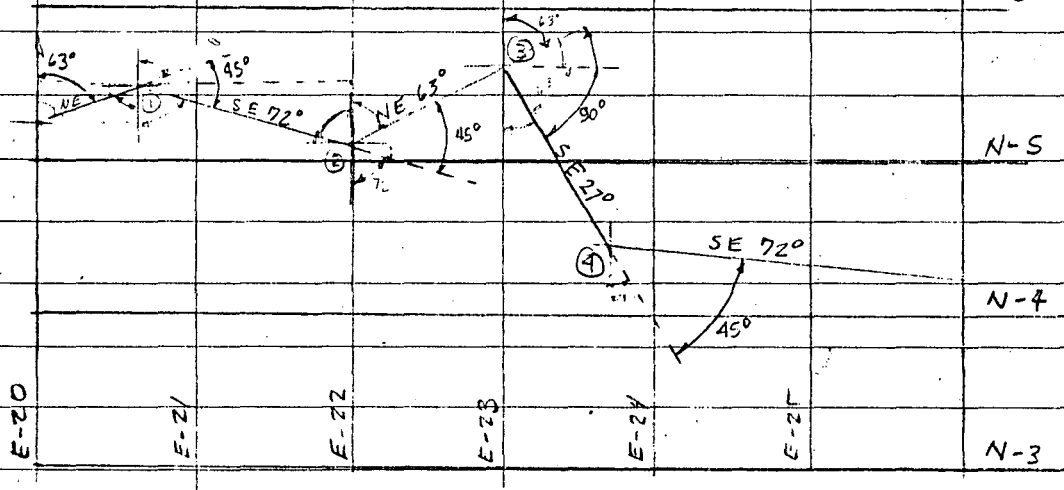
DATOS DE LAS CURVAS

Nº	ESTACIONES			DIMENSIONES EN METROS			ANGULOS°		COORDENADAS (PI)			
	PIV	PC	PT	ST	LC	R	Δ	β	Ex	Wx	Ny	Sy
1	0+720	0+738.58	0+817.11	41.42	78.53	100	45°	11.46°				
2	2+145.69	2+104.27	2+182.8	41.42	78.53	100	45°	11.46°				
3	3+261.38	3+201.38	3+295.66	60.00	94.28	60	90°	19.09°				
4	4+505.66	4+464.24	4+542.77	41.42	78.53	100	45°	11.46°				

CALCULO DE LA POLIGONAL

X Sen Y Cos 12

LADO	LONG	R. CAL	Sen R	Cos R	PROYECCIONES ORIGINALES			
					E _x	W _x	N _y	-S _y
0					20.000		5.200	
01	780	N 63° E	0.891	0.454	694.98		354.12	
12	1370	S 72° E	0.951	0.309	1302.87			423.33
23	1120	N 63° E	0.891	0.454	997.92		508.48	
34	1270	S 27° E	0.454	0.891	576.58			1131.57
45		S 72° E	0.951	0.309				
LADO	COORDENADAS				COORDENADAS DE (PI)			
	E	W	N	S	X	Y		
0	20000		5200		20000	5200		
0.1	20694.98		5554.12		20694.98	5554.12		
12				5130.79	21997.85	5130.79		
23			5639.27		22995.77	5639.27		
34				4507.7	23572.35	4507.7		
45							N-7	



16 $R = 63^\circ$

① $-(90-63)+45 = 18; R = 90-18 = 72^\circ$

② $-(90-72)+45 = 27; R = 90-27 = 63^\circ$

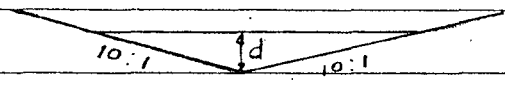
③ $-(90-63)+90 = 63; R = 90-63 = 27^\circ$

④ $27+45 = 72^\circ; R = 72^\circ$

100 = 933
13 x

Cálculo hidraulico del Arroyo

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



Suponiendo un tirante de 1m

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

Área hidraulica

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

Perímetro mojado

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

Radio hidraulico

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

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

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

Área de la cuenca del arroyo = 933 ha = 9.33 km²

Coefficiente unitario de drenaje = 15 lts/seg/ha

$Q = 933 \times 15 = 13995 \text{ lts/seg}$

Pendiente del arroyo $S = 1/120$

$S \approx 0.00833$

Calculo hidraulico del sifón

$Q_{sifón} = 12.515 \text{ m}^3/\text{seg}$

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

$A = \frac{\pi d^2}{4} ; A = \frac{Q}{v} = \frac{12.515}{2.5} = 5.006 \text{ m}^2$

$d = \sqrt{\frac{4A}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 5.006}{\pi}} = 2.52 \text{ mts}$

Se dejara $d = 2.5 \text{ m} \therefore A_{real} = \frac{\pi d^2}{4} = 4.9087 \text{ m}^2$

$v = \frac{Q}{A_r} = \frac{12.515}{4.9087} = 2.55 \text{ m/seg} \quad 2 < v < 3 \text{ ok}$

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

$$\cot \alpha = \frac{1}{\tan \alpha}$$

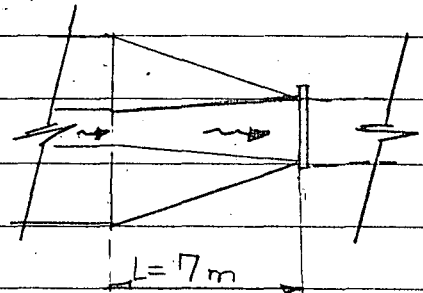
14

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

$$L = \frac{T-t}{2} \cot \alpha = \frac{7.88 - 2.5}{2} \cot 22.5^\circ = 6.49 \text{ m}$$

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

$$T = b + 2td = 2 + 2 \times 1.5 \times 1.96 = 7.88$$



Para conocer la elevación aproximada de la rasante del canal a la salida del sifón se supone una

perdida de carga que es aproximadamente igual a $h_T \approx 1.5 \cdot h_f$

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

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

$$h = 0.014$$

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

$$h_f = \left(\frac{2.55 \times 0.014}{0.731} \right)^2 \times 50 = 0.1193 \text{ m}$$

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

$$h_T = 1.5 \times 0.1193 \approx 0.18 \text{ m} \quad \text{se toma } \approx 0.20$$

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

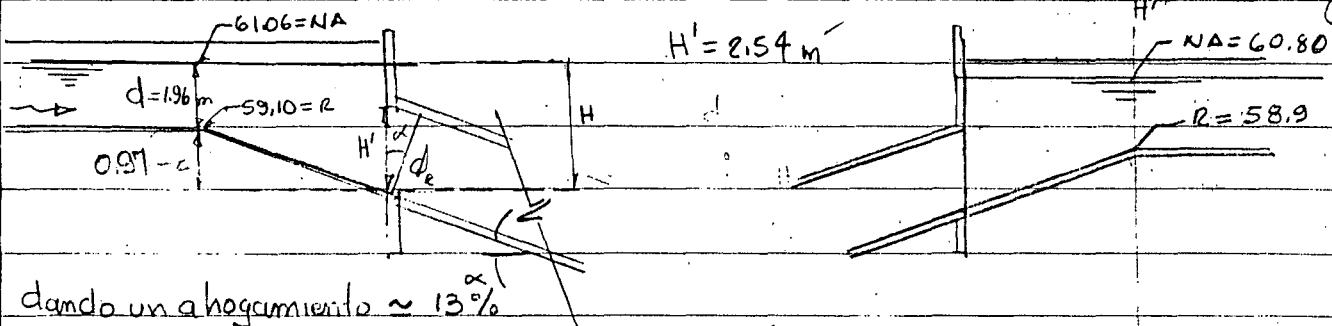
$$R = 59.1 - 0.20 = 58.90 \text{ m} \quad \checkmark$$

c' "Anegamiento en el sifón"

$$\alpha \approx 10^\circ$$

$$\cos \alpha = \frac{e_n}{H'} \therefore H' = \frac{2.5}{\cos 10^\circ}$$

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



dando un anegamiento $\approx 13\%$

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

Ver croquis del sifón

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

Sección Tipo 22'

$Q = 12.515 \text{ m}^3/\text{s}$

$A = 9.6824 \text{ m}^2$

$v = 1.29256 \text{ m/s}$

$d = 1.96 \text{ m}$

$b = 2.00 \text{ m}$

$P = 9.0669$

$R = 1.06789$

$R^{2/3} = 1.04476$

$n = 0.014$

$t = 1.5:1$

$S = 0.0003$

$BCC = \dots$

Tipo 21

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

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

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

$d = 1.9$

$b = 2.0$

$R = 1.04$

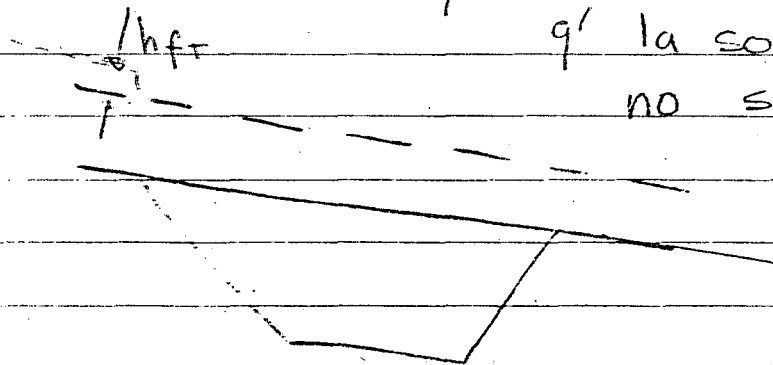
$n = 0.014$

$t = 1.5:1$

$S = 0.0003$

NOTA EN EL SIFÓN LA RAELANTE PUEDE QUEDAR IGUAL como si no existiera el sifón solo que habria sobre elevación a la entrada

y solo habria q' chequear q' la sobre elevación no sobrepose el bordo libre



Cálculo de la longitud de represas en el canal Principal

$$L_{\max}' = \frac{d - (0.25d + \Delta h) - 0.50}{S}$$

$$L_{\min}' = \frac{d - (0.25d + \Delta h) - 0.4d}{S}$$

$$L_{\max} \text{ Por subpresión} \rightarrow L_{\max s} = \frac{d}{3S}$$

se Tomara $\Delta h \approx 0.15$ (Tomas lateral) (eo)

$\Delta h \approx 0.10$ (Tomas granja)

Datos Para $d = 1.96 \text{ m}$, $\Delta h = 0.15 \text{ m}$, $S = 0.0003$

$$L_{\max} = \frac{1.96 - (0.25 \times 1.96 + 0.15) - 0.50}{0.0003} = 2733.3 \text{ m/s}$$

$$L_{\min} = \frac{1.96 - (0.25 \times 1.96 + 0.15) - 0.4 \times 1.96}{0.0003} = 1787 \text{ m}$$

$$L_{\max s} = \frac{1.96}{3 \times 0.0003} = 2178 \text{ m}$$

Rigen como $L_{\max} = 2178$ y $L_{\min} = 1787 \text{ m}$
(Ver planta y su ubicación)

SIMBOLOGIA

DEFINICION

7		TOMA GRANJA
		DOBLE TOMA GRANJA
		REPRESA
		CAIDA
2		ENTRADA DE AGUA AL CANAL
5		SIFON
		ENTRADA DE AGUA DE PASO SUPERIOR
		DESAGUE DE EXCEDENCIAS
		DESAGUE TOTAL
6		PUNTE PARA VEHICULOS
7		ALCANTARILLA EN CANALES O DRENES
8		ENTRADA DE AGUA A DREN TIPO ALCANTARILLA
11		REMATE FINAL
12		ENTRADA DE AGUA DE DREN A DREN
4		CANAL
5		DREN NUEVO
6		ARROYO RECTIFICADO
1		CAMINO PAVIMENTADO
		CAMINO REVESTIDO
3		LINDERO DE LOTE
		CASETA PARA CANALERO
		PUNTE PARA PEATONES
		VADO

Cálculo de la curva en el lateral der. 1+630 (PI ≈ 0+910)

$$\Delta = 90^\circ$$

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

Se Tomara $R = 5T$

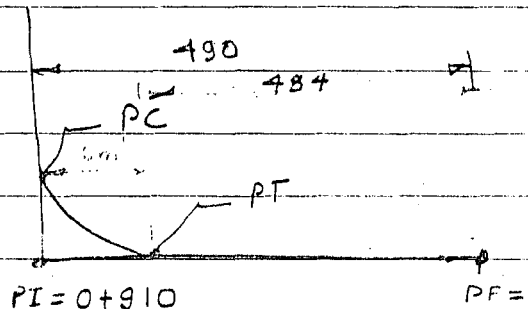
$$\text{seccion tipo-L} = T = b + 2td = 0.3 + 1.5 \times 2 \times 0.3 = 1.2 \text{ m}$$

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

$$ST = R \frac{\Delta}{2} = 6 \text{ m}$$

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

$$LC = \frac{20 \Delta}{G} = \frac{20 \times 90}{190.91333} = 9.43 \text{ m}$$

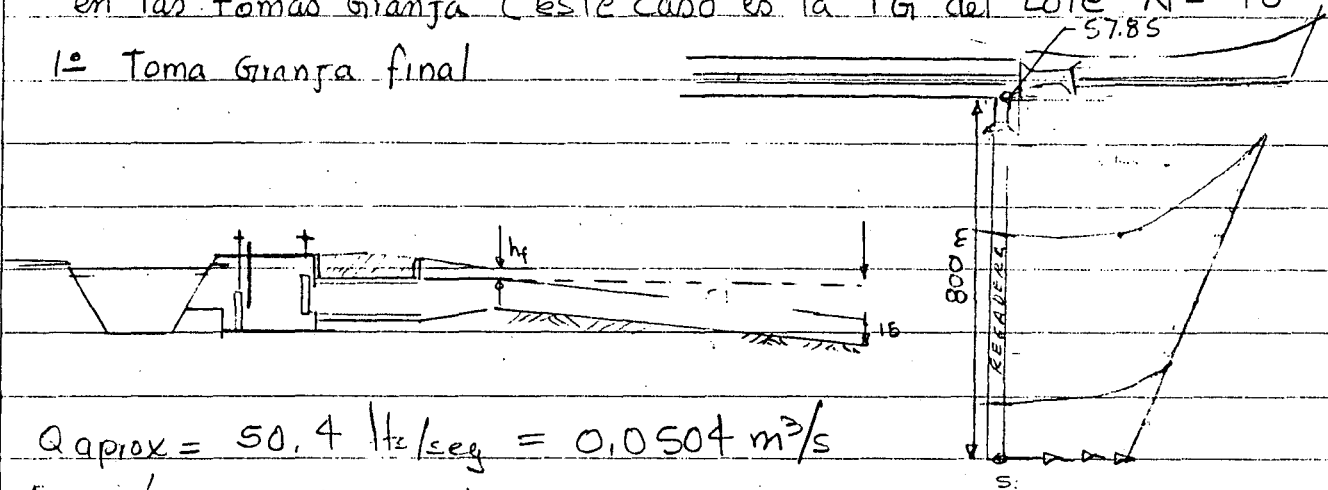


$$PC = 0+910 - 6 = 0+904$$

$$PT = 0+904 + 9.43 = 0+913.43$$

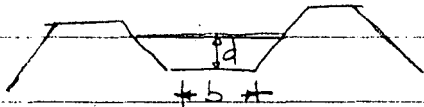
$$PF = 0+913.43 + 484 = 1+397.43$$

Cálculo de la superficie libre del agua
 en las tomas Granja (este caso es la TG del Lote N° 10
 1ª Toma Granja final



$$Q_{\text{aprox}} = 50.4 \text{ lts/seg} = 0.0504 \text{ m}^3/\text{s}$$

Sección aprox. de Regadera



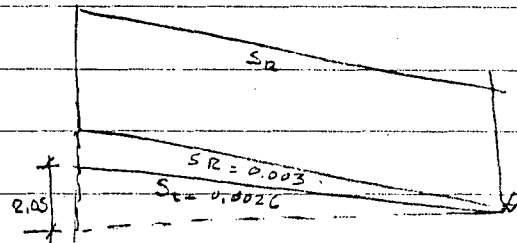
$$S = \frac{57.85 - 55.80}{800} = 0.0026$$

S.V.R.C.O.S

Propiedades $S = 0.003 = S_n$ y $b = 0.30 \text{ m}$

$$\frac{Qn}{S^{5/2}} = \frac{A^{5/3}}{P^{2/3}} = \frac{(0.3d + 1.5d^2)^{1.666}}{(0.3 + 3.606d)^{0.666}}$$

$$\frac{0.0504 \times 0.03}{(0.003)^{5/2}} = 0.0276$$



se cumple para $d = 0.196 \therefore \frac{A^{5/3}}{P^{2/3}} = 0.0276$

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

$$P = 0.3 + 3.606 (0.196) = 1.0068 \quad R = \frac{A}{P} = \frac{0.1164}{1.0068} = 0.1156$$

$$R^{2/3} = 0.2373$$

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

$$Q = vA = 0.433 \times 0.1164 = 0.0505 \approx 0.0504 \text{ ok}$$

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

$$h_f = S L \approx 0.003 \times 800 = 2.4 \text{ ok}$$

Riego en Fajas con caballones (MELGAS)

B de 9 a 18m L de 100 a 400m

la superficie debe ser horizontal para q' el agua la cubra en toda su anchura

la pendiente de 2 a 4% (1% hasta 7.5% dependiendo del tipo de suelo pendientes muy fuertes no son recomendables son muy erosionadas las tierras

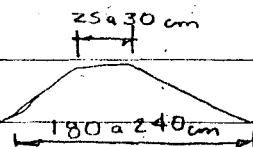
Q por melga de 14 a 280 lts/ccs

Esto es apropiado para suelos de textura heterogénea

los suelos bastante impermeables (suelos francos y compactos permiten la construcción de franjas muy largas)

los suelos porosos y abiertos con subsuelo de grava exigen fajas cortas y estrechas

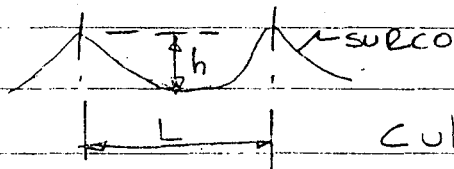
Dimensiones de caballones -



R

Riego por surcos

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



Cultivos

Huertas

L	h
0.9 a 1.8m	0.2 a 0.3m

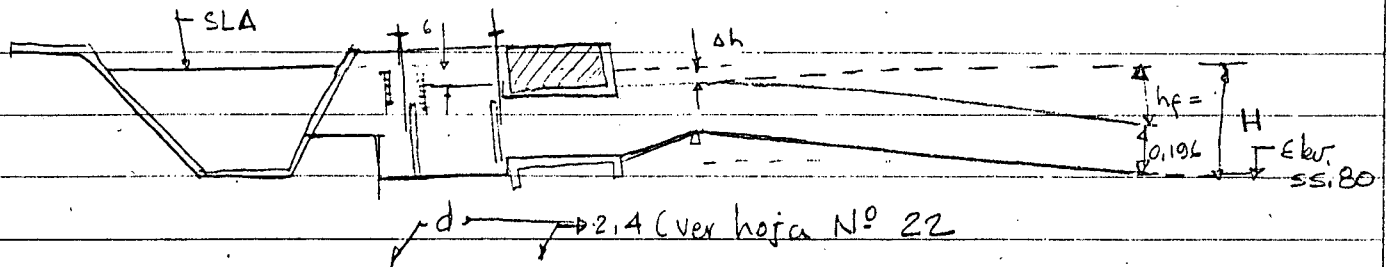
Para suelos de condiciones capilares

muy buenas o de subs. impermeable - 3 a 3.6m

Remolacha

0.07 a 0.1m

En base al plano G-C- (para determinar la carga mínima en la toma y a su vez en el canal alimentador se tiene



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

Dependiendo del tipo de aferradora

$$\Delta h \approx 0.10 \text{ cm} \quad \therefore \text{SLA} = \text{Elev. } 55.8 + 2.596 + 0.10 = 58.496$$

$$\text{SLA} \approx 58.5 \quad *$$

Aplicando el criterio de Receta que al T.N. se le agregue de 40 a 60 cm se tiene

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

$$\text{SLA} = 58.45 \text{ m (60 cm)} \quad \left. \vphantom{\text{SLA}} \right\} *$$

$$\text{SLA} = 58.25 \text{ m (40 cm)} \quad \left. \vphantom{\text{SLA}} \right\} *$$

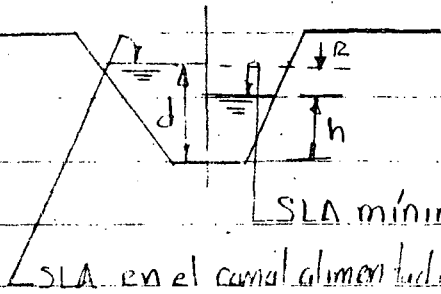
se toma a 58.50 ✓

Para la toma granja N° 11 se tomara

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

Cálculo de El nivel de operación

Nivel de operación Cpi 19 - 23 y 164 plano TC-C-248



SLA mínimo para alimentar al canal que distribuye

SLA en el canal alimentador

Valores de R mínimos

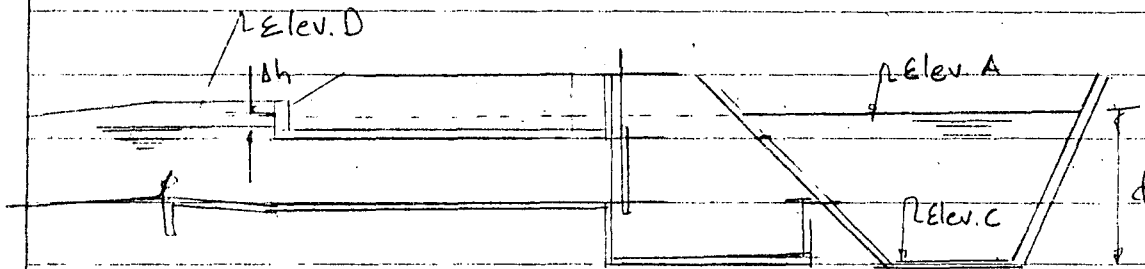
$$\text{si } d \leq 50 \text{ cm, } R = 15 \text{ cm} \quad \therefore h = d - 15$$

$$50 < d < 200 \text{ cm, } 30 > R > 15 \quad \therefore h = d - 15 \text{ a } h = d - 30$$

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

en nuestro caso $d = 1.96 \text{ m} \quad \therefore R$ es de 30 a 15 cm

se toma $h = 1.96 - 30 = 1.66$



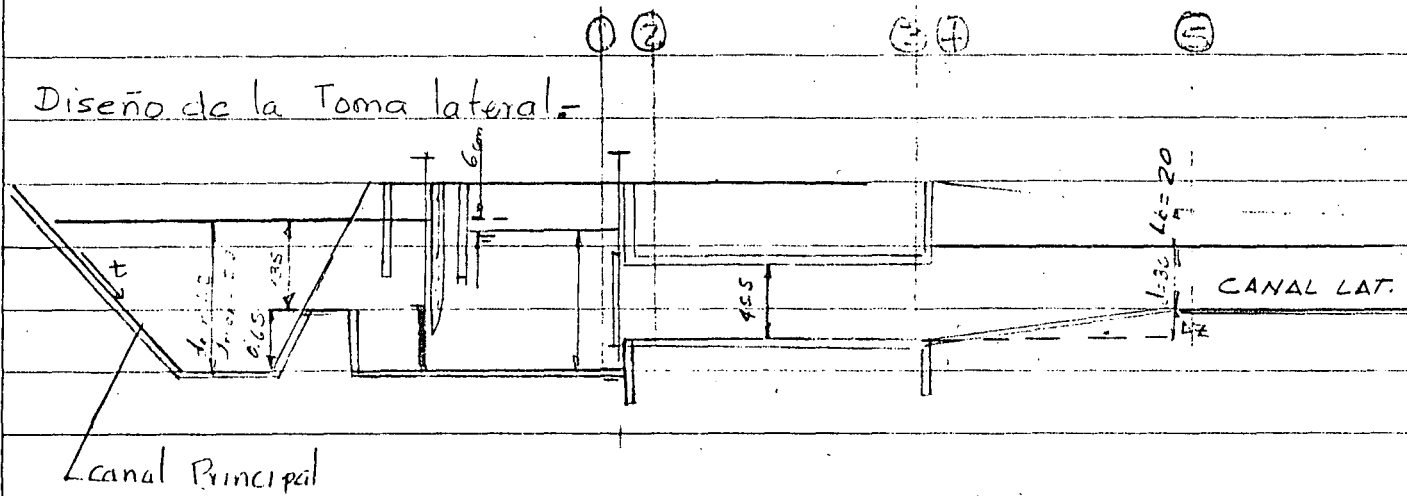
$$\text{Elev. D} - \text{Elev. C} = 0.4d_{\text{máximo}} \text{ ó } 50 \text{ cm mínimo}$$

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

$$\text{de acuerdo a nuestro caso } 0.4(1.96) = 0.784 \text{ max}$$

$$0.5 \text{ min}$$

Diseño de la Toma lateral =



Datos hidráulicos del canal principal

$$Q = 12.515 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$A = 9.6824 \text{ m}^2$$

$$v = 1.293 \text{ m/s}$$

$$b = 2.0 \text{ m}$$

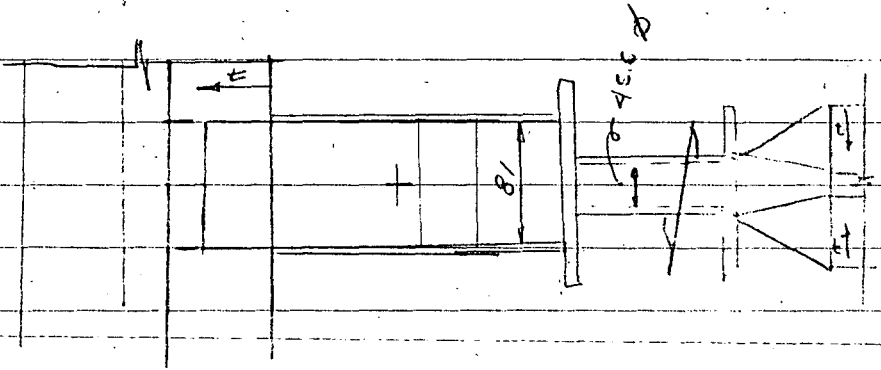
$$d_{\text{normal}} = 1.96 \text{ m}$$

$$t = 1.5:1$$

$$S = 0.0003$$

$$n = 0.014$$

$$R = 1.067$$



Datos hidráulicos del canal lateral

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

$$Q_{\text{adaptado}} = 0.144 \text{ lts/seg}; v = 0.64 \text{ m/s}$$

$$A = 0.220$$

$$b = 0.3$$

$$d = 0.3$$

$$S = 0.0009$$

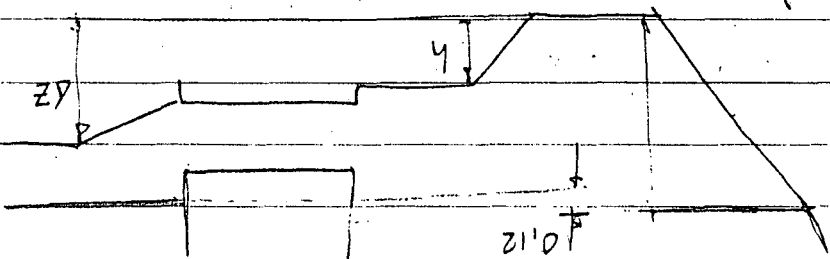
$$n = 0.014$$

$$t = 1.5:1$$

$$e = 0.05$$

$$l_b = 0.2$$

Nivel de operacion como el tirante normal del canal principal es 119 m y la toma lateral requiere adaptamos la estructura tipo TC-C-563 147 11.6/seg
 1º Nivel min de operacion - De acuerdo al plano TC-C-248 (pag. 164) se tiene



$$E_{L1} - E_{L2} = (0.25d + \Delta h) \text{ min} = 0.25(1.9) + 0.12$$

0.12 (se pide en la estructura tipo y consideramos 6 da

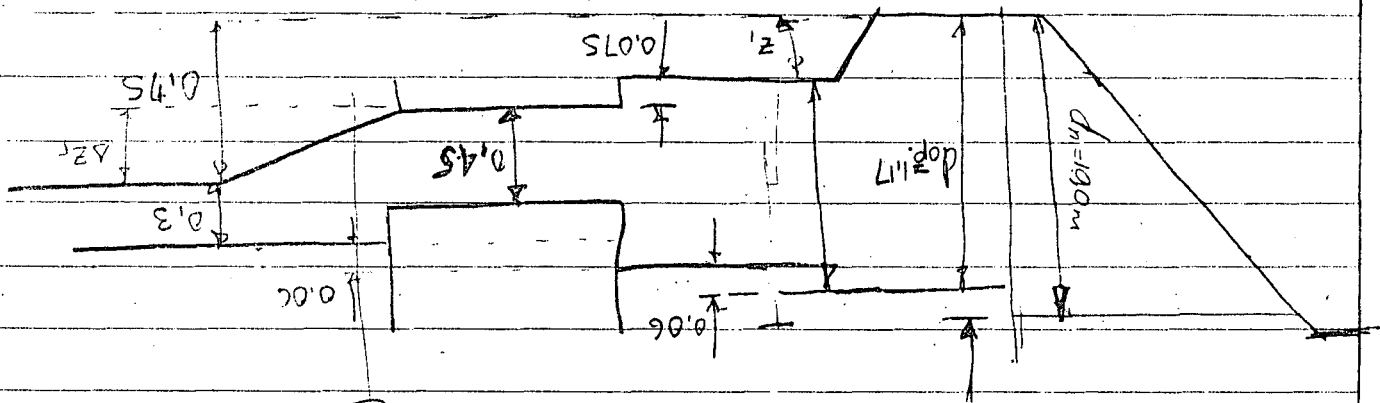
perdida total al renovar leer: $0.25(1.9) + 0.12 = 0.595 \text{ m min}$

2º Escalon = 0.4 d max y 50 cm min

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

Se toma $\Delta z = 0.75 \text{ cm}$

3º Considerando la regla de $0.5 < d < 2$ $\therefore R = 15 \text{ a } 30 \text{ cm min}$



Como el lateral es ST-1; $d = 0.3$ calculamos a par el escalon Z_1 consideramos un coeficiente de 30% \therefore

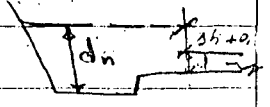
$$0.45 \times 1.3 = 0.59; \Delta z_f = 0.59 - 0.3 = 0.29; Z_1 = 0.75 - 0.29 - 0.075 = 0.385$$

Se toma $Z_1 = 0.4$ cumpliendo con las restricciones anteriores

$$\text{Entonces } d_{op} = 0.75 + 0.3 + 0.12 = 1.17$$

$d_{op} = 1.17 \therefore d_n = 1.90 \quad R = 1.9 - 1.17 = 0.73$

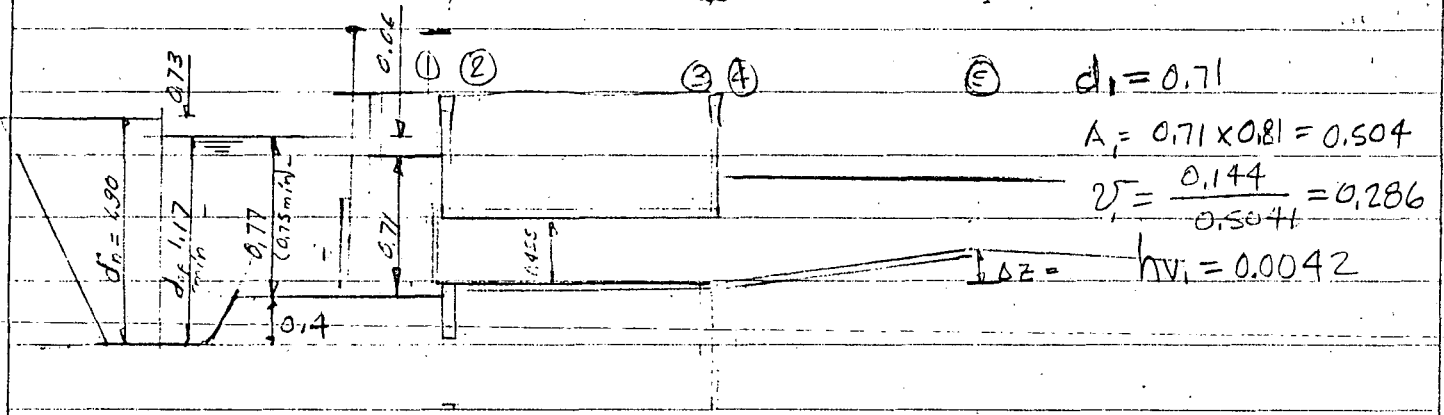
y R como mínimo fue 0.595 OK ✓



además de acuerdo al plano TC-C-563 se tiene 75 min y en esa zona tendremos

$\phi = 1.17 - 0.4 = 0.77 > 0.75 \text{ OK } \checkmark$

en base a lo anterior se lleva el diseño hidráulico de esa forma.



Bernoulli entre ① y ②

$d_1 + h_{v1} = d_2 + h_{v2} + \epsilon P_{12} + \frac{P_2}{\omega} + z_2$

$d_1 = 0.455; \epsilon P_{12} = 0.2(h_{v2} - h_{v1}); \epsilon_2 = 0.075 \text{ m}$

$A_2 = \pi d^2 = 0.1626 \text{ m}^2; 0.2(0.0398 - 0.0042) = 0.00712$

$v_2 = \frac{Q}{A_2} = \frac{0.144}{0.163} = 0.8839 \text{ m/s}; h_{v2} = 0.0398 \text{ m}$

$0.71 + 0.0042 = 0.455 + 0.0398 + 0.00712 + \frac{P_2}{\omega} + 0.075 =$

$\frac{P_2}{\omega} = 0.1373$

B - (2) x (3)

$$d_2 + hv_2 + \frac{P_2}{\omega} = d_3 + hv_3 + \frac{P_3}{\omega} + hf$$

$$\frac{P_3}{\omega} = \frac{P_2}{\omega} - hf \quad \therefore hf = \left(\frac{2\sqrt{en}}{r^{2/3}} \right)^2 L$$

$$hf = \left(\frac{0.8834 \times 0.012}{(0.11375)^{2/3}} \right)^2 \times 7 = 0.0143 \text{ m}$$

n - em este tipo de tubos

n - de 0.009 a 0.012

Se toma n = 0.012 devido a Junção -

$$\frac{P_3}{\omega} = \frac{P_2}{\omega} - hf = 0.1373 - 0.0143$$

$$r = \frac{d}{4} = \frac{0.457}{4} = 0.11375$$

$$L = 7 \text{ m}$$

$$\frac{P_3}{\omega} = 0.123 \text{ m}$$

B - (3) - (4)

$$d_3 + hv_3 + \frac{P_3}{\omega} = d_4 + hv_4 + \Sigma P_{3-4}$$

$$d_3 = 0.455 \text{ m}; hv_3 = hv_2 = 0.0398 \text{ m}; \frac{P_3}{\omega} = 0.123 \text{ m}$$

$$\Sigma P_{3-4} = 0.4(hv_2 - hv_4) = 0.4(0.0398 - 0.0145) = 0.0101$$

$$d_3 + 0.6hv_3 + \frac{P_3}{\omega} = d_4 + 0.6hv_4$$

$$0.455 + 0.6(0.0398) + 0.123 = d_4 + 0.6hv_4$$

$$0.6019 = d_4 + 0.6hv_4$$

Se cumpre para $d_4 = 0.594$

$$A_4 = 0.457 \times 0.594 = 0.2703$$

$$\sqrt{A_4} = \frac{Q}{A_4} = \frac{0.144}{0.2703} = 0.5328$$

$$hv_4 = 0.0145$$

$$\therefore 0.6019 = 0.594 + 0.6(0.0145) = 0.6020 \text{ K} \checkmark$$

B. 4-5

$$d_4 + h_{v4} = d_5 + h_{v5} + \Delta z_r + \sum P_{4-5}$$

$$d_4 = 0.594, h_{v4} = 0.0145$$

$$d_5 = 0.3, v_5 = 0.64 \text{ m/s}, h_{v5} = 0.0209$$

$$\sum P_{4-5} = 0.2(h_{v5} - h_{v4}) = 0.2(0.0209 - 0.0145) = 0.00128$$

$$0.594 + 0.0145 - 0.3 - 0.0209 - 0.00128 = \Delta z_r = 0.286$$

Resumen de Pérdidas -

$$1) \text{ Por entrada} = 0.00712$$

$$2) \text{ Por fricción} = 0.0143$$

$$3) \text{ Por Salida} = 0.0101$$

$$4) \text{ Por Trans. de Salida} = 0.00128$$

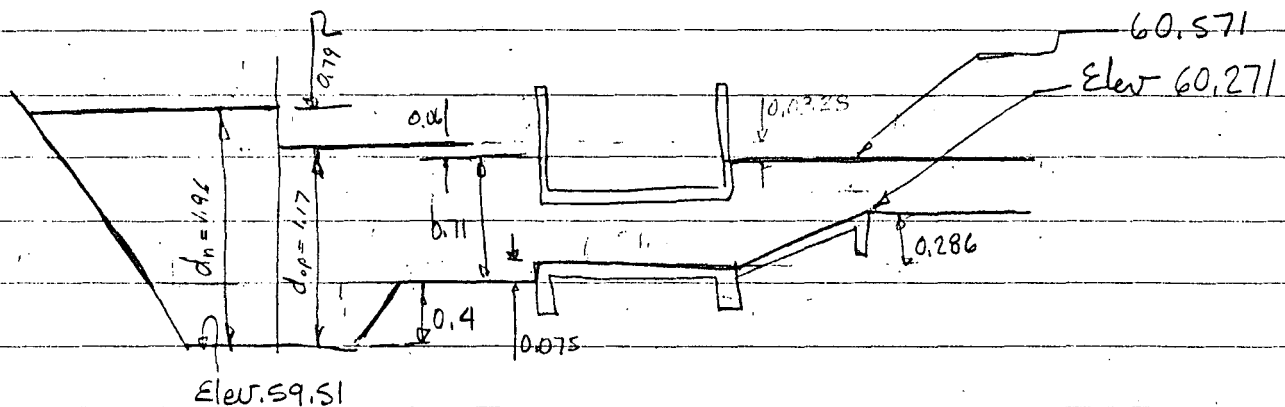
$$0.0328$$

Comprobación B (1)-(3) N.R. por la rasante del tubo

$$h_{v1} + d_1 - \Delta z_2 = d_5 + h_{v5} + \Delta z_r + \sum P_{1-5}$$

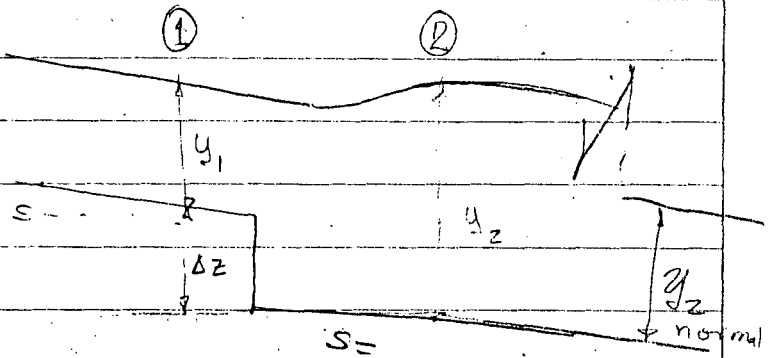
$$0.0042 + 0.71 - 0.075 = 0.3 + 0.0209 + 0.286 + 0.0328$$

$$0.6392 \approx 0.6397 \quad \text{OK}$$

se Deja $\Delta z = 0$.

Escalón de 20 cm

$$Q = 0.068 \text{ m}^3/\text{s}$$



$$h_{f1-2} \approx 0$$

$$E_1 = E_2 + \Delta z$$

$$E_1 = y_1 + \frac{v_1^2}{2g}; \quad y_1 = 0.30 \text{ m}; \quad v_1 = 0.64 \text{ m/s} \quad h_{v1} = 0.0209 \text{ m}$$

$$E_2 = y_2 + \frac{v_2^2}{2g}$$

$$y_1 + \frac{v_1^2}{2g} + \Delta z = y_2 + \frac{v_2^2}{2g}$$

$$0.3 + 0.0209 + 0.2 = y_2 + h_{v2}$$

$$0.5209 = y_2 + h_{v2}$$

$$\text{Antes se cumple para } y_2 = 0.52 \quad \Delta z = 0.3 \times 0.52 + 1.5 \times \frac{0.52^2}{2} = 0.5616$$

$$v_2 = \frac{0.068}{0.5616} = 0.121 \quad h_{v2} = 0.0008 \quad \therefore y_2 + h_{v2} = 0.52 + 0.0008$$

$$y_2 + h_{v2} = 0.5208 \approx 0.5209 \quad \text{OK}$$

y_2 se incrementa en este caso para $Q = 0.068$

y para $S=1$ $d=0.3$ y $L_b=0.2 \text{ m} \therefore d+L_b=0.5 < 0.5$

El agua se desbordaría no conviene hacer los escalones a menos q' se justifiquen

calculo de la longitud de Represas

CANAL LAT. DER $k=1+630$

$$L_{\max} = \frac{d - (0.15d + \Delta h) - 0.20}{S}$$

$$L_{\min} = \frac{d - (0.15d + \Delta h) - 0.4d}{S}$$

0.045

$$L_{\max} = \frac{d}{3S}$$

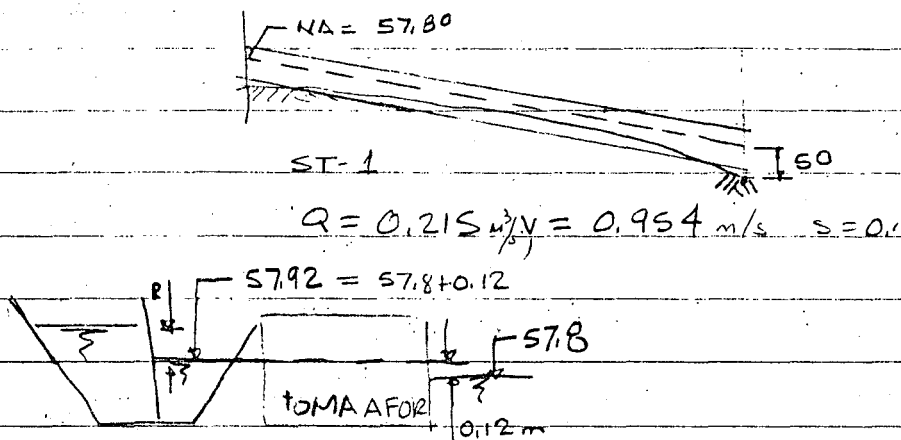
1º para $S = 0.0002$ y $d = 0.3$ $\Delta h \approx 0.05$ cm

$$L_{\max} = \frac{0.3 - (0.15(0.3) + 0.05) - 0.20}{0.0002} = \frac{0.005}{0.0002} = 25 \text{ m}$$

$$L_{\min} = \frac{0.3 - (0.15 \times 0.3 + 0.05) - 0.4d}{0.0002} = \frac{0.085}{0.0002} = 425 \text{ m}$$

$$L_{\max \text{ SP}} = \frac{0.3}{3 \times 0.0002} = 500 \text{ m} \Rightarrow ?$$

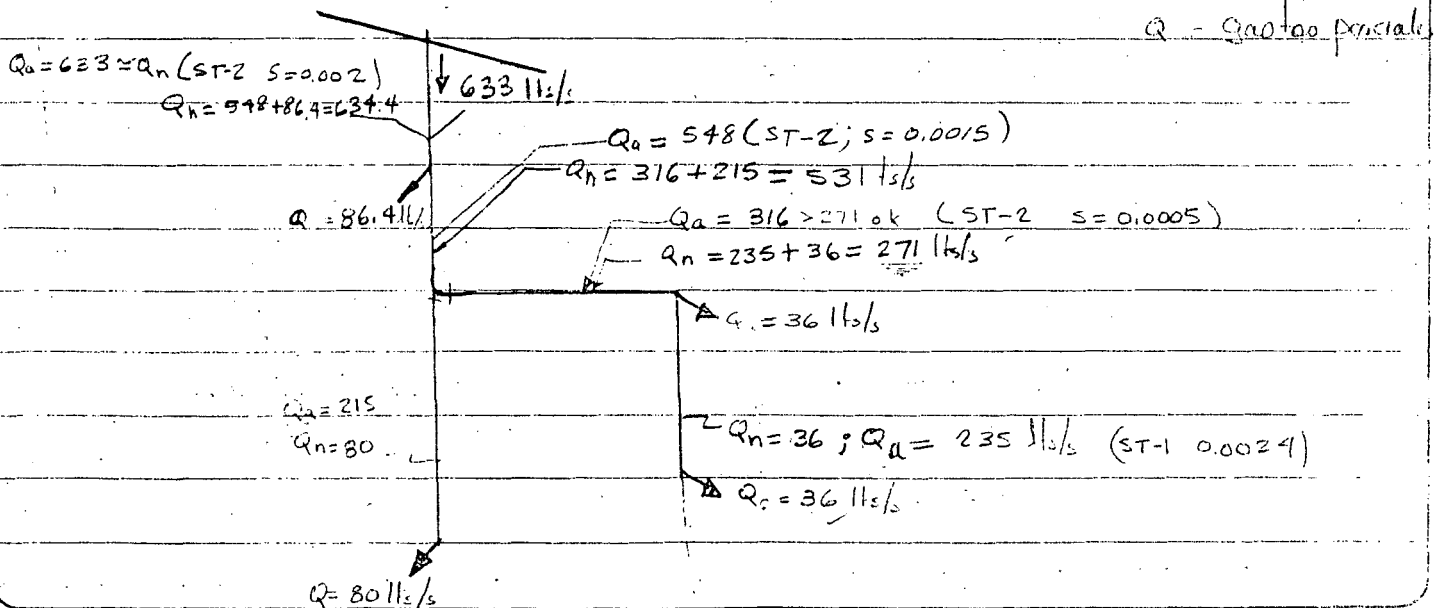
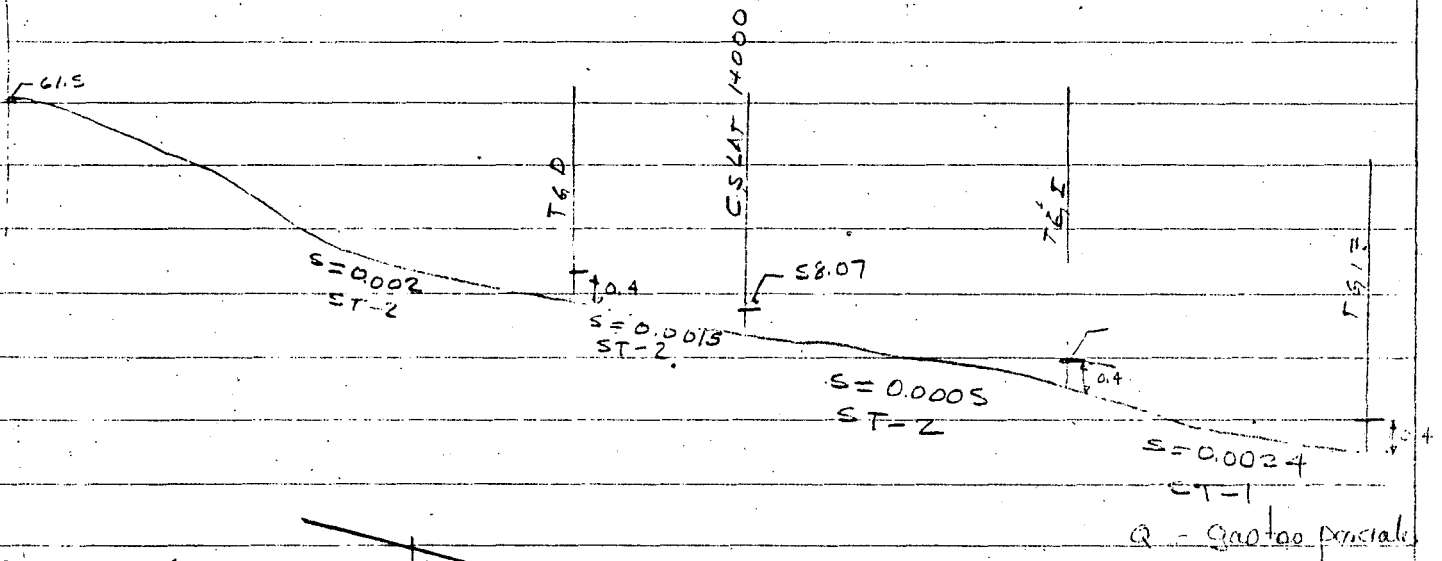
Diseño del canal sub-Lat-D. k-1+000

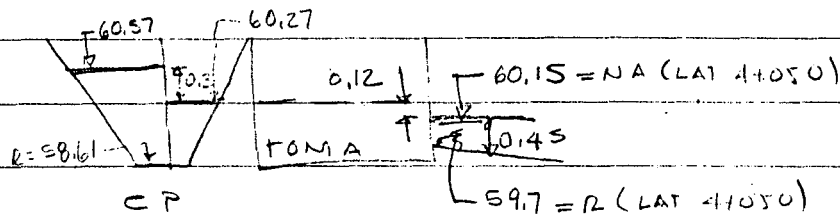


$Q = 0.215 \text{ m}^3/\text{s} \Rightarrow v = 0.954 \text{ m/s} \quad s = 0.0015$

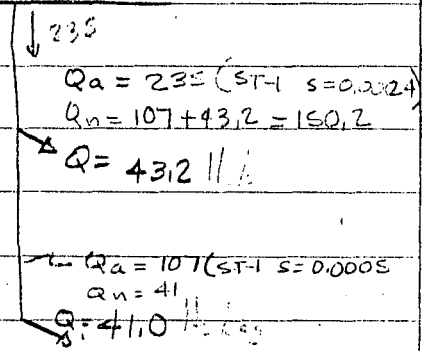
$NA_{\text{normal}} = 57.92 + 0.15 = 58.07 \text{ OK}$

Diseño del canal Lat. D. k-4+050

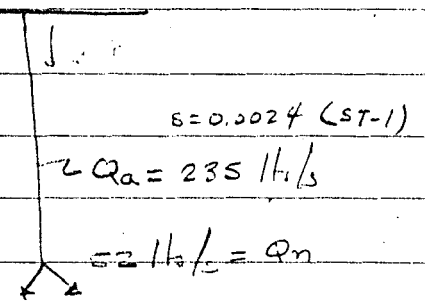




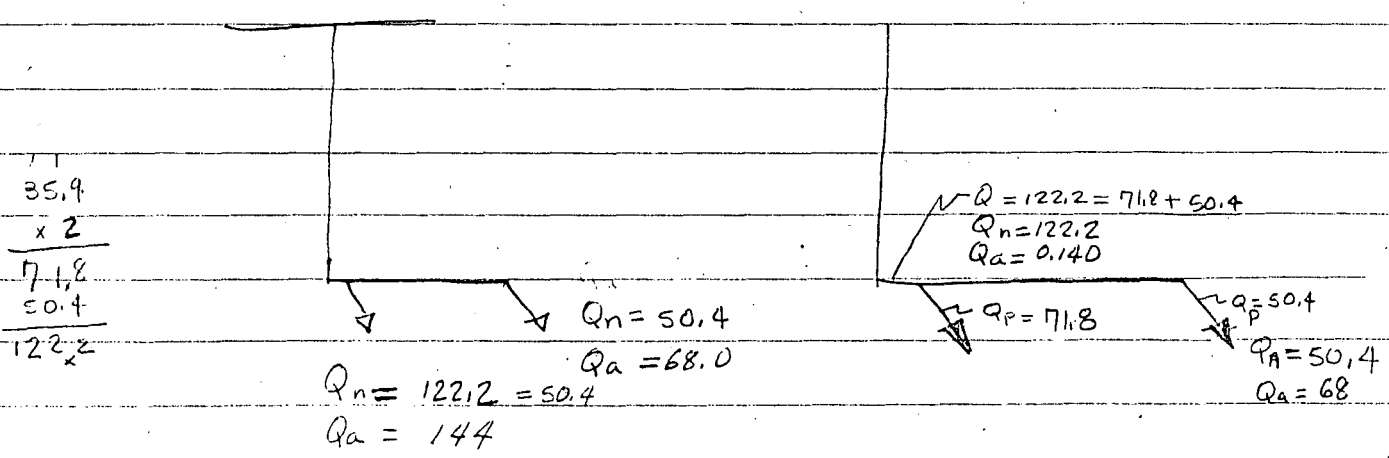
Diseño del canal lat - Der - 0+985

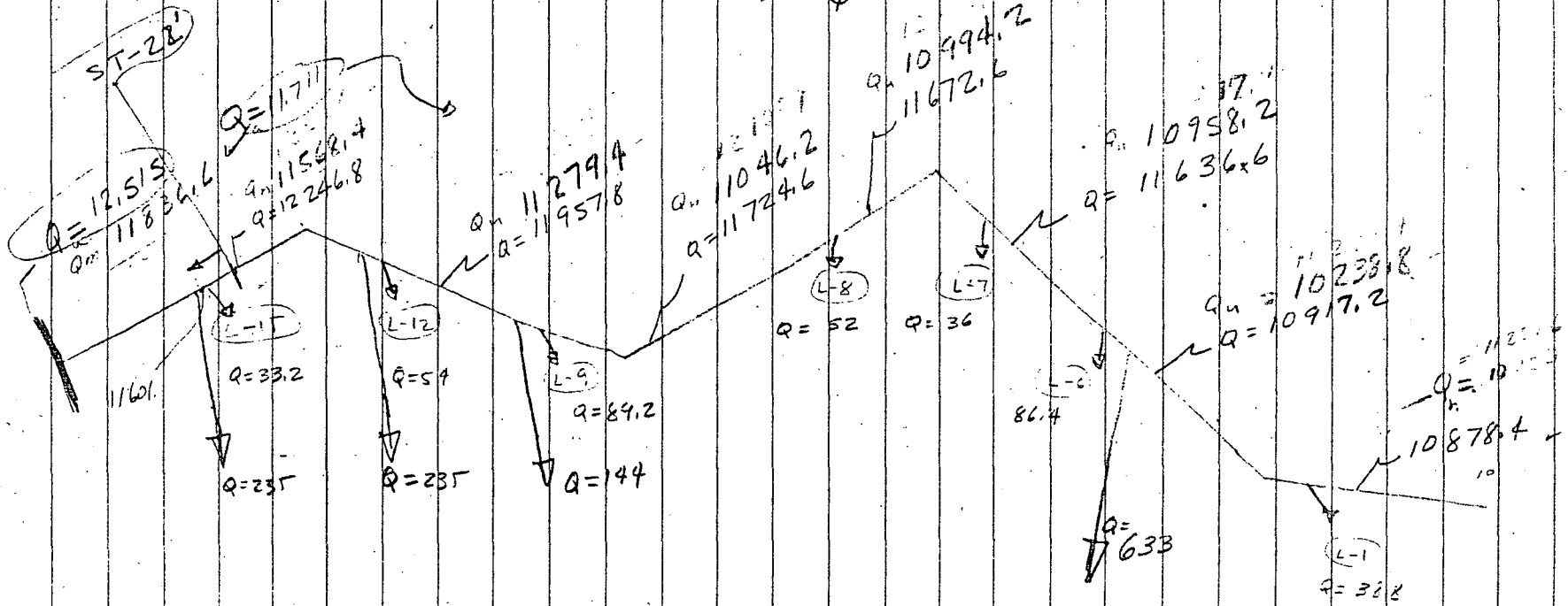


Diseño del canal lat - 0+560

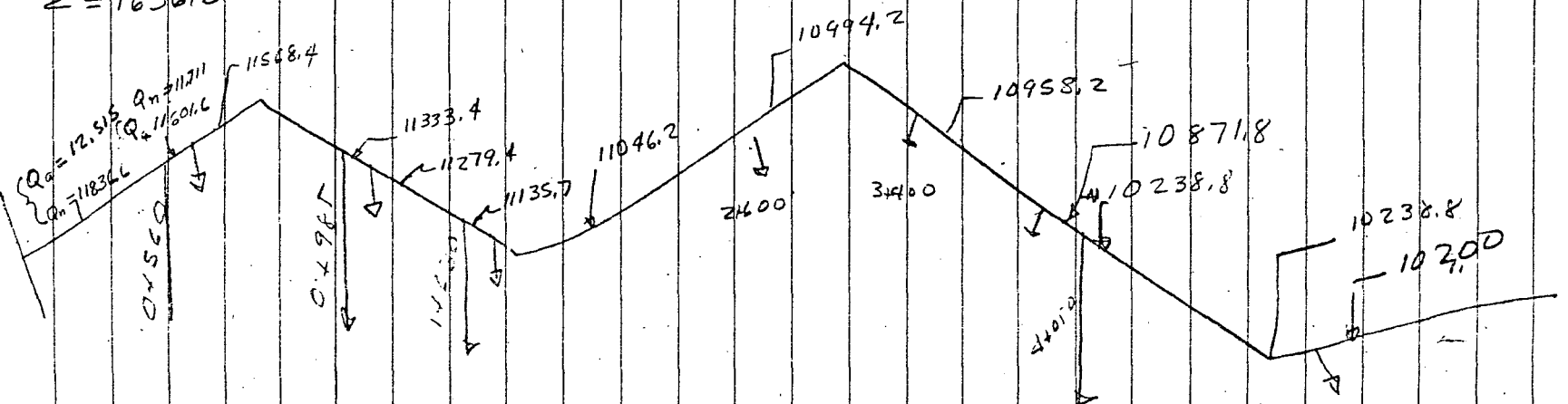


Diseño del canal lat. 1+630





$\Sigma = 1636.6$



Q.M.P.

8.7.1

12.6

12.4

12.2

12

11.8

11.6

11.4

11.2

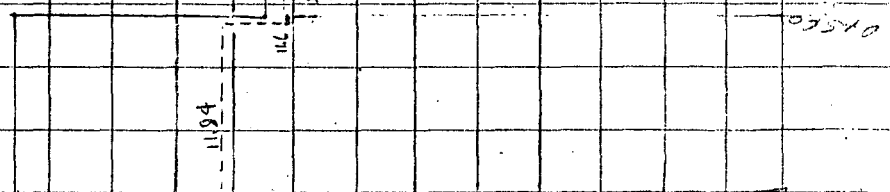
11.0

10.8

10.6

10.4

10.2



D.M.P.

11.30

11.30

D.M.P.

