



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

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

**M A T E R I A**

**INTEGRACION DE DATOS  
PARA CONCURSOS DE OBRA**

**ING. JESUS GUZMAN RAMIREZ  
ING. FRANCISCO GUERRA FELIX**

noviembre. — 1982



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

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

**PLANEACION DE ZONAS DE RIEGO**

**ING. RODOLFO ORTEGA ARMENDARIZ**

**SEPTIEMBRE, 1982**

# SIFON K-3+040

Datos Hidráulicos del canal

$$Q_2 = 11.751 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$V = 3.271 \text{ m}/\text{seg.}$$

$$A = 9.210 \text{ m}^2$$

$$V = 1.040 \text{ m}$$

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

$$d = 1.90 \text{ m}$$

$$Lb = 0.40 \text{ m}$$

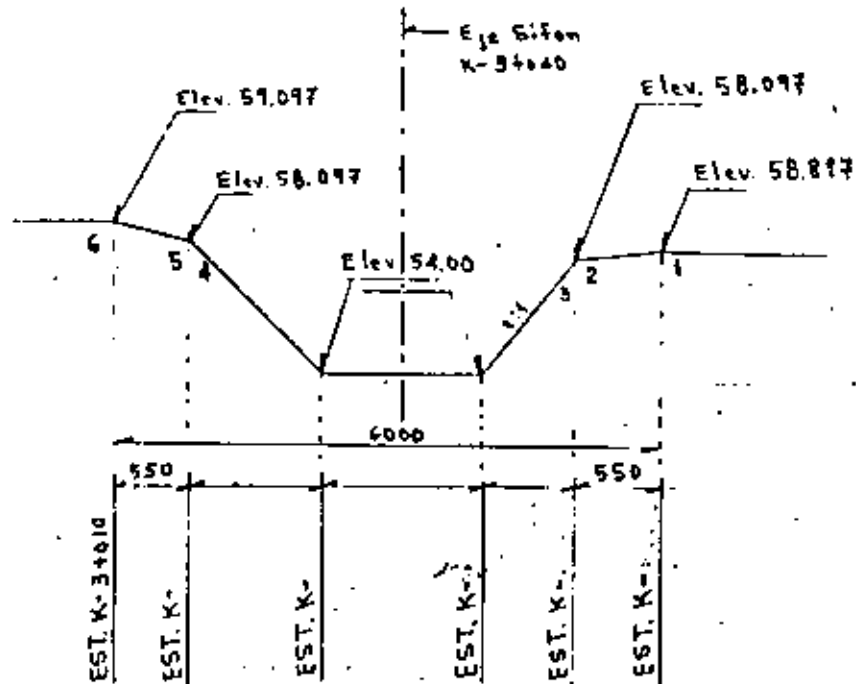
$$e = 0.08$$

$$n = 0.014$$

$$t = 1.6:1$$

$$S = 0.0003$$

$$n_{vc} = 0.082$$



∴ Diseño de la Sección del Conducto

En sección rectangular debe cumplir con:  $\frac{H}{B} = 1.25$

Si proponemos  $V_c = 2.10 \text{ m}/\text{seg.}$

$$A = \frac{Q}{V} = \frac{5.856}{2.100} = 2.788 \text{ m}^2$$

$$A = HB = 2.788$$

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

$$H = 1.25B$$

Con 2 conductos



$$1.25B(B) = 2.788$$

$$B = \sqrt{\frac{2.788}{1.25}} = 1.49 \text{ m} \approx 1.50$$

$$H = 1.25(1.49) = 1.87 \text{ m} \approx 1.90$$

Se diseñan 2 conductos de  $H = 1.90$  y  $B = 1.50$

Datos Hidráulicos del Conducto (por conducto)

Conductos de  $15 \times 15$

$$Q = 5.856 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$A = 1.50 \times 1.90 - \frac{0.15}{2} \times 4 = 2.805 \text{ m}^2$$

$$P = (1.90 - 0.15 \times 2) + (1.50 - 0.15 \times 2) + 4\sqrt{0.15^2 + 0.16^2} = 5.65 \text{ mts}$$

$$R = \frac{A}{P} = \frac{2.805}{5.650} = 0.7688 \text{ m}$$

$$R^{2/3} = 0.83922$$

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{5.856}{2.805} = 2.088 \text{ m}/\text{seg.}$$

$$h_{vc} = 0.2222 \text{ m}$$

Calculo de Longitud de Transición

$$L_t = \frac{T-t}{2} \text{ ctg } 22^\circ 30'$$

$$t = 2B + 0.30 = 2(1.50) + 0.30 = 3.30 \text{ m}$$

$$T = b + 2td = 2.00 + 2 \times 1.50 \times 1.90 = 7.7 \text{ m}$$

$$L_t = \frac{7.70 - 3.30}{2} \text{ ctg } 22^\circ 30' = 5.31 \approx 5.50 \text{ m}$$

Aplicando Bernoulli de Agua Abajo hacia aguas arriba

Bernoulli: entre 1 y 2

$$d_2 + h_{v_2} = Z_1 + d_1 + h_{v_1} + h_{fs}$$

$$h_{fs} = 0.2 \Delta h_v$$

$$Z_1 = 0.80 \text{ m}$$

$$d_1 = 1.90 \text{ m}$$

$$h_{v_1} = 0.082 \text{ m}$$

$$d_2 + h_{v_2} - h_{fs} = d_1 + h_{v_1} + Z_1$$

$$d_2 + h_{v_2} - h_{fs} = 1.90 + 0.082 + 0.80$$

$$d_2 + h_{v_2} - h_{fs} = 2.782 \text{ m}$$

Si:  $d_2 = 2.692 \text{ m}$

$$A_2 = 3.25 \times 2.692 = 8.749 \text{ m}^2$$

$$V_2 = \frac{Q}{A_2} = \frac{11.711}{8.749} = 1.339 \text{ m/s}$$

$$h_{v_2} = \frac{V_2^2}{2g} = \frac{(1.339)^2}{2 \times 9.81} = 0.0913 \text{ m}$$

$$h_{fs} = 0.2(0.0913 - 0.082) = 0.0019 \text{ m}$$

$$d_2 + h_{v_2} - h_{fs} = 2.692 + 0.0913 - 0.0019 = 2.7814 \approx 2.782 \checkmark$$

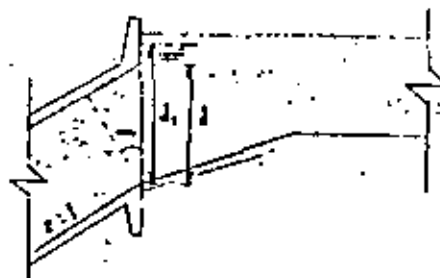
$$\cot \alpha = 2$$

$$\alpha = 26^\circ 34'$$

$$d = \frac{H}{\cos \alpha} = \frac{1.90}{\cos 26^\circ 34'} = 2.124 \text{ m}$$

$$\% (\text{ahorramiento}) = \frac{2.692 - 2.124}{2.124} \times 100$$

$$\% = 26.74 \approx 10 \%$$



Bernoulli: entre 2 y 3

$$d_3 + h_{v_3} + \frac{P_3}{\omega} = d_2 + h_{v_2} + h_{fs}$$

$$h_{fs} = 0.2 \Delta h_v$$

$$h_{fs} = 0.2(0.2222 - 0.0913) = 0.0262 \text{ m}$$

$$\frac{P_3}{\omega} = d_2 + h_{v_2} + h_{fs} - d_3 - h_{v_3}$$

$$\frac{P_3}{\omega} = 2.692 + 0.0913 + 0.0262 - 1.50 - 0.2222$$

$$\frac{P_3}{\omega} = 1.0873$$

Bernoulli: entre 3 y 4

$$d_4 + h_{v_4} + \frac{P_4}{\omega} = d_3 + h_{v_3} + \frac{P_3}{\omega} + h_c + h_f$$

$$\frac{P_4}{\omega} = \frac{P_3}{\omega} + h_c + h_f$$

$$h_c = 2 \times 0.25 \sqrt{\frac{26.57^2}{90}} (0.2222) = 0.0604 \text{ m}$$

$$h_c = 0.0604 \text{ m}$$

$$h_f = \left( \frac{v_m}{v_{1/3}} \right)^2 L$$

$$h_f = \left( \frac{2.088 \times 0.014}{0.83922} \right)^2 (49.00) = 0.0595 \text{ m}$$

$$\frac{P_4}{\omega} = 1.0873 + 0.0604 + 0.0595 = 1.2072 \text{ m}$$

Bernoulli entre 4 y 5

$$d_5 + h_{v5} = d_4 + h_{v4} + \frac{P_4}{\rho} + h_e$$

$$h_e = 0.10 h_{v4}$$

$$h_e = 0.10 (0.2222) = \underline{0.0222 \text{ m}}$$

$$d_5 + h_{v5} = 1.50 + 0.2222 + 1.2072 + 0.0222$$

$$d_5 + h_{v5} = 2.9516 \text{ m}$$

$$\text{Si } d_5 = 2.87 \text{ m}$$

$$A_5 = 2.87 \times 3.25 = 9.3275 \text{ m}^2$$

$$V_5 = \frac{11.711}{9.32} = 1.255 \text{ m/s}$$

$$h_{v5} = 0.0803 \text{ m}$$

$$d_5 + h_{v5} = 2.9503 \approx 2.9516 \text{ m} \checkmark$$

Bernoulli entre 5 y 6

$$z_6 + d_6 + h_{v6} = d_5 + h_{v5} + h_{te}$$

$$z_6 = 1.00 \quad h_{te} = 0.1 \Delta h_v$$

$$d_6 + h_{v6} - h_{te} = 2.87 + 0.0803 - 1.00 = 1.9503 \text{ m}$$

$$\text{Si } d_6 = 1.868$$

$$A = 2 \times 1.868 + 1.5 \times 1.868 = 8.970 \text{ m}^2$$

$$V = 1.3056 \text{ m/s}$$

$$h_v = 0.0869 \text{ m}$$

$$h_{te} = 0.1 (0.0869 - 0.0803) = \underline{0.0006 \text{ m}}$$

$$d_6 + h_{v6} - h_{te} = 1.868 + 0.0869 - 0.0006 = 1.9542 \approx 1.9503 \checkmark$$

5

Suma de Perdidas

$$h_{te} = 0.0006$$

$$h_e = 0.0222$$

$$h_c = 0.0604$$

$$h_f = 0.0595$$

$$h_o = 0.0262$$

$$h_{t5} = \underline{0.0019}$$

$$\Sigma h = 0.1708 \text{ m}$$

Carga disponible 0.20 m menos un sedimento en la entrada del conducto de 3 cm.



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

V CURSO DE CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS DE  
ZONAS DE RIEGO.

CALCULOS HIDRAULICOS

ING. OSCAR PLAISANT WONG.  
SEPTIEMBRE DE 1982

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  $d_c = 1.253 \text{ m}$

$$A_c = 1.253 (2 + 1.5 \times 1.253) = 4.961014 \text{ m}^2$$

$$T = 2 + 3 \times 1.253 = 5.759 \text{ m.}$$

DATOS HIDRAULICOS DEL CANAL "SAN JUAN"

- $Q = 14.00 \text{ m}^3/\text{seg.}$
- $n = 0.015$
- $t = 1.5:1$
- $v = 1.5 \text{ m/seg}$
- $b.l. = 0.30 \text{ m}$
- $e = 0.07 \text{ m}$
- $a = 0.15 \text{ m}$
- $\frac{b}{d} = 1$

Cálculo de la plantilla y tirante del canal: partiendo de la relación  $\frac{b}{d} = 1$  tenemos  $b = d$

$$Q = VA, \quad A = \frac{Q}{V} = \frac{14.00}{1.50} = 9.33 \text{ m}^2$$

$$A = d (b + t d) = d (b + 1.5 d) = 2.5 d^2$$

$A = 2.5 d^2$ , despejando  $d$ :

$$d = \sqrt{\frac{A}{2.5}} = \sqrt{\frac{9.33}{2.5}} = 1.93 \text{ m.}$$

Se adapta  $d = 2.00 \text{ m}$   
 $b = 2.00 \text{ m}$

Area hidráulica:

$$\therefore A = 2 (2 + 1.5 \times 2) = 10.00 \text{ m}^2$$

Perimetro mojado:

$$P = b + 2d \sqrt{1+t^2} = 2 + 2 \times 2 \sqrt{1+1.5^2} = 9.2111 \text{ m.}$$

Radio hidráulico:

$$R = \frac{A}{P} = \frac{10.00}{9.2111} = 1.085647 \text{ m.}$$

Sustituyendo:

$$\frac{A_c^3}{T} = \frac{(4.861014)^3}{5.759} = 19.945 \approx 19.98$$

Velocidad crítica:

$$V_c = \frac{Q}{A_c} = \frac{14.00}{4.861014} = 2.88 \text{ m/seg.}$$

Por especificación tenemos que  $\frac{V_{\text{normal del canal}}}{V_{\text{crítica}}} \leq 0.8$

$$\frac{V_{\text{canal}}}{V_{\text{crítica}}} = \frac{1.40}{2.88} = 0.49 < 0.8 \quad \text{--- O.K.}$$

— DIMENSIONAMIENTO DE LA OBRA DE TORMA —

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 A = 3.00 m — Plano CM-C-17

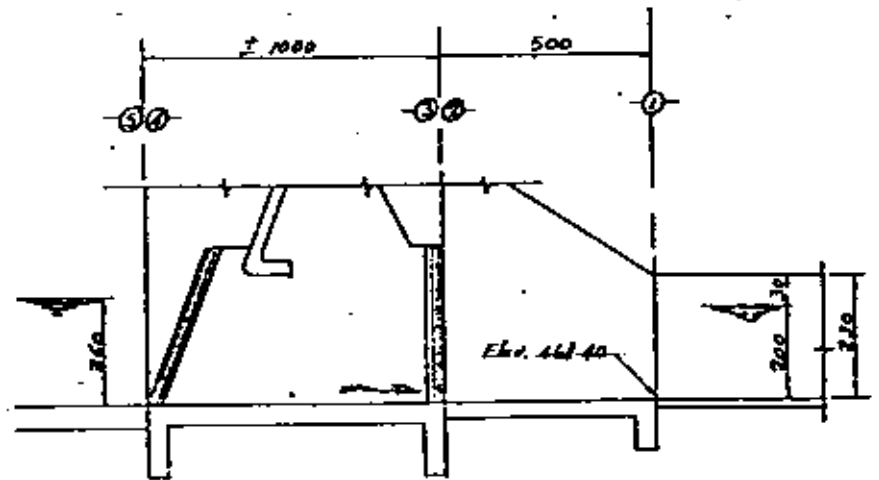
Chumacera — Plano CM-C-102

Rodillo — Plano CM-C-201

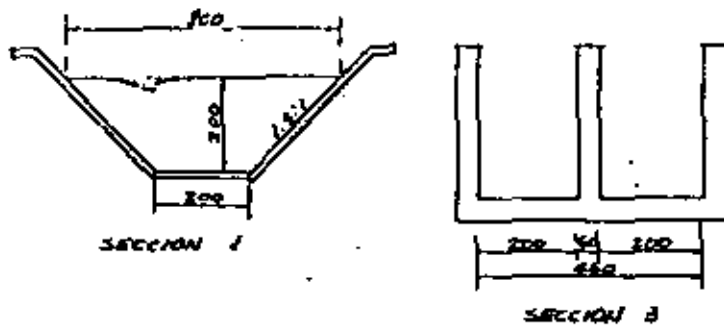
Instalación — Plano CM-C-303

Malacate eléctrico — Planos TM-C-320 y TM-C-321

CALCULO DE LA LONGITUD DE TRANSICION.







Longitud de transición.

$$L_T = \left( \frac{T - E}{2} \right) \cot 22^\circ 30'$$

$$T = b + z \cdot d = 2 + 2 \times 1.5 \times 2 = 8.00 \text{ m.}$$

$$E = 2B + 0.60 = 2 \times 2 + 0.60 = 4.60 \text{ m.}$$

$$L_T = \left( \frac{8.00 - 4.60}{2} \right) 2.2142 = 4.10 \text{ m.}$$

Se colocará  $L_T = 5.00 \text{ m.}$

### 1) CALCULO HIDRAULICO.

Aplicando el teorema de Bernoulli entre las secciones 1 y 2.

Datos de la sección 1:

$$d_1 = 2.00 \text{ m}$$

$$h_{f1} = 0.10 \text{ m}$$

$$d_2 + h_{f2} = d_1 + h_{f1} + h_{f3}$$

$$d_2 + h_{f2} - h_{f3} = 2.00 + 0.10$$

$$d_2 + h_{f2} - h_{f3} = 2.10 \text{ m.}$$

$$b_2 = 4.60 \text{ m, } Q = 14.0 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

para un tirante  $d_2 = 1.984 \text{ m}$  tenemos:

$$A_2 = 1.984 \times 4.6 = 9.1264 \text{ m}^2$$

$$v_2 = \frac{14.00}{9.1264} = 1.534 \text{ m/seg.}$$

$$h_{v2} = \frac{(1.534)^2}{2 \times 9.81} = 0.120 \text{ m.}$$

$$h_{f3} = 0.2 (h_{v2} - h_{v1}) = 0.2 (0.12 - 0.10) = 0.004 \text{ m.}$$

$$d_2 + h_{v2} - h_{f3} = 1.984 + 0.12 - 0.004 = 2.10 \text{ m}$$

Bernoulli entre las secciones 2 y 3

$$d_3 + h_{v3} - h_s = d_2 + h_{v2}$$

$$d_3 + h_{v3} - h_s = 1.984 + 0.12$$

$$d_3 + h_{v3} - h_s = 2.104$$

$$b_3 = 4.00 \text{ m.}$$

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.

$$d_4 + hV_4 = d_3 + hV_3 + h_f$$

$$d_4 + hV_4 - h_f = 1.949 + 0.164$$

$$d_4 + hV_4 - h_f = 2.113 \text{ m.}$$

$$b_4 = 4.00 \text{ m}$$

$$\text{para } d_4 = 1.964 \text{ m.}$$

$$A_4 = 4.0 \times 1.964 = 7.856 \text{ m}^2$$

$$P_4 = 4 + 4 \times 1.964 = 11.856 \text{ m}$$

$$R_4 = \frac{A_4}{P_4} = \frac{7.856}{11.856} = 0.663 \text{ m}$$

$$V_4 = \frac{Q}{A_4} = \frac{14.00}{7.856} = 1.782 \text{ m/seg.}$$

$$hV_4 = \frac{(1.782)^2}{2 \times 9.81} = 0.162 \text{ m}$$

$$R_m = \frac{R_3 + R_4}{2} = \frac{0.661 + 0.663}{2} = 0.662 \text{ m}$$

$$V_m = \frac{V_3 + V_4}{2} = \frac{1.796 + 1.782}{2} = 1.789 \text{ m/seg.}$$

$$h_f = \left( \frac{V_m \eta}{R_m^{2/3}} \right)^2 L.$$

$$h_f = \left( \frac{1.789 \times 0.015}{(0.662)^{2/3}} \right)^2 \times 10 = 0.013 \text{ m.}$$

$$d_4 + hV_4 - h_f = 1.964 + 0.162 - 0.013 = \underline{2.113 \text{ m}}$$

Bernoulli entre las secciones 4 y 5.

$$d_5 + hV_5 = d_4 + hV_4 + h_c$$

$$b_5 = 4.60 \text{ m.}, \quad hV_5 = 0$$

$$h_c = 0.5 hV_4 = 0.5 \times 0.162 = 0.081 \text{ m.}$$

$$d_5 = d_4 + hV_4 + h_c$$

$$d_5 = 1.964 + 0.162 + 0.081 = 2.207 \text{ m.}$$

$$\underline{d_5 = 2.207 \text{ m.}}$$

### Resumen de pérdidas:

Por entrada  $h_e = 0.091 \text{ m}$

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.

$$d_5 + h_{v5} = d_1 + h_{v1} + \Sigma h$$

$$h_{v5} = 0$$

$$d_5 = d_1 + h_{v1} + \Sigma h$$

$$2.207 = 2.00 + 0.10 + 0.107 = 2.207 \text{ m}$$

$$2.207 \text{ m} = 2.207 \text{ m} \quad \checkmark \text{ a.k.}$$

### .) CONDICIONES EXTRAORDINARIAS.

Para esta condición se considera que el bordo libre se invade totalmente.

Datos de la sección 1.

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

$$d = 2.30 \text{ m}$$

$$A = 2 \times 2.3 + 1.5 \times 2.3^2 = 12.535 \text{ m}^2$$

$$P = 2.0 + 2 \times 2.3 \sqrt{1 + 1.5^2} = 10.292768 \text{ m}$$

$$R = \frac{A}{P} = \frac{12.535}{10.292768} = 1.217845 \text{ m}$$

$$Q = 19.06 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$V_1 = 1.52 \text{ m/seg}$$

$$h_{v1} = \frac{(1.52)^2}{2 \times 9.81} = 0.118 \text{ m}$$

Aplicando Bernoulli entre las secciones 1 y 2

$$d_2 + h_{v2} = d_1 + h_{v1} + h_{ts}$$

$$d_2 + h_{v2} - h_{ts} = 2.30 + 0.118$$

$$d_2 + h_{v2} - h_{ts} = \underline{2.418 \text{ m}}$$

$$b_2 = 4.60 \text{ m}$$

$$\text{Para un tirante } d_2 = 2.257 \text{ m}$$

$$A_2 = 2.257 \times 4.6 = 10.382 \text{ m}^2$$

$$V_2 = \frac{19.06}{10.382} = 1.836 \text{ m/seg}$$

$$h_{v2} = \frac{(1.836)^2}{2 \times 9.81} = 0.172 \text{ m}$$

$$h_{ts} = 0.2 (0.172 - 0.118) = 0.011 \text{ m}$$

$$\therefore d_2 + h_{v2} - h_{ts} = 2.257 + 0.172 - 0.011 = \underline{2.418 \text{ m}}$$

Bernoulli entre las secciones 2 y 3.

$$d_3 + h_{v3} = d_2 + h_{v2} + h_s$$

$$d_3 + h_{v3} - h_s = 2.257 + 0.172 = \underline{2.429 \text{ m}}$$

$$b_3 = 4.00 \text{ m}$$

Para un tirante  $d_3 = 2.204 \text{ m}$ .

$$A_3 = 4.0 \times 2.204 = 8.816 \text{ m}^2$$

$$P_3 = 4 + 4 \times 2.204 = 12.816 \text{ m}$$

$$R_3 = \frac{A_3}{P_3} = \frac{8.816}{12.816} = 0.688 \text{ m}$$

$$V_3 = \frac{19.06}{8.816} = 2.162 \text{ m/seg.}$$

$$h_{f3} = \frac{(2.162)^2}{2 \times 9.81} = 0.238 \text{ m}$$

$$h_s = 0.2 (0.238 - 0.172) = 0.013 \text{ m}$$

$$\therefore d_3 + h_{f3} - h_s = 2.204 + 0.238 - 0.013 = \underline{2.429 \text{ m}}$$

Bernoulli entre las secciones 3 y 4.

$$d_4 + h_{f4} = d_3 + h_{f3} + h_f$$

$$d_4 + h_{f4} - h_f = 2.204 + 0.238$$

$$d_4 + h_{f4} - h_f = \underline{2.442 \text{ m}}$$

$$b_4 = 4.00 \text{ m}$$

Para un tirante  $d_4 = 2.225 \text{ m}$ .

$$A_4 = 4.0 \times 2.225 = 8.90 \text{ m}^2$$

$$P_4 = 4.0 + 4 \times 2.225 = 12.90 \text{ m}$$

$$R_4 = \frac{8.90}{12.90} = 0.690 \text{ m}$$

$$V_4 = \frac{19.06}{8.90} = 2.142 \text{ m/seg.}$$

$$h_{f4} = \frac{(2.142)^2}{2 \times 9.81} = 0.234 \text{ m}$$

$$R_m = \frac{0.688 + 0.690}{2} = 0.689 \text{ m}$$

$$V_m = \frac{2.162 + 2.142}{2} = 2.152 \text{ m/seg.}$$

$$h_f = \left( \frac{V_m n}{R_m^{2/3}} \right)^2 L$$

$$h_f = \left( \frac{2.152 \times 0.015}{(0.689)^{2/3}} \right)^2 \times 10 = 0.017 \text{ m}$$

$$\therefore d_4 + h_{f4} - h_f = 2.225 + 0.234 - 0.017 = \underline{2.442 \text{ m}}$$

Bernoulli entre las secciones 4 y 5.

$$d_5 + h_{f5} = d_4 + h_{f4} + h_e$$

$$h_{f5} = 0$$

$$h_e = 0.5 h_{f4} = 0.5 \times 0.234 = 0.117 \text{ m}$$

$$d_5 = 2.225 + 0.234 + 0.117 = \underline{2.576 \text{ m}}$$

$$d_5 \approx 2.60 \text{ m}$$

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.

$$d_5 + h f_5 = d_1 + h f_1 + \Sigma h$$

Sustituyendo valores tenemos:

$$2.576 + 0.000 = 2.30 + 0.118 + 0.158$$

$$2.576 = 2.576 \text{ m.} \quad \checkmark \text{ O.K.}$$

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.

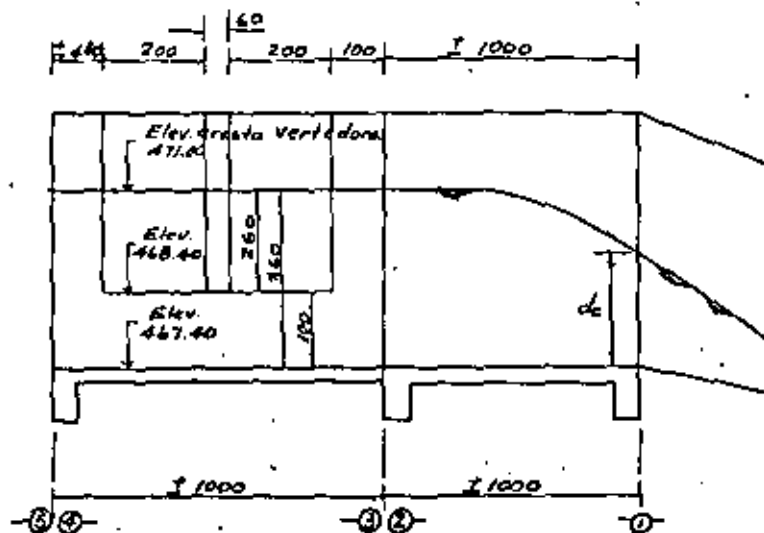
Elevación de la S.L.A. = 470.40 m.

ELEVACION DEL FONDO DEL DEJARENADOR.

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 DEJARENADOR.

Por especificación se tomará como base cinco veces la capacidad de la toma:

$$Q_0 = 5 \times 14.0 = 70 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$\text{y } V_{\text{mínima}} = 3 \text{ m/seg.}$$

Suponiendo un 10% de pérdidas tenemos:

$$E = 0.90 \times 3.60 = 3.24 \text{ m.}$$

$$d_c = \frac{2}{3} E = \frac{2}{3} \times 3.24 = 2.16 \text{ m.}$$

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

$$B = \sqrt{\frac{(70)^2}{(2.16)^3 \times 9.81}} = 7.00 \text{ m.}$$

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

DETERMINACIÓN DE LA PENDIENTE EN EL CANAL DE DESCARGA, PARA QUE SE PRESENTE LA SECCION DE CONTROL A LA SALIDA DE LA ESTRUCTURA DE LIMPIA.

$$\text{Ancho del canal de descarga} = 3.50 \times 2 + 0.60 = 7.60 \text{ m}$$

$$d_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{B^2 g}} = \sqrt[3]{\frac{(70)^2}{(7.6)^2 \times 9.81}} = 2.05 \text{ m.}$$

$$A_c = 2.05 \times 7.60 = 15.58 \text{ m}^2$$

$$P_c = 2.05 \times 2 + 7.60 = 11.70 \text{ m.}$$

$$R = \frac{A_c}{P_c} = \frac{15.58}{11.70} = 1.332 \text{ m.}$$

$$V_c = \frac{Q}{A_c} = \frac{70}{15.58} = 4.49 \text{ m/seg.}$$

$$S = \left( \frac{V_c n}{R^{4/3}} \right)^2$$

$$S = \left( \frac{4.49 \times 0.015}{(1.332)^{4/3}} \right)^2 = 0.003$$

Se le dará al canal de descarga una pendiente mayor a 0.003

CALCULO HIDRAULICO DEL DESARENADOR.

CONDICIONES CRITICAS.

$$Q = 70 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$B = 7.00 \text{ m.}$$

$$d_c = \sqrt[3]{\frac{(70)^2}{(7)^2 \times 9.81}} = 2.17 \text{ m.}$$

$$A_c = B d_c = 7.0 \times 2.17 = 15.19 \text{ m}^2$$

$$V_c = \frac{Q}{A_c} = \frac{70.0}{15.19} = 4.61 \text{ m/seg.}$$

$$h_{fc} = \frac{(4.61)^2}{2 \times 9.81} = 1.08 \text{ m.}$$

$$P_c = 4 \times 2.17 + 7 = 15.68 \text{ m}$$

$$R_c = \frac{A_c}{P_c} = \frac{15.19}{15.68} = 0.969 \text{ m.}$$

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  $d_2 = 2.425 \text{ m.}$

$$b_2 = 7.00 \text{ m}$$

$$A_2 = 2.425 \times 7 = 16.975 \text{ m}^2$$

$$P_2 = 4 \times 2.425 + 7 = 16.70 \text{ m.}$$

$$R_2 = \frac{A_2}{P_2} = \frac{16.975}{16.70} = 1.016 \text{ m.}$$

$$v_2 = \frac{Q}{A_2} = \frac{70.0}{16.975} = 4.124 \text{ m/seg.}$$

$$h v_2 = \frac{(4.124)^2}{2 \times 9.81} = 0.868 \text{ m.}$$

$$R_m = \frac{0.969 + 1.016}{2} = 0.993 \text{ m.}$$

$$v_m = \frac{4.61 + 4.124}{2} = 4.367 \text{ m/seg.}$$

$$h_f = \left( \frac{v_m n}{R_m^{4/3}} \right)^2 L$$

$$h_f = \left( \frac{4.367 \times 0.015}{(0.993)^{4/3}} \right)^2 \times 10 = 0.043 \text{ m.}$$

Sustituyendo valores:

$$d_2 + h v_2 - h_f = 2.425 + 0.868 - 0.043 = 3.25 \text{ m.} \checkmark$$

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:

$$d_3 + h v_3 - h_e = 3.014 + 0.476 - 0.197 = 3.293 \text{ m.} \checkmark$$

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:

$$d_4 + h_{v4} - h_f = 3.03 + 0.47 - 0.010 = 3.490 \text{ m}$$

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:

$$d_5 = d_4 + h_{v4} + h_e - h_{v5}$$

$$d_5 = 3.03 + 0.47 + 0.094 - 0.00 = 3.594 \text{ m} \approx 3.60 \text{ m}$$

Se tiene la suficiente energía para pasar el gasto de  $70.0 \text{ m}^3/\text{seg.}$  a través de la sección del desarenador.

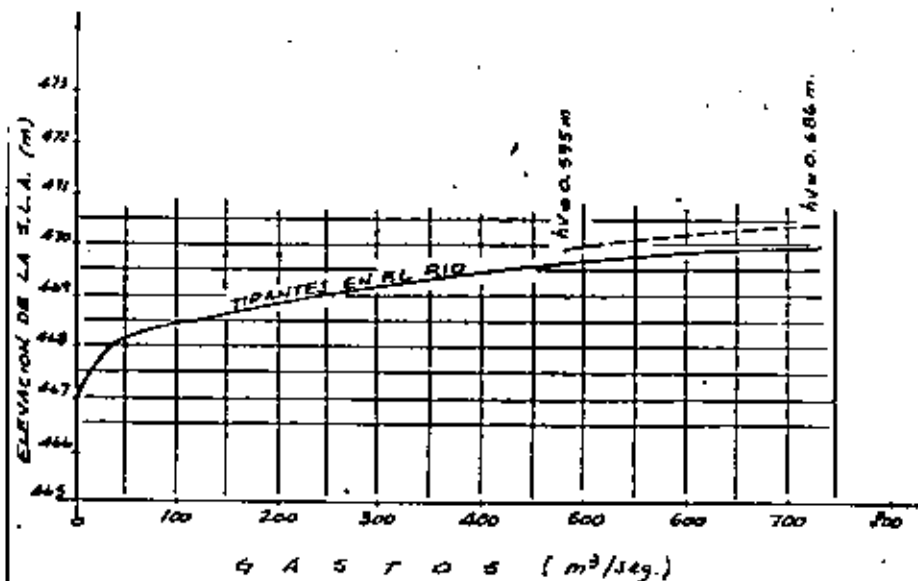
CALCULO DE LA CURVA DE GASTOS DEL RIO.

Datos hidráulicos:

$$S_{río} = \frac{3.00}{600} = 0.005, \quad n = 0.040$$

ELEV. S.L.A. m	AREA m <sup>2</sup>	PERIMETRO m	RADIO HIDRAULICO m	VELOCIDAD m/seg.	GASTO m <sup>3</sup> /seg.
467.00	0.00	0	0	0	0
468.00	21.00	27.30	0.769	1.424	31.16
469.00	52.15	35.90	1.453	2.268	118
470.00	92.55	46.30	1.978	2.786	258
471.00	140.80	52.40	2.697	3.417	481
472.00	199.30	66.65	2.990	3.669	731

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



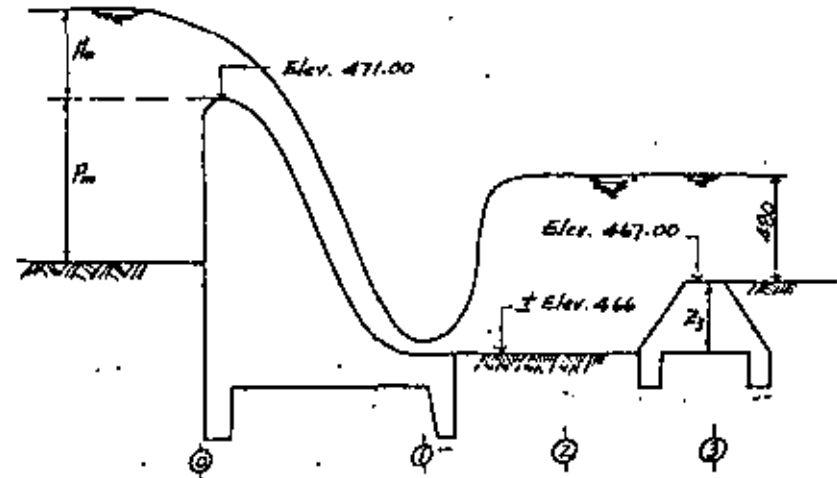


## CORTINA

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 vertedera	= 471.00 m.
Carga sobre el vertedero	= 3.50 m.
<hr/>	<hr/>
N. A. M. E.	= 474.50 m
Bordo libre	= 0.50 m
<hr/>	<hr/>
Nivel pisos de operación	= 475.00 m.

## CALCULO DEL CONJUGADO MENOR.

Aplicando el Teorema de Bernoulli entre las secciones 0 y 1.

$$z_0 + h_0 = d_1 + h v_1$$

$$z_0 = \text{Elev. } 471 - \text{Elev. } 466 = 5.00 \text{ m.}$$

$$d_1 + h v_1 = 5.00 + 3.50$$

$$d_1 + h v_1 = 8.50 \text{ m.}$$

Para un tirante  $d_1 = 1.167 \text{ m.}$

$$b_1 = 1.00 \text{ m}$$

$$Q_1 = 14 \text{ m}^3/\text{seg}/\text{m}$$

$$A_1 = b_1 d_1 = 1.167 \times 1.0 = 1.167 \text{ m}^2$$

$$v_1 = \frac{Q}{A} = \frac{14}{1.167} = 12.00 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$h v_1 = \frac{(12)^2}{2 \times 9.81} = 7.339 \text{ m.}$$

Sustituyendo valores:

$$d_1 + h v_1 = 1.167 + 7.339 = 8.506 \text{ m} \approx 8.50 \text{ m} \checkmark$$

## CALCULO DEL CONJUGADO MAYOR:

$$d_2 = -\frac{d_1}{2} + \sqrt{\frac{2 d_1 v_1^2}{g} + \frac{d_1^2}{4}}$$

$$d_2 = -\frac{1.167}{2} + \sqrt{\frac{2 \times 1.167 \times (12)^2}{9.81} + \frac{(1.167)^2}{4}} = 5.30$$

$$d_2 = 5.30 \text{ m.}$$

$$A_2 = b_2 d_2 = 1.0 \times 5.3 = 5.30 \text{ m}^2$$

$$v_2 = \frac{Q}{A_2} = \frac{14.0}{5.3} = 2.622 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$h v_2 = \frac{(2.622)^2}{2 \times 9.81} = 0.356 \text{ m.}$$

Bernoulli entre las secciones 2 y 3.

$$d_2 + h v_2 = d_3 + h v_3 + z_3$$

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.

$$F = \frac{v_1}{\sqrt{g d_1}} = \frac{12.0}{\sqrt{9.81 \times 1.167}} = 3.55 < 4.5 \checkmark$$

## 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  $K=5$ .

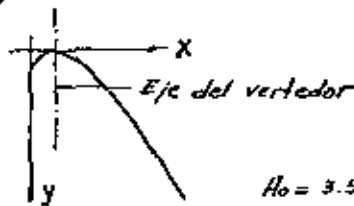
$$L = 5(5.30 - 1.167) = 20.65 \text{ m} \approx 20.00 \text{ m.}$$

Se dejara  $L = 20.00 \text{ m.}$

**DIMENSIONAMIENTO DEL PERFIL DEL CIMACIO.**

Ver Plano G-C-4015

Carga de diseño = 3.50 m.



$H_o = 3.50 \text{ m}$

PUNTO	$K_x$	$K_y$	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 <sub>1</sub>	0.23838	0.29798	0.836	1.043
O <sub>2</sub>	0.30000	0.76500	1.050	2.678
O <sub>3</sub>	-0.68092	2.58993	-1.683	9.065

$$R_1 = 0.29395 \times 3.5 = 1.029$$

$$R_2 = 0.765 \times 3.5 = 2.678$$

$$R_3 = 2.750 \times 3.5 = 9.625$$

$$\alpha_1 = 46^\circ 40' 18''$$

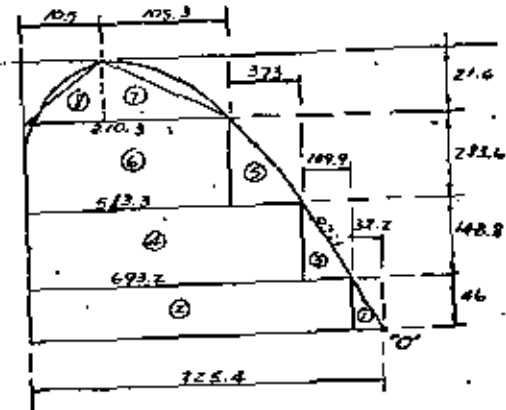
$$\alpha_2 = 7^\circ 31' 00''$$

$$\alpha_3 = 23^\circ 10' 00''$$

$$\alpha_4 = 27^\circ 18' 00''$$

$$\alpha_5 = 45^\circ 00' 00''$$

**REVISION DE LA SECCION DEL CIMACIO.**



	AREA	BRAZO	MOMENTO
$A_1 = 0.322 \times 0.46 \times 0.5 = 0.07406$		0.215	0.0159229
$A_2 = 6.982 \times 0.46 = 3.20272$		3.788	13.072271
$A_3 = 1.099 \times 1.488 \times 0.5 = 0.817656$		1.055	0.862627
$A_4 = 5.833 \times 1.438 = 8.379504$		4.338	37.651688
$A_5 = 3.73 \times 2.836 \times 0.5 = 5.28914$		3.908	20.669959
$A_6 = 2.103 \times 2.836 = 5.964108$		6.203	36.995361
$A_7 = 1.053 \times 0.216 \times 0.5 = 0.113724$		5.853	0.665626
$A_8 = 1.05 \times 0.216 \times 0.5 = 0.11340$		6.554	0.743224

$$\Sigma A = 24.240312$$

$$\Sigma M = 109.68327$$

Peso volumetrico = 2200 kg/m<sup>3</sup>

Volumen por metro lineal.

$$V = 24.24 \times 1.00 = 24.24 \text{ m}^3$$

Peso propio  $P_p = 24.24 \times 2200 = 53328 \text{ Kg.}$

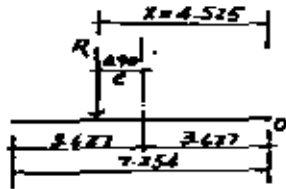
$\Sigma Mo = 109.68 \times 2200 = 241296 \text{ Kg-m.}$

Posición de la resultante:

$$x = \frac{\Sigma Mo}{P_p} = \frac{241296}{53328} = 4.525 \text{ m.}$$

excentricidad  $e = \frac{7.25d}{2} - 4.525 = -0.90 \text{ m.}$

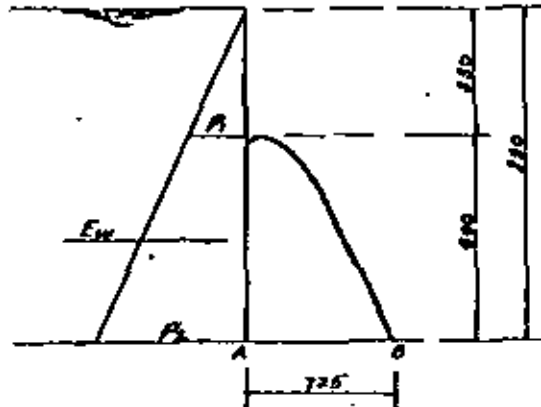
$e_{\text{máx}} = \frac{7.25d}{6} = 1.209 \text{ m} > e = 0.90 \text{ m.}$



Momento con respecto al centro de gravedad.

$M_{Gc} = P_p e = 53328 \times 0.90 = 47995 \text{ Kg-m.}$

EMPUJE DEL AGUA:



27

Como condición más crítica no se considera el 2º empuje del agua, aguas abajo de la cortina.

$P_1 = \gamma h_1 = 1000 \times 3.5 = 3500 \text{ Kg/m}^2$

$P_2 = \gamma h_2 = 1000 \times 2.5 = 2500 \text{ Kg/m}^2$

$E_w = \left( \frac{3500 + 2500}{2} \right) 5 = 30000 \text{ Kg.}$

punto de aplicación del empuje:

$y = \frac{(5)^2 + 3 \times 5 \times 3.5}{3(5 + 2 \times 2.5)} = 2.153 \text{ m}$

momento producido por el empuje del agua.

$M_{Ew} = E_w \times y = 30000 \times 2.153 = 64583 \text{ Kg-m.}$

SUBPRESION.

Se considera la condición más crítica, que después de pasada la avenida máxima, el cauce aguas abajo de la cortina se seca completamente.

Carga por perder = 2.50 m.

Longitud de recorrido = 7.25 m.

Pérdida por metro de recorrido =  $\frac{2.50}{7.25} = 0.345 \text{ m.}$

El valor de la subpresión se calculará por medio de la siguiente ecuación:

$S_p = wbc' \left( h + h' - \frac{h}{L} x \right)$

donde:

$$c' = 0.5 \text{ (para concreto sobre roca de mediana calidad)}$$

$$\omega = 1000 \text{ Kg/m}^3 \text{ (peso específico del agua).}$$

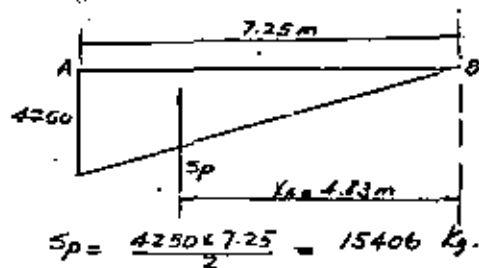
$$h' = 0$$

$$b = 1.00 \text{ m (análisis por metro lineal)}$$

$$S_{PA} = 1000 \times 1.0 \times 0.5 (2.50) = 4250 \text{ Kg.}$$

$$S_{PB} = 1000 \times 1.0 \times 0.5 (2.50 + 0 - 1.17 \times 7.25) = 0$$

Diagrama de subpresiones.



$$X_A = 7.25 \times \frac{2}{3} = 4.83 \text{ m.}$$

Momento respecto al punto B:

$$M = S_p \times X_A = 15406 \times 4.83 = 74411 \text{ Kg-m.}$$

REVISIÓN DE LA ESTABILIDAD Y FATIGAS EN EL TERRENO. —

Condición I. —  $P_p + E_w$

$$\Sigma F_V = 53328 \text{ Kg.}$$

$$\Sigma M_{PA} = 241296 \text{ Kg-m.}$$

$$\Sigma F_H = 30000 \text{ Kg.}$$

$$\Sigma M_{EW} = 64583 \text{ Kg-m.}$$

Factor de seguridad por volteo:

$$FSV = \frac{\Sigma M_{PA}}{\Sigma M_{EW}} = \frac{241296}{64583} = 3.73 > 1.5 \quad \checkmark$$

Factor de seguridad por deslizamiento:

$$FSD = \frac{0.6 \Sigma F_V}{\Sigma F_H} = \frac{0.6 \times 53328}{30000} = 1.07 < 1.5$$

∴ Se colocará un dentellón para evitar el deslizamiento.

profundidad del dentellón = 2.00 m.

Empuje pasivo:

$$E_p = \frac{K_p}{2} \times h^2 \quad K_p = 3.5$$

$$\gamma = 2000 \text{ Kg/m}^3$$

$$h = 2.0 \text{ m.}$$

$$E_p = \frac{3.5}{2} \times 2000 \times (2)^2 = 14000 \text{ Kg.}$$

$$\Sigma F_H = 30000 - 14000 = 16000 \text{ Kg.}$$

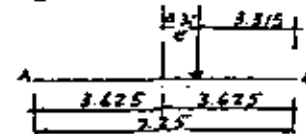
$$\therefore FSD = \frac{0.6 \times 53328}{16000} = 2.00 > 1.5 \quad \checkmark$$

CÁLCULO DE FATIGAS:

excentricidad:

$$e = \frac{7.25}{2} - \frac{241296 - 64583}{53328} = 0.31 \text{ m.}$$

$$e_{\max} = \frac{7.25}{6} = 1.209 \text{ m} > e = 0.31 \text{ m} \quad \checkmark$$



$$M = P \cdot e = 53328 \times 0.31 = 16532 \text{ Kg-m}$$

$$\Sigma FV = 53328 \text{ Kg}$$

GEOMETRIA DEL DESPLANTE:

$$A = 7.25 \times 1.0 = 7.25 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{1.0 \times (7.25)^3}{12} = 31.76 \text{ m}^4$$

$$S = \frac{1.0 \times (7.25)^2}{6} = 8.76 \text{ m}^3$$

$$f = \frac{P}{A} \pm \frac{M}{S}$$

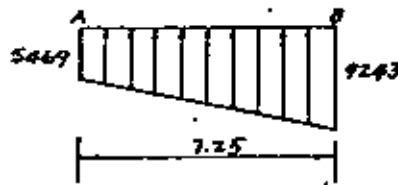
$$f_{\max} = \frac{53328}{7.25} + \frac{16532}{8.76} = 7356 + 1887 = 9243 \text{ Kg/m}^2$$

$$f_{\max} = 9243 \text{ Kg/m}^2 < f_{\text{per}} = 2 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{\min} = \frac{53328}{7.25} - \frac{16532}{8.76} = 7356 - 1887 = 5469 \text{ Kg/m}^2$$

$$f_{\min} = 5469 \text{ Kg/m}^2 < f_{\text{per}} = 2 \text{ Kg/cm}^2$$

Diagrama de fatigas:



CONDICION II. - Pp

$$\Sigma FV = 53328 \text{ Kg}$$

$$\Sigma M = 47795 \text{ Kg-m. (Mcc)}$$

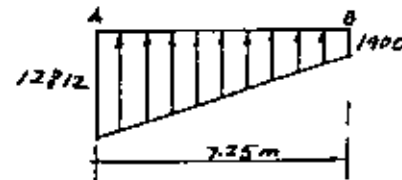
$$f = \frac{53328}{7.25} \pm \frac{47795}{8.76} = 7356 \pm 5456$$

2)

$$f_{\max} = 7356 + 5456 = 12812 \text{ Kg/cm}^2 < 2 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{\min} = 7356 - 5456 = 1900 \text{ Kg/cm}^2 < 2 \text{ Kg/cm}^2$$

Diagrama de fatigas:



Condición III. - Pp + Ew + Sp

$$\Sigma FN = 16000 \text{ Kg. (considerando el empuje pasivo)}$$

$$\Sigma FV = 53328 - 15406 = 37922 \text{ Kg}$$

$$\Sigma M_{pp} = 241296 \text{ Kg-m}$$

$$M_{Ew} = 64583 \text{ Kg-m}$$

$$M_{Sp} = 74411 \text{ Kg-m}$$

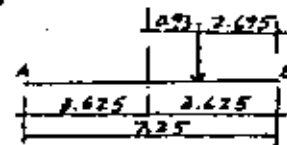
$$FSV = \frac{241296}{64583 + 74411} = 1.74 > 1.5 \quad \checkmark \text{ O.K.}$$

$$FSD = \frac{0.6 \times 37922}{16000} = 1.42 \approx 1.5 \quad \checkmark$$

excentricidad:

$$e = \frac{7.25}{2} - \frac{241296 - 64583 - 74411}{37922} = 0.93 \text{ m}$$

$$e_{\max} = \frac{7.25}{6} = 1.209 \text{ m} > e = 0.93 \text{ m}$$



$$M = 37922 \times 0.93 = 35267 \text{ Kg-m.}$$

35

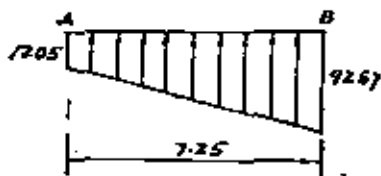
fatigas en el terreno.

$$f = \frac{37922}{7.25} \pm \frac{35267}{1.76} = 5231 \pm 4026$$

$$f_{\max} = 5231 + 4026 = 9257 \text{ Kg/m}^2 < 2 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{\max} = 5231 - 4026 = 1205 \text{ Kg/m}^2 < 2 \text{ Kg/cm}^2$$

Diagrama de fatigas:





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

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

**H I D R A U L I C A**

**ING. MARIO CARVAJAL DIAZ  
JULIO-AGOSTO 1982**





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

V. CURSO DE CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS  
DE ZONAS DE RIEGO  
1 9 8 2

DRENAJE EN ZONAS DE RIEGO  
H I D R O L O G I A

ING. HECTOR GOMEZ MONDRAGON  
SEPTIEMBRE-OCTUBRE

## 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, desagües 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 están 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 más 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, como desde el punto de vista de la Ingeniería Civil, lo que fundamentalmente nos interesa de la Hidrología 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 leyes que rigen esa variación y de las técnicas que permiten aprovechar esos recursos y protegerse contra 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 estos problemas, podemos mencionar, por ejemplo, el determinar si el volumen aportado por una cierta corriente 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.



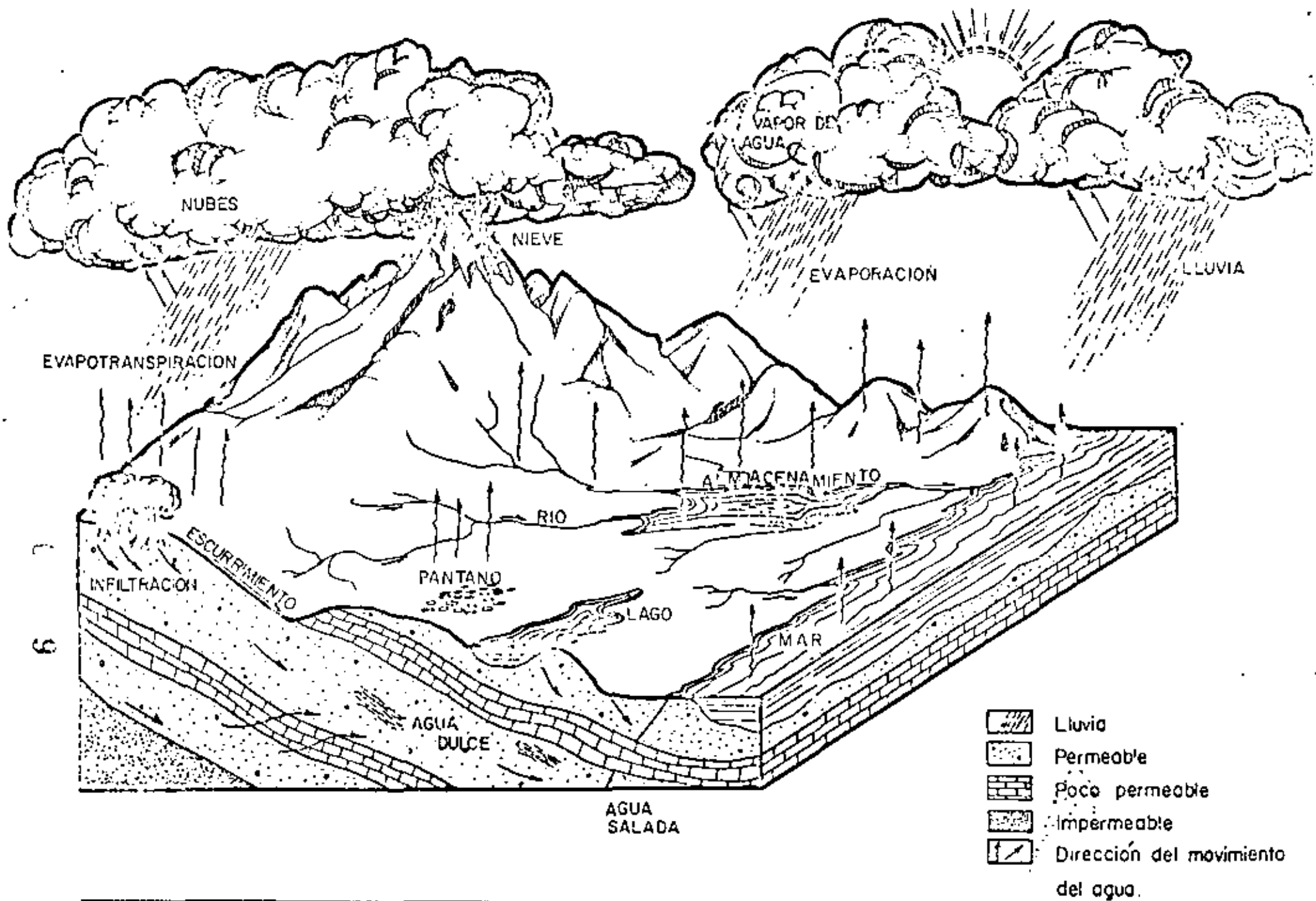
## A.1.- EL CICLO HIDROLOGICO

### Generalidades

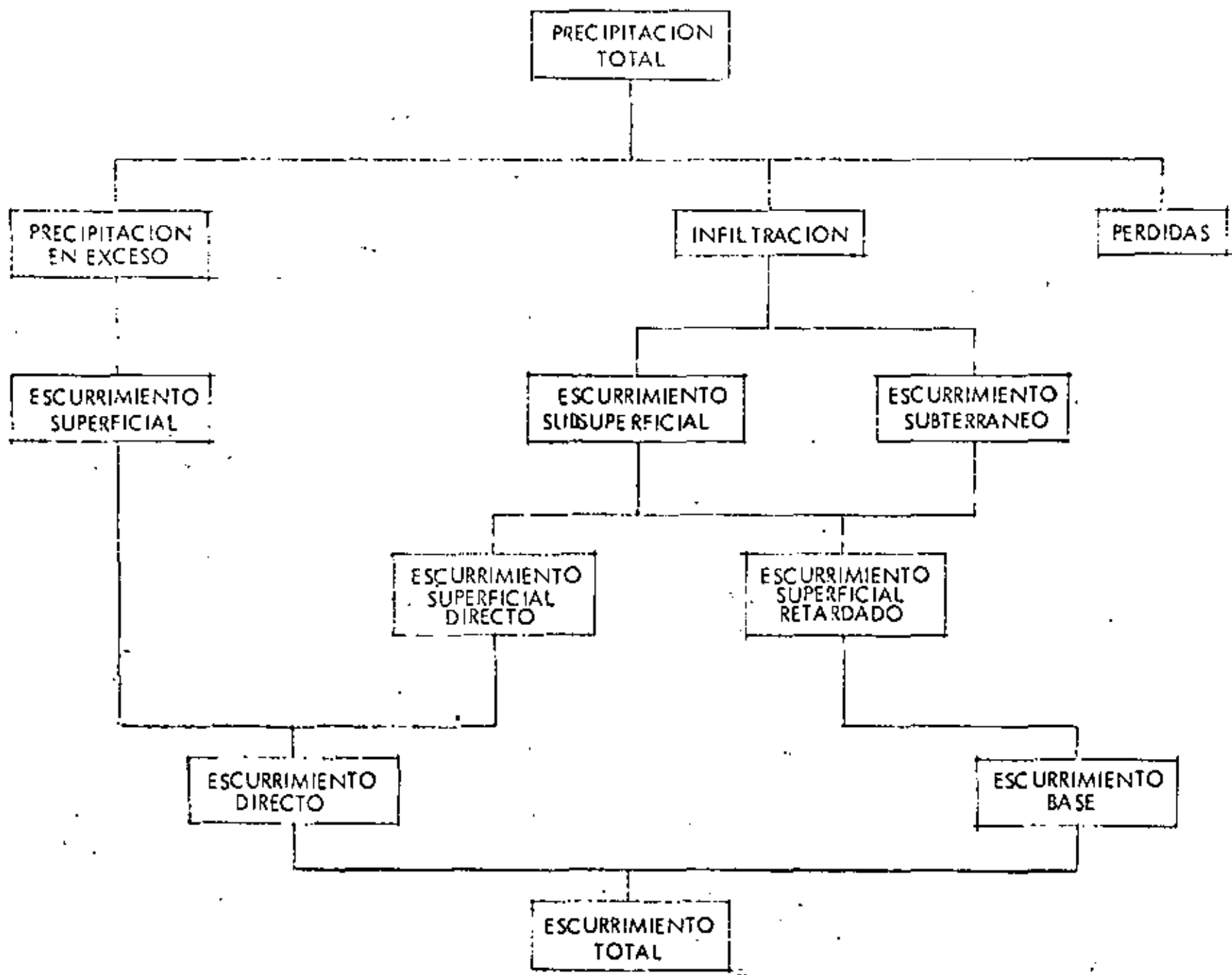
Se ha dicho que el trabajo de la Hidrología --- consiste en la medición de cada fase de la porción terrestre del llamado "ciclo hidrológico" y en el entendimiento de los procesos físicos por los que pasa el agua durante este ciclo.

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 CICLO HIDROLOGICO



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 = Escurrimiento + Infiltración + Evaporación

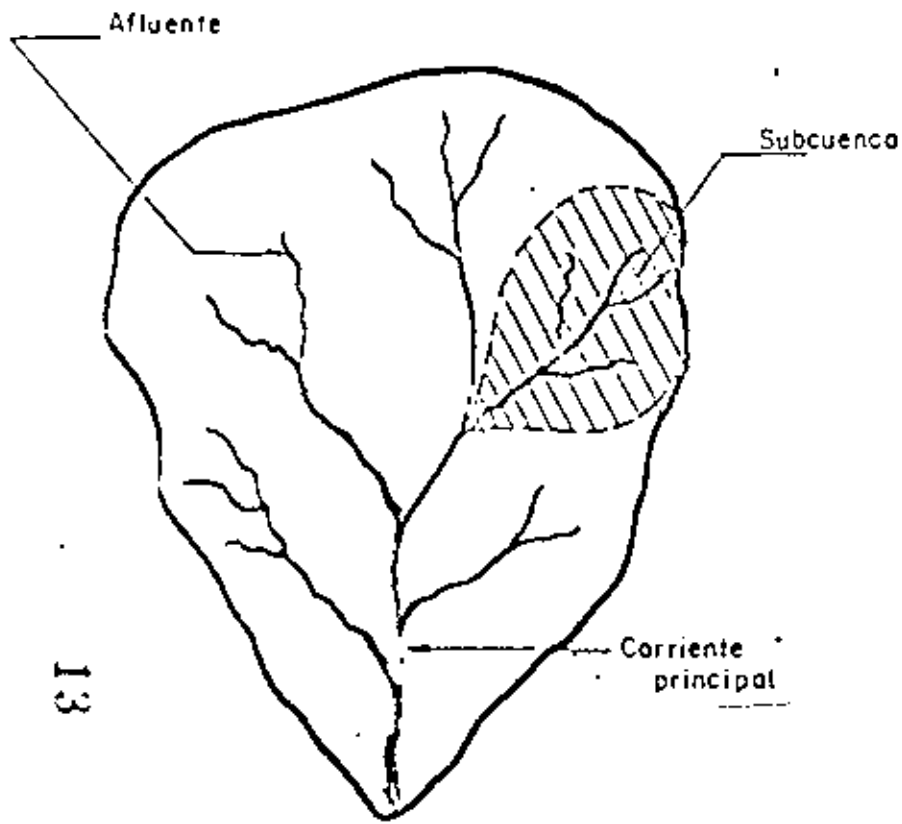
A pesar de la relativa simplicidad de la expresión anterior, su aplicación correcta presenta muchas dificultades, debido a la gran cantidad de factores inherentes en la valuación de cada uno de los términos de la ecuación, pues un error pequeño en la estimación de alguno de estos términos puede llevar 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

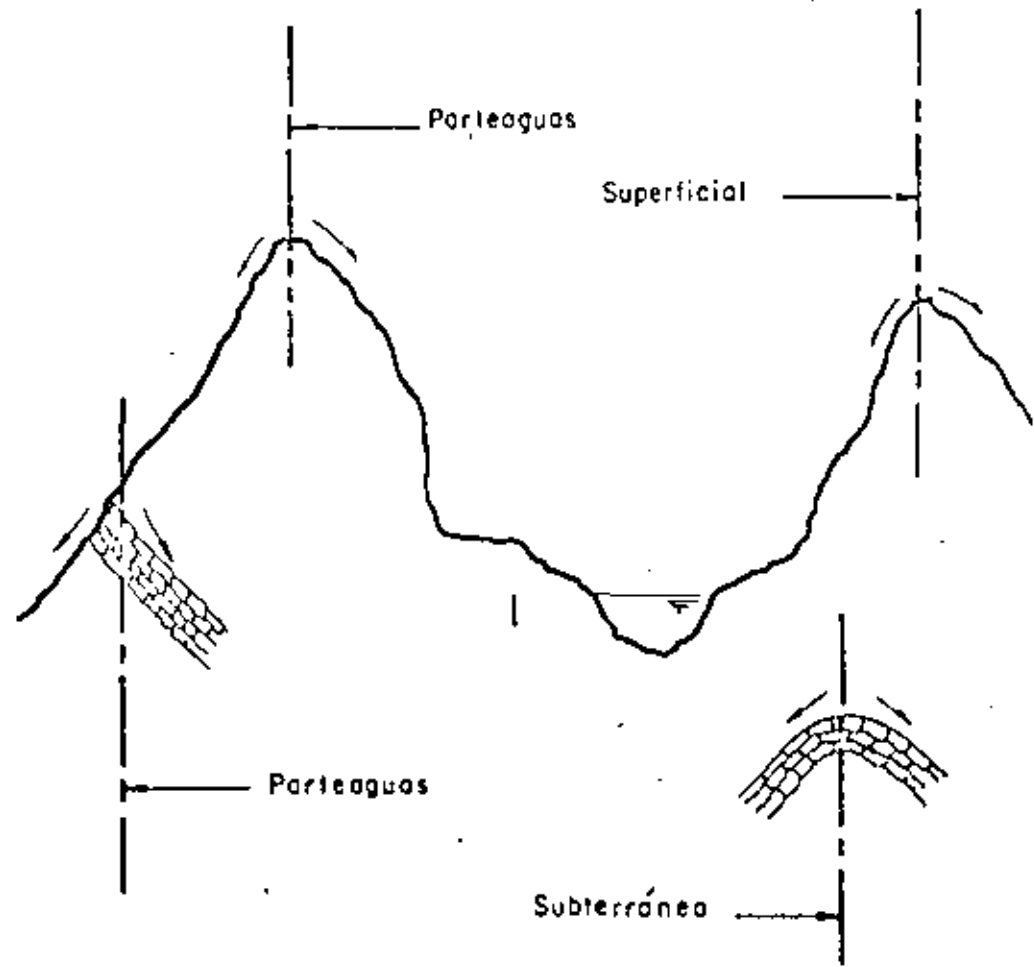
La cuenca de captación de una corriente hasta un sitio es la superficie que contribuye con escurrimientos a integrar el caudal de la corriente en ese sitio.

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--



PLANTA



CORTE

CUENCA

13

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 sensibili

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  $250 \text{ km}^2$ . 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 planímetro 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, km<sup>2</sup>

#### 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.

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

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 perfil 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

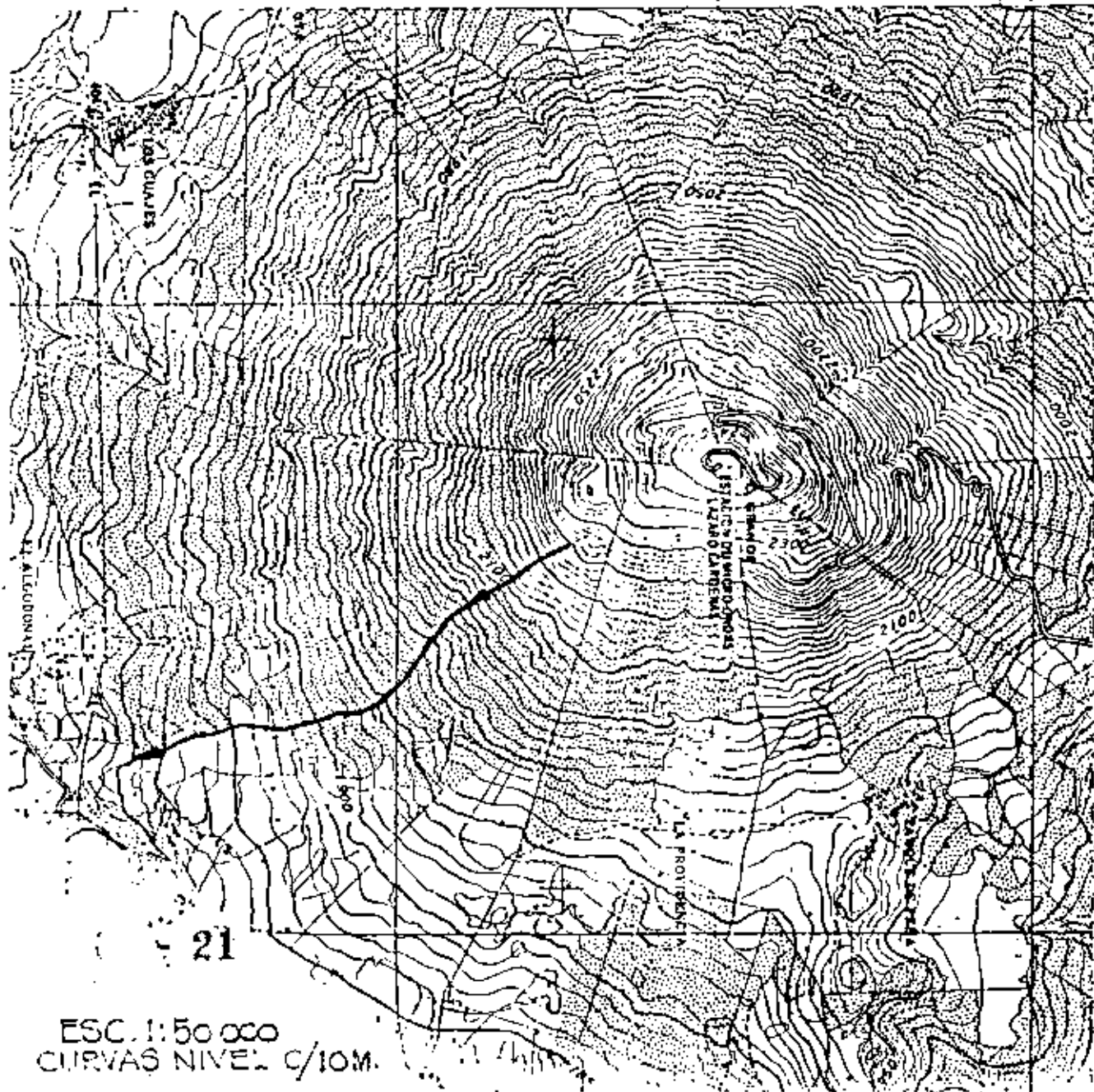
S pendiente media del tramo en estudio.

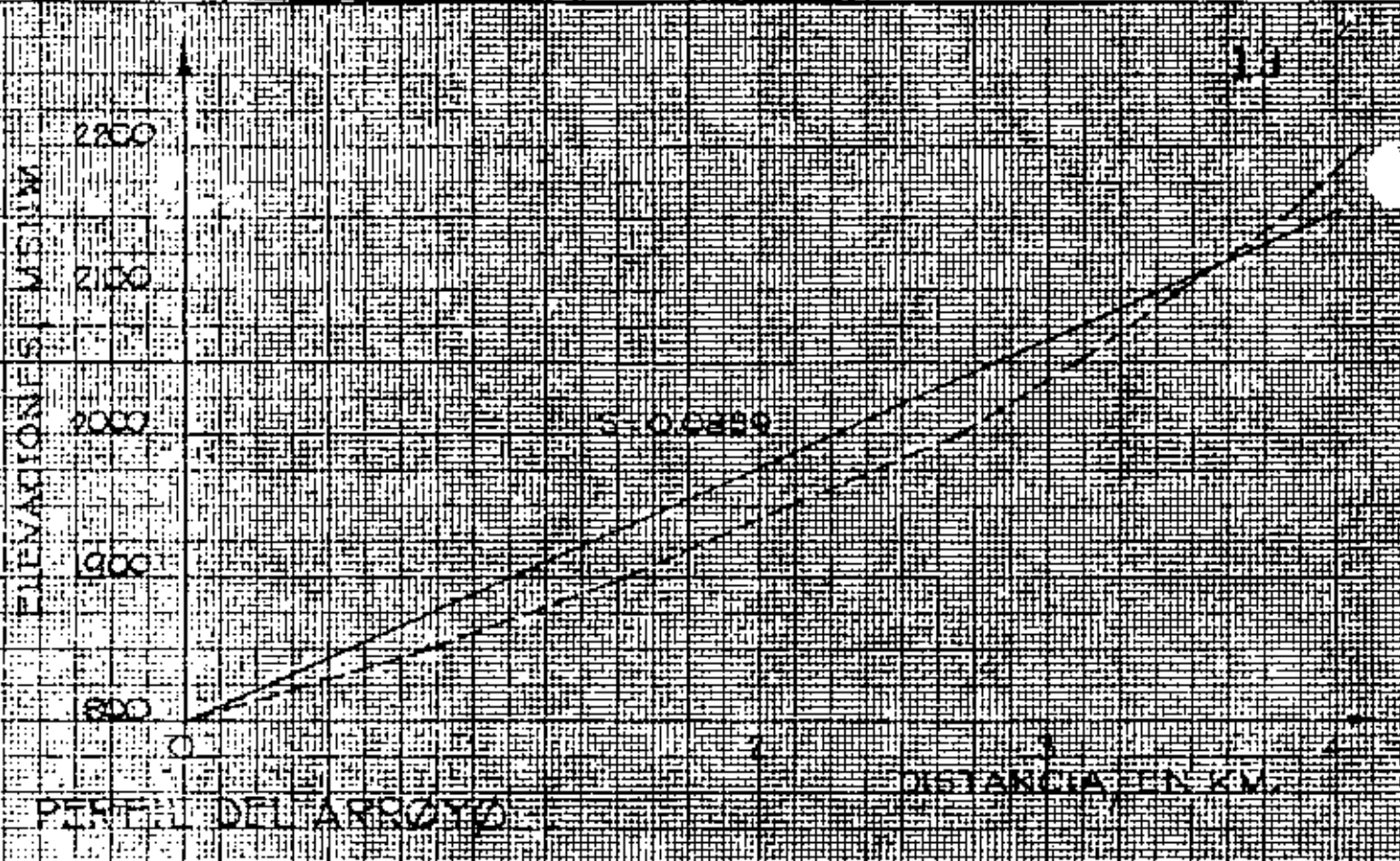
18

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 10M, SE DIBUJA EL PERFIL DEL CAUCE (FIGURA ANEXA) Y ESTE SE SUBDIVIDE EN TRAMOS IGUALES DE 500M. PARA DETERMINAR SUS PENDIENTES. ESTOS VALORES APARECEN TABULADOS.





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	32.5	0.065	0.2549	3.923
3	35	0.07	0.2645	3.780
4	42.5	0.085	0.2915	3.430
5	45	0.09	0.3	3.333
6	55	0.11	0.3316	3.015
7	67.5	0.135	0.3674	2.721
8	77.5	0.155	0.3937	2.540
SUMA:				26.825

APLICANDO LA EXPRESIÓN, SE OBTIENE LA PENDIENTE

$$C = \left( \frac{8}{26.825} \right)^2 = 0.0289$$

## 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 enfriamiento 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 encuentran 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 caracte-rísticas de la precipitación. Toda forma de precipita-ción 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.

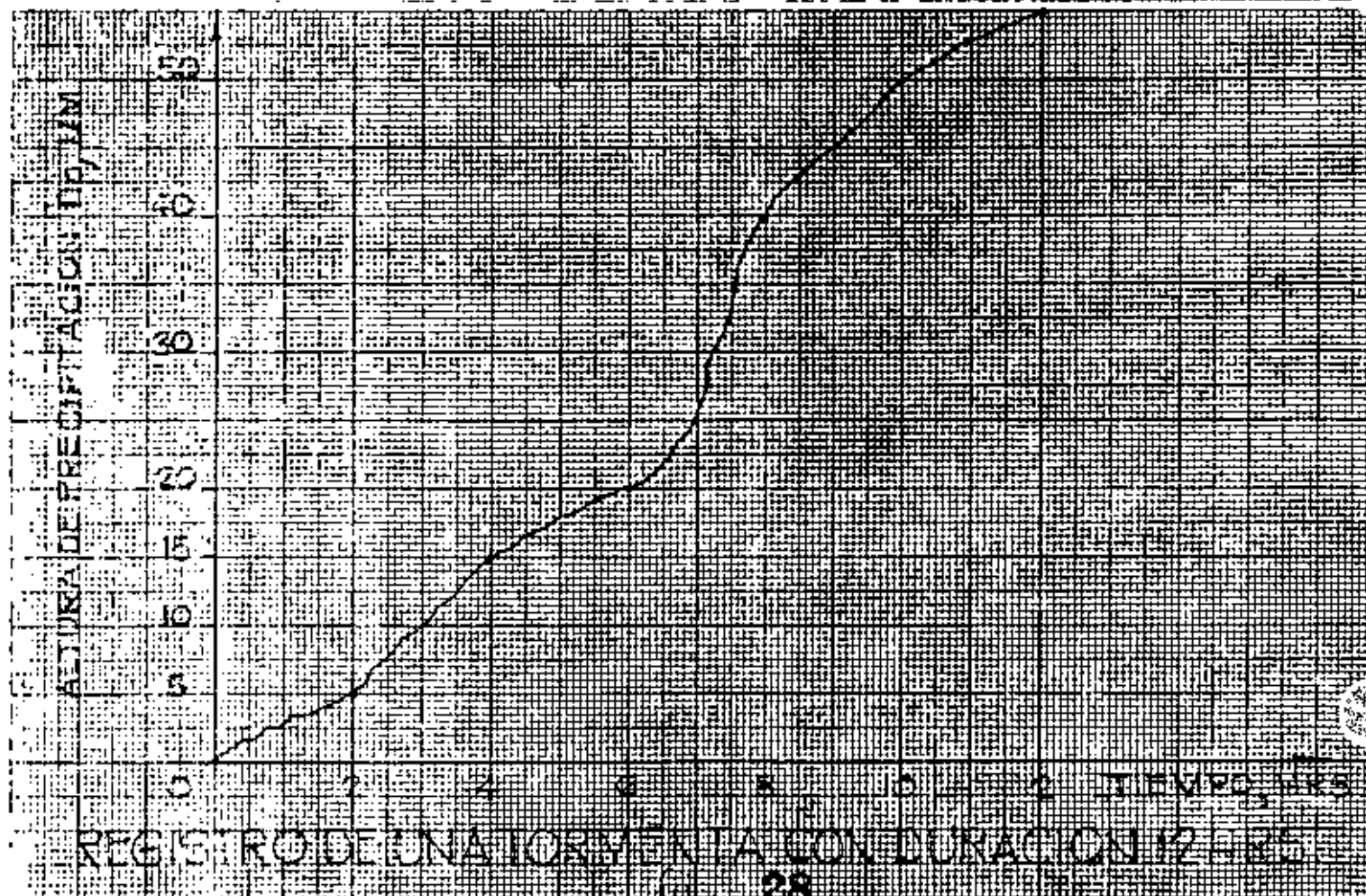
Los registros de pluviógrafos se pueden trans-

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 $h_0$ PARA.			
		$\Delta t = 2HR$	$\Delta t = 4HR$	$\Delta t = 6HR$	$\Delta t = 12HR$
0	0				
2	5	5			
4	15	10	15		
6	20	5		20	
8	40	20	25		55
10	50	10		35	
12	55	5	15		



hp, MM  
25

10

0

2 4 6 8 10 12 14 16  
ТЕЛОГРАМА Δ. Г. К.

hp, MM  
25

5

hp, MM

20

0

4 6 8 10 12  
ТЕЛОГРАМА Δ. Г. К.

0

4 6 8 10 12  
ТЕЛОГРАМА Δ. Г. К.

hp, MM

0

ТЕЛОГРАМА Δ. Г. К.

25

### 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 -- geoméricamente 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.

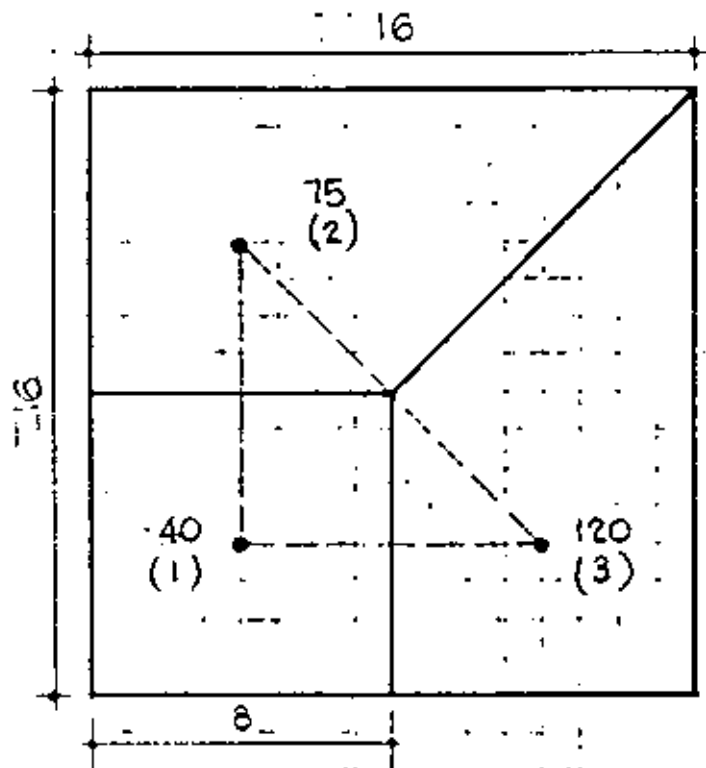
c). Método de las isoyetas

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 MÈDIA PARA LA CUENCA INDICADA.



ESTACION	ALTURA DE PRECIPITACION $h_{pi}$ MM	AREA DEL POLIGONO $A_i$ KM <sup>2</sup>	% AREA TOTAL $A_i/A$	$\frac{A_i}{A} \cdot h_{pi}$ 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...  $h_{pM} = 83.1$  MM

34

PROMEDIO ARITMETICO...  $h_{pM} = \frac{235}{3} = 78.3$  MM.

APLICANDO EL METODO DE THIESSEN, OBTENER LA ALTURA DE PRECIPITACION MEDIA, PARA UNA TORMENTA QUE DURO 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.

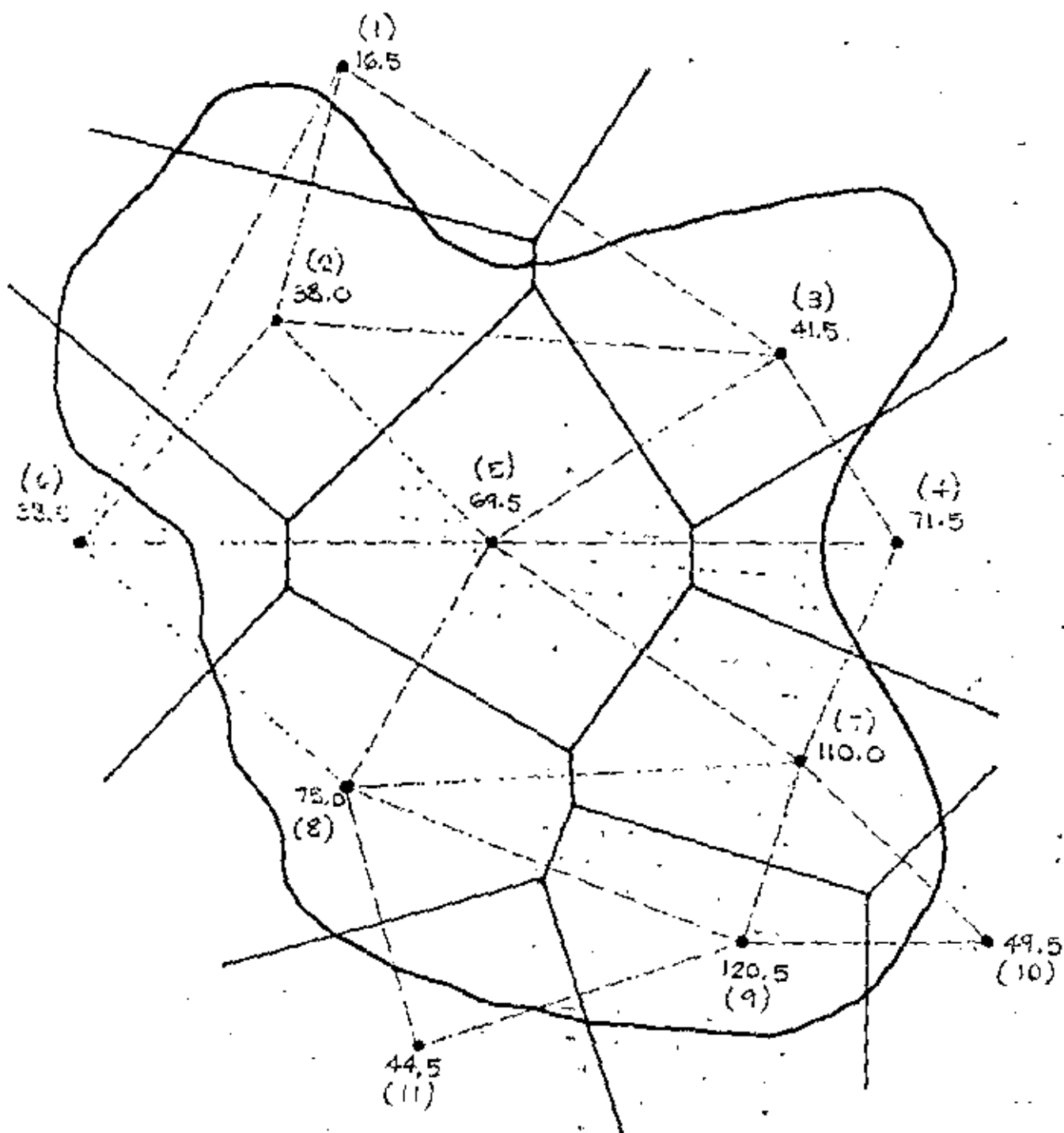
LOS DATOS DISPONIBLES SE ORDENARON EN LA TABLA SIGUIENTE.

ESTACION	ALTURA DE PRECIPITACION $h_{pi}$ MM.	AREA DEL POLIGONO $A_i$ KM. <sup>2</sup>	% 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

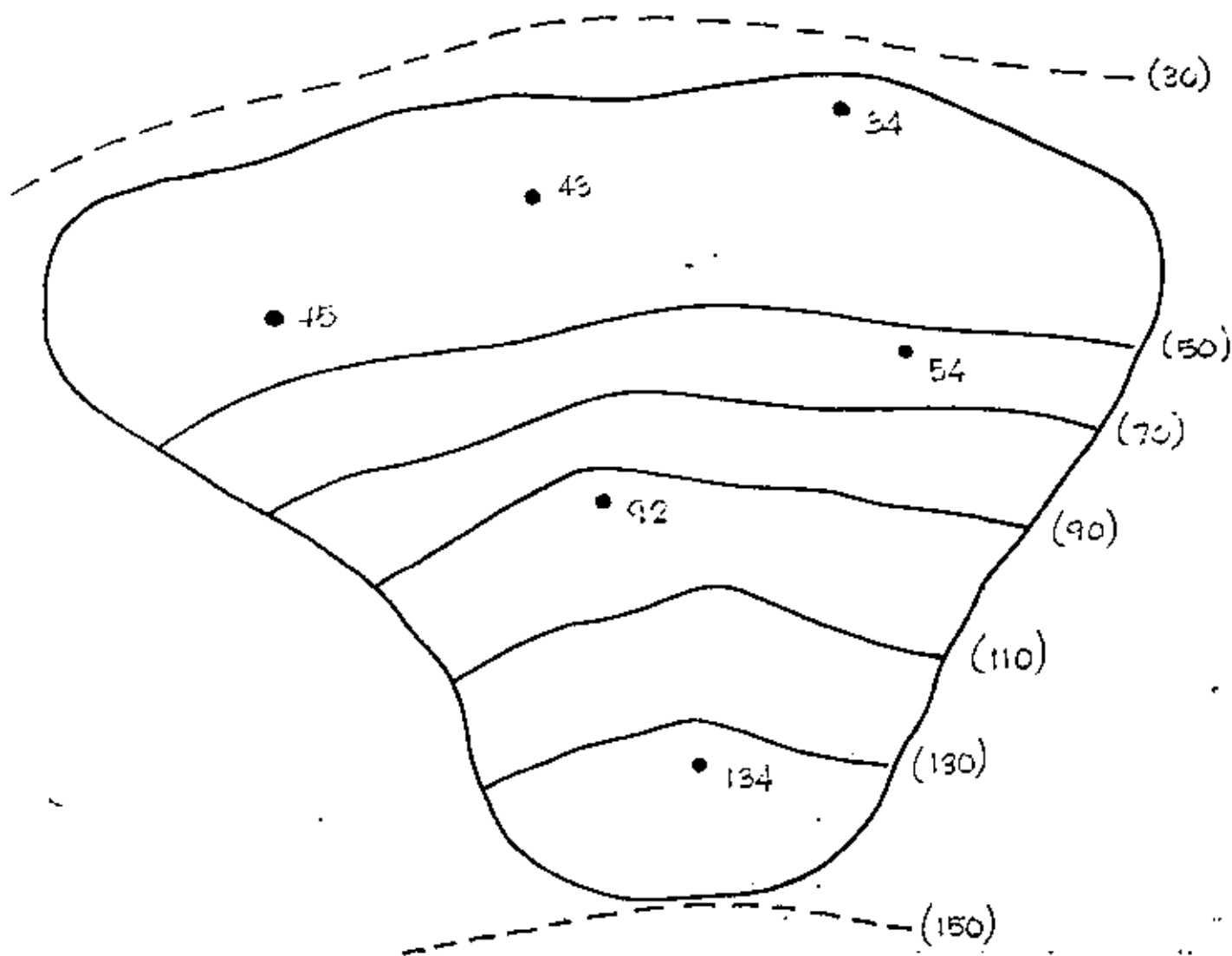
$$\text{PRECIPITACION MEDIA} = \sum_{i=1}^N \frac{A_i}{A} p_i = 73.58 \text{ MM}$$

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 TURMENTA DE 24 HORAS.



ISOHETA	ALTURA DE PRECIPITACION $h_{p_i}$ MM.	AREA ENTRE ISOYETAS $A_i$ KM <sup>2</sup>	$h_{p_i} \cdot A_i$ MM·KM <sup>2</sup>
130-110	140	261	36 700
110-90	120	120	14 400
90-70	100	190	19 000
70-50	80	180	14 400
50-30	60	200	12 000
30-0	40	600	24 000
SUMA		1551	120 500

37

$$PR. DE PRECIPITACION MEDIA = \frac{\sum_{i=1}^N h_{p_i} A_i}{A} = \frac{120 500}{1551} = 77.8 \text{ MM}$$

## 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:

$$P_x = \left( \frac{N_x}{N_A} \cdot P_A + \frac{N_x}{N_B} \cdot P_B + \frac{N_x}{N_C} \cdot P_C \right)$$

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  
km<sup>2</sup> 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.

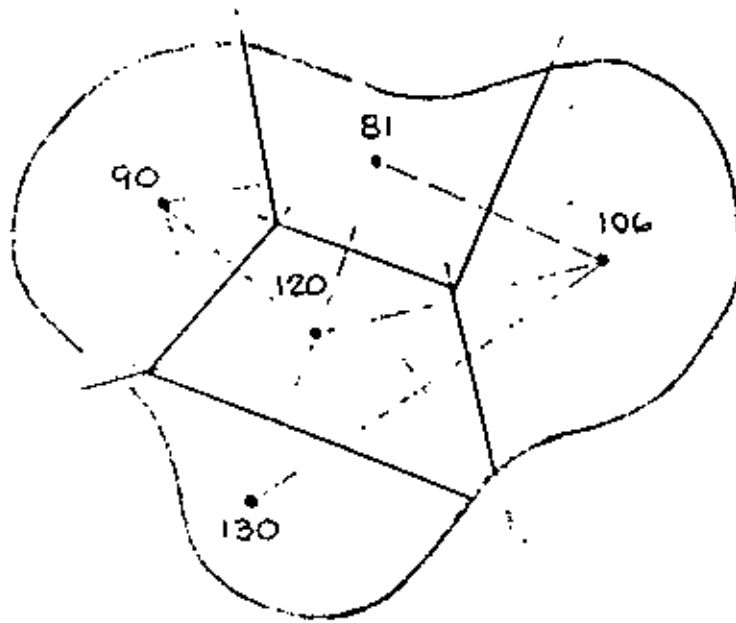
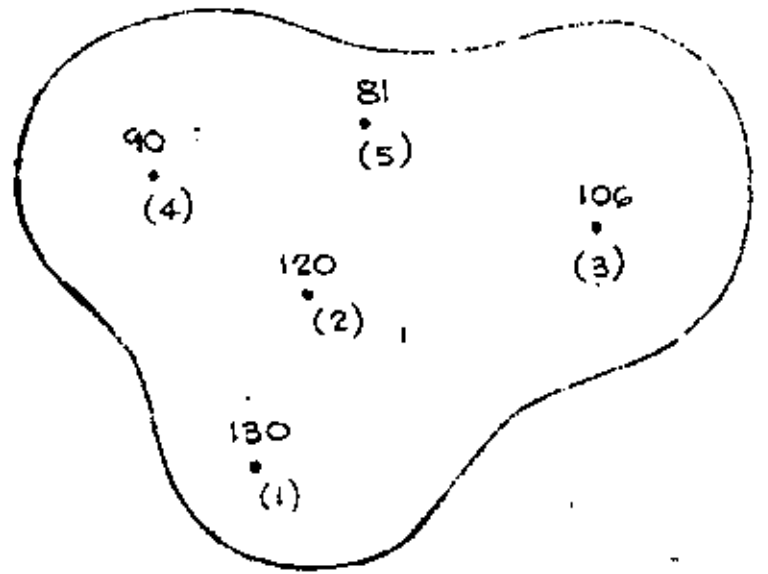
Como el análisis requerido es para los valores máximos, ya conocida la curva masa pesada para cada área, se podrán obtener esos máximos valores de precipitación para cada período diferente de duración, haciendo las máximas combinaciones con los incrementos de precipitación resultantes.

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 km<sup>2</sup>.

CURVAS DE ALTURA DE PRECIPITACION - AREA - DURACION . -

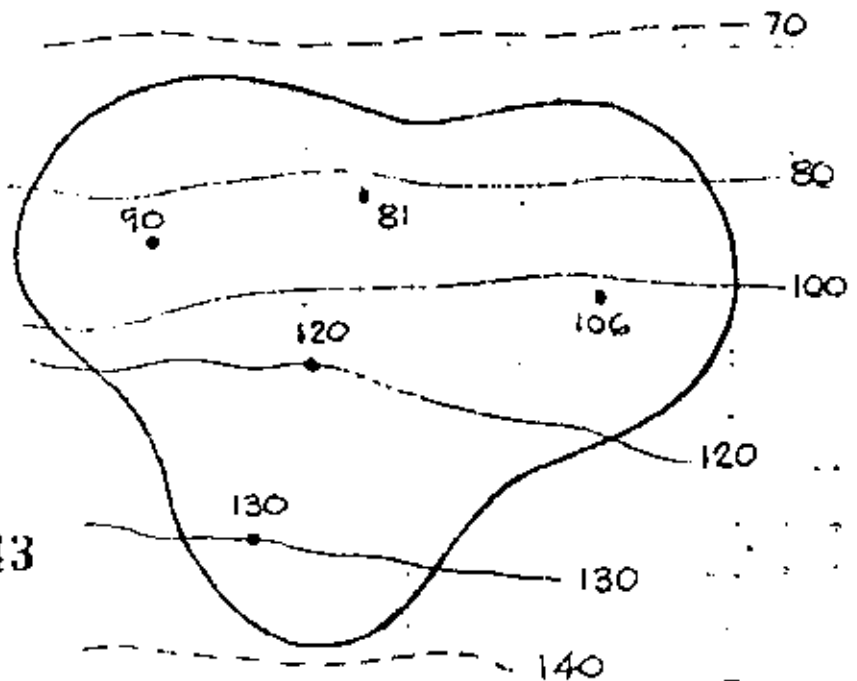
SE HARA EL ANALISIS DE LA TORMENTA QUE SE CONSIDERE MAS DESFAVORABLE Y CON UNA DURACION DE 24 HR.

SE TUVIERON ESTOS DATOS:



SE TRAZAN LOS POLIGONOS DE THIESSEN

SE TRAZAN LAS ISOPYETAS DE LAS TORMENTAS



CALCULO DE LA PRECIPITACION MEDIA . - (TABLA I)

ISÓPETA	ALTURA DE PRECIPITACION $P_i$ (MM)	AREA ENTRE ISÓPETAS $A_i$ (KM <sup>2</sup> )	$P_i \cdot A_i$
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

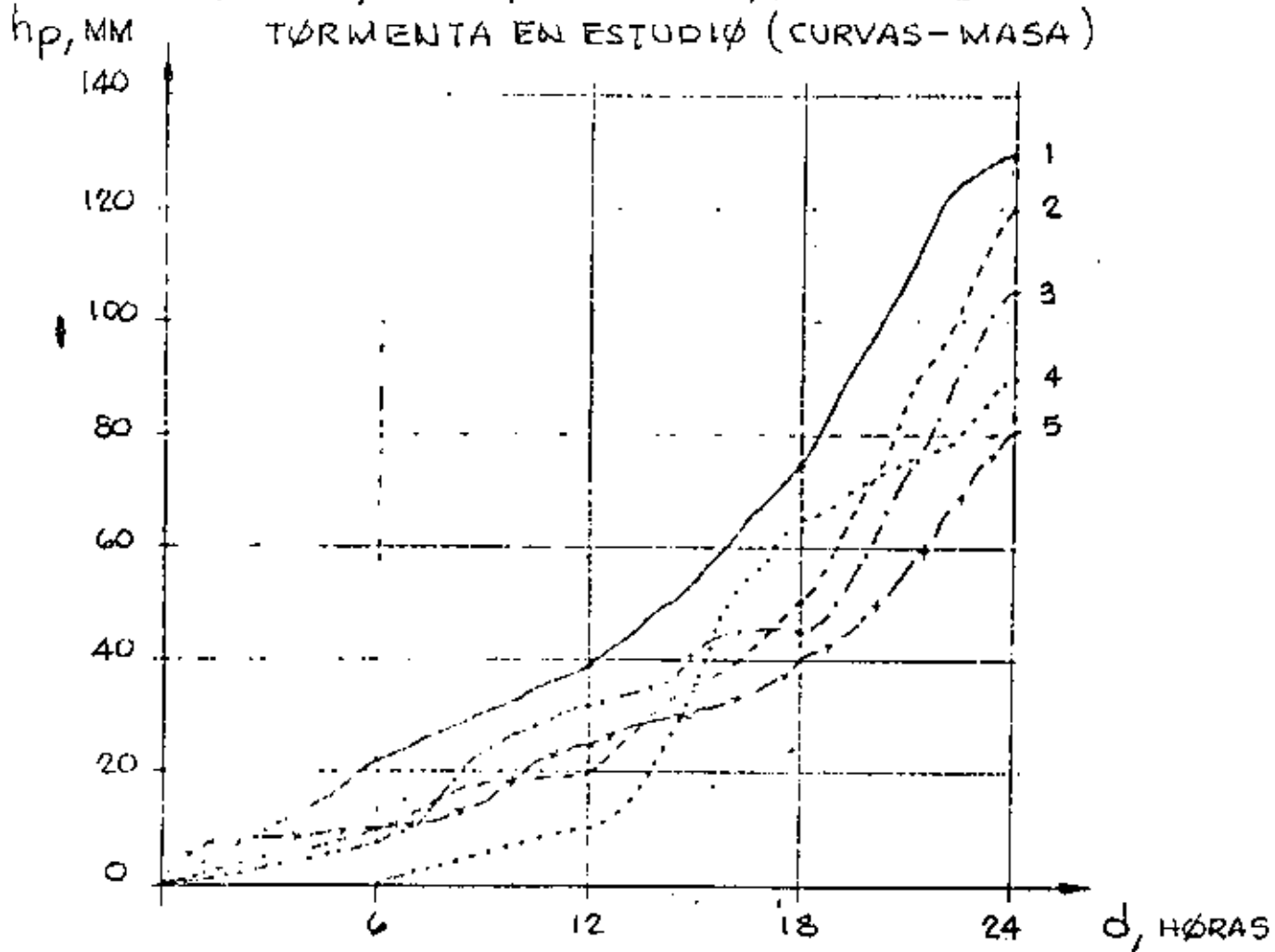
PRECIPITACION MEDIA  $h_{p_M} = \frac{96\,900}{942} = 102 \text{ MM}$

CÁLCULO DE LA PRECIPITACIÓN MEDIA PARA  
LAS ÁREAS DENTRO DE LAS ISÓMETAS ... (TABLA 2)

(1) ISÓMETA	(2) ÁREA ENCERRADA (KM <sup>2</sup> )	(3) ÁREA NETA (KM <sup>2</sup> )	(4) PRECIP. MEDIA (MM)	(5) VOLUMEN DE PRECIP. (KM <sup>2</sup> .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) ISÓMETAS DE LA CUENCA
- (2) ÁREA TOTAL ENTRE LAS ISÓMETAS Y EL PARTEAGUAS
- (3) ÁREA ENTRE LAS ISÓMETAS
- (4) PRECIPITACIÓN MEDIA ENTRE CADA DOS ISÓMETAS 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 ISÓMETAS

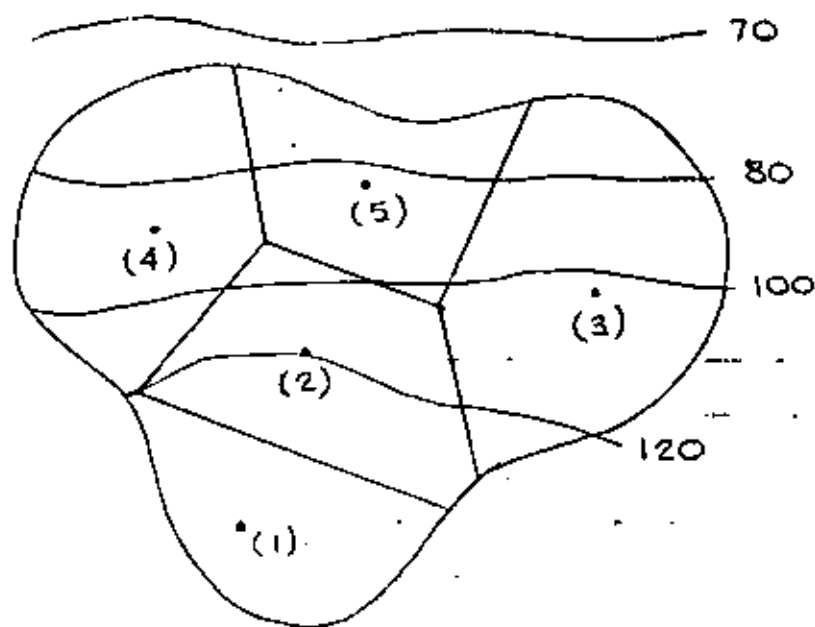
REGISTROS DE PLOVIÓGRAFOS PARA LA TORMENTA EN ESTUDIO (CURVAS-MASA)



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 ISÓYETAS 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.



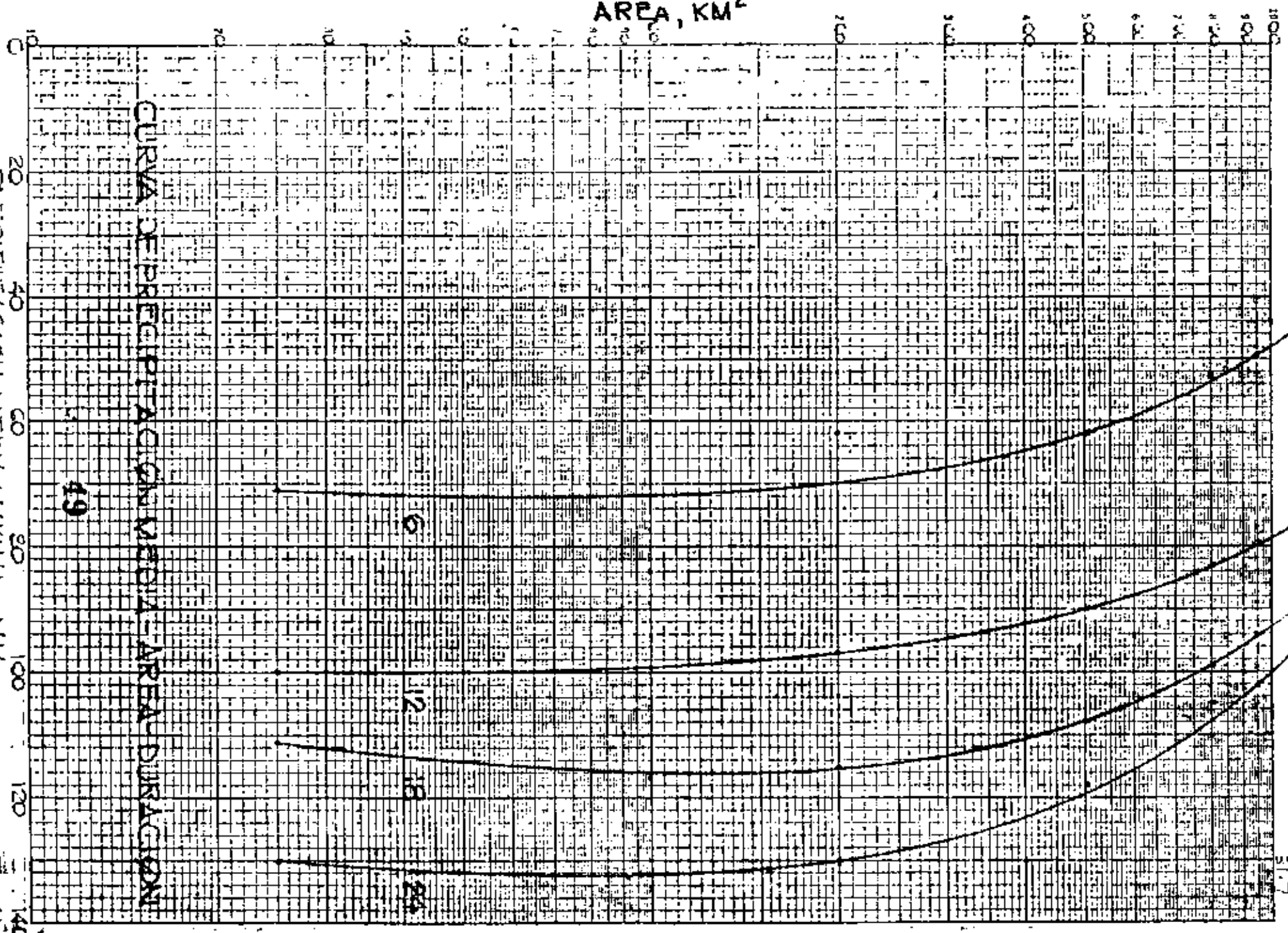
## COMBINACION MAXIMA ENTRE ALTURA DE PRECIPITACION MEDIA Y DURACIONES . -

ISOTETA ENVOLVENTE			DESCRIPCION	AREA EFEC. THIESS. %	DURACION EN HORAS			
MM	PRECIP. MEDIA (MM)	AREA TOTAL (KM <sup>2</sup> )			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	24
			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			
PRECIP. MAX.-DURAC.		62	90	108	118			
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			
PRECIP. MAX.-DURAC.		53	83	99	105			
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	24	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.		48	49	77	94	102		
		25	REGISTRO MAS DESFAVORABLE EN UNA ESTAC.		71	100	111	130

AREA, KM<sup>2</sup>

CURVA DE PRECIPITACION MEDIA AREA DURACION

PRECIPITACION MEDIA MAXIMA MM



49

6

12

18

24

46

31.7

## 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-Dura.
- (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 Precipitación Acumulada (Tabla 2) por su % de área efectiva.
- (9) 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 km<sup>2</sup>. 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.

## ANALISIS 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 transpor-tarse a la región y se seleccionan las más desfavora-bles. 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, denomi--nando 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 trans- portan.

Se deducen los puntos de intersección que repre- sentan la relación entre las isoyetas media. anual y las isoyetas de una cierta tormenta.

Posteriormente se trazan curvas con igual rela-- ción, 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

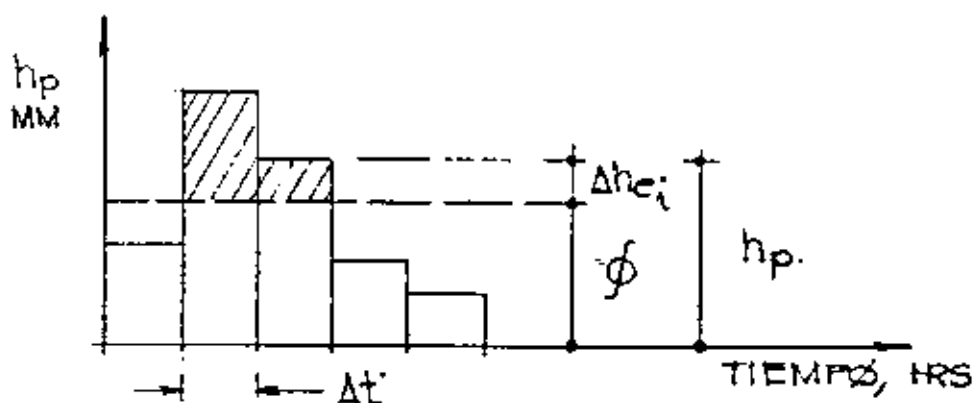
escurrimiento directo nos proporciona el valor medio de la infiltración y las pérdidas.

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  $\beta$ , 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  $\phi$ , 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,  $A$ .

$\Delta h e_i$  = Lluvia en exceso en el intervalo de tiempo,  $\Delta t$ .

Desde luego que cuando la variación de lluvia en el intervalo de tiempo resulte menor que el valor de  $\phi$  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

$h_e$  = altura de lluvia en exceso

$h_p$  = altura de lluvia debida a la tormenta, la  
cual es el valor de la  $\sum h_{p_i}$

Desarrollaremos un ejemplo para la aplicación --  
del presente criterio.

# DETERMINACION DEL COEFICIENTE DE INFILTRACION ( $\phi$ )

DE UNA CUENCA SE OBTUVO EL HIDROGRAMA PARA UNA TORMENTA DE 3 HORAS DE DURACION, OBTIENIENDOSE AL SEPARAR EL GASTO DIRECTO Y DIVIDIRLO ENTRE EL AREA, UNA LLUVIA EN EXCESO  $h_e = 3.0$  CM.

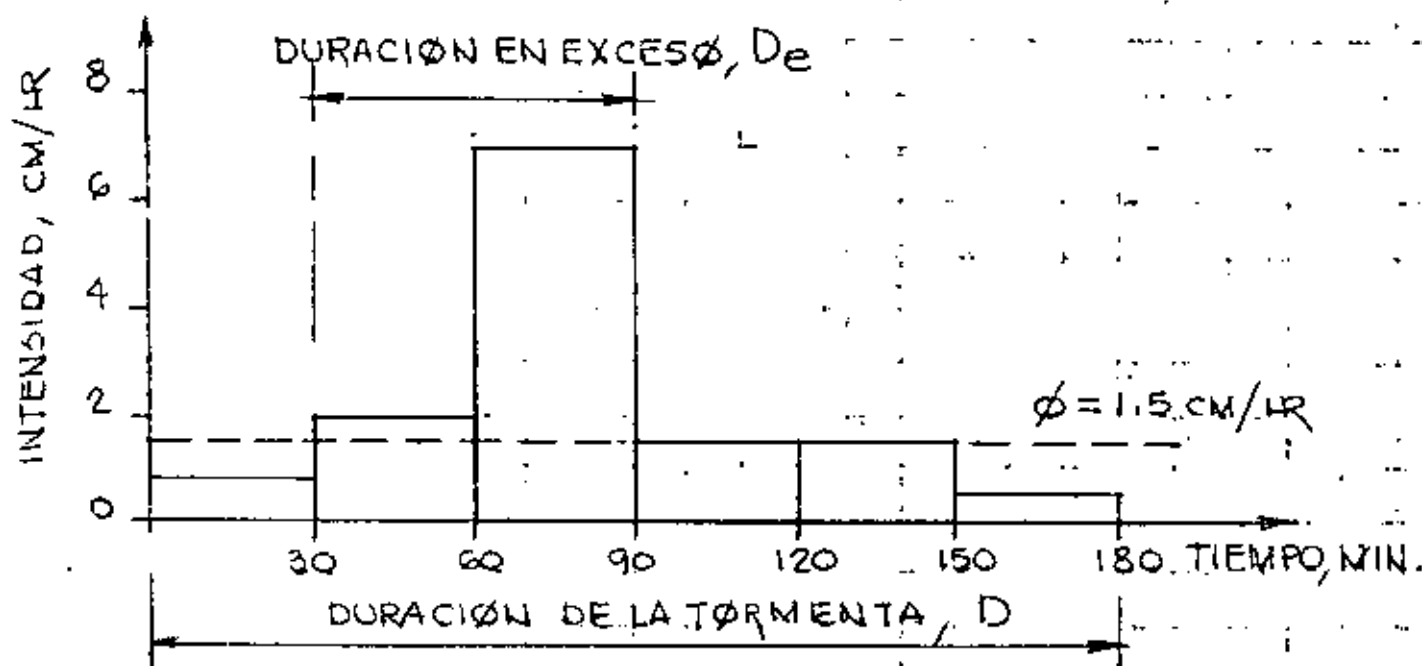
LA ALTURA TOTAL DE LLUVIA REGISTRADA FUE DE 6.6 CM Y SU DISTRIBUCION SE MUESTRA A CONTINUACION.

(1) DURACION MIN-HR	(2) INTENSIDAD (i) CM/HR	(3) PRECIP. ACUM. (hp) CM	(4) INCR. TIEMPO ( $\Delta t$ ) MIN	(5) PRECIP. EN EL $\Delta t$ CM	(6) INTENSIDAD EN EL $\Delta t$ CM/HR	(7) ORDEN ADPT. DE LA i
0			30	3.5	7.0	0.7
30 0.5	7.0	3.5	30	1.5	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 PLUVIOGRAMA
- (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 HIETOGRAMA CORRESPONDIENTE, ORDENANDO LOS VALORES, SUPONIENDOSE QUE LA MAXIMA ALTURA DE LLUVIA SE PRESENTA A LA TERCERA PARTE O MITAD DE LA DURACION DE LA TORMENTA, COLUMNA (7).

