

1925

ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS

U.N.A.M.

1958

- TESIS
- PROFESIONAL

PROYECTO DEL PUENTE  
PRINCIPAL DEL "ARROYO SECO"  
EN LA CARRETERA  
GUADALAJARA-BARRA DE NAVIDAD

Que para obtener el título de:  
INGENIERO CIVIL  
presenta el pasante:  
RAUL JORGE URIEGAS SANCHEZ DE LA VEGA





Universidad Nacional  
Autónoma de México



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**

**Tesis Digitales**

**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**

**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

*A mi esposa e hijos  
con todo mi cariño.*

*A mis padres y hermanos  
con mi eterno agradecimiento.*

*A la memoria de mi hermano Ernesto  
con profundo respeto y admiración.*

*A mis maestros y amigos  
con toda mi estimación.*



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

ESCUELA NACIONAL DE INGENIERIA

Dirección

Núm. 73-5408

Exp. Núm. 73/214.2/

Al Pasante señor Raúl Jorge URIEGAS SANCHEZ DE LA VEGA  
P r e s e n t e .

En atención a su solicitud relativa,  
me es grato transcribir a usted a continuación el tema que aprobado  
por esta Dirección propuso el señor profesor Ingeniero Alberto  
Barocio B., para que lo desarrolle como tesis en su examen profe-  
sional de Ingeniero CIVIL.

DISERÑO DETALLADO DEL PUENTE PRINCIPAL "ARROYO SECO"

"Sobre el trazo de la carretera  
"Guadalajara-Barra de Navidad-Cihuatlán", existe la necesi-  
dad de proyectar un puente en el cruce denominado "Arroyo  
Seco", ubicado en el Km. 315.360 de la misma.

Por razones de economía la elección  
del cruce fué hecha en un lugar en que existe un islote que  
reducirá la longitud total del puente, por lo cual se pro-  
yectarán un Puente Auxiliar y uno Principal.

El Pasante desarrollará el Puente  
Principal cuya elección de tipo fué hecha en la Tesis del  
Pasante Fernando Uriegas Sánchez de la Vega, y debiendo com-  
prender este proyecto los siguientes aspectos:

- I.- Proyecto detallado de la superestructura.
- II.- Cálculo de la rasante para unir este Puente Principal  
con el Auxiliar y ligar estos con la rasante del  
camino.
- III.- Cálculo de las subestructuras y la cimentación.

Por lo que toca al Puente Auxiliar,  
su proyecto fué desarrollado por el Pasante Fernando Uriegas  
Sánchez de la Vega."

Ruego a usted tomar debida nota de que  
en cumplimiento de lo especificado por la Ley de Profesiones, debe-  
rá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses  
como requisito indispensable para sustentar su examen profesional;  
así como de la disposición de la Dirección General de Servicios  
Escolares, en el sentido de que se imprima en lugar visible de los  
ejemplares de la tesis, el título del trabajo realizado.

Muy atentamente,

"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"  
México, D.F. 17 de octubre de 1958  
EL DIRECTOR

ING. JAVIER BARROS SIERRA

JBS'RFV'eag.

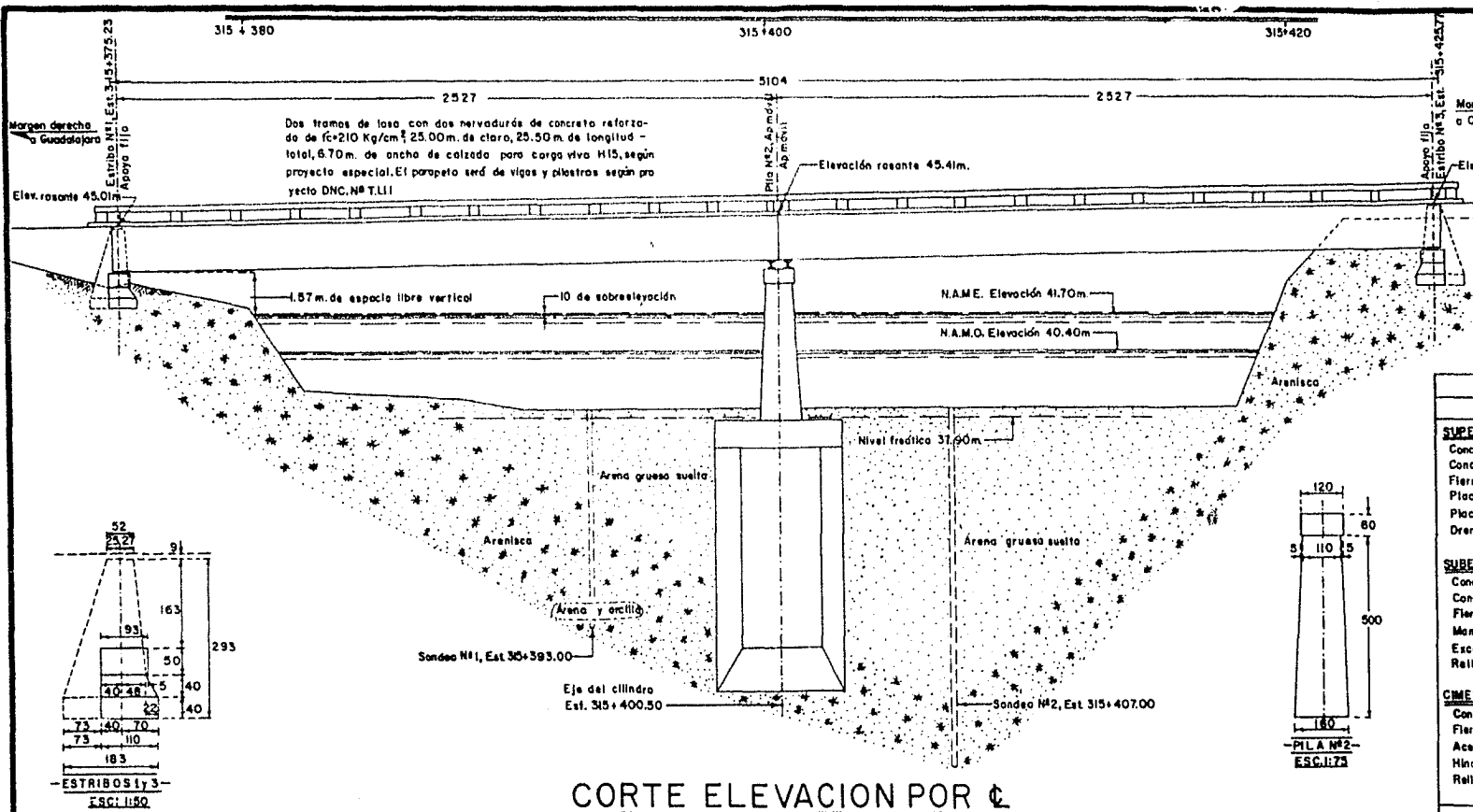
## **A N T E C E D E N T E S:**

El trabajo que a continuación desarrollo consiste en el Proyecto Detallado del puente Principal "Arroyo Seco" cuya elección de tipo y anteproyectos se estudiaron en la Tesis de mi hermano Fernando Uriegas Sánchez de la Vega, - pasante de esta escuela, por lo cual yo solo adjunto el an teproyecto No. 3 (véase plano No. 1) que fue el adoptado - en dicho estudio y sobre el cual me baso.

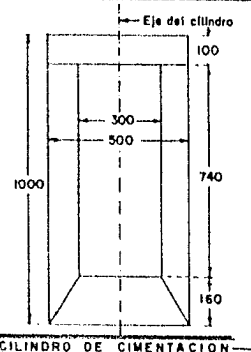
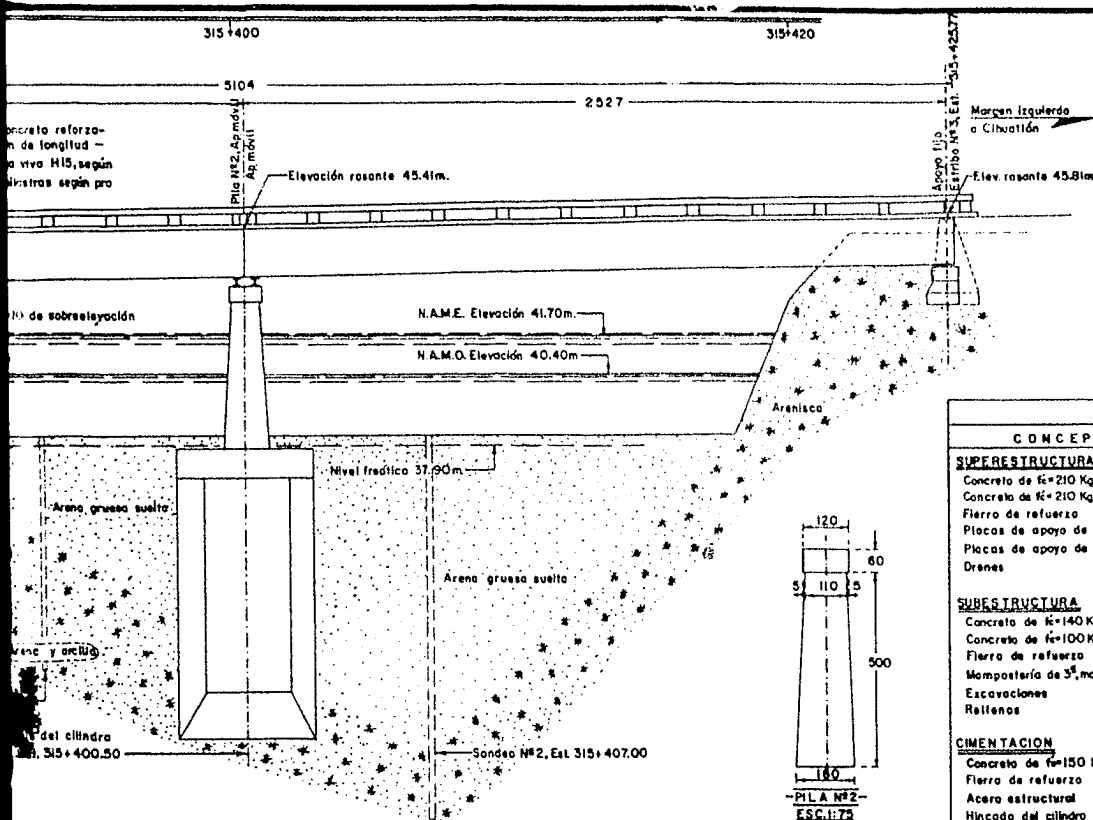
El proyecto comprenderá los siguientes puntos:

- 1.- Cálculo de la Superestructura.
- 2.- Cálculo de los apoyos para esa superestructura.
- 3.- Cálculo de la Rasante común a los dos puentes.
- 4.- Cálculo de los Estribos.
- 5.- Cálculo de la pila central.
- 6.- Cálculo de el cajón de cimentación.

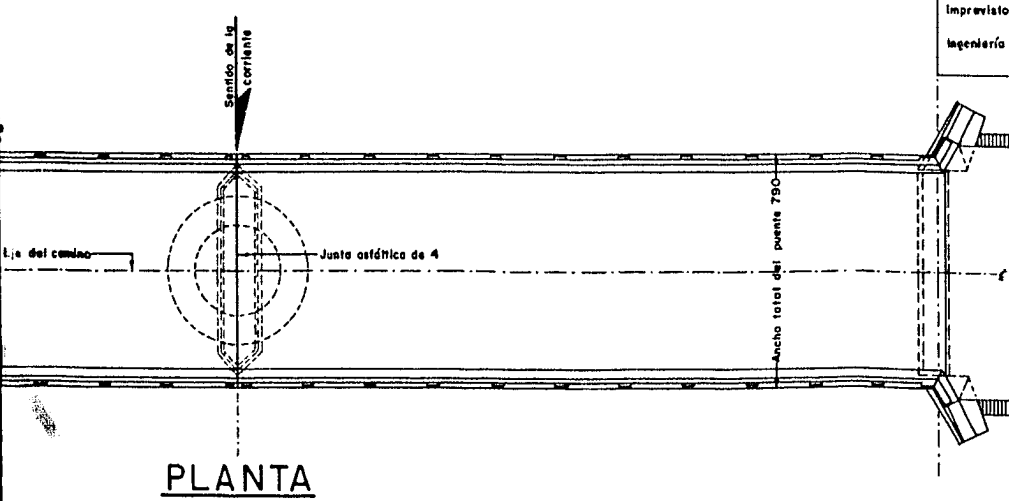
Raul Jorge Uriegas Sánchez de la Vega.



PLANTA



CORTE ELEVACION POR  $\angle$



PLANTA

| PRESUPUESTO                                       |           |                |          |                   |
|---------------------------------------------------|-----------|----------------|----------|-------------------|
| CONCEPTO                                          | CANTIDAD  | UNID.          | PRECIO   | IMPORTE           |
| <b>SUPERESTRUCTURA</b>                            |           |                |          |                   |
| Concreto de $f_c=210 \text{ Kg/cm}^2$ en parapeto | 7.50      | m <sup>3</sup> | 1,027.00 | 7,702.50          |
| Concreto de $f_c=210 \text{ Kg/cm}^2$ en losa     | 146.60    | m <sup>3</sup> | 450.00   | 65,970.00         |
| Hierro de refuerzo                                | 35,145.00 | Kg             | 3.12     | 109,652.40        |
| Placas de apoyo de acero                          | 1,112.00  | Kg             | 8.00     | 8,896.00          |
| Placas de apoyo de plomo                          | 128.00    | Kg             | 10.00    | 1,280.00          |
| Drenes                                            | 28.00     | Pza.           | 23.00    | 644.00            |
| <b>SUMA</b>                                       |           |                |          | <b>194,144.90</b> |
| <b>SUBESTRUCTURA</b>                              |           |                |          |                   |
| Concreto de $f_c=140 \text{ Kg/cm}^2$             | 11.70     | m <sup>3</sup> | 325.00   | 3,802.50          |
| Concreto de $f_c=100 \text{ Kg/cm}^2$ cidiópeo    | 48.40     | m <sup>3</sup> | 188.73   | 8,757.07          |
| Hierro de refuerzo                                | 418.00    | Kg             | 3.12     | 1,304.12          |
| Mampostería de 3 <sup>a</sup> mortero cemento 1:3 | 36.00     | m <sup>3</sup> | 111.54   | 4,015.44          |
| Excavaciones                                      | 187.00    | m <sup>3</sup> | 10.93    | 2,043.91          |
| Reellenos                                         | 139.00    | m <sup>3</sup> | 12.51    | 1,738.39          |
| <b>SUMA</b>                                       |           |                |          | <b>21,681.97</b>  |
| <b>CIMENTACION</b>                                |           |                |          |                   |
| Concreto de $f_c=150 \text{ Kg/cm}^2$ cilindro    | 14.40     | m <sup>3</sup> | 270.00   | 3,888.00          |
| Hierro de refuerzo                                | 3,842.00  | Kg             | 3.12     | 11,987.04         |
| Acero estructural                                 | 678.50    | Kg             | 7.00     | 4,749.50          |
| Hincado del cilindro                              | 196.00    | m <sup>3</sup> | 100.00   | 19,600.00         |
| Releño de piedras en el cilindro                  | 52.00     | m <sup>3</sup> | 19.53    | 1,015.53          |
| <b>SUMA</b>                                       |           |                |          | <b>76,232.07</b>  |
| <b>TOTAL</b>                                      |           |                |          | <b>292,038.94</b> |
| Imprevistos: 10% sobre el total                   |           |                |          | 29,203.89         |
| <b>SUMA</b>                                       |           |                |          | <b>321,242.83</b> |
| Ingeniería y administración: 10 %                 |           |                |          | 32,124.28         |
| <b>PRESUPUESTO TOTAL DEL PUENTE</b>               |           |                |          | <b>353,367.11</b> |

| DATOS HIDRALICOS               |                             |
|--------------------------------|-----------------------------|
| Gasto de la corriente          | 409.00 m <sup>3</sup> /seg. |
| Velocidad de llegada           | 3.20 m/seg.                 |
| Velocidad bajo el puente       | 3.30 m/seg.                 |
| Sobreelevación                 | 0.10 m                      |
| Area hidráulica sin estrechar  | 128.10 m <sup>2</sup>       |
| Area hidráulica bajo el puente | 123.40 m <sup>2</sup>       |
| Espacio libre vertical         | 1.57 m.                     |

UNIVERSIDAD NACIONAL DE MEXICO  
 ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS  
 TESIS PROFESIONAL  
 RAUL JORGE URIEGAS SANCHEZ  
 PUENTE PRINCIPAL DEL  
 "ARROYO SECO"  
 ANTEPROYECTO N°3  
 México D.F., 1958 | Plano N° 1

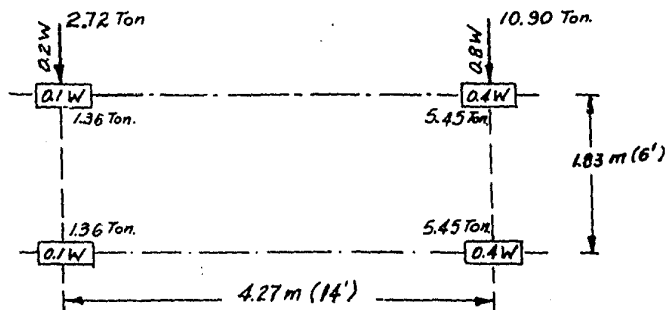
## CAPITULO I.- PROYECTO DETALLADO

### 1.- CALCULO DE LA SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE PRINCIPAL

**CARACTERISTICAS.-** De acuerdo con el tipo de puente elegido, que es el que se muestra en el plano No. 1 Anteproyecto No. 3, la superestructura consistirá en dos tramos de losa nervada de concreto reforzado, de 25 m de claro (25.50 - de longitud) de espesor constante y perfil parabólico. El parapeto será de vigas y pilastras según proyecto No. T.1.1.1 - de la Dirección Nacional de Caminos.

**TRANSITO.-** Se proyectará la superestructura para dar paso a dos líneas de camiones H-15. y de acuerdo con las Especificaciones de la AASHO 1953.