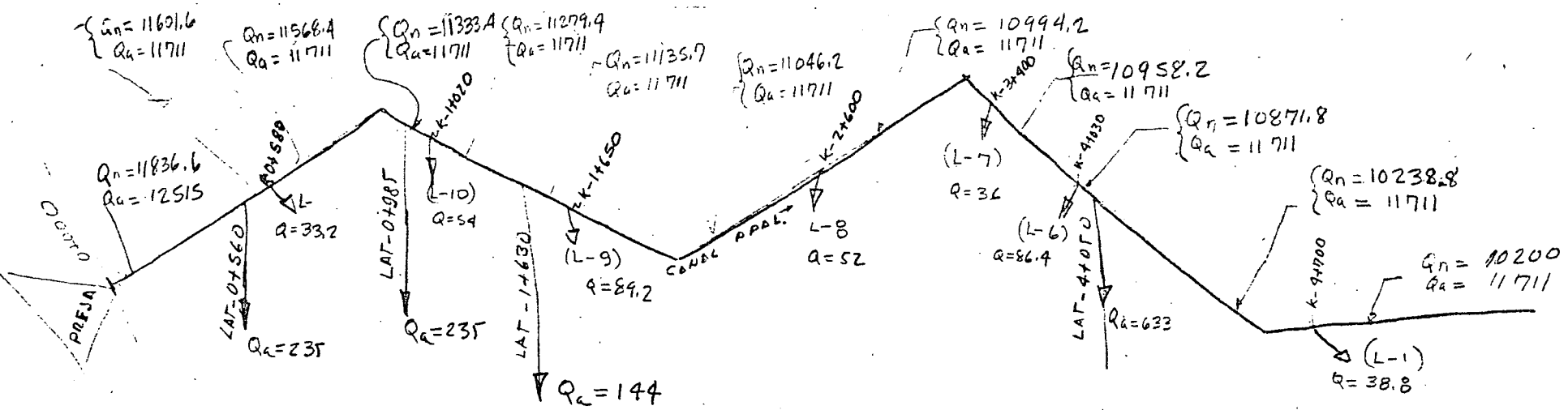
10.72

10.14

10.72

ESTACION	TOMA	Q _{toma}	Q _n	Q _{adaptado}	NETAS AREAS	Area ACOM	
0+000			11836.6	12515			
0+560	LAT DER	235	11601.6	12515	26.5		5543.7
0+580	TG D	33.2	11568.4	12515	16.6		5524.3
0+985	LAT O.	235	11333.4	11711	42.1		5405.1
1+020	TG	54	11279.4	✓	27		5361.9
1+630	LAT D	144	11135.4	✓	61.1		5343.9
1+650	TG D	89.2	11046.2	✓	44.6		5317.9
2+600	TG D	52.0	10994.2	—	26		5273.3
3+400	TG D	36	10958.2	—	18.0		5212.2
4+030	TG D	86.4	10871.8	—	43.2		5185.2
4+050	LAT DE	633	10238.8	—	119.2		5143.1
4+700		38.8	10200	—	119.2		5126.5
4+700 →					5543.7		5100

TABLA PARA ELABORAR
LA GRAFICA DE AREAS CAPACIDADES



CANAL PRINCIPAL

DEL 0+000 AL 0+560

DEL 0+560 AL ———

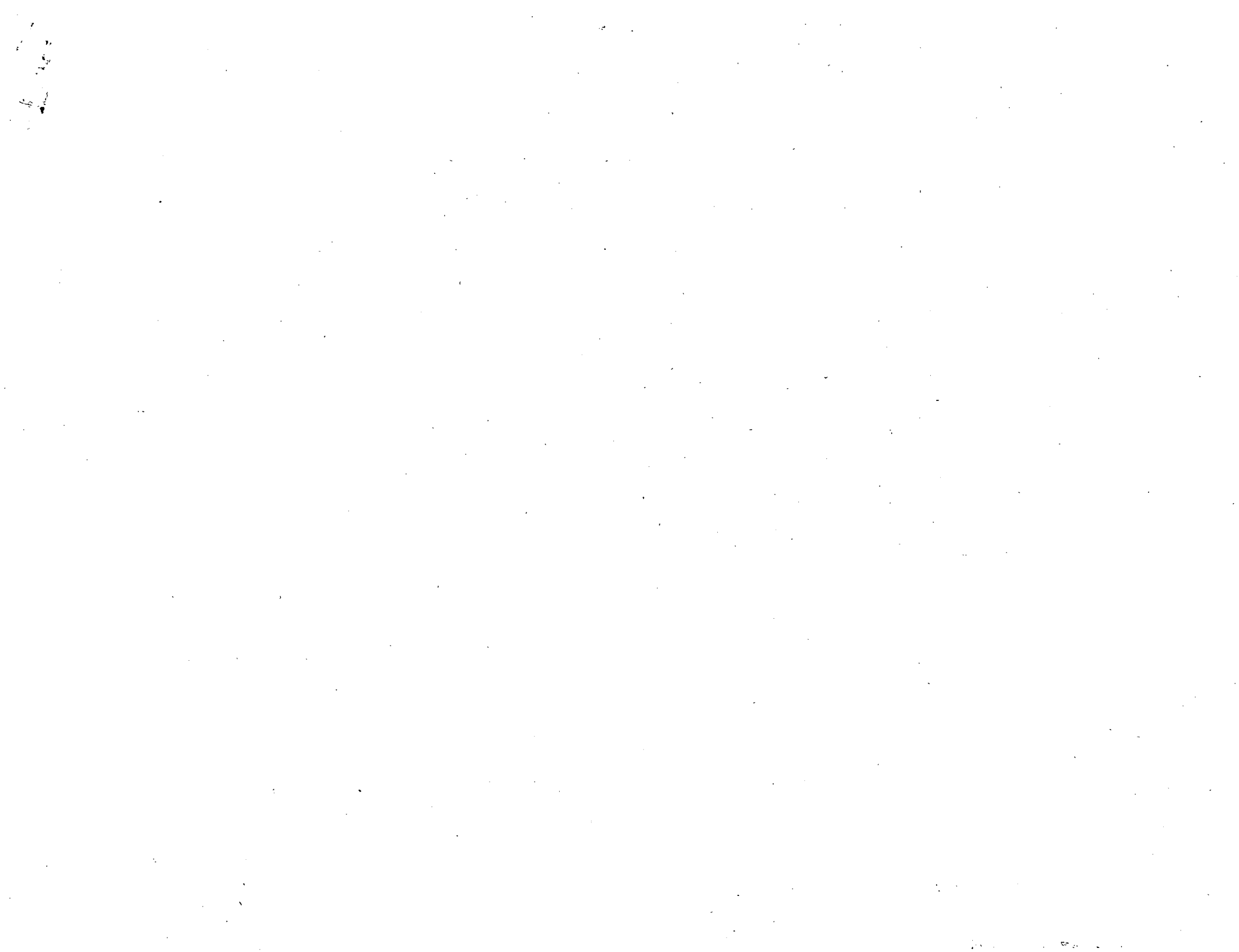
$Q_a = 12515$ $1\frac{1}{2}$ / s - SF-22'

$Q_a = 11711$ $1\frac{1}{6}$ / s SF-21

CANAL	Q _n	Q _a	ST	S	b	d
JUG-LAT 1+000 / MF=0+1600	80	215	1	0.002		
LAT 4+050 { +900 +400	36	235	1	0.0024		
" { +400 +600	271	316	2	0.0005		
" { +000 +800	531	548	2	0.0015		
" { +800 +000	634.4	633	2	0.002		
LAT-1+630 { +397.43 +940	50.4	68.0	1	0.0002		
" { +940 +000	122.2	144	1	0.0009		
LAT-0+985 { +000 +600	41	107	1	0.0005		
" { +600 +000	150.2	235	1	0.0024		
LAT-0+560 { +460 +000	52	235	1	0.0024		

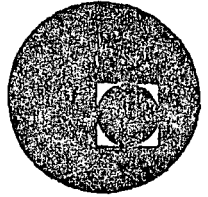
DATOS HIDRAULICOS DEL CANAL PRINCIPAL

ESTACION	Q _n (m ³ /s)	Q _a (m ³ /s)	A m ²	V m/s	b m	d m	R m	n	E	S	ST-	e
DEL 0+000 AL 0+560	11,836	12,515	9,6824	1.2926	2.00	1.96	1.06789	0.014	1.5:1	0.0003	22'	
DEL 0+560 AL 0+580	11.6016	11.711	9.21	1.271	2.00	1.90	1.0400	0.014	1.5:1	0.0003	21	
DEL 0+580 AL 0+985	11.5684	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
DEL 0+985 AL 1+020	11.3334	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
DEL 1+020 AL 1+630	11.2794	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
DEL 1+630 AL 1+650	11.1357	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
DEL 1+650 AL 2+600	11.0462	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
DEL 2+600 AL 3+400	10.9992	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
DEL 3+400 AL 4+030	10.9582	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
DEL 4+030 AL 4+100	10.9718	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
DEL 4+100 AL 4+150	10.988	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
DEL 4+150 AL 4+200	10.997	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	





centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam

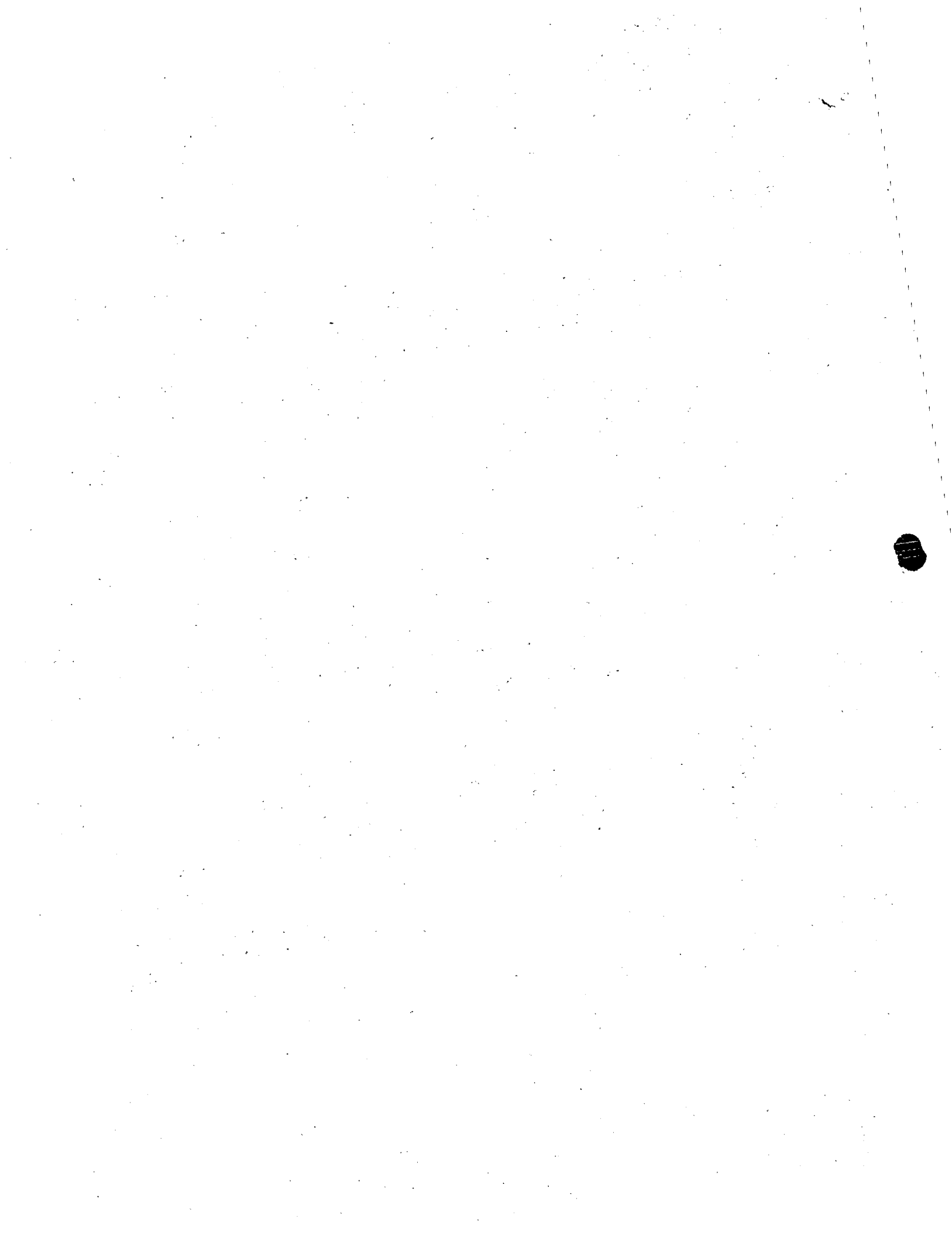


CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS DE ZONAS DE RIEGO

PLANEACION DE ZONAS DE RIEGO

DISEÑO HIDRAULICO DE UNA RAPIDA

ING. OSCAR PLAISANT WONG
ING. RODOLFO ORTEGA ARMENDARIZ



Sección en la Rápida

Régimen Supercrítico.

$$Q = 80.00 \text{ m}^3/\text{seg}$$

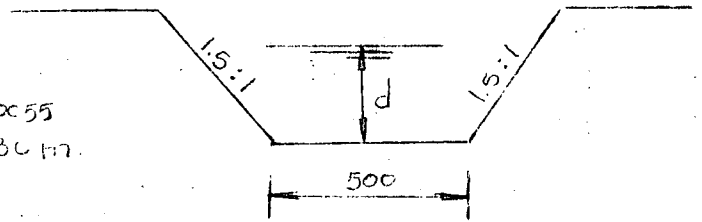
$$b = 5.00 \text{ m}$$

$$n = 0.015$$

$$t = 1.5 : 1$$

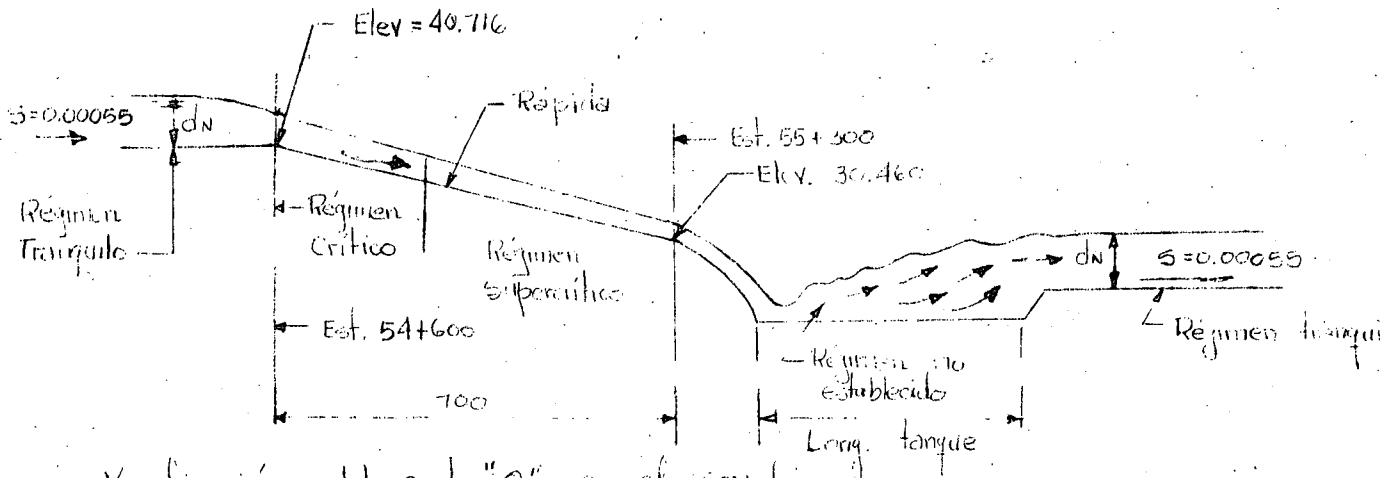
$$S = 0.0055$$

$$d = 3.30 \text{ m.}$$



Sección Rápida

Suponemos que se normaliza el régimen de supercrítico a tranquilo de la Est. 54+600 con la elev. 40.716 (Comienza la rápida) a la Est. 55+300 con la elev. 30.460



Verificación del gasto "Q" en el canal.

$$A.H.C' = 5.00 \times 3.30 + 1.5 (3.30)^2 = 32.835 \text{ m}^2$$

$$\text{Perímetro} = 5.00 + 2 \times 3.30 \sqrt{1.5^2 + 1^2} = 16.898 \text{ m.}$$

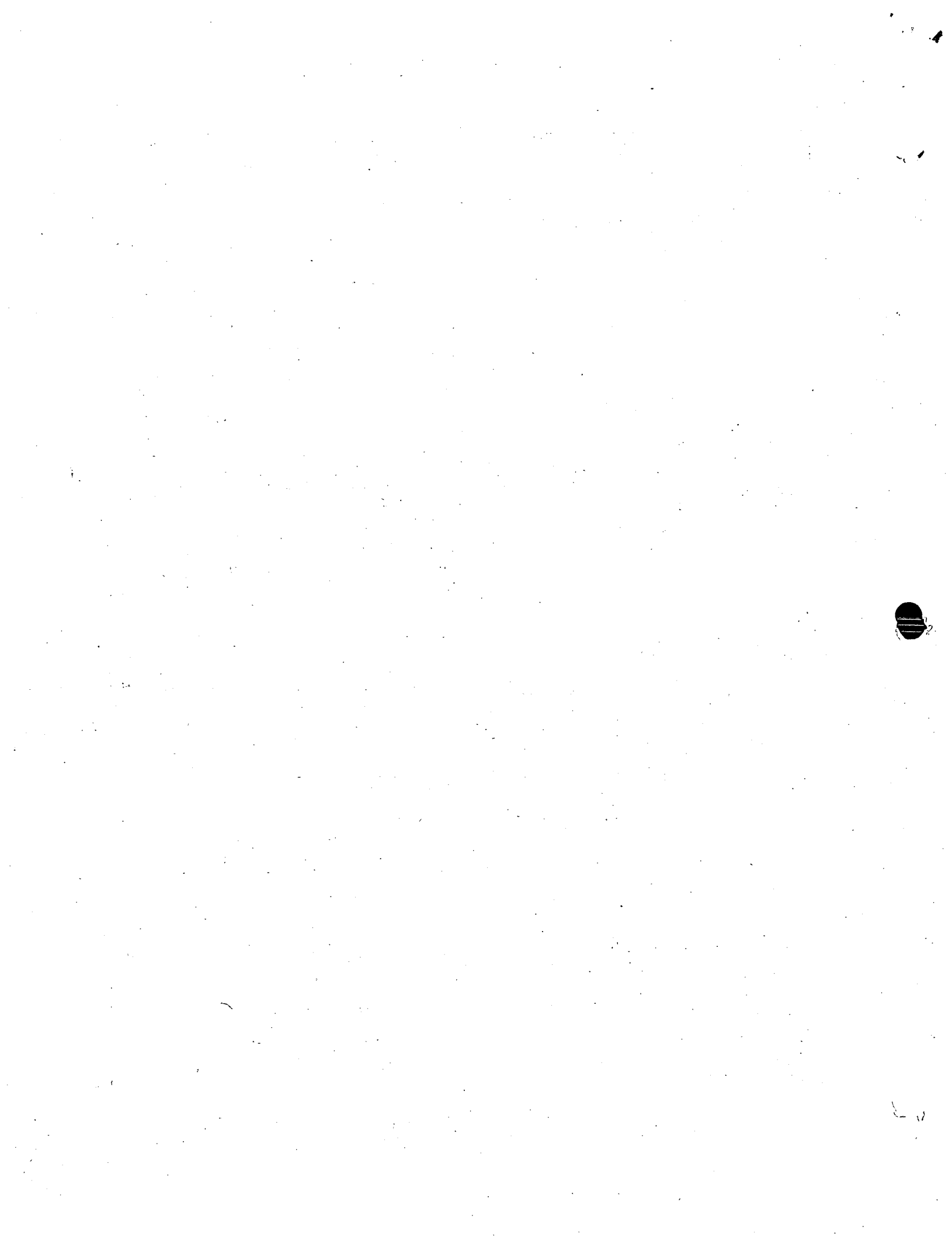
$$\text{Radio hidráulico} = \frac{A}{P} = 1.943 \text{ m.} \quad r^{2/3} = 1.557 \text{ m.}$$

Aplicando la fórmula de Manning.

$$v = \frac{1}{n} r^{2/3} S^{1/2} = \frac{1}{0.015} \times 1.557 \times 0.0055^{1/2} = 2.434 \text{ m/seg.}$$

$$Q = A \times v$$

$$Q = 32.835 \times 2.434 = 80.00 \text{ m}^3/\text{seg.}$$



Suponemos que la rápida tiene una longitud de 100m y que la caída empieza al terminar la rápida

$$\text{Elevación al empezar la rápida} = 40.716$$

$$\text{Elevación al terminar la rápida} = 30.469$$

$$\text{Nivel} = 10.256 \text{ m en una longitud de } 100 \text{ m}$$

Determinando la pendiente de la rápida

$$S = \frac{L}{l} = \frac{10.256}{100} = 0.10256$$

En la rápida se construye una "b" del canal de 50cm

igual que la que tiene el canal

1er Paso: Determinación de las condiciones unitarias (sección de control)

Al empezar la rápida

Formulas para canales trapezoidales $g = 9.81 \text{ m/seg}^2$

$$\frac{Q}{A} = \frac{\sqrt{g} b^{5/2}}{80} = \frac{\sqrt{9.81} 5^{5/2}}{80} = 0.4569 \approx 0.457$$

$$\frac{dc}{dt} = 0.457 \text{ m} \quad \text{as} \quad dh = 5.00 \times 0.457 = 2.285 \text{ m}$$

Determinación de la velocidad crítica

$$v_c = \frac{Q}{A_c}$$

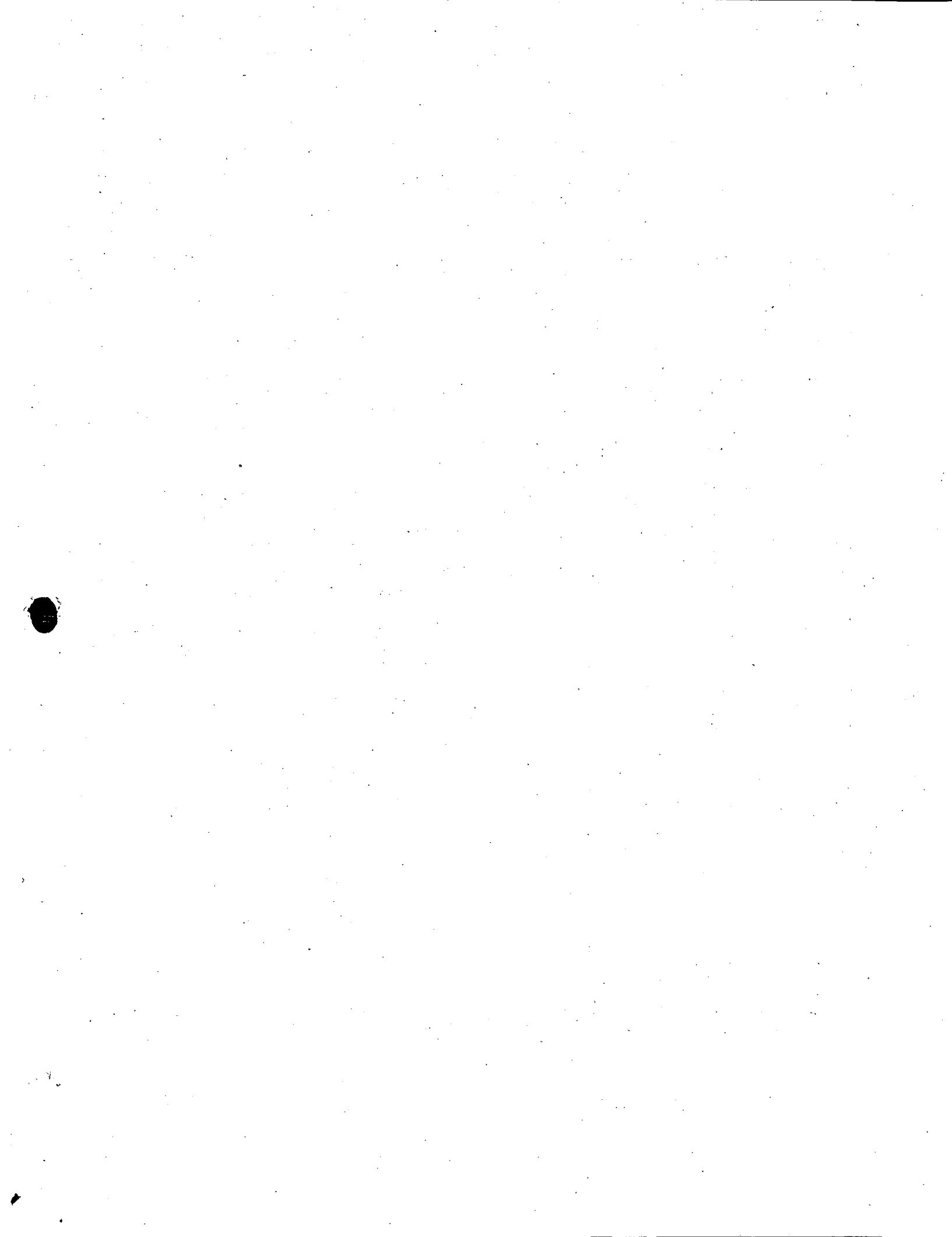
$$Q = 80.000 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$A_c = b d_c + 1.5 d_c^2$$

$$A_c = 5.0 \times 2.285 + 1.5 (2.285)^2 = 20.032 \text{ m}^2$$

$$v_c = \frac{80.000}{20.032}$$

$$v_c = 3.99 \text{ m/seg}$$



2do caso: Determinación de los frentes que se presentan en cada estación y de la estación en donde el régimen se unifica

mita:

a) Para la obtención de lo anterior se calcula la tabla No 1 en

donde: f = frente, A = Área, E = Energía Específica,

p = perímetro mojado, r = radio hidráulico, hf = pérdida por fricción

$$A = bf + 1.5f^2 \quad \text{Para nuestro caso}$$

$$E = f + \frac{v^2}{2g} \quad v = \frac{Q}{A}$$

$$p = b + 2f \sqrt{1.5^2 + 1^2} \quad r = \frac{A}{p}$$

$$hf = \left(\frac{v^2}{r^{4/3}} \right)^2 \Delta L \quad \Delta L = 50 \text{ mts}$$

(Se escogió frentes de 50 mts) $hf = 0.0125$

$$hf = \frac{n^2 \times Q^2}{r^{4/3} \cdot v^2}$$

$$hf = 0.0125 \cdot \frac{r^{4/3}}{v^2}$$

$$hf = 0.0125 \cdot \frac{r^{4/3}}{v^2}$$

$$H = \text{desnivel} ; \quad v = \frac{Q}{A} ; \quad v = \sqrt{2gh}$$

Cálculo del frente al final de la rápida de

Este se obtuvo de una manera aproximada empleando la fórmula de velocidad de caída libre, debido a la pendiente tan fuerte en la rápida

$$v = \sqrt{2gh} = \sqrt{19.62 \times 10.256}$$

$$H = 40.116 - 30.46 = 10.256 \text{ m}$$

$$v = 14.22 \text{ m/seg}$$

$$A = \frac{Q}{v} = 5.61 \text{ m}^2$$

$$A = 5df + 1.5df^2 = 5.61$$

$$df = 0.55 \text{ m}$$



Procedimiento de cálculo

Se hizo una aproximación de los tirantes para cada ΔL determinando la pendiente hidráulica con d_0 y d_f , este intervalo lo dividimos entre el número de tramos que hay entre la estación 54+600 y 55+300, utilizando un $\Delta L = 50.00$ mts

La distribución del tirante se hizo de 0.10 mts por cada 50 mts

b) Dibujo de la gráfica Energía Específica - Tirantes

Se graficaron los valores de las columnas (2), (6) y (17)

Con esta gráfica obtenemos los tirantes reales que se presentan en toda la rápida o en cada estación de la rápida

De la gráfica se obtuvieron los tirantes reales tomando en cuenta la ecuación de energía.

$$E_0 + \Delta z = E_i + \Delta hf_i$$

$$E_i = E_0 - \Delta hf_i + \Delta z$$

$$\Delta z = 5 \Delta L$$

- De donde: $\Delta z = 0.0146 \times 50$

$$\Delta z = 0.73$$

Procedimiento a seguir:

A partir de la curva de E se levanta una vertical, cuyo valor es Δz , en seguida se traza una horizontal hasta interceptar la curva $E + hf$ de aquí se baja una vertical hasta el eje de las abscisas para localizar el tirante real en un punto de la rápida. Esta operación se repite hasta que $\Delta z = \Delta L$, cuando esto sucede el régimen se ha establecido.

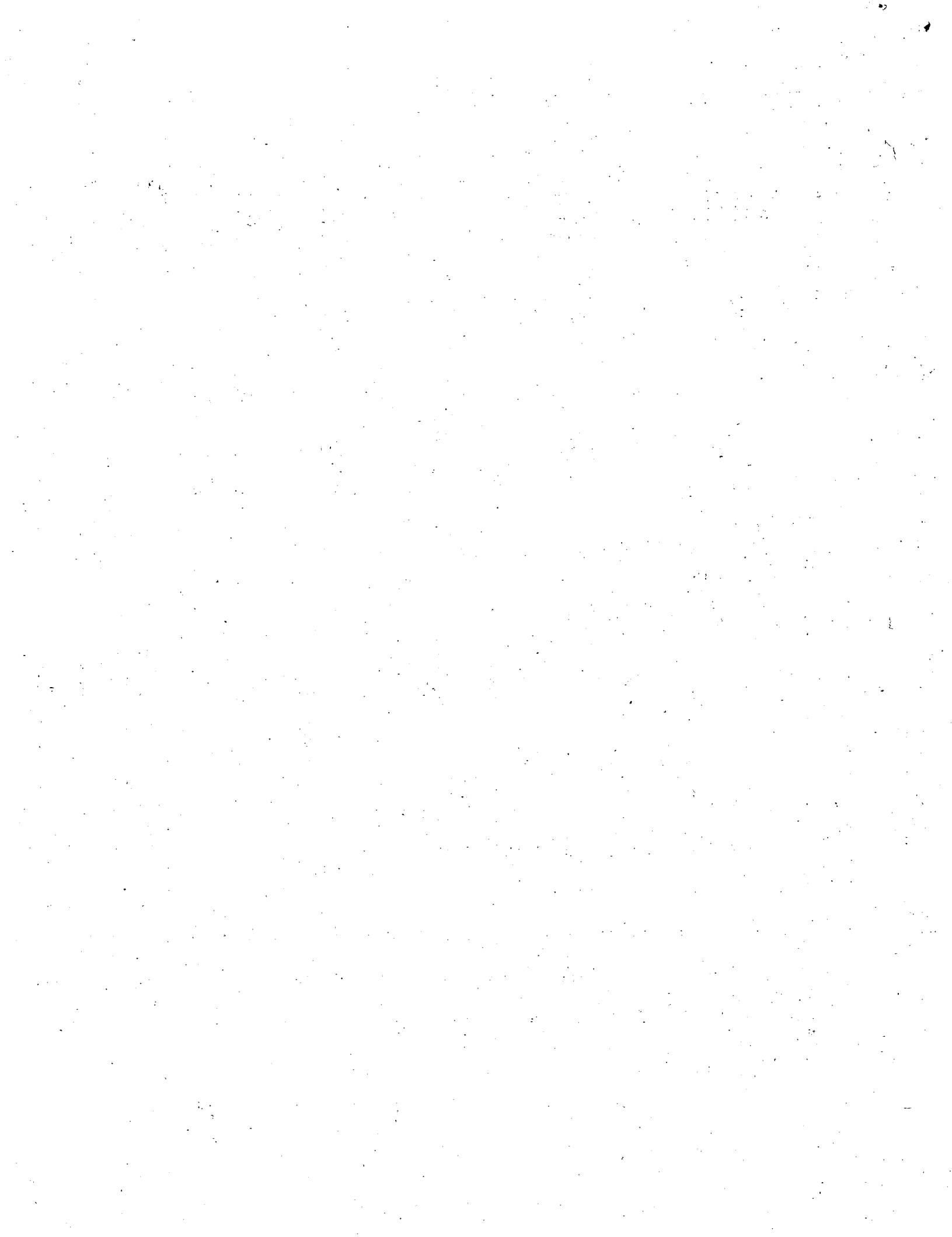
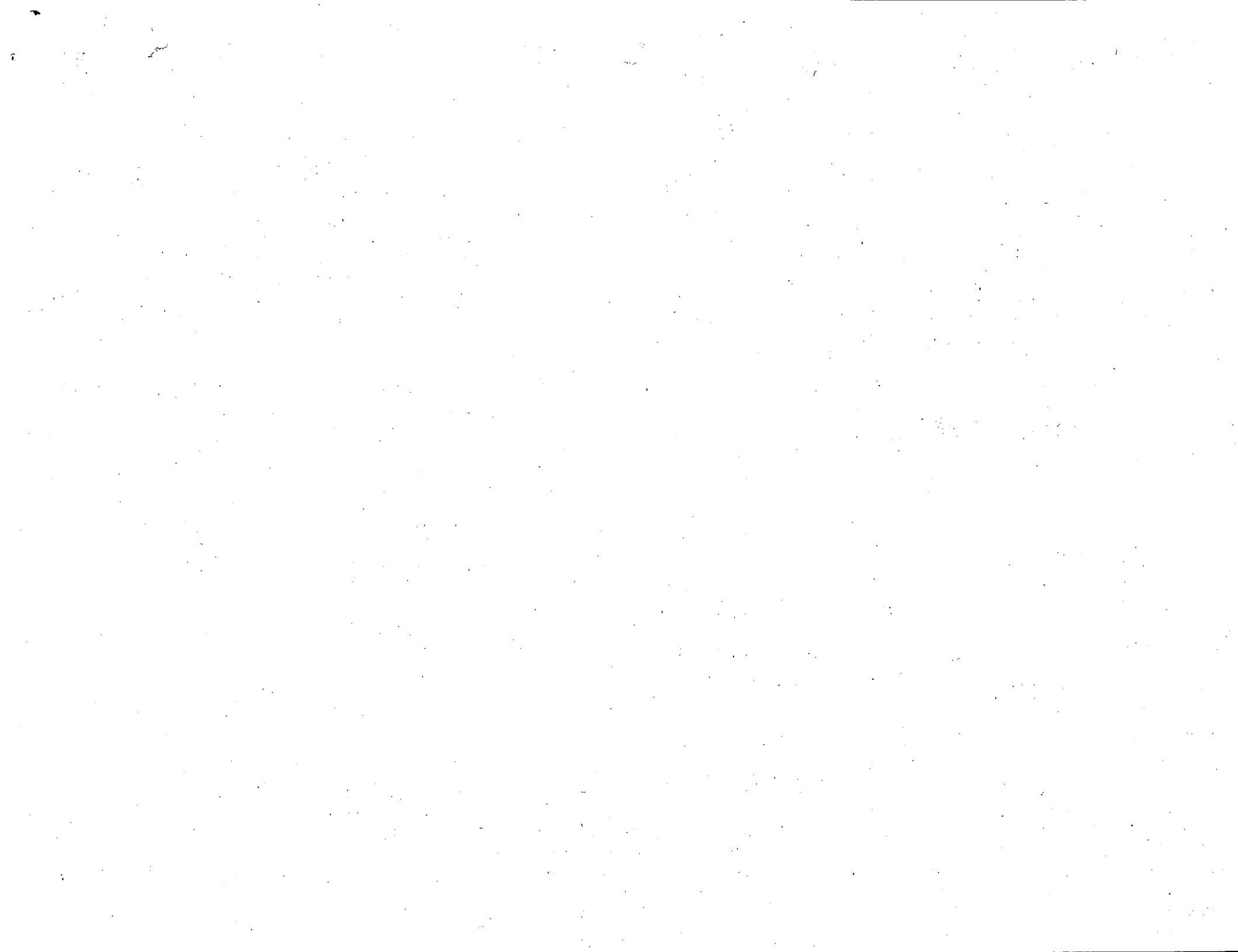


TABLA No 1

5A

Estacion	t	bt	t ²	15t ²	A	$\frac{v=Q}{A}$	v ²	$\frac{v^2}{2g}$	E	3vt	p	r	r ^{4/3}	$\frac{v^2}{r^{4/3}}$	hf	E+hf	t _{real}
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
54+600	2.35	11.75	5.522	8.284	20.033	3.99	15.9	0.81	3.16	8.47	13.47	1.490	1.701	9.4	0.11	3.27	2.35
650	2.18	10.90	4.782	7.130	18.030	4.34	18.65	1.00	3.18	7.85	12.35	1.410	1.585	12.4	0.14	3.32	1.75
700	2.08	10.40	4.326	6.467	16.867	4.75	22.5	1.15	3.03	7.49	12.49	1.355	1.490	15.2	0.17	3.40	1.60
750	1.96	9.90	4.9201	5.883	15.785	5.08	25.80	1.315	3.295	7.14	12.14	1.301	1.426	18.2	0.205	3.50	1.54
800	1.88	9.40	3.5344	5.292	14.692	5.45	29.70	1.500	3.39	6.76	11.76	1.250	1.350	22.1	0.248	3.64	1.50
850	1.78	8.90	3.150	4.700	13.600	5.88	34.40	1.760	3.54	6.40	11.40	1.190	1.298	27.4	0.309	3.85	1.47
900	1.68	8.40	2.80	4.20	12.90	6.35	39.00	1.99	3.67	6.05	11.05	1.153	1.210	32.2	0.363	4.03	1.45
950	1.58	7.90	2.50	3.70	11.164	6.86	47.1	2.41	3.99	5.69	10.69	1.09	1.121	41.9	0.47	4.16	1.43
95+600	1.48	7.39	2.18	3.78	10.67	7.50	56.2	2.88	4.36	5.32	10.32	1.03	1.040		0.610	4.97	1.42
1050	1.38	6.90	1.90	2.84	9.74	8.20	67.0	3.42	4.80	4.97	9.97	0.98	0.97	69.0	0.773	5.63	1.42
1100	1.28	6.40	1.630	2.458	8.658	9.03	81.92	4.16	5.44	4.61	9.61	0.92	0.88	93.0	1.045	6.48	1.42
1150	1.18	5.90	1.392	2.088	7.988	10.015	100.20	5.112	6.292	4.248	9.260	0.863	0.821	122.14	1.374	7.666	1.42
1200	1.08	5.40	1.166	1.749	7.149	11.19	125.216	6.382	7.462	3.888	8.899	0.803	0.722	173.43	1.951	9.413	1.42
1250	0.98	4.90	0.960	1.440	6.340	12.65	160.0	8.16	9.140	3.530	8.53	0.742	0.673	237.00	2.660	11.800	1.42
55+300	0.88	4.40	0.77	1.15	5.55	14.40	208	10.6	11.48	3.16	8.16	0.68	0.59	350	3.95	15.43	1.42



La tabla No 1 y la gráfica Energía Específica tirantes se muestran a continuación.

3er Paso

Dibujo de la rápida (con bordo libre)

4º paso DISEÑO DE LA CAIDA

DATOS HIDRAULICOS

Sección aguas arriba de la caída

Régimen Rápido (super crítico)

$$Q = 80.00 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$A = 10.124 \text{ m}^2$$

$$A = 5 \times 1.42 + 1.5 \times 1.42^2 = 10.124$$

$$n = 0.015$$

$$P = 10.11 \text{ m}$$

$$v = \frac{80}{10.124} = 7.90154 \text{ m/seg}$$

$$b = 5.00 \text{ mts}$$

$$r = 1.00144 \text{ m}$$

$$P = 5.00 + 3.6 \times 1.42 = 10.112$$

$$t = 1.42 \text{ mts}$$

$$r^2 = 1.00$$

$$r = 1.00 \quad r^{2/3} = 1.0$$

$$S = 0.0146$$

$$v = 3.0 \text{ m/seg}$$

$$r^3 = \frac{1}{0.015} \times 0.0146^{3/2} \times 1 = 0.001$$

$$E = 4.80$$

Sección aguas abajo de la caída

$$Q = 80 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$S = 0.0003$$

$$n = 0.015$$

$$K = 1.5$$

Cálculo de la velocidad

Por Manning

$$V_s = \frac{S^{1/2} r^{2/3}}{n} = \frac{0.0003^{1/2} r^{2/3}}{0.015}$$

$$V_s = 1.155 r^{2/3}$$

Procedimiento por medio de tanteos

1 tanteo $V_s =$ tirante aguas abajo = 3.35 mts



$$A = b y_s + K y_s^2 = 5 \times 3.85 + 1.5 \times 3.85^2$$

$$A = 41.46 \text{ m}^2$$

$$P = b + 2 y_s \sqrt{1 + K^2} = 5 + 13.9$$

$$P = 18.90 \text{ m.}$$

$$r = \frac{A}{P} = \frac{41.46}{18.90}$$

$$r = 2.2 \text{ m.} \quad r^{2/3} = 1.69$$

$$\bar{v}_s = 1.155 \times 1.69$$

$$\bar{v}_s = 1.94 \text{ m/seg.} \quad 1.94^2 = 3.75 \quad \frac{1.94^3}{2.9} = 2.191$$

$$Q = \bar{v}_s \cdot A = 1.94 \times 41.46$$

$$Q = 80.30 \text{ m}^3/\text{seg.} \quad (\text{correcto}) = 80 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

5° Paso: Cálculo del perfil de la aída.

$$y = \frac{0.5}{H^{0.85}} (x+d)^{1.85} - b$$

$$\text{donde: } d = \left(\frac{3}{0.925} \right)^{1.176} \times E = \left(\frac{0.0146}{0.925} \right)^{1.176} \times 4.60$$

$$d = 0.033$$

$$b = \frac{0.5}{H^{0.85}} d^{1.85} = \frac{0.5}{4.60^{0.85}} \times 0.033^{1.85}$$

$$b = 0.000247$$

Ecuación General

$$y = \frac{0.5}{4.60^{0.85}} (x + 0.033)^{1.85} - 0.000247$$

$$y = 0.137 (x + 0.033)^{1.85} - 0.00027$$

Cálculo del perfil de la aída por medio de la tabla No 2

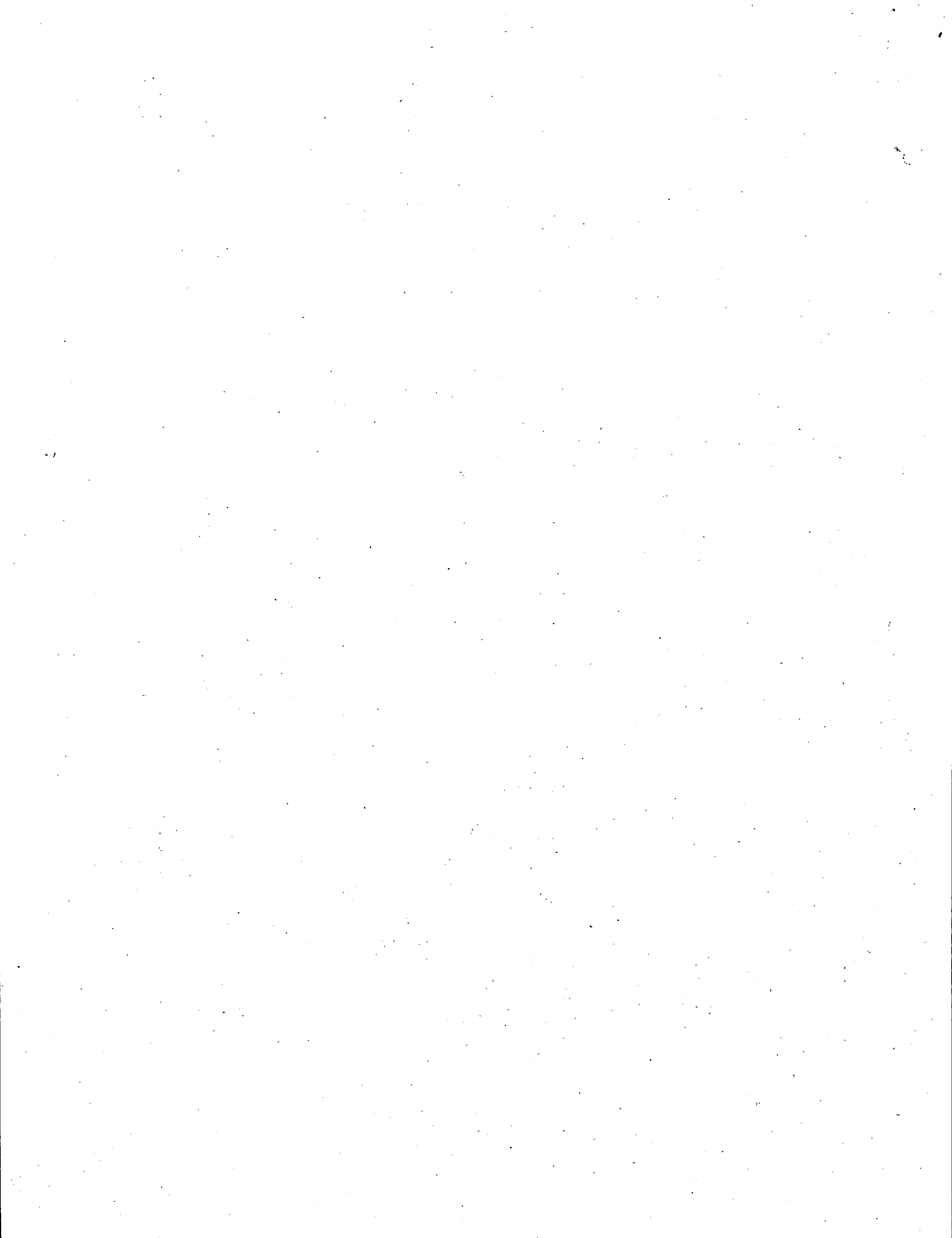


TABLA No 2

x	$x+0.033$	$(x+0.033)^{1.85}$	$1.37(x+0.033)^{1.85}$	y	H+y
1	2	3	4	5	6
1	1.033	1.61	2.246	0.246	4.848
2	2.033	3.70	5.001	0.501	5.107
3	3.033	7.42	1.025	1.025	5.625
4	4.033	13.25	1.820	1.820	6.420
5	5.033	20.00	2.74	2.74	7.340
6	6.033	27.90	3.84	3.84	8.440
7	7.033	27.30	5.13	5.13	9.730
8	8.033	47.50	6.52	6.52	11.120
9	9.033	54.25	7.44	7.44	12.040
10	10.033	72.00	9.97	9.97	14.570

6° Paso: Dibujo del perfil de la corda.

Se grafican las columnas (1) y la (5)

7° Paso: Determinación del perfil del agua en la cascata

a) Determinación de la tabla No 3 de la tabla No 1 y de la tabla No 2

TABLA No 3

t	v	E	H+y	d	z
1	2	3	4	5	6
0.88	14.40	11.48	4.848	1.37	8.30
0.98	12.65	9.14	5.107	1.32	8.70
1.08	11.79	7.46	5.625	1.25	9.30
1.18	10.02	6.29	6.420	1.17	10.10
1.28	9.03	5.44	7.340	1.09	11.10
1.38	8.20	4.80	8.440	1.02	12.00
1.48	7.50	4.36	9.730	0.95	13.10
1.58	6.86	3.99	11.120	0.89	14.00
1.68	6.25	3.67	12.04	0.85	14.00
1.78	5.88	3.54	14.57	0.75	17.50
1.88	5.45	3.39			
1.98	5.08	3.30			
2.08	4.75	3.23			
2.18	4.34	3.18			
2.35	3.99	3.16			

d = Conjugado menor se obtiene de la grafica 2

b) Dibujo del perfil hidráulico

de los conjugados menores.



A° Paso: Cálculo del perfil hidráulico de los conjugados mayores de la energía específica y de la energía total. Este se realiza por medio de la tabla No 4 que se continuará en muestra donde:

B = Ancho de la plantilla.

K = Talud.

v = Velocidad o Régimen rápido.

d = Frente a régimen rápido.

V = velocidad o régimen tranquilo.

D = frente a Régimen tranquilo.

$$r = \frac{v^2}{2gd} \quad , \quad t = \frac{B}{Kd} \quad , \quad J = \frac{D}{d} \quad , \quad F = \frac{v}{\sqrt{gy}}$$

$$[D = \frac{d}{2} (\sqrt{1 + eF^2} - 1)] \text{ para rectángulos}$$

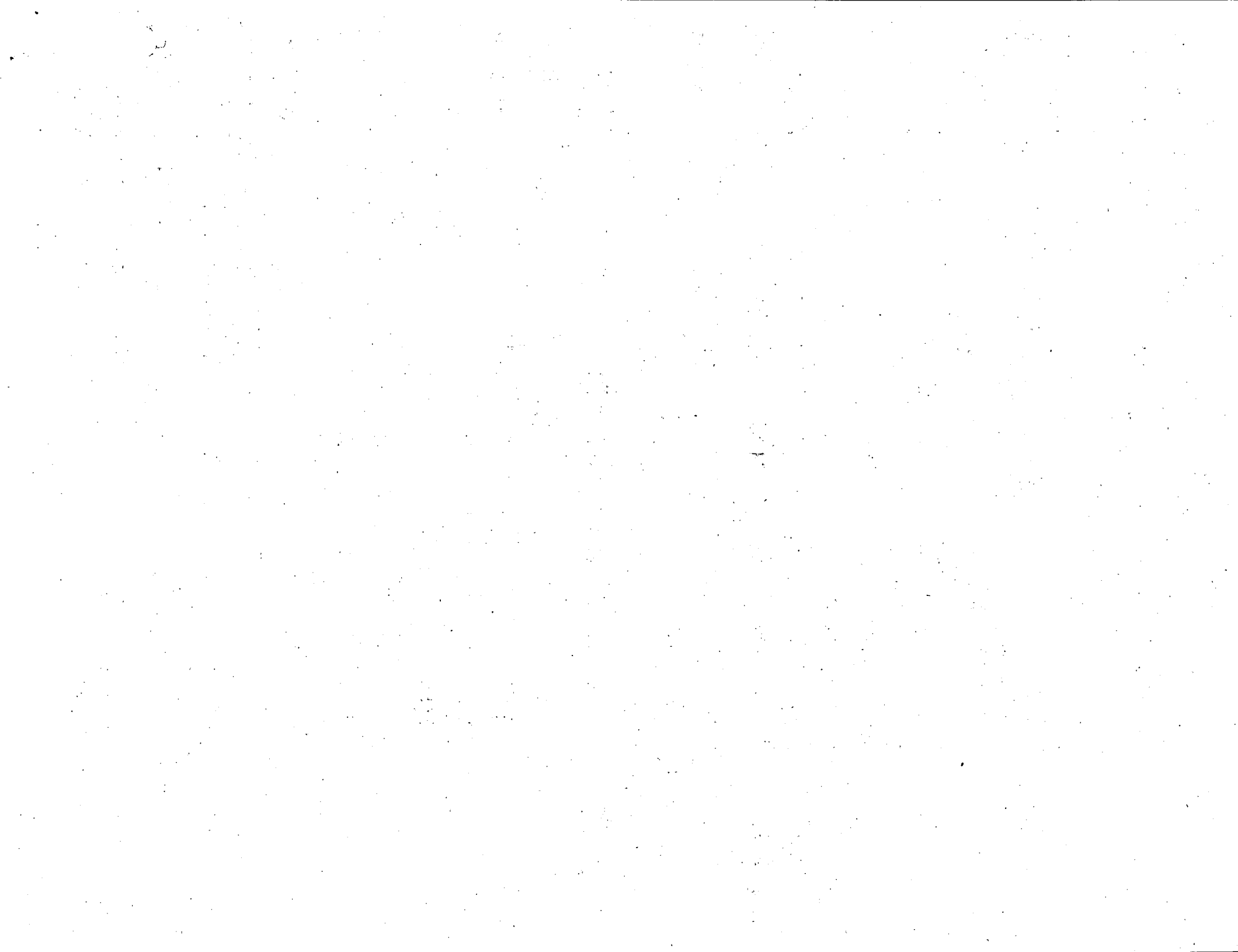
En este caso D lo obtenemos de las tablas

T-T-J entrando en gráficas para canales trapezoidales.

Fórmula de Larda.

$$\Delta h_f = \frac{(V_{salida} - V)^2}{2g}$$

Perdida por salida.



$V_s =$ Velocidad aguas abajo

$V =$ Velocidad conjugado mayor

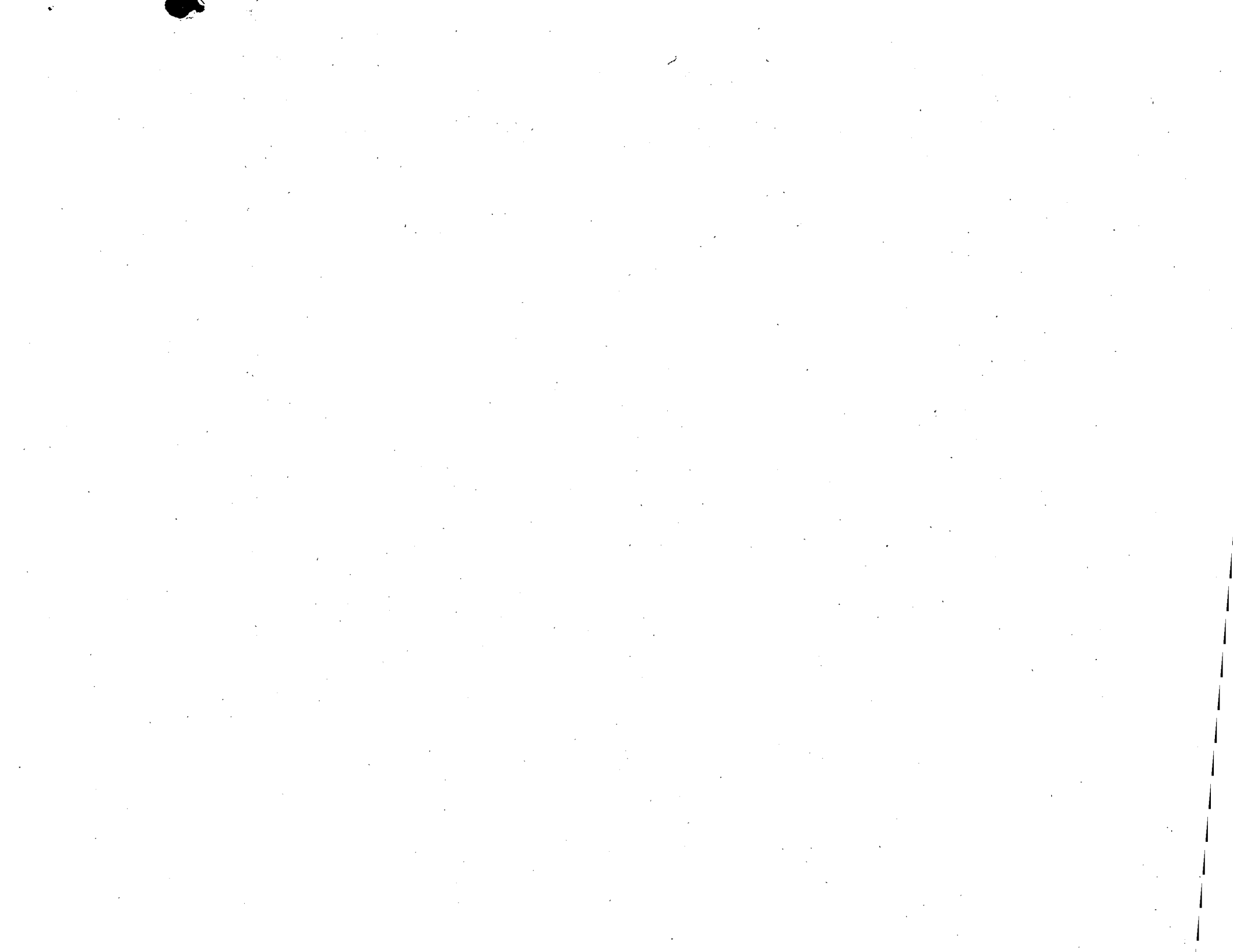
$$E = D + \frac{v^2}{2g}$$

$$E_L = D + \frac{v^2}{2g} + \Delta h_f$$

$K =$ talud = m.

TABLA No 4.

ESTACION	ELEVACION	d	v	v ²	2gd	γ	Kd	t	J	D	A	v	$\frac{v^2}{2g}$	$D + \frac{v^2}{2g}$	$V_s - v$	$(V_s - v)^2$	Δh_f
		1.37	8.30	68.9	26.9	2.56	2.05	2.44	2.7	3.7	39.0	2.07	0.21	3.91	0.12	0.01	0.00
		1.32	8.70	75.6	25.9	2.92	1.98	2.54	2.8	3.7	39.0	2.07	0.21	3.91	0.12	0.01	0.00
		1.25	9.30	86.5	24.5	3.53	1.87	2.68	3.0	3.75	39.9	2.01	0.21	3.96	0.06	0.00	0.00
		1.17	10.10	102.0	22.9	4.45	1.75	2.86	3.3	3.86	41.7	1.92	0.19	4.05	0.03	0.00	5.00
		1.09	11.10	123.0	21.6	5.70	1.63	3.07	3.8	4.14	46.3	1.73	0.15	4.29	0.22	0.07	0.00
		1.02	12.00	144.00	20.0	7.20	1.52	3.27	4.3	4.34	50.0	1.63	0.13	4.47	0.35	1.10	0.06
		0.95	13.10	172.0	18.7	9.20	1.43	3.50	4.8	4.55	53.8	1.49	0.11	4.66	0.46	1.42	0.07
		0.89	14.00	196.0	17.5	11.20	1.44	3.73	5.3	4.72	57.0	1.41	0.10	4.82	0.54	1.70	0.09
		0.85	14.90	222.0	16.7	13.30	1.28	3.91	5.8	4.93	61.0	1.31	0.09	5.02	0.64	2.05	0.11
		0.75	17.50	306.0	14.7	20.80	1.13	4.43	7.0	5.25	67.3	1.19	0.08	5.33	0.76	2.39	0.12



9o Paso

Dibujo de los perfiles siguientes:

$$D, \quad D + \frac{z_g}{2g}, \quad D + \frac{z_g}{2g} + \Delta h_f$$

10o Paso

Determinación de los conjugados mayor y menor. Esto se realiza siguiendo la recta de Energía total hasta cortar a la curva de Energía total $D + \frac{z_g}{2g} + \Delta h_f$ en la vertical a ese punto, en la curva D se presentará el conjugado mayor y en la intersección la curva D se presentará el conjugado menor.

11o Paso

Determinación de la profundidad del tanque amortiguador

La profundidad del tanque amortiguador se mide al nivel de la plantilla del canal aguas abajo (30.050), con la intersección de la línea vertical con el perfil de la caída. Esto si no se le da un 5% de ahogamiento, pero si se cumple con la colocación de que se debe dejar un 5% de ahogamiento para que el canal funcione. No se corta se debe profundizar un poco más el tanque como se muestra en la figura anexa.

12o Paso

Determinación de la longitud del tanque amortiguador

Por especificaciones

$$L = 5 (D - d)$$

Para nuestro caso: $L = 5 (4.55 - 9.5) = 5 \times 3.6$

$$L = 18.00 \text{ mts}$$

Colchon:

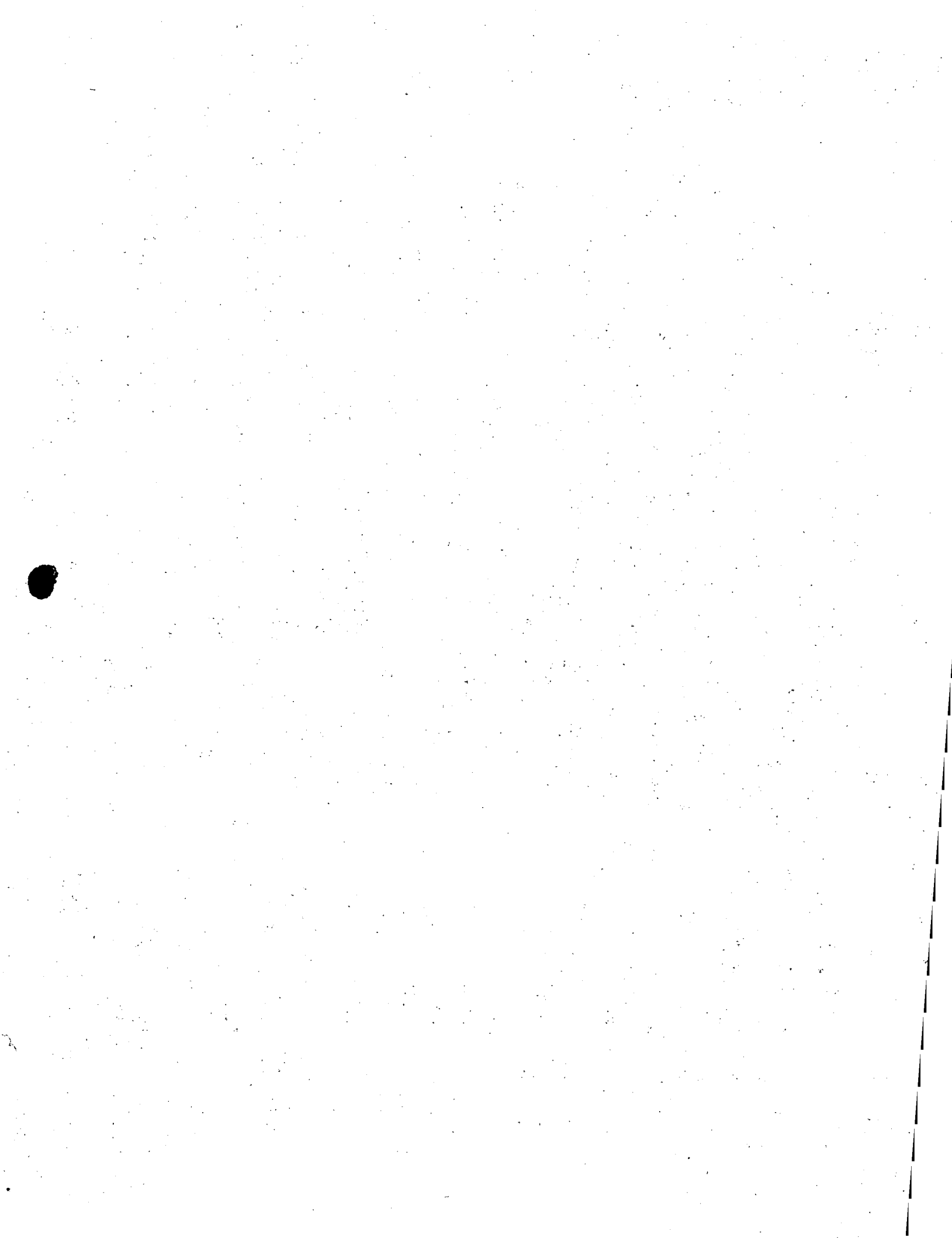
$$6.18 + 4.55 = 3.85 + 0.9 + 5$$

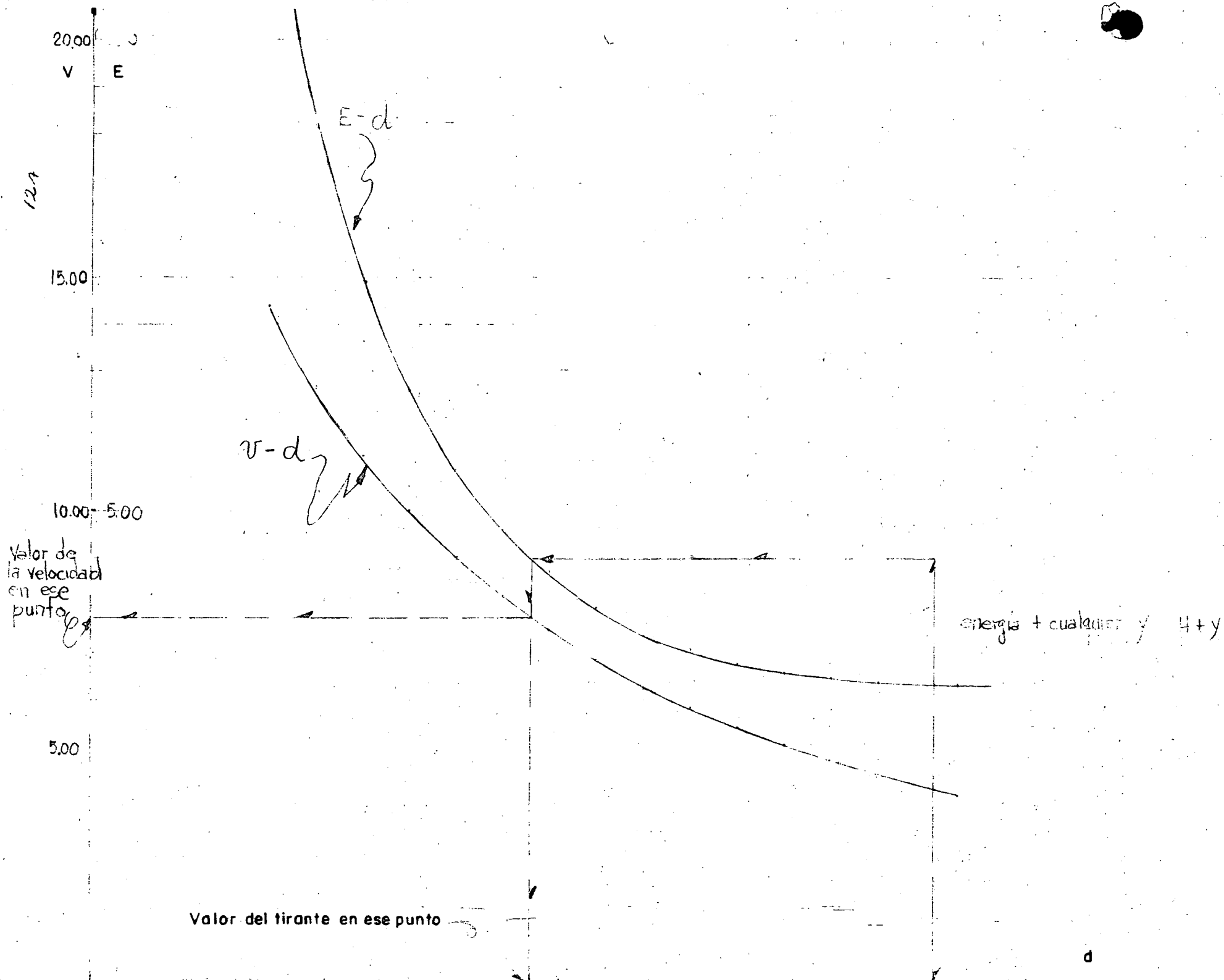
$P = 69 \text{ cm}$ colchon mínimo de 50cm