## HIETÓGRAMA-



PARA DETERMINAR EL VALOR DE  $\phi$ , SE HACEN TANTEOS:

SEA  $\phi = 3.0 \text{ CM/HR}$

$$h_e = (7 - 3) 0.5 = 2.0 \text{ CM/HR} < 3.0 \text{ CM/HR}$$

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 hi MM	ALTURA DE LLUVIA TOTAL hp MM
A	0			
	1	20	20	
	2	57	57	
	3	30	30	107
B	3			
	4	38	38	
	5	16	16	54
C	9-18'			
	10-18'	53	53	
	11-18'	23	23	
	12-18'	7	7	
	13-18'	4	4	87



TORMENTA	ALTURA DE			DURACIÓN EN EXCESO $D_e$ HRS.	PERIODO DE TIEMPO $\Delta t$ HRS.	DURACIÓN INFILTR. $t$ HRS.	CAPACIDAD DE INFILT. 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 CÁLCULO

ÁREA DE LA CUENCA,  $A = 10 \text{ km}^2$

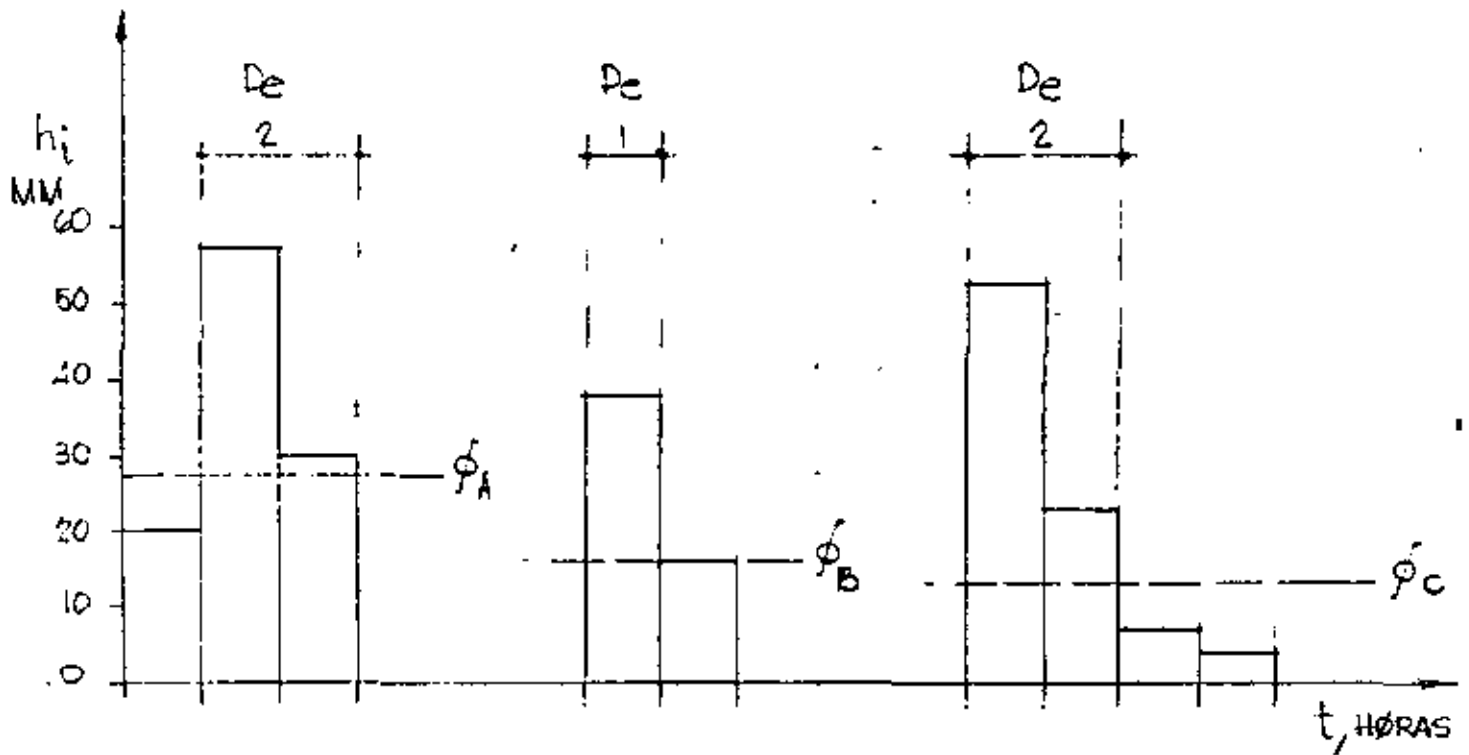
SE CALCULA LA LLUVIA EN EXCESO,  $h_e = \frac{V_e}{A}$

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 MULTIPLICARÁN POR DICHO INTERVALO EXPRESADO EN SEGUNDOS.

ALTURA DE INFILTRACIÓN MEDIA,  $h_f = h_p - h_e$

DURACIÓN EN EXCESO,  $D_e$ . COMO UNA BUENA APROXIMACIÓN DE SU VALOR, PODEMOS TOMAR AL VALOR DE  $h_f$ , COMO VALOR DEL ÍNDICE DE INFILTRACIÓN  $f$ , PARA CON ÉL, TRABAJAR EN EL HIETÓGRAMA DE LA TORMENTA CORRESPONDIENTE, PARA DETERMINAR EL VALOR DE  $D_e$ .

# HIDROGRAMAS PARA EL CÁLCULO DE $D_e$ .



$$\phi_A = 82.5 \text{ MM} / 3 \text{ HORAS} = \frac{82.5}{3} = 27.5 \text{ MM/HR}$$

$$\phi_B = 35.0 \text{ MM} / 2 \text{ HORAS} = \frac{35.0}{2} = 17.5 \text{ MM/HR}$$

$$\phi_C = 39.5 \text{ MM} / 4 \text{ HORAS} = \frac{39.5}{4} = 9.9 \text{ MM/HR}$$

$$h_{eA} = (5.7 - 2.75) + (3.0 - 2.75) = 2.95 + 0.25 = 3.2 > 2.45 \text{ CM.}$$

$$h_{eB} = (3.8 - 1.75) = 2.05 > 1.9 \text{ CM.}$$

$$h_{eC} = (5.3 - 0.99) + (2.3 - 0.99) = 4.32 + 1.32 = 5.64 > 4.75 \text{ CM}$$

EN EL HIDROGRAMA SE INDICA EL VALOR DE  $D_e$  OBTENIDOS Y RECORDANDO QUE EN EL MISMO EXISTE UN PUNTO DE INFLEXION MUY PROXIMO A SU PICO, DONDE APROXIMADAMENTE CESA EL FLUJO POR TIERRA, PODREMOS DETERMINAR EL VALOR  $\Delta t$ .

DURACION DE LA INFILTRACION,  $t$ ... LA CALCULAMOS CON LA EXPRESION DE HORTON.

$$t = D_e + \frac{\Delta t}{3}$$

$$t_A = 2 + \frac{0.2}{3} = 2 + 0.06 = 2.06 \text{ HRS.}$$

$$t_B = 1 + \frac{0.4}{3} = 1 + 0.2 = 1.20 \text{ HRS.}$$

$$t_C = 2 + 0 = 2.0 \text{ HRS.}$$

CAPACIDAD DE INFILTRACION MEDIA,  $f$ ...

$$f = \frac{hf}{t}$$

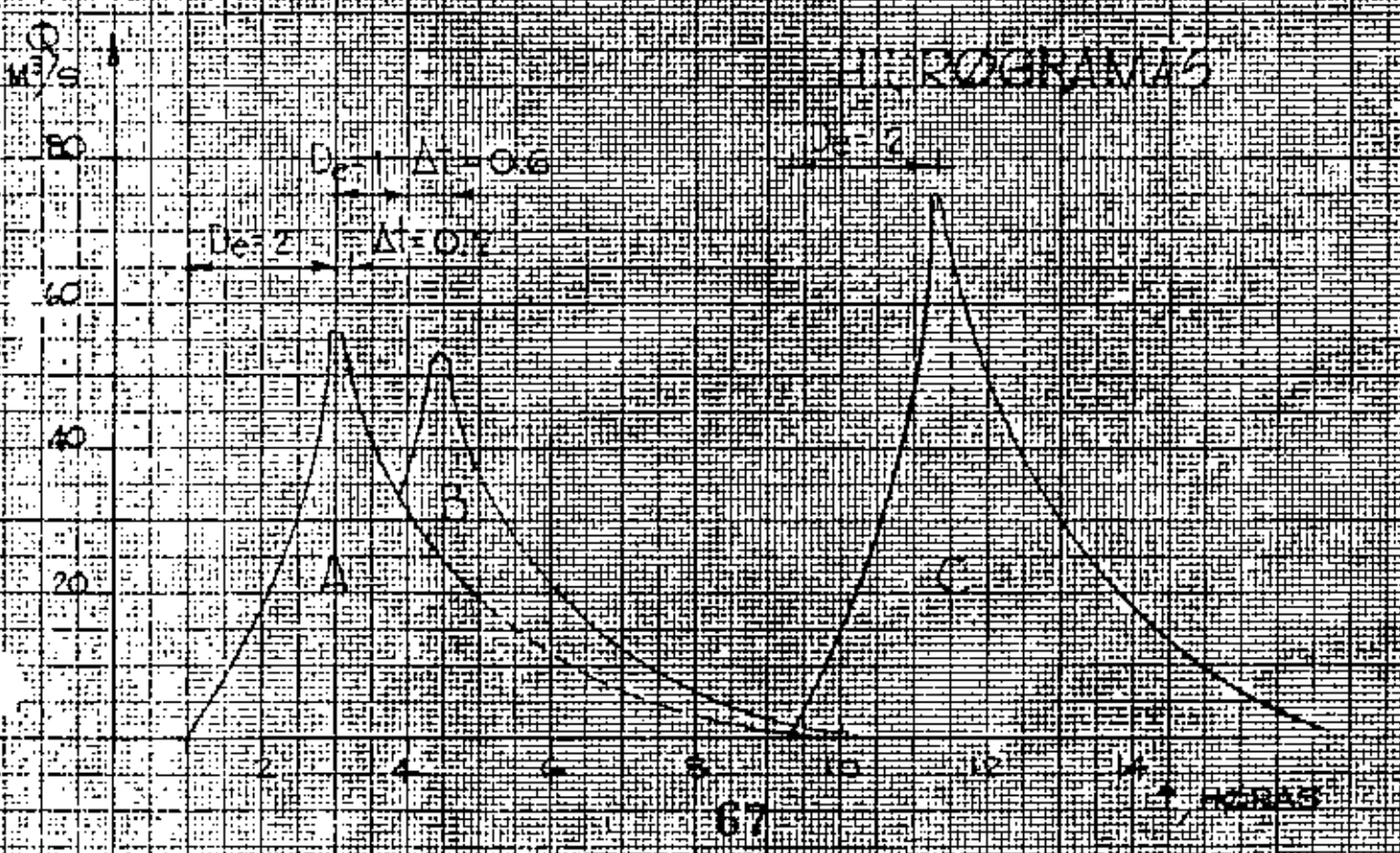
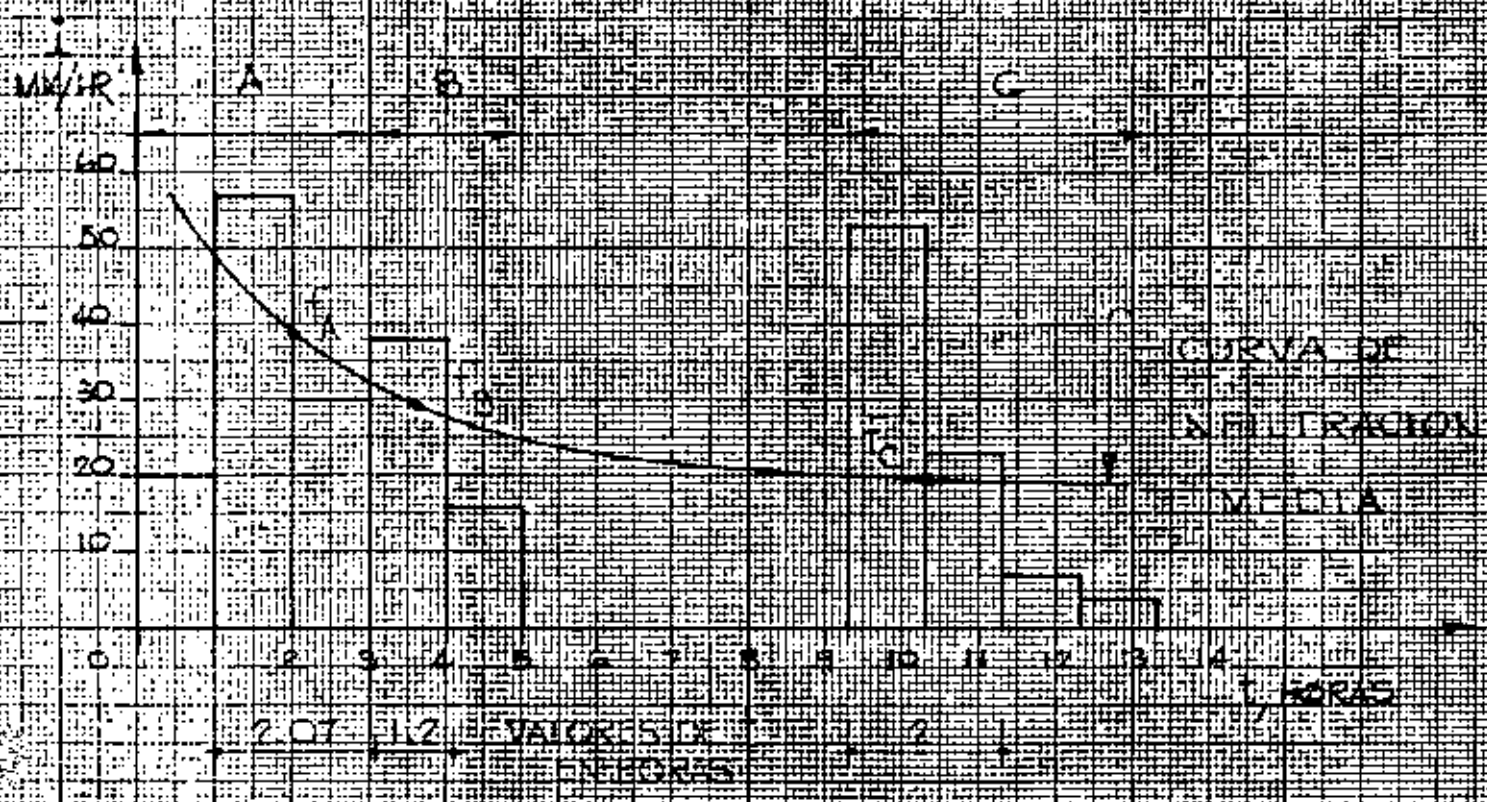
$$f_A = \frac{82.5}{2.06} = 39.9 \text{ MM/LR}$$

$$f_B = \frac{35.0}{1.2} = 29.2 \text{ MM/LR}$$

$$f_C = \frac{39.2}{2} = 19.8 \text{ MM/LR}$$

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 UNIENDO ESTOS PUNTOS TENDREMOS LA CURVA DE INFILTRACION MEDIA.

# HECUNAS



## 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 ambos 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 nive-- les del agua pueden medirse a partir de una escala -- vertical simple, o bien mediante limnímetros o limní- grafos.

Es obvio decir que tanto en las estaciones a ba- se de escalas, como en las hidrométricas más comple-- jas, 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.

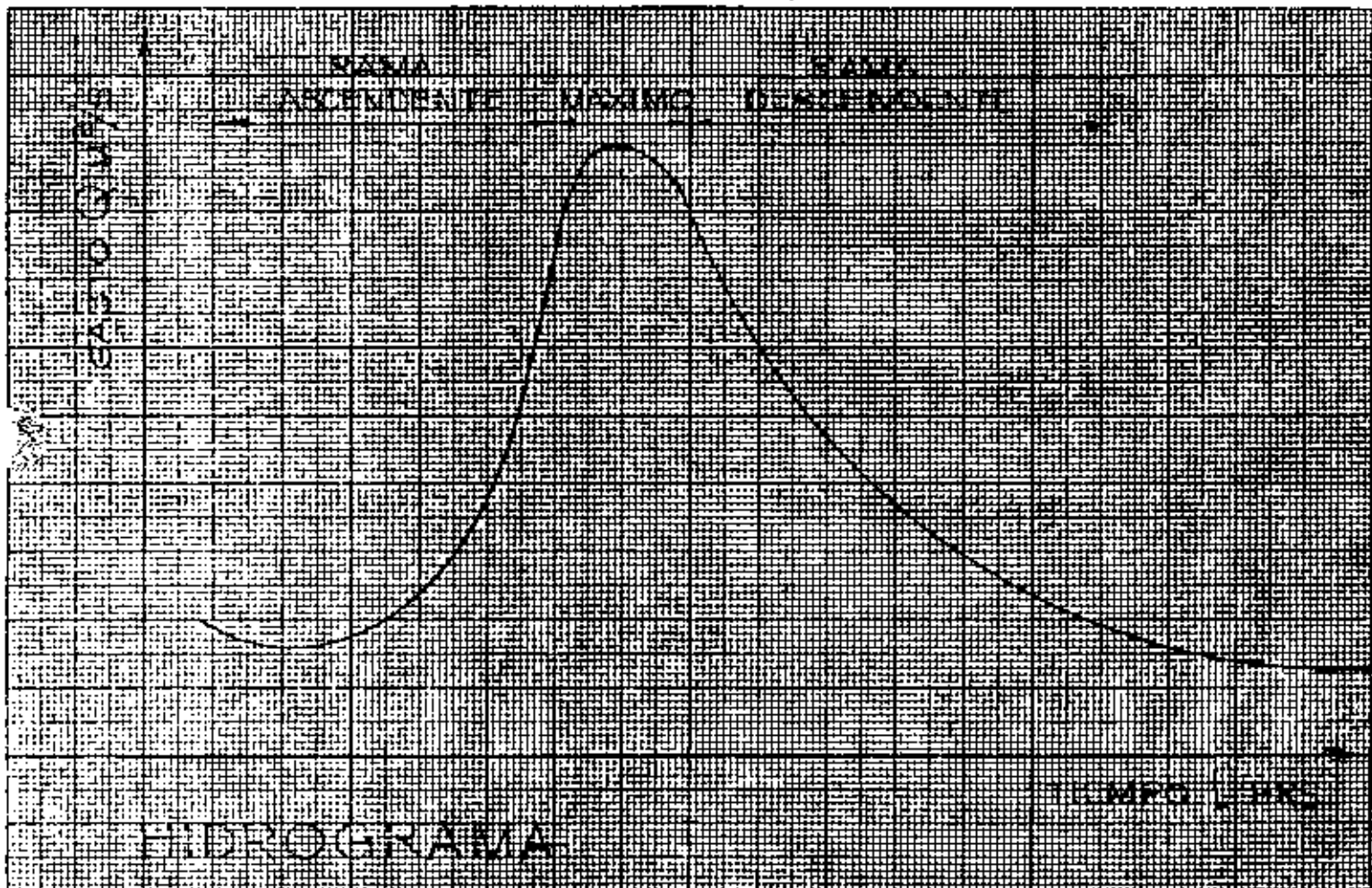
Cuando la avenida es producida por una sola tormenta, su Hidrograma se llama simple.

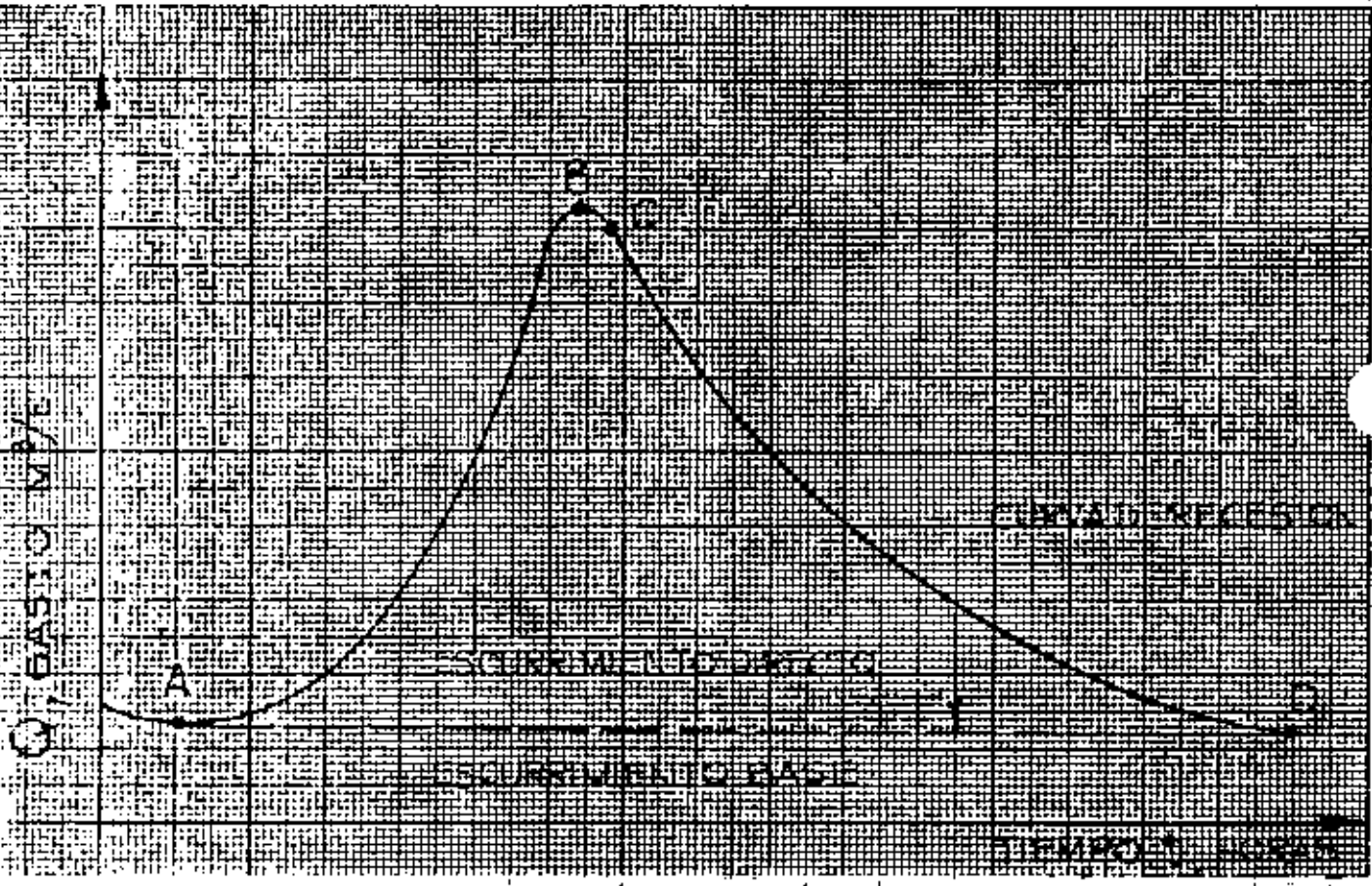
Un hidrograma típico de una avenida consta de -- las siguientes partes: una rama ascendente, un máximo o pico y una rama descendente. Las características de las tormentas determinan la forma de la rama ascendente, pero no influye en la determinación de la forma -- que adopta la rama descendente.

En la figura anexa, se muestran las partes del -- hidrograma, que mencionamos.

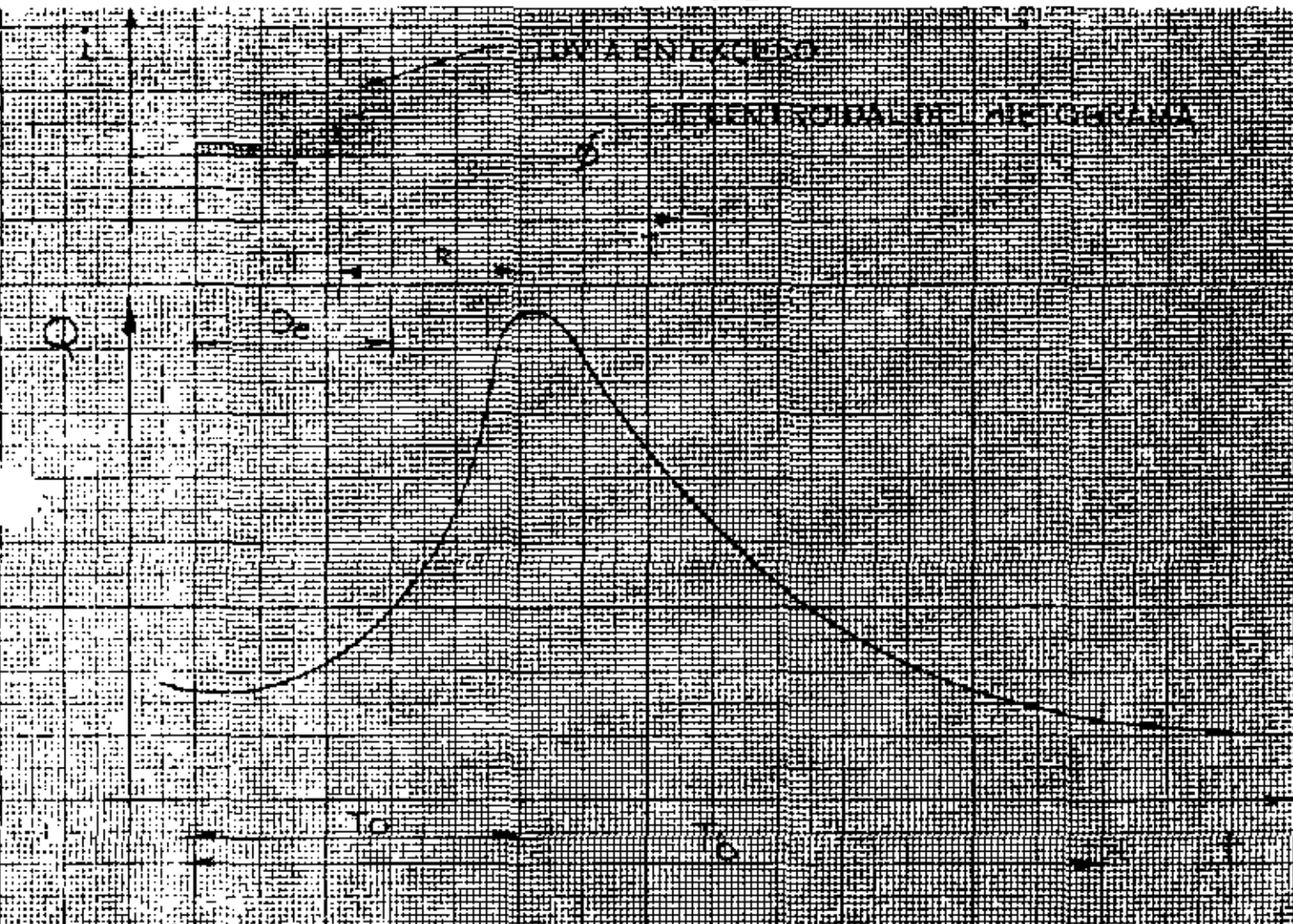
Analizando un hidrograma, este se puede descomponer en dos partes: escurrimiento base y escurrimiento directo. Como las definiciones de estos escurri--- mientos son relativamente arbitrarias, resulta de -- ello que también los métodos utilizados en Hidrología, para separarlos también serán arbitrarios.

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





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 esta 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.

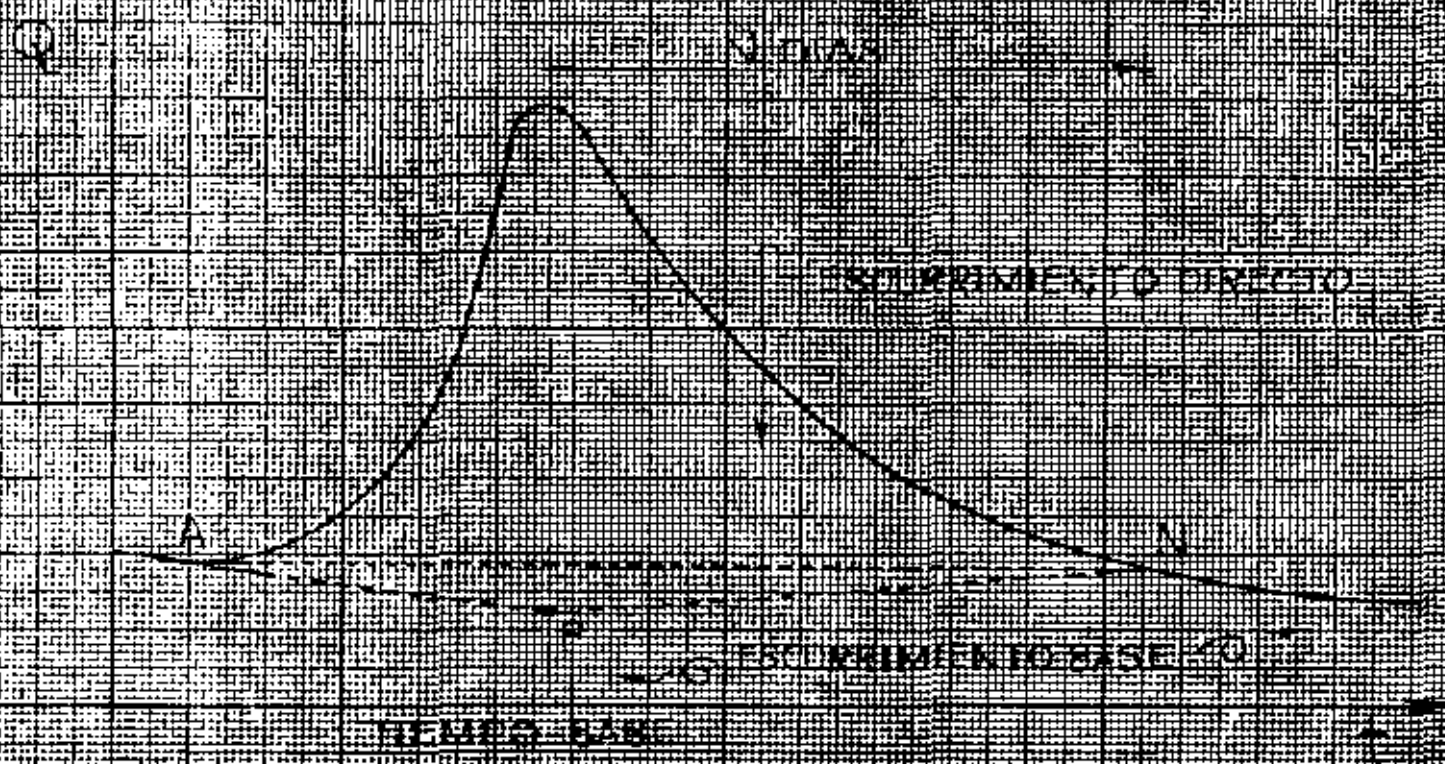
Para lograr el trazo anterior se calcula el tiempo en días que dura el escurrimiento directo después del pico, aplicando la expresión.

$$N = 0.827 A^{0.2}$$

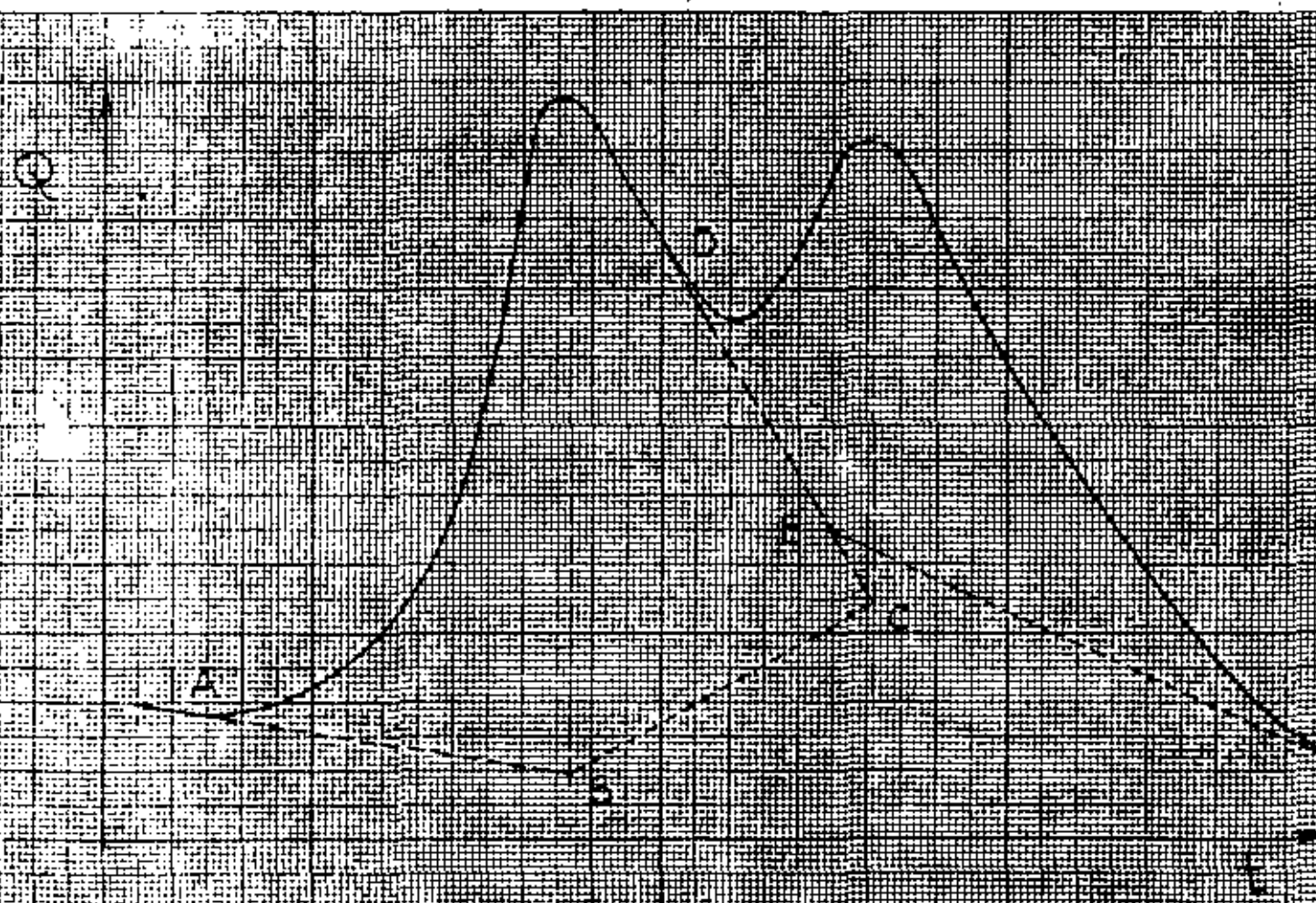
A área de recepción en km<sup>2</sup>.

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.



HIDROGRAMA DE UNA TORMENTA



HIDROGRAMA DE DOS TORMENTAS

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.

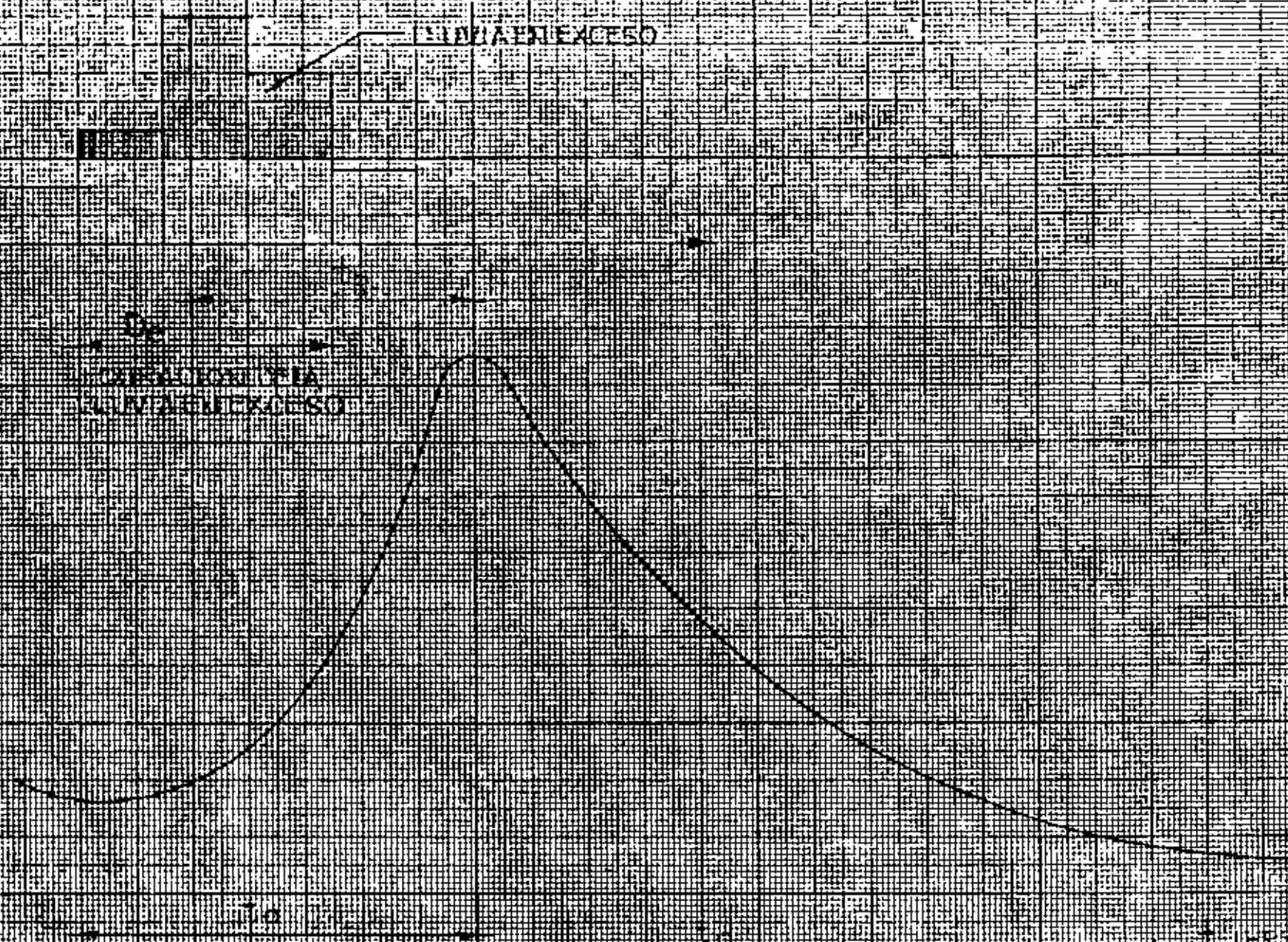
En el estudio del proceso lluvia-escurrimiento, para el análisis del mismo, se acostumbra poner el hietograma de la tormenta que origina el escurrimiento y el hidrograma obtenido con sus ejes coordenados paralelos y coincidentes en el tiempo, como se muestra en la figura anexa.

En dicha figura se indican algunos tiempos caracte

SEI CENTROIDAL DEL HIEGROGRAMA DE LUVIA EN EXCESO

LUVIA EN EXCESO

OPERACIONIA  
LUVIA EN EXCESO



OTROSO LUVIA - FACTOR INVENIDO

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 diseñados 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 simultáneamente 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<sub>R</sub> )

El trozo 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<sub>p</sub> ) .

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 permiable 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 aproximar 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:

$$K = - [0.779 ( 0.577 + \ln \ln \frac{t_r}{t_r - 1} ) ] \quad ( \quad 93$$

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 buscado.
- 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 EXCEDIDA EN n AÑOS

Las variables riesgo r, periodo de análisis n y tiempo de retorno Tr 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 m<sup>3</sup>/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 m<sup>2</sup>.

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  $\text{km}^2$ . Las modificaciones anteriores implican la introducción en la fórmula de un factor proveniente del cambio de unidades, que resulta igual a -- 0.2778. Así pues, la fórmula racional queda

$$Q = 0.2778 \ C i A$$

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 probabilidad 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 coeficiente de escurrimiento presenta serios problemas que radican, principalmente, en la estimación de la influencia 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
<b>Prados</b>	
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
<b>Zonas comerciales</b>	
Áreas del centro	0.70 - 0.95
Áreas de los alrededores	0.50 - 0.70
<b>Zonas residenciales</b>	
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
<b>Zonas industriales</b>	
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
<b>Calles</b>	
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:

$$Q = 0.2086 (CAR_H FB)^{1.1429} H^{0.5714} S^{0.2143}$$

donde

- Q    gasto máximo en m<sup>3</sup>/s
- C    coeficiente de escurrimiento
- A    área de la cuenca en ha
- R<sub>H</sub>    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.

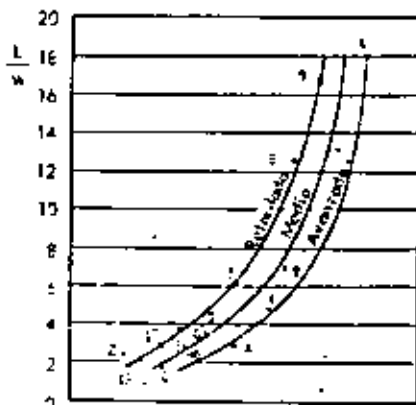
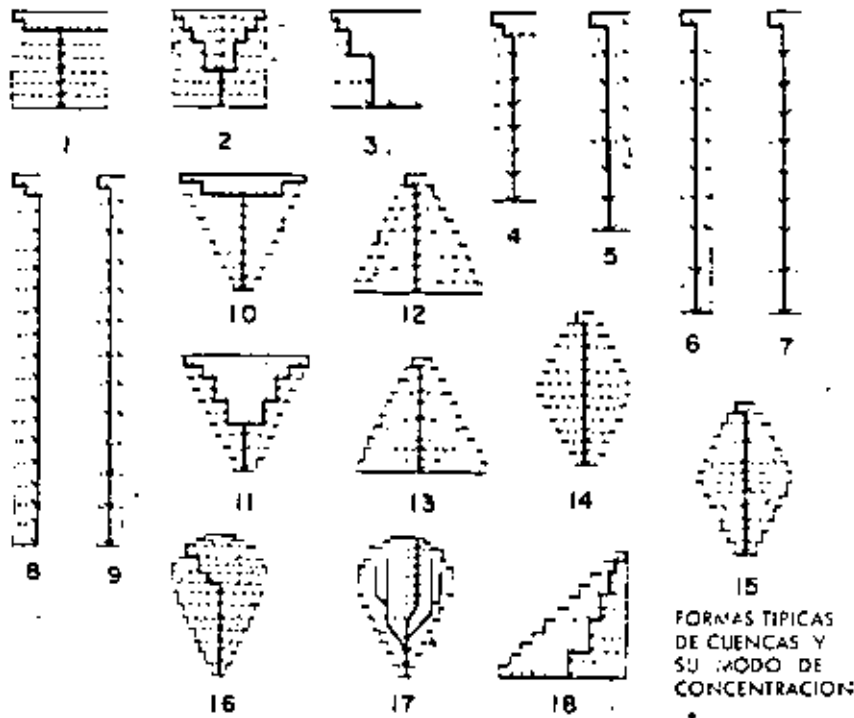
S pendiente media del cauce en m/km.

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 1  
Mapa 1 de 2



FORMAS DE LA CONCENTRACION

Valores del factor p						
Concentracion						
L/W	Intensidad unif.			I <sub>max</sub> /I <sub>0.5</sub>		
	Ret.	Med.	Avan.	Ret.	Med.	Avan.
2	0.42	0.44	0.47	0.47	0.49	0.57
3	0.44	0.47	0.49	0.50	0.53	0.56
4	0.46	0.49	0.51	0.52	0.55	0.58
6	0.50	0.53	0.57	0.56	0.61	0.64
10	0.55	0.59	0.62	0.64	0.67	0.72



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.

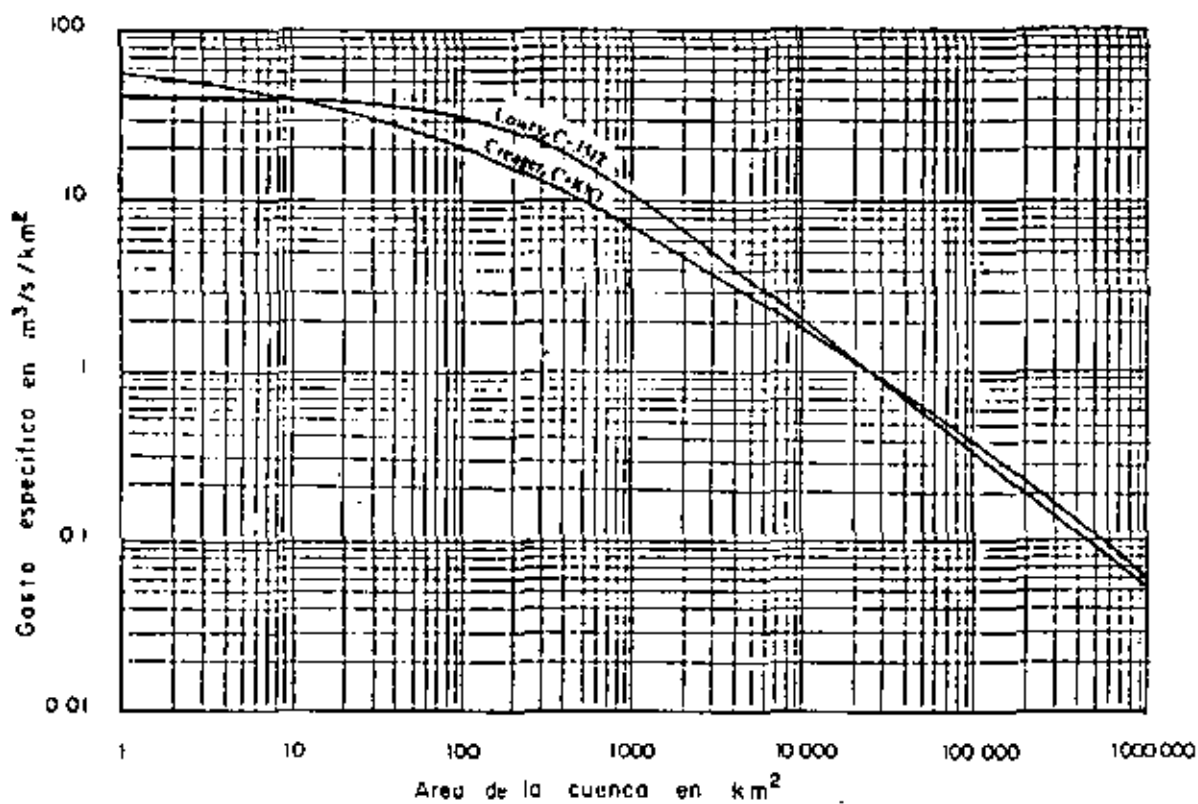
Debido a la amplia difusión que ha tenido esta técnica, se ha considerado conveniente tratarla separadamente de las fórmulas empíricas anteriormente expuestas.

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 análizada 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 probabilisticos mas 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 máximos anuales.

El gasto máximo para el período de retorno  $T_R$ , - mas conveniente asignado al proyecto en estudio, esta dado por la formula:

$$Q_{MAX} = Q_M - \frac{\sigma_Q}{\sigma_N} (\bar{Y}_N - L T_R)$$

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  $\sigma_Q$

N	$y_n$	$\sigma_n$	N	$y_n$	$\sigma_n$
3	.4843	.9043	49	.5421	1.1590
9	.4902	.9288	50	.54854	1.16056
10	.4952	.9497	51	.5489	1.1623
11	.4996	.9676	52	.5493	1.1638
12	.5035	.9833	53	.5497	1.1653
13	.5070	.9972	54	.5501	1.1667
14	.5100	1.0095	55	.5504	1.1681
15	.5128	1.02057	56	.5508	1.1696
16	.5157	1.0316	57	.5511	1.1708
17	.5181	1.0411	58	.5515	1.1721
18	.5202	1.0493	59	.5518	1.1734
19	.5220	1.0556	60	.55208	1.17467
20	.52355	1.06283	62	.5527	1.1770
21	.5252	1.0696	64	.5533	1.1793
22	.5266	1.0754	66	.5538	1.1814
23	.5283	1.0811	68	.5543	1.1834
24	.5296	1.0864	70	.55477	1.18536
25	.53086	1.09145	72	.5552	1.1873
26	.5320	1.0961	74	.5557	1.1890
27	.5332	1.1004	76	.5561	1.1906
28	.5343	1.1047	78	.5565	1.1923
29	.5353	1.1086	80	.55688	1.19382
30	.53622	1.11238	82	.5572	1.1953
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

$\phi$	$\sqrt{N} \alpha \sigma_m$
.01	(2.1607)
.02	(1.7894)
.05	(1.4550)
.10	(1.3028)
.15	1.2548
.20	1.24271
.25	1.2494
.30	1.2687
.35	1.2981
.40	1.3366
.45	1.3845
.50	1.4427
.55	1.5130
.60	1.5984
.65	1.7034
.70	1.8355
.75	2.0069
.80	2.2408
.85	2.5849
.90	(3.1639)
.95	(4.4721)
.98	(7.0710)
.99	(10.000)

- 4.- Se determinan los coeficientes  $\bar{Y}_N$  y  $\bar{\sigma}_N$
- 5.- Se calcula el gasto máximo  $Q_{MAX}$ , aplicando la expresión del método.
- 6.- Se determina el intervalo de confianza  $\Delta Q$ , 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.



## MÉTODØ DE GUMBEL

CØRRIENTE : RIØ TAMAZULA

ESTACION HIDRØMETRICA : PUENTE CAÑEDØ

PERIØDØ REGISTRADØ : 1932 A 1946

AÑO DE ØSERVACION	GASTØ MAXIMØ ANUAL $Q_i$ (M <sup>3</sup> /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	1491	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	21 099	37.715

$$\text{GASTO MEDIO} \quad Q_M = \frac{\sum_{i=1}^N Q_i}{N} = \frac{21039}{15} = 1402.60 \text{ M}^3/\text{s}$$

$$\text{DESVIACION ESTANDAR} \quad \sigma_Q = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N Q_i^2 - N Q_M^2}{N-1}}$$

$$\sigma_Q = \sqrt{\frac{37.715 \times 10^6 - 15 (1402)^2}{15-1}} = 770$$

VALORES DE  $\bar{Y}_N$  Y  $\sigma_N$

EN LA TABLA G-1, CON EL VALOR DE  $N=15$ , TENEMOS:

$$\bar{Y}_N = 0.5128$$

$$\sigma_N = 1.02057$$

$$\text{GASTO MAXIMO} \quad Q_{MAX} = Q_M - \frac{\sigma_Q}{\sigma_N} (\bar{Y}_N - L_{TR})$$

$$Q_{MAX} = 1402.60 - \frac{770}{1.02057} (0.5128 - L_{TR})$$

$T_R$	AÑOS	25	75
$Q_{MAX}$	$\text{M}^3/\text{s}$	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 COMPENDIDOS DE 0.2 A 0.8 DE  $\phi$   
EL INTERVALO DE CONFIANZA SE CALCULA  
CON LA EXPRESION ANTERIOR, APOYANDOSE  
EN LA TABLA

SI EL VALOR DE  $\phi$  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  $Q_D = Q_{\text{MAX}} \pm \Delta Q$

$T_R$ AÑOS	25	75
$Q_D$ $\text{M}^3/\text{S}$	4 312	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  $\Delta Q$

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 : RÍO COLIACAN

ESTACION HIDROMETRICA : PUENTE SUD-PACIFICO

PERIODO REGISTRADO : 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	16.789

$$\text{GASTO MEDIO } Q_M = \frac{\sum_{i=1}^N Q_i}{N} = \frac{63145}{21} = 3010 \text{ M}^3/\text{s}.$$

$$\text{COEFICIENTE DE VARIACION } C_V = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N \left( \frac{Q_i}{Q_M} - 1 \right)^2}{N}}$$

$$C_V = \sqrt{\frac{12.540}{21}} = 0.77$$

$$\text{COEFICIENTE DE ASIMETRIA } C_S = \frac{\sum_{i=1}^N \left( \frac{Q_i}{Q_M} - 1 \right)^3}{N C_V^3}$$

$$C_S = \frac{16.789}{21 (0.77)^3} = 1.75$$

EL METODO RECOMIENDA TOMAR PARA AVENIDAS  
PROVOCADAS POR TORMENTAS EL VALOR DE  $C_S$   
SIGUIENTE :

$$C_S = 3 C_V \quad \therefore C_S = 3 (0.77) = 2.21$$

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 PROBA-

BILIDAD  $p$  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
$Q_{MAX}$	$\text{m}^3/\text{s}$	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<sub>R</sub>, 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 <sub>R</sub> AÑOS	50	100
Q <sub>MAX</sub> m <sup>3</sup> /s	12440	14627

## METODO DE LEVEDIEV .- TABLA L-1

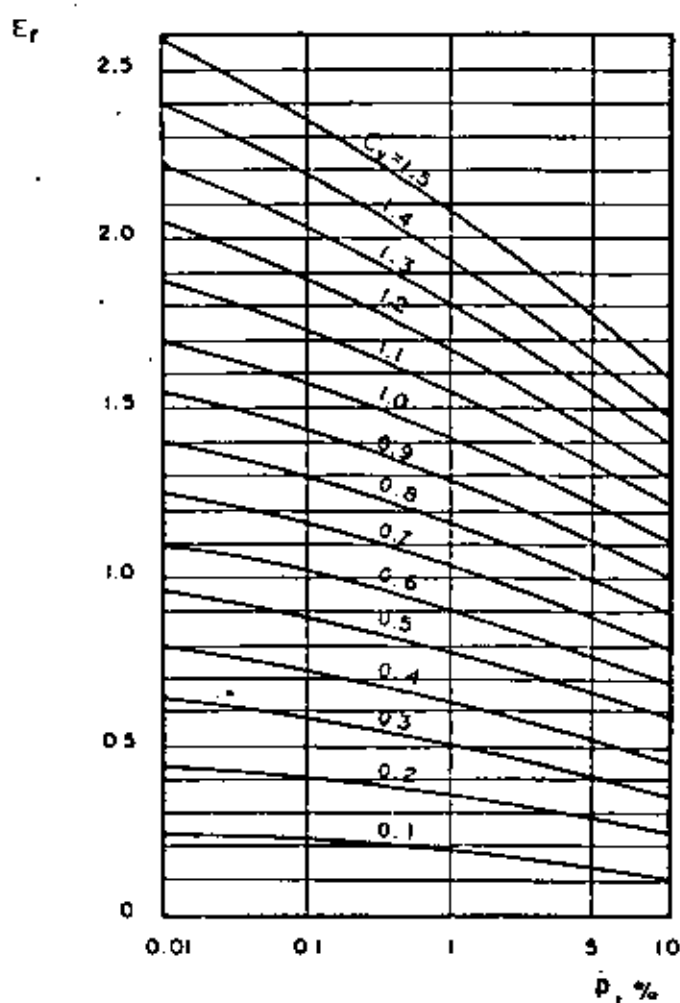
DISTRIBUCION PEARSON TIPO III .- VALORES DEL COEFICIENTE DE FRECUENCIA K

C <sub>s</sub>	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	1.64	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	- 0.86	- 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 <sub>s</sub>	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 .- GRAFICO L- 2

METODO DE LEVEDIOF - VALORES DE  $E_r$ 

ESTUDIO DE FRECUENCIAS DE LLUVIAS MAXIMAS EN 24 HORAS.

ESTACION CLIMATOLOGICA : PRESA ALVARO OBREGON, SON.

No. DE ORDEN	PRECIPITACION MAXIMA 24 HR. MM.	PERIODO DE RETORNO ANOS
1	105.5	25
2	103.2	12.5
3	103.0	8.3
4	102.5	6.25
5	91.5	5
6	85.0	4.17
7	81.2	3.57
8	73.0	3.19
9	70.5	2.78
10	64.2	2.5
11	61.6	2.27
12	61.6	2.08
13	58.5	1.92
14	54.2	1.79
15	54.0	1.67
16	52.0	1.56
17	51.2	1.47
18	49.6	1.39
19	47.9	1.32
20	41.0	1.25
21	40.2	1.19
22	32.5	1.14
23	32.5	1.09
24	32.2	1.04
25	29.0	1.0

X	Y	X <sup>2</sup>	Y <sup>2</sup>	XY	X - $\bar{X}$	(X - $\bar{X}$ ) Y	(X - $\bar{X}$ ) <sup>2</sup>
1	29	1.0	841.0	29.0	-2.3152	81.64	7.92
1.04	32.2	1.08	1036.84	33.48	-2.7752	89.36	7.70
1.09	32.5	1.18	1056.25	35.42	-2.7252	88.56	7.42
1.14	32.5	1.29	1056.25	37.05	-2.6752	86.94	7.15
1.19	40.2	1.41	1616.04	47.83	-2.6252	105.53	6.89
1.25	41.0	1.56	1681.00	51.25	-2.5652	105.17	6.58
1.32	47.0	1.74	2209.00	62.04	-2.4952	117.27	6.22
1.39	49.6	1.93	2460.16	68.94	-2.4252	120.28	5.88
1.47	51.2	2.16	2621.44	75.26	-2.3552	122.07	5.49
1.54	52.0	2.43	2704.0	81.12	-2.2852	117.27	5.08
1.67	54.0	2.78	2916.0	90.18	-2.1452	115.84	4.60
1.79	54.2	3.20	2937.64	97.01	-2.0252	109.74	4.10
1.92	58.5	3.68	3422.25	112.32	-1.8852	110.84	3.59
2.08	61.4	4.32	3794.56	128.12	-1.7352	106.88	3.01
2.27	61.6	5.15	3794.56	139.83	-1.5452	95.18	2.38
2.5	64.2	6.25	4121.64	160.50	-1.3152	84.43	1.72
2.78	70.5	7.72	4970.25	195.99	-1.0352	72.98	1.07
3.13	72.0	9.79	5329.0	228.49	-0.6852	50.01	0.46
3.57	81.2	12.74	6593.44	289.88	-0.2352	19.91	0.06
4.17	85.0	17.38	7225.0	354.45	0.3548	30.15	0.12
5	91.5	25.00	8372.25	457.50	1.1348	108.40	1.40
6.25	102.5	39.06	10506.25	640.62	2.4248	229.56	5.92
8.3	103.0	68.89	10609.0	854.90	4.4148	241.93	20.11
12.5	103.2	156.25	10650.24	1290.00	8.6248	896.27	75.42
25	105.5	625.00	11180.25	2637.5	21.1848	2234.99	448.79
95.38	1576.7	1003.08	113654.31	8198.73		2183.81	629.19

CALCULO DEL COEFICIENTE DE CORRELACION

$$S_{xy} = n \sum xy - \sum x \cdot \sum y = 25(8198.73) - 95.38(1576.7) = 54582.73$$

$$S_{xx} = n \sum x^2 - (\sum x)^2 = 25(1003.08) - (95.38)^2 = 15979.83$$

$$S_{yy} = n \sum y^2 - (\sum y)^2 = 25(113654.31) - (1576.7)^2 = 955324.86$$

VALOR DEL COEFICIENTE  $r_{xy} = \frac{S_{xy}}{\sqrt{S_{xx} \cdot S_{yy}}} = 0.72$  (ACEPTABLE)

CALCULO DE LOS PARAMETROS DE LA RECTA DE REGRESION

$$b = \frac{S_{xy}}{S_{xx}} = \frac{54582.75}{15979.83} = 3.42$$

$$a = \frac{\sum Y - b \sum X}{n} = \frac{1576.7 - 3.42(95:88)}{25} = 49.96$$

$$u = a + bx$$

$$h_{MAX} = a + b T_R \quad h_{MAX} = 49.96 + 3.42 T_R$$

$T_R$	AÑOS	5	10	15	20	25
$h_{MAX}$	MM	67.06	84.16	101.26	118.36	220.96

## PARAMETROS DE LA RECTA DE REGRESION

$$Q = \bar{y} = \frac{\sum Y}{n} = \frac{1576.7}{25} = 63.068$$

$$\bar{x} = \frac{\sum X}{n} = \frac{95.38}{25} = 3.815$$

$$b = \frac{\sum xY - \sum x \cdot \bar{Y}}{\sum x^2 - \sum x \cdot \bar{x}} = \frac{8198.73 - 95.38(63.068)}{1093.8 - 95.38(3.815)} = 3.415$$

$$y = \bar{y} + b(x - \bar{x})$$

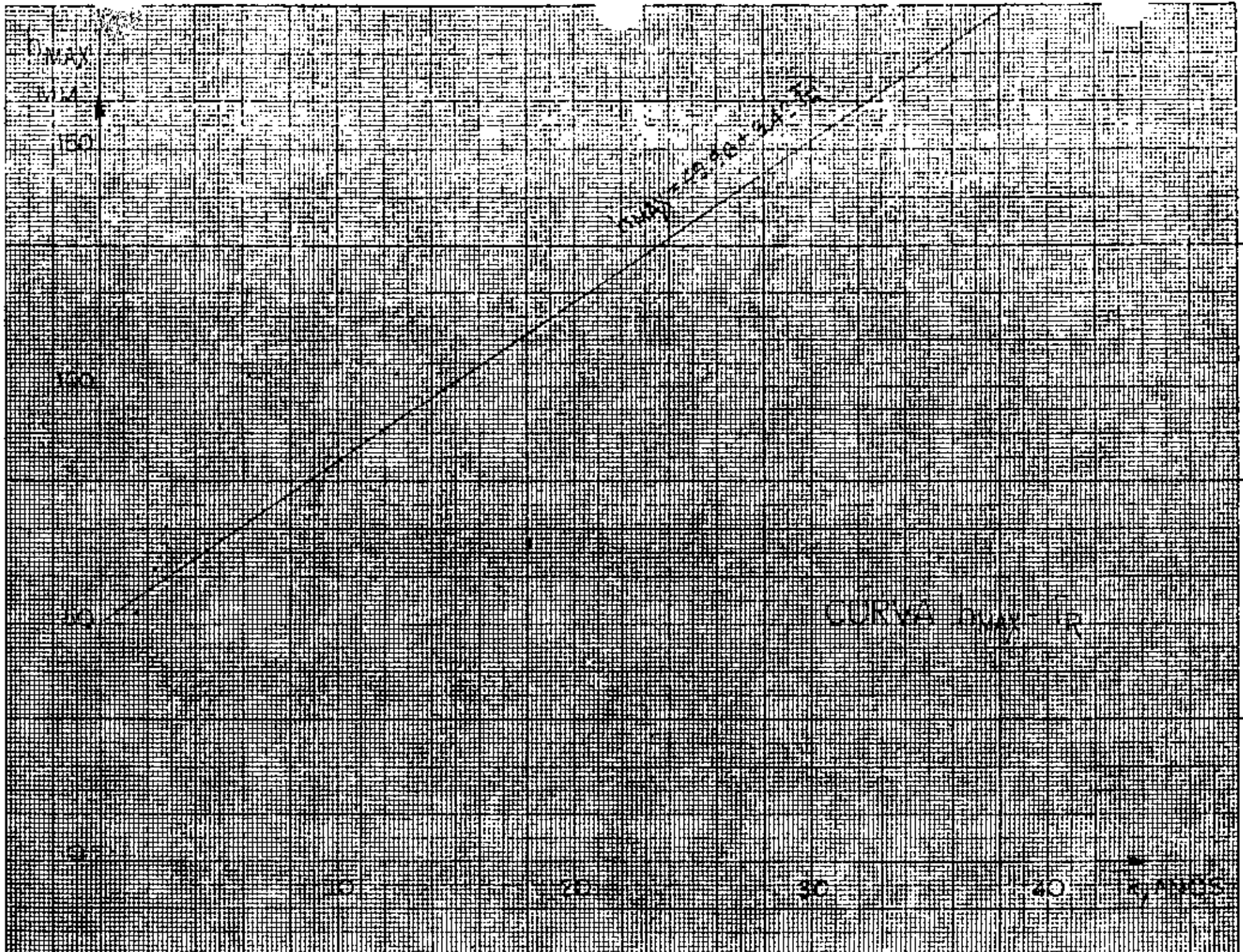
$$y = 63.068 + 3.415(x - 3.815) = 63.068 + 3.415x - 13.028$$

$$y = 50.04 + 3.415x$$

$$h_{MAX} = 50.04 + 3.415 T_R$$

$T_R$	AÑOS	5	10	15	20	50
$h_{MAX}$	MM	67.11	84.19	101.27	118.35	220.79

C 127





#### A.5.4.- METODOS BASADOS EN EL HIDROGRAMA UNITARIO.

Existen dos tipos principales de técnicas para predecir caudales máximos, basados en la teoría del Hidrograma Unitario.

Las primeras, pueden quedar representadas por el método llamado simplemente "del hidrograma unitario".

El segundo tipo, basados en relaciones lluvia - escurrimiento, consideran adicionalmente, las características físicas de la cuenca, cuya influencia en la magnitud del gasto se ha discutido ampliamente. Se presentan dos métodos. El de Chow y el de I-Pai-Wu. Ambos métodos permiten determinar la avenida máxima en una cuenca no aforada, con solo conocer las características hidrológicas de cuencas vecinas y algunos datos físicos de la cuenca, como son área, tipo y uso del suelo, longitud y pendiente del cauce principal.

#### HIDROGRAMA UNITARIO

Generalidades

El hidrograma unitario (H. U.) de una cuenca se define como el hidrograma de escurrimiento directo debido a una tormenta con lámina de precipitación en exceso de un centímetro, repartida uniformemente sobre la cuenca, con una intensidad constante durante un período específico de tiempo.

La teoría del hidrograma unitario fué desarrollada por Sherman, que la publicó en 1932. Se basa en -- las hipótesis siguientes:

- a) La precipitación en exceso tiene una distribución uniforme sobre la superficie de la cuenca y en toda su duración.
- b) El tiempo base de duración del hidrograma del escurrimiento superficial originado por una lluvia en exceso de duración específica es constante, constituyendo por lo tanto, una característica de la cuenca.
- c) Las ordenadas de los hidrogramas de escurrimiento directo de un tiempo base común son directamente proporcionales al volumen to--

tal de escurrimiento directo representado por cada hidrograma.

- d) El hidrograma unitario refleja en su forma todas las características físicas de la cuenca.

Teniendo como dato los registros continuos de precipitación y escurrimiento, a partir del hidrograma originado por una tormenta aislada, puede calcularse el hidrograma unitario con el siguiente procedimiento:

- 1.- Se separa del hidrograma de la tormenta el gasto base y se calcula el volumen del escurrimiento directo.
- 2.- Se calcula el cociente del volumen del escurrimiento directo entre el área de la cuenca.
- 3.- Se dividen las ordenadas del hidrograma de la tormenta entre el cociente calculado en el paso anterior, obteniendo así las ordenadas del H. U.

## OBTENCION DE UN HIDROGRAMA UNITARIO . . .

(1) FECHA	(2) HORA HRS	(3) GASTO OBSERVADO $M^3/s$	(4) GASTO BASE ESTIMADO $M^3/s$	(5) ESCTO. DIRECTO $M^3/s$	(6) ORDENADA H. U. $D_e = GHR.$ $M^3/s$	(7) HORAS DESPUES DE LA INICIACION HRS
10	5	13.5	13.5	0	0.00	0
	8	34.0	12.5	21.5	3.81	3
	11	64.0	11.6	52.4	9.28	6
	14	83.0	10.8	72.2	12.80	9
	17	76.0	11.3	64.7	11.40	12
	20	58.5	11.6	46.9	8.28	15
	23	40.6	11.9	28.7	5.09	18
	2	31.2	12.1	19.1	3.37	21
	5	25.8	12.5	13.3	2.35	24
	8	22.1	12.8	9.3	1.65	27
	11	19.3	13.0	6.3	1.11	30
	14	17.0	13.3	3.7	0.65	33
	17	15.3	13.6	1.7	0.30	36
	20	14.5	13.9	0.6	0.01	39
	23	14.2	14.2	0	0.00	42
SUMA				340.4		

DATOS:

$$\text{AREA DRENADA} = 64.93 \text{ KM}^2 = 64.93 \times 10^6 \text{ M}^2$$

$$\text{DURACION LLUVIA EN EXCESO} = 6 \text{ HORAS}$$

$$\text{PRECIPITACION MEDIA} = 7.2 \text{ CM}$$

$V_e$ , ESCTO. DIRECTO = ESCTO. DIRECTO TOTAL POR INTER. TIEMPO

$$V_e = 340.4 (3 \times 60 \times 60) = 366 \times 10^4 \text{ M}^3 = 3,660,000 \text{ M}^3$$

ALTURA DE LLUVIA EN EXCESO ( $h_e$ ).

$$h_e = \frac{V_e}{A} = \frac{366 \times 10^4 \text{ M}^3}{64.93 \times 10^6 \text{ M}^2} = 5.67 \times 10^{-2} \text{ M} = 5.67 \text{ CM.}$$

ORDENADAS DEL H.U.:

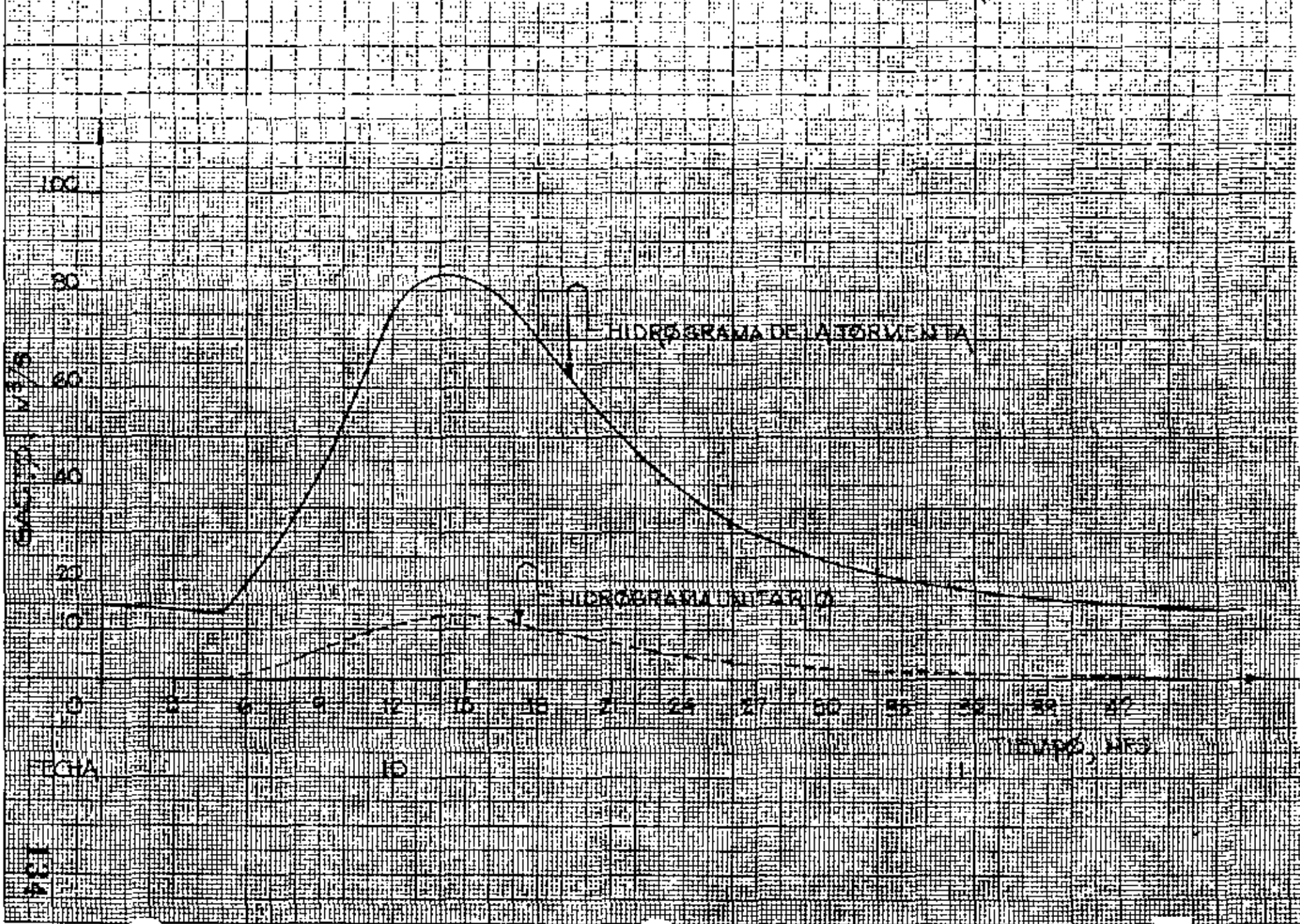
SE OBTIENEN DIVIDIENDO LAS ORDENADAS DEL ESCURRIMIENTO DIRECTO ENTRE LA LLUVIA EN EXCESO.

$$\text{CÓL. (6)} = \frac{\text{CÓL. (5)}}{h_e}$$

CON LOS DATOS DE LA TABLA SE PROCEDE A CONSTRUIR EL HIDROGRAMA UNITARIO.

EL HIDRÓGRAMA UNITARIO ASI OBTENIDO SIRVE PARA CALCULAR EL ESCURRIMIENTO FLUVIAL GENERADO POR UNA TORMENTA DE DETERMINADA DURACION, EN ESTE EJEMPLO PARA UNA  $D_e = 6$  HORAS SEGUN DATOS PROPORCIONADOS Y OBTENIDOS DEL HIETÓGRAMA.

LA DESCARGA PRECEDENTE A LA TORMENTA ES EL PUNTO BASE QUE SIRVE PARA EL INICIO DE LA CONSTRUCCION DEL HIDRÓGRAMA, CUYAS ORDENADAS SE OBTENDRAN MULTIPLICANDO LAS DEL HIDRÓGRAMA UNITARIO POR EL VOLUMEN DE ESCURRIMIENTO DIRECTO ESTIMADO (EXPRESADO EN LAMINA DE AGUA) Y AGREGANDOLE EL ESCURRIMIENTO DEL SUBSUELO.



4.- La duración efectiva de la lluvia en exceso se obtiene a partir del hietograma de la -- tormenta y el índice de infiltración media.

Superponiendo y "promediando" los hidrogramas -- unitarios obtenidos para varias tormentas con igual - tiempo de duración de la precipitación en exceso, más o menos uniformes en tiempo y área, se forma el hidrograma unitario de la cuenca.

A continuación se ve un ejemplo de la obtención de un hidrograma unitario.

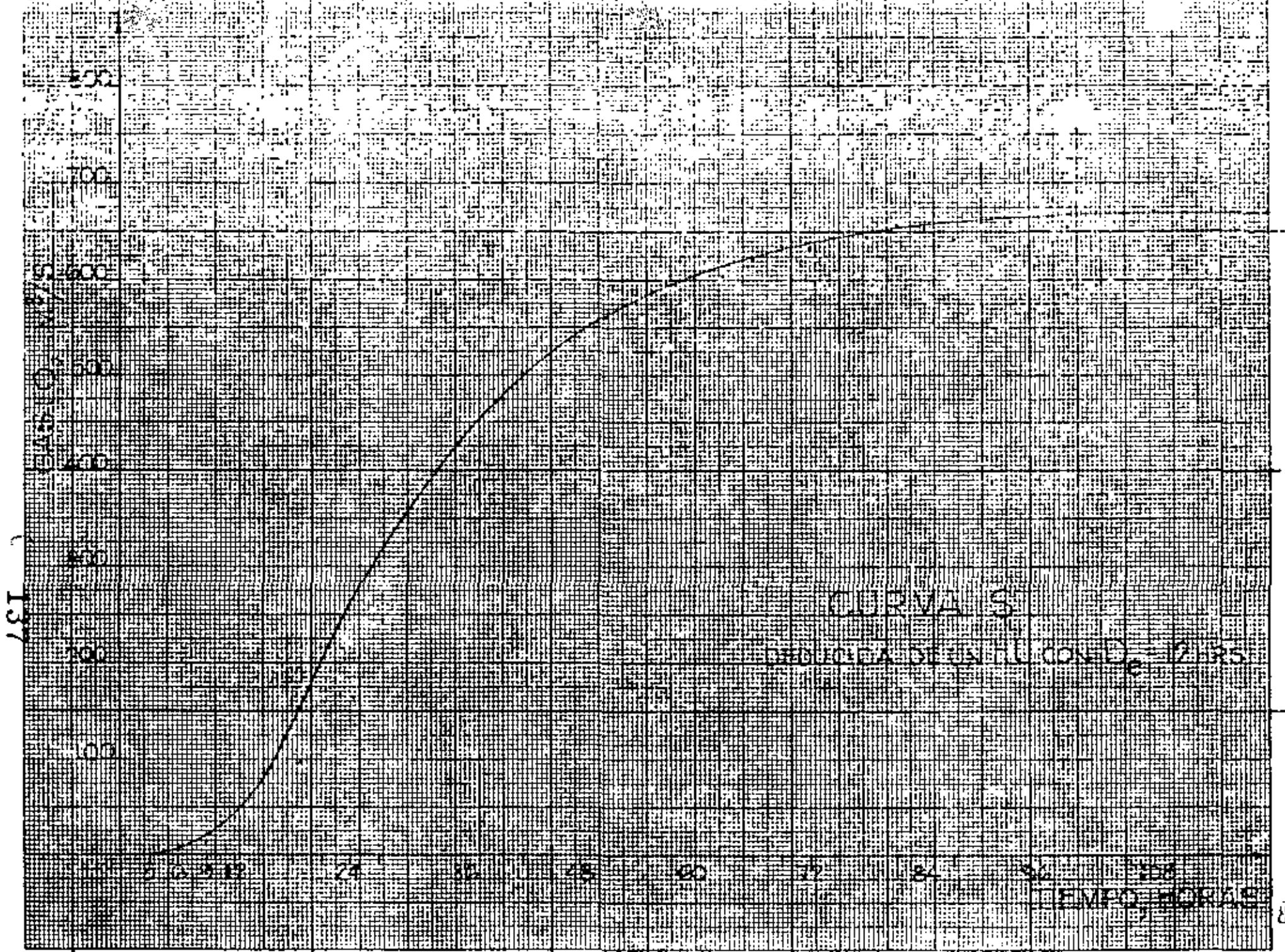
#### CURVA S.

Cuando se quiera usar un hidrograma unitario en una tormenta con duración en exceso diferente, se deberá ajustar dicho hidrograma mediante uno auxiliar - llamado "curva S ". Este hidrograma tiene la forma de una S deformada y es producido por una lluvia en exceso, continua y constante para un período indefinido. La curva S puede obtenerse graficamente sumando una - serie de hidrogramas unitarios idénticos espaciados - a un intervalo igual a la duración de la lluvia en exs



ceso, para la cual fueron deducidos. Este método es - el mas conveniente para la conversión a una duración mas corta o mas larga. Ya construído el hidrograma S, se puede deducir el hidrograma unitario para cual-quier duración. Para lograrlo basta con avanzar o retroceder la posición de la curva S para un período de horas igual a la duración deseada. Las ordenadas del hidrograma deseado serán la diferencia entre las ordenadas del Hidrograma S original y el desplazado, multiplicadas por el cociente que resultar de dividir el tiempo de duración de la lluvia, en exceso, que produjo el hidrograma unitario que se uso para obtener la curva S,  $t$ , y el tiempo de duración de la lluvia en exceso para el hidrograma unitario que se busca,  $t_0$ .

A continuación tenemos una aplicación.



CURVA S

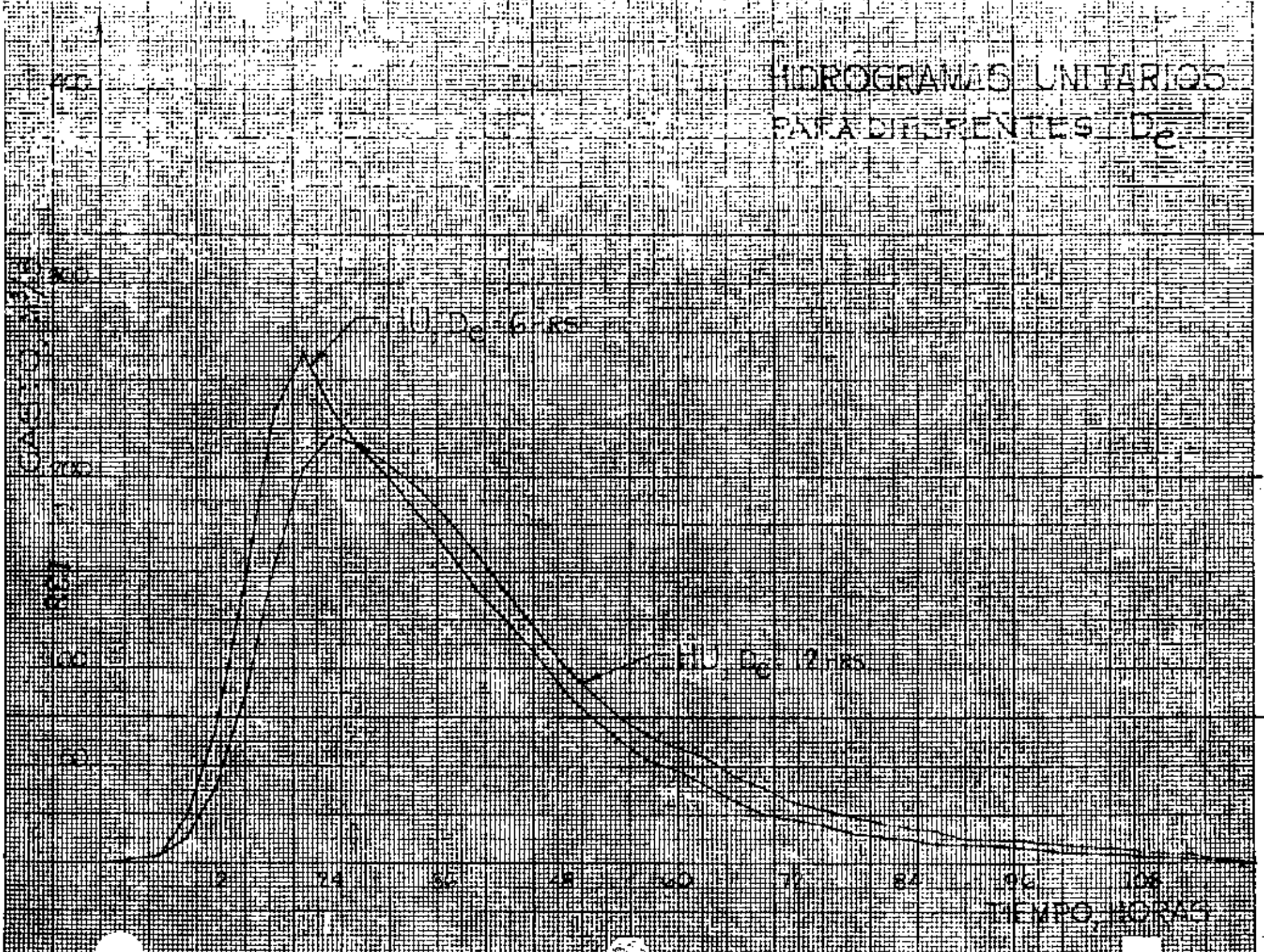
TEMPERATURA DE AQUECIMENTO = 120°C

TEMPO HORAS

137

138

# HIDROGRAMAS UNITARIOS PARA DIFERENTES $D_e$



## METODO DE CHOW

La expresión que da el gasto máximo en este método, es la siguiente:

$$Q_{MAX} = X Y Z A$$

X Factor de escurrimiento

Y Factor climático

Z Factor de reducción

A área en km<sup>2</sup>.

El parámetro X, llamado factor de escurrimiento, depende de la precipitación en exceso, la cual recomienda el Soil Conservation Service para su cálculo - la aplicación de la siguiente fórmula:

$$(1) \quad F_e = \frac{\left( P - \frac{508}{N} + 5.08 \right)^2}{P + \frac{2031}{N} + 20.31} \quad X = \frac{P_e}{d}$$

La fórmula anterior se ha deducido a partir de - consideraciones teóricas y ha sido ajustada en base a experiencias posteriores. En la fórmula P y Pe son -- las láminas de precipitación total y en exceso, res-- pectivamente, medidas en cm; N es un índice llamado -

"número de escurrimiento" que depende del tipo de suelo y de la cubierta vegetal en la cuenca. La tabla -- anexa, obtenida por el SCS mediante pruebas de campo, contiene valores del número de escurrimiento N, para diferentes condiciones.

La figura anexa muestra la solución gráfica de la ecuación citada.

El factor climático y toma en cuenta la variación de la lluvia entre la estación base y la zona en estudio y se utiliza para transportar la tormenta. Se calcula dividiendo la lámina de precipitación en la -- cuenca entre la altura de lluvia registrada en la estación base y multiplicando por el coeficiente de ajuste 2.78.

$$Y = 2.78 \frac{P}{P_b}$$

El factor de reducción de pico Z de la expresión de Chow depende del cociente d/tp, donde tp es el --- tiempo de retraso del pico del hidrograma con relación al centro de masa del hietograma. La gráfica anexa permite calcular los valores de Z en función del -

coeficiente  $d/tp$ . Cabe hacer notar que la gráfica correspondiente a una cuenca particular estudiada por Chow, pero puede aplicarse como aproximación a otros casos, a falta de mayor información.

El valor del tiempo de retraso  $tp$  depende, a su vez de la forma del hidrograma y de las características fisiográficas de la cuenca, Chow encontró para su zona en estudio una expresión empírica que relaciona el tiempo de retraso con dos parámetros físicos de la cuenca. Esta expresión es la siguiente:

$$(2) \quad tp = 0.005 \left( \frac{L}{\sqrt{S}} \right)^{0.64}$$

donde

$tp$  tiempo de retraso del piso del Hidrograma respecto al centro de masas de la precipitación en exceso, en horas.

$L$  longitud del cauce principal en metros.

$S$  pendiente media del cauce, en porcentaje.

En la ecuación se observa que el tiempo de retraso resulta independiente de la duración de la precipitación. La solución gráfica de esta ecuación se muestra en la figura anexa.

En cuencas pequeñas y de configuración de drenaje simple, se ha observado que la magnitud del tiempo de retraso  $t_p$ , se aproxima mucho a la del tiempo de concentración  $t_c$ , por lo que puede tomarse uno en lugar del otro, sin cometer error notable. Existen varias fórmulas empíricas para determinar el valor de  $t_c$  en cuencas no aforadas; en la Soil Conservation Service Guide se propone para este fin la siguiente expresión:

$$(c) \quad t_c = 0.93 \frac{L^{1.155}}{H^{0.385}}$$

donde  $t_c$  tiempo de concentración, en horas

$L$  longitud del cauce principal en km.

$H$  desnivel entre el lecho de la corriente en el punto del estudio y el punto

más elevado del parteaguas, en metros.

Para la utilización práctica de este método, con viene aplicar el siguiente procedimiento de cálculo:

1. Se calcula el valor del número de escurri-- miento  $N$  a partir de las condiciones de ti- po y uso del suelo en la cuenca, empleando la tabla anexa.
2. Se fija la duración  $d$  de la tormenta.
3. Se selecciona el tiempo de retorno de la -- tormenta de diseño.
4. Se calcula la intensidad de lluvia de la -- tormenta supuesta, a partir de las curvas -  $i-d-T_r$  .
5. Se calcula la precipitación total  $P_D$  multi- plicando la intensidad de la lluvia por su duración.
6. Se obtiene la precipitación en exceso  $P_{eb}$  - aplicando la ecuación (1) o de la gráfica - anexa.



7. Se calcula el factor de escurrimiento  $X$ .
8. Se calcula el factor climático  $y$
9. Se calcula el tiempo de retraso  $t_p$  aplicando la ecuación (2) o la gráfica anexa o --- bien haciendo  $t_p = t_c$  en la expresión (3)
10. De una relación deducida de tormentas anteriores y sus correspondientes escurrimientos o, si se carece de información de la -- gráfica anexa se obtiene el valor del factor de reducción de pico  $Z$ .
11. Se calcula el valor del gasto máximo para -- la duración de lluvia escogida, con la ecuación de Chow.
12. Se repite el proceso para otras duraciones de lluvia.
13. De los gastos obtenidos para diferentes duraciones de la precipitación en exceso, se escoge el mayor como gasto de diseño.
14. En caso de que la corriente analizada sea --

perenne, el gasto de diseño estará dado por la suma del obtenido en el paso anterior y el flujo base.

## METODO DE CHOW.

CON LA APLICACION DE ESTE METODO SE DETERMINARA EL GASTO MAXIMO PROBABLE DE UNA CUENCA DE LA QUE SE TIENEN LOS DATOS SIGUIENTES.

AREA DE LA CUENCA,  $A = 25 \text{ km}^2$

LONGITUD DEL CAUCE PRINCIPAL,  $L = 6.4 \text{ km}$ .

PENDIENTE DEL CAUCE,  $S = 0.402 \%$

USO DE LA TIERRA

BOSQUES NATURALES, CON CONDICION DE LA SUPERFICIE, NORMAL : 50%

LEGUMINOSAS, CON SURCOS RECTOS : 38%

PASTIZAL, CON CONDICION DE LA SUPERFICIE, NORMAL : 12%

TIPO DEL SUELO, POR SUS CARACTERISTICAS, TIPO D

DATOS PLUVIOGRAFICOS DE UNA ESTACION CLIMATOLOGICA DENTRO DE LA CUENCA ESTUDIADA.

SECUELA DE CALCULO.

ELECCION DEL TIEMPO DE RETORNO,  $T_R$

SE CALCULARA EL RIESGO DE FALLA ( $J$ ) PARA UN  $T_R = 50$  AÑOS Y VIDA UTIL DE LA OBRA DE 25 AÑOS.

$$p = \frac{1}{T_R} = \frac{1}{50} = 0.02$$

$$q = 1 - p = 1 - 0.02 = 0.98$$

$$J = 1 - q^n = 1 - 0.98^{25} = 0.396 = 0.4 = 40\%$$

ES DECIR QUE EN LA VIDA UTIL DE LA OBRA EXISTE EL 40% DE PROBABILIDADES DE QUE EL GASTO MAXIMO SEA IGUALADO O SUPERADO.

AREA DE LA CUENCA, A

A = 25 KM<sup>2</sup>

ESTIMACION DEL VALOR DE N.

CON EL USO Y TIPO DE SUELO, EN LA TABLA CH-1 SE BUSCA EL VALOR DE N CORRESPONDIENTE Y SE HACE UN PROMEDIO PESADO.

BOSQUES NATURALES	-	0.50 × 76 =	38
LEGUMINOSAS		0.38 × 87 =	33
PASTIZAL		0.12 × 84 =	<u>10.1</u>
		SUMA =	81.1

SEA N = 81

DETERMINACION DE LA LLUVIA EN EXCESO P<sub>eb</sub>.

SE DETERMINARA PARA N = 81 Y VARIAS TORMENTAS DE DISTINTAS DURACIONES. EN LA TABLA SIGUIENTE SE INDICAN LAS INTENSIDADES (i) PARA DISTINTAS DURACIONES (d), QUE SE TOMARON DE LA CURVA DE T<sub>R</sub> = 50 AÑOS, ASI COMO LAS PRECIPITACIONES TOTALES P = i × d. TAMBIEN SE INDICAN LOS VALORES DE LA P<sub>eb</sub>, DETERMINADOS CON LA FORMULA

$$P_{eb} = \frac{\left( P_b - \frac{503}{N} + 5.08 \right)^2}{P_b + \frac{2032}{N} - 20.32} \quad (\text{VER GRAFICA CH-2})$$

DURACION DE LA TORMENTA d (HR)	INTENSIDAD DE LA LLUVIA i (CM/HR)	PRECIPITACION TOTAL P = i × d (CM)	PRECIPITACION EN EXCESO (CM)
0.30	14.9	4.29	1.07
0.40	11.58	4.61	1.27
0.60	9.25	5.55	1.86
0.80	7.84	6.29	2.37
1.00	6.84	6.84	2.78
1.25	5.42	6.80	2.75
1.50	4.75	7.12	3.0
1.75	4.34	7.60	3.36
2.0	4.0	8.0	3.69
2.5	2.75	8.25	3.87
3.0	2.16	8.64	4.17

# CALCULO DEL VALOR X

SE CALCULA ESTE VALOR DE X PARA CADA DURACION DE LLUVIA. ESTOS VALORES SE ENCUENTRAN APLICANDO LA EXPRESION

$$X = \frac{P_{eb}}{d}$$

DIVIDIENDO LOS VALORES DE LA COLUMNA (4) ENTRE LOS DE LA COLUMNA (1), DE LA TABLA ANTERIOR, SE TENDRAN LOS VALORES DE X

DURACION DE LA TORMENTA d (HR)	X (CM/HR)
0.30	3.63
0.40	3.18
0.60	3.10
0.80	2.96
1.00	2.78
1.25	2.70
1.50	2.0
1.75	1.92
2.0	1.84
3.0	1.29
4.0	1.05

# CALCULO DEL TIEMPO DE RETRASO $t_p$

EN LA FORMULA  $t_p = 0.00505 \left( \frac{L}{\sqrt{S}} \right)^{0.64}$

SUSTITUIMOS LOS VALORES DE L Y S

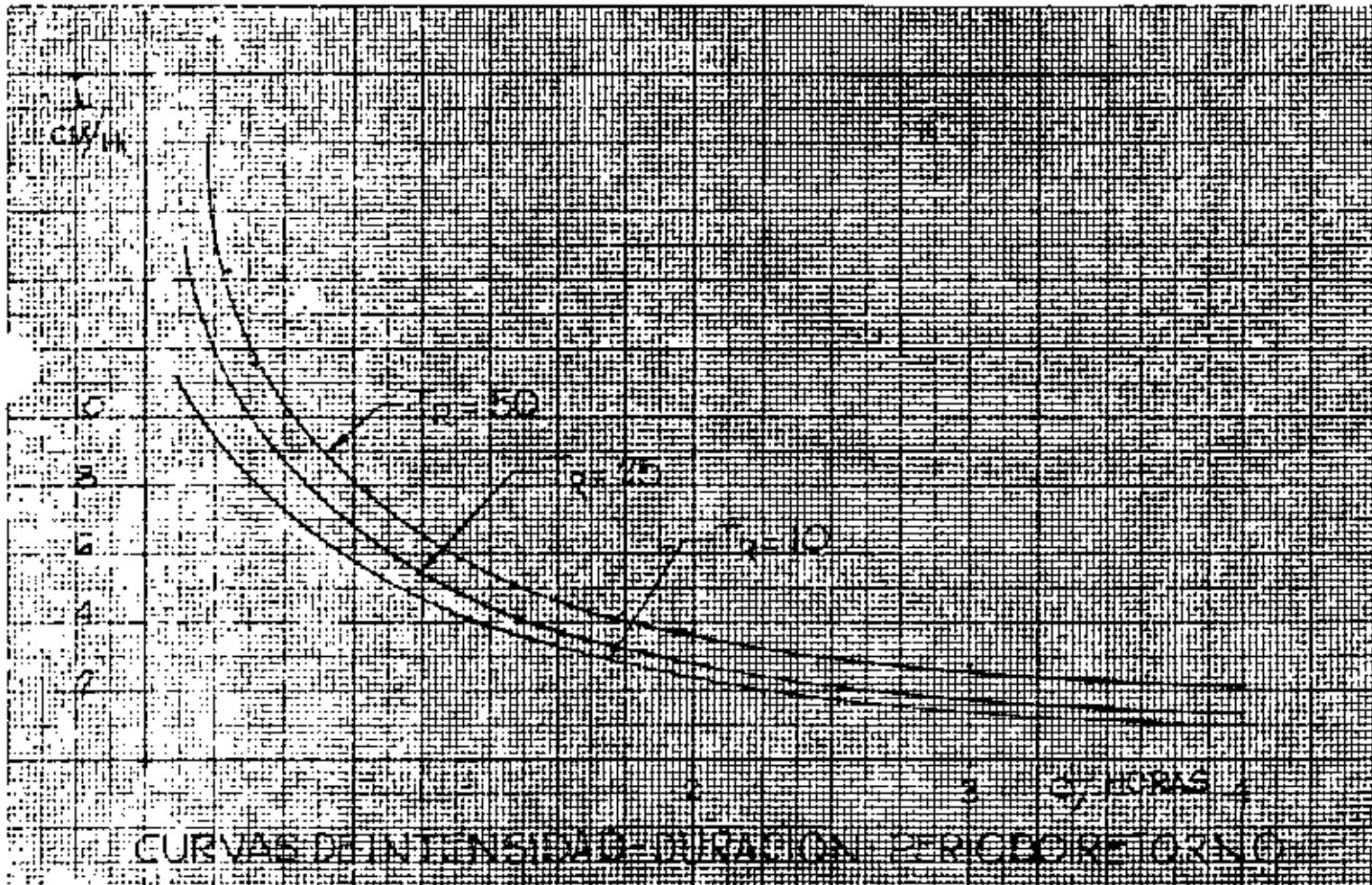
$$t_p = 0.00505 \left( \frac{6400}{\sqrt{0.402}} \right)^{0.64} = 1.87 \text{ HR.}$$

(VER GRAFICA CH-3)

## TRAZADO DE LAS CURVAS INTENSIDAD-DURACION-FRECUENCIA.

( $i-d-T_R$ ) CON LOS DATOS DISPONIBLES SE TRAZAN ESTAS CURVAS Y MEDIANTE EL PROCEDIMIENTO DESCRITO ANTERIORMENTE, SE GENERAN LOS DATOS NECESARIOS PARA TRAZAR LAS CURVAS CORRESPONDIENTES A MAYORES PERIODOS DE RETORNO.

A CONTINUACION SE MUESTRAN LAS CURVAS PARA  $T_R = 10, 25$  Y  $50$  AÑOS...



## FACTOR $Y$ ..

LAS CONDICIONES METEOROLOGICAS, DE LA ZONA DONDE ESTA LA ESTACION BASE Y DE LA ZONA EN ESTUDIO, SON IGUALES, POR LO TANTO

$$Y = 2.78 \frac{P}{P_b} = 2.78 \quad \text{C} \quad 149$$

## CALCULO DEL VALOR $Z$

SE CALCULA ESTE VALOR DE  $Z$  PARA CADA DURACION DE LLUYIA, DICHO VALOR SE ENCUENTRA EN LA GRAFICA ANEXA, LA CUAL DEPENDE DEL VALOR DE LOS COCIENTES  $\frac{d}{t_p}$ . ESTA GRAFICA CH-4, ES

OBTENIDO POR CHOW EN SU ZONA ESTUDIADA, PERO ES APLICABLE A OTRAS CUENCAS.

DURACION DE LA TORMENTA $d$ (HR)	$d/t_p$	$Z$
0.30	0.161	0.123
0.40	0.214	0.160
0.60	0.321	0.236
0.80	0.427	0.316
1.00	0.535	0.389
1.25	0.669	0.476
1.50	0.800	0.560
1.75	0.935	0.620
2.0	1.070	0.678
3.0	1.600	0.750
4.0	2.140	1.0

## CALCULO DEL GASTO $Q$

SE CALCULA EL GASTO  $Q$  PARA CADA DURACION DE TORMENTA ELEGIDA Y APLICANDO LA FORMULA

$$Q = AXYZ$$

DURACION DE LA TORMENTA $d$ (HR)	$Q$ M <sup>3</sup> /S
0.30	31.1
0.40	35.4
0.60	51.0
0.80	65.2
1.00	75.0
1.25	73.0
1.50	78.0
1.75	82.9
2.0	86.8
3.0	67.1
4.0	73.0

### SELECCION DEL GASTO MAXIMO

CON LOS VALORES DE LA TABLA ANTERIOR SE PUEDE TRAZAR UNA CURVA CON COORDENADAS  $Q - d$ , DE LA CUAL SE ESCOGE EL GASTO MAXIMO PROBABLE.

TAMBIEN SI SE REQUIERE MAYOR PRECISION EN LA DETERMINACION DEL GASTO MAXIMO SE HARAN TANTEOS CON OTRAS DURACIONES DE TORMENTA EN TORNO AL VALOR DE 2 HORAS.

PARA EL PRESENTE EJEMPLO, SE TOMARA

$$Q = 86.8 \text{ M}^3/\text{s}$$



## TIPOS DE SUELOS

Tipo A. (Escurrimiento mínimo). Incluye gravas y arenas de tamaño medio, limpias, y mezcla de ambas.

Tipo B. Incluye arenas finas, limos orgánicos e inorgánicos, mezclas de arena y limo.

Tipo C. Comprende arenas muy finas, arcillas de baja plasticidad, mezclas de arena, limo y arcilla.

Tipo D. (Escurrimiento máximo). Incluye principalmente arcillas de alta plasticidad, suelos poco profundos con subhorizontes casi impermeables cerca de la superficie.

## SELECCION DEL NUMERO DE ESCURRIMIENTO N

Uso de la tierra o cobertura	Condición de la superficie	Tipo de suelo			
		A	B	C	D
Bosques (sembrados y cultivados)	Ralo, baja transpiración	45	66	77	83
	Normal, transpiración media	36	60	73	79
	Espeso o alta transpiración	25	55	70	77
Caminos	De tierra	72	82	87	89
	Superficie dura	74	84	90	92
Bosques naturales	Muy ralo o baja transpiración	56	75	86	91
	Ralo, baja transpiración	46	68	78	84
	Normal, transpiración media	36	60	70	76
	Espeso, alta transpiración	26	52	62	69
	Muy espeso, alta transpiración	15	44	54	61
Descanso (sin cultivo)	Surcos rectos	77	86	91	94
Cultivos de surco	Surcos rectos	70	80	87	90
	Surcos en curvas de nivel	67	77	83	87
	Terrazas	64	73	79	82
Cereales	Surcos rectos	64	76	84	88
	Surcos en curvas de nivel	62	74	82	85
	Terrazas	60	71	79	82
Leguminosas (sembradas con maquinaria o al voleo) o potrero de rotación	Surcos rectos	62	75	83	87
	Surcos en curvas de nivel	60	72	81	84
	Terrazas	57	70	78	82
Pastizal	Pobre	68	79	86	89
	Normal	49	69	79	84
	Bueno	39	61	74	80
	Curvas de nivel, pobre	47	67	81	88
	Curvas de nivel, normal	25	59	75	83
	Curvas de nivel, bueno	6	35	70	79
Potrero (permanente)	Normal	30	58	71	78
Superficie impermeable		100	100	100	100

TABLA CH-1

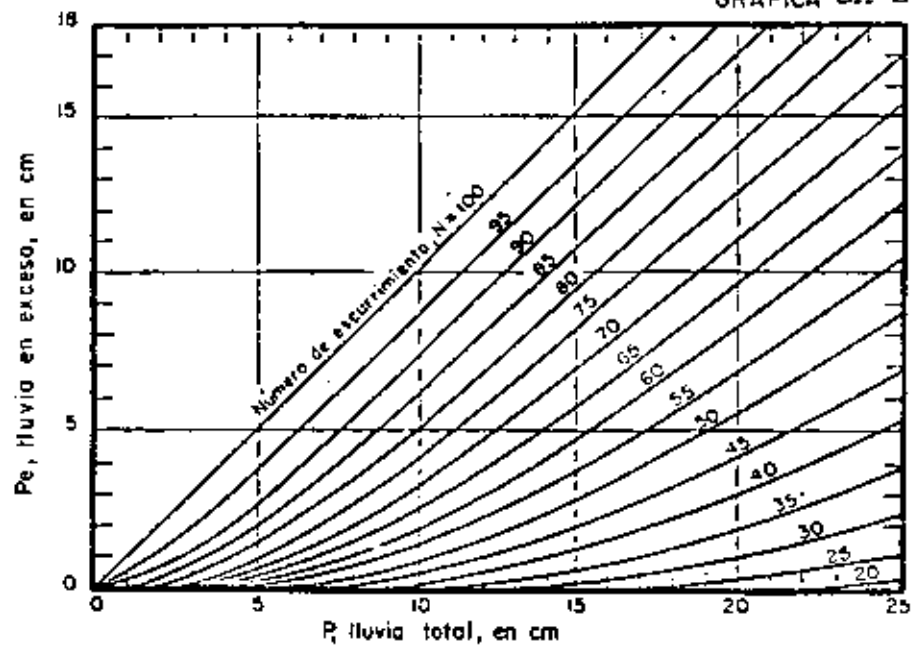
SELECCION DEL NUMERO DE ESCURRIMIENTO "N" DE ACUERDO CON EL CRITERIO DEL SOIL CONSERVATION SERVICE

Uso de la tierra o cobertura	Condiciones de la superficie	Tipo del Suelo			
		A	B	C	D
Bosques (sembrados y cultivados)	Esparcido o de baja transpiración	45	66	77	83
	Normal	36	60	73	79
	Denso o de alta transpiración	25	53	70	77
Caminos	De tierra	72	82	87	89
	Superficie dura	74	84	90	92
Bosques naturales	Muy esparcido o de baja transpiración	56	75	86	91
	Esparcido o de baja transpiración	46	68	78	84
	Normal	36	60	70	76
	Denso o de alta transpiración	26	52	62	69
	Muy denso o de alta transpiración	15	44	54	61
Descanso (sin cultivo) Cultivos de surco	Surcos rectos	77	86	91	94
	Surcos rectos	70	80	87	90
	Surcos en curvas de nivel	67	77	83	87
	Terrazas	64	73	79	82
Pastizal	Pobre	68	79	86	89
	Normal	49	69	79	84
	Buena	39	61	74	80
Superficie impermeable		100	100	100	100

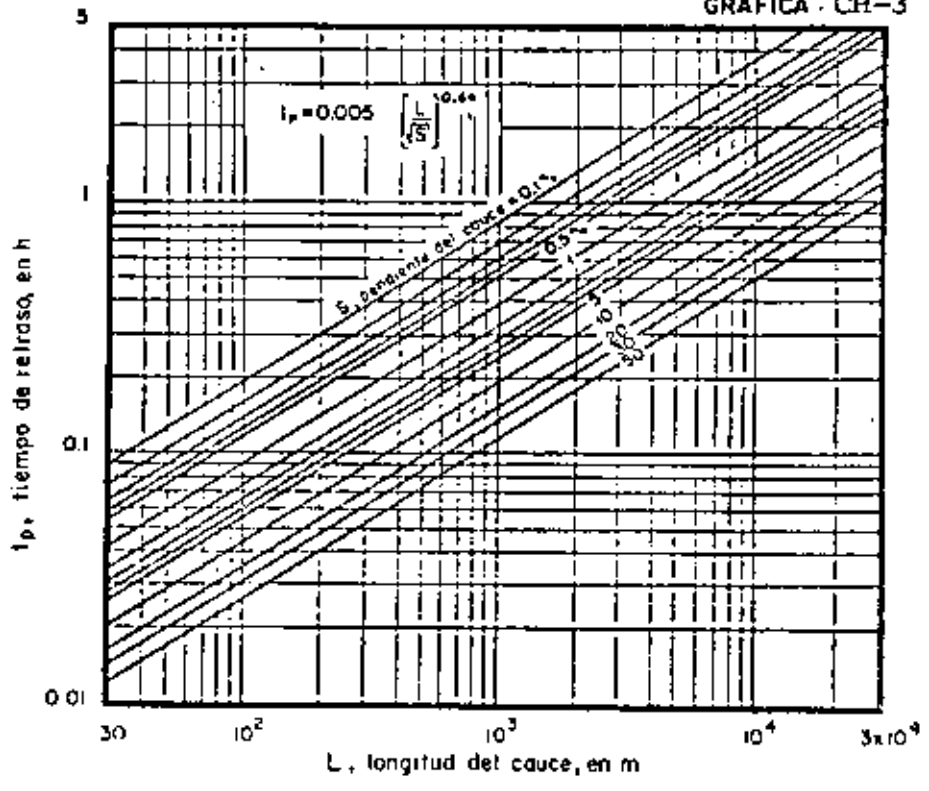
DESCRIPCION DEL TIPO DE SUELO

- Tipo A. Suelos muy permeables y bien drenados. ( Mantos profundos de arenas, gravas, etc., con niveles freáticos bajos ).
- Tipo B. Suelos permeables, regularmente drenados. ( Suelos arenosos y loess medianamente profundos o menos compactos que el del tipo A ).
- Tipo C. Suelos pocos permeables. ( Mantos poco profundos con altos porcentajes de arcilla y coloides ).
- Tipo D. Suelos prácticamente impermeables. ( Arcillas altamente expansivas y suelos casi impermeables cerca de la superficie ).

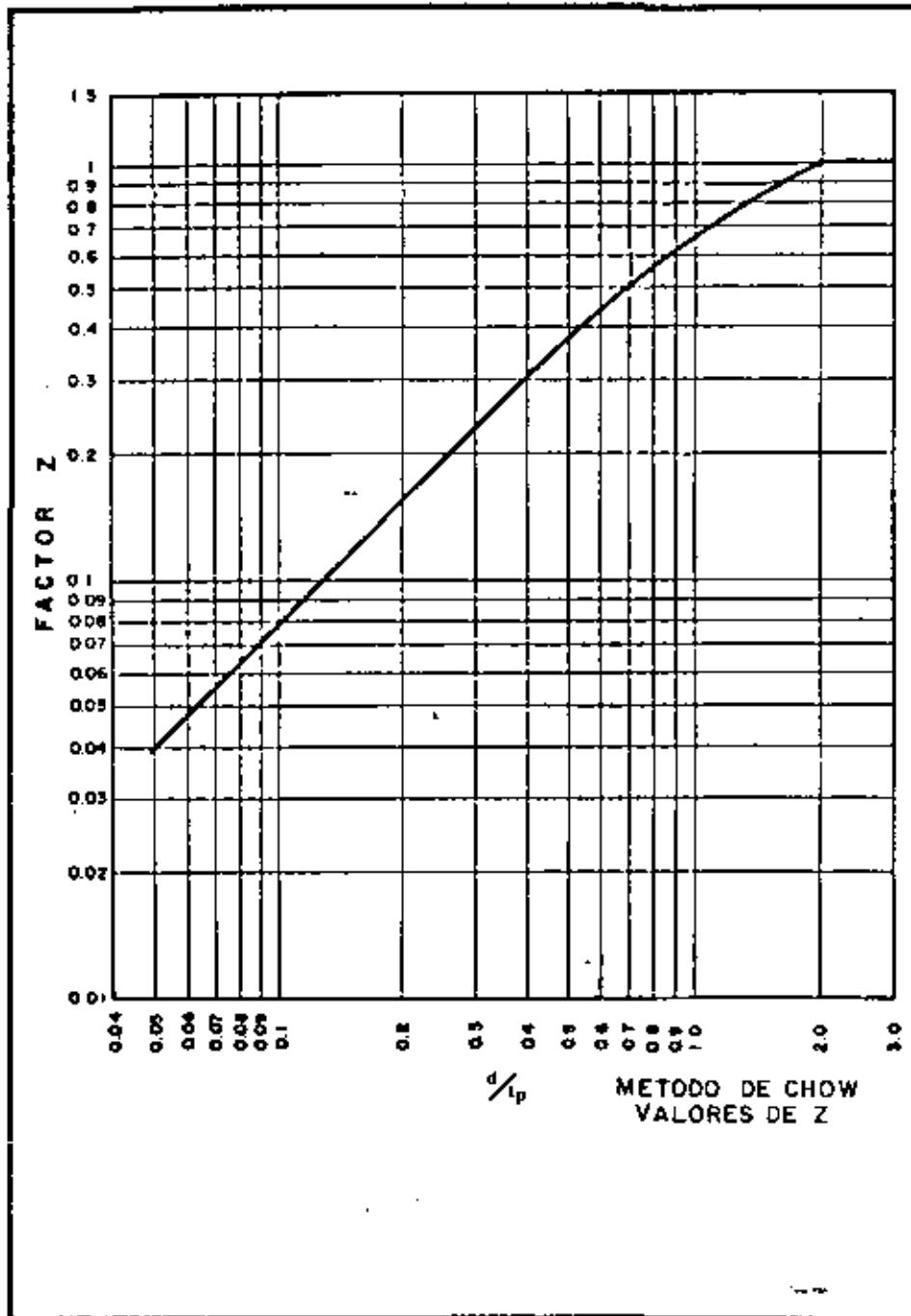
GRAFICA CH-2



GRAFICA CH-3



GRAFICA CH-4



METODO DE CHOW

OBRA: .....

CALCULO: .....

REVISOR: .....

CONCEPTO: .....

FECHA: .....

FECHA: .....