El camión tipo H15 tiene un peso total de (30,000 - lbs) 13.62 Ton. que se reparte como se indica en el croquis siguiente: (AASHO 3.2.8.C)



Camión Tipo H15-44  
Figura No. 1

### DATOS PARA EL PROYECTO

|                                  |          |
|----------------------------------|----------|
| Claro .....                      | 25.00 m. |
| Longitud .....                   | 25.50 m. |
| Ancho de calzada .....           | 6.70 m.  |
| Ancho de las guarniciones .....  | 0.60 m.  |
| Ancho total del Puente.....      | 7.90 m.  |
| Altura de las guarniciones ..... | 0.25 m.  |
| Bombeo (2%) parabólico .....     | 0.07 m.  |
| Número de nervaduras .....       | 2.       |

Capa asfáltica de 1 cm. de espesor. con peso de 20 Kg/m<sup>2</sup>.

Parapeto de vigas y pilastras según Proy. DNG. T. 1. 1. 1.

Carga viva = 2 líneas de tránsito H15-44

Especificaciones que se aplicarán en todos los conceptos: AASHO 1953 y A.W.S 1956.

Concreto de  $f_c' = 210 \text{ Kg/cm}^2$ .

Acero de refuerzo redondo corrugado de grado estructural, especificación A.S.T.M. A<sub>15</sub> (Sin cumplir ASTM. A 305).

### FATIGAS PERMISIBLES.

(AASHO. 3.4. 11 c y d. 3.4.12)

1.- Concreto:

$$f_c' = 210 \text{ Kg/cm}^2 \approx 3.000 \text{ # / pulg}^2.$$

$$f_c = 0.4 f_c' = 0.4 \times 210 = 84 \text{ Kg/cm}^2.$$

v (para refuerzo en el alma y anclaje especial):

$$v = .075 f_c' = .075 \times 210 = 15.75 \text{ Kg/cm}^2.$$

v (sin refuerzo en el alma):

$$v = .03 f_c' = .03 \times 210 = 6.30 \text{ Kg/cm}^2.$$

2.- Acero de refuerzo:

$f_s$  (principal y del alma) =  $1,265 \text{ Kg/cm}^2 \cdot \div 18,000 \text{ \#/pulg}^2$ .  
 $M$  (acero corrugado - Se toma el 75% del indicado por AASHO  
 por no cumplir ASTM A 305) =  $.075 f_c' = .075 \times 210 = 15.75$   
 $\text{Kg/cm}^2$ .

#### CONSTANTES DE CALCULO.

En vigas balanceadas (AASHO 3. 4. 11. a).

$$n = 10$$

$$k = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{n f_c}} = \frac{1}{1 + \frac{1265}{10 \times 84}} = 0.399; \quad \frac{k}{j} = 0.133$$

$$j = 1 - \frac{k}{j} = .867$$

$$n = 10$$

$$k = .399$$

$$j = .867$$

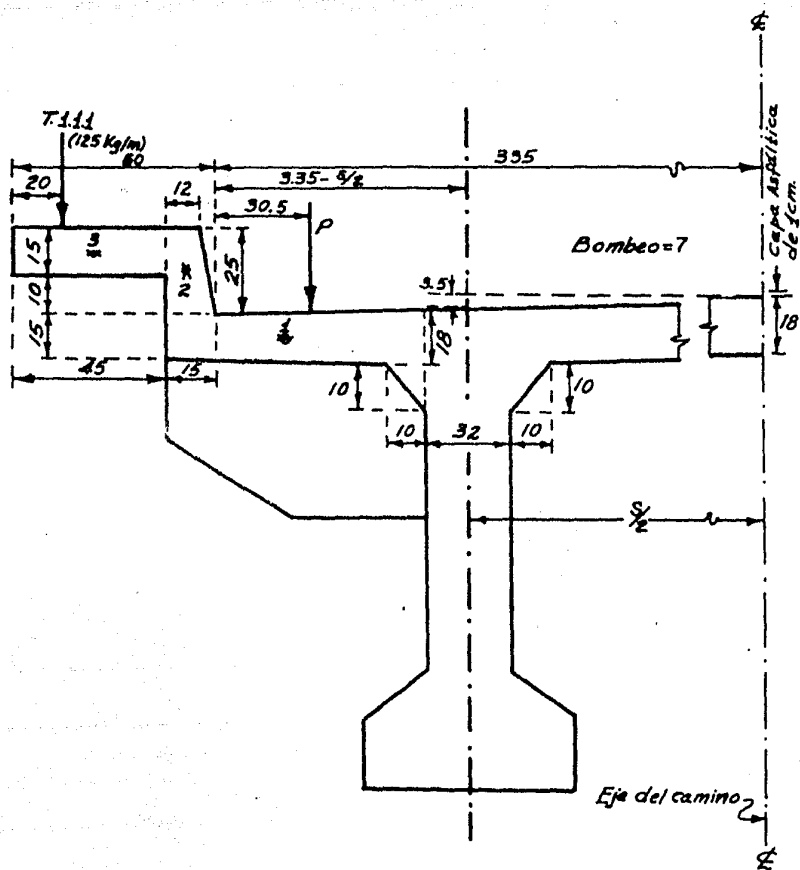
$$k = \frac{1}{2} f_c k j = \frac{84}{2} \times .399 \times .867 = 14.529; \quad \frac{1}{2} = 3.81 \quad K = 14.529$$

$$C = \frac{1}{\sqrt{K}} = \frac{1}{3.81} = 0.262$$

$$p = .01325$$

#### DIMENSIONES SUPUESTAS

Tomando como base la sección obtenida para otros -  
 proyectos calculados se supone la sección de la losa. Se -  
 indica en la hoja No. 3 ya determinada mediante tanteos pre-  
 vios.



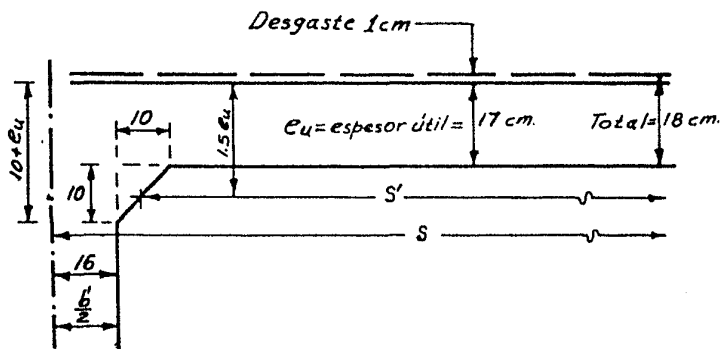
SECCION PROPUESTA

# SEPARACION ENTRE NERVADURAS.

La separación será tal que los momentos máximos en la losa (Voladizo y claro central) sean iguales.

## LOSA CENTRAL.

Claro de cálculo (AASHO Art. 3.7.4)



Hipótesis por comprobar:

- 1.- Espesor total de la losa = 18 cm.
- 2.- Ancho del alma del nervio = 32 cm.

Para el claro de cálculo: S'

Si  $e_u$  = espesor útil = 17 cm.

Si Carteles de 10 cm.

$$\begin{aligned} S' &= S - 2 \frac{b'}{2} - 2[10 + e_u - 1.5 e_u] \\ &= S - b' - 2[e_u(1-1.5) + 10] \\ &= S - b' - 2[10 - 0.5 e_u] \end{aligned}$$

$$\therefore S' = S - b' - 2(10 - 0.5 e_u)$$

$$S' = S - 32 - 2(10 - 0.5 \times 17)$$

$$= S - 32 - 2(10 - 8.5) = S - 32 - 2(1.5) = S - 35$$

$$\therefore S' = S - 35 = \text{Claro de cálculo en metros}$$

Por carga viva (AASHO 3.3.2.C.A)

3a. Hipótesis, que el claro de cálculo  $> 7' = 2.13 \text{ m.}$

(es casi seguro que  $S' > 2.13 \text{ m.}$ )

Para una rueda siempre de 12,000 # = 5,440 Kg

$$E = 0.4S' + 3.75 = 0.4 S' + \frac{3.75}{3.28} = 0.4S' + 1.142.$$

$$E = 0.4 (S-.35) + 1.142 = 0.4 S - .14 + 1.142 = 0.4S + 1.002$$

$\therefore E = 0.4 S + 1.002.$  metros. (Que es el ancho de losa central sobre el cual se distribuye la carga de una rueda.)

$$I = 0.30$$

$$M_v = \pm 1.3 \times 0.2 \times \frac{5,440 \times S'}{E} = \pm 1415 \frac{(S-.35)}{0.4S+1.002} \text{ Kg.m.}$$

Por carga muerta (Considerando la losa semiempotrada):

$$W = 0.18 \times 2 \ 400 + 20. = 452 \text{ Kg/m}^2.$$

$$M_m = \pm 0.10 \times 452 (S')^2 = 45.2 (S-.35)^2 = 45.2 (S^2 - 0.7S + 1.225)$$

$$M_m = 45.2 S^2 - 31.64 S + 5.11 \text{ Kg.m.}$$

Momento total  $M_c = M_v + M_m$

$$M_c = \pm \left[ 1415 \frac{(S-.35)}{0.4S+1.002} \right] \pm (45.2 S^2 - 31.64 S + 5.11) \text{ Kg.m.}$$

## 2.- Losa en voladizo

Si se supone la sección crítica en el paño del alma de la nervadura.

Por carga viva (AASHO 3.3.2. c.h.I).

$$P = 12.000 \# = 5,440 \text{ Kg.}$$

$$X = (3.35 - \frac{S}{2}) - 0.16 - 0.305 = 2.885 - \frac{S}{2} (\text{Mts}) (\text{Art. 3.3.2.b})$$

$$E = 0.8X + 3.75 = 0.8X + \frac{3.75}{3.28} (\text{ft./m}) = 0.8X + 1.142 (\text{Mts.}).$$

$$E = 0.8 (2.885 - \frac{S}{2}) + 1.142 = 2.308 - 0.4 S + 1.142 = 3.450 - 0.4S$$

$$E = 3.450 - 0.4S (\text{Mts.}).$$

$$I = 0.30$$

$$M_v = - 1.3 \times \frac{5,400}{E} X = -7,070 \frac{X}{E} = -7,070 \frac{(2.885 - \frac{S}{2})}{3.45 - 0.4S} \text{ Kg.m}$$

Por carga muerta:

$$A_1 = [(3.35 - S/2) + 0.15 - 0.16] \frac{0.18 + .15}{2}$$

$$= (3.34 - S/2) \cdot .165 = 0.551 - .0825 S \text{ (m}^2\text{)} = A_1$$

Su brazo de palanca respecto al paño de la nervadura:

$$d_1 = (3.34 - S/2) \times \frac{1}{3} \frac{(.18 + 2 \times .15)}{(.18 + .15)} = (3.34 - \frac{S}{2}) \times \frac{1}{3} \times \frac{48}{33} = 1.62 - .24 S \text{ (m)}$$

$$A_2 = (.15 + .12) \cdot \frac{.25}{2} = .135 \times .25 = .0337 \text{ m}^2 \text{ (m}^2\text{)} = A_2$$

$$X_2 = \frac{B^2 + bB + b^2}{3(B+b)} = \frac{.15^2 + .15 \times .12 + .12^2}{3(.15 + .12)} = \frac{.0225 + .0144 + .0180}{.81} = \frac{.0549}{.81} = 0.07$$

$$d_2 = (3.34 - S/2) - .07 = 3.27 - S/2 \text{ (mts).}$$

$$A_3 = 0.45 \times 0.15 = .0675 \text{ m}^2$$

$$d_3 = (3.34 - S/2) + \frac{.45}{2} = 3.565 - S/2 \text{ mts.}$$

Parapeto: T. l. l. l = 125 Kg/m.

$$d_p = (3.34 - S/2) + (.45 - .20) = 3.59 - S/2 \text{ (mts).}$$

Agrupando:

A continuación se forma un pequeño cuadro que incluye los elementos determinados con anterioridad, colocados ordenadamente para facilitar el cálculo de los momentos respectivos:

| C A R G A S.                                           | Kg.                  | BRAZO                 | MOMENTO Kg.m/m                           |
|--------------------------------------------------------|----------------------|-----------------------|------------------------------------------|
| PARAPETO                                               | 125.                 | $3.59 - \frac{s}{2}$  | $449 - 62.5 s$                           |
| GUARNICION $A_3 = .0675 \times 2,400 \text{ Kg/m}^3$   | $= 162.$             | $3.565 - \frac{s}{2}$ | $577. - 81. s$                           |
| DADO $A_2 = .0337 \times 2,400$                        | $= 81.$              | $3.27 - \frac{s}{2}$  | $266.5 - 40.5 s$                         |
| LOSA $A_1 = (0.531 - .0825s) \times 2400$              | $= 1,322. - 198.0 s$ | $1.62 - .24s$         | $-317. s$<br>$2,140. - 521. s + 47.5s^2$ |
| CAPA ASPALTICA $(3.19 - \frac{s}{2})^2 \text{ Kg/m}^2$ | $= 64. - 10 s$       | $1.595 - \frac{s}{4}$ | $- 16. s$<br>$104. - 16. s + 2.5s^2$     |
| SUMA:                                                  | $1,754 - 208. s$     |                       | $3,536.5 - 853. s + 50. s^2$             |

$$\therefore \sum P = 1,754 - 208. s \text{ (Kg.)}$$

$$\sum M = 3,536.5 - 853. s + 50. s^2 \text{ (Kg. m/m)} = M_m.$$

A este momento de carga muerta habrá que sumarle el correspondiente de carga viva para obtener el momento total en el voladizo, cuya igualación con expresión del momento total de la losa central, nos permite despejar el claro  $s$  entre nervaduras, como se procede en seguida:

Momento total en el voladizo:

$$M_e = M_v + M_u = 7070 \left( \frac{2.885 - \frac{8}{2}}{3.45 - 0.48} \right) + (3.536.5 - 853.8 + 50s^2)$$

$$M_u = 7070 \left( \frac{2.885 - \frac{8}{2}}{3.45 - 0.48} \right) + 3.536.5 - 853.8 + 50 s^2$$

igualando momentos:

$$1415 \frac{(8 - 35)}{0.48 + 1.002} + 45.2s^2 - 31.64s + 5.11 - 7070 \left( \frac{2.885 - \frac{8}{2}}{3.45 - 0.48} \right) - 3.536.5 +$$

$$+ 853.8 - 50 s^2 = 0$$

$$1415 s - 496. + 18.1 s^3 + 45.2 s^2 - 12.66 s^2 = 31.64s + 2.04 s + 5.11 +$$

$$+ \frac{-8,160s - 20,400 + 3,535s + 1,414s^2}{3.45 - 0.48} - 3,536.5 - 1,415s + 341s^2 + 853s -$$

$$- 20s^3 - 50s^2 = 0$$

Agrupando:

$$- 1.98s^3 + 323.54 s^2 + 823.4 s - 4,027.39 + \frac{4,625 s + 1,414 s^2 - 20,400}{3.45 - 0.48} = 0$$

$$- 6.56s^3 + 0.76s^4 + 1,117 s^2 - 129.5 s^3 + 2,840 s - 329 s^2 - 13,900 + 1,613s -$$

$$- 4,625 s + 1,414 s^2 - 20,400 = 0$$

$$0.76s^4 - 136.06s^3 + 2,202s^2 - 172.8s - 34,300 = 0$$

$$s^4 - 178.8 + 2895s^2 - 226.4 s - 45,100 = 0$$

Resolviendo:

$$- 178.8 + 2895 - 226.4 - 45.100 \quad | 4.72$$

$$\begin{array}{r} + 4.72 - 822. \\ - 174.08 + 2073. \\ + 9,780. \\ + 9,553.6 \\ \hline 0 \end{array}$$

$$\therefore S = 4.72 \text{ m.}$$

Los momentos valen:

$$M_c = 1415 \frac{8.35}{0.48+1.002} + 45.2 S^2 - 31.64 S + 5.11 \text{ (Hoja No.5)}$$

$$= 1415 \frac{4.37}{2.89} + 1,007 - 149,3 + 5.11$$

$$= 2140. + 862.81 = 3,002.81 \text{ Kg-m.} = M_c = \text{Mom. central.}$$

$$M_e = 7070 \left( \frac{2.885}{3.45} - \frac{0.58}{0.48} \right) + 3,536.5 - 853 S + 50 S^2 \text{ (Hoja No.8)}$$

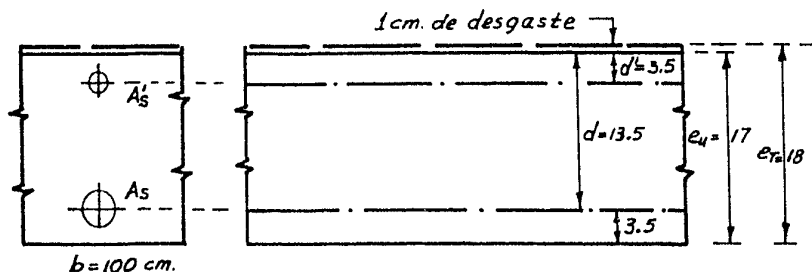
$$= 7070 \frac{0.525}{1.562} + 621.5$$

$$= 2380 + 621.5 = 3,001.5 \text{ Kg-m.} = M_e = \text{Mom. Voladizo}$$

$\therefore$  Se comprueba que  $M_c = M_e = 3,003, \text{ Kg-m.}$

Se comprueba la. 3a. Hipótesis hoja No. 5 que  $s = 4.72 \text{ m} > 2.13 = 7'$

#### DISEÑO DE LA LOSA.



Recubrimiento: (AASHO art. 3.7.7 ).