Pero debe tener el 5% de ahogamiento

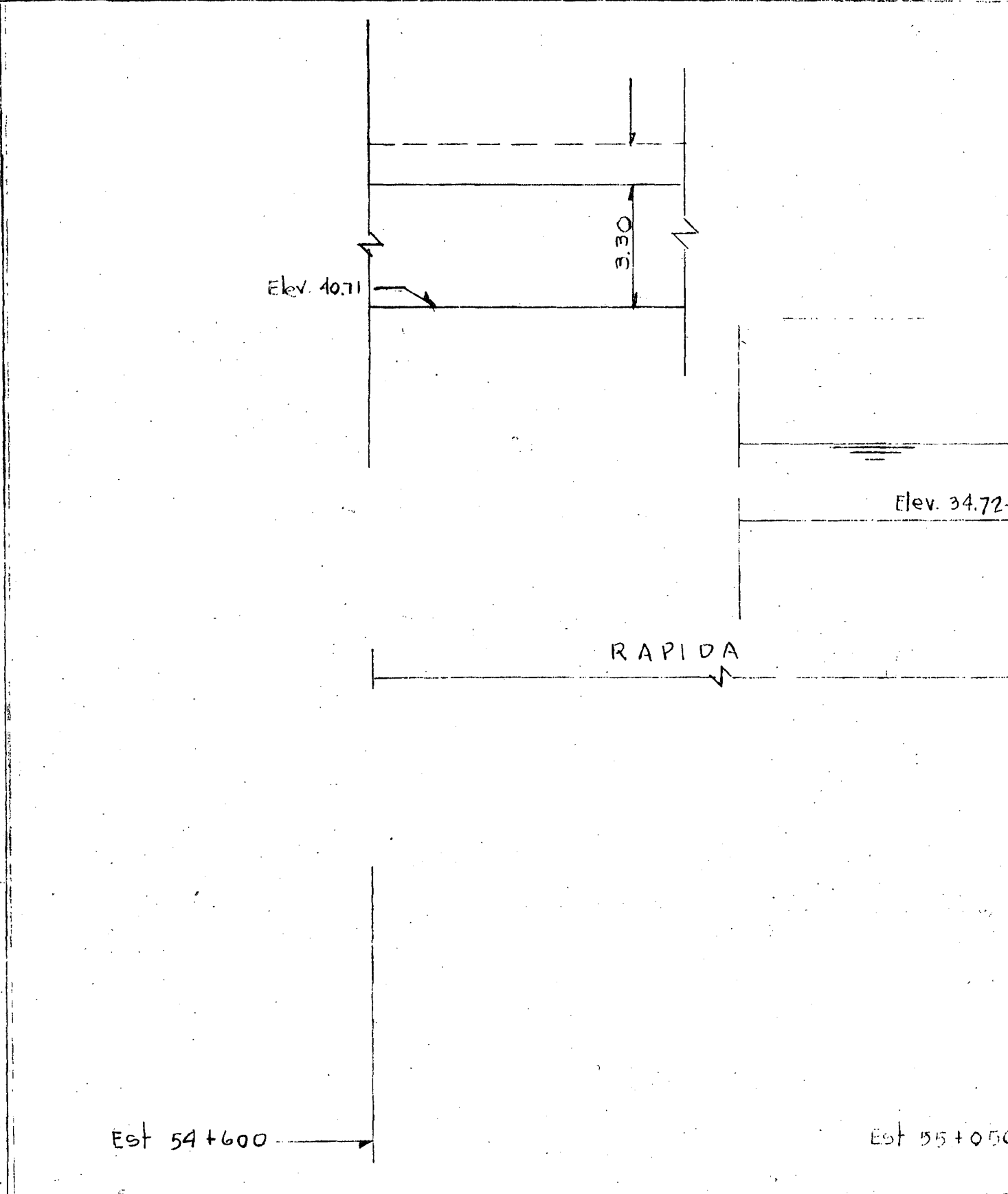
$$P = 0.69 + 0.05 \times 4.55$$

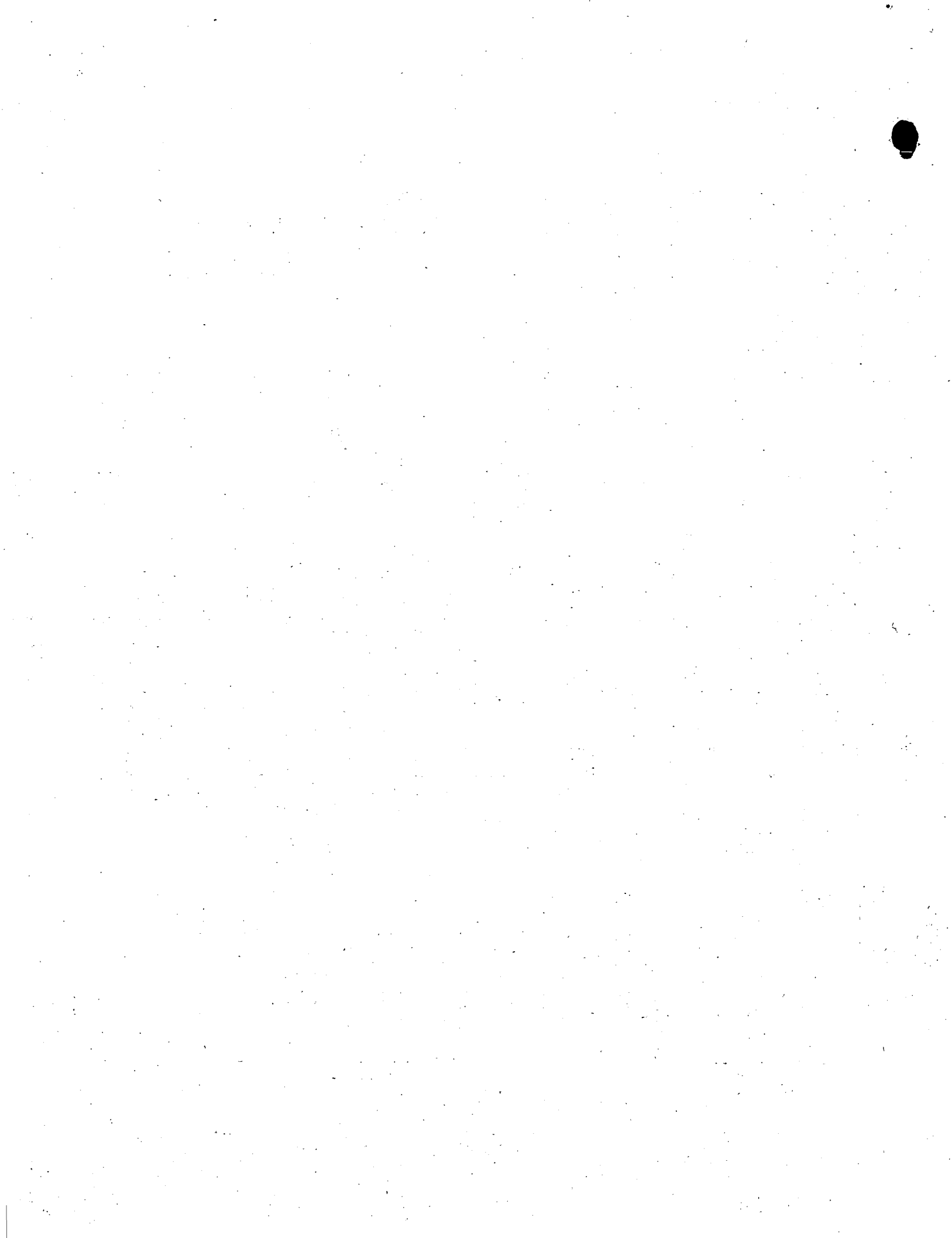
$$P = 0.92 \text{ cm}$$











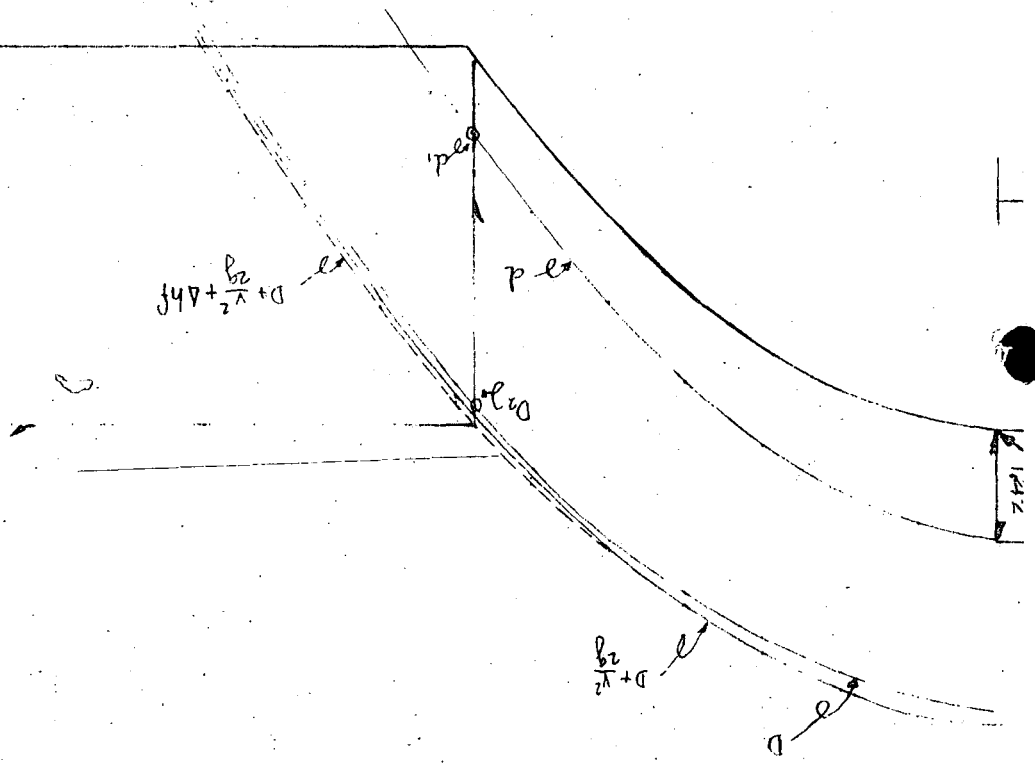
Est 50+057

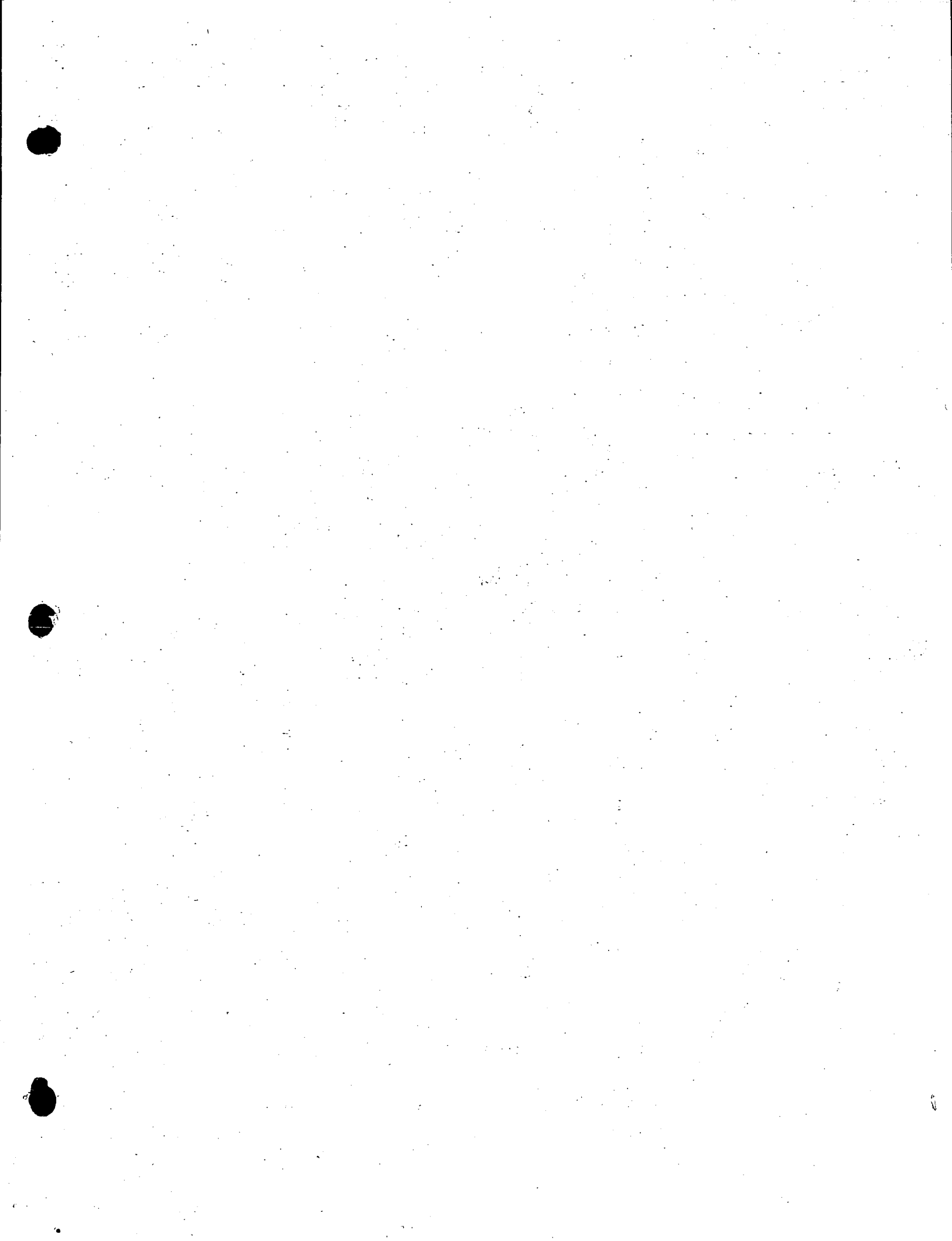
TANQUE AMORTIGUADOR

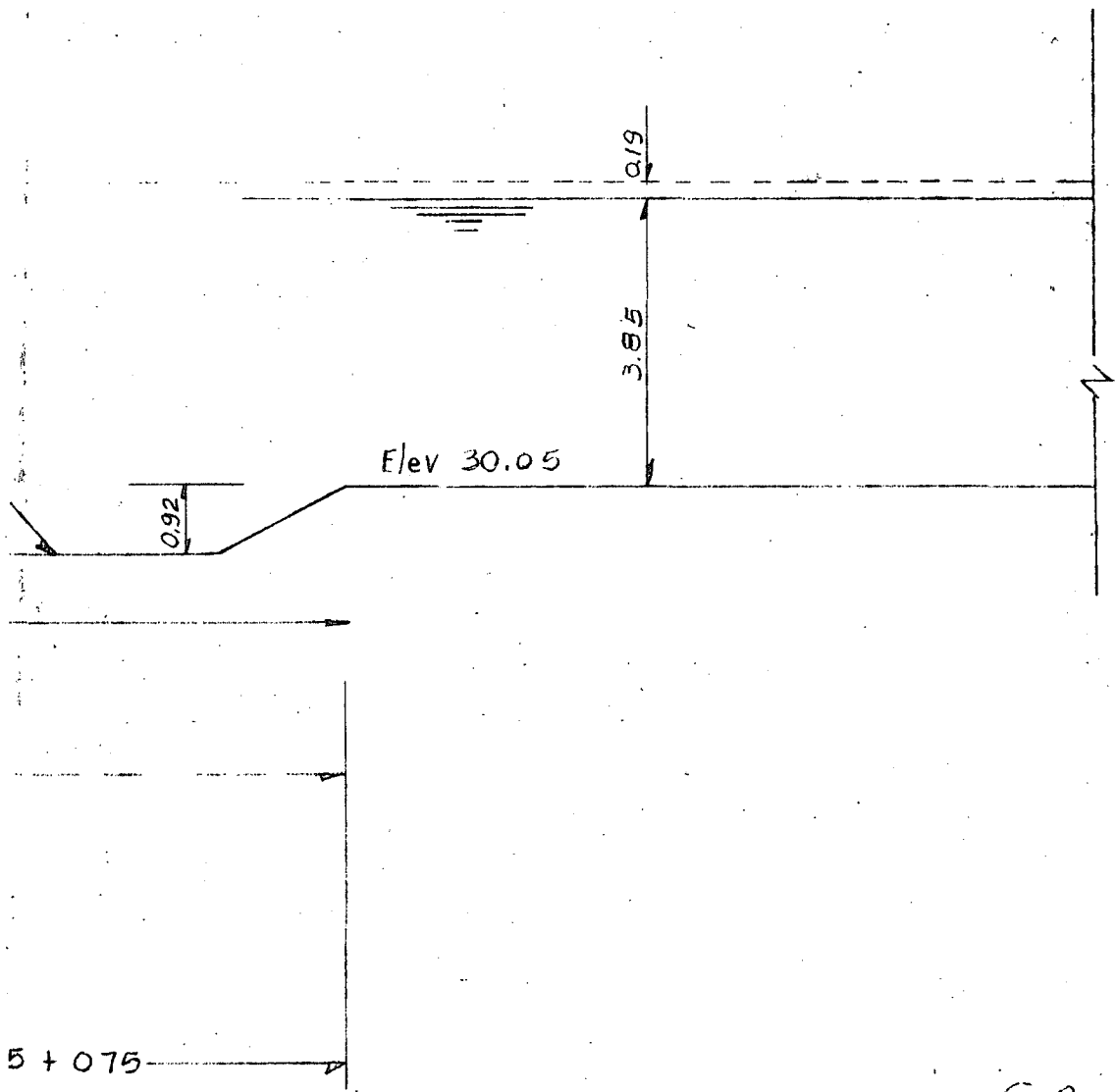
CAIDA

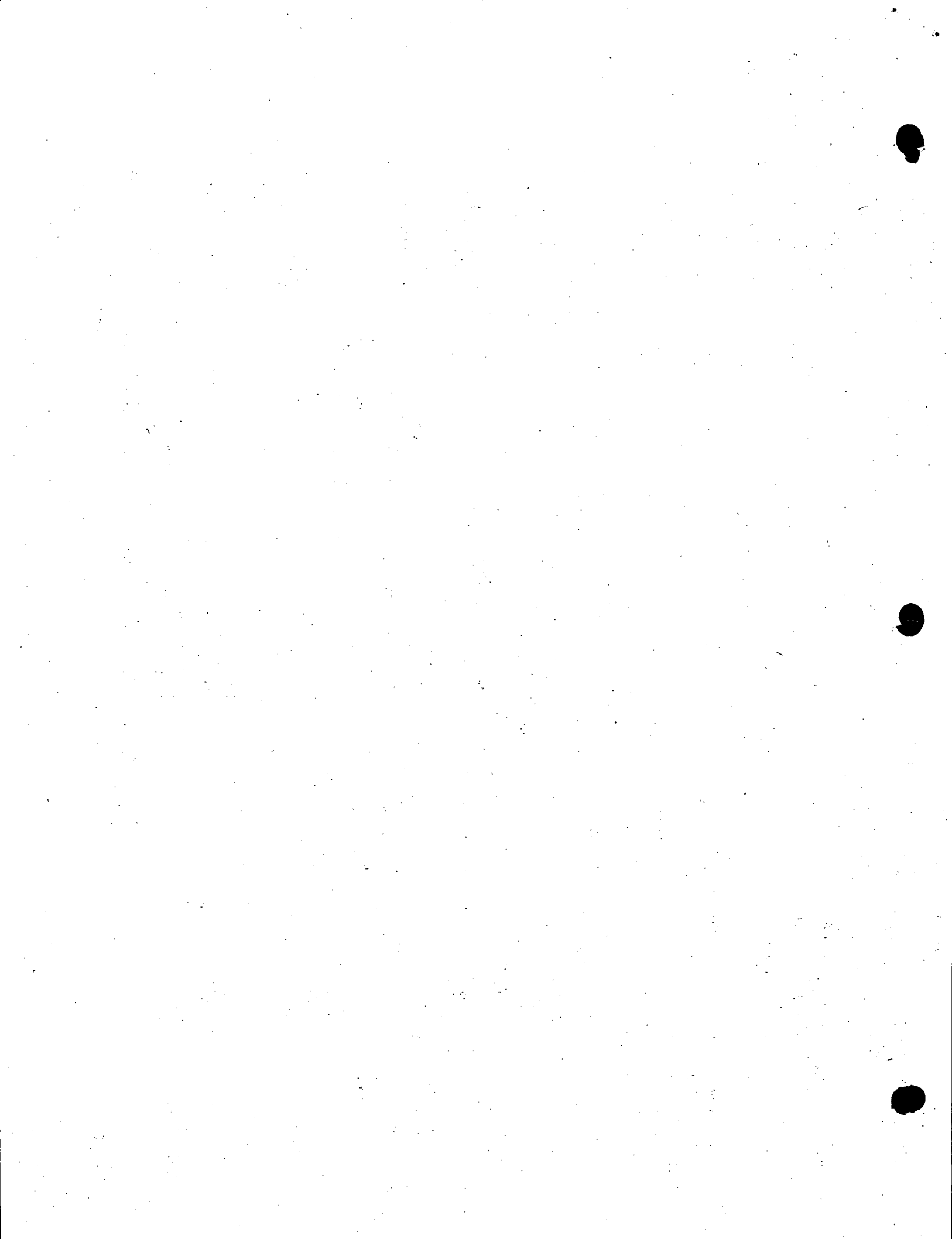
18.00

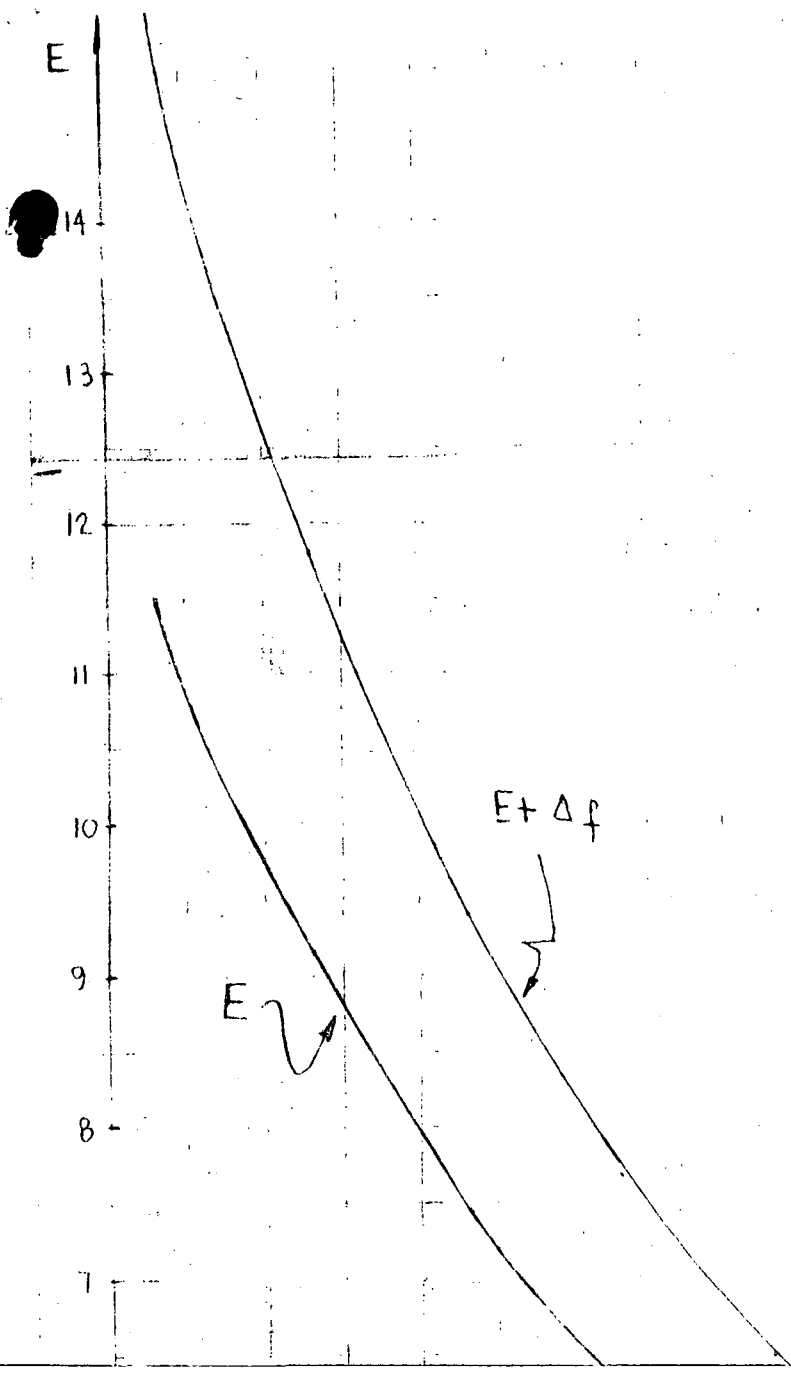
Elev 29.13



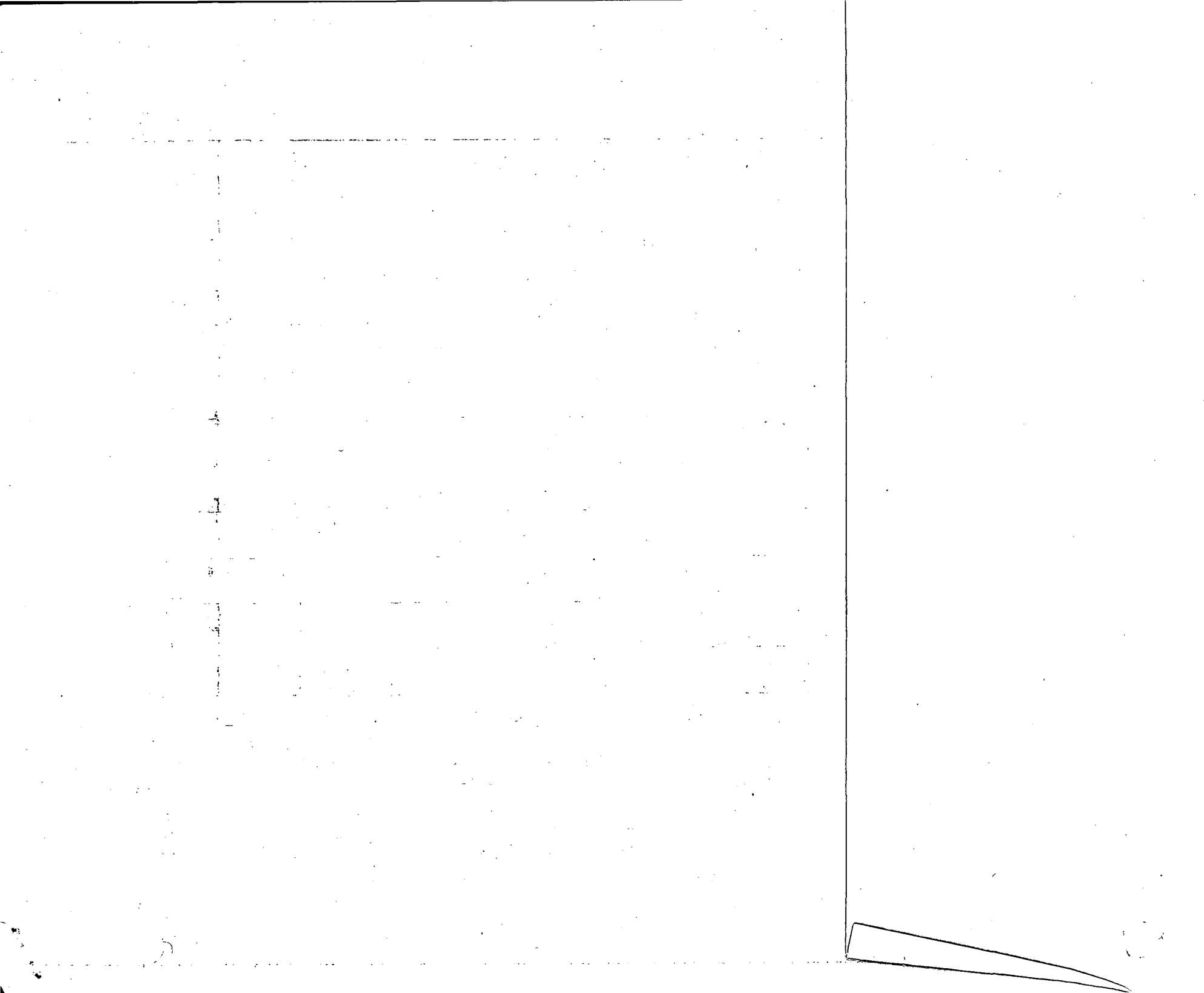


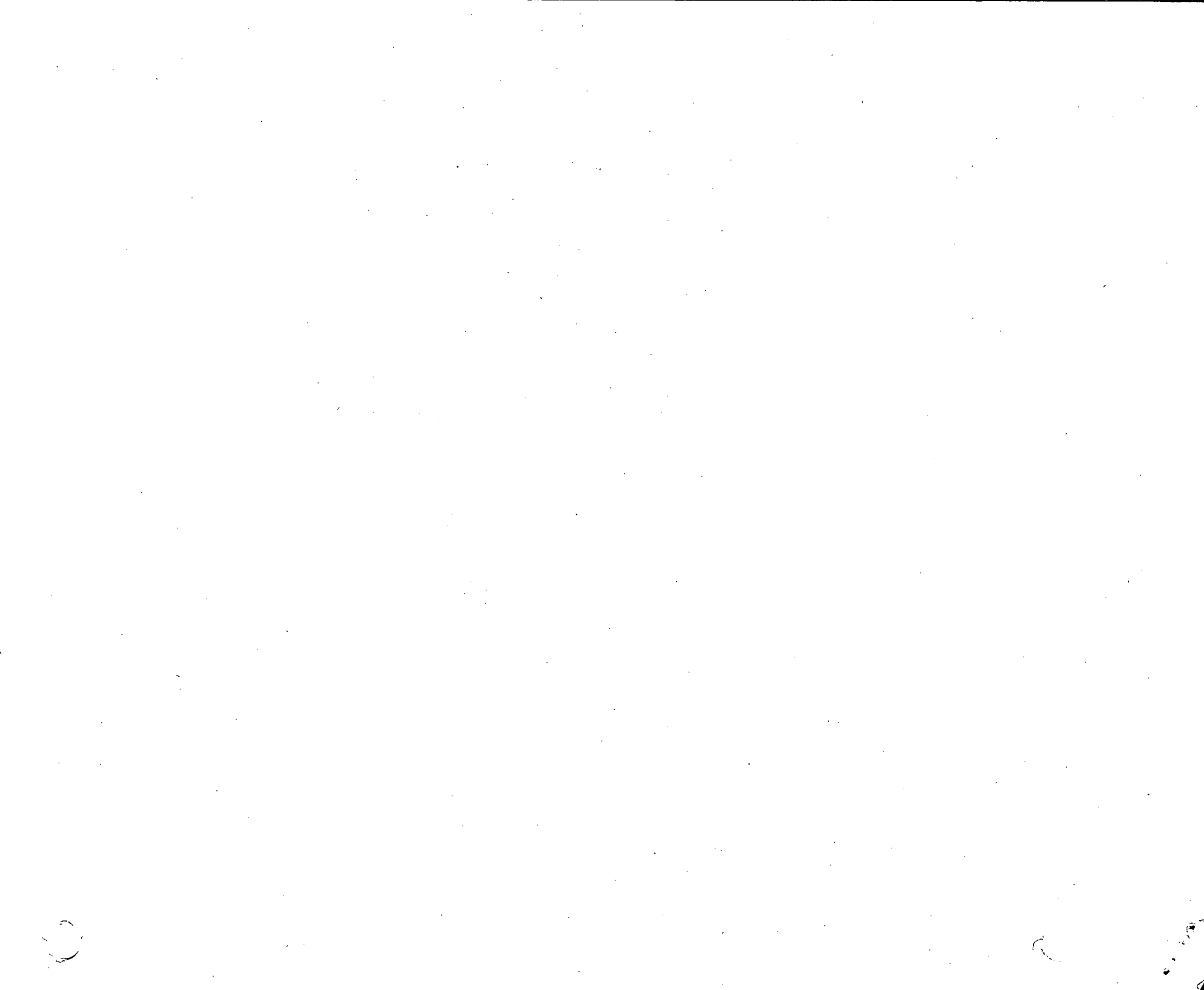






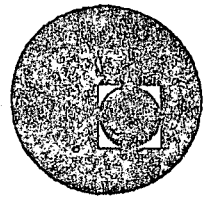








centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS DE ZONAS DE RIEGO

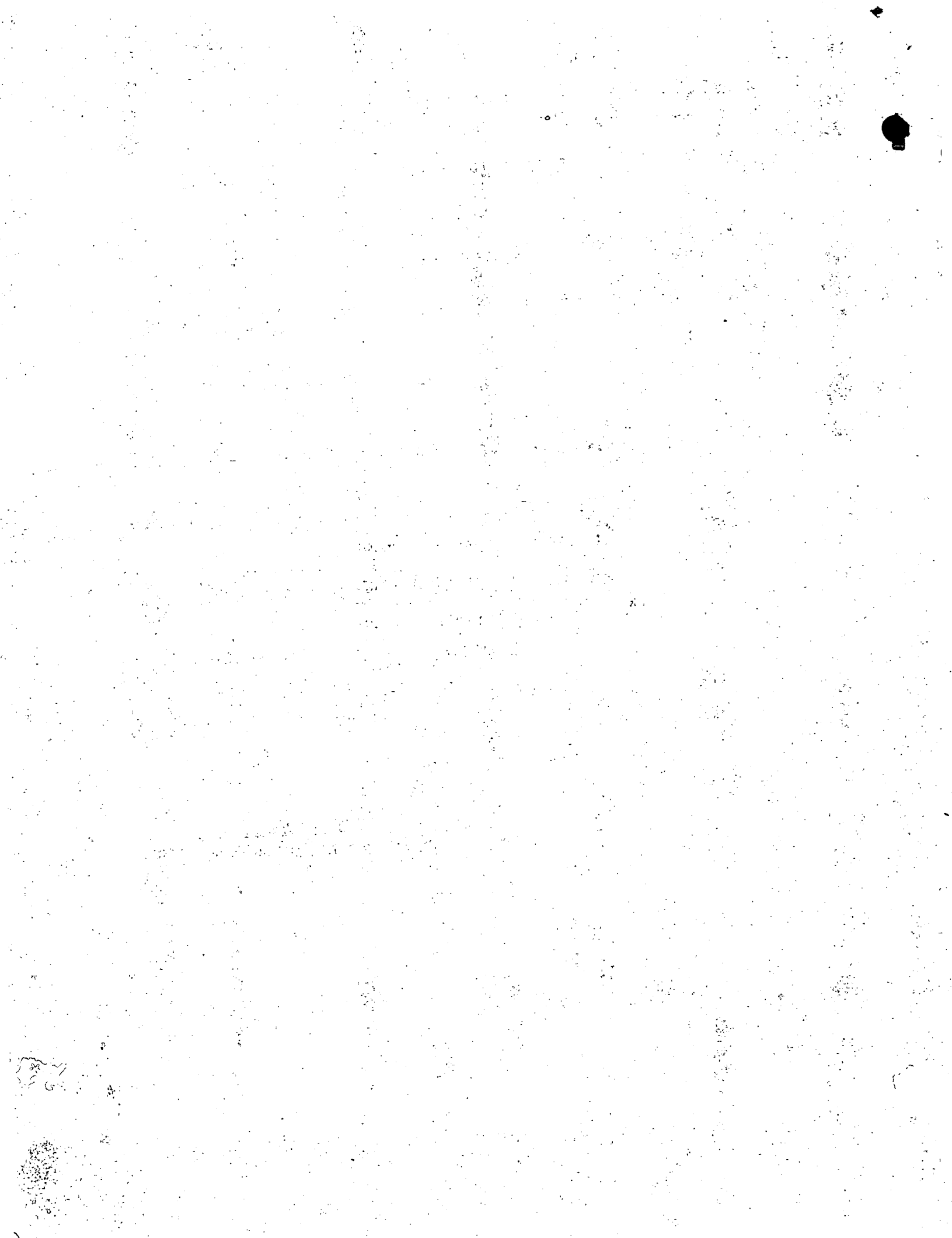
PLANEACION DE ZONAS DE RIEGO

ALCANTARILLA CRUCE CON CAMINO

(Sección Rectangular)

ING. OSCAR PLAISANT WONG

ING. RODOLFO ORTEGA ARMENDARIZ



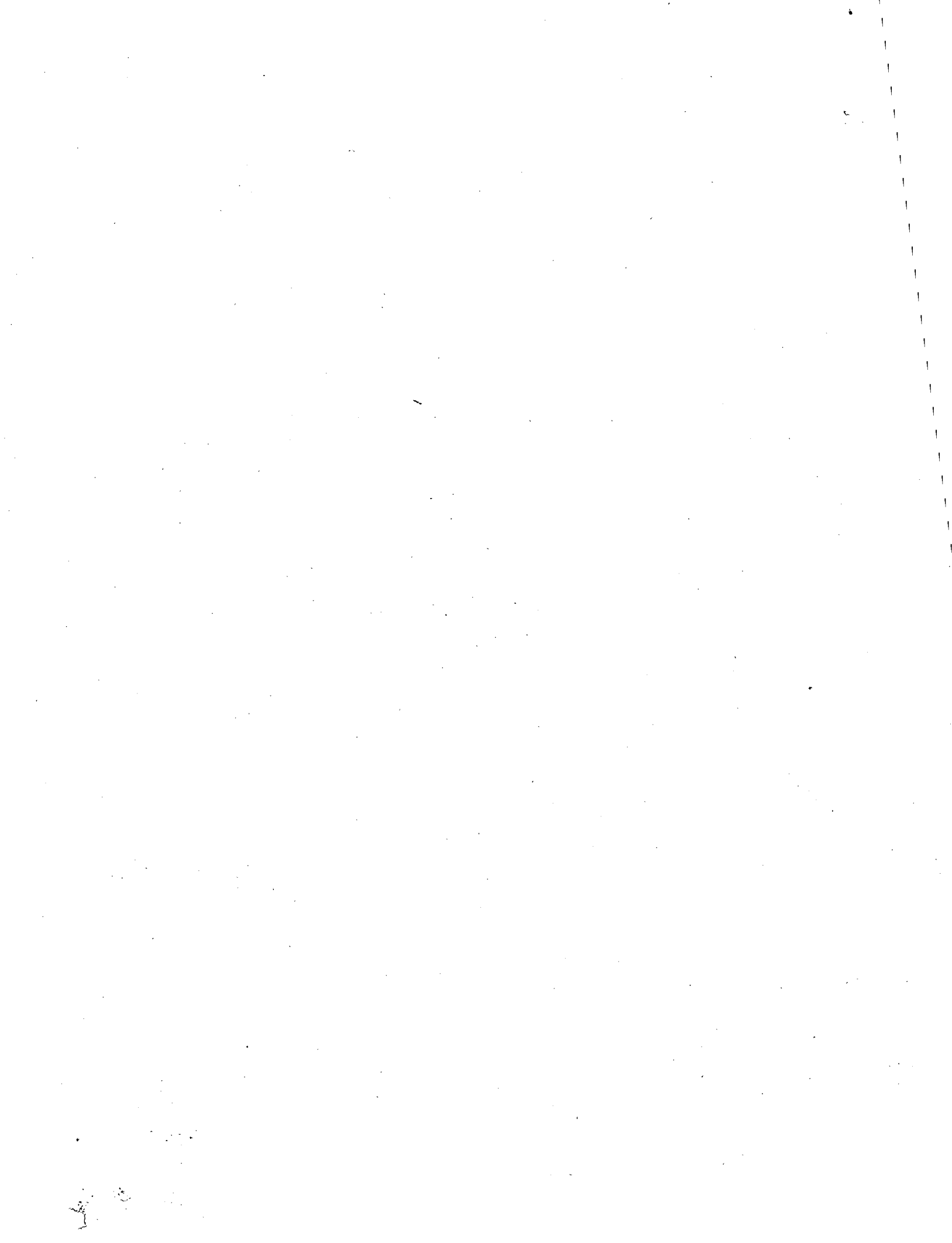
SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
DIRECCION DE PROYECTOS.
DEPARTAMENTO DE CANALES

DISTRITO DE RIEGO DEL VALLE DE EL CARRIZO, SINALOA.- CANAL LATERAL 5+890.76
DEL CANAL SUR, ALCANTARILLA EN EL CRUCE CON EL CAMINO COSTERO DEL PACIFICO,-
KM 16+104.00.

DESCRIPCION:

En el Distrito de Riego del Valle de El Carrizo, Sinaloa, el canal lateral 5+890.76 del Canal Sur, cruzará al camino costero del Pacifico - en su Km 16+104.00.

Se ha escogido como estructura de cruce una alcantarilla de concreto reforzado de un conducto rectangular, que permita dar un gasto de 2.40 m³/seg y cuya memoria se anexa.



DATOS HIDRAULICOS DEL CANAL

Q = 2.40 m ³ /seg	s = 0.006 m
A = 3.859 m ²	d = 1.18 m
v = 0.62 m/seg	t = 1.5:1
n = 0.030	b = 1.50 m
r = 0.671 m	p = 5.755 m

DATOS HIDRAULICOS DEL CONDUCTO

Q = 2.40 m ³ /seg	p = 4.331 m
B = 1.10 m	v = 1.777 m/seg
H = 1.30 m	n = 0.015
A = 1.35 m	r = 0.312 m

DISEÑO ESTRUCTURAL

Elevación rasante carretera	10.24 m
Altura del colchón sobre el conducto	1.50 m
Elevación losa superior conducto	8.74 m
Alcantarilla de un conducto rectangular de	1.10 x 1.30 m
Espesor de losa superior	0.20 m
Elevación plantilla conducto	7.24 m
Peso volumétrico del relleno	1 800.00 Kg/m ³
Angulo de reposo del relleno	1.5:1
Carga viva HS-20 en dos líneas de circulación	
Especificaciones AASHO	

CARGAS:

Distribución de cargas rodantes a través de rellenos de tierra según especificaciones AASHO

Separación entre ruedas	= 6'	= 1.83 m
Separación entre ejes	= 14'	= 4.27 m
Carga rueda trasera	P = 16000 lb	= 7257 Kg

Carga unitaria $P = \frac{2 P}{(1.75 D + S) (1.75 D)}$

$$P = \frac{2 \times 7257}{(1.75 \times 1.50 + 1.83) (1.75 \times 1.50)}$$

$$p = 1241 \text{ kg/m}^2$$

Impacto: No se considera porque el relleno es mayor de 3'

CARGA SOBRE LA LOSA SUPERIOR:

Carga viva		1241 kg/m ²
Peso del relleno = 1.50 x 1800	=	2700 kg/m ²
Peso propio losa	=	<u>480 kg/m²</u>
	$W_1 =$	4421 kg/m ²

MUROS LATERALES

$$\text{Sobrecarga} = \frac{1241}{1800} = 0.69 \text{ m} > 0.61 \text{ m}$$

$$W_3 = 0.286 W_t (h + h_1) = 0.286 \times 1800 (1.60 + 0.69) = 1173 \text{ kg/m}^2$$

$$W_5 = 0.286 \times 1800 (2.29 + 1.50) = 1951 \text{ kg/m}^2$$

$$W_4 = W_5 - W_3 = 1951 - 1179 = 772 \text{ kg/m}^2$$

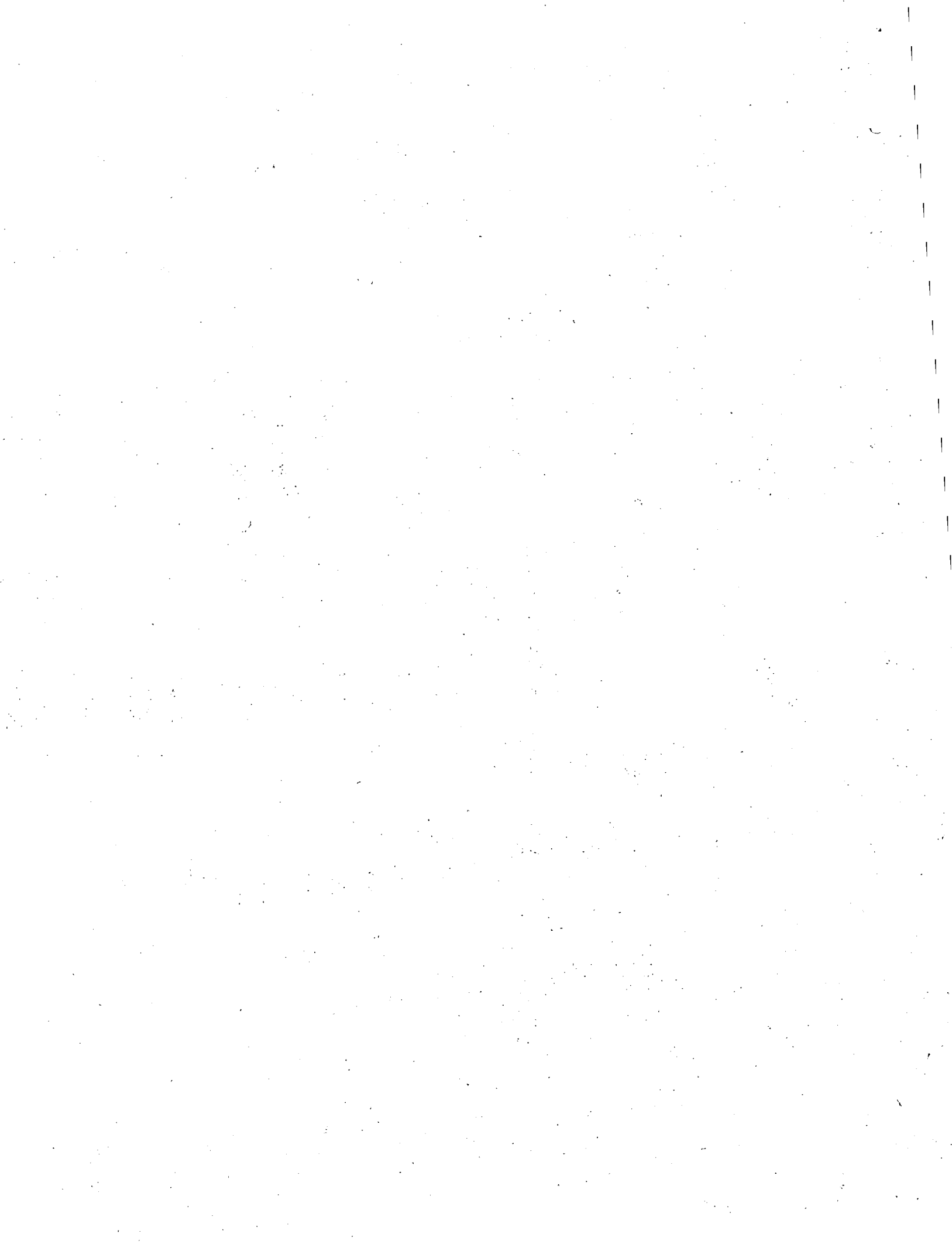
CARGA SOBRE LA LOSA INFERIOR

$$\frac{2 \times 0.2 \times 1.30 \times 2400}{1.50} = 832 \text{ kg/m}^2$$

$$\frac{4 \times 0.20 \times 0.20 \times 2400}{2 \times 1.50} = 128 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Losa superior} = \underline{4421 \text{ kg/m}^2}$$

$$W_2 = 5381 \text{ kg/m}^2$$



ESFUERZO EN EL TERRENO

$$ft = W_2 + pp = 5381 + 0.2 \times 2400 = 5861 \text{ kg/m}^2$$

MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO:

Pieza AB

$$MA = MB = \frac{WL^2}{12} = \frac{4421 \times 1.30^2}{12} = 623 \text{ kg-m}$$

Pieza CD

$$MC = MD = \frac{5381 \times 1.30^2}{12} = 758 \text{ kg-m}$$

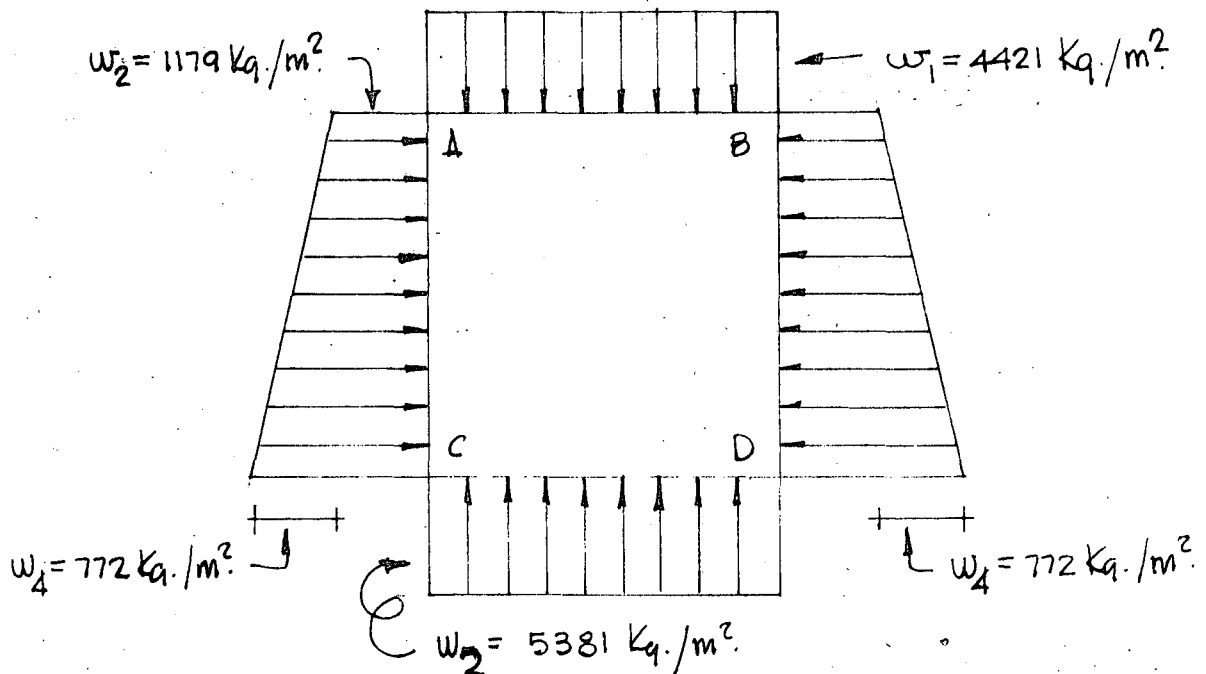
PIEZA AC y BD

$$MA = \frac{1179 \times 1.50^2}{12} + \frac{772 \times 1.50^2}{30} = 279 \text{ kg-m}$$

Pieza C-A y D-B

$$MC = \frac{1179 \times 1.50^2}{12} + \frac{772 \times 1.50^2}{20} = 308 \text{ kg-m}$$

DIAGRAMA DE CARGAS



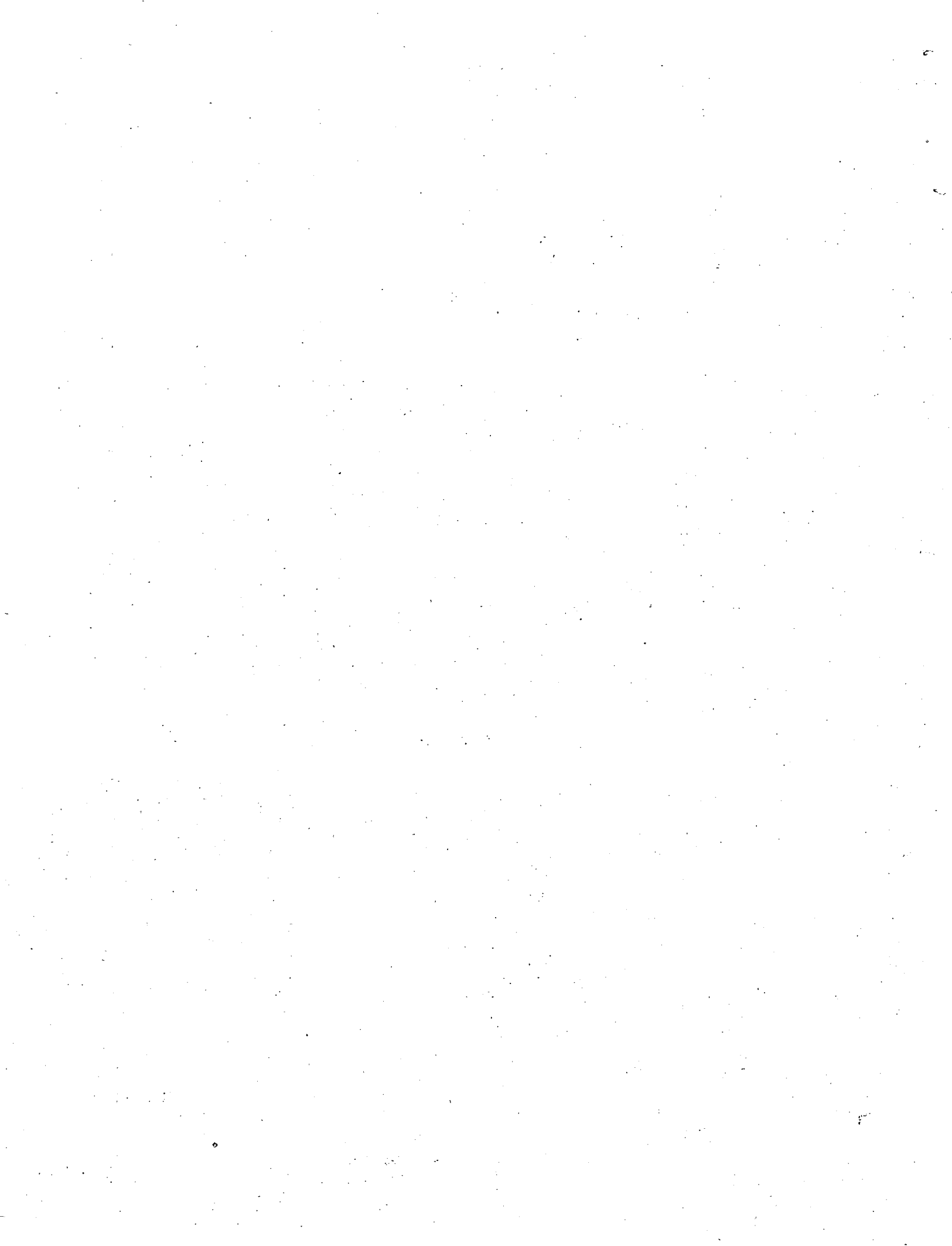
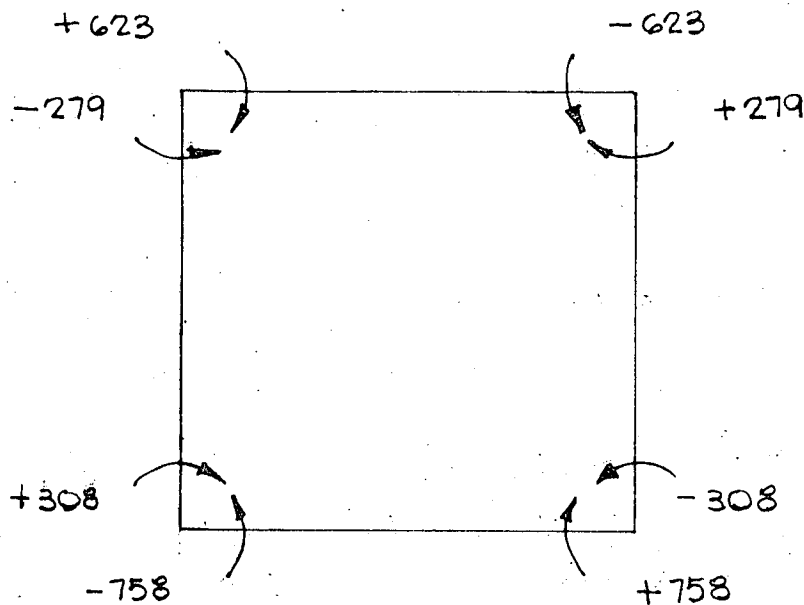


DIAGRAMA DE MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO



CÁLCULO DE LOS FACTORES DE DISTRIBUCION

Pieza A-C

$$f_{DA} = \frac{L_1}{L_1 + L_2} = \frac{1.30}{1.30 + 1.50} = 0.4643$$

Pieza A-B

$$f_{DA} = \frac{1.50}{1.30 + 1.50} = 0.5357$$

MOMENTOS FINALES POR FUERZAS VERTICALES

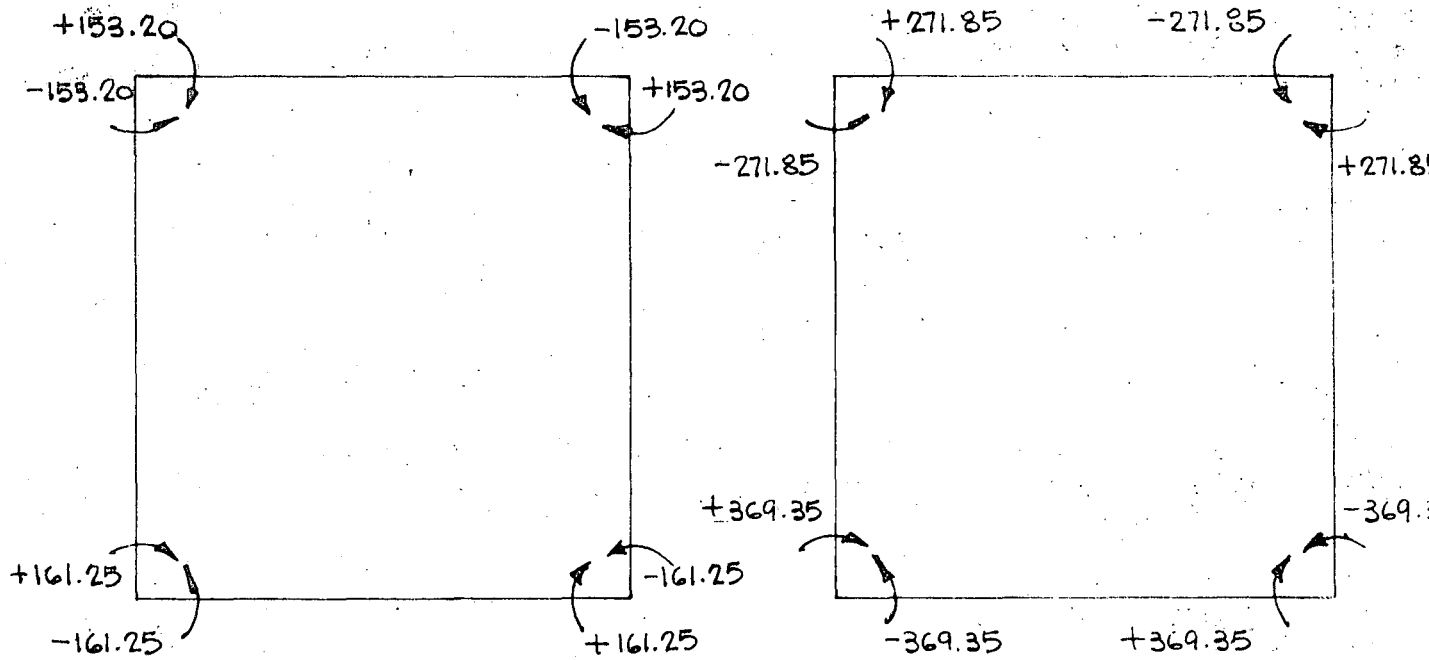
NUDO	A		B		C		D	
BARRA	AC	AB	BA	BD	CA	CD	DC	DB
F.D.	0.4643	0.5357	0.5357	0.4643	0.4643	0.5357	0.5357	0.4643
MOM.	0	+ 623	- 623	0	0	- 758	+ 758	0
	- 289.26	- 333.74	+ 333.74	+ 289.26	+ 351.94	+ 406.06	- 406.06	- 351.94
	+ 175.97	+ 166.87	- 166.87	- 175.97	- 144.63	- 203.03	+ 203.03	+ 144.63
	- 159.18	- 183.66	+ 183.66	+ 159.18	+ 161.42	+ 186.24	- 186.24	- 161.42
	+ 80.71	+ 91.83	- 91.83	- 80.71	- 79.59	- 93.12	+ 93.12	+ 79.59
	- 80.11	- 92.43	+ 92.43	+ 80.11	+ 80.19	+ 92.52	- 92.52	- 80.19
	+ 40.09	+ 46.21	- 46.21	- 40.09	- 40.05	- 46.26	+ 46.26	+ 40.05
	- 40.07	- 46.24	+ 46.24	+ 40.07	+ 40.07	+ 46.24	- 46.24	- 40.07
	- 271.85	+ 271.84	- 271.84	+ 271.85	+ 369.35	- 369.35	+ 369.35	- 369.35



MOMENTOS FINALES POR FUERZAS HORIZONTALES

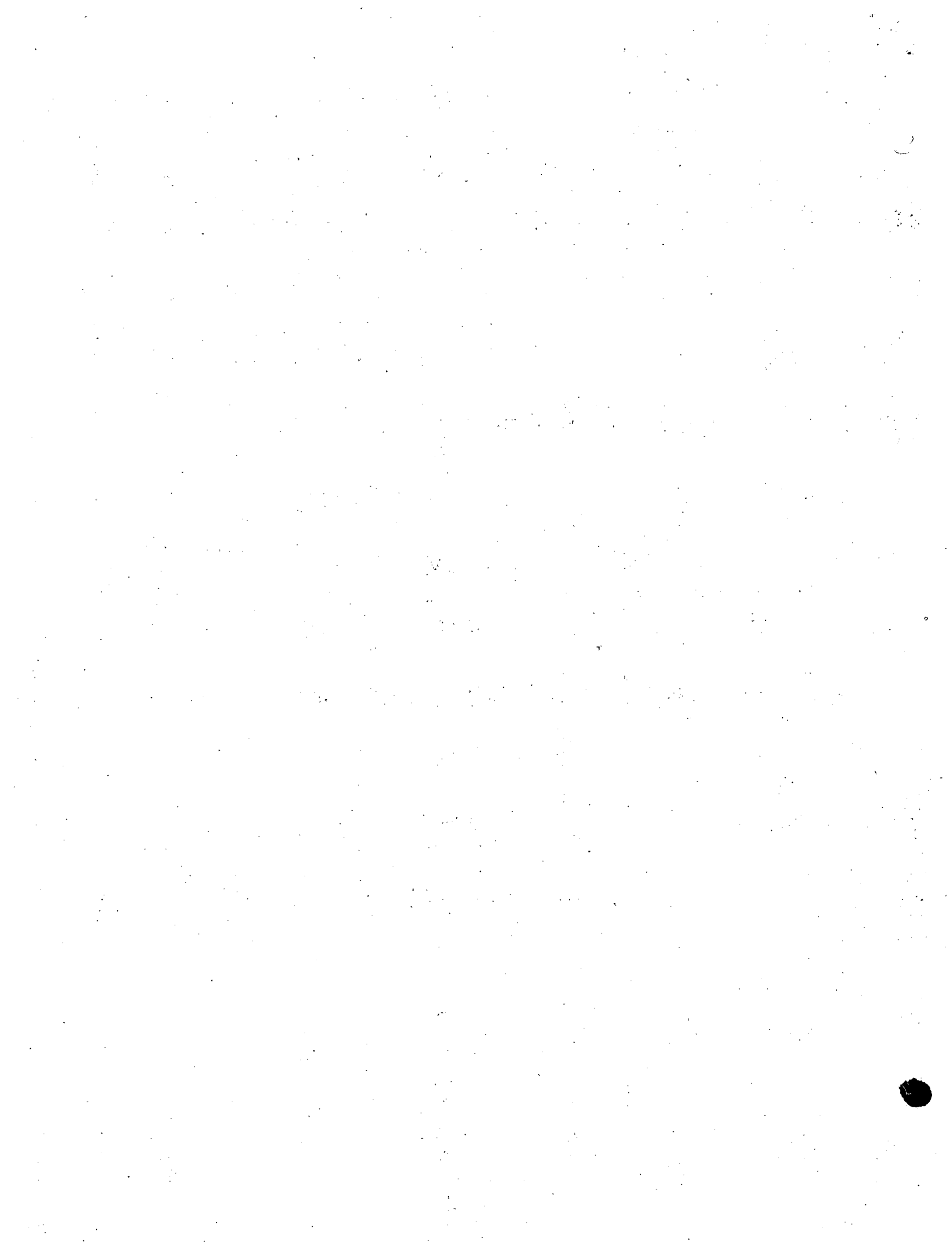
NUDO	A		B		C		D	
BARRA	AC	AB	BA	BD	CA	CD	DC	DB
F.D.	0.4643	0.5357	0.5357	0.4643	0.4643	0.5357	0.5357	0.4643
MON.	- 279	0	0	+ 279	+ 308	0	0	- 308
	+ 129.54	+ 149.46	- 149.46	- 129.54	- 143.00	- 165.00	+ 165.00	+ 143.00
	- 71.50	- 74.73	+ 74.73	+ 71.50	+ 64.77	+ 82.50	- 82.50	- 64.77
	+ 67.90	+ 78.34	- 78.34	- 67.90	- 68.38	- 78.90	+ 78.90	+ 68.38
	- 34.19	- 39.17	+ 39.17	+ 34.19	+ 33.95	+ 39.45	- 39.45	- 33.95
	+ 34.06	+ 39.30	- 39.30	- 34.06	- 34.08	- 39.32	+ 39.32	+ 34.08
	- 17.04	- 19.65	+ 19.65	+ 17.04	+ 17.03	+ 19.66	- 19.66	- 17.03
	+ 17.04	+ 19.65	- 19.65	- 17.04	- 17.04	- 19.65	+ 19.65	+ 17.04
	- 153.19	+ 153.20	- 153.20	+ 153.19	+ 161.25	- 161.26	+ 161.26	- 161.25

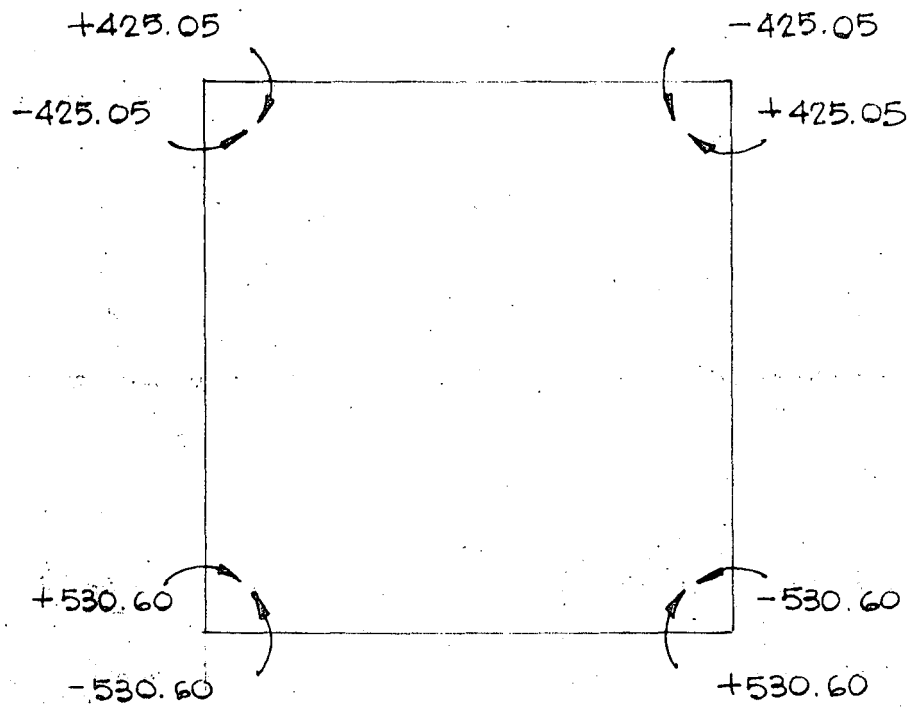
DIAGRAMAS DE MOMENTOS FINALES



FUERZAS HORIZONTALES

FUERZAS VERTICALES





FH + FV

CALCULO DE CORTANTES:

Pieza A-B

$$VAB = VBA = \frac{W_1 L_1}{2} = \frac{4421 \times 1.30}{2} = 2873.65 \text{ kg}$$

Pieza C-D

$$VCD = VDC = \frac{W_2 L_1}{2} = \frac{5381 \times 1.30}{2} = 3497.65 \text{ kg}$$

Pieza A-C

$$VAC = \frac{W_3 L_2}{2} + \frac{W_4 L_2}{6} - \frac{MC - MA}{L_2}$$

$$VAC = \frac{1179 \times 1.50}{2} + \frac{772 \times 1.50}{6} - \frac{530.6 - 425.0}{1.50} = 1006.89 \text{ kg}$$

$$VCA = \frac{W_3 L_2}{2} + \frac{W_4 L_2}{3} + \frac{MC - MA}{L_2}$$



$$VCA = 884.25 + 386 - 70.36 = 1199.89 \text{ kg}$$

MOMENTOS MAXIMOS POSITIVOS

Pieza AB

$$\text{Momento máximo cuando } X = \frac{L}{2}$$

$$MAB = VABX - \frac{W_1 X^2}{2} - MABV - \frac{MABH}{2}$$

$$MAB = 2873.65 \times 0.65 - 4421 \times \frac{0.65^2}{2} - 271.85 - \frac{153.20}{2} = 585.49 \text{ kg-m}$$

Pieza CD

$$MCD = VCDX - \frac{W_2 X^2}{2} - MCDV - \frac{MCDH}{2}$$

$$MCD = 3497.65 \times 0.65 - 5381 \times \frac{0.65^2}{2} - 369.35 - \frac{161.25}{2} = 687 \text{ kg-m}$$