DREN	DURACION HORAS	INTENSIDAD CIA/HRS	$P_b$	$P_{eb}$	X	$t_p$	$t/t_p$	Z	Y	A (Km <sup>2</sup> )	Q (m <sup>3</sup> /seg)	C.U.D (ts/seg/ha)	$T_r$

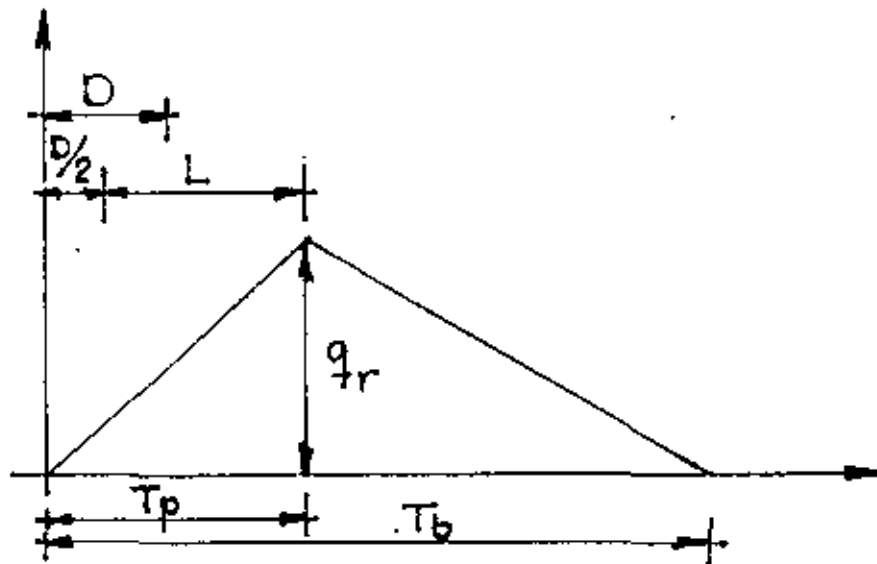
156

## DESCRIPCIÓN DEL MÉTODO DEL 'HIDROGRAMA' UNITARIO TRIANGU-- LAR.

Consiste básicamente en obtener el Hidrograma arti-  
ficial de una corriente de agua conocidas la precipita-  
ción y ciertas características de la cuenca. Tales como  
estado de saturación del suelo, tipo de suelo, vegeta-  
ción, tamaño y pendiente.

Primeramente se obtienen hidrogramas originales por  
la precipitación ocurrida en cada uno de los intervalos -  
considerados en forma independiente, se dibujan en un - -  
sistema de coordenadas en que las abscisas representan al  
tiempo y las ordenadas al gasto; sumando las ordenadas --  
en diferentes puntos y uniendo los puntos resultantes de  
la suma, se obtiene el hidrograma provocado por la lluvia  
de diseño.

Los hidrogramas correspondientes a cada intervalo de  
lluvia se representan en forma triangular.



- D = Duración del intervalo de lluvia
- L = Retraso, tiempo en horas, del centro de exceso de lluvia a la hora del máximo.
- $t_p$  = Tiempo en horas desde el principio hasta el máximo de intensidad.
- $t_b$  = Tiempo total de escurrimiento
- $q_r$  = Intensidad máxima en  $ft^3/seg.$

El procedimiento general de este método se muestra a continuación:

En una carta geográfica se determina el tamaño del área drenada, la longitud del curso más largo del agua y el desnivel total.

Se determina la precipitación de la lluvia de diseño (en función de la frecuencia o  $T_r$  seleccionado).

Se determinan los incrementos de precipitación de la lluvia de diseño.

a) Se determinan las cantidades horarias de precipitación dentro del máximo (período de 6 hrs.). De acuerdo con el porcentaje de precipitación de una lluvia tomada como modelo.

b) Se tabulan la secuencia del aguacero con los incre

mentos de precipitación y las cantidades acumuladas. La precipitación por incrementos durante el período máximo de 6 hrs. debe ordenarse por magnitudes descendientes -- obtenidas antes por el siguiente orden de secuencia de magnitudes, durante 6 hrs: 6, 4, 3, 1, 2, 5. este es un orden conveniente que da una avenida calculada mayor que la que se basa en el supuesto de que el incremento horario mayor ocurre durante la primera hora del aguacero, y que al mismo tiempo es menor que el calculado suponiendo que el incremento mayor horario ocurre durante la sexta hora del aguacero.

IV.- Se determina el número que representaría el complejo hidrológico suelo-cubierta vegetal de la cuenca (ver tablas del apéndice A del libro "Diseño de Presas Pequeñas". El número que representaría el complejo hidrológico suelo-cubierta vegetal puede estimarse durante la inspección en el campo de la cuenca, en caso de que no existan mapas de suelos.

V.- Se calcula el escurrimiento directo, se puede -- emplear la gráfica de la fig. A-4, pág. 460 del libro anteriormente mencionado.

a) En la curva correspondiente de la fig. A-4, utilizando las cantidades de lluvia acumuladas en incrementos



de tiempo progresivos se determina el escurrimiento directo acumulado para los respectivos incrementos progresivos de tiempo, también, se puede utilizar la fórmula.

$$Q = \frac{(P - 0.2S)^2}{P + 0.8S}$$

donde

$$S = \frac{1000}{N} - 10$$

N = número que representa el complejo hidrológico suelo-cubierta vegetal de la cuenca.

P = precipitación acumulada en plg.

Q = escurrimiento directo acumulado en pies<sup>3</sup>/---/seg/plg.

b) Se calculan y tabulan los incrementos de precipitación y los incrementos correspondientes de escurrimiento; se restan los incrementos de escurrimiento a los incrementos de precipitación para determinar las pérdidas de los incrementos (los cálculos de las pérdidas de más de 12 hr. rara vez son necesarios).

c) Las curvas precipitación-escurrimiento (Q = fcp), - dan pérdidas menores al aumentar la precipitación de la

lluvia. (estudios hechos con infiltrómetro indican que todos los suelos, excepto los impermeables de arcilla, tienen una infiltración constante después de su saturación; que varía, de aproximadamente 0.05 plg/hr. hasta 1 plg/hr. dependiendo del tipo de suelo, debido a que no se dispone de datos en la actualidad para proponer volúmenes seguros de infiltración. Se sugiere los siguientes volúmenes de retención mínima para los grupos de suelos que no pertenecen a la clase D; Para el grupo de suelos A, 0.10 plg/hr; y para los grupos de suelo B y C, 0.05 plg/hr). Cuando los incrementos de pérdidas determinadas por (Vb) alcanzan los límites antes mencionados, las curvas de escurrimiento ya no se pueden aplicar. En ese caso, el incremento en el escurrimiento se calcula restando las cantidades en el límite del incremento de la precipitación.

VI.- Se determina el tiempo de concentración para la cuenca con fórmula

$$T_c = \left( \frac{11.9 L^3}{H} \right)^{0.385}$$

donde:

L = longitud del curso del agua más lejano en millas.

H = Desnivel total en pies

Te = Tiempo de concentración en hr.

VII.- Se calcula el hidrograma triangular para cada incremento de escurrimiento.

a) Se determina el tiempo del incremento, D, que se va ha usar. Para el período más intenso de la lluvia, - el incremento de tiempo D, debe ser cuando menos tan pequeño como el quinto del tiempo de concentración.

(1) Para las primeras 6 hr. (las más intensas), D será usualmente de 1 hr. Para concentraciones muy rápidas -- (de  $t_c$  menor de 3 hr), media hora es el incremento práctico mínimo de tiempo, D, recomendado para los períodos más intensos. Para concentraciones menos rápidas, D para los períodos más intensos puede ser más largo. Para  $t_c$  con valores de 10 a 15 hr. se recomienda una D de 2 - hr. Para valores de  $t_c$  de 15 a 30 hr, se recomienda un valor de D de 3 hrs.

(2) El período de tiempo D, puede alargarse en la última parte de la lluvia para reducir los cálculos, lo que producirá una mala definición del brazo descendente del hidrograma, pero que tiene poco efecto en el proyecto.

(3) El escurrimiento del período de 24 a 48 hrs. tiene poco efecto en el proyecto y, por lo tanto puede despreciarse. Los hidrogramas de escurrimiento, solamente para el período de las 24 hrs. de la lluvia de proyecto -- necesitan calcularse en las cuencas que tengan un tec de 24 hrs. o menos.

b) Para cada intervalo de tiempo D, se calcula el -- tiempo al máximo,  $t_p$ , el tiempo total de escurrimiento --  $t_b$  y la descarga máxima  $q_p$ , para 1 plg. de escurrimiento, con las siguientes fórmulas:

$$t_p = \frac{D}{2} + 0.6 T_e$$

$$t_b = 2.67 t_p$$

$$q_p = \frac{484 A Q}{T_p}$$

donde

$t_p, t_c, t_b$  ya definidas

$q_p$  = intensidad máxima en pies<sup>3</sup>/seg.

Q = escurrimiento directo igual a 1

A = área de la cuenca en millas cuadradas

c) Se calculan los máximos de los hidrogramas triangulares para cada incremento de lluvia. Estos máximos se obtienen multiplicando la descarga máxima por 1 plg. de escurrimiento ( $q_p$ ) por el incremento de escurrimiento.

d) En un cuadro se tabulan los máximos, la hora del principio, la del máximo, y la del final de cada hidrograma de cada intervalo.

VIII.- Se dibuja el hidrograma de la lluvia como sigue:

a) Se dibujan los hidrogramas triangulares de los incrementos en papel cuadrículado ordinario.

b) Se suman las ordenadas de los hidrogramas y se obtiene el hidrograma total de la lluvia. Solo es necesario sumar las ordenadas en las horas que representa el principio, el máximo, y el final de cada hidrograma de los incrementos.

## METODO DEL HIDROGRAMA UNITARIO TRIANGULAR

DETERMINAR EL GASTO MAXIMO PROBABLE PARA UN PERIODO DE RETORNO  $T_R$  IGUALIA 5 AÑOS, DEL ARROYO CON LAS SIGUIENTES CARACTERISTICAS:

AREA DRENADA  $A = 6915$  HA  
LONGITUD DEL CAUCE  $L = 16.5$  KM  
DESNIVEL DEL CAUCE  $E = 24$  M

SUELO: MEZCLA DE ARENA, LIMO Y ARCILLA  
BOSQUE SEMBRADO Y CULTIVADO CON SUPERFICIE EN CONDICIONES NORMALES Y TRANSPIRACION MEDIA

LA TORMENTA DE DISEÑO APARECE EN LA GRAFICA ANEXA

### APLICACION DEL METODO

SE LLEVARA EN LA TABLA ANEXA:

LOS DATOS PLUVIOMETRICOS SE PROCESAN ESTADISTICAMENTE, PARA TENER LA ALTURA DE LLUVIA CORRESPONDIENTE AL PERIODO DE RETORNO FIJADO.

SE TOMARA  $h_{MAX} = 127$  MM PARA  $T_R = 5$

DE LA TORMENTA DE DISEÑO, SE TOMAN LOS PORCENTAJES CON RESPECTO A LA TOTAL, EN LAS HORAS 1, 2, 3, 4, 5, 12 Y 24, Y SE APLICAN A LA ALTURA MAXIMA FIJADA PARA LOS 5 AÑOS.

ESTOS DATOS SE ASIENTAN EN LA TABLA ANEXA.

TENDREMOS LA LLUVIA ACUMULADA

DETERMINAMOS EL INCREMENTO DE LLUVIA

ORDENAMOS LOS INCREMENTOS EN LA FORMA 6, 4, 3, 2 X 5

OBTENEMOS LA LLUVIA ACUMULADA EN EL DICHO ORDEN

CALCULO DEL ESCORRIMIENTO DIRECTO

TOMANDO EN CUENTA TIPO Y USO DEL SUELO Y SU CONDICION,  
SELECCIONAMOS EL NUMERO DE ESCURRIMIENTO N.

EN NUESTRO PROBLEMA: SUELO TIPO C

ADOPTAREMOS  $N = 75$

EL ESCURRIMIENTO DIRECTO CORRESPONDIENTE SE  
DETERMINA APLICANDO LA EXPRESION:

$$P_e = \frac{(P - 0.2S)^2}{P + 0.8S} \quad \text{DONDE } N = \frac{1000}{10 + S}$$

EN NUESTRO PROBLEMA:

$$75 = \frac{1000}{10 + S} \quad S = \frac{250}{75} = 3.3$$

$$P_e = \frac{(P - 0.2 \times 3.3)^2}{P + 0.8 \times 3.3} = \frac{(P - 0.675)^2}{P + 2.64}$$

APLICANDO ESTA EXPRESION A LA LLUVIA ACUMULADA  
SE OBTIENE LA PRECIPITACION EN EXCESO.

ESTA PRECIPITACION, TAMBIEN SE PUEDE DETERMINAR  
CON EL APOYO DE LA GRAFICA HUT-1, ANEXA.

LOS RESULTADOS SE INDICAN EN TABLA.

SE VERIFICAN LOS INCREMENTOS DE PERDIDAS QUE DEBEN  
SER MAYORES QUE 0.05 PULGADA POR HORA.

ESTOS INCREMENTOS SON LA DIFERENCIA ENTRE EL  
INCREMENTO DE LLUVIA Y EL INCREMENTO DEL  
ESCURRIMIENTO DIRECTO.

CUANDO LA PERDIDA SEA MENOR, SE HACE LA CORRECCION  
CON EL VALOR DE 0.05 PULG. POR HORA.

SE DETERMINA EL GASTO UNITARIO APLICANDO:

$$q_p = \frac{484 A q}{T_o}$$

SE CALCULANA PREVIAMENTE EL TIEMPO DE CONCENTRACION  $T_c$

$$T_c = \left( \frac{11.9 L^3}{H} \right)^{0.385}$$

EN NUESTRO PROBLEMA

$$L = 16.5 \text{ KM} = 10.25 \text{ MI}$$

$$H = 24 \text{ M} = 78.74 \text{ FT}$$

$$T_c = \left( \frac{11.9 \times 10.25^3}{78.74} \right)^{0.385} = 7.10 \text{ HR}$$

APLICANDO LA EXPRESION:  $T_c = \frac{L}{3600 V}$

$$\text{PENDIENTE } S = \frac{24}{16500} = 0.0015 = 0.15 \%$$

DE LA TABLA HUT-2, PARA  $S > 0$ ,  $V = 0.3 \text{ M/S}$

$$T_c = \frac{16500}{3600 \times 0.3} = 15.28 \text{ HR} \quad \text{SE ADOPTARA } T_c =$$

CALCULO DEL TIEMPO PICO ( $T_p$ ) Y TIEMPO BASE ( $T_b$ )

$$\text{PARA } D = 1 \text{ HR}, \quad T_p = \frac{D}{2} + 0.4 T_c = 9.668 \text{ HR}$$

$$T_b = 2.67 T_p = 25.81 \text{ HR}$$

$$A = 69.15 \text{ KM}^2 (0.3861) = 26.692 \text{ MI}^2$$

$$Q_p = \frac{484 \times 26.692 \times 1}{9.6} = 1336.26 \text{ FT}^3/\text{S}$$



$$\text{PARA } D = 6 \text{ HR. } T_p = \frac{D}{2} + 0.6 T_c = 12.16 \text{ HR}$$

$$T_b = 2.67 T_p = 32.48 \text{ HR}$$

$$q_p = \frac{484 \times 26.692 \times 1}{12.16} = 1061.71 \text{ FT}^3/\text{S}$$

$$\text{PARA } D = 12 \text{ HR } T_p = \frac{D}{2} + 0.6 T_c = 15.17 \text{ HR}$$

$$T_b = 2.67 T_p = 40.50 \text{ HR}$$

$$q_p = \frac{484 \times 26.692 \times 1}{15.17} = 851.61 \text{ FT}^3/\text{S}$$

CON ESTOS GASTOS UNITARIOS, OBTENEMOS LOS CORRESPONDIENTES A LOS INCREMENTOS DE ESCURRIMIENTO DIRECTO PARA CADA UNA DE LAS HORAS INDICADAS. ESTOS RESULTADOS APARECEN EN LA TABLA ANEXA.

ASI MISMO, SE INDICAN LOS VALORES DE LOS TIEMPOS DEL INICIO, PICO Y BASE DE CADA UNO DE LOS HIDROGRAMAS.

FINALMENTE, SE TRAZAN LOS HIDROGRAMAS CON LOS DATOS DEL GASTO  $q_p$  PARA LOS INCREMENTOS Y SUS TIEMPOS CORRESPONDIENTES Y SOBRE LA FIGURA, HECHA EN PAPEL MILIMETRICO, SE SUMAN LAS ORDENADAS DE CADA HORA, PARA DETERMINAR EL HIDROGRAMA TOTAL DE LA TORMENTA CUYO PICO NOS DARA EL VALOR DEL GASTO MAXIMO:  $Q_{\text{MAY}}$

167-A

ESTACION PLUVIOGRAFICA

LA JAINA, S.M.

CURVA N° 8

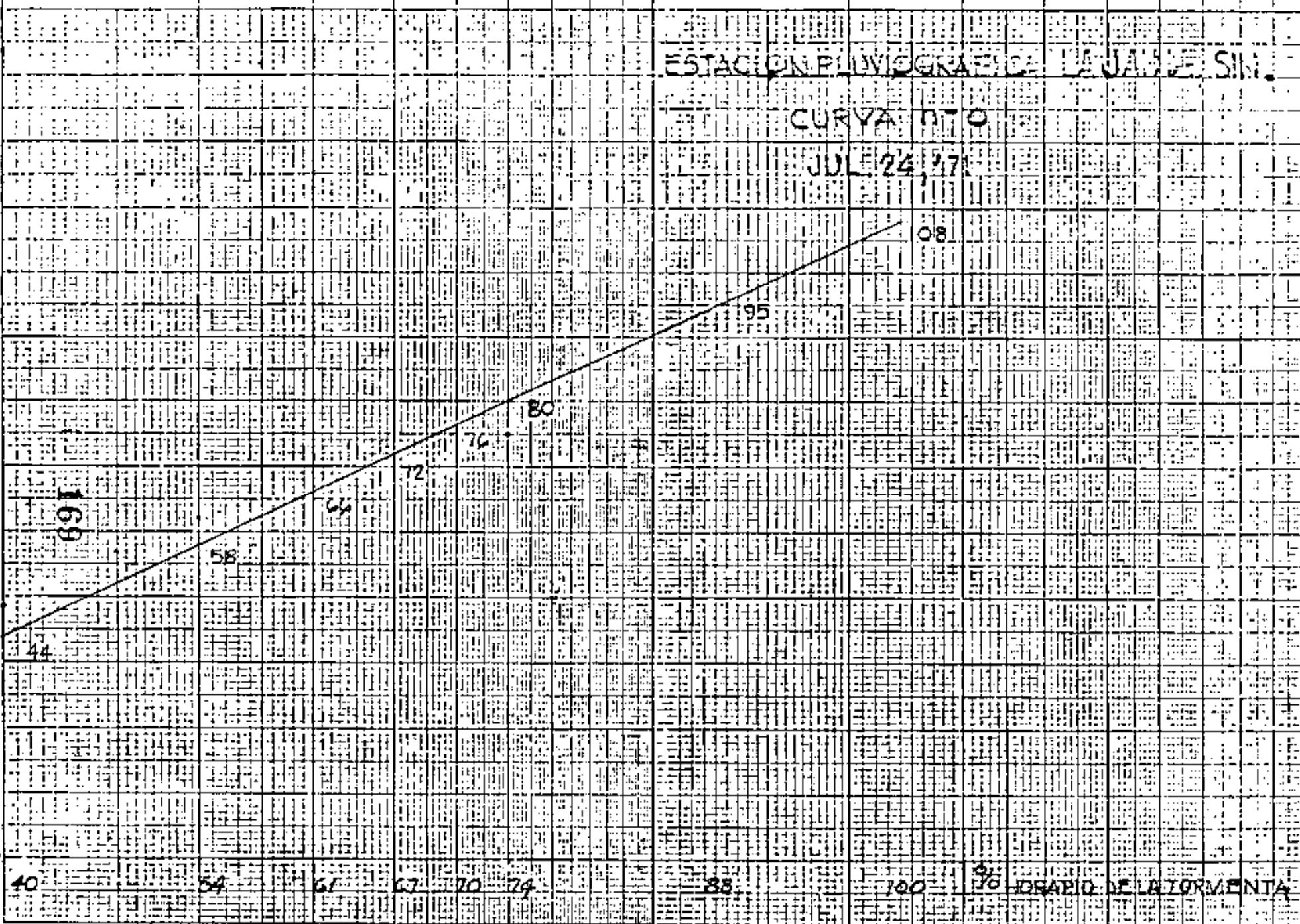
ORMENTA JUL 24 1977



ESTACION PLUVIOGRAFICA LA JUAN DE SINA

CURVA N° 0

JUL 24, 1971



DRAPIO DE LA TORRENTE

TIEMPO, HORAS

HYDROLOGY: SOLUTION OF RUNOFF EQUATION  $Q = \frac{(P-0.25)^2}{P+0.85}$

P = 0 to 12 inches  
Q = 0 to 8 inches

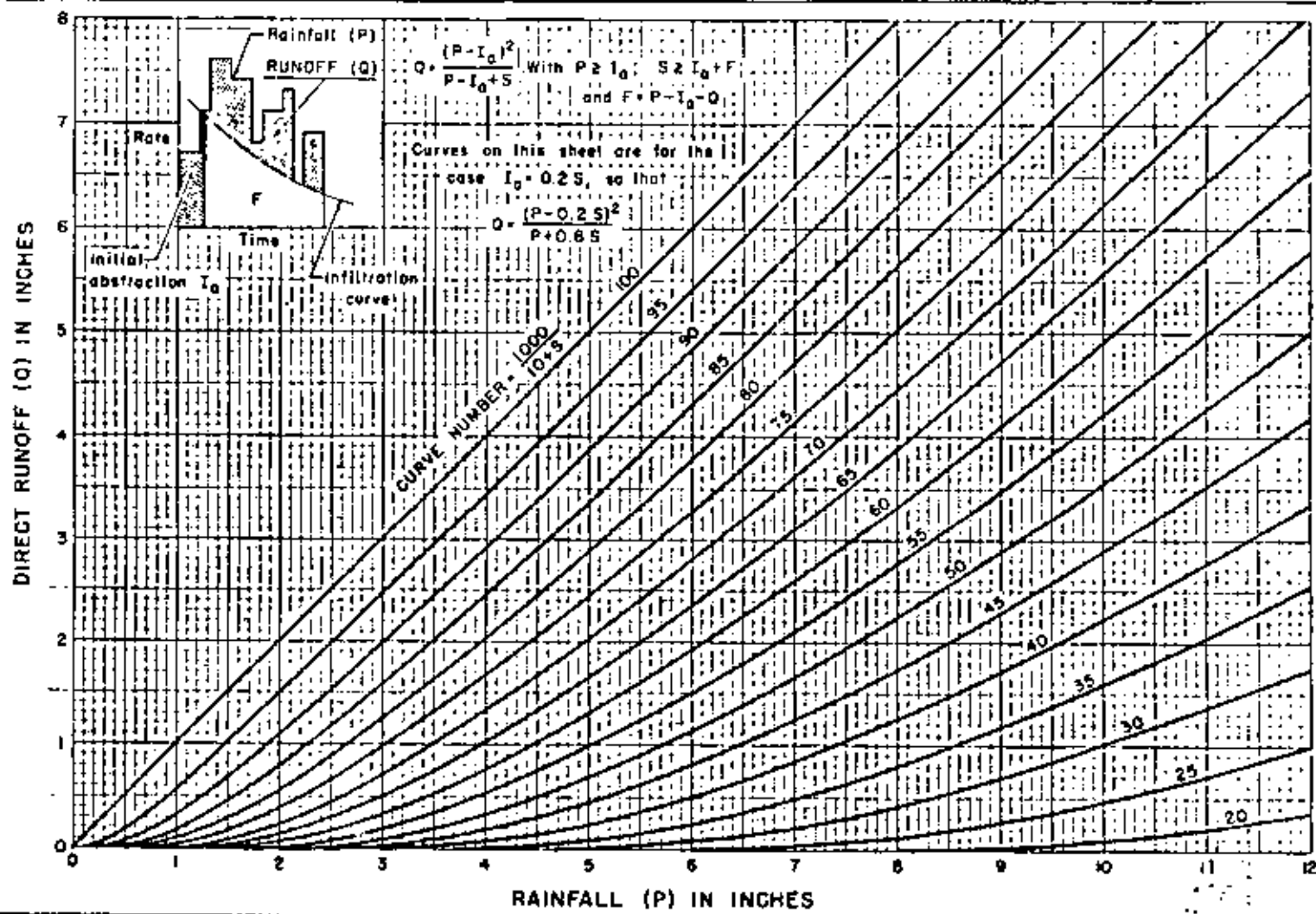


Figure - 10.1 (1 of 2)

170

MACKUS, Victor; Estimating direct runoff amounts from storm rainfall:  
 Central Technical Unit, October 1955

U. S. DEPARTMENT OF AGRICULTURE  
 SOIL CONSERVATION SERVICE  
 WASHINGTON DIVISION - HYDROLOGY BRANCH

STANDARD DWG NO  
 ES-1001  
 SHEET 1 OF 2  
 DATE 1-27-54  
 REVISION 10-1-54

10.21 37

HYDROLOGY: SOLUTION OF RUNOFF EQUATION  $Q = \frac{(P - 0.2S)^2}{(P + 0.8S)}$

P=8 to 40 inches  
Q=0. to 40 inches

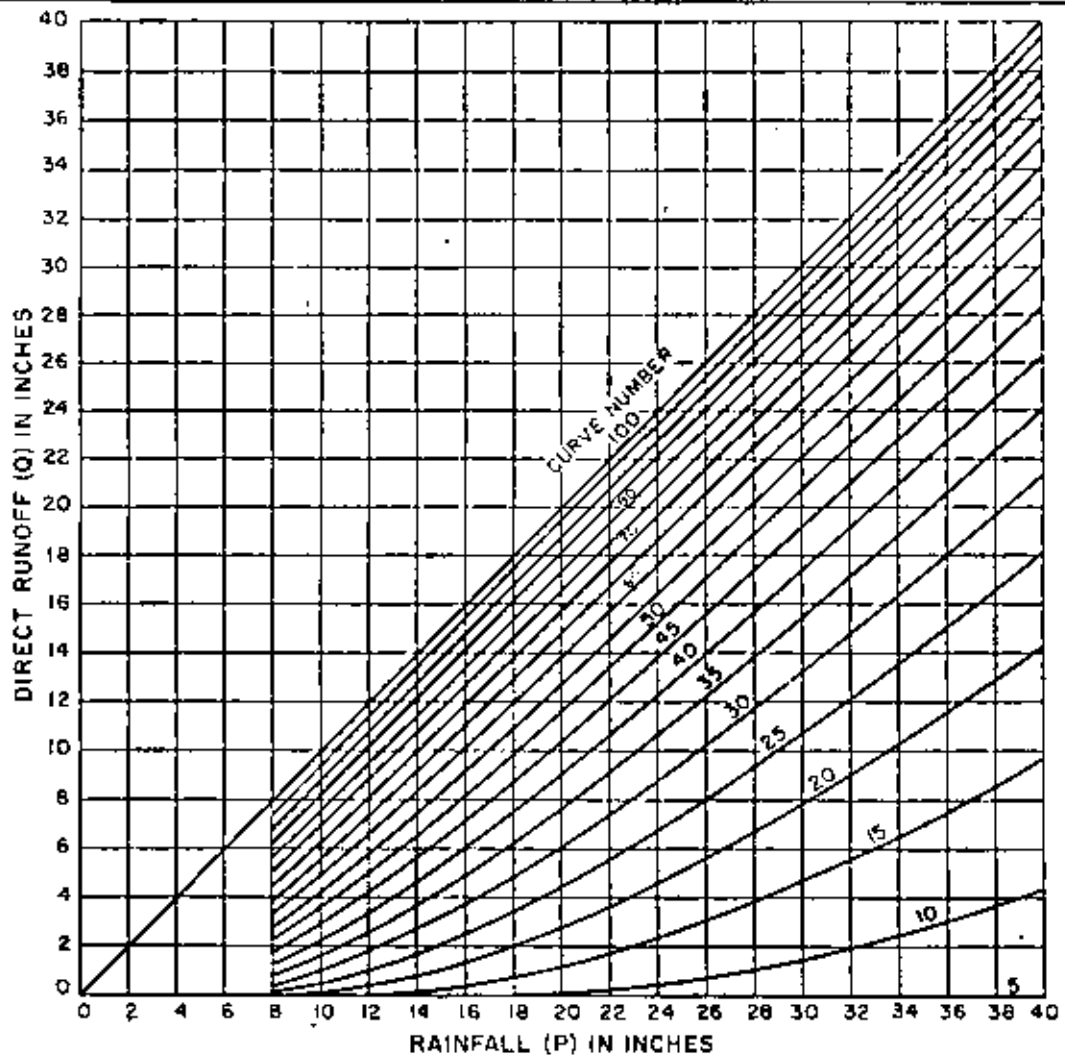


Figure 10.1 (2 of 2)

171

REFERENCE  
Mockus, Victor, Estimating direct runoff amounts from storm rainfall:  
Central Technical Unit, October 1955.

U. S. DEPARTMENT OF AGRICULTURE  
SOIL CONSERVATION SERVICE  
ENGINEERING DIVISION - HYDROLOGY BRANCH

STANDARD DWD NO  
ES 1001  
SHEET 2 of 2  
DATE 1 27 54

62

METODO DEL

OBRA: \_\_\_\_\_

CALCULO: \_\_\_\_\_

REVISO: \_\_\_\_\_

HIDROGRAMA UNITARIO

CONCEPTO: GASTO MAXIMO

FECHA: \_\_\_\_\_

FECHA: \_\_\_\_\_

DREN	TIEMPO EN HORAS	LLUVIA ACUMULADA		INCREMENTO DE LLUVIA		ORDEN	INCTO. DE LLUVIA PULG.	LLUVIA ACUM. PULG.	ESCURRIMIEN TO DIRECTO PULG.		INCTO. DE LAS PERDI DAS PULG.	Qp. PARA PULG. f <sup>3</sup> /Seg.	Qp. PARA LOS INCREMENTOS 0.02821		HIDROGRAMA TOTAL			FRECUENCIA
		MM.	PULG.	CM.	PULG.				ACUM.	INCTO.			f <sup>3</sup> /Seg	m <sup>3</sup> /Seg	INIC.	MAX.	FIN.	
													HORA DEL					
	0 - 1	53	2.08	5.3	2.08	6	0.20	0.20	-	-	0.2	1336	-	-	0	9	25	5
	1 - 2	67	2.63	1.4	0.55	4	0.31	0.51	-	-	0.31	1336	-	-	1	10	26	
	2 - 3	77	3.03	1.0	0.40	3	0.40	0.91	-	-	0.4	1336	-	-	2	11	27	
	3 - 4	85	3.34	0.8	0.31	1	2.08	2.59	0.98	0.98	1.1	1336	1309	36	3	12	28	
	4 - 5	90	3.54	0.5	0.20	2	0.55	3.54	1.32	0.34	0.21	1336	454	12	4	13	29	
	5 - 6	95	3.74	0.5	0.20	5	0.20	3.74	1.48	<del>0.15</del> 0.16	<del>0.05</del> 0.04	1336	213	4	5	14	30	
	6 - 12	114	4.48	1.9	0.74		0.74	4.48	2.0	0.52	0.22	1061	528	14	6	18	38	
	12 - 24	127	5.0	1.3	0.52		0.52	5.0	2.45	<del>0.45</del>	<del>0.6</del> 0.07	251			12	27	52	
	0 - 1														0			
	1 - 2														1			
	2 - 3														2			
	3 - 4														3			
	4 - 5														4			
	5 - 6														5			
	6 - 12														6			
	12 - 24														12			
		122																

122

122

$R = 5$

$Q_{max} = 60 \text{ ME/5}$

60

40

20

0

20

40

60

0

10

20

30

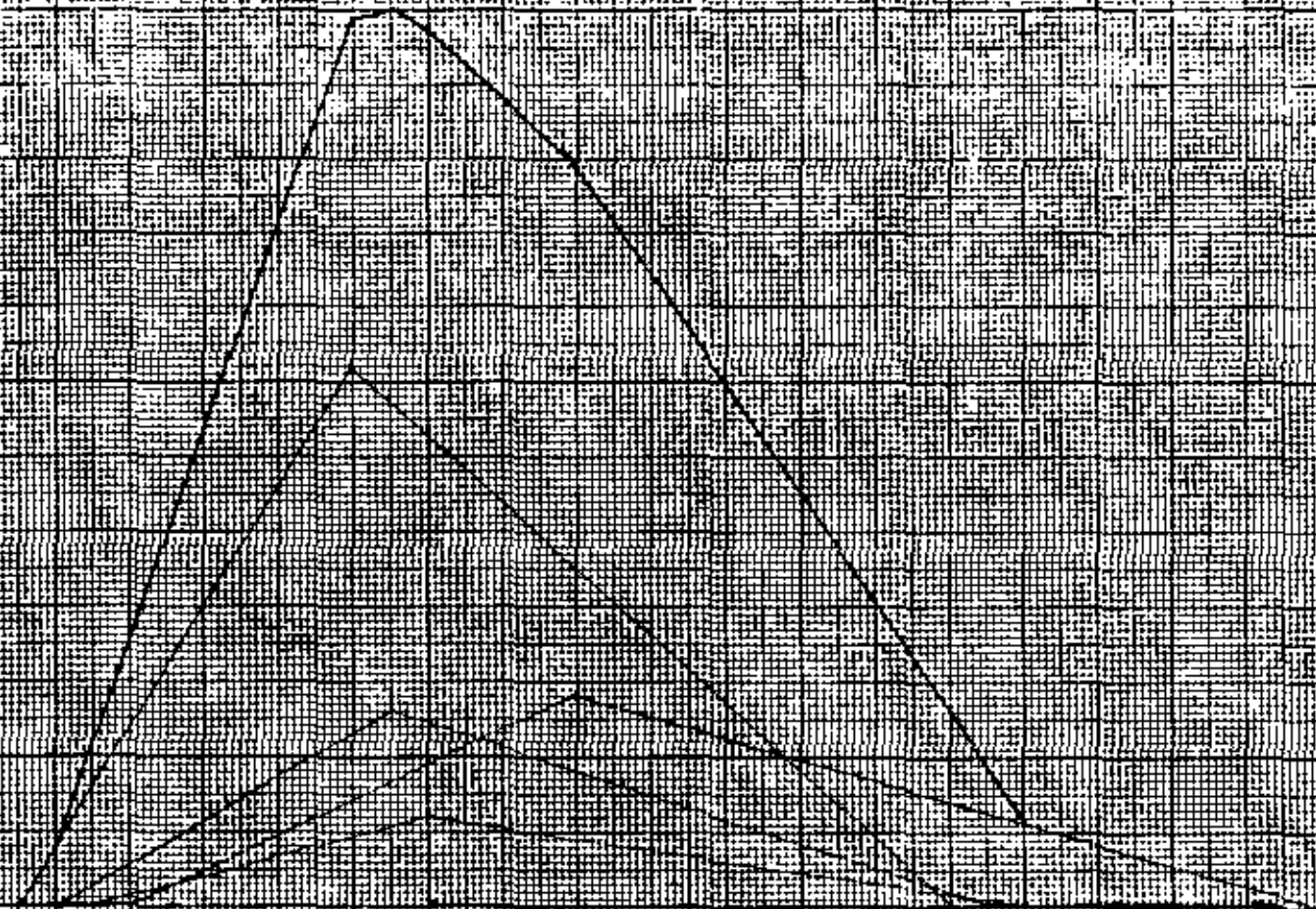
40

50

TIEMPO HORAS

173

176



METODO DEL

OBRA: \_\_\_\_\_

CALCULO: \_\_\_\_\_

REVISO: \_\_\_\_\_

HIDROGRAMA UNITARIO

CONCEPTO: \_\_\_\_\_

FECHA: \_\_\_\_\_

FECHA: \_\_\_\_\_

DREN	TIEMPO EN HORAS	LLUVIA ACUMULADA		INCREMENTO DE LLUVIA		ORDEN	INCTO. DE LLUVIA PULG.	LLUVIA ACUM. PULG.	ESCURRIMIENTO DIRECTO PULG.		INCTO. DE LAS PERDIDAS PULG.	Qp. PARA PULG. f <sup>3</sup> /Seg.	Qp. PARA LOS INCREMENTOS		HIDROGRAMA TOTAL			FRECUENCIA	
		MM.	PULG.	C.M.	PULG.				ACUM.	INCTO.			f <sup>3</sup> /Seg.	f <sup>3</sup> /Seg.	m <sup>3</sup> /Seg.	HORA DEL			
																INIC.	MAX.		FIN.
	0 - 1															0			
	1 - 2															1			
	2 - 3															2			
	3 - 4															3			
	4 - 5															4			
	5 - 6															5			
	6 - 12															6			
	12 - 24															12			
	0 - 1															0			
	1 - 2															1			
	2 - 3															2			
	3 - 4															3			
	4 - 5															4			
	5 - 6															5			
	6 - 12															6			
	12 - 24															12			



## UN METODO PARA ESTIMAR AVENIDAS EXTRAORDINARIAS EN CUENCAS PEQUEÑAS.

### 1. Nomenclatura

A	Area de la cuenca, en km <sup>2</sup> .
d	Duración total de la lluvia, en horas.
D <sub>e</sub>	Duración de la lluvia en exceso, en horas.
F <sub>p</sub>	Infiltración potencial, en cm.
$\phi^p$	Índice de infiltración media, en cm/h.
i	Intensidad de lluvia, en cm/h.
i <sub>e</sub>	Intensidad de lluvia en exceso, en cm/h.
i <sub>a</sub>	Infiltración inicial, en cm.
K	Constante de almacenaje de la cuenca, en horas.
L	Longitud del cauce principal, en km.
L <sub>c</sub>	Distancia del punto del cauce principal más cercano al centro de gravedad de la cuenca, hasta la salida de la misma, en km.
N	Número de escurrimiento, adimensional.
Q <sub>e</sub>	Gasto de equilibrio, en m <sup>3</sup> /s.
Q <sub>o</sub>	Gasto de lluvia ficticio, en m <sup>3</sup> /s.
Q <sub>p</sub>	Gasto de pico, en m <sup>3</sup> /s.
s	pendiente del cauce principal, adimensional.
T <sub>r</sub>	Período de retorno, en años.
t <sub>p</sub>	Tiempo de pico, en horas.
t <sub>r</sub>	Tiempo de retraso, en horas.
Z	Factor de reducción de pico.

### 2. Justificación teórica

Sea una lluvia de intensidad constante aplicada uniformemente sobre una cuenca. Si la duración de la lluvia se prolongara indefinidamente, llegaría un momento en que el caudal de escurrimiento igualaría al de lluvia. El valor correspondiente es el llamado "gasto de equilibrio", Q<sub>e</sub>.

El valor del gasto de equilibrio no es alcanzable, pues la intensidad efectiva para producir escurrimiento es sólo una fracción de la intensidad de precipitación, que se ve reducida por la infiltración. Aun si la cuenca fuera totalmente --

(Hoja No. 2)...

impermeable, la duración de las tormentas es en general demasiado corta para inducir gastos de escurrimiento cercanos al equilibrio. El gasto máximo  $Q_{\text{máx}}$  del hidrograma resultante de la tormenta cumple entonces con la expresión:

$$Q_{\text{máx}} = Q_e Z \quad (1)$$

en que  $Z$  es el "factor de reducción de pico", cuyo valor varía desde cero, cuando no se produce escurrimiento, hasta uno, cuando el gasto de pico igualara al de equilibrio.

Suponiendo que el funcionamiento de la cuenca puede simularse mediante un almacenamiento lineal, esto es, un almacenamiento ficticio donde el volumen almacenado  $V$  es proporcional al gasto de salida  $Q$  ( $V = KQ$ ), el factor de reducción de pico puede expresarse como:

$$Z = 1 - e^{-D_e/K} \quad (2)$$

en que  $D_e$  es la duración de la lluvia efectiva (la que produce escurrimiento) y  $K$  es la constante de almacenamiento de la cuenca.

La suposición de almacenamiento lineal en la cuenca obliga a que el pico del hidrograma de escurrimiento directo coincida en el tiempo con la terminación de la lluvia, tal como se muestra en la figura 1.

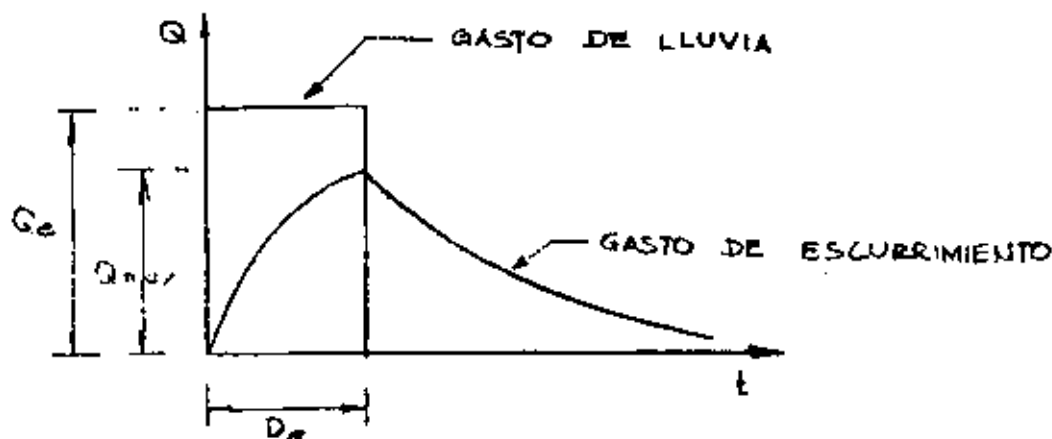


FIG. 1

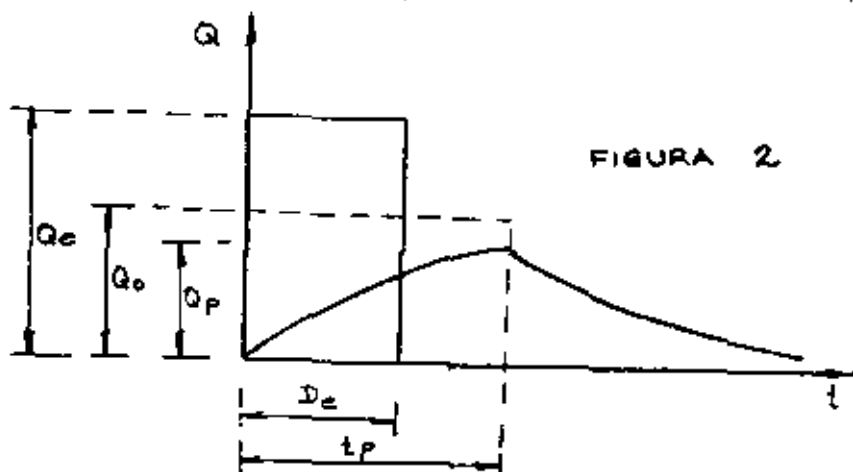
(Hoja No. 3)...

Sin embargo, en la generalidad de los casos existe un retraso en el pico del hidrograma, debido a que la respuesta de la cuenca no es instantánea. Para hacer intervenir este factor, conservando la forma del hidrograma, podemos definir un gasto de lluvia ficticio  $Q_0$ , que se mantendría durante una duración efectiva igual al tipo de pico  $t_p$ , estableciéndose entonces las relaciones siguientes:

$$Q_p = Q_0 Z \quad (3)$$

$$Z = 1 - e^{-t_p/K} \quad (4)$$

El significado del gasto de lluvia ficticio  $Q_0$  se muestra esquemáticamente en la figura 2.



Por otra parte, el volumen de escurrimiento debe conservarse igual al volumen de lluvia que produce escurrimiento, que puede valuarse multiplicando el gasto de equilibrio por la duración de la lluvia en exceso, lo que equivale al multiplicar el gasto ficticio  $Q_0$  por el tiempo de pico, es decir:

$$V = Q_e D_e = Q_0 t_p \quad (5)$$

El volumen total escurrido, a su vez, puede determinarse mediante la expresión:

$$V = 2.78 A i_e D_e \quad (6)$$

(Hoja No. 4)...

en que  $A$  es el área de la cuenca;  $i_e$  es la intensidad de precipitación en exceso (supuesta constante) y 2.78 es un coeficiente de ajuste de unidades.

Como los volúmenes de lluvia efectiva y de escurrimiento deben ser iguales, de las expresiones (5) y (6) se tiene:

$$Q_o t_p = 2.78 A i_e D_e \quad (7)$$

despejando,  $Q_o$  quedará igual a:

$$Q_o = \frac{2.78 A i_e D_e}{t_p} \quad (8)$$

Por otro lado, sustituyendo (4) en (3) se tiene:

$$Q_p = Q_o (1 - e^{-t_p/K}) \quad (9)$$

De acuerdo con Linsley, Kohler y Paulhus la constante de almacenamiento de la cuenca  $K$  resulta del orden de magnitud del tiempo de retraso del pico del hidrograma respecto al centro de masas del hidrograma de precipitación en exceso. Podemos escribir entonces:

$$Q_p = Q_o (1 - e^{-t_p/t_r}) \quad (10)$$

Debido a que se ha considerado intensidad de lluvia constante, el centroide del hidrograma de precipitación en exceso estará a un tiempo  $D_e/2$  y el tiempo de pico será igual a:

$$t_p = t_r + \frac{D_e}{2} \quad (11)$$

Taylor y Schwarz analizaron las características hidrológicas de 20 cuencas de la costa occidental de los Estados Unidos y encontraron que el tiempo de retraso puede expresarse como:

(Hoja No. 5)...

$$t_r = \frac{0.6}{\sqrt{s}} e^{mD_e} \quad (12)$$

siendo  $s$  la pendiente representativa del cauce principal, la cual, según los mismos autores, se calcula dividiendo el cauce principal en tramos de igual longitud y aplicando la expresión:

$$s = \left[ \frac{n}{\frac{1}{\sqrt{s_1}} + \frac{1}{\sqrt{s_2}} + \dots + \frac{1}{\sqrt{s_n}}} \right]^2 \quad (13)$$

en que  $n$  es el número de tramos considerado y  $s_1, s_2, \dots, s_n$  son las pendientes de cada tramo, valuadas como el desnivel entre la longitud horizontal.

El valor de  $m$  se calcula con la expresión:

$$m = \frac{0.298}{(LL_c)^{0.36}} \quad (14)$$

en que  $L$  es la longitud del cauce principal y  $L_c$  es la distancia desde el punto del cauce principal más cercano al centro de gravedad de la cuenca hasta la salida de la misma, ambas en km.

La intensidad de precipitación en exceso  $i_e$  es igual a la intensidad de precipitación  $i$  menos el índice de infiltración media  $\phi$ . El valor de  $\phi$  en cm/h puede estimarse, a falta de mejores datos, como el producto del factor 0.1 por la infiltración potencial en cm, según se deduce de observaciones experimentales hechas en E.U. con diferentes tipos de suelos agrícolas y citados por Chow.

El valor de la infiltración potencial  $F_p$  en cm, puede calcularse a partir del número de escurrimiento  $N$ , de acuerdo al criterio del Soil Conservation Service como:

(a hoja No. 6)...

(Hoja No. 6)...

$$F_p = \frac{2\,540}{N} - 25.40 \quad (15)$$

El número de escurrimiento N depende del tipo y uso del suelo y del tipo de cubierta vegetal. Existen tablas publicadas por el SCS donde puede obtenerse el valor de N para condiciones medias de humedad antecedente del suelo.

El estado de humedad antecedente del suelo puede hacerse depender, a su vez, del período de retorno que se considere. Los valores de N para condiciones máximas y mínimas de humedad pueden obtenerse de tablas en función de N para condiciones medias.

Finalmente, la duración de la precipitación en exceso  $D_e$  puede calcularse restando a la duración de la lluvia el cociente  $l_0/i$ , siendo i la intensidad de lluvia en cm/hora,  $l_0$  la lámina de pérdidas iniciales en cm; es decir, la lluvia anterior a que se produzca el escurrimiento. Según el Soil Conservation Service  $l_0$  puede estimarse como el 20% de la infiltración potencial  $F_p$ , de acuerdo con una relación empírica basada en datos de cuencas pequeñas y citada por Chow.

### 3. Obtención del gasto máximo probable

En la figura 3 aparece un diagrama de bloques donde se muestra esquemáticamente el procedimiento de cálculo para obtener el gasto de pico que puede presentarse en una cuenca pequeña, con una lluvia de intensidad constante y duración y frecuencia determinadas, de acuerdo con las justificaciones teóricas anteriormente expuestas. En el diagrama pueden apreciarse claramente las interrelaciones entre los diferentes parámetros utilizados en el estudio.

El procedimiento descrito puede aplicarse para diferentes duraciones de lluvia con objeto de construir gráficas duración vs. gasto de pico para el período de retorno seleccionado. De las gráficas puede obtenerse entonces la duración de la lluvia más desfavorable, y el gasto de pico calculado con esa duración, puede tomarse como gasto máximo de la cuenca para ese pe

(Hoja No. 7)...

ríodo de retorno.

#### 4. Determinación del hidrograma de la avenida máxima probable

Conocidos el gasto máximo que puede presentarse en la cuenca para un período de retorno determinado, y el tiempo de pico correspondiente, el hidrograma de la avenida puede estimarse fácilmente de acuerdo con la hipótesis de almacena -- miento lineal. En efecto, la ecuación del tramo ascendente del hidrograma se muestra a continuación:

$$Q = Q_0 (1 - e^{-t/t_r}) \quad \text{para } 0 \leq t \leq t_p$$

La curva de recesión del hidrograma de escurri -- miento directo está dada por la expresión:

$$Q = Q_0 e^{-\frac{t - t_p}{t_r}} \quad \text{para } t_p \leq t < \infty$$

Graficando las expresiones anteriores para dife -- rentes valores de  $t$  se obtiene el hidrograma para la frecuencia deseada.

#### 5. Ejemplo de aplicación

Con objeto de ilustrar el procedimiento expuesto, se presenta la aplicación del método a una cuenca pequeña en el Estado de Baja California. Aunque se ha elaborado un programa de computadora, se presenta la solución numérica del ejemplo pa -- ra mayor claridad.

La cuenca en cuestión es la de los arroyos Mata -- nuco y Florido, cuya delimitación se muestra en la figura 4 y -- que presenta las siguientes características generales:

Area	317	km <sup>2</sup>
Longitud del cauce princi -- pal	43.9	km
Distancia $L_c$	17.6	km
Pendiente del cauce	0.01112	

(Hoja No. 8)...

Por estudios realizados en la zona, se sabe que las curvas  $i-d-T_r$  pueden representarse con la expresión:

$$i = \frac{1.4337 T_r^{0.195}}{d^{0.677}}$$

en que  $i$  está en cm/hora,  $d$  en horas y  $T_r$  en años.

Se ha estimado además para la zona prorrateando las diferentes condiciones que hay en la cuenca, un número de escurrimiento  $N$  igual a 87, para un período de retorno del orden de los 100 años.

Con los datos anteriores calcularemos la avenida máxima probable en la cuenca con un período de retorno de 100 años.

Infiltración potencial

$$F_p = \frac{2.540}{87} - 25.4 = 3.8 \text{ cm}$$

Índice de infiltración media:

$$\phi = 0.1 (3.8) = 0.38 \text{ cm/hora}$$

Pérdidas iniciales:

$$l_a = 0.2 (3.8) = 0.76 \text{ cm}$$

Duración de la lluvia:

Supongamos  $d = 1$  hora

Intensidad de la lluvia:

De la relación  $i-d-T_r$ , para  $d = 1$  hora y  $T_r =$

100 años se tiene:



(Hoja No. 9)...

$$i = 3.52 \text{ cm/hora.}$$

Intensidad de lluvia en exceso:

$$i_e = 3.52 - 0.38 = 3.14 \text{ cm/hora}$$

Duración de lluvia en exceso:

$$D_e = 1 - \frac{0.76}{3.52} = 0.78 \text{ horas}$$

Exponente m:

$$m = \frac{0.30}{[(43.9) (17.6)]^{0.36}} = 0.027$$

Tiempo de retraso:

$$t_r = \frac{0.6}{\sqrt{0.01112}} \left[ e^{0.027(0.78)} \right] = 5.7 \text{ horas}$$

Tiempo de pico:

$$t_p = 5.7 + \frac{0.78}{2} = 6.1 \text{ horas}$$

Gasto de lluvia ficticio:

$$Q_o = \frac{317 (3.14) (2.78) (0.78)}{6.1} = 354 \text{ m}^3/\text{s.}$$

Factor de reducción de pico:

$$Z = 1 - e^{-6.1/5.7} = 0.66$$

Gasto de pico:

$$Q_p = 234 \text{ m}^3/\text{s.}$$

(Hoja No. 10)...

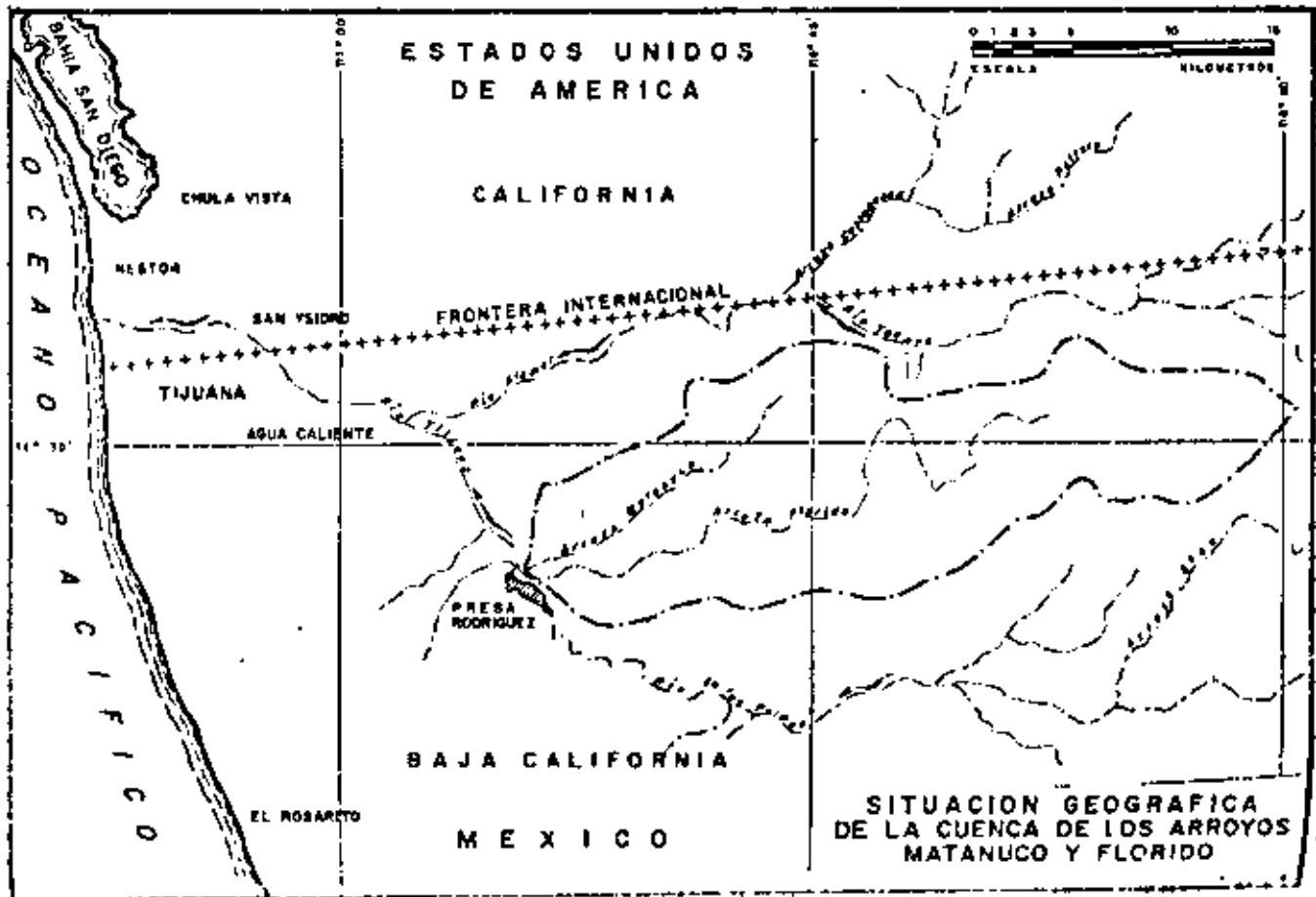
Aplicando el procedimiento anterior para distintas duraciones de lluvia se obtuvieron los siguientes resultados:

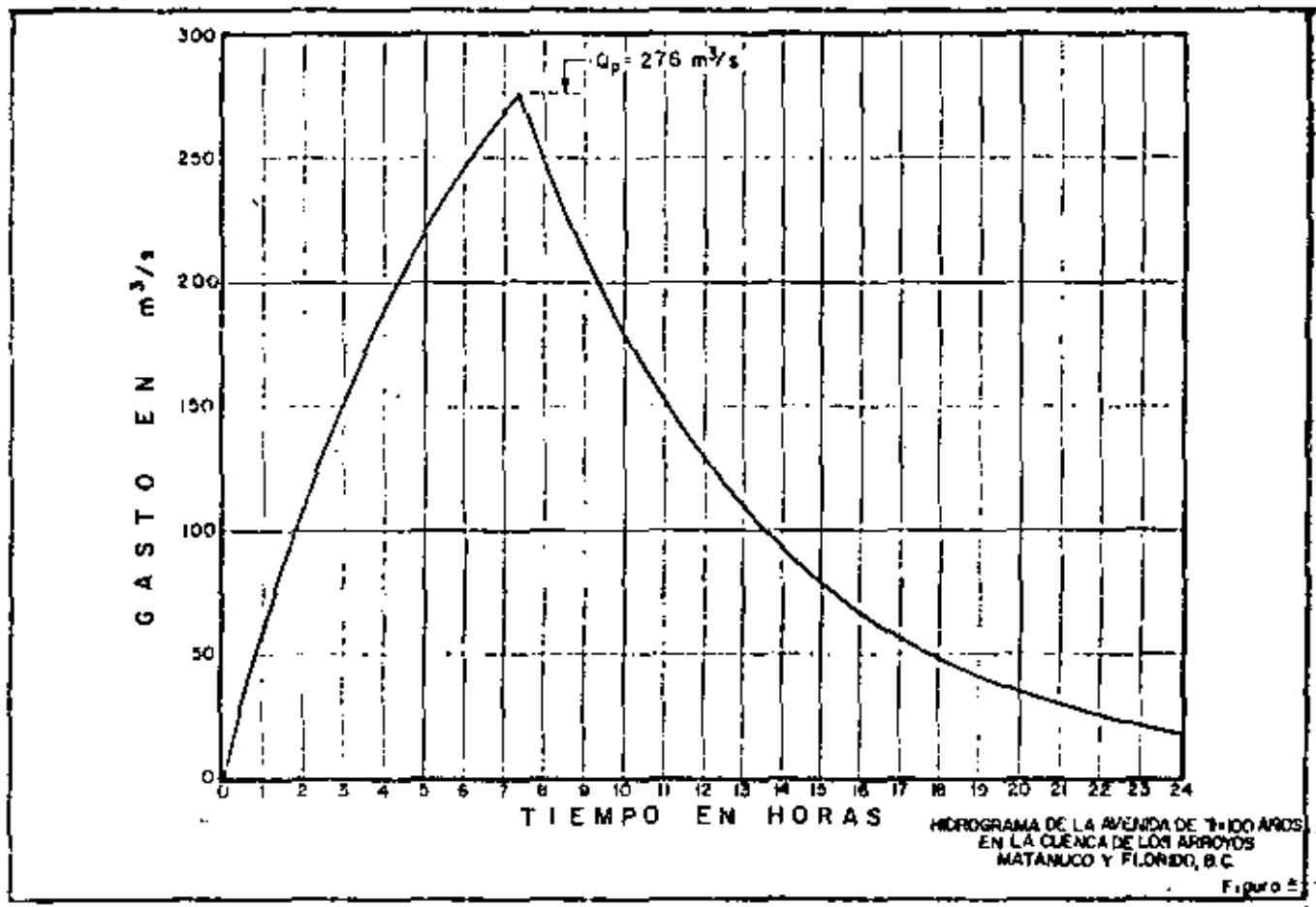
d (horas)	$Q_p$ (m <sup>3</sup> /s)	$t_p$ (horas)
1	230	6.20
2	266	6.78
3	276	7.37
4	274	7.97
5	266	8.59
6	254	9.21
7	240	9.83
8	225	10.47

De la tabla anterior se observa que la duración de lluvia más desfavorable (la que produce gasto máximo) es de 3 horas.

De acuerdo con esto, resulta un gasto de pico de 276 m<sup>3</sup>/s y un tiempo de pico de 7.37 horas para un tiempo de retorno de 100 años.

El hidrograma de la avenida se obtuvo aplicando las ecuaciones que aparecen en el punto 4 de este trabajo. Dicho hidrograma se muestra en la figura 5.





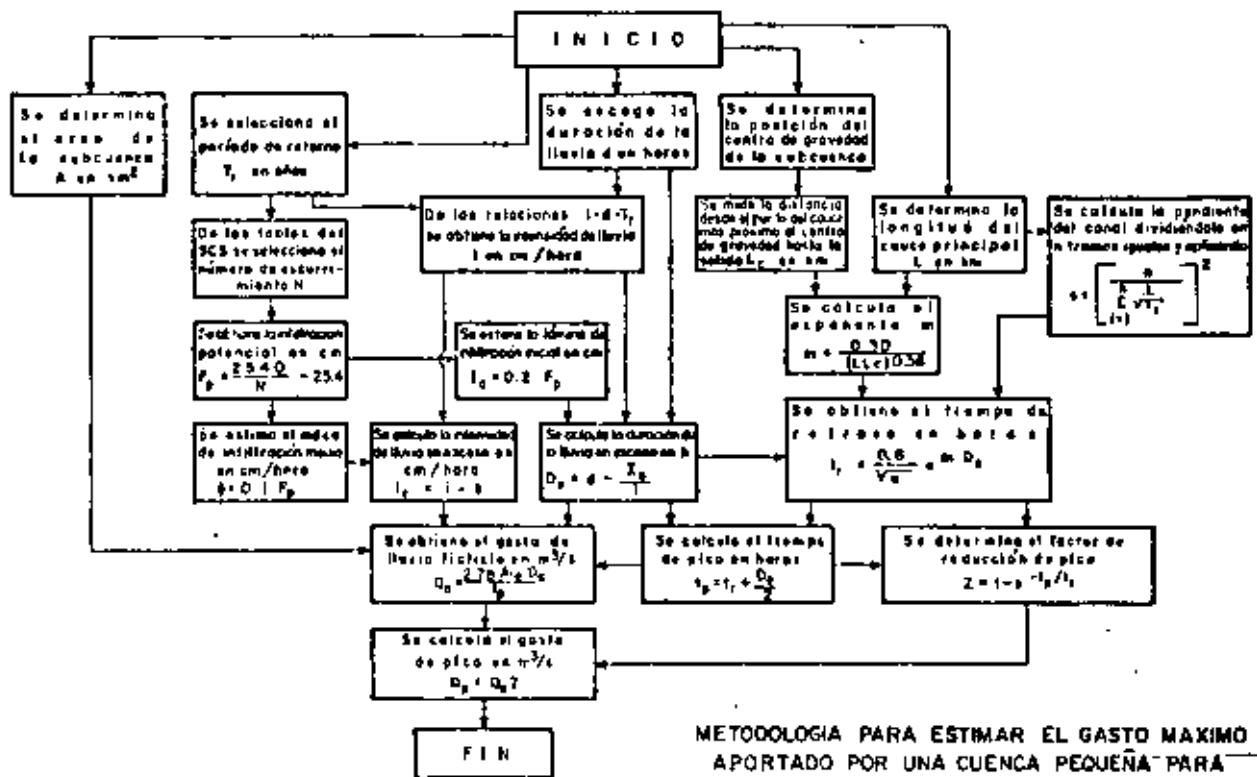


Figura 5

COEFICIENTE UNITARIO DE DRENAJE

La determinación del coeficiente unitario de drenaje propues-  
to por el " SCS NATIONAL ENGINEERING HANDBOOK" y cuya ecuación es:

$$Q = CA^{5/6}$$

en la cual:

Q = Capacidad requerida, en ft<sup>3</sup>/seg.

A = Area drenada, en millas cuadradas.

C = Coeficiente relativo a las características de la cuenca  
y a la magnitud de la tormenta.

Como con la ecuación anterior se obtiene el gasto, se le hi-  
zo una transformación para obtener el coeficiente unitario de drenaje, que-  
dando:

$$q = CA^{-1/6} \quad A$$

$$C = 0.274 C' \frac{h_a}{h_a}$$

en donde:

$$C = 16.39 + 14.75 Pe$$

y: Pe = precipitación en exceso, en pulgadas.

Por lo tanto se efectuaron una serie de conversiones del sistema inglés al sistema métrico decimal, las cuales se presentan a continuación:

$$C = 16.39 + \frac{14.75}{25.40} Pe ; \quad Pe \text{ (mm)}$$

$$1 \text{ mi}^2 = 259 \text{ Ha}$$

$$1 \text{ c.f.s} = 28.317 \text{ lts/seg.}$$

sustituyendo en la ecuación A :

$$q = CA^{-1/6}$$

$$q = \frac{28.317}{259} \left\{ \frac{\text{c.f.s./lts/seg}}{\text{mi}^2/\text{Ha}} \right\} \left( 16.39 + \frac{14.75}{25.40} Pe \right) \left( \frac{\lambda}{259} \right)^{-1/6}$$

$$q = \left[ 0.2760 \left( 16.39 + \frac{14.75}{25.40} Pe \right) \right] A^{-1/6}$$

$$q = \left( 4.5242 + 0.1603 Pe \right) A^{-1/6}$$

Por lo tanto:

$$C = 4.5242 + 0.1603 Pe \quad \text{M.M.} \quad B$$

Como la precipitación en exceso "Pe", es una función del nú

mero de escurrimiento "N" ( que es un coeficiente de peso del escurrimiento directo y es función del uso del suelo y de las características de este ) y de la precipitación "P" en la zona; el valor de "Pe" puede obtenerse por medio de la ecuación:

$$Pe = \frac{\left( P - \frac{508}{N} + 5.08 \right)^2}{P + \frac{2\,032}{N} - 20.32} \quad ; \quad \begin{matrix} P, \text{ en cms.} \\ Pe, \text{ en cms.} \end{matrix}$$

o a partir de la Figura 1 y el valor de "N" por medio de la tabla 1.

Finalmente podemos decir que la ecuación general para calcular el "COEFICIENTE UNITARIO DE DRENAJE" es:

$$q = CA^{-1/6}$$

donde:

q = coeficiente unitario de drenaje, en lts/seg-Ha.

C = coeficiente que se calcula con la ecuación B y en la cual "Pe" está en centímetros.

A = Area, en hectáreas. *milímetros*

$$\frac{q}{T} =$$



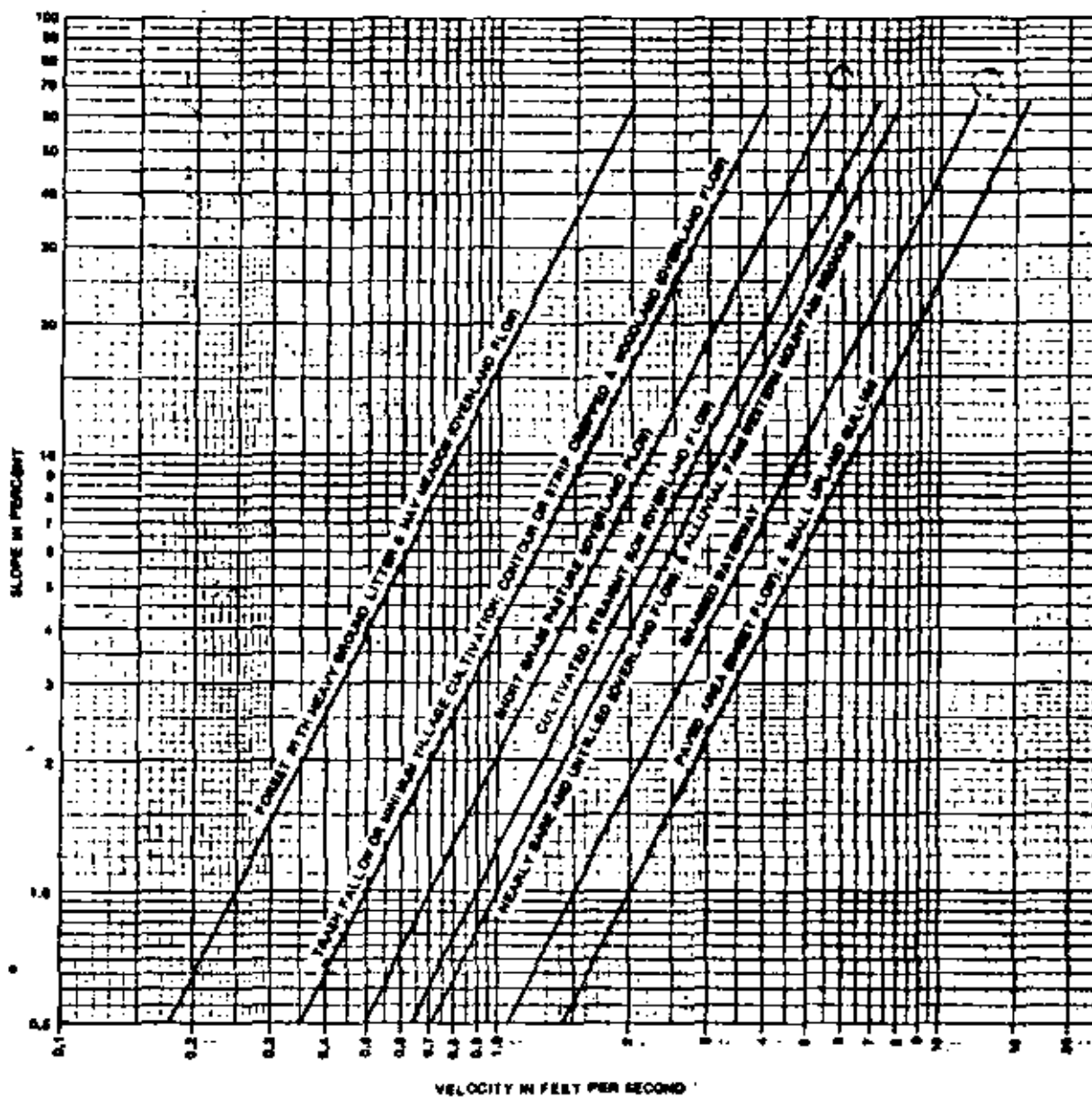


Figure 15.2.—Velocities for upland method of estimating  $T_0$



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

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

**DRENAJE DE ZONAS DE RIEGO**

**ING. HECTOR GOMEZ MONDRAGON  
SEPTIEMBRE-OCTUBRE 1982**

4.2 Métodos para estimar la PMP

Existen un número de métodos para calcular la PMP y varios de ellos son posibles de usar en un estudio particular y existe gran relación entre ellas, de tal suerte que en ocasiones se emplean los mismos procedimientos en distintos métodos.

Se pueden señalar como los mas usuales a:

- a) Maximización de los parámetros de los modelos de tormenta.
- b) Transposición de tormentas
- c) Método estadístico

4.2.1 Maximización de los parámetros de los modelos de tormenta

Los modelos de tormenta dan los principios básicos para los estudios de maximización de las variables meteorológicas involucradas en el proceso de la lluvia.

Los modelos de tormenta son útiles en la determinación de la PMP de áreas grandes porque es menos difícil medir los factores meteorológicos con suficiente aproximación. Sin embargo, muchos de estos son calibrados para cada aplicación particular y después de probar su bondad, se modifican sus parámetros con el fin de mejorar sus resultados o inclusive se les sustituye por otros.

Aunque cada proyecto donde se apliquen los modelos de lluvia requieren de su propia investigación, se puede citar como escoger los elementos involucrados en ellas.

4.2.1.1 Factor geométrico. Se define a partir de los registros de los vientos con mayor contenido de humedad en la zona en estudio, es decir, corresponde a aquella dirección del viento que produce mayor flujo de humedad hacia la cuenca.

4.2.1.2 Velocidad del viento. Con base en los estudios se ha observado que el abastecimiento de humedad hacia los sistemas de tormenta se producen entre los 1000 y 1500 m de altura.

En la práctica es difícil determinar las velocidades de ingreso de los modelos debido a la falta de observaciones durante las tormentas, sin embargo, a veces se utilizan las mediciones superficiales para inferirlo a las altitudes de interés o bien se considera que se puede valuar a partir de los planos de isobaras, porque a esas elevaciones se considera que el viento es aproximadamente igual al viento geostrofico (en 80% o más). Generalmente se consideran los datos de una tormenta y no es usual maximizar el viento, pero cuando se hace es en zonas orográficas (montañas que exceden a 700 m) de esta manera, considerando los vientos en la misma dirección para la cual se tiene el mayor aporte de humedad:

$$V_{max} = \frac{V_R}{V_T} V$$

Donde

- V velocidad media de la tormenta por maximizar
- $V_R$  velocidad media máxima obtenida de registros en la cuenca
- $V_T$  velocidad media máxima de la tormenta por maximizar

4.2.1.3 Agua precipitable. El agua precipitable se encuentra a partir de la figura 4.8 entrando con la temperatura de rocío referente al nivel del mar, solo que esta es la correspondiente al máximo punto de rocío persistente de 12 horas.

Se entiende por punto de rocío persistente de 12 horas al más alto punto de rocío que es igualado o excedido por todas las observaciones durante períodos de 12 horas.

Ejemplo 4.7

Encuentre el punto de rocío persistente de 12 horas a partir del siguiente registro de puntos de rocío observados a cada 6 horas

Tiempo (horas):	0	6	12	18	24	6	12	18
Punto de rocío (°C):	22	22	23	24	25	24	20	21

El mayor punto de rocío persistente de 12 horas para la serie anterior es 24°C, el cual es obtenido del período 18 a 6.

4.2.1.4 Niveles o diferencias de presión (ΔP). Cuando la lluvia es causada por la incidencia de los vientos, en la ladera de una montaña, los niveles 1 y 3 quedan definidos por la topografía; para efectos de cálculo de la tormenta de diseño, se considera que el nivel 2 es igual que el 4, y este último se obtiene de observaciones de la altura máxima que alcanzan las nubes,

Si la tormenta se produce por flujo convergente, la altitud de los niveles puede obtenerse a partir de la temperatura de rocío, según se muestra en la fig. 4.12.

4.2.2 Transposición de tormentas

El procedimiento consiste fundamentalmente en cambiar hasta la cuenca en estudio, grandes tormentas ocurridas en otros sitios. Las mayores tormentas ocurridas en el sitio, más las transpuestas desde otros lugares, se maximizan finalmente para obtener la tormenta de diseño.

El trasladar las tormentas de lugar donde ocurrieron a otros lugares donde pudieran ocurrir se llama transposición de tormenta; en este proceso se toman en cuenta, desde el punto de vista del meteorólogo, la posibilidad de que la tormenta ocurrida en otro lugar sea factible de ocurrir en el sitio en estudio, y por las condiciones topográficas de ambos sitios.

La maximización se hace bajo el supuesto de que las tormentas históricas extremas seleccionadas, son representativas de mecanismos que han trabajado a mayor agua precipitable y que únicamente pueden ser maximizadas en términos de la humedad disponible.

La tormenta puede ser mudada a una región con características climáticas y topográficas similares dentro de la cual se encuentre la cuenca donde se quiere determinar con la PMP.

Para compensar las diferencias entre las condiciones del si

(2)

El sitio donde ocurrió la tormenta y la del lugar donde se ha trasladado es conveniente realizar ciertos ajustes, pero los principales son los siguientes:

- a) Máximo punto de rocío en el sitio donde ocurrió la tormenta.
- b) Máximo punto de rocío en el lugar donde se ha trasladado de la tormenta (sitio de proyecto).
- c) Diferencia en altitud entre el sitio de la tormenta y el sitio de proyecto.

4.2.2.1 Ajuste por Máximo punto de rocío en el sitio donde ocurrió la tormenta

Este ajuste involucra la multiplicación de las cantidades de lluvia de la tormenta observada ( $h_{ob}$ ) por el factor  $f_1$  para obtener la cantidad de lluvia ajustada ( $h_{a1}$ ).

El factor  $f_1$  está dado por

$$f_1 = W_2 / W_1$$

donde

$W_2$  es el agua precipitable entre la altitud del sitio de la tormenta y los 200 mb para el máximo punto de rocío en dicho sitio

$W_1$  es el agua precipitable entre la altitud del sitio de la tormenta y los 200 mb para el punto de rocío en dicho sitio para la curva  $h_p - A - d$ .

4.2.2.2 Ajuste por máximo punto de rocío en el lugar donde se ha trasladado la tormenta (lugar de proyecto).

Para este ajuste se multiplica la cantidad de lluvia observada ( $h_{ob}$ ) por el factor  $f_2$  para obtener la cantidad de lluvia ajustada:  $h_{a2}$ . Este factor se calcula como:

$$f_2 = \frac{W_3}{W_2}$$

$W_3$  es el agua precipitable entre la altitud del sitio de la tormenta y los 200 mb para el máximo punto de rocío en el lugar de proyecto.

$W_2$  ídem, factor  $f_1$

4.2.2.3 Ajuste por diferencia en altitud entre el sitio de la tormenta y el sitio de proyecto

También en función del agua precipitable se obtiene el factor  $f_3$  que multiplicado por la cantidad de lluvia observada - proporciona la ajustada ( $h_{a3}$ )

El factor  $f_3$  está dado por

$$f_3 = \frac{W_4}{W_3}$$

donde

$W_4$  es el agua precipitable entre la altitud del sitio de proyecto y los 200 mb para el máximo punto de rocío en el sitio de proyecto

$W_3$  ídem, factor  $f_2$

Es posible encontrar un factor de ajuste total  $f_4$  que sea igual al producto de  $f_1$ ,  $f_2$  y  $f_3$  así:

$$f_4 = f_1 f_2 f_3 = \frac{W_2}{W_1} \cdot \frac{W_3}{W_2} \cdot \frac{W_4}{W_3}$$

$$r_4 = \frac{W_4}{W_2}$$

(7)

A este último ajuste se le llamará transposición.

En ocasiones es necesario realizar un ajuste distinto a los anteriores consistente en modificar las curvas altura de lluvia-área-duración.

Las curvas altura de lluvia-área-duración ( $h_p$ -A-d) se refieren a las máximas combinaciones de altura de lluvia respecto a diferentes áreas en la zona de tormenta para varias duraciones de ésta, fig. 4.14. Es frecuente que los datos de la tormenta por transponer se presente en términos de estas curvas.

Las curvas  $h_p$ -A-d dibujadas en papel semilogarítmico (el eje logarítmico se refiere a las áreas) son prácticamente líneas rectas. Si la pendiente de estas rectas para la tormenta por trasladar a las de las curvas conocidas en el sitio de proyecto es conveniente modificar a las primeras para que adquieran la forma típica del sitio de proyecto, esto se puede hacer a partir de la curva de una duración seleccionada - igualando las pendientes.

En ocasiones se traslada más de una tormenta a la zona de proyecto con objeto de escoger entre todas éstas una que puede ser combinación de las demás, esto puede hacerse a partir de las llamadas envolventes de precipitación.

La envolvente de precipitación se obtiene al dibujar las alturas de lluvia acumuladas contra el tiempo para cada una

de las tormentas trasladadas ajustadas como se aprecia en la figura 4.13 donde la línea llena corresponde a la curva masa de lluvia de la PMP.

#### Procedimiento del cálculo

La determinación de la PMP por transposición de tormentas se puede resumir en los siguientes pasos:

a) Con base en la información existente, si la hubiera, relativa a duraciones de tormentas, se obtienen las duraciones para el proyecto en estudio en función del área de la cuenca y la importancia del volumen de agua en el diseño.

b) Analizar la información meteorológica e hidrológica existente, o en caso de no existir se estima, con el fin de determinar las características típicas de las tormentas que pueden ocurrir en la zona. Aun cuando no es una regla general se pueden clasificar como grandes a las diez mayores tormentas ocurridas en la cuenca.

c) Recopilar información histórica de grandes tormentas ocurridas en cualquier parte de la tierra pero con las características similares a las de la cuenca en estudio. Conviene tener esta información en forma de curvas  $h_p$ -A-d con el dato de su elevación, punto de rocío observado y punto de rocío máximo.

d) Para el área de la cuenca obtener la curva masa de lluvia, puede ser a partir de las curvas  $h_p$ -A-d.

e) Se calcula el factor de transposición.

f) Una vez transpuestas y maximizadas, se seleccionan las temperaturas que resultan más desfavorables.

g) Se obtiene la envolvente de precipitación.

h) Se transforma la curva de precipitación acumulada en hidrograma, tomando en cuenta la forma típica de éstos en la cuenca de estudio.

1) Si las condiciones del proyecto en estudio indican la necesidad de utilizar una secuencia de tormentas, se establece cuanto tiempo transcurre entre una y otra.

2) La secuencia de hidrogramas seleccionados constituye la PMP.

#### Ejemplo 4.8

Obtener la curva masa de la PMP para una <sup>CUENCA</sup> cuenca de área 2588 km<sup>2</sup> a una elevación de 1000m con punto de rocío máximo de 24°C a partir de la tormenta dada por la curva h<sub>p</sub>-t de la fig. 4.14 para la cual se registró una temperatura de rocío de 21°C y punto de rocío máximo de 25°C en una cuenca a una elevación de 800 m.

#### Solución

Entrando a la fig. 4.14 con el área de 2588 km<sup>2</sup> (1000m<sup>2</sup>) se encuentra

duración (horas):	6	12	18	24	36	48	72
altura de lluvia acumulada (mm):	122	168	235	280	350	372	403

Para los ajustes resulta conveniente estimar primero De la fig. 4.8 con T<sub>d</sub> = 25°C y p = 200mb, W = 81

fig. 4.8 con T<sub>d</sub> = 25°C y Z = 800 m, W = 17

$$W_2 = 64 \text{ mm}$$

W<sub>1</sub>

De la fig. 4.8 con T<sub>d</sub> = 21°C y p = 200mb, W = 57

fig. 4.8 con T<sub>d</sub> = 21°C y Z = 800 m, W = 11

$$W_1 = 44 \text{ mm}$$

W<sub>3</sub>

De la fig. 4.8 con T<sub>d</sub> = 24°C y p = 200 mb, W = 74

fig. 4.8 con T<sub>d</sub> = 24°C y Z = 800 m, W = 16

$$W_3 = 58 \text{ mm}$$

W<sub>4</sub>

De la fig. 4.8 con T<sub>d</sub> = 25°C y p = 200mb, W = 81

fig. 4.8 con T<sub>d</sub> = 25°C y Z = 1000m, W = 21

$$W_4 = 60 \text{ mm}$$

Con los resultados anteriores:

a) Factor de ajuste por máximo punto de rocío en el sitio de la tormenta

$$r_1 = \frac{W_2}{W_1} = \frac{64}{44} = 1.45$$

b) Factor de ajuste por máximo punto de rocío en el sitio de proyecto

$$r_2 = \frac{W_3}{W_2} = \frac{58}{64} = 0.92$$

c) Factor de ajuste por diferencia de elevación

$$r_3 = \frac{W_4}{W_3} = \frac{60}{58} = 1.03$$



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA (2)

EXAMEN: \_\_\_\_\_  
 PROFESOR: \_\_\_\_\_  
 MATERIA: \_\_\_\_\_  
 NOMBRE DEL ALUMNO: \_\_\_\_\_

PMP

PRESION ATMOSFERICA .-

ES COMUN MEDIRLA CON BAROMETROS DE MERCURIO. LA UNIDAD BASICA DE PRESION ES EL BAR, QUE EQUIVALE A  $1.02 \times 10^4 \text{ Kg/m}^2$  o  $10^5 \text{ Pa (PASCAL)}$ .

EN LAS CAPAS CERCANAS A LA SUPERFICIE DE LA TIERRA, LA PRESION DISMINUYE CON LA ALTURA APROXIMADAMENTE 1 MILIBAR (MB) POR CADA 9 M.

HASTA UNA ALTITUD DE 11 km, LA VARIACION DE LA PRESION SE PUEDE DETERMINAR CON LA EXPRESION .-

$$P = 1013.2 \left[ \frac{288 - 0.0065 Z}{T_0} \right]^{5.26}$$

P PRESION A LA ALTITUD Z, EN MB  
 T<sub>0</sub> TEMP. ABSOLUTA EN GRADOS KELVIN  
 Z ALT. SOBRE NIVEL MAR EN M.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA (2)

EXAMEN: \_\_\_\_\_  
 PROFESOR: \_\_\_\_\_  
 MATERIA: \_\_\_\_\_  
 NOMBRE DEL ALUMNO: \_\_\_\_\_

AGUA PRECIPITABLE .-

LA MAGNITUD DE LAS PRECIPITACIONES QUE PUEDEN PRODUCIRSE EN UNA ZONA EN UN MOMENTO DADO DEPENDEN, ENTRE OTROS FACTORES, DEL AGUA PRECIPITABLE, h, QUE SE DEFINE COMO EL TIRANTE DE AGUA QUE SE OBTENDRIA SI DENTRO DE UNA COLUMNA DE AIRE TODO EL VAPOR SE CONDENSARA Y PRECIPITARA SOBRE EL AREA DE LA BASE DE LA COLUMNA.

UNA FORMA INDIRECTA, MENOS PRECISA PERO MAS PRACTICA QUE LA EXPRESION CORRESPONDIENTE, CONSISTE EN SUPONER QUE CUANDO OCURREN TORMENTAS IMPORTANTES, LA MASA DE AIRE ESTA SATURADA y POR TANTO, LA DISTRIBUCION VERTICAL DE LA HUMEDAD ESPECIFICA ESTA DETERMINADA POR EL VALOR DE LA TEMPERATURA DE ROCIO EN LA SUPERFICIE.

LA T.1.2, PERMITE CALCULAR EL AGUA PRECIPITABLE ENTRE DOS NIVELES CUALQUIERA EN TERMINOS DE LA TEMPERATURA DE ROCIO A NIVEL DEL MAR.



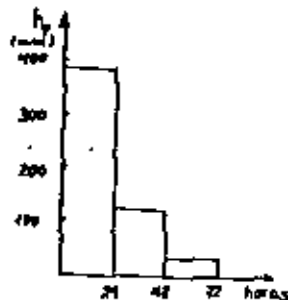
Por lo tanto el factor de ajuste de transposición es

$$f_4 = f_1 f_2 f_3 = 1.36$$

La tormenta ajustada resulta al multiplicar por  $f_4$  las alturas de lluvia de la tabla anterior, con lo que

duración (horas)	6	12	18	24	36	48	72
altura de lluvia ajustada (mm)	166	228	320	381	476	506	544

Un histograma posible para  $\Delta t = 24$  horas es:  
(381-0-381, 506-381-125 y 544-476-38)



Sin embargo con el empleo de un modelo lluvia-ocurrencien-  
to a veces las alturas de lluvia del histograma se acomodan de  
manera que produzcan el escurrimiento máximo.

#### 4.2.3 Estimación de la PKP por métodos estadísticos

Los métodos estadísticos son ampliamente usados para  
analizar los registros hidrológicos para propósitos de di-  
seño.

Debido a la naturaleza aleatoria de los registros de  
precipitación de tormentas intensas, para áreas del orden de  
 $1000 \text{ km}^2$ , es conveniente trabajar con precipitaciones medias  
en la cuenca.

Los ajustes a distribuciones de probabilidad de preci-  
pitaciones máximas han causado ciertas controversias, sin  
embargo, dan consistencia en la estimación de la precipita-  
ción para determinada probabilidad. La mayor parte de las  
distribuciones usadas en hidrología permiten definir el even-  
to para una cierta probabilidad de igualarlo o excederlo, en  
términos de la media y desviación estándar de la colección  
de los eventos; esto es, sea  $Y$  la precipitación máxima an-  
nual asociada a una probabilidad  $P_1$  (un período de retorno  
 $T_1 = 1/P_1$ ) donde del conjunto de las precipitaciones máximas  
anuales se ha determinado la media  $\bar{Y}$  y la desviación estándar  
 $S_y$ , entonces

$$Y = \bar{Y} + K S_y$$

donde  $K$  es un factor de frecuencia que depende de la proba-  
bilidad  $P_1$ .

Es razonable esperar que para el cálculo de la PKP, un  
valor de  $K$  no sea excedido, sea este así; entonces la PKP se

puede expresarse como

$$PMP = \bar{Y} + k_m S_y$$

En la práctica el valor de  $k_m$  varía con la duración de la tormenta, el lugar y del tipo de tormenta y empíricamente, en los E.E.U.U. se ha expresado en términos de la duración de la lluvia y la precipitación media de las máximas anuales como se muestra en la fig. 4.15; o también,  $k_m$  se va a usar para cada duración como:

$$k_m = \frac{Y_m - \bar{Y}}{S_y}$$

$Y_m$  indica el máximo valor de la serie.

También para obtener la PMP por este método se sugieren algunos ajustes a los parámetros involucrados, en este caso a  $\bar{Y}$  y  $S_y$ , entre los cuales se mencionan los más importantes.

#### 4.2.3.1 Ajuste por máximo evento observado

Este ajuste se realiza calculando en primera instancia la media y la desviación estándar de la colección de eventos cuando a ésta se le ha quitado el máximo evento de la colección, sean  $\bar{Y}_{sin}$  y  $S_{y sin}$  respectivamente, para luego emplear la fig. 4.16.

Con la fig. 4.16a se entra con  $\bar{Y}_{sin} / \bar{Y}$  y verticalmente hasta cortar la recta de la longitud de registro que se tenga; la ordenada del punto intersección da el factor  $r_1$ .

que luego multiplicando por  $\bar{Y}$  da la media ajustada.

De manera similar se usa la fig. 4.16b para obtener el factor  $r_2$  para la desviación estándar, el cual se multiplica por  $S_y$  para obtener la desviación estándar ajustada.

#### 4.2.3.2 Ajuste por longitud de registro

Empleando la fig. 4.17 se encuentra el ajuste a la media y desviación estándar para tomar en cuenta el tamaño del registro. A esta figura se entra con el número de años del registro. En las curvas que dicen media y desviación estándar, lo que permite conocer los factores  $r_3$  y  $r_4$  respectivamente.

También por  $r_3$  se multiplica  $\bar{Y}$  y por  $r_4$  a  $S_y$

#### Ejemplo 4.9

En una cuenca se han registrado para una duración de 24 horas las siguientes precipitaciones máximas anuales (promedio en área de la cuenca).

año	1969	1970	1971	1972	1973	1974	1975	1976
precipitación (mm):	20	15	30	22	40	35	15	12
					1977	1978		
					50	20		

Obtener por el método estadístico la PMP para una duración de 24 horas.

17  
puede expresarse como

$$PMP = \bar{Y} + k_m S_y$$

En la práctica el valor de  $k_m$  varía con la duración de la tormenta, el lugar y del tipo de tormenta y empíricamente, en los E.E.U.U. se ha expresado en términos de la duración de la lluvia y la precipitación media de las máximas anuales como se muestra en la fig. 4.15; o también,  $k_m$  se valúa para cada duración como:

$$k_m = \frac{Y_m - \bar{Y}}{S_y}$$

$m$  indica el máximo valor de la serie.

También para obtener la PMP por este método se sugieren algunos ajustes a los parámetros involucrados, en este caso a  $\bar{Y}$  y  $S_y$ , entre los cuales se mencionan los más importantes.

#### 4.2.3.1 Ajuste por máximo evento observado

Este ajuste se realiza calculando en primera instancia la media y la desviación estándar de la colección de eventos cuando a ésta se le ha quitado el máximo evento de la colección, sean  $\bar{Y}_{sin}$  y  $S_{y,sin}$  respectivamente, para luego emplear la fig. 4.16.

Con la fig. 4.16a se entra con  $\bar{Y}_{sin} / \bar{Y}$  y verticalmente hasta cortar la recta de la longitud de registro que se tenga; la ordenada del punto intersección da el factor  $r_1$ ,

18  
que luego multiplicando por  $\bar{Y}$  da la media ajustada.

De manera similar se usa la fig. 4.16b para obtener el factor  $r_2$  para la desviación estándar, el cual se multiplica por  $S_y$  para obtener la desviación estándar ajustada.

#### 4.2.3.2 Ajuste por longitud de registro

Empleando la fig. 4.17 se encuentra el ajuste a la media y desviación estándar para tomar en cuenta el tamaño del registro. A esta figura se entra con el número de años del registro a las curvas que dicen media y desviación estándar, lo que permite conocer los factores  $r_3$  y  $r_4$  respectivamente.

También por  $r_3$  se multiplica  $\bar{Y}$  y por  $r_4$  a  $S_y$ .

#### Ejemplo 4.9

En una cuenca se han registrado para una duración de 24 horas las siguientes precipitaciones máximas anuales (promedio en área de la cuenca).

año	1969	1970	1971	1972	1973	1974	1975	1976
precipitación (mm):	20	15	30	22	40	35	15	12
	1977	1978						
	50	20						

Obtener por el método estadístico la PMP para una duración de 24 horas.

Solución

Se calcula primero la media y desviación estándar del registro resultante

$$\bar{Y} = 25.9 \text{ mm}$$
$$S_y = 4.5 \text{ mm}$$

De la fig. 4.15 entrando con  $\bar{Y}$  y  $L = 24$  horas se obtiene:  $K_n = 18.5$

Ahora si se quita el máximo de los valores, o sea 50 y de la colección resultante se calcula la media y la desviación estándar:

$$\bar{Y}_{sin} = 23.22 \text{ mm}$$
$$S_{sin} = 4 \text{ mm}$$

Se obtienen a continuación los factores de ajuste.

a) Por máximo evento

$$\text{Con } \frac{\bar{Y}_{sin}}{\bar{Y}} = \frac{23.22}{25.9} = 0.9 \text{ y } L = 10 \text{ años se encuentra en}$$

figura 4.16a:  $r_1 = 0.97$

$$\text{Con } \frac{S_{y sin}}{S} = \frac{4}{4.5} = 0.89 \text{ y } L = 10 \text{ años se encuentra en}$$

la figura 4.16b:  $r_2 = 1.08$

b) Longitud de registro

Con  $L = 10$  años y la figura 4.17 se obtiene

$$r_3 = 1.05 \quad r_4 = 1.3$$

Entonces resulta

$$\bar{Y}_{r_1 r_3} = 25.9 (0.97) (1.05) = 26.38$$
$$S_{r_2 r_4} = 4.5 (1.08) (1.3) = 6.32$$

Por lo que la FMP es:

$$FMP = \bar{Y} + K_n S_y = 26.38 + (18.5) (6.32) = 143.3 \text{ mm}$$

*h*  $\nearrow$   
son las ajustadas

Bibliografía

(2)

Hiesner, C.J., "Hydrometeorology", Chapman and Hall, Gran Bretaña, 1970.

"Manual for estimation of probable maximum precipitation",  
World Meteorological Organization.

Domínguez Mora R., Apuntes de hidrometeorología, Instituto  
de Ingeniería de la UNAM, México, 1979.

Recomendaciones para el diseño y revisión de estructuras pa-  
ra el control de avenidas, Compañía Consultores, Comisión  
del Plan Nacional Hidráulico, México, 1978.

Wilson K.M., "Engineering hydrology", Macmillan, Hong Kong,  
1974.

Linsley, Kohler y Paulus, " Hidrología para ingenieros", Mc  
Graw Hill, México, 1977

Vissman, Knapp, Lewis y Harbaugh, "Introduction to hydrology",  
Intertext Educational, E. E. U. U., 1977.

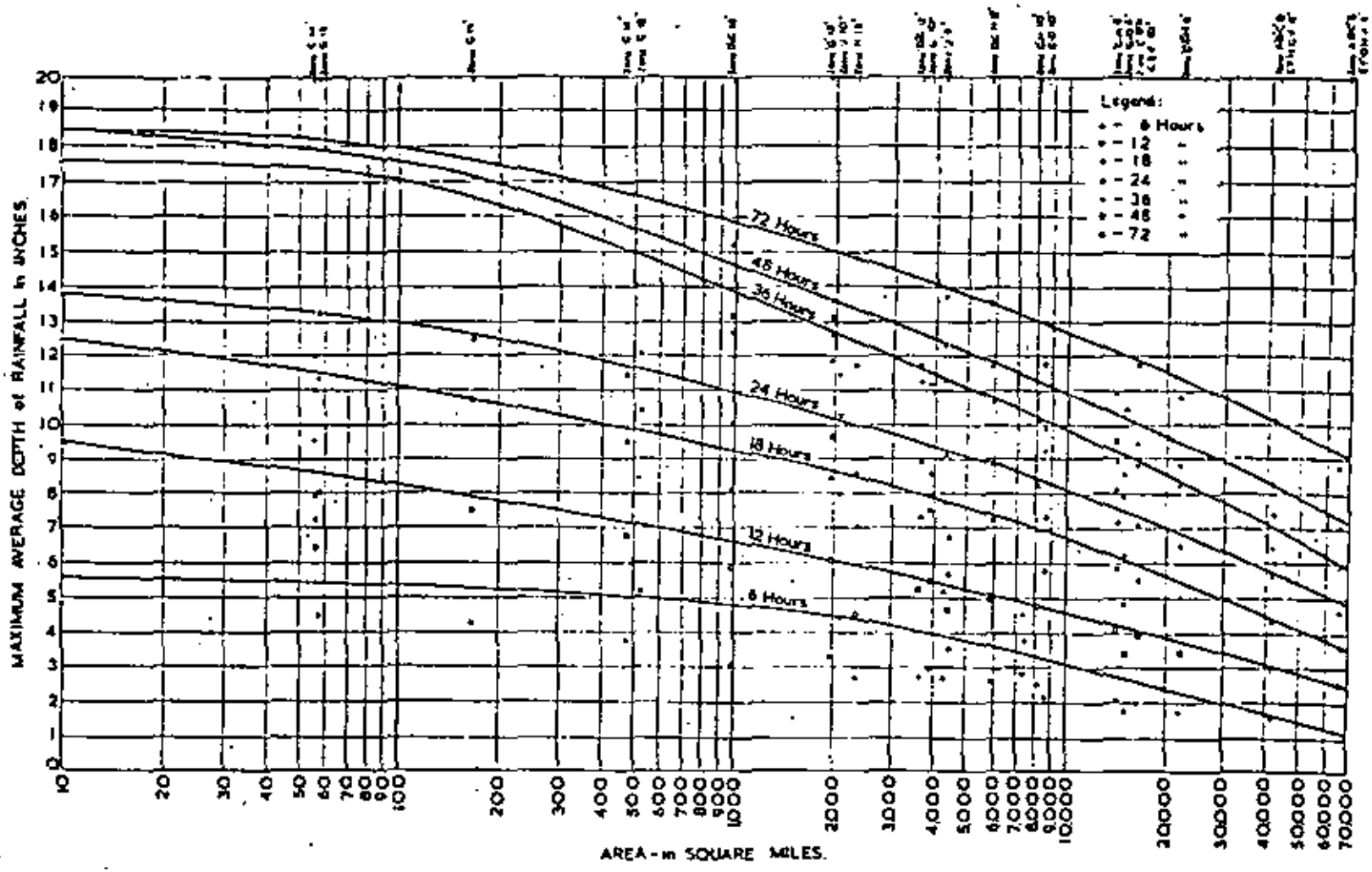


Fig. Maximum depth, duration, area curves.

Fig 4.14 Curvas altura de precipitación-área-duración

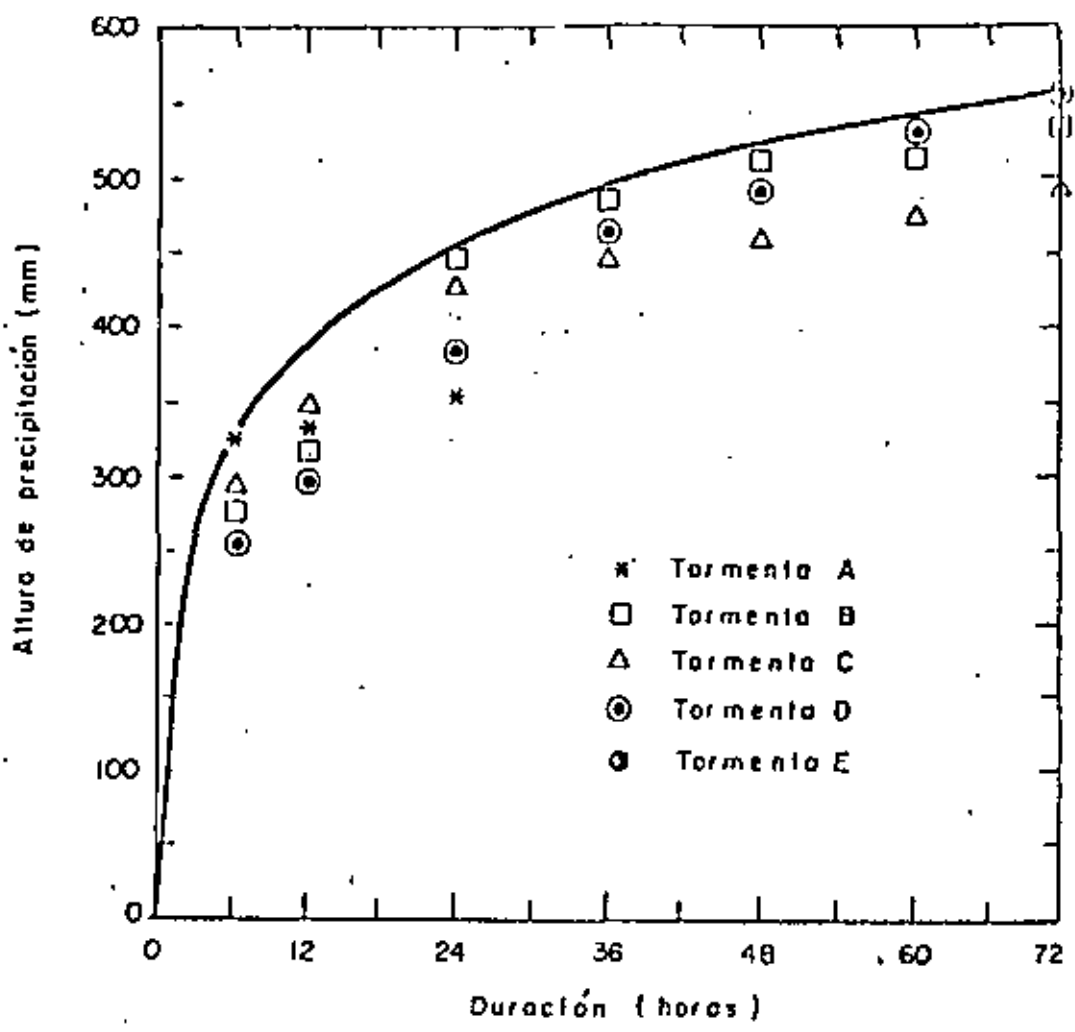


FIG. 4.13 ENVOLVENTE ALTURA DE LLUVIA-DURACION DE VALORES DE TORMENTAS TRANSPUESTAS MAXIMIZADAS.

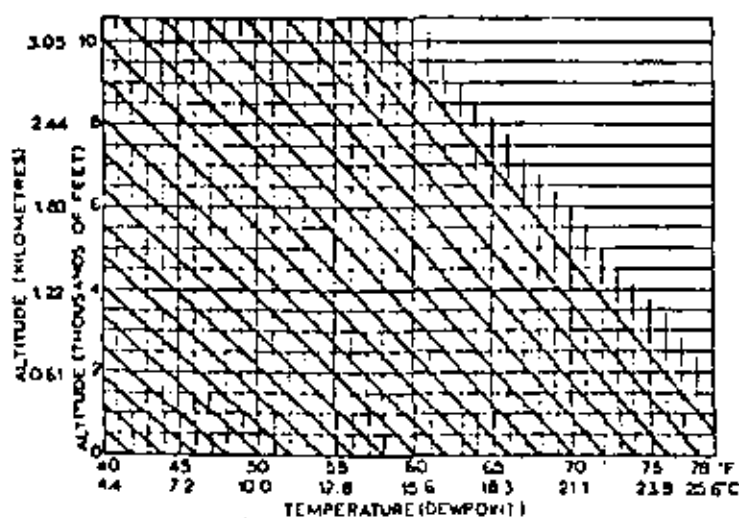


Fig. 4.9 Ajuste del punto de rocío.

Tabla A.2. LAMINA DE AGUA PRECIPITABLE EN MILIMETROS ENTRE 1000 MILIBARES Y LA ALTURA INDICADA.

ALTURA (METROS)	1000 MILIBARES			PUNTO DE ROCÍO	
	15.6	18.3	21.1	23.9	25.6 °C
61	0.76	1.02	1.02	1.27	1.52
122	1.52	1.78	2.29	2.54	2.79
183	2.29	2.79	3.30	3.81	4.32
244	3.05	3.81	4.32	5.08	5.59
305	3.81	4.57	5.33	6.35	7.11
457	5.59	6.86	7.87	9.40	10.41
610	7.37	8.89	10.41	12.19	13.46
762	9.14	10.92	12.70	15.24	16.76
914	10.67	12.70	14.99	17.78	19.81
1219	13.46	16.26	19.30	22.86	25.40
1524	16.26	19.56	23.37	27.69	30.73
2134	20.83	25.15	30.23	36.32	40.39
3043	25.91	31.75	38.61	46.74	52.32
4572	31.24	38.86	48.01	58.93	66.55
6096	33.78	42.67	53.34	66.55	75.44
9144	35.05	44.96	57.15	72.39	83.57
12192	35.05	44.96	57.66	73.41	85.09



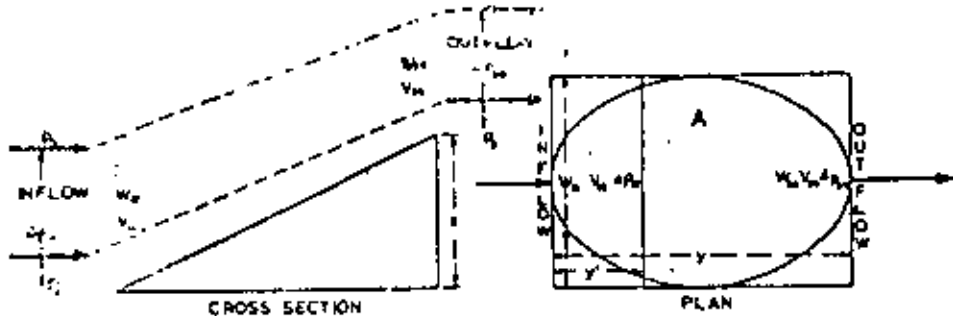


Fig 4.10 Modelo de plano inclinado.

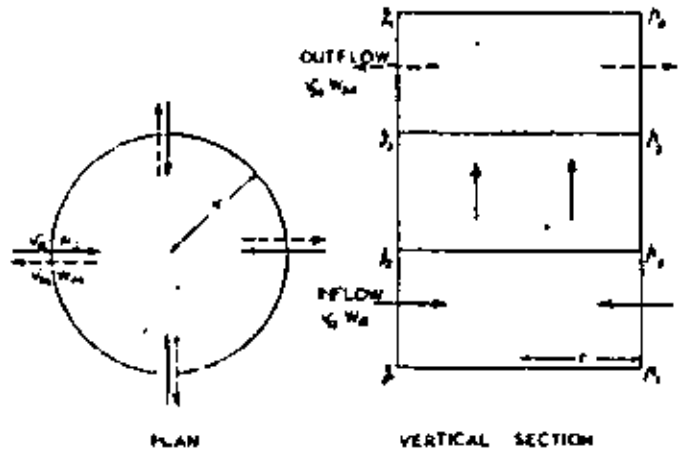


Fig 4.11 Modelo radial (o convergente)

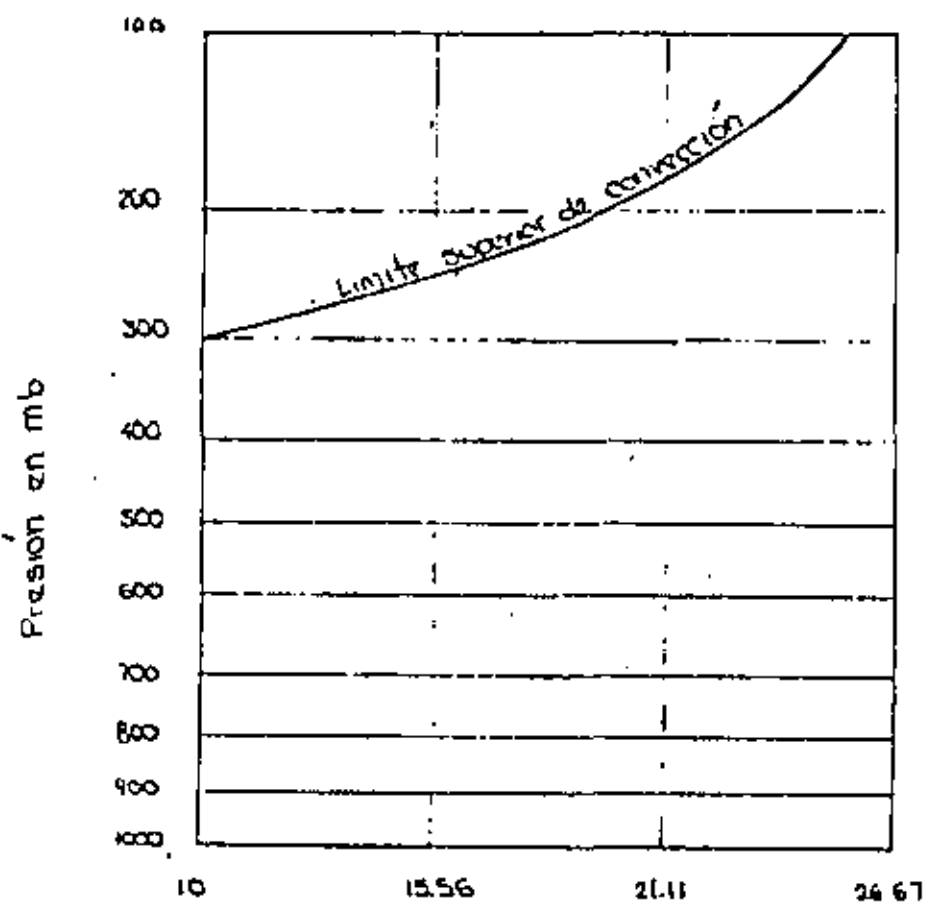


Fig 4.12 Limite superior del modelo radial.