Para losas el recubrimiento mínimo a la superficie del concreto y a partir de la cara de la barra será de 1".

$$r = 1'' + \phi''/2$$

$$\text{Si } \phi = 3/4''$$

$$\therefore r = 1 + 3/8 = \frac{11}{8}'' ; \times 2.54 = 3.49 \text{ cm} = 3.5 \text{ cm} = r.$$

Momento resistente del concreto:

$$M_{rc} = Kbd^2 = 14.529 \times 100 \times 13.5^2 = 265,000 \text{ Kg. cm.}$$

$$M_e = 3,003 \text{ Kg. m} = 300,300 \text{ Kg. cm.}$$

$$\text{Momento excedente } M_2 = 35,300 \text{ Kg. cm.}$$

Refuerzo de tensión:

$$A_{s1} = \frac{M_{rc}}{f_s \cdot j d} = \frac{265,000}{1265 \times 0.867 \times 13.5} = 17.9 \text{ cm}^2$$

$$A_{s2} = \frac{M_2}{f_s (d-d')} = \frac{35,300}{1265 (13.5-3.5)} = \frac{2.79 \text{ cm}^2}{20.69 \text{ cm}^2}$$

$$\text{Si } \phi = 3/4'' : A_s = 2.84 \text{ cm}^2$$

$$s = \frac{A_s}{A_s} \times 100 = \frac{2.84 \times 100}{20.69} = 13.72 \text{ cm} = 13 \text{ cm.}$$

$$\therefore \phi 3/4'' \text{ } 13 \text{ cm Como refuerzo a la tensión } \therefore A_s = 21.85 \text{ cm}^2$$

Refuerzo a la compresión:

$$A_s' = \frac{M_2}{f_s' (d-d')}$$

donde  $f_s'$  sigue las especificaciones por escurrimiento plástico según la teoría elástica:

$$f_s' = nfc \left( \frac{x-d'}{x} \right)$$

$$X = kd = 0.399 \times 13.5 = 5.39 \text{ cm.}$$

$$f_s' = 10 \times 84 \left( \frac{5.39-3.5}{5.39} \right) = 840 \left( \frac{1.89}{5.39} \right) = 294.5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A_s' = \frac{35,300}{294.5 (10)} = 11.97 \text{ cm}^2 > A_s/2 = 10.92 \text{ cm}^2 \text{ (un poco escasa)}$$

Según especificaciones del C. U. 1940;  $f_s' = 2 \times 294.5 =$

$$= 589 \text{ Kg/cm}^2$$

o las especificaciones del I.A.C.  $f_s' = 589 \text{ Kg/cm}^2$  con lo cual

As' bajaría de valor, por lo que se acepta  $As' = \frac{As}{2}$

$$= 10.92 \text{ cm}^2$$

∴  $\frac{3}{4}" @ 26 \text{ cm.}$  a compresión.

Por lo tanto, los refuerzos superior en el apoyo e inferior en el  $\frac{L}{2}$  serán iguales. Se correrá recto  $\frac{1}{2}$  de ambos y el otro  $\frac{1}{2}$  se doblará, por lo cual el acero a compresión será la mitad del acero a tensión.

Esfuerzo cortante y adherencia: (Art. 3.3.2.f.):

AASHO indica que las losas calculadas siguiendo sus recomendaciones, no requieren verificación por esfuerzo cortante y adherencia.

Separación máxima admisible del refuerzo principal:

$$13 \times 2 = 26$$

$$S_{\max} = 2.5 d = 2.5 \times 13.5 = 34 \text{ cm} > 26 \text{ cm} \therefore \text{Bien}$$

Doblado de varillas del refuerzo principal:

Se hará a una distancia  $d = \frac{S}{\sqrt{8}}$  del centro de la losa y medido sobre el semiperalte:

$$d = \frac{S}{\sqrt{8}} = \frac{437}{\sqrt{8}} = 154 \text{ cm. a partir del } \frac{L}{2}$$

Refuerzo de distribución: (Art. 3.3.2.g).

en el claro central:

$$\% \text{ del principal} = \frac{100}{\sqrt{8}} = \frac{100}{\sqrt{4.37 \times 3.28}} = \frac{100}{\sqrt{14.32}} = 26.3\%$$

$As_d = .263 \times 21.85 = 5.75 \text{ cm}^2/\text{m} = \frac{1}{4}" \phi @ 21 \text{ cm.}$  en todo el ancho en la parrilla inferior.

En el voladizo:

$$\% \text{ del principal} = \frac{100}{\sqrt{8}} > 50 \%$$

$$\therefore As = 0.5 \times 21.85 = 10.97 \text{ cm}^2/\text{m.} = \frac{1}{2}" \phi @ 11 \text{ cm. en todo}$$

el ancho del voladizo y parrilla inferior.

Refuerzo de temperatura:

$$A_{st} = .003 \frac{bd'}{2} = .003 \times 100 \times \frac{17}{2} = 2.55 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

=  $\frac{1}{2}" \phi @ 48 \text{ cm.}$  en todo el ancho de la parrilla superior

Separación máxima admisible del refuerzo secundario:

$$5d = 5 \times 13.5 = 67.5 \text{ cm. } \delta 45 \text{ cm. se dará } 45 \text{ cm.}$$

Refuerzo sobre diafragmas:

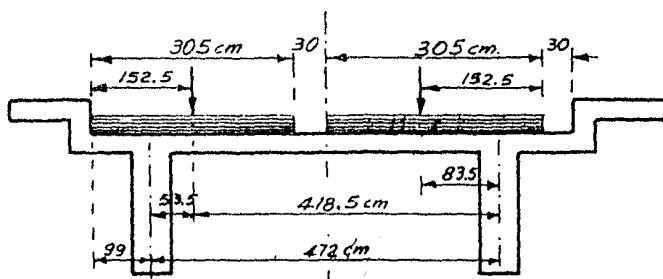
Para prevenir grietas en la unión de la losa con los diafragmas, se pondrán en la parrilla superior en todo el ancho de la calzada 2 varillas de  $\frac{1}{2}" \phi$  entre cada dos varillas del refuerzo longitudinal de la parrilla superior y cubrirán aproximadamente  $\frac{1}{5}$  del claro entre diafragmas.

DISEÑO DE LAS NERVADURAS.

PROPORCIONAMIENTO DE LA NERVADURA POR MOMENTO:

1.- Momento por carga viva:

Factor de concentración (Art. 3.2.6).



$$P_c = \frac{4.185 + .835}{4.72} = \frac{5.02}{4.72} = 1.063 \text{ de línea de tránsito.}$$

Coefficiente de incremento por impacto: (Art. 3.2.12):

$$L = 25.00 \text{ m} = 82'$$

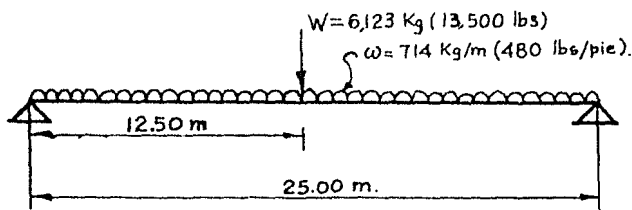
$$I = \frac{50}{L+125} = \frac{50}{82+125} = \frac{50}{207} = 0.242$$

El momento por carga móvil:

Rige la carga equivalente desde claros mayores de 17m.

(Véase "Puentes" Vicente Guerrero y Gama pág. 62-B).

Con la carga equivalente (AASHO 3.2.7):



Para una banda de circulación y sin incluir impacto:

$$M_v = \frac{W L}{4} + \frac{w L^2}{8} = \frac{6123 \times 25}{4} + \frac{714 \times 25^2}{8} = 38,300 + 55,800$$

$$\therefore M_v = 94,100 \text{ Kg.m.}$$

$$\therefore M_v = 1.063 \times 1.242 \times 94,100 = 124,300 \text{ Kg.m.} = M_v$$

Momento por carga muerta:

La carga uniformemente repartida está definida por media sección:

Carga muerta debida al voladizo: (hoja No. 7):

$$W_1 = 1,754 - 208. S = 1754 - 208 \times 4.72 = 1754 - 983. = 771 \text{ Kg/m}$$

Carga muerta debida a la losa central (media sección):

(hoja No. 5).

$$W = 452 \text{ Kg/m}^2; \text{ para } S = \frac{4.72}{2} = 2.36$$

$$\therefore W_2 = 452 (2.36 + .16) = 452 \times 2.52 = 1,140 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Carteles: } (0.10 \times 0.10) \frac{2}{2} = .01 \text{ m}^2; \times 2400 \text{ Kg/m}^3 = W_3 = 24. "$$

Alma de la nervadura: (Para un primer tanteo):

Si el peralte efectivo d = 1.42 m. en el eje de la nervadu-

ra y por analogía con otros proyectos de la Dirección Nacional de Caminos, se puede esperar un refuerzo de 3 lechos de varillas de  $1\frac{1}{2}$ " por lo que las condiciones de recubrimiento y separación están dadas por AASHO en su Art. 3.7.7 a y b.

$$r = 2" + \phi_2 = 2" + 0.75" = 2.75"$$

$$e_1 = 2.5 \times 1.5 = 3.75"$$

$$e_2 = 1.5 \times 1.5 + \phi = 2.25" + 1.5" = 3.75" \text{ (Siendo el tamaño máx. del agregado grueso de 1.5")}$$

$$\therefore e_1 = e_2$$

$$\therefore r = 2.75" = 7 \text{ cm}$$

$$e_1 = 3.75" = \underline{9.5 \text{ cm.}}$$

$$\therefore g = 16.5 \text{ cm.} = \text{distancia aproximada al c. de g. del acero.}$$

$\therefore$  h en el eje de la nervadura es:

$$h = d + 1 + 16.5 = 1.42 + .01 + .165 + 1.595 \text{ m.}$$

La carga muerta del alma de la nervadura:

$$W_4 = 1.415 \times 0.32 \times 2,400 \text{ Kg/m}^3 = 1087 \text{ Kg/m.}$$

$$W_{T1} = W_1 + W_2 + W_3 + W_4 = 771 + 1,140 + 24 + 1,087 = 3,022 \text{ Kg/m.}$$

$$\therefore \underline{W_{T1} = 3,022 \text{ Kg/m.}}$$

Cargas concentradas por los diafragmas intermedios:

Según especificaciones de la Dirección General de Proyectos y Laboratorios de la S.C.O.P. (Art. 6.17.c) para losas nervuradas la separación máxima entre diafragmas no excederá de  $25 b' = 25 \times .32 = 8.00 \text{ m.}$

$\therefore$  Se pondrán 2 diafragmas extremos principales

1 diafragma central secundario

## 2 diafragma intermedios secundarios

∴ Las cargas concentradas de esos diafragmas intermedios y central son:

Reacción de cada diafragma:

$$\begin{aligned} \text{Area} &: \frac{2}{3} \times 2.10 \times 0.3 \text{ de bombeo} = .042 \text{ m}^2 \\ &(2.10+2.20) \frac{0.10}{2} = .215 \text{ m}^2 \\ &1.17 \times 2.20 = \frac{2.570}{2} \text{ m}^2 \\ A_{D1} &= 2.827 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

∴  $W_D = 2.827 \times 0.20 \times 2,400 = 1358 \text{ Kg. por diafragma.}$

∴ Momento total por carga muerta:

$$\begin{aligned} Mm_1 &= \frac{W_D L}{2} + \frac{W_{T1} L^2}{8} = \frac{1358 \times 25}{2} + \frac{3022 \times 25^2}{8} \\ &= 17,000 + 236,000 = 253,000 \text{ Kg.m.} \end{aligned}$$

$$Mm_1 = 264,000 \text{ Kg.m.}$$

Momento total

$$M = Mv + Mm_1 = 124,300 + 253,000 = 377,300 \text{ Kg.m.} = Me_1$$

$$\text{Si } t_1 = \frac{17+14}{2} = 15.5$$

$$\frac{t}{d} = \frac{15.5}{142} = 0.109 \quad \therefore \quad j = 0.945$$

$$\therefore As_1 = \frac{Me}{F_s j d} = \frac{37730,000}{1265 \times 0.945 \times 142} = 222.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{No. de varillas de } 1\frac{1}{2}" = \frac{222.2}{11.35} = 19.6 = 20 \text{ varillas.}$$

$$\text{Varillas por cada lecho} = \frac{20 \text{ varillas}}{3 \text{ lechos}} = 7 \text{ varillas por lecho.}$$

∴ Ancho del alma en la zona del refuerzo:

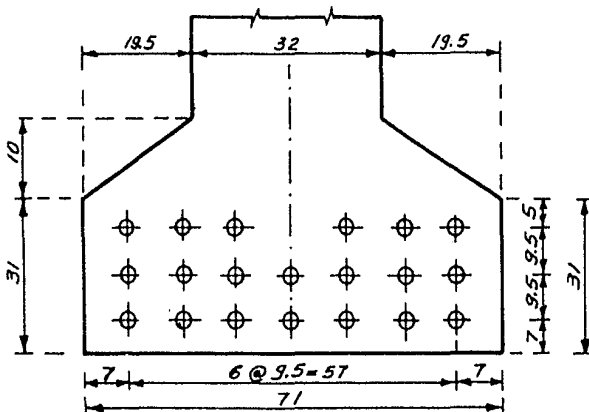
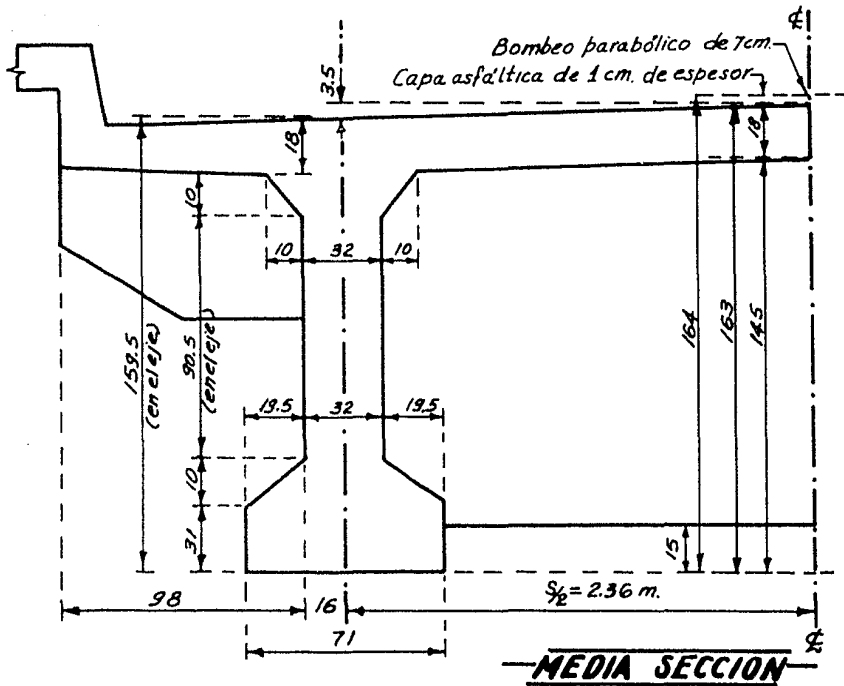
$$b'_2 = 6 a_1 + 2r = 6 \times 9.5 + 2 \times 7 = 57 + 14 = 71 \text{ cm.} = b'_2$$

∴ Se pondrá un patín inferior de  $b'_2 = 71 \text{ cm}$  y cuya altura

en la última línea de varillas será:

$$h'_2 = 2r + 2e = 2 \cdot 7 + 2 \cdot 9.5 = 14 + 19 = 33 \text{ cm.}$$

La sección del patín inferior propuesta en seguida, cumple con los requisitos anteriores:



**SECCION DEL  
PATIN INFE-  
RIOR.**

Habrá que incluir la carga muerta del patín inferior y corre  
gir las cargas de los diafragmas:

$$W_5 = 2( .31+.41) \cdot \frac{.195}{2} \times 2400 \text{ Kg/m}^3 = .72 \times .195 \times 2,400 = 337 \text{ Kg/m}$$

$$W_{T2} = W_{T1} + W_5 = 3022 + 337 = \underline{3,359} \text{ Kg/m (para } W_{T1} \text{ véase hoja No. 14)}$$

En los diafragmas:

$$\text{Se restará un Area} = (.16 + .26) \cdot \frac{.195}{2} = .42 \times .195 \times \frac{1}{2} = .041 \text{ m}^2$$

$$\text{en la hoja No. 15 } A_{D1} = 2.827 \text{ m}^2$$

$$- \underline{.041}$$

$$\therefore A_D = 2.786 \text{ m}^2.$$

$$\therefore W_D = 2.786 \times 0.20 \times 2400 = 1,336 \text{ Kg para cada medio diafragma.}$$

Momento total por carga muerta:

$$Mm_2 = \frac{W_D L}{2} + \frac{W_{T2} L^2}{8} = \frac{1336 \times 25}{2} + \frac{3,359 \times 25^2}{8}$$

$$= 16,700 + 262,000 = 278,700 \text{ Kg.m.}$$

$$\therefore Mm_2 = 278,700 \text{ Kg.m.}$$

Momento total:

$$M_o = M_v + Mm_2 = 124,300 + 278,700 = 403,000 \text{ Kg.m.}$$

$$J = 0.927 (\text{supuesto}) d = 142$$

$$A_{S2} = \frac{M_o}{f_{s,d}} = \frac{403,000}{1265 \times .927 \times 142} = 242 \text{ cm}^2$$

$$\therefore 21 \phi 1\frac{1}{2} \quad A_{S1} = 21 \times 11.35 = 238.35 \text{ cm}^2$$

$$1 \phi 7/8 \quad A_{S2} = \quad \quad \quad = 3.87 \text{ cm}^2$$

$$\therefore A_S = \underline{242.22 \text{ cm}^2}$$

## VERIFICACION DE LA SECCION

### SECCION EFECTIVA:

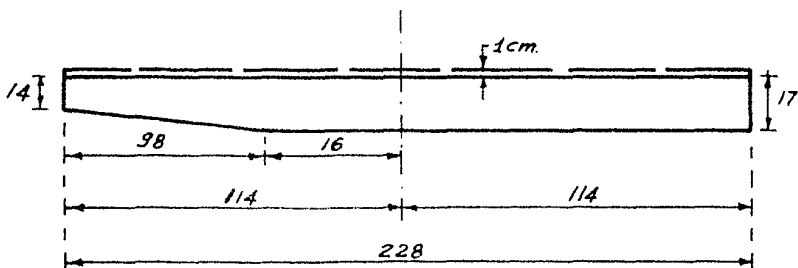
Espesor efectivo del patín =  $t$ .

Se tomará el espesor medio en el ancho del patín.

$b$  es la menor de las  $\left\{ \begin{array}{l} \ell \ell = 8 = 472 \text{ cm.} \\ \frac{L}{4} = \frac{2500}{4} = 625 \end{array} \right.$

3 (AAASHO 3.7.6.a).