Pieza A-C

Punto de momento máximo positivo

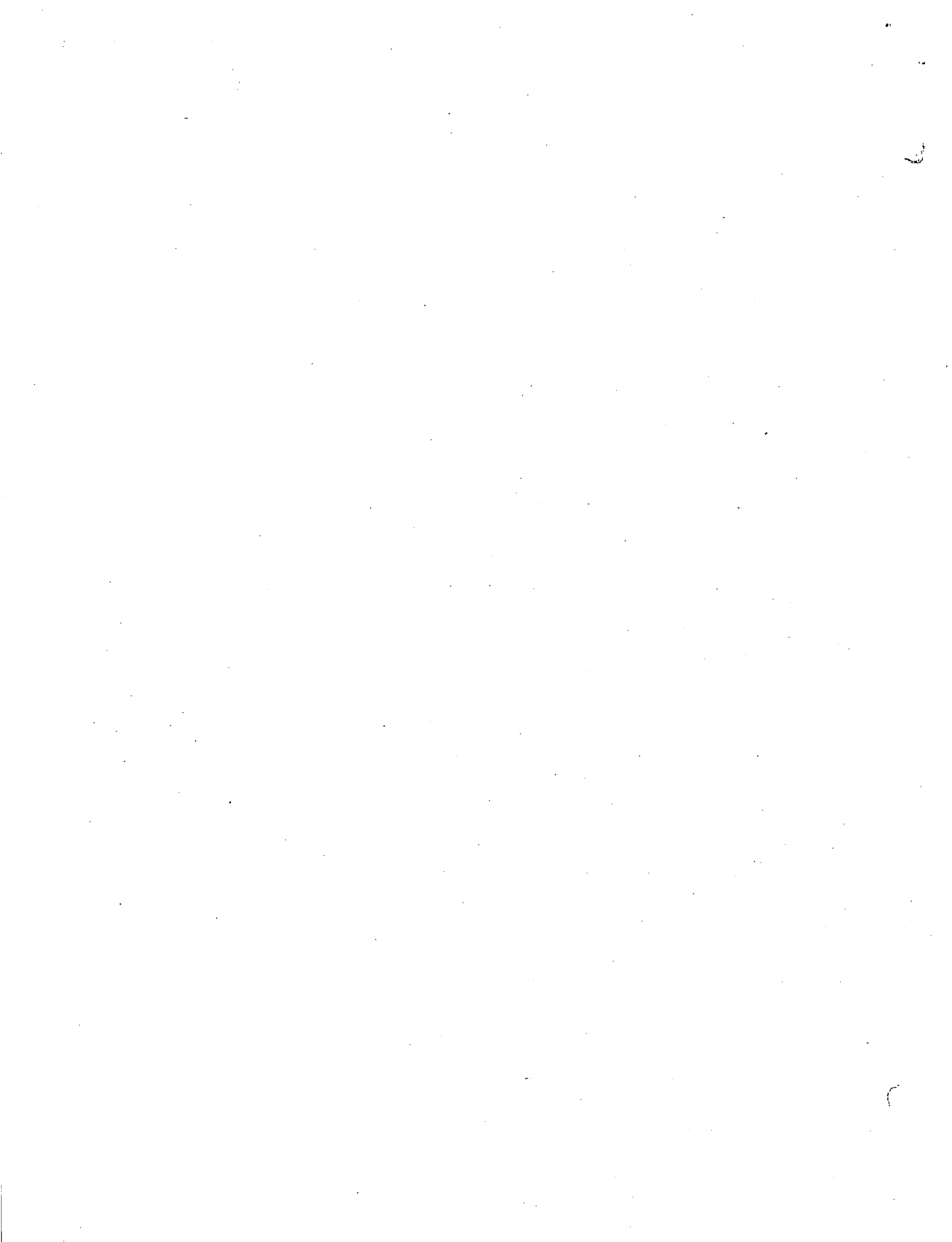
$$X = \frac{-W_3 \pm \sqrt{W_3^2 + \frac{2W_4 V_{AC}}{L_2}}}{\frac{W_4}{L_2}}$$

$$X = \frac{-1179 \pm \sqrt{(1179)^2 + \frac{2 \times 772 \times 1007}{1.50}}}{\frac{772}{1.50}}$$

$$X = 0.74 \text{ m}$$

$$M (+) = V_{AC} X - \frac{W_3 X^2}{2} - \frac{W_4 X^3}{6 L_2} - MA$$

$$M (+) = 1007 \times 0.74 - \frac{1179 \times 0.74^2}{2} - \frac{772 (0.74)^3}{1.50} - 348.45$$



$$M (+) = - 134.63 \text{ kg} - \text{m}$$

CALCULO DE CORTANTES AL PAÑO Y AL CARTEL

Pieza A-B

$$VABp = \frac{VAB}{L_1} (L_1 - e_2) = \frac{2873.65}{1.30} (1.30 - 0.2) = 2431 \text{ kg}$$

$$VABC = \frac{VAB}{L_1} (L_1 - e_2 - 2_c) = \frac{2873.65}{1.30} (1.30 - 0.2 - 0.4) = 1547 \text{ kg}$$

Pieza C-D

$$VCDp = \frac{VCD}{L_1} (L_1 - e_2) = \frac{3497.65}{1.30} (1.30 - 0.2) = 2960 \text{ kg}$$

$$VCDc = \frac{VCD}{L_1} (L_1 - e_2 - 2_c) = \frac{3497.65}{1.30} (1.30 - 0.20 - 0.40) = 1884 \text{ kg}$$

Pieza A-C

$$VACp = VAC - \frac{W_3 e_1}{2} - \frac{W_4 \left(\frac{e_1}{2}\right)^2}{2 L 2} = 1007 - \frac{1179 \times 0.2}{2} - \frac{772 \left(\frac{0.2}{2}\right)^2}{2 \times 1.50}$$

$$VACp = 878 \text{ kg}$$

$$VACc = VAC - W_3 \left(\frac{e_1}{2} + C\right) - \frac{W_4 \left(\frac{e_1}{2} + C\right)^2}{2 L 2} = 1007 - 1179 \left(\frac{0.2}{2} + 0.20\right) - \frac{772 \left(\frac{0.2}{2} + 0.2\right)^2}{2 \times 1.50}$$

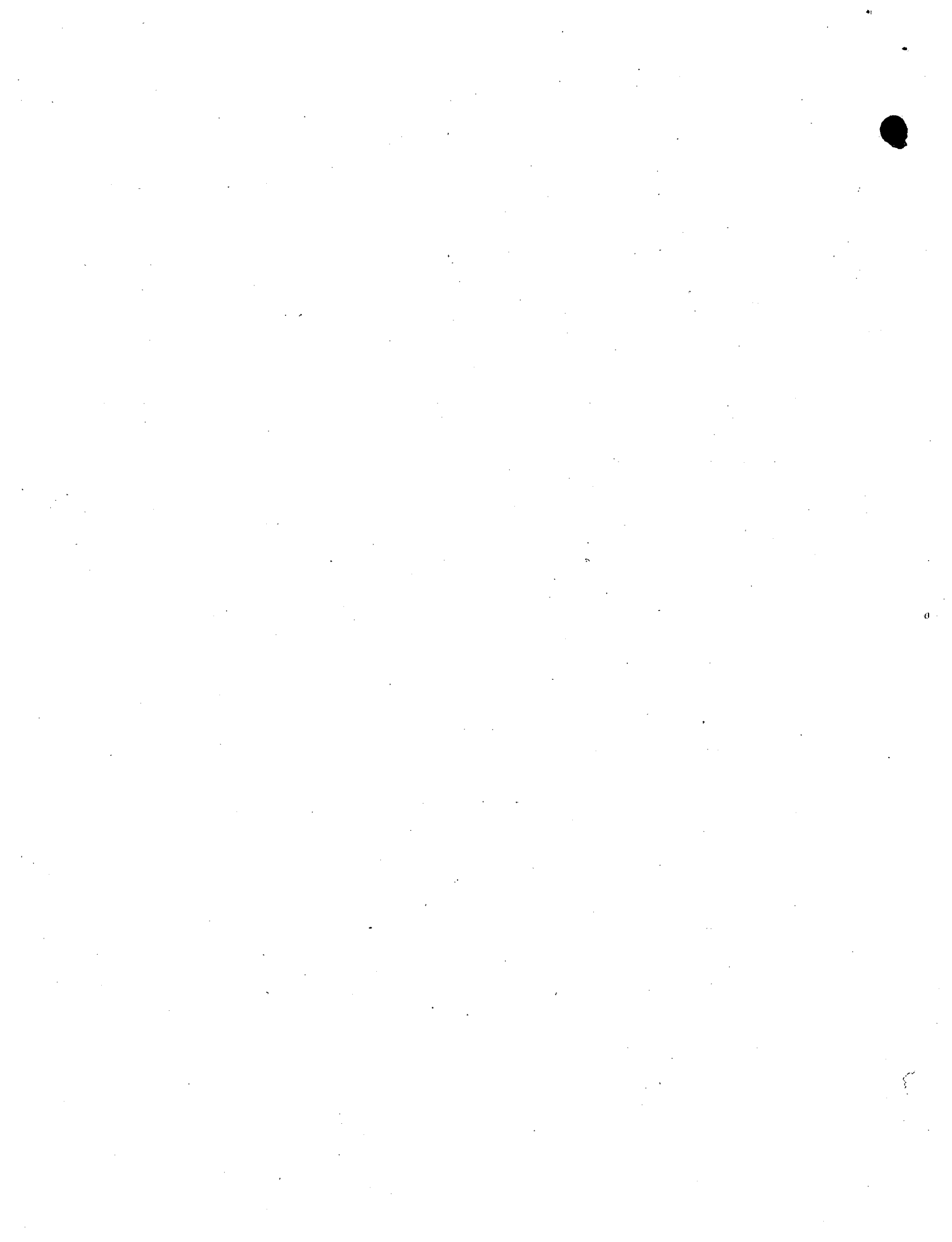
$$VACc = 630 \text{ kg}$$

$$VCAp = VAC - W_3 \left(L_2 - \frac{e_1}{2}\right) - \frac{W_4 \left(L_2 - \frac{e_1}{2}\right)^2}{2 L 2}$$

$$VCAp = 1007 - 1179 (1.50 - 0.1) - \frac{772 (1.50 - 0.1)^2}{2 \times 1.5} = - 1148 \text{ kg}$$

$$VCAC = VAC - W_3 \left(L_2 - \frac{e_1}{2} - C\right) - \frac{W_4 \left(L_2 - \frac{e_1}{2} - C\right)^2}{2 L 2}$$

$$VCAC = 1007 - 1179 (1.5 - 0.1 - 0.2) - \frac{772 (1.5 - 0.1 - 0.2)^2}{2 \times 1.5} = - 778 \text{ kg}$$



MOMENTOS NEGATIVOS AL PAÑO

Pieza A-B

$$MABp = VAB \frac{e_2}{2} - \frac{W_1 e_2^2}{8} - MA = 2874 \cdot \frac{0.2}{2} - \frac{4421 (0.2)^2}{8} - 425$$

$$MABp = -160 \text{ kg-m}$$

Pieza CD

$$MCDp = VCD \frac{e_2}{2} - \frac{W_2 e_2^2}{8} - MC = 3498 \times 0.1 - \frac{5381 \times 0.04}{8} - 531$$

$$MCDp = -208 \text{ kg-m}$$

Pieza A-C

$$MACp = VAC \frac{e_1}{2} - \frac{W_3 e_1^2}{2} - \frac{W_4 e_1^3}{48 \times L_2} - MA$$

$$MACp = 1007 \times 0.1 - \frac{1179 \times 0.04}{8} - \frac{772 \times 0.008}{48 \times 1.5} - 425$$

$$MACp = -330 \text{ kg-m}$$

$$MACp = VAC \left(L_2 - \frac{e_1}{2} \right) - \frac{W_3}{2} \left(L_2 - \frac{e_1}{2} \right)^2 - \frac{W_4}{6 L_2} \left(L_2 - \frac{e_1}{2} \right)^3 - MA$$

$$MACp = 1007 (1.5 - 0.1) - \frac{1179}{2} (1.5 - 0.1)^2 - \frac{772}{6 \times 1.5} (1.5 - 0.1)^3 - 425$$

$$MACp = -406 \text{ kg-m}$$

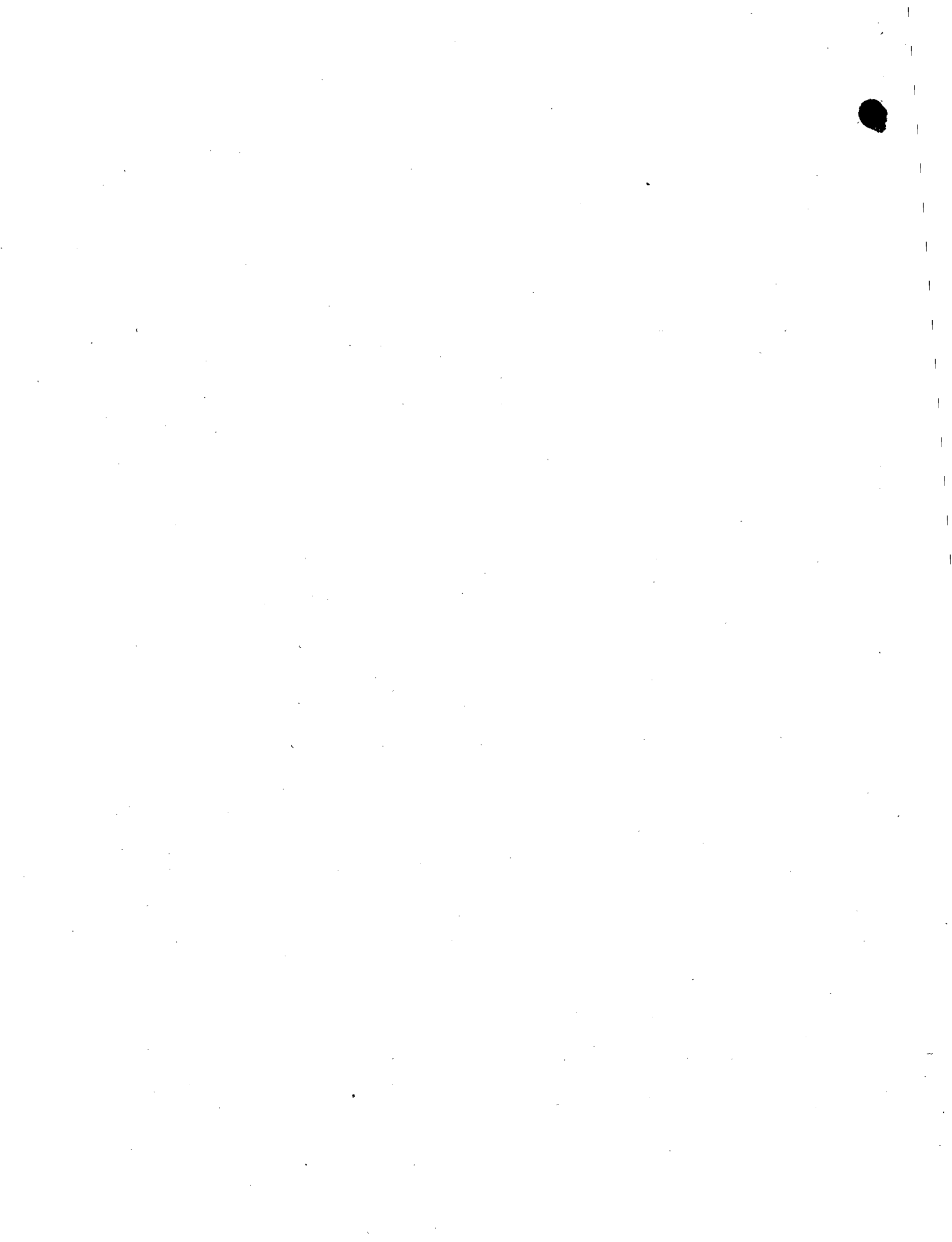


DIAGRAMA DE CORTANTES

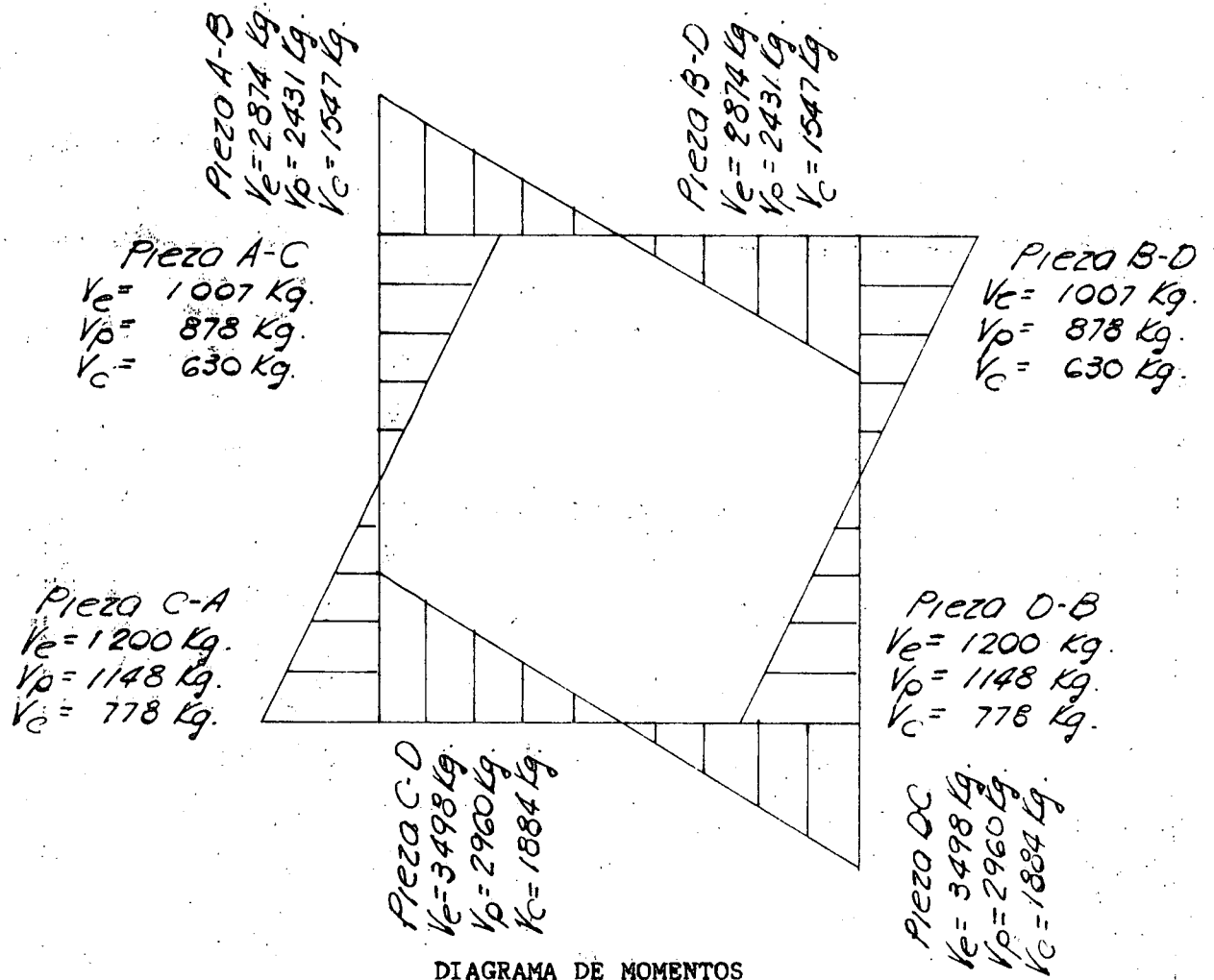
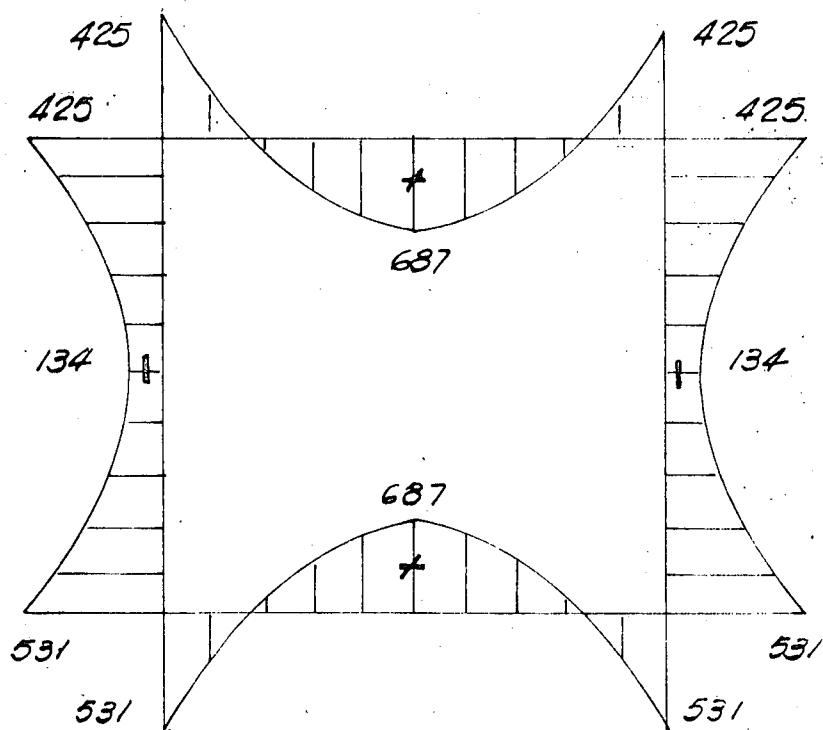
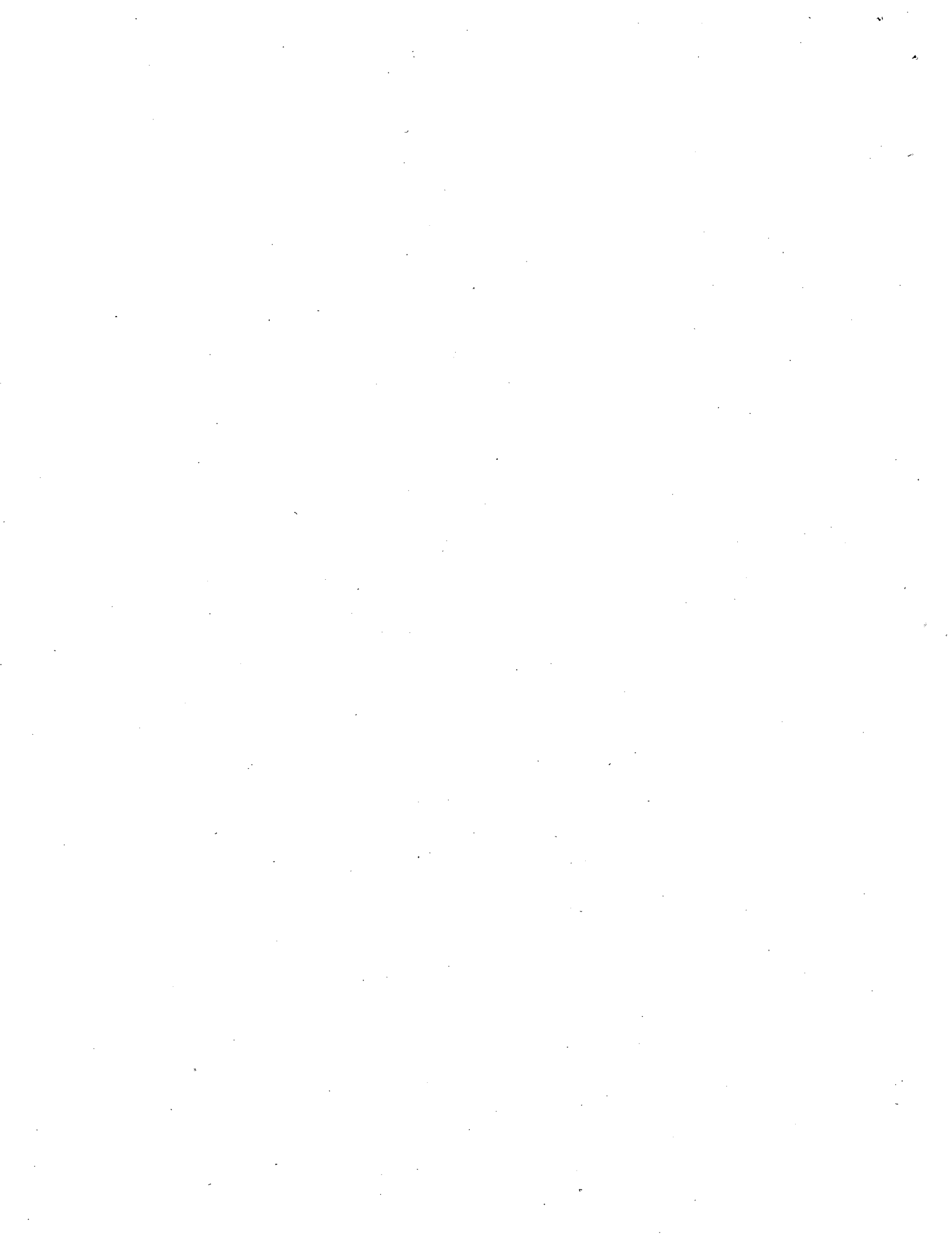


DIAGRAMA DE MOMENTOS





DISEÑO:

Constantes de cálculo:

$$f_c' = 140 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = 12$$

$$f_c = 0.45 f_c' = 63 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 1400 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_c = 0.29 \sqrt{f_c'} = 3.45$$

$$R = 0.347$$

$$J = 0.883$$

$$K = 9.663$$

$$\alpha_c = 0.322$$

El peralte se calculará con el valor del momento máximo ya sea positivo o al paño o con el valor del cortante al paño.

Por momento:

$$M_{\text{máx}} = 687 \text{ kg-m}$$

$$d_M = \alpha_c \sqrt{M_{\text{máx}}}$$

$$d_M = 0.320 \sqrt{687} = 8.39 \text{ cm}$$

Por cortante:

$$d_V = \frac{V_p}{V_c j b} = \frac{2960}{3.45 \times 0.883 \times 100} = 9.77 \text{ cm}$$

$$\text{Paredes en contacto con el terreno : } r = 7.5 \text{ cm} \quad d = 12.5 \text{ cm}$$

$$\text{Paredes interiores : } r = 5.0 \text{ cm} \quad d = 15.0 \text{ cm}$$

$$\therefore h = 20 \text{ cm}$$



Pieza	Momento Kg - cm	As cm ²	1/2" ϕ a	Cortante al paño Kg	V Kg/cm ²	Cortante al cartel kg	Σo para $\mu = 21$ kg/cm ²	1/2" ϕ a
AB	ABp 16000	1.1	111.1	2431	2.2	1547	6.7	60
	BAp 16000	1.1	111.1	2431	2.2	1547	6.7	60
	(+) 58500	4.2	29.0					
CD	CDp 39600	2.8	44	2960	2.7	1884	8.1	49
	DCp 39600	2.8	44	2960	2.7	1884	8.1	49
	(+) 68700	4.9	25					
AC	ACp 33000	2.3	53	887	0.8	630	2.3	174
	CAP 40600	2.9	42	1148	1.0	778	2.7	147
	(+)-13500	1.0	122					

Por momento

$$As = \frac{M}{f_s j d}$$

Por temperatura

$$Ast = 0.003 bh = 60 \text{ m}^2 \text{ .- } 3 \text{ cm}^2 \text{ en c/capa}$$

Vars. de 1/2" ϕ a 40

Por adherencia

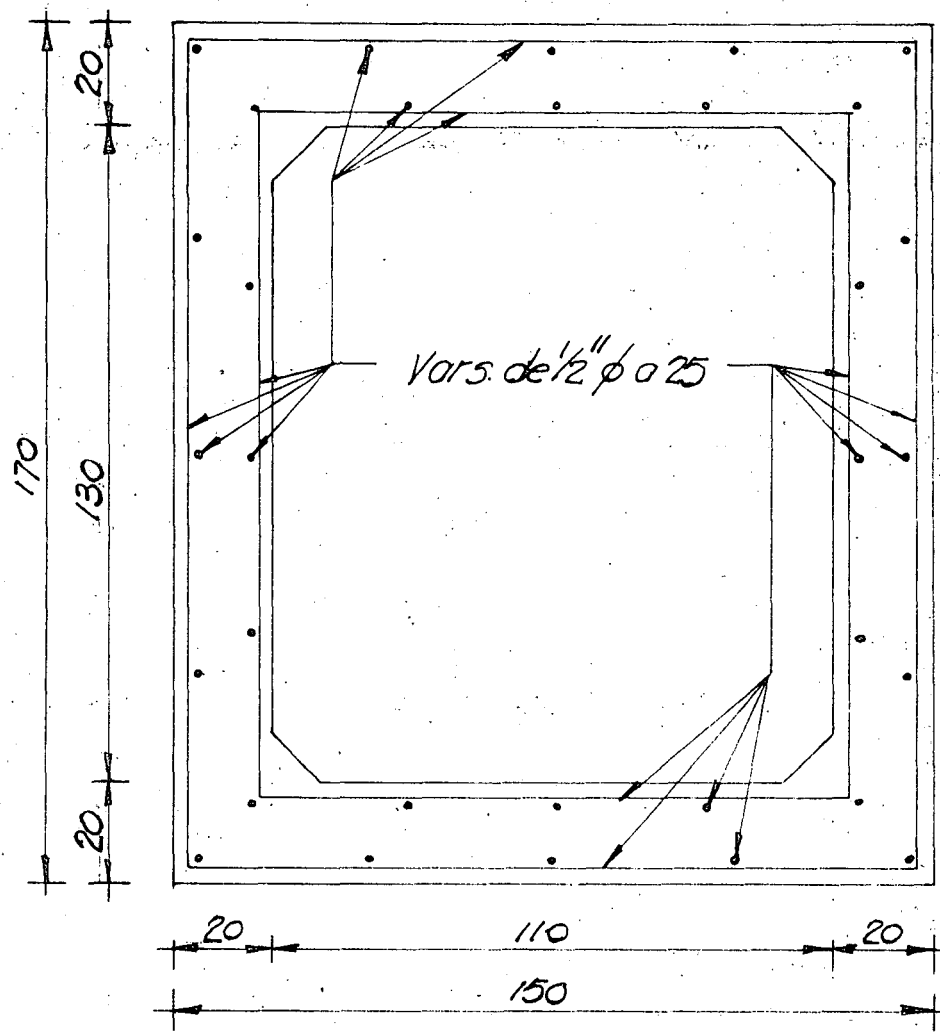
$$\Sigma o = \frac{Vc}{\mu j d} \quad \mu = \frac{2.3}{\phi} \sqrt{f'c} = \frac{2.3 \times 11.832}{1.27} = 21$$

$$N^{\circ} V = \frac{\Sigma o}{0}$$

$$S = \frac{100}{N^{\circ} V}$$

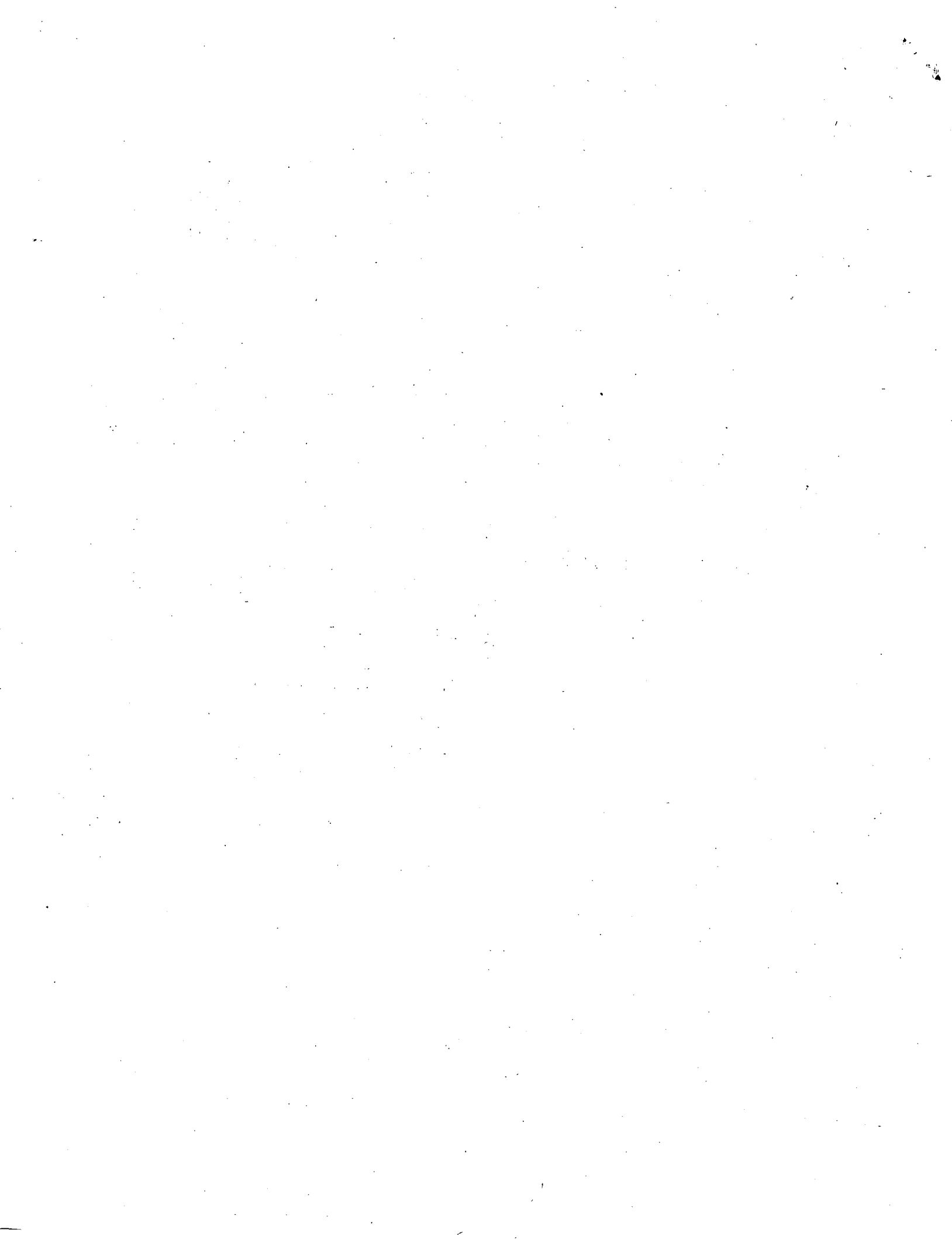


ARMADO FINAL



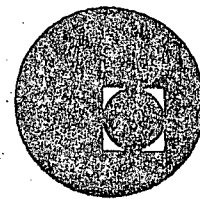
México, D. F., junio de 1972.

'eede





centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS DE ZONAS DE RIEGO

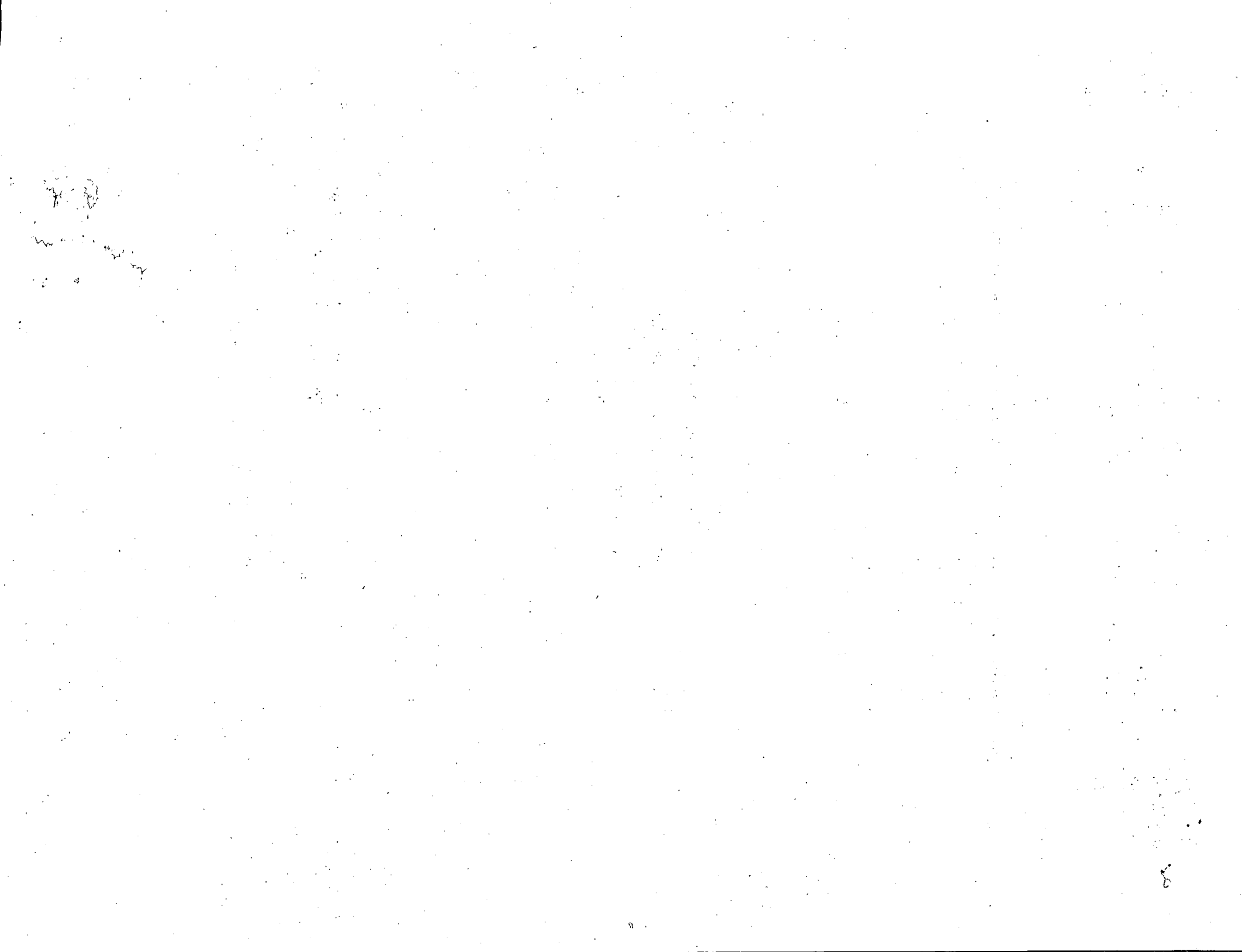
PLANEACION DE ZONAS DE RIEGO

ALCANTARILLA CRUCE CON F.F.C.C.

(Sección Rectangular)

ING. OSCAR PLAISANT WONG

ING. RODOLFO ORTEGA ARMENDARIZ



SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
DIRECCION DE PROYECTOS.
DEPARTAMENTO DE CANALES

ZONA DE RIEGO DEL RIO SAN LORENZO, SIN., CANAL LAT. 14+420 DEL CANAL PRIN
CIPAL SAN LORENZO MARGEN DERECHA KM 4+145.50, ALCANTARILLA EN EL CRUCE --
CON EL F.C. DEL PACIFICO KM 1001+915.35.

MEMORIA DE CALCULO

DESCRIPCION:

En la Zona de Riego del Río San Lorenzo, Sin., el canal Lat. 14+420 del Canal Principal margen derecha Km 4+145.50, cruzará con el Ferrocarril del Pacífico en su Km 1001+915.35, se eligió como estructura de cruce más conveniente una alcantarilla de concreto reforzado, de un conducto rectangular para dar paso a un gasto de 1.873 m³/seg.

DATOS HIDRAULICOS DEL CANAL

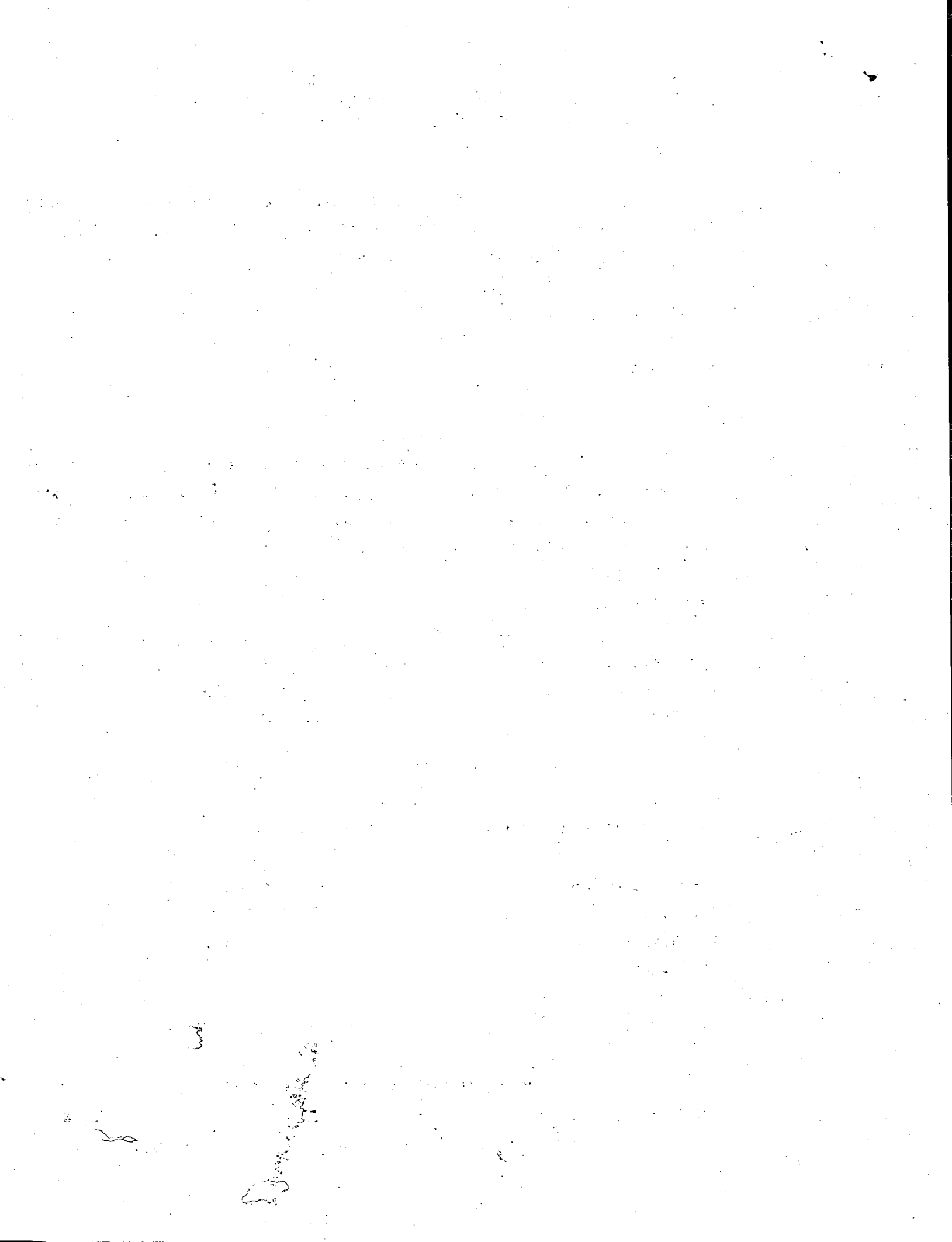
Q = 1.873 m ³ /seg	r = 0.489 m
b = 0.90 m	v = 0.925 m/seg
d = 0.90 m	n = 0.030
A = 2.025 m ²	s = 0.002
p = 4.145 m	t = 1.5:1

DATOS HIDRAULICOS DEL CONDUCTO

Q = 1.873 m ³ /seg	p = 4.149 m
B = 1.00 m	r = 0.290 m
H = 1.25 m	v = 1.554 m/seg
A = 1.205 m ²	n = 0.015

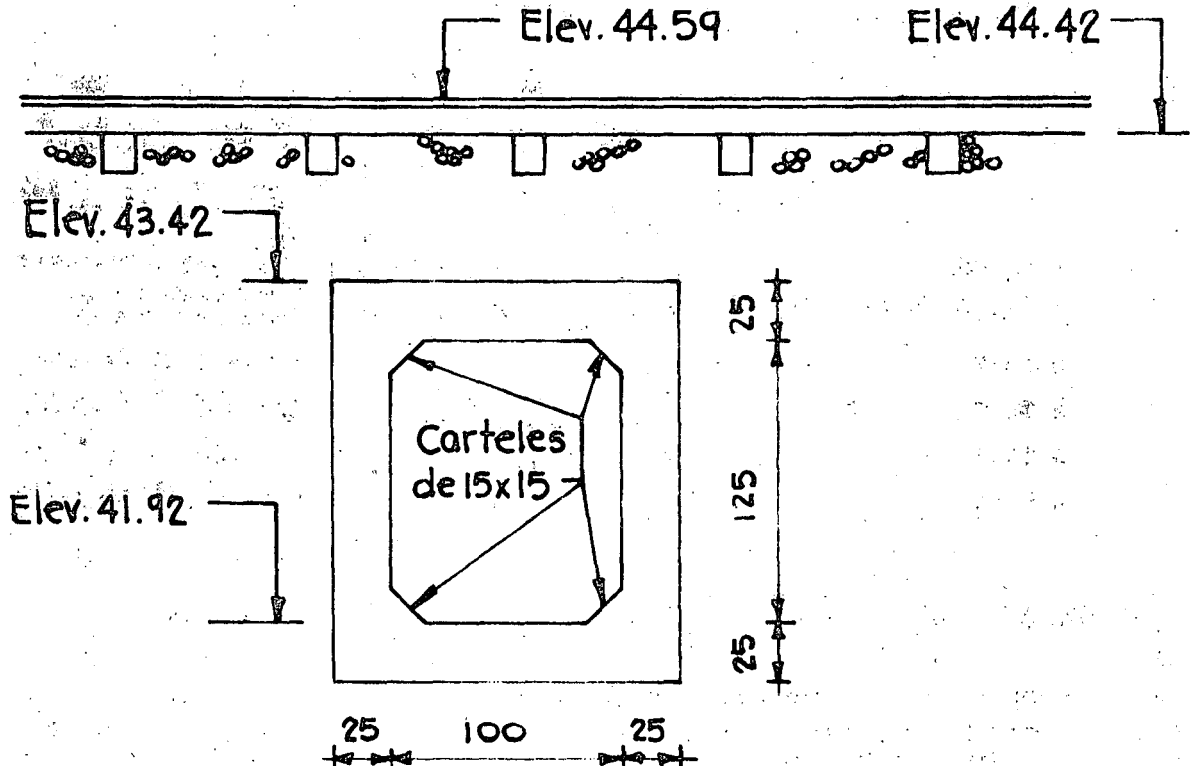
CALCULOS ESTRUCTURALES

Consideramos el conducto vacio y sujeto a cargas exte---
riores.



DATOS DEL PROYECTO

Elevación del homgo del riel	44.59 m
Elevación del lecho superior del conducto	43.42 m
Colchón de tierra	0.62 m
Colchón de balasto	0.38 m
Altura del conducto	1.25 m
Espesor supuesto de los elementos	0.25 m



CARGA MUERTA

$$W_{tierra} = 0.62 \times 1800 = 1116 \text{ kg/m}^2$$

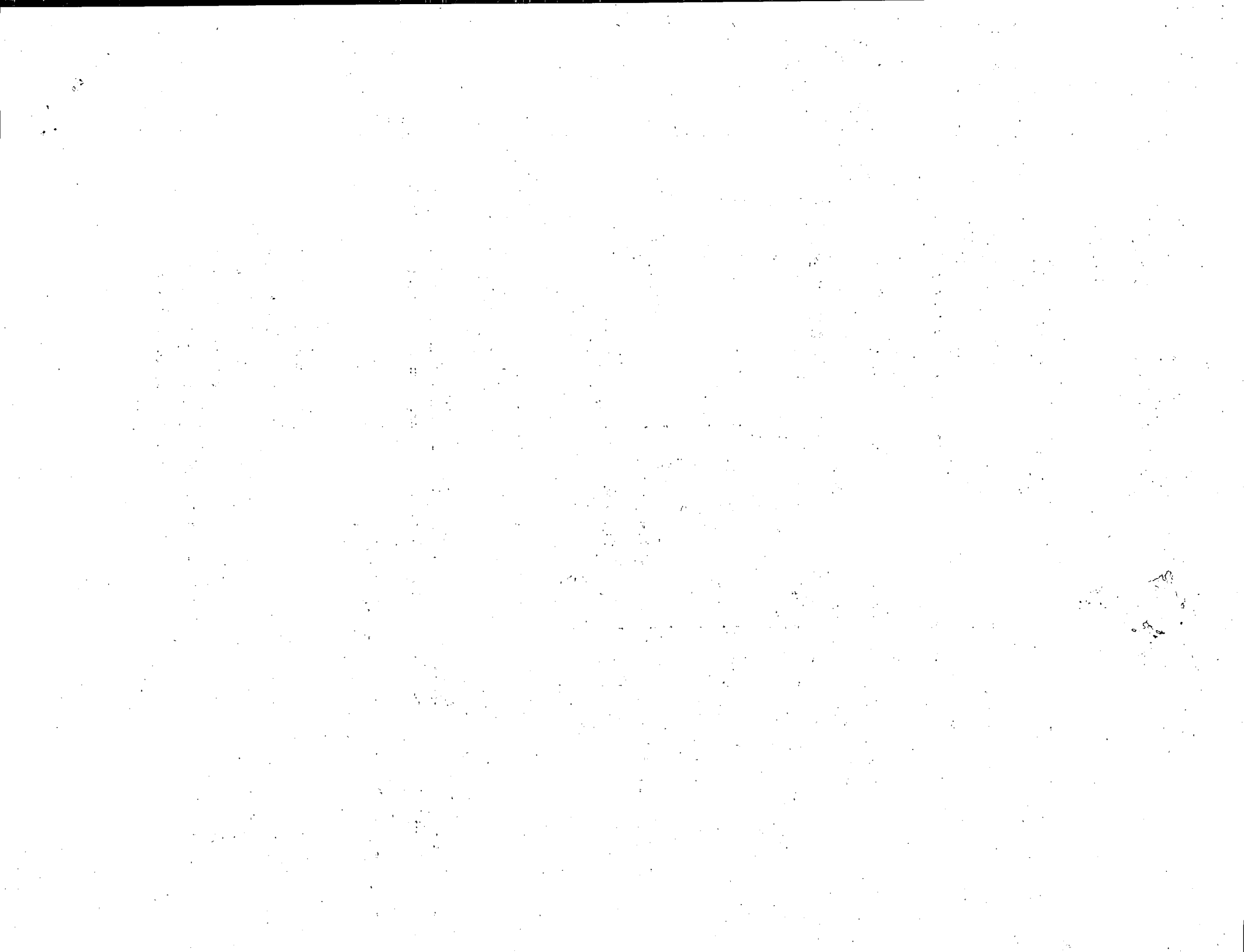
$$W_{(via+balasto+accesorios)} = 575 \text{ kg/m}^2$$

$$W_{cm} = 1691 \text{ kg/m}^2$$

CARGA VIVA - COOPER E-60

$$W_{cv} = 5200 \text{ kg/m}^2$$

$$W_{impacto} = K \left[\frac{cv}{cv+cm} \right] cv = 3924 \text{ kg/m}^2$$



$$K = 1$$

CARGA SOBRE LOSA SUPERIOR

$$W_{cm} + W_{cv} + W_{imp} + W_{pp} = 1691 + 5200 + 3924 + 600 = 11415 \text{ kg/m}^2$$

$$W_1 = 11415 \text{ kg/m}^2$$

CARGA SOBRE LOSA INFERIOR

$$W_{\text{conducto}} = (1.75 \times 1.50 - 1.205) 2400 = 3408 \text{ kg/m}$$

$$\text{Peso conducto/m}^2 = \frac{3.408}{1.50} = 2.272 \text{ kg/m}^2$$

REACCION DEL TERRENO

$$RT = 1691 + 5200 + 3924 + 2272 = 13087 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Peso propio losa inferior} = 0.25 \times 2400 = 600 \text{ kg/m}^2$$

$$W_2 = RT - W_{P_o P_o} = 13087 - 600 = 12487 \text{ kg/m}^2$$

ESFUERZO DE COMPRESION EN EL TERRENO

$$F_{(+)} = 1.3087 \text{ kg/cm}^2$$

CARGA SOBRE PAREDES LATERALES

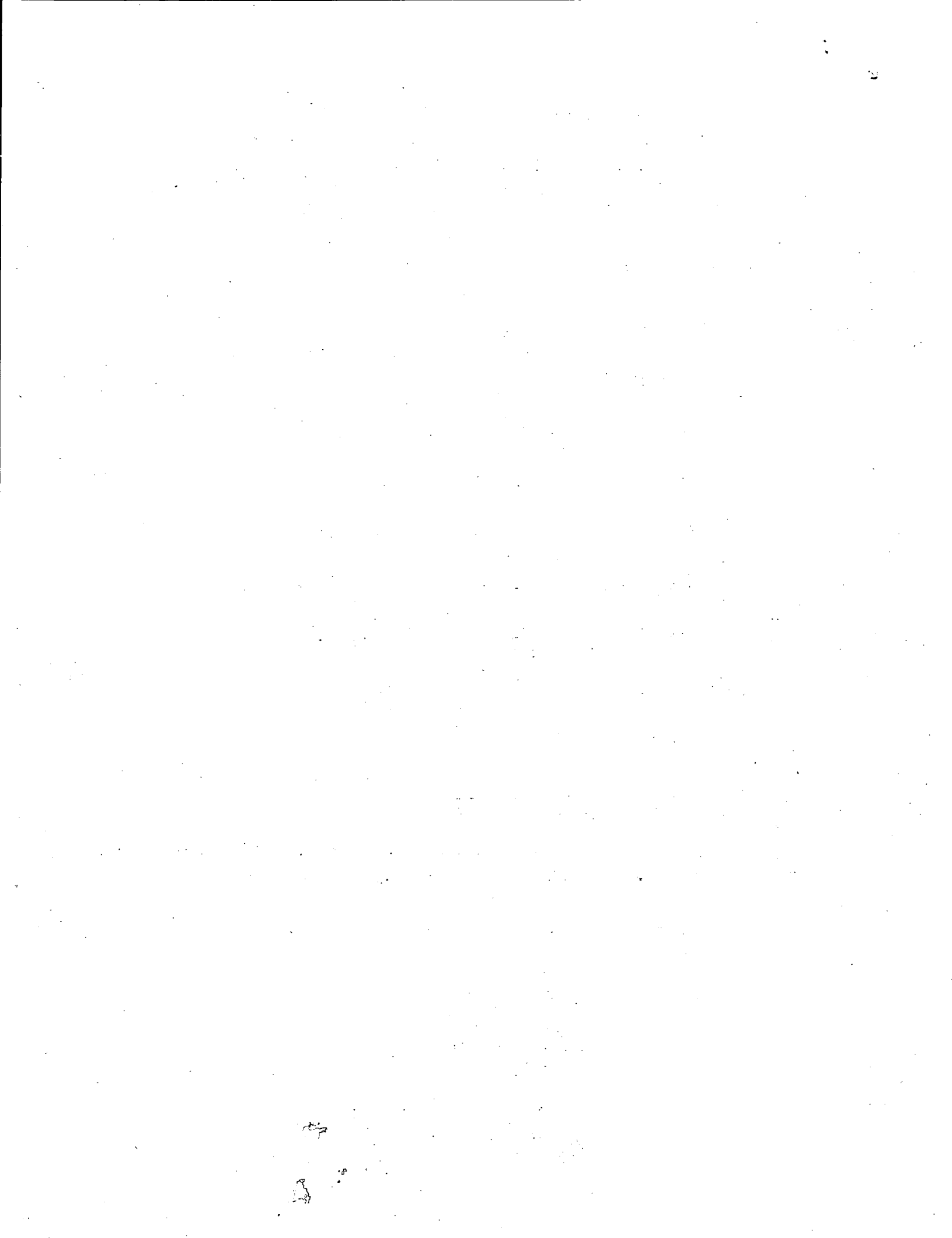
Se considera que las presiones actúan sobre la pared, -
entre los ejes de las losas superior e inferior.

SOBRECARGA DEBIDA A LA CARGA VIVA

$$h_v = \frac{5200}{1800} = 2.89 \text{ m}$$

$$\text{ESPESOR DEL TERRAPLEN} = 1.00 \text{ m}$$

$$H_T = 3.89 \text{ m}$$



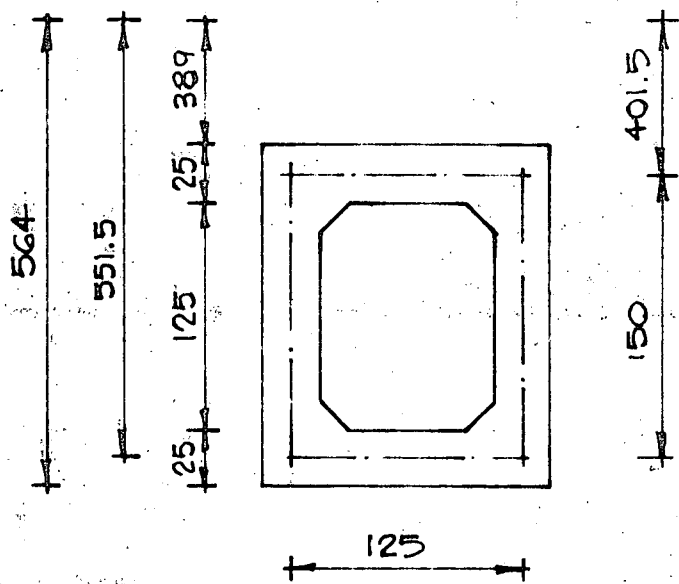
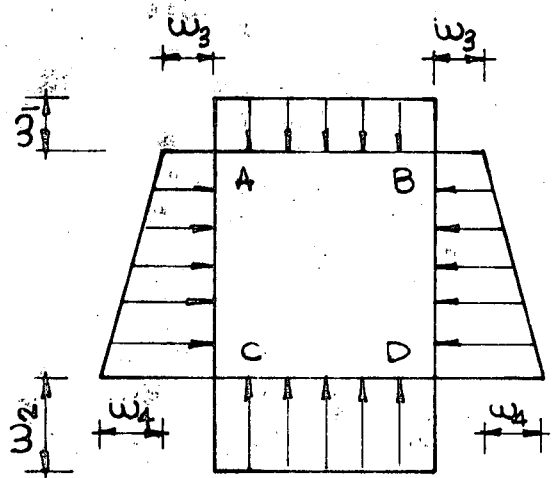


DIAGRAMA DE CARGAS



$$w_1 = 11415 \text{ kg/m}^2$$

$$w_2 = 12487 \text{ kg/m}^2$$

$$w_3 = 0.286 \times 1800 \times 4.015 = 2067 \text{ kg/m}^2$$

$$w_5 = 0.286 \times 1800 \times 5.515 = 2839 \text{ kg/m}^2$$

$$w_4 = w_5 - w_3 = 2839 - 2067 = 772 \text{ kg/m}^2$$

MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO INICIALES

$$M_{AB} = M_{BA} = \frac{w_1 l^2}{12} = \frac{11415 \times 1.25^2}{12} = 1486 \text{ kg-m}$$

$$M_{CD} = M_{DC} = \frac{w_2 l^2}{12} = \frac{12487 \times 1.25^2}{12} = 1626 \text{ kg-m}$$

$$M_{AC} = M_{BD} = \frac{w_3 l^2}{12} + \frac{w_4 l^2}{30} = \frac{2067 \times 1.5^2}{12} + \frac{772 \times 1.5^2}{30} = 388 + 58 = 446 \text{ kg-m}$$

$$M_{CA} = M_{DB} = \frac{w_3 l^2}{12} + \frac{w_4 l^2}{20} = 388 + 86 = 474 \text{ kg-m}$$

RIGIDECES

$$K = \frac{4EI}{L} \quad 4EI = \text{CTE.}$$



ELEMENTOS HORIZONTALES: $K_1 = \frac{1}{1.25} = 0.80$

ELEMENTOS VERTICALES: $K_2 = \frac{1}{1.50} = 0.667$
 $\Sigma K = 1.467$

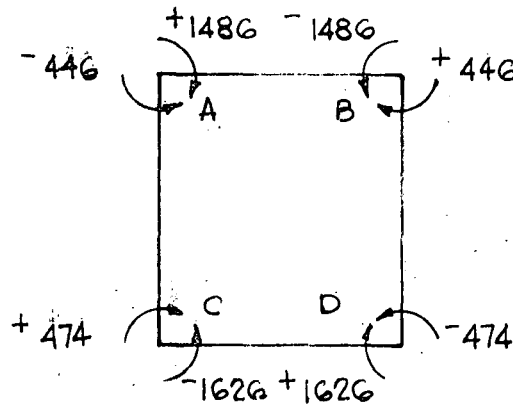
FACTORES DE DISTRIBUCION

ELEMENTOS AB y CD:

$F_D = \frac{0.80}{1.467} = 0.55$

ELEMENTOS AC y BD:

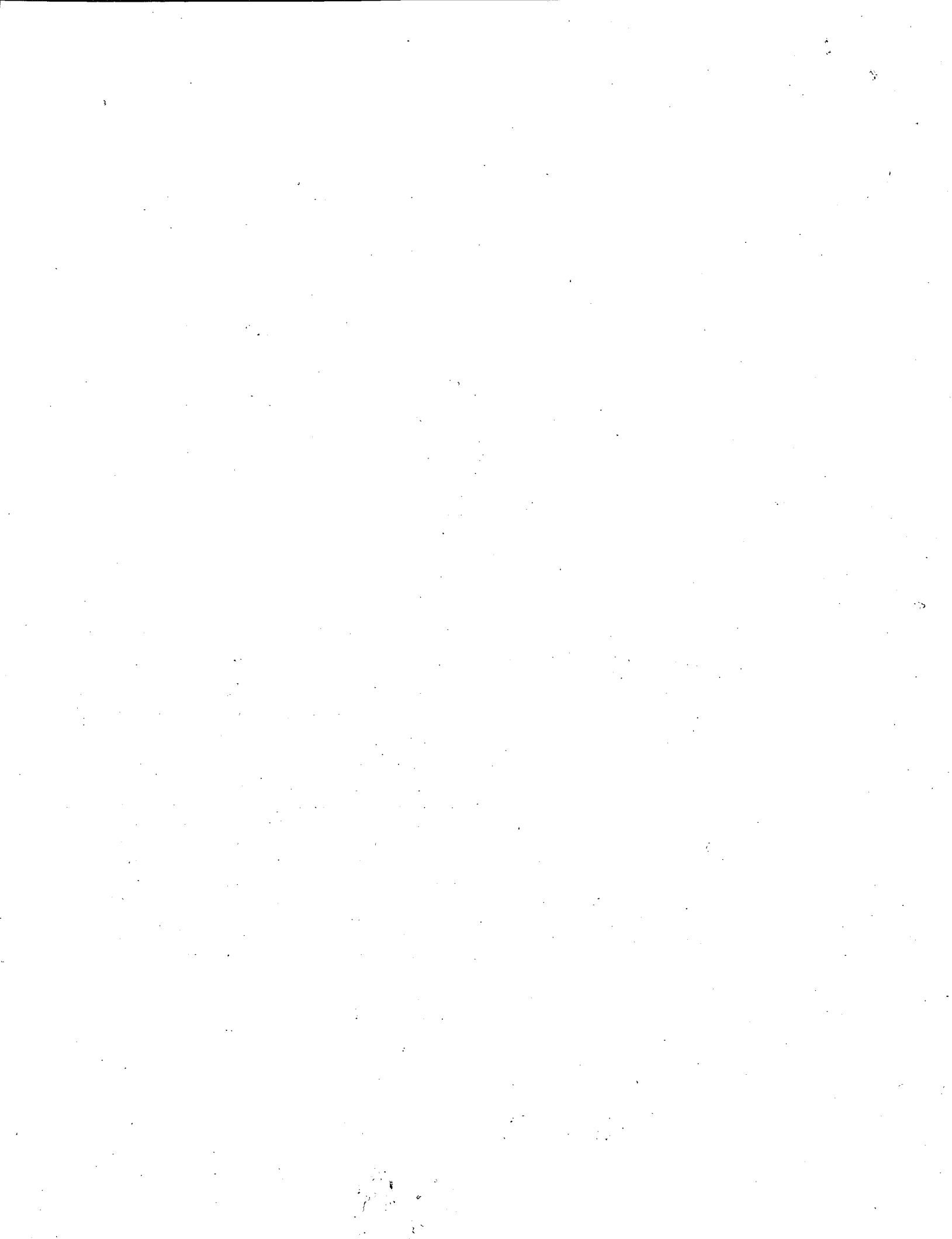
$F_D = \frac{0.667}{1.467} = 0.45$

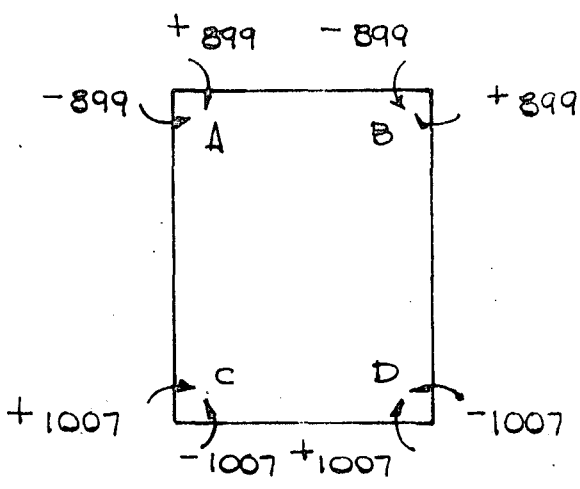


CALCULO DE MOMENTOS FINALES POR EL METODO DE CROSS

NUDO	A		B		D		C	
BARRA	AC	AB	BA	BD	DB	DC	CD	CA
F_D	0.45	0.55	0.55	0.45	0.45	0.55	0.55	0.45
M_e	- 446	+ 1486	- 1486	+ 446	- 474	+ 1626	- 1626	+ 474
M_d	- 468	- 572	+ 572	+ 468	- 518	- 634	+ 634	+ 518
M_t	+ 259	+ 286	- 286	- 259	+ 234	+ 317	- 317	- 234
M_d	- 245	- 300	+ 300	+ 245	- 248	- 303	+ 303	+ 248
M_t	+ 124	+ 150	- 150	- 124	+ 122	+ 151	- 151	- 122
M_d	- 123	- 151	+ 151	+ 123	- 123	- 150	+ 150	+ 123
M_F	- 899	+ 899	- 899	+ 899	-1007	+ 1007	- 1007	+1007

DIAGRAMA DE MOMENTOS FINALES





CORTANTES AL EJE, AL PAÑO Y AL CARTEL

BARRA AB:

$$V_{isost} = \frac{W_1 l_1}{2} = \frac{11415 \times 1.25}{2} = 7134 \text{ kg}$$

$$V_{HIPER} = 0$$

$$V_{AB(E)} = 7134 \text{ kg}$$

$$V_P = V_E - W_1 X_1 = 7134 - 11415 \times 0.125 = 5707 \text{ kg}$$

$$V_C = V_E - W_1 X_2 = 7134 - 11415 \times 0.275 = 3995 \text{ kg}$$

BARRA CD:

$$V_{isost} = \frac{W_2 l_1}{2} = \frac{12487 \times 1.25}{2} = 7804 \text{ kg}$$

$$V_{HIPER} = 0$$

$$V_{CD(E)} = 7804 \text{ kg}$$

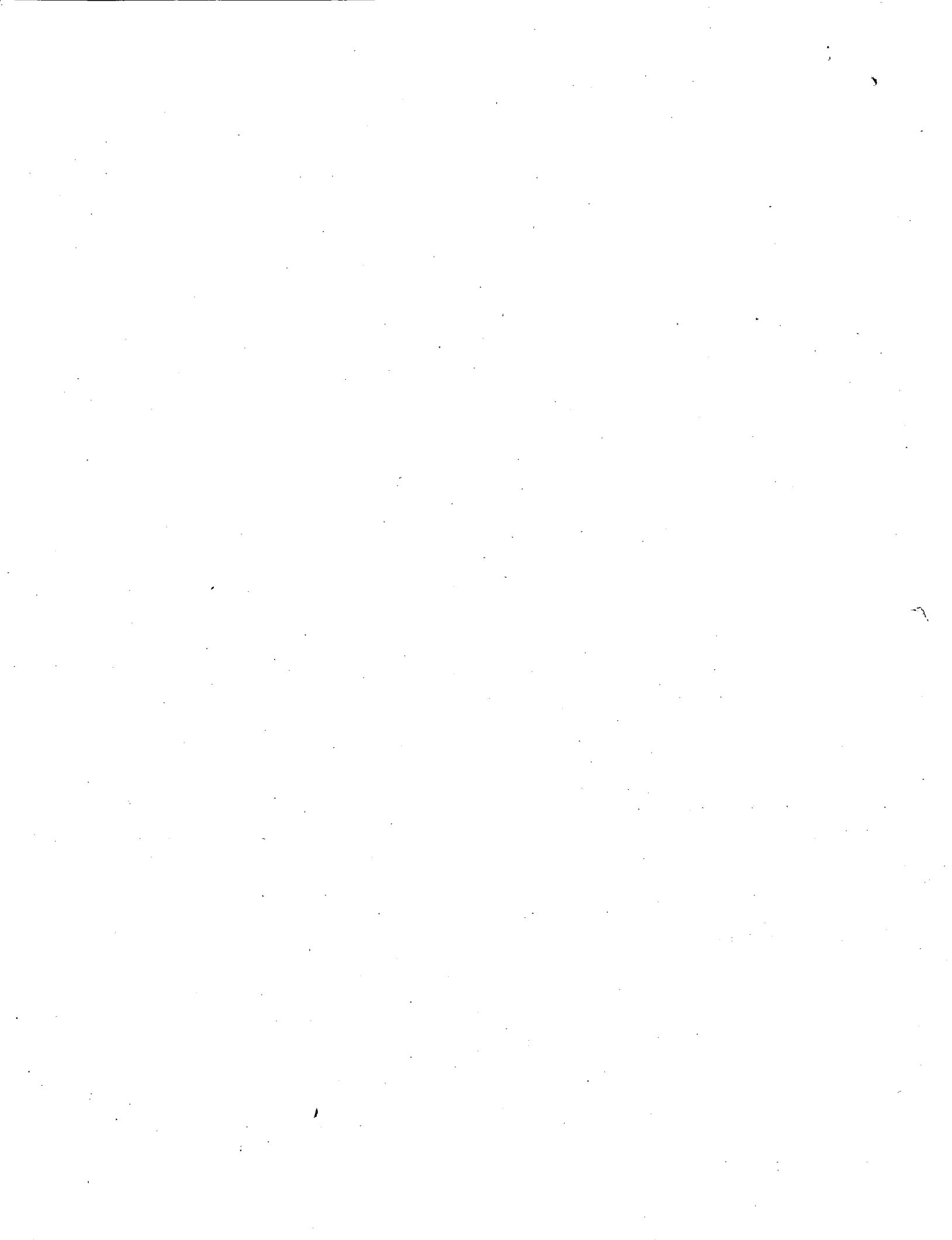
$$V_P = V_E - W_2 X_1 = 7804 - 1561 = 6243 \text{ kg}$$

$$V_C = V_E - W_2 X_2 = 7804 - 3434 = 4370 \text{ kg}$$

BARRA AC:

$$V_{isost} = \frac{W_3 l_2}{2} + \frac{W_4 l_2}{6} = \frac{2067 \times 1.5}{2} + \frac{772 \times 1.5}{6}$$

$$V_{isost} = 1550 + 193 = 1743 \text{ kg}$$



$$V_{\text{HIPER}} = \frac{M_{CA} - M_{AC}}{l_2} = \frac{1007 - 899}{1.5} = 72 \text{ kg}$$

$$V_{AC(E)} = 1743 - 72 = 1671 \text{ kg}$$

$$V_{CA, \text{isost}} = \frac{2067 \times 1.5}{2} + \frac{772 \times 1.5}{3} = 1550 + 386 = 1936 \text{ kg}$$

$$V_{CA(E)} = 1936 + 72 = 2008 \text{ kg}$$

$$V_{AC(P)} = V_E - W_1 X_1 - \frac{W_4 X_1^2}{2L} = 1671 - 2067 (0.125) - \frac{772 (0.125)^2}{2L}$$

$$V_{AC(P)} = 1671 - 258 - 4 = 1409 \text{ kg}$$

$$V_{AC(C)} = V_E - W_3 X_2 - \frac{W_4 X_2^2}{2L} = 1671 - 2067 (0.275) - \frac{772 (0.275)^2}{2 \times 1.5}$$

$$V_{AC(C)} = 1671 - 568 - 19 = 1084 \text{ kg}$$

$$V_{CA(C)} = V_E - W_3 X_3 - \frac{W_4 X_3^2}{2L} = 1671 - 2067 (1.225) - \frac{772 (1.225)^2}{3}$$

$$V_{CA(C)} = 1671 - 2532 - 386 = -1247 \text{ kg}$$

$$V_{CA(P)} = V_E - W_3 X_4 - \frac{W_4 X_4^2}{2L} = 1671 - 2067 (1.375) - \frac{772 (1.375)^2}{3}$$

$$V_{CA(P)} = 1671 - 2842 - 487 = -1658 \text{ kg}$$

LOCALIZACION Y CALCULO DE LOS MOMENTOS MAXIMOS POSITIVOS.