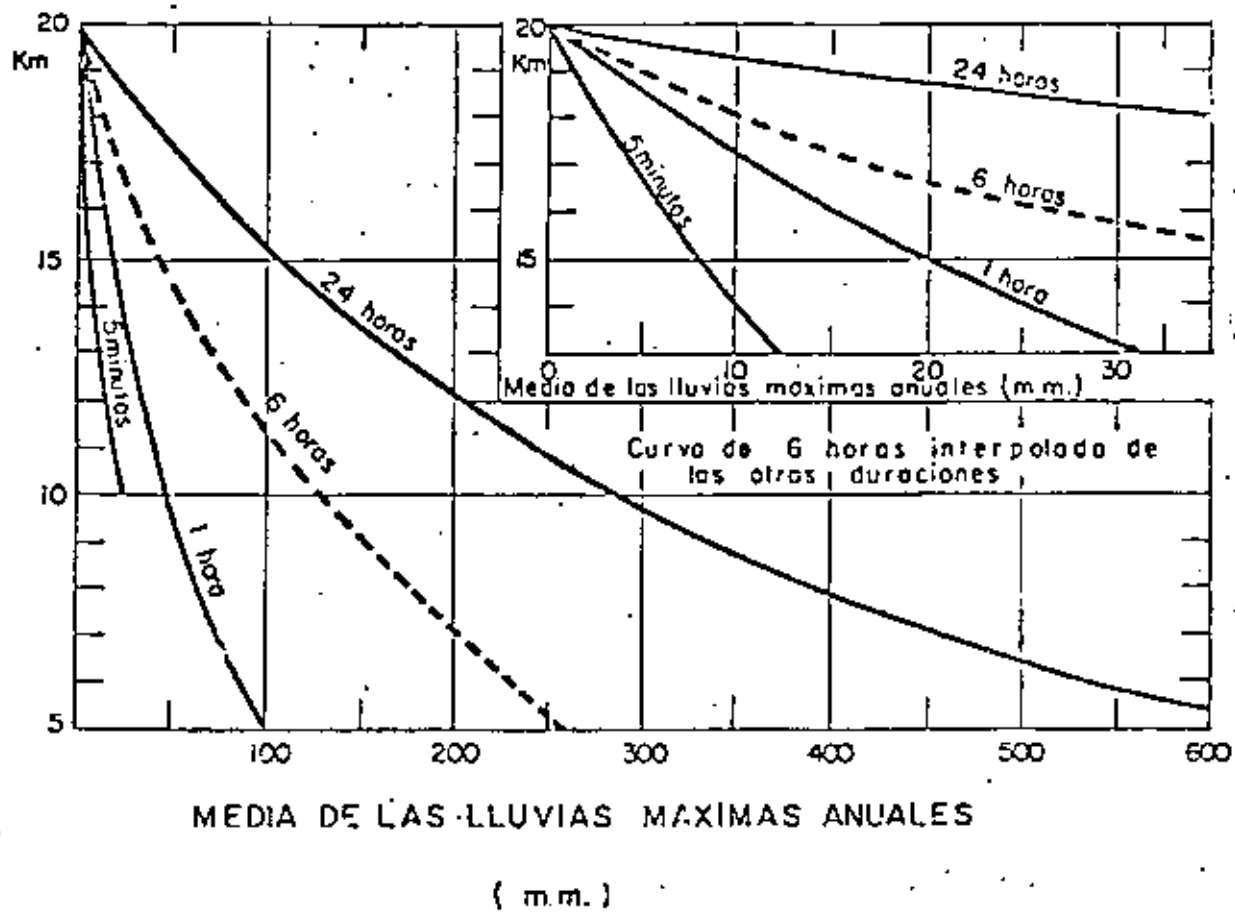
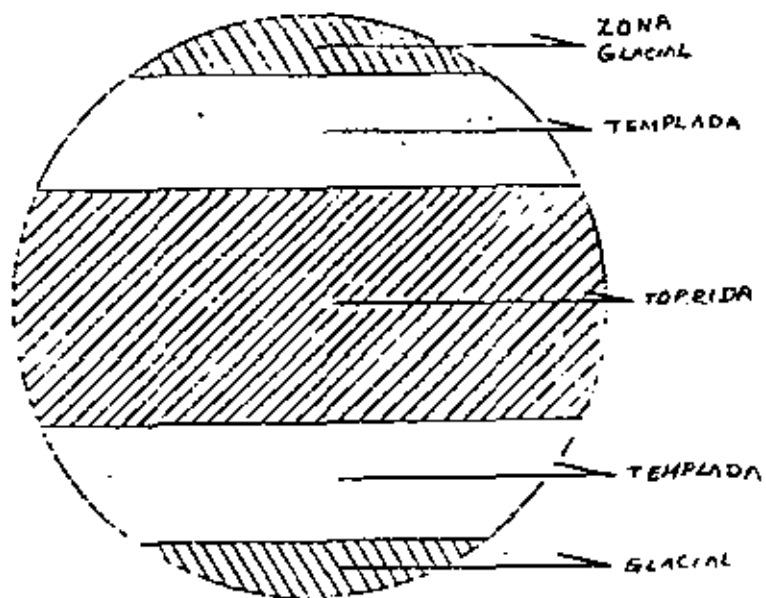
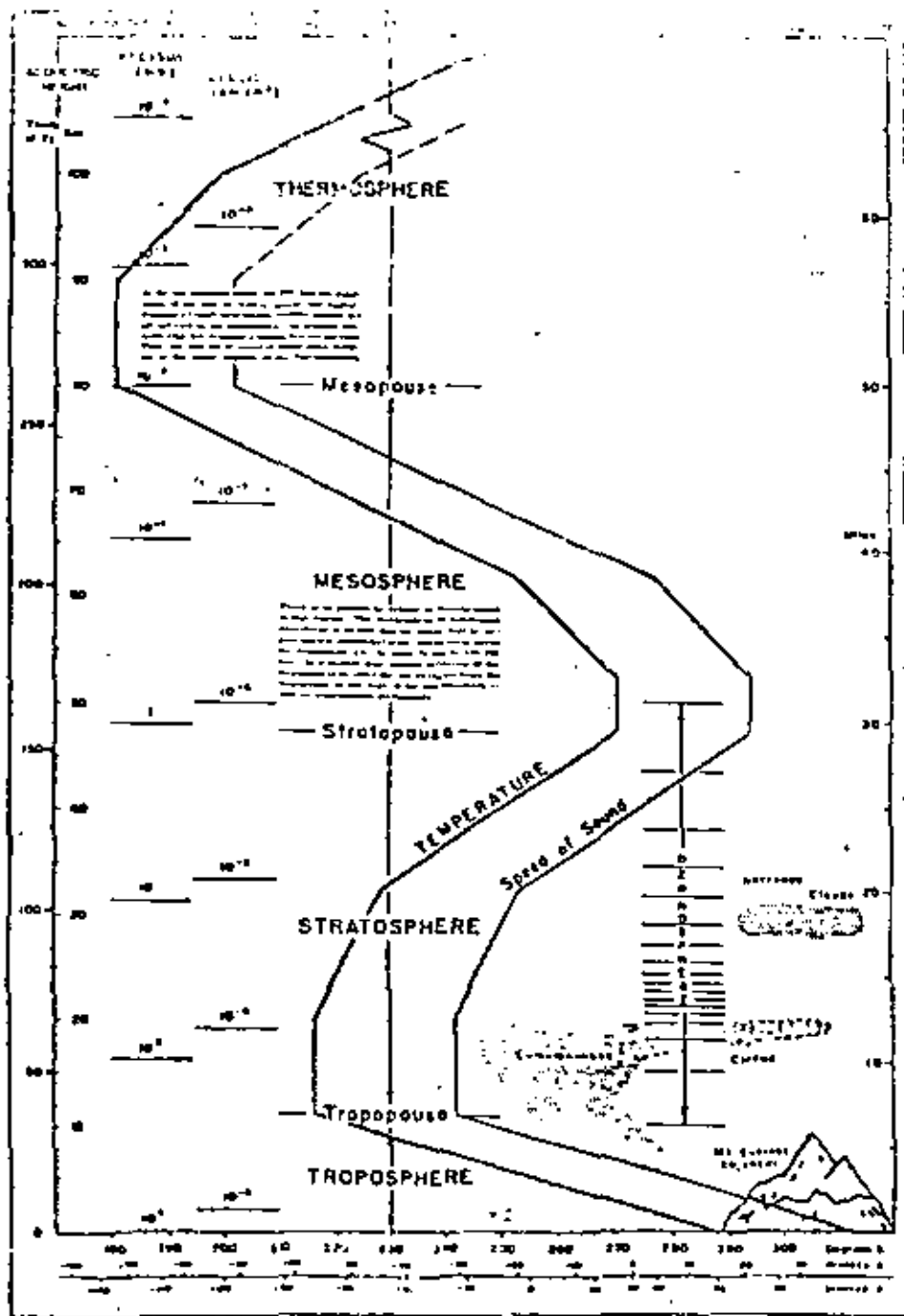


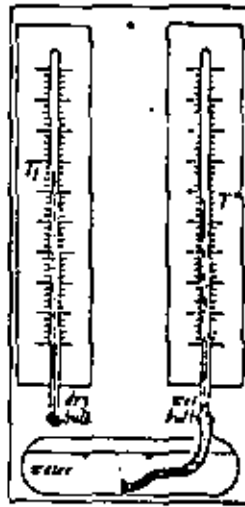
Fig 4.15 Curvas para valuar  $K_m$



4.1 Principales zonas térmicas en la tierra.



4.2 Diferentes gradientes de temperatura



4.3 Termómetros de bulbo seco y humedo.

TABLA 4.1

TABLE Saturation vapor pressure  $e_s$  in mm Hg (met. eq.) as a function of temperature  $t$  in °C (the value values of  $t$  refer to conditions at sea level)

1 mm Hg = 1.36 mbars

$t$	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	$t$
-10	2.15										-10
-9	2.12	2.30	2.39	2.47	2.56	2.64	2.73	2.81	2.89	2.97	-9
-8	2.09	2.49	2.47	2.45	2.43	2.41	2.42	2.43	2.44	2.45	-8
-7	2.06	2.69	2.67	2.65	2.63	2.61	2.62	2.63	2.64	2.65	-7
-6	2.03	2.91	2.89	2.88	2.84	2.83	2.84	2.85	2.86	2.87	-6
-5	2.00	3.14	3.11	3.09	3.06	3.04	3.05	3.06	3.07	3.08	-5
-4	1.97	3.39	3.37	3.34	3.32	3.29	3.30	3.31	3.32	3.33	-4
-3	1.94	3.64	3.62	3.58	3.57	3.54	3.55	3.56	3.57	3.58	-3
-2	1.91	3.91	3.89	3.85	3.83	3.80	3.81	3.82	3.83	3.84	-2
-1	1.88	4.19	4.20	4.17	4.14	4.13	4.14	4.15	4.16	4.17	-1
0	1.85	4.51	4.52	4.49	4.46	4.43	4.44	4.45	4.46	4.47	0
1	1.82	4.85	4.85	4.80	4.77	4.73	4.74	4.75	4.76	4.77	1
2	1.79	5.21	5.20	5.13	5.09	5.04	5.05	5.06	5.07	5.08	2
3	1.76	5.59	5.57	5.49	5.44	5.38	5.39	5.40	5.41	5.42	3
4	1.73	6.00	5.97	5.88	5.82	5.75	5.76	5.77	5.78	5.79	4
5	1.70	6.44	6.40	6.30	6.23	6.15	6.16	6.17	6.18	6.19	5
6	1.67	6.91	6.86	6.75	6.68	6.59	6.60	6.61	6.62	6.63	6
7	1.64	7.41	7.35	7.23	7.15	7.05	7.06	7.07	7.08	7.09	7
8	1.61	7.94	7.87	7.74	7.65	7.54	7.55	7.56	7.57	7.58	8
9	1.58	8.50	8.42	8.28	8.18	8.06	8.07	8.08	8.09	8.10	9
10	1.55	9.09	9.00	8.85	8.74	8.61	8.62	8.63	8.64	8.65	10
11	1.52	9.71	9.61	9.45	9.33	9.19	9.20	9.21	9.22	9.23	11
12	1.49	10.36	10.25	10.08	9.95	9.79	9.80	9.81	9.82	9.83	12
13	1.46	11.04	10.92	10.74	10.60	10.43	10.44	10.45	10.46	10.47	13
14	1.43	11.75	11.62	11.43	11.28	11.09	11.10	11.11	11.12	11.13	14
15	1.40	12.49	12.35	12.15	11.99	11.78	11.79	11.80	11.81	11.82	15
16	1.37	13.26	13.11	12.90	12.73	12.50	12.51	12.52	12.53	12.54	16
17	1.34	14.06	13.89	13.67	13.49	13.24	13.25	13.26	13.27	13.28	17
18	1.31	14.89	14.70	14.47	14.28	13.99	14.00	14.01	14.02	14.03	18
19	1.28	15.74	15.54	15.30	15.10	14.78	14.79	14.80	14.81	14.82	19
20	1.25	16.62	16.41	16.16	15.95	15.60	15.61	15.62	15.63	15.64	20
21	1.22	17.53	17.31	17.05	16.83	16.45	16.46	16.47	16.48	16.49	21
22	1.19	18.47	18.24	17.97	17.74	17.33	17.34	17.35	17.36	17.37	22
23	1.16	19.44	19.20	18.92	18.68	18.24	18.25	18.26	18.27	18.28	23
24	1.13	20.44	20.19	19.90	19.65	19.18	19.19	19.20	19.21	19.22	24
25	1.10	21.47	21.21	20.91	20.65	20.15	20.16	20.17	20.18	20.19	25
26	1.07	22.53	22.26	21.95	21.68	21.15	21.16	21.17	21.18	21.19	26
27	1.04	23.62	23.34	23.02	22.74	22.18	22.19	22.20	22.21	22.22	27
28	1.01	24.74	24.45	24.12	23.83	23.24	23.25	23.26	23.27	23.28	28
29	0.98	25.89	25.59	25.25	24.95	24.33	24.34	24.35	24.36	24.37	29
30	0.95	27.07	26.76	26.41	26.10	25.45	25.46	25.47	25.48	25.49	30

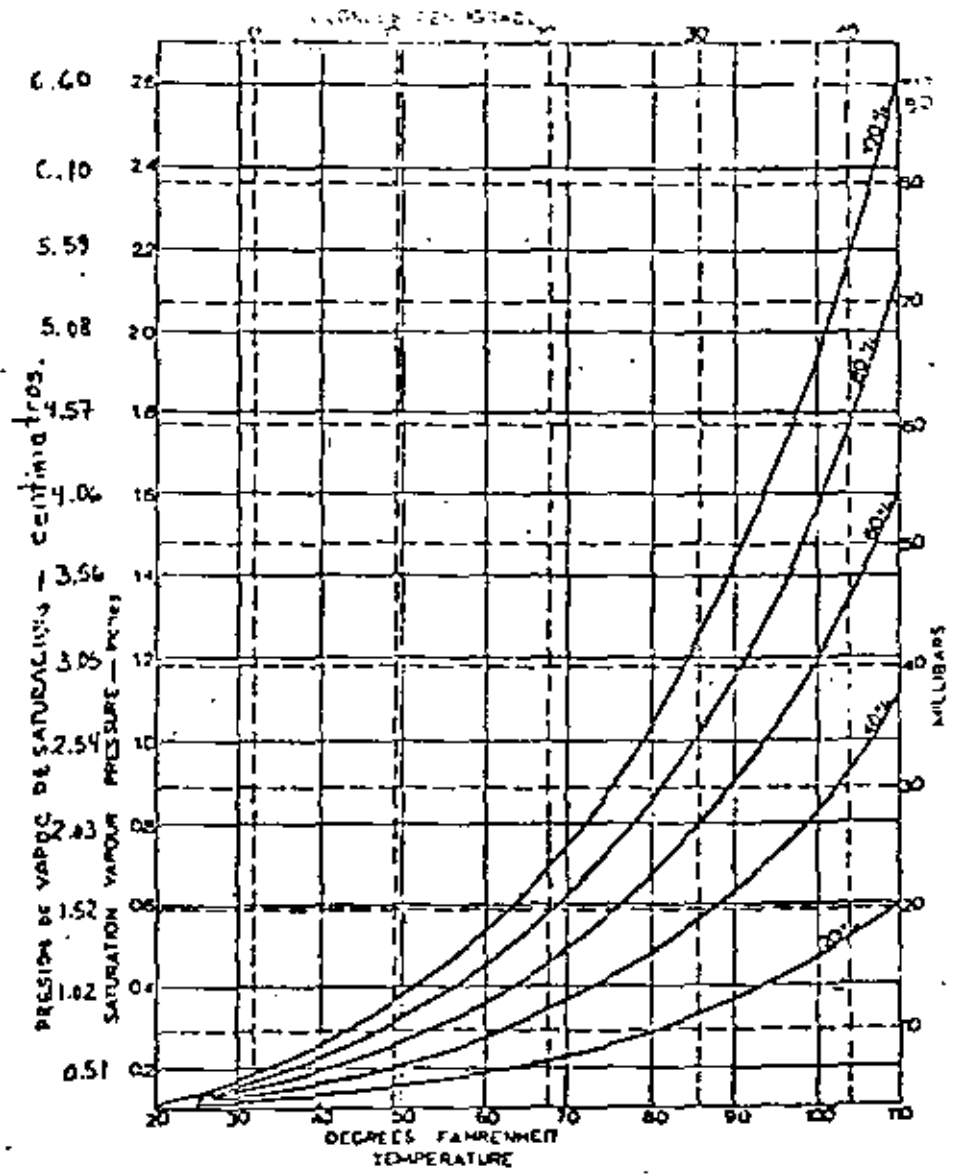


Fig 4.4 Variación de la presión de vapor de saturación con la temperatura

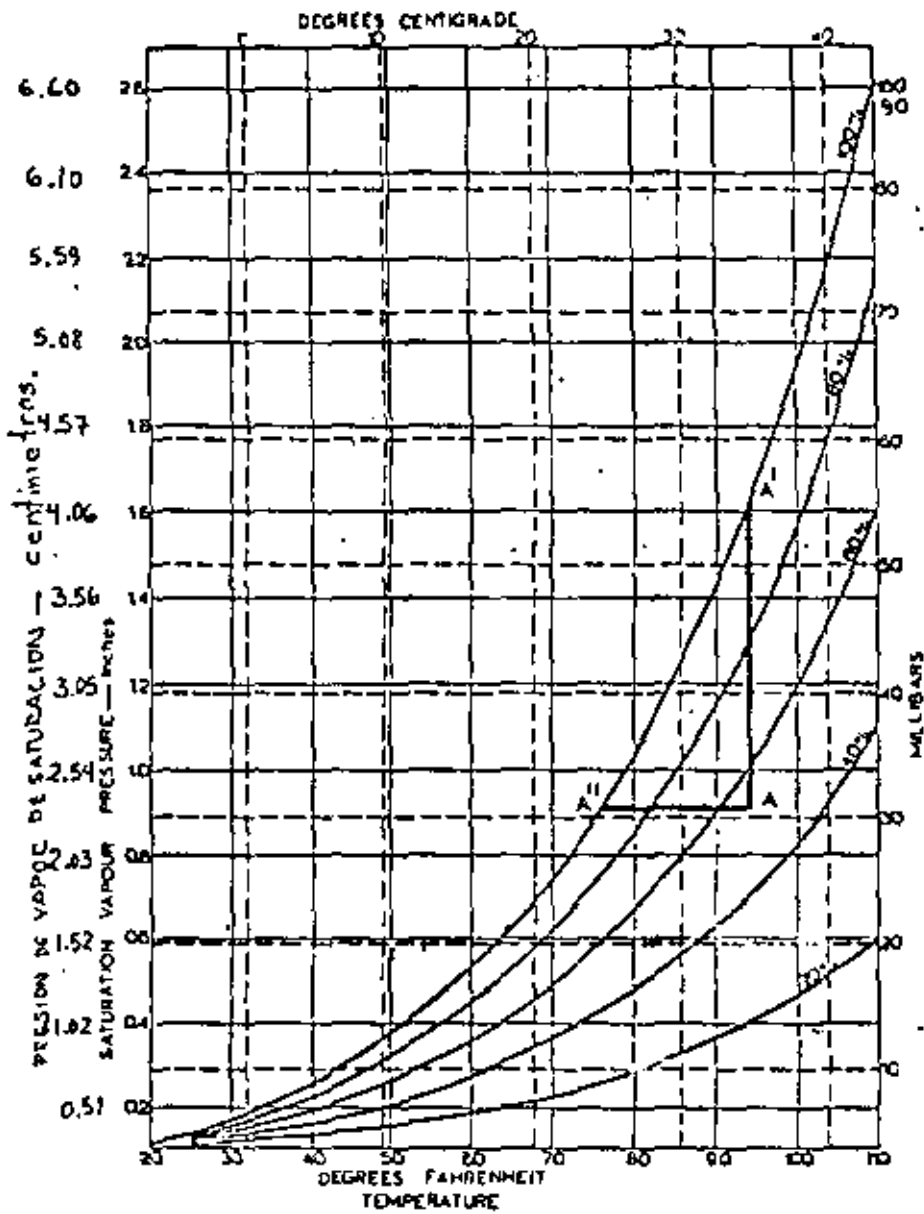


Fig. 4.5

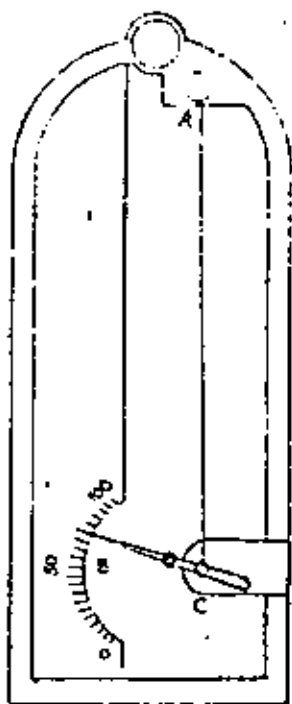


Fig 4.6 Higrometro de cabello

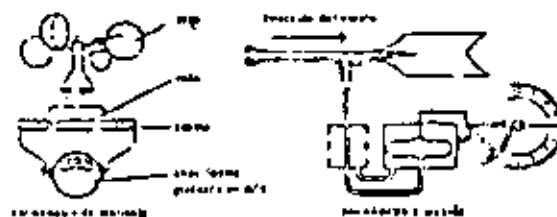


Fig 4.7 Anemómetros.

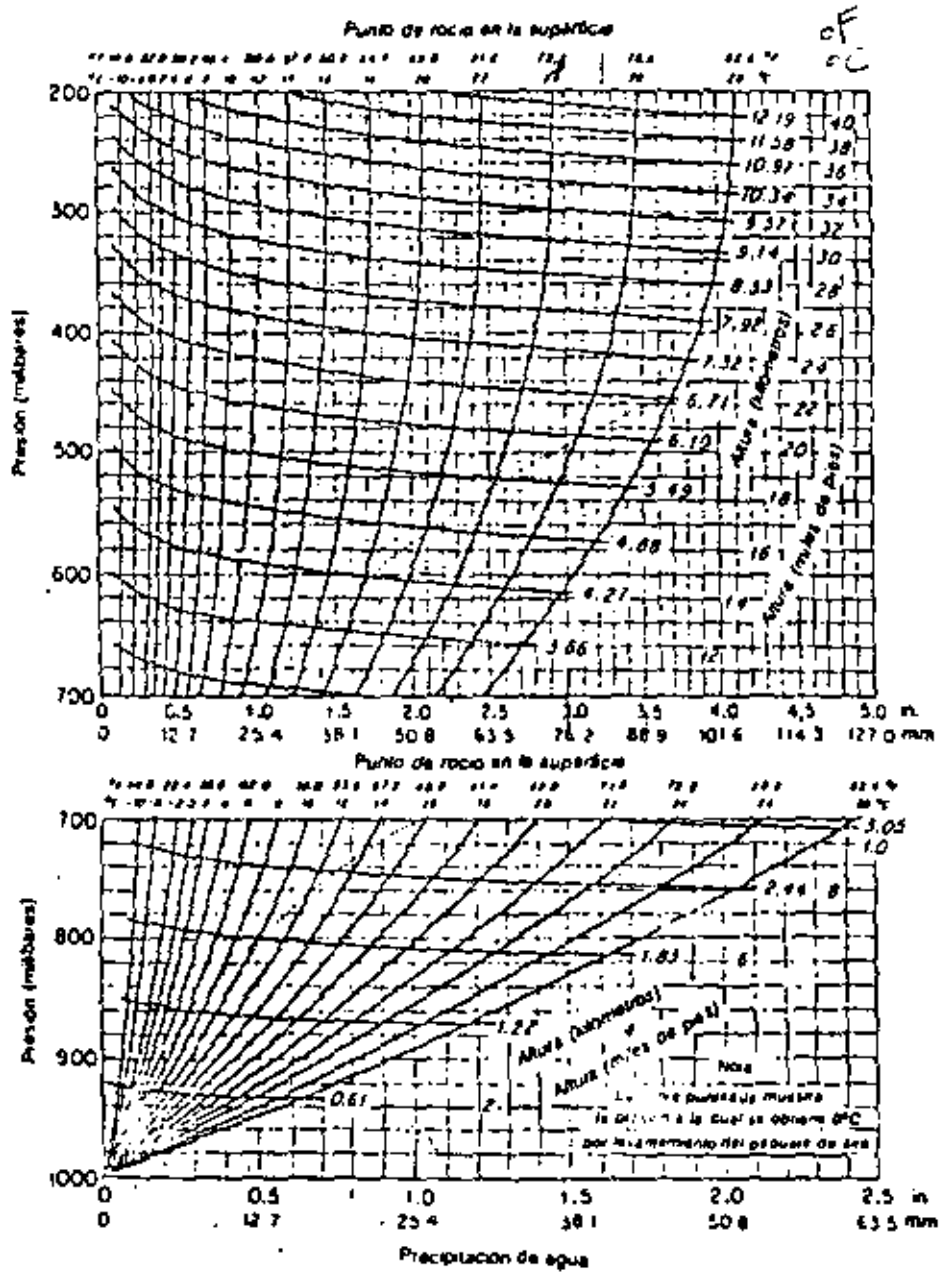
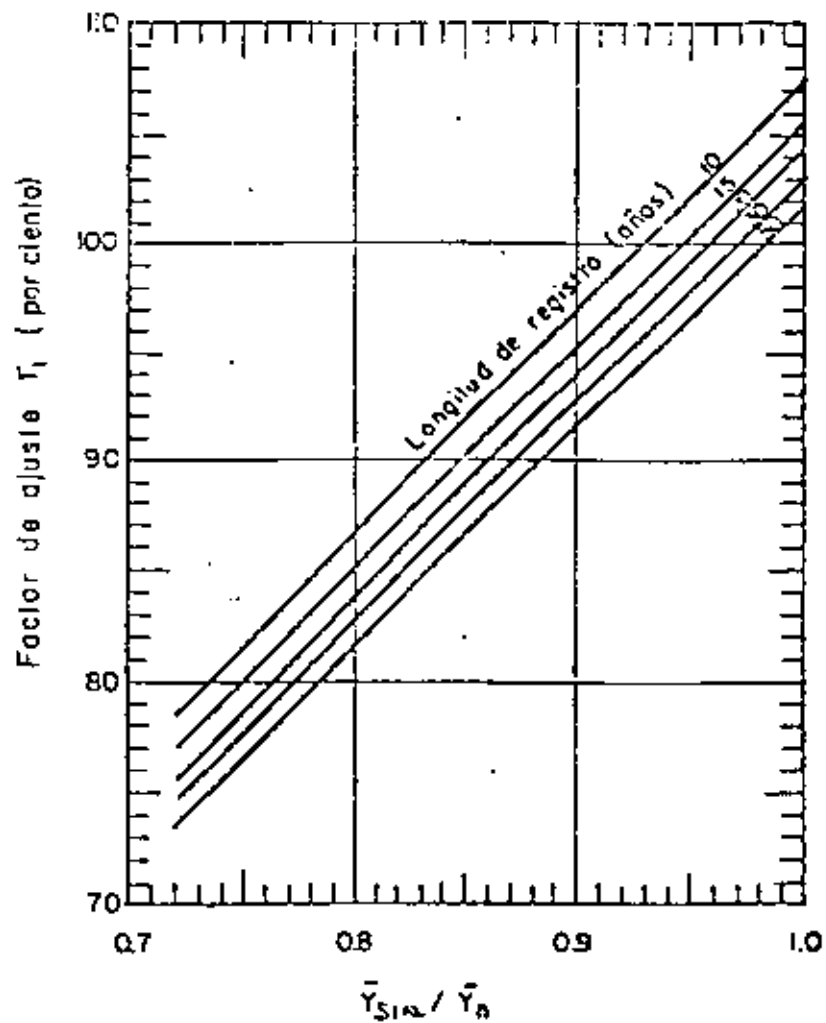
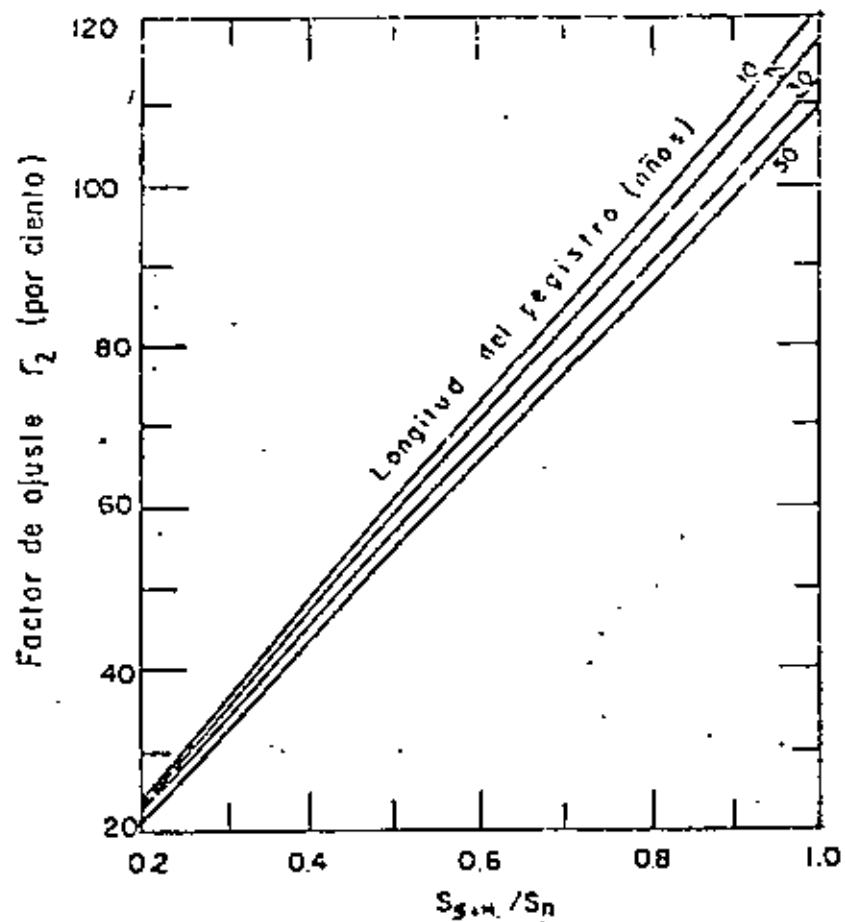


Fig 4.8





(a)



(b)

Fig 4.16 Curvas para el ajuste por máximo evento.

TABLA 1.7 Agua precipitable (mm) entre la superficie (1 000 mb) y la altitud indicada, como función del punto de rocío ( $^{\circ}\text{C}$ ) a 1 000 mb

Altitud (m)	Temperatura de rocío a los 1 000 mb, en $^{\circ}\text{C}$ .						
	0	5	10	15	20	25	30
200	1	1	2	2	3	4	6
400	2	3	4	5	6	9	12
600	3	4	5	7	10	13	17
800	3	5	7	9	13	17	22
1 000	4	6	8	11	15	21	23
1 400	5	7	10	15	20	28	37
1 800	6	9	12	18	25	34	46
2 000	6	10	13	19	27	37	50
2 400	7	10	15	22	31	43	57
2 800	7	11	16	24	34	48	65
3 000	8	11	17	25	35	50	63
3 400	8	12	18	26	38	54	74
3 800	8	12	19	28	41	58	80
4 000	8	12	19	28	42	60	83
5 000	8	13	20	31	46	67	94
6 000	8	13	21	32	49	72	103
7 000	8	14	21	33	51	76	110
8 000	8	14	21	33	52	78	115
9 000	8	14	21	33	52	80	118
10 000		14	21	33	52	80	121
11 000			21	33	52	81	122
12 000				33	52	81	123
13 000					52	81	124
14 000					52	81	124
15 000					52	81	124

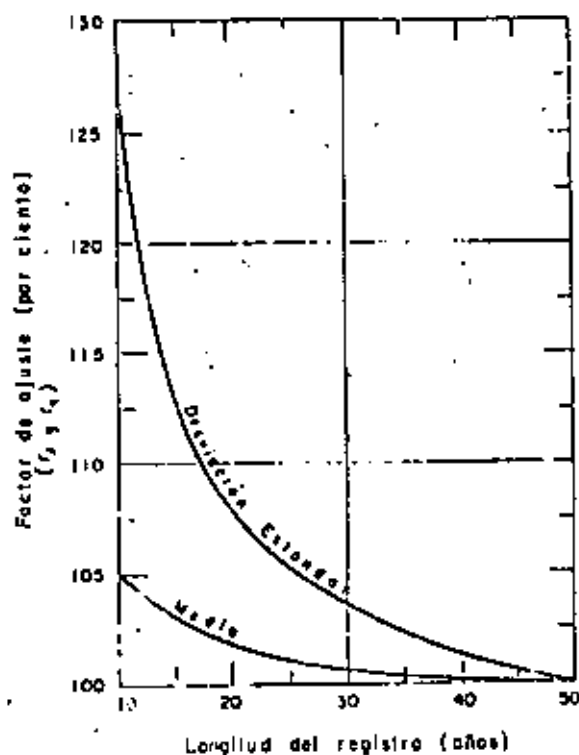


FIG. 4.17 AJUSTE DE LA MEDIA Y DESVIACION ESTANDAR DE LAS SERIES ANUALES POR LONGITUD DEL REGISTRO.



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

V CURSO DE CAPACITACION PARA  
INGENIEROS PROYECTISTAS DE  
ZONAS DE RIEGO

E J E R C I C I O S

ING. JESUS GUZMAN RAMIREZ

noviembre — 1982

EJERCICIO No. 1

Elaborar el Diagrama de Flujo de Actividades

para el Diseño de un Sifón.

"EL CURSO TIENE COMO OBJETIVO EL PREPARAR TÉCNICOS QUE DESARROLLEN ADECUADAMENTE LOS PROYECTOS DE LOS SISTEMAS DE RIEGO EN NUESTRO PAÍS, DÁNDOSE UN ENFOQUE QUE ESENCIALMENTE PRÁCTICO."

ING. S. GERARDO TENA OROZCO

EJERCICIO No. 2

Obtener el Salario Real diario para una Secretaria,  
con los datos siguientes:

Sueldo base mensual	:	\$ 12 237.00
Días hábiles al año	:	260
Días inhábiles al año	:	105
Sobresueldo	:	30%
Tiempo Extra	:	NO
Días Festivos	:	NO
Gratificación Anual	:	40 días

SECRETARIA.

1) Sueldo Base.			
	Mensual:	\$ 12 237.00	
	Diario:	$\frac{12\ 237.00 \times 12}{365}$	= \$ 402.31
2) Sueldo Anual.			
		$402.31 \times 260$	= \$ 104 600.60
3) Quintos.			
		$\frac{104\ 600.60}{5 \times 24}$ (104)	= \$ 90 653.85
4) Sobresueldo.			
		$(104\ 600.60 + 90\ 653.85) \times 0.30$	= \$ 58 570.94
5) Cuota al FOVISSSTE.			
		$(104\ 600.60 + 58\ 570.94) \times 0.05$	= \$ 8 158.58
6) Prima Vacacional.			
		$5 \times 402.31$	= \$ 2 011.55
7) Gratificación Anual.			
		$(40 \times 402.31) \times 1.30$	= \$ 20 920.12
	<b>SALARIO REAL ANUAL:</b>		<b>\$ 284 915.64</b>

8) Salario Real Diario.

$$\frac{284\ 915.64}{365} = \$ 780.59$$

05

EJERCICIO No. 3

Obtener el Salario Real diario para un Calculista, con los datos siguientes:

Sueldo base mensual :	\$ 16 511.00
Días hábiles al año :	260
Días inhábiles al año:	105
Sobresueldo :	30%
Tiempo Extra :	90 horas
Días Festivos :	5 días
Gratificación anual :	40 días

CALCULISTA.

1) Sueldo Base.

Mensual: \$ 16 511.00

Diario :  $\frac{16\ 511.00 \times 12}{365} = \$ 542.83$

2) Sueldo Anual

$542.83 \times 260 = \$ 141\ 135.80$

3) Quintos.

$\frac{141\ 135.80}{5 \times 24} (105) = \$ 123\ 493.83$

4) Sobresueldo

$(141\ 135.80 + 123\ 493.83) 0.30 = \$ 79\ 388.89$

5) Cuota al FOVISSSTE.

$(141\ 135.80 + 79\ 388.89) 0.05 = \$ 11\ 026.23$

6) Tiempo Extra.

$\frac{2 \times 542.83 \times 90}{8} = \$ 12\ 213.68$

7) Días Festivos.

$2 \times 5 \times 542.83 = \$ 5\ 428.30$

8) Prima Vacacional.			
	5 x 542.83	=	\$ 2 714.15
9) Gratificación Anual.			
	(40 x 542.83) 1.30	=	\$ 28 227.16
			<hr/>
	SALARIO REAL ANUAL:		\$ 403 628.04
10) Salario Real diario.			
	<u>403 628.04</u>		
	365	=	\$ 1 105.83

## EJERCICIO No. 4

Calcular el Salario Real diario para un Proyectista, con los datos siguientes:

Sueldo base mensual	:	\$	19 841.00
Sobresueldo	:		45%
Compensación	:	\$	15 000.00
Quinquenios, de 10 a 14 años de servicio	:	\$	350.00/res
Alquiler de vehículo	:	\$	6 900.00/res
Viáticos	:		20 días
		\$	900.00/día
Gratificación anual	:		40 días

PROYECTISTA.

- 1) Sueldo Base.  
Mensual: \$ 19 841.00  
Diario :  $\frac{19\ 841.00 \times 12}{365} = \$ 652.31$
- 2) Sueldo Anual.  
 $19\ 841.00 \times 12 = \$ 238\ 092.00$
- 3) Sobresueldo.  
 $(238\ 092.00) 0.45 = \$ 107\ 141.40$
- 4) Cuota al FOVISSSTE  
 $(238\ 092.00 + 107\ 141.40) 0.05 = \$ 17\ 261.67$
- 5) Compensación.  
 $15\ 000.00 \times 12 = \$ 180\ 000.00$
- 6) Prima Vacacional.  
 $5 \times 652.31 = \$ 3\ 261.55$
- 7) Quinquenios.  
 $350.00 \times 12 = \$ 4\ 200.00$

- 8) Alquiler de Vehículo.  
 $12 \times 6\ 900.00 = \$ 82\ 800.00$
- 9) Viáticos.  
 $20 \times 900.00 = \$ 18\ 000.00$
- 10) Gratificación Anual.  
 $(40 \times 652.31) 1.45 = \$ 37\ 833.98$   
SALARIO REAL ANUAL: \$ 688 590.60
- 11) Salario Real Diario  
 $\frac{688\ 590.60}{365} = \$ 1\ 886.55$
- 12) Sueldo y compensación mensual.  
 $19\ 841.00 + 15\ 000.00 = \$ 34\ 841.00$



## EJERCICIO No. 5

Obtener el Precio Unitario por kilómetro, para el -  
Concepto B.7.2. TRAZO DEL EJE Y REFERENCIACION DE P.I., PARA  
CANALES, DREJES Y CAMINOS. TERRENO ONDULADO Y DESPEJADO.

Utilicé los datos que se han manejado anterior-  
mente.

RENDIMIENTO: 720 m/día

REQUERIMIENTOS

- 1 Cacioneta
- 1 Teololito
- 1 Archivero
- 2 Balizas
- 2 Banderas
- 2 Calculadoras
- 1 Cinta de acero (30 m.)
- 1 Crayón
- 1 Enfrizador de agua
- 2 Escalímetros
- 2 Escritorios
- 2 Escuadras (Juegos)
- 2 Estuches de matemáticas
- 1 Flexómetro
- 3 Gomas (borrador)

- 1 Grapas (lote)
- 1 Hacha
- 2 Lámparas
- 4 Lapices
- 1 Libreta
- 1 Lima
- 3 Machetes
- 1 Máquina de escribir
- 1 Marro de 10 lb
- 2 Maskin (cintas)
- 1 Pala
- 1 Papel bond (miliar)
- 1 Papel bond (rollo)
- 1 Pintura (lote)
- 2 Plomadas
- 2 Restiradores
- 1 Sacapuntas
- 2 Sillones de escritorio
- 1 Tachuelas (lote)
- 2 Termos para agua
- 1 Zapatico
- 1 Topógrafo
- 1 Calculista
- 1 Dibujante
- 1 Chofer
- 1 Secretaria
- 2 Cadeneros
- 5 Peones

C O N C E P T O B.7.2.

TRAZO DEL EJE Y REFERENCIACION DE P.I., PARA CANALES, DRENES Y CAMINOS  
TERRENO ONDULADO Y DESPEJADO

RENDIMIENTO: 720 m./día

No.	DETALLE	UNIDAD	COSTO/DIA	COSTO/km	COSTO BASE	FACTOR
1	Camioneta	pza	\$ 2 907.48	\$ 4 038.17	\$ 600 000.00	0.007
1	Teodolito	pza	192.00	266.67	120 000.00	0.002
1	Archivero	pza	10.40	14.44	13 000.00	0.001
2	Baliza	pza	7.20	10.00	900.00	0.011
2	Bandera	pza	0.80	1.11	100.00	0.011
2	Calculadora	pza	40.00	55.56	50 000.00	0.001
1	Cinta acero (30 m.)	pza	24.00	33.33	3 000.00	0.011
1	Crayón	pza	1.60	2.22	10.00	0.222
1	Enfriador agua	pza	0.80	12.72	11 000.00	0.001
2	Escalímetro	pza	0.60	0.83	300.00	0.003
2	Escritorio	pza	13.60	18.69	17 000.00	0.001
2	Escuadras	jqc	1.04	1.44	500.00	0.003

13

C O N C E P T O B.7.2.

TRAZO DEL EJE Y REFERENCIACION DE P.I., PARA CANALES, DRENES Y CAMINOS  
TERRENO ONDULADO Y DESPEJADO

No.	DETALLE	UNIDAD	COSTO/DIA	COSTO/km	COSTO BASE	FACTOR
2	Estuche de mat.	pza	9.60	\$ 13.33	\$ 12 000.00	0.001
1	Flexómetro	pza	1.20	1.67	300.00	0.006
3	Goma(borrador)	pza	0.80	1.11	10.00	0.111
1	Grapas	kg	2.40	3.33	60.00	0.056
1	Hacha	pza	4.80	6.67	600.00	0.011
2	Lámpara	pza	0.80	1.11	1 000.00	0.001
4	Lápiz	pza	1.60	2.22	10.00	0.222
1	Libreta	pza	8.00	11.11	100.00	0.111
1	Lima	pza	8.00	11.11	400.00	0.028
3	Machete	pza	1.60	2.22	200.00	0.011
1	Máquina escr.	pza	24.00	33.33	30 000.00	0.001
1	Marro (10 lb)	pza	8.00	11.11	1 000.00	0.011
2	Maskin(cinta)	pza	4.00	5.56	50.00	0.111
1	Pala	pza	3.20	4.44	400.00	0.011
1	Papel bond	mll.	1.36	1.89	500.00	0.004

14

C O N C E P T O B.7.2.

TRAZO DEL EJE Y REFERENCIACION DE P.I., PARA CANALES, DRENES Y CAMINOS  
TERRENO ONDULADO Y DESPEJADO

No.	DETALLE	UNIDAD	COSTO/DIA	COSTO/km	COSTO BASE	FACTOR
1	Papel helio	rol.	\$ 160.00	\$ 222.22	\$ 2 000.00	0.111
1	Pintura	l	10.00	13.89	500.00	0.028
2	Pionada	pza	8.00	11.11	1 000.00	0.011
2	Restirador	pza	3.20	4.44	4 000.00	0.001
1	Sacacontas	pza	2.80	3.89	3 500.00	0.001
2	Sillon	pza	6.40	8.89	8 000.00	0.001
1	Tachuelas	kg	3.20	4.44	60.00	0.074
2	Thermo	pza	24.00	33.33	3 000.00	0.011
1	Zapapico	pza	2.40	3.33	300.00	0.011
1	Topografo	mes	1 161.67	1 613.43	34 841.00	0.046
1	Calculista	mes	1 105.83	1 535.88	16 511.00	0.093
1	Dibujante	mes	1 028.06	1 427.86	14 707.00	0.097
1	Chofer	mes	895.46	1 243.69	12 769.00	0.097
1	Secretaria	mes	780.59	1 084.15	12 237.00	0.089

15

C O N C E P T O B.7.2.

TRAZO DEL EJE Y REFERENCIACION DE P.I., PARA CANALES, DRENES Y CAMINOS  
TERRENO ONDULADO Y DESPEJADO

No.	DETALLE	UNIDAD	COSTO/DIA	COSTO/km	COSTO BASE	FACTOR
2	Cadenero	mes	\$ 733.44	\$ 1 018.67	\$ 11 215.00	0.091
5	Peón	mes	739.72	1 027.39	10 920.00	0.094

16

CONCEPTO B.7.2.

TRAZO DEL EJE Y REFERENCIACION DE P.I., PARA CANALES, DRENES Y CAMINOS  
TERRENO ONDULADO Y DESPEJADO

	UNIDAD	CANTIDAD	P.U. (base)	C. U.
Camioneta	pza	0.007	\$ 600 000.00	\$ 4 200.00
Teodolito	pza	0.002	120 000.00	240.00
Archivero	pza	0.001	13 000.00	13.00
Baliza (2)	pza	0.022	900.00	19.80
Bandera (2)	pza	0.022	100.00	2.20
Calculadora (2)	pza	0.002	50 000.00	100.00
Cinta acero (50 m.)	pza	0.011	3 000.00	33.00
Crayón	pza	0.222	10.00	2.22
Enfriador agua	pza	0.001	11 000.00	11.00
Escalímetro (2)	pza	0.006	300.00	1.80
Escritorio (2)	pza	0.002	17 000.00	34.00
Escuadras (2)	jgo	0.006	500.00	3.00
Estuche de mat.(2)	pza	0.002	12 000.00	24.00
Flexómetro	pza	0.006	300.00	1.80
Goma borrador (3)	pza	0.333	10.00	3.33
Grapas	kg	0.056	60.00	3.36

17

CONCEPTO B.7.2.

TRAZO DEL EJE Y REFERENCIACION DE P.I., PARA CANALES, DRENES Y CAMINOS  
TERRENO ONDULADO Y DESPEJADO

	UNIDAD	CANTIDAD	P.U. (base)	C. U.
Hacha	pza	0.011	\$ 600.00	\$ 6.60
Lámpara (2)	pza	0.002	1 000.00	2.00
Lápiz (4)	pza	0.888	10.00	8.88
Libreta	pza	0.111	100.00	11.10
Lima	pza	0.028	400.00	11.20
Machete (3)	pza	0.033	200.00	6.60
Máquina escribir	pza	0.001	30 000.00	30.00
Marro (10 lb)	pza	0.011	1 000.00	11.00
Maskin (cinta) (2)	pza	0.222	50.00	11.10
Pala	pza	0.011	400.00	4.40
Papel bond	ml	0.004	500.00	2.00
Papel helio	rol.	0.111	2 000.00	222.00
Pintura	l.	0.028	500.00	14.00
Plomada (2)	pza	0.022	1 000.00	22.00
Restirador (2)	pza	0.002	4 000.00	8.00
Sacapuntas	pza	0.001	3 500.00	3.50

18

EJERCICIO No. 6

Obtener el Precio Unitario por kilómetro, para el CONCEPTO D.1.2. PROYECTO Y DISEÑO DE PLANOS PARA CANALES, DRENES Y CAMINOS.

Utilicéense los datos que se han manejado anteriormente.

RENDIMIENTO: 820 m./día

REQUERIMIENTOS

- 1 Archivero
- 1 Calculadora
- 1 Enfriador de agua
- 2 Escalímetros
- 1 Escritorio
- 2 Escuadras (Juegos)
- 2 Escuadras Universales
- 1 Estuche Leroy
- 2 Estuches de matemáticas
- 4 Gomas (borrador)
- 1 Lámpara
- 5 Lápices
- 2 Maskin (cintas)
- 1 Papel bond (lote)
- 1 Papel herculene (lote)

CONCEPTO B.7.2 TRAZO DEL EJE Y REFERENCIACION DE P.I., PARA CANALES, DRENES Y CAMINOS TERRENO ONDULADO Y DESPEJADO

	UNIDAD	CANTIDAD	P.U. (base)	C. U.
Sillon (2)	pza	0.002	\$ 8 000.00	\$ 16.00
Tachuelas	kg	0.074	60.00	4.44
Thermo (2)	pza	0.022	3 000.00	66.00
Zapatico	pza	0.011	300.00	3.30
Topografico	mes	0.046	34 841.00	1 602.69
Calculista	mes	0.093	16 511.00	1 535.52
Dibujante	mes	0.097	14 707.00	1 426.58
Chofer	mes	0.097	12 769.00	1 238.59
Secretaria	mes	0.089	12 237.00	1 089.09
Cadenero (2)	mes	0.182	11 215.00	2 041.13
Pedn (5)	mes	0.470	10 920.00	5 132.40
Costo por km.:				\$ 19 222.63

CONCEPTO - D.1.2.

PROYECTO Y DIBUJO DE PLANOS PARA CANALES, DRENES Y CAMINOS

RENDIMIENTO: 820 m./día

No.	DETALLE	UNIDAD	COSIO/DIA	COSTO/km	COSTO BASE	FACTOR
1	Archivero	pza	10.40	12.68	13 000.00	0.001
1	Calculadora	pza	40.00	48.72	50 000.00	0.001
1	Enfriador	pza	8.80	10.73	11 000.00	0.001
2	Escalímetro	pza	0.60	0.73	300.00	0.002
1	Escritorio	pza	13.60	16.59	17 000.00	0.001
2	Escuadras	J90.	1.04	1.27	500.00	0.003
2	Escuadra Univ.	pza	16.00	19.51	20 000.00	0.001
1	Estuche Leroy	pza	12.00	14.63	15 000.00	0.001
2	Estuche mat.	pza	9.60	11.71	12 000.00	0.001
4	Goma (borrador)	pza	0.80	0.98	10.00	0.098
1	Lámpara	pza	0.80	0.98	1 000.00	0.001
5	Lápiz	pza	1.60	1.95	10.00	0.195
2	Maskin (cinta)	pza	4.00	4.88	50.00	0.098
1	Papel bond	mll.	1.36	1.66	500.00	0.003

22

1	Planero
1	Regla de acero
1	Restirador
1	Sacacontas
1	Sillón de escritorio
1	Tinta china (tote)
1	Tira líneas
1	Proyectista
1	Dibujante

C O N C E P T O D.1.2.

PROYECTO Y DIBUJO DE PLANOS PARA CANALES, DREÑES Y CAMINOS

No.	DETALLE	UNIDAD	COSTO/DIA	COSTO/Km	COSTO BASE	FACTOR
1	Papel herculene	rol.	\$ 160.00	\$ 195.12	\$ 4 000.00	0.049
1	Planero	pza	8.00	9.76	10 000.00	0.001
1	Regla acero	pza	4.40	5.37	5 500.00	0.001
1	Restirador	pza	3.20	3.90	4 000.00	0.001
1	Sacapuntas	pza	2.80	3.41	3 500.00	0.001
1	Sillón	pza	6.40	7.80	8 000.00	0.001
1	Tinta china	l	4.00	4.88	500.00	0.010
1	Tira líneas	pza	3.20	3.90	400.00	0.010
1	Proyectista	mes	1 886.55	2 300.67	34 841.00	0.066
1	Dibujante	mes	1 028.06	1 253.73	14 707.00	0.085

23

C O N C E P T O D.1.2.

PROYECTO Y DIBUJO DE PLANOS PARA CANALES, DREÑES Y CAMINOS.

	UNIDAD	CANTIDAD	P.U. (base)	C. U.
Archivero	pza	0.001	\$ 13 000.00	13.00
Calculadora	pza.	0.001	50.000.00	50.00
Enfriador agua	pza	0.001	11 000.00	11.00
Escalímetro (2)	jgo.	0.004	300.00	1.20
Escritorio	pza	0.001	17 000.00	17.00
Escuadras (2)	jgo.	0.006	500.00	3.00
Escuadra Univ. (2)	pza.	0.002	20 000.00	40.00
Estuche Leroy	pza	0.001	15 000.00	15.00
Estuche mat. (2)	pza	0.002	12 000.00	24.00
Goma (borrador) (4)	pza	0.392	10.00	3.92
Lámpara	pza	0.001	1 000.00	1.00
Lápiz (5)	pza	0.975	10.00	9.75
Maskin (cinta) (2)	pza	0.196	50.00	9.80
Papel bond	ml	0.003	500.00	1.50
Papel herc.	rol.	0.049	4 000.00	196.00

24

## EJERCICIO No. 7

Obtener el Presupuesto para una Residencia  
 General de Estudios Específicos y Diseños,  
 acompañada del Organograma correspondien-  
 te.

## CONCEPTO D.1.2.

## PROYECTO Y DIBUJO DE PLANOS PARA CANALES, DRENES Y CAMINOS

	UNIDAD	CANTIDAD	P.U. (base)	C. U.
Plano	pza	0.001	\$ 10 000.00	\$ 10.00
Regla acero	pza	0.001	5 500.00	5.50
Restirador	pza	0.001	4 000.00	4.00
Sacapuntas	pza	0.001	3 500.00	3.50
Sillón	pza	0.001	8 000.00	8.00
Tinta china	l.	0.010	500.00	5.00
Tira líneas	pza	0.010	400.00	4.00
Proyectista	mes	0.066	34 841.00	2 299.51
Dibujante	mes	0.085	14 707.00	1 250.10
Costo por km. :				\$ 3 985.78



Ejercicios Nos. 8, 9 y 10.

Ayudado en el ejemplo ilustrativo, obtener y graficar el avance correspondiente al 50. -- mes de trabajo, con los datos siguientes:

	R E P O R T E	
	3er. mes	4o. mes
<b>ACTIVIDADES (drenes)</b>		
Trazo	32.6 km.	37.1 km.
Nivelación	30.1 km.	33.3 km.
Secciones	28.3 km.	29.0 km.
Proyecto	26.2 km.	27.7 km.
Estructuras	22.2 km.	25.4 km.
Dibujo	21.1 km.	23.9 km.

## R E P O R T E

50. mes

ACTIVIDADES	PARCIAL	TOTAL
TRAZO	Canales 15.0 km.	38.2 km.
	Drenes 19.0 km.	
	Caminos 4.2 km.	
NIVELACION	Canales 13.4 km.	34.0 km.
	Drenes 16.9 km.	
	Caminos 3.7 km.	
SECCIONES	Canales 11.8 km.	30.1 km.
	Drenes 14.9 km.	
	Caminos 3.4 km.	
PROYECTO	Canales 11.3 km.	28.7 km.
	Drenes 14.2 km.	
	Caminos 3.2 km.	
ESTRUCTURAS	Canales 10.6 km.	26.9 km.
	Drenes 13.3 km.	
	Caminos 3.0 km.	
DIBUJO	Canales 9.7 km.	24.6 km.
	Drenes 12.2 km.	
	Caminos 2.7 km.	

## 1) Reporte de Trabajos en el 3er. mes.

Trazo	32.6 km.	(acum.: 80.6 km.)
Nivelación	30.1 km.	(acum.: 54.7 km.)
Secciones	28.3 km.	(acum.: 42.5 km.)
Proyecto	26.2 km.	(acum.: 44.8 km.)
Estructuras	22.2 km.	(acum.: 41.5 km.)
Dibujo	21.1 km.	(acum.: 42.6 km.)

## 2) Longitud de avance hasta el 3er. mes.

Trazo	80.6 (0.25)	=	20.2 km.
Nivelación	54.7 (0.10)	=	5.5 km.
Secciones	42.5 (0.05)	=	2.1 km.
Proyecto	44.8 (0.25)	=	11.2 km.
Estructuras	41.5 (0.20)	=	8.3 km.
Dibujo	42.6 (0.15)	=	6.4 km.

SUMA : 53.7 km.

Avance anual : 37.0 %  
Avance global: 6.5 %

## 3) Evaluación de actividades por longitud, hasta el 3er. mes.

ACTIVIDAD	A V A N C E		OBSERVACIONES
	PROGRAMA	REAL	
Trazo	21.8 km.	20.2 km.	atrasado
Nivel	6.6 km.	5.5 km.	atrasado
Secciones	2.4 km.	2.1 km.	atrasado
Proyecto	12.9 km.	11.2 km.	atrasado
Estructuras	7.7 km.	8.3 km.	
Dibujo	5.1 km.	6.4 km.	
anual	39.0 %	37.0 %	atrasado
global	6.8 %	6.5 %	atrasado

## 4) Superficie de avance hasta el 3er. mes.

Drenes 53.7 (13.3) = 714.2 ha.  
avance anual : 17.9 %  
avance global: 2.7 %

## 5) Evaluación de actividades por superficie, hasta el 3er. mes

FRENTE	A V A N C E		OBSERVACIONES
	PROGRAMA	REAL	
Drenes	436.4 ha.	714.2 %	
anual	10.9 %	17.9 %	
global	1.7 %	2.7 %	

6) Erogaciones según reporte, hasta el 3er. mes.

del paso 2, avance : 53.7 km.

No de días en el mes :	31
días acua. :	59 + 31 = 90
Artículos de Consumo: 53.7 x 3 973.72 = \$	213 388.76
Otros elementos : 90 x 52 192.41 = \$	4 697 316.90
SUMA :	\$ 4 910 705.66
o sea :	4.9 M
Varios :	0.4 M
Erogación :	5.3 M
% anual :	44.2 %
% global :	5.3 %

8) Evaluación de erogaciones por superficie, hasta el 3er. mes.

Del paso 6 : Erogación = \$ 5.3 M

M E S	EROGACIONES		OBSERVACIONES
	PROGRAMA	REAL	
marzo	\$ 2.8 M	\$ 5.3 M	altas
anual	23.3 %	44.2 %	altas
global	2.8 %	5.3 %	altas

7) Evaluación de erogaciones por longitud, hasta el 3er. mes.

M E S	EROGACIONES		OBSERVACIONES
	PROGRAMA	REAL	
marzo	\$ 5.2 M	\$ 5.3 M	altas
anual	43.3 %	44.2 %	altas
global	5.2 %	5.3 %	altas

## 1) Reporte de Trabajos en el 4o. mes.

Trazo	37.1 km.	(acum.: 117.7 km.)
Nivel	33.3 km.	(acum.: 88.0 km.)
Secciones	29.0 km.	(acum.: 71.5 km.)
Proyecto	27.7 km.	(acum.: 72.5 km.)
Estructuras	25.4 km.	(acum.: 66.9 km.)
Dibujo	23.9 km.	(acum.: 66.5 km.)

## 2) Longitud de avance hasta el 4o. mes.

Trazo	117.7 (0.25)	=	29.4 km.
Nivel	88.0 (0.10)	=	8.8 km.
Secciones	71.5 (0.05)	=	3.6 km.
Proyecto	72.5 (0.25)	=	18.1 km.
Estructuras	66.9 (0.20)	=	13.4 km.
Dibujo	66.5 (0.15)	=	10.0 km.
SUMA :			83.3 km.
avance anual :			57.4 %
avance global :			10.0 %

## 3) Evaluación de actividades por longitud, hasta el 4o. mes.

ACTIVIDAD	A V A N C E		OBSERVACIONES
	PROGRAMA	REAL	
Trazo	29.0 km.	29.4 km.	
Nivel	9.2 km.	8.8 km.	atrasado
Secciones	3.6 km.	3.6 km.	
Proyecto	18.1 km.	18.1 km.	
Estructuras	11.6 km.	13.4 km.	
Dibujo	7.7 km.	10.0 km.	
anual	54.6 %	57.4 %	
global	9.5 %	10.0 %	

## 4) Superficie de avance hasta el 4o. mes.

Drenes	83.3 (13.3)	=	1 107.9 ha.
avance anual :			27.7 %
avance global :			4.3 %

## 5) Evaluación de actividades por superficie, hasta el 4o. mes.

FRENTE	A V A N C E		OBSERVACIONES
	PROGRAMA	REAL	
Drenes	581.8 ha.	1 107.9 ha.	
anual	14.5 %	27.7 %	
global	3.2 %	4.3 %	

## 6) Erogaciones según reporte, hasta el 40. mes.

del paso 2, avance: 83.3 km.

No. de días en el mes: 30

días acum. : 90 + 30 = 120

Artículos  
de Consumo: 83.3 x 3 973.72 = \$ 331 010.88Otros  
elementos : 120 x 52 192.41 = \$ 6 263 089.20

SUMA : \$ 6 594 100.80

o sea : \$ 6.6 M

varios. : \$ 0.5 M

Erogación : \$ 7.1 M

% anual : 59.2 %

% global : 7.1 %

## 7) Evaluación de erogaciones por longitud, hasta el 40. mes.

M E S	EROGACIONES		OBSERVACIONES
	PROGRAMA	REAL	
abril	\$ 7.1 M	\$ 7.1 M	
anual	59.2 %	59.2 %	
global	7.1 %	7.1 %	

## 8) Evaluación de erogaciones por superficie, hasta el 40. mes.

M E S	EROGACIONES		OBSERVACIONES
	PROGRAMA	REAL	
abril	\$ 3.6 M	\$ 7.1 M	altas
anual	30.0 %	59.2 %	altas
global	3.6 %	7.1 %	altas

## 1) Reporte de Trabajos en el 50. mes.

## a) Canales

Trazo	15.0 km.	(acum.: 15.0 km.)
Nivelación	13.4 km.	(acum.: 13.4 km.)
Secciones	11.8 km.	(acum.: 11.8 km.)
Proyecto	11.3 km.	(acum.: 11.3 km.)
Estructuras	10.6 km.	(acum.: 10.6 km.)
Dibujo	9.7 km.	(acum.: 9.7 km.)

## b) Drenes.

Trazo	19.0 km.	(acum.: 136.7 km.)
Nivelación	16.9 km.	(acum.: 104.9 km.)
Secciones	14.9 km.	(acum.: 86.4 km.)
Proyecto	14.2 km.	(acum.: 86.7 km.)
Estructuras	13.3 km.	(acum.: 80.2 km.)
Dibujo	12.2 km.	(acum.: 78.7 km.)

## c) Caminos.

Trazo	4.2 km.	(acum.: 4.2 km.)
Nivelación	3.7 km.	(acum.: 3.7 km.)
Secciones	3.4 km.	(acum.: 3.4 km.)
Proyecto	3.2 km.	(acum.: 3.2 km.)
Estructuras	3.0 km.	(acum.: 3.0 km.)
Dibujo	2.7 km.	(acum.: 2.7 km.)

## 2) Longitud de avance hasta el 50. mes.

## a) Canales

Trazo	15.0 (0.25)	=	3.8 km.
Nivelación	13.4 (0.10)	=	1.5 km.
Secciones	11.8 (0.05)	=	0.6 km.
Proyecto	11.3 (0.25)	=	2.8 km.
Estructuras	10.6 (0.20)	=	2.1 km.
Dibujo	9.7 (0.15)	=	1.5 km.
	SUMA :		<u>12.1 km.</u>

## b) Drenes.

Trazo	136.7 (0.25)	=	34.2 km.
Nivelación	104.9 (0.10)	=	10.5 km.
Secciones	86.4 (0.05)	=	4.3 km.
Proyecto	86.7 (0.25)	=	21.7 km.
Estructuras	80.2 (0.20)	=	16.0 km.
Dibujo	78.7 (0.15)	=	11.8 km.
	SUMA :		<u>98.5 km.</u>

## c) Caminos.

Trazo	4.2 (0.25)	=	1.1 km.
Nivelación	3.7 (0.10)	=	0.4 km.
Secciones	3.4 (0.05)	=	0.2 km.
Proyecto	3.2 (0.25)	=	0.8 km.
Estructuras	3.0 (0.20)	=	0.6 km.
Dibujo	2.7 (0.15)	=	0.4 km.
	SUMA :		<u>3.5 km.</u>

## d) Resumen.

Canales	12.1 km.
Drenes	98.5 km.
Caminos	<u>3.5 km.</u>
SUMA :	114.1 km.
avance anual:	78.7 %
avance global:	13.7 %

## 3) Resumen por actividades del avance hasta el 5o. mes.

Trazo	$3.8 + 34.2 + 1.1 = 39.1$ km.
Nivelación	$1.3 + 10.5 + 0.4 = 12.2$ km.
Secciones	$0.6 + 4.3 + 0.2 = 5.1$ km.
Proyecto	$2.8 + 21.7 + 0.8 = 25.3$ km.
Estructuras	$2.1 + 16.0 + 0.6 = 18.7$ km.
Dibujo	$1.5 + 11.8 + 0.4 = 13.7$ km.

## 4) Evaluación de actividades por longitud, hasta el 5o. mes.

ACTIVIDAD	A V A N C E		OBSERVACIONES
	PROGRAMA	REAL	
Trazo	36.3 km.	39.1 km.	
Nivelación	11.9 km.	12.2 km.	
Secciones	4.8 km.	5.1 km.	
Proyecto	23.3 km.	25.3 km.	
Estructuras	15.5 km.	18.7 km.	
Dibujo	10.2 km.	13.7 km.	
anual	70.3 %	78.7 %	
global	12.3 %	13.7 %	

## 5) Superficie de avance hasta el 5o. mes.

Canales	12.1 (40.0) = 484.0 ha.
Drenes	98.5 (13.3) = 1 310.1 ha.
Caminos	3.5 (26.7) = 93.5 ha.
SUMA :	1 887.6 ha.
avance anual :	47.2 %
avance global :	7.3 %

## 6) Evaluación de actividades por superficie, hasta el 5o. mes.

FRENTE	A V A N C E		OBSERVACIONES
	PROGRAMA	REAL	
Canales	280.0 ha.	484.0 ha.	
Drenes	727.3 ha.	1 310.1 ha.	
Caminos	200.0 ha.	93.5 ha.	atrasado
anual	30.2 %	47.2 %	
global	4.6 %	7.3 %	

7) Erogaciones según reporte, hasta el 50. mes.

de paso 2. Avance: 114.1 km.

No. de días en el mes : 31

días acum. : 120 + 31 = 151

Artículos de consumo: 114.1 x 3 973.72 = \$ 453 401.45

Otros elementos : 151 x 52 192.41 = \$ 7 881 053.91

SUMA : \$ 8 334 455.36

o sea : \$ 8.3 M

varios: \$ 0.7 M

Erogación: \$ 9.0 M

% anual : 75.3 %

% global: 9.0 %

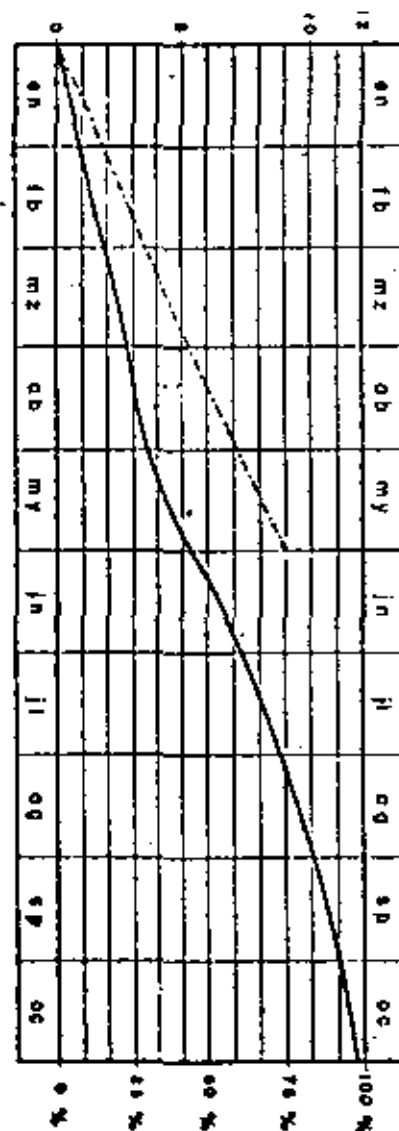
B) Evaluación de erogaciones por longitud, hasta el 50. mes.

M E S	EROGACIONES		OBSERVACIONES
	PROGRAMA	REAL	
mayo	\$ 9.1 M	\$ 9.0 M	bajas
anual	75.8 %	75.3 %	bajas
global	9.1 %	9.0 %	bajas

9) Evaluación de erogaciones por superficie, hasta el 50. mes.

M E S	EROGACIONES		OBSERVACIONES
	PROGRAMA	REAL	
mayo	\$ 5.4 M	\$ 9.0 M	altas
anual	45.0 %	75.3 %	altas
global	5.4 %	9.0 %	altas

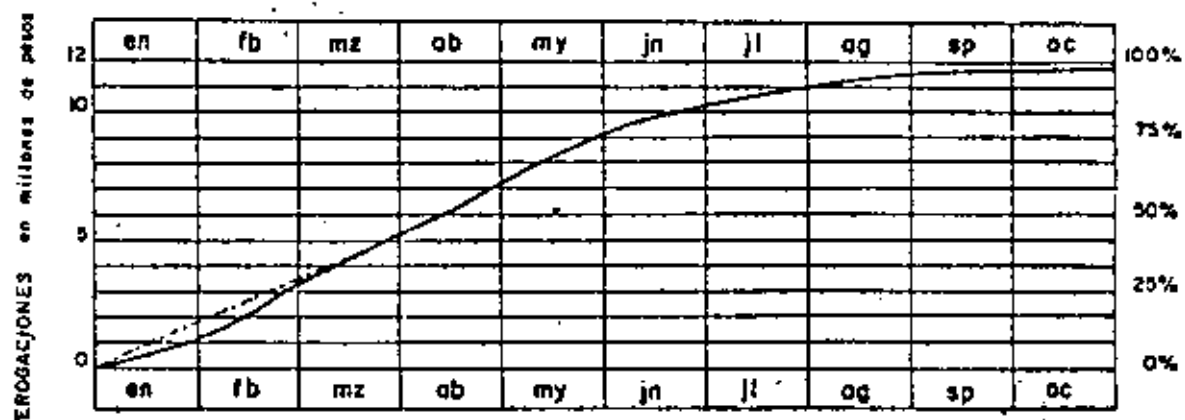
EROGACIONES EN MILLONES DE PESOS



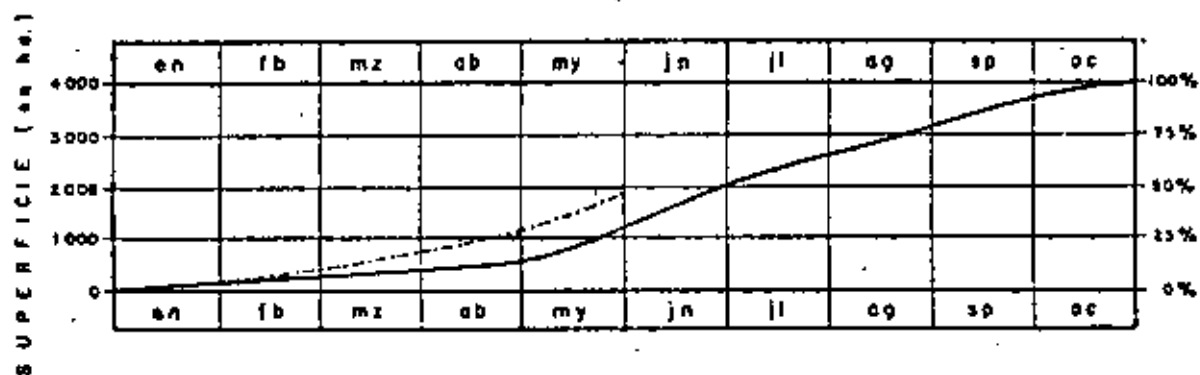
GRAFICA DEL PROGRAMA MENSUAL DE EROGACIONES POR SUPERFICIE



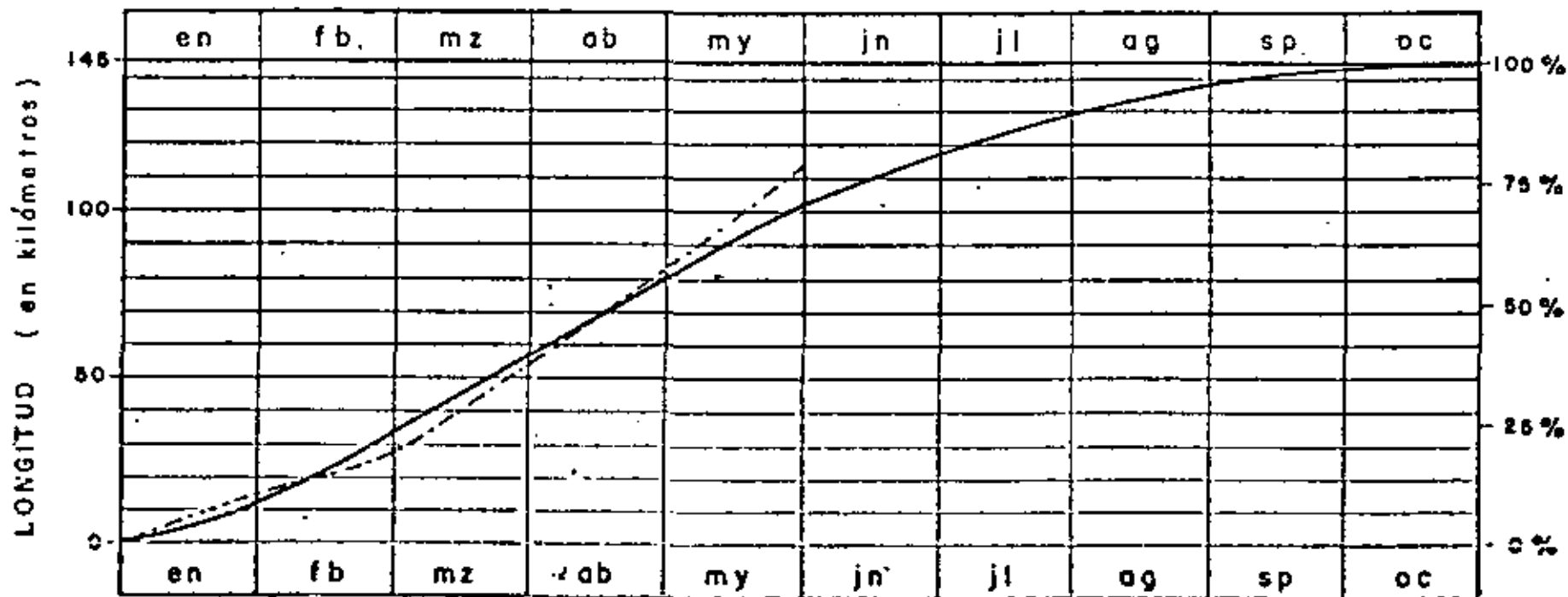
### GRAFICA DEL PROGRAMA MENSUAL DE EROGACIONES POR LONGITUD



### GRAFICA DEL PROGRAMA MENSUAL DE AVANCE EN SUPERFICIE



## GRAFICA DEL PROGRAMA MENSUAL DE AVANCE EN LONGITUD





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

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

**DISEÑO ESTRUCTURAL**

**ING. ALEJANDRO HURTADO GARCIA**

**OCTUBRE-NOVIEMBRE, 1982**

Cálculo del tirante normal por el método de Newton-Raphson - fórmula de Manning.

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

$$Q = Av$$

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

por otra parte:  $r = \frac{A}{P}$

$$Q = \frac{A \left[ \frac{A^{2/3}}{P^{2/3}} \right] s^{1/2}}{n}$$

$$\therefore Q = \frac{1}{n} \frac{A^{5/3}}{P^{2/3}} s^{1/2}$$

$$\frac{Qn}{s^{1/2}} = \frac{A^{5/3}}{P^{2/3}}$$

$$\therefore \frac{Qn}{s^{1/2}} = \text{cte.}$$

Método iterativo en si es:

$$y = y_0 + h$$

$$h = - \frac{f(y_0)}{f'(y_0)}$$

$y_0$  = valor inicial supuesto del tirante normal en este caso.

②

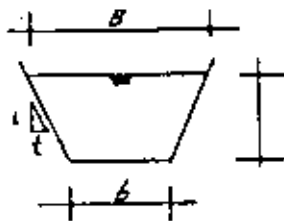
$$f(y) = \frac{A^{5/3}}{P^{2/3}} - \frac{Qn}{s^{1/2}} = 0$$

$$f'(y) = \frac{d}{dy} [A^{5/3} \cdot P^{-2/3}]$$

$$f'(y) = A^{5/3} \left[ -\frac{2}{3} P^{-5/3} \frac{dP}{dy} \right] + P^{-2/3} \left[ \frac{5}{3} A^{2/3} \frac{dA}{dy} \right]$$

$$f'(y) = \frac{A^{5/3}}{P^{5/3}} \left[ -\frac{2}{3} \frac{dP}{dy} \right] + \frac{A^{5/3}}{P^{2/3}} \left[ \frac{5}{3} \frac{dA}{dy} \right]$$

$$f'(y) = \frac{A^{2/3}}{P^{5/3}} \left[ -\frac{A}{P} \frac{2}{3} \frac{dP}{dy} + \frac{5}{3} \frac{dA}{dy} \right]$$



$$A = by + ty^2$$

$$P = b + 2\sqrt{1+t^2} \cdot y$$

$$\frac{dP}{dy} = \frac{d}{dy} [b + 2\sqrt{1+t^2} \cdot y] = 2\sqrt{1+t^2}$$

$$\therefore \frac{dP}{dy} = 2\sqrt{1+t^2}$$

$$\frac{dA}{dy} = \frac{d}{dy} [6y + 2y^2] = 6 + 2ty$$

$$\frac{dA}{dy} = 6 + 2ty$$

por otra parte:  $B = 6 + 2ty$

$$\therefore \frac{dA}{dy} = B$$

Substituyendo valores:

$$f'(y) = \frac{A^{2/3}}{P^{2/3}} \left[ -\frac{4}{3} \frac{A}{P} \sqrt{1+t^2} + \frac{5}{3} B \right]$$

RESUMEN:

$$f(y) = A \left( \frac{A}{P} \right)^{2/3} - \frac{QN}{\sqrt{5}}$$

$$f'(y) = \left( \frac{A}{P} \right)^{2/3} \left[ -\frac{4}{3} \left( \frac{A}{P} \right) \sqrt{1+t^2} + \frac{5}{3} B \right]$$

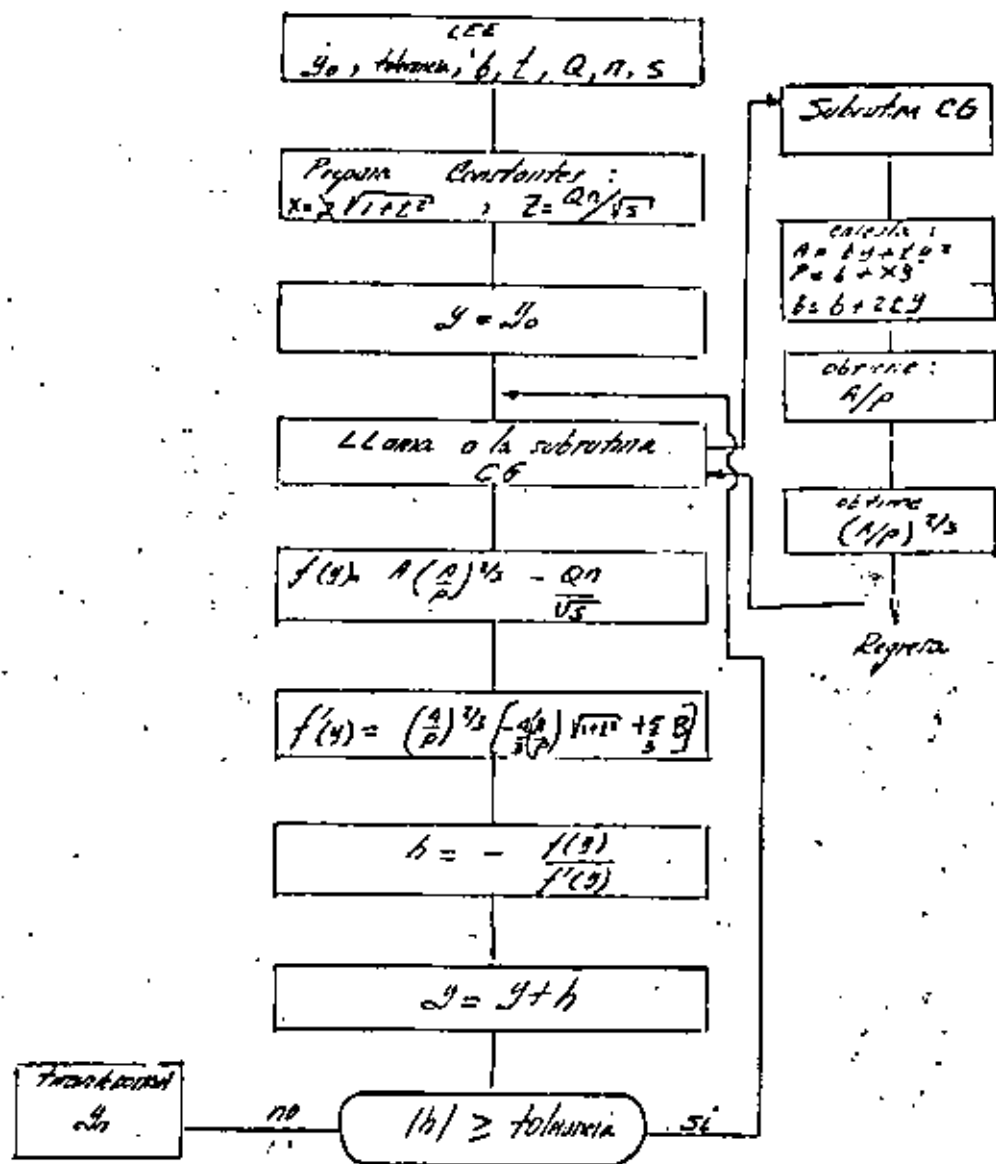
$$h = - \frac{f(y_0)}{f'(y_0)}$$

$$y = y_0 + h$$

cuando  $|h| \geq \text{tolerancia}$ , se tiene el punto normal

(2)

DIAGRAMA





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

V. CURSO DE CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS  
DE ZONAS DE RIEGO

ING. FILIBERTO CAMPOS NUÑEZ  
OCTUBRE-NOVIEMBRE, 1982

SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRAULICOS  
 SUBSECRETARIA DE INGENIERIA Y CONSTRUCCION HIDRAULICA  
 DIRECCION GENERAL DE OBRAS DE IRRIGACION  
 SUBDIRECCION DE PROYECTOS  
 DEPARTAMENTO DE OBRAS DE RIEGO

PUNTE EN CRUCE DEL CANAL LATERAL B+60.00, Km 5+511.10 CON EL ENTRONQUE DE LA CARRETERA Irapuato-Silao AL POBLADO "LA CALERA", Km 0+1610.00.

1.- DESCRIPCION.-

En la Zona de Riego "La Purísima", correspondiente al Distrito de Riego del Río Guanajuato, el Canal Lateral B+60 en su Km 5+511.10, cruzará el Camino Entronque Carretera Irapuato-Silao al poblado La Calera, a la altura del Km 0+1610.00.

Se ha considerado como estructura más conveniente un puente de concreto reforzado y estribos de mampostería.

La mencionada estructura será a base de una losa plana de 9.00 m de claro, de concreto reforzado, con un ancho de calzada de 7.50 m, guarniciones de 0.80 m y diseñada para soportar carga viva de camión tipo HS-20 en dos líneas de circulación.

La subestructura la constituyen dos estribos de mampostería de tercera clase, juntada con mortero de cemento en la proporción 1:5

Para el diseño de los estribos se consideró un esfuerzo normal de trabajo o la compresión de 2.00 Kg/cm<sup>2</sup>

①

2.- DATOS PARA EL PROYECTO.-

- Claro del Puente = 9.00 m
- Longitud total = 9.30 m
- Ancho de la calzada = 7.50 m
- Ancho de las guarniciones = 0.80 m
- Ancho total del puente = 9.10 m
- Peralte de las guarniciones = 0.12 m
- Espesor de la carpeta asfáltica = 0.05 m
- Bombéo de 0.08 m (Perfil recto, con 2% de pendiente)
- Esviajamiento = 0° (Puente normal al cauce)
- Carga viva considerada: Camión tipo HS-20 en dos líneas de circulación.
- Parapeto tipo: G0-1312, con ramates rectos.

3.- CONSTANTES DE CALCULO PARA EL CONCRETO REFORZADO.-

$$f_c = 1800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_c \approx 0.40 f'_c = 100 \text{ Kg/cm}^2$$

$$n = 8$$

$$k = 0.319$$

$$j = 0.894$$

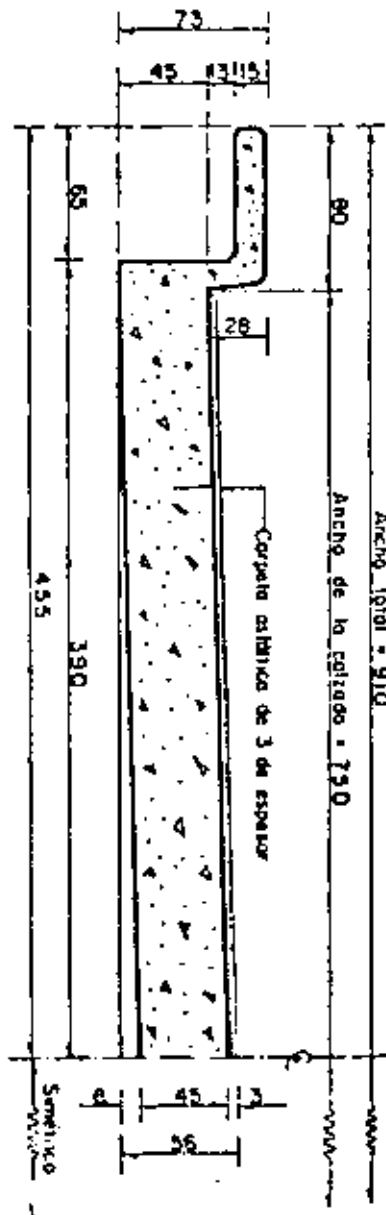
$$K = 14.705$$

$$\alpha = 0.265$$

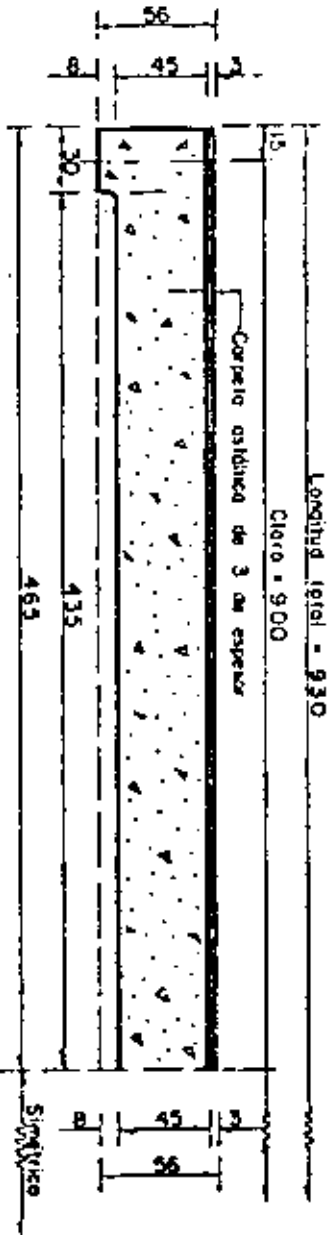
$$f_{pm} = 0.29 \sqrt{f'_c} = 4.505 \text{ Kg/cm}^2$$

$$q_{pm} = \frac{2.3 \sqrt{f'_c}}{0} \approx 28 \text{ Kg/cm}^2$$

MEDIO CORTE TRANSVERSAL



MEDIO CORTE LONGITUDINAL POR EL EJE DEL CAMINO



5.º DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA

5.1.º MOMENTO FLEXIONANTE MÁXIMO EN LA LOSA

5.1.1.- Por carga muerta  
 Peso de la losa :  $0.45 \times 2400 = 1080 \text{ Kg/m/m}$   
 Peso del asfalto :  $0.05 \times 2200 = 110 \text{ Kg/m/m}$   
 $w_1 = 1190 \text{ Kg/m/m}$   
 $M_{Mu} = \frac{1190 \times 3.00^2}{8} = 1363 \text{ Kg-m}$

5.1.2.- Por carga viva  
 del Apéndice "A" de las Especificaciones de Fuentes para Caminos (página 163), S.A.H.O.P.-1964, se tiene por cada faja de circulación:

Para  $L = 8.84 \text{ m}$ :  $M = 36915 \text{ Kg-m}$ ,  $R = 22135 \text{ Kg}$   
 Para  $L = 9.14 \text{ m}$ :  $M = 39003 \text{ Kg-m}$ ,  $R = 22458 \text{ Kg}$

Interpolando para  $L = 9.00 \text{ m}$ :  
 $M = 36915 + \frac{2088 \times 0.16}{0.30} = 38029 \text{ Kg-m/faja}$   
 $R = 22135 + \frac{323 \times 0.16}{0.30} = 22329 \text{ Kg/faja}$

Impacto =  $\frac{15.24}{L + 38.10} = 0.30$

$I = \frac{15.24}{9.00 + 38.10} = 0.324$

Se limita el impacto a:  $I = 0.30$

5.2.º ANCHO DE DISTRIBUCION



$$E = 0.06L + 1.22 = 2.13 \text{ m}$$

$$E = 0.06 \times 9.00 + 1.22 = 1.760 \text{ m}$$

Por lo tanto, el momento por carga viva mas impacto  
vale:

$$M_{LV+I} = \frac{1.30 \times 18029}{2 \times 1.760} = 14045 \text{ Kg-m}$$

Momento total:

$$M = 1.603 \times 14045 = 25448 \text{ Kg-m}$$

### 5.3.- PENALTA NECESARIO

$$d = 0.265 \sqrt{25448} = 42.44 \text{ cm}$$

Se adopta:  $d = 42 \text{ cm}$ ;  $r = 3 \text{ cm}$ ;  $h = 45 \text{ cm}$

### 5.3.- ACERO DE REFUERZO

#### 5.3.1.- Acero principal

$$A_s = \frac{4.549.000}{1800 \times 0.894 \times 42} = 77.95 \text{ cm}^2$$

Se colocarán varillas BC a cada 13 cm ( $A_s = 39.00 \text{ cm}^2$ )

#### 5.3.2.- Acero para distribución

El porcentaje recomendado por las Especificaciones de Puentes para Caminos está dado por la siguiente expresión:

$$\% = \frac{100}{\sqrt{3.28 \times L}} = 6.0 \%$$

$$\% = \frac{100}{\sqrt{3.28 \times 9.00}} = 18.41 \%$$

$$\text{Entonces } A_{s1} = 0.1841 \times 39.00 = 7.18 \text{ cm}^2$$

Se colocarán varillas 4C a cada 17 cm ( $A_s = 7.41 \text{ cm}^2$ )

③

#### 5.3.2.- Acero por temperatura

$$A_{s2} = 0.0015 \times 100 \times 45 = 6.75 \text{ cm}^2$$

El cálculo nos proporciona varillas 4C a cada 18 cm, pero para facilidad del armado las colocaremos de la siguiente manera:

Varillas 4C a cada 13 cm, paralelos al tránsito

Varillas 4C a cada 17 cm, normales al tránsito

#### 5.4.- DOBLADO DE VARILLAS DEL ACERO PRINCIPAL

La distancia a la cual puede suprimirse o doblarse la mitad del acero principal de refuerzo, a partir del centro del claro, está dada por la siguiente expresión:

$$X = \frac{L}{2} \sqrt{\frac{A_{s1}}{A_s}} + 0.30 \text{ m}$$

Donde:  $L$  = Claro del puente

$A_{s1}$  = Area de acero por doblar

$A_s$  = Area total del acero principal de refuerzo.

$$\text{Entonces } X = \frac{9.00}{2} \sqrt{\frac{7.18}{39.00}} + 0.30 = 3.48 \text{ m}$$

Por lo tanto se doblará la mitad del acero principal de refuerzo a una distancia de 3.48 m a partir del centro del claro y medirá sobre el semiperalte.

#### 6.- DISEÑO DE LAS GUARNICIONES

### 6.1.- VIGAS MARGINALES.

De acuerdo con los Especificaciones de Puentes para Caminos, las vigas marginales se pondrán en todas las losas para puentes que tengan el refuerzo principal paralelo al tránsito.

Esta viga puede consistir en una losa con refuerzo adicional, en una viga integrada a la losa para con mayor paralelismo o bien, en una sección integral reforzada, formada por la losa y guarnición.

Procederemos entonces a calcular la mencionada viga marginal con la última alternativa.

#### 6.1.1.- Momento por carga muerta

$$\text{Parapeto:} = 150 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Guarnición: } 0.15 \times 0.33 \times 2400 = 120 \text{ "}$$

$$\text{Voladizo: } 0.65 \times 0.15 \times 2400 = 234 \text{ "}$$

$$W_1 = 647 \text{ Kg/m}$$

$$M_{wm} = \frac{647 \times 9.80^2}{8} = 6551 \text{ Kg-m}$$

#### 6.2.2.- Momento por carga viva.-

Las Especificaciones, para el caso de vigas marginales en puentes, nos dan la siguiente ecuación:

$$M = 0.20 M_{calle} \times 0.80$$

$$\text{Donde: } 0.20 M_{calle} = 0.20 \times 38029 \times 1.80 = 9828 \text{ Kg-m / faja}$$

0.5 = Considerar una línea de ruedas

$$\therefore M = 9828 \times 0.5 = 4944 \text{ Kg-m.}$$

$$\text{Momento total: } M_T = 6551 + 4944 = 11495 \text{ Kg-m}$$

#### 6.2.3.- Paralelismo necesario

$$d = 0.266 \sqrt{11495} = 28.41 \text{ cm}$$

$$\text{Adoptamos: } d = 73 - 2.5d - 1.27 - 1.91 - 5.00 = 64.29 \text{ cm}$$

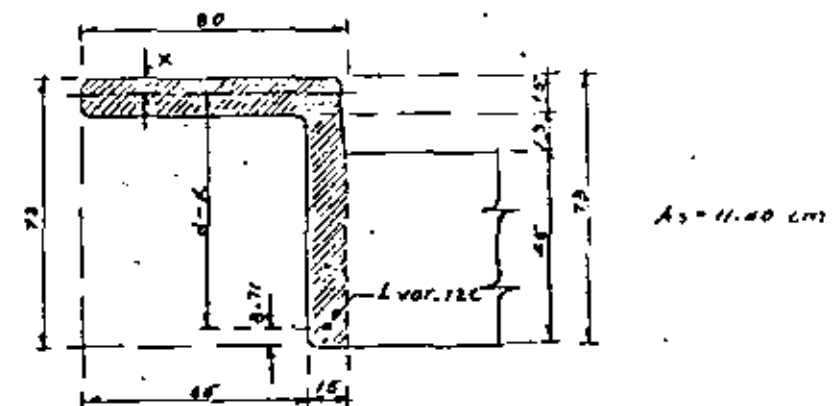
$$b = 80 \text{ cm}$$

#### 6.2.4.- Acero principal de refuerzo

$$A_s = \frac{1149500}{1800 \times 0.894 \times 64.29} = 10.32$$

Se colocarán dos varillas 8C ( $A_s = 10.14 \text{ cm}^2$ ) e bien una varilla 12C ( $A_s = 11.40 \text{ cm}^2$ )

#### 6.2.5.- Comprobación de la sección



Analizando la figura anterior y para obtener al eje neutro, procedemos de la siguiente manera:

$$80x \left(\frac{x}{2}\right) - n A_s (d - x) = 0$$

$$40x^2 - 8 \times 11.40 (64.29 - x) = 0$$

Simplificando la ecuación nos queda la siguiente ecuación de 2º grado:

$$x^2 + 2.28x - 146.5812 = 0$$

$$x = \frac{-2.28 \pm \sqrt{2.28^2 + 4 \times 146.5812}}{2} = \frac{-2.28 + 24.32}{2} = 11.02 \text{ cm}$$

$$x = 11.02 \text{ cm} < 15.00 \text{ cm} \quad \therefore \text{bien}$$

6.2.6.- Comprobación de esfuerzos:

$$Jd = 64.29 - \frac{11.02}{2} = 60.62 \text{ cm}$$

6.2.6.1.- Para el acero

$$f_s = \frac{M}{A_s Jd} = \frac{1149.500}{11.40 \times 60.62} = 1663 \text{ Kg/cm}^2$$

$$1663 \text{ Kg/cm}^2 < 1800 \text{ Kg/cm}^2 \quad \therefore \text{bien}$$

6.2.6.2.- Para el concreto

$$f_c = \frac{M}{k_b Jd} = \frac{1149.500}{11.02 \times 80 \times 60.62} = 22 \text{ Kg/cm}^2$$

$$22 \text{ Kg/cm}^2 < 100 \text{ Kg/cm}^2 \quad \therefore \text{bien}$$

6.2.7.- Revisión por cortante

6.2.7.1.- Por carga viva ( $V_{cv} = 22329 \text{ Kg/faja}$ )

Según las especificaciones, se considera el 40% de la carga viva considerada para la losa y por línea de nudos, es decir:

$$\textcircled{5} V_{cv2} = 0.40 \times 1.30 \times 22329 \times 0.5 = 5806 \text{ Kg/línea de nudos}$$

6.2.7.2.- Por carga muerta

$$V_{cm} = \frac{647 \times 9.00}{2} = 2912 \text{ Kg}$$

6.2.7.3.- Fuerza cortante total

$$V_{tot} = 5806 + 2912 = 8718 \text{ Kg}$$

6.2.7.4.- Esfuerzos

$$v_{perm} = 4.59 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_{calc} = \frac{8718}{18 \times 64.29} = 9.04 \text{ Kg/cm}^2$$

6.2.7.5.- Cortante para estribos

El cortante que deberá absorberse con estribos vale:

$$v_s = v_{calc} - v_{perm} = 9.04 - 4.59 = 4.45 \text{ Kg/cm}^2$$

Utilizando estribos 4C de una rama la separación es:

$$s = \frac{0.2 f_s}{v_s b} = \frac{1.22 \times 1800}{4.45 \times 15} = 34.25 \text{ cm}$$

De acuerdo con la separación calculada consideraremos como estribos las varillas del acero para distribución que se doblan hacia la guarnición y las varillas del acero por temperatura, del techo superior, que también se doblan.

## 6.8.- CALCULO ESTRUCTURAL DEL VOLADIZO.-

6.8.1.- Momento por el parapeto

$$M_p = 150 \times 0.525 = 79 \text{ Kg-m}$$

6.8.2.- Momento por peso propio

$$M_{pp} = \frac{0.15 \times 2400 \times 0.65^2}{2} = 76 \text{ Kg-m}$$

6.8.3.- Momento por carga viva

Según las Especificaciones:  $W_{LV} = 415 \text{ Kg/m}^2$

$$M_{LV} = \frac{415 \times 0.65^2}{2} = 88 \text{ Kg-m}$$

6.8.4.- Momento total

$$M_T = 79 + 76 + 88 = 243 \text{ Kg-m}$$

6.8.5.- Cortante total

$$V_{TOT} = 150 + 0.15 \times 0.65 \times 2400 + 0.65 \times 415 = 654 \text{ Kg}$$

6.8.6.- Peraltes

6.8.6.1.- Por momento

$$d_M = 0.265 \sqrt{243} = 4.17 \text{ cm}$$

6.8.6.2.- Por cortante

$$d_V = \frac{654}{4.57 \times 65} = 2.19 \text{ cm}$$

Se adopta:  $d = 11 \text{ cm}$ ;  $r = 4 \text{ cm}$ ;  $h = 15 \text{ cm}$

6.8.7.- Acero de refuerzo

$$A_s = \frac{24800}{1800 \times 0.894 \times 11} = 1.40 \text{ cm}^2$$

- ⑥ El cálculo nos da varillas de  $\phi$  cada 90 cm, así que nos basta con las varillas del acero para distribución que se corren hasta el voladizo. Además de este acero, en el sentido longitudinal colocaremos cuatro varillas de  $\phi$  para absorber temperatura y fraguado en el mencionado voladizo.

$$A r^{2/3} = 24.410070 \times 1.419424 = 34.448221 \quad \therefore \text{bien}$$

Finalmente podemos resumir los datos hidráulicos como sigue:

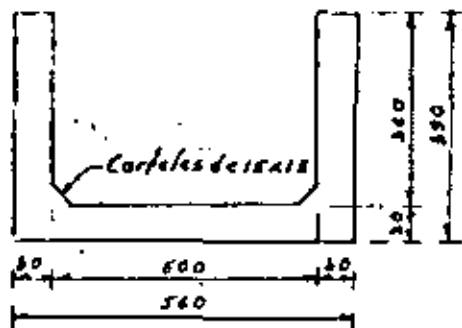
$$\begin{aligned} Q &= 35.000 \text{ m}^3/\text{seg.} \\ A &= 24.410 \text{ m}^2 \\ V &= 1.434 \text{ m/seg.} \\ b &= 3.500 \text{ m} \\ d &= 3.033 \text{ m} \\ p &= 14.434 \text{ m} \\ r &= 1.691 \text{ m} \\ r^{2/3} &= 1.419 \\ n &= 0.014 \\ s &= 0.0003 \\ h_v &= 0.105 \end{aligned}$$

Talud 1.5:1

Libre Bordo = 0.57 m

3. DATOS HIDRÁULICOS DEL PUENTE-CANAL PROPUESTO.

Se proponen las siguientes dimensiones:



$$Q_c = 35.00 \text{ m}^3/\text{seg.} \quad (\text{Por continuidad})$$

$$A_c = 3.032678 \times 5.00 - 0.15^2 = 15.140888 \text{ m}^2$$

$$p_c = 2(3.032678 - 0.15) + 4.70 + 2 \times 0.15 \sqrt{2} = 10.887619 \text{ m}$$

$$r_c = \frac{A}{p} = \frac{15.140888}{10.887619} = 1.390396 \text{ m}$$

$$r_c^{2/3} = 1.245735$$

$$V_c = \frac{35.00}{15.140888} = 2.31621 \text{ m/seg.}$$

$$S_c = \left( \frac{2.31621 \times 0.014}{1.245735} \right)^2 = 0.000675$$

$$h_{v_c} = \frac{2.31621^2}{19.62} = 0.272354 \text{ m}$$

Resumiendo los datos hidráulicos, tenemos:

$$\begin{aligned} Q &= 35.000 \text{ m}^3/\text{seg} \\ A &= 15.141 \text{ m}^2 \\ V &= 2.312 \text{ m/seg} \\ B &= 5.000 \text{ m} \\ D &= 3.033 \text{ m} \\ H &= 3.600 \text{ m} \\ p &= 10.890 \text{ m} \\ r &= 1.390 \text{ m} \\ r^{2/3} &= 1.246 \\ n &= 0.014 \\ s &= 0.000675 \\ h_v &= 0.272 \text{ m} \end{aligned}$$

4.- LONGITUD MINIMA DE LAS TRANSICIONES.-

$$L_{min} = \frac{T - t}{z} \text{ cte } 22^\circ 30'$$

$$T = 9.50 + 2 \times 3.033 \times 1.8 = 12.60 \text{ m}$$

$$t = 5.00 \text{ m}$$

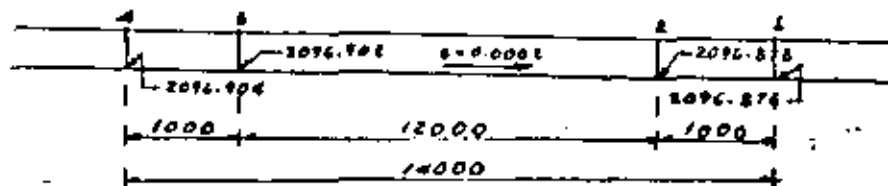
$$\text{cte } 22^\circ 30' = 2.414$$

$$\therefore L_{min} = \frac{(12.60 - 5.00)}{2.414} = 3.172 \text{ m}$$

Se adopta  $L = 10.00 \text{ m}$ , tanto a la entrada como a la salida del conducto.

5.- CALCULO DE LAS PERDIDAS DE CARGA.-

Aplicaremos el Método de Daniel Bernoulli:



5.1.- Entre 1 y 2

$$d_1 + h_{v1} + h_{f_{1-2}} = Z_2 + d_2 + h_{v2}$$

Pero  $h_{f_{1-2}}$  = Pérdida de carga por transición de salida.

$$h_{f_{1-2}} = 0.30 (h_{v1} - h_{v2})$$

⑩

Substituyendo y despejando valores conocidos tenemos:

$$d_2 + 0.70 h_{v2} = d_1 + 0.70 h_{v1} - Z_2$$

$$d_2 + 0.70 h_{v2} = 3.052676 + 0.70 \times 0.104785 - 0.0020$$

$$d_2 + 0.70 h_{v2} = 3.104021 \text{ m}$$

$$\text{Suponiendo } d_2 = 2.895508 \text{ m}$$

$$A_2 = 2.895508 \times 5.00 = 14.477538 \text{ m}^2$$

$$V_2 = \frac{35.00}{14.477538} = 2.417438 \text{ m/s}$$

$$h_{v2} = \frac{2.417438^2}{19.62} = 0.297884 \text{ m}$$

$$\therefore d_2 + 0.70 h_{v2} = 2.895508 + 0.70 \times 0.297884 = 3.104021 \text{ m} \quad \text{OK}$$

5.2.- Entre 2 y 3

$$d_2 + h_{v2} + h_{f_{2-3}} = Z_3 + d_3 + h_{v3}$$

$$d_3 + h_{v3} - h_{f_{2-3}} = d_2 + h_{v2} - Z_3$$

$$d_3 + h_{v3} - h_{f_{2-3}} = 2.895508 + 0.297884 - 0.024$$

$$d_3 + h_{v3} - h_{f_{2-3}} = 3.169392 \text{ m}$$

$$\text{Suponiendo } d_3 = 2.974217 \text{ m}$$

$$A_3 = 2.974217 \times 5.00 = 14.871085 \text{ m}^2$$

$$V_3 = \frac{35.00}{14.871085} = 2.353681 \text{ m/s}$$

$$h_{v3} = \frac{2.353681^2}{19.62} = 0.281581 \text{ m}$$

$$h_{v3} = 0.281581 \text{ m}$$

$$V_3 = \frac{35.00}{14.871085} = 2.353681 \text{ m/s}$$

$$h_{v3} = \frac{2.357127^2}{17.62} = 0.283183 \text{ m}$$

$$V_m = (2.417538 + 2.357127) \cdot 0.5 = 2.387333 \text{ m/seg}$$

$$r_m = (1.363839 + 1.278353) \cdot 0.5 = 1.321096 \text{ m}$$

$$r_m^{1/4} = 1.234180$$

Entonces:  $h_{f_{2-3}}$  = Pérdida de carga por fricción en el conducto =  $S_c \cdot L$

$$S_c = \left( \frac{V_m \cdot \eta}{r_m^{1/4}} \right)^2 = \left( \frac{2.387333 \cdot 0.014}{1.234180} \right)^2 = 0.000783$$

$$L = 120.00 \text{ m}$$

$$h_{f_{2-3}} = 0.000783 \cdot 120 = 0.088008 \text{ m}$$

$$\therefore d_3 + h_{v3} - h_{f_{2-3}} = 2.974217 + 0.283183 - 0.088008$$

$$d_3 + h_{v3} - h_{f_{2-3}} = 3.169392 \text{ m} \quad \underline{OK}$$

5.3.- Entre 3 y 4

$$d_3 + h_{v3} + h_{f_{3-4}} = Z_4 + d_4 + h_{v4}$$

Pero  $h_{f_{3-4}}$  = Pérdida de carga por transición de entrada.

$$h_{f_{3-4}} = 0.20 (h_{v3} - h_{v4})$$

$$d_3 + 1.20 h_{v3} = Z_4 + d_4 + 1.20 h_{v4}$$

$$d_4 + 1.20 h_{v4} = d_3 + 1.20 h_{v3} - Z_4$$

$$d_4 + 1.20 h_{v4} = 2.974217 + 1.20 \cdot 0.283183 - 0.0020$$

$$d_4 + 1.20 h_{v4} = 3.312037 \text{ m}$$

$$\text{Suponiendo } d_4 = 3.206506 \text{ m}$$

$$A_4 = (3.50 + 1.5 + 3.206506) \cdot 1.206506 = 26.645298 \text{ m}^2$$

$$V_4 = \frac{35.00}{26.645298} = 1.313553 \text{ m/seg}$$

$$\textcircled{16} \quad h_{v4} = \frac{1.313553^2}{17.62} = 0.087942 \text{ m}$$

$$\therefore d_4 + 1.20 h_{v4} = 3.206506 + 1.20 \cdot 0.087942$$

$$d_4 + 1.20 h_{v4} = 3.312037 \text{ m} \quad \underline{OK}$$

5.4.- Resumen de las pérdidas de carga

Por transición de entrada

$$h_{f_{3-4}} = 0.20 (h_{v3} - h_{v4}) = 0.20 (0.283183 - 0.087942)$$

$$h_{f_{3-4}} = 0.039047 \text{ m}$$

Por fricción en el conducto

$$h_{f_{2-3}} = \left( \frac{V_m \cdot \eta}{r_m^{1/4}} \right)^2 \cdot L = \left( \frac{2.387333 \cdot 0.014}{1.234180} \right)^2 \cdot 120.00$$

$$h_{f_{2-3}} = 0.088008 \text{ m}$$

Por transición de salida

$$h_{f_{1-2}} = 0.30 (h_{v2} - h_{v1}) = 0.30 (0.297884 - 0.104765)$$

$$h_{f_{1-2}} = 0.057930 \text{ m}$$

Total de pérdidas de carga

$$\Sigma h = 0.039047 + 0.088008 + 0.057930 = 0.184985 \text{ m}$$

5.5.- Comprobación de los cálculos hidráulicos

Para comprobar que los cálculos hidráulicos anteriores están correctos, se deberá cumplir la siguiente igualdad:

$$\text{Elev. en } d + ds + hvd = \text{Elev. en } s' + ds + hvs + \epsilon h$$

	2096.576		
2096.904		3.032678	
3.206506		0.104785	
0.081942		0.184985	
2100.198448	$\equiv$	2100.198448	<u>25</u>

s.c.- Remanso.

De acuerdo con los cálculos anteriores observamos que en el punto 4 sucede lo siguiente:

Tirante calculado  $3.206506 \text{ m}$   
 Tirante normal  $\underline{3.032678 \text{ m}}$   
 Remanso =  $0.173828 \text{ m}$

Este remanso de  $0.174 \text{ m}$  invade aproximadamente la tercera parte del bordo libre del canal que es de  $0.570 \text{ m}$ , lo cual se considera aceptable.

#### 6.- DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA SUPERESTRUCTURA.-

##### 6.1.- CONDICIONES DE CARGA.

La superestructura tendrá en su sección transversal alfileradores a cada 4 metros y en toda su longitud. Esos alfileradores consistirán en vigas de concreto reforzado de  $0.15 \times 0.15 \times 5.00 \text{ m}$ .

Por lo tanto, el número de alfileradores será:

$$N = \frac{L}{s} + 1 = \frac{130}{4} + 1 = 31 \text{ alfileradores}$$

Peso por metro:  $W_0 = \frac{31 \times 0.15 \times 0.15 \times 5.00 \times 2400}{120.00} = 70 \text{ Kg/m}$

##### (ii) Área de la sección de concreto.

$$A_c = (5.60 + 2 \times 3.60) 0.30 + 2 \times 0.15 \times 0.15 \times 0.5$$

$$A_c = 3.8625 \text{ m}^2$$

Peso por metro:  $W_c = 3.8625 \times 2400 = 9270 \text{ Kg/m}$

Área vacía:  $A_v = 5.60 \times 3.90 - 3.8625 = 17.9775 \text{ m}^2$

Peso con agua por metro =  $17.9775 \times 1000 = 17978 \text{ Kg/m}$

##### 6.2.- RESUMEN DE CARGAS.-

Por peso propio	9270	Kg/m
Por el peso de los alfileradores	70	"
Por peso del agua	17978	"
Por carga viva eventual	100	"
	$W =$	$27418 \text{ Kg/m}$

##### 6.3.- CONSTANTES DE CÁLCULO PARA EL CONCRETO REFORZADO.-

Del plano "Constantes de Cálculo y Detalles del Refuerzo", utilizando el Caso 3 para concreto de  $f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$ , se tiene:

$$f_b = 1800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_c = 112.5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$n = 8$$

$$k = 0.341$$

$$j = 0.885$$

$$R = 17.181 \text{ Kg/cm}^2$$

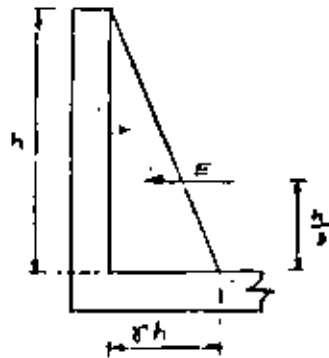
$$\alpha = 0.241$$



$$V_{perm} = 0.24 \sqrt{f_c} = 4.585 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\phi_{perm} = \frac{2.8 \sqrt{f_c}}{1.5} = 25 \text{ Kg/cm}^2$$

6.4.- DISEÑO DE LOS MUROS POR EMPUJE DE AGUA.-



$$E = \frac{\gamma h^3}{2}$$

$$E = \frac{1000 \times 3.60^3}{2} = 6480 \text{ Kg/m}$$

$$\frac{h}{3} = \frac{3.60}{3} = 1.20 \text{ m}$$

$$M = 6480 \times 1.20 = 7776 \text{ Kg/m}$$

$$A_s = \frac{777600}{1800 \times 0.885 \times 25} = 19.53 \text{ cm}^2$$

Se colocarán varillas #6 a cada 26 cm ( $A_s = 19.50 \text{ cm}^2$ )

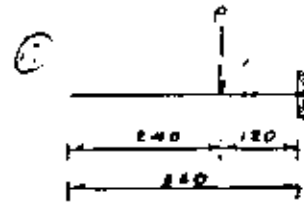
Acero por temperatura

$$A_{sE} = 0.0015 \times 100 \times 80 = 4.50 \text{ cm}^2$$

Se colocarán varillas #6 a cada 26 cm y en cada cara de los muros.

Este acero por temperatura también será aplicado en la losa del puente-canal.