$\therefore b = 230 \text{ cm.}$   $\left\{ \begin{array}{l} 12t + b' = 12 \times 16.5 + 32 = 198 + 32 = 230 \text{ cm.} \end{array} \right.$



$b = 228 \text{ cm} < 230 \therefore$  rige  $b = 228 \text{ cm.}$

$$t = \frac{15.5 \times 98 + 17 \times 1.30}{228} = \frac{15.2 + 22.1}{228} = \frac{37.3}{228} = 16.4 \text{ cm.}$$

$\therefore t = 16.4 \text{ cm.}; 12t + b' = 12 \times 16.4 + 32 = 196.7 + 32 = 228.7 \approx 228$

### Verificación de fatigas por flexión en el $\ell$

Profundidad del eje neutro: (Art. 3.7.3.b).

$$X = kd = \sqrt{\left[ \frac{nA_s + (b - b')t}{b'} \right]^2 + \left[ \frac{2nA_s d + (b - b')t^2}{b'} \right]} - \frac{nA_s + (b - b')t}{b'}$$

$n = 10; A_s = 242.22 \text{ cm}^2; d = 142; b = 228; b' = 32.$

$t = 16.4 \text{ cm.}$

$$\begin{aligned}
 nAs &= 10 \times 242.22 &= 2,422.2 ; x \ 2x \ 142 &= 712,000 \\
 (b-b')t &= (228-32)16.4 &= \frac{3,215.2}{32} ; x \ 16.4 &= \frac{52,700}{32} \\
 & & \frac{5,637.2}{32} &= \frac{764,700}{32} = 23,900 \\
 & & &= 176;^2 \\
 & & &= 30,900 \\
 & & \frac{23,900}{54,800;^{\frac{1}{2}}} &= \frac{234}{-176} \\
 X &= \frac{58}{58} \text{ cm} > t=16.4 \text{ } \therefore \text{ es T.}
 \end{aligned}$$

$$\therefore X = 58 \text{ cm.}$$

Posición de la compresión resultante:

$$Z = \frac{(Xt^2 - \frac{2}{3}t^3)b + [(X-t)^2(t + \frac{X-t}{3})]b'}{t(2X-t)b + (X-t)^2b'}$$

$$t = 16.4 ;^2 = 269 ; x \ 16.4 = 4,410$$

$$Xt^2 = 58 \times 269 = 15,600$$

$$\frac{2}{3}t^3 = \frac{2 \times 4,410}{3} = -2,940$$

$$12,660 ; x \ 228 = 2,890,000$$

$$(X-t)^2 = (58-16.4)^2 = (41.6)^2 = 1,730$$

$$t + \frac{X-t}{3} = 16.4 + \frac{41.6}{3} = 16.4 + 13.9 = 30.3 ; x \ 1730 =$$

$$= 52,400 ; x \ 32$$

$$= + 1,678,000$$

$$\text{Numerador} = \frac{4,568,000}{\phantom{000}}$$

$$t(2X-t)b = 16.4(2 \times 58 - 16.4)228 = 16.4 \times 228(97.6) = 365,000$$

$$(X-t)^2 b' = 1730 \times 32 = 55,400$$

$$+ 55,400$$

$$\text{Denominador} = 420,400$$

$$Z = \frac{N}{D}$$

$$Z = \frac{4'568,000}{420,400} = 10,85 \text{ cm.}$$

Brazo del par resistente:

$$jd = d - Z = 142 - 10.85 = 131.15 \text{ cm.}$$

Fatigas de los materiales:

$$fs = \frac{M}{As \cdot jd} = \frac{40'300,000}{242.22 \times 131.15} = 1,266 \text{ Kg/cm}^2 : fs \text{ lfm} = 1265.$$

∴ Bién.

$$fc = \frac{2 M X}{[(2X-t)bt + (X-t)^2 b'] \cdot jd} = \frac{2 M X}{\text{Denominador} \times jd}$$

$$fc = \frac{2 \times 40'300,000 \times 58}{420,400 \times 131.15} = 84.8 \text{ Kg/cm}^2 : 84 = fc \text{ lfm.}$$

∴ Bién.

∴ La sección por flexión es correcta.

#### REVISION DE LA SECCION POR ESFUERZO CORTANTE.

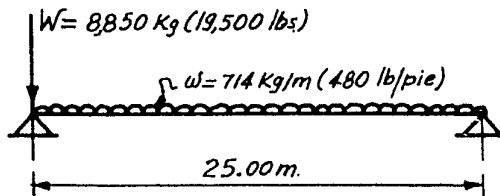
I- FUERZA CORTANTE MAXIMA POR CARGA VIVA.

a) En el apoyo:

Factor de carga  $F_c = 1.063$  de línea de tránsito (Hoja No 12)

Coefficiente de incremento por impacto  $I = 0.242$  (Hoja No. 13)

Rige la carga equivalente para fuerza cortante desde claros mayores de 10 m. (véase "Puentes" de Vicente Guerrero y Gama Hoja No. 62-B). con la carga equivalente (AASHO 3.2.7):



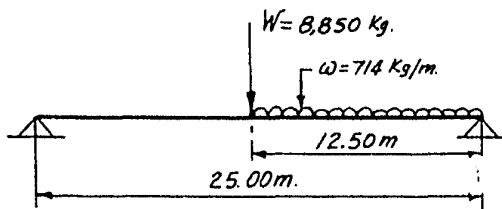
(Por línea de tránsito, sin incluir impacto)

$$V = W + \frac{\omega L}{2} = 8,850 + \frac{714 \times 25}{2} = 8850 + 8,920 = 17,770 \text{ kg.}$$

$$V_v = 1.063 \times 1.242 \times 17,770 = 23,500 \text{ Kg.}$$

$$\therefore V_v \text{ ap} = \underline{23,500 \text{ Kg.}}$$

b) en el c



(por línea de tránsito, sin incluir impacto)

$$V_{c v} = \frac{W}{2} + \frac{\omega L}{2} = \frac{8850}{2} + \frac{714 \times 25}{2} = 4425 + 2225 = 6650 \text{ Kg.}$$

$$V_{v c} = 1.063 \times 1.242 \times 6650 = \underline{8790 \text{ Kg.}} = V_{v c}$$

II.- FUERZA CORTANTE POR CARGA MUERTA.

a) En el apoyo:

$$V_{m \text{ ap}} = 1.5 W_D + \frac{W_{T2.L}}{2} \quad (\text{véase hoja No. 1?})$$

$$\therefore V_{m \text{ ap}} = 1.5 \times 1336 + \frac{3359 \times 25}{2} = 2,000 + 41,900 = 43,900 \text{ Kg}$$

b) En el c :

$$V_{m c} = 0.$$

III) FUERZA CORTANTE TOTAL.

a) En el apoyo:

$$V_{ap} = V_{v \text{ ap}} + V_{m \text{ ap}} = 23,500 + 43,900 = \underline{\underline{67,400 \text{ Kg.} = V_{ap}.}}$$

b) En el c:

$$V_c = V_{v c} = \underline{8,790 \text{ Kg}} = V_c$$

IV.) ESFUERZO CORTANTE MAXIMO.

a) En el c .

$$v \ell = \frac{V}{b' j d} = \frac{8.790}{32 \times 131.15} = \underline{\underline{2.09 \text{ Kg/cm}^2}} < v_{\text{perm}} =$$

= 15.75 .°. Bien siendo jd = 131.15 de la Hoja No. 20

b) En el apoyo:

$$A_s \ell = 242.22 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{De acuerdo con AASHO (3.7.7.e.4) el } A_s \text{ ap min} &= \frac{A_s \ell}{3} = \\ &= \frac{242.22}{3} = 80.74 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

.°. para el apoyo se pueden suponer:

$$8 \text{ } \cancel{9} 1 \frac{1}{2} " A_s. \text{ ap} = 90.80 \text{ cm}^2$$

#### Sección efectiva:

Espesor efectivo del patín = t = 16.4 cm. (de la hoja No. 18)

Ancho efectivo del patín = b = 228 cm. ( de la hoja No.18 )

Peralte efectivo = d.

Si el refuerzo en el apoyo está constituido por 4 varillas en

el 1er. lecho y 4 en el 2o. lecho, la distancia del c. de g.

$$\text{del } A_s \text{ al lecho inferior} = s_{ap} = 7 + \frac{9.5}{2} = 7 + 4.75 = 11.75 \text{ cm.}$$

.°. d = h - l - g. (véase hoja No. 14 ).

$$d = 159.5 - 1 - 11.75 = 158.5 - 11.75 = \underline{\underline{146.75 = d_{ap}}}.$$

Espesor del alma b' = 32. cm.

#### Profundidad del eje Neutro

Despreciando la compresión en el nervio: (AASHO 3.7.3.b).

$$X = kd = \frac{b \frac{t}{2} + n A_s d.}{b + n A_s.}$$

$$bt = 228 \times 16.4 = 3740; \times \frac{16.4}{2} = 30,650$$

$$\begin{aligned} n A_s &= 10 \times 90.8 = \underline{908}; \times 146.75 = \underline{133,300} \\ &\quad \quad \quad 4,648 \quad \quad \quad 163,950 \end{aligned}$$

$$x = \frac{163,950}{4,648} = 35.3 \text{ cm.} > t = 16.4: \text{ es sección T.}$$

Posición de la compresión resultante:

$$Z = \frac{1+2 \left( \frac{x-t}{x} \right)}{1+\left( \frac{x-t}{x} \right)} \cdot \frac{t}{3}$$

$$\frac{x-t}{x} = \frac{35.3 - 16.4}{35.3} = \frac{18.9}{35.3} = 0.536; \quad x^2 = 1,072; +1 = 2.072; x \frac{16.4}{3} = 11.32$$

$$Z = \frac{11.32}{1.536} = 7.37 \text{ cm.}$$

Brazo del par resistente:

$$jd = d - z = 146.75 - 7.37 = 139.38 \text{ cm.} = Jd.$$

Esfuerzo cortante máximo en el apoyo:

$$v_{ap} = \frac{V_{ap}}{b \cdot j \cdot d} = \frac{67,400}{32 \times 139.38} = 15.1 \text{ Kg/cm}^2$$

$$* v_{max \text{ ap}} = 15.1 \text{ Kg/cm}^2 < v_{perm} = 15.75 \text{ Kg/cm}^2 \therefore \text{ Bien}$$

VERIFICACION POR SOBRECARGA (Art. 3.2.4).

Se tomará una combinación de cargas como sigue:

Carga muerta, carga viva e impacto, estas últimas (CV+I) incrementadas en un 100% sobre su valor.

Sección en el E en una sola línea de tránsito:

Los esfuerzos resultantes no deben sobre pasar a -  
150 % de los esfuerzos permisibles.

$$M_T = 403,000 \text{ Kg. m.}$$

$$MvI = 124,300 \text{ Kg. m.} \quad (\text{Hoja No. 13})$$

$$Mm = 278,700 \text{ Kg. m.} \quad (\text{Hoja No. 17})$$

$$\text{Momento total (sobrecarga)} = Mm + 2MvI.$$

$$= 278,700 + 2 \times 124,300 = 278,700 + 248,600$$

$$M_t = 527,300 \text{ Kg.m.}$$

$$j_d = 131.15 \quad (\text{Hoja No. 20})$$

$$f_s = \frac{M}{A_s j_d} = \frac{527,300,000}{242.22 \times 131.15} = 1660 \text{ Kg/cm}^2 < 1265 \times 1.5 = 1900 \text{ Kg/cm}^2$$

$$x = 58 \text{ cm (Hoja No 21 )}:$$

∴ Bién

$$f_c = \frac{f_s}{n} \left( \frac{x}{d-x} \right) = \frac{1660}{10} \frac{58}{142-58} = 166 \frac{58}{84} = 114.7 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_c = 114.7 \text{ Kg/cm}^2 < 84 \times 1.5 = 126 \text{ Kg/cm}^2 \quad \therefore \text{ Bién}$$

En el apoyo: por fuerza cortante:

$$V_m = 43,900 \text{ Kg (Hoja No. 21)}$$

$$2 V_v = 2 \times 23,500 = 47,000 \text{ Kg (Hoja No. 21)}$$

$$V_T (\text{sobrecarga}) = 43,900 + 47,000 = 90,900 \text{ Kg.}$$

$$v = \frac{90,900}{32 \times 139.38} = 20.4 \text{ Kg/cm}^2 \quad 15.75 \times 1.5 = 23.7 \text{ Kg/cm}^2 \quad \therefore \text{ Bién.}$$

$$j_d = 139.38 \text{ (Hoja No. 23).}$$

#### VERIFICACION DE LA SECCION POR ADHERENCIA.

En el apoyo: (AASHO 3.7.3.C)

$$\mu = \frac{V}{\Sigma j_d}$$

$$A_s \text{ ap} = 90.8 \text{ cm}^2 \text{ de } 8 \phi 1\frac{1}{2}" \quad \therefore \leq 0 = 95.8 \text{ cm.}$$

$$V_{ap} = 67,400 \text{ Kg (Hoja No. 21).}$$

$$(j_d)_{ap} = 139.38 \text{ cm (Hoja No. 23).}$$

$$\therefore \mu_{\max} = \frac{67,400}{95.8 \times 139.38} = 5.05 \text{ Kg/cm}^2 < 15.75 \text{ Kg/cm}^2 \quad \therefore \text{ Bién.}$$

∴ La sección propuesta es aceptable..

## PROPORCIONAMIENTO DEL REFUERZO EN EL ALMA.

### I.- DOBLADO DE VARILLAS PERMITIDO POR MOMENTO

La distancia a que puede suprimirse una Área  $A$ , siendo la gráfica de momentos parabólica, está dada por la expresión:  $X = C \sqrt{A}$ .

$$\text{Siendo } C = \frac{L}{2\sqrt{A_t}}$$

$A_T$  = Área total de varillas en el  $g$

$$A_T = 242.22 \text{ cm}^2 \text{ de } \begin{cases} 21 \text{ } \phi \text{ } 1\frac{1}{2}'' \\ 1 \text{ } \phi \text{ } 7/8'' \end{cases}$$

$$L = 25.00 \text{ m}; C = \frac{25}{2\sqrt{242.22}} = 0.803 \text{ m/cm.}$$

Esta distancia  $X$  se incrementa:

Según AASHO (3.7.7.e.3) a partir de ese punto se deben prolongar las varillas un  $\Delta X$ , antes de cortarse o doblarse:

$$\Delta X \text{ es la mayor de } \begin{cases} 15 \phi = 15 \times 1.5 \times 2.54 = 0.57 \text{ m.} \\ \frac{L}{20} = \frac{25}{20} = 1.25 \text{ m.} \end{cases}$$

$$\therefore \Delta X = 1.25 \text{ m.}$$

Según la Dirección de Proyectos y Laboratorios de la SCOP.

$$\Delta X = 40 \phi = 40 \times 1.5 \times 2.54 = 1.53 \text{ m (Estructuras 6.3.b)}$$

Se aceptará 1.25 para varillas dobladas y 1.53 para varillas cortadas.

$$\therefore X = 0.803 \sqrt{A} + \begin{cases} 1.25 \\ 1.53 \end{cases}$$

En seguida se forma un cuadro, que facilita la aplicación de la fórmula anterior para el dobléz ó corte de cada varilla.

| CARACTERISTICA DEL REFUERZO         |          |                 | $X = C\sqrt{A}$          | DISTANCIA DEL DOBLEZ O EXTREMO DE LA VARILLA AL CENTRO DEL CLARO. |                                      |
|-------------------------------------|----------|-----------------|--------------------------|-------------------------------------------------------------------|--------------------------------------|
| No. TOTAL DE VARILLAS NO NECESARIAS | DIAMETRO | $\leq A_{cm}^2$ | $X = 0.803\sqrt{\sum A}$ | VARILLAS DOBLADAS<br>$X' = X + 1.25$                              | VARILLAS CORTADAS<br>$X' = X + 1.53$ |
| 1                                   | 1 1/4"   | 11.35           | 2.71                     | 3.96                                                              | 4.24 ( 4.24)                         |
| 2                                   | 7/8"     | 15.22           | 3.13                     | 4.38 ( 4.93)                                                      | 4.66                                 |
| 3                                   | 1 1/2"   | 26.57           | 4.14                     | 5.39 ( 5.89)                                                      | 5.67                                 |
| 4                                   | 1 1/2"   | 37.92           | 4.94                     | 6.19 ( 6.85)                                                      | 6.47                                 |
| 5                                   | 1 1/2"   | 49.27           | 5.64                     | 6.89                                                              | 7.17 ( 7.17)                         |
| 6                                   | 1 1/2"   | 60.62           | 6.25                     | 7.50 ( 7.81)                                                      | 7.78                                 |
| 7                                   | 1 1/2"   | 71.97           | 6.81                     | 8.06                                                              | 8.34 ( 8.34)                         |
| 8                                   | 1 1/2"   | 83.32           | 7.34                     | 8.59 ( 9.06)                                                      | 8.87                                 |
| 9                                   | 1 1/2"   | 94.67           | 7.81                     | 9.06 ( 9.06)                                                      | 9.34                                 |
| 10                                  | 1 1/2"   | 106.02          | 8.27                     | 9.52 ( 9.95)                                                      | 9.80                                 |
| 11                                  | 1 1/2"   | 117.37          | 8.70                     | 9.95 ( 9.95)                                                      | 10.23                                |
| 12                                  | 1 1/2"   | 128.72          | 9.12                     | 10.35 (10.88)                                                     | 10.65                                |
| 13                                  | 1 1/2"   | 140.07          | 9.51                     | 10.76 (10.88)                                                     | 11.04                                |
| 14                                  | 1 1/2"   | 151.42          | 9.88                     | 11.13                                                             | 11.41 ( 11.41)                       |

Entre parentesis se indican los puntos definitivos.

Según AASHO (3.7.7.e.4) las 8 varillas restantes se prolongarán rectas hasta el apoyo y según se vió en la hoja No. 22.

### VARILLAS DOBLADAS (AASHO 3.7.9.b).

Maxima separación admisible (d, la del centro del claro, hoja No. 18)

$S_{\max} = \frac{3}{4} d = 0.75 \times 142 = 106 \text{ cm.}$  ∴ Influyen hasta 53 cm. a cada lado.