BARRA AB:

El momento máximo positivo se presenta a la mitad del claro, luego:

$$M_{AB(+)} = V_{AB} X - \frac{W_1 X^2}{2} + M_{AB} = 7134 \times 0.625 - \frac{11415 \times 0.625^2}{2} - 899$$

$$M_{AB(+)} = 1330 \text{ kg-m}$$

BARRA CD:

$$M_{CD(+)} = 7804 (0.625) - \frac{12487 \times 0.625^2}{2} - 1007 = 1432 \text{ kg-m}$$



BARRA AC :

CONSIDERAMOS X A PARTIR DE A

$$X = \frac{-V_3 \pm \sqrt{V_3^2 + 2 \frac{V_{AC(E)} W_4}{L}}}{\frac{W_4}{L}} = \frac{-2067 \pm \sqrt{(2067)^2 + 2 \frac{1671 \times 772}{1.5}}}{\frac{772}{1.5}}$$

$$X = \frac{-2067 \pm 2448}{514.66} = \frac{381}{514.66} = 0.74 \text{ m}$$

$$M_{AC(+)} = 1671 \times 0.74 - \frac{2067 \times 0.74^2}{2} - \frac{772 \times 0.74^3}{6 \times 1.5} = 899$$

$$M_{AC(+)} = 194 \text{ kg-m}$$

MOMENTOS NEGATIVOS A LOS PAÑOS

BARRA AB:

$$M_{AB(D)} = V_{AB(E)} X - \frac{W_1 X^2}{2} - M_{AB} = 7134 \times 0.125 - \frac{11415 (0.125)^2}{2} = 899$$

$$M_{AB(D)} = -96 \text{ kg-m}$$

BARRA CD:

$$M_{CD(D)} = V_{CD(E)} X - \frac{W_2 X^2}{2} + M_{CD} = 7804 (0.125) - \left(\frac{12487 \times (0.125)^2}{2} \right) = 1007$$

$$M_{CD(D)} = -129 \text{ kg-m}$$

BARRA AC:

$$M_{AC(D)} = V_{AC(E)} X - \frac{W_3 X^2}{2} - \frac{W_4 X^3}{6 L} + M_{AC}$$

$$M_{AC(D)} = 1671 (0.125) - \frac{2067 \times (0.125)^2}{2} - \frac{772 (0.125)^3}{6 \times 1.5} = 899$$

$$M_{AC(D)} = -706 \text{ kg}$$

$$M_{CA(D)} = V_{AC(E)} X - \frac{W_3 X^2}{2} - \frac{W_4 X^3}{6 L} + M_A$$

$$M_{CA(D)} = 1671 (1.375) - \frac{2067 \times (1.375)^2}{2} - \frac{772 \times (1.375)^3}{9} = 899$$

$$M_{CA(D)} = -778 \text{ kg-m}$$

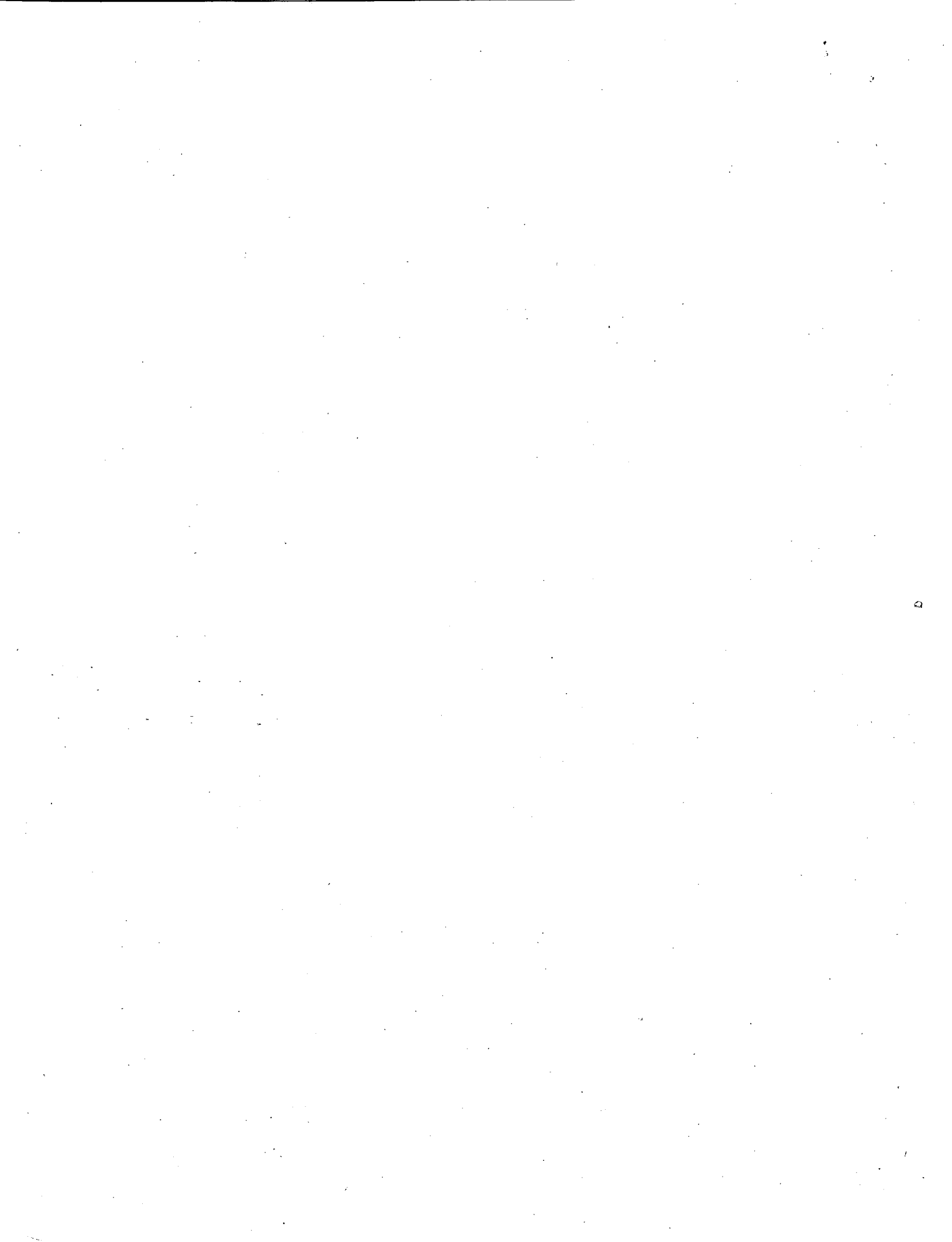
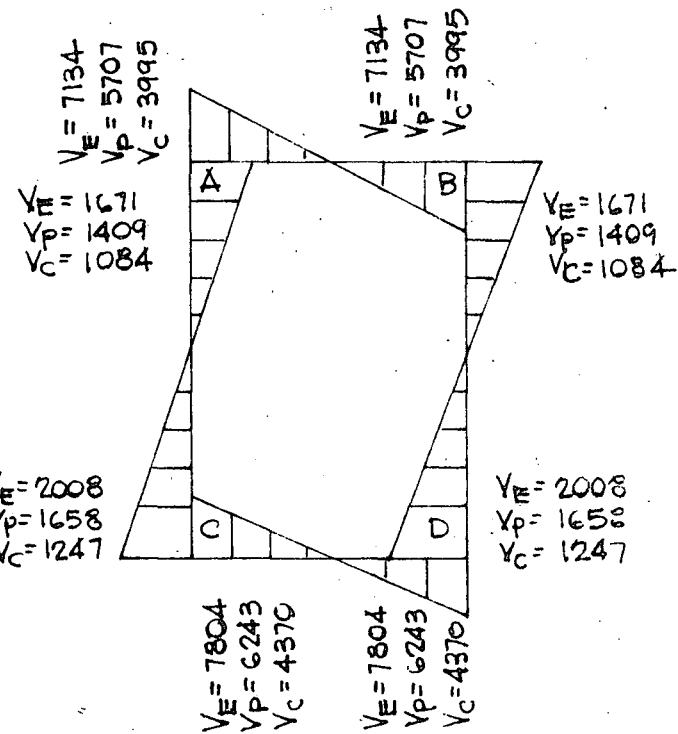
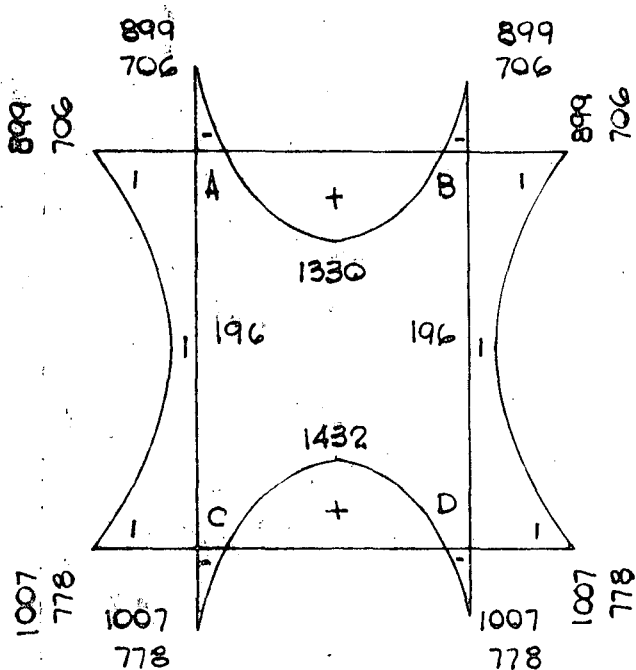


DIAGRAMA DE MOMENTOS

DIAGRAMA DE CORTANTES



DISÑO

- $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- $f_s = 1400 \text{ kg/cm}^2$
- $f_c = 0.45 f'c = 94.5 \text{ kg/cm}^2$
- $v_c = 0.202 f'c = 4.23 \text{ kg/cm}^2$
- $n = 9.7$
- $k = 0.395$
- $J = 0.868$
- $K = 16.200$
- $\alpha_c = 0.248$

El peralte se calculará con el valor del momento máximo, ya sea positivo o al paño o con el valor del cortante al paño.

FOR MOMENTO:

$$d_M = \alpha_c \sqrt{\frac{M_{MAX}}{f_c}} = 0.248 \sqrt{\frac{1432}{4.23}} = 9.4 \text{ cm}$$

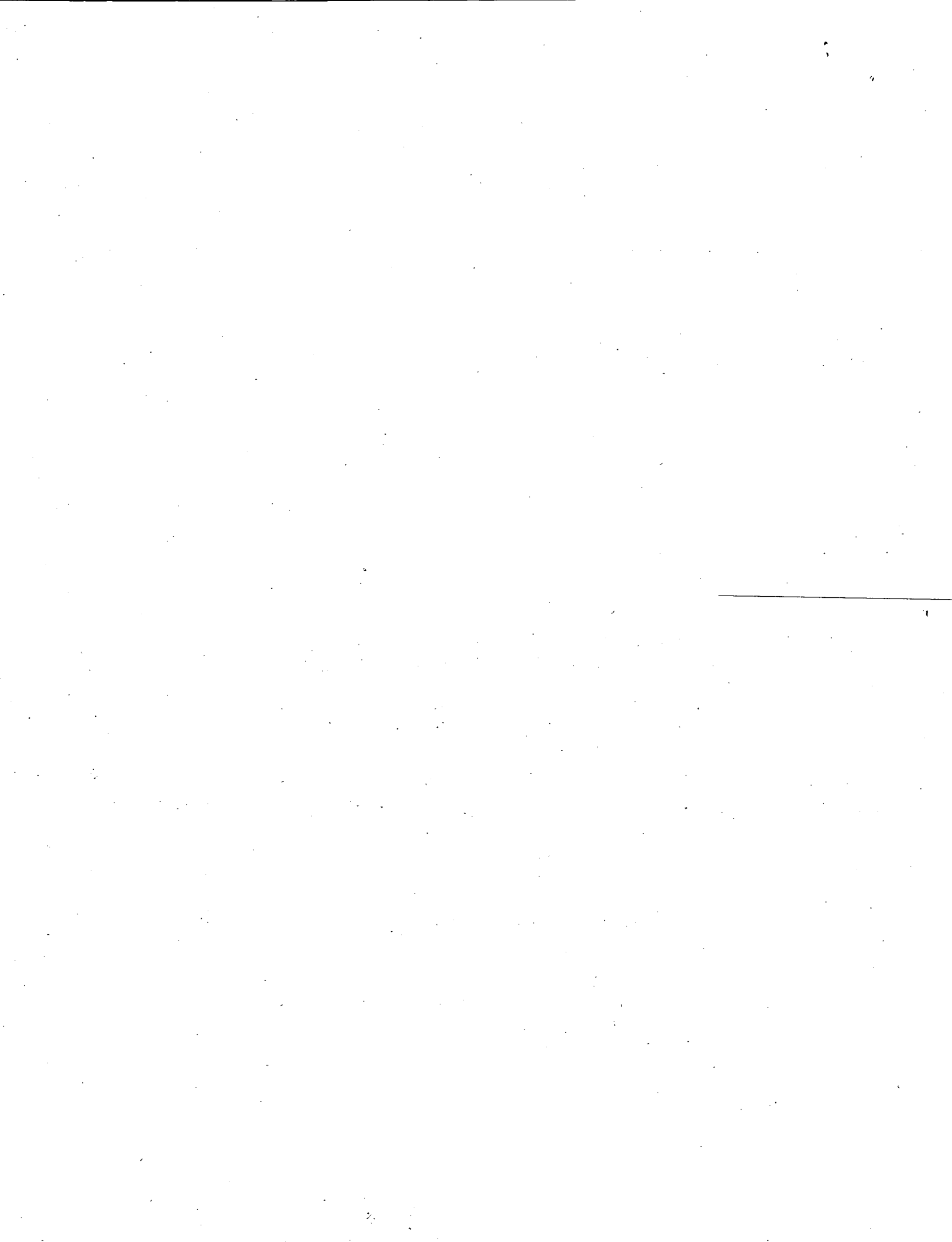
FOR CORTANTE:

$$d_V = \frac{V_p}{v_c \pi b} = \frac{6243}{4.23 \times 100} = 14.8 \text{ cm}$$

SE ADOPTARA:

$$H = 25 \text{ cm}$$

ACERO NEGATIVO



El área de acero se calculará con el valor del momento al paño o por adherencia con el valor del cortante al cartel.

$$A_s = \frac{M}{f_s J d}$$

$$A_s = \frac{77800}{1400 \times 0.868 \times 20} = 3.20 \text{ cm}^2$$

Vars 1/2" ϕ @ 25

POR ADHERENCIA

$$\sum o = \frac{V_c}{J d} \quad \mu = \frac{23 f'c}{D} = \frac{33.33}{D} < 25 \text{ kg/cm}^2$$

Para vars 1/2" ϕ , se tiene

$$\mu = \frac{33.33}{1.27} = 26.244$$

$$\sum o = \frac{4370}{25 \times 0.868 \times 17.5} = 11.5 \text{ cm} < 16 \text{ cm}$$

Se adopta vars 1/2" ϕ @ 25

ACERO POSITIVO

$$A_s = \frac{143200}{1400 \times 0.868 \times 20} = 5.9 \text{ cm}^2$$

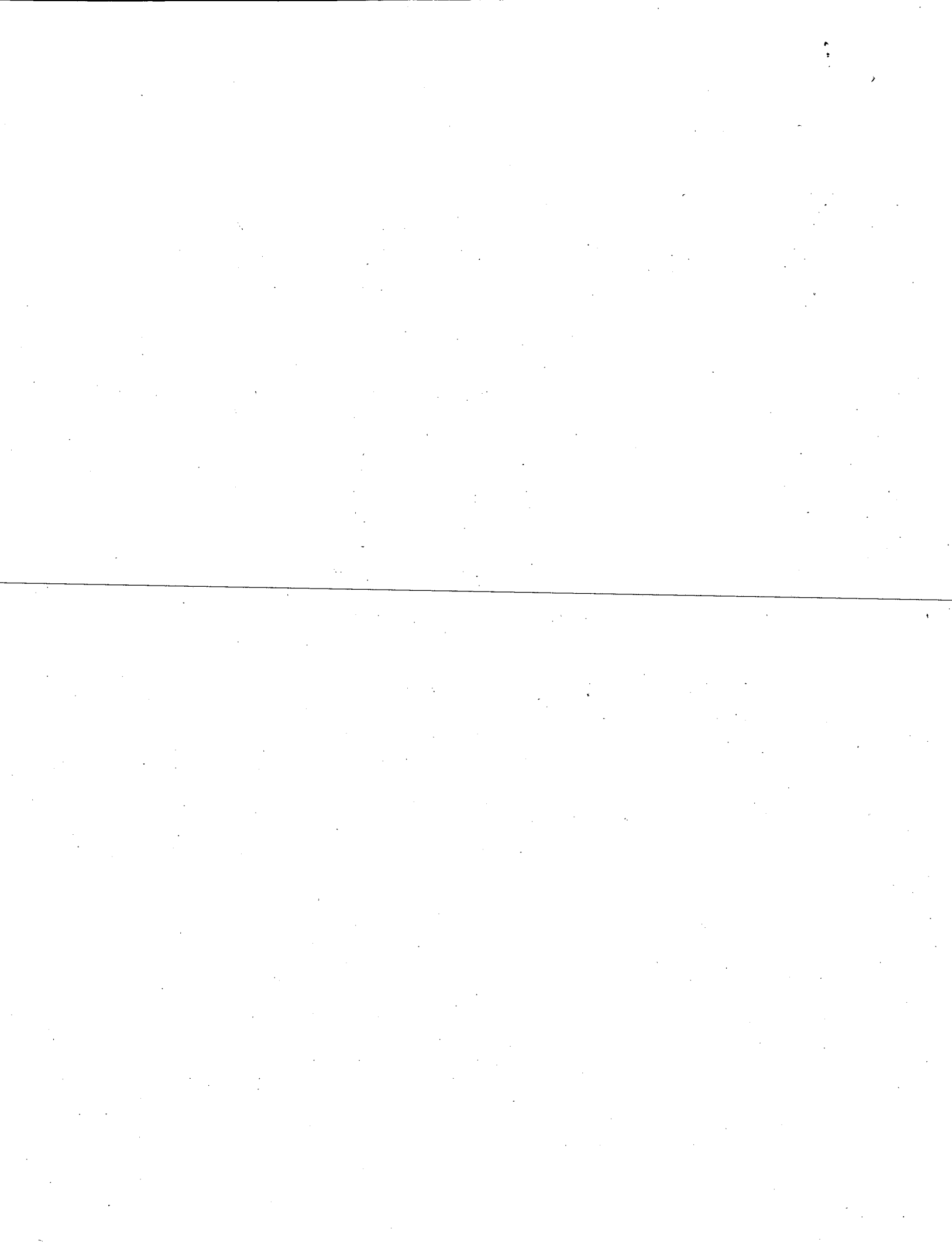
Vars 1/2" ϕ @ 20

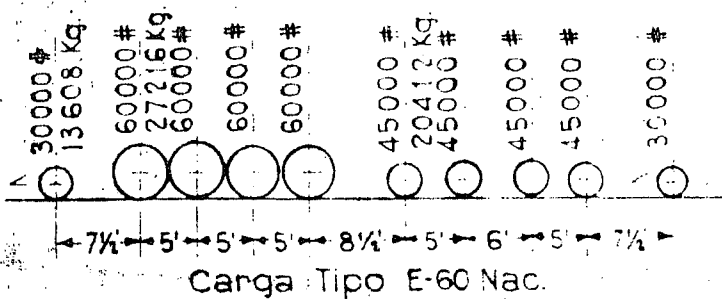
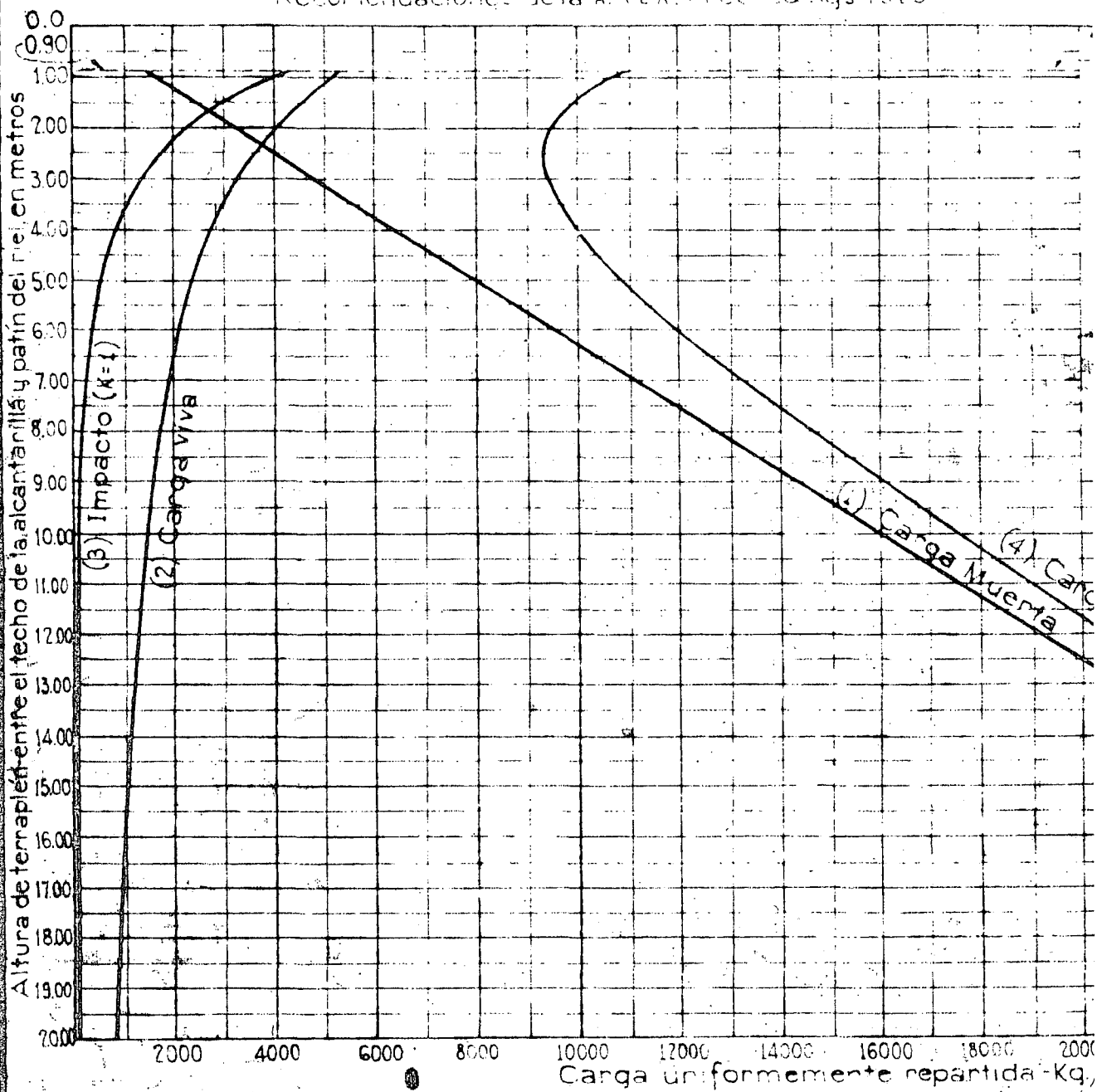
ACERO POR TEMPERATURA

$$A_{s_t} = 0.0015 \times 25 \times 100 = 3.75 \text{ cm}^2$$

Se adopta:

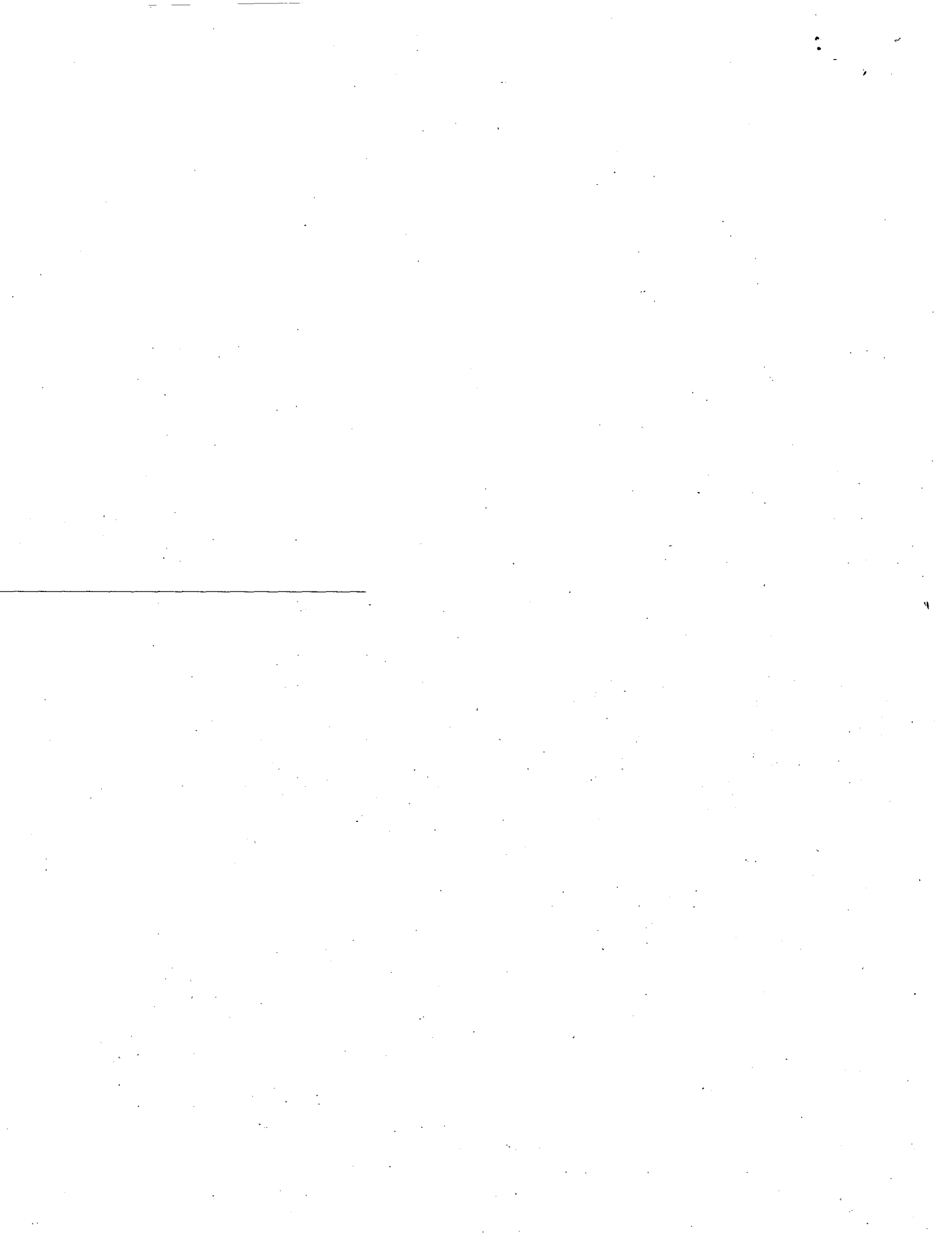
Vars 1/2" ϕ @ 25



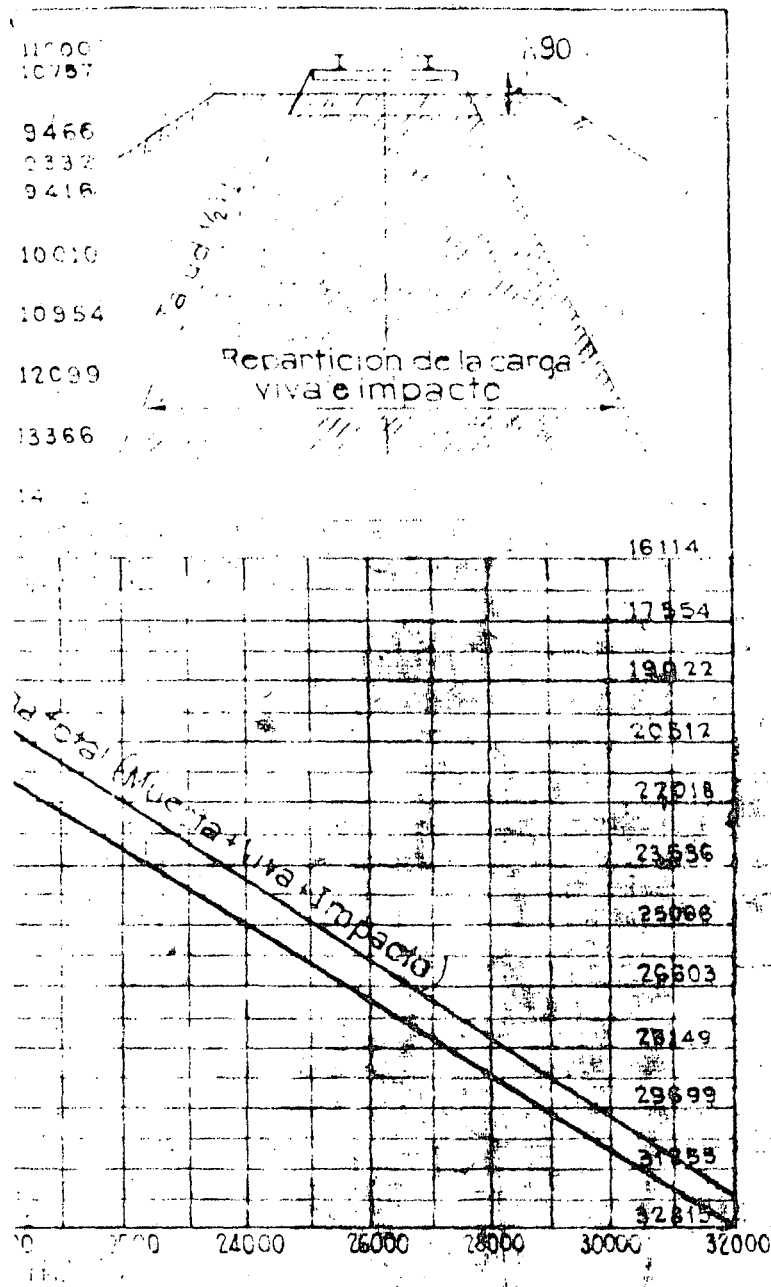


Peso de la Via/por m. l.
 Rieles 100 #, Kg. $49.6 \cdot 2 =$ Kg. 100
 Dts. m³ $0.0878 \cdot 800 \cdot 2 =$ 140
 Accesorios de vía $=$ 30
 Balasto m³ $1.117 \cdot 1900 =$ 2120
 Peso por m. l. Kg. 2390
 Peso sobre el plano de formación = Kg. $2390/4.16 =$ Kg. 575/m²

CARGA MUERTA - El peso del terraplén. Cuando el material de que este tipicará el valor dado por el diagrama. Se supone que todo el prisma de la masa del terraplén no se verifica. En el cálculo del diagrama se y del balasto kg 2120 o sea: Vicho de m. 4.16.
CARGA VIVA - Según datos obran como cargas uniformes (3') bajo el patín del riel, hacia adentro entre el patín del riel y el siderarón las cargas vivas y se. Se supone que la carga viva



Valores correspondientes a la carga total Kg./m²



aplen se considera de 1600 Kg./m² (100#/pies²).
 constituido tenga un peso específico mayor se multiplicará por el coeficiente que corresponda.
 a vertical de tierra que está sobre la alcantarilla sin que exista ninguna acción como arco después esta acción es incierta y en muchos casos

e ha considerado como peso de la vía Kg. 270/m.
 a + Balasto = Kg 2390/m. o sea kg 575 /m² en un an-

ibados de experimentos, la Carga Viva y el Impacto
 mente repartidas desde una profundidad de 0.90
 ibado. Si el espesor de terraplen o balasto comprendido
 fo de la alcantarilla es menor de m 0.90, se con-
 us impactos como cargas concentradas.
 se transmite en el terraplen uniformemente, en una

Recaiculo: *L. Lopez R.*
 NG TOMAS LOPEZ R

zona limitada lateralmente por dos
 planos inclinados con talud 1/2 por 1,
 partiendo de las cabezas de los dur-
 mientes - cara superior - (En la zona
 exterior a los dos planos inclina-
 dos la carga viva origina una pre-
 sión unitaria decreciente hacia -
 fuera hasta los planos con talud
 de 1/2 por 1, en los que puede consi-
 derarse nula). - En ningún caso se
 considerará la carga viva como re-
 partida en un ancho menor de 4.00m
 (13'), a menos que el espesor del ter-
 raplen y balasto sea menor de -
 0.90 y el techo de la alcantarilla es-
 te formado por una losa compues-
 ta de unidades o piezas separadas
 por juntas longitudinales: en este ca-
 so la carga viva puede concentrarse
 en una o mas unidades y debe seguir-
 se un criterio especial para determi-
 nar la intensidad de la misma.

IMPACTO. - Se calcula con la fórmula:
 $I = K \left(\frac{V}{M} \right)$, siendo I el porcentaje que de-
 be aumentarse a la C.V. por impacto.
 V y M = las cargas vivas muertas en
 Kg./m² sobre el fondo de la alcantarilla - K = un coeficiente que en ge-
 neral puede tomarse 1.00, pero que
 tomar = 0.5).

También en los casos en que el es-
 pesor del terraplen sea menor de 0.90
 se usa esta fórmula.

NOTA: Esta grafica se tomo de
 la CP-P de Dic. de 1925 de la Em-
 presa de los P.F. C.C. Nacionales
 de Mexico y Anexos, recalculando
 los valores con las formulas que
 en ella aparecen.

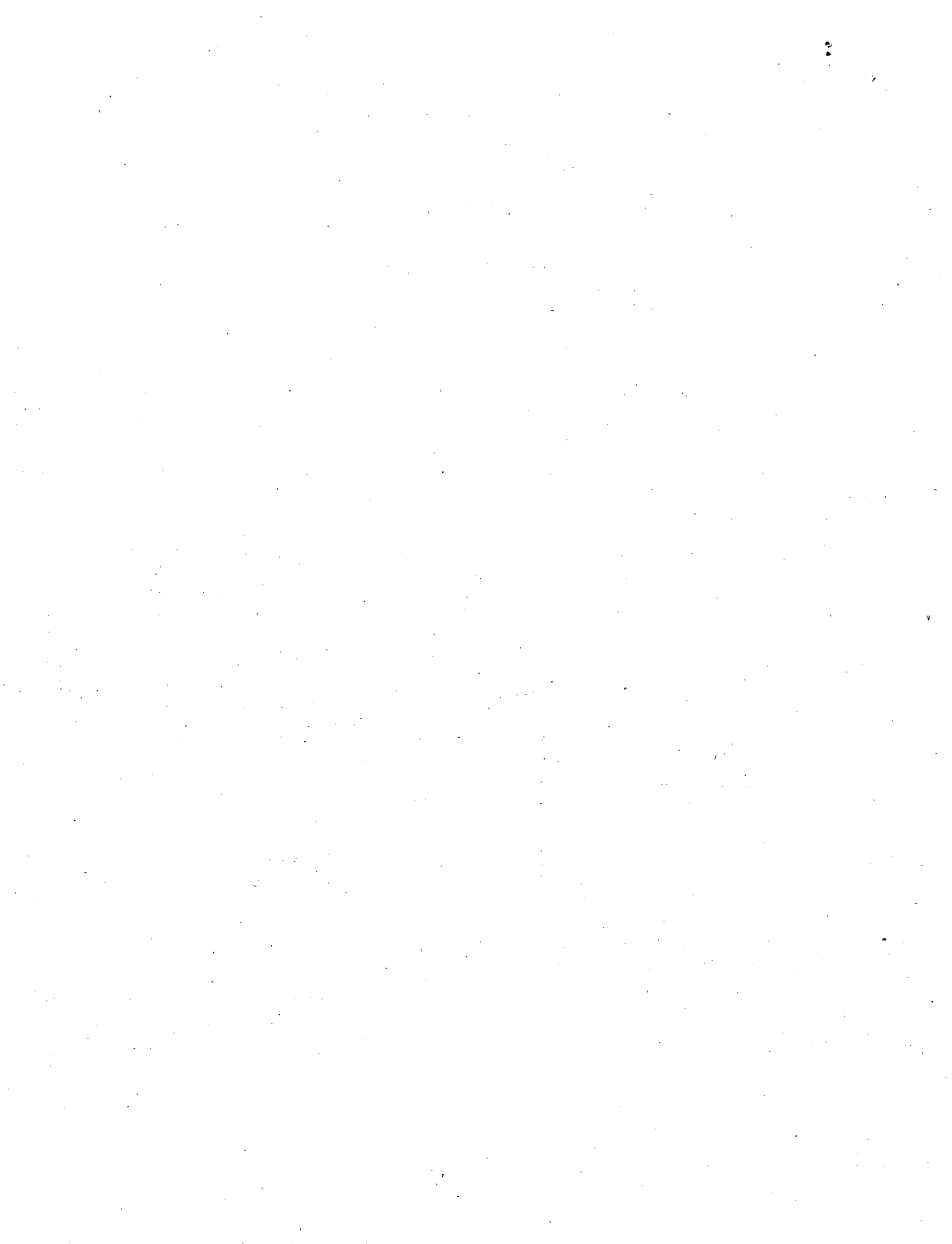
COMISION NACIONAL DE IRRIGACION
 DIRECCION DE INGENIERIA - DEPTO. DE PROYECTOS

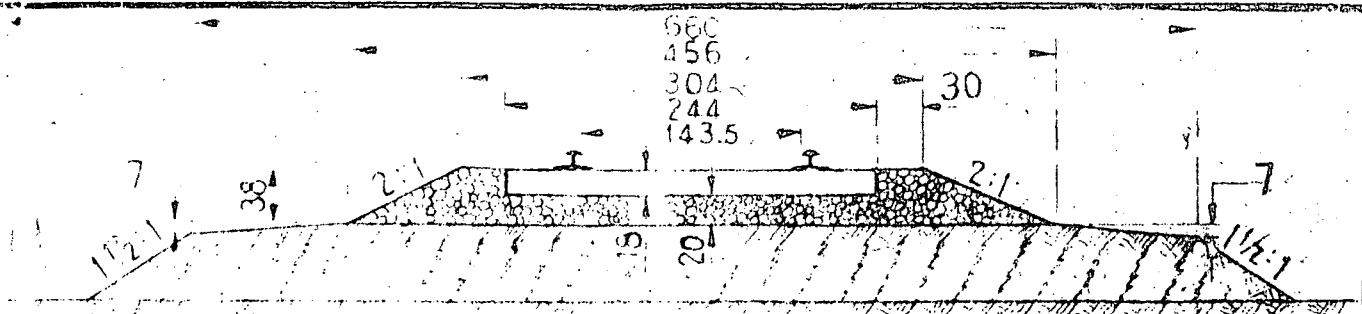
**CARGAS QUE DEBEN USARSE
 PARA EL CALCULO DE ALCAN-
 TARRILLAS DE FERROCARRIL**

Conforme: *Carlos Venegas*
 JEFE DEL DEPTO. DEPTO. CONSULTIVO

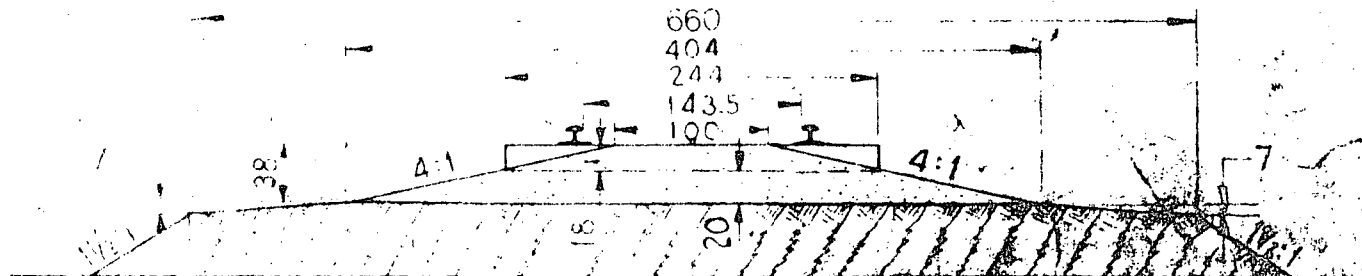
Ng. Kalajevich Aprobado
 DIRECTOR DE INGENIERIA VOCAL EJECUTIVO

MEXICO, D.F. 1925 G-C-2578

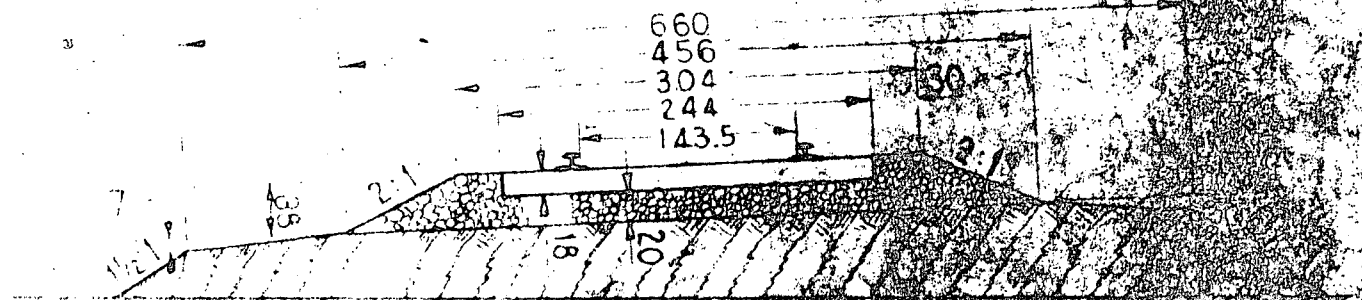




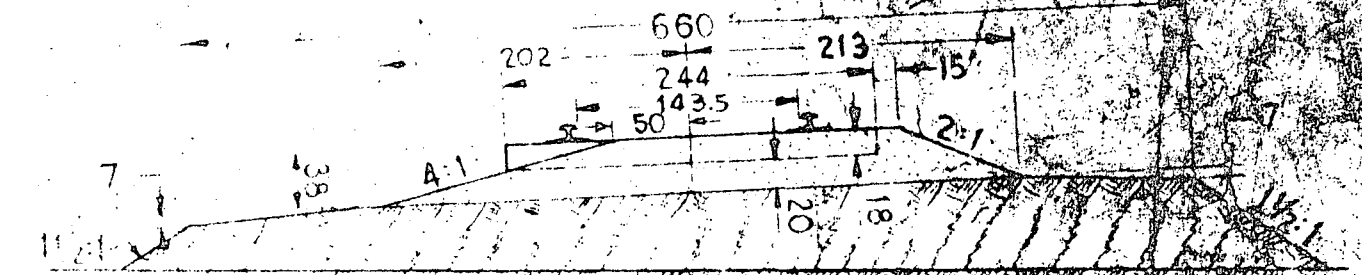
TERRAPLEN EN TANGENTE CON BALASTO PERMEABLE



TERRAPLEN EN TANGENTE CON BALASTO IMPERMEABLE



TERRAPLEN EN CURVA CON BALASTO PERMEABLE



TERRAPLEN EN CURVA CON BALASTO IMPERMEABLE

TALUDES EN CORTE:

- Tierra 1:1
- Tepetate 3/4:1
- Poca suelta 1/2:1
- Poca fija o volcánica 1/4:1

TALUDES EN TERRAPLEN:

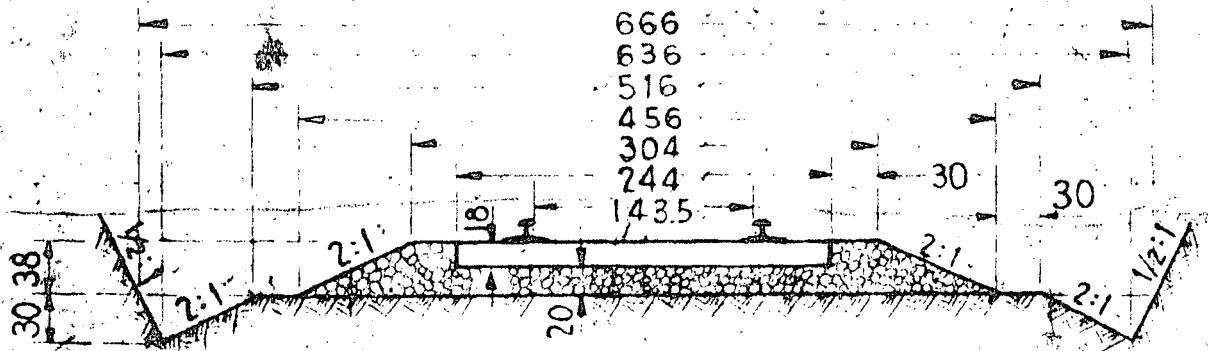
- Tierra 1 1/2:1
- Poca quebrada 1 1/4:1

Acotaciones en centímetros.

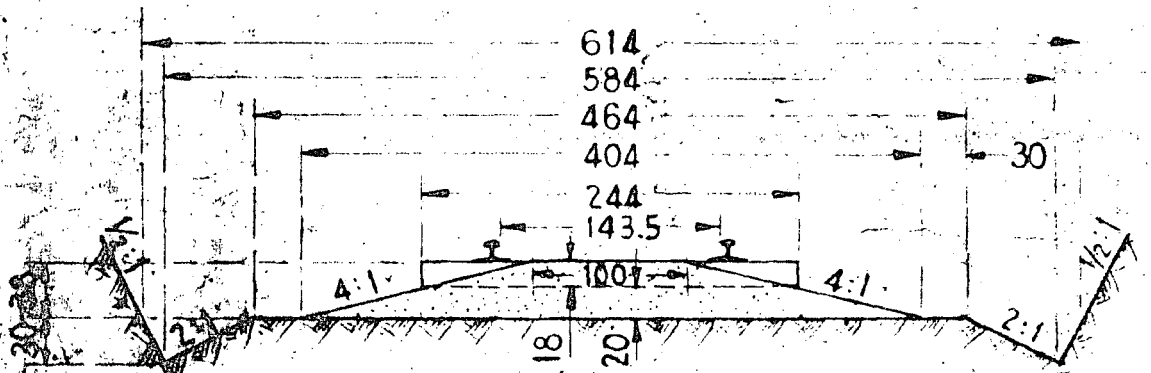
ESTE PLANO ANULA AL G-C-2547

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS	
IRRIGACION Y CONTROL DE RIOS	
DIRECCION GENERAL DE ESTUDIOS Y PROYECTOS - DEPTO. PROYECTOS	
SECCIONES TIPO DE CORTE Y TERRAPLEN DE LOS FERROCARRILES NACIONALES	
Conforme:	<i>[Signature]</i>
JEFE DEL DEPTO.	DIRECTOR DE EST. Y PROJ. DEPTO. CONSULTIVO
Aprobo:	<i>[Signature]</i>
INGENIERO EN JEFE	SECRETARIO
MEXICO, D.F.	G-C-3203
MARZO-1947	

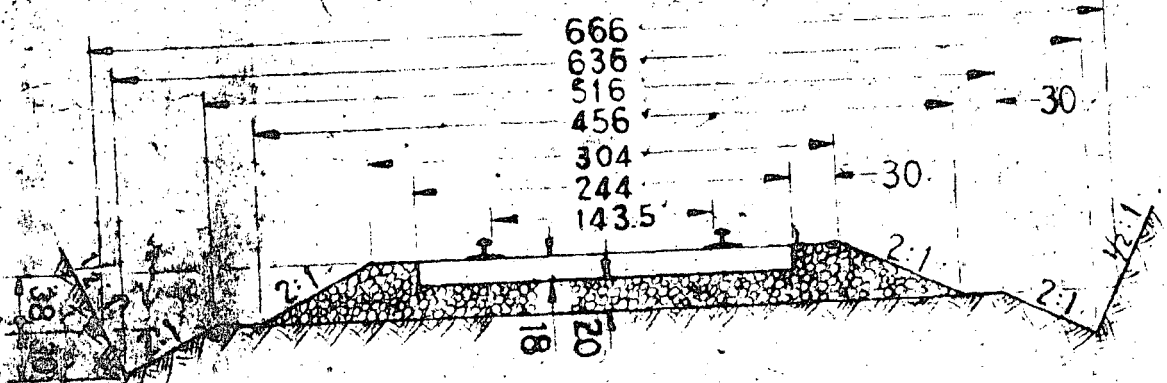




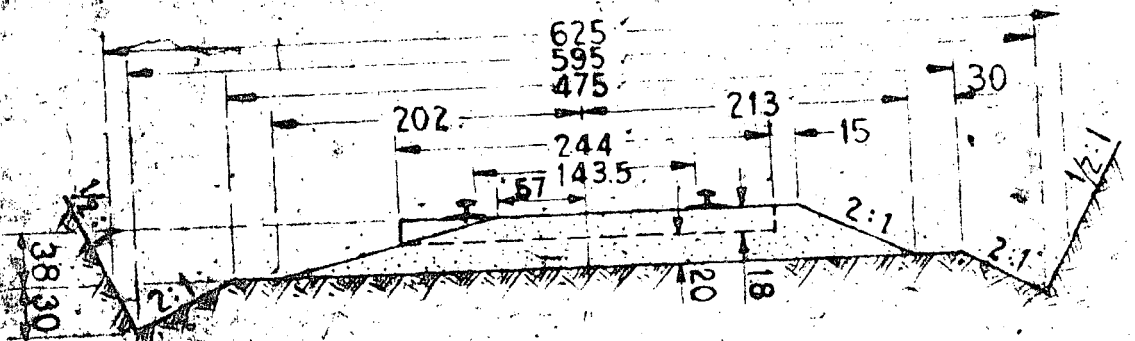
EXCAVACION EN TANGENTE CON BALASTO PERMEABLE



EXCAVACION EN TANGENTE CON BALASTO IMPERMEABLE



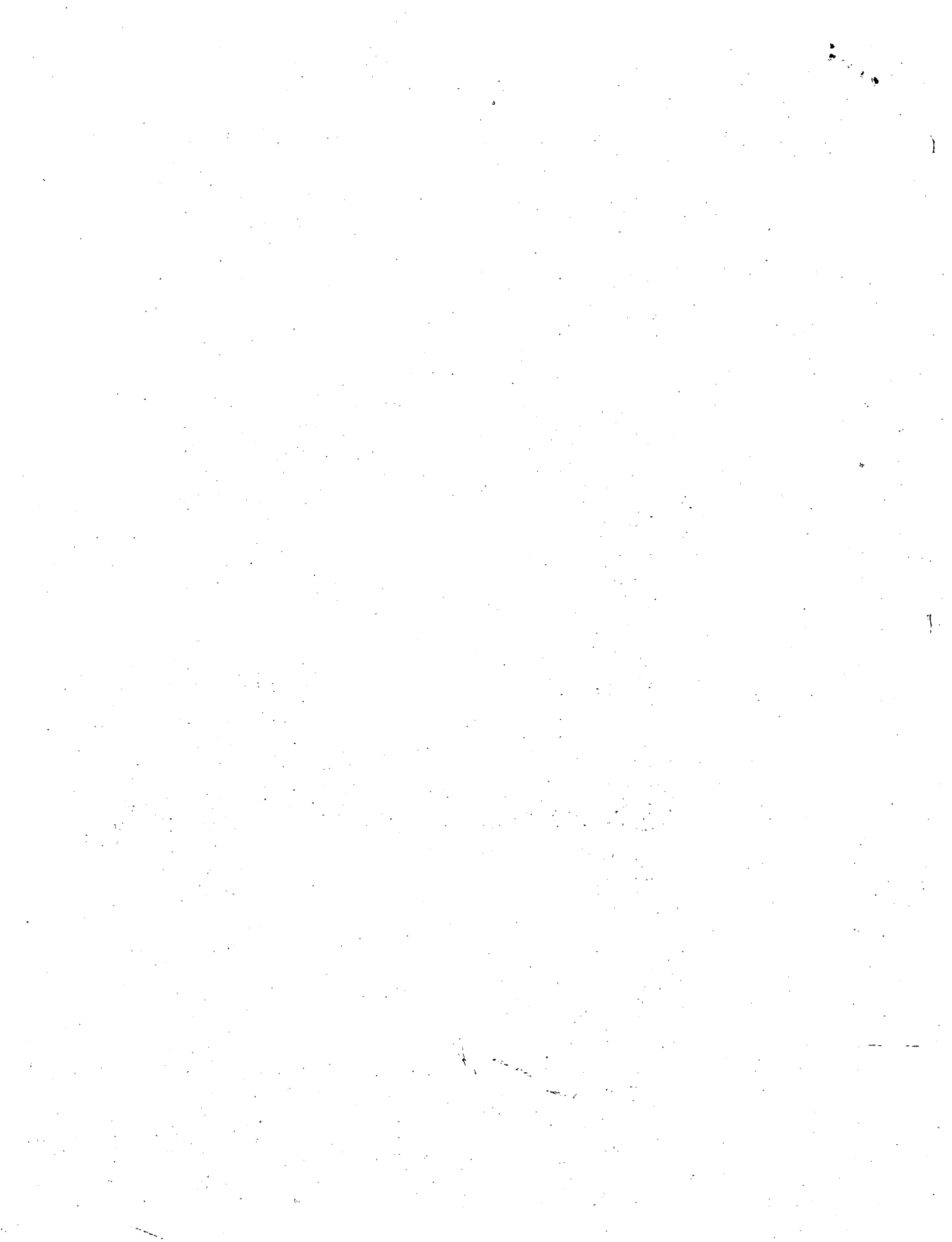
EXCAVACION EN CURVA CON BALASTO PERMEABLE



EXCAVACION EN CURVA CON BALASTO IMPERMEABLE

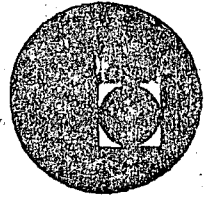
Dibujó: *[Signature]* LA TRAJEJO, C.

Revisó: *[Signature]*
JEFE DE Dpto. ESTRUCTURAL





centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



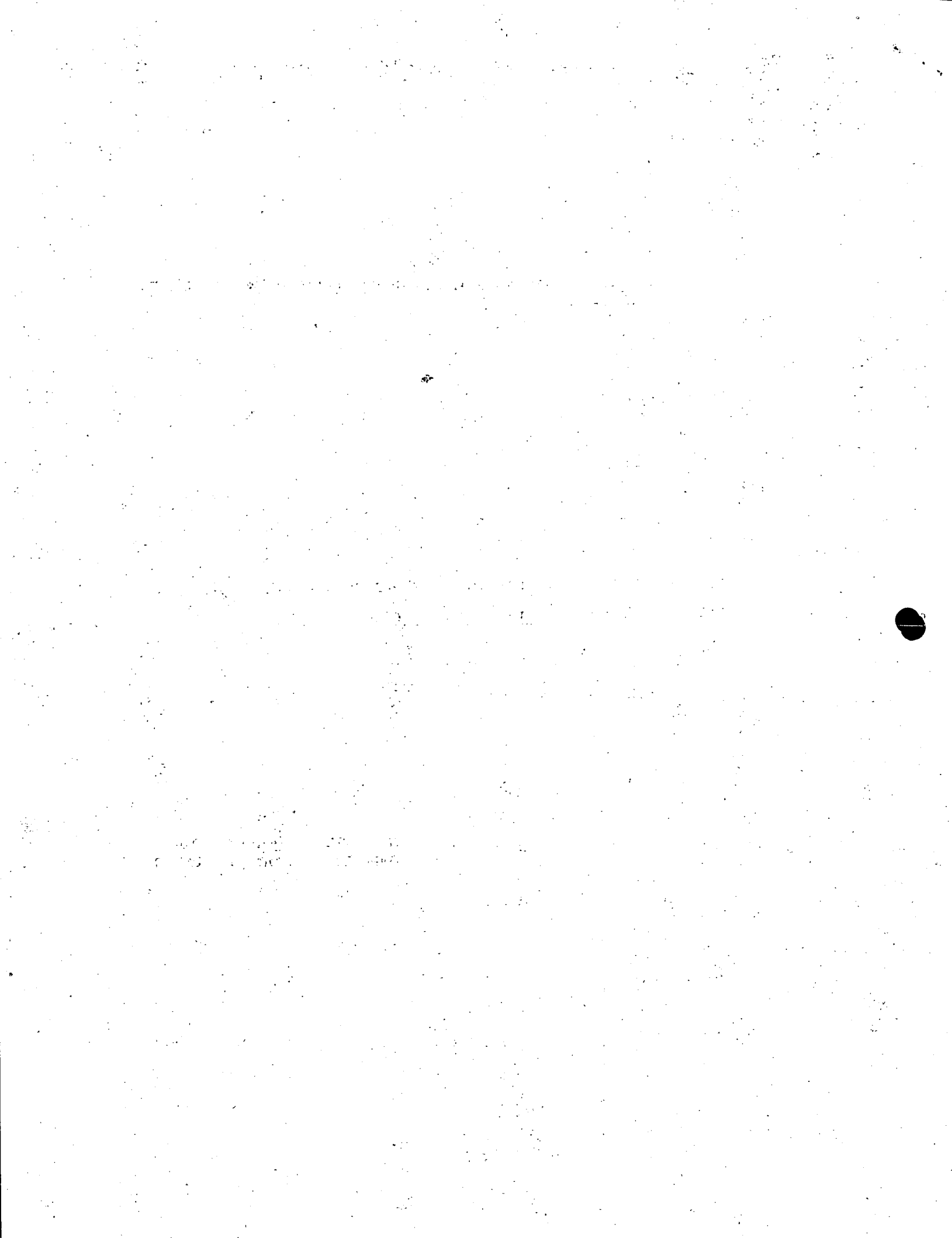
CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS DE ZONAS DE RIEGO

PLANEACION DE ZONAS DE RIEGO

USO DE TUBOS ARMCO

ING. OSCAR PLAISANT WONG.