6.4.1.- Revisión por cortante



$$P = V = 6480 \text{ Kg}$$

$$V_{calc} = \frac{V}{b d} = \frac{6480}{100 \times 25} = 2.59 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_{perm} = 0.24 \sqrt{f_c} = 4.585 \text{ Kg/cm}^2$$

Como  $V_{calc} < V_{perm}$ , la sección no falla por cortante

6.4.2.- Revisión por adherencia

$$E_o \text{ calc} = \frac{4 A_s}{D} = \frac{4 \times 19.50}{2.54} = 30.71 \text{ cm}$$

$$\phi_{calc} = \frac{V}{E_o D} = \frac{6480}{30.71 \times 0.885 \times 25} = 9.64 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\phi_{perm} = \frac{2.3 \sqrt{f_c}}{2.54} = 14.32 \text{ Kg/cm}^2$$

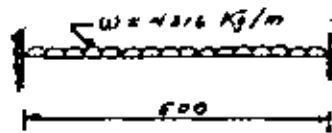
Si  $\phi_{calc} < \phi_{perm}$ , la sección no falla por adherencia.

6.5.- DISEÑO DE LA LOSA.

$$\text{Peso propio } 0.30 \times 2400 = 720 \text{ Kg/m/m}$$

$$\text{Peso del agua } \frac{17.9775 \times 1000}{6.00} = 2996 \text{ "}$$

$$W = 4316 \text{ Kg/m/m}$$



$$N = M(-) = \frac{W L^2}{12}$$

$$N = M(-) = \frac{4316 \times 5.00^2}{12}$$

$$M_u = 0.249 \sqrt{8922} > 82.85 \text{ N(-)} = 8992 \text{ Kg-m}$$

$$M(-) = \frac{wL^2}{24} = \frac{4316 \times 5.00^2}{24} = 4496 \text{ Kg-m}$$

$$d_N = 0.241 \sqrt{8992} = 22.85 \text{ cm}$$

Se adopta  $d = 25 \text{ cm}$ ;  $r = 5 \text{ cm}$ ;  $h = 30 \text{ cm}$

$$A_0(-) = \frac{899200}{1800 \times 0.885 \times 25} = 22.58 \text{ cm}^2$$

Se colocaron varillas BC a cada 22 cm en el lecho superior de la losa (bastones), y su longitud será de acuerdo al siguiente razonamiento:

Punto donde el momento es nulo:

$$M_x = Rx - \frac{wx^2}{2} - M(-) = 0$$

$$\frac{wx^2}{2} - Rx + M(-) = 0$$

$$2158x^2 - 10790x + 8992 = 0$$

$$x^2 - 5x + 4.167x = 0$$

$$x = \frac{5 \pm \sqrt{5^2 - 4 \times 4.167}}{2}$$

$$x_1 = 1.06 \text{ m}$$

$$x_2 = 3.94 \text{ m}$$

Los bastones serán de  $1.06 + 0.44 = 1.50 \text{ m}$  de longitud, para absorber el momento negativo

$$A_3(+1) = \frac{449600}{1800 \times 0.885 \times 25} = 11.29 \text{ cm}^2$$

Se colocarán varillas CC a cada 16 cm ( $A_3 = 11.91 \text{ cm}^2$ )

6.5.1.- Revisión por cortante.-

$$(13) \quad V = \frac{4316 \times 5.00}{2} = 10790 \text{ Kg.}$$

$$v_{\text{calc}} = \frac{10790}{100 \times 25} = 4.32 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_{\text{perm}} = 4.69 \text{ Kg/cm}^2. \quad (\text{Ya calculado})$$

Como  $v_{\text{calc}} < v_{\text{perm}}$ , la sección no falla por cortante

6.5.2.- Revisión por adherencia.-

$$L_0 = \frac{4 \times 23.05^2}{2.5^4} = 36.30 \text{ cm}$$

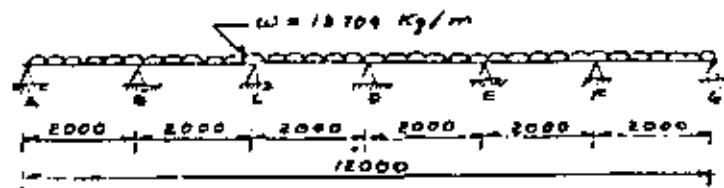
$$q_{\text{calc}} = \frac{10790}{36.30 \times 0.885 \times 25} = 13.43 \text{ Kg/cm}^2$$

$$q_{\text{perm}} = 14.32 \text{ Kg/cm}^2$$

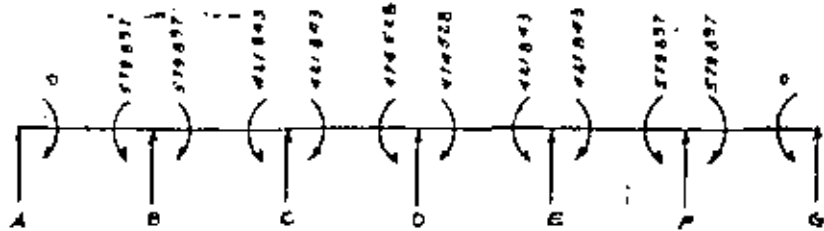
$q_{\text{calc}} < q_{\text{perm}}$ , la sección no falla por adherencia.

6.6.- DISEÑO DE LOS MURDOS COMO TRABES.-

Carga total para cada trabe:  $w = \frac{27418}{2} = 13709 \text{ Kg}$

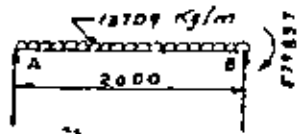






#### 6.6.- CORTANTES, REACCIONES Y MOMENTOS.-

##### 6.6.1.- Barra AB = Barra GA



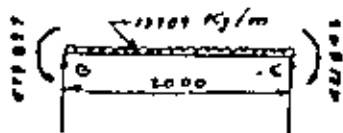
$$V_{total} = 13109 \times 2000 = 262180 \text{ Kg.}$$

$$V_{hiper} = \frac{262180 - 0}{20} = 13109 \text{ Kg.}$$

$$V_{AB} = 262180 - 13109 = 249071 \text{ Kg.}$$

$$V_{BA} = 262180 + 13109 = 275289 \text{ Kg.}$$

##### 6.6.2.- Barra BC = Barra CE



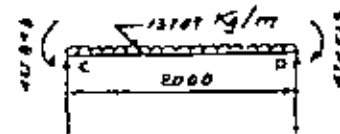
$$V_{total} = 262180 \text{ Kg.}$$

$$15) V_{hiper} = \frac{275289 - 211078}{20} = 32105.5 \text{ Kg.}$$

$$V_{BC} = 262180 + 32105.5 = 294285.5 \text{ Kg.}$$

$$V_{CB} = 262180 - 32105.5 = 230074.5 \text{ Kg.}$$

##### 6.6.3.- Barra CD = Barra ED.



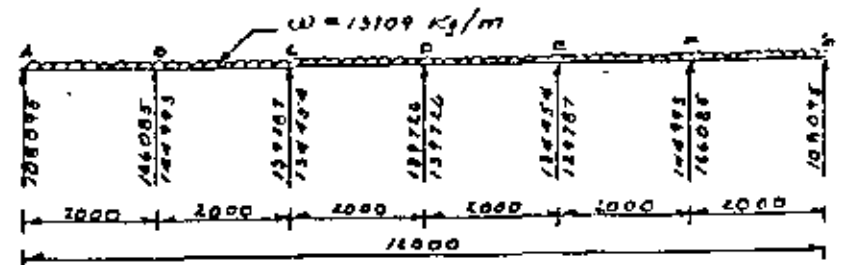
$$V_{total} = 262180 \text{ Kg.}$$

$$V_{hiper} = \frac{275289 - 263641}{20} = 5824 \text{ Kg.}$$

$$V_{CD} = 262180 - 5824 = 256356 \text{ Kg.}$$

$$V_{DC} = 262180 + 5824 = 268004 \text{ Kg.}$$

##### 6.6.4.- Reacciones.-



$$R_A = 108095 \text{ Kg.}$$

$$R_B = 211078$$

$$R_C = 263641$$

$$R_L = 279452 \text{ Kg}$$

$$R_M = 263441 \text{ "}$$

$$R_N = 311078 \text{ "}$$

$$R_G = 108095 \text{ "}$$

$$e.d. = 1648000 \text{ Kg}$$

6.6.6.- Momentos Máximas Positivas

6.6.6.1.- Barra AD = Barra GF

Punto donde el cortante es nulo

$$X_{AD} = \frac{V_{AD}}{w} = \frac{108095}{13709} = 7.885 \text{ m}$$

$$M_{AD} = 108095 \times 7.885 - \frac{13709 \times 7.885^2}{2} = 426143 \text{ Kg-m}$$

Punto donde el momento es nulo

$$X_{AD} = \frac{2V_{AD}}{w} = \frac{2 \times 108095}{13709} = 15.770 \text{ m}$$

6.6.6.2.- Barra BC = Barra FE

Punto donde el cortante es nulo

$$X_{BC} = \frac{V_{BC}}{w} = \frac{144993}{13709} = 10.576 \text{ m}$$

$$\therefore M_{BC} = 144993 \times 10.576 - \frac{13709 \times 10.576^2}{2} = 579897$$

$$M_{BC} = 186861 \text{ Kg-m}$$

Punto donde el momento es nulo

$$M_{BC} = 0 = V_{BC}X - \frac{wX^2}{2} - N_0$$

$$\frac{13709 X^2}{2} - 144993X + 579897$$

(16)

$$X^2 - 21.15X + 84.60 = 0$$

$$X = \frac{21.15 \pm \sqrt{21.15^2 - 4 \times 84.60}}{2} = \frac{21.15 \pm 10.44}{2}$$

$$X_1 = 6.355 \text{ m}$$

$$X_2 = 16.795 \text{ m}$$

6.6.7.- Barra CD = Barra ED

Punto donde el cortante es nulo

$$X_{CD} = \frac{V_{CD}}{w} = \frac{134454}{13709} = 9.808 \text{ m}$$

$$\therefore N_{CD} = 134454 \times 9.808 - \frac{13709 \times 9.808^2}{2} = 421843$$

$$M_{CD} = 237500 \text{ Kg-m}$$

Punto donde el momento es nulo

$$M_{CD} = 0 = V_{CD}X - \frac{wX^2}{2} - N_0$$

$$\frac{13709 X^2}{2} - 134454X + 421843 = 0$$

$$X^2 - 19.62X + 61.56 = 0$$

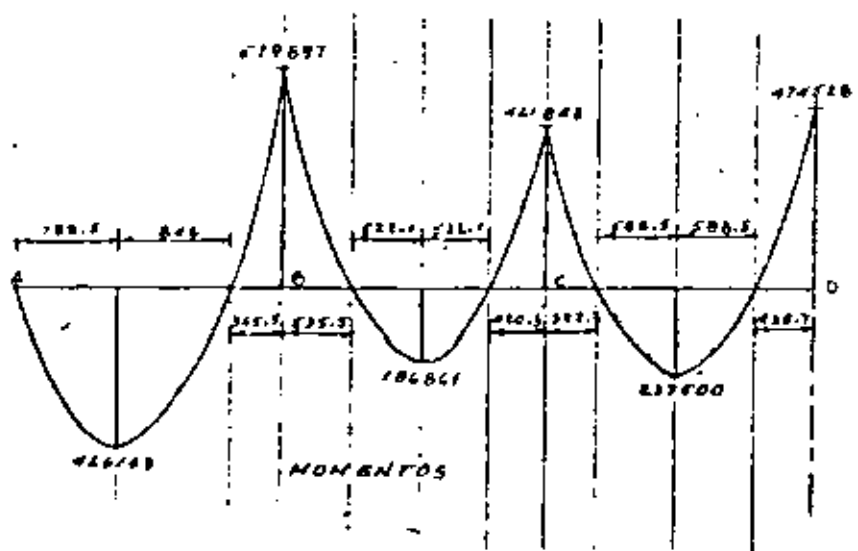
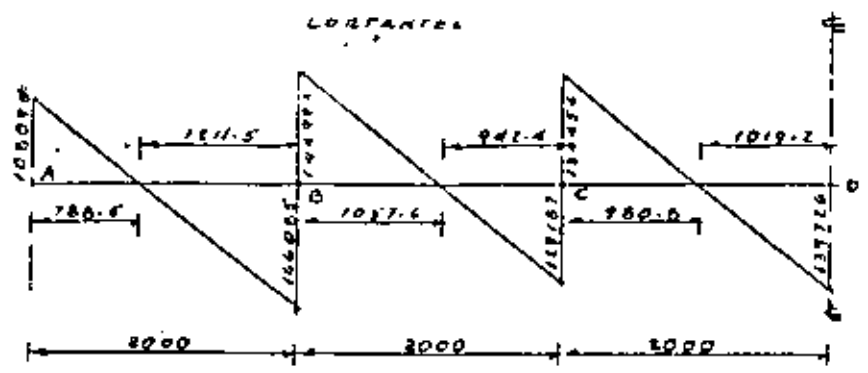
$$X = \frac{19.62 \pm \sqrt{19.62^2 - 4 \times 61.56}}{2} = \frac{19.62 \pm 11.77}{2}$$

$$X_1 = 3.923 \text{ m}$$

$$X_2 = 15.698 \text{ m}$$

6.7.- DIAGRAMA DE CORTANTES Y MOMENTOS.

Véase la siguiente hoja.



6.7.1.- Peralte necesario

6.7.1.1.- Por momento

$$d_M = \sqrt{\frac{57\,989\,700}{17.181 \times 30}} = 136.42 \text{ cm}$$

(13)

6.7.1.2.- Por cortante

$$V_{perm} = 1.32 \sqrt{250} = 20.871 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V = 166085 \text{ Kg}$$

$$d_V = \frac{166085}{20.871 \times 30} = 265.26 \text{ cm}$$

Se adopta  $d = 382 \text{ cm}$ ;  $r = 8 \text{ cm}$ ;  $h = 390 \text{ cm}$

6.7.2.- Proporcionalamiento del acero

6.7.2.1.- Barra AB

$$A_s(+)= \frac{42\,616\,300}{1800 \times 0.885^2 \times 382} = 10.83 \text{ cm}^2$$

Se colocarán 6 varillas 12C ( $A_s = 18.40 \text{ cm}^2$ )

$$A_s(-) = \frac{47\,989\,700}{1800 \times 0.885^2 \times 382} = 15.30 \text{ cm}^2$$

Se colocarán 8 varillas 12C ( $A_s = 91.20 \text{ cm}^2$ )

6.7.2.2.- Barra BC

$$A_s(+)= \frac{18\,666\,100}{1800 \times 0.885^2 \times 382} = 30.71 \text{ cm}^2$$

Se colocarán 2 varillas 12C ( $A_s = 34.20 \text{ cm}^2$ )

$$A_s(-) = \frac{47\,184\,300}{1800 \times 0.885^2 \times 382} = 69.92 \text{ cm}^2$$

Se colocarán 6 varillas 12C ( $A_s = 68.40 \text{ cm}^2$ )

6.7.2.3.- Barra CD

$$A_s(1) = \frac{33750 \text{ Kg}}{1800 \times 0.885 \times 382} = 39.03 \text{ cm}^2$$

Se colocarán 4 varillas 12C ( $A_s = 45.40 \text{ cm}^2$ )

$$A_s(2) = \frac{47452 \text{ Kg}}{1800 \times 0.885 \times 382} = 77.98 \text{ cm}^2$$

Se colocarán 7 varillas 12C ( $A_s = 79.80 \text{ cm}^2$ )

NOTA: En el lecho inferior habrá 8 varillas 12C corridas de extremo a extremo. Las demás serán bastones con las dimensiones que marco el momento en cuestión más una longitud de anclaje que se calculará en seguida.

En el lecho superior se correrán 6 varillas de extremo a extremo. Los bastones se proporcionarán de acuerdo a la explicación en el párrafo anterior.

#### 6.7.2.- Revisión de la longitud de anclaje

El caso más desfavorable se presenta en el apoyo B (a la izquierda) donde se presenta la menor dimensión del bastón ( $L = 345.5 - 30 = 315.5 \text{ cm}$ )

$$L_a = \frac{0.06 Q}{\sqrt{f_c}} = \frac{0.06 \times 1140 \times 4800}{\sqrt{250}} = 181.69 \text{ cm}$$

Y por ser varillas altas:  $L_a = 1.40 \times 181.69 = 254.37 \text{ cm}$

Como  $254.37 \text{ cm} < 315.5 \text{ cm}$ , no es necesario aumentar los bastones pues las longitudes hasta los puntos de inflexión nos garantizan que no ocurrirá ningún deslizamiento.

Por lo tanto, cortaremos los bastones hasta los puntos de inflexión

#### (18) 6.7.4.- Revisión por cortante

$$V_{perm} = 1.32 \sqrt{f_c} = 1.32 \sqrt{250} = 20.871 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_{calc} = \frac{166085}{30 \times 382} = 14.49 \text{ Kg/cm}^2$$

$14.49 \text{ Kg/cm}^2 < 20.87 \text{ Kg/cm}^2$ , la sección no falla por cortante.

#### 6.7.5.- Revisión por adherencia

$$L_o = \frac{4 \times 91.20}{2.51} = 95.76 \text{ cm}$$

$$q_{calc} = \frac{166085}{95.76 \times 0.885 \times 382} = 5.13 \text{ Kg/cm}^2$$

$$q_{perm} = \frac{2.3 \sqrt{250}}{3.81} = 9.55 \text{ Kg/cm}^2$$

$5.13 \text{ Kg/cm}^2 < 9.55 \text{ Kg/cm}^2$ , la sección no falla por adherencia.

#### 6.8.- PROPORCIONAMIENTO DE LOS ESTRIBOS.-

$$V_{perm} = \sqrt{perm} b d = 4.585 \times 80 \times 382 = 52544 \text{ Kg}$$

$$V_{calc} = 166085 \text{ Kg}$$

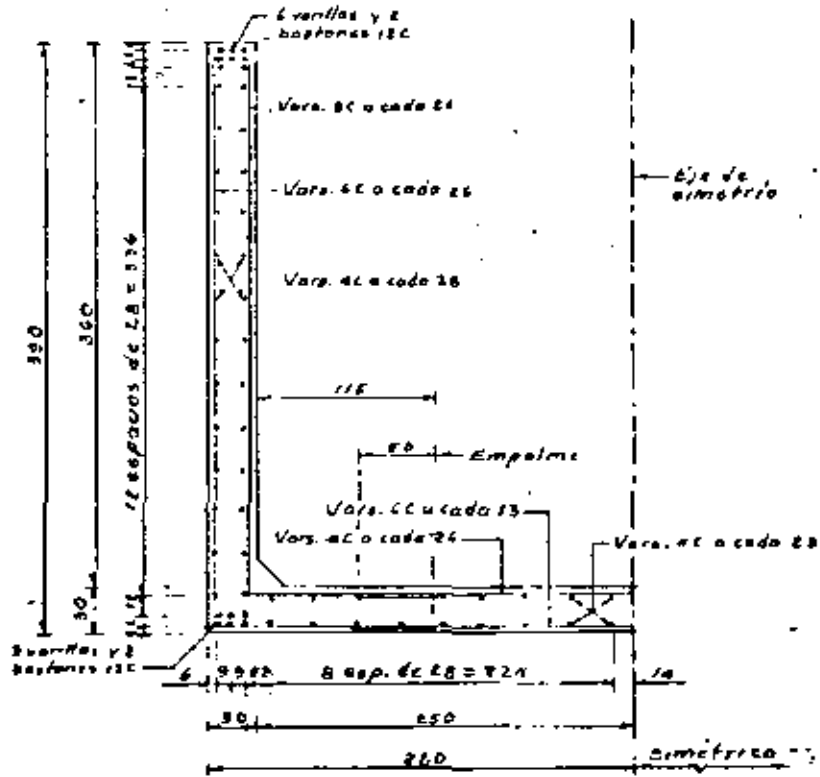
$$V_{estribos} = V_{calc} - V_{perm} = 166085 - 52544 = 113541 \text{ Kg}$$

Proporcionando varillas 6C de dos ramas, la separación será:

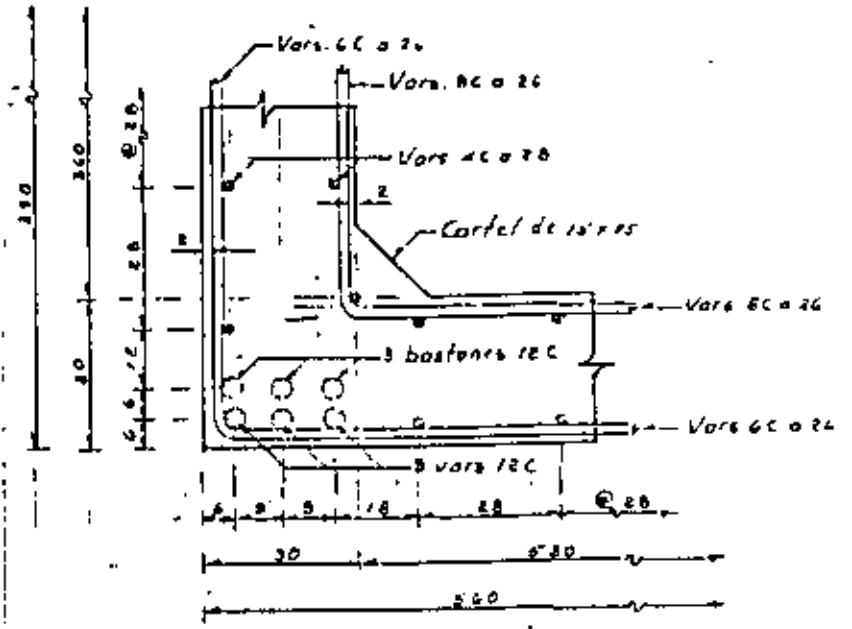
$$s = \frac{2 \times 2.85 \times 1800 \times 0.885 \times 382}{113541} = 30.56 \text{ cm}$$

Se colocarán varillas CC de dos ramas a cada 30 cm.

6.9.- CROQUIS DEL REFUEZO.



14







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

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

**DRENAJE EN ZONAS AGRICOLAS DE TEMPORAL**

**ING. FERNANDO LOZANO MARTINEZ  
OCTUBRE 1982**

V CURSO PARA INGENIEROS PROYECTISTAS DE ZONAS DE RIEGO  
"DRENAJE EN ZONAS DE RIEGO"

ING. FERNANDO LOZANO MARTINEZ

DRENAJE EN ZONAS AGRICOLAS DE TEMPORAL

I.- INTRODUCCION.-

En México, como ustedes recordarán, existen aproximadamente 12.5 millones de hectáreas que se dedican a la agricultura de temporal, las cuales representan el 70% de la superficie total con que actualmente cuenta el país para la producción agrícola. Este hecho ha sido tomado en cuenta por la presente administración pública, dándole la importancia que en realidad tiene, ya que de dicha Area. se obtiene la mayor parte de la producción de maíz y otros granos básicos que consumimos y además da ocupación y sustento a un porcentaje importante de la población; por lo cual se han establecido programas de apoyo a estas zonas mediante la construcción de obras de infraestructura que permitan mejorar la producción en áreas ya en explotación y aumentar la superficie de las mismas.

Por lo anterior, se ha considerado conveniente tratar este tema en forma especial, aunque sea brevemente, pa-

ra dar a ustedes una idea general de los aspectos que deben tomarse en cuenta para realizar el proyecto de drenaje en estas zonas, a fin de garantizar el mejor manejo posible del agua de lluvia, única fuente de que se dispone para la producción agrícola, así como lograr el máximo aprovechamiento y el menor daño posible de dichas aguas.

En realidad este tema, pudiera considerarse fuera del objeto de la clase "DRENAJE EN ZONAS DE RIEGO", sin embargo es necesario aclarar que los programas de construcción de obras de infraestructura en zonas de temporal, se han venido desarrollando en forma creciente, originando una participación cada vez más importante de la Dirección General de Grande Irrigación en la ejecución de los mismos; por lo que esta Dirección tuvo necesidad de modificar sus organogramas a fin de poder atender estas nuevas actividades, prueba de esto es el hecho de que varios de los participantes de este Curso provienen de Residencias de Proyectos y Construcción de Obras de Infraestructura para Zonas de Temporal.

II.- TIPOS DE ZONAS AGRICOLAS DE TEMPORAL, SEGUN EL CLIMA DE LA REGION.

De acuerdo a las condiciones climatológicas que imperan en nuestro país, las cuales definen la distribución de lluvias tanto a lo largo del territorio como

a través del año, podemos decir que en general tendremos tres tipos de zonas: unas en las que la precipitación no es suficiente para satisfacer adecuadamente -- las demandas de agua de los cultivos; otras en que la precipitación es suficiente y más aún excede ligeramente las necesidades de los cultivos; y finalmente zonas con una precipitación considerablemente superior a dichas demandas.

Pero en general, los tres tipos de zonas presentan una mala distribución de la lluvia a lo largo del año, teniéndose que el mayor porcentaje de la misma se concentra en unos cuantos meses, existiendo en todas una temporada de estiaje con baja o nula precipitación, así mismo, por lo aleatorio del fenómeno de la lluvia, -- cualquiera de ellas en un determinado año pueden presentar una reducción o aumento importante en la cantidad de lluvia que normalmente tienen año con año, como lo demuestran los registros que se tienen en nuestro país, tanto de los períodos de sequía como de altas -- precipitaciones.

A.- ZONAS AGRICOLAS DE TEMPORAL CON Poca PRECIPITACION.

En forma tentativa, podemos decir que estas zonas se encuentran en lugares con precipitación media anual entre 400 mm. y 600 mm, teniendo por esto como objetivo principal, lo--

grar que el suelo retenga la mayor cantidad posible del agua de lluvia; el límite teórico sería que ninguna gota de lluvia escurriera fuera de -- los terrenos agrícolas, lo cual no puede lograrse, pero si reducir el escurrimiento en forma -- importante mediante un buen manejo de los suelos. Ante este objetivo, podrán preguntarse en que -- aspecto puede intervenir el drenaje, que trata -- precisamente de desalojar los excedentes de agua; resulta oportuno mencionar lo siguiente:

Como ustedes saben, en nuestro país las lluvias se presentan generalmente en forma concentrada -- en una corta temporada del año, y en unas cuantas tormentas que muchas veces duran pocas horas o minutos. Este hecho ocasiona lluvias de altas intensidades, que si llegan a ser mayores que la velocidad de infiltración de los suelos, originarán que el agua escurra por la superficie de estos, situación que se ve favorecida aún más si -- los terrenos tienen pendientes fuertes. Estos -- escurrimientos se presentarán año con año, aún -- realizándose un buen manejo del suelo, existiendo la probabilidad de años con precipitaciones -- extraordinarias en los cuales esos escurrimientos lleguen a ser de magnitudes considerables. Los escurrimientos superficiales antes indicados,

es necesario que se manejen adecuadamente para evitar que erosionen los suelos, por lo que deberán ser conducidos a bajos naturales, o a drenes artificiales, en donde no existan los primeros, siendo precisamente para este aspecto en que se tendrán que realizar tanto proyectos como trabajos constructivos de drenaje y de acondicionamiento de cauces existentes, en tal forma que permitan un buen control de los escurrimientos a fin de evitar erosiones importantes.

Lógicamente existirán lugares con una combinación de suelos, de textura media o gruesa, con una alta velocidad de infiltración y pendientes adecuadas, que no requieran de ningún tipo de obras de drenaje, pero estos serán más bien casos excepcionales y no lo común.

En conclusión, las áreas de temporal de este tipo, pueden presentar los siguientes factores adversos: deficiencia de agua de lluvia, por tener precipitaciones media anuales de 400 a 600 mm; presentar pendientes uniformes del 5 al 15%, o bien una topografía ondulada, y ciertas características de suelo, como textura gruesa, con alta permeabilidad o una textura fina, con baja permeabilidad.

Por lo anterior se requerirá de la ejecución de

prácticas de manejo de suelos apropiadas para cada uno de esos factores limitantes que presente, las cuales deberán conocerse y tener presentes tanto para definir la planeación de las obras -- de infraestructura hidroagrícola necesarias como para realizar el proyecto de las mismas.

Existen otros factores limitantes que pueden presentarse en estas zonas, como poca profundidad del suelo, pedregosidad, salinidad, sodicidad, etc., las cuales también deberán tomarse en cuenta para lograr una buena producción agrícola, -- sin embargo nosotros únicamente nos ocuparemos de las citadas anteriormente por ser las relacionadas directamente con nuestro objetivo de drenaje.

Para resolver el problema de la deficiencia de agua de lluvia, las prácticas de manejo de los suelos que generalmente se recomiendan son las siguientes:

- a).- Buscar fuentes de abastecimiento de agua ya sea superficial o subterránea, que permitan proporcionar riego, ya sea en forma total o para auxilio únicamente, a fin de lograr el desarrollo de los cultivos.

b).- Incorporar abonos verdes, estiércol y residuos de cosecha, para mejorar la capacidad de retención del agua en el suelo.

c).- Prácticas Vegetativas:

- Establecer cultivos en contorno, cultivos en fajas, cultivos de cobertura, rotación de cultivos que incluyan leguminosas y pastos.
- Realizar asociaciones de cultivos con diferentes ciclos de duración, por ejemplo, maíz-frijol, para asegurar por lo menos la cosecha de uno de ellos.

d).- Prácticas Mecánicas:

- Como la construcción de terrazas de absorción de humedad y surcos en contorno, que permitan incrementar la captación de agua en los suelos y disminuir el escurrimiento superficial.
- Construcción de obras de captación in-situ del agua de lluvia.

Por lo que se refiere al caso, en que además se tenga presente el factor topografía, como limitante para una buena producción agrícola de temporal, las prácticas de manejo recomendables serían las siguientes:

a).- Aplicar abonos verdes, estercoladuras e incorporar residuos de cosechas a fin de preservar y aumentar la fertilidad e infiltración, favorecer el estado de aglomeración de los suelos y disminuir el efecto del impacto de las gotas de lluvia sobre las partículas del suelo.

b).- Realización de prácticas vegetativas, como las indicadas a continuación:

- Establecer cultivos en fajas, cultivos de cobertura, rotación de cultivos, huertos al contorno y surcado lister, para cubrir el suelo y reducir la erosión.
- Establecimiento de pastos nativos que permitan cubrir el suelo.
- Favorecer la regeneración de la vegetación nativa o reforestación.
- Formación de barreras rompevientos, en áreas donde este factor juegue papel importante en la erosión.

c).- Prácticas Mecánicas, como las siguientes:

- Establecer surcados al contorno, sistemas de terrazas y drenes de desvío para reducir los escurrimientos superficiales y disminuir la erosión.
- Realizar la nivelación de tierras con es-

crepas o emparejamientos para borrar las cárcavas en formación como consecuencia de la erosión inducida.

- Construir presas para el control de azolvos en cárcavas, con diferentes tamaños y separaciones, pudiendo ser de carácter permanente o temporal.
- Construir bancales, si las condiciones económicas y ecológicas lo permiten.

Finalmente en lo que respecta al caso en que se tuviera la presencia del factor limitante de textura y de permeabilidad de los suelos, las prácticas de manejo serían las siguientes:

a).- Para suelos de textura gruesa, por tener una alta permeabilidad, buen drenaje, en algunas ocasiones excesivo, baja fertilidad y baja capacidad de retención de humedad, las prácticas recomendables son:

- Aplicación de abonos verdes, estercoladuras y residuos de cosechas, que ayudan a mejorar la fertilidad, disminuyen la permeabilidad e incrementan la capacidad de retención de la humedad del suelo.
- Realizar obras de captación de agua, así como reducir las áreas sembradas.

- Sembrar, cuando sea posible, cultivos que tengan raíces de tubérculo, ya que estos suelos permiten el buen desarrollo de este sistema radicular.
- Realizar rotaciones de cultivos que incluyan pastos, ya que estos, por su sistema radicular, favorecen la aireación de los suelos e incrementan el poder de retención de humedad.

b).- Suelos de textura fina, como estos suelos son de gran plasticidad, baja permeabilidad, alta capacidad de retención de humedad, de posible compactación y generalmente de buena fertilidad, las prácticas que se sugieren son las siguientes:

- Realizar la preparación de los terrenos en condiciones óptimas de humedad para evitar la formación de terrones y mullir bien el suelo para que se desarrollen mejor los cultivos.
- Efectuar labranza mínima para evitar la compactación del suelo.
- Cuando se utilice maquinaria agrícola pesada, es conveniente efectuar cada 3 ó 4 años labores de subsuelo para evitar la formación de capas compactas.

Incluir cauces empastados, desagües, drenes y estructuras de desviación de los excedentes que forman la escorrentía.

De acuerdo a las condiciones de escurrimiento las terrazas pueden ser de dos tipos: Terrazas a nivel, cuando el objetivo es almacenar toda el agua de lluvia a lo largo de la terraza, como es el caso de zonas con precipitación media o baja y suelos profundos de buena permeabilidad; terrazas con declive o de drenaje, que se utilizan en lugares con precipitación excesiva o bien cuando los suelos son de baja permeabilidad o poca profundidad, ya que es donde se necesita desalojar los excesos de agua a un dren natural o artificial.

Las terrazas también se clasifican según su sección transversal en: de base ancha; de banco o bancales; de bancos alternos; de canal amplio o de Zinco; y de base angosta o formación sucesiva; en la Figura No. 3 se ilustran todos estos tipos.

Terrazas de Base Ancha.- Este tipo de terrazas se recomiendan para terrenos con pendientes menores del 8% y de topografía uniforme.

En la Figura No. 4, se muestran las características y dimensiones de estas terrazas.

Terrazas de Banco o Bancales.- Estas terrazas --

son adaptables a terrenos con diferentes grados de pendiente y permiten la utilización de terrenos muy escarpados, así como el aprovechamiento del agua de lluvia al máximo. Sin embargo los movimientos de tierra requeridos, son mayores que con cualquier otro tipo de sección transversal.

En la Figura No. 5, se muestran las características y dimensiones de este tipo de terrazas.

Terrazas de Bancos Alternos.- Estas consisten en la construcción de bancales espaciados a intervalos regulares, entre los cuales se deja el terreno natural sin movimiento de tierra.

Los detalles de características y dimensiones de este tipo se muestran en la Figura No. 6.

Terrazas de Canal Amplio o de Zinco.- Las terrazas de canal amplio están diseñadas para utilizarse preferentemente en lugares en los cuales la lluvia es escasa, pero si los suelos no son suficientemente permeables para retener la máxima intensidad de precipitación esperada, deben construirse con sus extremos abiertos para que desagüen hacia un dren natural o artificial.

La Figura No. 7 muestra los detalles de estas terrazas.

Terrazas de Base Angosta o Formación Sucesiva.- Estas

terrazas consisten en la formación de una zanja o canal y un bordo de dimensiones variables, el cual no deberá ser utilizado para sembrar, aunque en ocasiones pueden establecerse nopales o manueyes para fijarlo y tener beneficios adicionales; pero dicho bordo siempre deberá conservarse y sobreelevarse para acelerar la formación del bancal, conforme se vaya realizando la labranza de la tierra.

Para la construcción de estas terrazas, el banco de préstamo puede obtenerse de aguas arriba, aguas abajo o de ambos lados.

El procedimiento de obtener el material aguas abajo del bordo, se recomienda cuando el objetivo es la formación de terrazas de banco y donde la precipitación no es demasiado abundante; en cambio, la obtención del material de aguas arriba, es recomendada en donde se tienen suelos profundos y lluvia abundante, ya que la capacidad de la zanja o canal es mayor. Finalmente, el procedimiento de tomar el material de préstamo tanto de aguas arriba como aguas abajo del bordo, es recomendable para sitios con suelos poco profundos y precipitación moderada.

## 2.- PRACTICAS VEGETATIVAS.

Las prácticas vegetativas son aquellas que consideran

el desarrollo de plantas o cultivos, con la finalidad de mejorar la capacidad productiva de los terrenos y ayudar a disminuir la erosión del suelo.

Estas prácticas, permiten conservar al suelo y al agua en terrenos que presentan problemas de deficiencia de humedad, erosión, topografía, texturas gruesas o finas y permeabilidades altas o bajas. Para el aspecto del proyecto de obras de drenaje es necesario tenerlas presentes al momento de calcular los coeficientes de escurrimiento.

Las principales prácticas vegetativas que se desarrollan comúnmente son: la rotación de cultivos, cultivos en fajas, aplicación de abonos verdes, y cultivos de cobertera.

A continuación se hará una breve descripción de las prácticas vegetativas mencionadas:

a).- Rotación de Cultivos.- Esta práctica consiste en establecer una sucesión de cultivos diferentes en ciclos continuos sobre una determinada superficie de terreno.

La rotación, según el tamaño de la parcela y necesidades del agricultor, puede ser en fracciones o en áreas únicas, las Figuras 11 y 12 muestran sus características respectivas.



La Figura No. 13, muestra algunas rotaciones de --  
cultivos para distintas clases de terrenos.

b).- Cultivos en Fajas.- Se utiliza para conservar los  
suelos en terrenos con pendientes del 2 al 15%, y  
consiste en sembrar cultivos de escarda y tupidos,  
en fajas alternas y de anchura variable, los cua--  
les siguen un programa de rotación.

c).- Aplicación de Abonos Verdes.- Esta práctica con--  
siste en sembrar una determinada planta en el te--  
rreno, con la finalidad específica de incorporarla  
al suelo durante la época propicia de su desarro--  
llo vegetativo (generalmente antes de la flora----  
ción). La repetición de esta práctica permite man--  
tener o incrementar la fertilidad del suelo, aumen--  
tar la capacidad de retención de humedad y reducir  
los escurrimientos superficiales y la erosión.

Las plantas que principalmente se utilizan para es--  
te fin son las leguminosas, en la Figura No. 14 se  
indican las principales especies utilizadas.

d).- Cultivos de Cobertura.- Esta práctica vegetativa  
tiene como finalidad formar y establecer una cu--  
bierta vegetal en el terreno para conservarlo y --  
mejorarlo.

Los cultivos de cobertura pueden ser permanentes o

periódicos, siendo los pastos los que principal--  
mente se utilizan y en ocasiones pueden utilizar--  
se las leguminosas.

### 3.- CAPTACION IN-SITU DEL AGUA DE LLUVIA.

La escasez del agua de lluvia y la mala distribución --  
ocasionan en nuestro país, la existencia de grandes --  
áreas con temporal deficiente y baja producción agricó--  
la, una alternativa que se ha utilizado en los últimos  
años para obtener cosechas aún en condiciones de defi--  
ciencia de lluvia, es la captación in-situ del agua --  
pluvial; lo cual además de aumentar la cantidad de --  
agua disponible para las plantas, constituye una prác--  
tica de conservación de suelos, al reducir los escurri--  
mientos superficiales y la erosión.

Para establecer un sistema de captación in-situ del --  
agua de lluvia, es necesario obtener información sobre  
los siguientes factores: cantidad y distribución de la  
lluvia en el año; la capacidad de almacenamiento de --  
agua por el suelo; las necesidades de agua del cultivo  
y los recursos disponibles para el establecimiento de  
los diferentes sistemas de captación in-situ.

En general un sistema de captación in-situ del agua de  
lluvia, consiste en dedicar una parte del terreno a es--  
currimientos de las aguas y otra parte al almacenamiento

to del agua, que previamente escurrió, ambas partes del terreno deben ser acondicionadas para que cumplan con sus objetivos.

El acondicionamiento del área de escurrimiento, consiste en eliminar todo impedimento físico que pueda obstruir el libre paso del agua, para lo cual es necesario emparejar el terreno y compactarlo, o en caso extremo - aplicar selladores como asfalto, concreto, sal y polietileno.

Por lo que toca al área de almacenamiento, la preparación se hace para mejorar las condiciones físicas del suelo y aumentar su capacidad de retención, lo cual generalmente se logra con prácticas de subsoleo, barbecho, rastra, modificación o inversión del perfil y el adiciónamiento de materia orgánica.

Para cualquier método de captación in-situ es necesario calcular el área de escurrimiento y almacenamiento lo cual puede hacerse utilizando la fórmula de Anaya et al. que tiene la siguiente expresión:

$$Ac = As + \frac{1}{c} \left( \frac{UC - P}{P} \times As \right)$$

En donde:

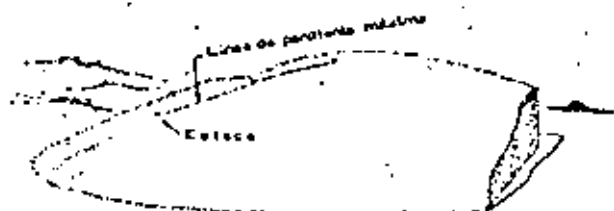
- Ac = Tamaño de la microcuenca
- As = Área de siembra que los agricultores tradicionales utilizan según el cultivo.

c = Coeficiente de escurrimiento en el Área de escurrimiento, ver Figura No. 15.

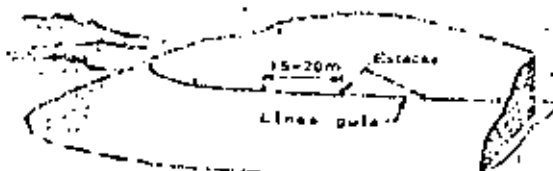
Para mayor claridad ver ejemplo de la Figura No. 16.

Los métodos de captación in-situ más utilizados son: - para cultivos en hilera; para cultivos tupidos; y para frutales, el cual se ilustra en la Figura No. 17.

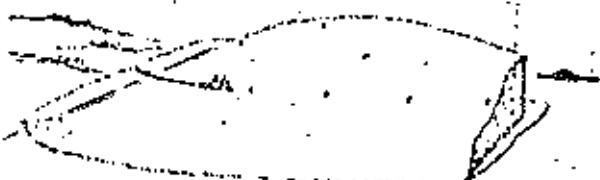
A manera de comentario final, debe aclararse que hasta la fecha casi la totalidad de los trabajos correspondientes a las prácticas de manejo de suelos tanto mecánicas como vegetativas, se ha considerado que deben ser realizadas por el usuario ya que deben planearse de acuerdo al uso que se destinarán los suelos en cada parcela, por lo que mientras no se cambie esta política, estas prácticas únicamente debemos tenerlas en cuenta, aún en el caso de que no estén construidas, para efectos de planeación y proyecto de las obras de infraestructura hidroagrícola que se encomiendan a la Dirección General de Grande Irrigación.



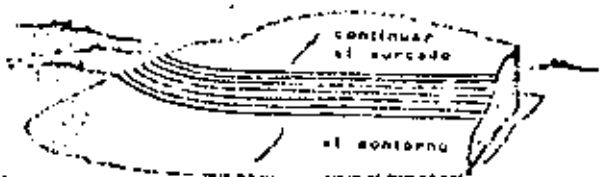
A.)-UBICACION DE LA LINEA DE PENDIENTE MAXIMA



B.)- MARCADO DE LA CURVA A NIVEL O LINEA GUIA

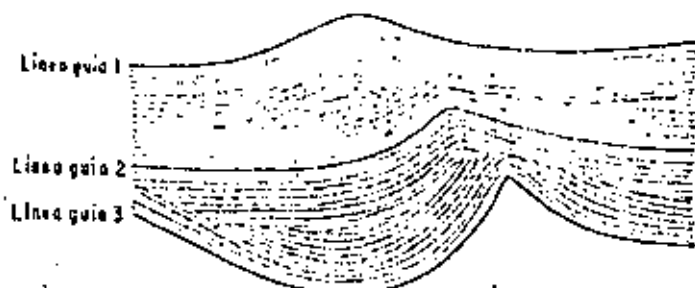


C.)- TRAZO DE LA LINEA GUIA



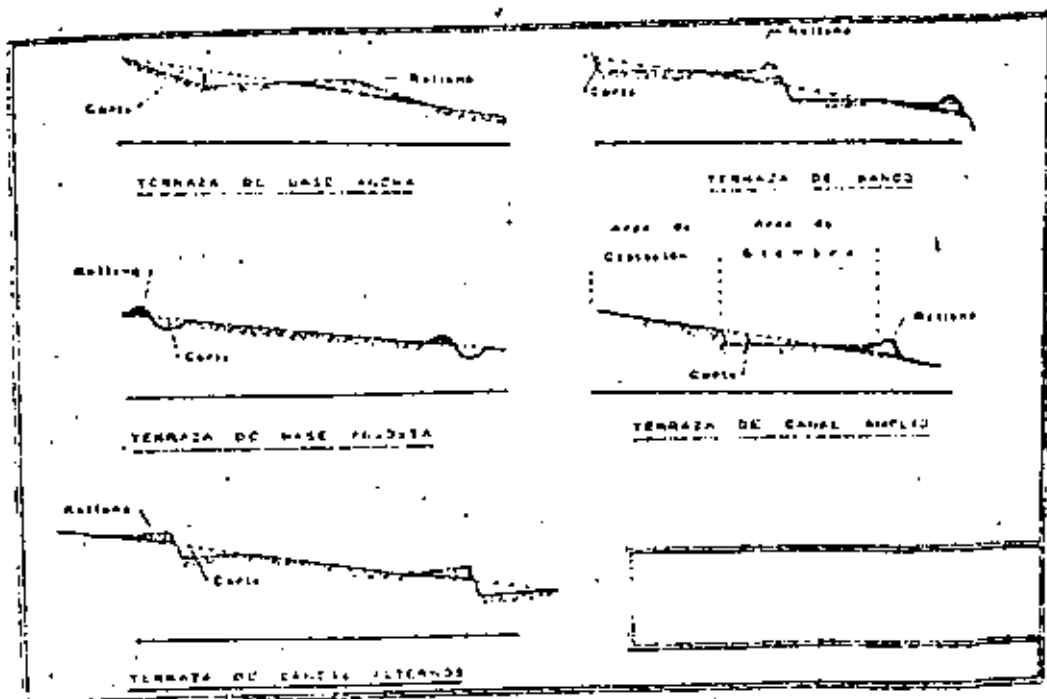
D.)- SURCADO AL CONTORNO

.. Procedimiento de trazo para surcado al contorno en terrenos con una área de pendiente uniforme



Trazo de sucesos paralelos a las líneas guías inmediatas 1 y 2, 2 y 3

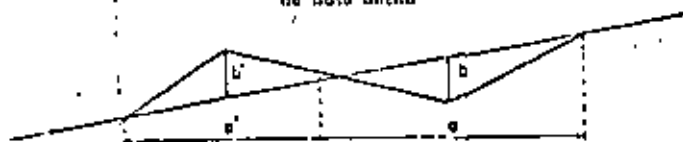
FIGURA NO. 2



Tipos de secciones transversales de las terrazas

FIGURA NO. 3

Dimensiones y capacidad de almacenamiento de las terrazas de base ancha



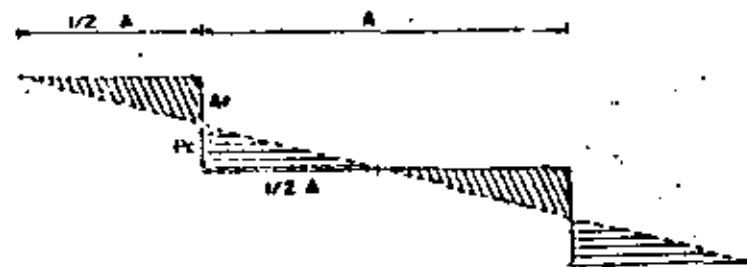
a = Ancho de Corte      a' = Ancho del borde  
 b = Profundidad de corte      b' = Altura del borde

Desplante %	Capacidad de almacenamiento Litros/m <sup>2</sup>	Dimensiones de la terraza en			
		a	a'	b	b'
5	300	180	170	17	19 <sup>1/2</sup>
	600	205	200	20	23
	900	230	230	22	26
	1 000	238	238	23	29
	1 200	251	252	23	32
10	300	212	218	25	26
	600	244	256	31	31
	900	280	308	32	36
	1 000	306	311	32	39
	1 200	312	341	32	46
15	300	247	250	27	29
	600	270	270	31	31
	900	283	286	33	36
	1 000	306	275	36	41
	1 200	355	281	33	51

FIGURA No. 4

Pond. me.	0.10		0.20		0.30		0.40		0.50		0.60		0.70		0.80		0.90		1.00	
	A	V	A	V	A	V	A	V	A	V	A	V	A	V	A	V	A	V	A	V
10.0	2.00	0.1850	4.00	0.289	6.00	0.450	8.00	0.700	10.00	1.250	12.00	1.500	14.00	2.450	16.00	3.200	18.00	4.050	20.00	5.000
11.0	1.82	0.1815	3.64	0.1833	5.46	0.4088	7.27	0.722	9.09	1.136	10.91	1.650	12.73	2.227	14.55	2.989	16.36	3.682	18.18	4.545
12.0	1.67	0.1781	3.33	0.1851	5.00	0.3750	6.67	0.4407	8.33	1.012	10.00	1.500	11.67	2.012	13.33	2.667	15.00	3.375	16.67	4.167
13.0	1.53	0.1749	3.06	0.1869	4.58	0.3408	6.15	0.4165	7.67	0.932	9.20	1.285	10.77	1.888	12.31	2.362	13.85	3.115	15.38	3.816
14.0	1.43	0.1718	2.86	0.1888	4.29	0.3121	5.71	0.3921	7.14	0.851	8.57	1.200	10.00	1.750	11.43	2.286	12.86	2.893	14.29	3.571
15.0	1.33	0.1688	2.67	0.1907	4.00	0.2833	5.33	0.3683	6.67	0.769	8.00	1.200	9.33	1.633	10.67	2.133	12.00	2.700	13.33	3.333
16.0	1.25	0.1659	2.50	0.1927	3.75	0.2592	5.00	0.3440	6.25	0.731	7.50	1.125	8.75	1.531	10.00	2.000	11.25	2.583	12.50	3.125
17.0	1.18	0.1631	2.35	0.1948	3.53	0.235	4.71	0.320	5.88	0.703	7.06	1.050	8.23	1.441	9.47	1.882	10.59	2.382	11.76	2.941
18.0	1.11	0.1604	2.22	0.1969	3.33	0.2109	4.44	0.296	5.56	0.674	6.67	1.000	7.78	1.361	8.89	1.775	10.00	2.260	11.11	2.778
19.0	1.05	0.1578	2.11	0.1990	3.16	0.187	4.21	0.272	5.26	0.645	6.32	0.947	7.37	1.280	8.42	1.681	9.47	2.132	10.53	2.632
20.0	1.00	0.1553	2.00	0.2011	3.00	0.1635	4.00	0.248	5.00	0.625	6.00	0.900	7.00	1.205	8.00	1.599	9.00	2.025	10.00	2.500
21.0	0.95	0.1528	1.90	0.2032	2.80	0.139	3.81	0.224	4.76	0.595	5.71	0.857	6.67	1.127	7.62	1.524	8.57	1.920	9.52	2.381
22.0	0.90	0.1504	1.82	0.2053	2.73	0.115	3.64	0.200	4.55	0.563	5.45	0.818	6.36	1.114	7.27	1.455	8.18	1.841	9.09	2.273
23.0	0.87	0.1481	1.74	0.2074	2.61	0.096	3.48	0.176	4.35	0.532	5.22	0.781	6.09	1.065	6.96	1.391	7.53	1.761	8.70	2.174
24.0	0.83	0.1458	1.67	0.2095	2.50	0.077	3.33	0.152	4.17	0.501	5.00	0.740	5.82	1.021	6.67	1.333	7.50	1.687	8.33	2.083
25.0	0.80	0.1436	1.60	0.2116	2.40	0.058	3.20	0.128	4.00	0.470	4.80	0.700	5.60	0.980	6.40	1.260	7.20	1.620	8.00	2.000
26.0	0.77	0.1414	1.54	0.2137	2.31	0.039	3.05	0.104	3.85	0.441	4.62	0.662	5.38	0.942	6.15	1.231	6.92	1.558	7.69	1.923
27.0	0.74	0.1393	1.48	0.2158	2.22	0.020	2.90	0.080	3.70	0.413	4.44	0.625	5.19	0.907	5.87	1.185	6.67	1.507	7.41	1.852
28.0	0.71	0.1372	1.43	0.2179	2.14	0.001	2.76	0.056	3.57	0.386	4.29	0.610	5.00	0.875	5.71	1.143	6.43	1.446	7.14	1.766
29.0	0.69	0.1351	1.38	0.2200	2.07	0.158	2.70	0.270	3.45	0.361	4.14	0.621	4.83	0.845	5.52	1.103	6.21	1.397	6.90	1.721
30.0	0.67	0.1330	1.33	0.2221	2.00	0.150	2.67	0.257	3.33	0.347	4.00	0.600	4.67	0.817	5.33	1.067	6.00	1.350	6.67	1.667
31.0	0.65	0.1310	1.29	0.2241	1.91	0.145	2.58	0.248	3.23	0.334	3.87	0.581	4.52	0.790	5.16	1.022	5.81	1.306	6.45	1.613
32.0	0.62	0.1290	1.25	0.2262	1.87	0.141	2.50	0.240	3.12	0.321	3.75	0.562	4.37	0.766	5.00	1.000	5.62	1.266	6.25	1.562
33.0	0.61	0.1270	1.21	0.2282	1.82	0.136	2.42	0.212	3.03	0.309	3.64	0.545	4.24	0.742	4.83	0.970	5.45	1.227	6.00	1.515
34.0	0.59	0.1251	1.18	0.2302	1.76	0.132	2.35	0.205	2.94	0.298	3.53	0.529	4.12	0.727	4.71	0.944	5.29	1.191	5.88	1.471
35.0	0.57	0.1232	1.14	0.2322	1.71	0.129	2.29	0.220	2.86	0.287	3.43	0.514	4.00	0.700	4.57	0.911	5.14	1.157	5.71	1.429
36.0	0.56	0.1213	1.11	0.2342	1.67	0.125	2.22	0.222	2.78	0.277	3.33	0.500	3.89	0.681	4.44	0.880	5.00	1.123	5.56	1.389
37.0	0.54	0.1194	1.08	0.2362	1.62	0.122	2.16	0.216	2.70	0.268	3.24	0.486	3.78	0.662	4.32	0.865	4.86	1.095	5.41	1.351
38.0	0.53	0.1175	1.05	0.2382	1.58	0.118	2.11	0.211	2.63	0.259	3.16	0.474	3.66	0.645	4.21	0.842	4.74	1.066	5.26	1.316
39.0	0.51	0.1156	1.03	0.2402	1.55	0.115	2.05	0.205	2.56	0.251	3.08	0.462	3.59	0.628	4.10	0.821	4.62	1.038	5.13	1.282
40.0	0.50	0.1137	1.00	0.2422	1.50	0.112	2.00	0.200	2.50	0.242	3.00	0.450	3.50	0.612	4.00	0.800	4.50	1.012	5.00	1.250
41.0	0.49	0.1118	0.98	0.2442	1.46	0.110	1.95	0.195	2.44	0.234	2.93	0.439	3.44	0.598	3.90	0.780	4.39	0.988	4.88	1.220
42.0	0.48	0.1100	0.95	0.2462	1.43	0.107	1.90	0.190	2.38	0.228	2.86	0.429	3.33	0.583	3.81	0.762	4.29	0.964	4.76	1.190
43.0	0.47	0.1082	0.93	0.2482	1.40	0.105	1.86	0.186	2.33	0.220	2.79	0.419	3.26	0.570	3.72	0.744	4.19	0.942	4.65	1.163
44.0	0.45	0.1064	0.91	0.2502	1.36	0.102	1.82	0.182	2.27	0.212	2.73	0.409	3.18	0.557	3.63	0.727	4.09	0.920	4.55	1.136
45.0	0.44	0.1046	0.89	0.2522	1.33	0.100	1.78	0.178	2.22	0.205	2.67	0.400	3.11	0.544	3.56	0.711	4.00	0.900	4.44	1.111

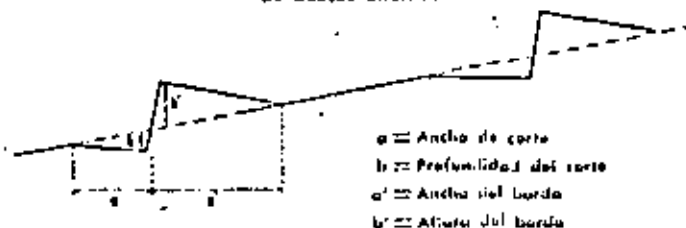
- A = Ancho del basel en metros
- Vc = Volúmen de corte en metros cúbicos por metro lineal.
- Vr = Volúmen de relleno en metros cúbicos por metro lineal.
- V = Vc + Vr
- Ar = Altura de corte en metros
- P = Profundidad de corte en metros.



Dimensiones de los cortes de traza con talud vertical tomando en cuenta la profundidad permisible de corte.

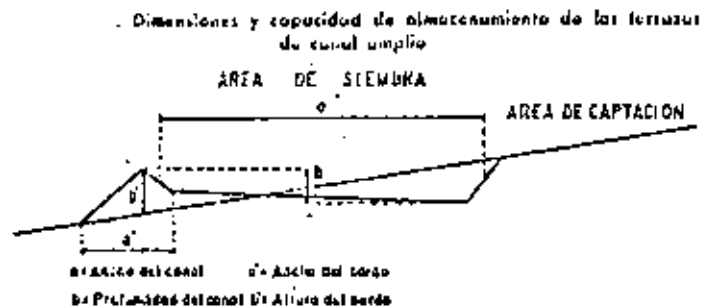
FIGURA No. 5

Dimensiones y capacidad de almacenamiento de los terrates de bancos abiertos



Profundidad (cm)	Capacidad de almacenamiento (kg/terrate)	Dimensiones de la terrata (cm)			
		$a$	$a'$	$b$	$b'$
15	500	270	390	28	20
	600	270	270	28	33
	800	270	215	28	30
	1 000	270	180	28	50
20	500	270	295	25	20
	600	270	205	25	41
	800	270	173	25	52
	1 000	270	143	25	60
25	500	270	265	28	31
	600	270	200	28	41
	800	270	149	28	56
30	500	270	155	30	33
	600	270	125	30	50
	800	270	110	30	61

FIGURA No. 6



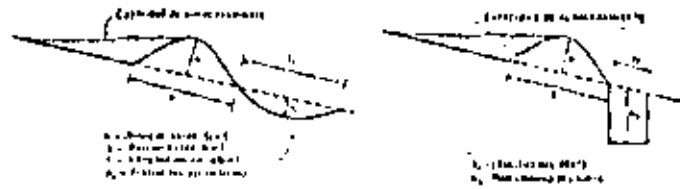
Elevación (%)	Capacidad de almacenamiento (litros/metro)	Dimensiones de la terraza con			
		a'	a''	b'	b''
15	400	250	120	30	27
	600	250	140	33	41
	800	250	158	37	45
	1 000	250	175	42	50
20	400	240	130	17	43
	600	240	150	28	48
	800	240	168	38	51
	1 000	240	185	46	60
25	400	240	135	20	46
	600	240	150	26	50
	800	240	170	35	57
30	400	240	140	20	50
	600	240	160	29	57
	800	240	180	37	62
35	400	215	133	25	58
	600	215	151	28	62

a' = Longitud mínima del banco, para una longitud mayor, la capacidad de almacenamiento se incrementa.

FIGURA No. 7



7. Dimensiones y capacidad de almacenamiento de las terrazas de base angosta, cuando el material de préstamo se obtiene de la parte aguas abajo



Profundidad (m)	H	B	0.1	0.2	0.3	0.4	Capacidad de almacenamiento (m³)
5	10	0.1	20	100	30	90	1200
		0.2	25	125	37	110	1350
	15	0.1	20	100	30	90	1500
		0.2	25	125	37	110	1650
	20	0.1	20	100	30	90	1800
		0.2	25	125	37	110	1950
10	15	0.1	20	100	30	90	2400
		0.2	25	125	37	110	2600
	20	0.1	20	100	30	90	3000
		0.2	25	125	37	110	3200
	25	0.1	20	100	30	90	3600
		0.2	25	125	37	110	3800
15	20	0.1	20	100	30	90	4200
		0.2	25	125	37	110	4400
	25	0.1	20	100	30	90	4800
		0.2	25	125	37	110	5000
	30	0.1	20	100	30	90	5400
		0.2	25	125	37	110	5600
20	25	0.1	20	100	30	90	6000
		0.2	25	125	37	110	6200
	30	0.1	20	100	30	90	6600
		0.2	25	125	37	110	6800
	35	0.1	20	100	30	90	7200
		0.2	25	125	37	110	7400
25	30	0.1	20	100	30	90	7800
		0.2	25	125	37	110	8000
	35	0.1	20	100	30	90	8400
		0.2	25	125	37	110	8600
	40	0.1	20	100	30	90	9000
		0.2	25	125	37	110	9200
30	35	0.1	20	100	30	90	9600
		0.2	25	125	37	110	9800
	40	0.1	20	100	30	90	10200
		0.2	25	125	37	110	10400
	45	0.1	20	100	30	90	10800
		0.2	25	125	37	110	11000

FIGURA No. 8

Dimensiones y capacidad de almacenamiento de las terrazas de base angosta, cuando el material de préstamo se obtiene de la parte aguas arriba.

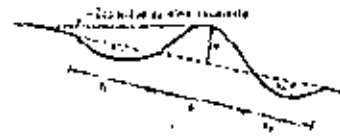


H = Altura del borde (cm)      B = Base del borde (cm)  
 H<sub>1</sub> = Profundidad de corte (cm)      Y<sub>1</sub> = Longitud de corte (cm)

PENDIENTE %	H	B	H <sub>1</sub>	Y <sub>1</sub>	Capacidad de almacenamiento lts/m Lineal
5	40	80	20	160	1 418
		90	20	180	1 428
		100	20	200	1 445
	45	90	20	202	1 780
		100	25	180	1 805
		110	25	198	1 820
	50	100	25	200	2 208
		110	25	220	2 227
		120	30	200	2 245
10	40	80	20	160	765
		90	20	180	780
		100	20	200	795
	45	90	20	202	968
		100	25	180	955
		110	25	198	1 002
	50	100	25	200	1 195
		110	25	220	1 210
		120	30	200	1 232
15	45	90	20	202	695
		100	25	180	712
		110	25	198	728
	50	100	25	200	875
		110	30	183	895
		120	30	200	895
	55	110	30	202	1 039
		120	30	220	1 059
		130	30	232	1 029
20	45	90	20	202	559
		100	25	180	575
		110	25	198	592
	50	100	25	200	690
		110	25	220	708
		120	30	200	726
	55	110	30	202	834
		120	30	220	855
		130	30	238	856
30	50	200	25	200	521
		110	30	183	539
		120	30	200	557
	55	110	30	202	670
		120	30	220	650
		130	30	238	671
	60	120	30	240	750
		160	30	260	772
	40	50	100	25	200
110			30	183	455
120			30	200	470
55		140	30	202	428
		120	30	220	548
		160	30	238	568
60		120	30	240	628
		130	30	260	650

FIGURA No. 9

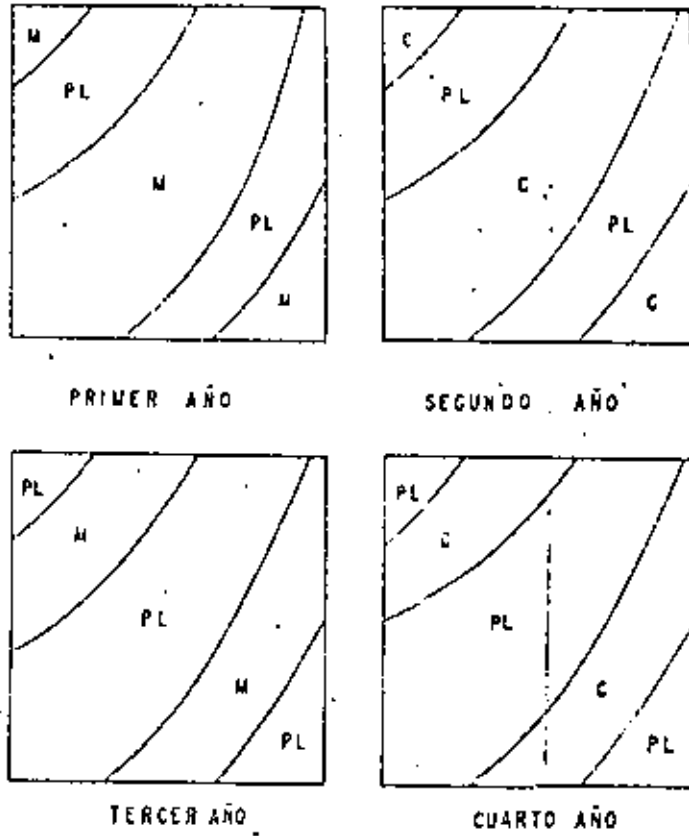
Dimensiones y capacidad de almacenamiento de las terrazas de Loro angosta, cuando el material de préstamo se ubina de la parte aguas arriba y aguas abajo



1. Altura de la terraza (m)  
 2. Ancho de la terraza (m)  
 3. Capacidad de almacenamiento (m<sup>3</sup>)  
 4. Volumen de la terraza (m<sup>3</sup>)  
 5. Volumen de la terraza (m<sup>3</sup>)  
 6. Volumen de la terraza (m<sup>3</sup>)

Perfil No.	1	2	3	4	5	6	7
5	40	10	10	10	100	100	100
	45	10	10	10	100	100	100
	50	10	10	10	100	100	100
10	40	10	10	10	100	100	100
	45	10	10	10	100	100	100
	50	10	10	10	100	100	100
15	40	10	10	10	100	100	100
	45	10	10	10	100	100	100
	50	10	10	10	100	100	100
20	40	10	10	10	100	100	100
	45	10	10	10	100	100	100
	50	10	10	10	100	100	100
25	40	10	10	10	100	100	100
	45	10	10	10	100	100	100
	50	10	10	10	100	100	100
30	40	10	10	10	100	100	100
	45	10	10	10	100	100	100
	50	10	10	10	100	100	100
35	40	10	10	10	100	100	100
	45	10	10	10	100	100	100
	50	10	10	10	100	100	100
40	40	10	10	10	100	100	100
	45	10	10	10	100	100	100
	50	10	10	10	100	100	100

FIGURA No. 10



### C L A V E

PL-MEZCLA DE PASTOS Y LEGUMINOSAS

M - MAIZ

C -CEREALES (CEBADA, TRIGO, AVENA).

.. Rotación de cultivos por fracciones en un ciclo de cuatro años de duración

FIGURA No. 11

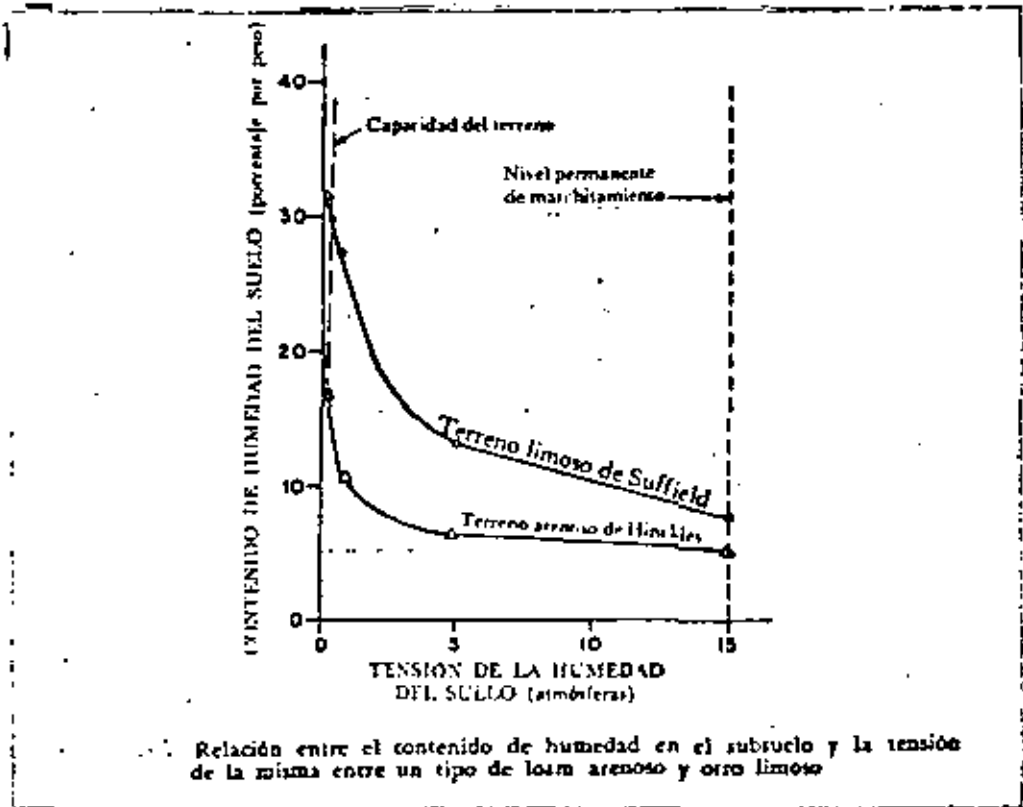
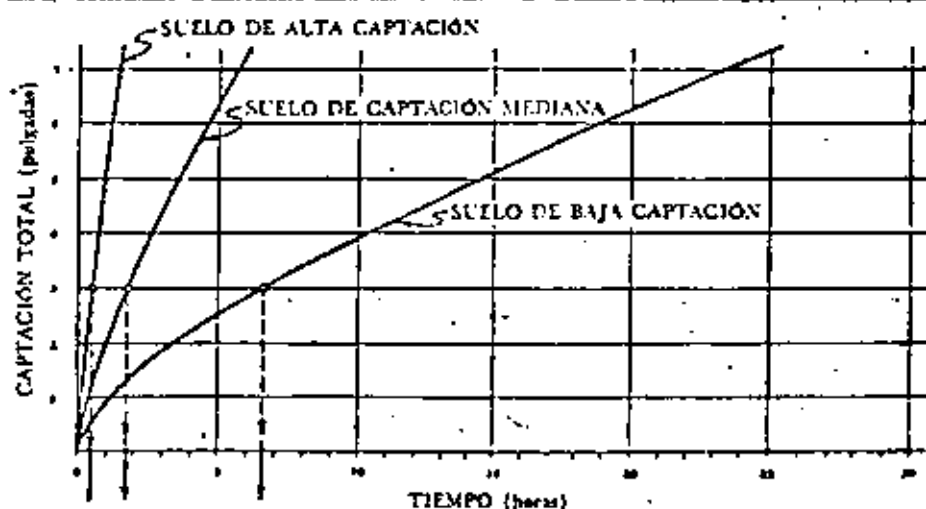


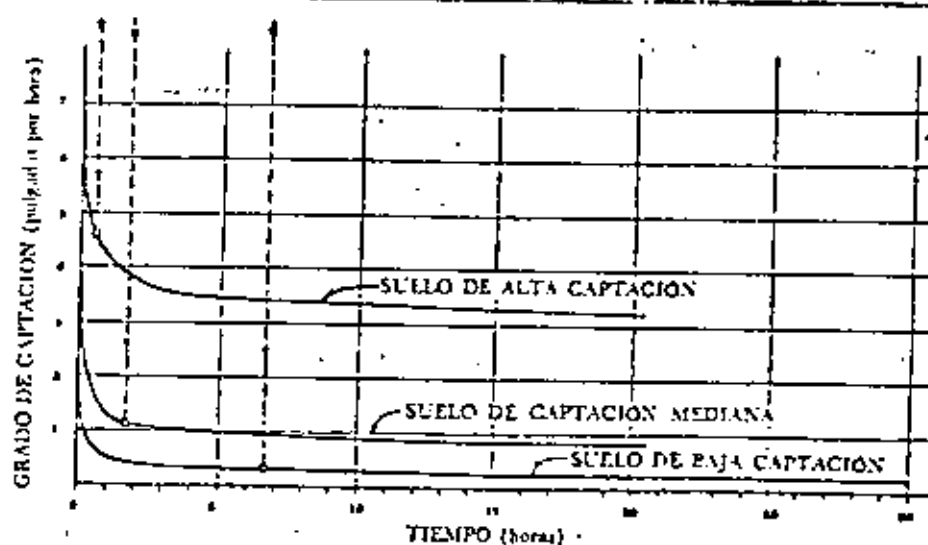
FIGURA No. 16

FIGURA No. 17

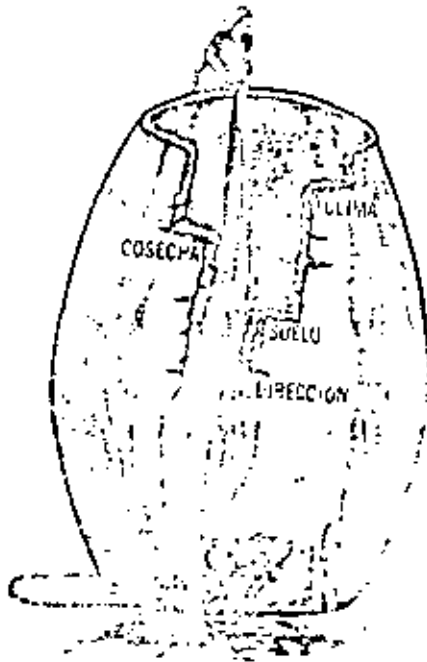


Relación entre la captación total y el tiempo en tres tipos de suelo. Una aplicación de 7.5 cm. se absorbe en suelos de alto grado de captación en 20 minutos; en suelos de moderada captación en una hora y 24 en los de lenta captación en 6 1/2 horas.

FIGURA No. 18



Relación entre el grado de captación y el tiempo en los tres tipos de suelo de la figura 17. Al finalizar la aplicación de 7.5 cm., la velocidad en el suelo de alta captación ha declinado a 1.5 cm. por hora; en el de captación moderada, a 3 cm. por hora, y en el de baja captación, a 8 min. por hora.



EL NIVEL DE PRODUCCION NO PUEDE SER MÁS ALTO  
QUE EL PUNTO MÁS BAJO.

Una explicación de la "Ley del Mínimo" de Liebig. El nivel de producción no puede ser mayor que el factor de suministro más decisivo, que aquí se designa como "administración". Sin embargo, si se mejorase la "administración" hasta la perfección, los rendimientos no alcanzarían su máximo a causa de un segundo factor limitador, que aquí se llama "tiempo". La corrección del factor que le continúa, entonces, a los "cultivos" es factor limitador, después al "clima". Por consiguiente, en cualquier momento, solo un factor limita el nivel de producción. La explicación original de Liebig era un barril de madera con clavos de otras variables como una de las cuales representaba un elemento nutritivo de la planta tal como "nitrógeno", "fósforo" o "potasio". En cualquier momento, el elemento nutriente en menor cantidad relativa limitaba el desarrollo de la planta.

FIGURA No. 19

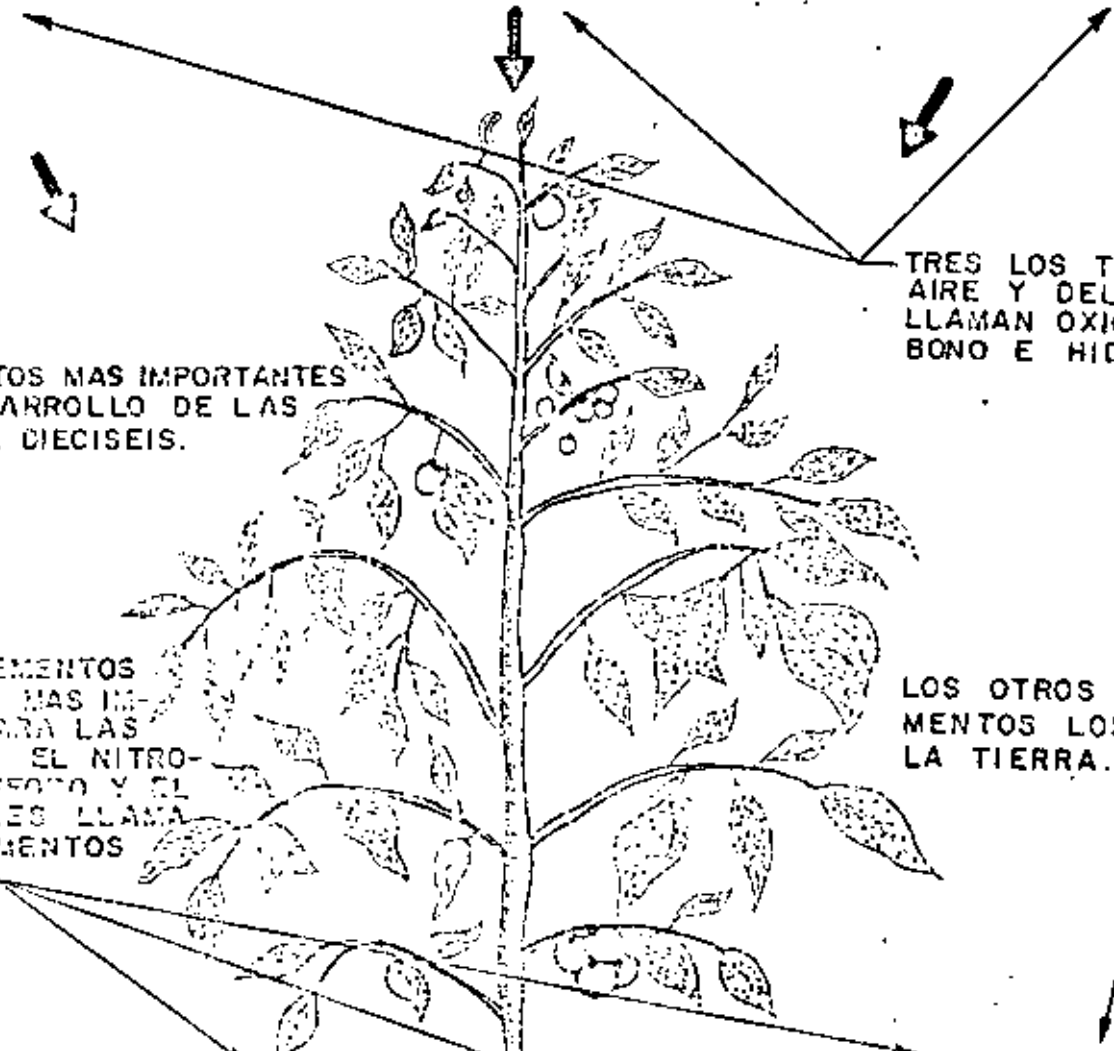
# LOS ALIMENTOS DE LAS PLANTAS

FIGURA No. 20

OXIGENO

CARBONO

HIDROGENO



TRES LOS TOMAN DEL AIRE Y DEL AGUA, SE LLAMAN OXIGENO, CARBONO E HIDROGENO.

LOS OTROS TRECE ELEMENTOS LOS TOMAN DE LA TIERRA.

LOS ELEMENTOS MAS IMPORTANTES PARA EL DESARROLLO DE LAS PLANTAS SON DIECISEIS.

LOS TRES ELEMENTOS DE LA TIERRA MAS IMPORTANTES PARA LAS PLANTAS SON EL NITROGENO, EL FOSFORO Y EL POTASIO SE LES LLAMA TAMBIEN ELEMENTOS PRIMARIOS.

LUEGO SIGUEN LOS ELEMENTOS SECUNDARIOS PARA LA ALIMENTACION DE LAS PLANTAS, QUE SON EL CALCIO, EL MAGNESIO Y EL AZUFRE.

POR ULTIMO ESTAN LOS ELEMENTOS MENORES, QUE SE LLAMAN ASI POR QUE LAS PLANTAS LOS TOMAN EN CANTIDADES MUY PEQUEÑAS, ESTOS ELEMENTOS SON EL BORO, MANGANESO, COBRE, CINC, HIERRO, MOLIBDENO, Y EL...

NITROGENO

FOSFORO

POTASIO

CALCIO

MAGNESIO

AZUFRE

MOLIBDENO

CLORO

CINC

MANGANESO

COBRE

HIERRO

BORO



## NECESIDAD DE ALIMENTOS BASICOS DE ALGUNOS CULTIVOS

	NITROGENO	POTASIO	FOSFORO
ACELGA	MUCHO	REGULAR	POCO
ALFALFA	POCO	REGULAR	REGULAR
ALGODON	REGULAR	POCO	POCO
APIO	MUCHO	MUCHO	MUCHO
ARROZ	REGULAR	POCO	REGULAR
AVENA	REGULAR	REGULAR	REGULAR
BETABEL	MUCHO	REGULAR	MUCHO
BROCOLI	MUCHO	MUCHO	MUCHO
CACAHUATE	POCO	POCO	POCO
CAFE	REGULAR	POCO	POCO
CALABAZA	REGULAR	MUCHO	POCO
CAMOTE	REGULAR	POCO	REGULAR
CAÑA	MUCHO	MUCHO	MUCHO
CEBADA	REGULAR	POCO	POCO
CEBOLLA	REGULAR	REGULAR	REGULAR
CENTENO	REGULAR	POCO	POCO
CITRICOS	MUCHO	REGULAR	REGULAR
COL	MUCHO	MUCHO	MUCHO
COL DE BRUSELAS	MUCHO	MUCHO	MUCHO
COLIFLOR	MUCHO	MUCHO	MUCHO
CHILE	MUCHO	POCO	REGULAR
ESPINACA	REGULAR	REGULAR	REGULAR
FRIJOL	POCO	POCO	POCO
GIRASOL	MUCHO	REGULAR	REGULAR
HABA	POCO	REGULAR	REGULAR
LECHUGA	MUCHO	POCO	REGULAR
MAIZ	MUCHO	REGULAR	REGULAR
NABO	MUCHO	REGULAR	REGULAR
PAPA	MUCHO	REGULAR	MUCHO
PEPINO	REGULAR	REGULAR	POCO
PIÑA	MUCHO	POCO	MUCHO
PLATANO	REGULAR	POCO	MUCHO
RABANITO	REGULAR	REGULAR	POCO
REMOLACHA	MUCHO	REGULAR	MUCHO
SOYA	POCO	REGULAR	REGULAR



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

V, CURSO DE CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS  
DE ZONAS DE RIEGO

DISEÑO DE MUROS DE RETENCION

ING. ALEJANDRO HURTADO GARCIA  
OCTUBRE-NOVIEMBRE, 1982

## 11) MUROS DE SOSTENIMIENTO.

Muro de retención, es toda estructura que sirve para -- mantener una diferencia en la elevación del terreno a -- ambos lados de la misma. El material cuya superficie se encuentra a una mayor elevación y cuya presión contra -- el muro tiende a voltearlo se llama relleno, trátase de material natural o alterado.

El lado del muro adyacente al relleno se designará como cara interior y el lado que está expuesto en la mayor -- parte de la altura se llamará cara exterior. La super-- ficie inferior del muro de apoyo se llama base, la par-- te prominente de la parte inferior del muro, falón y el material que se haya bajo la base, terreno de cimenta-- ción. La inclinación de las caras interior o exterior -- de un muro se dará por la relación entre la proyección horizontal y la vertical.

La pendiente de la superficie del relleno se expresará como la relación entre la proyección vertical y la hori-- zontal. El material que se encuentra sobre un plano --- horizontal que pasa por el extremo superior del muro, -- así como cualquier carga adicional aplicada sobre el -- relleno se llama sobrecarga.

El filtro es un elemento de mayor permeabilidad que el relleno, colocado sobre la cara inferior y comunicado con la atmósfera por medio de drenes.

Un contrafuerte es un elemento vertical de gran peralte que actúa como voladizo empotrado en la zapata de muros de concreto reforzado.

Los materiales que intervienen en la construcción de los muros de retención son tres : el terreno de cimentación, el relleno y la mampostería ó concreto que forma el muro propiamente dicho.

a) Terreno de cimentación.

Las propiedades relevantes del terreno de cimentación son su resistencia al esfuerzo cortante, su compresibilidad y su permeabilidad.

La resistencia al esfuerzo cortante es la propiedad que determina la capacidad de carga del suelo y en general depende de dos parámetros, la cohesión (c) y el ángulo de fricción interno ( $\theta$ ).

b) Material de relleno.

La función primordial de los muros de retención es contener el relleno que se halla tras ellos. El empuje que un cierto suelo ejerce sobre una estructura de retención depende del peso volumétrico y la resistencia del mismo.

De importancia fundamental es el adecuado funcionamiento del drenaje que elimina cualquier exceso de agua --- tras el muro, y por tanto, la permeabilidad de los mate riales de relleno es una propiedad relevante que siem-- pre se debe tomar en cuenta.

#### c) Mampostería.

La roca en el mamposteado del muro por usarse debe estar sana, ser poco alterable y preferentemente de alto peso volumétrico.

Cuando algún material se encuentra bajo el nivel de --- aguas freáticas, su peso volumétrico corresponde al del material sumergido; dicho valor se obtiene restando ---  $1000 \text{ Kg/m}^3$  al valor del peso volumétrico saturado.

Uno de los elementos de mayor importancia para la estabilidad de un muro de retención es el sistema de drenaje, compuesto por el filtro y los drenes.

El filtro debe colocarse sobre la cara interior del muro, y estar compuesto por un material cuya permeabilidad sea cuando menos 100 veces mayor que el del material de relleno. Su espesor no debe ser menor de 40 cm y debe estar comunicado, cerca de la base del muro, con drenes formados por tubos de 10 cm de diámetro espaciados cuando mas 3.0 m. En los muros de contrafuerte debe haber un dren por lo menos en cada tablero. La pendiente de los drenes debe ser como mínimo del 2 %.

El análisis estructural de los muros de contención consiste principalmente de dos pasos:

- 1) Proposición tentativa de las dimensiones del muro.
- 2) Cálculo de la estabilidad del mismo.

Si el análisis indica que la estructura no cumple determinadas condiciones, se proponen nuevas dimensiones y se vuelve analizar hasta obtener los resultados deseados.

En la selección de las dimensiones del muro se han utilizado hipótesis sencillas que nos llevan a fórmulas de fácil aplicación y de suficiente aproximación para un primer tanteo.

Los requisitos que debe llenar el diseño del muro son:

- 1) Que los esfuerzos calculados en el terreno no sean mayores que los esfuerzos permissibles del mismo.
- 2) Que el muro no se deslice.
- 3) Que el muro no se voltee.
- 4) No sufrirá asentamientos excesivos. (Esta condición no se revisará por haber sido tratada en las clases correspondientes a Mecánica de suelos).
- 5) No sufrirá deformaciones excesivas.

#### Ejemplo de diseño # 1

Diseñar un muro de sostenimiento vertical, de 6 m., de altura, considerando que paralelo a la corona del muro hay tránsito de vehículos y el material no está saturado. La capacidad de carga del terreno es de  $18.0 \text{ ton/m}^2$ , y su peso volumétrico es :  $\gamma^1 = 1.8 \text{ ton/m}^3$ .

## DIMENSIONAMIENTO.

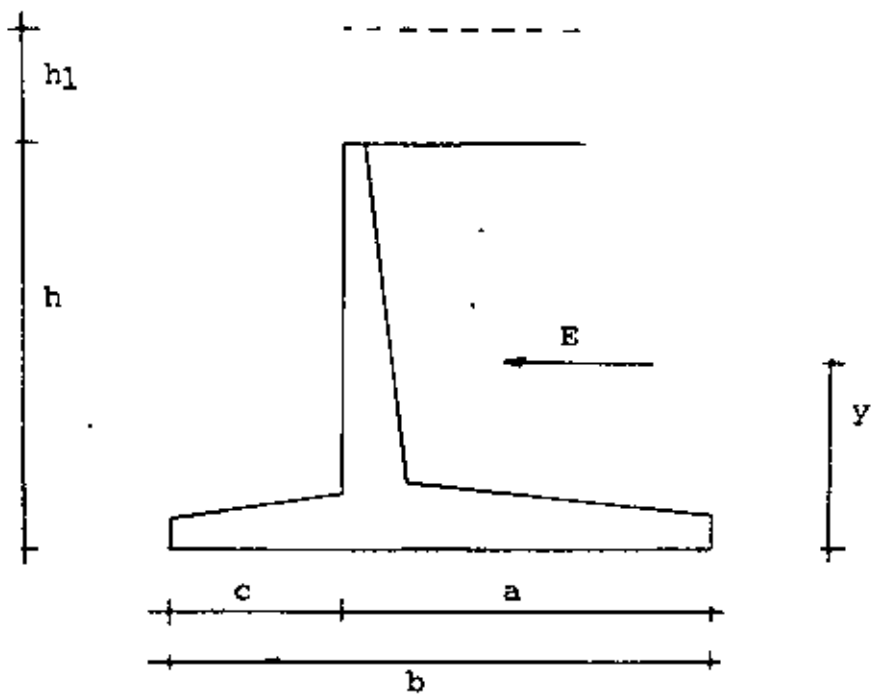
En la generalidad de los casos el proyecto de un muro de contención necesita algunos tanteos.

El espesor del muro debe tener un mínimo de 20 cm en la parte superior por razones prácticas y será mayor cuando sea necesario.

El espesor en la base del muro es de un 7 % a 10 % de la altura total del muro, el espesor de la losa de cimentación es igual ó un poco mayor. Ninguno de los debe ser menor de 20 cm.

El muro que se utilizará tendrá forma de "T" invertida ( Usado en la mayoría de los casos, cuando no existen limitaciones de espacio por la vecindad de otras estructuras ) para el que, utilizando hipótesis simplistas, la longitud de la base se puede estimar con bastante aproximación con las fórmulas siguientes ( Teoría de Rankine ) para calcular el valor de empuje del relleno.





a) Muros sin sobrecarga.

$$E = \frac{1}{2} \gamma h^2 K_0$$

$$y = \frac{h}{3}$$

$$b = \sqrt{\frac{3}{4} K_0} \cdot h = \alpha h$$

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

$$c = \frac{1}{3} b$$

b) Muros con sobrecarga horizontal.

$$E = \frac{1}{2} \gamma h (h + 2h_1) K_0$$

$$y = \frac{h^2 + 3h h_1}{3 (h + 2h_1)}$$

$$b = \alpha h \sqrt{\frac{h + 3h_1}{h + h_1}}$$

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

$$c = \frac{1}{3} b$$

En las que :

E = empuje total sobre el muro según la teoría de Ran  
kine.

K<sub>0</sub> = coeficiente que depende de la inclinación del pa-  
ramento del muro en contacto con el terreno y el  
ángulo de reposo de éste.

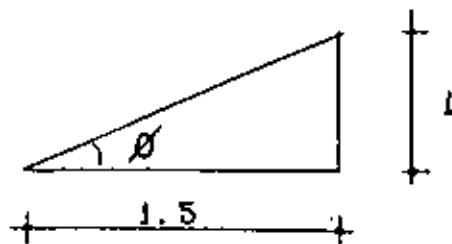
h = altura del muro.

h<sub>1</sub> = altura equivalente al efecto de la carga viva.

$$K_0 = \frac{1 - \text{Sen } \phi}{1 + \text{Sen } \phi} = \text{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\phi}{2} \right)$$

$\phi$  = Angulo de fricción interna del material de relleno ; que para fines prácticos se considera igual al talud recomendado por el laboratorio de mecánica de suelos.

Para éste caso particular : 1.5 : 1



$$\text{tg } \phi = \frac{1}{1.5} \quad \therefore \quad \phi = 33.69^\circ$$

$$K_0 = \frac{1 - \text{Sen } 33.69^\circ}{1 + \text{Sen } 33.69^\circ} = \frac{1 - 0.5547}{1 + 0.5547} = 0.286$$

Considerando el espesor de la losa de cimentación igual a un décimo de la altura ( 0.60 m )

$$h = 6.0 + 0.6 = 6.6 \text{ m}$$

$$\alpha = \sqrt{\frac{3}{4} K_0} = \sqrt{\frac{3}{4} \times 0.286} = 0.463$$

Como se tiene el caso de muro con sobrecarga horizontal

$$b = 0.463 \times 6.6 \sqrt{\frac{6.6 + 3 \times 0.6}{6.6 + 0.6}} = 3.3 \text{ m}$$

$$a = \frac{2}{3} b = 2.2 \text{ m}$$

$$c = \frac{1}{3} b = 1.1 \text{ m}$$

De conformidad con lo anterior la sección del muro será tal como se muestra en la figura :

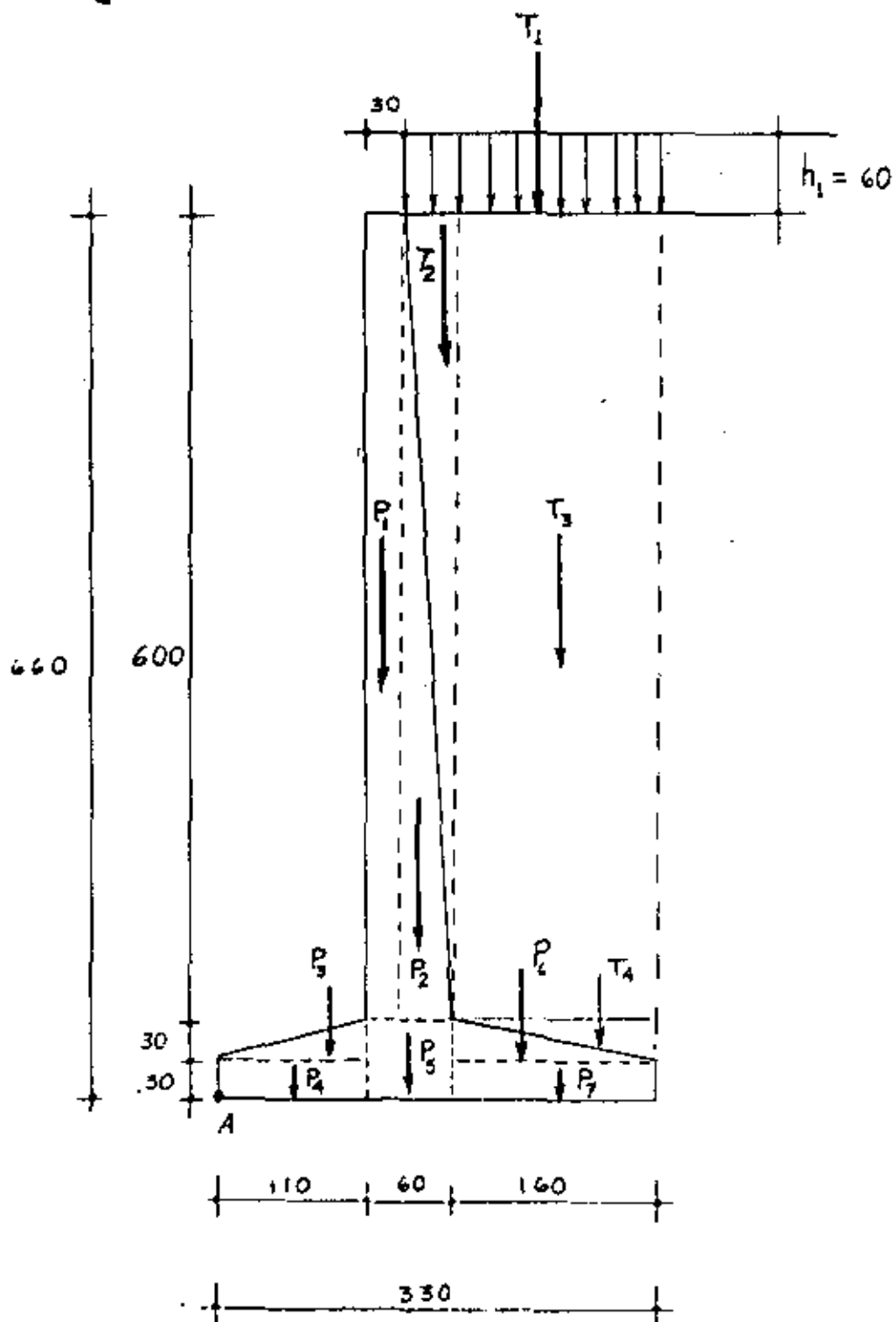


FIG. 3

## ANALISIS DE LA ESTABILIDAD DEL MURO .

El valor del empuje del terreno para el análisis de la estabilidad del muro es :

$$E = \frac{1}{2} \gamma h ( h + 2h_1 ) K_0$$

$$E = 0.5 \times 1800 \times 6.60 ( 6.6 + 2 \times 0.6 ) 0.286$$

$$E = 13250 \text{ Kg}$$

y su punto de aplicación estará en :

$$y = \frac{h^2 + 3 h h_1}{3 ( h + 2h_1 )} = \frac{( 6.6 )^2 + 3 \times 6.6 \times 0.6}{3 ( 6.6 + 2 \times 0.6 )} = 2.37 \text{ m}$$

$$y = 2.37 \text{ m}$$

Tomando momentos con respecto al punto A se tiene :

FUERZA (Kg)		BRAZO (m)		MOMENTO (Kg-m)
E	= -13 250		= 2.37	- 31 402
T <sub>1</sub> = 0.6 x 1.9 x 1 800	= 2 052	1.1 + 0.3 + 0.95	= 2.35	4 822
T <sub>2</sub> = 0.5 x 0.3 x 6.0 x 1 800	= 1 620	1.1 + 0.3 + 0.2	= 1.60	2 592
T <sub>3</sub> = 1.6 x 6.0 x 1 800	= 17 280	1.1 + 0.6 + 0.8	= 2.50	43 200
T <sub>4</sub> = 0.5 x 0.30 x 1.6 x 1 800	= 432	1.1 + 0.6 + 1.07	= 2.77	1 197
P <sub>1</sub> = 0.3 x 6.0 x 2 400	= 4 320	1.1 + 0.15	= 1.25	5 400
P <sub>2</sub> = 0.5 x 0.3 x 6.0 x 2 400	= 2 160	1.1 + 0.3 + 0.1	= 1.50	3 240
P <sub>3</sub> = 0.5 x 0.3 x 1.1 x 2 400	= 396	0.73	= 0.73	289
P <sub>4</sub> = 0.3 x 1.1 x 2 400	= 792	0.55	= 0.55	436
P <sub>5</sub> = 0.6 x 0.6 x 2 400	= 864	1.1 + 0.3	= 1.40	1 210
P <sub>6</sub> = 0.5 x 0.3 x 1.6 x 2 400	= 576	1.1 + 0.6 + 0.53	= 2.23	1 284
P <sub>7</sub> = 0.3 x 1.6 x 2 400	= 1 152	1.1 + 0.6 + 0.8	= 2.50	2 880

$$\sum F_H = 13\ 250\ \text{Kg}$$

$$\sum F_V = 31\ 644\ \text{Kg}$$

$$\sum M = 35\ 148\ \text{Kg-m}$$

#### SEGURIDAD CONTRA DESLIZAMIENTO.

El deslizamiento del muro sobre su base es resistido por la fricción entre el suelo y la base y por el empuje --- pasivo del suelo en contacto con la cara exterior de la cimentación.

La fricción entre la base y un suelo en ausencia de datos experimentales se puede tomar como :

Suelos de material granular grueso, sin limo :  $f = 0.55$

Suelos de material granular grueso, con limo :  $f = 0.45$

Limo :  $f = 0.35$

La fricción total en la base de la cimentación es :

$$F = N f$$

$N$  = Fuerza normal que actúa en el cimiento

$f$  = Coeficiente de fricción.



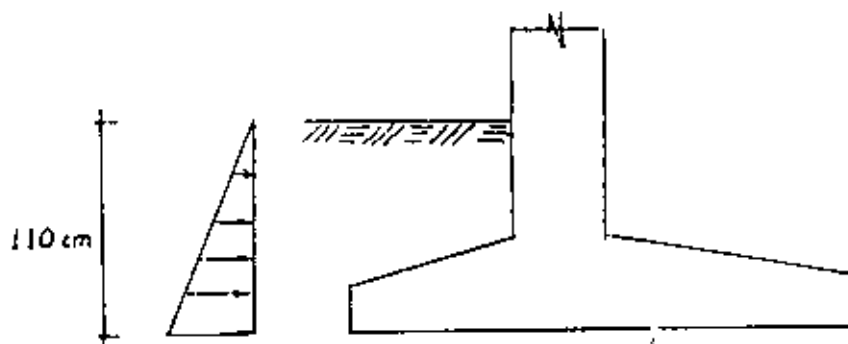
Si el muro descansa sobre limo o arcilla se debe colocar una plantilla de arena compactada de aproximadamente --- 10 cm de espesor en toda el área de la cimentación. El coeficiente de fricción entre la arena y el suelo cohe-- sivo se puede tomar igual a 0.35

Para cualquier tipo de muro de contención, el factor de seguridad al deslizamiento no debe ser menor de 1.5 y -- preferiblemente 2 o mayor.

$$F = 0.55 \times 31\ 644 = 17\ 404\ \text{Kg}$$

$$C.S = \frac{F}{F_H} = \frac{17\ 404}{13\ 250} = 1.31 < 1.5$$

En este caso será necesario tomar en cuenta el empuje pasivo del suelo a la izquierda del muro. ( ver fig. 1 )



$$E_p = \frac{1}{2} \gamma h^2 K_p$$

$K_p$  = Coeficiente de empuje pasivo del suelo.

$$K_p = \frac{1 + \text{Sen } \phi}{1 - \text{Sen } \phi} = \frac{1 + \text{Sen } 33.69^\circ}{1 - \text{Sen } 33.69^\circ} = \frac{1.5547}{0.4453} = 3.49$$

$$E_p = \frac{1}{2} \times 1800 \times (1.1)^2 \times 3.49 = 3801 \text{ Kg}$$

$$C.S = \frac{P + E_p}{\sum F_H} = \frac{17404 + 3801}{13250} = 1.6 > 1.5$$

#### VOLCAMIENTO.

La forma más grave de falla de los muros de contención es el volcamiento. Si se observa la figura 2 observamos que el muro tiende a volcarse por la acción del empuje, girando alrededor del punto A. El momento de volcamiento es entonces :

$$M_v = 13250 \times 2.37 = 31402 \text{ Kg-m}$$

El peso del muro, del relleno y de la losa de cimentación se oponen al volcamiento del muro.

Tomando momentos con respecto a "A", se obtiene el momento resistente

$$M_R = 66\ 550 \text{ Kg} - \text{m}$$

El factor de seguridad contra volcamiento será :

$$\text{F.S.} = \frac{M_R}{M_V} = \frac{66\ 550}{31\ 404} = 2.12 > 2 \quad \dots \text{CORRECTO}$$

#### PASO DE LA RESULTANTE.

Cuando la resultante pasa por el tercio medio de la base del muro no se producen tensiones en el terreno ( las -- cuales no pueden tomarse por éste ) en la mayoría de los casos.

$$X = \frac{\sum M}{\sum F_v} = \frac{35\ 148}{31\ 644} = 1.11 \text{ m}$$

Se considera correcto ya que la resultante pasa por dentro del tercio medio ( tercio medio de : 1.1 m a 2.2 m )

## DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS ZAPATAS.

$$f = \frac{P}{A} \pm \frac{M_y}{I_x}$$

$$p = 31\ 644 \text{ Kg}$$

$$b = 3.3 \text{ m}$$

$$x = 1.11 \text{ m}$$

$$e = 1.65 - 1.11 = 0.54 \text{ m}$$

Analizando una longitud unitaria.

$$f = \frac{P}{l \times b} \pm \frac{(Pe)(b/2)}{\frac{l \times b^3}{12}} = \frac{P}{b} \pm \frac{6 Pe}{b^2}$$

$$f = \frac{P}{b} \left[ 1 \pm \frac{6 e}{b} \right]$$

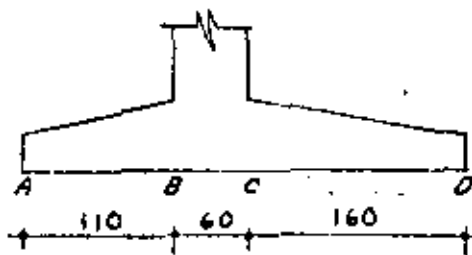
$$f = \frac{31\ 644}{3.3} \left[ 1 \pm \frac{6 \times 0.54}{3.3} \right]$$

$$f_{\max} = 19\ 004 \text{ Kg/m}^2 = 1.9 \text{ Kg/cm}^2 > 1.8 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{\min} = 174 \text{ Kg/m}^2 = 0.02 \text{ Kg/cm}^2 \approx 0$$

Se puede observar que el esfuerzo resistente del terreno no es un poco menor que al que está sometido; en la práctica se aumentará la base para disminuir los esfuerzos en el terreno. Para éste ejemplo lo consideraremos correcto.

DIAGRAMA DE ESFUERZOS.



$$f_1 = 1.9 \text{ Kg/cm}^2$$

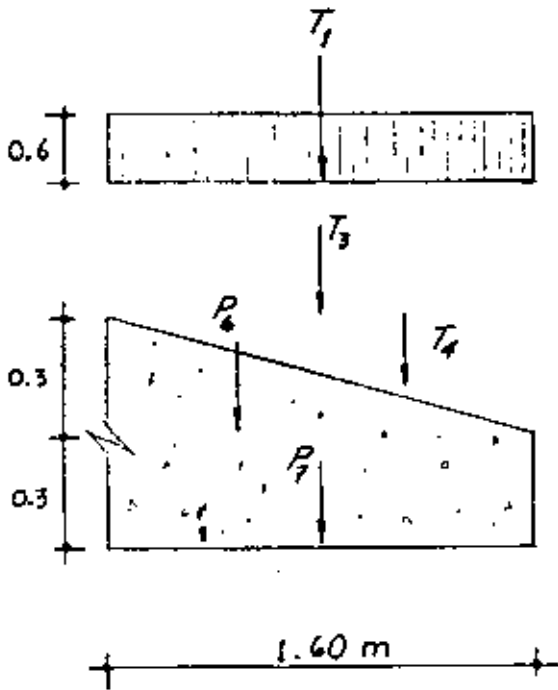
$$f_2 = \frac{1.9 \times 2.2}{3.3} = 1.27 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_3 = \frac{1.9 \times 1.6}{3.3} = 0.92 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_4 = 0$$



ZAPATA EN LA ZONA DEL RELLENO.



$$T_1 = 0.6 \times 1800 = 1080 \text{ Kg/m}^2$$

$$T_3 = 6.0 \times 1800 = 10800 \text{ ''}$$

$$T_4 = 0.5 \times 0.3 \times 1800 = 270 \text{ ''}$$

$$P_6 = 0.5 \times 0.3 \times 2400 = 360 \text{ ''}$$

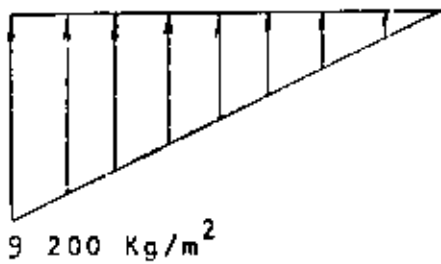
$$P_7 = 0.30 \times 2400 = 720 \text{ ''}$$

---

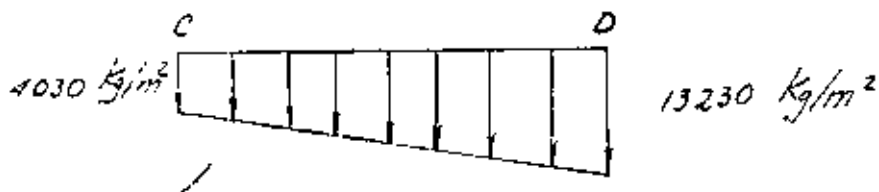


---


$$13230 \text{ Kg/m}^2$$



Carga sobre la Zapata :



$$V_c = W_1 L + \frac{\Delta W L}{2}$$

$$V_c = 4030 \times 1.6 + \frac{9200 \times 1.6}{2} = 13\,808 \text{ Kg}$$

$$M_c = \frac{W_1 L^2}{2} + \frac{\Delta W L^2}{3} = \frac{4030 \times (1.6)^2}{2} + \frac{9200 \times (1.6)^2}{3} =$$
$$= 13\,009 \text{ Kg-m}$$

Constantes de los materiales.

$$f_y = 4\,000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$$

$$n = 9$$

$$K = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{nf_c}} = \frac{1}{1 + \frac{2000}{9 \times 112.5}} = 0.336$$

en donde :

$$f_s = 0.5 f_y = 0.5 \times 4\,000 = 2\,000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_c = 0.45 f_c' = 0.45 \times 250 = 112.5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$j = 1 - \frac{K}{3} = 1 - \frac{0.336}{3} = 0.888$$

$$R = \frac{1}{2} f_c K j = 0.5 \times 112.5 \times 0.336 \times 0.888 = 16.787$$

$$R = 16.8 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v = 0.3 \sqrt{f_c'} = 0.3 \sqrt{250} = 4.7 \text{ Kg/cm}^2$$

$$d = \sqrt{\frac{M}{Rb}} = \sqrt{\frac{13\,009\,00}{16.8 \times 100}} = 27.38 = 28 \text{ cm}$$

$$d = \frac{v}{\sqrt{b}} = \frac{13\,808}{4.7 \times 100} = 29.38 = 30 \text{ cm}$$

Considerando la recomendación de tomar de un 7 a 10 % de la altura para el espesor de la losa de cimentación:

$$H = 0.10 \times 6.00 \text{ m} = 0.60 \text{ m}$$



Por lo tanto utilizaremos :

$$H = 60 \text{ cm}$$

$$d = 52 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{13\,009\,00}{2\,000 \times 0.888 \times 52} = 14.1 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.002 b h = 0.002 \times 100 \times 45 = 9 \text{ cm}^2/\text{m} < A_s$$

∴ correcto

Separación Para las varillas.

$$s = \frac{100 a_0}{A_s}$$

$a_0$  = Area de la varilla considerada

$$\text{Para var } 5/8 \text{ " } \emptyset \quad ; \quad s = \frac{100 \times 1.98}{14.1} \doteq 14 \text{ cm}$$

$$\text{Para var } 3/4 \text{ " } \emptyset \quad ; \quad s = \frac{100 \times 2.85}{14.1} \doteq 20 \text{ cm}$$

Cálculo del esfuerzo de adherencia permisible

$$U_{\text{perm}} = \frac{2.3 \sqrt{f_c'}}{D}$$

Para varillas de 5/8 " Ø :

$$U_{\text{perm}} = \frac{2.3 \sqrt{350}}{1.59} = 22.9 \text{ Kg/cm}^2$$

Para varillas de 3/4 " Ø

$$U_{\text{perm}} = \frac{2.3 \sqrt{250}}{1.91} = 19.1 \text{ Kg/cm}^2$$

Esfuerzo actuante :

$$U = \frac{V}{\sum o_j d}$$

Para varillas 5/8 " Ø :

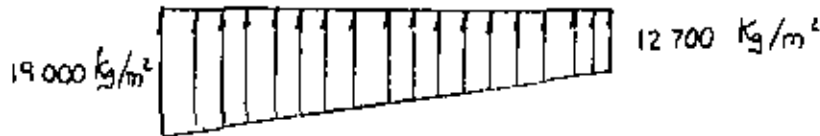
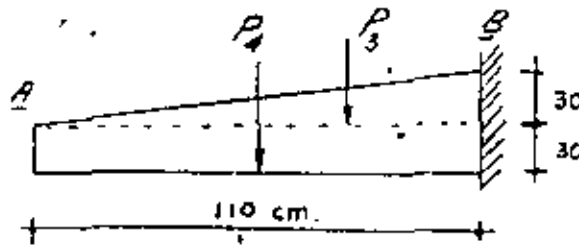
$$U = \frac{13\ 808}{35.6 \times 0.888 \times 52} = 8.4 \text{ Kg/cm}^2$$

Para varillas 3/4 "  $\emptyset$

$$M = \frac{13\ 808}{29.9 \times 0.888 \times 52} = 10 \text{ Kg/cm}^2$$

∴ correcto

ZAPATA EN LA ZONA CON AGUA



*carga sobre la zapata :*



$$P_3 = 0.15 \times 2\ 400 = 360 \text{ Kg/m}$$

$$P_4 = 0.30 \times 2\ 400 = 720 \text{ Kg/m}$$

---


$$1080 \text{ Kg/m}$$

Cortante en B

$$V_B = W_1 L + \frac{A w \cdot L}{2}$$

$$V_B = 11\,620 \times 1.10 + \frac{(17\,920 - 11\,620) \times 1.1}{2}$$

$$V_B = 16\,247 \text{ Kg}$$

Momento en B

$$M_B = \frac{W_1 L^2}{2} + \frac{A W L^2}{3} = \frac{10\,220 \times 1.1^2}{2} + \frac{(17\,920 - 11\,620) \times 1.1^2}{3}$$

$$M_B = 8\,724 \text{ Kg-m} = 872\,400 \text{ Kg-cm}$$

Cálculo del área de acero

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{872\,400}{2000 \times 0.888 \times 52} = 9.45 \text{ cm}^2/\text{m.l.}$$

$$A_s \text{ mín} = 9 \text{ cm}^2 < A_s \text{ , Correcto}$$

Separación para las varillas ( 5/8 " Ø )

$$S = \frac{100 \times 1.98}{9.45} = 21 \text{ cm}$$

Se colocarán varillas 5/8 " Ø @ 21 cm

#### DISEÑO ESTRUCTURAL DEL MURO

El valor del empuje de tierras para el análisis estructural del muro es :

$$E = \frac{1}{2} \gamma h ( h + 2 H_1 ) K_0$$

$$E = 0.5 \times 1800 \times 6.0 ( 6.0 + 2 \times 0.6 ) 0.286$$

$$E = 11120 \text{ Kg}$$

Y su punto de aplicación está :

$$Y = \frac{h^2 + 3h h_1}{3 ( h + 2h_1 )}$$

$$Y = \frac{6.0^2 + 3 \times 6.0 \times 0.6}{3 (6.0 + 2 \times 0.6)} = 2.17 \text{ m}$$

Momento en el muro :

$$M = E.y = 11\ 120 \times 2.17 = 24\ 130 \text{ Kg-m}$$

$$M = 2\ 413\ 000 \text{ Kg-cm}$$

diámetro necesario por momento :

$$d = \sqrt{\frac{M}{R_b}} = \sqrt{\frac{2\ 313\ 000}{16.8 \times 100}} \approx 38 \text{ cm}$$

Diámetro necesario por cortante :

$$d = \frac{V}{V_b} = \frac{11\ 120}{4.7 \times 100} \approx 24 \text{ cm}$$

Se utilizará :

$$d = 52 \text{ cm}$$

$$H = 60 \text{ cm}$$

Área de acero

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{2\,413\,000}{2000 \times 0.888 \times 52} = 26.13 \text{ cm}^2/\text{m.l.}$$

Separación de varillas :

Varillas 3/4 "  $\emptyset$  :

$$s = \frac{100 \times 2.85}{26.13} \approx 11 \text{ cm}$$

Varillas 1"  $\emptyset$

$$s = \frac{100 \times 5.07}{26.13} \approx 19 \text{ cm}$$

Esfuerzo de adherencia permisible

$$(\mu_{\text{perm}})_{3/4"} = 19.1 \text{ Kg/cm}^2$$

$$(\mu_{\text{perm}})_{1"} = \frac{2.3 \sqrt{250}}{2.54} = 14.3 \text{ Kg/cm}^2$$

Esfuerzo actuante :

$$M_{3/4"} = \frac{11\ 120}{54.5 \times 0.888 \times 52} = 4.42 \text{ Kg/cm}^2 < M_{\text{perm}}$$

$$M_{1"} = \frac{11\ 120}{40 \times 0.888 \times 52} = 6.02 \text{ Kg/cm}^2 < M_{\text{perm}}$$

A continuación se calcularán las alturas a las que podrán recortarse el refuerzo obtenido; considerando que éste -- puede reducirse, por construcción, a la mitad y a la ---- cuarta parte, para lo cual se calcularán los empujes y -- sus momentos respectivos, así como los correspondientes - momentos resistentes .