Máxima distancia comprendida entre la intersección del semiperalte con la varilla mas próxima al apoyo y una -- vertical que pase por la cara interior de la placa superior-- del apoyo:

(d, la del extremo del claro). ∴ Semiperalte =  $\frac{dap}{2} = \frac{146.75}{2} = 73 \text{ cm.}$

$S'_{\max} = 0.5 dap. = 0.5 \times 146.75 = 73.37 \text{ cm.}$  (véase hoja No.22)

y al eje del apoyo  $S'_{ap} = 73.35 + 10.15 = 83.5 \text{ en (Suponiendo placa de } 20,3 \text{ cm. de ancho)}$

El esfuerzo cortante que toman las barras dobladas es el especificado según AASHO (3.7.3.C):

$$v = \frac{A_s f_s}{b' s \sin \alpha} \quad \text{y para } \alpha = 45^\circ \therefore v' = \frac{1.41 A_s f_s}{b' s} = \frac{1.41 \times 1265 A_s}{32} \quad \frac{A_s}{s} = 55.7$$

$$\text{Para } 1\phi \frac{7}{8}'' \text{ con } S=1.055 \text{ m. } \therefore v' = \frac{55.7 \times 3.87}{105.5} = 2.05 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\text{Para } 1\phi 1\frac{1}{2}'' \text{ con } S=1.055 \therefore v' = \frac{55.7 \times 11.35}{8} = \frac{633}{8} = \frac{633}{105.5} = 6. \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Para } 2\phi 1\frac{1}{2}'' \text{ con } S=1.055 \therefore v' = 2 \times 6 = 12. \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Para } 2\phi 1\frac{1}{2}'' \text{ con } S=1.06 \therefore v' = \frac{633 \times 2}{106} = 11.94 = 11.94 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Para } 2\phi 1\frac{1}{2}'' \text{ con } S=0.985 \therefore v' = \frac{1266}{98.5} = 12.85 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Para } 2\phi 1\frac{1}{2}'' \text{ con } S=1.025 \text{ m. } \therefore v' = \frac{1266}{102.5} = 12.35 \text{ Kg/cm}^2$$

ESTRIBOS VERTICALES: (AASHO 3.7.9. a y c).

Se proporcionará el refuerzo en el alma con varillas en forma de estribos U de  $\phi \frac{1}{2}$ ". Se pondrán en todo el claro.

Máxima separación admisible (d. la del centro del claro):

$$S_{\text{máx}} = \frac{3}{4} d = \frac{3}{4} \times 142 = 106 \text{ cm.}$$

Máxima distancia de la cara interior de la placa de apoyo (d. la del extremo del claro) al estribo más próximo:

$$S'_{\text{máx}} = \frac{d}{4} = \frac{146.75}{4} + 10.15 = 36.69 + 10.15 = 46.8 \text{ cm.}$$

Capacidad de los estribos:

$$v' = \frac{A_s f_s}{b' s}$$

$$\text{Para } S = 100 \text{ cm. } \therefore v' = \frac{2 \times 1.22 \times 1265}{32 \times 100} = 0.96 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\text{Para } S = 35 \text{ cm. } \therefore v' = \frac{2 \times 1.22 \times 1265}{32 \times 35} = 2.76 \text{ Kg/cm}^2$$

Rodearán 3 lados del acero principal

La distribución de estribos y varillas dobladas así como el diagrama y capacidad al esfuerzo cortante en el alma se presentan en la hoja No. 28' procurando tener en los puntos críticos un margen adicional de  $1.5 \text{ Kg/cm}^2$  aproximadamente en vista del pequeño espesor del alma.

#### DETALLES DE LA NERVADURA

En vista del pequeño espesor y gran peralte de la nervadura, se reforzará longitudinalmente el alma, en ambas caras, en toda su altura, con p-.003; Por metro de altura:



As=.003 x32x100= 9.6 cm<sup>2</sup> = ½" Ø @ 25 cm. en cada cara.

#### DIAFRAGMAS INTERMEDIOS

Según AASHO (3.3.2.g) se proyectarán para absorber toda la carga viva.

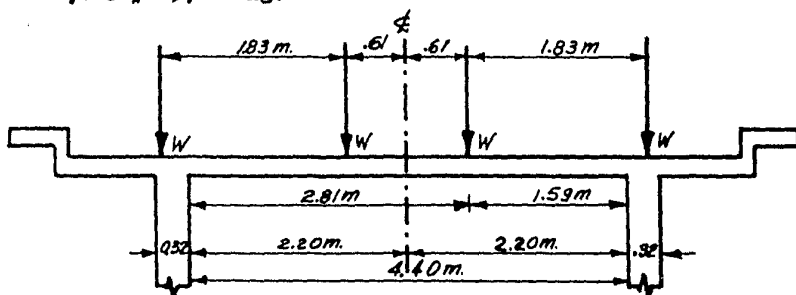
Se considerarán semiempotrados en las nervaduras.

El claro de cálculo es según AASHO (3.7.4) L= S-b'

S= 4.72 m (Hoja No. 9) .'. L= 4.72-.32= 4.40 m.

#### 1.- Por carga móvil

a) Para el momento máximo por carga viva: W=-12,000 # = 5,440 Kg.



Con la carga de dos camiones (AASHO 3.2.6., 3.2 7. y 3.2.8)

El momento máximo ocurre cuando las ruedas se encuentran lo más cerca posible del  $\frac{1}{2}$ . La distancia mínima fijada por las AASHO (3.2.8.d) es que estas ruedas queden a 2 pies de  $\frac{1}{2}$  y de ese lugar se podrán desplazar hacia las guarniciones, pero nunca invadir el carril contrario.

Los momentos máximos para diferentes condiciones de apoyo son:

Si es libre:  $M = Pa$

Si es empotrada:  $M = \frac{Pa(L-a)}{L}$

∴ Si se considera semiempotrada:  $M = \frac{Pa(2L-a)}{2L} = \frac{4}{5} Pa = 0.8Pa$ .

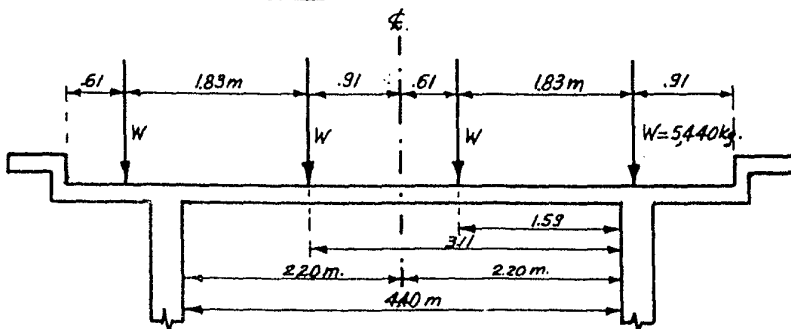
$$M_v = \pm 1.3 \times \frac{4}{5} \times 5,440 \times 1.59 = \pm 9,000 \text{ Kg.m.} = M_v$$

b) Para la fuerza cortante

Fuerza cortante máxima por carga viva:

Con la carga del camión (AASHO 3.2.6, 3.2.7 y 3.28).

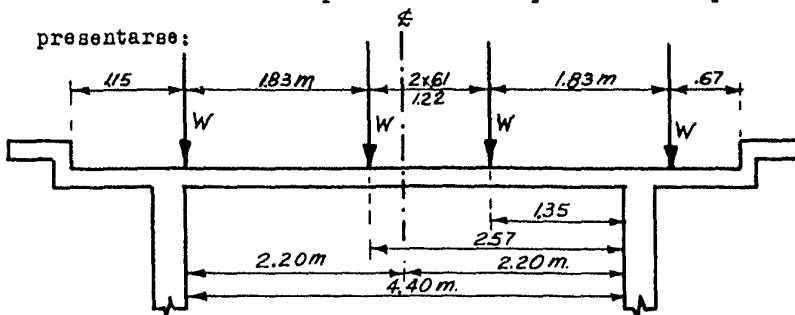
Según especificaciones (Caso 1):



$$V_{v1} = 1.3 \times 5,440 \left( \frac{3 \cdot 1.1 + 1.59}{4.40} \right) = 1.3 \times 5,440 \times \frac{4.70}{4.40} = 7,550 \text{ Kg.}$$

Fuera de especificaciones (Caso 2).

Se considera por ser un caso que realmente puede presentarse:

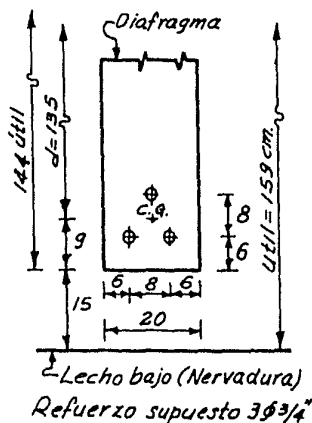
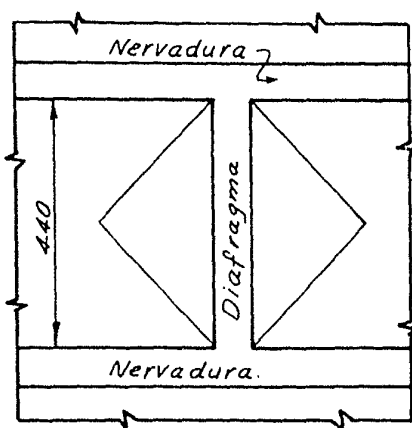


$$V_{v2} = 1.3 \times 5,440 \left( 1 + \frac{2.57 + 1.35}{4.40} \right) = 1.3 \times 5,440 \left( 1 + \frac{3.92}{4.40} \right) \\ = 1.3 \times 5,440 (1 + .892) = 13,400 \text{ Kg.} = V_{v2}.$$

$$V_{v2} = 13,400 \text{ Kg.}$$

## 2.- Por carga permanente.

a) Peso de la losa que gravita sobre el diafragma:



Se considera que el diafragma soporta a cada lado, el triángulo correspondiente de losa a  $45^\circ$ :  $W_L = 452 \text{ Kg/m}^2$  (véase hoja No 5)

$$\text{Peso de la losa } P = \frac{4.40 \times 2.20}{2} \times 2 \times (452 \text{ Kg/m}^2) = 4,380 \text{ Kg}$$

Se se considera semiempotrada y siendo una carga triangular:

$$M_{mL} = 0.8 \frac{PL}{6} = \pm 0.8 \times \frac{4,380 \times 4.40}{6} = \pm 2,560 \text{ Kg.m}$$

Momento debido al peso propio del diafragma: (para dimensiones Véase hoja No.16)

$$M_{mD} = \pm 0.1 (1.27 \times 0.20 \times 2,400)(4.40)^2 = \pm 1,180 \text{ Kg.m.}$$

$$\therefore M_m = \pm (2,560 + 1,180) = \pm 3,740 \text{ Kg.m.}$$

$$\therefore \underline{M_m = \pm 3,740 \text{ Kg.m.}}$$

b) Fuerza cortante máxima por carga muerta:

$$V_m = \frac{1}{2} \left( \frac{4 \cdot 40 \times 2 \cdot 20}{2} \times 2 \times 452 + 1.27 \times 0.20 \times 4.40 \times 2,400 \right) \\ = \frac{1}{2} (4,380 + 2,680) = 3,530 \text{ Kg} = V_m$$

3.- Suma de efectos:

Momento flexionante máximo

Fuerza cortante máxima:

$$M_v = \pm 9,000 \text{ Kg.m.}$$

$$V_{v1} = 7,550 \text{ Kg}; V_{v2} = 13,400 \text{ Kg.}$$

$$M_m = \pm 3,740$$

$$V_m = 3,530 \text{ Kg}; V_m = 3,530 \text{ Kg.}$$

$$\therefore M_o = \pm 12,740 \text{ Kg.m.}$$

$$\therefore V_{T1} = 11,080 \text{ Kg}; V_{T2} = 16,930 \text{ Kg.}$$

Revisión de la sección por momento flexionante:

La sección supuesta es la presentada en la hoja No.

(31)

Para momento negativo el refuerzo lo constituye el principal de la losa que se supone no trabaja en esta zona, - ( $\phi^{3/4}$ " @ 13 cm, Véase hoja No. 10 ).

Para momento positivo la sección supuesta tiene un refuerzo de  $A_s = 8.52 \text{ cm}^2$  de 3  $\phi$  de  $3/4$ ";  $d = 135 \text{ cm.}$

Si la sección trabaja como T; (sección en el E )

$$b \text{ es la } \angle \text{ de las } \left\{ \begin{array}{l} \ell \ell = 630 \text{ cm.} \\ \frac{L}{4} = \frac{440}{4} = 110 \text{ cm.} \\ 12t + b' = 12 \times 17 + 20 = 204 + 20 = 224 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

$$\therefore b = 110 \text{ cm.}$$

$$t = 17 \text{ cm.}$$

$$A_s = 8.52 \text{ cm}^2$$

Despreciando la compresión en el nervio:

Profundidad del eje neutro: AASHO (3.7.3.b):

$$X = kd = \frac{bt \frac{t+nA_s.d}{2}}{bt+nA_s}$$

$$bt = 110 \times 17 = 1870 ; x \ 8.5 = 15,900$$

$$nA_s = 10 \times 8.52 = \frac{85.2}{1955.2} ; x \ 135 = \frac{11,500}{27,400}$$

$$X = \frac{27,400}{1,955.2} = 14 \text{ cm.} < 17 \text{ .'. la sección no es T.}$$

.'. La sección se comporta como rectangular y como tal se verificará:

$$np = \frac{nA_s}{bd} = \frac{10 \times 8.52}{20 \times 135} = 0.0316; \quad \begin{aligned} &^2 = .000996 = \\ &x \ 2 = \frac{.0632}{.0642; \frac{1}{2}} = \frac{.032}{.032} \\ &k = 0.221 \end{aligned}$$

$$k = 0.221; \quad \frac{k}{j} = 0.074 ; \quad j = 0.926$$

Fatigas de los materiales:

$$f_s = \frac{M_e}{A_s j d} = \frac{1'274,000}{8.52 \times .926 \times 135} = 1198 \text{ Kg/cm}^2 < 1265 \text{ .'. Bién}$$

$$f_c = \frac{f_s}{n} \frac{k}{1-k} = \frac{1198}{10} \times \frac{.221}{.779} = 34 \text{ Kg/cm}^2 < 84 \text{ .'. Bién}$$

.'. Se acepta la sección propuesta con  $3 \phi^{3/4}$ " ya que si se cambia el diámetro, o se excede o baja más la fatiga del acero.

Sección en el apoyo:

$$d = h - \text{rec} = 144 - 4.5 = 139.5 \text{ cm.}$$

Se comporta como sección rectangular.

El refuerzo lo constituye el principal de la losa (parrilla superior) que, sobre el diafragma, no está sujeto a flexión por ser éste mucho mas rígido que ella. .'.  $A_s = 8.52 \text{ cm}^2$  de  $3 \phi^{3/4}$ " @ 13 cm.

$$n_p = \frac{n \Delta s}{b d} = \frac{10 \times 8.52}{20 \times 139.5} = 0.0305; \quad \frac{2}{3} = .00093$$

$$x^2 = \frac{.061}{.0703}; \quad \frac{1}{2} = 0.265$$

$$= \frac{-.0305}{0.2345}$$

$$\therefore k = 0.2340; \quad \frac{k}{3} = 0.078; \quad j = 0.922$$

Fatigas de los materiales:

$$f_s = \frac{M_o}{A_s j d} = \frac{1'274,000}{8.52 \times .922 \times 139.5} = 1162 \text{ Kg/cm}^2 < 1265. \therefore \underline{\text{Bien}}$$

$$f_c = \frac{f_s}{n} \left( \frac{k}{1-k} \right) = \frac{1162}{10} \left( \frac{.234}{.766} \right) = 35.5 \text{ Kg/cm}^2 < 84. \therefore \underline{\text{Bien.}}$$

$\therefore$  La sección propuesta es correcta por flexión.

Revisión por esfuerzo cortante:

Sección en el apoyo:

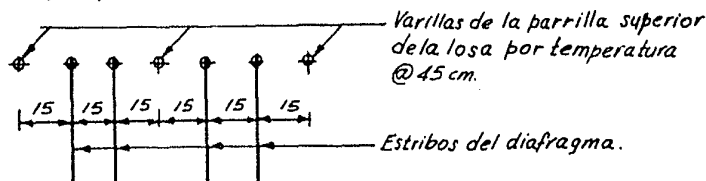
$$v_1 = \frac{V_1}{b' j d} = \frac{11080}{20 \times .922 \times 139.5} = 4.31 \text{ Kg/cm}^2 < v_c = 6.3$$

$\therefore$  No necesita estribos.

$$v_2 = \frac{V_2}{b' j d} = \frac{16,930}{20 \times .922 \times 139.5} = 6.58 \text{ Kg/cm}^2 > v_c = 6.3$$

$\therefore$  Necesita estribos.