ING. RODOLFO ORTEGA ARMANDARIZ

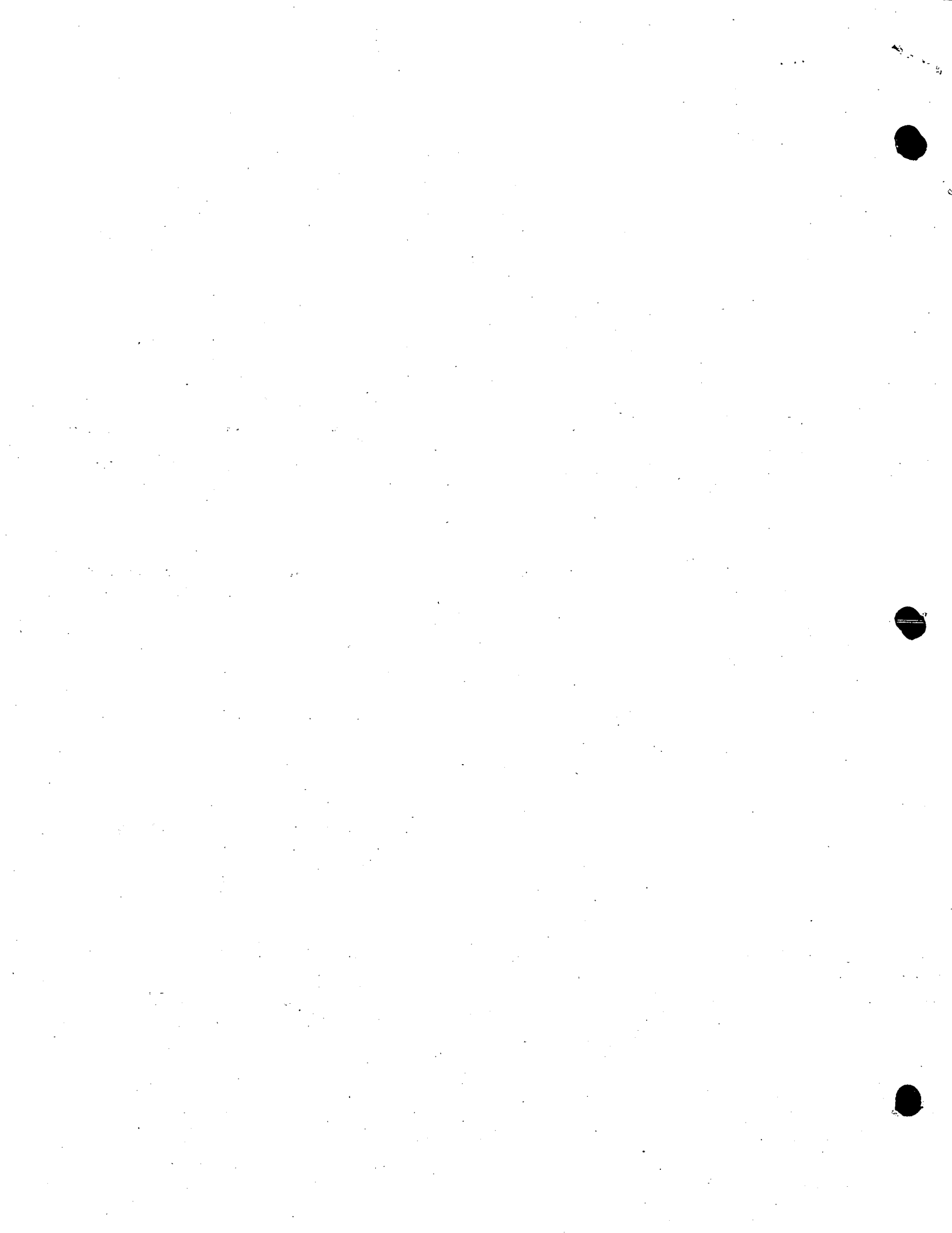


SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
DIRECCION DE PROYECTOS
DEPARTAMENTO DE CAVALES

JUSTIFICACION PARA EL USO DE TUBOS ARMCO.

En esta alcantarilla se empleará un tubo ARMCO de 76 cm de diámetro, calibre N° 14; el cual según la tabla 12-1 calibres para tubos corrugados de metal (Apuntalados y sin apuntalar) carga viva Cooper E-70, del manual del drenaje y productos de construcción, editado en 1958, es suficiente para soportar un colchón de relleno de 3.06 m (altura de relleno en, dicha alcantarilla) ya que dicho tubo es capaz de resistir una altura de cubierta de relleno, variable de 0.30 a 334 m.

De esta manera se justifica el por qué se usará dicho tubo.





centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam

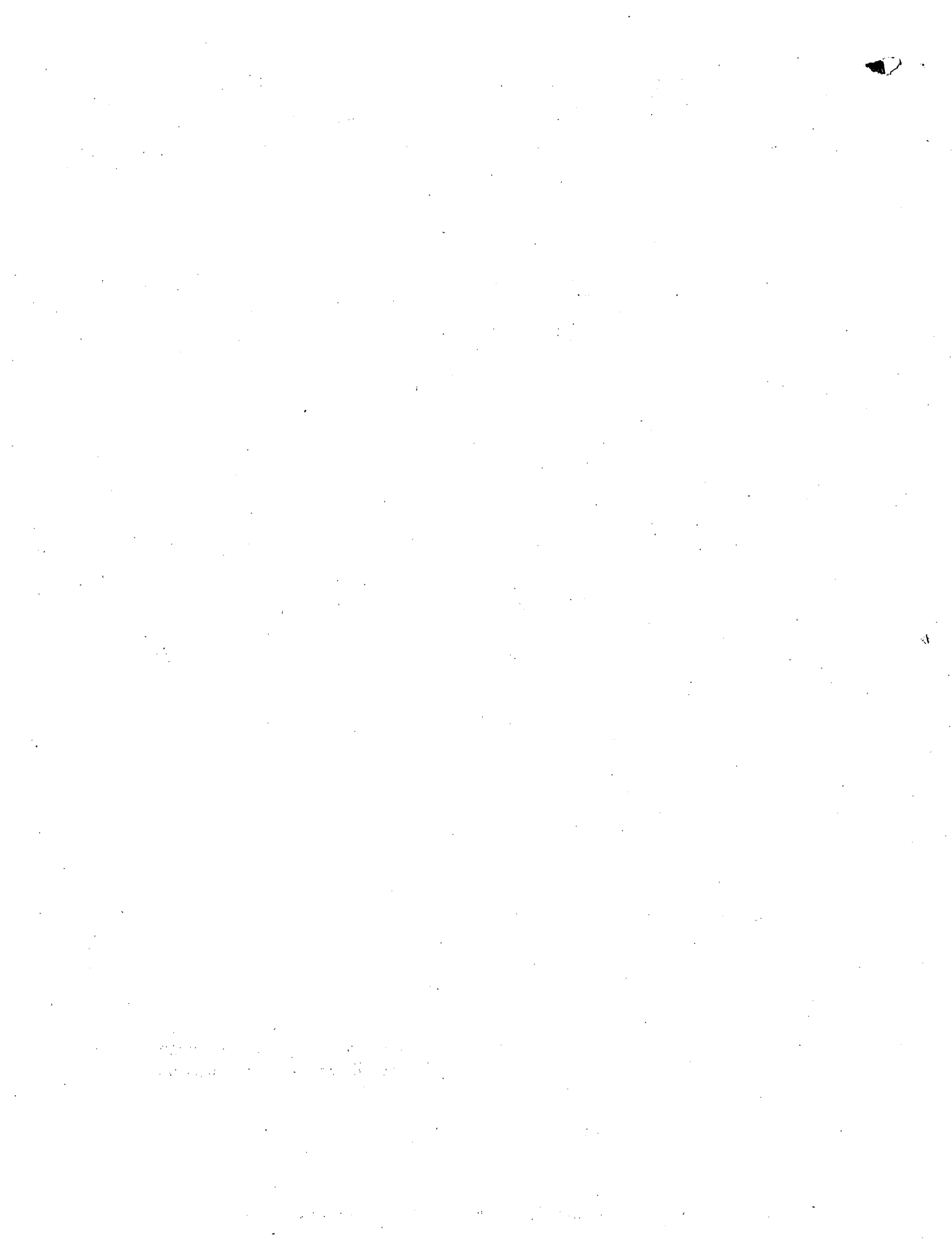


CURSO DE CAPACITACION PARA
INGENIEROS PROYECTISTAS
DE ZONAS DE RIEGO

H I D R O L O G I A

Ing. Héctor Gómez Mondragón
Ing. Fernando Lozano Martínez

1978



INTRODUCCION

La planeación y el diseño de ciertas obras de ingeniería que se relacionan con el manejo o control de escurrimientos fluviales o pluviales, tales como puentes, alcantarillas, presas, vertedores, desagues pluviales, etc., requieren como dato básico del conocimiento de los caudales que podrán presentarse.

La principal dificultad en la selección de un valor de diseño adecuado y acorde con la realidad, radica en el carácter aleatorio del fenómeno. Por otra parte, la magnitud de los caudales de escurrimiento depende de una gran cantidad de factores cuya influencia muchas veces solo puede tomarse en cuenta cualitativamente; por eso, los métodos empleados para predecir un caudal no son completamente objetivos, sino que su aplicación correcta depende en gran parte del criterio y de la experiencia del proyectista.

Dentro de los objetivos principales del presente curso estan la recopilación y exposición de métodos para estimar caudales máximos, y la obtención de

algunas conclusiones derivadas de la comparación entre las diferentes técnicas expuestas así como algunas recomendaciones de interés.

El valor de diseño estimado debe ser "suficientemente seguro" y también "suficientemente económico" para cumplir con las dos restricciones fundamentales de cualquier proyecto de ingeniería, en el proceso de búsqueda de la solución óptima.

Iniciaremos el curso haciendo un breve recordatorio de la Hidrología, con objeto de situar el problema del drenaje dentro del campo de esta ciencia. Mencionaremos algunos principios fundamentales así como conceptos y definiciones auxiliares que serán necesarias. Se expondrán las bases de los métodos -- mas usuales para estimar caudales máximos y se indicarán procedimientos de cálculo para la aplicación práctica de los criterios presentados. Se tratará el problema de la selección de la magnitud del caudal de diseño en función de un equilibrio adecuado entre los conceptos de economía y seguridad.

A. - ALGUNOS CONCEPTOS BASICOS DE LA HIDROLOGIA

GENERALIDADES

Antecedentes

El agua cubre las tres cuartas partes de la superficie terrestre. Es el compuesto químico más abundante en la naturaleza. Todos los organismos vivos - están formados fundamentalmente por agua y el origen mismo de la vida en la tierra puede localizarse en - el medio acuático.

Por otra parte, también la distribución de la población sobre nuestro planeta es función de la mayor o menor abundancia de agua en determinadas regiones. Prueba de esto, es que las grandes civilizaciones antiguas se desarrollaron a orillas de lagos y ríos, que les proporcionaban alimento, defensa y medio de comunicación. Así, el Nilo en Egipto, el Tigris y el Eufrates en Mesopotamia, el Indo y el Ganges en la India fueron cuna de notables culturas.

En la actualidad el agua, convenientemente utilizada mediante obras de aprovechamiento, no solamente nos

proporciona alimentos de origen vegetal y animal, -- energía eléctrica y vías de comunicación. El agua se aprovecha en múltiples aspectos. Entre otras cosas, aunque indirectamente, el agua también proporciona - al hombre casa y vestido. Baste para ello decir, que en el proceso de fabricación de las telas, en la fabricación de los materiales de construcción para tener viviendas estables y seguras, y en la industria en general, se necesitan grandes cantidades de agua.

El agua constituye un factor fundamental de progreso, ya que su disponibilidad, grado de control y utilización, son en gran parte una medida del desarrollo económico y del estándar de vida de un país o una región dada.

La ingeniería Hidráulica es la rama de la Ingeniería Civil que trata de la utilización y control - de las aguas naturales en la tierra.

El aumento de la población terrestre, se ha reflejado en un incremento cada vez mayor en la demanda de agua. Para satisfacer esa demanda y para prevenir los efectos destructivos que las grandes crecien

tes de los ríos puedan producir en las poblaciones cercanas, es necesario un mejor entendimiento de la existencia y distribución del agua en la tierra.

La parte de la Ingeniería Hidráulica que proporciona los métodos necesarios para resolver los problemas anteriores es la Hidrología Aplicada.

DEFINICION DE HIDROLOGIA

Se han propuesto varias definiciones para explicar el concepto de Hidrología.

Webster, describe a la Hidrología como "La ciencia que trata de las propiedades, distribución y circulación del agua; específicamente el estudio del agua en la superficie de la tierra, en el subsuelo y en la atmósfera, en particular los fenómenos de evaporación y precipitación".

Wisler y Brater (Hydrology, 1958) dan la siguiente definición: "Hidrología es la ciencia que trata de los procesos que gobiernan la pérdida y el reemplazo de los recursos hidráulicos de las regiones de la tierra".

Es difícil establecer fronteras rígidas entre -
la Hidrología y otras ciencias como la Meteorología,
la Oceanografía, la Agrología, etc. Sin embargo, co-
mo desde el punto de vista de la Ingeniería Civil, -
lo que fundamentalmente nos interesa de la Hidrolo-
gía son sus aplicaciones, se ha llegado al concepto
de "Hidrología Aplicada"

Podemos definir a la Hidrología Aplicada como -
la rama del conocimiento que trata de la variación -
de los recursos hidráulicos de una región, de las le
yes que rigen esa variación y de las técnicas que --
permiten aprovechar esos recursos y protegerse con-
tra los daños que su variación pueda ocasionar.

La Hidrología Aplicada proporciona al Ingeniero
los métodos para resolver los problemas prácticos -
que se presentan en el diseño, la planeación y la --
operación de las estructuras Hidráulicas. Entre es--
tos problemas, podemos mencionar, por ejemplo, el --
determinar si el volumen aportado por una cierta co-
rriente es suficiente para el abastecimiento de agua
potable a una población o industria, para satisfacer

la demanda de un proyecto de irrigación o de generación de energía eléctrica, para permitir la navegación fluvial en determinado tramo de una corriente, el establecimiento de un centro recreativo, etc. En el caso de un aprovechamiento hidráulico la Hidrología nos dirá si es necesaria una obra de almacenamiento o de derivación, nos definirá la capacidad de la misma y su funcionamiento futuro. También en base a estudios hidrológicos, podremos definir la capacidad de diseño para obras como alcantarillas, obras de protección contra inundaciones, etc.; este último problema es el objetivo del presente curso.

A.1.- EL CICLO HIDROLOGICO

Generalidades

Se ha dicho que el trabajo de la Hidrología --- consiste en la medición de cada fase de la porción terrestre del llamado "ciclo hidrológico" y en el entendimiento de los procesos físicos por los que pasa el agua durante este ciclo.

La precipitación, el almacenamiento, la infiltración y la evaporación del agua de la tierra, siguen una secuencia perenne conocida como "ciclo hidrológico". La representación esquemática de este ciclo se encuentra en la figura anexa y una explicación detallada del mismo se anexa a continuación.

La lluvia que cae sobre la superficie terrestre sigue diferentes caminos. Una parte de ella es interceptada momentáneamente por la vegetación, las construcciones y en general todo tipo de obstáculos que le impiden alcanzar la superficie del suelo. Este fenómeno es conocido como "retención del agua de lluvia"

El agua que logra alcanzar la superficie del suelo se infiltra hasta satisfacer la capacidad de absorción del mismo.

A continuación, el resto del agua escurre superficialmente y se almacena en las depresiones naturales del terreno. Cuando rebasa la capacidad de éstas se presenta nuevamente el proceso de escurrimiento superficial hacia las partes bajas del terreno por gravedad, hasta desembocar en los grandes almacenamientos naturales o artificiales, y finalmente en el mar.

Durante los procesos anteriores, de precipitación, retención, infiltración, almacenamiento en depresiones y escurrimiento superficial, el agua está sujeta también a evaporación, tanto directamente de las superficies expuestas y capas superiores del suelo, como indirectamente mediante la transpiración de las plantas.

Un intento por valuar la cantidad de agua en cada uno de los procesos anteriores es la llamada "ecuación del balance hidrológico", que establece lo siguiente:

Precipitación = Esgurrimiento + Infiltración + Evaporación

A pesar de la relativa simplicidad de la expresión anterior, su aplicación correcta presenta muchas dificultades, debido a la gran cantidad de factores inherentes en la valuación de cada uno de los términos de la ecuación, pues un error pequeño en la estimación de alguno de estos términos puede llevar a resultados muy alejados de la realidad. Podemos concluir, en resumen, que la ecuación del balance hidrológico nos es útil, muchas veces, sólo desde el punto de vista cualitativo.

CUENCA

La cuenca de captación de una corriente hasta un sitio es la superficie que contribuye con escurrimientos a integrar el caudal de la corriente en ese sitio.

Una cuenca grande puede dividirse en cuencas más pequeñas o subcuencas de cada uno de los arroyos afluentes a la corriente principal.

A la frontera de una cuenca se le llama partea--

guas. Podemos distinguir entre parteaguas superficial y subterráneo. El superficial depende únicamente de la topografía del terreno y el parteaguas subterráneo de la distribución y permeabilidad de las capas del subsuelo.

En la figura anexa se muestra un esquema de una cuenca, donde se aprecian en planta y en corte los detalles de la misma.

De acuerdo a su extensión y características principales, la Hidrología distingue dos "tamaños" de cuencas.

Desde el punto de vista hidrológico, una cuenca pequeña es aquella en que predominan las características físicas del suelo respecto a las del cauce, por lo que es muy sensible a lluvias cortas e intensas y al tipo y uso del suelo. En una cuenca pequeña el efecto del escurrimiento superficial sobre el terreno supera al efecto de almacenamiento y regulación en los cauces naturales. Por el contrario, en áreas grandes el efecto del almacenamiento en el cauce es muy pronunciado, lo que disminuye la sensibilidad

dad de la cuenca.

Por lo expresado anteriormente se observa la dificultad de distinguir entre áreas de drenaje grandes y pequeñas tomando en cuenta solamente el tamaño del área; para fines prácticos, de acuerdo a estudios , Chow propone como límite máximo de extensión de cuencas pequeñas unos 250 km². Hay que hacer notar sin embargo, que el criterio de los hidrólogos difiere notablemente sobre este aspecto.

El escurrimiento del agua en una cuenca depende de diversos factores, siendo uno de los mas importantes las características fisiográficas de la cuenca. Son principalmente su área, pendiente, características del cauce principal, como son su longitud y pendientes, elevación de la cuenca y red de drenaje.

A continuación se describirán algunas técnicas para estimar cuantitativamente las características fisiográficas, según su uso.

AREA.

El área drenada de una cuenca, es el área en pro

yección horizontal encerrada por el parteaguas. Su valor se determina generalmente con el apoyo del planimetro y se expresa en kilómetros cuadrados o hectáreas.

PENDIENTE

Existen varios criterios, dependiendo del uso posterior que se le vaya a dar al resultado, su elección.

CRITERIO DE ALVORD.

La pendiente de la cuenca, es el promedio pesado de la pendiente de cada faja en relación con su área.

$$S_c = \frac{D L}{A}$$

S_c pendiente de la cuenca

D desnivel constante entre curvas de nivel, km

L longitud total de las curvas de nivel dentro de la cuenca, km

A área de la cuenca, km²

ELEVACION

La variación en elevación de una cuenca, así como su elevación media, puede obtenerse con el método de las intersecciones. El plano topográfico de la cuenca, se divide en cuadros de igual tamaño, considerando mínimo 100 intersecciones dentro de la cuenca. La elevación media es igual a la suma de todas las elevaciones entre el número total de intersecciones.

$$E_M = \frac{\sum \text{Elev. Inters.}}{\text{Núm. Inters.}} \quad (\text{msnm})$$

E_M Elevación media de la cuenca, msnm

RED DE DRENAJE

Otras características importantes de una cuenca, son las trayectorias o el arreglo de los cauces de las corrientes naturales dentro de ella. La razón de su importancia se manifiesta en la eficiencia del sistema de drenaje en el escurrimiento resultante. Por otra parte, la forma de drenaje proporciona indicios de las condiciones del suelo y de la superficie de la cuenca.

12

Las corrientes dependiendo del tipo de escurrimiento pueden ser efímeras, intermitente o perenne.

Las efímeras son las que llevan agua cuando llueve o después de ella.

Intermitente, lleva agua casi siempre, pero principalmente en época de lluvias; su aportación cesa cuando el nivel freático desciende por debajo del fondo del cauce.

Perenne, contiene agua todo el tiempo; el nivel freático se conserva por arriba del fondo del cauce.

Dependiendo del número de tributarios pueden ordenarse las corrientes. Así, aquella que no tenga ningún tributario, será orden 1; etc. El orden de la corriente principal indicará la extensión de la red de corrientes dentro de la cuenca. Se requiere de un plano de la cuenca que contenga todas las corrientes para hacer esta clasificación.

En cuanto a la longitud de los tributarios, esta es una indicación de la pendiente de la cuenca. Gene

16

ralmente las áreas escarpadas y bien drenadas tienen varios tributarios pequeños; las regiones planas, -- donde los suelos son profundos y permeables, tienen tributarios largos.

La longitud de las corrientes, en general, se mide a lo largo del eje del valle sin tomar en cuenta meandros.

PENDIENTE DEL CAUCE.

El pérfil de un cauce puede graficarse, llevando distancias horizontales medidas sobre el cauce, contra sus elevaciones correspondientes. La pendiente - del tramo será el desnivel entre sus extremos dividido por la longitud de dicho tramo.

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

Su aproximación dependerá de que la longitud del tramo analizado se vaya disminuyendo.

Una forma recomendable de determinar la pendiente, es compensando la gráfica, apoyando la línea en - el extremo final del tramo por estudiar.

Mediante la formula de Taylor y Schwars, puede obtenerse un valor real de la pendiente de un río, - considerándolo formado por una serie de canales con pendiente uniforme, cuyo tiempo de recorrido es igual al del río.

$$S = \left[\frac{m}{\frac{1}{\sqrt{s_1}} + \frac{1}{\sqrt{s_2}} + \frac{1}{\sqrt{s_3}} + \dots + \frac{1}{\sqrt{s_M}}} \right]^2$$

m número de segmentos iguales, en los cuales se -- subdivide el tramo en estudio.

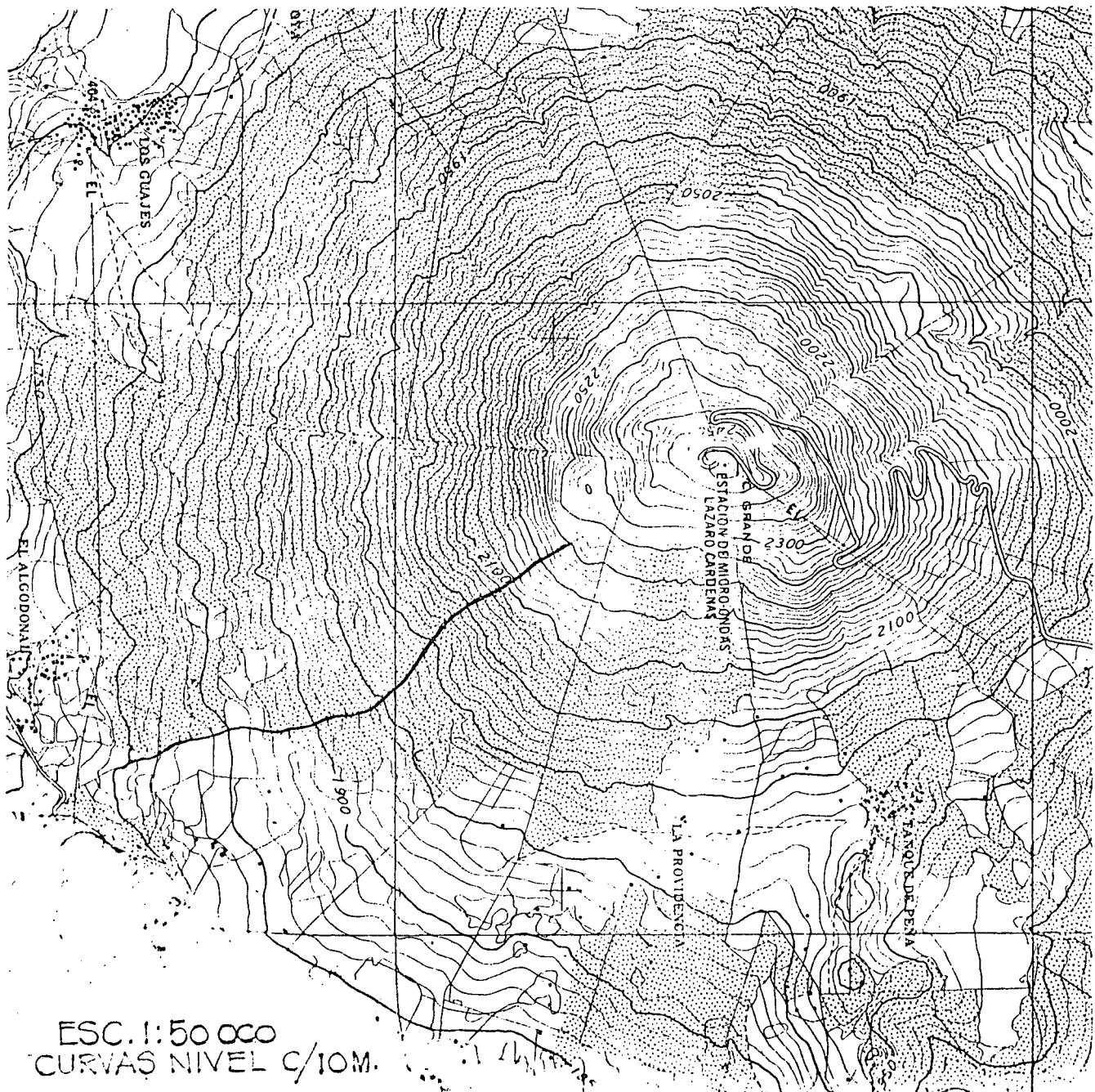
s_1, s_2, \dots, s_m pendiente de cada segmento

S pendiente media del tramo en estudio.

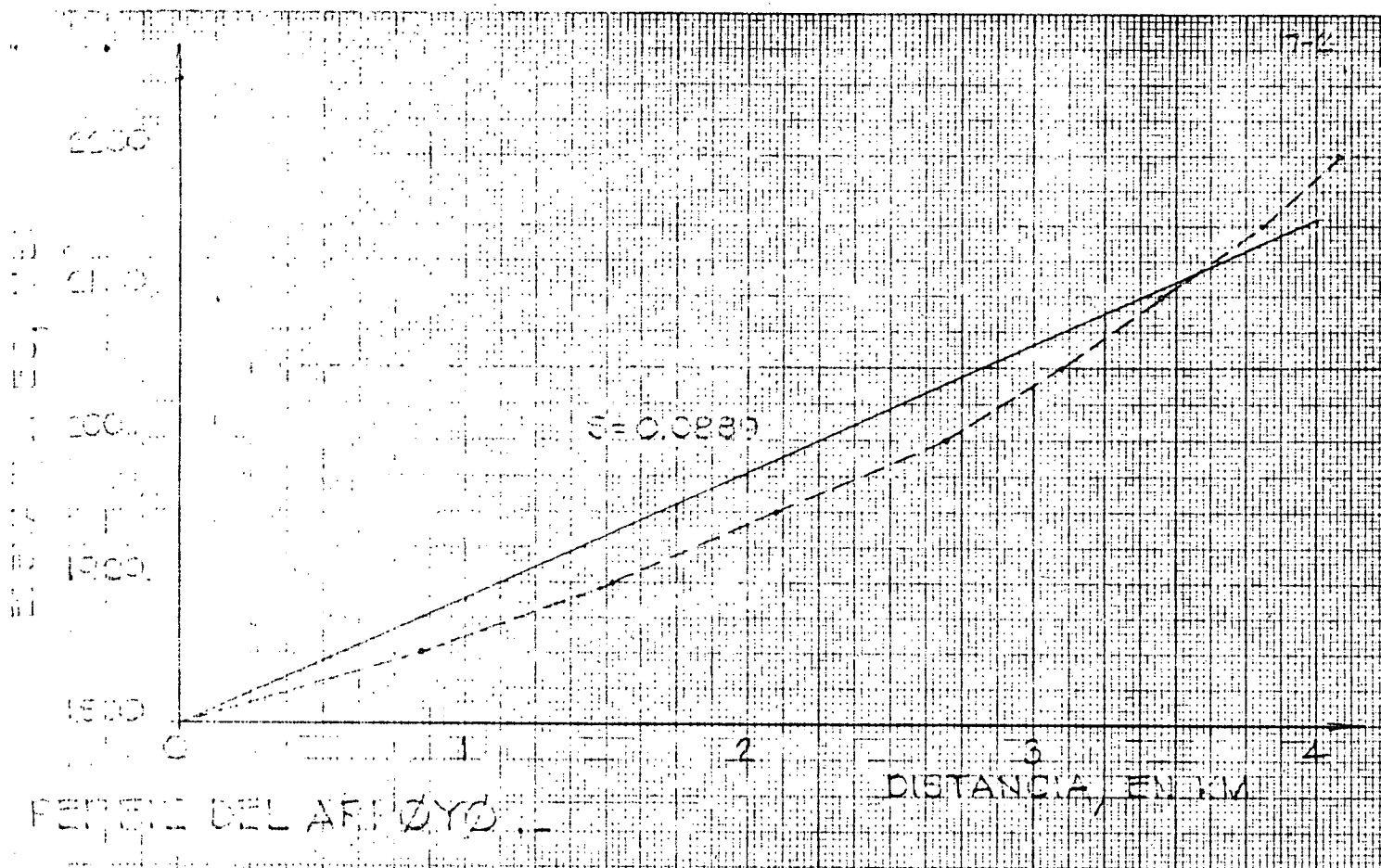
CALCULO DE LA PENDIENTE DEL CAUCE INDICADO EN LA FIGURA, USANDO LA FORMULA DE TAYLOR = S.

$$S = \left[\frac{M}{\sqrt{s_1} + \sqrt{s_2} + \dots + \sqrt{s_M}} \right]^2$$

CON LA TOPOGRAFIA ESC. 1:50 000 Y LAS CURVAS DE NIVEL CADA 10 M, SE DIBUJA EL PERFIL DEL CAUCE (FIGURA ANEXA) Y ESTE SE SUBDIVIDE EN TRAMOS IGUALES DE 500 M PARA DETERMINAR SUS PENDIENTES ESTOS VALORES APARECENTABULADOS



ESC. 1:50 000
CURVAS NIVEL C/10M.



PENDIENTE DE LOS TRAMOS DE 500 M, EN QUE SE SUBDIVIDIÓ

TRAMO L 500M	DESNIVEL H M	PENDIENTE S_i	$\sqrt{S_i}$	$\frac{1}{\sqrt{S_i}}$
1	30	0.06	0.2449	4.083
2	62.5	0.065	0.2549	3.923
3	97.5	0.07	0.2645	3.780
4	140	0.085	0.2915	3.430
5	185	0.09	0.3	3.333
6	240	0.11	0.3316	3.015
7	307.5	0.135	0.3674	2.721
8	385	0.155	0.3937	2.540
SUMA				26.825

APLICANDO LA EXPRESION, SE OBTIENE LA PENDIENTE.

$$S = \left(\frac{8}{26.825} \right)^2 = 0.0889$$

A.2.- PRECIPITACION

El término precipitación, desde el punto de vista hidrológico, agrupa todas las formas de agua que se deposita en la superficie terrestre, proveniente del vapor atmosférico. Las formas de precipitación - principales son rocío, llovizna, lluvia, granizo, escarcha y nieve, de las cuales la más común es la lluvia.

La precipitación es el producto del enfriamien- to y condensación del vapor atmosférico. Por la manera en que ascienden las masas de aire caliente, se - enfrían y su humedad se condensa, podemos distinguir tres tipos de precipitación: convectiva, orográfica y ciclónica.

a) Precipitación por convección

Se manifiesta por el levantamiento de masas de aire ligero y caliente que ocurre cuando se en---cuentran rodeadas por masas de aire más densas y - - frías, o bien, debido a la diferencia de temperaturas entre la superficie terrestre y el aire en contacto - con ella. Conforme se van elevando, las masas de aire

se enfrían y su humedad se condensa dando origen a la precipitación.

b) Precipitación orográfica.

En este caso, la elevación de la masa de aire caliente se debe al choque de la misma con las barreras montañosas. La precipitación tiene lugar, - - igual que en el caso anterior, al enfriarse y condensarse la masa de aire ascendente.

c) Precipitación ciclónica

Ocurre cuando masas de aire en movimiento, con diferentes condiciones de temperatura y humedad, se encuentran en contacto. El levantamiento se origina por convergencia horizontal al entrar la masa de aire en una zona de baja presión.

Se han desarrollado muchas técnicas y existe una gran variedad de instrumentos para medir las características de la precipitación. Toda forma de precipitación se mide en base a la altura de agua acumulada -- (o lámina de agua) sobre una superficie horizontal, - generalmente en milímetros.

Los aparatos más comúnmente usados para medir la lluvia son el pluviómetro y el pluviógrafo.

El pluviómetro consta esencialmente de un recipiente cilíndrico con un embudo en la parte superior que descarga a un vaso colector de menor diámetro que el recipiente. Midiendo la altura alcanzada por el agua en el colector y multiplicándola por la relación de áreas transversales de colector y receptor, se obtendrá la altura de precipitación.

Existen pluviógrafos de muchos tipos. Por medio de este aparato se lleva un registro de altura de lluvia contra tiempo. Uno de los más sencillos consiste en un recipiente que descansa sobre un resorte. Conforme se acumula el agua en el recipiente, el resorte se contrae. Un estilete acoplado al resorte, gráfica las contracciones del mismo sobre un tambor de eje vertical que gira mediante un mecanismo de relojería. Las gráficas así obtenidas, muestran la relación de la altura de lluvia acumulada con respecto al tiempo. En una gráfica de este tipo, el incremento de altura de lluvia en un intervalo de tiempo da-

do, nos dará la rapidez media de precipitación; asimismo, la pendiente de la gráfica para un tiempo dado representará la rapidez instantánea de precipitación.

Utilizando el pluviógrafo se conoce la intensidad de precipitación, que se define como la altura de precipitación entre el tiempo en que se originó.

Se mide generalmente en mm/hora y la designaremos con la letra i .

Una gráfica que indica la variación de la altura de lluvia o de su intensidad con respecto a un intervalo de tiempo, el cual se escoge arbitrariamente, se llama Hietograma. Generalmente se trabaja con alturas de lluvia en cada uno de los intervalos de tiempo en que se divide la duración de la precipitación, de ahí que el hietograma resulte un diagrama de barras, tal como se muestra en la figura anexa.

El área bajo un hietograma representa la altura de lluvia acumulada durante la precipitación.

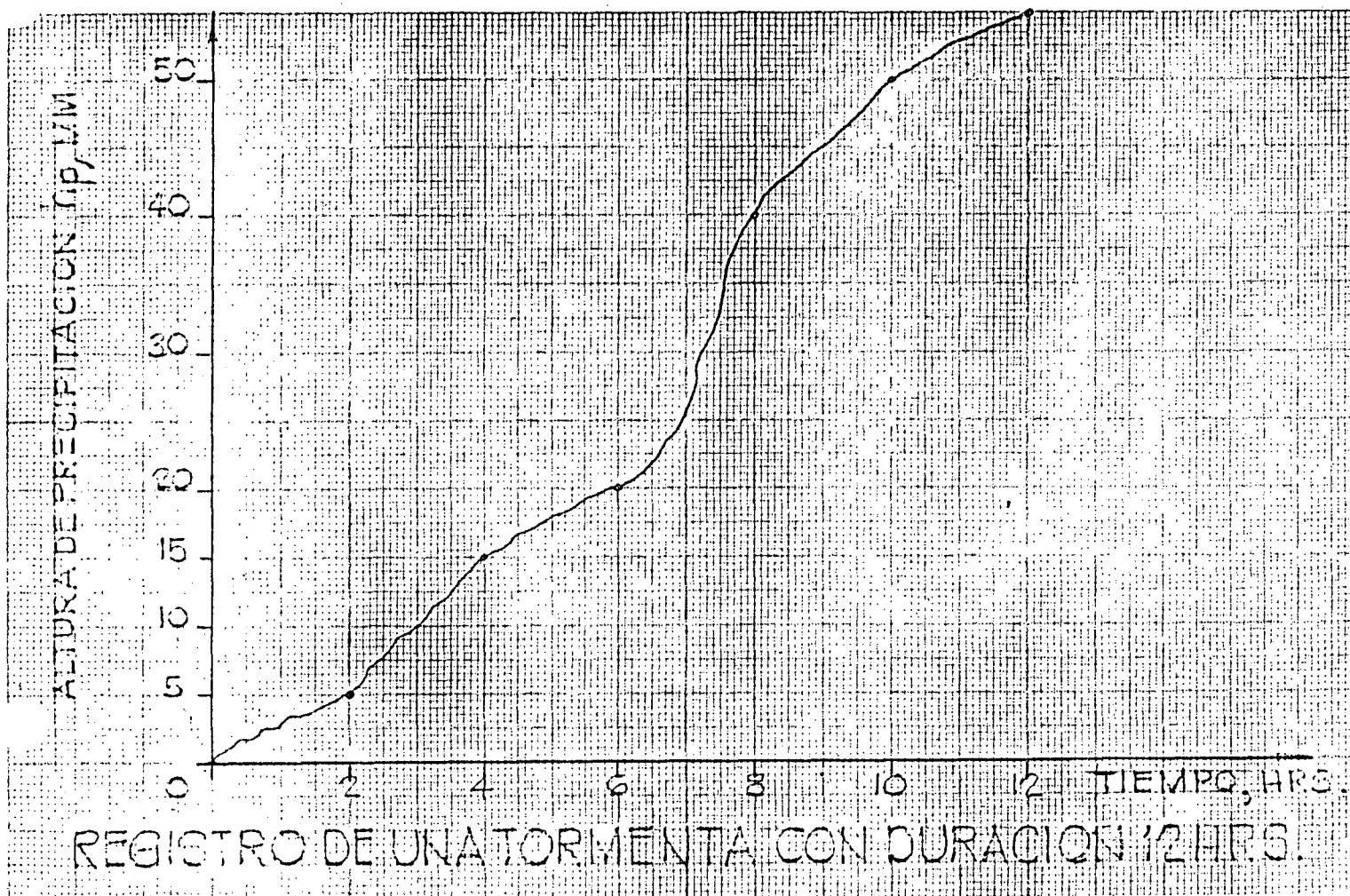
Los registros de pluviógrafos se pueden trans-

formar y obtener el hietograma de la diversas tormentas medidas.

Existen técnicas para estimar la precipitación media sobre una zóna, dato necesario en la solución de algunos problemas hidrológicos. Se tratará posteriormente en detalle todo lo referente a estos métodos.

CALCULO DEL HIETOGRAMA DE UNA TORMENTA . -

HORA	ALTURA DE LLUVIA h (MM)	VARIACION DE LA h_p PARA			
		$\Delta t = 2 \text{ HR}$	$\Delta t = 4 \text{ HR}$	$\Delta t = 6 \text{ HR}$	$\Delta t = 12 \text{ HR}$
0	0				
2	5	5			
4	15	10	15	20	
6	20	5	25		55
8	40	20			
10	50	10	15	35	
12	55	5			



h_p, MM
20

10

0

2 4 6 8 10 12 t, HRS

HIETOGRAM $\Delta = 2HR$

h_p, MM

25

15

0

4 8 12 t

HIETOGRAMA $\Delta = 4HR$

h_p, MM

35

20

0

6 12 t

HIETOGRAMA $\Delta = 6HR$

h_p, MM

55

0

HIETOGRAMA $\Delta = 12HR$ 12 t

A.2.1.- PROCESAMIENTO DE LOS DATOS DE PRECIPITACION

Precipitación media sobre una zona.

El análisis de los registros de precipitación requiere de algunas técnicas auxiliares en la solución de problemas hidrológicos. El cálculo de la precipitación media sobre una zona para un determinado tiempo, ha dado origen a varias técnicas de este tipo.

La lámina de precipitación media en una zona, que generalmente es una cuenca o un grupo de ellas, puede estimarse en función de los datos de altura de lluvia registrada en estaciones pluviométricas de la zona y vecinas. La exactitud de la estimación dependerá fundamentalmente de la cantidad de estaciones utilizadas para el cálculo.

Existen tres criterios principales para resolver el problema:

a) Promedio aritmético

Se utiliza cuando se desconoce la localiza--

ción de las estaciones en la zona de estudio, o bien, cuando se quiere tener únicamente una idea del orden de magnitud de la precipitación media. Es el criterio más rápido y al mismo tiempo el más impreciso. -- La lámina de precipitación media se calcula sumando la altura de lluvia registrada en las estaciones de la zona para el tiempo considerando y dividiendo entre el número de estaciones. El método da resultados aceptables cuando la distribución de la lluvia es -- más o menos uniforme y las estaciones cubren toda el área de la zona en estudio.

b) Criterio de Thiessen

Para la aplicación de este método se requiere un plano de localización de la zona en estudio que muestre la posición de las estaciones utilizadas en el análisis.

El método supone que cada estación tiene influencia en un área determinada, cuyas dimensiones dependen de la posición relativa entre las estaciones. Dentro del área de influencia de una estación dada se -- considera una altura de precipitación uniforme e - --

igual a la registrada en la estación. La lámina de precipitación media sobre toda la zona se calcula -- efectuando la suma de productos de las alturas de -- lluvia registradas por sus respectivas áreas de in-- fluencia y dividiendo entre el área total considera-- da, es decir:

$$h_M = \frac{\sum h_i A_i}{A} = \frac{1}{A} \sum_{i=1}^n h_i \cdot A_i$$

h_M altura de precipitación media en la zona

h_i altura de precipitación en la estación i

A_i área de influencia de la estación i

A área total de la zona en estudio

n número de estaciones consideradas

El área de influencia de cada estación se determina -- geométricamente sobre un plano de la zona. Primero se unen con rectas las estaciones más próximas hasta lo-- gar una red de triángulos; trazando las mediatrices de los triángulos se obtendrán los polígonos de in-- fluencia de cada estación.

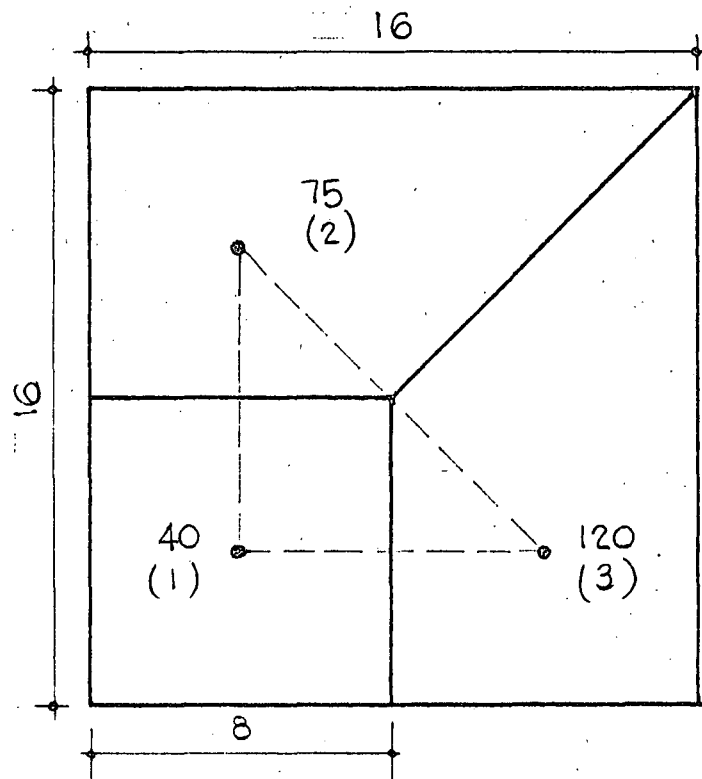
c) Método de las isoyetas

Para la aplicación de este criterio también se requiere un plano donde se muestre la posición relativa de las estaciones de la zona.

Se llaman isoyetas las curvas que unen puntos con igual altura de precipitación. Este método es más racional que los anteriores, pues toma en cuenta la distribución de la precipitación dentro de la zona en estudio, sin embargo, su aplicación correcta depende de un cierto criterio en la interpretación de los datos para configurar el plano de isoyetas. Deben tenerse en cuenta las características topográficas de la zona, sobre todo cuando la precipitación es orográfica en donde generalmente el patrón de isoyetas se adapta a las curvas de nivel del terreno.

Para calcular la altura de precipitación media sobre la zona en estudio se aplica la anterior ecuación con la salvedad de que en este caso A_i es el área entre dos isoyetas contiguas, h_i es la altura de precipitación media entre ellas y n el número de zonas entre isoyetas.

APLICANDO POLIGONOS DE THIESSEN, DETERMINAR LA ALTURA DE PRECIPITACION MEDIA PARA LA CUENCA INDICADA.



ESTACION	ALTURA DE PRECIPITACION h_{p_i} MM	AREA DEL POLIGONO A_i KM ²	% AREA TOTAL A_i/A	$\frac{A_i}{A} \cdot h_{p_i}$ MM
1	40	64	25.0	10
2	75	96	37.5	28.1
3	120	96	37.5	45
SUMA	235	256	100.0	83.1

THIESSEN... $h_{p_M} = 83.1$ MM

PROMEDIO ARITMETICO... $h_{p_M} = \frac{235}{3} = 78.3$ MM.

APLICANDO EL METODO DE THIESSEN, OBTENER LA ALTURA DE PRECIPITACION MEDIA, PARA UNA TORMENTA QUE DURÓ 24 HORAS, DE LA CUENCA INDICADA EN LA FIGURA ANEXA.

EN DICHA FIGURA SE MUESTRA EL TRAZO DE LOS POLIGONOS DE THIESSEN PARA LA CUENCA EN ESTUDIO. TAMBIEN SE INDICAN LA ALTURA DE PRECIPITACION REGISTRADA EN LAS DIVERSAS ESTACIONES DURANTE LA TORMENTA.

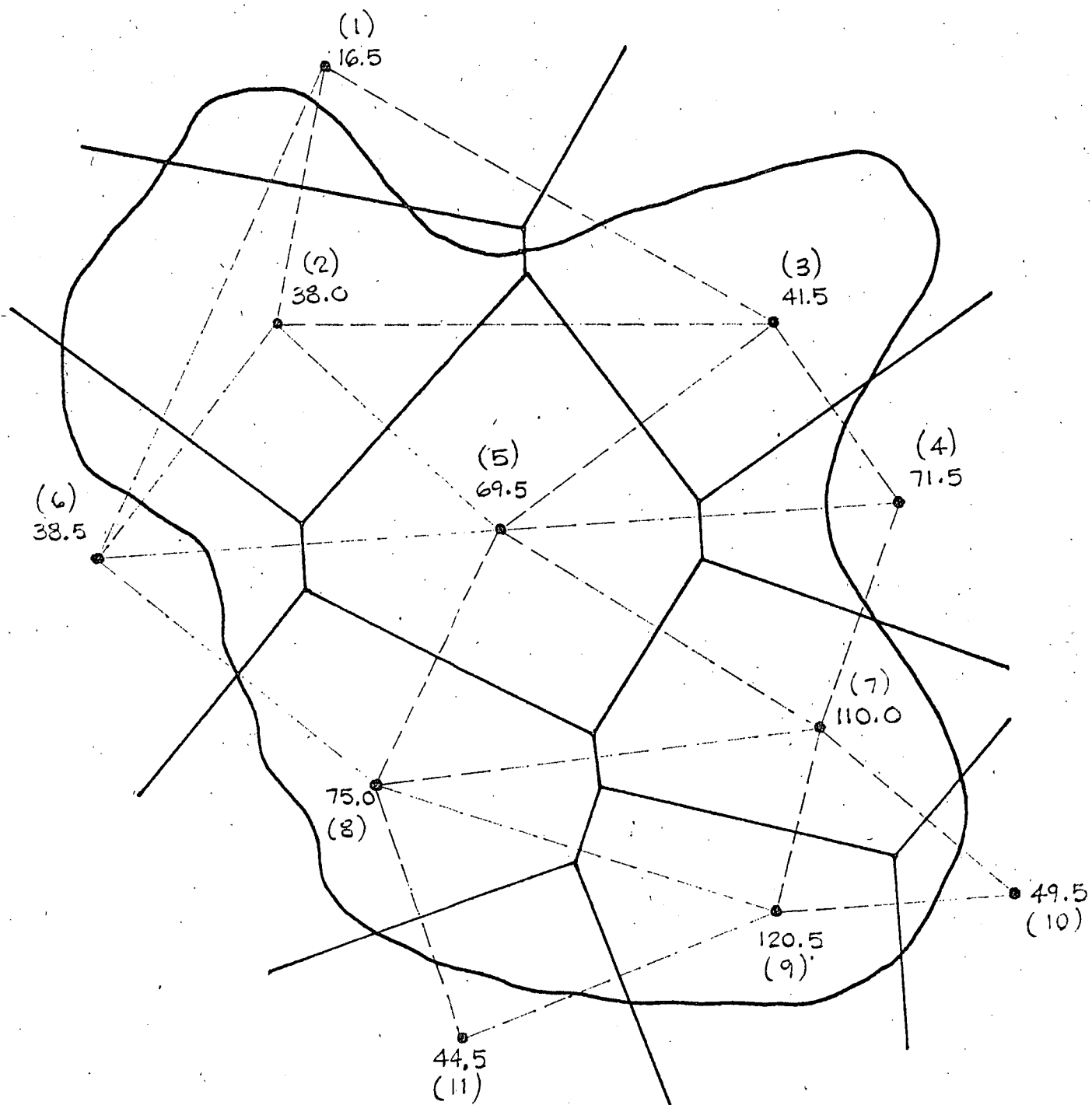
LOS DATOS DISPONIBLES SE ORDENARON EN LA TABLA SIGUIENTE.

ESTACION	ALTURA DE PRECIPITACION h_{pi} MM	AREA DEL POLIGONO A_i KM ²	% AREA TOTAL A_i/A	$\frac{A_i}{A} \cdot h_{pi}$ MM
1	16.5	17	0.6	0.10
2	38.0	530	20.4	7.75
3	41.5	470	18.0	7.50
4	71.5	15	0.5	0.36
5	69.5	460	17.6	12.30
6	38.5	23	0.9	3.50
7	110.0	392	15.0	16.50
8	75.0	370	14.0	10.50
9	120.5	320	12.2	14.70
10	49.5	8	0.3	0.15
11	44.5	14	0.5	0.22
SUMA	675.0	2619	100.0	73.58

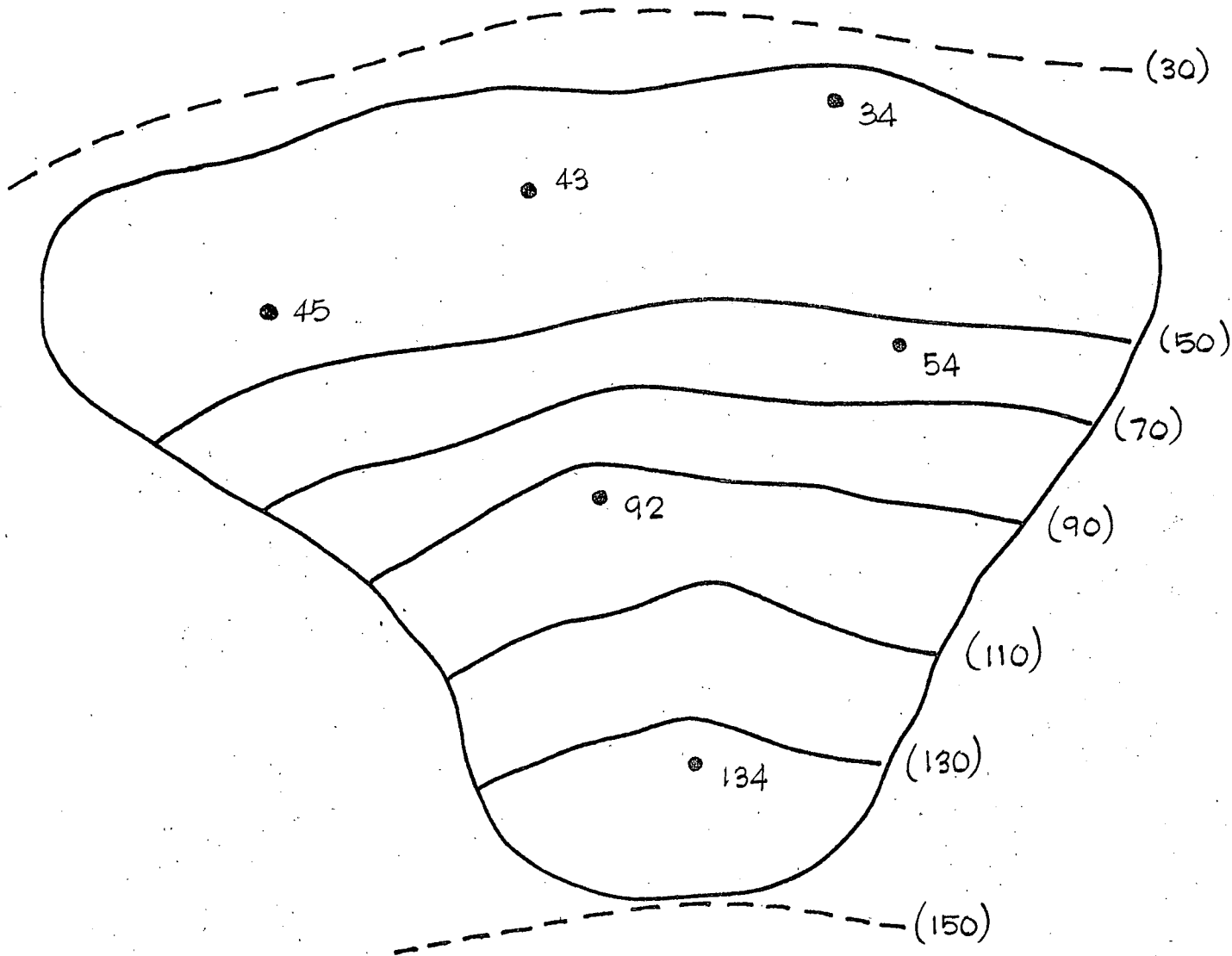
$$\text{PRECIPITACION MEDIA} = \sum_{i=1}^N \frac{A_i}{A} p_i = 73.58 \text{ MM}$$

APLICANDO EL METODO DEL PROMEDIO ARITMETICO, TENDREMOS:

$$\text{PRECIPITACION MEDIA} = \frac{\sum_{i=1}^N h_{pi}}{N} = \frac{675.0}{11} = 61.4 \text{ MM.}$$



POR EL METODO DE LAS ISOYETAS, DETERMINAR LA ALTURA DE PRECIPITACION MEDIA DE LA CUENCA MOSTRADA, PARA UNA TORMENTA DE 24 HORAS.



ISOYETAS	ALTURA DE PRECIPITACION h_{p_i} MM.	AREA ENTRE ISOYETAS A_i KM ²	$h_{p_i} \cdot A_i$ MM·KM ²
150-130	140	261	36 700
130-110	120	120	14 400
110-90	100	190	19 000
90-70	80	180	14 400
70-50	60	200	12 000
50-30	40	600	24 000
SUMA		1551	120 500

$$\text{PRECIPITACION MEDIA} = \frac{\sum_{i=1}^N h_{p_i} \cdot A_i}{A} = \frac{120\,500}{1551} = 77.8 \text{ MM}$$

ESTIMACION DE DATOS FALTANTES

El procesamiento de los datos pluviométricos para su aplicación a problemas hidrológicos requiere registros continuos de precipitación a lo largo de todo el período de análisis. Se describen a continuación unos métodos para completar los registros.

Método de las estaciones auxiliares

Para estimar los datos faltantes en una estación pluviométrica en base a registros simultáneos continuos de tres estaciones circundantes a la estación en estudio, cercanas y distribuidas lo más uniformemente posible, pueden prorratearse los valores de la precipitación anual normal como se indica en la siguiente ecuación:

$$P_X = \frac{1}{3} \left(\frac{N_X}{N_A} \cdot P_A + \frac{N_X}{N_B} \cdot P_B + \frac{N_X}{N_C} \cdot P_C \right)$$

en donde:

P_X

precipitación faltante en la estación en estudio

P_A	P_B	P_C	precipitación en las estaciones auxiliares A, B y C
N_X			precipitación normal anual en la estación en estudio
N_A	N_B	N_C	precipitación normal anual de las estaciones auxiliares A, B y C.

Algunos autores generalizan la aplicación del criterio para cualquier número de estaciones auxiliares recomendando, solamente, que las distancias a la estación en estudio sean del mismo orden.

Otro criterio sería, si la precipitación anual normal en cada una de las estaciones auxiliares difiere en menos del 10% de la registrada en la estación en estudio, para estimar el o los valores faltantes, se hace un promedio aritmético con los valores registrados en esa fecha en las estaciones auxiliares.

SUPERFICIE REPRESENTATIVA DE UNA ESTACION PLUVIOMETRICA.

Existen numerosas ecuaciones para relacionar la lluvia registrada en una estación con el tamaño del área circundante que puede considerarse representativa de los datos de dicha estación. De acuerdo a las -

observaciones, para propósitos prácticos, el área re
presentativa promedio puede considerarse de unos 25
km² de extensión.

CURVAS DE ALTURA DE PRECIPITACION - AREA-DURACION.

Para muchos problemas hidrológicos es importante conocer la máxima cantidad de precipitación que ocurre sobre diversas áreas debido a tormentas de diferentes duraciones. Para obtener estos datos se deben analizar las tormentas mas desfavorables.

Para hacer el análisis de una tormenta, se debe calcular primero el plano de isoyetas debido a ella, a continuación se calcula la precipitación media para las áreas entre isoyetas. Con lo anterior tendremos la precipitación media para cada área, pero para la duración total de la tormenta.

Para obtener los valores altura de lluvia áreas para otras duraciones de tormenta, se calcula la curva masa pesada valorando la influencia de cada estación dentro del área de la cuenca en estudio, con base en los polígonos de Thiessen.

La curva masa es la valoración de la altura de precipitación respecto al tiempo y se obtiene de las estaciones pluviográficas. Las precipitaciones máxi--

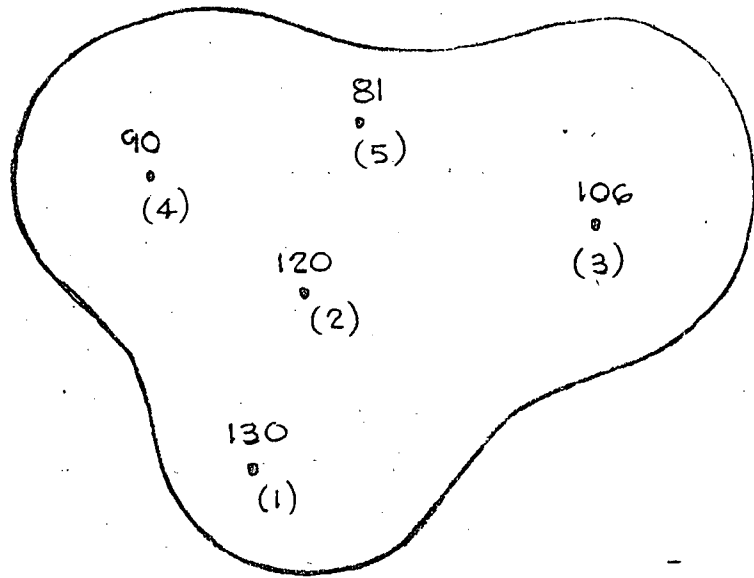
mas en las diversas estaciones, para distintas duraciones, se determinan a partir de los datos de registro. Todas las estaciones dentro del área en estudio deberán tener pluviógrafo, o en su defecto, se conocerá la distribución de la tormenta por medio de otras estaciones, y de ahí hacer inferencias para las demás.

Como el análisis requerido es para los valores máximos, ya conocida la curva masa pesada para cada área, se podrán obtener esos máximos valores de precipitación para cada período diferente de duración, haciendo las máximas combinaciones con los incrementos de precipitación resultantes.

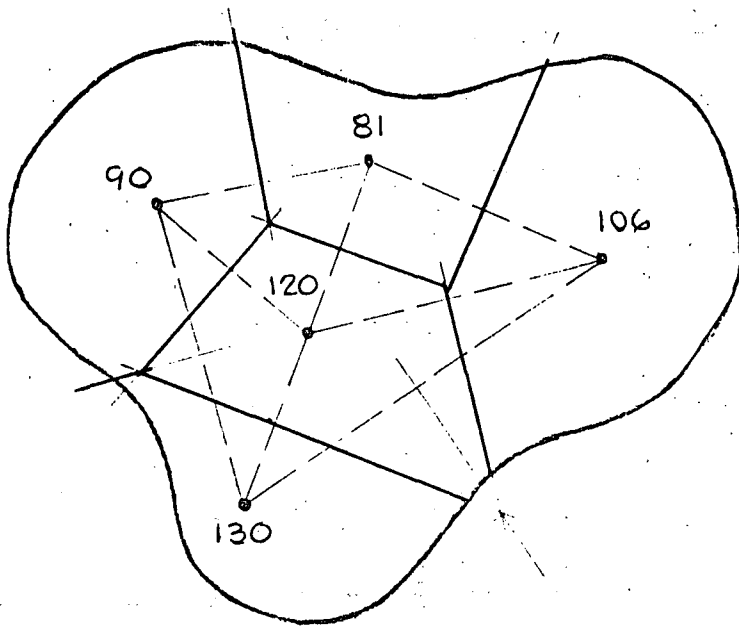
Para propósitos prácticos se considera que las máximas combinaciones de registro de precipitación obtenida en una estación pueden considerarse representativas de una área, circunvecina a dicha estación de 25 km².

CURVAS DE ALTURA DE PRECIPITACION - AREA - DURACION . -

SE HARA EL ANALISIS DE LA TORMENTA QUE SE CONSIDERE MAS DESFAVORABLE Y CON UNA DURACION DE 24 HR.