De esta forma se tendrá :

$$E = 0.5 \times 1\ 800 h ( h + 1.2 ) 0.286$$

$$E = 257.4 h ( h + 1.2 )$$

$$Y = \frac{h^2 + 3h h_1}{3 (h + 2h_1)} = \frac{h^2 + 1.8h}{3 (h + 1.2)} = \frac{h ( h + 1.8 )}{3 ( h + 1.2 )}$$

Momentos resistentes :



Para 50 %  $A_s$  :

$$M = ( 0.5 A_s ) f_s j d$$

$$M = 0.5 \times 26.13 \times 2\ 000 \times 0.888 d =$$

$$= 23\ 203 d$$

Para 25 %  $A_s$  :

$$M = 0.25 \times 26.13 \times 2\ 000 \times 0.888 d =$$

$$= 11\ 602 d$$

El valor del peralte será :

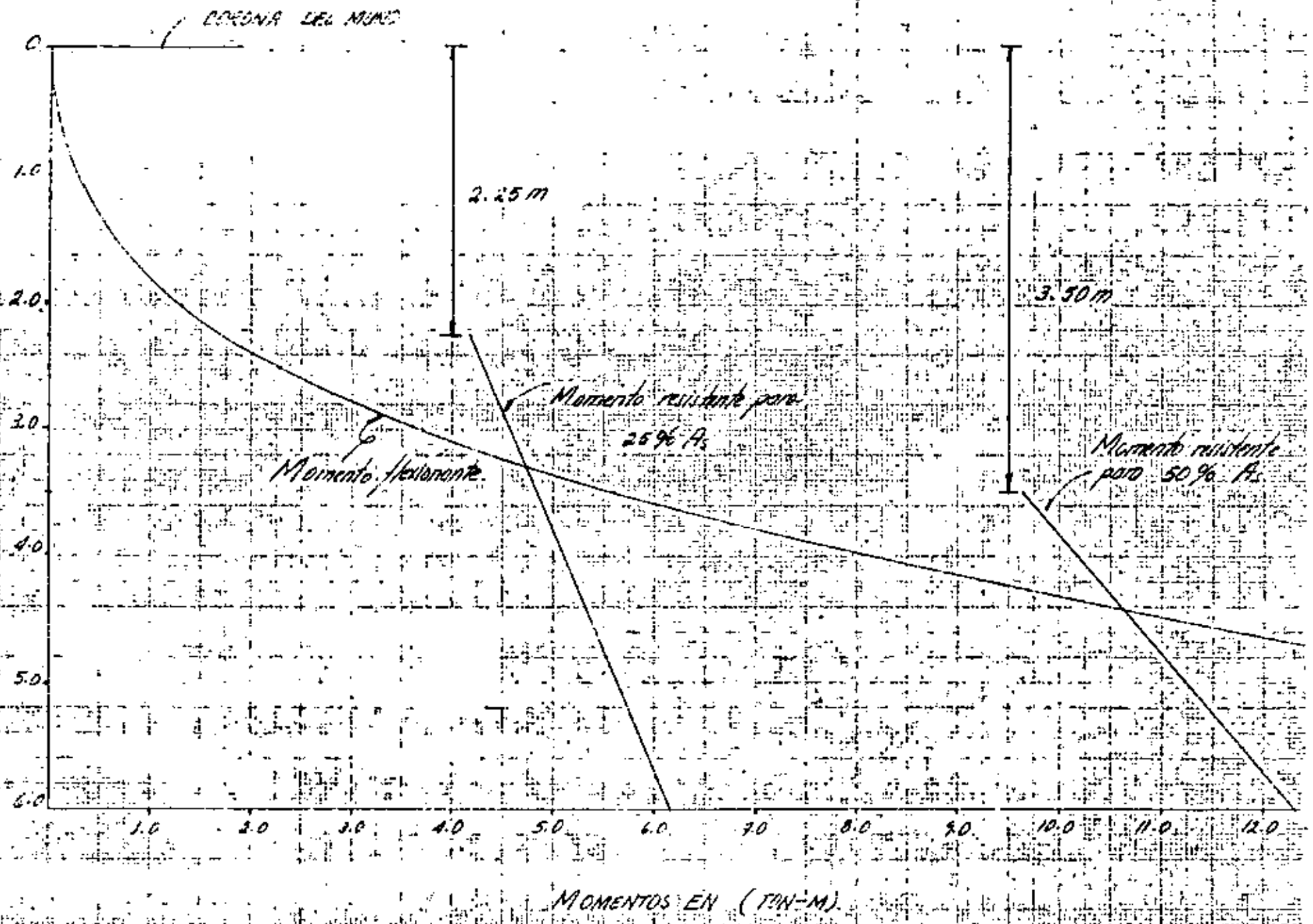
$$d = \frac{0.3}{6.0} h + 0.23$$

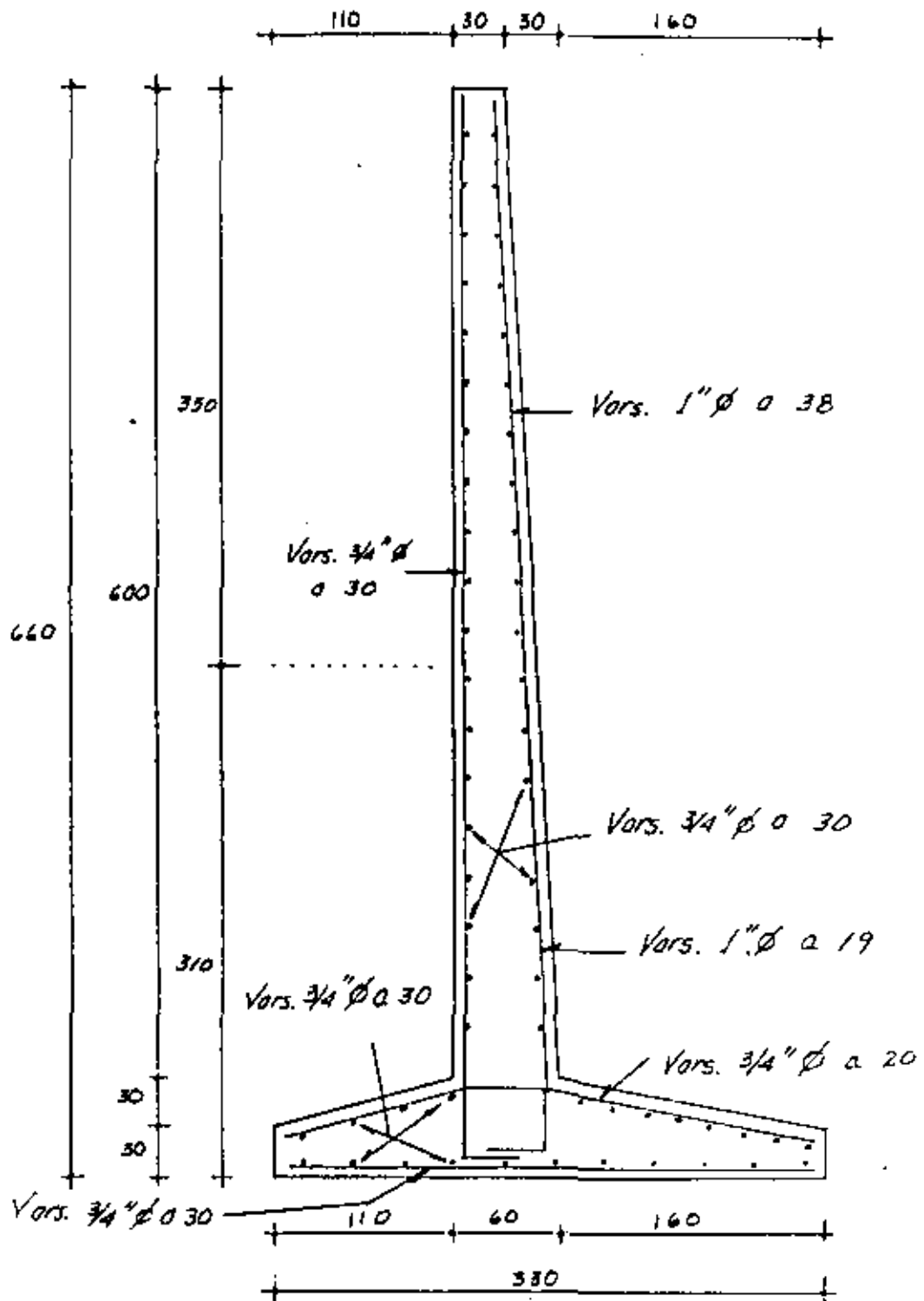
$$d = 0.05 h + 0.23$$

En la tabla siguiente se determinan los momentos flexionantes y resistentes para diversas alturas :

h	E ( Kg )	Y ( m )	M ( Kg-m )	d ( m )	M 50 % ( Kg-m )	M 25 % ( Kg-m )
0.50	219	0.22	49	0.255	5 917	2 958
0.75	376	0.33	123	0.267	6 207	3 103
1.00	566	0.42	240	0.280	6 497	3 249
1.25	788	0.52	409	0.292	6 787	3 394
1.50	1 042	0.61	637	0.305	7 077	3 539
1.75	1 329	0.70	933	0.317	7 367	3 684
2.00	1 647	0.79	1 304	0.330	7 657	3 829
2.25	1 998	0.88	1 759	0.342	7 947	3 974
2.50	2 381	0.97	2 306	0.355	8 237	4 119
2.75	2 796	1.06	2 952	0.367	8 527	4 264
3.00	3 243	1.14	3 707	0.380	8 817	4 409
3.25	3 723	1.23	4 577	0.392	9 107	4 554
3.50	4 234	1.32	5 571	0.405	9 397	4 699
3.75	4 778	1.40	6 696	0.417	9 687	4 844
4.00	5 354	1.49	7 962	0.430	9 977	4 989
4.25	5 962	1.57	9 376	0.442	10 267	5 134
4.50	6 602	1.66	10 946	0.455	10 557	5 279
4.75	7 275	1.74	12 680	0.467	10 847	5 424
5.00	7 979	1.83	14 586	0.480	11 137	5 569
5.25	8 716	1.91	16 672	0.492	11 427	5 714
5.50	9 485	2.00	18 947	0.505	11 717	5 859
5.75	10 286	2.08	21 418	0.517	12 007	6 004
6.00	11 120	2.17	24 093	0.530	12 298	6 149

A continuación se muestra la gráfica de éstos valores.



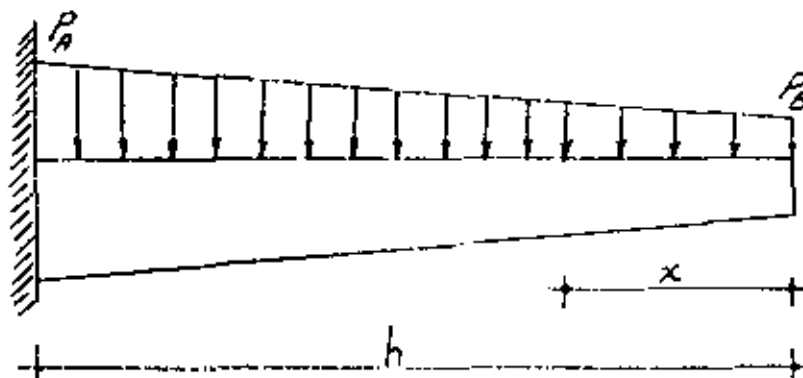


## CALCULO DE LAS DEFLEXIONES.

El cálculo de los efectos de flexión en toda la longitud de un miembro no prismático, puede hacerse de dos maneras:

- 1) Integración directa en un número de segmentos.
- 2) División del miembro en un número de segmentos.

El primer método en general lleva a integrales laboriosas, por este motivo se utilizará el segundo.



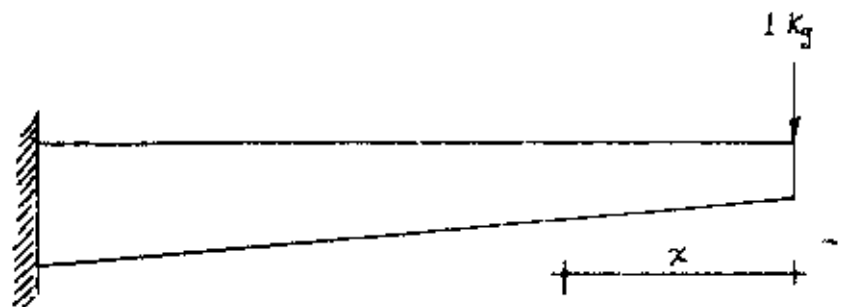
$$P_A = K_o \int (h + h_1)$$

$$P_A = 0.286 \times 1800 (6.0 + 0.6) = 3398 \text{ Kg/m}$$

$$P_B = K_o \int h_1$$

$$P_B = 0.286 \times 1800 \times 0.6 = 309 \text{ Kg/m}$$

$$\Delta = \sum \frac{m \cdot M \cdot \Delta x}{EI}$$



$$m = x$$

$$M = \frac{P_B x^2}{2} + \frac{(P_A - P_B)}{h} \frac{x^3}{6}$$

$$M = \frac{309}{2} x^2 + \frac{(3398 - 309)}{6.0 \times 6} x^3$$

$$M = 154.5 x^2 + 85.8 x^3$$

Dividiendo el muro en 4 partes :

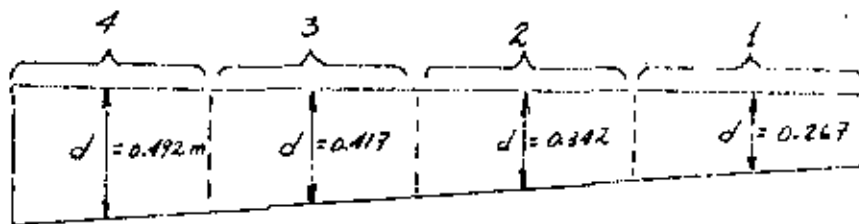
$$x = \frac{6.0}{4} = 1.5 \text{ m}$$

Módulo de elasticidad :

$$E = \frac{2.1 \times 10^6}{9} = 233\,333 \text{ Kg/cm}^2 = 2.333 \times 10^9 \text{ Kg/m}^2$$

$$I = \frac{b d^3}{12}$$

$$d = 0.23 + 0.05 x$$



SEGMENTO	x (m)	M (Kg-m)	I (m <sup>4</sup> )	$\frac{\pi M}{I}$
1	0.75	123.1	$1.59 \times 10^{-3}$	$58.07 \times 10^3$
2	2.25	1759.5	$3.33 \times 10^{-3}$	$1.188 \times 10^6$
3	3.75	6697.3	$6.04 \times 10^{-3}$	$4.158 \times 10^6$
4	5.25	16673.9	$9.92 \times 10^{-3}$	$8.824 \times 10^6$

$$14.228 \times 10^6$$

$$\Delta = \frac{14.228 \times 10^6 \times 1.5}{2.33 \times 10^9} = 0.009 \text{ m}$$

$$\Delta = 0.9 \text{ cm}$$



$$\Delta_{\text{perm}} = \frac{L}{300} = \frac{600}{300} = 2 \text{ cm}$$

$$(\Delta = 0.9 \text{ cm}) < (\Delta_{\text{perm}} = 2 \text{ cm})$$

∴ Correcto.



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

V. CURSO DE CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS  
DE ZONAS DE RIEGO

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN SIFON

ING. ALEJANDRO HURTADO GARCIA  
OCTUBRE-NOVIEMBRE, 1982

## ESTRUCTURAS DE CRUCE.

Durante la construcción de un canal o dren, es frecuente encontrar obstáculos tales como ríos, barrancas, caminos ferrocarriles, otro canal o un dren. Con el objeto de -- vencer estos obstáculos, es necesario construir una es-- tructura que permita el paso del fujo del canal por ---- encima o por debajo de ellas.

Estas estructuras pueden ser :

- 1) Alcantarillas
- 2) Puentes para caminos o ferrocarril
- 3) Puentes canal
- 4) Sifones.

## ELECCION DEL TIPO DE ESTRUCTURA.

Al proyectar un cruce debemos de tomar en cuenta los --- siguientes factores para escoger la estructura más conve niente :

A) Cuando el nivel de la superficie libre del agua es menor que la rasante del obstáculo, puede construirse -- una alcantarilla o bién un puente. En el caso que las -- dos estructuras sean 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 de ferrocarril, deben tomarse en cuenta los siguientes aspectos :

1) Si se proyecta la alcantarilla para cruzar un canal o un dren, la estructura podrá trabajar a presión, pero cuidando que el tirante a la salida del conducto sea por lo menos un 10% mayor que la altura  $h$  del conducto; en el segundo caso o sea para cruzar un dren la estructura debe tener dentro de la misma un bordo -- libre por lo menos igual al del canal.

2) 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.

Si el puente se construye sobre un canal el espacio libre mínimo será por lo menos el bordo libre del canal. Si el puente carretero o de ferrocarril es sobre un dren, el espacio libre mínimo de la parte más baja de la superestructura hasta el N. A. máx. será como mínimo 1 m.

B) Cuando el nivel de la superficie libre del agua es mayor que la rasante del cruzamiento, se puede utilizar como estructura de cruce un puentecanal 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 cruzamiento permitan un espacio libre suficiente para lograr el paso de vehículos en el caso de caminos o ferrocarriles, o el paso de agua en caso de canales, drenes, arroyos o ríos.

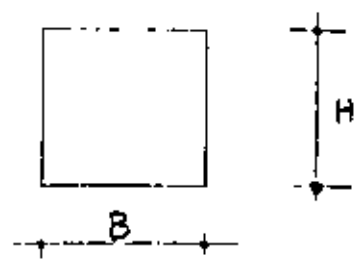
2) El sifón se utilizará si el nivel de la superficie libre del agua es mayor que la rasante del cruzamiento y no se tiene el espacio libre suficiente para lograr el paso de vehículos o el paso del agua. Para un mismo cruce se pueden utilizar los dos tipos de estructuras, por lo que es conveniente hacer dos anteproyectos y escoger la solución más funcional y económica.

**TIPOS DE SECCIONES.**

En la S. A. R. H., son más usuales las secciones rectangulares y circulares, aunque en casos especiales se utilizan las secciones en herradura.

1) Conductos rectangulares.

La sección de los conductos rectangulares, deberá cumplir la condición  $H/B = 1.25$



Las dimensiones H y B corresponden al interior del conducto.

La sección mínima aceptada en conductos rectangulares es con plantilla. B = 0.8 m y H = 1.00 m como altura interior del conducto; y para aumentar la resistencia al esfuerzo cortante, la sección se construye con carteles en las esquinas, cuya dimensión mínima será de 10 cm.

2) Conductos circulares.

El diámetro mínimo aceptado en secciones circulares será de 30 pulgadas ( 76.2 cm ) para tubos precolocados y de 1.25 m para tubos colocados en el sitio.

NORMAS GENERALES DE PROYECTO.

A) SIFONES EN CRUCES CON CARRETERAS.

1) El espesor mínimo del colchón de tierra sobre la estructura deberá ser de 1.5 m por lo menos.

2) La longitud del conducto en proyección -- horizontal hasta los muros de cabezal deberá ser como mínimo la longitud del derecho de -- vía más un metro a cada lado ( 21 m a cada -- lado del eje del camino ), debiendo quedar -- las transiciones fuera del derecho de vía.

B) SIFONES EN CRUCE CON FERROCARRIL.

1) Del patín del riel a la parte superior de la estructura, el espesor mínimo del relleno debe ser 90 cm.

2) La longitud mínima de los conductos en -- proyección horizontal, deberá ser aquella que no impida el drenaje longitudinal del ferro-- carril.

C) SIFONES EN CRUCE CON CANAL O DREN.

1) El espesor mínimo del relleno será de --- 1.50 m 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 o bordos.

D) SIFONES EN CRUCE CON RIOS, BARRANCAS O ARROYOS.

1) El espesor de relleno no deberá ser menor que la profundidad de socavación en la zona - del cruce. En las laderas el relleno no debe- rá ser menor de 1 m.

2) La longitud de la estructura está en fun- ción de la topografía del cruce, cuidando que las transiciones del canal al conducto queden en excavación, fuera de las laderas.

PUNTES CANAL.

Es el conjunto formado por un puente y un canal conducto, por el cual escurre el agua como canal, o sea por grave- dad y a la presión atmosférica. Este tipo de estructuras es conveniente para salvar cualquier depresión siempre - que ésta sea de poca anchura.

El puente canal puede tener una sección hidráulica más -  
pequeña que la del canal, porque se reduce el valor de  $n$   
y se aumenta la velocidad.

## DISEÑO DE UN SIFON EN CRUCE CON CARRETERA

## DESCRIPCION.-

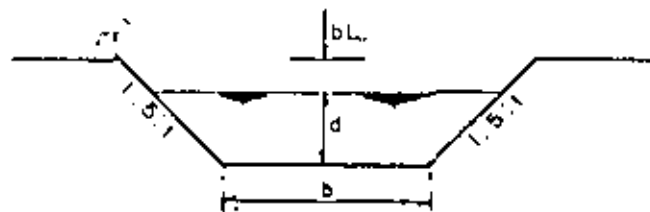
En el Distrito de Riego del Río Atoyac, Gro. el Canal Lateral - 10+538.75 del Canal Principal "Atoyac", en su Km. 7+192.00, cruzará la carretera Federal Acapulco - Zihuatanejo a la altura - del Km. 83+200.00, por lo cual es necesario construir una estructura de cruzamiento adecuada.

De varias alternativas se llegó a la conclusión de que la estructura más funcional es un sifón a base de un solo conducto rectangular, con 1.10 m de ancho de plantilla y 1.20 m de altura, de concreto reforzado.

El espesor del conducto se considerará tentativamente de 0.15 m, con carteles interiores de 0.10 X 0.10 m.

El ángulo que forma el eje del conducto con el eje del camino es de 90°.

## DATOS HIDRAULICOS DEL CANAL LATERAL



$$\begin{aligned}
 b &= 1.050 \text{ m.} \\
 d &= 0.950 \text{ m.} \\
 n &= 0.017 \\
 s &= 0.0007 \\
 t &= 1.5: 1 \\
 b.l &= 0.250 \text{ m.}
 \end{aligned}$$

$$A = bd + td^2$$

$$A = 1.050 (0.95) + 1.5 (0.95)^2 = 2.351 \text{ m}^2$$

$$P = b + 2d \sqrt{1+t^2}$$

$$P = 1.050 + 2 \times 0.95 \sqrt{1 + (1.5)^2} = 4.475 \text{ m}$$

$$r = A/P = 2.351/4.475 = 0.5254$$

$$r^{2/3} = 0.651$$

$$V = \frac{r^{2/3} \cdot 0.15}{n}$$

$$V = \frac{0.651 (0.0007)^{1/2}}{0.017} = 1.013 \text{ m/seg.}$$

$$Q = A \cdot V = 2.35 \times 1.013 = 2.383 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$h_v = \frac{v^2}{2g} = \frac{(1.013)^2}{2 \times 9.81} = 0.0523 \text{ m.}$$

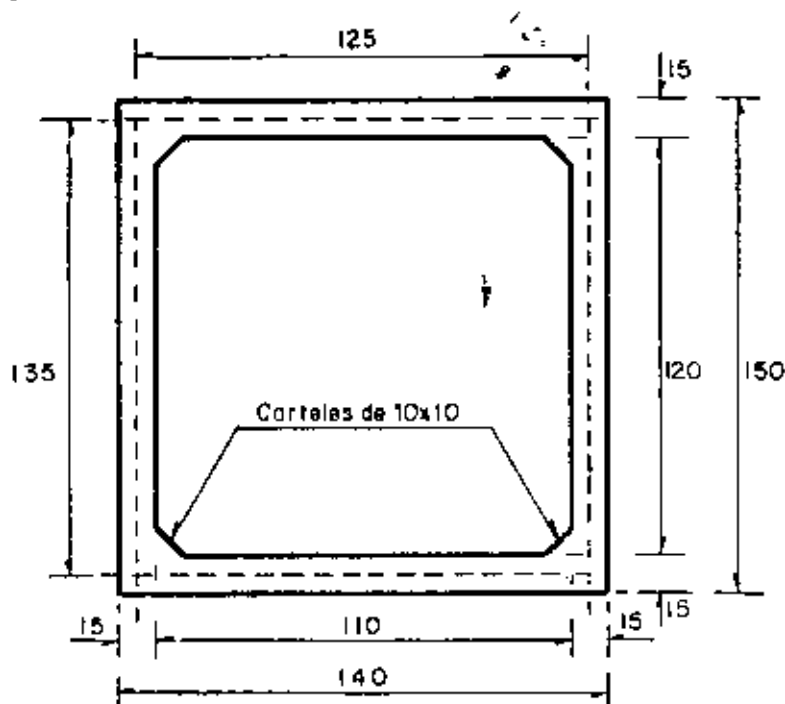
DATOS HIDRAULICOS DEL CONDUCTO.

$$Q = 2.383 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$B = 1.10 \text{ m.}$$

$$H = 1.20 \text{ m.}$$

$$n = 0.015$$



$$A_c = 1.10 \times 1.20 + 2 \times (0.10)^2 = 1.30 \text{ m}^2$$

$$V_c = \frac{Q}{A} = \frac{2.383}{1.30} = 1.833 \text{ m/seg}$$

$$P_c = 2(0.90 + 1.00) + 4 \times 0.10 \sqrt{2} = 4.366 \text{ m.}$$

$$R_c = \frac{A_c}{P_c} = \frac{1.30}{4.366} = 0.2978 \text{ m.}$$

$$R_c^{2/3} = 0.4459$$

$$S_c = \left[ \frac{V_c \cdot n}{R_c^{2/3}} \right]^2$$

$$S_c = \left[ \frac{1.833 \times 0.015}{0.4459} \right]^2 = 0.003801$$

$$h_{Vc} = \frac{V_c^2}{2g} = \frac{(1.833)^2}{19.62} = 0.1712 \text{ m}$$

#### DATOS PARA EL PROYECTO

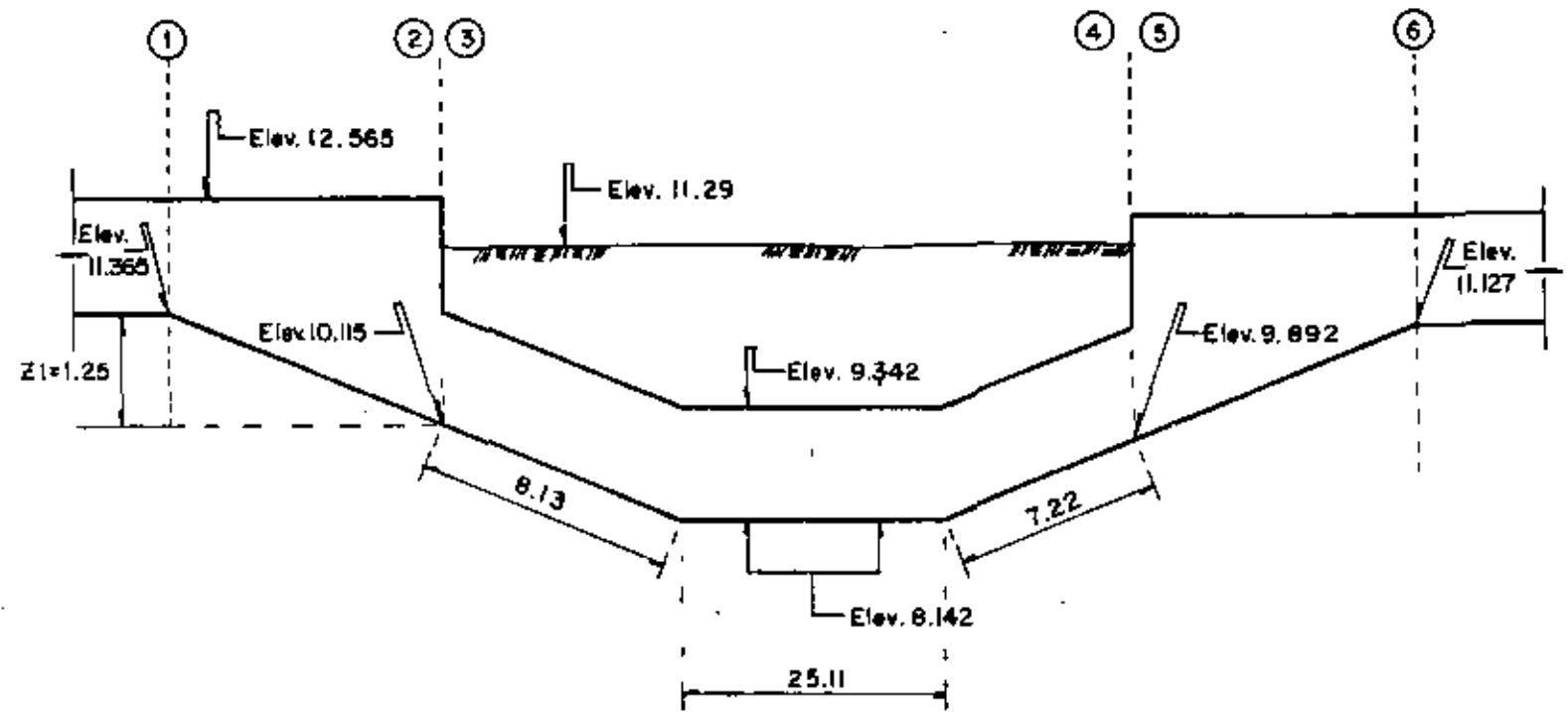
Rasante de la carretera, Elev. 11.29 m.

Losa superior del conducto, Elev. 9.342 m.

Plantilla del conducto, Elev. 8.142

Peso volumétrico del relleno :  $\gamma_t = 1300 \text{ Kg/m}^3$

Angulo de reposo del material :  $t = 1.5:1$



$$L = 40.46$$

CALCULOS HIDRAULICOS.

Aplicando Bernoulli entre 1 y 2

$$Z_1 + d_1 + h_{v1} = d_2 + h_{v2} + h_f (1-2)$$

$$h_f (1-2) = \text{p\u00e9rdida de carga por transici\u00f3n de entrada.} \\ = 0.10 (h_{v1} - h_{v2})$$

por lo tanto :

$$Z_1 + d_1 + h_{v1} = d_2 + h_{v2} + 0.10 (h_{v1} - h_{v2})$$

$$Z_1 + d_1 + 0.9 h_{v1} = d_2 + 0.9 h_{v2}$$

$$Z_1 + d_1 + 0.9 h_{v1} = 1.25 + 0.95 + 0.9 (0.0523) = 2.2471 \text{ m.}$$

por lo tanto

$$d_2 + 0.9 h_{v2} = 2.2471 \text{ m.}$$

Resolviendo la ecuación anterior por tanteos, para obtener el tirante  $d_2$ , se tiene :

$$\text{Suponiendo : } d_2 = 2.203$$

$$A_2 = 2.203 \times 1.10 = 2.423 \text{ m}^2$$

$$V_2 = \frac{2.383}{2.423} = 0.983 \text{ m/seg.}$$

$$h_{v2} = \frac{(0.983)^2}{19.62} = 0.0493 \text{ m.}$$

$$d_2 + h_{v2} = 2.203 + 0.9 (0.0493) = 2.2474$$

$$2.2471 \approx 2.2474 \quad \therefore \text{ Correcto}$$

Aplicando Bernoulli entre 2 y 3

$$d_2 + h_{v2} = d_3 + h_{v3} + \frac{p_3}{\gamma} + h_f (2-3)$$

$h_f (2-3)$  = pérdida de carga por entrada al conducto.

$$h_f (2-3) = 0.15 (h_{v3} - h_{v2})$$

$$d_2 + 1.15 h_{v2} = d_3 + 1.15 h_{v3} + \frac{P_3}{\gamma}$$

$$\frac{P_3}{\gamma} = d_2 + 1.15 h_{v2} - d_3 - 1.15 h_{v3}$$

$$\frac{P_3}{\gamma} = 2.203 + 1.15 (0.0493) - 1.20 - 1.15 (0.1712)$$

$$\frac{P_3}{\gamma} = 0.8625 \text{ m}$$

Aplicando Bernoulli entre 3 y 4

$$d_3 + h_{v3} + \frac{p_3}{\gamma} + Z_3 + d_4 + h_{v4} + \frac{p_4}{\gamma} + h_f (3-4)$$

$$Z_3 = (10.115 - 9.892) = 0.223 \text{ m.}$$

$$d_3 = d_4 = 1.20 \text{ m.}$$

$$h_{v3} = h_{v4} = 0.1712 \text{ m.}$$

$$\frac{P_3}{\gamma} = 0.8625 \text{ m.}$$

$$\frac{P_3 + Z_3}{\gamma} = \frac{P_4}{\gamma} + hf(3-4)$$

$$\frac{P_4}{\gamma} = \frac{P_3 + Z_3}{\gamma} - hf(3-4)$$

$$hf(3-4) = hf + hc$$

hf = Pérdida de carga por fricción en el conducto

$$hf = Sc \times L = 0.003801 \times 40.46 = 0.1538 \text{ m.}$$

hc = Pérdida de carga por cambios de dirección

$$hc = KC \sqrt{\frac{\alpha^\circ}{90^\circ}} hvc$$

$$hc = 2(0.25) \sqrt{\frac{14.04}{90}} \times 0.1712 = 0.0338 \text{ m.}$$

$$\frac{P_4}{\gamma} = 0.8625 + 0.223 - 0.1538 - 0.0338$$

$$\frac{P_4}{\gamma} = 0.8979 \text{ m.}$$

Bernuolli entre 4. y 5

---

$$d_4 + hv_4 + \frac{P_4}{\gamma} = d_5 + hv_5 + hf(4-5)$$

hf(4-5) = Pérdida de carga por salida del conducto

$$hf(4-5) = 0.3(hv_4 - hv_5)$$

$$d_4 + 0.70 hv_4 + \frac{P_4}{\gamma} = d_5 + 0.70 hv_5$$

$$d_5 + 0.70 hv_5 = 1.20 + 0.7(0.1712) + 0.8979$$

$$d_5 + 0.70 hv_5 = 2.2178 \text{ m.}$$



Resolviendo por tanteos y suponiendo:  $d_5 = 2.1826$  m.

$$A_5 = 1.10 \times 2.1826 = 2.4 \text{ m}^2$$

$$V_5 = \frac{2.383}{2.4} = 0.992 \text{ m/seg.}$$

$$h_{v5} = \frac{(0.992)^2}{19.62} = 0.0502 \text{ m.}$$

$$d_5 + 0.7 h_{v5} = 2.1826 + 0.7 (0.0502) = 2.2178 \text{ m.}$$

✓ Correcto

Aplicando Bernoulli entre 5 y 6

---

$$d_5 + h_{v5} = Z_6 + d_6 + h_{v6} + h_f (5-6)$$

$h_f (5-6)$  = Pérdida de carga por transición de salida.

$$h_f (5-6) = 0.20 (h_{v6} - h_{v5})$$

$$d_5 + 1.20 h_{v5} = Z_6 + d_6 + 1.2 h_{v6}$$

$$Z_6 = d_5 + 1.20 h_{v5} - d_6 - 1.2 h_{v6}$$

$$d_6 = d_1 = 0.95 \text{ m.}$$

$$h_{v6} = h_{v1} = 0.0523 \text{ m.}$$

$$Z_6 = 2.1826 + 1.2 (0.0502) - 0.95 - 1.2 (0.0523)$$

$$Z_6 = 1.23 \text{ m.}$$

Por lo tanto :

$$\text{Elev. 6} = 9.892 + 1.23 = 11.122 \text{ m.}$$

## RESUMEN DE PERDIDAS DE CARGA

Por transición de entrada	0.0003
Por entrada al conducto	0.0183
Por fricción en el conducto	0.1538
Por cambios de dirección	0.0338
Por salida del conducto	0.0363
Por transición de salida	0.0004
	<hr/>
$\Sigma P =$	0.2429 m.

## COMPROBACION HIDRAULICA

Si los cálculos fueron correctos se deberá cumplir con lo siguiente:

$$d_1 + h_{v1} + Z_1 + Z_3 = d_6 + h_{v6} + Z_6 + \Sigma P$$

$$d_1 + h_{v1} + Z_1 + Z_3 = 0.95 + 0.0523 + 1.25 + 0.223 = 2.4753$$

$$d_6 + h_{v6} + Z_6 + \Sigma P = 0.95 + 0.0523 + 1.23 + 0.2429 = 2.4752$$

∴ Correcto

## CALCULO ESTRUCTURAL DEL CONDUCTO.

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.

Por lo regular para estos casos esta condición de carga no rigen, ya que no se tienen cargas hidrostáticas altas.

Sin embargo para ejemplificar este análisis, se revisará también esta condición.

La segunda condición corresponde al sifón vacío pero soportando todas las cargas exteriores.

#### ANÁLISIS .A SECCION LLENA.

Se revisará la sección central del sifón por ser la más crítica.

#### CARGA SOBRE LA LOSA SUPERIOR

La resultante de las cargas verticales es igual a la presión hidrostática menos el peso propio de la losa. Como caso más desfavorable se supone que el tirante a la entrada del conducto invade el bordo libre.

#### Presión Hidrostática.

Elevación del agua a la entrada del conducto = 12.565 m.

Elevación del lecho inferior de la losa superior = 9.342 m.

---

Carga Hidrostática = 3.223 m.

$Wp.h. = 3.223 \times 1000 = 3223 \text{ Kg/m}^2$

#### Peso propio losa superior.

$Wp.p. = 0.15 \times 2400 = 360 \text{ Kg/m}^2$

$W1 = 3223 - 360 = 2863 \text{ Kg/m}^2$

#### CARGA SOBRE LA LOSA INFERIOR

La resultante de las cargas es la diferencia entre la reacción del terreno y las cargas verticales de arriba hacia abajo.

#### Presión Hidrostática.

Elevación del agua a la entrada del conducto = 12.565 m.

Elevación lecho superior de la losa inferior = 8.142 m.

---

Carga Hidrostática = 4.423 m.

$$W_{p.h} = 4.423 \times 1000 = 4423 \text{ Kg/m}^2$$

Peso Propio del agua.-

$$\text{Arca Hidráulica del conducto} = 1.30 \text{ m}^2$$

$$W_a = 1.30 \times 1.00 \times 1000 = 1300 \text{ Kg/m.}$$

Peso propio del conducto.-

$$W_{pc} = (1.50 \times 1.40 - 1.30) 2400 \times 1.00 = 1920 \text{ Kg/m.}$$

Peso propio losa inferior.-

$$W_{pp.} = 0.15 \times 2400 = 360 \text{ Kg/m}^2$$

Reacción del Terreno.-

$$R_t = \frac{\text{Peso del conducto} + \text{Peso del agua}}{\text{Ancho del conducto}}$$

$$R_t = \frac{1920 + 1300}{1.40} = 2300 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_2 = 2300 - 4423 - 360 = 2483 \text{ Kg/m}^2$$

CARGA SOBRE LOS MUROS LATERALES.

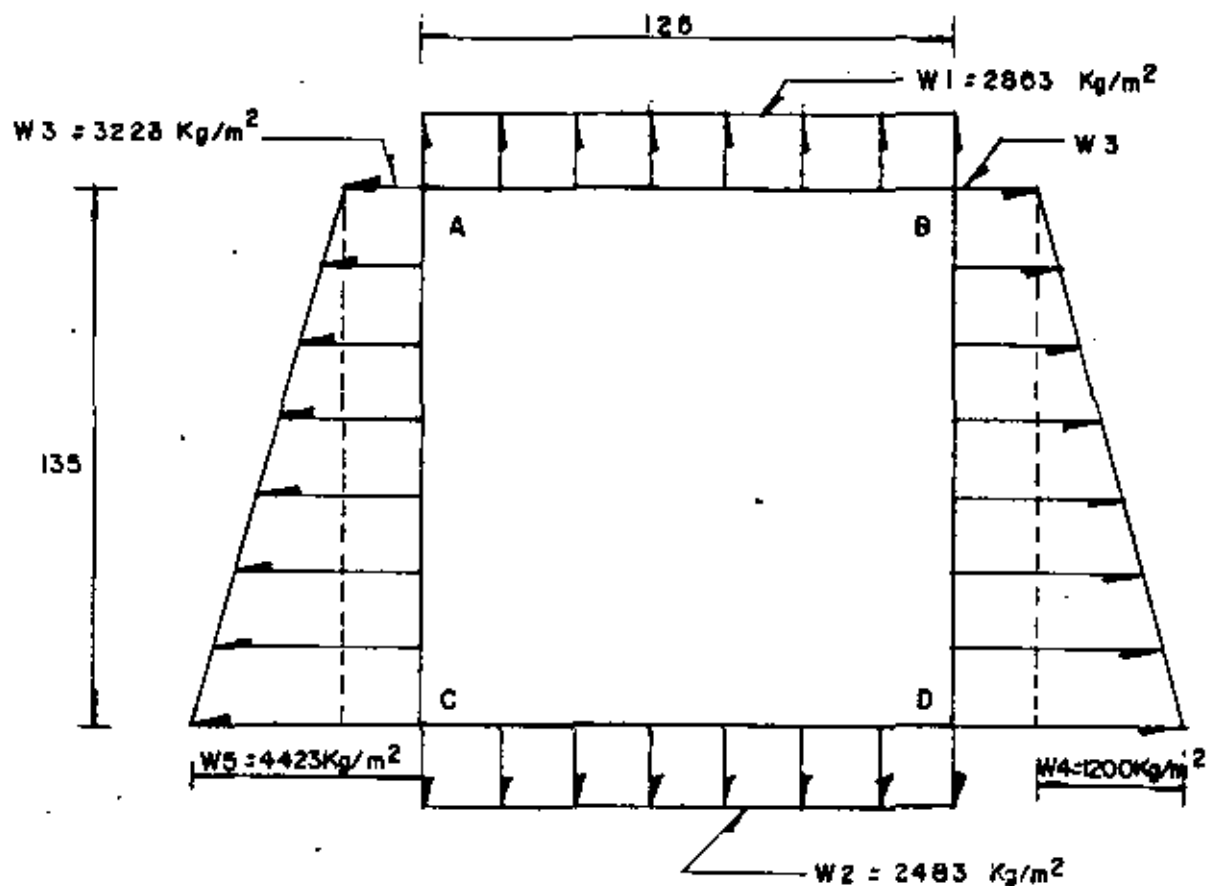
Es la misma sobre los dos muros y constituyen un diagrama trapezoidal, cuyas bases son los valores extremos de la carga hidrostática. Los valores son :

$$W_3 = 3223 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_5 = 4423 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_4 = W_5 - W_3 = 1200 \text{ Kg/m}^2$$

EL DIAGRAMA DE CARGAS SOBRE EL MARCO RIGIDO ES EL SIGUIENTE :



MOMENTOS INICIALES DE EMPOTRAMIENTO

$$M_{AB} = M_{BA} = \frac{W_1 (L_1)^2}{12} = \frac{2863 (1.25)^2}{12} = 373 \text{ Kg.} \cdot \text{m.}$$

$$M_{CD} = M_{DC} = \frac{W_2 (L_1)^2}{12} = \frac{2483 (1.25)^2}{12} = 323 \text{ Kg.} \cdot \text{m.}$$

$$M_{AC} = M_{ED} = \frac{W_3 (L_2)^2}{12} + \frac{W_4 (L_2)^2}{30}$$

$$MAC = \frac{3223 (1.35)^2}{12} + \frac{1200 (1.35)^2}{30} = 562 \text{ Kg} - \text{m.}$$

$$MCA = MDE = \frac{W_3 (L_2)^2}{12} + \frac{W_4 (L_2)^2}{20}$$

$$MCA = \frac{3223 (1.35)^2}{12} + \frac{1200 (1.35)^2}{20} = 599 \text{ Kg} - \text{m.}$$

APLICACION DEL METODO DE CROSS.-

Regideces :  $K = \frac{4 EI}{L}$  ;  $4 EI = \text{Cte.}$

$$K_{AB} = \frac{1}{1.25} = 0.80$$

$$K_{AC} = \frac{1}{1.35} = 0.74$$

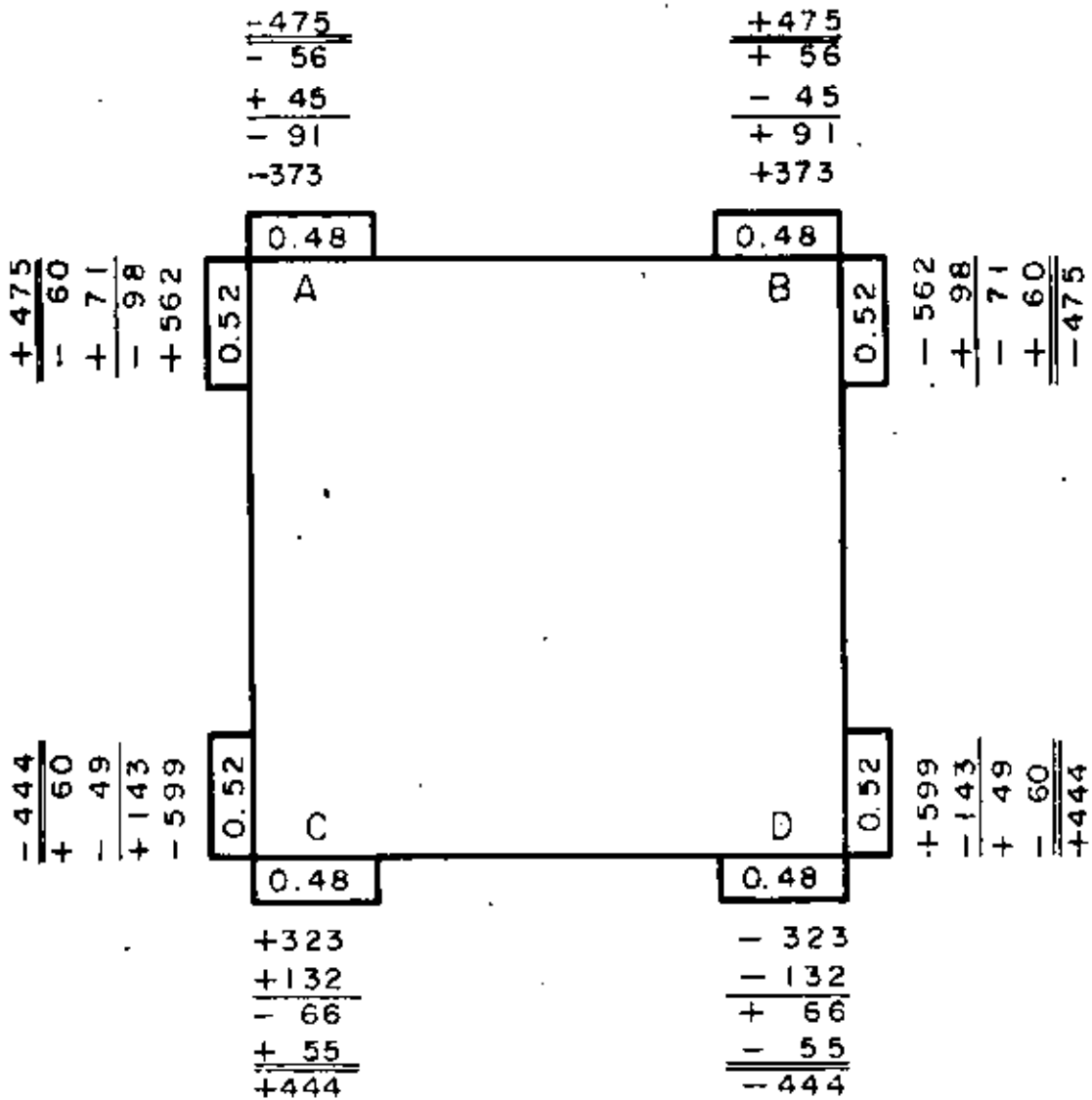
Factor de distribución.-

$$FD_{AB} = \frac{1.25}{1.25 + 1.35} = 0.48$$

$$FD_{A-C} = \frac{1.35}{1.25 + 1.35} = 0.52$$


---


$$\underline{\underline{1.00}}$$



CALCULO DE CORTANTES

Barra A - B

Cortante Isostático :

$$VA_i = \frac{W1 (L1)}{2} = \frac{2863 (1.25)}{2} = 1789 \quad \Sigma g = VB_i$$

Cortante Hiperestático :

$$V_{Ah} = \frac{M_{AB} - M_{BA}}{L} = \frac{475 - 475}{1.25} = 0 = V_{Bh}$$

Cortante total al eje :

$$V = V_i + V_h$$

$$V_A = V_B = 1789 + 0 = 1789 \text{ Kg}$$

Barra C - D

Cortante Isostático

$$V_{Ci} = \frac{w_2 (L_1)}{2} = \frac{2483 (1.25)}{2} = 1552 \text{ Kg.} = V_{Di}$$

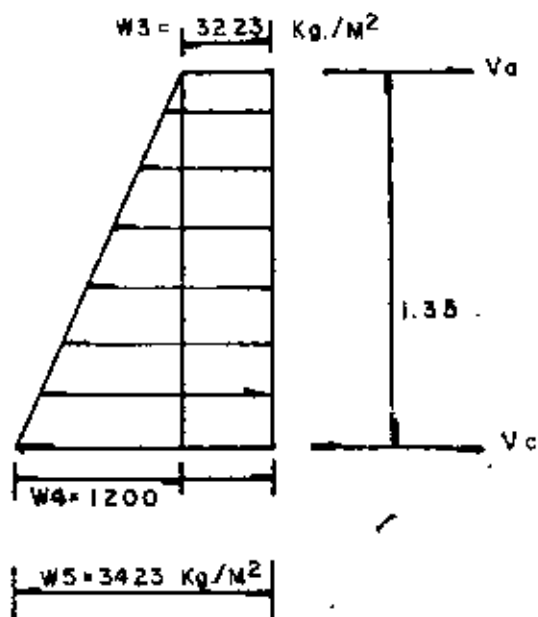
Cortante Hiperestático

$$V_{Ch} = \frac{M_{CD} - M_{DC}}{L} = \frac{444 - 444}{1.25} = 0 = V_{Dh}$$

Cortante total al eje

$$V_C = V_D = 1552 + 0 = 1552 \text{ Kg.}$$

Barra AC y Barra BD





### Cortante Isostático

$$V_{Ai} = \frac{W_3 L_2}{2} + \frac{W_4 L_2}{6}$$

$$V_{Ai} = \frac{3223 (1.35)}{2} + \frac{1200 (1.35)}{6} = 2445 \text{ Kg.}$$

$$V_{Ci} = \frac{W_3 L_2}{2} + \frac{W_4 L_2}{3}$$

$$V_{Ci} = \frac{3223 (1.35)}{2} + \frac{1200 (1.35)}{3} = 2715 \text{ Kg.}$$

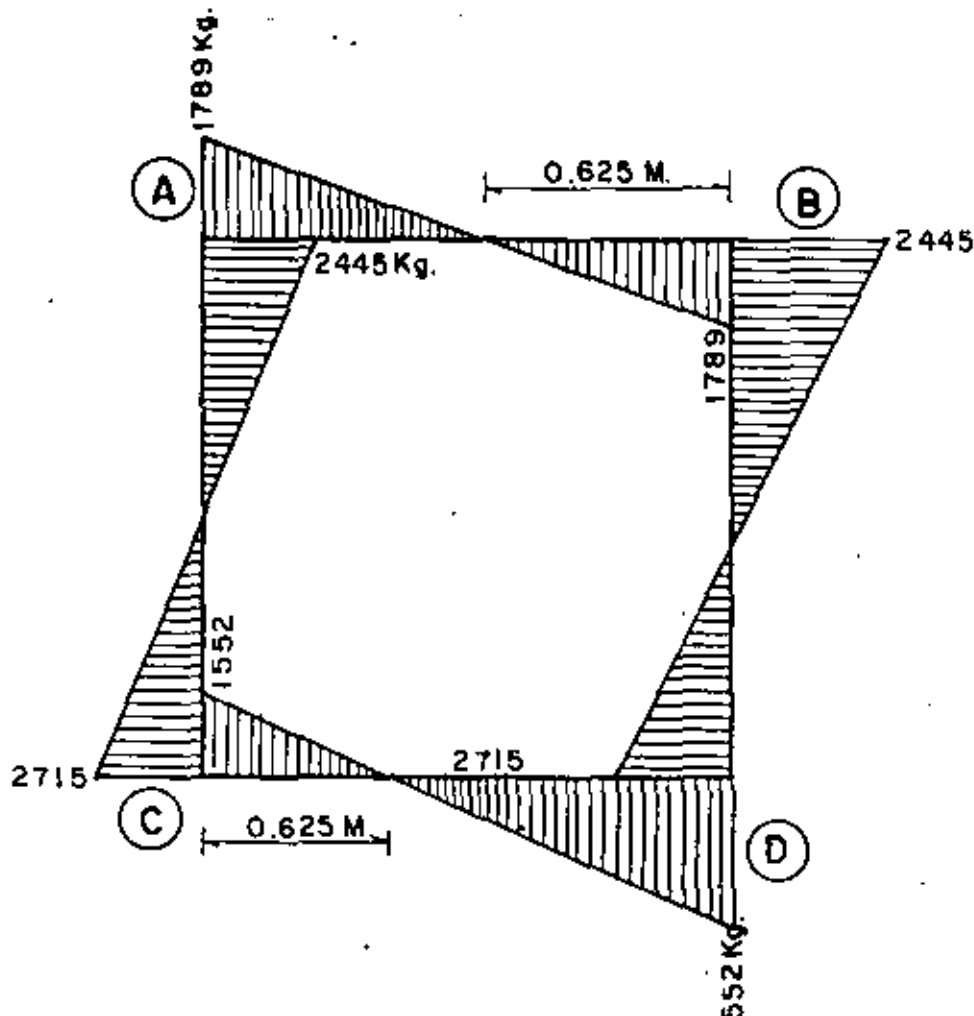
### Cortante Hiperestático

$$V_{Ah} = \frac{M_{CA} - M_{AC}}{L} = \frac{444 - 475}{1.35} = -23 \text{ Kg - m.}$$

$$V_A = V_i + V_h = 2445 + 23 = 2468 \text{ Kg.}$$

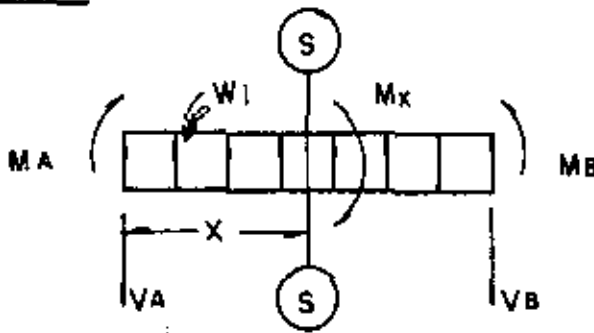
$$V_c = V_i - V_h = 2715 - 23 = 2692 \text{ Kg.}$$

### DIAGRAMA DE FUERZAS CORTANTES.



CALCULO DE LOS MOMENTOS POSITIVOS.

Barra A-B



Tomando momentos respecto a la sección S - S



$$M(x) = V_A (x) - \frac{W_1(x)^2}{2} - M_A$$

$$x = \frac{V_A}{W_1} = \frac{1789}{2863} = 0.625 \text{ m}$$

$$M(+)= 1789 (0.625) - \frac{2863 (0.625)^2}{2} - 475 = 84 \text{ Kg-m}$$

Barra C-D

$$M(x) = V_C (x) - \frac{W_2 (x)^2}{2} - M_C$$

$$x = \frac{V_C}{W_2} = \frac{1552}{2483} = 0.625 \text{ m.}$$

$$M(+)= 1552 (0.625) - \frac{2483 (0.625)^2}{2} - 444 = 41 \text{ Kg-m.}$$

Barra A-C

$$M(x) = V_A (x) - \frac{W_3 x^2}{2} - \frac{W_4 (x)^3}{6 L} - M_A$$

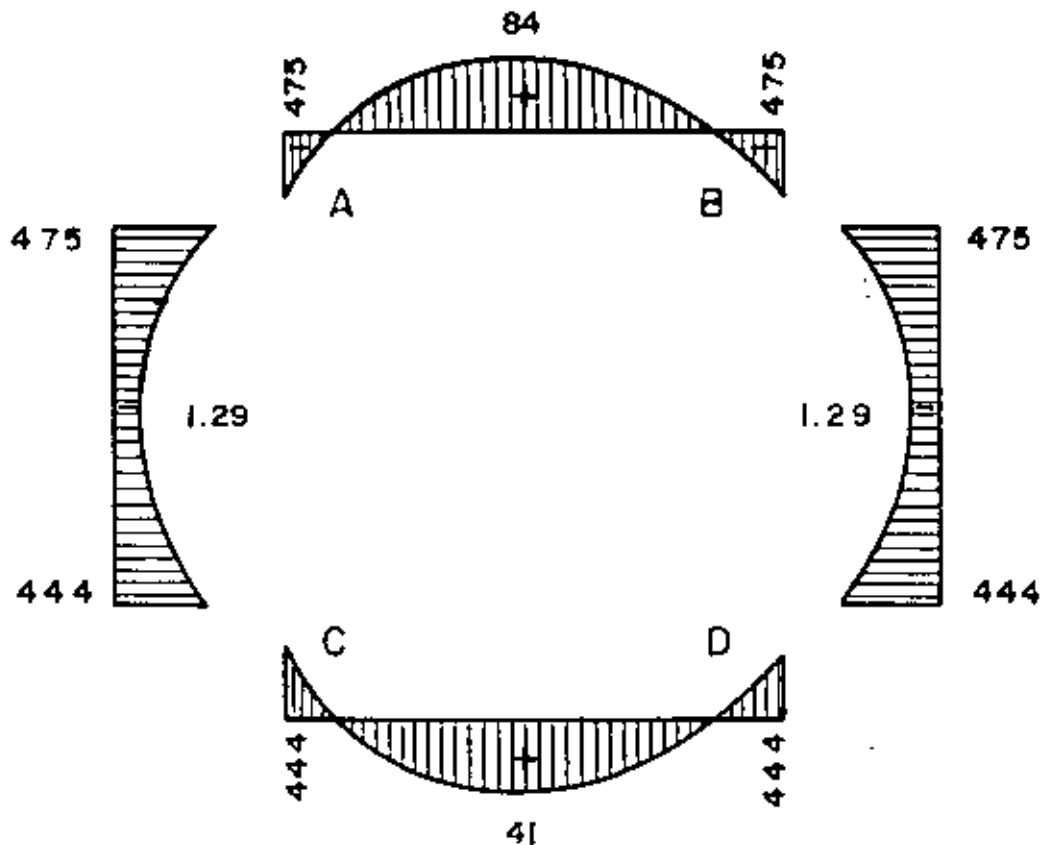
$$x = \frac{-W_3 \pm \sqrt{W_3^2 + \frac{2 V_A W_4}{L}}}{W_4/L}$$

$$x = \frac{-3223 \pm \sqrt{(3223)^2 + 2 \cdot (1789) (1200)}}{1200 / 1.35} = 0.52 \text{ m.}$$

$$M (+) = (1789) (0.52) - \frac{3223 (0.52)^2}{2} - \frac{1200 (0.52)^3}{6 (1.35)} - 475 = -1.29 \text{ Kg-m}$$

No hay momento positivo

DIAGRAMA DE MOMENTOS FLEXIONANTES. (Kg-m)



## CONSTANTES DE CALCULO

$$f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_s = 2000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_c = 0.45 f'_c = 112.5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$n = 8$$

$$k = 0.322$$

$$j = 0.893$$

$$R = 16.157 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\phi = 0.249$$

$$V_c = 0.292 \sqrt{f'_c} = 4.62 \text{ Kg/cm}^2$$

Se diseñará con el valor del momento máximo negativo o positivo, o con el valor del cortante máximo.

$$M_{\text{max}} (-) = 475 \text{ Kg-m}$$

$$M_{\text{max}} (+) = 84 \text{ Kg-m}$$

$$V_{\text{max}} = 2715 \text{ Kg.}$$

Peralte por momento.-

$$d = \phi \sqrt{\frac{M}{S}} = 0.249 \sqrt{\frac{47500}{100}} = 5.43 \text{ cm.}$$

Peralte por cortante.

$$d = \frac{V}{V_c b} = \frac{2715}{4.62 \times 100} = 5.88 \text{ cm.}$$

CALCULO DEL ACERO DE REFUERZO.

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{47500}{2000 \times 0.893 \times 7.5} = 3.55 \text{ cm}^2$$

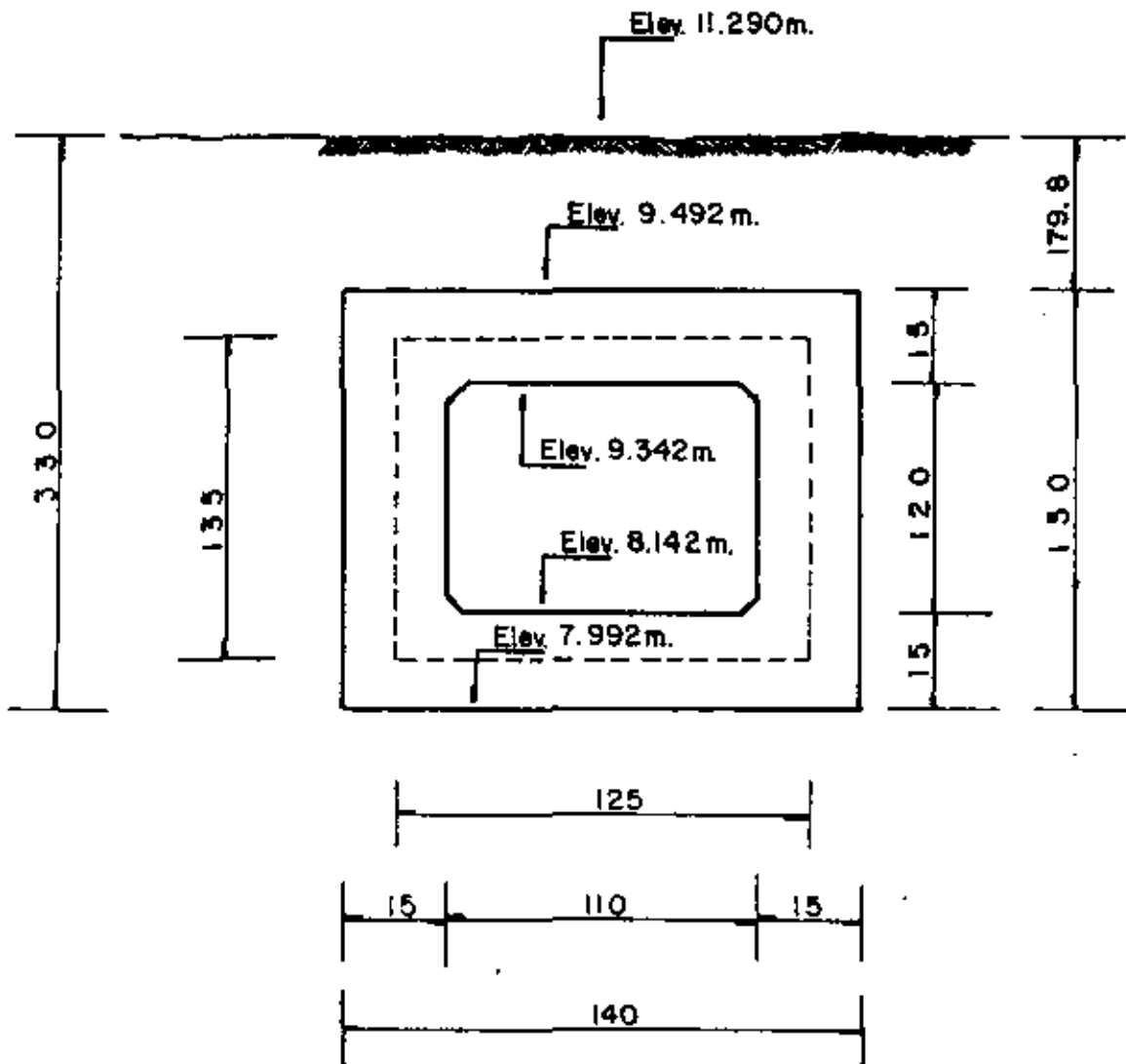
Vars  $\phi$  3/8" a 20 cm. (As = 3.55 cm<sup>2</sup>)

Acero de temperatura

$$A_s = 0.002 bh = 0.002 \times 100 \times 15 = 3.0 \text{ cm}^2$$

Vars  $\phi$  3/8" a 24 cm. (As = 2.96 cm<sup>2</sup>)

ANALISIS A SECCION VACIA Y SUJETA A CARGAS EXTERIORES



Se considera para la carga viva el camión tipo HS-20

La fórmula para calcular la carga por metro de alcantarilla (según AASHO) es la siguiente :

CARGA VIVA :

$$P = \frac{2P}{(1.75 D + S) 1.75 D} \quad \text{m; siendo}$$

$$P = \text{Carga por rueda} = 7257 \text{ Kg.}$$

$$D = \text{Altura del colchón} = 1.798 \text{ m.}$$

$$S = \text{Separación entre ruedas} = 1.83 \text{ m.}$$

$$P = \frac{2 \times 7257}{(1.75 \times 1.798 + 1.83) 1.75 \times 1.798} = 927 \text{ Kg/m}^2.$$

$$hs = \frac{927}{1800} = 0.512 \text{ m.} < 0.61 \text{ m}$$

$$\text{Se considerará } P = 1800 \times 0.61 = 1098 \text{ Kg/m}^2$$

considerando el conducto vacío con cargas exteriores máximas.

a).- Carga sobre la losa superior :

Carga muerta :

$$\text{Peso del relleno} = 1800 \times 1.798 = 3236 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Peso propio} = 2400 \times 0.15 = 360 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Carga viva} : \quad \quad \quad = 1098 \text{ Kg/m}^2$$

Impacto: No se considera por ser el colchón mayor que 3. pies.

Entonces carga total sobre la losa superior :

$$W1 = 4694 \text{ Kg/m}^2$$

b).- Carga sobre la losa inferior :

$$\text{Peso de los muros} = \frac{0.15 \times 1.20 \times 2400 \times 2}{1.40} = 617 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Peso de los carteles} = \frac{0.10 \times 0.10 \times 2400 \times 4}{2 \times 1.40} = 34 \text{ Kg/m}^2$$

Carga sobre losa superior =  $4694 \text{ Kg/m}^2$

Carga total sobre losa inferior  $W_2 = 5345 \text{ Kg/m}^2$

Carga sobre losas laterales.

Se consideran las presiones aplicadas en los ejes de las losas.

$$W_3 = K \gamma t (h_1 + h_s) ; \text{ siendo}$$

$$K = 0.286$$

$$h_1 = 1.798 + \frac{0.15}{2} = 1.873 \text{ m}$$

$$h_s = 0.61 \text{ m.}$$

$$W_3 = 0.286 \times 1800 (1.873 + 0.61) = 1278 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_5 = K \gamma t (h_2 + h_s) ; \text{ siendo}$$

$$h_2 = h_1 + 1.35 = 3.223 \text{ m}$$

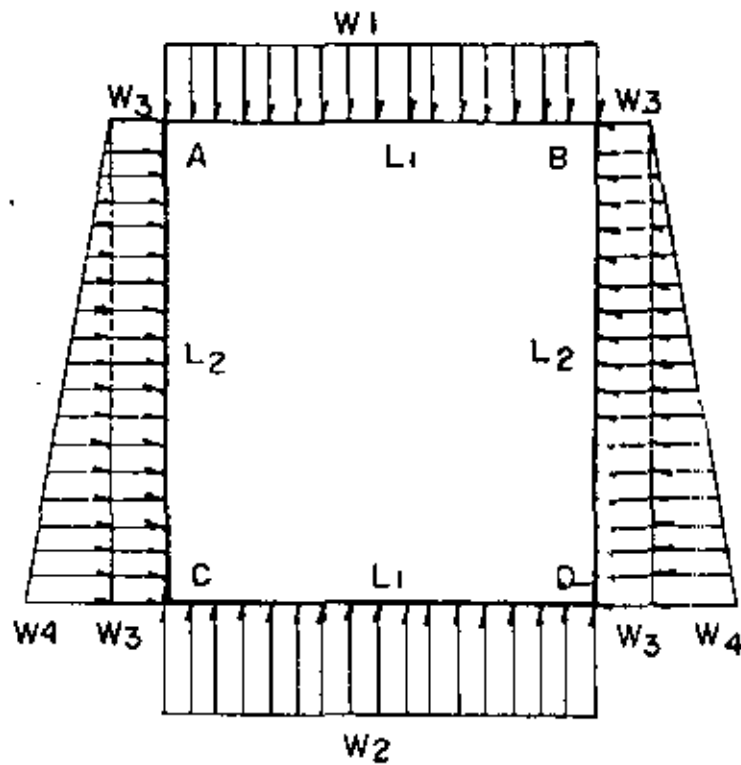
$$W_5 = 0.286 \times 1800 (3.223 + 0.61) = 1973 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_4 = W_5 - W_3 = 675 \text{ Kg/m}^2$$

Véase la distribución de cargas en la hoja siguiente :



DISTRIBUCION DE CARGAS.-



$$L_1 = 1.25 \text{ m}$$

$$L_2 = 1.35 \text{ m}$$

$$W_1 = 4694 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_2 = 5345 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_3 = 1278 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_4 = 695 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_5 = 1973 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_3 + W_4 = W_5$$

MOMENTOS DE ENTORRAMIENTO INICIALES.-

$$M_{A-B} = \frac{w_1 L_1^2}{12} = \frac{4694 \times (1.25)^2}{12} = 611 \text{ Kg-m}$$

$$M_{C-D} = \frac{w_1 L_1^2}{12} = \frac{5345 \times (1.25)^2}{12} = 696 \text{ Kg-m}$$

$$M_{B-C} = \frac{w_3 L_2^2}{12} = \frac{w_4 L_2^2}{30} = \frac{1278 \times (1.35)^2}{12} + \frac{695 \times (1.35)^2}{30} = 200 \text{ Kg-m}$$

$$M_{C-A} = \frac{w_3 L_2^2}{12} + \frac{w_4 L_2^2}{20} = \frac{1278 \times (1.35)^2}{12} + \frac{695 \times (1.35)^2}{20} = 257 \text{ Kg-m}$$

ESTUDIO DE LAS PIEZAS

a).- Pieza A - B  
 $w_1 = 4694 \text{ Kg/m}^2$   
 $L_1 = 1.25 \text{ m.}$

Cortantes a los ejes.

$$V_{isost} = \frac{w_1 L_1}{2} = 2934 \text{ Kg}$$

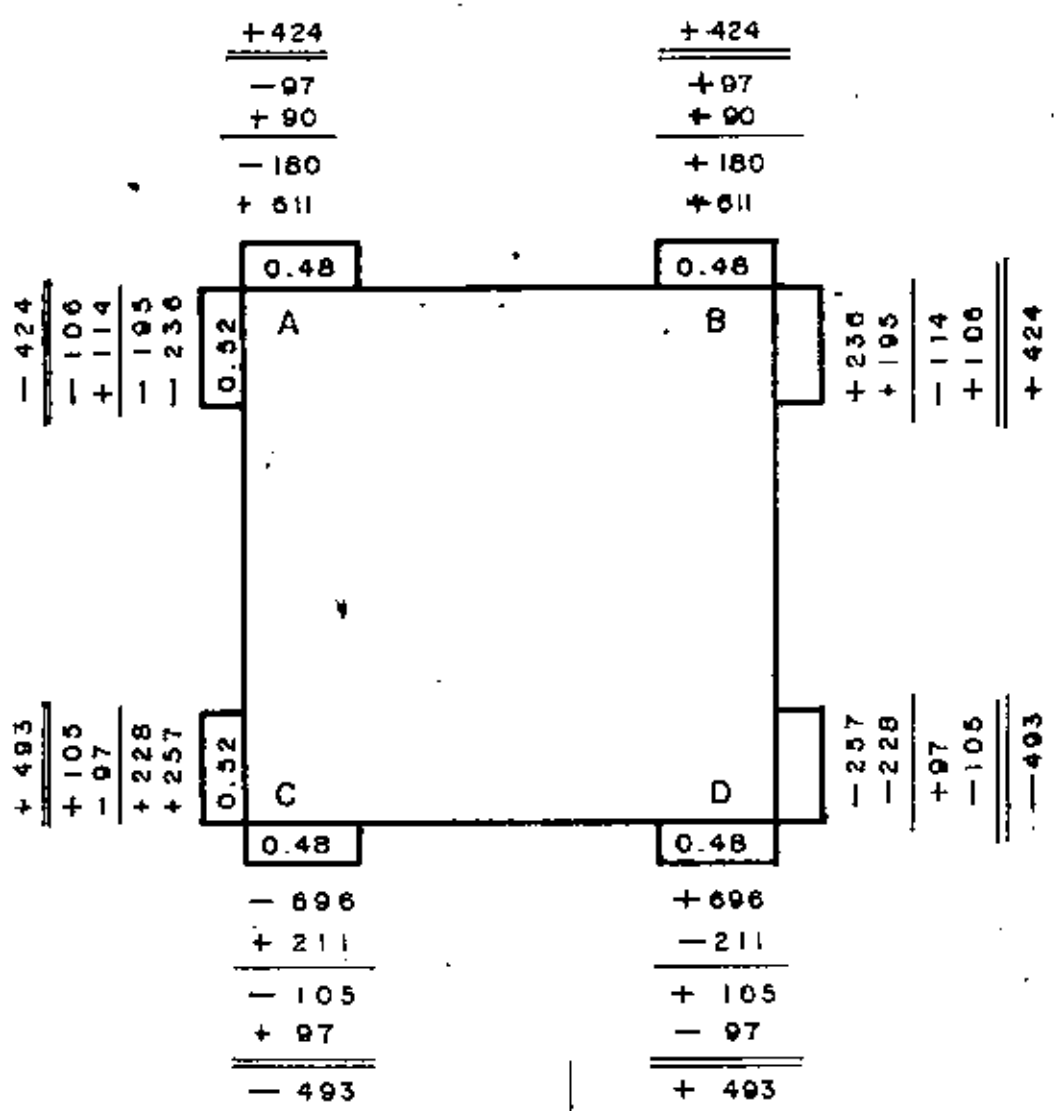
$$V_{hid} = \frac{M_A - M_B}{L_1} = 0$$

$$V_{A-B} = V_{B-A} = 2934 \text{ Kg}$$

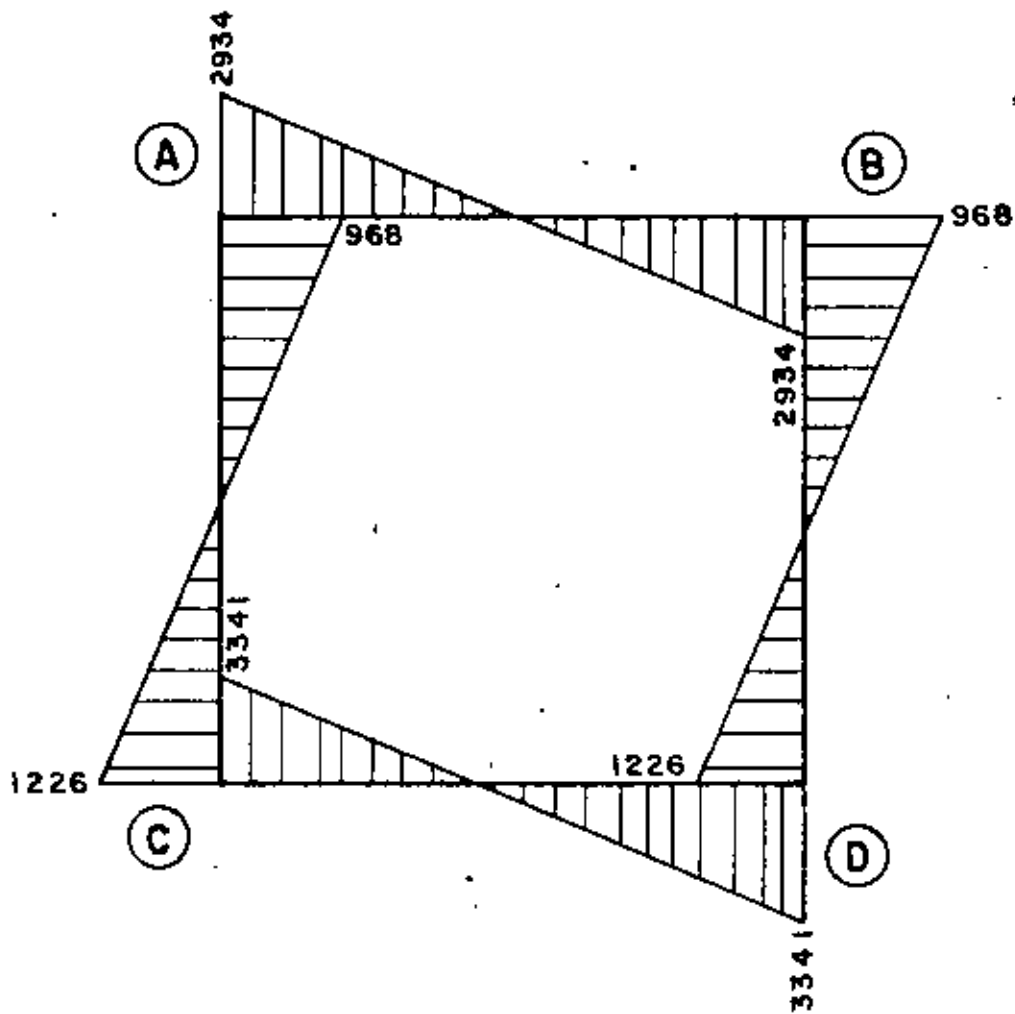
Ecuación del cortante

$$V = V_{A-B} - w_1 X = 2934 - 4694 X$$

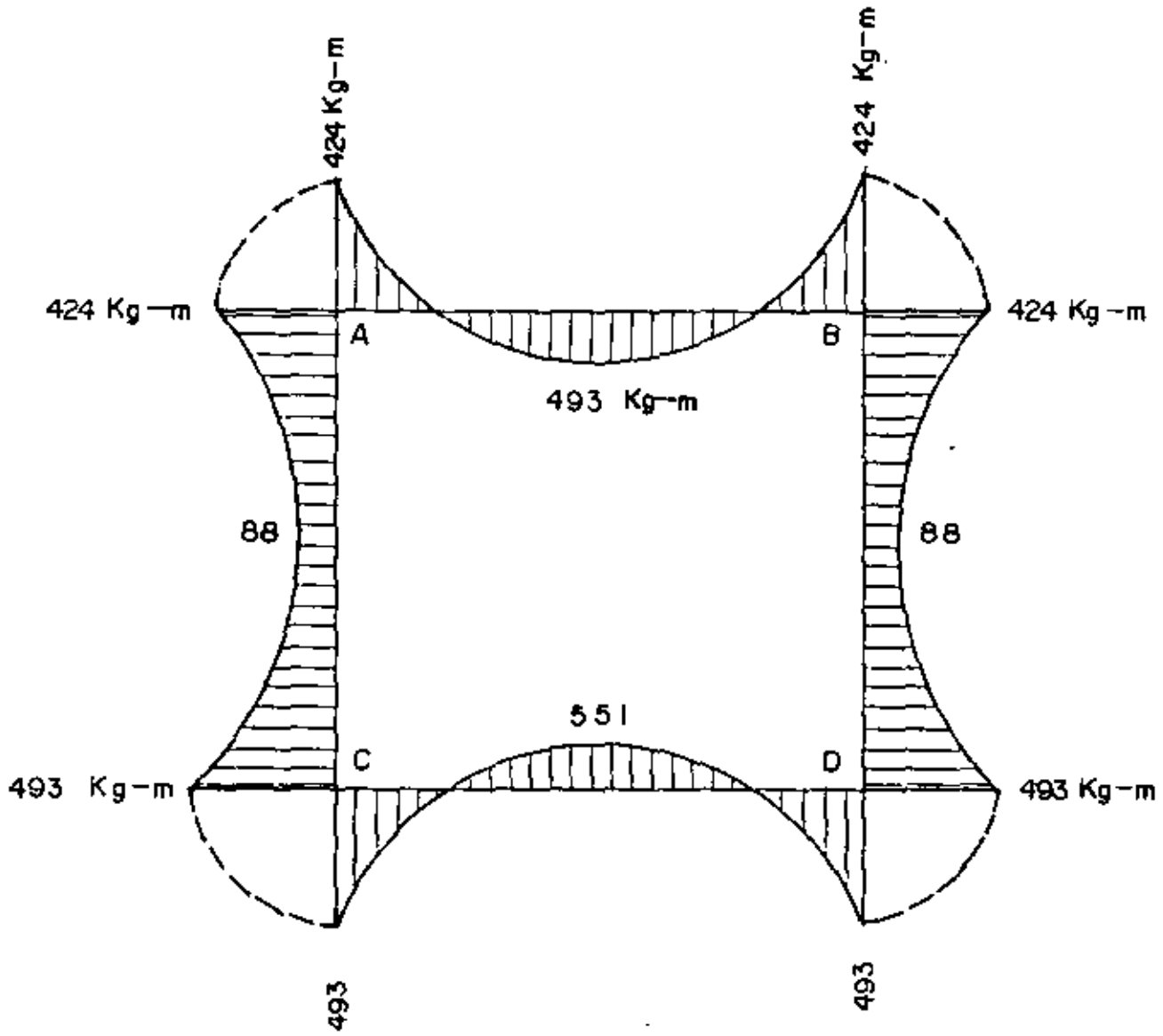
# Aplicando Cross



# DIAGRAMA DE CORTANTES (Kg.)



## DIAGRAMA DE MOMENTOS



Cortante al cartel. (  $X_1 = 0.175 \text{ m.}$  )

$$V_{A-Bc} = V_{B-Ac} = 2934 - 4694 \times 0.175 = 2112 \text{ Kg.}$$

Ecuación del momento.

$$M = M_{A-B} + V_{A-B} X - \frac{w_1 X^2}{2} = -424 + 2934 X - \frac{4694 X^2}{2}$$

Momento máximo positivo.

$$\text{Cuando } V = 0, X = \frac{V_{AB}}{w_1} = \frac{2934}{4694} = 0.625 \text{ m.}$$

$$M_{(+)} = -424 + 2934 \times 0.625 - \frac{4694 \times (0.625)^2}{2} = 493 \text{ Kg-m}$$

b).- Pieza C - D

$$W_2 = 5345 \text{ Kg.}$$

$$L_1 = 1.25 \text{ m.}$$

Momentos a los ejes.

$$M_{C-D} = -493 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{D-C} = 493 \text{ Kg-m.}$$

Cortantes a los ejes.

$$V_{isost} = \frac{W_2 L_1}{2} = \frac{5345 \times 1.25}{2} = 3341 \text{ Kg.}$$

$$V_{hip} = 0$$

$$V_{C-D} = V_{D-C} = 3341 \text{ Kg.}$$

Ecuación del momento

$$M = -M_{C-D} + V_{C-D}X - \frac{W_2 X^2}{2}$$

Momento máximo positivo

Cuando  $V = 0$

$$X = \frac{V_{C-D}}{W_2} = \frac{3341}{5345} = 0.625 \text{ m.}$$

$$M_{(+)} = -493 + 3341 \times 0.625 - \frac{5345 \times (0.625)^2}{2} = 551 \text{ Kg-m}$$

c).- Pieza A-C

Momentos a los ejes.

$$M_{A-C} = -424 \text{ Kg - m}$$

$$M_{C-A} = 493 \text{ Kg - m}$$

$$W_3 = 1278 \text{ Kg.}$$

$$W_4 = 695 \text{ Kg.}$$

$$V_{\text{isist. A-C}} = \frac{W_3 L_2}{2} + \frac{W_4 L_2}{6} = 1019 \text{ Kg.}$$

$$V_{\text{isost. C-A}} = \frac{W_3 L_2}{2} + \frac{W_4 L_2}{3} = 1175 \text{ Kg.}$$

$$V_{\text{hip}} = \frac{M_{C-A} - M_{A-C}}{L_2} = 51 \text{ Kg.}$$

$$V_{A-C} = 1019 - 51 = 968 \text{ Kg.}$$

$$V_{C-A} = 1175 + 51 = 1226 \text{ Kg.}$$

Ecuación del momento.

$$M = M_{A-C} + V_{A-C} X - \frac{w_3 X^2}{2} - \frac{w_4 X^3}{6L_2} = -424 + 903 X - \frac{1278 X^2}{2} - \frac{695 X^3}{6(1.35)}$$

Momento Máximo positivo.-

Cuando  $V = 0$

$$x = \frac{-w_3 + \left[ w_3^2 + \frac{2 V_{A-C} w_4}{L} \right]^{1/2}}{\frac{w_4}{L_2}} = 0.667 \text{ m.}$$

$$M(+)= -38 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

No se presenta momento positivo

CONSTANTES DE CLACULO

$$f'c = 250 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$f_s = 2000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_c = 0.45 f'c = 112.5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$n = 8$$

$$k = 0.322$$

$$i = 0.893$$

$$R = 16.157 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\alpha = 0.249$$

$$v_c = 0.292 \sqrt{f'c} = 4.62 \text{ Kg/cm}^2$$

Se diseñará con el valor del momento máximo negativo o positivo, o



$$M (-)_{\max} = 493 \text{ Kg-m.}$$

$$M (+)_{\max} = 551 \text{ Kg-m.}$$

$$V_{\max} = 3341 \text{ Kg.}$$

Peralte por momento

$$d = \sqrt{\frac{M}{R_b}} = \sqrt{\frac{55100}{16.157 \times 100}}$$

$$d = 5.84 \text{ cm.}$$

Peralte por cortante.

$$d = \frac{V}{v_b} = \frac{3341}{4.62 \times 100} = 7.23 \text{ cm.}$$

Se adopta :

$$d = 7.5 \text{ cm.}$$

$$r = 7.5 \text{ cm.}$$

$$h = 15.0 \text{ cm.}$$

CALCULO DEL ACERO DE REFUERZO

$$A = \frac{M}{f_s j d} = \frac{55100}{2000 \times 0.893 \times 7.5} = 4.11 \text{ cm}^2$$

$$\text{Vars } \phi \ 3/8" \ a \ 17 \text{ cm. } (A_s = 4.13 \text{ cm}^2)$$

Acero de temperatura.

$$A_{st} = 0.002 \times 100 \times 15 = 3.0 \text{ cm}^2$$

vars  $\emptyset$  3/8" a 24 cm. ( Ast = 2.96 cm<sup>2</sup> )

En resumen se obtuvieron los siguientes armados.

1.- Condición a conducto lleno.

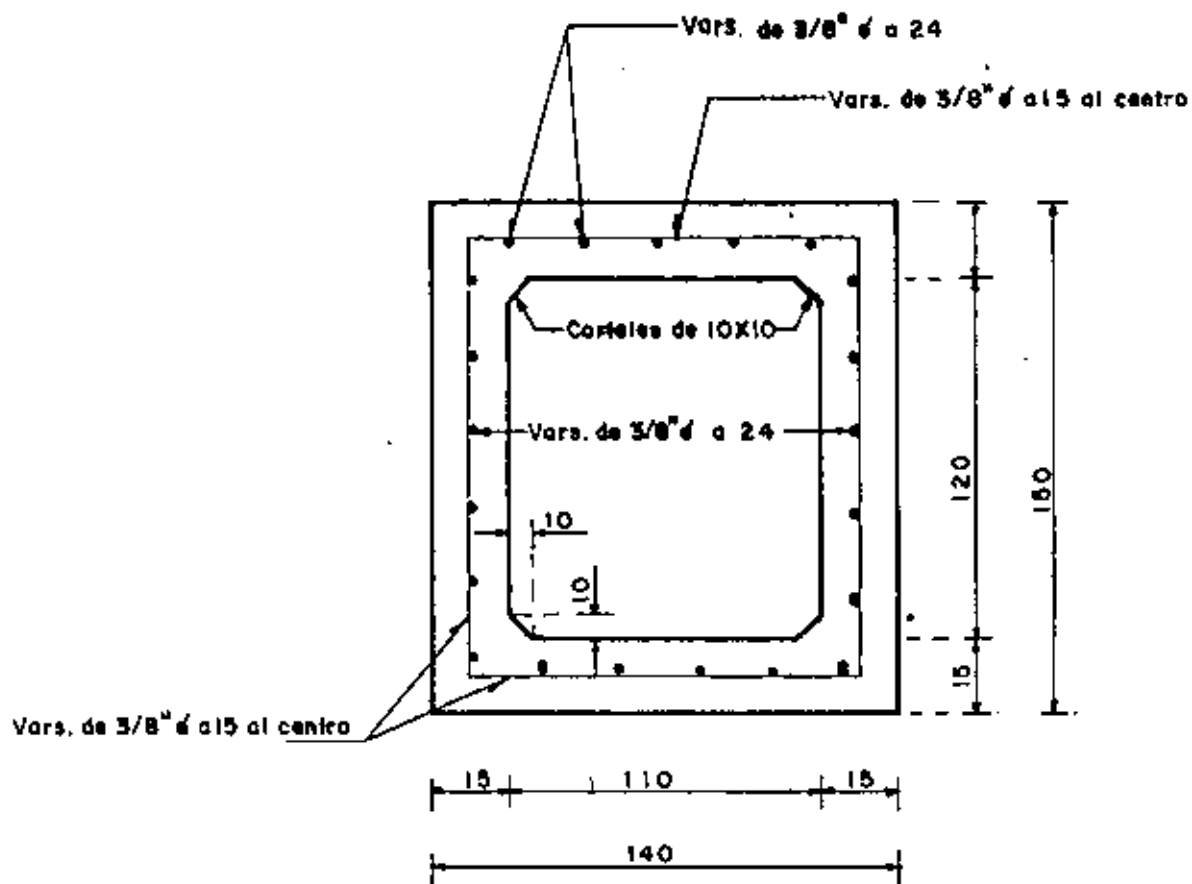
vars  $\emptyset$  3/8" a 20

2.- Condición a conducto vacío

vars  $\emptyset$  3/8" a 17 cm.

En conclusión rige la condición de conducto vacío y se armara de acuerdo a esta.

## SECCION NORMAL DEL CONDUCTO DIMENSIONES Y REFUERZO ADOPTADOS





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

V. CURSO DE CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS  
DE ZONAS DE RIEGO

ALCANTARILLA EN CRUCE CON FERROCARRIL

ING. ALEJANDRO HURTADO GARCIA  
OCTUBRE-NOVIEMBRE, 1982

ALCANTARILLA EN CRUCE DEL CANAL PRINCIPAL "SALTO-TLAMACO",  
Km 1+884.31, CON LA VIA DEL FERROCARRIL MEXICO-LAREDO, ---  
Km A-66+030.55.

## 1. GENERALIDADES.

En el Distrito de Riego Núm. 03 del Río Tula, Hgo., el ----  
Canal Principal "El Salto Tlamaco" en su estación 1+884.31,  
cruzar  la vía del Ferrocarril México-Laredo, a la altura -  
de su Km A-66+030.55.

Después de analizar varias alternativas para escoger el ti-  
po de estructura adecuado para tal cruzamiento, se ha consi-  
derado que lo más conveniente es construir una alcantarilla  
de concreto reforzado.

La mencionada estructura será a base de tres conductos rec-  
tangulares de 3.25 m de base por 5.00 m de altura, cada uno.

El espesor de la losa y muros verticales serán tentativamen  
te de 0.50 m y los carteles serán también de 0.50x0.50 m.

La longitud de la alcantarilla será de 22.00 m, ya que en -  
el sitio de cruce el eje del canal tiene un esv ajamiento -  
de 33°20' izquierda respecto a la normal al eje de la vía.

La estructura en cuestión será diseñada para soportar una carga viva de ferrocarril tipo Cooper E-72

## 2. CARACTERISTICAS HIDRAULICAS DEL CANAL.

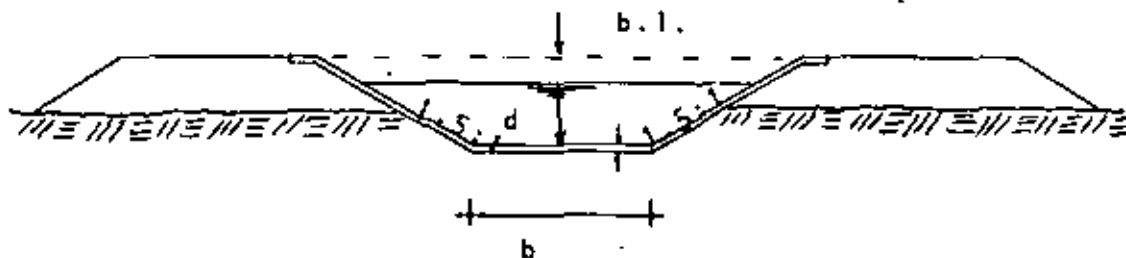


FIGURA NUM. 1

### 2.1 DATOS HIDRAULICOS DEL CANAL.

La Residencia de las Obras nos proporcionó los datos ---- hidráulicos del Canal Principal que a continuación se --- indican:

$$Q = 85.00 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$b = 4.50 \text{ m.}$$

$$n = 0.015 \text{ ( canal revestido de concreto ).}$$

$$s = 0.0002$$

$$\text{Talud } 1.5:1$$

$$\text{Bordo libre} = 1.54 \text{ m-}$$

Obsérvese que en los datos enviados por la Residencia no aparece el tirante normal del canal. Esto significa que el área regable para esta zona requiere de una demanda de agua de  $85.00 \text{ m}^3/\text{seg.}$  y por lo tanto, por nuestra parte, debemos encontrar el valor de ese tirante.

## 2.2 CALCULO DEL TIRANTE NORMAL.

Para esto, debemos apoyarnos en las dos ecuaciones de la velocidad ya conocidas por nosotros, es decir:

a) Ecuación de Manning.

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

b) Ecuación de Continuidad.

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

Si efectuamos la igualdad de éstas dos ecuaciones y despejamos los valores ya conocidos, tendremos la siguiente expresión:

$$Ar^{2/3} = \frac{Q n}{\sqrt{s}}$$

Y dándole valores a las literales ya conocidas:

$$Ar^{2/3} = \frac{85.00 \times 0.015}{\sqrt{0.0002}} = 90.156115$$

$$Ar^{2/3} = 90.156115 \dots (1)$$

Nuestro problema se reduce ahora a efectuar tanteos para el tirante y de ésta forma satisfacer la ecuación Núm. 1.

Suponiendo que el tirante normal vale:  $d = 4.461732$  m.

$$A = (4.50 + 1.5 \times 4.461732) \times 4.461732 = 49.938373 \text{ m}^2.$$

$$p = 4.50 + 2 \times 4.461732 \times \sqrt{1+1.5^2} = 20.587004 \text{ m.}$$

$$r = \frac{49.938373}{20.587004} = 2.425723 \text{ m.}$$

$$r^{2/3} = 1.805348$$

$$V = \frac{1.805348 \times \sqrt{0.0002}}{0.015} = 1.702098 \text{ m/seg.}$$

$$Ar^{2/3} = 49.938373 \times 1.805348 = 90.156121$$

$$Ar^{2/3} = 90.156121 \dots (2)$$



$$h_v = \frac{1.702098^2}{19.62} = 0.147662 \text{ m.}$$

Si comparamos la ecuación 2 con la ecuación 1 vemos - que difieren en 6 millonésimas de entero lo cual nos indica que la suposición del tirante fué correcta.

### 2.3 RESUMEN DE LOS CALCULOS HIDRAULICOS.

$$Q = 85.000 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$A = 49.938 \text{ m}^2.$$

$$b = 4.500 \text{ m.}$$

$$d = 4.462 \text{ m.}$$

$$V = 1.702 \text{ m/seg.}$$

$$p = 20.587 \text{ m.}$$

$$r = 2.426 \text{ m.}$$

$$r^{2/3} = 1.805$$

$$n = 0.015$$

$$s = 0.0002$$

Talud 1.5:1

Libre Bordo = 1.54 m.

hv = 0.148 m.

### 3. SELECCION DE LOS CONDUCTOS.

Es práctica común en ésta Secretaría y de acuerdo a las experiencias obtenidas, limitar las velocidades del agua dentro de las estructuras de concreto, a un máximo de 2.5 m/seg; tratando de evitar con esto algunos fenómenos como son la erosión y la socavación. Además, al limitar la velocidad se puede asegurar un mejor funcionamiento hidráulico dentro de cualquier tipo de estructura.

De acuerdo a lo anteriormente expuesto y para nuestro caso en particular, propondremos que la velocidad dentro de los conductos sea de 2.00 m/seg., por lo tanto tendremos que el área necesaria vale:

$$A_{neces.} = \frac{Q}{v} = \frac{85.00}{2.00} = 42.50 \text{ m}^2.$$

Para lo cual se utilizarán tres conductos iguales.

Por otra parte, en ésta Secretaría se ha establecido la norma que para el caso de conductos rectangulares la altura del conducto sea de aproximadamente 1.25 veces la base del mismo, es decir:  $H = 1.25 B$

Por cuestiones de construcción adoptaremos en éste caso las dimensiones siguientes:

Base  $B = 3.25$  m.

Altura:  $H = 5.00$  m.

Espesor:  $e = 0.50$  m.

Carteles de  $0.50 \times 0.50$  m.

A continuación vamos a ilustrar en la figura Núm. 2 las características y dimensiones de los conductos de concreto reforzado.

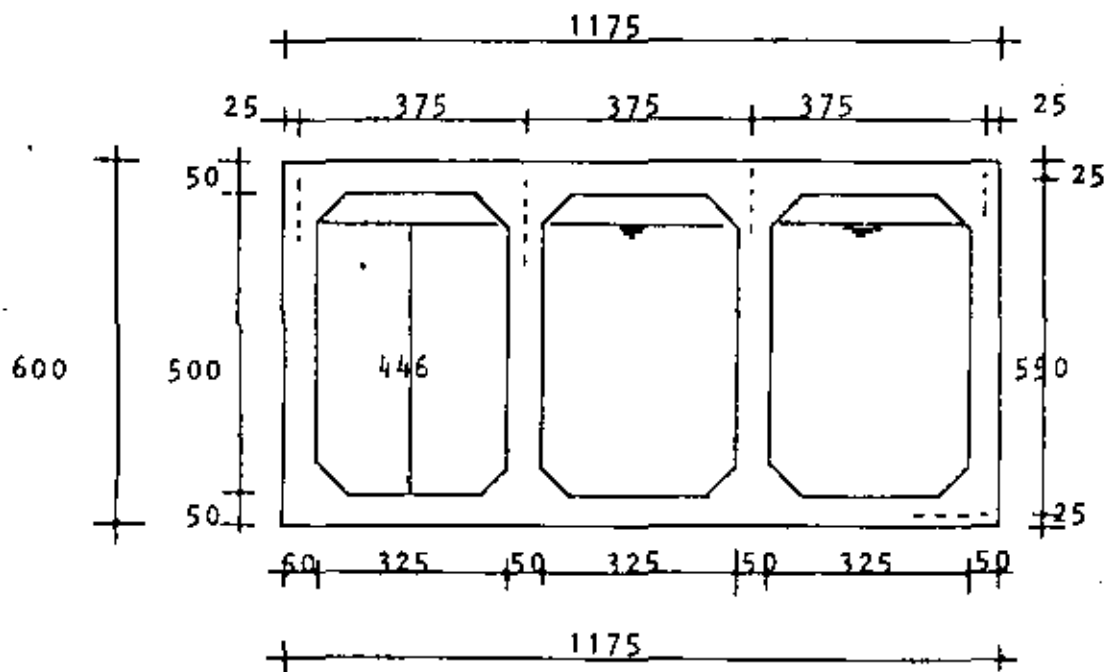


FIGURA NUM. 2

De la figura Núm. 2, tenemos:

$$A_c = ( 3.25 \times 4.462 - 2 \times 0.50^2 \times 0.5 ) 3 = 42.751887 \text{ m}^2.$$

De lo anterior se deduce que la velocidad dentro de los conductos será un poco menor que 2.00 m/seg.

#### 4. CARACTERISTICAS HIDRAULICAS DE LOS CONDUCTOS.

$$Q_c = 85.000 \text{ m}^3/\text{seg.} \quad (\text{por el principio de continuidad}).$$

$$A_c = 42.751887 \text{ m}^2.$$

$$P_c = ( 2.25 + 2 \times 3.96 + 2 \times 0.50 \sqrt{2} ) 3 = 34.763033 \text{ m.}$$

$$r_c = \frac{42.751887}{34.763033} = 1.229809 \text{ m.}$$

$$r_c^{2/3} = 1.1478667$$

$$V_c = \frac{Q_c}{A_c} = \frac{85.00}{42.751887} = 1.988216 \text{ m/seg.}$$

$$h_{v_c} = \frac{1.988216^2}{19.62} = 0.101336 \text{ m.}$$

$$S_c = \frac{(1.988216 \times 0.015)^2}{1.147867} = 0.000675$$

#### 4.1 RESUMEN

$$Q_c = 85.000 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$A_c = 42.752 \text{ m}^2.$$

$$B_c = 3.250 \text{ m. (Un conducto)}$$

$$D_c = 4.462 \text{ m.}$$

$$H_c = 5.000 \text{ m. (Un conducto)}$$

$$V_c = 1.988 \text{ m.}$$

$$P_c = 34.763 \text{ m.}$$

$$r_c = 1.230 \text{ m.}$$

$$r_c^{2/3} = 1.148 \text{ m.}$$

$$n_c = 0.015$$

$$s_c = 0.000675$$

$$h_{v_c} = 0.101 \text{ m.}$$

#### 5. LONGITUD MINIMA DE LAS TRANSICIONES.

Entre varias de las fórmulas conocidas para calcular la longitud mínima de las transiciones, la que más aplicación tiene en ésta Secretaría es la siguiente:

$$L_{\text{mím}} = \frac{T - t}{2} \cot. 22^\circ 30' \dots (3)$$

En donde:

T = Espejo del agua en el canal.

$$T = b + 3d = 4.50 + 3 \times 4.462 = 17.886 \text{ m.}$$

t = Espejo del agua a la entrada de los conductos.

$$t = 3 \times 3.25 + 2 \times 0.50 = 10.750 \text{ m.}$$

$$\cot 22^\circ 30' = 2.4142$$

Sustituyendo en la ecuación 3 los valores obtenidos, tendremos:

$$L_{\text{mín}} = \frac{17.886 - 10.750}{2} \times 2.4142 = 8.614 \text{ m}$$

Se adoptará una longitud de transición de 9.00 m, tanto en la entrada como en la salida de la estructura.

#### 6. CALCULO DE LAS PERDIDAS DE CARGA.

Utilizaremos el método de Daniel Bernoulli.

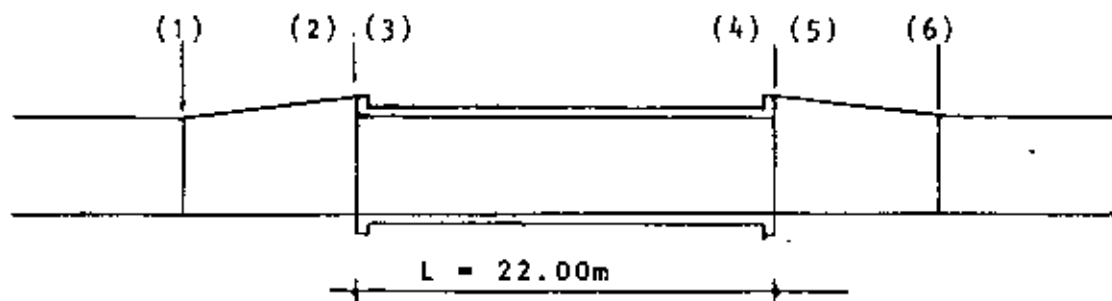


FIGURA NUM. 3

De acuerdo con la figura Núm. 3 vamos a analizar las pérdidas de carga en cada una de las secciones mostradas.

6.7 ENTRE LAS SECCIONES 1 y 2.

$$d_1 + hv_1 = d_2 + hv_2 + hf_{1-2}$$

Donde  $hf_{1-2}$  = pérdida de carga por transición de entrada.

$$hf_{1-2} = 0.10 ( hv_2 - hv_1 )$$

Sustituyendo valores, se tiene :

$$d_1 + 1.10 hv_1 = d_2 + 1.10 hv_2$$

$$4.461732 + 1.10 \times 0.147662 = d_2 + 1.10 hv_2$$

$$d_2 + 1.10 hv_2 = 4.624160 \text{ m.} \quad (1)$$

Suponiendo  $d_2 = 4.446905 \text{ m.}$

$$A_2 = 10.75 \times 4.446905 = 47.804228 \text{ m}^2.$$



$$v_2 = \frac{85.000}{47.804228} = 1.778085 \text{ m/seg.}$$

$$v_2^2 = 3.161588$$

$$hv_2 = \frac{3.161588}{19.62} = 0.161141 \text{ m.}$$

$$1.10 hv_2 = 0.177255 \text{ m.}$$

$$d_2 + 1.10 hv_2 = 4.446905 + 0.177255 = 4.624160 \text{ m.}$$

Se cumple con la ecuación (1) .

6.2 ENTRE LAS SECCIONES 2 y 3 .

$$d_2 + hv_2 = d_3 + hv_3 + hf_{2-3}$$

Donde  $hf_{2-3}$  = pérdida de carga por entrada al conducto.

$$hf_{2-3} = 0.15 ( hv_3 - hv_2 )$$

Sustituyendo valores :

$$d_2 + 1.15 hv_2 = d_3 + 1.15 hv_3$$

$$4.446905 + 1.15 \times 0.161141 = d_3 + 1.15 hv_3$$

$$d_3 + 1.15 hv_3 = 4.632217 \text{ m} \quad \dots (2)$$

$$\text{Suponiendo } d_3 = 4.393089 \text{ m.}$$

$$A_3 = 9.75 \times 4.393089 - 0.5^2 \times 3 = 42.082615 \text{ m}^2.$$

$$v_3 = \frac{85.00}{42.082615} = 2.019836 \text{ m/seg.}$$

$$v_3^2 = 4.079739$$

$$hv_3 = \frac{4.079739}{19.62} = 0.207938 \text{ m.}$$

$$1.15 hv_3 = 1.15 \times 0.207938 = 0.239128 \text{ m.}$$

$$d_3 + 1.15 hv_3 = 4.393089 + 0.239128 = 4.632217 \text{ m}$$

Se cumple con la ecuación (2)

6.3 ENTRE LAS SECCIONES 3 y 4 .

$$d_3 + hv_3 = d_4 + hv_4 + hf_{3-4}$$

Donde:  $hf_{3-4}$  = Pérdida de carga por fricción en el conducto.

$$hf_{3-4} = S_c \times L = 0.000675 \times 22.00 = 0.014850 \text{ m.}$$

Sustituyendo valores :

$$4.393089 + 0.207938 = d_4 + hv_4 + 0.014850$$

$$d_4 + hv_4 = 4.586177 \text{ m} \quad \dots(3)$$

Suponiendo  $d_4 = 4.376646 \text{ m.}$

$$A_4 = 9.75 \times 4.376646 - 0.50^2 \times 3 = 41.922299 \text{ m}^2.$$

$$v_4 = \frac{85.00}{41.922299} = 2.027561 \text{ m/seg.}$$

$$v_4^2 = 4.111002$$

$$hv_4 = \frac{4.111002}{19.62} = 0.209531 \text{ m.}$$

$$d_4 + hv_4 = 4.376646 + 0.209531 = 4.586177 \text{ m.}$$

Se cumple con la ecuación (3)

6.4 ENTRE LAS SECCIONES 4 y 5 .

$$d_4 + hv_4 = d_5 + hv_5 + hf_{4-5}$$

Donde  $hf_{4-5}$  = Pérdida de carga por salida del conducto.

$$hf_{4-5} = 0.30 ( hv_4 - hv_5 )$$

Sustituyendo valores :

$$d_4 + 0.70 hv_4 = d_5 + 0.70 hv_5.$$

$$4.376646 + 0.70 \times 0.209531 = d_5 + 0.70 hv_5$$

$$d_5 + 0.70 hv_5 = 4.523318 \text{ m } \dots (4)$$

Suponiendo  $d_5 = 4.408548 \text{ m.}$

$$A_5 = 10.75 \times 4.408548 = 47.391892 \text{ m}^2.$$

$$v_5 = \frac{85.00}{47.391892} = 1.793556 \text{ m/seg.}$$

$$v_5^2 = 3.216842$$

$$hv_5 = \frac{3.216842}{19.62} = 0.163957 \text{ m.}$$

$$0.70 hv_5 = 0.70 \times 0.163957 = 0.114770 \text{ m.}$$

$$d_5 + 0.70 hv_5 = 4.408548 + 0.114770 = 4.523318 \text{ m.}$$

Se cumple con la ecuación (4)

6.5 ENTRE LAS SECCIONES 5 y 6 .

$$d_5 + hv_5 = d_6 + hv_6 + hf_{5-6}$$

Donde  $hf_{5-6}$  = Pérdida de carga por transición de salida -

$$hf_{5-6} = 0.20 ( hv_5 - hv_6 )$$

Sustituyendo valores :

$$d_5 + 0.80 hv_5 = d_6 + 0.80 hv_6$$

$$4.408548 + 0.80 \times 0.163957 = d_6 + 0.80 hv_6$$

$$d_6 + 0.80 hv_6 = 4.539714 \text{ m} \quad \dots (5)$$

Suponiendo  $d_6 = 4.417791 \text{ m}$ .

$$A_6 = ( 4.50 + 1.5 \times 4.417791 ) 4.417791 = 49.155371 \text{ m}^2.$$

$$v_6 = \frac{85.00}{49.155371} = 1.729211 \text{ m/seg.}$$

$$v_6^2 = 2.990170$$

$$hv_6 = \frac{2.990170}{19.62} = 0.152404 \text{ m.}$$

$$0.80 hv_6 = 0.80 \times 0.152404 = 0.121923 \text{ m.}$$

$$d_6 + 0.80 hv_6 = 4.417791 + 0.121923 = 4.539714 \text{ m.}$$

Se cumple con la ecuación (5)

## 6.6 RESUMEN DE PERDIDAS DE CARGA.

### 6.6.1 Por transición de entrada.

$$hf_{1-2} = 0.10 ( hv_2 - hv_1 ) = 0.10 ( 0.161141 - 0.147662 )$$

$$hf_{1-2} = 0.001348 \text{ m.}$$

### 6.6.2 Por entrada al conducto.

$$hf_{2-3} = 0.15 ( hv_3 - hv_2 ) = 0.15 ( 0.207938 - 0.161141 )$$

$$hf_{2-3} = 0.007020 \text{ m.}$$

### 6.6.3 Por fricción en el conducto.

$$hf_{3-4} = 0.014850 \text{ m.}$$

### 6.6.4 Por salida del conducto.

$$hf_{4-5} = 0.30 ( hv_4 - hv_5 ) = 0.30 ( 0.209531 - 0.163957 )$$

$$hf_{4-5} = 0.013672 \text{ m.}$$

6.6.5 Por transición de salida.

$$hf_{5-6} = 0.20 ( hv_5 - hv_6 ) = 0.20 ( 0.163957 - 0.152404 )$$

$$hf_{5-6} = 0.002310 \text{ m.}$$

Total de pérdidas.  $\Sigma h = 0.039200 \text{ m.}$

#### 6.7 COMPROBACION HIDRAULICA.

Para comprobar que los cálculos hidráulicos anteriores ----  
fueron correctos, se deberá cumplir que :

$$\text{Elev. 1} + d_1 + hv_1 = \text{Elev. 6} + d_6 + hv_6 + \Sigma h$$

$$2096.49 + 4.461732 + 0.147662 = 2101.099394 \text{ m.}$$

$$2096.49 + 4.417791 + 0.152404 + 0.039200 = 2101.099395 \text{ m.}$$

$$2101.099394 = 2101.099395 \quad \therefore \text{ bien}$$



## 7. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOS CONDUCTOS.

En la figura Núm. 4 se observa en forma esquemática las -- cargas permanentes que actúan sobre la estructura en estudio, así como sus dimensiones generales.