Se reforzará con estribos U de  $\phi \frac{1}{2}$ "  $\phi$  que coincidirán con el refuerzo longitudinal de la losa sobre los diafragmas, o sea @ 30, 15, 30 cm. tal como se muestra:



La separación media de los estribos (para efectos del cálculo) es:

$$S_{ep} = \frac{30+15}{2} = 22.5 \text{ cm.}$$

De esta manera se tiene un % de:

$$A_s \% = \frac{1.22 \times 100 \times 2}{22.5 \times 20 \times 100} = \frac{10.83}{2000} = .0054 > .003 \therefore \text{Bien.}$$

Absorben una fatiga de:

$$v = \frac{A_s f_s}{S_{ep.b}} = \frac{2 \times 1.22 \times 1265}{22.5 \times 20} = 6.78 \text{ Kg/cm}^2 \quad 6.6-6.3 = 0.3$$

$\therefore$  Bien

Separación máxima admisible: AASHO (3.7.9. a y c)

$$S_{m\acute{a}x} = \frac{3}{4} d = 0.75 \times 139.5 = 105 \text{ cm} > 30 \therefore \text{Bien}$$

Máxima distancia del lo. a la cara de la nervadura:

$$1/4 d = \frac{1}{4} \times 139.5 = 35 \text{ cm.}$$

Revisión por adherencias en el apoyo AASHO (3.7.3.C).

$$\mu = \frac{v}{\sum o.j.d.} = \frac{16.930}{18 \times .922 \times 139.5} = 7.32 \text{ Kg/cm}^2 < 15.75 \therefore \text{Bien}$$

#### Refuerzo intermedio

Como refuerzo por temperatura y para absorber momentos producidos por fuerzas horizontales, se reforzará longitudinalmente en ambas caras, en toda la altura con  $p=.003$  por metro de altura:

$$A_{st} = .003 \times 20 \times 100 = 6 \text{ cm}^2/\text{m} = \frac{1}{2}'' \phi @ 40 \text{ cm en cada cara}$$

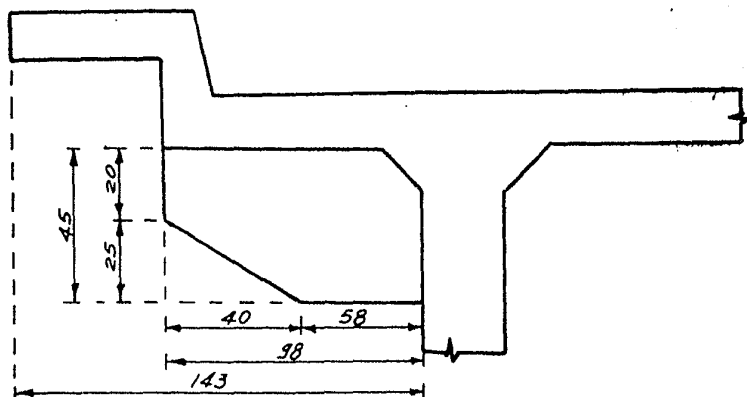
#### DIAFRAGMAS EXTREMOS

Según AASHO 3.3.2.9 se proyectarán para absorber toda la carga viva. Los diafragmas extremos serán de dos - Tipos. Tipo I que serán usados en apoyos intermedios (pilas)

y serán iguales a los interiores, solo habrá que revisar el voladizo. Los Tipo II Usados en apoyos extremos (Estribos), que llegarán hasta el lecho bajo de las nervaduras, por lo que tendrán mayor peralte que los interiores.

#### I.- Diafragmas extremos Tipo I

Revisión de la cartela. Sección Supuesta.



Se considerará la cartela empotrada en la nervadura.

La sección crítica será en el paño de la nervadura.

Espesor = 20 cm.

Se supondrá una altura aparente de 45 cm de la cartela.

El refuerzo a la flexión lo constituye el principal de la losa (parrilla superior) el cual se supone que en esta zona no trabaja ( $3/4'' @ 13 \text{ cm.}$ )

$$d = 45 + 17 - \text{rec} = 45 + 17 - 3.5 = 58.5 \text{ cm.} = d.$$

#### Revisión por momento flexionante:

Momento máximo por carga viva:

Con la carga del camión.- Se considera la rueda a 30.5 cm de la guarnición:  $M_v = - 1.3 \times 5440 (0.98 - .15 - 30.5)$

$$= - 1.3 \times 5,440 \times 0.52 = -3710 \text{ Kg.m.}$$

Momento máximo por carga muerta:

Se considera que el diafragma soporta solo una longitud de  $0.5 \times 1.43 = 0.715 \text{ m}$  de losa, guarnición y parapeto, cuyo momento está dado en la hoja 7 :

$$M_{mL} = 3,536.5 - 853 S + 50 S^2 \text{ Kg.m/m}$$

para  $S = 4.72$  (véase hoja 9 )

$$\therefore M_{mL} = 3536.5 - 853 \times 4.72 + 50 \times (4.72)^2 = 3,536.5 - 4,020 + 1,115$$

$$\therefore M_{mL} = 631.5 \text{ Kg m/m} \times 0.715 \text{ m} = - 452 \text{ Kg.m.}$$

$$M_{mc} = 0.20 \times 0.45 \times 2400 \times \frac{0.98^2}{2} = - 103 \text{ Kg.m.}$$

$$\therefore M_{mT} = - (452 + 103) = 555 \text{ Kg.m.}$$

Momento máximo total:

$$M_g = - (M_v + M_{mT}) = - (3,710 + 555) = - 4,265 \text{ Kg.m.}$$

Trabaja como viga rectangular:

$$A_s = 3 \text{ } \phi \text{ } 3/4" = 8.52 \text{ cm}^2$$

$$np = \frac{n A_s}{b d} = \frac{10 \times 8.52}{20 \times 58.5} = 0.0728;^2 = .0053$$

$$k^2 = \frac{+0.1456}{0.1509;^{1/2}} = 0.389$$

$$k = 0.316$$

$$k = 0.316; \frac{k}{3} = 0.105; j = .895$$

Fatigas de los materiales:

$$fs = \frac{Ne}{A_s j d} = \frac{426,500}{8.52 \times .895 \times 58.5} = 955 \text{ Kg/cm}^2 \quad 1265' \therefore$$

sobrada.

$$fc = \frac{fs}{n} \left( \frac{k}{1-k} \right) = \frac{955}{10} \left( \frac{316}{684} \right) = 44 \text{ Kg/cm}^2 < 84 \therefore \text{ Sobrada.}$$

$\therefore$  Basta con el refuerzo proporcionado por la losa para tomar el momento.

Revisión por esfuerzo cortante.

Fuerza cortante máxima por carga viva:

Con la carga del camión  $V_v = 1.3 \times 5,440 \text{ Kg} = 7,070 \text{ Kg}$

Fuerza cortante máxima por carga muerta:

Debida al voladizo  $V = 1,754 - 208 \text{ S}$  (Véase hoja No.7 )

$$\therefore V = 1754 - 208 \times 4.72 = 1754 - 982 = 772 \text{ Kg./m.}$$

$$\therefore V_m = 772 \times 0.715 + 0.20 \times 0.45 \times 2400 \times 0.98 = 552 + 212 = 764 \text{ Kg.}$$

Fuerza cortante total  $= V_v + V_m = 7070 + 764 = 7,834 \text{ Kg.}$

El esfuerzo cortante vale:

$$v = \frac{V}{b_j d} = \frac{7834}{20 \times 89.5 \times 58.5} = 7.5 \text{ Kg/cm}^2 > V_c = 6.3. \therefore \text{Necesita estri-}$$

bos.

Se reforzará con estribos U de  $\frac{1}{2}"$   $\phi$  que coincidirán con el refuerzo longitudinal (Es el mismo caso que en la hoja No. 34) de la losa sobre los diafragmas, o sea @ 30, -- 15,30 cm. y con separación media = 22.5 cm.

Absorben una fatiga de:

$$v = \frac{A_s f_s}{b_x \text{sep.}} = \frac{2 \times 1.22 \times 1265}{20 \times 22.5} = 6.78 \text{ Kg/cm}^2 > 7.5 - 6.3 = 1.2. \therefore \text{Bien}$$

Máxima separación admisible:

$$\frac{3}{4} d = 0.75 \times 58.5 = 44 \text{ cm} > 30. \therefore \text{Bien}$$

Máxima distancia del lo. a la cara de la nervadura:

$$\frac{1}{4} d = \frac{58.5}{4} = 16.8 = 17 \text{ cm.}$$

Rodearán 2 lados del refuerzo inferior.

Revisión por adherencia:

Si se consideran efectivas las 3 Vars  $\frac{3}{4}"$   $\phi$  del refuerzo de la losa  $\therefore \Sigma_o = 18 \text{ cm.}$

$$M = \frac{V}{\sum J_d} = \frac{7834}{18 \times 895 \times 58.5} = 8.3 \text{ Kg/cm}^2 < M_{perm} = 15.75. \text{ Bien}$$

### Detalles:

Para anclar los estribos en la cartela se pondrán en el lecho inferior 2 Vars  $\phi \frac{1}{2}$ ".

Como refuerzo por temperatura se pondrán Vars  $\phi \frac{1}{2}$ "

@ 40 cm en cada cara (p=.003).

### II.- Diafragmas Tipo II

Los diafragmas extremos Tipo II, llegarán hasta el lecho bajo de las nervaduras, por lo que tendrán mayor peralte que los Tipo I. Con un análisis de cargas verticales, se obtendrá el mismo refuerzo que en los Tipo I y solo se verificarán por empuje de tierra ya que estos diafragmas irán en los extremos de la superestructura que estén apoyados sobre estribos.

### Verificación por empuje de tierras:

#### Sección supuesta:

El claro interior se considerará empotrado en las nervaduras y en la losa superior. El tramo del voladizo se considerará empotrado en la nervadura con sección crítica en su paño.

a) El tramo interior, por las condiciones de apoyo se analizará como losa en "Porch", por lo que la proporción de la carga se deduce por igualación de flechas:

$$W_1 = \left( \frac{L^4}{48 l^4 + L^4} \right) W$$

$$W_L = \left( \frac{48 l^4}{48 l^4 + L^4} \right) W$$

$$\begin{array}{lcl} \text{claro mayor: } L = 4.40;^2 = 19.35;^2 = 374 & & = 374 \\ \text{claro menor: } l = 1.45;^2 = 2.10;^2 = 4.41; \times 48 & & = 212 \\ & & \hline & & 586 \end{array}$$

$$\begin{array}{lcl} \therefore W_1 = \frac{374}{586} W = 0.638 W \\ W_L = \frac{212}{586} W = 0.362 W \end{array}$$

La carga debida al empuje de tierra vale según Rankine:

$$W = 0.143 \Delta h (h + 2h_1)$$

$h = 1.45$  (altura del diafragma en el  $g$ , Véase hoja 16)  
que es lo que se supone que recibe el empuje del terraplén de acceso, y de él a la rasante hay 18+1=19cm. del espesor de la losa.

Según AASHO 3.2.18 Se debe considerar una sobrecarga de 2'-61 cm.

$$\therefore h_1 = 19+61 = 80 \text{ cm.}$$

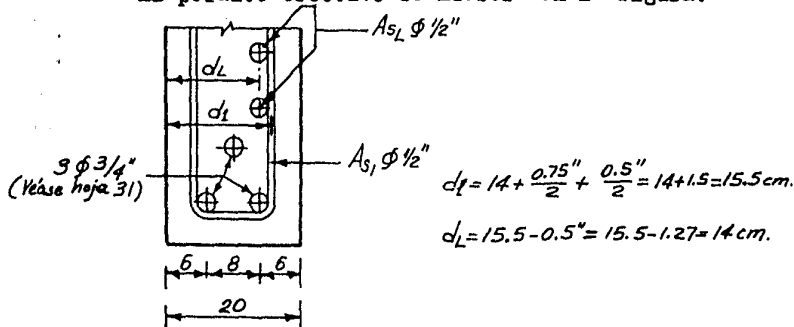
$$\therefore W = 0.143 \times 1600 \times 1.45 (1.45 + 2 \times 0.80) = 1,010 \text{ Kg/m}$$

La relación de cargas será:

$$W_1 = 0.638 W = 0.638 \times 1010 = 645 \text{ Kg/m.}$$

$$W_L = 0.362 W = 0.362 \times 1010 = 365 \text{ Kg/m.}$$

El peralte efectivo se muestra en la figura:



Los valores de los momentos para los dos claros

son:

$$M_1 = \frac{W_1 \cdot l^2}{2} = \frac{645 \times 1.45^2}{2} = 677 \text{ Kg.m.}$$

$$M_L = \frac{W_L \cdot L^2}{12} = \frac{365 \times 4.40^2}{12} = 589 \text{ Kg.m.}$$

$$M'_L = \frac{W_L \cdot L^2}{24} = + 294 \text{ Kg.m. (al centro).}$$

Areas de acero:

$$j = 0.867 \text{ (Véase hoja 2)}$$

$$A_{s1} = \frac{M_1}{f_s j d_1} = \frac{67,700}{1265 \times 0.867 \times 15.5} = 3.98 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

$$\phi \frac{1}{2}'' , \text{ Separación } S_1 = \frac{1.22 \times 100}{3.98} = 31 \text{ cm.}$$

$$A_{sL} = \frac{M_L}{f_s j d_L} = \frac{58,900}{1265 \times 0.867 \times 14} = 3.84 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

$$\text{para } \frac{1}{2}'' \phi. \text{ Separación } S_L = \frac{122}{3.84} = 32 \text{ cm.}$$

El refuerzo en el claro menor puede consistir de los estribos verticales  $\frac{1}{2}'' \phi$  22.5 cm < 31, los cuales casi no están trabajando por esfuerzo cortante vertical.

El refuerzo en el claro mayor se proporcionará a la separación encontrada o sea Vars.  $\frac{1}{2}'' \phi @ 32 \text{ cm.}$

#### Revisión por esfuerzo cortante

En el sentido horizontal no es necesaria por ser seguramente pequeños los esfuerzos por cortante y adherencia. En el sentido vertical ya se hizo el análisis en los diafragmas interiores.

b) El tramo de diafragma volado:

Se reforzará con el acero corrido desde el tramo interior y el vertical constituido por los estribos tal como ya se dijo antes.

ANCLAJES DEL REFUERZO.

1.- Longitud necesaria de anclaje:

La longitud L necesaria para desarrollar por adherencia la capacidad de la varilla.

$$\text{Tensión} = A_s f_s = \frac{\pi}{4} d^2 f_s$$

$$\text{Adherencia} = \pi d u L$$

$$\text{igualando } \frac{\pi}{4} d^2 f_s = \pi d u L \quad \therefore L = \frac{f_s}{4 u} d$$

Para  $f_s = 1265$  y  $u = 15.75 \text{ Kg/cm}^2$  que son los esfuerzos máximos permisibles.

$$\therefore L = \frac{1265}{4 \times 15.75} d = 20.d.$$

Con un coeficiente de seguridad de 1.5

$$\therefore L = 20 \times 1.5 = 30 d.$$

Para los diámetros usados en esta superestructura:

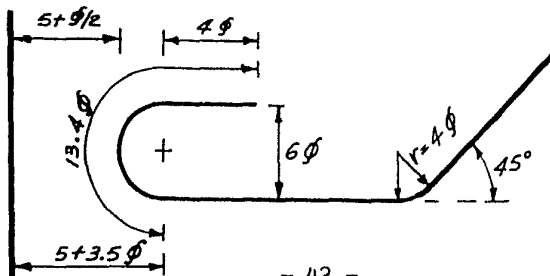
$$\frac{1}{2}'' \quad \therefore L = 38 \text{ cm.}$$

$$\frac{3}{4}'' \quad L = 57 \text{ cm.}$$

$$\frac{7}{8}'' \quad L = 67 \text{ cm.}$$

$$1\frac{1}{2}'' \quad L = 114 \text{ cm.}$$

2.- Ganchos Tipo: AASHO (3.7.7 d, 3.7.9.b)



### 3.- Anclajes en las nervaduras:

#### a) Anclaje de varillas dobladas.

A partir del semiperalte =  $30 \phi = 114 \text{ cm}$

Lo mas cerca posible del lecho superior =  $15 \phi$   
= 57 cm.

#### b) Anclaje de estribos:

A partir del semiperalte =  $30\phi = 38 \text{ cm.}$

Lo más cerca posible del lecho superior =  $15 \phi$   
= 19 cm.

#### c) Anclaje de varillas rectas que llegan al apoyo

Después de la cara del apoyo =  $15 \phi = 57 \text{ cm}$

### 4.- Empalmes

Serán con 2 ganchos y traslape de  $30 \phi$  o soldadura a tope.

### CUBICACION DEL CONCRETO.

#### 1.- Losa y Nervaduras.

Media sección transversal (Véase hojas 3 y 16 para las dimensiones).

|                      |                                     |   |                     |                               |
|----------------------|-------------------------------------|---|---------------------|-------------------------------|
| Guarnición.-         | $0.45 \times 0.15$                  | = | $.068 \text{ m}^2$  |                               |
| Dado "               | $.- 0.135 \times .25$               | = | $.034 \text{ m}^2$  |                               |
| Losa                 | $.- 0.165 \times .98$               | = | $.162 \text{ m}^2$  |                               |
| Losa                 | $0.18 \times 2.52$                  | = | $.453 \text{ m}^2$  |                               |
| Nervadura            | $.- \frac{.52 + .32}{2} \times .10$ | = | $.042 \text{ m}^2$  |                               |
| "                    | $0.32 \times .905$                  | = | $.290 \text{ m}^2$  |                               |
| "                    | $\frac{.32 + .71}{2} \times .10$    | = | $.052 \text{ m}^2$  |                               |
| "                    | $.71 \times .31$                    | = | $.220 \text{ m}^2$  | $\Sigma = 1.321 \text{ m}^2.$ |
| Por toda la sección: | $1.321 \times 2$                    | = | $2.642 \text{ m}^2$ |                               |
| Volumen =            | $2.642 \times 25.50$                | = | $67.37 \text{ m}^3$ |                               |

2.- Cada diafragma intermedio:

Media sección transversal:

$$\frac{2}{3} \times 2.10 \times 0.03 = .042 \text{ m}^2$$

$$\frac{2.10+2.20}{2} \times 0.10 = .215 \text{ m}^2$$

$$2.20 \times .91 = 2.002$$

$$\frac{2.20+2.00}{2} \times 0.10 = 0.210$$

$$2 \times 0.16 = 0.320 \quad \underline{\quad} = 2.789 \text{ m}^2$$

$$\text{Por toda la sección: } 2 \times 2.789 = 5.578 \text{ m}^2$$

$$\text{Volumen} = 5.578 \times .20 = 1.1156 = 1.12 \text{ m}^3$$

3.- Cada diafragma extremo Tipo I.

Media sección transversal: (Cartela Hoja No. 36)

$$\text{Del diafragma intermedio} = 2.789 \text{ m}^2$$

$$\text{Cartela: } \frac{0.88+0.98}{2} \times 0.10 = .093 \text{ m}^2$$

$$0.98 \times 0.10 = .098 \text{ m}^2$$

$$\frac{0.98 + .58}{2} \times .25 = .195 \quad \underline{\quad} = 3.175 \text{ m}^2$$

$$\text{Por toda la sección: } 3.175 \times 2 = 6.350 \text{ m}^2$$

$$\text{Volumen} = 6.350 \times .2 = 1.27 \text{ m}^3$$

4.- Cada diafragma extremo Tipo II.