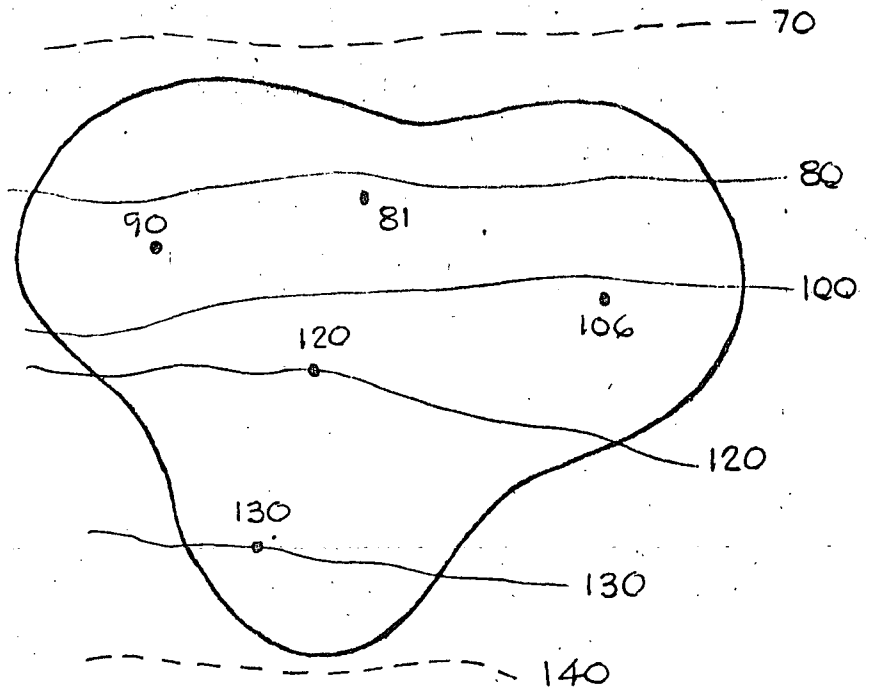


SE TUVIERON ESTOS DATOS:



SE TRAZAN LOS POLIGONOS DE THIESSEN

SE TRAZAN LAS ISOYETAS DE LAS TORMENTAS



CALCULO DE LA PRECIPITACION MEDIA . - (TABLA I)

ISOTETA	ALTURA DE PRECIPITACION P_i (MM)	AREA ENTRE ISOTETAS A_i (KM ²)	$P_i \cdot A_i$
140-120	130	200	26 000
120-100	110	306	33 600
100-80	90	298	26 900
80-70	75	138	10 400
SUMA		942	96 900

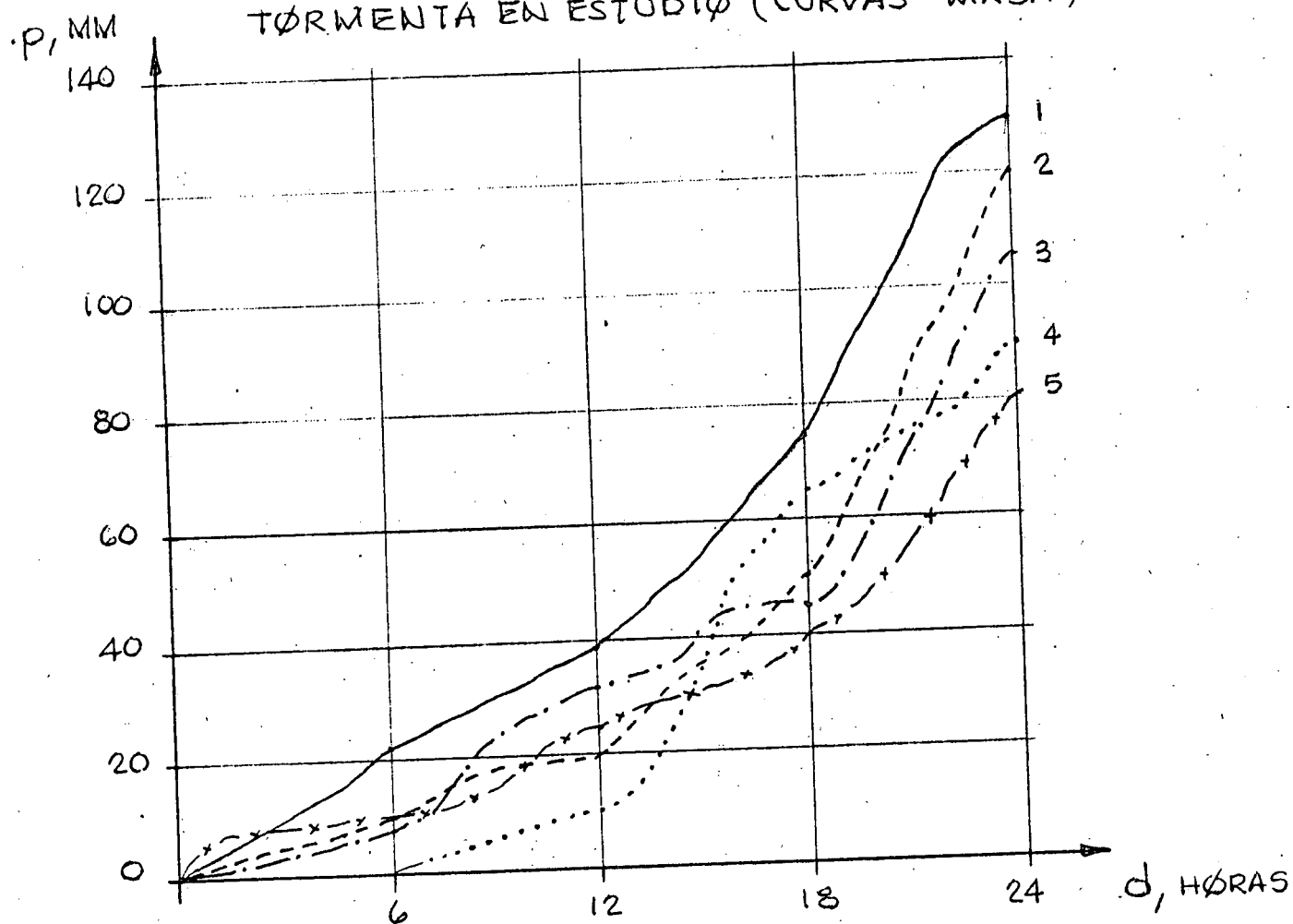
PRECIPITACION MEDIA $h_{pM} = \frac{96\,900}{942} = 102 \text{ MM}$

CÁLCULO DE LA PRECIPITACIÓN MEDIA PARA
LAS ÁREAS DENTRO DE LAS ISÓPETAS. — (TABLA 2)

(1) ISÓPETA	(2) ÁREA ENCERRADA (KM^2)	(3) ÁREA NETA (KM^2)	(4) PRECIP. MEDIA (MM)	(5) , (6) VOLUMEN DE PRECIP. ($\text{KM}^2 \cdot \text{MM}$)		(7) PRECIP. MEDIA (MM)
				INCTØ.	ACUM.	
120	200	200	130	26 000	26 000	130
100	506	306	110	33 600	59 600	118
80	804	298	90	26 900	86 500	107
70	942	138	75	10 400	96 900	102

- (1) ISÓPETAS DE LA CUENCA
- (2) ÁREA TOTAL ENTRE LAS ISÓPETAS Y EL PARTEAGUAS
- (3) ÁREA ENTRE LAS ISÓPETAS
- (4) PRECIPITACIÓN MEDIA ENTRE CADA DOS ISÓPETAS Y
CORRESPONDE A LOS VALORES P_i DE LA TABLA ANTERIOR
- (5) SE OBTIENE DE MULTIPLICAR (3) POR (4)
- (6) ES LA SUMA ACUMULADA DE LOS VALORES ANTERIORES
- (7) SE OBTIENE DE DIVIDIR (6) ENTRE (2), Y SON LOS
VALORES DE LA h_{pM} PARA LAS ÁREAS ENTRE ISÓPETAS

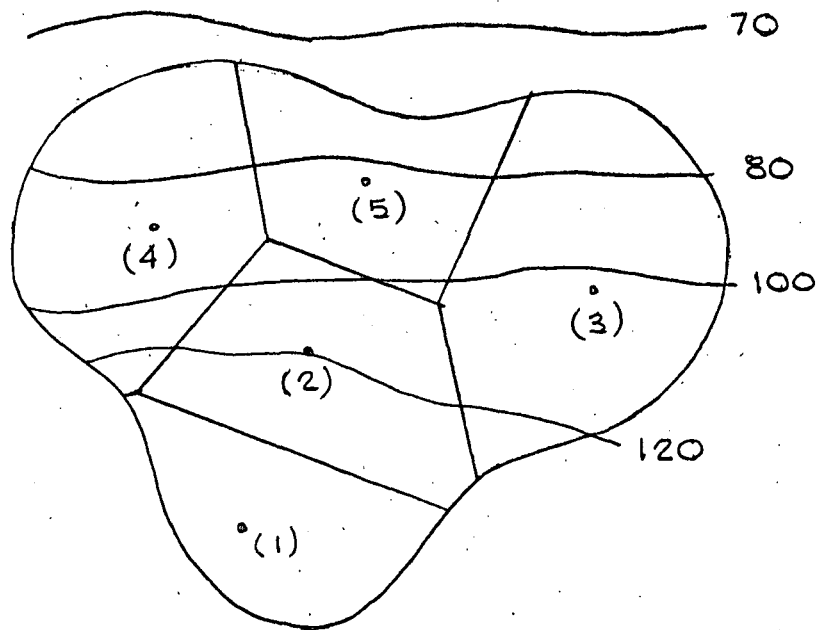
REGISTROS DE PLUVIÓGRAFOS PARA LA
TORMENTA EN ESTUDIO (CURVAS-MASA)



CON LOS DATOS DE LLUVIA TOMADOS DE LA CURVA MASA,
SE FORMA EL SIGUIENTE CUADRO. (TABLA 3)

ESTACION	PRECIPITACION ACUMULADA (MM)				PRECIPITACION MAXIMA ABSOLUTA (MM)			
	6	12	18	24	6	12	18	24
1	22	39	75	130	55	80	110	130
2	10	20	50	120	71	100	111	120
3	8	32	45	106	62	74	99	106
4	0	10	65	90	56	81	90	90
5	10	25	40	81	21	56	71	81

SE ELABORA LA FIGURA RESULTANTE DE LA SUPERPOSICIÓN DE LOS POLÍGONOS DE THIESSEN Y DE LAS ISÓMETAS DE LA TORMENTA, DE LAS ESTACIONES CONSIDERADAS.

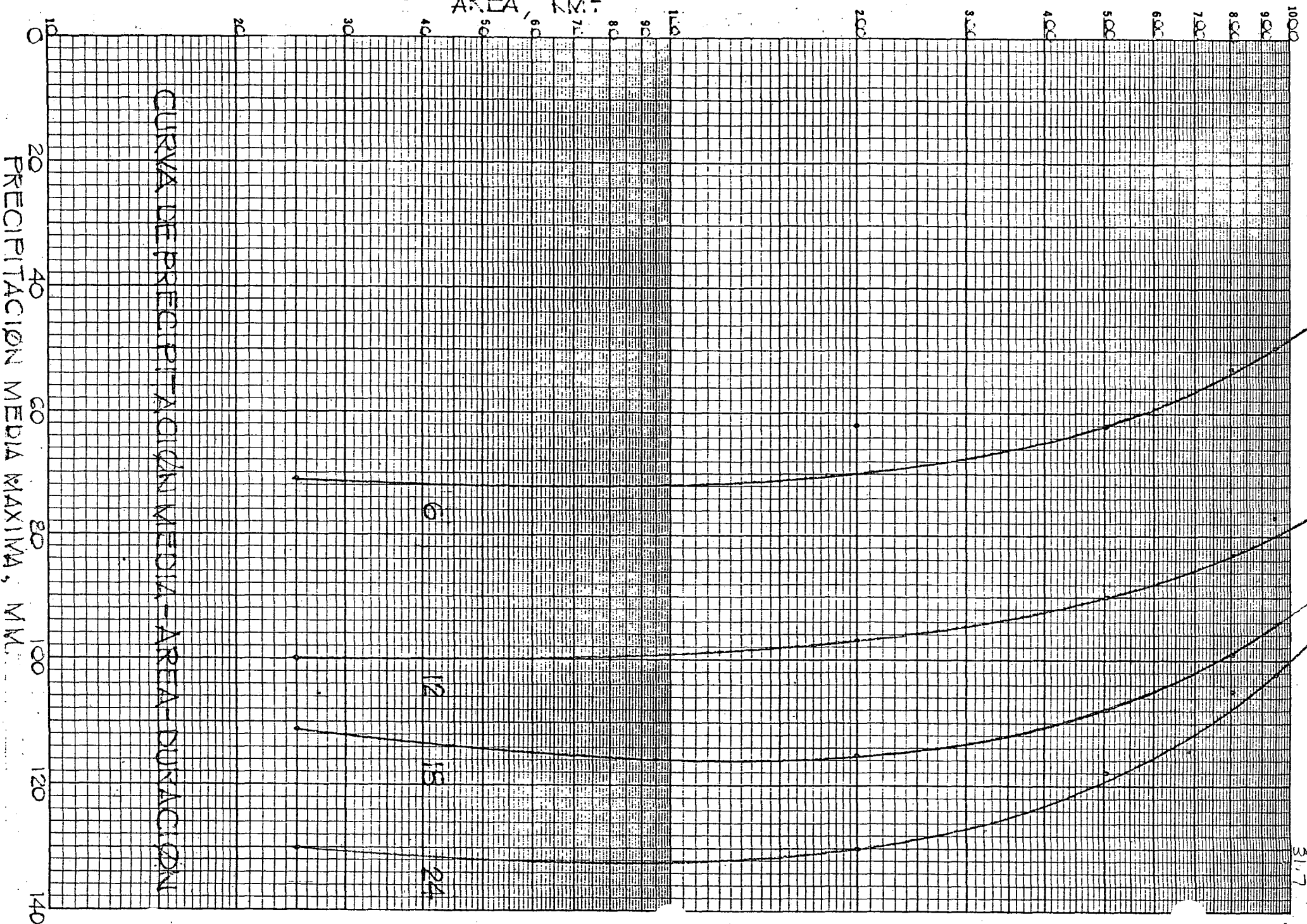


PARA CALCULAR LAS ALTURAS DE PRECIPITACIÓN - AREA PARA DIFERENTES TIEMPOS, TODOS SUB - MULTIPLOS DE LA DURACIÓN TOTAL, SE PROCEDE A ELABORAR UN CUADRO QUE CONTENGA LA INFORMACIÓN PROCESADA.

COMBINACION MAXIMA ENTRE ALTURA DE PRECIPITACION
MEDIA Y DURACIONES. -

ISOTETA ENVOLVENTE			DESCRIPCION	AREA EFEC. THIESS. %	DURACION EN HORAS			
MM	PRECIP. MEDIA (MM)	AREA TOTAL (KM ²)			6	12	18	24
120	130	200	ESTACION 1	60	13	23	45	78
			ESTACION 2	30	3	6	15	34
			ESTACION 3	10	1	3	5	11
			CURVA MASA MEDIA	100	17	32	65	125
			C.M. AJUSTADA		18	33	68	130
			INCREMENTO AJUST.		18	15	35	62
			PRECIP. MAX.-DURAC.		62	97	115	130
100	110	506	ESTACION 1	20	4	8	15	26
			ESTACION 2	40	4	8	20	48
			ESTACION 3	30	2	9	13	32
			ESTACION 4	7	0	1	5	6
			ESTACION 5	3	0	1	1	2
			CURVA MASA MEDIA	100	10	27	54	114
			C.M. AJUSTADA		10	28	56	118
			INCREMENTO AJUST.		10	18	28	62
80	107	804	ESTACION 1	12	3	5	9	16
			ESTACION 2	20	2	4	10	24
			ESTACION 3	30	2	9	13	32
			ESTACION 4	25	0	3	16	23
			ESTACION 5	13	1	3	5	10
			CURVA MASA MEDIA	100	8	24	53	105
			C.M. AJUSTADA		8	24	54	107
			INCREMENTO AJUST.		8	16	30	53
70	102	942	ESTACION 1	10	2	4	7	13
			ESTACION 2	18	2	4	9	21
			ESTACION 3	32	3	10	14	34
			ESTACION 4	26	0	3	17	23
			ESTACION 5	14	1	4	6	11
			CURVA MASA MEDIA	100	8	25	53	102
			C.M. AJUSTADA		8	25	53	102
			INCREMENTO AJUST.		8	17	28	49
			PRECIP. MAX.-DURAC.		49	77	94	102
		25	REGISTRO MAS DESFAVORABLE EN UNA ESTAC.		71	100	111	130

AREA, KM²



CURVA DE PRECIPITACION MEDIA - AREA - DURACION

PRECIPITACION MEDIA MAXIMA, MM.

DESCRIPCION DEL CUADRO ANTERIOR.

- (1) ISOYETA, que se estudia o analiza.
- (2) PRECIPITACION MEDIA, este valor se tiene en el cuadro del cálculo de la Precipitación Media para las áreas dentro de las isoyetas, columna (7).
- (3) AREA TOTAL, es el área entre la isoyeta y el parteaguas. Este dato aparece en el cuadro del Cálculo de la Precipitación media para las áreas dentro de las isoyetas, columna (2).
- (4) DESCRIPCION, indica las estaciones que estan dentro del área comprendida entre la isoyeta y el parteaguas. Además se indica el cálculo de la Curva Masa Media, Curva Masa Ajustada, Incremento Ajustado y Precipitación Máxima-Duración.

- (5) AREA EFECTIVA, es el % del área del polígono de Thiessen de cada estación al área de la isoyeta.

Procedimiento: se planimetrea la porción del polígono y su área se divide entre el área total de la isoyeta, expresandose en %. Esto mismo se hace para cada porción de polígono que esta dentro de la isoyeta y el parteaguas.

- (6) En estas columnas se indican los valores de la precipitación para
- (7) 6, 12, 18 y 24 horas para cada una de las estaciones --
- (8) indicadas. Estos valores son el producto de la Precipi--
- (9) tación Acumulada (Tabla 3) por su % de área efectiva.

Por ejemplo: Estación 1.- 60% 6 hrs. $22 \times 0.60 = 13$
 12 hrs. $39 \times 0.60 = 23$

CURVA MASA MEDIA, es la suma de cada uno de los valores que estan -- en las columnas (5), (6), (7), (8) y (9).

CURVA MASA AJUSTADA, son los valores corregidos de la Curva Masa --- Media que se obtienen de la aplicación del factor que resulta de dividir la Precipitación Media dentro de las Isoyetas (tabla 2) entre la correspondiente a las 24 hr. de la Curva Masa Media. Este factor multiplica a los --- valores de la C. M. M. para las duraciones indicadas, -- teniendo de esta manera el ajuste.

Por ejemplo: $130 / 125 \times 17 = 18$ $118 / 114 \times 10 = 10$
 $130 / 125 \times 32 = 33$ $118 / 114 \times 27 = 28$

INCREMENTO AJUSTADO, son los incrementos de precipitación para cada intervalo de tiempo (6 horas), valores tomados de la -- Curva Masa Ajustada.

Por ejemplo: $18 - 0 = 18$, $33 - 18 = 35$, etc.

PRECIPITACION MAXIMA - DURACION, es el valor que se obtiene de maximizar los Incrementos Ajustados o sea se trata de encontrar la máxima relación entre las lluvias y el tiempo. Para el primer intervalo de tiempo, se escoge el mayor Incremento Ajustado, por ejemplo 62 mm; para una duración de dos intervalos, se busca la combinación de dos Incrementos Ajustados que den una altura mayor, por ejemplo $62 + 35 = 97$ mm, etc.

REGISTRO MAS DESFAVORABLE EN UNA ESTACION, para hacerlo, se considera que los datos de una estación pluviografica son representativos de una área de 25 km². Estos datos, se toman de la Tabla , escogiendose los valores mayores de la Precipitación Máxima Absoluta para 6, 12, 18 y 24 hrs.

CON LOS VALORES DE LA PRECIPITACION MAXIMA - DURACION Y LOS DE SU AREA TOTAL CORRESPONDIENTE, se procede a trazar las CURVAS DE ALTURA DE PRECIPITACION - AREA - DURACION.

ANÁLISIS DE LOS REGISTROS DIARIOS DE LLUVIA.

Debido a los pocos pluviógrafos de que se dispone, generalmente se desconocen las características de las lluvias en una zona, aunque se disponga de pluviómetros. En realidad, el problema que se tiene es que como las lecturas del pluviómetro se hacen cada 24 horas, no se puede conocer, al anotar una altura de lluvia registrada en ese período, si corresponde a una sola tormenta o a una sucesión de ellas y cual es la duración real de cada una de ellas.

En el caso de disponer de un pluviógrafo dentro de la zona por analizar, los registros de los pluviómetros se pueden ajustar e inferir la curva masa de la tormenta correspondiente a cada pluviómetro con base en una relación lineal con el registro de pluviógrafo. La precisión de esta relación depende de la exactitud de la correlación entre cada estación pluviométrica con la estación pluviográfica. Además, es necesario considerar la distancia entre las estaciones y si estas se encuentran en una zona meteorológicamente homogénea.

Una zona es homogénea meteorológicamente, si la posibilidad de ocurrencia de una tormenta de cualquier intensidad es la misma en todos los puntos de la zona. Esto implica que si la zona es homogénea, la curva masa de la lluvia registrada por un pluviógrafo es representativa de la distribución de la tormenta en dicha zona.

PRECIPITACION MAXIMA PROBABLE.-

Para algunos problemas de diseño, por ejemplo, vertedores, conviene conocer la precipitación máxima que se puede presentar en la cuenca por drenar. Se puede pensar que exista un límite superior de esta, la cual se designa como PMP.

Puede determinarse:

- a) Preparando curvas de PMP-Area-duración representativas de la región donde esté situada la cuenca.
- b) Selección, a partir de esas curvas, de la tormenta por usar en la cuenca estudiada.

Para preparar las curvas, se calculan las correspondientes a todas las tormentas que puedan transportarse a la región y se seleccionan las más desfavorables. Algunas veces se corrigen, usando un factor de humedad.

Existe otro método, que consiste en maximizar -- las lluvias que se presenten en montañas.

Se basa en la trasposición de tormenta, denominando al método como isoporcentaje.

Se debe contar con isoyetas de tormentas de 24 - hrs. y con isoyetas medias anuales de la cuenca en estudio.

Las isoyetas de tormentas, son las que se transportan.

Se deducen los puntos de intersección que representan la relación entre las isoyetas media. anual y las isoyetas de una cierta tormenta.

Posteriormente se trazan curvas con igual relación, las cuales se denominan curvas de isoporcentaje.

A.3.- INFILTRACION.-

Es el proceso mediante el cual el agua penetra en las capas superiores del suelo. La máxima lámina de agua que puede absorber un suelo bajo unas condiciones dadas, en un intervalo de tiempo, se llama ---

CAPACIDAD DE INFILTRACION (f).

La capacidad de infiltración depende de muchos factores, como son tipo de suelo, tipo de vegetación, temperatura, humedad del suelo, profundidad del nivel freático, intensidad de lluvia, etc.

La capacidad de infiltración puede medirse usando los infiltrómetros, de preferencia en pequeñas áreas cerradas, aplicando artificialmente agua al suelo. Su aplicación más favorable es en cuencas experimentales.

Estos aparatos son los de carga constante, que consiste en un molde enterrado en el suelo, sobre el que se vierte agua. El caudal de agua necesario para mantener una lámina de agua constante dividido entre

el área transversal del molde nos dará el valor de la f . Estos aparatos solo consideran la influencia del uso del suelo, vegetación y algunas variables físicas. Desde luego que los valores obtenidos de esta manera pueden cambiar con respecto a la real, por el hecho de no tomar en cuenta el efecto de las gotas de lluvia sobre el suelo (compactación y lavado de finos), la alteración de las condiciones del suelo al hincar el molde, en virtud de que el área afectada puede ser un porcentaje apreciable del área de prueba, ya que esta es pequeña.

La precipitación en exceso que es la que produce escurrimiento superficial, se define como la diferencia entre la intensidad de lluvia (i) y la capacidad de infiltración (f).

La capacidad de infiltración disminuye durante la precipitación debido, entre otras causas, el incremento en la humedad del suelo.

Para obtener la variación de la infiltración -- respecto al tiempo en una cuenca para una lluvia determinada, es necesario conocer el hietograma de la

tormenta, así como la distribución en el tiempo de -- los caudales de la corriente (hidrograma). Se podrán hacer análisis horarios, si la cuenca dispone de pluviógrafo y estación de aforos en la salida. En caso -- de disponer de pluviómetro, solo se harán análisis -- diarios.

Se han desarrollado criterios para obtener la infiltración producida por una tormenta, una vez que ha terminado el escurrimiento directo. Puede considerarse que:

$$P = Q + F$$

Donde: P = volumen de precipitación

Q = volumen de escurrimiento directo

F = volumen de infiltración

En el valor de F se esta considerando el valor -- de intercepción y almacenaje por depresión; ya que no es factible de medirlos.

INDICE DE INFILTRACION MEDIA.-

La diferencia entre la precipitación total y el

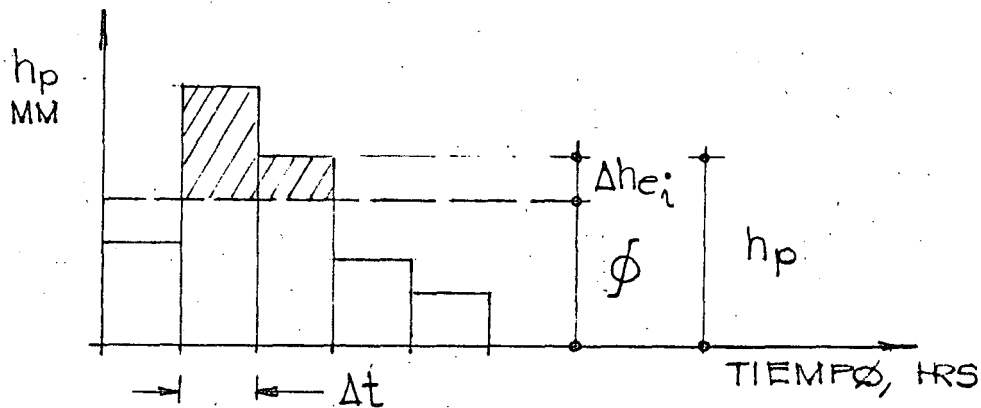
escurrimiento directo nos proporciona el valor medio de la infiltración y las pérdidas.

Este índice está basado en la hipótesis de que, para una tormenta con determinadas condiciones iniciales, la cantidad de recarga en la cuenca permanece constante a través de toda la duración de la tormenta. Así, si se conoce el hietograma de la tormenta, el índice de infiltración medida, que designaremos como ϕ , es la intensidad de lluvia media sobre la cual el volumen de lluvia en exceso es igual al del escurrimiento directo observado.

Cabe recordar que el hietograma es la representación de la variación de la intensidad de lluvia a intervalos de tiempo constante. Su área proporciona la altura de lluvia total durante toda la tormenta. Se supone que esta altura está distribuida uniformemente en toda el área drenada. Pueden emplearse, alturas de lluvias si no se cuentan con intensidades, para construir el hietograma.

La hipótesis presentada corresponde al criterio propuesto por Horner y Lloyd, el cual puede quedar

representado de la siguiente manera.



El valor de ϕ , lo obtendremos por tanteos y se tendrá cuando se cumpla que:

$$\sum \Delta h_{e_i} = h_e$$

h_e = Lluvia en exceso, que resulta de dividir el volumen de escurrimiento directo, V_e , entre el área de la cuenca, A .

Δh_{e_i} = Lluvia en exceso en el intervalo de tiempo, Δt .

Desde luego que cuando la variación de lluvia en el intervalo de tiempo resulte menor que el valor de ϕ supuesto, se aceptará que todo lo llovido se infiltró.

Con base en lo anterior, podemos valuar el volumen de infiltración, a partir de:

$$F = (h_p - h_e) A$$

F = volumen de infiltración

he = altura de lluvia en exceso

hp = altura de lluvia debida a la tormenta, la
cual es el valor de la $\sum hp_i$

Desarrollaremos un ejemplo para la aplicación --
del presente criterio.

DETERMINACIÓN DEL COEFICIENTE DE INFILTRACIÓN (ϕ)..

DE UNA CUENCA SE OBTUVO EL HIDROGRAMA PARA UNA TORMENTA DE 3 HORAS DE DURACIÓN, OBTENIÉNDOSE AL SEPARAR EL GASTO DIRECTO Y DIVIDIRLO ENTRE EL AREA, UNA LLUVIA EN EXCESO $h_e = 3.0 \text{ CM}$

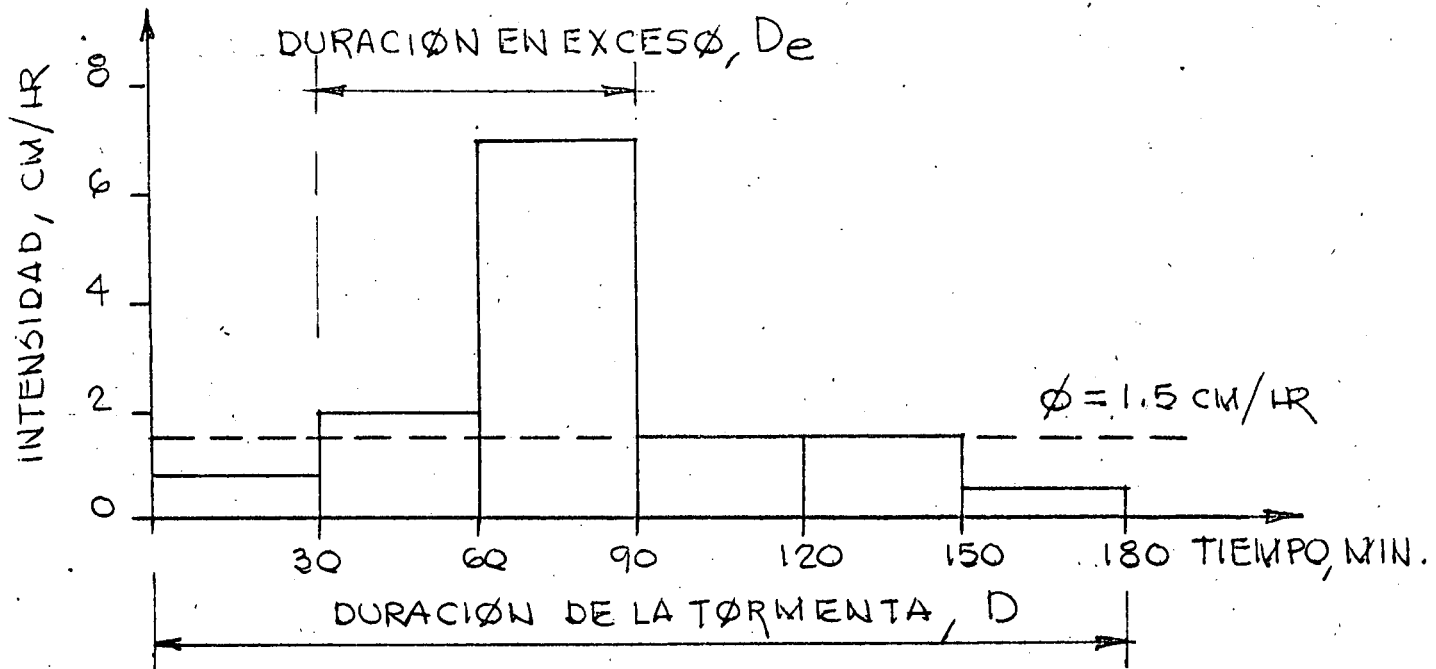
LA ALTURA TOTAL DE LLUVIA REGISTRADA FUE DE 6.6 CM Y SU DISTRIBUCIÓN SE MUESTRA A CONTINUACIÓN.

(1) DURACIÓN MIN-HR	(2) INTENSIDAD (i) CM/HR	(3) PRECIP. ACUM. (hp) CM	(4) INICIO TIEMPO (Δt) MIN	(5) PRECIP. EN EL Δt CM	(6) INTENSIDAD EN EL Δt CM/HR	(7) ORDEN ADPT. DE LA L
0			30	3.5	7.0	0.7
30 0.5	7.0	3.5	30	1.0	2.0	2.0
60 1	4.5	4.5	30	0.75	1.5	7.0
90 1.5	3.5	5.25	30	0.75	1.5	1.5
120 2	3.0	6.0	30	0.25	0.5	1.5
150 2.5	2.5	6.25	30	0.35	0.7	0.5
180 3	2.2	6.6				

- (1) Y (2) A PARTIR DE LOS DATOS DEL PLOVIÓGRAFO
 (3) EL PRODUCTO DE (1) POR (2)
 (5) RESTANDO A CADA VALOR DE (3) EL VALOR ANTERIOR
 (6) EL COEFICIENTE DE (5) ENTRE (4)

CON ESTOS DATOS, COLUMNA (6), SE TRAZA EL HIETÓGRAMA CORRESPONDIENTE, ORDENANDO LOS VALORES, SUPONIENDO QUE LA MAXIMA ALTURA DE LLUVIA SE PRESENTA A LA TERCERA PARTE O MITAD DE LA DURACIÓN DE LA TORMENTA, COLUMNA (7).

HIETÓGRAMA



PARA DETERMINAR EL VALOR DE ϕ , SE HACEN TANTEOS:

$$\text{SEA } \phi = 3.0 \text{ CM/HR}$$

$$h_e = (7 - 3) 0.5 = 2.0 \text{ CM/HR} < 3.0 \text{ CM/HR}$$

$$\text{SEA } \phi = 1.5 \text{ CM/HR}$$

$$h_e = (7 - 1.5) 0.5 + (2 - 1.5) 0.5 = 2.75 + 0.25 = 3.0 \text{ CM/HR}$$

POR LO TANTO EL INDICE DE INFILTRACION MEDIA ES

$$\phi = 1.5 \text{ CM/HR}$$

COMO PUEDE VERSE EN EL HIETÓGRAMA, LA DURACION EN EXCESO D_e DE LA LLUVIA ES DE 60 MINUTOS.

CURVAS DE INFILTRACION MEDIA .-

DATOS DE TORMENTAS REGISTRADAS

TORMENTA	DURACION t HRS	INTENSIDAD i MM/HR	ALTURA DE PRECIPITACION h_i MM	ALTURA DE LLUYA TOTAL h_p MM
A	0 1 2 3	20 57 30	20 57 30	107
B	3 4 5	38 16	38 16	54
C	9-18' 10-18' 11-18' 12-18' 13-18'	53 23 7 4	53 23 7 4	87

TORMENTA	ALTURA DE			DURACIÓN EN EXCESO D_e HRS.	PERIODO DE TIEMPO Δt HRS.	DURACIÓN INFILTR. t HRS.	CAPACIDAD DE INFILTR. MEDIA f MM/HR
	LLUVIA TOTAL h_p MM	LLUVIA EN EXCESO h_e MM	INFILTRAC. MEDIA h_f MM				
A	107	24.5	82.5	2	0.2	2.06	39.9
B	54	19.0	35.0	1	0.6	1.2	29.2
C	87	47.5	39.5	2	0	2	19.8

PROCESO DE CALCULO...

AREA DE LA CUENCA, $A = 10 \text{ km}^2$

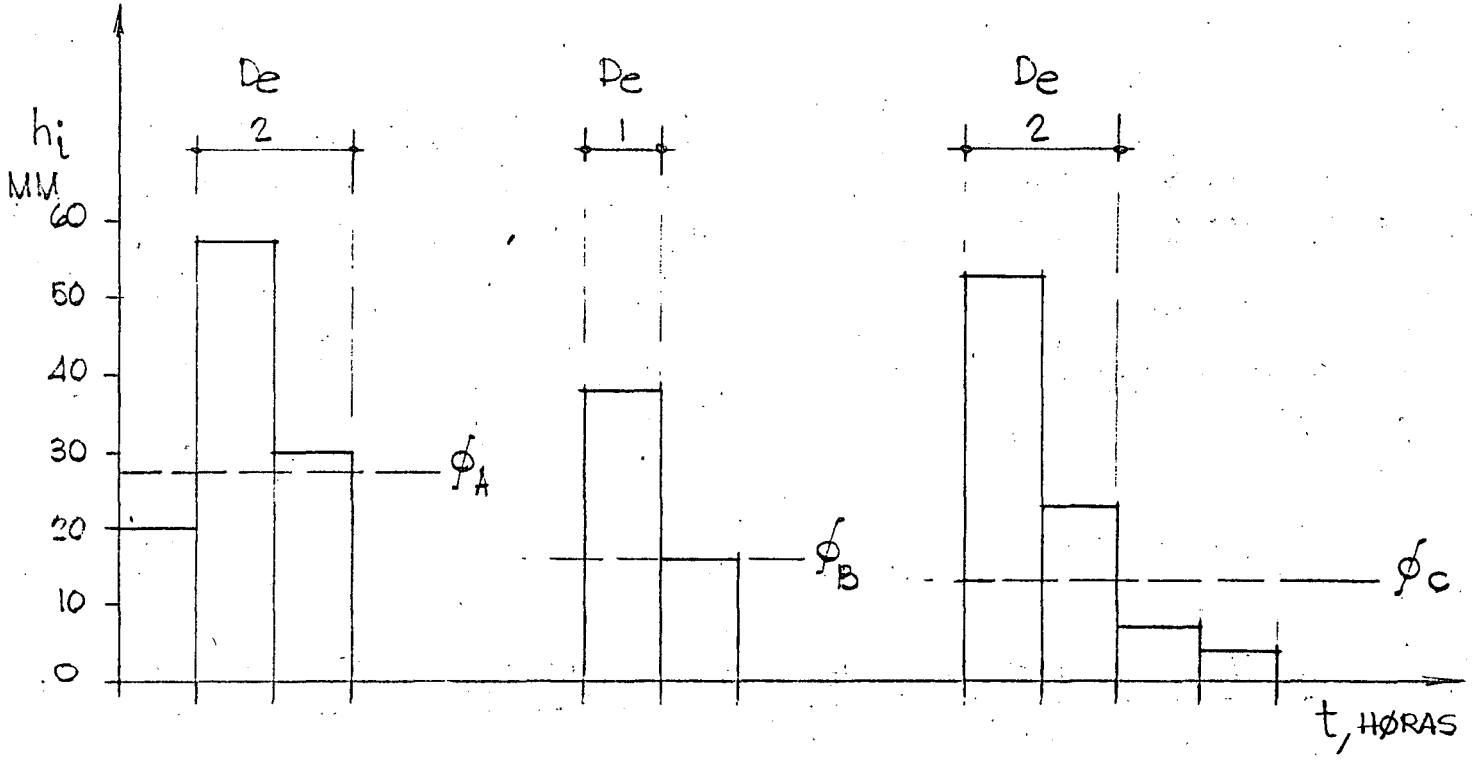
SE CALCULA LA LLUVIA EN EXCESO, $h_e = \frac{V_e}{A}$

EL VOLUMEN DE ESCURRIMIENTO DIRECTO V_e , SE OBTIENE DEL HIDROGRAMA, O BIEN SE SUMAN TODAS LAS ORDENADAS DEL HIDROGRAMA, ES DECIR LOS GASTOS DIRECTOS; Y SI LOS REGISTROS SON PARA UN INTERVALO DE TIEMPO CONSTANTE, LA SUMA DE LOS GASTOS SE MULTIPLICARAN POR DICHO INTERVALO EXPRESADO EN SEGUNDOS.

ALTURA DE INFILTRACION MEDIA, $h_f = h_p - h_e$

DURACION EN EXCESO, D_e - COMO UNA BUENA APROXIMACION DE SU VALOR, PODEMOS TOMAR AL VALOR DE h_f COMO VALOR DEL INDICE DE INFILTRACION ϕ , PARA CON EL, TRABAJAR EN EL HIETOGRAMA DE LA TORMENTA CORRESPONDIENTE, PARA DETERMINAR EL VALOR DE D_e .

HIDROGRAMAS PARA EL CALCULO DE D_e .



$$\phi_A = 82.5 \text{ MM} / 3 \text{ HORAS} = \frac{82.5}{3} = 27.5 \text{ MM/HR}$$

$$\phi_B = 35.0 \text{ MM} / 2 \text{ HORAS} = \frac{35.0}{2} = 17.5 \text{ MM/HR}$$

$$\phi_C = 39.5 \text{ MM} / 4 \text{ HORAS} = \frac{39.5}{4} = 9.9 \text{ MM/HR}$$

$$h_{eA} = (5.7 - 2.75) + (3.0 - 2.75) = 2.95 + 0.25 = 3.2 > 2.45 \text{ CM}$$

$$h_{eB} = (3.8 - 1.75)1 = 2.05 > 1.9 \text{ CM}$$

$$h_{eC} = (5.3 - 0.99)1 + (2.3 - 0.99)1 = 4.32 + 1.32 = 5.64 > 4.75 \text{ CM}$$

EN EL HIDROGRAMA SE INDICA EL VALOR DE D_e OBTENIDO Y RECORDANDO QUE EN EL MISMO EXISTE UN PUNTO DE INFLEXION MUY PROXIMO A SU PICO, DONDE APROXIMADAMENTE CESA EL FLUJO POR TIERRA, POREMOS DETERMINAR EL VALOR Δt .

DURACION DE LA INFILTRACION, t . - LA CALCULAMOS
CON LA EXPRESION DE HORTON.

$$t = D_e + \frac{\Delta t}{3}$$

$$t_A = 2 + \frac{0.2}{3} = 2 + 0.06 = 2.06 \text{ HRS.}$$

$$t_B = 1 + \frac{0.6}{3} = 1 + 0.2 = 1.20 \text{ HRS.}$$

$$t_C = 2 + 0 = 2.0 \text{ HRS.}$$

CAPACIDAD DE INFILTRACION MEDIA, f .

$$f = \frac{hf}{t}$$

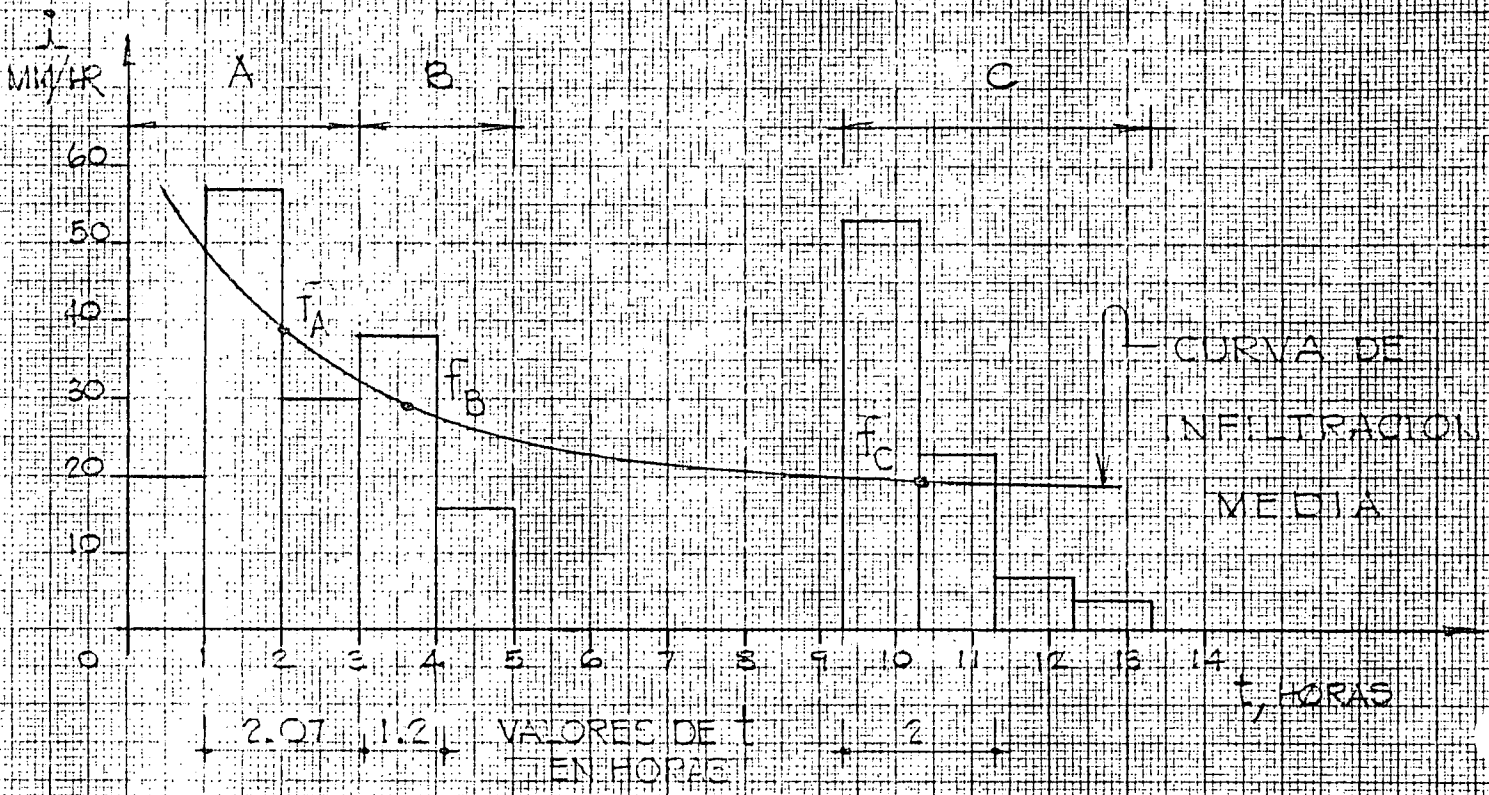
$$f_A = \frac{82.5}{2.06} = 39.9 \text{ MM/HR}$$

$$f_B = \frac{35.0}{1.2} = 29.2 \text{ MM/HR}$$

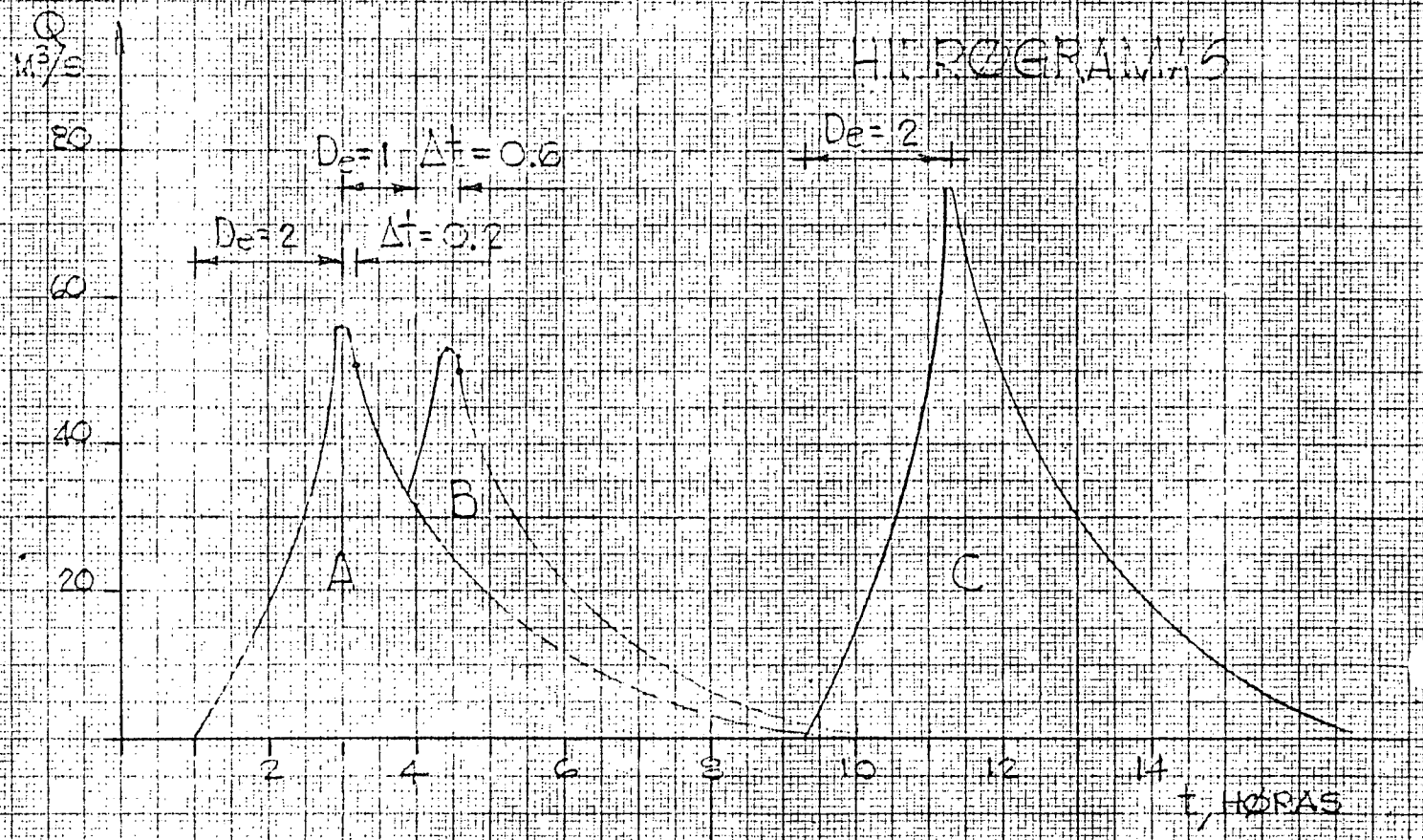
$$f_C = \frac{39.2}{2} = 19.8 \text{ MM/HR}$$

ESTOS VALORES DE f_A , f_B , f_C , LOS LOCALIZAMOS EN EL
PUNTO MEDIO DE LOS INTERVALOS DE DURACION DE
LA INFILTRACION t , Y UNIENDOS ESTOS PUNTOS
TENDREMOS LA CURVA DE INFILTRACION MEDIA.

HETEROGRANAS



HETEROGRANAS



A.4.- ESCURRIMIENTO

El escurrimiento es la parte de la precipitación drenada por las corrientes de las cuencas hasta su salida. El agua que fluye por las corrientes proviene de diversas fuentes, y, con base en ellas, se considera el escurrimiento como superficial, subsuperficial o subterráneo.

El superficial es aquel que proviene de la precipitación no infiltrada y que escurre sobre la superficie del suelo y la red de drenaje hasta salir de la cuenca. Se puede decir que su efecto sobre el escurrimiento total es directo y solo existirá durante una tormenta o inmediatamente después de que esta termine. La parte de la precipitación que contribuye a este escurrimiento es la precipitación en exceso.

El subsuperficial se debe a la precipitación infiltrada en la superficie del suelo, pero que se mueve lateralmente sobre el horizonte inferior del mismo. Esto puede ocurrir cuando exista un estrato impermeable paralelo a la superficie del suelo. Su efecto pue

de ser inmediato o retardado, dependiendo de las características del suelo. Si es inmediato, en general, se puede considerar como superficial y en caso de que no lo sea, se tratará como subterráneo.

El subterráneo es el que proviene del agua subterránea, la cual es formada por la precipitación que se infiltra, una vez saturado el suelo.

Para analizar el escurrimiento total, puede considerarse compuesto por los escurrimientos directo y base. Este último proviene del agua subterránea, y el directo es el originado por el escurrimiento superficial.

El esquema anexo indica las diferentes fases entre la precipitación y el escurrimiento totales.

Dicho esquema tiene la finalidad de interpretar la participación de cada escurrimiento. Por ejemplo, a la salida de una cuenca, teniendo una corriente perenne, mientras no se presente una tormenta, únicamente se tendrá escurrimiento base debido al agua subterránea; al presentarse una tormenta, si la cuenca es

pequeña, casi inmediatamente se tendrá también escurrimiento directo. El efecto de la tormenta se manifiesta directamente sobre el escurrimiento total y puede suceder que se requiera bastante tiempo para que el escurrimiento base, sea drenado.

PROCESO DEL ESCURRIMIENTO.

Cuando se presenta una lluvia en cierta zona, hay un período inicial en que el agua es interceptada por objetos que impiden que llegue al suelo; después se infiltra en el suelo o llena depresiones superficiales.

A la primera cantidad se le denomina lluvia interceptada, y en caso de presentarse una lluvia ligera, la mayor parte de ella puede ser interceptada.

La segunda cantidad se le llama infiltración, quedando representada la capacidad de infiltración del suelo, por el volumen máximo de agua que puede absorber en ciertas condiciones.

La última cantidad se denomina almacenaje por depresión, la cual se evapora o se infiltra o es apro

vechada por la vegetación.

Después de que han sido cubiertas todas las depresiones del suelo, se tiene la lluvia en exceso, h_{pe} , que representa la diferencia entre la intensidad de lluvia y la capacidad de infiltración. Esta lluvia en exceso se acumula sobre el terreno y posteriormente fluye hacia los cauces.

A ese movimiento, se le denomina flujo por tierra, siendo este flujo el escurrimiento superficial.

El límite superior de un manto de agua subterránea se le denomina nivel freático.

La humedad del suelo, es el agua que hay arriba del nivel freático, siendo la capacidad de campo la cantidad de agua que puede retener un suelo.

La deficiencia de humedad de un suelo queda representado por la diferencia entre la capacidad de campo de un suelo y la humedad contenida en determinado instante. Esta deficiencia puede originar en ciertas tormentas, que no haya recarga del acuífero a pesar de que se tengan infiltraciones.

MEDICION DEL ESCURRIMIENTO

La hidrometría es la rama de la Hidrología que estudia la medición de los escurrimientos. Desde el punto de vista hidrométrico nos interesa el escurrimiento cuando ya ha sido encauzado en corrientes donde es factible medirlo.

Los datos hidrométricos o de escurrimiento en una corriente pueden obtenerse por medio de escalas que señalen los niveles alcanzados por el agua. Contando con una "curva de gastos" de la corriente en el sitio, podremos conocer el gasto o caudal del río. Esta curva se obtiene con anterioridad y relaciona los niveles del agua con los gastos del río.

Mucho más confiables que los datos de lecturas de escala son los datos de estaciones hidrométricas o de aforos, instaladas sobre las corrientes más importantes.

Existen muchos tipos de estaciones de aforos. Entre las más comunes se tienen las que utilizan secciones de control artificiales y las llamadas "de cable

y canastilla".

Para la medición del caudal en las estaciones -- con sección de control artificial se dispone, generalmente, de un vertedor de longitud de cresta y coefi-- ciente de descarga conocidos; midiendo la carga sobre la cresta por medio de una escala vertical se completan los datos necesarios para la obtención del gasto mediante la aplicación de una ecuación sencilla de la Hidráulica General.

Una estación "de cable y canastilla" consiste en una plataforma móvil suspendida de un cable atracado firmemente en ambas márgenes de la corriente. Desde - la plataforma o canastilla se mide la velocidad del - agua en varios sitios y a diferentes alturas. Con las diferentes velocidades obtenidas y el área de influencia de cada una de ellas se estima la velocidad media de la corriente. Teniendo la sección topográfica del cauce y midiendo el nivel alcanzado por el agua puede obtenerse el área hidráulica correspondiente. Con el área y la velocidad, multiplicando, se obtiene el gasto.

Las velocidades pueden obtenerse por medio de un medidor de molinete, el que también se utiliza para construir o comprobar una curva de gastos. Los niveles del agua pueden medirse a partir de una escala vertical simple, o bien mediante limnómetros o limnógrafos.

Es obvio decir que tanto en las estaciones a base de escalas, como en las hidrométricas más complejas, deben hacerse lecturas varias veces al día, para tener una mejor idea del escurrimiento medio diario de la corriente.

A.4.1.- EL HIDROGRAMA.

A la representación gráfica del regimen de una corriente se le llama Hidrograma. El Hidrograma relaciona los gastos de la corriente con el tiempo de ocurrencia de los mismos. El área bajo un Hidrograma representa el volumen escurrido por la corriente.

En un Hidrograma que comprenda un período de varios años se puede observar la existencia de ciclos bien marcados que se repiten cada año. Dentro de un mismo año, en la generalidad de los casos pueden apreciarse dos períodos, uno de gasto mas o menos constante (o nulo si se trata de una corriente efímera) llamado período de estiaje y otro, con grandes incrementos en el caudal, llamado período de avenidas.

Una o más precipitaciones concentradas en una zona durante un cierto tiempo o el deshielo provocado por la elevación de la temperatura en primavera, producen un aumento notable del caudal que transporta -- una corriente formando una creciente, que puede llegar a ser de muy grandes proporciones, originando lo

que se llama una avenida.

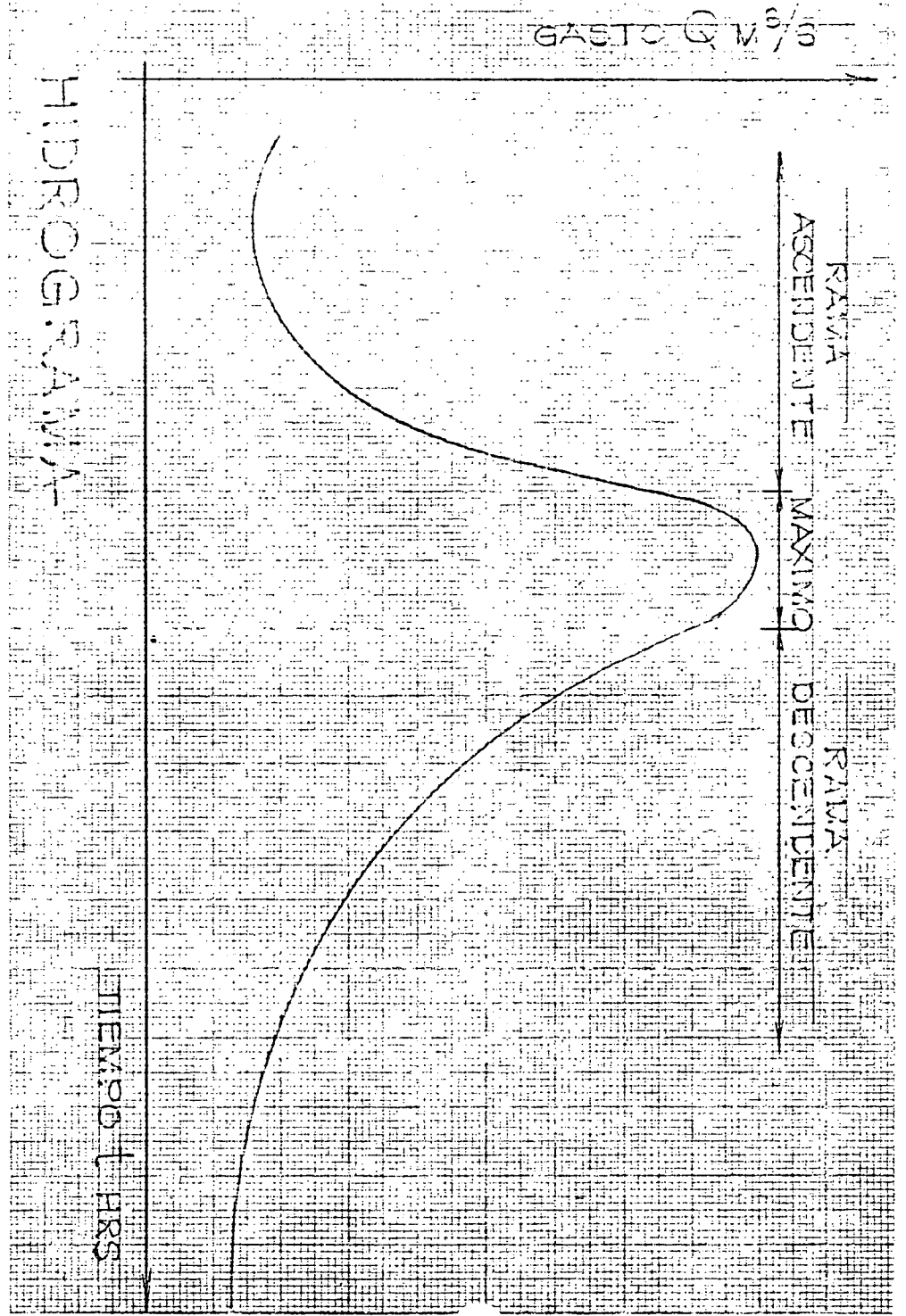
Cuando la avenida es producida por una sola tormenta, su Hidrograma se llama simple.

Un hidrograma típico de una avenida consta de -- las siguientes partes: una rama ascendente, un máximo o pico y una rama descendente. Las características de las tormentas determinan la forma de la rama ascendente, pero no influye en la determinación de la forma que adopta la rama descendente.

En la figura anexa, se muestran las partes del hidrograma, que mencionamos.

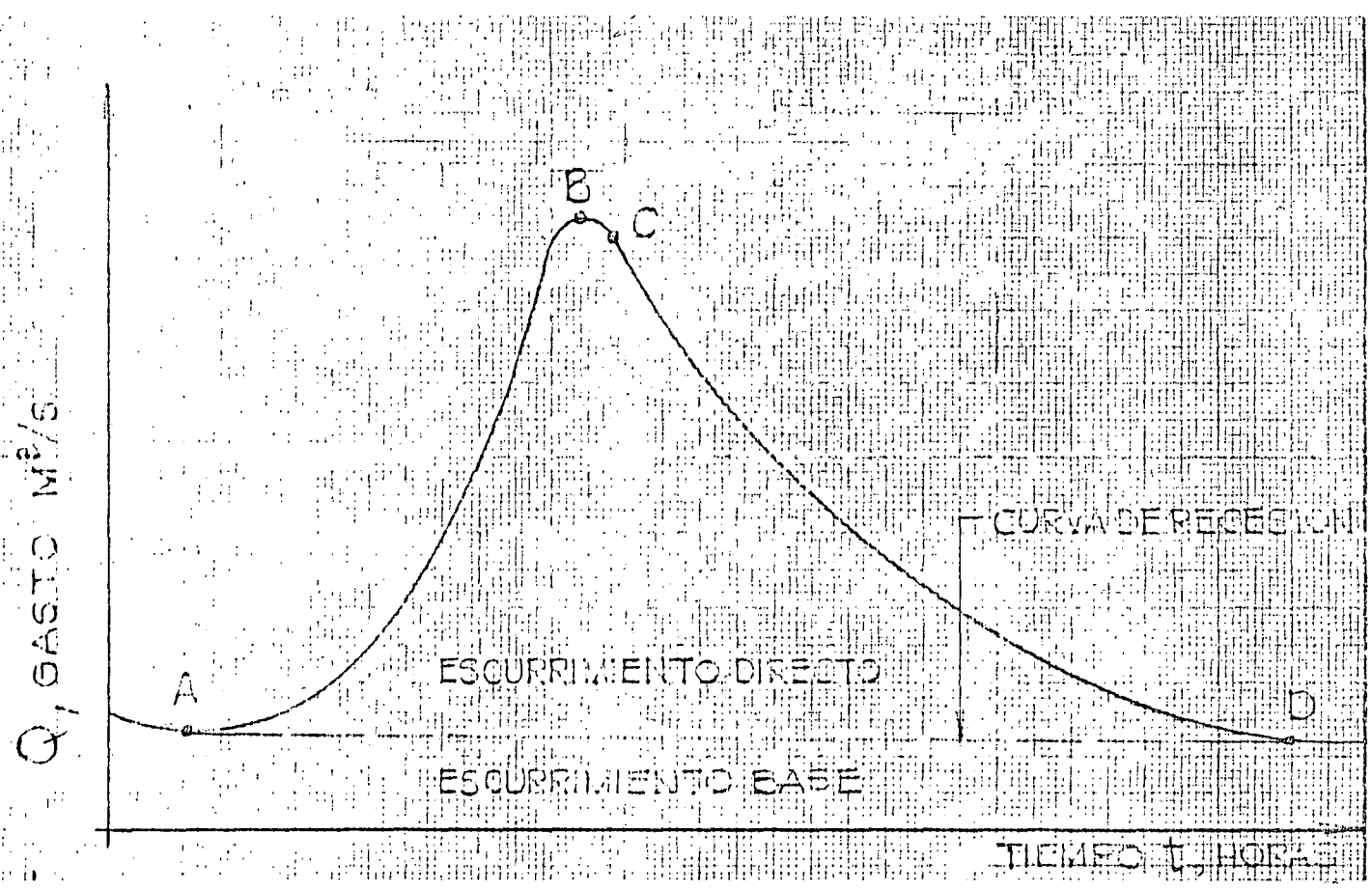
Analizando un hidrograma, este se puede descomponer en dos partes: escurrimiento base y escurrimiento directo. Como las definiciones de estos escurrimientos son relativamente arbitrarias, resulta de -- ello que también los métodos utilizados en Hidrología, para separarlos también serán arbitrarios.

En la figura se advierte que a partir del punto A (punto de levantamiento), se inicia el escurrimiento directo producto de una tormenta, alcanzando su --

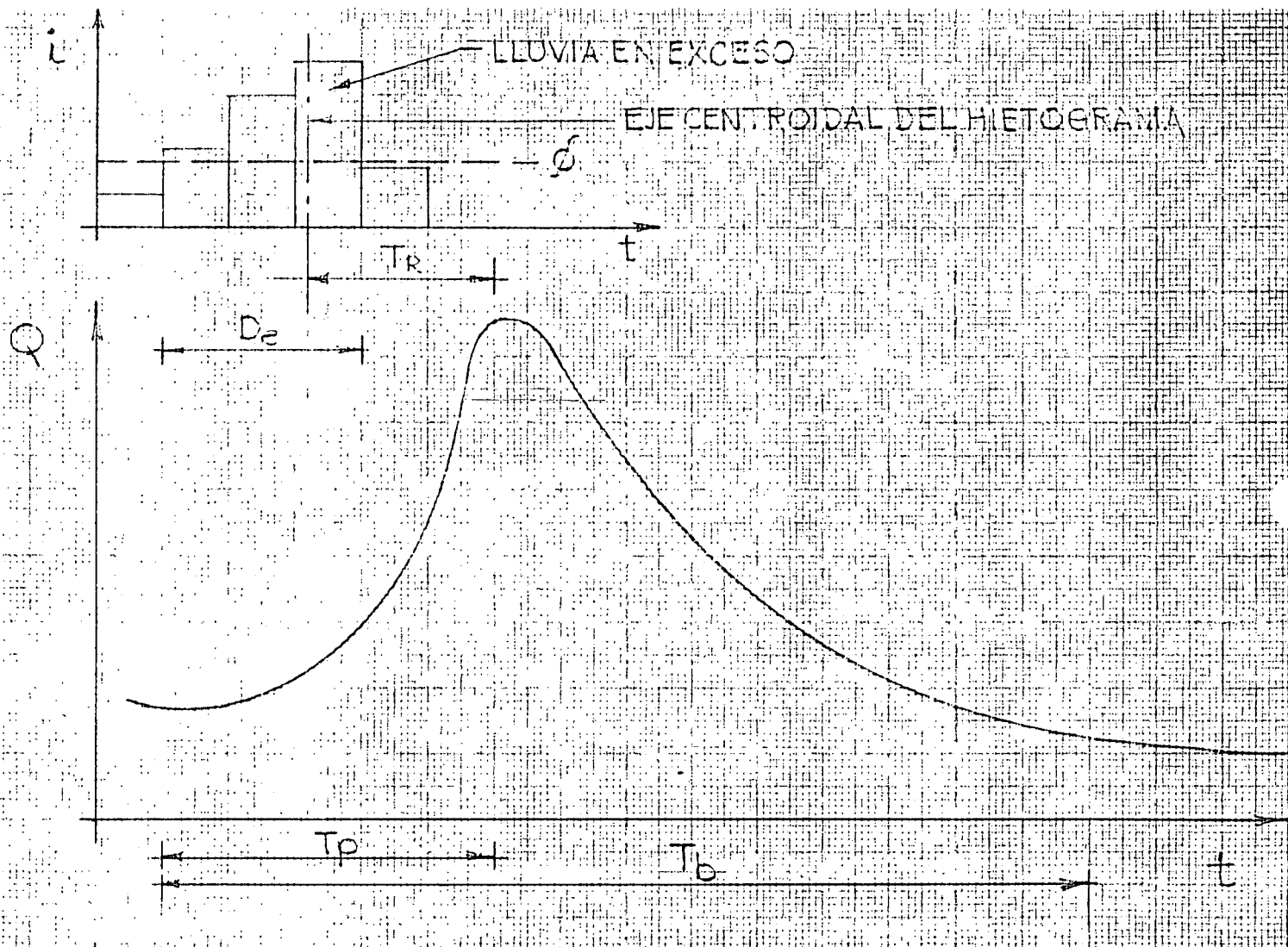


HIDROGRAMA

TIEMPO t HRS



HIDROGRAMA



gasto máximo en el punto B (punto de pico). El punto C es un punto de inflexión donde aproximadamente cesa el flujo por tierra, ya definido. El tramo CD es la curva de vaciado del escurrimiento directo producido por la tormenta. El tiempo que transcurre entre los puntos A y B se llama tiempo de pico, y el lapso entre los puntos A y D, tiempo base del hidrograma. El tiempo de retraso es aquel que transcurre desde el centro de masa de la lluvia al pico del hidrograma.