### ESQUEMA DE CARGAS PERMANENTES.

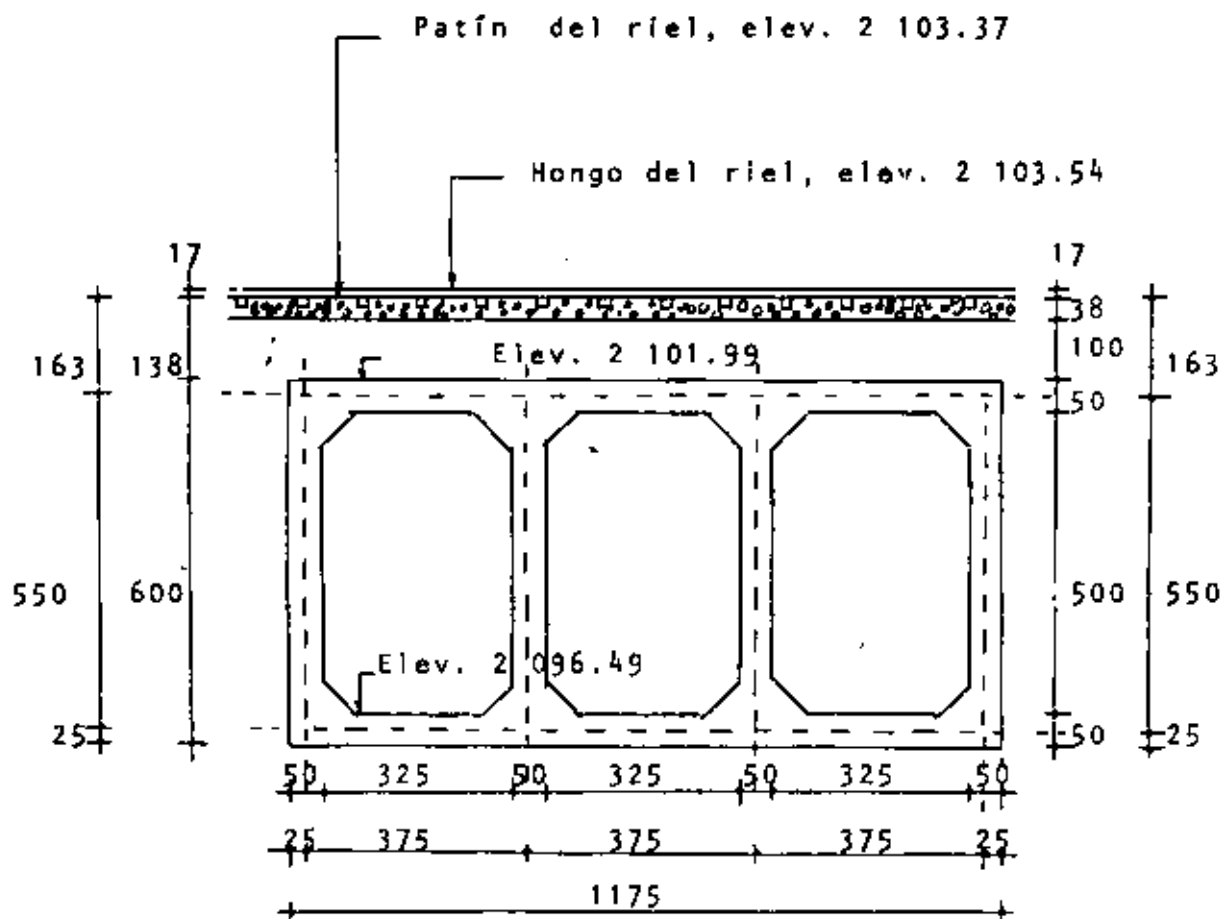


FIGURA NUM. 4

## 7.1 DATOS PARA EL PROYECTO.

Hongo del riel, elev. 2103.54 m.

Patín del riel, elev. 2103.37 m.

Techo del conducto, elev. 2101.99 m.

Plantilla del conducto, elev. 2096.49 m.

Espesor de losas y muros = 0.50 m.

Altura del colchón al techo del conducto = 1.38 m.

Altura del colchón al eje central de la losa superior=1.63 m.

NOTA. Generalmente, en éste tipo de estructuras, se presentan dos condiciones de cargas que debemos tomar en cuenta y analizarlas para cada caso en particular. Estas condiciones son las siguientes:

### 7.1.1 Conducto lleno, sin cargas exteriores.

Este caso se presenta comunmente en los sifones invertidos, cuando las cargas de presión del agua son mayores que las cargas exteriores. Se acostumbra probar ésta estructura sin arroyo para verificar posibles fugas de agua a través de ella.

### 7.1.2 Conducto vacío con cargas exteriores.

Este es el caso de las alcantarillas, que generalmente trabajan con el agua corriendo libremente ó a conducto lleno -- pero con muy poca presión de agua. Aquí dominan las cargas exteriores y es costumbre probar la estructura a conducto -- vacío.

Cuando exista duda acerca de cuáles son las condiciones dominantes de carga, deberán analizarse las dos alternativas y armarse la estructura con una combinación de éstas.

Para este caso, se observa que la segunda condición es la más desfavorable puesto que, el conjunto no trabajará lleno.

### 7.3 ANALISIS DE CARGAS.

a) Carga vertical sobre la losa superior ( $W_1$ )

Para calcular la carga muerta + carga viva + impacto se utiliza la "GRÁFICA DE LAS CARGAS QUE DEBEN USARSE PARA EL CALCULO DE ALCANTARILLAS DE FERROCÁRRIL", de las RECOMENDACIONES DE LA A. R. E. A. ( PROCEEDINGS 1925 ) y afectadas para la Cooper E 72.

Para entrar a la gráfica, se requiere :

Altura del colchón al techo del conducto = 1.38 m.

Entrando con el valor anterior hasta cortar a la curva (4), se tiene :

( Carga muerta + carga viva + impacto ) E-60 = 10 000 Kg/m<sup>2</sup>.

Valor que deberá afectarse en un 20 % para la Cooper -E 72,  
es decir:

$$\begin{aligned} & ( \text{Carga muerta} + \text{carga viva} + \text{impacto} ) \text{ E-72} = \\ & = 10\,000 \times 1.2 = 12\,000 \text{ Kg/m}^2. \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Peso propio de la losa superior : } W_{LS} &= 0.50 \times 2\,400 = \\ &= 1\,200 \text{ Kg/m}^2. \end{aligned}$$

de donde :

$$W_1 = W_{E-72} + W_{LS} = 12\,000 + 1\,200 = 13\,200 \text{ Kg/m}^2.$$

b) CARGA VERTICAL SOBRE LA LOSA INFERIOR (  $W_2$  )

Peso propio del conducto :

$$W_c = \left[ 11.75 \times 6.0 - 3 ( 3.25 \times 5.00 - 4 \times (0.5)^2 ) \times 0.5 \right] \frac{2400}{11.75}$$

$$W_c = 4\,749 \text{ Kg/m}^2.$$

Peso propio de la losa inferior :  $W_{LI} = 1\ 200\ \text{Kg/m}^2$ .

de donde :

$$W_2 = W_{E-72} + W_c - W_{LI} = 12\ 000 + 4\ 749 - 1\ 200$$

$$W_2 = 15\ 549\ \text{Kg/m}^2.$$

c) CARGA HORIZONTAL SOBRE LOS MUROS.

Se considerará talud de reposo de 1:5:1, por tanto el ángulo de fricción interna será :

$$\tan \emptyset = \frac{1}{1.5} \quad ; \quad \emptyset = 33.69^\circ$$

$$K_o = \frac{1 - \sin \emptyset}{1 + \sin \emptyset} = \frac{1 - \sin 33.69^\circ}{1 + \sin 33.69^\circ} = 0.286$$

Se considerará un peso de la tierra :

$$\gamma_t = 1600\ \text{Kg/m}^3.$$

Con éstos valores se obtiene :

$$W_3 = K_o \gamma_t H_1 = 0.286 \times 1\,600 \times 1.63 = 746 \text{ Kg/m}^2.$$

$$W_4 = K_o \gamma_t H_2 = 0.286 \times 1\,600 \times 7.13 = 3\,263 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_5 = W_4 - W_3 = 3\,263 - 746 = 2\,517 \text{ Kg/m}^2.$$

Por lo tanto, los conductos estarán sujetos a las cargas ---  
siguientes :

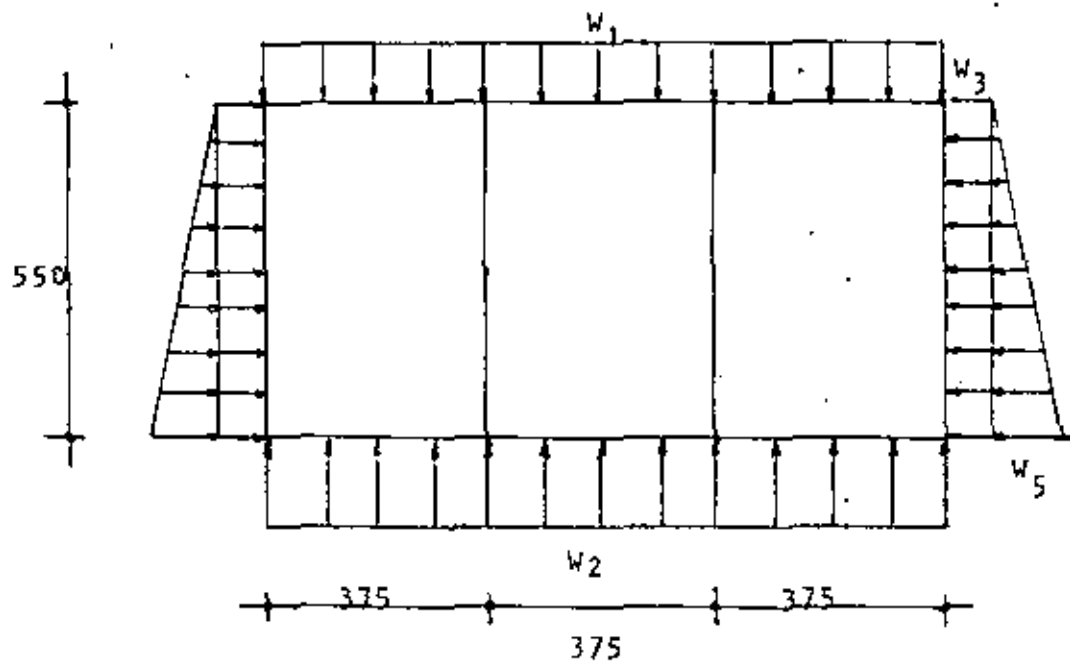


FIGURA NUM. 5

$$W_1 = 13\,200 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_2 = 15\,549 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_3 = 746 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_5 = 2\,517 \text{ Kg/m}^2$$

#### 7.4 CALCULO DE LOS MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO INICIALES.

Debido a que tienen el mismo claro y la misma carga los elementos AB, BC y CD, tendrán el mismo momento de empotramiento.

$$M_{AB} = M_{BC} = M_{CD} = \frac{W_1 L^2}{12} = \frac{13\,200 \times (3.75)^2}{12} = 15\,469 \text{ Kg-m.}$$

de manera semejante :

$$M_{EF} = M_{FG} = M_{GH} = \frac{W_2 L^2}{12} = \frac{15\,549 \times (3.75)^2}{12} = 18\,221 \text{ Kg-m.}$$



Así mismo :

$$M_{AE} = M_{DH} = \frac{w_3 L^2}{12} + \frac{w_5 L^2}{30} = \frac{746 \times (5.5)^2}{12} + \frac{2\,517 \times (5.5)^2}{30}$$

$$M_{AE} = M_{DH} = 4\,419 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{EA} = M_{HD} = \frac{w_3 L^2}{12} + \frac{w_5 L^2}{20} = \frac{746 \times (5.5)^2}{12} + \frac{2\,517 \times (5.5)^2}{20}$$

$$M_{EA} = M_{HD} = 5\,688 \text{ Kg-m.}$$

#### 7.4.1 CALCULO DE RIGIDECES Y FACTORES DE DISTRIBUCION.

$$K = \frac{4EI}{L} \quad ; \quad 4EI = \text{cte.}$$

$$K_{AB} = K_{BA} = K_{BC} = K_{CB} = K_{CD} = K_{DC} = K_{EF} = K_{FE} = K_{FG} = K_{GF} =$$

$$= K_{GH} = K_{HG} = \frac{1}{L} = \frac{1}{3.75} = 0.267$$

Por otra parte :

$$K_{AE} = K_{EA} = K_{BF} = K_{FB} = K_{CG} = K_{GC} = K_{DH} = K_{HD} = \frac{1}{L} = \frac{1}{5.50} = 0.182$$

RIGIDES DE LOS NUDOS : A, D, E, H.

$$K_A = K_D = K_E = K_H$$

$$K_A = K_{AB} + K_{AE} = 0.267 + 0.182 = 0.449$$

RIGIDES DE LOS NUDOS : B, C, F, G.

$$K_B = K_C = K_F = K_G = K_{BA} + K_{BC} + K_{BF}$$

$$= 0.267 + 0.267 + 0.182 = 0.716$$

FACTOR DE DISTRIBUCION. (FD)

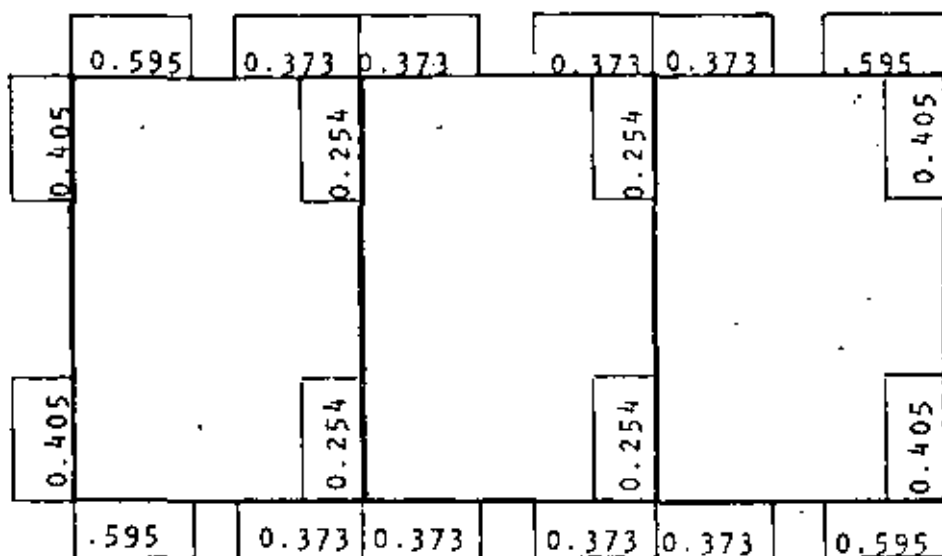
$$FD_{AB} = FD_{DC} = FD_{EF} = FD_{HG} = \frac{K_{AB}}{K_A} = \frac{0.267}{0.449} = 0.595$$

$$FD_{AE} = FD_{EA} = FD_{DH} = FD_{HD} = \frac{K_{AE}}{K_A} = \frac{0.182}{0.449} = 0.405$$

$$\begin{aligned}
 FD_{BA} = FD_{BC} = FD_{CB} = FD_{CD} = FD_{FE} = FD_{FG} = FD_{GF} = FD_{GH} = \\
 = \frac{K_{BA}}{K_B} = \frac{0.267}{0.716} = 0.373
 \end{aligned}$$

$$FD_{BF} = FD_{FB} = FD_{CG} = FD_{GC} = \frac{K_{BF}}{K_B} = \frac{0.182}{0.716} = 0.254$$

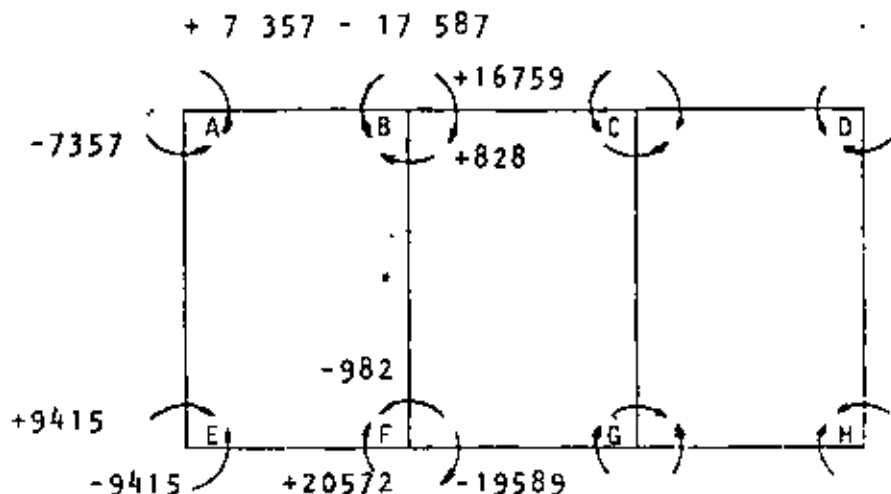
NOTA: Observese que la suma de los FD en cada nudo debe ser 1.0 ( Ejemplo : nudo A = 0.405 + 0.595 = 1.0 )



#### 7.4.2 CALCULO DE LOS MOMENTOS FINALES.

Para la obtención de éstos momentos se utilizará el método de Hardy Cross ( véase la table siguiente ).

#### MOMENTOS FINALES.



#### 7.5 CORTANTES AL EJE, AL PARED Y AL CARTEL.

##### 7.5.1 CORTANTES AL EJE - ( VE )

Barra AB = Barra DC

Cortante isostático :

$$V_i = \frac{W_1 L}{2} = \frac{13\ 200 \times 3.75}{2} = 24\ 750 \text{ Kg.}$$

Cortante hiperestático :

$$V_h = \frac{M_{BA} - M_{AB}}{L} = \frac{17\ 587 - 7\ 357}{3.75} = 2\ 728 \text{ Kg.}$$

Cortante al eje en A :

$$V_{EA} = V_i - V_h = 24\ 750 - 2\ 728 = 22\ 022 \text{ Kg.}$$

Cortante al eje en B :

$$V_{EB} = V_i + V_h = 24\ 750 + 2\ 728 = 27\ 478 \text{ Kg.}$$

Barra BC

Cortante isotático :

$$V_i = \frac{W_1 L}{2} = \frac{13\ 200 \times 3.75}{2} = 24\ 750 \text{ Kg.}$$

Cortante hiperestático :

$$V_h = \frac{M_{BC} - M_{CB}}{L} = \frac{16\,759 - 16\,759}{3.75} = 0$$

Cortante al eje en B :

$$V_{E_B} = V_i - V_h = 24\,750 - 0 = 24\,750 \text{ Kg.}$$

Cortante al eje en C :

$$V_{E_C} = V_i + V_h = 24\,750 + 0 = 24\,750 \text{ Kg.}$$

Barra EF = Barra HG

Cortante isostático :

$$V_i = \frac{W_2 L}{2} = \frac{15\,549 \times 3.75}{2} = 29\,154 \text{ Kg.}$$

Cortante hiperestático :

$$V_h = \frac{M_{FE} - M_{EF}}{L} = \frac{20\,572 - 9\,415}{3.75} = 2\,975 \text{ Kg.}$$

Cortante al eje en E :

$$V_{E_E} = V_i - V_h = 29\ 154 - 2\ 975 = 26\ 179 \text{ Kg.}$$

Cortante al eje en F :

$$V_{E_F} = V_i + V_h = 29\ 154 + 2\ 975 = 32\ 129 \text{ Kg.}$$

Barra FG

Cortante isostático

$$V_i = \frac{W_2 L}{2} = \frac{15\ 549 \times 3.75}{2} = 29\ 154 \text{ Kg.}$$

Cortante hiperestático :

$$V_h = \frac{M_{GF} - M_{FG}}{L} = \frac{19\ 589 - 19\ 589}{3.75} = 0$$

Cortante al eje en F :

$$V_{E_F} = V_i - V_h = 29\ 154 - 0 = 29\ 154 \text{ Kg.}$$

Cortante al eje en G :

$$V_{E_G} = V_i + V_h = 29\ 154 + 0 = 29\ 154 \text{ Kg.}$$

Barra AE = Barra DH

Cortante Isostático :

$$\text{en A : } V_{i_A} = \frac{W_3 L}{2} + \frac{W_5 L}{6}$$

$$V_{i_A} = \frac{746 \times 5.5}{2} + \frac{2\ 517 \times 5.5}{6} = 4\ 359 \text{ Kg.}$$

$$\text{en E : } V_{i_E} = \frac{W_3 L}{2} + \frac{W_5 L}{3}$$

$$V_{i_E} = \frac{746 \times 5.5}{2} + \frac{2\ 517 \times 5.5}{3} = 6\ 667 \text{ Kg.}$$

Cortante hiperestático :

$$V_h = \frac{M_{EA} - M_{AE}}{L} = \frac{9\ 415 - 7\ 357}{5.5} = 374 \text{ Kg.}$$



Cortante al eje en A :

$$V_{E_A} = V_{i_A} - V_h = 4\ 359 - 374 = 3\ 985 \text{ Kg.}$$

Cortante al eje en E :

$$V_{E_E} = V_{i_E} + V_h = 6\ 667 + 374 = 7\ 041 \text{ Kg.}$$

#### 7.5.2 CORTANTES AL PAÑO ( VP )

Barra AB = Barra DC

Cortante al paño en A :

$$V_{P_A} = V_{E_A} - W_l \cdot x$$

$x$  = distancia del eje central al Paño, en m.

$$x = 0.25 \text{ m.}$$

$$V_{P_A} = 22\ 022 - 13\ 200 ( 0.25 ) = 18\ 722 \text{ Kg.}$$

Cortante al paño en B :

$$VP_B = VE_B - W_1 X = 27\ 478 - 13\ 200 ( 0.25 ) = 24\ 178 \text{ Kg.}$$

Barra BC

Cortante al paño en B :

$$VP_B = VE_B - W_1 X = 24\ 750 - 13\ 200 ( 0.25 ) = 21\ 450 \text{ Kg.}$$

Cortante al paño en C :

$$VP_C = VE_C - W_1 X = 24\ 750 - 13\ 200 ( 0.25 ) = 21\ 450 \text{ Kg.}$$

Barra EF = Barra HG

Cortante al paño en E :

$$VP_E = VE_E - W_2 X = 26\ 179 - 15\ 546 ( 0.25 ) = 22\ 292 \text{ Kg.}$$

Cortante al paño en F :

$$VP_F = VE_F - W_2 X = 32\ 129 - 15\ 549 ( 0.25 ) = 28\ 242 \text{ Kg.}$$

Barra FG

Cortante al paño en F :

$$VP_F = VE_F - W_2 X = 29\ 154 - 15\ 549 (0.25) = 25\ 267 \text{ Kg.}$$

Cortante al paño en G :

$$VP_G = VE_G - W_2 X = 29\ 154 - 15\ 549 (0.25) = 25\ 267 \text{ Kg.}$$

Barra AE = Barra DH

Cortante al paño en A;

$$\begin{aligned} VP_A &= VE_A - W_3 X - \frac{W_5 X^2}{2L} \\ &= 3\ 985 - 746 (0.25) - \frac{2517 \times (0.25)^2}{2 \times 5.50} = 3\ 694 \text{ Kg.} \end{aligned}$$

Cortante al paño en E :

$$VP_E = VE_A - W_3 (L-X) - \frac{W_5 (L-X)^2}{2L}$$

$$VP_E = 3\ 985 - 746 ( 5.5 - 0.25 ) - \frac{2\ 517 ( 5.5 - 0.25 )^2}{2 \times 5.50}$$

$$= - 6\ 238 \text{ Kg.}$$

### 7.5.3 CORTANTES AL CARTEL ( VC ).

Barra AB = Barra DC

Cortante al cartel en A:

$$VC_A = VE_A - W_1 x_1$$

$x_1$  = distancia del eje central al cartel, en m.

$$x_1 = 0.75 \text{ m.}$$

$$VC_A = 22\ 022 - 13\ 200 ( 0.75 ) = 12\ 122 \text{ Kg.}$$

Cortante al cartel en B :

$$VC_B = VE_B - W_1 x_1 = 27\ 478 - 13\ 200 ( 0.75 ) = 17\ 578 \text{ Kg.}$$

Barra BC

Cortante al cartel en B :

$$VC_B = VE_B - W_1 X_1 = 24\ 750 - 13\ 200 ( 0.75 ) = 14\ 850 \text{ Kg.}$$

Cortante al cartel en C :

$$VC_C = VE_C - W_1 X_1 = 24\ 750 - 13\ 200 ( 0.75 ) = 14\ 850 \text{ Kg.}$$

Barra EF = Barra HG

Cortante al cartel en E :

$$VC_E = VE_E - W_2 X_1 = 26\ 179 - 15\ 546 ( 0.75 ) = 14\ 519 \text{ Kg.}$$

Cortante al cartel en F :

$$VC_F = VE_F - W_2 X_1 = 32\ 129 - 15\ 549 ( 0.75 ) = 20\ 467 \text{ Kg.}$$

Barra FG

Cortante al cartel en F :

$$VC_F = VE_F - W_2 X_1 = 29\,154 - 15\,549 (0.75) = 17\,492 \text{ Kg.}$$

Cortante al cartel en G :

$$VC_G = VE_G - W_2 X_1 = 29\,154 - 15\,549 (0.75) = 17\,492 \text{ Kg.}$$

Barra AE = Barra DH

Cortante al cartel en A:

$$VC_A = VE_A - W_3 X_1 - \frac{W_5 X_1^2}{2L}$$

$$= 3\,985 - 746 (0.75) - \frac{2\,517 (0.75)^2}{2 (5.5)} = 3\,297 \text{ Kg.}$$

Cortante al cartel en E :

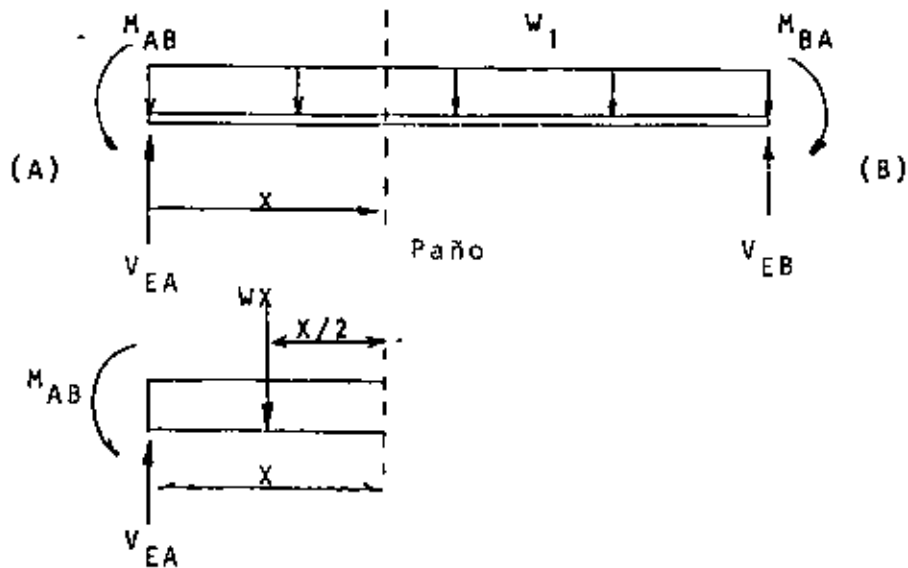
$$VC_E = VE_A - W_3 (L - X_1) - \frac{W_5 (L - X_1)^2}{2L}$$

$$= 3\,985 - 746 (5.5 - 0.75) - \frac{2\,517 (5.5 - 0.75)^2}{2 (5.5)} = -4721 \text{ Kg.}$$

## 7.6 MOMENTOS NEGATIVOS A LOS PAÑOS Y A LOS CARTELES.

### 7.6.1 MOMENTOS NEGATIVOS A LOS PAÑOS ( MP ) .

Barra AB = Barra DC



Momento al paño en A :

$$M_{PA} = V_{EA} ( x ) - \frac{w x^2}{2} - M_{AB}$$

$$M_{PA} = 22\,022 ( 0.25 ) - \frac{13\,200 ( 0.25 )^2}{2} - 7\,357 = -2\,264 \text{ Kg-m}$$

Momento al paño en B :

$$MP_B = VE_B (x) - \frac{w_1 x^2}{2} - M_{BA}$$

$$= 27\,478 (0.25) - \frac{13\,200 (0.25)^2}{2} - 17\,587 = -11\,130 \text{ Kg-m}$$

### Barra BC

Momento al paño en B :

$$MP_B = VE_B (x) - \frac{w_1 (x)^2}{2} - M_{BC}$$

$$= 24\,750 (0.25) - \frac{13\,200 (0.25)^2}{2} - 16\,759 =$$

$$= -10\,984 \text{ Kg-m.}$$

Momento al paño en C :

$$MP_C = VE_C (x) - \frac{w_1 (x)^2}{2} - M_{CB}$$

$$= 24\,750 (0.25) - \frac{13\,200 (0.25)^2}{2} - 16\,759 = -10\,984 \text{ Kg-m}$$



Barra EF = Barra HG

Momento al paño en E :

$$\begin{aligned}
 MP_E &= VE_E (x) - \frac{W_2 (x)^2}{2} - M_{EF} \\
 &= 26\,179 (0.25) - \frac{15\,549 (0.25)^2}{2} - 9\,415 = -3\,356 \text{ Kg-m}
 \end{aligned}$$

Momento al paño en F :

$$\begin{aligned}
 MP_F &= VE_F (x) - \frac{W_2 (x)^2}{2} - M_{FE} \\
 &= 32\,129 (0.25) - \frac{15\,549 (0.25)^2}{2} - 20\,572 = \\
 &= -13\,026 \text{ Kg-m.}
 \end{aligned}$$

Barra FG

Momento al paño en F

$$M_{PF} = V_{EF} (x) - \frac{W_2 (x)^2}{2} - M_{FG}$$

$$= 29\,154 (0.25) - \frac{15\,549 (0.25)^2}{2} - 19\,589 = -12\,786 \text{ Kg-m}$$

Momento al paño en G

$$M_{PG} = V_{EG} (x) - \frac{W_2 (x)^2}{2} - M_{GF}$$

$$= 29\,154 (0.25) - \frac{15\,549 (0.25)^2}{2} - 19\,589 = -12\,786 \text{ Kg-m}$$

Barra AE = Barra DH

Momento al paño en A

$$M_{P_A} = VE_A (X) - \frac{W_3 (X)^2}{2} - \frac{W_5 (X)^3}{6L} - M_{AE}$$

$$= 3985 (0.25) - \frac{746 (0.25)^2}{2} - \frac{2517 (0.25)^3}{6 (5.5)} - 7357$$

$$= - 6 385 \text{ Kg-m}$$

Momento al paño en E

$$M_{P_E} = VE_A (L-X) - \frac{W_3 (L-X)^2}{2} - \frac{W_5 (L-X)^3}{6L} - M_{AE}$$

$$= 3985 (5.5-0.25) - \frac{746 (5.5-0.25)^2}{2} - \frac{2517 (5.5-0.25)^3}{6 (5.5)} -$$

$$- 7357 = 7 753 \text{ Kg-m}$$

### 7.6.2 MOMENTOS NEGATIVOS A LOS CARTELES (MC)

$$\underline{\text{Barra AB} = \text{Barra DC}}$$

Momento al cartel en A

$$MC_A = VE_A (x_1) - \frac{W_1 x_1^2}{2} - M_{AB}$$

$$MC_A = 22\ 022 (0.75) - \frac{13\ 200 (0.75)^2}{2} - 7357 = - 5\ 447 \text{ Kg-m}$$

Momento al cartel en B

$$MC_B = VE_B (x_1) - \frac{W_1 x_1^2}{2} - M_{BA}$$

$$= 27\ 478 (0.75) - \frac{13\ 200 (0.75)^2}{2} - 17\ 587 = - 691 \text{ Kg-m}$$

Barra BC

Momento al cartel en B

$$M_{C_B} = V_{E_B} (x_1) - \frac{w_1 (x_1)^2}{2} - M_{B_C}$$

$$= 24\,750 (0.75) - \frac{13\,200 (0.75)^2}{2} - 16\,759 = -1909 \text{ Kg-m}$$

Momento al cartel en C

$$M_{C_C} = V_{E_C} (x_1) - \frac{w_1 (x_1)^2}{2} - M_{C_B}$$

$$= 24\,750 (0.75) - \frac{13\,200 (0.75)^2}{2} - 16\,759 = -1909 \text{ Kg-m}$$

Barra EF = Barra HG

Momento al cartel en E

$$M_{C_E} = V_{E_E} (x_1) - \frac{W_2 (x_1)^2}{2} - M_{E_F}$$
$$= 26\,179 (0.75) - \frac{15\,549 (0.75)^2}{2} - 9\,415 = + 5486 \text{ Kg-m}$$

Momento al cartel en F

$$M_{C_F} = V_{E_F} (x_1) - \frac{W_2 (x_1)^2}{2} - M_{F_E}$$
$$= 32\,129 (0.75) - \frac{15\,549 (0.75)^2}{2} - 20\,572 = - 848 \text{ Kg-m}$$

Barra FG

Momento al cartel en F

$$M_{C_F} = V_{E_F} (x_1) - \frac{W_2 (x_1)^2}{2} - M_{F_G}$$

$$MC_F = 29\,154 (0.75) - \frac{15\,549 (0.75)^2}{2} - 19\,589 = -2\,097 \text{ Kg-m}$$

Momento al cartel en G

$$MC_G = VE_G (x_1) - \frac{W_2 (x_1)^2}{2} - M_{GF}$$

$$= 29\,154 (0.75) - \frac{15\,549 (0.75)^2}{2} - 19\,589 = -2\,097 \text{ Kg-m}$$

Barra AE = Barra DH

Momento al cartel en A

$$MC_A = VE_A (x_1) - \frac{W_3 (x_1)^2}{2} - \frac{W_5 (x_1)^2}{6L} - M_{AE}$$

$$= 3985 (0.75) - \frac{746 (0.75)^2}{2} - \frac{2517 (0.75)^3}{6 \times 5.50} - 7357$$

$$= - 4\ 610\ \text{Kg-m}$$

Momento al cartel en E

$$M_{C_E} = V_{E_A} (L-x_1) - \frac{w_3 (L-x_1)^2}{2} - \frac{w_5 (L-x_1)^3}{6L} - M_{AE}$$

$$= 3\ 985 (5.5 - 0.75) - \frac{746 (5.5-0.75)^2}{2} - \frac{2517 (5.5-0.75)^3}{6 \times 5.5} -$$

$$- 7357 = - 5\ 018\ \text{Kg-m}$$

7.7 MOMENTOS MAXIMOS POSITIVOS ( M+ ) ..

Barra AB = Barra DC

Momento positivo

$$M (+) = V_{E_A} (\bar{x}) - \frac{w_1 (\bar{x})^2}{2} - M_{AB}$$



En donde :

$\bar{X}$  = Distancia del eje central al punto donde el cortante se hace cero, en m.

$$\bar{X}_A = \frac{VE_A (L)}{VE_A + VE_B} = \frac{22\ 022 (3.75)}{22022 + 27478} = 1.668 \text{ m}$$

$$M (+) = 22\ 022 (1.668) - \frac{13\ 200 (1.668)^2}{2} - 7357 = 11013 \text{ Kg-m}$$

Comprobación :

$$\bar{X}_B = \frac{VE_B (L)}{VE_A + VE_B} = \frac{27\ 478 (3.75)}{22022 + 27478} = 2.082$$

$$M (+) = VE_B (\bar{X}_B) - \frac{W_1 (\bar{X}_B)^2}{2} - M_{BA}$$

$$= 27\ 478 (2.082) - \frac{13\ 200 (2.082)^2}{2} - 17\ 587 = 11\ 013 \text{ Kg-m}$$

Barra BC

Momento positivo:

$$M (+) = V E_B (x) - \frac{W1 (x)^2}{2} - M_{BC}$$

$$x_B = \frac{V E_B (L)}{V E_B + V E_C} = \frac{24\ 750 (3.75)}{24\ 750 + 24\ 750} = 1.875 \text{ m}$$

$$M (+) = 24\ 750 (1.875) - \frac{13\ 200 (1.875)^2}{2} - 16\ 759 = 6444 \text{ Kg-m}$$

Barra EF = Barra HG

Momento positivo

$$M (+) = V E_E (x) - \frac{W2 (x)^2}{2} - M_{EF}$$

$$X_E = \frac{V_{E_E} (L)}{V_{E_E} + V_{E_F}} = \frac{26\,179 (3.75)}{26\,179 + 32\,129} = 1.684 \text{ m}$$

$$M(+)= 26\,179 (1.684) - \frac{15\,549 (1.684)^2}{2} - 9\,415 = 12\,623 \text{ Kg-m}$$

Barra FG

Momento positivo

$$M(+)= V_{E_F} (X) - \frac{W_2 (X)^2}{2} - M_{FG}$$

$$X = \frac{V_{E_F} (L)}{V_{E_F} + V_{E_G}} = \frac{29\,154 (3.75)}{29\,154 + 29\,154} = 1.875 \text{ m}$$

$$M(+)= 29\,154 (1.875) - \frac{15\,549 (1.875)^2}{2} - 19\,589 = 7\,742 \text{ Kg-m}$$

Barra AE = Barra DH

Momento positivo

$$M(+)=V E_A (x_1)-\frac{W_3 (x_1)^2}{2}-\frac{W_5 (x_1)^2}{6L}-M_{AE}$$

$$x_1 = \frac{-W_3 \pm \sqrt{W_3^2 + \frac{2VE_A \cdot W_5}{L}}}{W_5/L}$$

$$x_1 = \frac{-746 \pm \sqrt{(746)^2 + \frac{2(3985) \cdot (2517)}{5.5}}}{2517/5.5}$$

$$x_1 = 2.850 \text{ m}$$

$$M(+)=3985(2.85)-\frac{746(2.85)^2}{2}-\frac{2517(2.85)^3}{6(5.5)}-7357$$

$$= -795 \text{ Kg-m}$$

De los cálculos anteriores, los valores máximos son:

$$\text{Cortante máximo al cartel:} \quad VC_F = 20\,467 \text{ Kg}$$

$$\text{Momento máximo negativo al paño:} \quad MP_F = -13\,026 \text{ Kg-m}$$

$$\text{Momento máximo positivo:} \quad M (+) = 12\,623 \text{ Kg-m}$$

#### 7.8 CALCULO DE LAS CONSTANTES DE LOS MATERIALES.

$$f_y = 4\,200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_c' = 250 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_s = 0.5 f_y = 2\,100 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_c = 0.45 f_c' = 112.5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2\,100\,000}{15\,000 \sqrt{250}} = 8.85 \approx 9$$

$$K = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{nfc}} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot 100}{9(112.5)}} = 0.325$$

$$j = 1 - \frac{K}{3} = 1 - \frac{0.325}{3} = 0.892$$

$$R = \frac{1}{2} fc K j = 0.5 (112.5) (0.325) (0.892) = 16.30$$

$$\alpha = \frac{1}{R} = \frac{1}{16.30} = 0.248$$

## 7.9 CALCULO DEL PERALTE

De acuerdo con las especificaciones y recomendaciones vigentes, el peralte se puede calcular de la siguiente forma :

### 7.9.1 Peralte por momento

$$dM = \sqrt{\frac{M}{Rb}}, \text{ en cm}$$

en donde :

M = Valor del momento máximo (positivo o negativo)

$$M = 13\ 026\ \text{Kg-m} = 13\ 02600\ \text{Kg-cm}$$

$$b = 100\ \text{cm}$$

Sustituyendo valores, se tiene :

$$dM = \sqrt{\frac{13\ 026\ 00}{16.3 \times 100}} = 28.27\ \text{cm}$$

#### 7.9.2 Peralte por cortante

$$dv = \frac{V}{Vc\ \text{perm} \cdot b}, \text{ en cm}$$

en donde :

V = Cortante máximo al cartel

$$V = 20\ 467\ \text{Kg}$$

Vc perm = Cortante permisible

$$V_c \text{ perm} = 0.292 \sqrt{f_c'} = 0.292 \sqrt{250} = 4.62 \text{ Kg/cm}^2$$

Sustituyendo, se tiene :

$$d_v = \frac{20\,467}{4.62 \times 100} = 44.3 \text{ cm}$$

Se observa que el peralte por cortante es mayor que el peralte por momento; además los carteles propuestos de 50 cm están correctos.

Por lo tanto se adopta :

$$d = 45 \text{ cm}$$

$$r = 5 \text{ cm}$$

$$h = 50 \text{ cm}$$

## 7.10 CALCULO DEL ACERO DE REFUERZO

### 7.10.1 Acero positivo ( anillos interiores )



Se calcula con la expresión siguiente :

$$A_s (+) = \frac{M (+)}{f_s \cdot j \cdot d}$$

en donde :

M(+) = Momento máximo positivo

$$M(+) = 12\ 623\ \text{Kg-m} = 1\ 262\ 300\ \text{Kg-cm}$$

Sustituyendo valores, se tiene :

$$A_s (+) = \frac{1\ 262\ 300}{2\ 100 \times 0.892 \times 45} = 14.97\ \text{cm}^2$$

Separación de varillas

$$S = \frac{100\ a_s}{A_s}$$

en donde :

a<sub>s</sub> = Área de la varilla por usar, en cm<sup>2</sup>

$$a_s = 2.85\ \text{cm}^2 \quad (\text{varilla } 3/4'' \ \emptyset)$$

$$S = \frac{100 \times 2.85}{14.97} = 19 \text{ cm}$$

Por lo tanto se usarán :

$$\text{Varillas } 3/4'' \text{ } \emptyset \text{ a } 19 \text{ cm} ; \text{ As} = 15.0 \text{ cm}^2$$

7.10.2 Acero negativo ( anillos exteriores )

$$\text{As}^{(-)} = \frac{M}{f_s \cdot j \cdot d}$$

en donde :

M = Momento máximo negativo al paño

$$M = - 13\ 026 \text{ Kg-m} = - 1\ 302\ 600 \text{ Kg-cm}$$

Sustituyendo

$$\text{As}^{(-)} = \frac{1\ 302\ 600}{2\ 100 \times 0.892 \times 45} = 15.45 \text{ cm}^2$$

Separación de las varillas

$$s = \frac{100 a_s}{A_s} = \frac{100 \times 2.85}{15.45} \approx 18 \text{ cm}$$

Se usarán :

Varillas 3/4"  $\emptyset$  a 18 cm ;  $A_s = 15.83 \text{ cm}^2$

7.10.3 Acero por temperatura ( en cada cara )

Se utiliza la siguiente expresión :

$$A_{s_t} = 0.00125 bh = 0.00125 \times 100 \times 50 = 6.25 \text{ cm}^2$$

$$s = \frac{100 a_s}{A_s}$$

$$a_s = 1.27 \text{ cm}^2 \quad (\text{varilla } 1/2" \emptyset)$$

$$s = \frac{100 \times 1.27}{6.25} = 20.27 \text{ cm}$$

Se utilizarán :

Varillas 1/2" Ø a 20 cm en ambas caras del conducto.

7.10.4 Acero adicional en los carteles (por temperatura)

Se colocarán bastones de 1/2" Ø a 20 cm

#### 7.11 REVISION POR ADHERENCIA

Esfuerzo de adherencia permisible en las var. 3/4" Ø

$$M_{perm} = \frac{2.3 \sqrt{f_c'}}{0} = \frac{2.3 \sqrt{250}}{1.905} = 19.09 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sum \emptyset_{perm} = \frac{V}{M_{perm.j.d.}} = \frac{20\,467}{19.09 \times 0.892 \times 45} = 26.71 \text{ cm}$$

$$\sum \emptyset_{calc} = \frac{4 A_s}{0} = \frac{4 \times 15.83}{1.905} = 33.24 \text{ cm}$$

$$M_{\text{calc}} = \frac{V}{\sum \phi_{\text{calc}} \cdot j \cdot d} = \frac{20\,467}{33.24 \times 0.892 \times 45} = 15.34 \text{ Kg/cm}^2$$

de donde :

$$(M_{\text{perm}} = 19.09 \text{ Kg/cm}^2) > (M_{\text{calc}} = 15.34 \text{ Kg/cm}^2)$$

por lo tanto no falla por adherencia

#### 7.12 REVISION POR CORTANTE

$$V_{\text{perm}} = 4.62 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_{\text{calc}} = \frac{V}{bd} = \frac{20\,467}{100 \times 45} = 4.55 \text{ Kg/cm}^2$$

$$(V_{\text{perm}} = 4.62 \text{ Kg/cm}^2) > (V_{\text{calc}} = 4.55 \text{ Kg/cm}^2)$$

Por lo tanto no falla por cortante

### 7.13 LONGITUD DE DESARROLLO O ANCLAJE

En general, debe proporcionarse una longitud de anclaje o desarrollo a partir de las secciones donde se presenten esfuerzos máximos en el acero. Son secciones críticas las de momentos máximos y aquellas donde se corta o se dobla el acero de refuerzo.

A continuación, en las tables I y II se presentan valores propuestos para estimar en distintos casos las longitudes de desarrollo ( del libro : "Aspectos fundamentales del concreto reforzado" ; Editorial LIMUSA, S.A. )

TABLA I .- LONGITUD DE DESARROLLO (cm)

VARILLAS CORRUGADAS DEL LECHO INFERIOR \*

VARILLA	$L_d$
No. 11 o menor.	$0.06 A_b f_y / \sqrt{f_c'} \geq 0.0057 d_b f_y$
No. 14	$0.82 f_y / \sqrt{f_c'}$
No. 18	$1.06 f_y / \sqrt{f_c'}$
Alambres	$0.11 d_b f_y / \sqrt{f_c'}$

\* Se entiende por varillas de lecho inferior, aquellas que tienen una capa de concreto con un espesor menor de 30 cm -- debajo de la varilla.

TABLA II .- FACTORES QUE MULTIPLICAN LAS LONGITUDES DE DESARROLLO DE LA TABLA I PARA DIVERSAS CONDICIONES.

C O N D I C I O N	F A C T O R
Varillas o alambres de lecho superior *	1.4
Varilla separadas entre sí más de 16 cm o varillas que disten más de 7.5 cm de una cara lateral del elemento	0.8
Varillas con $f_y > 4\ 200\ \text{Kg/cm}^2$	$(2-4200/f_y)$
Varillas confinadas con una hélice de - área mínima de $0.32\ \text{cm}^2$ y paso libre no mayor de 10 cm.	0.75

\* Varillas de lecho superior serán aquellas que tienen una capa de concreto con un espesor de por lo menos 30 cm debajo de la varilla.

Para este caso particular se utiliza la expresión:

$$L_d = 0.06 A_b f_y / \sqrt{f_c'} \geq 0.0057 d_b f_y$$

en donde:

$A_b$  = Área de acero de una varilla, en  $\text{cm}^2$

$A_b = 2.85 \text{ cm}^2$  ( varilla  $3/4'' \varnothing$  )

$d_b$  = diámetro de la varilla utilizada, en cm

$d = 1.905 \text{ cm}$

$f_y$  = Esfuerzo del acero en el límite de fluencia, en  $\text{Kg/cm}^2$

$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

Sustituyendo valores:

$$L_d = \frac{0.06 \times 2.85 \times 4200}{\sqrt{250}} = 45.42 \text{ cm}$$



$$(L_d)_{\min} = 0.0057 \times 1.905 \times 4200 = 45.61 \text{ cm} > 45.42 \text{ cm}$$

Por lo tanto, la longitud  $(L_d)_{\min}$ , se multiplicará por el factor 1.4 de la table II, obteniendose :

$$L_d = 1.4 \times 45.61 = 63.85 \text{ cm}$$

de donde se elije :

$$L_d = 70 \text{ cm}$$

ES	30	40	50
0.373	0.525	0.405	
18221	19221	5613	
	7457	5076	
3723	0	2237	
1397	1331	506	
665	635	514	
663	719	490	
360	332	216	
345	326	222	
163	173	120	
167	174	119	
37	94	56	
16	33	57	
20570	9415	9415	

A		B			C		D		E		F			G		
AB	AB	EA	BF	BC	CB	CG	CD	DC	DB	EA	BF	FS	FB	FS	GP	GC
0.595	0.405	0.373	0.254	0.373	0.373	0.254	0.373	0.595	0.405	0.405	0.595	0.373	0.254	0.373	0.373	0.254
+ 15469	- 4419	- 15469	0	- 15469	- 15469	0	- 15469	- 15469	+ 4419	+ 5638	- 15221	+ 15221	0	- 15221	+ 15221	0
- 6575	+ 4475	0	0	0	0	0	0	+ 6575	+ 4475	+ 5076	+ 7457	0	0	0	0	0
0	+ 2539	- 3297	0	0	0	0	+ 3237	0	- 2539	- 2237	0	+ 3728	0	0	0	0
- 1510	- 1029	+ 1226	+ 935	+ 1226	- 1226	+ 935	- 1226	+ 1510	+ 1029	+ 906	+ 1331	- 1391	- 947	- 1391	+ 1391	- 947
+ 613	+ 453	- 755	- 473	- 613	+ 613	+ 473	- 755	- 613	- 453	- 514	- 675	+ 665	+ 417	- 675	- 675	+ 417
- 634	- 432	+ 637	+ 463	+ 637	- 637	+ 463	- 637	+ 634	+ 432	+ 490	+ 717	- 663	- 451	- 663	+ 663	+ 451
+ 344	+ 245	- 317	- 226	- 344	+ 344	+ 226	+ 317	- 344	- 245	- 216	- 332	+ 360	+ 234	+ 332	- 332	- 234
- 350	- 239	+ 331	+ 225	+ 331	- 331	+ 225	- 331	+ 350	+ 239	+ 222	+ 326	- 345	- 235	- 345	+ 345	- 235
+ 166	+ 111	- 175	- 113	- 166	+ 166	+ 113	- 175	- 166	- 111	- 120	- 173	+ 161	+ 113	+ 173	- 173	+ 113
- 165	- 112	+ 171	+ 117	+ 171	- 171	+ 117	- 171	+ 165	+ 112	+ 119	+ 174	- 167	- 114	- 167	+ 167	+ 114
+ 36	+ 60	- 33	- 57	- 36	+ 36	+ 57	- 36	+ 36	+ 60	- 50	- 94	+ 87	+ 59	+ 34	- 34	- 59
- 97	- 59	+ 34	+ 57	+ 34	- 34	- 57	- 34	+ 97	+ 59	+ 57	+ 93	- 86	- 59	- 36	+ 36	+ 59
+ 7357	- 7357	- 17587	+ 928	- 16757	- 1675	- 928	+ 17587	- 7357	+ 7357	+ 5415	- 4415	+ 20572	- 992	- 19519	+ 19589	+ 992



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

V. CURSO DE CAPACITACION PARA INGENIEROS PROYECTISTAS  
DE ZONAS DE RIEGO

ESTRUCTURA REPRESA-PUENTE-CAIDA

ING. ALEJANDRO HURTADO GARCIA  
OCTUBRE-NOVIEMBRE, 1982

## II. ESTRUCTURA REPRESA - PUENTE - CAIDA

Las represas son estructuras de control que se construyen en el lecho de un canal para controlar el gasto --- aguas abajo de la estructura o para mantener cierta profundidad del agua a aguas arriba de la estructura.

Las represas pueden ser estructuras separadas o combinadas con, las entradas a sifones, caídas o rápidas.

La combinación es deseable frecuentemente por economía y para impedir la aceleración del agua y la socavación.

El gasto que escurre en el tramo "muerto" de un canal - ( es decir, el tramo en el cual el gasto se conserva -- aproximadamente constante por no existir tomas ), será como máximo igual a la suma de los gastos de todas las tomas laterales que de el se deriven. A pesar de que el canal se proyecta para conducir dicho gasto máximo; --- éste solo escurrirá cuando por las demandas de riego -- sea necesario hacer trabajar todas las tomas laterales simultáneamente.

En la generalidad de los casos, las tomas se proyectan -- para que funcionen con una carga que está dada por el -- tirante correspondiente al gasto máximo .

Cuando el riego no es necesario que se lleve a cabo en -- todos los terrenos, sino sólo en una parte de ellos, el canal de conducción llevará un gasto menor que el gasto máximo y, por lo tanto, el agua escurrirá con un tirante menor; en estas condiciones, la toma lateral no podrá -- derivar el gasto para el que ha sido proyectada por no -- disponer de carga suficiente; entonces, se utiliza la -- represa, la cual por medio de sus compuertas, obstruye -- total o parcialmente la sección del canal, obligando a -- que el agua se remanse y el tirante aumente hasta dar la carga necesaria en las tomas.

En ocasiones con objeto de realizar reparaciones o modi- ficaciones, se hace necesario dejar sin agua a un tramo del canal; en éste caso, la obstrucción del área hidráulica deberá ser completa y es otro uso a que se destinan las represas, que deberán funcionar conjuntamente con -- las estructuras de desague de excedencias.

La represa que se proyectará, tendrá compuertas radiales y su izaje se efectuará mediante mecanismos manuales. -- ( Las compuertas radiales se usan generalmente en las -- estructuras grandes y pueden ser provistas con elevadores operados a mano o a motor, lo que depende de su tamaño y peso ).

Las compuertas radiales proporcionan un control más exacto y rápido del caudal; sin embargo, también se construirán ranuras que servirán de guías para compuertas de agujas que se colocarán en caso de reparación de las radiales.

El proyecto del canal sobre el cual se encuentra localizada la represa, exige en ese punto un cambio en la elevación de la rasante a una elevación menor; este desnivel se salvará por medio de una caída y la energía cinética adquirida por el agua se disipará en un tanque amortiguador, a fin de que el régimen del escurrimiento en el canal aguas abajo, vuelva a la condición de tranquilo y uniforme.

Es frecuente aprovechar la estructura principal de las represas para apoyar sobre ella la superestructura de un puente carretero que permita el acceso desde una a otra margen a travéz del canal; al equipo de construcción, -- mantenimiento y demás servicios así como a la maquinaria agrícola; no obstante, puede decirse que el mencionado puente no es una parte fundamental de la represa.

Con el fin de tener fácil acceso a los mecanismos elevadores de las compuertas radiales y/o a las ranuras de -- colocación de las agujas, se construyen pequeñas losas planas, paralelamente al puente carretero y por lo general de un metro de ancho lo cual constituye el puente de maniobras.

#### CALCULOS HIDRAULICOS.

El cálculo de las capacidades así como el estudio general previamente realizado nos ha proporcionado los siguientes datos del canal principal.

$$Q = 14.709 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$A = 20.734 \text{ m}^2$$

$$v = 0.709 \text{ m/seg.}$$

$$b = 3.00 \text{ m}$$

$$d = 2.85 \text{ m}$$

$$t = 1.5 : 1$$

$$b.l. = 0.85 \text{ m}$$

$$s = 0.00025$$

$$n = 0.030$$

Verificación de los datos hidráulicos :

Area Hidráulica.

$$A = bd + td^2 = 3.00 \times 2.85 + 1.5 \times 2.85^2 = 20.7338 \text{ m}^2$$

Perímetro mojado .

$$P = b + 2d \sqrt{1+t^2} = 3.00 + 2 \times 2.85 \sqrt{1+1.5^2} = 13.276\text{m}$$



Radio hidráulico.

$$R = \frac{A}{P} = \frac{20.7338}{13.276} = 1.5618$$

$$R^{2/3} = 1.3461$$

Velocidad.

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} = \frac{1}{0.030} \times 1.3461 \times 0.00025^{1/2} =$$
$$= 0.709 \text{ m/seg.}$$

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{14.709}{20.7338} = 0.709 \text{ m/seg.}$$

Carga de velocidad.

$$h_v = \frac{v^2}{2g} = \frac{0.709^2}{2 \times 9.81} = 0.0256 \text{ m}$$

CALCULOS HIDRAULICOS DE LA REPRESA.

El diseño hidráulico de una represa consiste en determinar el tamaño de la sección transversal necesaria y el tipo y número de compuertas.

La sección transversal de la represa deberá tener un ---  
área hidráulica suficientemente grande para no aumentar  
considerablemente la velocidad del agua dentro de la ---  
estructura, con respecto a la velocidad en el canal, ya  
que las velocidades mayores de 1.5 m/seg., dificultan la  
operación de las compuertas.

Por lo tanto, si se tiene un gasto de:  $Q = 14.7 \text{ m}^3/\text{seg}$  -  
y se fija la velocidad a 1.5 m/seg; se requerirá un área  
hidráulica mínima de :

$$A_{\text{mín.}} = \frac{14.7}{1.5} = 9.8 \text{ m}^2$$

Se utilizarán en el proyecto dos compuertas radiales de  
2.00 m., de ancho, por 3.00 m de altura, para dos con-  
ductos separados por una pila central.

Las condiciones hidráulicas con que funcionará normal---  
mente serán :

$$Q = 14.709 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$n = 0.015 \text{ ( para concreto )}$$

$$A = 2 \times 2.00 \times 2.85 = 11.40 \text{ m}^2$$

$$V = \frac{14.709}{11.4} = 1.290 \text{ m/seg.}$$

$$P = 2 (2 d + b) = 2 (2 \times 2.85 + 2.00) = 15.40 \text{ m}$$

$$R = \frac{A}{P} = \frac{11.4}{15.4} = 0.740 \text{ m}$$

$$R^{2/3} = 0.8183$$

$$S = \left[ \frac{Vn}{R^{2/3}} \right]^2 = \left[ \frac{1.29 \times 0.015}{0.8183} \right]^2 = 0.000559$$

#### LONGITUD DE TRANSICION.

El cambio de sección trapezoidal a rectangular debe ser gradual, con objeto de evitar turbulencias que perjudiquen tanto al régimen del flujo como a la estructura.

La longitud de transición se determina de acuerdo con el criterio de Hinds, que consiste en considerar que el ángulo que debe formar la intersección de la superficie del agua y la pared, al principio y al final de la transición con el eje de la estructura, sea de  $22^{\circ}30'$

La expresión que permite el cálculo de la longitud mínima será entonces :

$$L_{\text{mín.}} = \frac{T - t}{2} \cot 22^{\circ}30'$$

donde:

$L_{\text{mín}}$  = 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.

$$T = b + 2 td = 3.00 + 2 \times 1.5 \times 2.85 = 11.55 \text{ m.}$$

$$t = 2 \times 2.00 + 0.4 = 4.40 \text{ m.}$$

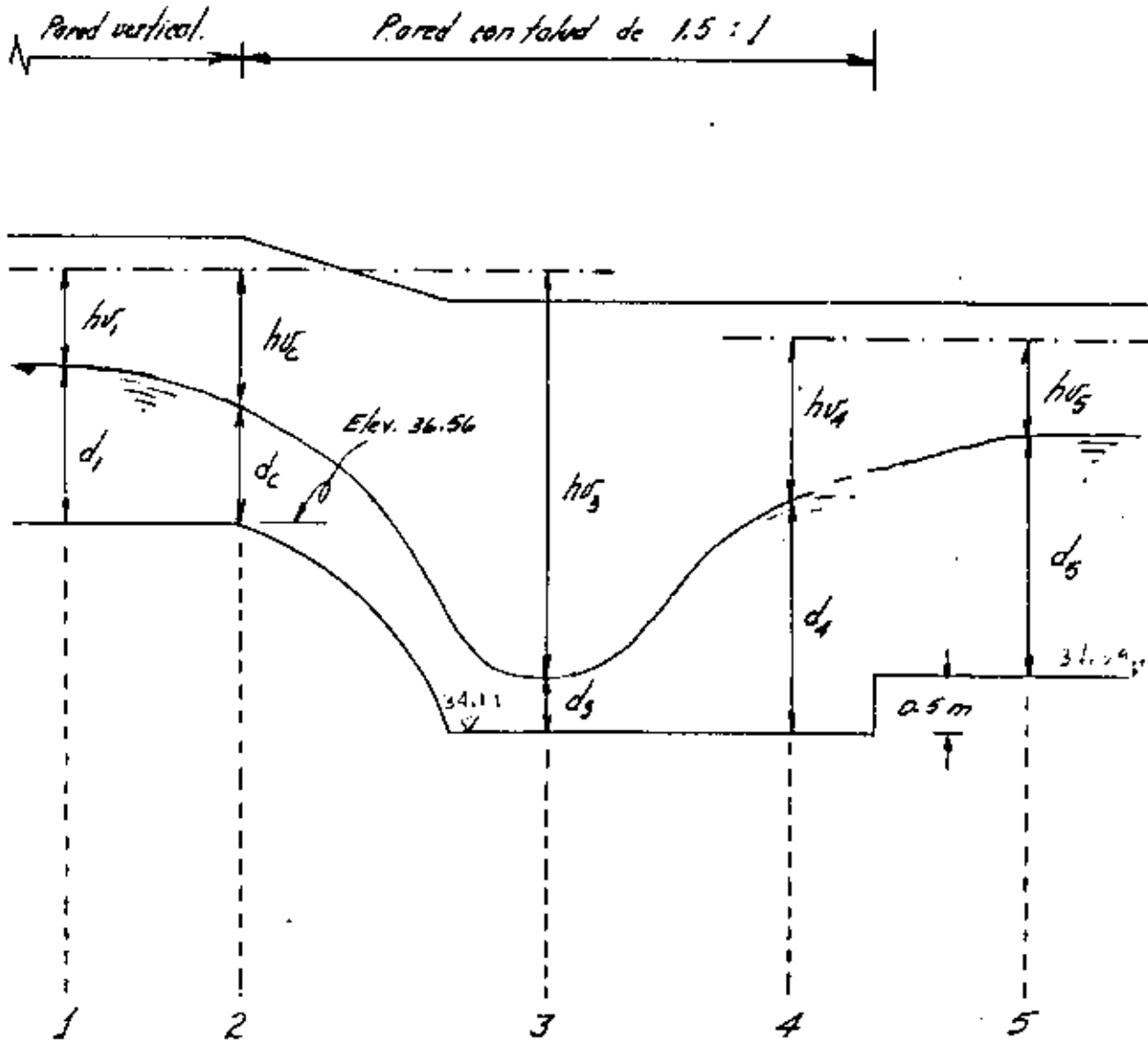
$$\cot 22^{\circ}30' = 2.4142$$

$$L_{\text{mín}} = \frac{11.55 - 4.40}{2} \cdot 2.4142 = 8.63 \text{ m.}$$

Se adoptará :

$$L = 9.00 \text{ m.}$$

CALCULO DEL RESALTO Y DEL TANQUE AMORTIGUADOR.



Datos hidráulicos del canal, que deberán mantenerse en -  
las secciones 1 y 5 , antes de la caída y aguas abajo  
del tanque amortiguador respectivamente.

$$Q = 14.709 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$A = 20.734 \text{ m}^2$$

$$r = 1.562 \text{ m}$$

$$b = 3.00 \text{ m}$$

$$v = 0.709 \text{ m/seg}$$

$$s = 0.00025$$

$$d = 2.85 \text{ m}$$

$$p = 13.276 \text{ m}$$

$$n = 0.030$$

1. CARACTERÍSTICAS DE LA SECCION CRITICA. ( SECCION 2 )

Se encuentra localizada al empezar la caída.

El tirante crítico se calculará con la expresión general de régimen crítico.

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

$$A = b d_c$$

$$A^3 = b^3 d_c^3$$

$$A^3 = (4)^3 d_c^3 = 64 d_c^3$$

$$T = 2 \times 2.00 = 4.00 \text{ m.}$$

Sustituyendo valores

$$\frac{(14.709)^2}{9.81} = \frac{64 d_c^3}{4}$$

$$d_c = \sqrt[3]{1.3784} = 1.113 \text{ m.}$$

$$A_c = 1.113 \times 4 = 4.452 \text{ m}^2$$

$$v_c = \frac{Q}{A_c} = \frac{14.709}{4.452} = 3.304 \text{ m/seg.}$$

$$h_{v_c} = \frac{v_c^2}{2g} = \frac{(3.304)^2}{2 \times 9.81} = 0.556 \text{ m.}$$

## 2. CARACTERISTICAS DE LA SECCION DEL TIRANTE CONJUGADO MENOR ( SECCION 3 ).

La caída es de sección trapezoidal con taludes de 1.5 :1

Aplicando el teorema de Bernoulli entre las secciones -  
( 2 ) y ( 3 ) :

$$Z_2 + d_c + h_{v_c} = Z_3 + d_3 + h_{v_3} + h_{f_{2-3}}$$

$$36.56 + 1.113 + 0.556 = 34.19 + d_3 + h_{v_3} + h_{f_{2-3}}$$

Se pueden despreciar las pérdidas  $h_{f_{2-3}}$  ya que son relativamente pequeñas.



$$4.039 = d_3 + hv_3$$

$$hv_3 = \frac{v_3^2}{2g}$$

$$A_3 = bd_3 + td_3^2$$

$$A_3 = 1.5 d_3 + 1.5 d_3^2 = 1.5 (d_3 + d_3^2)$$

$$v_3 = \frac{Q}{A_3} = \frac{14.709}{A_3}$$

Resolviendo por tanteos :

$d_3$ ( m )	$A_3$ (m <sup>2</sup> )	$v_3$ (m/seg)	$hv_3$ ( m )	$d_3 + hv_3$ ( m )
0.80	2.16	6.810	2.3635	3.163 < 4.039
0.70	1.785	8.240	3.461	4.161 > 4.039
0.7096	1.820	8.083	3.330	4.0397 ≈ 4.039

Por lo tanto :

$$d_3 = 0.7096 \text{ m}$$

### 13. CALCULO DEL TIRANTE CONJUGADO MAYOR ( SECCION 4 ).

Utilizando las fórmulas de Belanger, que fueron obtenidas estableciendo la igualdad del impulso con la cantidad de movimiento antes y después del salto.

La ecuación que da el tirante conjugado mayor es :

$$d_4 = \sqrt{\frac{K}{3b + 2t d_4}}$$

en donde :

$$K = 6 \left[ \frac{Q}{g} (v_3 - v_4) + M_3 \right]$$

$M_3$  = Momento estático con respecto a la superficie libre del agua, del área de la sección donde se presenta el tirante conjugado menor.

En este caso como la sección del tanque es trapecial :

$$M_3 = \frac{b d_3^2}{2} + \frac{t d_3^3}{3}$$

$$M_3 = \frac{1.5 (0.7096)^2}{2} + \frac{1.5 (0.7096)^3}{3} = 0.5563 \text{ m}^3$$

Por tanteos :

$$A_4 = b d_4 + t d_4^2 = 1.5 ( d_4 + d_4^2 )$$

$$v_4 = \frac{Q}{A_4} = \frac{14.709}{A_4}$$

$$K = 6 \left[ \frac{14.709}{9.81} ( 8.083 - v_4 ) + 0.5563 \right]$$

$$K = 8.996 ( 8.083 - v_4 ) + 3.3378$$

$d_4$ (supuesto)	$A_4$	$v_4$	K	$d_4$ (calculado)
(m)	(m <sup>2</sup> )	(m/seg)		(m)
2.50	13.125	1.1207	65.973	2.345
2.40	12.240	1.2017	65.247	2.361
→ 2.3668	11.953	1.2306	64.984	2.3668

$$\therefore d_4 = 2.3668$$

$$h v_4 = \frac{v_4^2}{2g} = \frac{(1.2306)^2}{2 \times 9.81} = 0.0772 \text{ m}$$

#### 4. TIPO DE RESALTO.

Aplicando Bernoulli entre las secciones 4 y 5 :

$$d_4 + hv_4 = \Delta z + d_5 + hv_5$$

$$2.3668 + 0.0772 = 0.5 + 2.85 + 0.026$$

$$2.444 \neq 3.376$$

$$G = 3.376 - 2.444 = 0.932 \text{ m}$$

G \* Es el "ahogamiento" del tirante conjugado mayor, el cual indica que la energía en la sección 5 es mayor que en la sección 4; y garantiza la formación del tirante conjugado mayor en la sección 4 si la longitud del tanque amortiguador es adecuada.

Número de Froude en la sección del tirante conjugado menor:

$$Fr_3 = \frac{v_3}{\sqrt{g d_3}} = \frac{8.083}{\sqrt{9.81 \times 0.7096}} = 3.06$$

El resalto es ahogado y para el rango de valores de Fr --  
entre 2.5 y 4.5 es de tipo ondulante y oscilante.

#### 5. LONGITUD DEL TANQUE AMORTIGUADOR.

La longitud necesaria para que se forme el tirante conju-  
gado mayor se calcula con la ecuación :

$$L = K ( d_4 - d_3 )$$

En donde K se puede tomar generalmente como :

$$\text{Sección Rectangular} \quad : \quad K = 5$$

$$\text{Sección Trapecial} \quad : \quad K = 7$$

$$L = 7 ( 2.3668 - 0.7096 ) = 11.60 \text{ m.}$$

#### 6. COORDENADAS DEL PERFIL DE CAIDA

$$Y = SX + g \cdot \frac{(1 + S^2)}{4.5 v^2} \cdot X^2$$

En donde :

X, Y = Coordenadas de un punto.

S = Pendiente en el canal.

v = Velocidad máxima.

g = Aceleración de la gravedad.

Sustituyendo valores :

$$Y = 0.00025 X + 9.81 \frac{(1 + 0.00025^2)}{4.5 \times 3.304^2} X^2$$

$$Y = 0.00025 X + 0.1997 X^2$$

COORDENADAS DEL PERFIL PARABOLICO .

PUNTO	X	Y
	( m )	( m )
0	0.000	0.000
1	0.100	0.002
2	0.200	0.008

PUNTO	X ( m )	Y ( m )
3	0.300	0.018
4	0.400	0.033
5	0.500	0.050
6	0.750	0.113
7	1.000	0.200
8	1.500	0.450
9	2.000	0.799
10	2.500	1.249
11	3.000	1.798
12	3.450	2.370

#### CALCULOS ESTRUCTURALES.

Todos los miembros estructurales se diseñarán por el criterio elástico, de acuerdo con las normas del A.C.I.

Concreto :  $f_c' = 210 \text{ Kg/cm}^2$

Acero :  $f_s = 1400 \text{ Kg/cm}^2$

$$n = 9$$

$$K = 0.378$$

$$j = 0.874$$

$$R = 15.6 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_c = 0.3 \sqrt{f_c'} = 4.2 \text{ Kg/cm}^2$$

#### TRANSICION DE ENTRADA :

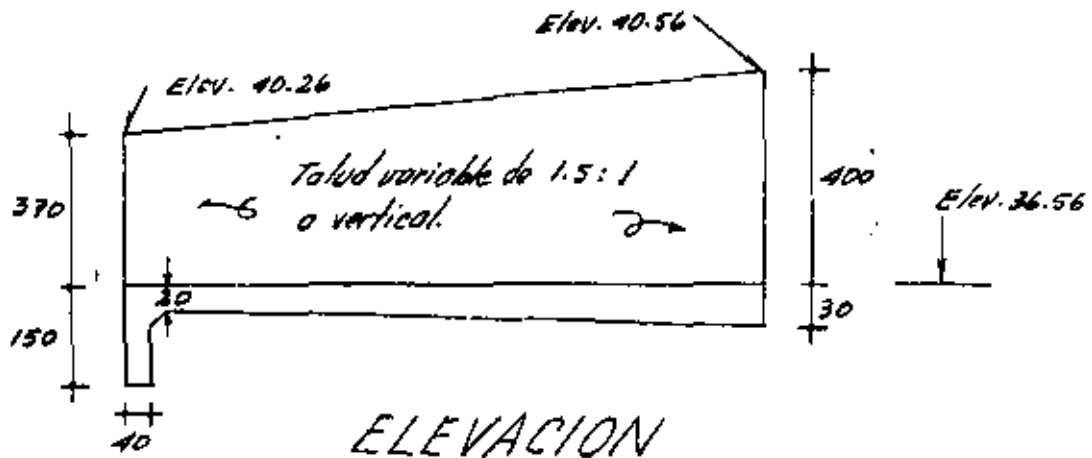
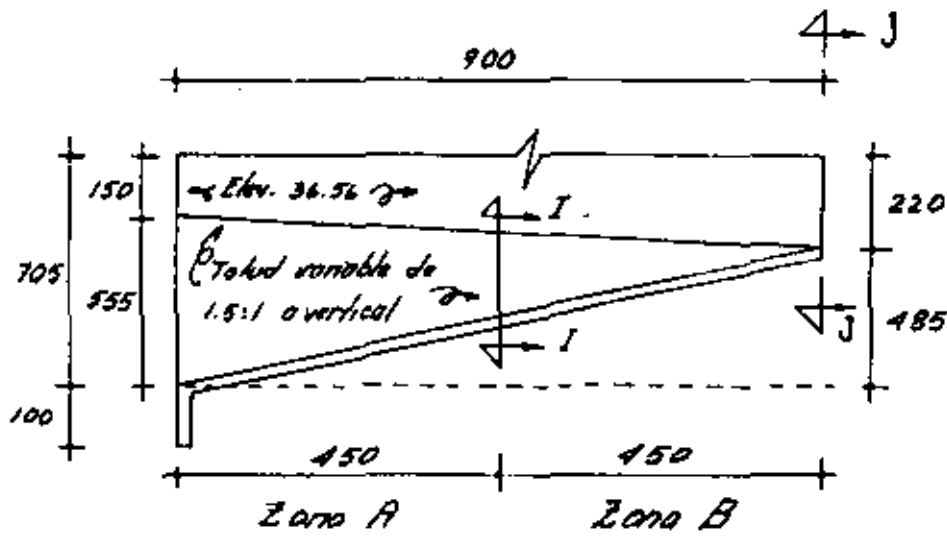
La transición será de sección variable y estará compuesta de plantilla y muros laterales con talud variable de 1.5 a vertical ; se colocará monolíticamente con objeto de anular los efectos de volteamiento que producirán los empujes de tierra actuantes en los muros laterales en el caso de existir alguna discontinuidad longitudinal en la losa de la plantilla.

Con el propósito de disminuir en lo posible la subpresión y proporcionar un anclaje contra deslizamientos, se dotará de un dentellón de 1.5 m de profundidad.

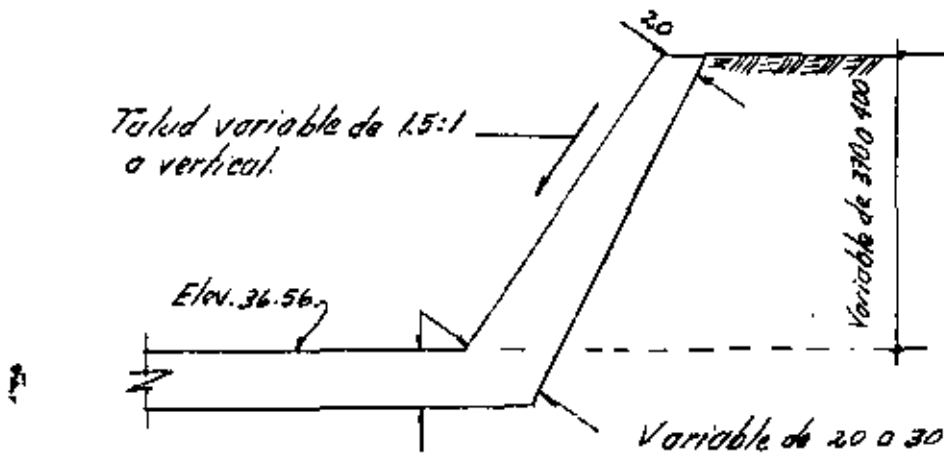
Se analizarán dos secciones; la J - J y la I - I , en la primera los muros son verticales y en la segunda los muros tienen un talud de 1 : 1.387



# PLANTA



# ELEVACION



# CORTE I-I

Aplicando la teoría de Rankine para valuar el empuje de tierras en el estado activo :

$$E_A = \frac{1}{2} \gamma H (H + 2H_1) K_A$$

$$\gamma = \frac{H^2 + 3H H_1}{3 (H + 2H_1)}$$

en donde :

$$K_A = \frac{\cos^2 (\theta + W)}{\cos^3 W \left[ 1 + \frac{\sin \theta}{\cos W} \right]^2}$$

$K_A$  = Coeficiente de empuje activo

$\theta$  = Angulo de fricción interna del material

$W$  = Angulo formado entre el respaldo del muro y la vertical.

## ANALISIS DE LA SECCION J - J

Por ser la sección J - J inmediata a la entrada de la represa, adopta su misma forma, tenemos entonces :

$$\theta = \text{arc. tg} \frac{1}{1.5} = 33^{\circ} 41' 25''$$

$$\cos \theta = 0.8321$$

$$\text{sen } \theta = 0.5547$$

$$W = 0^{\circ}$$

$$H = 4.00 \text{ m}$$

$$H_1 = 0.60 \text{ m}$$

Sustituyendo valores :

$$K_A = \frac{0.8321^2}{1 + \frac{0.5547^2}{1}} = 0.286$$

$$E_A = 0.5 \times 1800 \times 4.0 (4.0 + 2 \times 0.6) 0.286$$

$$E_A = 5\,354 \text{ Kg}$$

$$Y = \frac{4.0^2 + 3 \times 4.0 \times 0.6}{3(4.0 + 1.2)} = 1.49$$

$$M = E_A \cdot Y = 5\,354 \times 1.49 = 7\,977 \text{ Kg-m}$$

Cálculo del peralte por momento :

$$d = \sqrt{\frac{M}{Rb}} = \sqrt{\frac{797700}{15.6 \times 100}} = 23 \text{ cm}$$

Cálculo del peralte por cortante :

$$d = \frac{V}{\sqrt{b}} = \frac{5\,354}{\sqrt{4.2 \times 100}} = 13 \text{ cm}$$

Se utilizará :

$$d = 25 \text{ cm}$$

$$r = 5 \text{ cm}$$

$$H = 30 \text{ cm}$$

Cálculo del refuerzo :

$$A_s = \frac{M}{f_s \cdot j \cdot d}$$

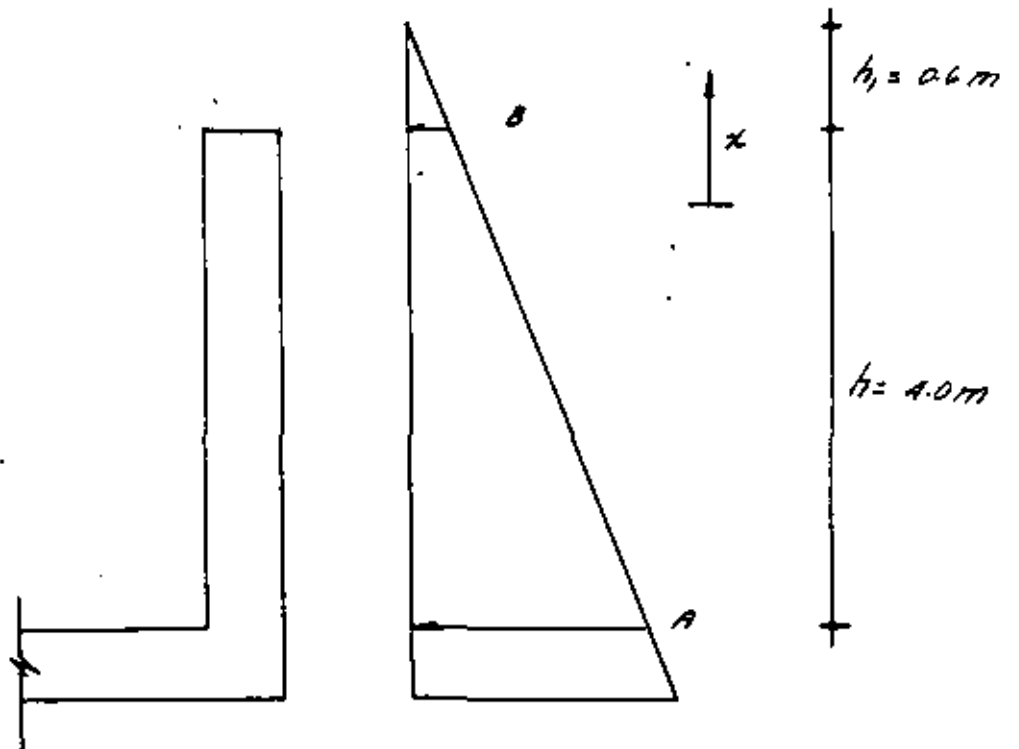
$$A_s = \frac{797\ 700}{1\ 400 \times 0.874 \times 25} = 26.1 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Si se utilizan varillas de 3/4"  $\emptyset$

$$S = \frac{100 A_s}{A_s} = \frac{100 \times 2.84}{26.1} = 11 \text{ cm}$$

Como el empuje debido al relleno de tierra es proporcional a la profundidad, a medida que ésta disminuye, también disminuirá el área de acero requerida.

A continuación se calculará la profundidad a que se recortarán las varillas, tratando de que queden a una separación múltiple de la calculada para las de la sección crítica.



$$P_A = \int (h + h_1) K_0 = 1800 (4.0 + 0.6) 0.286 =$$

$$= 2368 \text{ Kg/m}$$

$$P_A = 2368 \text{ Kg/m}$$

$$P_B = \int h_1 K_0 = 1800 \times 0.6 \times 0.286 = 309 \text{ Kg/m}$$

$$P_B = 309 \text{ Kg/m}$$

$$M = \frac{P_B x^2}{2} + \frac{P_A - P_B}{h} \frac{x^3}{6} = \frac{309}{2} x^2 + \frac{2368 - 309}{4.0} \frac{x^3}{6}$$

$$M = 154.5 x^2 + 85.8 x^3 \quad (\text{momento actuante})$$

Se desea cortar la Mítad del acero de refuerzo, así que el momento resistente de la sección será:

Para varillas de  $3/4'' \text{ } \emptyset @ 22 \text{ cm}$

$$A_s = \frac{100 A_o}{s} = \frac{100 \times 2.84}{22} = 12.9 \text{ cm}^2$$

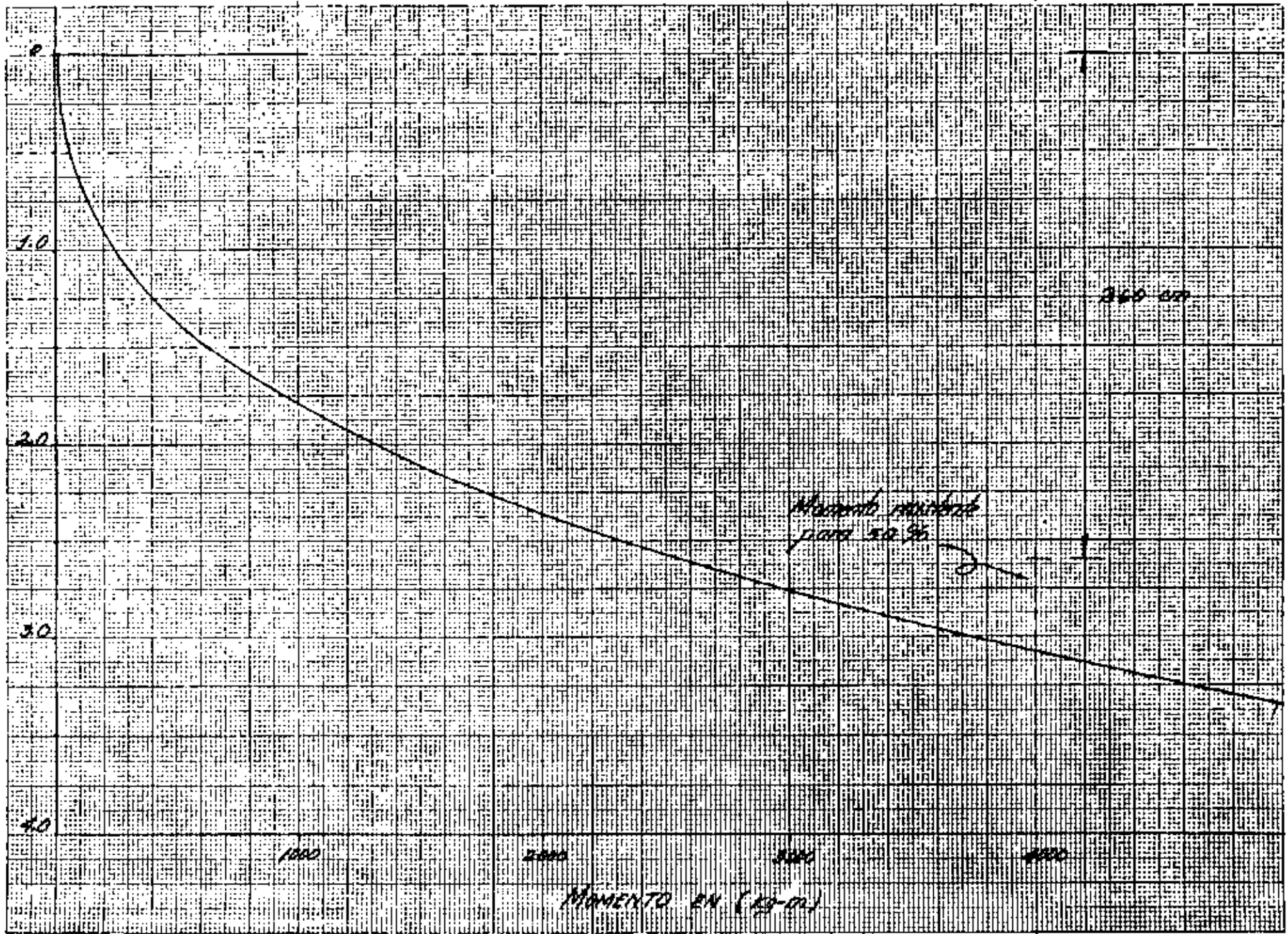
$$M_R = A_s f_s j d = 12.9 \times 1400 \times 0.874 \times 25 = 3946 \text{ Kg-m}$$

$$M_R = 3946 \text{ Kg-m}$$

En la tabla siguiente se determinan los momentos flexionantes y resistentes para diversas alturas.

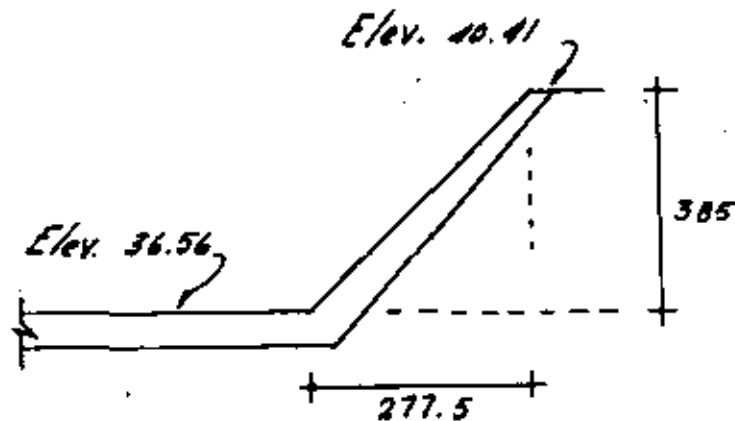
$X$ (m)	$M_A$ (kg-m)	$M_R$ (kg-m)	
0.50	49	7892	} Vars. $\frac{3}{4}$ " $\phi$ 0 11
1.00	240	7892	
1.50	637	7892	
2.00	1 304	7892	
2.50	2 306	3946	} Vars. $\frac{3}{4}$ " $\phi$ 0 22
3.00	3 707	3946	
3.50	5 571	3946	
4.00	7 963	3946	





## ANÁLISIS DE LA SECCIÓN I-I

La sección I-I se encuentra a la mitad de la tracción, por consiguiente sus dimensiones son:



$$H = 3.85 \text{ m}$$

$$H_1 = 0.60 \text{ m}$$

$$\phi = 33^\circ 41' 25''$$

$$\omega = \tan^{-1} \frac{277.5}{38.5} = 35^\circ 47'$$

$$\text{sen } \phi = 0.5547$$

$$\text{cos } \omega = 0.8112$$

$$\text{cos } (\phi + \omega) = 0.3506$$

$$(\phi + \omega) = 69^\circ 28' 25''$$

$$K_A = \frac{\text{cos}^2 (\phi + \omega)}{\text{cos}^3 \omega \left[ 1 + \frac{\text{sen } \phi}{\text{cos } \omega} \right]^2} = \frac{0.3506^2}{0.8112^3 \left[ 1 + \frac{0.5547}{0.8112} \right]^2}$$

$$K_A = 0.081$$

$$E_A = 0.5 \times 0.081 \times 1800 \times 3.85 (3.85 + 1.20)$$

$$E_A = 1417 \text{ kg}$$

Punto de aplicación del empuje:

$$y = \frac{3.85^2 + 3 \times 3.85 \times 0.60}{3(3.85 + 1.20)} = 1.44 \text{ m}$$

Momento actuante:

$$M = E_A \cdot y = 1417 \times 1.44 = 2040 \text{ kg-m}$$

Cálculo del peralte por momento:

$$d = \sqrt{\frac{M}{R_b}} = \sqrt{\frac{204000}{15.6 \times 100}} = 11 \text{ cm.}$$

Cálculo del peralte por cortante:

$$d = \frac{V}{0.6} = \frac{1417}{4.2 \times 100} = 3 \text{ cm.}$$

De acuerdo con esto se adopta:

$$d = 15 \text{ cm}$$

$$r = 5 \text{ cm}$$

$$H = 20 \text{ cm}$$

Cálculo del refuerzo:

$$A_s = \frac{M}{f_s \cdot j \cdot d} = \frac{204000}{1400 \times 0.874 \times 15} = 11.1 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Separación de varillas:

para varillas  $3/4" \phi$  :  $a_0 = 2.84 \text{ cm}^2$

$$S = \frac{100 A_o}{A_s} = \frac{100 \times 2.84}{11.1} = 25 \text{ cm}$$

∴ se colocarán Vars.  $\frac{3}{4}$ "  $\phi$  @ 25 cm.

Refuerzo por temperatura:

Para un espesor promedio de 25 cm, en un solo lecho:

$$A_{st} = 0.0025 bh$$

$$A_{st} = 0.0025 \times 100 \times 25 = 6.25 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Si se utilizan varillas de  $\frac{1}{2}$ "  $\phi$

$$S = \frac{100 \times 1.27}{6.25} = 20 \text{ cm.}$$

∴ Se colocarán Vars  $\frac{1}{2}$ "  $\phi$  @ 20 cm.

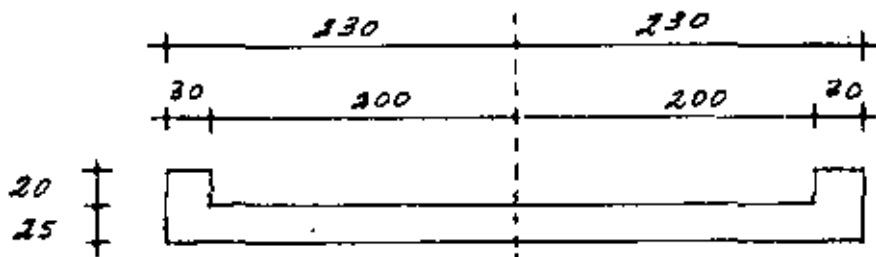
## LOSAS DEL PUENTE CARRETERO

El puente estará formado por dos losas planas de concreto armado con un claro de 2.00 m cada una.

Datos de proyecto :

- Carga viva HS-20 en una sola banda de circulación
- Ancho de calzada : 4.00 m
- Guarnición : 0.20 m x 0.30 m
- Ancho total : 4.60 m
- Se utilizarán pernos de anclaje en los apoyos fijos
- Se colocará parapeto fabricado con baramental de tubo de fierro de  $2\frac{1}{2}$ "  $\phi$ .
- Se diseñará elásticamente y de acuerdo con las especificaciones de la A.A.S.H.O. , A.C.I. y S.A.H.O.P.

Sección transversal propuesta :



Determinación de cargas :

1.- Carga móvil. -

La fórmula para evaluar el momento flexionante máximo debido al tránsito de vehículos, según las normas : A.A.S.H.O.

es la siguiente:

$$M_{cvt+I} = \frac{M_{IC}}{2E}$$

en donde:

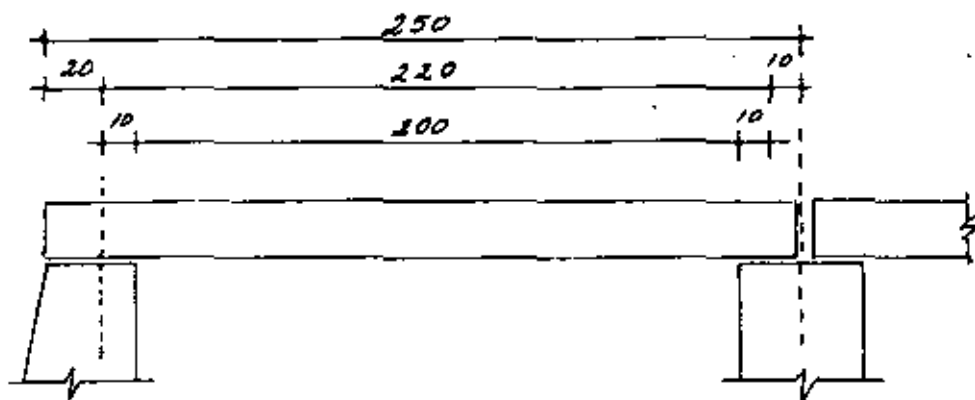
$M$  = momento ocasionado por la carga viva uniforme equivalente en un carril de circulación por metro.

$$I = \frac{15.24}{L + 38.1} \leq 30\% ; \text{ porcentaje de incremento por impacto.}$$

$L$  = Claro de cálculo (entre ejes de apoyo).

$C$  = Coeficiente de reducción por número de carriles.

$E$  = Ancho de la losa sobre el que se distribuye la carga de una rueda.



CORTE LONGITUDINAL

Longitud del claro efectiva:  $S = 2.20 \text{ m.}$

$$E = 0.06 S + 1.22 = 0.06 \times 2.20 + 1.22 = 1.35 \text{ m}$$

El ancho de distribución debe limitarse a 2.13 m, según las normas de A.A.S.H.O., como el valor obtenido es menor será el que se empleará.

De las especificaciones para puentes de la S.A.H.O.P., obtenemos para un claro de 2.20 m.

$$M = 7993 \text{ kg-m.}$$

$c = 100\%$ , para un solo carril de circulación.

Impacto:

$$I = \frac{15.24}{2.20 + 38.10} = 0.378 > 30\% \quad \therefore I = 0.30$$

Momento por carga viva e impacto.

$$M_{cv+I} = \frac{M I c}{3E} = \frac{7993 \times 1.3 \times 1.0}{2 \times 1.35}$$

$$M_{cv+I} = 3848 \text{ kg-m}$$

2.- Cargas permanentes.

Losa	-	$0.25 \times 4.60 \times 2400$	=	2760	kg/m
Guarnición	-	$2 \times 0.20 \times 0.30 \times 2400$	=	285	✓
Barandil	-	$2 \times 25$	=	50	✓
				<u>3098</u>	kg/m

Carga permanente total por metro de puente  $\approx 3100 \text{ kg/m}$

$$\text{Carga en una franja unitaria} = \frac{3100}{4.60} = 674 \text{ kg/m}^2$$

$$\therefore w = 674 \text{ kg/m}$$

Momento por carga permanente :

$$M_{cm} = \frac{wL^2}{8} = \frac{674 (2.20)^2}{8} = 408 \text{ kg-m}$$

Momento total por carga muerta y carga viva :

$$M_T = 3848 + 408 = 4256 \text{ kg-m}$$

Peralte por momento :

$$d = \sqrt{\frac{M}{R_b}} = \sqrt{\frac{425600}{15.6 \times 100}} = 17 \text{ cm.}$$

Peralte por cortante :

Cortante máximo por carga viva =	14 520	kg
Cortante máximo por carga muerta =	3 100	✓
Cortante máximo total =	<u>17 620</u>	kg

$$d = \frac{V}{0.6} = \frac{17620}{4.2 \times 460} = 9 \text{ cm.}$$

Se utilizará :

$$d = 21.5 \text{ cm}$$

$$r = 3.5 \text{ cm}$$

$$H = 25.0 \text{ cm}$$



Acero de refuerzo :

$$A_s = \frac{M}{f_s \cdot j \cdot d} = \frac{425600}{1400 \times 0.874 \times 21.5} = 16.2 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Utilizando varillas de  $3/4'' \phi$

$$S = \frac{284}{16.2} = 17 \text{ cm.}$$

Revisión por adherencia :

$$u = \frac{V}{\Sigma_o j d} = \frac{17620}{162 \times 0.874 \times 21.5} = 5.8 \text{ kg/cm}^2$$

$$u_{\text{perm.}} = \frac{2.3 \sqrt{f_c'}}{\phi} = \frac{2.3 \sqrt{210}}{1.9} = 17.5 \text{ kg/cm}^2$$

$u_{\text{perm}} > u_{\text{actuante}} \quad \therefore \text{correcto.}$

Acero de distribución - -

De acuerdo con las especificaciones de la A.A.S.H.O. y S.A.H.O.P. para repartir el peso de cada rueda en su respectivo ancho de distribución se necesita colocar acero en el lecho inferior de la lasa, estimado como un porcentaje del refuerzo principal y colocandolo perpendicular al mismo ; dicho porcentaje está dado por la expresión :

$$p = \frac{100}{\sqrt{3.28 S}} = \frac{100}{\sqrt{3.28 \times 2.20}} = 37.2 \%$$

$$A_{sd} = 16.2 \times 0.372 = 6.0 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

Utilizando varillas de  $\frac{1}{2}'' \phi$

$$S = \frac{127}{6} = 21 \text{ cm.}$$

Acero por temperatura..

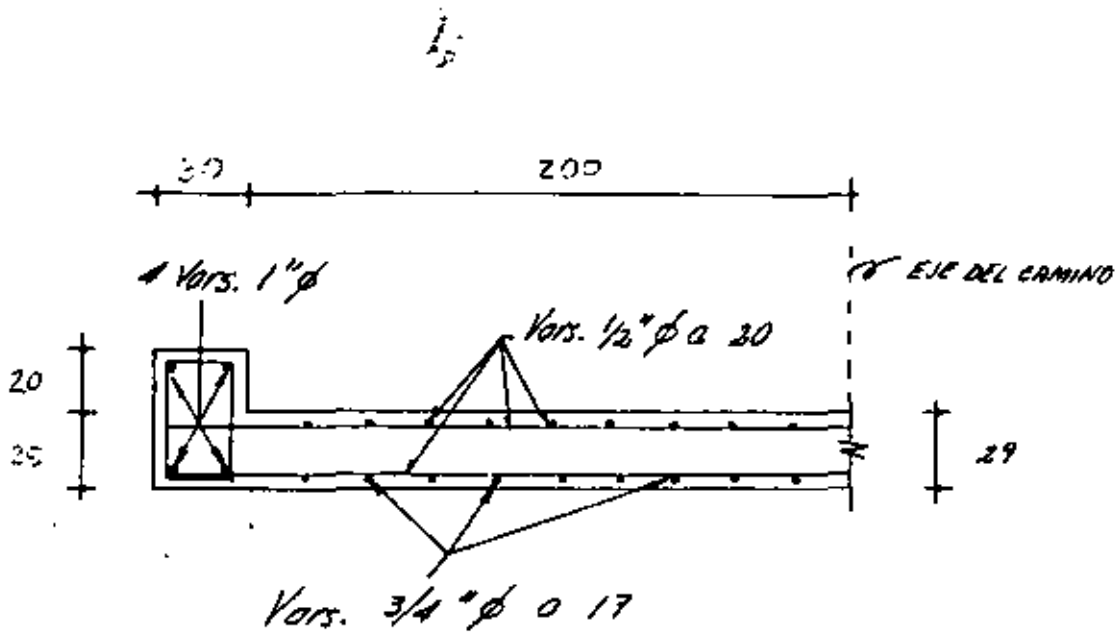
Los esfuerzos debidos a cambio de temperatura, afectan principalmente a la cara superior de la losa, por lo que se tomaron por medio de refuerzo colocado en dos direcciones en el lecho superior; el área por metro en cada dirección está dada por la fórmula:

$$A_{s_t} = 0.0025 bh = 0.0025 \times 100 \times 25 = 6.25 \text{ cm}^2/\text{m}$$

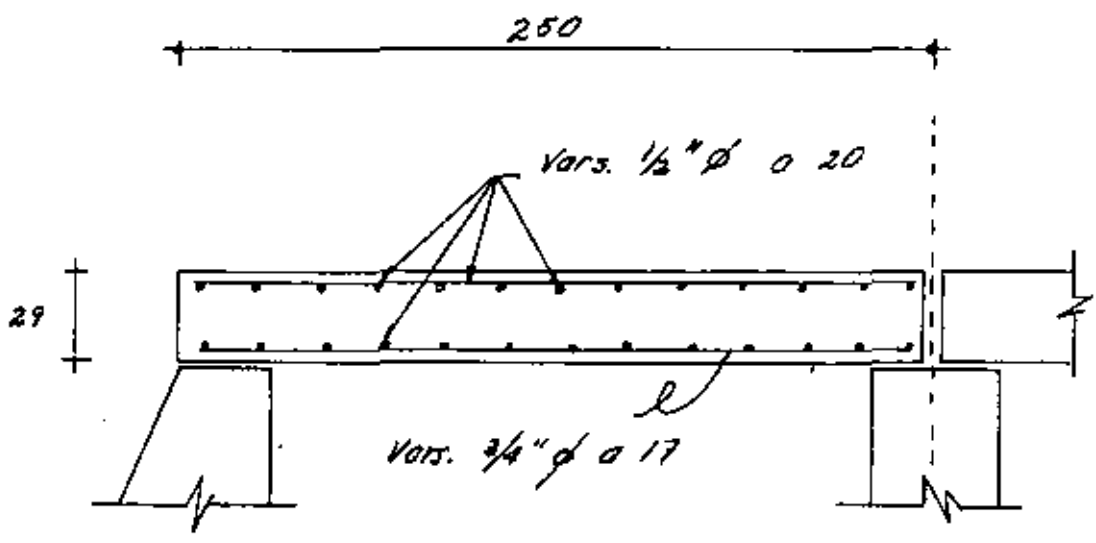
Utilizando varillas de  $\frac{1}{2}'' \phi$

$$S = \frac{127}{6.25} = 20 \text{ cm.}$$

La guarnición del parapeto del puente se armará con 4 varillas del N° 8 ( $1'' \phi$ ) y estribos del N° 4 ( $\frac{1}{2}'' \phi$ ) cada 30 cm; según especificaciones de la S. A. H. O. P.



MEDIO CORTE TRANSVERSAL



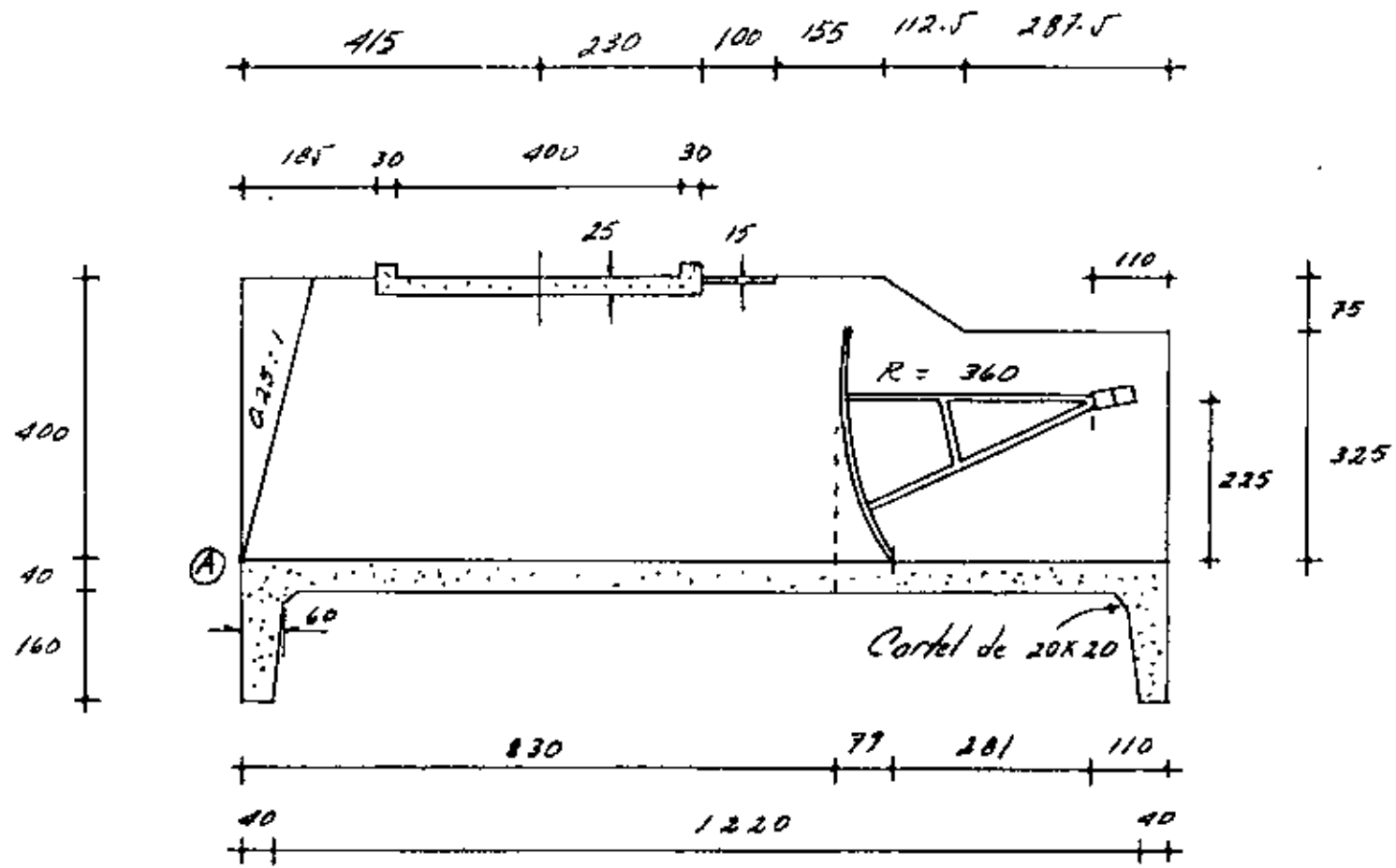
CORTE POR EL EJE DEL CAMINO

## ESTRUCTURA PRINCIPAL.

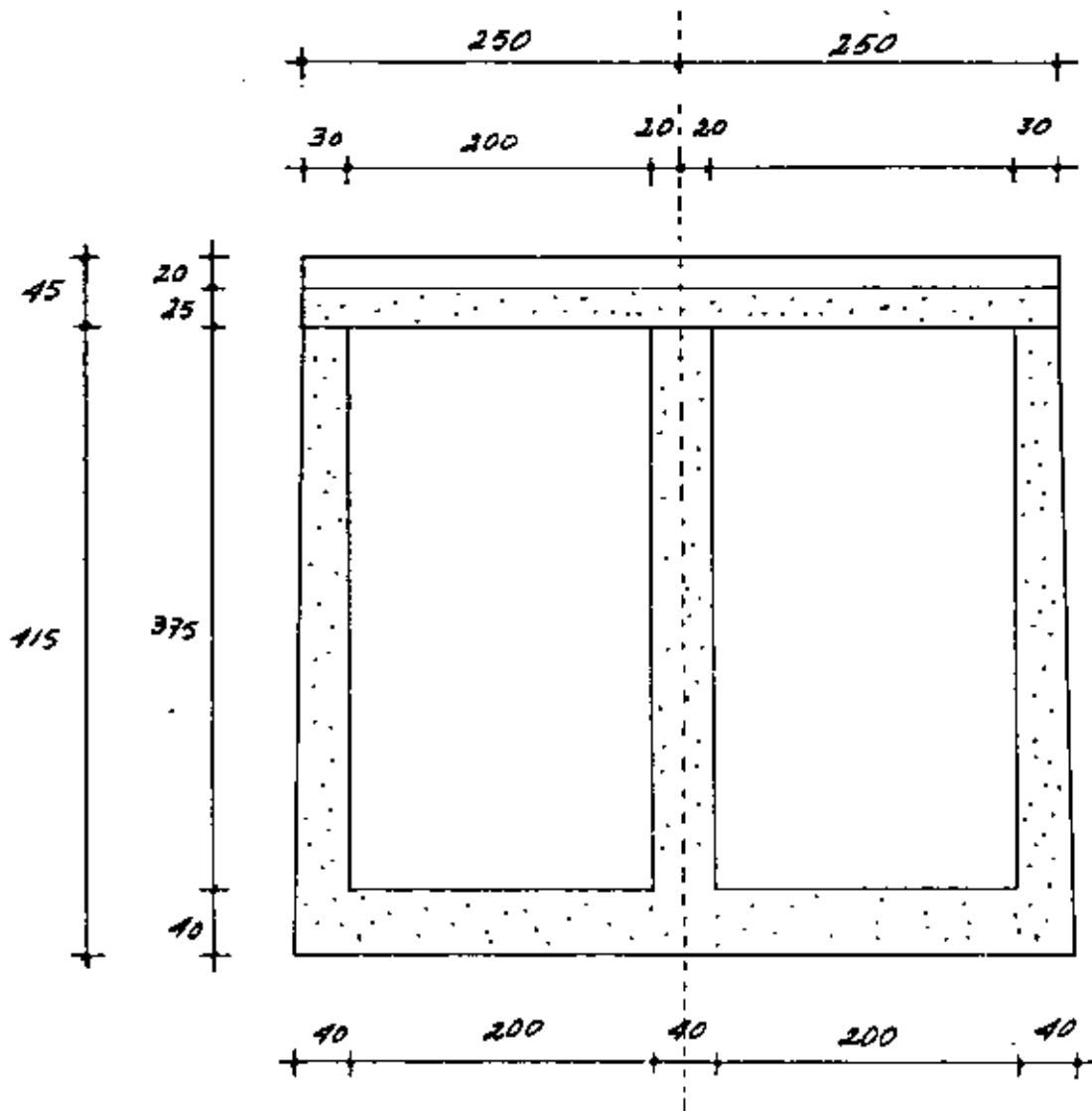
Se tomarán en cuenta cuatro condiciones de carga, consideradas como las más críticas.

- 1). Estructura vacía, sin subpresión y con carga viva sobre el puente.
- 2). Estructura vacía, actuando la subpresión y sin carga viva sobre el puente.
- 3). Estructura llena hasta el nivel máximo de la compuerta radial, estando esta cerrada, con carga viva sobre el puente y actuando la subpresión.
- 4). Estructura llena al tirante normal de operación, compuerta abierta, actúa la subpresión y existe carga viva sobre el puente.

El diseño de las componentes estructurales se regirá teniendo en consideración la combinación de carga que produzca el efecto más desfavorable.



CORTE POR EL EJE DE LA ESTRUCTURA.