Media sección transversal .-

$$\text{Del diafragma intermedio} = 2.789 \text{ m}^2$$

$$0.15 \times 2.005 = 0.301 \text{ m}^2$$

$$\frac{.88+.98}{2} \times 0.10 = .093 \text{ m}^2$$

$$0.98 \times 0.90 = .882 \text{ m}^2$$
$$\underline{\quad} = 4.065 \text{ m}^2$$

De la hoja No. 44

4.065 m<sup>2</sup>

$$\frac{0.98+.785}{2} \times 0.10$$

$$= .088 \text{ m}^2$$

$$0.785 \times 0.31$$

$$= .244 \text{ m}^2$$

Por toda la sección: 4.397x2

$$= \frac{.244 \text{ m}^2}{2} \leq 4.397 \text{ m}^2$$

$$\text{Volumen} = 8.794 \times 0.20$$

$$= 1.7588 = 1.76 \text{ m}^3$$

5.- Volumen total.-

Para un tramo intermedio (con 2 diafragmas extremos Tipo I.):

$$V = 67.37 + 3 \times 1.12 + 2 \times 1.27 - 67.37 + 3.36 + 2.54 = 73.27 \text{ m}^3 = \underline{73.3 \text{ m}^3}$$

Por cambio de un diafragma extremo Tipo I a uno -

Tipo II:

$$\text{El incremento de volumen es } \Delta V = 1.76 - 1.27 = \underline{0.49 \text{ m}^3}$$

Todos los detalles del proyecto de la losa y procedimientos de construcción recomendados, aparecen en el Plano No. 2.

## CAPITULO II.- APOYOS DE LA SUPERESTRUCTURA:

### ESPECIFICACIONES

Claro = 25.00

AASHO 1953 y AWS

Carga viva: 2 líneas de tránsito H 15.

Nervaduras de concreto de  $f_c' = 210 \text{ Kg/cm}^2$

Coronas de concreto de  $f_c' = 140 \text{ Kg/cm}^2$

Placas de acero estructural ASTM. A.7-49T.

Pasadores de acero forjado ASTM. A 235-49T,

Clase C,.

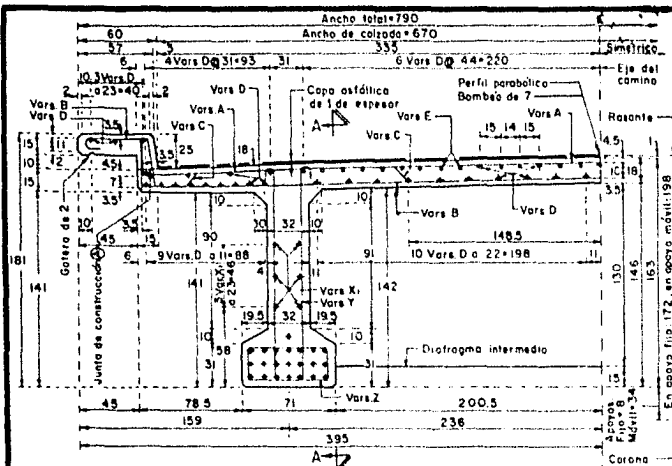
### ESFUERZOS PERMISIBLES.

En el concreto: Según AASHO 3.4.10 ó Dir. Gral. Estructuras 6.12

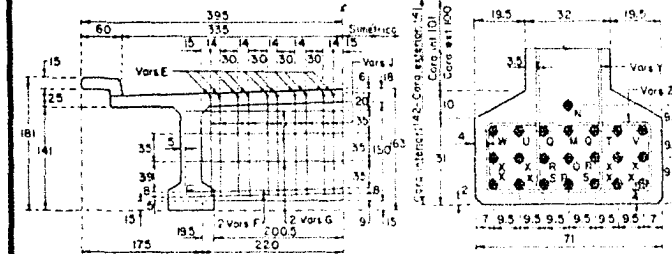
En el acero: Flexión:  $1265 \text{ Kg/cm}^2 = 18,000 \text{ \#/pulg}^2$ .

Compresión:  $1265 \text{ Kg/cm}^2$

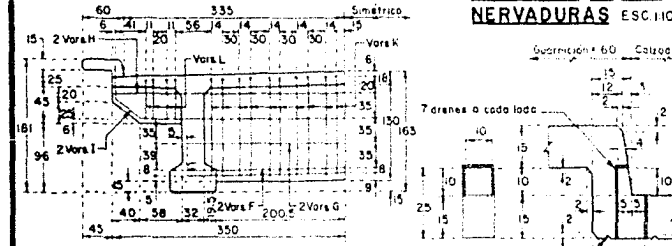
Pasadores y mecedoras: Según AASHO 3.4.2.



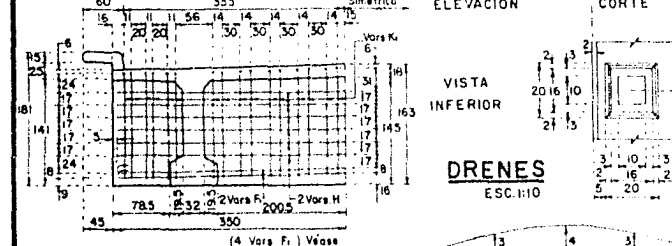
**MEDIO CORTE TRANSVERSAL** ESC. 1:20



**INTERMEDIO**



**EXTREMO, TIPO I**

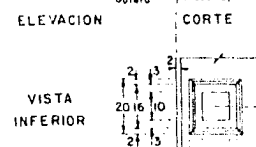


**EXTREMO, TIPO II**

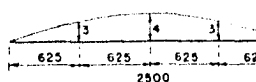
REFUERZO PARA UN DIAFRAGMA (4 Varas F, 12 Varas H, 32 Varas K)



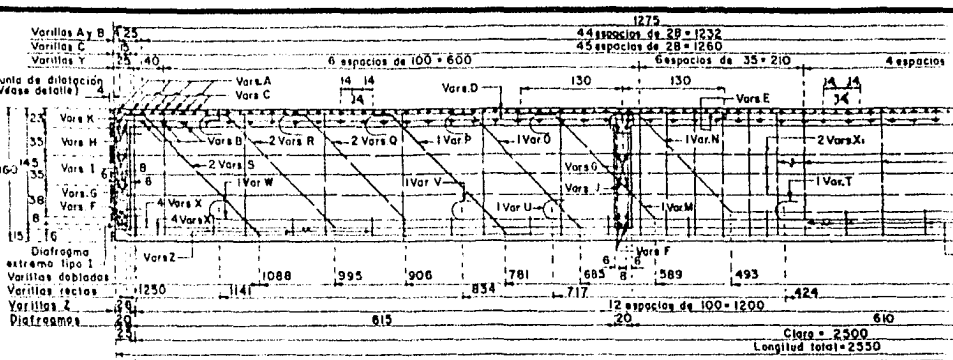
**REFUERZO DE LAS NERVADURAS** ESC. 1:10



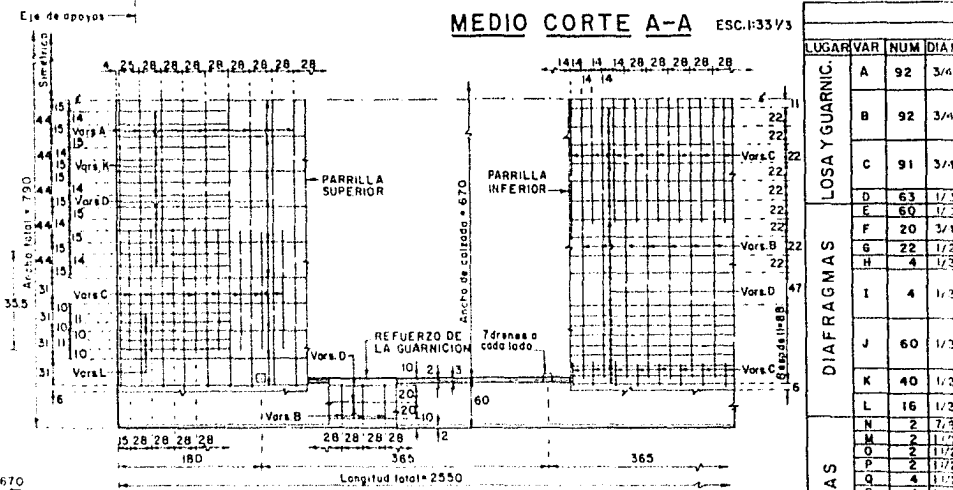
**DRENES** ESC. 1:10



**CONTRAFLECHA**



**MEDIO CORTE A-A** ESC. 1:33 1/3



**PLANTA PARCIAL** ESC. 1:33 1/3

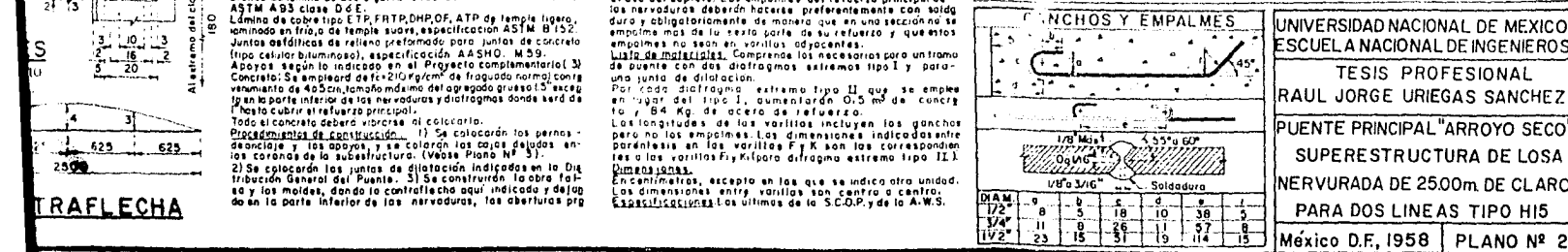
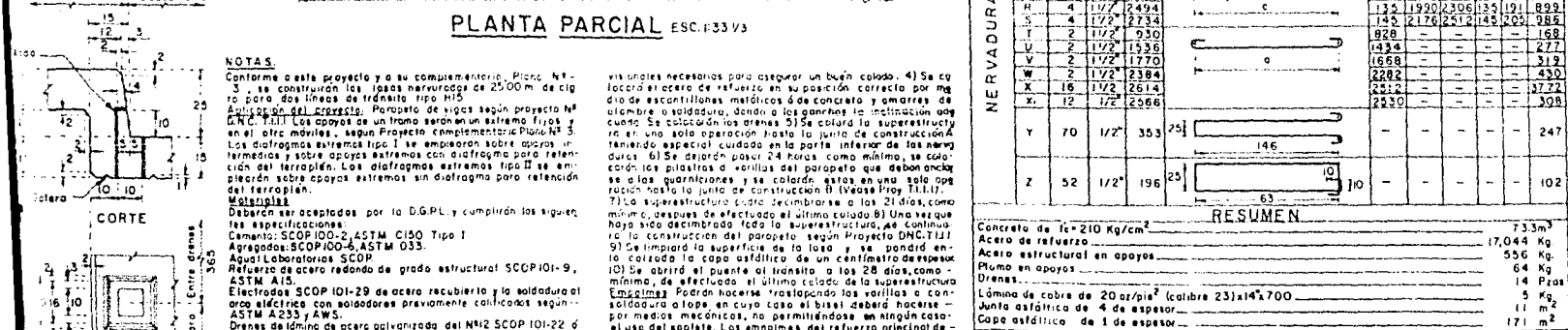
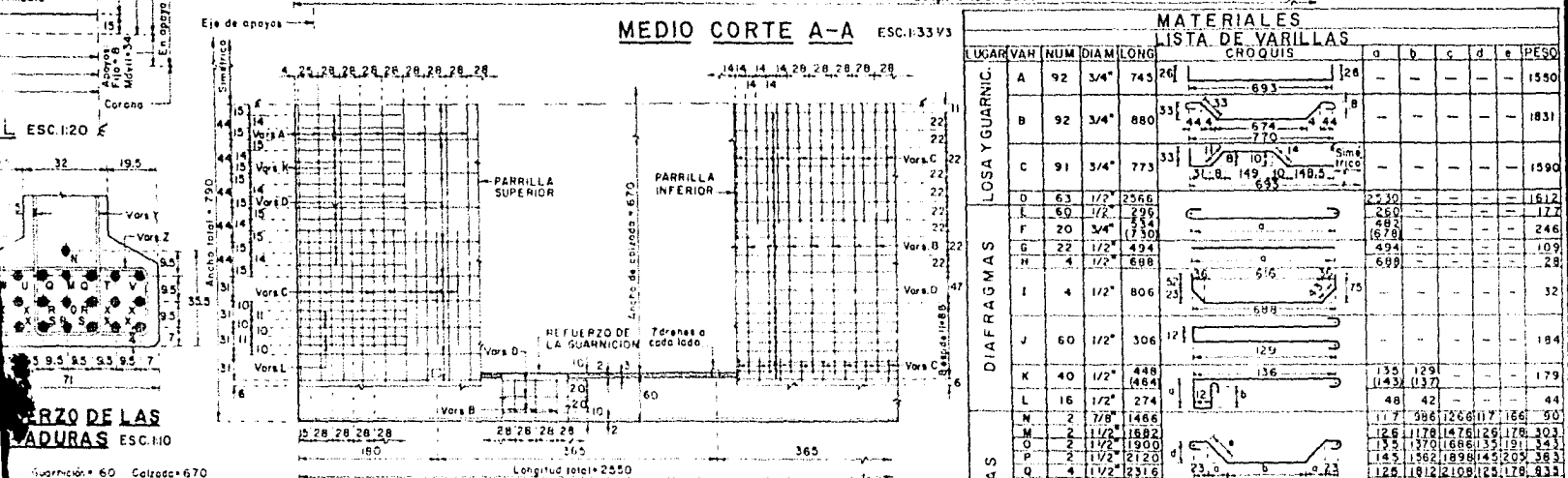
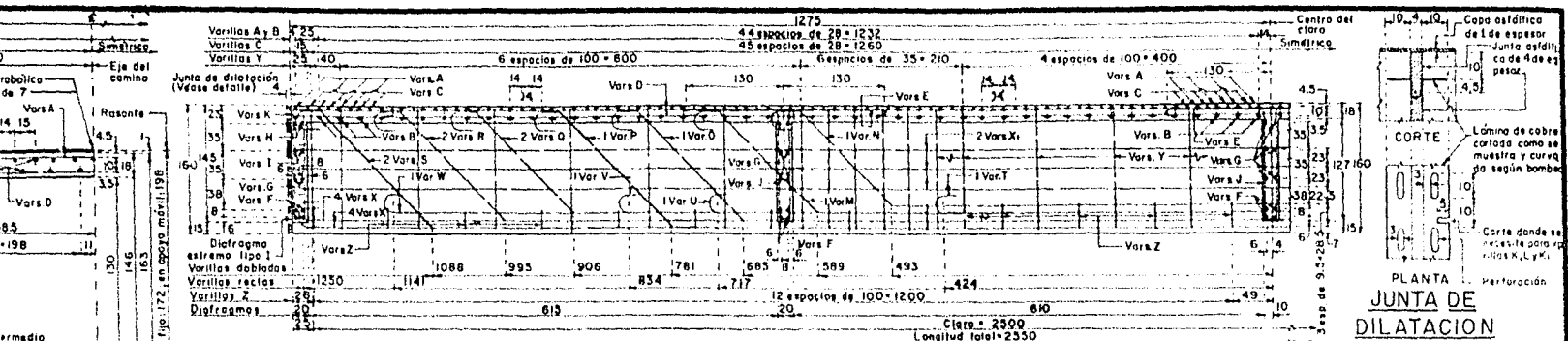
**NOTAS**

Conforme a este proyecto y a su complementario, Plano N° 3, se construirá las losas nervuradas de 2500 m. de claro para dos líneas de tránsito tipo H-15.  
2) Sección del sistema. Parapeto de vigas según proyecto N° A.N.C. 1111. Los apoyos de un tramo serán un extremo fijo y en el otro móvil, según Proyecto complementario Plano N° 3. Los diafragmas extremos tipo I se emplearán sobre apoyos intermedios y sobre apoyos extremos con diafragma para retención del terraplén. Los diafragmas extremos tipo II se emplearán sobre apoyos extremos sin diafragma para retención del terraplén.  
3) Materiales. Deberán ser aceptados por la D.G.P.L. y cumplirán las siguientes especificaciones:  
Cemento: SCOP 100-2, ASTM C150 Tipo I.  
Apretados: SCOP 100-5, ASTM C53.  
Agua: Laboratorios SCOP.  
Refuerzo de acero redondo de grado estructural SCOP 101-9, ASTM A15.  
Electrodos: SCOP 101-29 de acero recubierto y la soldadura al arco eléctrico con soldadores previamente calificados según ASTM A233 y AWS.  
Drenes de lámina de acero galvanizado del NM2 SCOP 101-22 ó ASTM A93 clase D.C.E.  
Lámina de cobre tipo ETP, FRTP, DHP, OF, ATP de temple ligero, laminado en frío, de temple suave, especificación ASTM B152.  
Juntas asfálticas de resina preformada para juntas de concreto tipo celular bituminoso, especificación AASHTO M59.  
Apoyos según lo indicado en el Proyecto complementario (3).  
Concreto: Se empleará de f'c=210 Kg/cm² de fraguado normal con retentivo de 4.5 cm, tamaño máximo del agregado grueso 1.5" excepto en la parte inferior de las nervaduras y diafragmas donde será de 1" hasta cubrir el refuerzo principal.  
Todo el concreto deberá vibrarse al colocarlo.  
Pegadizos de construcción. 1) Se colocarán los cajones de encofrado y los apoyos, y se colocarán los cajones de encofrado en la coronación de la subestructura. (Véase Plano N° 3).  
2) Se colocarán las juntas de dilatación indicadas en la Distribución General del Punteo.  
3) Se construirá la obra lista y los moldes, dando la contraflecha aquí indicada y de la obra en la parte inferior de las nervaduras, las aberturas por

viales necesarios para asegurar un buen colado. 4) Se colocará el acero de refuerzo en su posición correcta por medio de escantillones metálicos de concreto y correas de alambre o soldadura, dando a los ganchos la inclinación adecuada. Se colocarán los drenes. 5) Se colará la superestructura en una sola operación hasta la junta de construcción teniendo especial cuidado en la parte inferior de las nervaduras. 6) Se dejarán pasar 24 horas como mínimo, se colocarán los pilotes de varillas del parapeto que deban anclarse a las guarniciones y se colarán estas en una sola operación hasta la junta de construcción B. (Véase Proyecto N° 1111).  
7) La superestructura podrá desmoldarse a los 21 días como mínimo, después de efectuado el último colado. 8) Una vez que haya sido desmoldada toda la superestructura, se continuará la construcción del parapeto según Proyecto DMC-TAL. 9) Se limpiará la superficie de la losa y se pondrá en la coronación la capa asfáltica de un centímetro de espesor. 10) Se abrirá el puente al tránsito a los 28 días como mínimo, de efectuado el último colado de la superestructura. Empalmes. Podrán hacerse traslapando las varillas o soldadura a tope, en cuyo caso al bisel deberá hacerse por medios mecánicos, no permitiendo en ningún caso el uso delople. Los empalmes del refuerzo principal de las nervaduras deberán hacerse preferentemente con soldadura y obligatoriamente de manera que en una sección no se empalmen más de la sexta parte de su refuerzo y que estos empalmes no sean en varillas adyacentes.  
Losa de mallas. Comprende los necesarios para un tramo de puente con dos diafragmas extremos tipo I y para una junta de dilatación.  
En cantileros, excepto en los que se indica otra unión. Las dimensiones entre varillas son centro a centro. Especificaciones. Los últimos de la S.C.P. y de la A.W.S.