El escurrimiento directo está limitado por una curva a la que se ha llamado "curva de recesión del flujo base"

ANALISIS DE HIDROGRAMAS.

Consiste esencialmente en la separación de los escurrimientos directo y base, dependiendo de la información de que se disponga y empleando algunos criterios desarrollados.

Un criterio usual para hacer la separación, consiste en extender el descenso existente antes de la barranca del hidrograma hasta un punto por debajo de

su pico, trazo AP en la figura anexa, y del punto P - se traza una recta hasta un punto de la curva N días después del pico, trazo PN. El tiempo base, en el análisis del hidrograma, debe permanecer relativamente - constante de una barranca a otra.

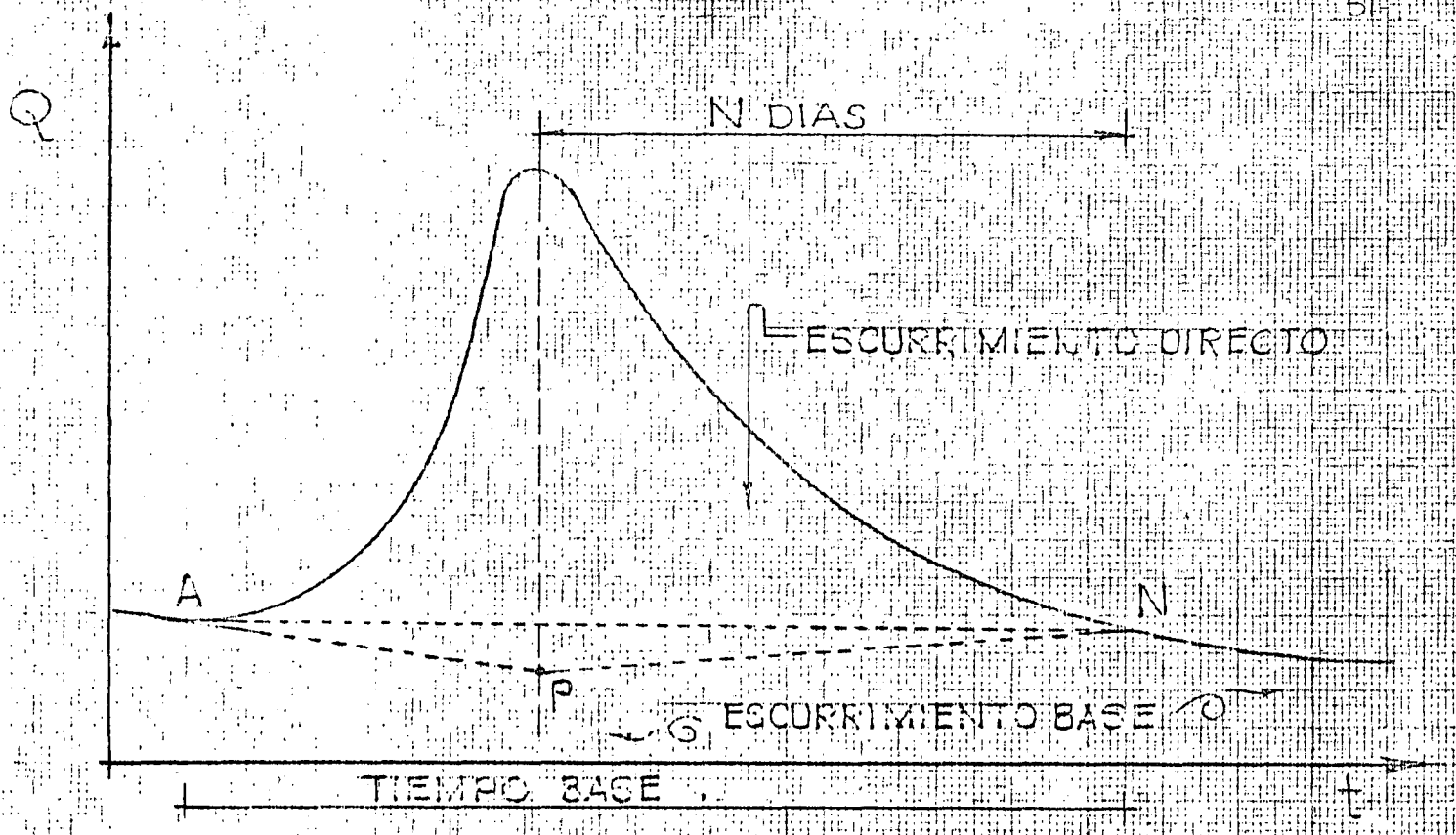
Para lograr el trazo anterior se calcula el tiempo en días que dura el escurrimiento directo después del pico, aplicando la expresión.

$$N = 0.827 A^{0.2}$$

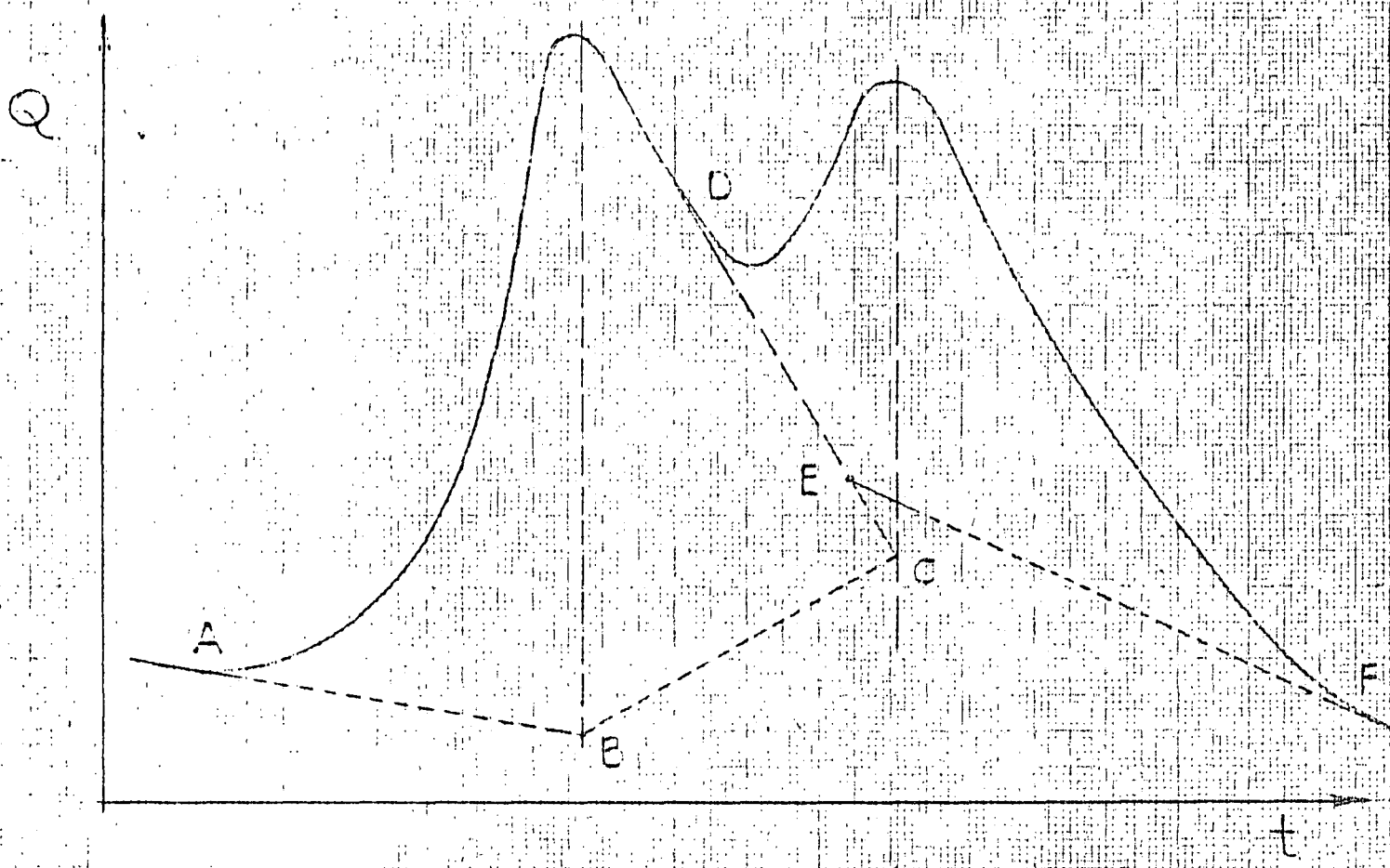
A área de recepción en km².

Otro criterio sencillo pero con la desventaja de incurrir en error al estimar el tiempo base del hidrograma, es trazar una línea horizontal a partir del punto inicial del mismo (A), hasta un punto N días después del máximo (N). La figura anexa muestra los trazos citados.

Un análisis mas detallado necesita del conocimiento de la forma de la curva de recesión o curva de vaciado de la cuenca, que muestra la variación del gasto base respecto al tiempo.



HIDROGRAFO DE UNA TORRENTA



La curva de vaciado de la cuenca puede obtenerse por superposición de hidrogramas de la corriente en época de estiaje, promediando los hidrogramas si el rango de variación no es demasiado amplio.

El análisis de un hidrograma se complica cuando se presenta otra tormenta antes de que la anterior haya sido desalojada de la cuenca. Para este caso además de separar el escurrimiento base del directo hay que separar el escurrimiento individual de cada tormenta.

Un método sencillo aplicable al caso en el cual el hidrograma presente el máximo de dos tormentas, definidos por un corto tramo de descenso después del primer máximo, consiste en separar las tormentas por medio de un pequeño tramo de descenso del escurrimiento total, línea DC en la figura anexa, y separando el caudal base del directo por cualquiera de los procedimientos vistos anteriormente, líneas ABC y EF.

RELACION ENTRE PRECIPITACION Y ESCURRIMIENTO.

La obtención de la relación entre la precipita-

ción y el escurrimiento constituye uno de los principales problemas de la Hidrología.

A la relación entre el volumen escurrido y el volumen llovido se le llama coeficiente de escurrimiento. Este coeficiente depende de muchos factores, como son la intensidad y duración de la precipitación, el tipo y uso del suelo, vegetación y pendientes del terreno, humedad del suelo, profundidad del nivel freático, etc., lo que lo hace de difícil valuación.

En función de la extensión del período de tiempo utilizado para analizar la precipitación y el escurrimiento, se distinguen dos tipos diferentes de relación.

- a) Relación con períodos grandes de tiempo, -- que utiliza registros anuales o mensuales -- para buscar la posible ampliación del registro de escurrimientos, ya que en la generalidad de los casos es menos extenso que el de precipitaciones.
- b) Relación con períodos cortos de tiempo, a --

base de datos diarios y horarios de precipitación y escurrimiento, que puede ser útil, por ejemplo, para la predicción inmediata de la magnitud de una avenida y el diseño adecuado de sistemas de alarma.

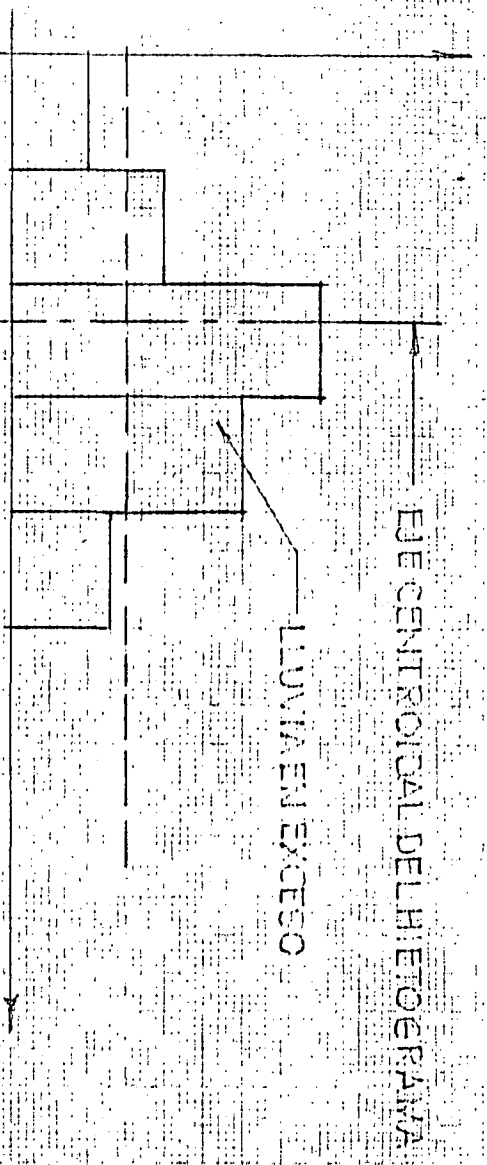
Se han estudiado correlaciones estadísticas entre datos de precipitación y escurrimiento, considerando para ello varios parámetros, de los cuales el de mayor influencia, según Butler que utilizó registros anuales y Kohler y Linsley que analizan tormentas individuales, es la condición de humedad del suelo antes de la precipitación, expresada mediante un coeficiente llamada índice de precipitación antecedente.

En el estudio del proceso lluvia-escurrimiento, para el análisis del mismo, se acostumbra poner el hietograma de la tormenta que origina el escurrimiento y el hidrograma obtenido con sus ejes coordenados paralelos y coincidentes en el tiempo, como se muestra en la figura anexa.

En dicha figura se indican algunos tiempos caracte

J

EJE CENTRICAL DEL HIETOGRAMA DE LLUVIA EN EXCESO



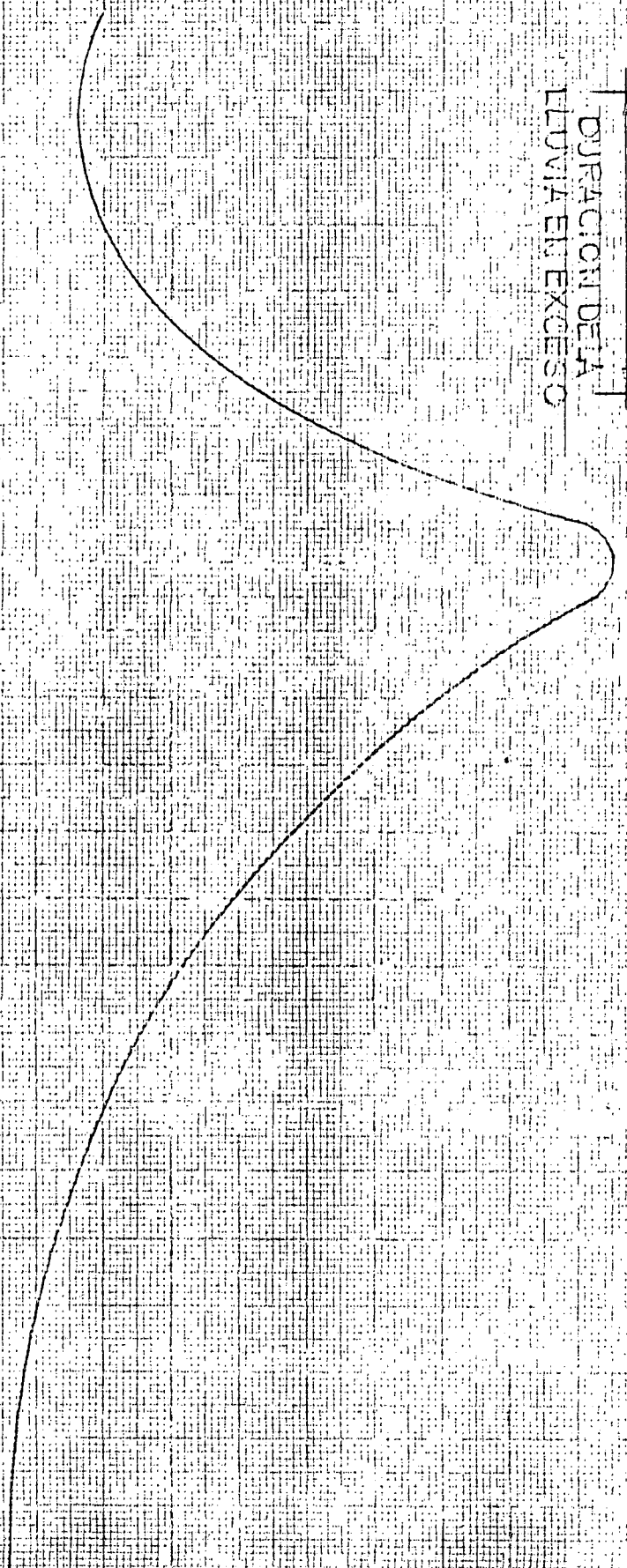
DURACION DE LA LLUVIA EN EXCESO

D_e

t_r

t

Q
 M^3/S



t_p

t_p

t_p

t , HRS

PROCESO LLUVIA-ESCURRIMIENTO

terísticos para el análisis del proceso lluvia escurrimiento, los que se comentan a continuación.

El tiempo base (t_b) indica la duración del escurrimiento directo debido a la tormenta. Al tiempo transcurrido desde que se inicia el escurrimiento superficial hasta que se presenta el gasto máximo se le llama tiempo de pico (t_p). El tiempo de retraso (t_r) indica el lapso desde el centroide de la precipitación en exceso hasta el instante en que ocurre el tiempo de pico.

Al tiempo de recorrido empleado por el agua en escurrir desde el extremo de la cuenca hasta la descarga se le conoce como "máximo tiempo de recorrido", o tiempo de concentración. Se le designa generalmente con t_c .

A.5.- METODOS PARA ESTIMAR CAUDALES MAXIMOS

Introducción

Se exponen y comentan algunos de los criterios - más utilizados para estudiar la magnitud de avenidas extraordinarias en un cauce.

Un método para determinar los probables caudales que pueden presentarse en una cuenca, debe reunir las siguientes características principales, para que se - considere aceptable

- a) que permita hacer un buen uso de los datos disponibles y de los conocimientos actuales de la hidrología.
- b) que indique el grado de confianza de los -- caudales estimados.
- c) que sea sencillo y de fácil aplicación.

La magnitud de una avenida máxima probable, es - de importancia para todos los proyectos que son dise- ñados para el futuro y es función directa del período

de retorno o frecuencia que se le asigne, el cual a su vez dependerá de la importancia de la obra y de su vida útil.

FRECUENCIA.

Es la periodicidad media estadística en años con que suele presentarse un evento de características semejantes. Por ejemplo si decimos que la frecuencia es de 10 años para un registro de 100 años, se espera -- que la magnitud del evento sea igualada o superada 10 veces en 100 años, sin que signifique que los eventos se vayan a suceder con intervalos precisos del orden de 10 años, pues es mas probable que 2 o más de ellos tengan lugar en un año o en un mes.

El período de frecuencia de una tormenta de diseño o gasto es elegido tomando en cuenta la importancia económica de los daños que pueden producir si ocurren simultaneamente o sucesivamente, provocando daños o inundaciones a la estructura en su vida útil, debido a una estimación errónea.

La frecuencia se determina ordenando en forma de-

creciente los datos disponibles, asignándole el número 1 al de mayor magnitud, el número 2 al siguiente - en magnitud y así sucesivamente.

La frecuencia, se obtiene de usar la formula

$$T_R = \frac{N}{m}$$

T_R período de retorno en años o frecuencia

N número de años registrados

M número de orden de la lluvia o gasto, cuya frecuencia se trata de obtener.

Por ejemplo, si en una estación se tienen registros durante 50 años, el valor del gasto que tenga en la lista, por ejemplo, el número de orden 2, es de esperarse que sea igualada o rebasada 2 veces en 50 --- años, por lo que su período de retorno o frecuencia - será $50 \div 2 = 25$ años.

Los diferentes métodos que se han desarrollado - para estimar avenidas máximas pueden clasificarse en cuatro grandes grupos, de acuerdo a los fundamentos y

consideraciones en que se basan, así como al tipo de datos que requieren para su aplicación. Estos grupos son los siguientes:

- 1) Fórmulas y métodos empíricos
- 2) Envolventes de gastos máximos
- 3) Métodos probabilísticos
- 4) Métodos basados en el hidrograma unitario

CURVAS INTENSIDAD - DURACION - TIEMPO DE RETORNO (i - d - T_R)

El trazo de estas curvas se hará tomando en cuenta las siguientes consideraciones:

De los datos pluviográficos de la estación base, se seleccionarán los valores de las lluvias máximas anuales, de duraciones que se escojan y se calculará la media de cada una.

Se escriben en orden decreciente de magnitud las intensidades medias de las lluvias máximas anuales de una determinada duración, asignándole a cada intensidad un número de orden. Así tendremos que a la mayor intensidad le corresponderá el número 1 y a la menor el número m.

Si llamamos "n" al número de años de que consta el período de registros pluviográficos se podrá calcular, para cada intensidad de lluvia de duración "d", el tiempo de retorno:
$$t_r = \frac{n}{m}$$

Los pasos anteriores se harán con todas las lluvias de las duraciones elegidas.

A continuación se podrán agrupar todas las lluvias que tengan igual tiempo de retorno, obteniéndose así un conjunto de pares de valores (duración, intensidad) que se podrán representar en un sistema de coordenadas; uniendo estos puntos mediante una línea continua, se tendrá una curva de Intensidad - Duración para ese tiempo de retorno. En igual forma se podrán obtener las curvas correspondientes a los períodos de retorno que se quieran, en esta forma se tendrá una familia de curvas intensidad - duración - frecuencia (i - d - t_r) .

Pero como sucede comunmente el período de registros pluviográficos es muy corto y por lo cual el mayor tiempo de retorno obtenido no es el indicado para el riesgo permisible adecuado para una obra, siendo entonces necesario encontrar la curva

intensidad - duración para un tiempo de retorno mayor, que nos de una menor frecuencia o menor probabilidad de ocurrencia. Por ejemplo se se tienen datos de lluvias para un período de 15 años, el mayor período de retorno que se podrá obtener, con ellos, será: $t_r = \frac{15}{1} = 15$ años que corresponderá a la mayor intensidad registrada: pero se para un proyecto se requiere un tiempo de retorno mayor, entonces se seguirá el procedimiento siguiente, que es recomendable por los resultados obtenidos:

El método consiste en suponer una distribución teórica de probabilidades, según Gumbel, y apromar sus parámetros (media, desviación estándar) a partir de los correspondientes parámetros de la muestra:

$$\bar{X} = \frac{\sum X}{n} \quad S = \sqrt{\frac{\sum (X - \bar{X})^2}{n-1}}$$

siendo:

\bar{X} = media

S = desviación estándar

X = variable de que se trate (en este caso será la intensidad de la -- lluvia)

La distribución de las intensidades de lluvias máximas anuales, de acuerdo con la distribución de Gumbel, se expresa en la forma siguiente:

$$X = \bar{X} + KS \dots\dots (A)$$

Siendo K un factor de frecuencia, que se determina mediante la fórmula

siguiente:

$$K = - (0.779 (0.577 + \frac{L_n L_n t_r}{t_r - 1})$$

en la que L_n representa el logaritmo natural.

La secuencia que se sigue para trazar la curva intensidad - duración, correspondiente al tiempo de retorno de diseño, es la que sigue:

- 1).- Se determina el factor de frecuencia K , para el t_r de diseño.
- 2).- Se elige una duración " d ", de cualquiera de las que se tienen en los registros pluviográficos.
- 3).- Se calcula la media y la desviación estándar de las intensidades de lluvias máximas anuales registradas de la duración " d " que se eligió.
- 4).- Se valúa la intensidad I de la lluvia anual de duración " d " y tiempo de retorno al de diseño, por medio de la ecuación (A)
- 5).- Los valores (d, I) serán las coordenadas de un punto de la curva buscada.
- 6).- Haciendo variar el valor de " d " se procede a repetir los pasos 2, 3, 4 y 5 obteniéndose así más puntos de la curva.
- 7).- Se traza toda la curva que une todos los puntos obtenidos.

De esa curva, intensidad - duración, encontrada para el tiempo de retorno de diseño se obtienen las características de la lluvia que se empleará en la determinación de el gaso máximo probable.

CRITERIO DE RIESGO

En la realización de un diseño siempre se considera un determinado riesgo o probabilidad de que el gasto considerado sea sobrepasado en un determinado número de años, que generalmente es el número de años de vida útil que se le asigne. Este grado de riesgo depende de la importancia de la obra y de los daños que puede causar su falla, según sea este grado de riesgo asignado así se escogerá el tiempo de retorno correspondiente a ese diseño.

La relación entre el riesgo permisible, el período de análisis y el tiempo de retorno se pueden observar en la tabla anexa, la cual se formó empleando las siguientes fórmulas:

$$p = \frac{1}{T_R} \quad q = 1 - p \quad J = 1 - q^n$$

p probabilidad de que el gasto máximo sea igualado o rebasado de retorno

T_R período de retorno

q probabilidad de que no será rebasado o igualado el gasto máximo en cualquier año

J probabilidad de que el gasto máximo sea igualado o superado en un período de "n" años

Un ejemplo, será suponiendo $n = 25$ años $J = 0.5$

$$0.5 = 1 - q^{25} \quad , \quad q = 0.5^{0.04} = 0.973$$

$$0.973 = 1 - p \quad , \quad p = 0.027$$

$$0.027 = \frac{1}{T_R} \quad , \quad T_R = \frac{1}{0.027} = 37 \text{ años}$$

TIEMPO DE RETORNO CORRESPONDIENTE AL VALOR DE UNA
VARIABLE ALEATORIA QUE TIENE UN RIESGO "r" DE SER EXCE-
DIDA EN n AÑOS

Las variables riesgo r, periodo de análisis n y tiempo de retorno T_r se relacionan con las siguientes expresiones:

$$r = 1 - q^n$$

$$q = 1 - p$$

$$p = \frac{1}{T_r}$$

TIEMPOS DE RETORNO REQUERIDO PARA DISEÑO, EN AÑOS							
Riesgo permisible de fallar	Periodo de análisis n (en años)						
	1	3	5	10	15	20	25
0.10	10	29	48	95	143	190	238
0.25	4	11	18	35	53	70	87
0.50	2	4.9	7.7	15	22	29	37
0.75	1.33	2.7	4.1	8	11	15	18
0.90	1.11	1.9	2.7	4.9	7	9	11
0.95	1.05	1.6	2.2	3.9	5.5	7	9
0.99	1.01	1.28	1.66	2.7	3.8	4.9	6

A.5.1.- FORMULAS Y METODOS EMPIRICOS

Comentarios generales

La aplicación de una fórmula basada en experiencias anteriores es, sin duda, el procedimiento más simple y rápido para estimar el caudal máximo probable que puede ocurrir en una cuenca dada. Las fórmulas empíricas generalmente establecen la relación entre el gasto máximo y alguna o algunas de las variables más importantes que influyen en él. Anteriormente se mencionaron los parámetros que intervienen, de manera notable, en el escurrimiento y por lo tanto en el gasto. No parece lógico suponer que solamente considerando uno o dos de estos factores, pueda llegarse a un valor del caudal máximo probable, acorde con la realidad.

De lo anterior se desprende que, en general, las fórmulas empíricas sirvan únicamente para tener una idea aproximada del orden de magnitud del caudal esperado, por lo que su utilización, en general, no es recomendable. Pueden utilizarse cuando los facto--

res que no aparecen en ellas se conservan, y se mantienen las condiciones para las que fueron deducidas.

Existe una gran variedad de métodos empíricos; en general, simplemente se necesita conocer el área, de la cuenca y su coeficiente de escurrimiento, para valuar el gasto máximo instantáneo.

Una de las fórmulas más antiguas y extensamente utilizada es la llamada "fórmula racional americana", de la cual se han derivado la mayoría de los métodos empíricos existentes. Esta fórmula puede escribirse como

$$Q = C i A$$

en donde Q es el gasto máximo instantáneo en m³/s, C es el coeficiente de escurrimiento, que depende de las características físicas de la cuenca, i es la intensidad máxima de precipitación en m/s y A es el área de la cuenca en m².

Para escribir la fórmula racional de una manera lógica y fácil de aplicar es más conveniente expresar la intensidad de precipitación en mm/h y el área de

la cuenca en km². Las modificaciones anteriores impli-
can la introducción en la fórmula de un factor prove-
niente del cambio de unidades, que resulta igual a --
0.2778. Así pues, la fórmula racional queda

$$Q = 0.2778 \text{ CiA}$$

Los valores del coeficiente de escurrimiento C -
que se muestran en la tabla anexa son aplicables para
tormentas con períodos de retorno comprendidos entre
5 y 10 años. Para analizar tormentas de menor probabi-
lidad de ocurrencia deben incrementarse los valores -
de C, debido al efecto de la infiltración y algunos -
otros factores de menor importancia en la magnitud --
del gasto máximo.

La selección de un valor adecuado del coeficien-
te de escurrimiento presenta serios problemas que ra-
dican, principalmente, en la estimación de la influen-
cia relativa que muchas variables relacionadas entre
sí, tienen en el valor de C.

Método racional de Gregory y Arnold

En 1932 Gregory y Arnold desarrollaron en base a

FORMULA RACIONAL
VALORES DEL COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO C

Características del área de drenaje	Valores de C
Prados	
Suelo arenoso, plano, 2%	0.05 - 0.10
Suelo arenoso, medio, 2-7%	0.10 - 0.15
Suelo arenoso, inclinado, 7%	0.15 - 0.20
Suelo pesado, plano, 2%	0.13 - 0.17
Suelo pesado, medio, 2 - 7%	0.18 - 0.22
Suelo pesado, inclinado, 7%	0.25 - 0.35
Zonas comerciales	
Áreas del centro	0.70 - 0.95
Áreas de los alrededores	0.50 - 0.70
Zonas residenciales	
Casas solas	0.30 - 0.50
Edificios separados	0.40 - 0.60
Edificios juntos	0.60 - 0.75
Suburbios	0.25 - 0.40
Áreas de departamentos	0.50 - 0.70
Zonas industriales	
Construcciones esparcidas	0.50 - 0.80
Áreas densamente construidas	0.60 - 0.90
Parques, cementerios	0.10 - 0.25
Campos deportivos	0.20 - 0.35
Patios de ferrocarril	0.20 - 0.40
Terrenos baldíos	0.10 - 0.30
Calles	
de asfalto	0.70 - 0.95
de concreto	0.80 - 0.95
de ladrillo	0.70 - 0.85
Calzadas y paseos	0.75 - 0.85
Techos	0.75 - 0.95

la fórmula racional un método para tomar en cuenta -- factores como forma y pendiente de la cuenca, la configuración del sistema hidrográfico y las características hidráulicas del cauce.

El método ha sufrido múltiples modificaciones para adaptarlo a regiones de características hidrológicas diferentes. En 1941 la Comisión Nacional de Irrigación publicó la expresión general del método, ilustrada con ejemplos, tablas y gráficas para facilitar su aplicabilidad a las condiciones locales. La expresión es la siguiente:

$$Q = 0.2086 (CAR_{HFB})^{1.1429} H^{0.5714} S^{0.2143}$$

donde

- Q gasto máximo en m³/s
- C coeficiente de escurrimiento
- A área de la cuenca en ha
- R_H intensidad de lluvia en cm/hora correspondiente a una duración de lluvia de H horas
- H duración de la lluvia en horas
- F factor del cauce; toma en cuenta el ancho -

del fondo, tirante, taludes laterales y la rugosidad definida en base a los estudios de Gangillet y Kutter.

B se define como $\sqrt{\frac{P}{L}}$, siendo P el factor de forma de la cuenca y L la distancia máxima que recorre el agua en metros.

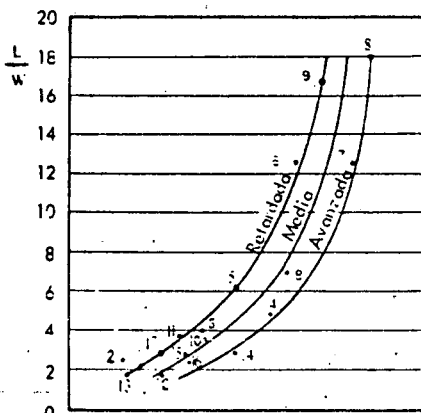
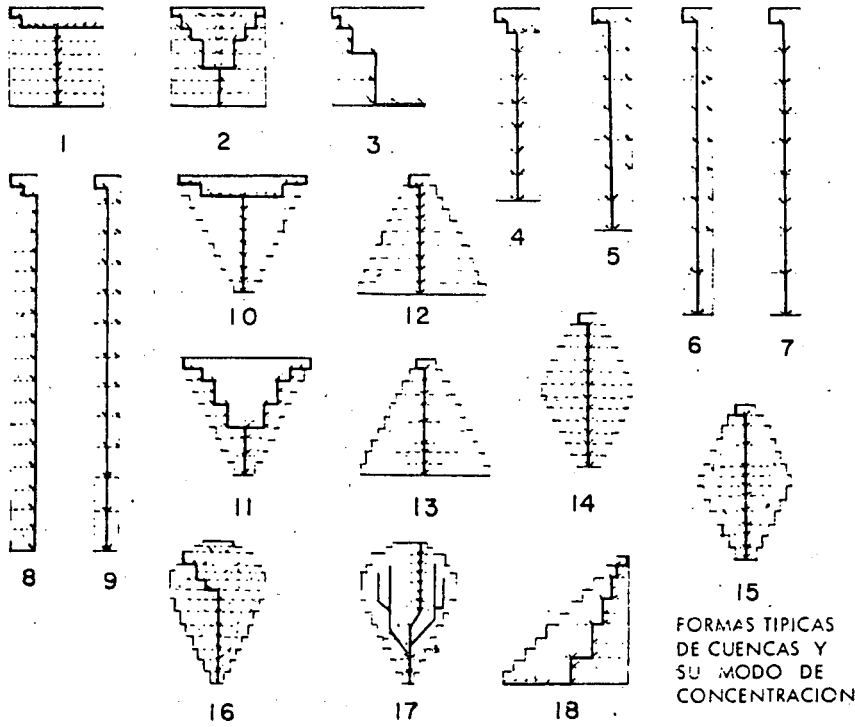
S pendiente media del cauce en m/km.

Este método a pesar de su laboriosidad ha sido y aún hoy en día es profusamente utilizado en nuestro país. La Dirección de Hidrología de la S.A.R.H., emplea frecuentemente este criterio para predecir avenidas máximas, pues el método con las modificaciones, y adaptaciones realizadas en esa dependencia proporciona no solamente el valor del gasto máximo, sino también la forma del hidrograma.

Las tablas anexas proporcionan el valor de los coeficientes necesarios para la aplicación del método

METODO DE GREGORY Y ARNOLD

TABLA
Hoja 1 de 2



FORMA DE LA CONCENTRACION

L/W	Valores del factor P ²					
	Concentración					
	Intensidad unif.			i = K/t ^{0.5}		
	Ret.	Med.	Avan.	Ret.	Med.	Avan.
2	0.42	0.44	0.47	0.47	0.49	0.52
3	0.44	0.47	0.49	0.50	0.53	0.56
4	0.46	0.49	0.51	0.53	0.55	0.58
6	0.50	0.53	0.57	0.56	0.61	0.64
16	0.56	0.59	0.62	0.64	0.67	0.70

TABLA
Hoja 2 de 2

METODO DE GREGORY Y ARNOLD

VALORES DEL FACTOR F
PARA SECCIONES ABIERTAS CON PAREDES INCLINADAS

Talud	Ancho del fondo por la altura	Coeficiente de rugosidad de Kutter				
		0.011	0.015	0.020	0.030	0.100
0.5:1	Forma en V	7.31	6.40	5.72	5.00	3.19
	1 por 1	7.64	6.68	5.99	5.23	3.34
	2 por 1	7.61	6.66	5.96	5.20	3.33
	4 por 1	7.45	6.52	5.83	5.09	3.26
	8 por 1	7.12	6.23	5.58	4.87	3.11
	16 por 1	6.68	5.85	5.24	4.57	2.92
	30 por 1	6.23	5.50	4.91	4.29	2.75
100 por 1	5.45	4.77	4.25	3.72	2.38	
1:1	Forma en V	7.51	6.38	5.87	5.13	3.28
	1 por 1	7.60	6.64	5.95	5.19	3.32
	2 por 1	7.54	6.60	5.90	5.15	3.30
	4 por 1	7.37	6.45	5.76	5.04	3.22
	8 por 1	7.07	6.17	5.53	4.83	3.08
	16 por 1	6.68	5.83	5.23	4.55	2.91
	30 por 1	6.25	5.47	4.89	4.27	2.72
100 por 1	5.45	4.76	4.25	3.73	2.38	
2:1	Forma en V	7.31	6.40	5.72	5.00	3.19
	1 por 1	7.31	6.40	5.72	5.00	3.19
	2 por 1	7.27	6.36	5.70	4.97	3.18
	4 por 1	7.14	6.25	5.59	4.88	3.12
	8 por 1	6.90	6.05	5.40	4.71	3.03
	16 por 1	6.58	5.75	5.14	4.49	2.88
	30 por 1	6.20	5.41	4.85	4.23	2.70
100 por 1	5.42	4.75	4.24	3.70	2.37	
3:1	Forma en V	7.04	6.17	5.51	4.83	3.08
	1 por 1	7.04	6.17	5.51	4.83	3.08
	2 por 1	7.01	6.14	5.49	4.79	3.06
	4 por 1	6.95	6.07	5.42	4.74	3.03
	8 por 1	6.75	5.90	5.28	4.61	2.96
	16 por 1	6.49	5.67	5.07	4.43	2.83
	30 por 1	6.14	5.38	4.81	4.20	2.68
100 por 1	5.40	4.72	4.22	3.69	2.36	

A.5.2.- ENVOLVENTES DE GASTOS MAXIMOS

La utilización de las llamadas "curvas envolventes de gastos máximos", constituye otro procedimiento empírico para estimar el máximo valor del caudal que puede presentarse en una cuenca determinada.

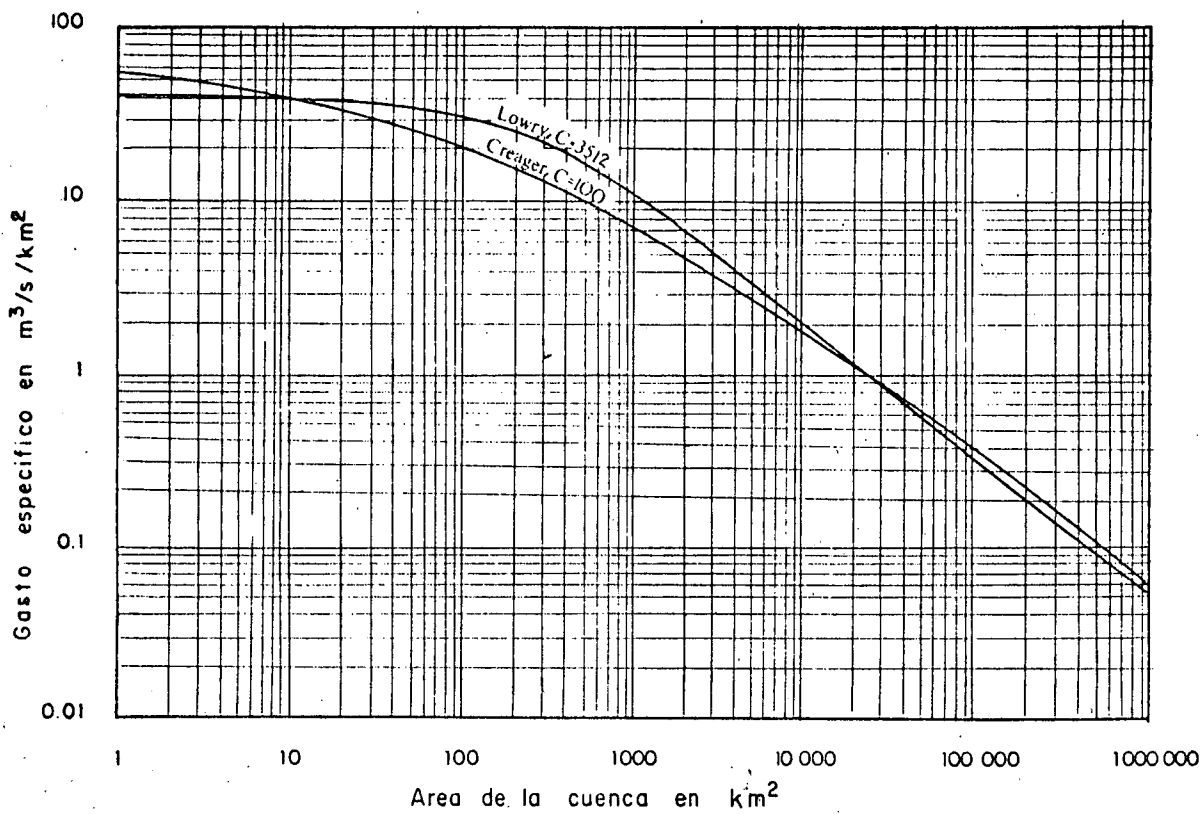
Debido a la amplia difusión que ha tenido esta técnica, se ha considerado conveniente tratarla separadamente de las fórmulas empíricas anteriormente expuestas.

El análisis está enfocado a calcular la relación existente entre el caudal específico máximo (relación entre el gasto de pico y el área de la cuenca) ocurrido en diversas cuencas y sus áreas correspondientes, con objeto de establecer la ley de variación del límite superior de los gastos registrados. Llevando los resultados a un plano coordinado, se obtiene una serie de puntos, uno para cada caso estudiado. Puede entonces adaptarse una curva continua al sistema de puntos, que constituya la frontera superior del mismo. - Esta curva es la envolvente de los gastos máximos.

Se utilizan fundamentalmente dos tipos de curvas envolventes. Si las curvas se elaboran en base a datos de una zona hidrológica determinada, se obtienen las llamadas envolventes regionales. Un análisis de carácter más general de las avenidas máximas ocurridas en diversas corrientes del mundo, conduce a las envolventes mundiales.

A continuación se muestran las envolventes de Creager y Lowry, desarrolladas en base a los principios anteriores, que se utilizan en la determinación práctica del gasto máximo que puede ocurrir en una cuenca.

ENVOLVENTES DE GASTOS MAXIMOS



A.5.3.- METODOS ESTADISTICOS.

Un conjunto de datos hidrológicos, pertenecientes a la misma población estadística, puede ser analizada mediante métodos matemáticos basados en la teoría de las probabilidades.

Todos los métodos estadísticos se basan en considerar que el gasto máximo es una variable aleatoria que tiene una cierta distribución.

En general se cuenta con pocos registros, por lo que la curva de distribución de probabilidades de los datos se tiene que prolongar en su extremo, si se quiere inferir un gasto mayor a los registrados.

Existen muchos criterios al respecto. En base a ellos se han desarrollado una serie de métodos que utilizan diferentes funciones de distribución.

Para poder aplicarlos se requiere en este caso, gastos máximos anuales. Cuanto mas datos se tengan, mayor será la aproximación.

Entre las distribuciones estadísticas mas usuales

tenemos la de Pearson, la de valores extremos y las -
logarítmicas.

A continuación se exponen los métodos probabilis-
ticos más comunes para predecir caudales máximos y se
sugieren procedimientos de cálculo para la aplicación
ordenada de los métodos expuestos.

METODO DE GUMBEL

Este método permite obtener el gasto máximo que
puede presentarse en una cuenca para un determinado -
período de retorno, a partir de la serie de gastos má-
ximos anuales.

El gasto máximo para el período de retorno T_R , -
más conveniente asignado al proyecto en estudio, esta
dado por la fórmula:

$$Q_{MAX} = Q_M - \frac{\sigma_Q}{\sigma_N} (\bar{Y}_N - LT_R)$$

La secuela de cálculo se enumera a continuación

- 1.- Se tabulan los datos
- 2.- Cálculo del gasto medio Q_M
- 3.- Se calcula la desviación estandar σ_Q

METODO DE GUMBEL .- TABLA G -1

N	y_N	σ_N	N	y_N	σ_N	ϕ	$\sqrt{N} \alpha \sigma_m$
8	.4843	.9043	49	.5481	1.1590	.01	(2.1607)
9	.4902	.9288	50	.54854	1.16066	.02	(1.7894)
10	.4952	.9497	51	.5489	1.1623	.05	(1.4550)
11	.4996	.9676	52	.5493	1.1638	.10	(1.3028)
12	.5035	.9833	53	.5497	1.1653	.15	1.2548
13	.5070	.9972	54	.5501	1.1667	.20	1.2427
14	.5100	1.0095	55	.5504	1.1681	.25	1.2494
15	.5128	1.02057	56	.5508	1.1696	.30	1.2687
16	.5157	1.0316	57	.5511	1.1708	.35	1.2981
17	.5181	1.0411	58	.5515	1.1721	.40	1.3366
18	.5202	1.0493	59	.5518	1.1734	.45	1.3845
19	.5220	1.0566	60	.55208	1.17467	.50	1.4427
20	.52355	1.06283	62	.5527	1.1770	.55	1.5130
21	.5252	1.0696	64	.5533	1.1793	.60	1.5984
22	.5268	1.0754	66	.5538	1.1814	.65	1.7034
23	.5283	1.0811	68	.5543	1.1834	.70	1.8355
24	.5296	1.0864	70	.55477	1.18536	.75	2.0069
25	.53086	1.09145	72	.5552	1.1873	.80	2.2408
26	.5320	1.0961	74	.5557	1.1890	.85	2.5849
27	.5332	1.1004	76	.5561	1.1906	.90	(3.1639)
28	.5343	1.1047	78	.5565	1.1923	.95	(4.4721)
29	.5353	1.1086	80	.55688	1.19382	.98	(7.0710)
30	.53622	1.11238	82	.5572	1.1953	.99	(10.000)
31	.5371	1.1159	84	.5576	1.1967		
32	.5380	1.1193	86	.5580	1.1980		
33	.5388	1.1226	88	.5583	1.1994		
34	.5396	1.1255	90	.55860	1.20073		
35	.54034	1.12847	92	.5589	1.2020		
36	.5410	1.1313	94	.5592	1.2032		
37	.5418	1.1339	96	.5595	1.2044		
38	.5424	1.1363	98	.5598	1.2055		
39	.5430	1.1388	100	.56002	1.20649		
40	.54362	1.14132	150	.56461	1.22534		
41	.5442	1.1436	200	.56715	1.23598		
42	.5448	1.1458	250	.56878	1.24292		
43	.5453	1.1480	300	.56993	1.24786		
44	.5458	1.1499	400	.57144	1.25450		
45	.54630	1.15185	500	.57240	1.25880		
46	.5468	1.1538	750	.57377	1.26506		
47	.5473	1.1557	1000	.57450	1.26851		
48	.5477	1.1574		.57722	1.28255		

- 4.- Se determinan los coeficientes \bar{Y}_N y σ_N
- 5.- Se calcula el gasto máximo Q_{MAX} , aplicando la expresión del método.
- 6.- Se determina el intervalo de confianza ΔQ , que es la variación del gasto máximo que depende del número de datos.
- 7.- Finalmente se calcula el gasto de diseño Q_D , que será:

$$Q_D = Q_{MAX} + \Delta Q$$

METODO DE LEVEDIEV

Este método, al igual que el de Gumbel, es estadístico pero la diferencia entre los dos consiste en que Levediev supone que el gasto tiene una distribución estadística del tipo III de Pearson y además --- ajusta esta distribución por medio de los valores experimentales obtenidos en rios de la Unión Soviética.

Mediante la aplicación de esta técnica, puede determinarse el gasto máximo probable para un período de retorno, a partir del registro de gastos máximos anuales. Dicho gasto, está dado por la fórmula.

METODO DE GUMBEL

CORRIENTE : RIO TAMAZULA

ESTACION HIDROMETRICA : PUENTE CAÑEDØ

PERIODO REGISTRADO : 1932 A 1946

AÑO DE OBSERVACION	GASTO MAXIMO ANUAL Q_i (M ³ /s)	$Q_i^2 \times 10^6$
1932	1695	2.860
1933	488	0.238
1934	978	0.959
1935	1486	2.210
1936	845	0.713
1937	692	0.480
1938	868	0.751
1939	1991	3.990
1940	1426	2.040
1941	1904	3.620
1942	939	0.880
1943	1790	3.200
1944	2276	5.190
1945	3232	10.400
1946	429	0.184
SUMA	21 039	37.715

$$\text{GASTO MEDIO } Q_M = \frac{\sum_{i=1}^N Q_i}{N} = \frac{21039}{15} = 1402.60 \text{ M}^3/\text{s}$$

$$\text{DESVIACION ESTANDAR } \sigma_Q = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N Q_i^2 - NQ_M^2}{N-1}}$$

$$\sigma_Q = \sqrt{\frac{37.715 \times 10^6 - 15(1402)^2}{15-1}} = 770$$

VALORES DE \bar{Y}_N Y σ_N

EN LA TABLA G-1, CON EL VALOR DE $N=15$, TENEMOS:

$$\bar{Y}_N = 0.5128$$

$$\sigma_N = 1.02057$$

$$\text{GASTO MAXIMO } Q_{MAX} = Q_M - \frac{\sigma_Q}{\sigma_N} (\bar{Y}_N - LT_R)$$

$$Q_{MAX} = 1402.60 - \frac{770}{1.02057} (0.5128 - LT_R)$$

T_R	AÑOS	25	75
Q_{MAX}	M^3/s	3452	4272

INTERVALO DE CONFIANZA $\Delta Q = \pm \sqrt{N} \alpha \sigma_M \cdot \frac{\sigma_Q}{\sigma_N \cdot \sqrt{N}}$

PREVIAMENTE SE CALCULA $\phi = 1 - \frac{1}{T_R}$

PARA $T_R = 25$ $\phi = 0.96$

PARA $T_R = 75$ $\phi = 0.987$

PARA VALORES COMPREDIDOS DE 0.2 A 0.8 DE ϕ
 EL INTERVALO DE CONFIANZA SE CALCULA
 CON LA EXPRESION ANTERIOR, APOYANDOSE
 EN LA TABLA

SI EL VALOR DE ϕ RESULTA MAYOR DE 0.9, ENTONCES
 EL INTERVALO DE CONFIANZA SE CALCULA CON:

$$\Delta Q = \pm \frac{1.14 \sigma_Q}{\sigma_N}$$

EN NUESTRO PROBLEMA : $\Delta Q = \pm \frac{1.14 \times 770}{1.02057} = \pm 860 \text{ M}^3/\text{S}$

GASTO DE DISEÑO $Q_D = Q_{MAX} \pm \Delta Q$

T_R AÑOS	25	75
Q_D M^3/S	4 912	5 132

$$Q_{MAX} = Q_M (KC_V + 1)$$

El procedimiento a seguir para la aplicación del método, es el siguiente:

- 1.- Se tabulan los datos de los gastos máximos anuales, del período de registros con que se cuenta.
- 2.- Se calcula el gasto medio Q_M , de la muestra.
- 3.- Se calcula el coeficiente de variación C_v
- 4.- Se determina el coeficiente de asimetría C_s
- 5.- De la tabla L-1, se obtiene el valor del coeficiente K , que depende de la probabilidad p , de que el gasto máximo de diseño sea igualado y del coeficiente de asimetría C_s
- 6.- Cálculo del gasto máximo probable Q_{MAX} , con la aplicación de la ecuación dada.
- 7.- En función del tamaño de la muestra de datos, se estima el valor del coeficiente A
- 8.- De la grafica L-1 y en función del coefi---

ciente de variación C_v y de la probabilidad P , se determina el coeficiente E_R

9.- Con los datos anteriores se calcula el intervalo de confianza ΔQ

10.- Se obtiene el gasto de diseño Q_D , sumando al máximo probable el intervalo de confianza.

$$Q_D = Q_{MAX} + \Delta Q$$

METODO DE LEVEDIEV.

CÓRRIENTE : RIØ COLIACAN

ESTACION HIDRØMETRICA : PUENTE SUB-PACIFICØ

PERIØDØ REGISTRADØ : 1933 A 1953

AÑO DE OBSERVACION	GASTO MAXIMO Q_i	$\frac{Q_i}{Q_M}$	$\left(\frac{Q_i}{Q_M} - 1\right)$	$\left(\frac{Q_i}{Q_M} - 1\right)^2$	$\left(\frac{Q_i}{Q_M} - 1\right)^3$
1	2	3	4	5	6
1933	1780	0.590	-0.410	0.168	-0.069
1934	2427	0.803	-0.197	0.039	-0.008
1935	3755	1.240	-0.240	0.057	-0.014
1936	1690	0.561	-0.439	0.192	-0.084
1937	2676	0.889	-0.111	0.012	-0.001
1938	2412	0.800	-0.200	0.040	-0.008
1939	5100	1.690	0.690	0.476	0.328
1940	2371	0.790	-0.210	0.044	-0.009
1941	4008	1.330	0.330	0.109	0.033
1942	4380	1.450	0.450	0.203	0.091
1943	11000	3.650	2.650	7.020	18.600
1944	2624	0.870	-0.130	0.017	-0.002
1945	4755	1.580	0.580	0.336	0.196
1946	699	0.232	-0.768	0.595	-0.456
1947	781	0.261	-0.739	0.545	-0.402
1948	737	0.244	-0.756	0.570	-0.430
1949	2760	0.916	-0.084	0.007	-0.006
1950	5228	1.740	0.740	0.549	0.406
1951	307	0.102	-0.898	0.805	-0.721
1952	399	0.132	-0.868	0.750	-0.650
1953	3256	1.080	0.080	0.006	0.0005
SUMA	63145	20.945		12.540	16.739

GASTO MEDIO $Q_M = \frac{\sum_{i=1}^N Q_i}{N} = \frac{63145}{21} = 3010 \text{ M}^3/\text{s}$

COEFICIENTE DE VARIACION $C_V = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N \left(\frac{Q_i}{Q_M} - 1\right)^2}{N}}$

$C_V = \sqrt{\frac{12.540}{21}} = 0.77$

COEFICIENTE DE ASIMETRIA $C_S = \frac{\sum_{i=1}^N \left(\frac{Q_i}{Q_M} - 1\right)^3}{N C_V^3}$

$C_S = \frac{16.789}{21 (0.77)^3} = 1.75$

EL METODO RECOMIENDA TOMAR PARA AVENIDAS PROVOCADAS POR TORMENTAS EL VALOR DE C_S SIGUIENTE :

$C_S = 3 C_V \therefore C_S = 3 (0.77) = 2.21$

DE ESTOS DOS VALORES DE C_S , SE TOMARA EL MAYOR

$\therefore C_S = 2.21$

COEFICIENTE K. ESTE VALOR K SE DETERMINA CON LA TABLA L-1, EN FUNCION DE LOS VALORES DE C_S Y DE LA PROBABILIDAD p PARA DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO.

PARA $T_R = 50$ $p = \frac{1}{T_R} = \frac{1}{50} = 0.02 = 2\%$

SI $p = 2\%$ Y $C_S = 2.21$ ENTONCES $K = 2.95$

PARA $T_R = 100$ $p = \frac{1}{T_R} = \frac{1}{100} = 0.01 = 1\%$

SI $p = 1\%$ Y $C_S = 2.21$ ENTONCES $K = 3.68$

COEFICIENTE E_R .. COEFICIENTE QUE DEPENDE DE LOS VALORES DE C_V Y DE p .

ESTE COEFICIENTE SE OBTIENE DE LA GRAFICA L-2

PARA $C_V = 0.77$ Y $p = 2\%$ ENTONCES $E_R = 1.1$

PARA $C_V = 0.77$ Y $p = 1\%$ ENTONCES $E_R = 1.12$

GASTO MAXIMO $Q_{MAX} = Q_M (K C_V + 1)$

$Q_{MAX-50} = 3010 (2.95 \times 0.77 + 1) = 9842 \text{ M}^3/\text{s}$

$Q_{MAX-100} = 3010 (3.68 \times 0.77 + 1) = 11528 \text{ M}^3/\text{s}$

T_R	AÑOS	50	100
Q_{MAX}	M^3/s	9842	11528

INTERVALO DE CONFIANZA

$$\Delta Q = \pm \frac{A E_R Q_{MAX}}{\sqrt{N}}$$

A, ES UN COEFICIENTE QUE VARIA DE 0.7 A 1.5 Y QUE DEPENDE DEL NUMERO DE AÑOS REGISTRADOS. A MAYOR NUMERO DE DATOS, EL VALOR DE A, DISMINUYE. POR EJEMPLO PARA $N = 40$, $A = 0.7$

PARA NUESTRO EJEMPLO: $A = 1.1$

SUSTITUYENDO LOS VALORES CONOCIDOS DE A Y E_R , CALCULAMOS LOS ΔQ PARA LOS PERIODOS DE RETORNO CORRESPONDIENTES.

$$\text{PARA } T_R = 50 \quad \Delta Q = \frac{(1.1)(1.1)(9842)}{\sqrt{21}} = 2598 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{PARA } T_R = 100 \quad \Delta Q = \frac{(1.1)(1.12)(11528)}{\sqrt{21}} = 3099 \text{ m}^3/\text{s}$$

GASTO DE DISEÑO

$$Q_D = Q_{MAX} + \Delta Q$$

$$Q_{D/50} = 9842 + 2598 = 12440 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{D/100} = 11528 + 3099 = 14627 \text{ m}^3/\text{s}$$

T_R AÑOS	50	100
Q_{MAX} m^3/s	12440	14627

METODO DE LEVEDIEV .- TABLA L- 1

DISTRIBUCION PEARSON TIPO III .- VALORES DEL COEFICIENTE DE FRECUENCIA K

C _s	p, en porcentaje									
	0.5	1	2	10	20	50	80	90	95	99
- 3.0	0.67	0.67	0.66	0.64	0.61	0.40	- 0.42	- 1.18	- 2.00	- 4.05
- 2.8	0.71	0.71	0.71	0.70	0.67	0.38	- 0.46	- 1.21	- 2.01	- 3.97
- 2.6	0.77	0.77	0.77	0.75	0.70	0.37	- 0.50	- 1.24	- 2.01	- 3.89
- 2.4	0.83	0.83	0.83	0.80	0.73	0.35	- 0.54	- 1.26	- 2.01	- 3.80
- 2.2	0.91	0.91	0.90	0.84	0.75	0.33	- 0.57	- 1.28	- 2.01	- 3.71
- 2.0	1.00	0.99	0.98	0.90	0.78	0.31	- 0.61	- 1.30	- 2.00	- 3.61
- 1.8	1.10	1.09	1.07	0.95	0.80	0.28	- 0.64	- 1.32	- 1.98	- 3.50
- 1.6	1.22	1.20	1.17	0.99	0.82	0.25	- 0.68	- 1.33	- 1.96	- 3.39
- 1.4	1.35	1.32	1.27	1.04	0.83	0.23	- 0.71	- 1.34	- 1.94	- 3.27
- 1.2	1.50	1.45	1.38	1.09	0.84	0.20	- 0.73	- 1.34	- 1.91	- 3.15
- 1.0	1.66	1.59	1.49	1.13	0.85	0.16	- 0.76	- 1.34	- 1.88	- 3.02
- 0.8	1.84	1.73	1.61	1.17	0.86	0.13	- 0.78	- 1.34	- 1.84	- 2.89
- 0.6	2.02	1.88	1.72	1.20	0.86	0.10	- 0.80	- 1.33	- 1.80	- 2.76
- 0.4	2.20	2.03	1.83	1.23	0.86	0.07	- 0.82	- 1.32	- 1.75	- 2.62
- 0.2	2.39	2.18	1.95	1.26	0.85	0.03	- 0.83	- 1.30	- 1.70	- 2.47
0.0	2.58	2.33	2.02	1.28	0.84	0.00	- 0.84	- 1.28	- 1.64	- 2.33
0.2	2.76	2.47	2.16	1.30	0.83	- 0.03	- 0.85	- 1.26	- 1.58	- 2.18
0.4	2.95	2.61	2.26	1.32	0.82	- 0.07	- 0.85	- 1.23	- 1.52	- 2.03
0.6	3.13	2.75	2.35	1.33	0.80	- 0.10	- 0.85	- 1.20	- 1.45	- 1.88
0.8	3.31	2.89	2.45	1.34	0.78	- 0.13	- 0.86	- 1.17	- 1.38	- 1.74
1.0	3.49	3.02	2.54	1.34	0.76	- 0.16	- 0.85	- 1.13	- 1.32	- 1.59
1.2	3.66	3.15	2.62	1.34	0.73	- 0.19	- 0.84	- 1.08	- 1.24	- 1.45
1.4	3.83	3.27	2.71	1.34	0.71	- 0.22	- 0.83	- 1.04	- 1.17	- 1.32
1.6	3.99	3.39	2.78	1.33	0.68	- 0.25	- 0.81	- 0.99	- 1.10	- 1.20
1.8	4.15	3.50	2.85	1.32	0.64	- 0.28	- 0.80	- 0.94	- 1.02	- 1.09
2.0	4.30	3.60	2.91	1.30	0.61	- 0.31	- 0.78	- 0.90	- 0.95	- 0.99
2.2	4.45	3.68	2.95	1.27	0.57	- 0.33	- 0.75	- 0.84	- 0.88	- 0.91
2.4	4.59	3.78	3.02	1.25	0.52	- 0.35	- 0.72	- 0.79	- 0.82	- 0.83
2.6	4.71	3.86	3.08	1.21	0.48	- 0.37	- 0.70	- 0.75	- 0.76	- 0.77

DISTRIBUCION PEARSON TIPO III.- VALORES DEL COEFICIENTE FRECUENCIA K

C _s	p, en porcentaje									
	0.5	1	2	10	20	50	80	90	95	99
2.8	4.86	3.96	3.12	1.18	0.44	- 0.39	- 0.67	- 0.70	- 0.71	- 0.72
3.0	4.95	4.05	3.14	1.13	0.39	- 0.40	- 0.64	- 0.66	- 0.67	- 0.67
3.2	5.08	4.11	3.14	1.09	0.35	- 0.41	- 0.61	- 0.62	- 0.63	- 0.63
3.4	5.19	4.18	3.15	1.06	0.31	- 0.41	- 0.57	- 0.59	- 0.59	- 0.59
3.6	5.30	4.24	3.17	1.03	0.28	- 0.42	- 0.55	- 0.56	- 0.56	- 0.56
3.8	5.40	4.29	3.18	1.00	0.24	- 0.42	- 0.52	- 0.53	- 0.53	- 0.53
4.0	5.50	4.34	3.20	0.96	0.21	- 0.41	- 0.50	- 0.50	- 0.50	- 0.50
4.2	5.60	4.39	3.24	0.93	0.19	- 0.41	- 0.48	- 0.48	- 0.48	- 0.48
4.4	5.69	4.42	3.25	0.91	0.15	- 0.40	- 0.46	- 0.46	- 0.46	- 0.46
4.6	5.79	4.46	3.27	0.87	0.13	- 0.40	- 0.44	- 0.44	- 0.44	- 0.44
4.8	5.89	4.50	3.29	0.82	0.10	- 0.39	- 0.42	- 0.42	- 0.42	- 0.42
5.0	5.94	4.54	3.32	0.78	0.07	- 0.38	- 0.40	- 0.40	- 0.40	- 0.40

METODO DE LEVEDIEV .- GRAFICA L- 2

METODO DE LEVEDIOF - VALORES DE E_r