*CORTE POR EL EJE DEL CAMINO*

REACCIONES EN LA ESTRUCTURA VACIA SIN C.V.  
(Momentos respecto al punto A)

CONCEPTO	FUERZA (kg)	BRAZO (m)	MOMENTO (kg-m)
1.- Lazo del puente carretero (4.60 x 4.00 x 0.25 + 2 x 5.00 x 0.20 x 0.3) x 2900	12 480	4.15	51 792
2.- Lazo de maniobras 4.00 x 1.00 x 0.15 x 2400	1 440	6.95	10 008
3.- Lazo del piso. 13.00 x 5.20 x 0.40 x 2400	64 896	6.50	421 824
4.- Dentellones 5.20 x 0.50 x 1.60 x 2400 x 2	19 968	6.50	129 792
5.- Paredes laterales 2(4.00 x 13.00 - 2.875 x 0.75 - 1.125 x 0.75 x 0.5) x x 2400 x 0.35	83 029	6.25	518 931
6.- Pila central (4.00 x 13.00 - 2.875 x 0.75 - 1.125 x 0.75 x 0.5 - - 1.00 x 4.00 x 0.5) 0.40 x 2400	45 525	6.50	295 913
7.- Puertas, peso total con accesorios - riel : : 2 x 855	1 710	9.48	16 211
8.- Molucotes (cm-c. 404) : 2 x 313	626	8.00	5 008
9. Mensulas (cm-c-303) : 2 x 166	332	12.00	3 984
SUMA :	430 001		2 802 413

Cálculo del centro de gravedad de las muros laterales

$$\bar{y} = \frac{13.00 \times 4.00 \times 6.5 - 2.875 \times 0.75 \times 11.56 - 1.125 \times 0.75 \times 0.5 \times 9.75}{13.00 \times 4.00 - 2.875 \times 0.75 - 1.125 \times 0.75 \times 0.5}$$

$$\bar{y} = 6.25 \text{ m}$$

Cálculo del centro de gravedad de la pila central.

$$\bar{y} = \frac{308.96 - 1.00 \times 4.00 \times 0.5 \times 0.33}{49.422 - 2.0} = 6.50 \text{ m}$$

### Caso 1

Estructura vacía, sin subpresión y con carga viva sobre el puente.

CONCEPTO	FUERZA (kg)	BRAZO (m)	MOMENTO (kg-m)
10- Propio de la estructura	230 006		1 453 463
11- Carga viva HS-20, los dos e- jes traseros sobre el puente 14 520 x 2	29 040	4.15	120 516

SUMA :                      259 046                      1 573 979

Paso de la resultante :

$$x = \frac{\sum M}{\sum F} = \frac{1 573 979}{259 046} = 6.08 \text{ m}$$



Excentricidad:

$$e = \frac{L}{2} - x = 6.50 - 6.08 = 0.42 \text{ m}$$

Cálculo de los esfuerzos en la cimentación.

$$f = \frac{P}{A} \left[ 1 \pm \frac{6e}{h} \right]$$

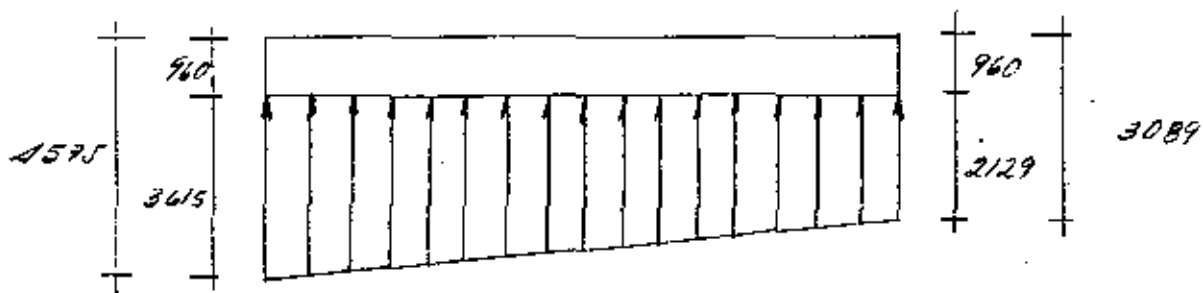
$$f = \frac{259\,046}{13.0 \times 5.2} \left[ 1 \pm \frac{6 \times 0.42}{13.0} \right]$$

$$f_A = 4\,575 \text{ kg/m}^2$$

$$f_F = 3\,089 \text{ kg/m}^2$$

Diagrama de esfuerzos .-

peso propio losa inferior =  $0.4 \times 2400 = 960 \text{ kg/m}^2$



SUBPRESION .-

Cuando la estructura se encuentra llena o en el instante de haber quedado vacía, el agua se filtra a través de los poros y espacios libres ejerciendo sobre la cimentación una presión de

abajo hacia arriba, la cual es función de la carga hidrostática que se tenga y del coeficiente de permeabilidad del terreno.

Para calcular los valores de la subpresión que se presentan en la estructura, utilizaremos el criterio muy generalizado que está basado en la teoría de Bligh.

Este criterio consiste en suponer que el agua escurre como por un tubo entre la superficie de cimentación y el terreno, siguiendo una trayectoria de longitud igual al perímetro de contacto entre la estructura y el suelo.

El agua a lo largo de su recorrido, deberá desarrollar una pérdida por fricción igual al valor de la carga inicial para evitar que aflora aguas abajo con la consiguiente aparición del fenómeno de tubificación.

En la estructura utilizaremos además unas dispositivos que nos permitirán eliminar la subpresión que no se hubiera disipado a través del recorrido colocando un lloradero al final de la represa. Como el flujo a través de los lloraderos tenderá a arrastrar las partículas de suelo, esto se impedirá colocando filtros invertidos de material graduado convenientemente.

El valor de la subpresión en un punto cualquiera de la cimentación se calcula con la fórmula siguiente:

$$S = \gamma_w (H + h - Kx)$$

en donde:

$S$  = Subpresión

$\gamma_w$  = Peso volumétrico del agua.

$C$  = coeficiente de reducción del área de presiones que depende de la porosidad del terreno.

$H$  = carga hidrostática en el punto inicial.

$h$  = desnivel entre el punto considerado y la superficie del terreno.

$k = \frac{H}{L}$  = coeficiente de permeabilidad.

$L$  = longitud total del recorrido.

$x$  = recorrido de filtración hasta el punto considerado.

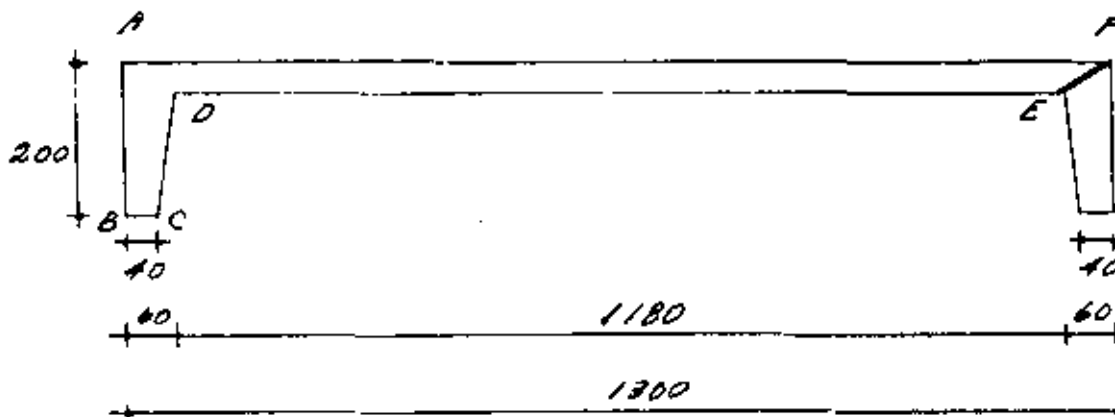
En este caso tenemos :

$$L = 2.00 + 0.40 + 1.60 + 11.80 + 0.76 = 16.56 \text{ m}$$

$$H = 3.00 \text{ m}$$

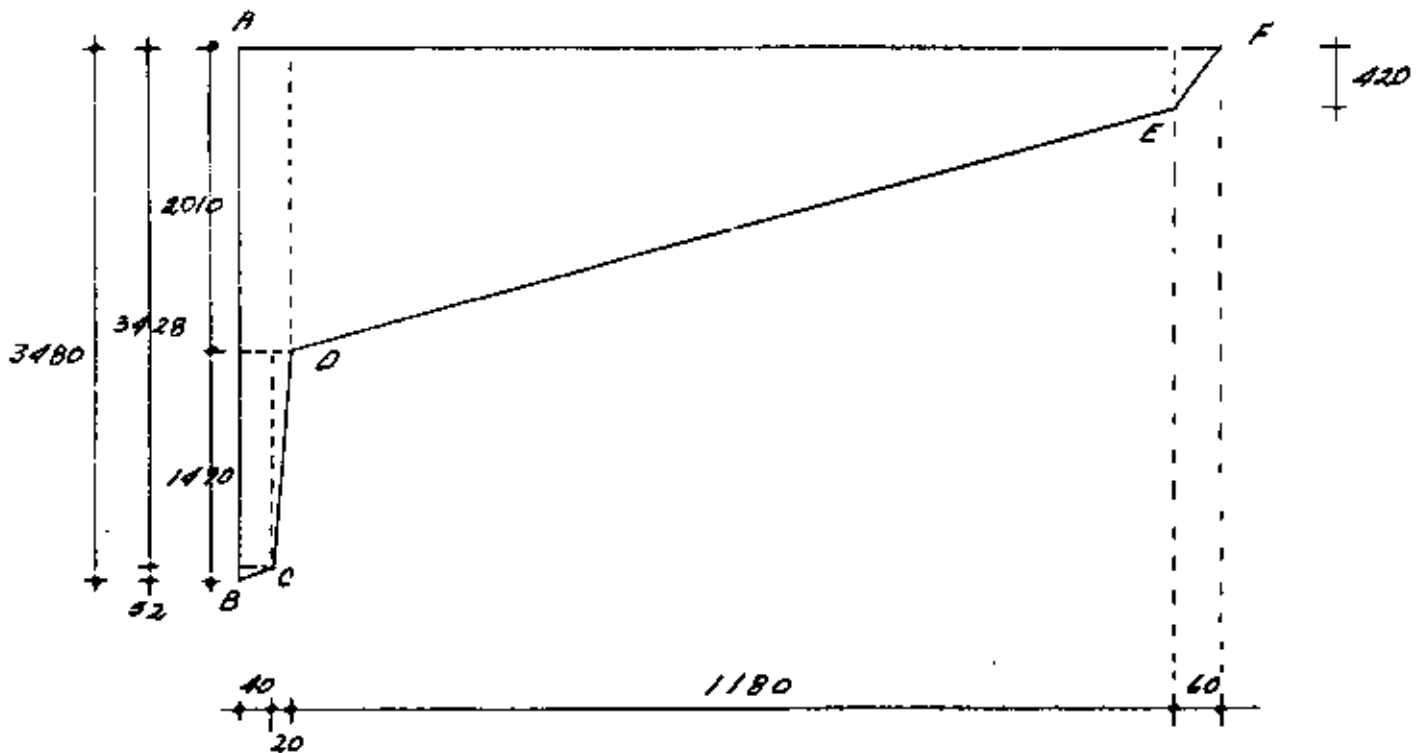
$$k = \frac{3.00}{16.56} = 0.18$$

$$c = 0.75$$



PUNTOS	H (m)	h (m)	$x$ (m)	$Kx$	$H+h-Kx$	$\rho c$	S ( $\text{kg/m}^2$ )
B	3.00	2.00	2.00	0.36	4.64	750	3480
C	3.00	2.00	2.40	0.43	4.57	750	3428
D	3.00	0.40	4.00	0.72	2.68	750	2010
E	3.00	0.40	15.80	2.84	0.56	750	420
F	3.00	0.00	16.56	3.00	0.00	750	0

DIAGRAMA DE SUBPRESION



## RESULTANTE DE LA SUBPRESION

AREA	FUERZA (kg)	BRAZO (m)	MOMENTO (kg-m)
52 x 0.4 x 0.5	10.4	0.13	1.35
1470 x 0.4	588.0	0.20	117.60
1470 x 0.20 x 0.5	147.0	0.47	69.09
2010 x 0.6	1206.0	0.30	361.80
(2010 + 420) 11.80 x 0.5	14337.0	5.21	74695.77
420 x 0.60 x 0.5	126.0	12.60	1587.60
SUMA :	16414.4		76833.21

$$X = \frac{\sum M}{\sum F} = \frac{76833.21}{16414.4} = 4.68 \text{ m}$$

## CASO 2.

Estructura vacía, actuando la subpresión y sin carga viva sobre el puente.

CONCEPTO	FUERZA (kg)	BRAZO (m)	MOMENTO (kg-m)
10.- Peso propio de la estructura	230006		1453463
12.- Subpresión	- 16414	4.68	- 76833
SUMA :	213592		1376630

Paso de la resultante :

$$X = \frac{1376630}{213592} = 6.45 \text{ m}$$

Excentricidad.

$$e = \frac{L}{2} - x = 6.50 - 6.45 = 0.05 \text{ m}$$

Cálculo de los esfuerzos en la cimentación

$$f = \frac{P}{A} \left[ 1 \pm \frac{6e}{h} \right]$$

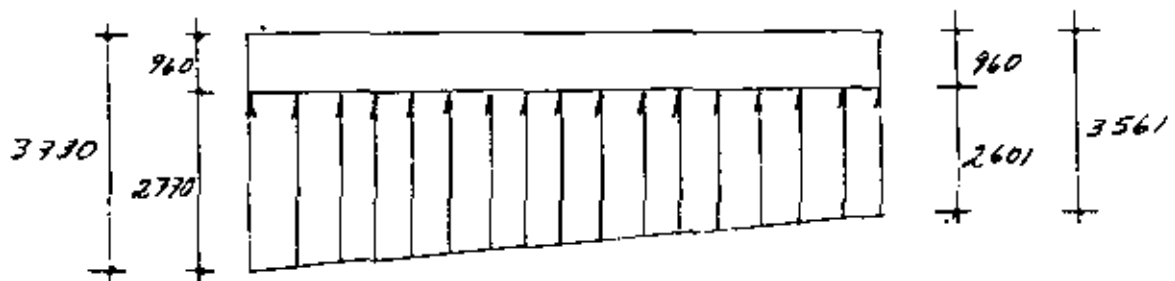
$$f = \frac{246420}{67.60} \left[ 1 \pm \frac{6 \times 0.05}{13.0} \right]$$

$$f_R = 3730 \text{ kg/m}^2$$

$$f_F = 3561 \text{ kg/m}^2$$

DIAGRAMA DE ESFUERZOS

Peso propio de la losa de cimentación = 960 kg/m<sup>2</sup>



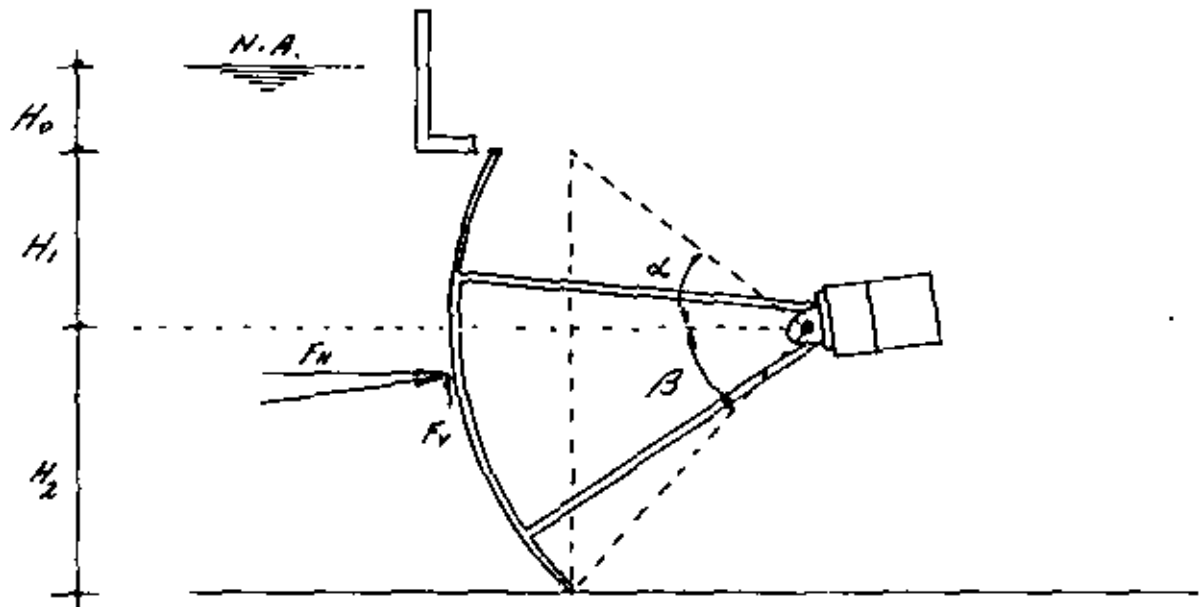
CASO 3.

Estructura llena, compuerta cerrada, con carga viva sobre el puente carretero y actuando la subpresión

CONCEPTO	FUERZA (kg)	BRAZO (m)	MOMENTO (kg-m)
10.- Peso propio de la estructura	230 006		1 453 463
11.- Carga viva HS-20	29 040		120 516
12.- Subpresión	-16 414		-76 833
13.- Peso del agua al nivel máximo de la compuerta : $2.00 \times 4.00 \times 8.70 \times 1000 =$	104 400	4.35	454 140
14.- Reacción vertical de la compuerta sobre la chumacera.	-7 142	11.90	-84 990
$\Sigma F_v =$	339 890		
15.- Empuje hidrostático sobre la pila : $0.4 \times 3.00^2 \times 0.5 \times 1000$	1800	1.00	1800
16.- Reacción horizontal de la compuerta sobre la chumacera	18 000	2.25	40 500
$\Sigma F_H$	19 800		
SUMA :			2 078 576

14.- Reacción vertical de la compuerta sobre la chumacera

$$F_{14} = WBR \left[ (H_0 + H_1) (\cos \beta - \cos \alpha) + \frac{1}{2} (H_2 \cos \beta + H_1 \cos \alpha) - \frac{e}{2} (\alpha + \beta) \right]$$



$$\omega = 1000 \text{ kg/m}^3$$

$$H_0 = 0$$

$$H_1 = 0.75 \text{ m}$$

$$H_2 = 2.25 \text{ m}$$

$$\beta = \sin^{-1} \frac{2.25}{3.60} = 38.6822^\circ$$

$$\alpha = \sin^{-1} \frac{0.75}{3.60} = 12.0247^\circ$$

$$\cos \beta = 0.7806$$

$$\cos \alpha = 0.9781$$

$$\beta = 0.6751 \text{ rad.}$$

$$\alpha = 0.2099 \text{ rad.}$$

$$B = 4.00 \text{ m}$$

$$R = 3.60 \text{ m}$$

Sustituyendo valores:

$$F_{14} = 1000 \times 4.00 \times 3.60 \left[ (0.75)(0.7806 - 0.9781) + 0.5 (2.25 \times 0.7806 + 0.75 \times 0.9781) - 0.5 \times 3.60 (0.2099 + 0.6751) \right]$$

$$F_{14} = -7142 \text{ kg}$$



15.- Reacción horizontal de la compuerta sobre la chumacera.

$$F_{15} = \frac{\omega B}{2} \left[ 2(H_0 + H_1)(H_1 + H_2) - (H_1^2 - H_2^2) \right]$$

$$F_{15} = \frac{1000 \times 4.00}{2} \left[ 2 \times 0.75 (0.75 + 2.25) - (0.75^2 - 2.25^2) \right]$$

$$F_{15} = 18000 \text{ kg}$$

Paso de la resultante:

$$x = \frac{\sum M}{\sum F_v} = \frac{2078576}{339890} = 6.12 \text{ m}$$

Excentricidad:

$$e = \frac{L}{2} - x = 6.50 - 6.12 = 0.38 \text{ m}$$

Cálculo de los esfuerzos en la cimentación.-

$$f = \frac{P}{A} \left[ 1 \pm \frac{6e}{h} \right]$$

$$f = \frac{339890}{67.60} \left[ 1 \pm \frac{6 \times 0.38}{13.00} \right]$$

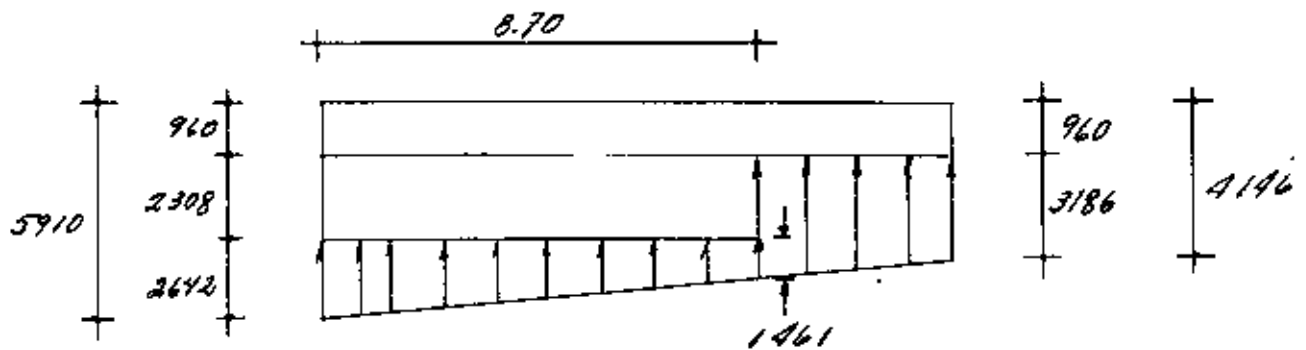
$$f_A = 5910 \text{ kg/m}^2$$

$$f_F = 9146 \text{ kg/m}^2$$

Diagrama de esfuerzos.-

$$\text{Peso propio de la losa de cimentación} = 960 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Peso del agua} = \frac{3.00 \times 4.00 \times 1000}{5.20} = 2308 \text{ kg/m}^2$$



#### CASO 4

Estructura llena al tirante normal de operación, compuerta abierta, actuando la subpresión y con carga viva sobre el puente carretero.

CONCEPTO	FUEZA (kg)	BRAZO (m)	MOMENTO (kg-m)
10.- Peso propio de la estructura	230 006		1453 463
11.- Carga viva HS-20	29 040		120 516
12.- Subpresión	-16 414		-76 833
17.- Empuje hidrostático sobre la pila: $0.40 \times 2.85^2 \times 0.5 \times 1000$	(1625)	0.95	1544
18.- Peso del agua: $2.85 \times 13.00 \times 4.00 \times 1000$	148 200	6.50	963 300

$$\Sigma F_v = 390 832$$

$$2 461 990$$

$$\Sigma F_H = 1 625$$

Poso de la resultante

$$x = \frac{\sum M}{\sum F_v} = \frac{2\,461\,970}{390\,832} = 6.30\text{ m}$$

Excentricidad:

$$e = \frac{L}{2} - x = 6.50 - 6.30 = 0.20\text{ m}$$

Cálculo de las esfuerzos en la cimentación:

$$f = \frac{P}{A} \left[ 1 \pm \frac{6e}{h} \right]$$

$$f = \frac{390\,832}{67.60} \left[ 1 \pm \frac{6 \times 0.20}{13.00} \right]$$

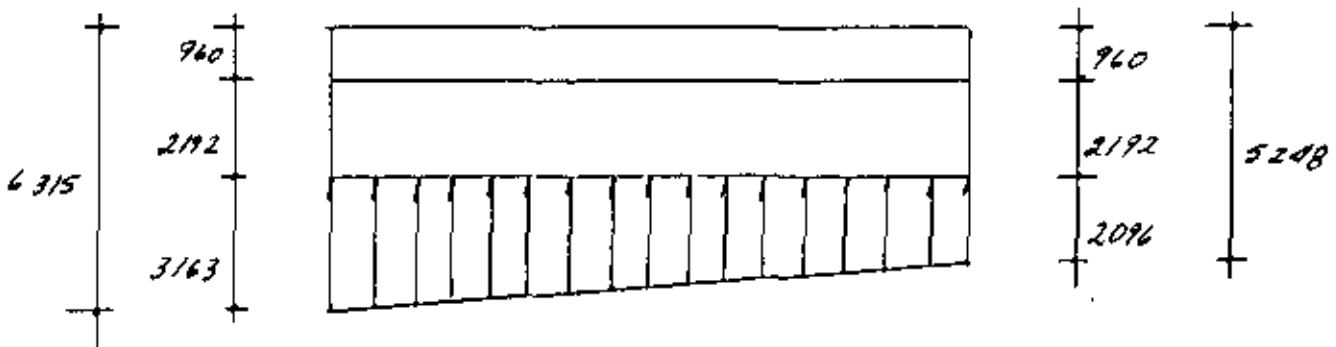
$$f_A = 6\,315 \text{ kg/m}^2$$

$$f_F = 5\,248 \text{ kg/m}^2$$

Diagrama de esfuerzos: -

peso de la losa: 960 kg/m<sup>2</sup>

peso del agua:  $\frac{2.85 \times 4.00 \times 1000}{5.2} = 2\,192 \text{ kg/m}^2$



## MUROS LATERALES

### Análisis de cargas.

a). Empuje de tierra:

$$E = \frac{1}{2} \rho H (H + 2H_1) K_A$$

$$E = 0.5 \times 1800 \times 4.00 (4.0 + 2 \times 0.6) 0.286$$

$$E = 5354 \text{ Kg.}$$

$$y = \frac{H^2 + 3HH_1}{3(H + 2H_1)}$$

$$y = \frac{4.0^2 + 3 \times 4.0 \times 0.6}{3(4.0 + 1.2)} = 1.49 \text{ m}$$

$$M_T = E \cdot y = 5354 \times 1.49 = 7977 \text{ Kg-m}$$

b). Empuje hidrostático. (al nivel del tirante de operación).

$$E = \frac{1}{2} \rho h^2 = 0.5 \times 1000 \times 2.85^2 = 4061 \text{ Kg.}$$

$$y = \frac{2.85}{3} = 0.95 \text{ m}$$

$$M_A = E \cdot y = 4061 \times 0.95 = 3858 \text{ Kg-m.}$$

c). Frenaje (especificación AASHTO).

$$F = 0.05 \times 29040 = 1452 \text{ Kg}$$

Por metro de ancho:

$$F_m = \frac{1452}{4.60} = 316 \text{ Kg.}$$

$$y = 4.00 + 1.20 = 5.20 \text{ m}$$

$$M_f = 316 \times 5.20 = 1643 \text{ Kg-m}$$

d)- Fricción, debida a la dilatación.

$$F_r = \frac{674 \times 2.20}{2} \times 0.25 = 185 \text{ Kg}$$

$$y = 4.00 \text{ m}$$

$$M_{FR} = 4 \times 185 = 740 \text{ Kg-m.}$$

Cuando la represa está vacía, los muros laterales trabajan a su máximo momento flexionante, por esta razón, la combinación: Empuje de tierra, frenaje y fricción será la que nos determine el diseño.

CONCEPTO	FUERZA (Kg)	BRAZO (m)	MOMENTO (Kg-m)
Empuje de tierra	5354	1.44	7917
Frenaje	316	5.20	1643
Fricción	185	4.00	740
SUMA	5855		10360

Peralte por momento:

$$d = \sqrt{\frac{M}{R_b}} = \sqrt{\frac{10360}{15.6}} = 26 \text{ cm}$$

Peralte por cortante:

$$d = \frac{V}{\sigma_b} = \frac{5855}{4.2 \times 100} = 14 \text{ cm}$$

Se utilizará:

$$d = 34 \text{ cm}$$

$$r = 6 \text{ cm}$$

$$H = 40 \text{ cm}$$

Cálculo del refuerzo:

$$A_s = \frac{M}{f_s \cdot j \cdot d} = \frac{1036000}{1400 \times 0.874 \times 34} = 24.9 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Si se utilizan varillas de  $\frac{3}{4}$ "  $\phi$

$$s = \frac{100 A_0}{A_s} = \frac{100 \times 2.84}{24.9} = 11.4 \text{ cm}$$

$$M_{perm} = \frac{2.3 \sqrt{210}}{1.9} = 17.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$M = \frac{5855}{54.5 \times 0.87 \times 34} = 3.6 \text{ kg/cm}^2$$

El  $L$  perm.  $\therefore$  correcto.

Altura de corte del refuerzo.

$$E_T = 257.4 h (h + 1.20)$$

$$y = \frac{h(h + 1.8)}{3(h + 1.2)}$$

$$M = E_T \cdot y + 316 (h + 1.2) + 185 h$$

Momentos resistentes:

Para 50%  $A_s$ :

$$M = 0.5 \times 24.9 \times 1400 \times 0.874 \times d = 15\,234 d$$

Para 25%  $A_s$ :

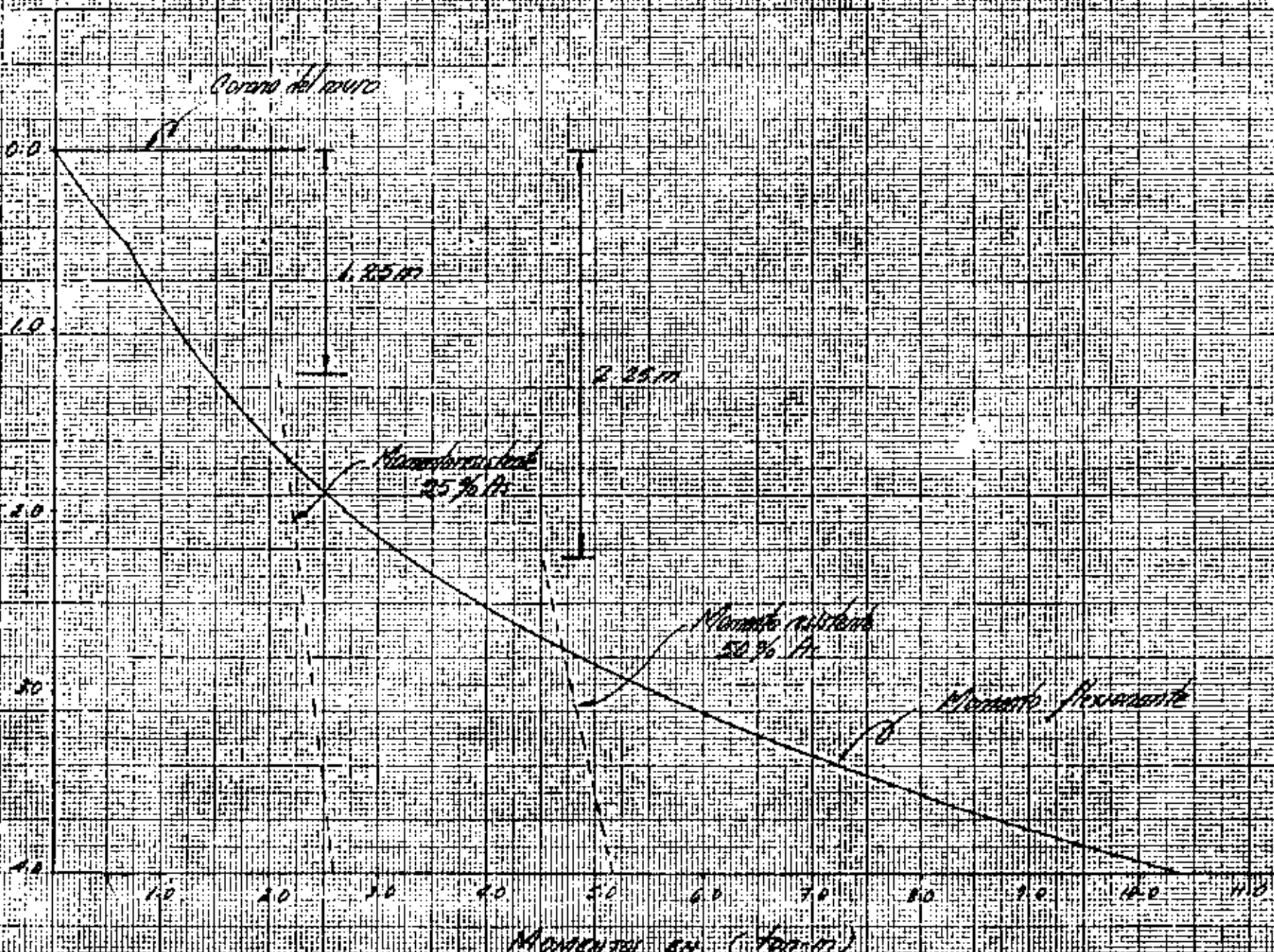
$$M = 7617 d$$

El valor del peralte será:

$$d = \frac{0.10}{4.00} h + 0.24$$

En la tabla siguiente se determinan los momentos flexionantes y resistentes para diversas alturas.

ALZADA DEL MURO EN (cm)





h (m)	EMPUJES			MOMENTOS RESISTENTES		
	E (kg)	y (m)	M (kg-m)	d (m)	M 50% (kg-m)	M 25% (kg-m)
0.50	219	0.22	678	0.253	3854	1927
1.00	566	0.42	1118	0.265	4037	2019
1.50	1042	0.61	1766	0.278	4235	2118
2.00	1647	0.79	2682	0.290	4418	2209
2.50	2381	0.97	3941	0.303	4616	2308
3.00	3243	1.14	5579	0.315	4799	2399
3.50	4234	1.32	7722	0.328	4997	2498
4.00	5354	1.49	10360	0.340	5180	2590

$$A_{st} = 0.0015 bh = 0.0015 \times 35 \times 100 = 5.3 \text{ cm}^2/\text{m.l.}$$

Con varillas de  $\frac{1}{2}$ "  $\phi$

$$S = \frac{100 \times 1.27}{5.3} = 24 \text{ cm.}$$

Para la pila central:

$$A_{st} = 0.0015 \times 100 \times 40 = 6 \text{ cm}^2/\text{m.l.}$$

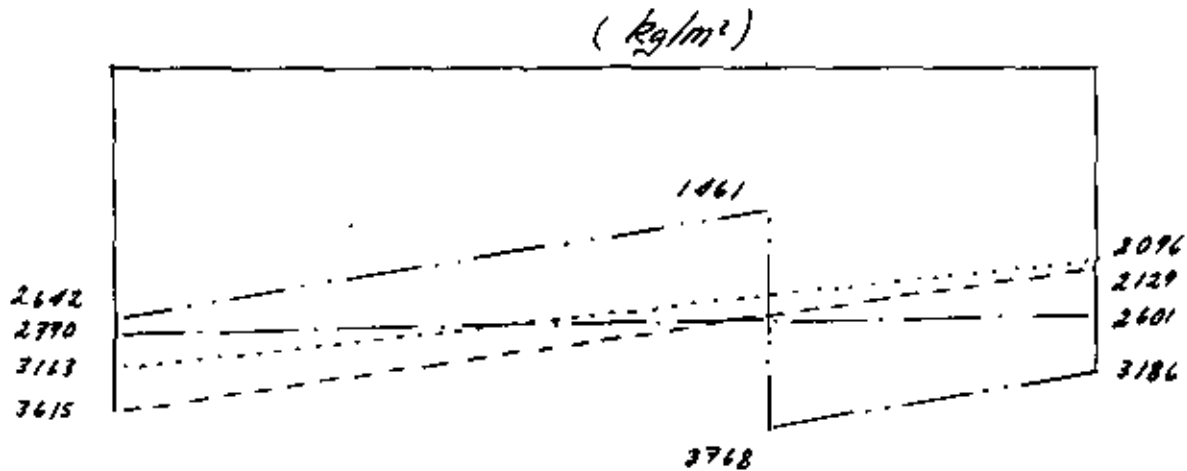
Con varillas de  $\frac{1}{2}$ "  $\phi$

$$S = \frac{100 \times 1.27}{6} = 20 \text{ cm}$$

Se colocarán vars.  $\frac{1}{2}$ "  $\phi$  a 20cm en dos direcciones y en cada cara.

## DISEÑO DE LA LOSA DE CIMENTACION

CASO 1 — CASO - 3  
CASO 2 — CASO - 4

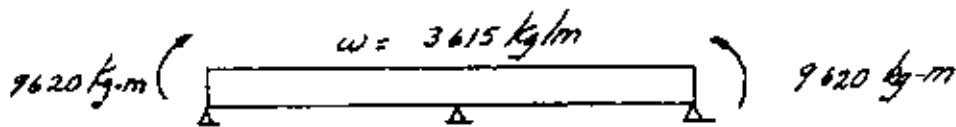


Los momentos transmitidos a la cimentación, por los muros laterales en cada caso son:

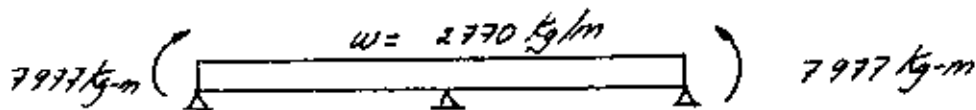
CASO 1 :	Empuje de tierra y frenaje	9620 kg-m
CASO 2 :	Empuje de tierra	7977 ✓
CASO 3 :		
	a)- Empuje de tierra, empuje hidrostático y frenaje	5762 ✓
	b)- Empuje de tierra	7977 ✓
CASO 4 - :	Empuje de tierra, hidrostático y frenaje	5762 ✓

En resumen, las sollicitaciones que se presentarán en la losa de cimentación son:

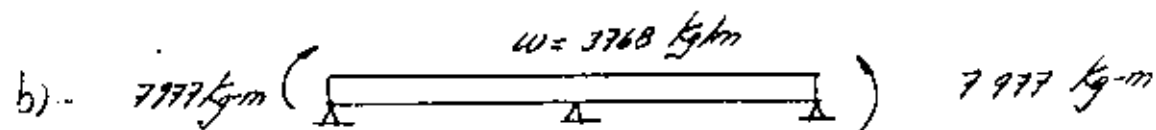
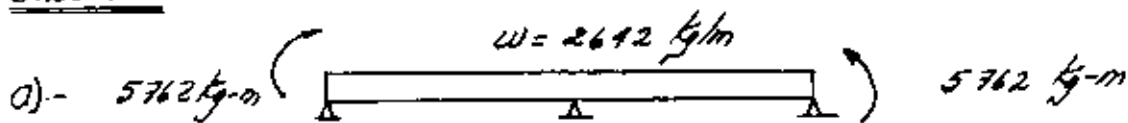
CASO 1:



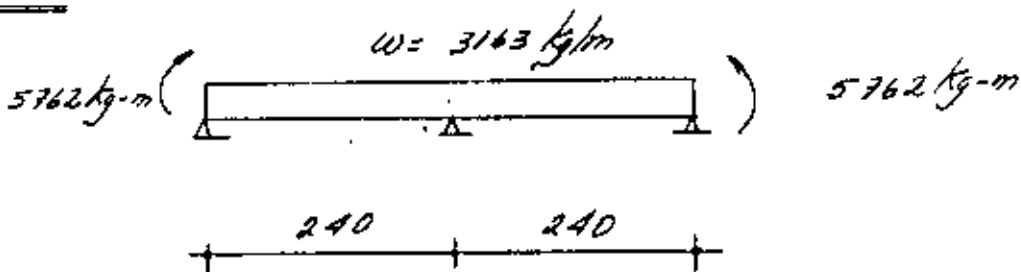
CASO 2:



CASO 3:



CASO 4:



Al resolver las vigas anteriores resulto que:

$$M(-)_{max} = 9620 \text{ kg-m} \quad (\text{Extremo})$$

$$M(+)_{max} = 813 \text{ kg-m} \quad (0.2039 \text{ m. del extremo})$$

$$V_{max} = 9266 \text{ kg}$$

Peralte por momento.

$$d = \sqrt{\frac{M}{R_b}} = \sqrt{\frac{9620}{15.6}} = 25 \text{ cm}$$

Peralte por cortante:

$$d = \frac{V}{\sqrt{b}} = \frac{9266}{420} = 22 \text{ cm.}$$

Se utilizará:

$$d = 34 \text{ cm}$$

$$r = 6 \text{ cm}$$

$$H = 40 \text{ cm.}$$

Cálculo del acero de refuerzo.

$$A_s = \frac{M}{f_s \cdot j \cdot d} = \frac{962000}{1400 \times 0.874 \times 34} = 23.1 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Si se utilizan vars.  $\frac{3}{4}$ "  $\phi$

$$S = \frac{100 \times 2.85}{23.1} = 12 \text{ cm. } @.$$

Acero por temperatura:

$$A_{st} = 0.0015 bh = 0.0015 \times 100 \times 40 = 6 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Si se utilizan vars.  $\frac{1}{2}$ "  $\phi$

$$S = \frac{100 \times 1.27}{6} = 20 \text{ cm } @.$$



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

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

**INTEGRACION DE DATOS PARA CONCURSO**

**ING. FRANCISCO GUERRA  
NOVIEMBRE, 1982**



SECRETARÍA DE AGRICULTURA  
Y  
RECURSOS HIDRÁULICOS

SUBSECRETARÍA DE INFRAESTRUCTURA HIDRÁULICA,  
DIRECCIÓN GENERAL DE GRANDE IRRIGACIÓN,  
SUBDIRECCIÓN GENERAL DE CONSTRUCCIÓN,  
DEPARTAMENTO DE CONTRATOS Y CONCURSOS.



SECRETARÍA DE AGRICULTURA  
Y  
RECURSOS HIDRÁULICOS

## LA CONTRATACIÓN EN LA CONSTRUCCIÓN PARA OBRAS DE INFRAESTRUCTURA HIDRÁULICA.

El Contrato es un documento legal que suscriben por la Entidad Ejecutiva, el C. Secretario del Ramo y por la empresa su Agudorado. Este documento, en la vida práctica del profesionista, es de apoyo contractual, ya que en él se tienen las bases que se indican, entre otras cláusulas, las siguientes: a) Objeto del Contrato; b) Importe de las Obras; c) Plazo Fecha de Iniciación y Terminación; --- d) Programas; e) Forma de Pago; f) Ampliación del plazo; g) Recepción de Obras y Liquidaciones; h) Fianza; i) Retenciones en garantía; j) Subcontratación; k) Cesión del Contrato; l) Sanciones por Incumplimiento del Programa; m) Rescisión del Contrato. Se enumeraron las cláusulas anteriores por considerar que son las que más debe estudiar y tener presentes el técnico por parte de la Dependencia; el Documento-Contrato contiene además las especificaciones de los conceptos que comprende la obra a contratar así como los precios unitarios a aplicar.

Las bases o clausulado mencionado inicialmente, se derivan de la "Ley de Inspección de Contratos y Obras Públicas" y de las "Bases y Normas Generales para la Contratación y Ejecución de Obras Públicas", mismas que entraron en vigor el 30 de enero de 1967 y el 20 de enero de 1970, respectivamente.

En toda ejecución de una obra, no nada más el responsable del proyecto debe conocer el documento Contrato, sino también sus auxiliares tienen la obligación de estudiarlo y tenerlo presen-

te en el desarrollo de la obra que directamente vengán supervisando. El proyectista, al elaborar sus proyectos, deberá tener presentes las especificaciones que contendrán las obras que se contratarán y coordinará con el Ingeniero que deberá supervisar las obras. Si el responsable de dichas obras contempla en su organigrama un Departamento de Estimaciones, el encargado de esta Dependencia deberá conocer perfectamente el Documento-Contrato para elaborar sus estimaciones de pago, así como demás documentos que se derivan del Contrato.

Se señaló al principio parte del clausulado que contiene el Contrato, por considerar que son lo que más debe conocer el técnico, ya que se ha observado en la vida práctica del profesionista, que no se tiene un buen control sobre el desarrollo del mismo, por lo que se hará una breve descripción del contenido sobre el clausulado que se cita:

a) Objeto del Contrato.- Esta cláusula especifica la obra contratada y que ejecutará el Contratista; pongamos por ejemplo un contrato de la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos.- Subdirección General de Grande Irrigación. Contrato Núm. \_\_\_\_\_ Obra: - Construcción del Canal Principal del K 67 + 000 al K 95 + 000 y Zona de Riego. Queda especificado que el Canal Principal que -- construirá la empresa estará comprendido en ese tramo, así como la zona de riego. Si por alguna razón justificada es necesario que la empresa continúe con la construcción del Canal Principal -- después del K 95 + 000, con cargo al importe del Contrato, la -- Obra lo solicitará a Oficinas Centrales explicando las razones; -- en Oficinas Centrales se estudiará y dictaminará si procede la --



SECRETARÍA DE AGRICULTURA  
Y  
RECURSOS HIDRÁULICOS

justificación; en caso de aceptarse se elabora el oficio que autoriza la "Ampliación al Objeto del Contrato", indicándose en el mismo la nueva obra y hasta por qué importe se autoriza. Mientras no se cuente con la citada autorización, no se deberá remitir estimación para pago que no sea la que corresponde a la obra contratada.

- b) Importe de las Obras.- Es importante tener presente el importe CONTRATADO, ya que generalmente el importe de la obra es mayor que lo contratado. los avances mensuales de la obra que se vaya ejecutando, marcarán el criterio del encargado de las obras para que, previamente a ejercer el importe del contrato y tomando en cuenta que aún queda obra por realizar, se lleven a cabo las gestiones correspondientes para que, de acuerdo al desarrollo y avances logrados por la empresa, se proponga a la misma para la conclusión de las obras, solicitando a Oficinas Centrales un Convenio Adicional por el importe de las obras faltantes.
- c) Plazo.- Es importante tener presente la fecha con que se celebró el contrato, así como la fecha de terminación del mismo; lo anterior para evitar el trámite de estimaciones en las que se consigna en el primer envío una fecha anterior a la celebración del contrato y así vigilar durante el desarrollo de la ejecución de las obras al amparo de este contrato que no se rebase la fecha de terminación estipulada en el mismo. Si por condiciones que lo justifiquen no se puede llevar a cabo la conclusión de las obras en la fecha estipulada, se solicitará prórroga para la terminación de las mismas.
- d) Programa.- Una vez celebrado el Contrato, el responsable de las



SECRETARÍA DE AGRICULTURA  
Y  
RECURSOS HIDRÁULICOS

obras deberá coordinarse con el Representante de la empresa y formular el Programa de Obras de acuerdo a los trabajos a realizar, así como el importe del mismo; esto permitirá tanto al responsable de los trabajos, como a la empresa, vigilar con la debida oportunidad el avance de las obras y el ejercicio de la asignación para ejercer durante el año.

- e) Forma de Pago.- En los contratos se estipula el sistema de pago, mismo que es a través de las estimaciones de pago y que se deberán formular en forma mensual, las que se remiten para su trámite a Oficinas Centrales.
- f) Ampliación del Plazo.- Cuando por razones que se justifiquen, la empresa no logre concluir las obras en el plazo señalado en el contrato, se deberá solicitar oportunamente a Oficinas Centrales una nueva fecha para la terminación de las obras; lo anterior va íntimamente ligado al programa de obras, ya que esto permitirá llevar a cabo las reducciones presupuestarias al contrato en ejercicio para que no se pierda esa asignación y así aprovecharlas en otro de los contratos en el que se vayan adelantando las obras.
- g) Recepción de Obras y Liquidaciones.- Una vez concluidas las obras al amparo del contrato, el Encargado de las Obras y el Representante de la empresa deberán verificar si existen o no adeudos de materiales; verificado lo anterior y puestos de acuerdo ambas partes, se solicita a Oficinas Centrales la fecha en que se deberá levantar el Acta de Recepción. En estas Oficinas se verifica que el importe del contrato o de la asignación del año haya sido ejercido y tramitadas las estimaciones. Comprobado lo anterior se procede a fijar fecha comunicándoselo a la Secretaría de Programa



SECRETARÍA DE AGRICULTURA  
Y RECURSOS HIDRÁULICOS

ción y Presupuesto; de la fecha en que se envía a dicha Secretaría se da un plazo de diez días hábiles para que se comunique a esta Dependencia si intervendrá o no personal de esa Entidad. Vencida la fecha, se procede a comunicar a las Obras para que levanten el Acta de Recepción.

h) Fianza.- La fianza es una póliza que debe entregar el Contratista posterior a la firma de su contrato; esta póliza ampara las obras ejecutadas por la empresa hasta por el 10% del importe del Contrato. Esto deberá tomarse en cuenta, ya que continuamente se piensa que si un contratista presenta adeudos al finalizar el contrato, estos adeudos podrán recuperarse con la Póliza de Fianza y se han presentado ocasiones en que el adeudo de dicho contratista es mayor que el importe de la póliza. Además de lo anterior, se debe tomar en cuenta que dado el caso de que se tenga que recurrir a esta póliza, el importe de la misma no se restituye a la entidad, sino que pasa a poder del Erario Federal, lo que implica que posteriormente se tenga que solicitar nueva inversión a la Secretaría de Programación y Presupuesto para la conclusión de estas obras.

i) Retenciones en garantía.- Del importe de cada estimación se retiene en la Tesorería de la Federación de la Secretaría de Hacienda y Crédito Público el 5% del importe de la misma, lo que al final del contrato constituye una retención del 5% del valor del contrato. Esta garantía se restituye al contratista al efectuarse el acto de recepción correspondiente. Si posteriormente a la fecha de dicho acto se encontraron defectos en la construcción atribuidos a la empresa, se le exigirá a ésta llevar a cabo las reparaciones que



SECRETARÍA DE AGRICULTURA  
Y RECURSOS HIDRÁULICOS

6.-

se requieran; en el caso de negarse se le harán cargos al Contratista y no se le permitirá la cancelación de la fianza, misma que queda protegiendo las obras realizadas hasta un año después de haberse llevado a cabo el Acto de Recepción de Obras, para lo cual oportunamente se le comunica a las Obras que indica a estas Oficinas Centrales si se procede o no a la cancelación de la fianza; en caso afirmativo, de acuerdo con la comunicación de las Obras, se procede a través de otras Dependencias de esta Secretaría, a comunicarlo a la Tesorería de la Federación para que cancele dicha fianza. En caso de que las Obras manifiesten no estar de acuerdo con la cancelación de la fianza, debido a que el Contratista no ha sanado defectos de la obra, se procede a comunicarlo a la Afianzadora que corresponde para que esté enterada que la fianza que extendió a favor del contratista continúa vigente.

j) Subcontratación.- Es conveniente que el responsable de las obras verifique que el contratista sea el que controle la ejecución de las mismas; en caso de que desee subcontratar deberá comunicarlo primeramente a la Representación de esta Secretaría que corresponde, ya que posteriormente lo hará del conocimiento de estas Oficinas Centrales, quien dictaminará si procede o no la subcontratación solicitada.

k) Cesión del Contrato.- En esta cláusula se especifica que el contratista podrá ceder a terceras personas los derechos y obligaciones derivadas del contrato, ya sea lo correspondiente a una parte de la obra o a la totalidad de las mismas, para lo cual deberá contem

### 7





SECRETARÍA DE AGRICULTURA  
Y  
RECURSOS HIBRIDADOS

7.-



SECRETARÍA DE AGRICULTURA  
Y  
RECURSOS HIBRIDADOS

8.-

plan los siguientes requisitos: 1) Solicitar a la Dependencia la cesión; 2) Conformidad expresa de la Dependencia; 3) Inscripción previa del cesionario en el Padrón de Contratistas del Gobierno Federal; 4) Conformidad expresa del fiador del Contratista o bien la presentación de una nueva fianza y 5) Registro del Convenio respectivo en las diversas Dependencias.

- L) Sanciones por Incumplimiento del Programa.- Anteriormente se hizo hincapié en la necesidad de que en toda obra contratada se debe elaborar inmediatamente el programa de obra. Si el Contratista, en la realización de las obras al amparo de un contrato se refleja en su programa de trabajo el avance defectuoso que lleve el mismo, el responsable de las obras debe hacer una llamada de atención a la empresa y si ésta no responde, comunicar a Oficinas Centrales el resultado de sus gestiones para que se proceda a sancionarla de acuerdo a esta cláusula en la que se especifica el sistema o procedimiento para llevar a cabo dichas sanciones.
- M) Rescisión del Contrato.- En esta Cláusula se especifican las condiciones por las cuales se podrá rescindir administrativamente el contrato; generalmente se ha procedido a llevar a cabo esta rescisión por dos causas, primera por mutuo consentimiento de las partes o sea cuando las causas justifican que a ambas partes ya no les es conveniente la ejecución de estas obras y, segunda, por incumplimiento del contratista, de acuerdo al programa de trabajos presentado; en este caso, al Contratista se le hacen cargos por concepto de daños y perjuicios y la sanción que se le aplicará podrá ser hasta por el monto de las garantías otorgadas a juicio de la misma entidad.

Lo anterior, es una breve descripción de la parte principal del cláusulado de los contratos.

Modelos de Contratos.- Los contratos más comunes en nuestras obras, son los denominados de Obra Mayor y de Obra Menor.

Obra Mayor { Por Concurso.  
                  { Por Adjudicación directa.

Los Contratos de Obra Menor, son contratos cuyos importes están limitados hasta \$ 500 000.00; por un importe mayor, pasarán al modelo de Contrato de Obra Mayor.

La diferencia de un Contrato de Obra Menor al de Obra Mayor, radica, además del importe, en que al Contratista no se le exige Póliza de Fianza y los trabajos ejecutados se liquidan en la obra, reteniéndole el 5% de cada uno de ellos, fondo que sirve de garantía contra obras mal ejecutadas y que es devuelto al término de la obra.

Generalmente, esta contratación es para Contratistas locales que se encargan de la ejecución de obras pequeñas, dado el bajo financiamiento requerido, así como mayor prontitud en el pago de las obras ejecutadas. El modelo de contrato difiere del Contrato de Obra Mayor en cuanto al número de cláusulas; se consignan las esenciales y que son las siguientes: Objeto del Contrato, Importe de las Obras, Plazos, Planos y Especificaciones, Forma de Pago, Materiales, Supervisión de las Obras, Modificaciones o Adiciones, Ampliación Plazo, Responsabilidad del Contratista, Rescisión, Relaciones Contratista con sus trabajadores, Descuento para obras de Beneficio Social, Intervención de otras Dependencias y Última, jurisdicción. Este Modelo de Contrato, una vez se cuenta con las autorizaciones correspondientes, se le comunica a la obra, la que procede a elaborar dicho documento, recaba firmas y remite a Oficinas Centrales, quien complementa dicho documento y remite a las demás Dependencias que deben tomar conocimiento y



afectar renglones de la autorización de Inversión, para recibir finalmente la autorización de las Autoridades Superiores de esta Secretaría, con lo que queda debidamente formalizado dicho documento, el cual es remitido a la obra, y se puede proceder al pago de los trabajos ejecutados, mediante la elaboración de los estimaciones correspondientes, las cuales se liquidan en la Pagaduría de las Obras, debiendo otorgar el visto bueno para el pago de ellas el C. Representante de la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos en el Estado.

Los Contratos de Obra Mayor son aquellos cuyos importes rebasan los \$ 500 000.00 y su encuadramiento está de acuerdo a las Bases y Normas Generales para la contratación y ejecución de obras públicas, las cuales ya fueron comentadas anteriormente. Estos contratos los dividimos en Derivados de Adjudicación Directa y en Derivados de Adjudicación por Concurso; los primeros son contratos que dada la magnitud de la obra que generalmente es de un importe que pueda realizarse durante el año en curso, cumpliendo con todos los requisitos establecidos tanto por la propia Entidad como por las demás que tengan ingerencia en el trámite del contrato, así como en la supervisión de las obras. Generalmente estos contratos por adjudicación directa son para realizar obras en su etapa final; tramos de obras para limpiar con las que ya se vienen concluyendo; estructuras que no sean de importes elevados y cuya ejecución se requiera llevar a cabo a la brevedad posible para el uso inmediato de las mismas, etc. Para poder continuar el trámite en otras Entidades, se requiere contar con el Programa de Trabajo que puede ser de bases, así como del Presupuesto en el que se consignen los conceptos, cantidades, precios unitarios e

importe. El contrato se formula en Oficinas Centrales y se recaban las firmas del contratista propuesto, así como las de las demás dependencias de esta Entidad, que validarán dicho documento; una vez recabadas todas las firmas, este documento ya formalizado se distribuye al contratista, así como a las Dependencias de esta misma Entidad que están ligadas con el ejercicio del Presupuesto para dichas obras. Para el caso de contratos de obra mayor de Adjudicación por Concurso, se siguen los lineamientos establecidos en las Bases y Normas Generales para la contratación y ejecución de obras públicas y para los cuales, con anterioridad, el Residente de las Obras previamente realizó los estudios de campo y gabinete, así como las especificaciones particulares del concurso, que sirven de base para integrar en Oficinas Centrales el paquete del mismo. En este tipo de contrato ven reunidas el máximo las especificaciones que sirvieron de base para el concurso, así como los precios unitarios que presentó el ganador del certamen; los trámites, tanto internos como externos, de este contrato, son los mismos que para el contrato de Adjudicación Directa anteriormente mencionado.

Los contratos adjudicados mediante concurso, son para la realización de obras cuyos importes generalmente se ejecutan en dos o más periodos fiscales.

ORGANIGRAMA DE LA DIRECCIÓN GENERAL DE GRANDE IRRIGACIÓN, COORDINACIÓN CON LA RESIDENCIA DE LAS OBRAS Y PROCEDIMIENTOS PARA LA CELEBRACIÓN DE UN CONCURSO.

En la construcción de una obra de Infraestructura Hidráulica, el personal que interviene en el desarrollo de la misma, pertenece a varios Departamentos que, a su vez, corresponden a dos o más Subdi

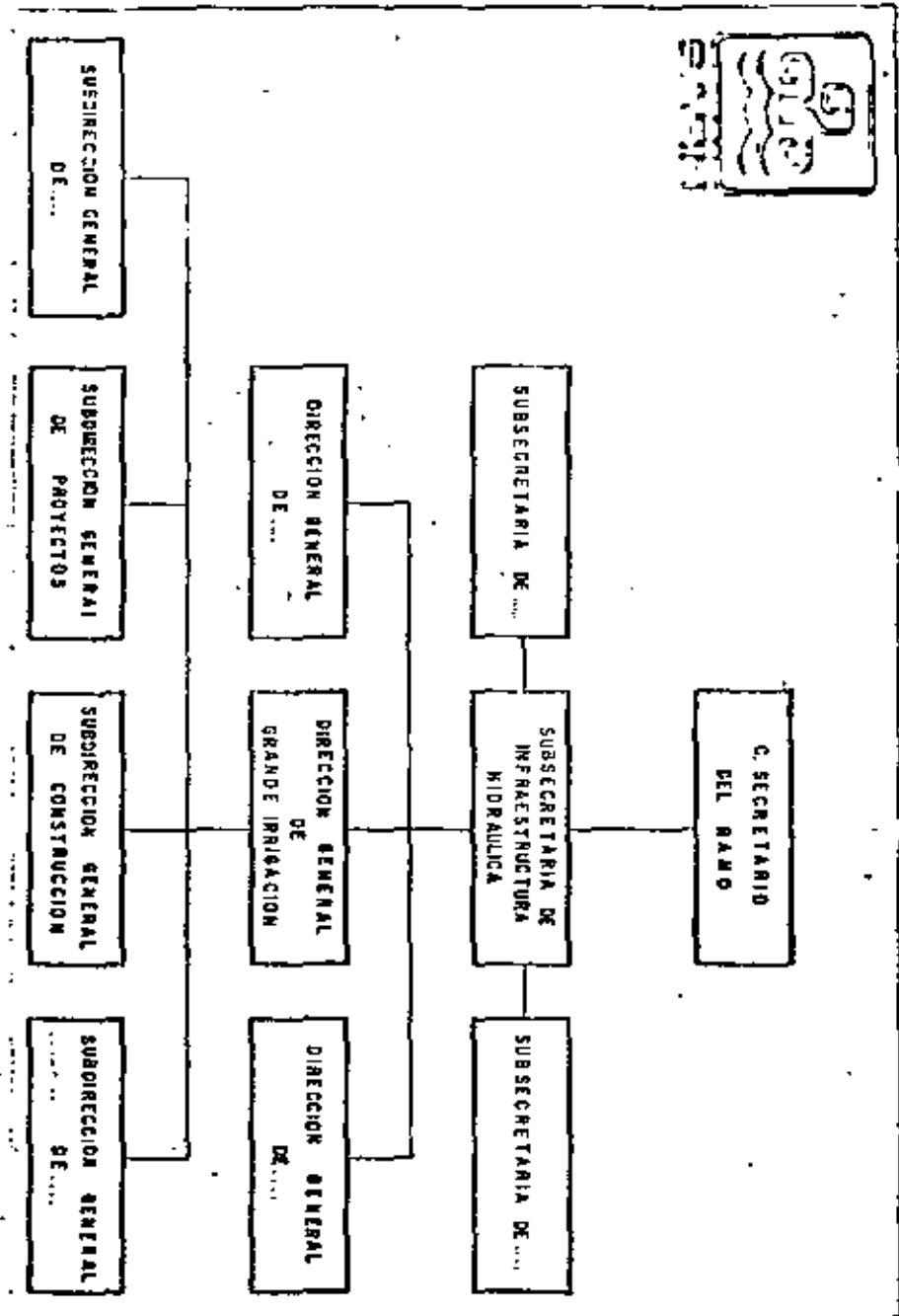


SECRETARÍA DE AGRICULTURA  
Y RECURSOS HIDRÁULICOS

cciones Generales dependientes de la Dirección General de Grande - Irrigación, por lo que se hará a continuación una exposición del Organigrama de la Subsecretaría de Infraestructura Hidráulica, Dirección General de Grande Irrigación y las Subdirecciones Generales que dependen de esta última, así como de los demás Departamentos que se deberán coordinar con las obras.

Los diversos Departamentos que integran actualmente a cada una de las dos Subdirecciones Generales según el Organigrama, se encuentran perfectamente coordinados entre sí, así como con las Residencias de las obras. En la ejecución de una obra, intervienen el Residente de las Obras y, dependiendo del tipo de obras a ejecutar, intervendrán los Departamentos a los que compete y a los cuales las CC. -- Subdirectorías Generales ordenarán o instruirán, en su caso, acerca de lo que consideren más conveniente para agilizar la realización de las obras; por lo que toca a la Residencia de las Obras, ésta deberá vigilar que el personal que integra la Residencia lleve a cabo los estudios y proyectos que serán parte integrante de un Concurso. El Residente de las Obras, a su vez, se coordinará con los Departamentos de la Subdirección General de Proyectos, según el tipo de obra a realizar, así como con los Departamentos de la Subdirección General de Construcción.

Según el tipo de fondos con que se vayan a realizar las obras, se deberán programar los concursos que se pretendan llevar a cabo; así, tenemos obras que son financiadas 100% con Fondos Nacionales y obras que son financiadas parcialmente con créditos Externos.



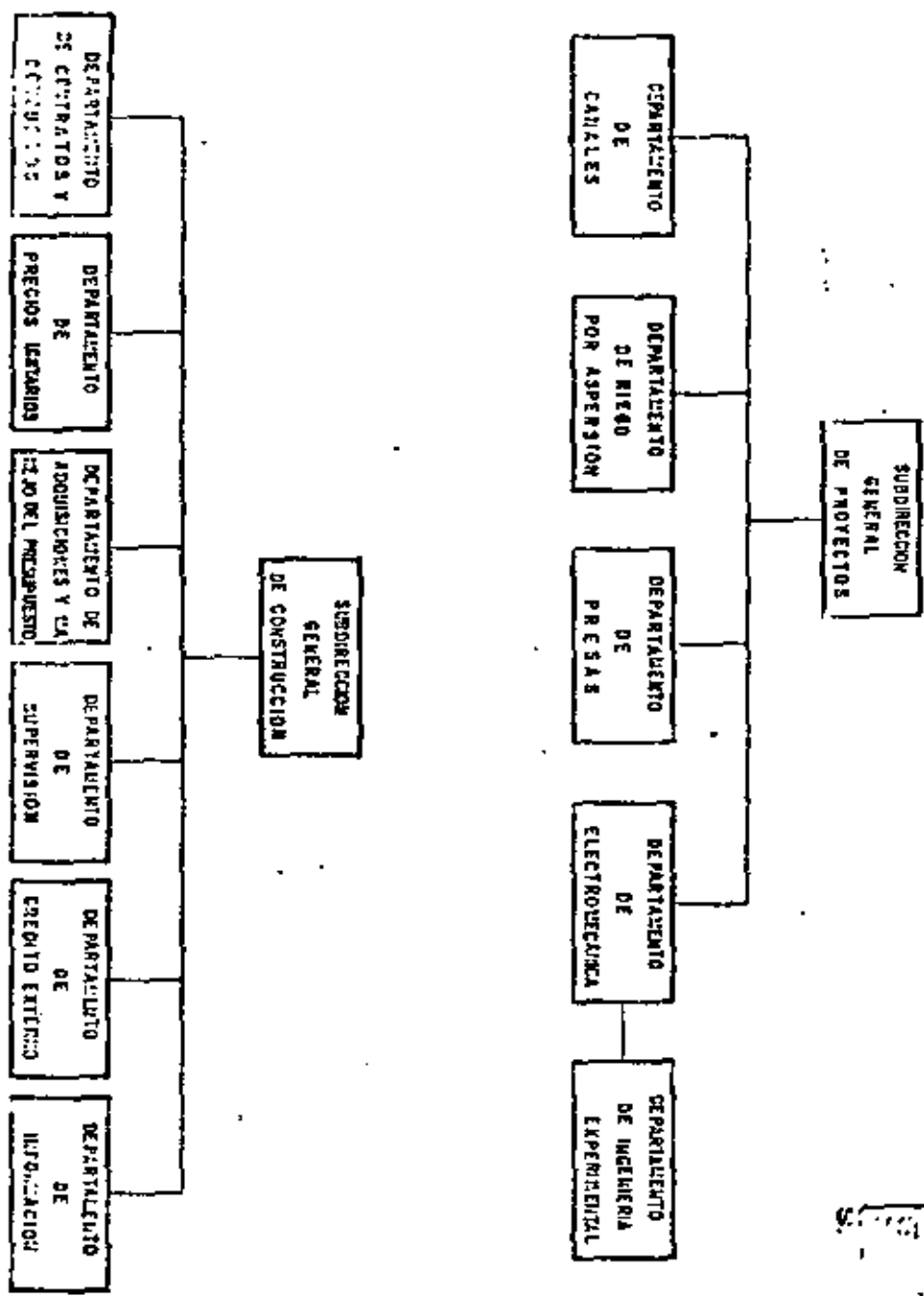


SECRETARÍA DE AGRICULTURA  
Y  
IRRIGACION

Los Créditos Externos con que usualmente opera la Secretaría son del Banco Interamericano de Desarrollo (BID) o bien del Banco Internacional de Reconstrucción y Fomento (BIRF); los lineamientos a seguir para llevar a cabo el concurso de obras financiadas parcialmente con Créditos Externos, son los mismos para cumplir con los requisitos establecidos por los Bancos anteriormente mencionados.

Cuando la obra vaya a ser ejecutada con fondos nacionales, a principio de cada año se publica Convocatoria en los principales diarios del país, invitando a los Contratistas a que procedan a registrarse en las oficinas de esta Secretaría con toda oportunidad, entregándoseles formatos especiales que deberán ser llenados por las empresas; en el caso de obras que son financiadas parcialmente con Créditos Externos, se deberá publicar la Convocatoria en tres de los principales diarios del país y en un lapso de tres días en forma alternada, consignándose en dicha Convocatoria los volúmenes de los conceptos principales de la obra a concursar. Paralelamente a la publicación de esta Convocatoria se da aviso a las Embajadas, miembros del Banco Interamericano de Desarrollo o del Banco Internacional de Reconstrucción y Fomento, según el programa de que se trate, con la finalidad de que a través de la Embajada se les haga llegar a sus respectivos países y se pueda hacer del conocimiento de las empresas constructoras de ese país; lo anterior, es un requisito que debe satisfacerse ya que se encuentra clausulado en los contratos de préstamo con los Bancos.

La Residencia de las Obras efectuará los estudios y preparará los plenes, especificaciones particulares que no se encuentren incluidas en los volúmenes de "Conceptos Principales de Trabajo", así





SECRETARÍA DE AGRICULTURA  
Y  
RECURSOS HIDRÁULICOS

como el Catálogo de los conceptos de la obra que se pretenda concursar; en el caso de que la obra sea financiada con Créditos Externos, la Residencia procurará recibir los volúmenes del proyecto a concursar, a fin de que se enticpe la publicación de la Convocatoria, ya que el concurso es requisito establecido por el Banco y no podrá llevarse a cabo sino hasta 75 días después de la última publicación de la Convocatoria, dándose inicialmente un plazo de 45 días para efectos de registro, los que se deben aprovechar para terminar de preparar la documentación de concurso. Cumplidos los 45 días de publicada la Convocatoria, se fijan 30 días para la celebración de aperturas de proposiciones.

La documentación que enviarán las Obras a la Dirección General para su revisión, corrección y aprobación en su caso, deberá contener esencialmente los planos de la obra a concursar, especificaciones particulares, si las hubiera, y el Catálogo conteniendo los conceptos de la obra.

Selección de Contratistas.- Para el caso de concursos financiados parcialmente con Créditos Externos, en el lapso comprendido entre los 30 y 45 días para el registro de los contratistas que deseen participar en ese concurso, se procede a seleccionar los más adecuados en función de su capacidad técnica y económica, respetando los lineamientos marcados en las Bases y Normas Generales para la Contratación y Ejecución de Obras Públicas. En el caso de concursos de obras cuyos fondos tienen origen local o fiscal, la selección de contratistas se pueda hacer tomándolos del Padrón de Contratistas registrados en la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos; los



SECRETARÍA DE AGRICULTURA  
Y  
RECURSOS HIDRÁULICOS

que proponga la Representación de la Secretaría en el Estado, así como las empresas que considere esta Secretaría en función de la experiencia y capacidad que han demostrado en la ejecución de obras anteriores o bien, finalmente, se pueda recurrir al Padrón de Contratistas de la Secretaría de Programación y Presupuesto.

Preparación de la documentación de Concurso.- Esta documentación se prepara en el Departamento de Contratos y Concursos, complementando la que previamente remitió la Residencia de las Obras; esta paquete de concurso consta de lo siguiente:

- 1.- Cuaderno de documentación.- En este cuaderno se incluye la siguiente:
  - a) Especificaciones del concurso en donde se detalle el nombre de la obra, fondos para ejecutarla. (en esta parte se indicará si son Fondos Nacionales o de Créditos Externos), sitio, fecha y hora de celebración del concurso, lugar y fecha de visita que se programa al sitio de la obra a concursar y garantía de la seriedad de proposición, en la que se fijará cuál será el importe de esta garantía y la forma en que se deberá presentar. Posteriormente se señalan en esta sección una serie de recomendaciones al Contratista postor, así como indicaciones correspondientes a la obra a concursar.
  - b) Escrito proposición.- Este consiste en un formato ya establecido, en el que la empresa invitada a concursar declara que conoce las especificaciones de los conceptos de trabajo y pliegos de la obra a concursar; a firmar el contrato en caso de ser la triunfadora dentro de los 15 días estipulados y, finalmente, se compromete a ejecutar los trabajos en el plazo señalado en las Bases de Concurso.



c) Especificaciones de los conceptos.- Esta es la tercera y última parte del cuaderno de documentación; en esta sección se hace la descripción de los conceptos de que se compone la obra y en la cual se indica la forma en que deberá realizarse, así como la forma de pago; cuando los conceptos concurren esencialmente se hará mención a la descripción del número del concepto.

2.- Carpeta que se titula "Documentos números 1 y 2".- En esta carpeta el Contratista deberá entregar en el Acto de Recepción de Proposiciones la personalidad del Representante de la empresa que asiste al concurso; éste se considera en el documento número 1 y se hará cuando el Representante de la empresa no esté acreditado en el acto constitutivo, lo que se hará en el documento número 2 y corresponde a la comprobación legal de la empresa, entregando en este acto el Acto Constitutivo original o bien, copia debidamente certificada por Notario Público. Al término de la verificación de la documentación que presente el postor, le serán devueltos estos dos documentos. Asimismo, el no presentar debidamente requisitado cualquiera de estos dos documentos será objeto de descalificación inmediata en el certamen.

3.- Carpeta que se titula como "Documentos números 3, 4, 5 y 6" que corresponden a lo siguiente:

a) El documento número 3 comprende el formato Escrito-Proposición en el que el contratista deberá consignar los datos que se indican en dicho documento y firmarlo el Representante de la empresa.

## 16



b) El documento número 4 corresponde a la Garantía de Seriedad de la Proposición, misma que el Contratista puede presentar en las siguientes formas: Billeto de Depósito obtenido de Nacional Financiera, S. A.; cheque certificado; cheque de caja; Certificado de Depósito en efectivo o Certificado de Depósito de Valores de Renta Fija; en cualquier caso, esta garantía deberá ser expedida a favor de la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos; si la empresa presenta la garantía con importe menor al que se indica en las Bases del Concurso, será motivo de descalificación.

c) El documento número 5 consiste en una copia fiel del registro de la empresa en el Padrón de Contratistas de la Secretaría de Programación y Presupuesto, este documento será devuelto al postor al terminar la revisión de su proposición, así también el no presentar este documento será motivo de descalificación.

d) Documento número 6, éste consiste en la constancia de visita por el contratista al lugar de las obras objeto del concurso, la que una vez realizada, el Residente de las Obras extiende una constancia dando fe de que el Contratista visitó el sitio de las obras.

4.- Carpeta que se titula como "Documento número 7", en la que se ha insertado el Catálogo de Conceptos de Trabajo; en dicho catálogo se consignan los siguientes datos: Clasificación del concepto, unidad del concepto y la cantidad del mismo; posteriormente, en el mismo catálogo se dejan los siguientes espacios en los cuales el Contratista postor, de puño y letra o escrito a máquina, consignará el precio unitario con número, escribiendo en el espacio inmediato con letra dicho precio unitario y, finalmente, el importe --

## 17



del concepto que será el resultado de multiplicar la cantidad por el precio unitario. En caso de error por parte del Contratista - al anotar su precio unitario, se tomará como definitivo el que se consignó con letra.- Al final del Catálogo, el Contratista consignará el importe de su proposición con número y con letra.

5.- Carpeta que contiene los documentos 8, 9 y 10; dichos documentos se refieren a lo siguiente:

- a) El Documento núm. 8 corresponde al Programa de Trabajo que presentará la empresa, para lo cual se le entregará un ejemplar descriptivo; en el mismo, deberá cumplir con el tiempo que se le señalará como límite para la ejecución de la obra, en caso de que el Contratista proponga diferente lapso de tiempo al indicado en las Bases del Concurso, será objeto de descalificación.
- b) El Documento núm. 9 corresponde al programa de utilización de equipo, para lo cual el Contratista deberá llenar el formato que se entregue, cumpliendo con las instrucciones que se indican en el mismo.
- c) El Documento núm. 10 consiste en llenar, por parte del Contratista, el formato en el que se consigna el equipo que propone la empresa para la ejecución de la obra.

6.- Carpeta que contiene el documento núm. 11 y último, en el que el Contratista proporcionará los análisis de precios unitarios que se le haya solicitado.

Invitación a Concurso.- En base a la selección de los contratistas que haya efectuado la Secretaría, una vez aprobadas por las Autoridades Superiores, estas invitaciones serán entregadas a los contratistas, los que posteriormente, en el caso de que se interesen en el



concurso de estas obras, comparecerán en el Departamento de Contratos y Concursos, la documentación antes descrita, con la que la empresa -- llevará a cabo los estudios, visita a la obra, análisis de precio y proposición de cotizaciones; en caso de que el contratista decida no participar en el concurso, podrá disculparse por escrito, entregando su excusa con anticipación o en el mismo acto de concurso.

Cuando la empresa decida participar en dicho evento, comprará la documentación extendiendo cheque certificado a favor de la Tesorería de la Federación, por el importe que se indica en la invitación que se entrega.

Calificación del Concurso.- El acto se inicia con la presentación de los existentes y se pasa lista de las empresas invitadas; a fin de que cada empresa, al ser mencionada, vaya entregando el sobre que contiene su proposición. Cada sobre se enumera en orden progresivo y de conformidad como fue recibido. Este acto es presidido por el Representante que designa la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos.

Apertura de Proposiciones.- Los sobres conteniendo las proposiciones de las empresas se abren en el mismo orden con que fueron recibidos y se procede a verificar el cumplimiento de los requisitos establecidos, en los documentos entregados a los contratistas (Documentos del núm. 1 al núm. 11). Si la empresa satisfizo todos los requerimientos, se procede a dar lectura al monto de su proposición; en caso de que no haya cumplido debidamente algunos de los requisitos, en forma inmediata se procede a su descalificación y se le devuelve la documentación que entregó. En este Acto, el Representante de la Dirección-



General de Normas Sobre Adquisiciones, Almacenes y Obras Públicas de la Secretaría de Programación y Presupuesto, verifica el registro de la empresa en el Padrón de Contratistas de esa Secretaría y verifica también que el documento de garantía cumpla con lo establecido en las Bases y Normas. El Representante de la Dirección General Jurídica, verifica a su vez la documentación relativa al establecimiento legal de la empresa y su representación, igualmente comprueba el documento de garantía.

Una vez recibidas las proposiciones de todas las empresas, se procede a rubricar por todos los presentes el Documento núm. 7, Catálogo de Conceptos, dando fé de las proposiciones, de los precios unitarios y montos que presentaron las empresas.

El Representante de la Dirección General Jurídica da lectura al Acta de Recepción de Proposiciones y después se procede a la firma de la misma por los asistentes al evento. Al término de este Acto de Recepción de Proposiciones, a cada uno de los asistentes se les entrega una copia del acta levantada y una copia del cuadro comparativo, en el que se han vaciado los datos del Catálogo que presentó cada una de las empresas.

Dictamen.- Los documentos entregados por las empresas, se procede a revisarlos y a estudiarlos, lo que es llevado a cabo por personal especializado de la Subdirección General de Construcción, mismo que presenta su dictamen a las Autoridades para su aprobación. Aprobado este dictamen en el que se consigna al triunfador del evento, el Departamento de Contratos y Concursos procede a programar el



Acto de Celebración del Fallo, comunicándole a las empresas invitadas, así como a la Secretaría de Programación y Presupuesto y a la Cámara Nacional de la Industria de la Construcción, el lugar, día y hora en que se celebrará este acto, el cual será presidido por el Representante de la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos. En dicho evento se pasa lista de los funcionarios invitados y de las empresas y posteriormente se da lectura al Acta de Fallo en la que se indica al triunfador del concurso, el importe de las obras de acuerdo a la cotización que presentó la empresa agraciada, plazo para firmar el contrato y señalándose también el plazo en que deberá iniciar los trabajos objeto del contrato. En este acto se devolverá a los contratistas participantes la garantía de seriedad de su proposición, quedando en esta Secretaría con la garantía de seriedad del postor ganador.

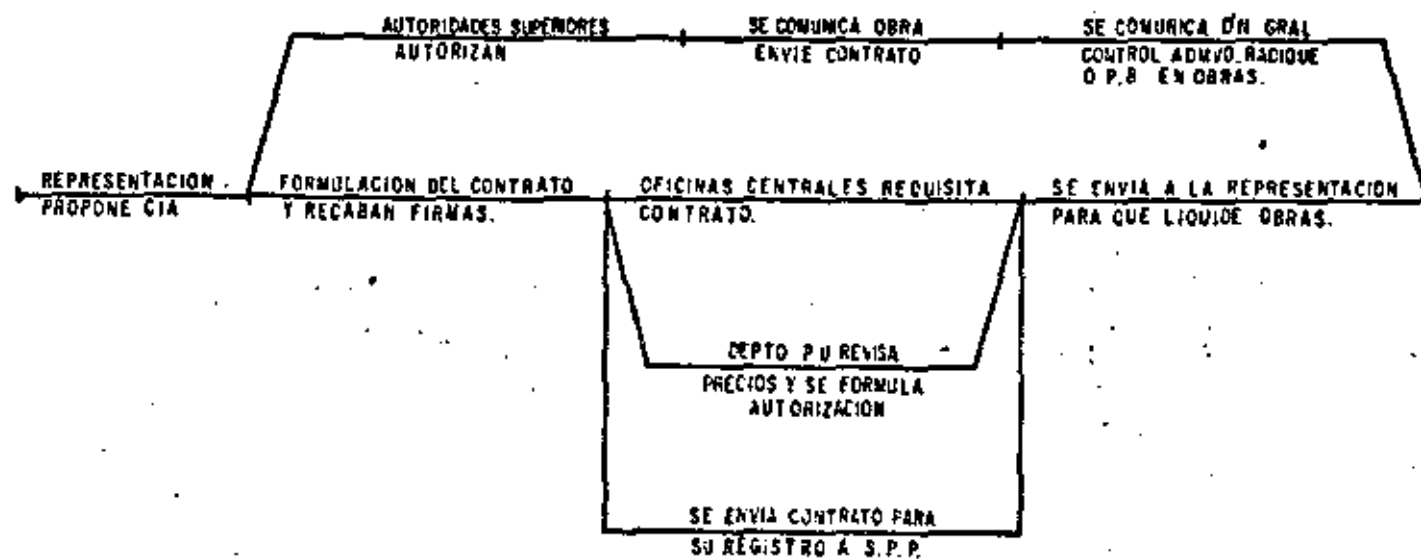
Firma del Contrato.- El Contratista, dentro de las Bases que se le entregaron para el concurso, se compromete a firmar el contrato en un plazo que no excederá después de 20 días calendario, a partir de la fecha de la adjudicación; en caso contrario se hará efectiva la garantía que haya otorgado el contratista para participar en el concurso y se invitará al postor que haya quedado en segundo lugar, para que realice las obras de acuerdo a la proposición que haya presentado.

Fianza.- El Contratista cuenta con un plazo de 10 días después de haber firmado el contrato, para presentar a la Entidad una Fianza que corresponderá al 10% del importe consignado para el Ejercicio Fiscal en curso, devolviéndole en ese momento al contratista su garantía de seriedad.

Los trámites subsiguientes de los contratos otorgados son descritos en el Diagrama de Flujo anexo.



# DIAGRAMA DE FLUJO PARA CONTRATOS DE OBRA MENOR



# DIAGRAMA DE FLUJO PARA CONCURSOS FINANCIADOS PARCIALMENTE CON CREDITOS EX

REPRESENTACION FORMULA PLANOS Y DATOS  
DE CONCURSO Y REMITE A OFICINAS CENTRALES

REPRESENTACION ENVIA  
DATOS DE CONCURSO

SE FORMULA CONVOCATORIA Y  
SE PUBLICA EN 3 PRINC. DIARIOS  
**7 DIAS**

SE COMUNICA A EMBAJADAS PAISES  
MIEMBROS DEL BANCO (B I O & B I R F)  
ASI COMO INSTITUCION CREDITICIA  
**7 DIAS**

CIERRE DE REGISTRO Y  
FORMULACION DE INVITAC.  
**45 DIAS**

VENTA DE DOCUMENTACION DE CONCURSO Y VISITA  
AL SITIO DE LAS OBRAS - RECÉP. DE PROPOSICIONES  
**30 DIAS**

OFICINAS CENTRALES FORMULA CUADERNO DE DOCUMENTACION CONTENIENDO

BASES DE CONCURSO Y CUADERNO DE PLANOS

SE REMITE AL BANCO, S.P.P., C.N.I.C.,

DOCUMENTACION DE CONCURSO Y RE-  
LACION DE INVITADOS.

## TERNOS

LA SECRETARIA REVISA PROPUESTAS Y EMITE DICTAMEN.

CONTRATISTA MOVILIZA EQUIPO E INICIA LA OBRA.

AL CONTRATISTA TRIUNFADOR SE ENTREGA CONTRATO EN EL  
ACTO DE FALLO.

SE OBTIENE CARTA CONFORMIDAD DEL BANCO- SE TRA-  
MITA CONTRATO.

30 DIAS

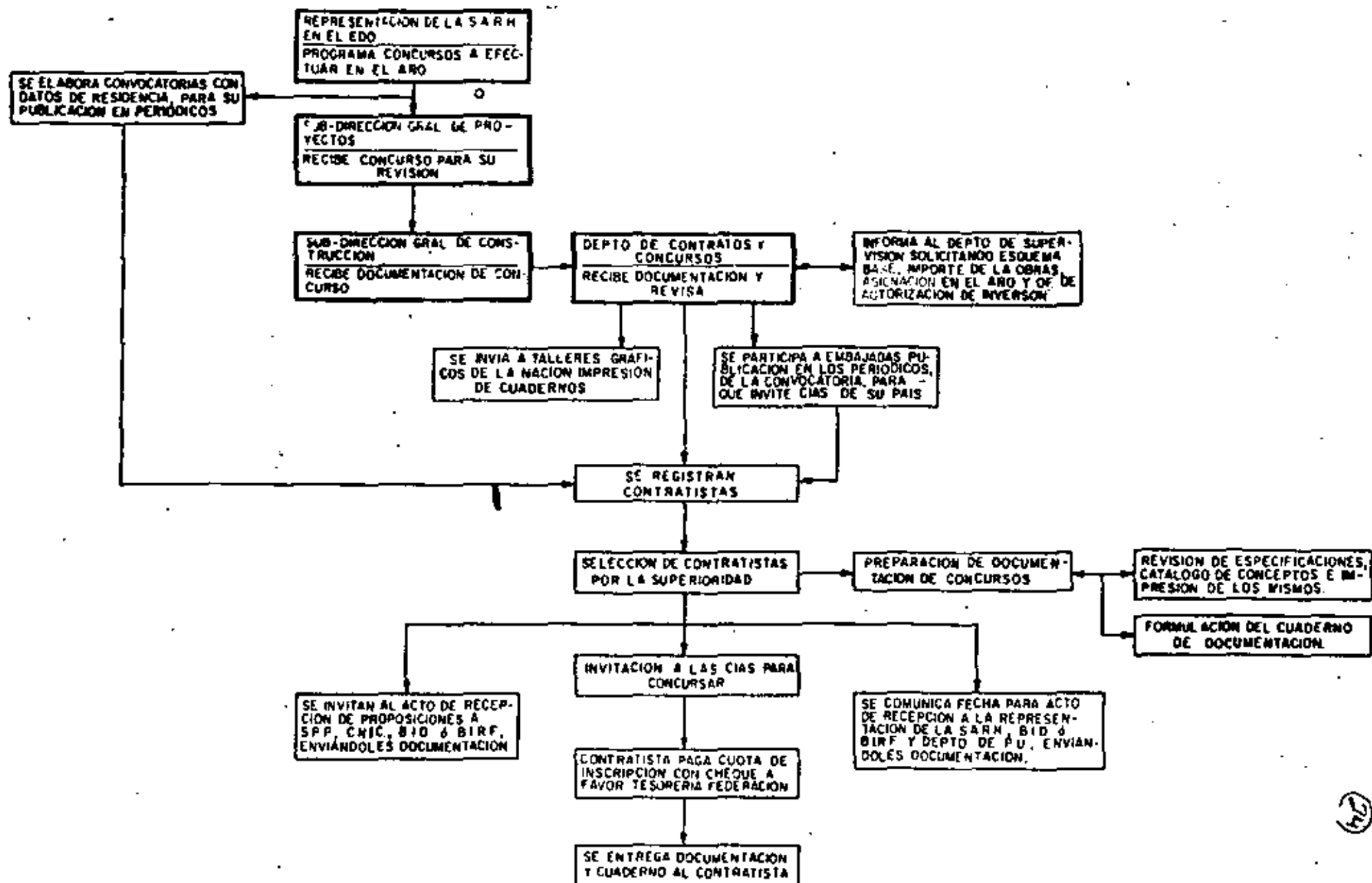
30 DIAS

REMISION AL BANCO DE COPIAS DE .

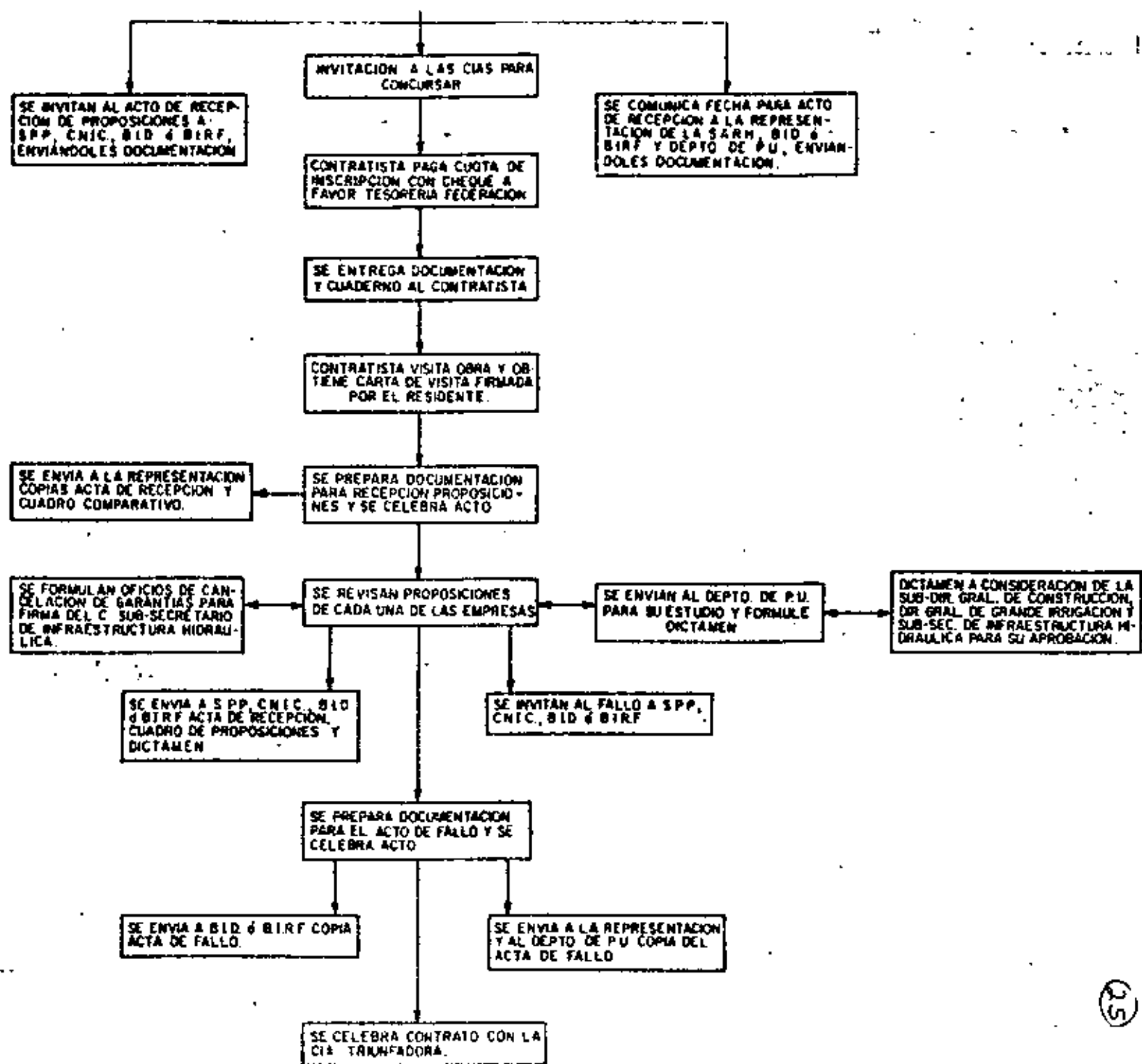
LAS PROPUESTAS DE EMPRESAS Y DICTAMEN

(2)

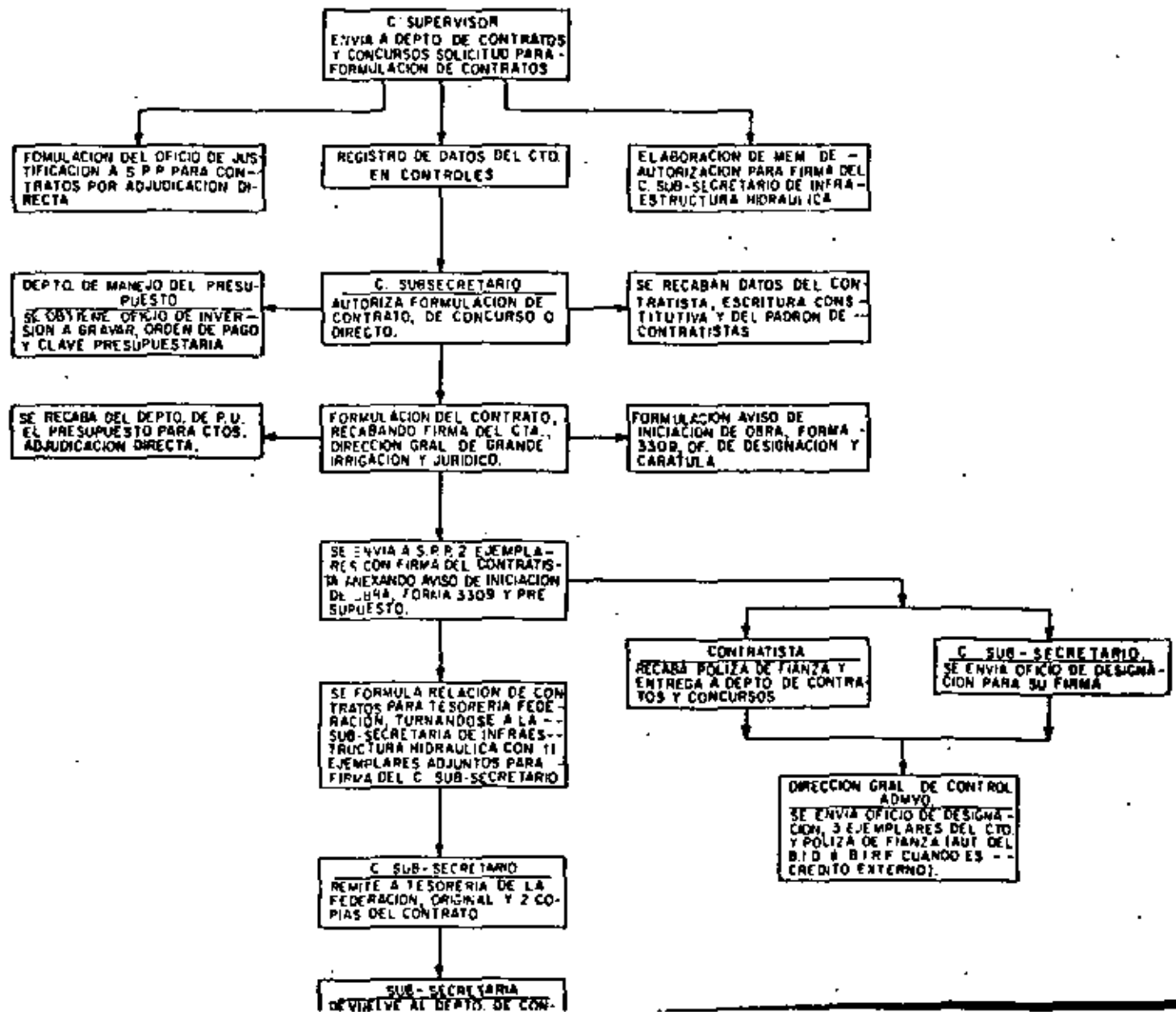
# DIAGRAMA DE FLUJO PARA LA ADJUDICACION DE CONTRATOS POR CONCURSO

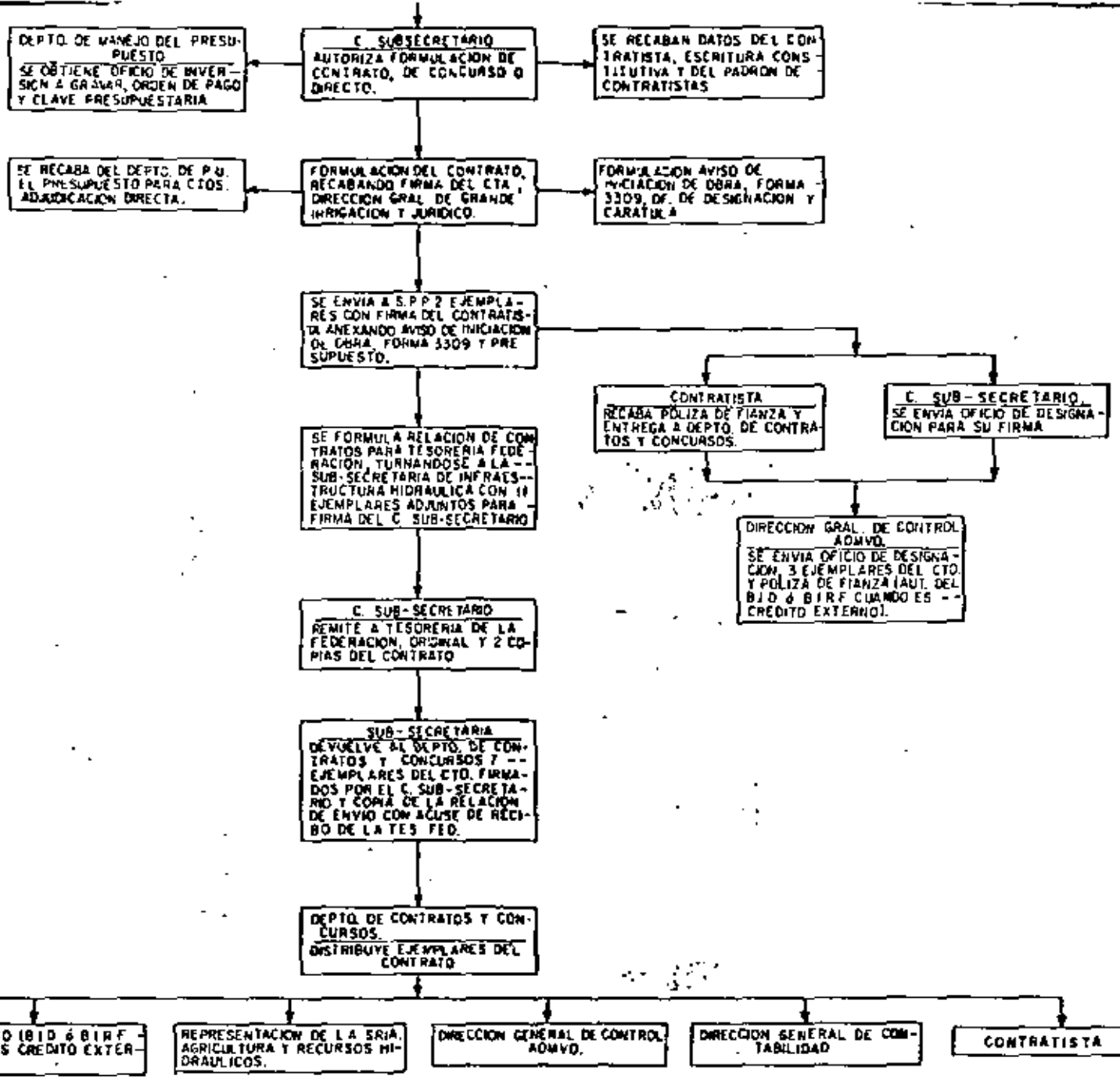


(72)

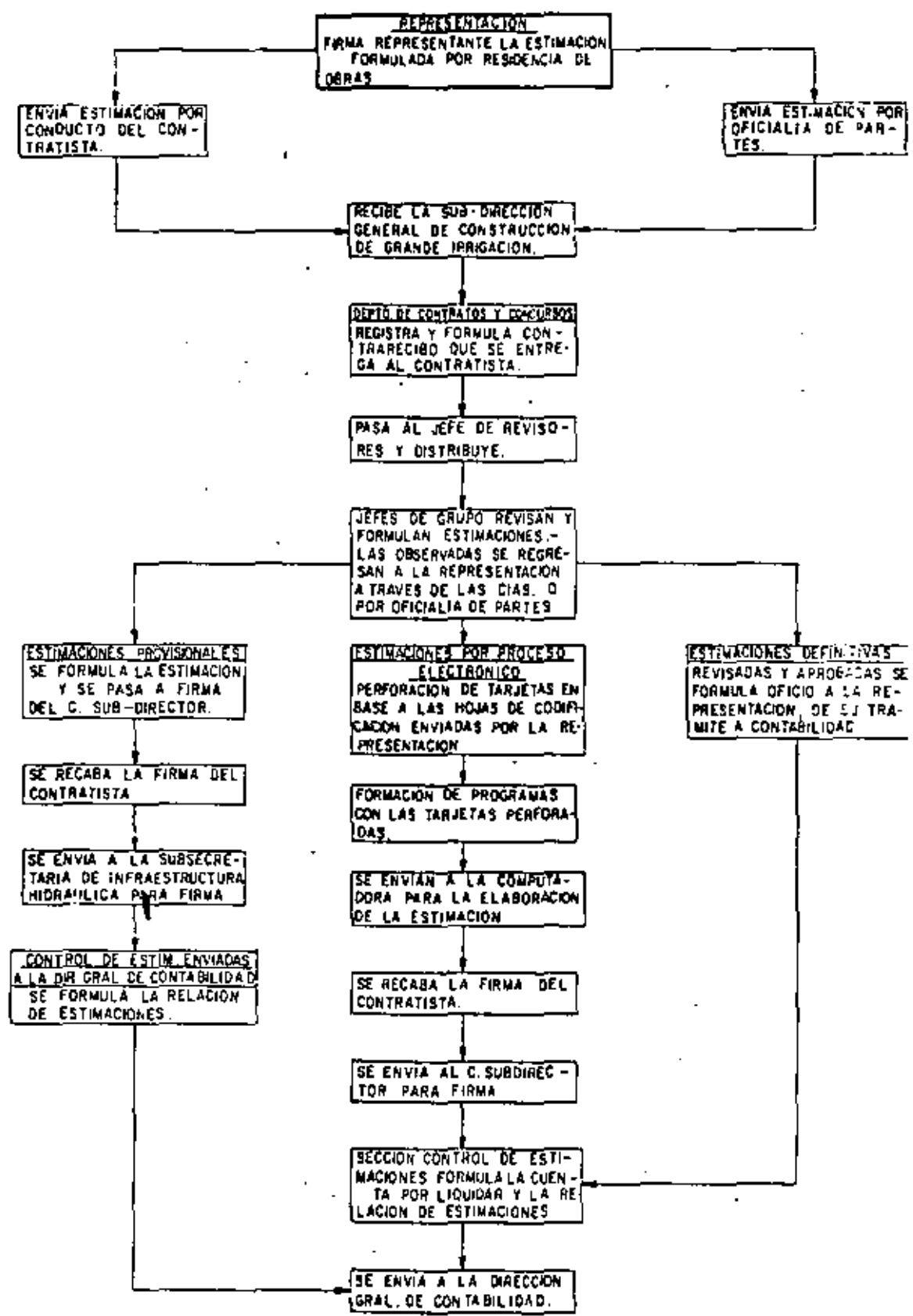


# DIAGRAMA DE FLUJO DEL TRAMITE DE CONTRATOS DE OBRA MAYOR.





# DIAGRAMA DE FLUJO DEL TRAMITE DE ESTIMACIONES





①  
AÑORVE ORTEGA JORGE CARLOS  
2a. Carvajal 2816  
Mazatlán, Sin  
C.P. 28000

DOM TRABAJO Y TEL  
Plaza Sábalo Local 6 en Av. Camarón Sábalo  
Mazatlán, Sin  
C.P. 82000

②  
BANDA MENDEZ MARTIN  
Calle 2a. entre Zaragoza y Madero # 30  
Cd. Valle Hermoso, Tam.

TEL-2-04-03 (TEL CERCANO)

DOM. TRABAJO Y TEL.  
Col. Francisco González Villarreal  
San Fernando, Tam.

Domicilio: Calle Coahuila y 2a. # 53  
TEL-42 por operadora (Fco. González Villarreal, Tam.  
Vía Matamoros).

③  
CANCINO TORRES JOAQUIN  
Calle 8z. Ote # 8  
Tapachula, Chis

TEL-5-04-73

DOM TRABAJO Y TEL  
9a. Nte y 13a. Ote- 1er. Piso  
Tapachula, Chis

TEL-5-14-19

RESIDENCIA GENERAL  
3a. Nte # 105  
Tapachula, Chis.

④  
CASTRO CORRALES MARTIN ALFONSO  
Rep. de Chile No. 70 Pte  
Fracc. Cota  
Los Mochis, Sin

TEL-2-83-51

DOM TRABAJO Y TEL.  
Proyecto Ocoroni, Sin  
Ocoroni, Sin.

(5)  
CORONADO BEJARANO JOSE JAIME  
Fco. Sarabia # 470  
Col. Moderna  
Irapuato, Gto.

TEL-6-79-72

DOM TRABAJO Y TEL  
Fco. Sarabia # 439  
Col. Moderna  
Irapuato, Gto.

TEL-6-71-63

(6)  
CORONEL GARCIA LUIS  
Amado Nervo # 703 Sur Depto. # 2  
Col. Arbol Grande  
Cd. Madero, Tam

TEL-5-61-84

DOM TRABAJO Y TEL  
Proyecto Pujal- Coy II Fase M.D.  
Juárez y Boulevard Carretera México-Laredo # 30  
Cd. Valles, S.L.P.

TEL-2-25-03

(7)  
CHACON FERNANDEZ JAIME  
Calle 7 y 9 Avenida 3  
Cartago  
Costa Rica, C.A.

TEL-517029

DOM. TRABAJO Y TEL.  
Servicio Nacional de Electricidad  
Depto. de Riego y Avenamiento  
Cañas, Guanacaste  
Costa Rica, C.A.

TEL-690676

(8)  
DEL ANGEL ARRIETA ROBERTO  
Av. Xalapa # -61-1 Bis  
Jalapa, Ver

Cuauhtémoc # 74  
Tantoyuca, Ver

DOM TRABAJO Y TEL  
Proyecto Actopan-La Antigua-Puente Nacional  
Domicilio conocido en Rinconada, Ver

DEL RIO RODRIGUEZ HUGO M. (9)  
Av. Revolución # 332  
Campeche, Camp.

TEL-6-50-04

DOM TRABAJO Y TEL  
Proyecto Valle de Edzná, Chunchintoc, Yohaltún.  
Av. Miguel Alemán # 127

TELS-6-02-85  
6-59-79

FRANCO PEDRAZA FRANCISCO (10)  
Samoa # 310 (entre Turquesa y Tonga)  
Col. Paraiso  
Cd. Reynosa, Tam

TEL-2-62-63

DOM TRABAJO Y TEL.  
Brecha E-102  
Cd. Reynosa, Tam (SARH)

GAMA AGUILERA ROBERTO (11)  
Av. Juárez # 404-6  
Cd. Valles, S.L.P.

TEL-2-19-04

DOM TRABAJO Y TEL  
Proyecto Pujal-Coy M.D.  
Juárez y Boulevard México-Laredo # 30  
Cd. Valles, S.L.P.

TEL-2-25-03

GARCIA CASTILLO GERARDO (12)  
Calle Aldama No. 5  
Temascalcingo, Edo de México.

DOM TRABAJO Y TEL  
Av. 16 de Septiembre  
Plán Nacional Hidráulico del Centro  
Mixquiahuala, Hgo.

GUZMAN SORIANO DELFINO ENRIQUE (13)

DOM TRABAJO Y TEL  
Calle 4a. Sur # 503  
Cd. Delicias, Chih.

TEL-2-50-85

HERNANDEZ GARNICA ERUBIEL (14)  
Av. Cuauhtémoc # 501  
Col. A. López Mateos  
Oaxaca, Oax.

TEL-6-41-56

DOM TRABAJO Y TEL.  
Proyecto Temporal Tecnificado  
Chimalapa-Chicapa, Oaxaca y Chiapas,  
Morelos e Isabel La Católica (altos)

TEL-3-04-93 de Cd. Ixtepec, Oax. (LADA 91-9711)

TEL-49 Miltepec, Oax.

LOYA VERDUGO MARTO DE JESUS (15)  
Angel Flores # 32  
San Miguel Zapotitlán, Sin

TEL-28 de San Miguel Zapotitlán

DOM TRABAJO Y TEL.  
Dom. Conocido El Burrión Guasave, Sin.

TEL-65 (SARH)

MEJIA OCAMPO JORGE LUIS (16)  
Calle Constitución # 859  
Culiacán, Sin

TEL-2-97-43

DOM TRABAJO Y TEL  
Paseo de la Reforma # 45- Piso 10  
C.P. 06030

TEL-5-92-01-08

MUROZ SOLIS EFREN <sup>(17)</sup>  
Cipriano Jaimes # 12  
Cd. Altamirano, Gro

DOM. TRABAJO Y TEL.  
Coyuca de Catalán, Gro.  
Zona de Riego Gral. Andrés Figueroa

MUROZ SOTELO JOSE ARTURO <sup>(18)</sup>  
Bernal Díaz del Castillo # 31  
Col. Chap. Sur  
Morelia, Mich

TEL-4-25-79

MEDINA SIFUENTES PEDRO <sup>(19)</sup>  
Juárez No. 421-31  
Zona Centro  
Cd. Valles, S.L.P.

Artesanos No. 501  
Col. Lauro Aguirre

TEL-3-72-14 (Localización)

DOM. PARTICULAR:  
A. Obregón No. 42  
Esq. Con Av. "C"  
Col. Arenal  
Tampico, Tam.

DOM TRABAJO Y TEL.  
Proyecto Pujal-Coy- II Fase M.I.  
Juárez y Boulevard México-Laredo # 30  
Cd. Valles, S.L.P.

TEL-2-26-53

OROZCO PASCUAL J. SANTOS <sup>(20)</sup>  
Rep. de Venezuela # 27-5  
Col. Centro  
México 1, D.F.

TEL-5-22-61-24

DOM TRABAJO Y TEL  
Paseo de la Reforma # 45-Piso 10  
C.P. 06030

POZOS G. DE LOPEZ MARIA ISABEL (21)  
Fco. González Bocanegra # 21  
Barrio de Esquipula  
- Cd. Altamirano, Gro.

DOM TRABAJO Y TEL  
Rey Irepan s/n  
Ex-Comisión del Río Balsas  
Cd. Altamirano, Gro.  
Proyecto Hermenegildo Galéana y Vicente Guerrero

TEL-91-737 - 2-00-48

RUBIO RUELAS PABLO (22)  
Ejido Palos Verdes  
Guasave, Sin

DOM TRABAJO Y TEL.  
Villafañez y B. Valenzuela  
Guasave, Sin

TEL-2-28-80  
2-25-68

RODRIGUEZ CARRILLO JOSE (23)  
Sector # 5 No. 95  
Manzanillo, Colima  
28200

TEL-2-13-13

DOM TRABAJO Y TEL  
Basilio Vadillo No. 210  
- Tecomán, Col.

TEL-4-00-23  
4-21-85  
4-21-87

Residencia de Obras de Grande Irrigación

RUVALCABA ZURIGA RODOLFO (27)  
Sor Juana Inés de la Cruz # 52 Nte.  
Villa Hidalgo, Nayarit

DOM TRABAJO Y TEL  
(SARH)  
Tepic, Nay.

TEL-3-07-70

(23)  
SALAS ARIAS SERGIO  
300 Mts. Oeste Inst. Sup. Julio Acosta  
San Ramón de Alajuela  
Costa Rica, C.A.

TEL-455304

DOM. TRABAJO Y TEL.  
Servicio Nacional de Electricidad  
Oficinas Regional Cañas  
Cañas, Guanacaste  
Costa Rica, C.A.

TEL-690676

(24)  
SANTIBANEZ TORRES HELIODORO  
Calle Cecilio García # 3 Barrio del Coco  
Huetamo, Mich.

DOM TRABAJO Y TEL.  
Calle Rey Irepan s/n  
Altamirano, Gro  
Residencia de Construcción (SAPH)

TEL-2-00-48

(28)  
URIARTE MEDINA TITO ELEAZAR  
Dr. Romero # 2571  
Col. Industrial Palmito  
Culiacán, Sin

DOM TRABAJO Y TEL  
Proyecto Elota-Piactla  
La Cruz, Sin.

TEL-1-01-50

(27)  
TOLEDO ESPINOSA BALDEMAR  
Campeche s/n  
Col. Cerecedo Estrada ó  
Av. S.L.P. No. 17  
Huejutla de Reyes, Hgo.

Dom. Papás

TEL-6-04-98  
Casa papás dejar recado

DOM TRABAJO Y TEL  
Paseo del Coyol Real  
Col. Las Jacarandas  
Huejutla de Reyes, Hgo.

TEL-6-02-75 (SARH)

(29)  
VALDEZ FIGUEROA JESUS MANUEL  
Privada José Ma. # 70  
Col. FOVISSSTE  
Culiacán, Sin

DOM TRABAJO Y TEL  
Proyecto Elota-Piactla  
La Cruz, Sin

TEL-1-01-50

(30)  
VALERIO SANDOVAL JORGE LUIS  
300 Mts. Este Iglesia Los Angeles  
Atenas, Costa Rica

TEL-465258

DOM TRABAJO Y TEL  
Servicio Nacional de Electricidad  
Depto. de Riego y Avenamiento  
Apdo. 936  
San José Costa Rica

TEL-232029

(31)  
ZETINA BALAN FELIPE JAVIER

DOM TRABAJO Y TEL  
Av. Miguel Alemán # 127  
Campeche, Camp.

TELS-6-02-85  
6-59-79

(32)  
ZURIGA LOMELI MIGUEL  
Río Hondo 2385  
Fraccionamiento El Rosario  
Guadalajara, Jal.

TEL-35-23-11

DOM TRABAJO Y TEL  
Basilio Vadillo 210  
Tecomán, Col.

TEL-4-00-23  
4-21-85  
4-21-87