| VAR | NUM | DIAM   |
|-----|-----|--------|
| A   | 92  | 3/4"   |
| B   | 92  | 3/4"   |
| C   | 91  | 3/4"   |
| D   | 63  | 1/2"   |
| E   | 60  | 1/2"   |
| F   | 20  | 3/4"   |
| G   | 22  | 1/2"   |
| H   | 4   | 1/2"   |
| I   | 4   | 1/2"   |
| J   | 60  | 1/2"   |
| K   | 40  | 1/2"   |
| L   | 16  | 1/2"   |
| M   | 2   | 7/8"   |
| N   | 2   | 7/8"   |
| O   | 2   | 1 1/2" |
| P   | 2   | 1 1/2" |
| Q   | 4   | 1 1/2" |
| R   | 4   | 1 1/2" |
| S   | 4   | 1 1/2" |
| T   | 2   | 1 1/2" |
| U   | 2   | 1 1/2" |
| V   | 2   | 1 1/2" |
| W   | 2   | 1 1/2" |
| X   | 16  | 1/2"   |
| Y   | 12  | 1/2"   |
| Z   | 52  | 1/2"   |

|                                      |
|--------------------------------------|
| Concreto de f'c=210 Kg/cm²           |
| Acero de refuerzo                    |
| Acero estructural en plano en apoyos |
| Lámina de cobre de 24                |
| Junta asfáltica de 1"                |
| Capa asfáltica de 1"                 |



Esfuerzo cortante:  $775 \text{ Kg/cm}^2 = 11,000 \text{ \#/pulg}^2$

### DIMENSIONES SUPUESTAS

La distancia del lecho bajo de las nervaduras a la corona será la mínima necesaria en ambos apoyos.

Las placas superiores se suponen de 20.3 cm (8") de ancho x 50 cm de largo.

Las placas inferiores se suponen de 20.3 cm (8") de ancho x 70 cm. de longitud.

### REACCION MAXIMA

Por apoyo:

1.- Reacción por carga viva:

$$V_v \text{ ap} = 23,500 \text{ Kg. (Véase hoja No. 21)}$$

2.- Reacción por carga muerta:

la máxima reacción posible será la que transmita - la superestructura con dos diafragmas extremos Tipo II:

Peso total de la superestructura:

Concreto:  $(73.3+2x.49)2400 = 178,220 \text{ Kg. (Véase hoja No.45)}$

Parapeto:  $2x125x25.50 = 6,380 \text{ Kg. (Véase hoja No.3)}$

Capa Asfáltica:  $25.50x6.70x20 \text{ Kg/m}^2 = 3,420 \text{ Kg. (Véase hoja No.1)}$

Apoyos (Peso supuesto)  $= 680 \text{ Kg.}$

Peso total:  $188,700 \text{ Kg.}$

$$\therefore R_m = \frac{188.700}{4 \text{ apoyos}} = 47,175 \text{ Kg.}$$

3.- Reacción total:

Por apoyo R =  $23,500 + 47,175 = 70,675 \text{ Kg.}$

Carga por cm. de longitud sobre la placa superior

$$w_s = \frac{70,675}{50} = 1,413.5 \text{ Kg/cm.}$$

Carga por cm. de longitud sobre la placa inferior

$$W_i = \frac{70,675}{70} = 1009.6 \text{ Kg/cm.}$$

#### PLACAS SUPERIORES.

##### Superficie

Fatiga admisible en el concreto:

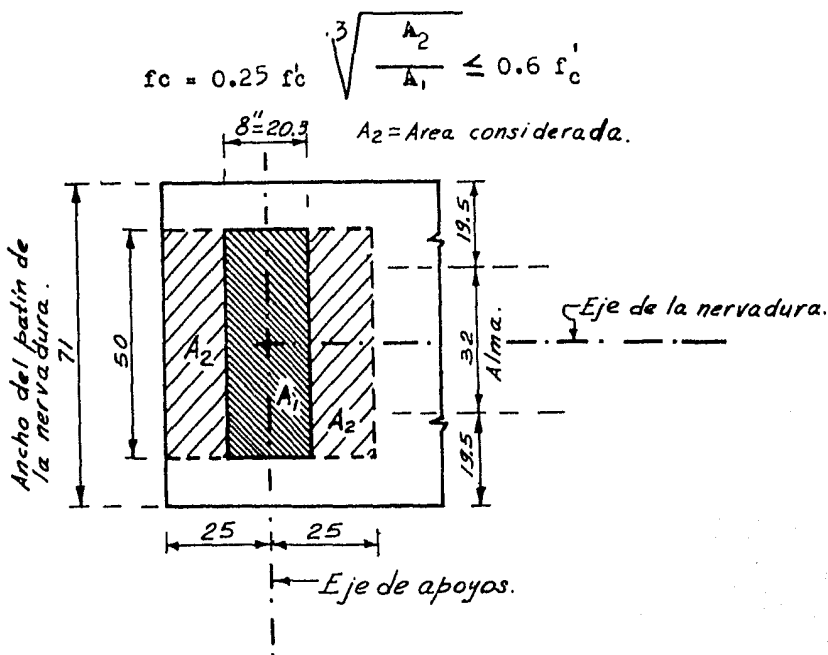
Según AASHO 3.4.10, para  $f'_c = 3000 \text{ \#/pulg}^2 = 210 \text{ Kg/cm}^2$

$$\therefore f_c = 1,000 \text{ \#/pulg}^2 = 70 \text{ Kg/cm}^2 = 0.333 f'_c$$

Según práctica de la Dirección General de Estructuras (SCOP) Art. 6.12:

Se considera sin refuerzo ya que no habrá refuerzo especial sobre las placas.

Se considerarán placas de plomo ya que se colará con las placas ya presentadas.



$$\left. \begin{array}{l} A_2 = 50 \times L \\ A_1 = 20.3 \times L \end{array} \right\} \therefore \frac{A_2}{A_1} = \frac{50}{20.3} = 2.46; \quad 1/3 = 1.35$$

$$\therefore f_c = 0.25 \times 1.35 f'_c = 0.338 \times 210 = 71 \text{ Kg/cm}^2$$

que es casi igual al valor de AASHO.

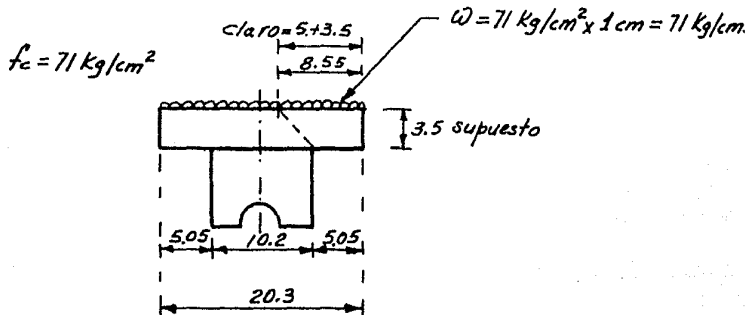
$$\therefore A_1 = \frac{R}{f_c} = \frac{70,675}{71} = 998 \text{ cm}^2$$

Para el ancho supuesto de 8" = 20.3 cm. Se tiene un largo de la placa

$$L = \frac{A_1}{20.3} = \frac{998}{20.3} = 49.2 \text{ cm} \approx 50 \text{ cm.}$$

$\therefore$  la placa de 20.3x50 cm es correcta por area.

Espesor de la placa superior en apoyo movil:



$$M = \frac{w l^2}{2} = \frac{71 \times 8.55^2}{2} = 1,970 \text{ Kgcm/cm.}$$

$$f_s = \frac{M y}{I} = \frac{M}{b h^2} = \frac{6M}{l x h^2}$$

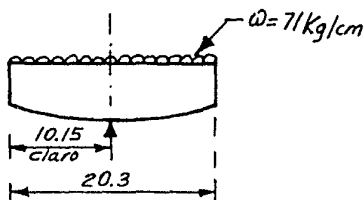
$$\therefore h = \sqrt{\frac{6M}{f_s}} = \sqrt{\frac{6 \times 1970}{1265}} = \sqrt{9.35}$$

$$\therefore h = 3.06 \text{ cm.}$$

$\therefore$  el espesor será de 1½" brutos

$$\therefore h = \underline{3.5 \text{ cm netos, está bien}}$$

Espesor de la placa superior en apoyo Fijo:



$$M = \frac{71 \times (10.15)^2}{2} = 3660 \text{ Kg. cm/cm.}$$

$$h = \sqrt{\frac{6M}{f_s}} = \sqrt{\frac{6 \times 3,660}{1265}} = \sqrt{17.34} = 4.16 \text{ cm}$$

$$\underline{h = 2" \text{ brutos} = 4.8 \text{ cm netos}}$$

$$V = 71 \times 10.15 = 720 \text{ Kg/cm.}$$

$$V_{\max} = 1.5 \frac{V}{A} = \frac{1.5 \times 720}{1 \times 4.8} = 225 \text{ Kg/cm}^2 < V_{\text{perm}} = 775 \therefore \underline{\text{Bien}}$$

#### PLACAS INFERIORES

Superficie necesaria.-

Fatiga admisible en el concreto de la corona:

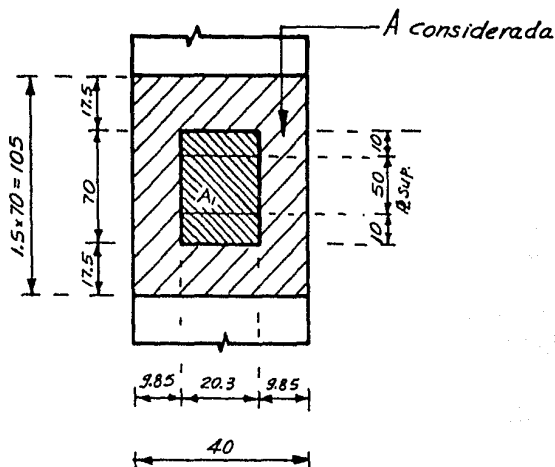
Según AASHO 3.4.10;

$$f_c = 0.333 f'_c = 0.333 \times 140 = 46.7 \text{ Kg/cm}^2.$$

Según Dirección General de Estructuras (SCOP) Art. 6.12:

Sin refuerzo especial y con placas de plomo:

Se supondrá un ancho de corona para la subestructura de 40 cm. como caso mas desfavorable, tal y como se muestra en la figura:



$$\frac{A}{A_1} = \frac{105 \times 40}{70 \times 20.3} = 2.95 ; 2.95^{1/2} = 1.43$$

$$f_c = 0.25 \times 1.43 f'_c = 0.375 f'_c$$

$$\therefore f_c = 50 \text{ Kg/cm}^2$$

Muy parecida según AASHO.

$$\text{Se acepta. } A_1 = \frac{70 \times 675}{50} = 1413.5 \text{ cm}^2$$

Para ancho de 20.3 cm.

$$\therefore \text{Largo} = \frac{1413.5}{20.3} = 70 \text{ cm}$$

$\therefore$  Las placas inferiores serán de 20.3 x 70 cm.

## 2.- Espesor en ambos apoyos

$$W = 50 \text{ Kg/cm}^2; \text{ claro} = \frac{20.3}{2} = 10.15 \text{ cm, En doble voladizo.}$$

$$M = \frac{50(10.15)^2}{2} = 2580 \text{ Kg cm/cm.}$$

$$\frac{M}{I_s} = \frac{2580}{1265} = 2.04 = \frac{h^2}{6}$$

$$\therefore h = \sqrt{6 \times 2.04} = \sqrt{12.24} = 3.5 \text{ cm}$$

$$\therefore \text{Se dará } 1 \frac{1}{2}'' \text{ brutos} = 3.5 \text{ cm netos.}$$

Por esfuerzo cortante sobrado.

### DIAMETROS

$$\text{Carga por cm. lineal} = \frac{R}{L} = \frac{70,675}{50} = 1413 \text{ Kg/cm}$$

$$1413 \text{ Kg/cm} = 7930 \text{ \#/pulg.}$$

para el pasador:

$$\text{Fatiga admisible (AASHO 3.4.2)} = 12,000 \text{ \#/pulg}^2 = 843 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Diametro necesario} = \frac{1413}{843} = 1.7 \text{ cm que es muy delgado}$$

$$\therefore \text{se dará } 1 \frac{1}{2}'' = 3.8 \text{ cm. netos.}$$

Para la mecedora:

Fatiga admisible para diámetro menor que 25"

(AASHO 3.4.2)

$$f = \left( \frac{p - 13,000}{20,000} \right) 600 \text{ d en la cual}$$

f = Esfuerzo unitario de la mecedora en \#/pulg.

p = Esfuerzo del punto de fluencia del acero de la mecedora

o de la base, el que sea menor, en \#/pulg<sup>2</sup>

d = Diámetro de la mecedora en pulgadas.

$$f = \frac{33,000 - 13,000}{20,000} \times 600 \text{ d} = 600 \text{ d (\#/pulg. lineal)}$$

para f = 7930 \#/pulg:

$$d = \frac{7,930}{600} = 13.3'' = 34 \text{ cm. } \therefore r = 17 \text{ cm.}$$

Se dará  $r = 202$  mm (sobrado) para usar  $\phi$  de 8" = 203 mm. (203 mm - 2 rebajes de  $\frac{1}{8}" = 3$  mm c/u + 5 mm del perno = 202 mm).

Apoyo fijo:

Fatiga admisible para diámetro mayor que 25" (AASHO 3.4.2):

$$f = \frac{p - 13,000}{20,000} \times 3,000 \sqrt{d} = \frac{33,000 - 13,000}{20,000} \times 3,000 \sqrt{d}$$

$$\therefore f = 3,000 \sqrt{d} \quad (\#/pulg.)$$

para  $f = 7,930$  #/pulg.

$$d = \left( \frac{7,930}{3,000} \right)^2 = 7.05"$$

Se dará  $r = 93$  cm. (sobrado) para no adelgazar mucho la placa.

Espesor de la mecedora

Se supondrá como mínimo práctico  $4" = 10.2$  cm.

$$f_s = \frac{1413}{10.2} = 139 \text{ Kg/cm}^2 < 1265$$

Pernos de anclaje y cuñeros

Según AASHO 3.6.53, en cada apoyo se pondrán:

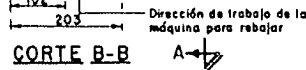
2 pernos de anclaje de  $1\frac{1}{2}"$   $\phi$  anclados 30 cm.

2 cuñeros de  $1\frac{1}{2}"$   $\phi$ .

En el plano No. 3 se muestran los apoyos y las especificaciones que se deben de seguir en su construcción.

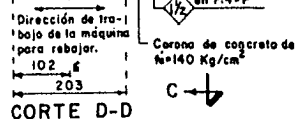
CAPITULO III.- CALCULO DE LA RASANTE

La rasante fué elegida para los dos puentes, de tal manera que éstos queden en una sola tangente vertical -- y que el espacio libre para el paso de cuerpos flotantes -- sea de aproximadamente 1.50 m.



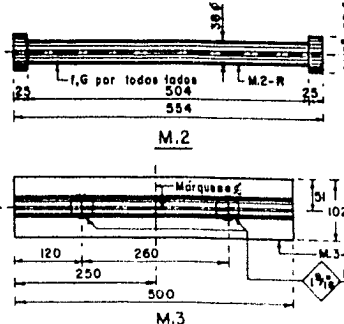
VISTA A-A

APOYO MOVIL  
ESC. 1:5

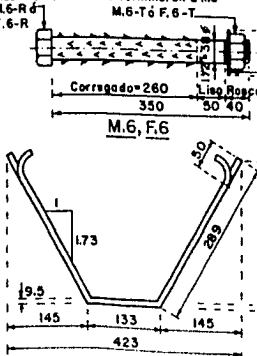


VISTA C-C

APOYO FIJO  
ESC. 1:5



M.I.F.I.



MIEMBROS ESCUELA

M.I-S, F.I-S

| CONCEPTO |        | MATERIALES |                        |                       |       |               |          |    |                  |   |  |
|----------|--------|------------|------------------------|-----------------------|-------|---------------|----------|----|------------------|---|--|
| MIEMBROS |        |            |                        | ELEMENTOS DEL MIEMBRO |       |               |          |    |                  |   |  |
| Renglón  | Número | Marca      | Peso neto<br>total Kg. | Número                | Marca | Sección       |          |    | Peso neto<br>Kg. | N |  |
|          |        |            |                        |                       |       | Dimensiones   |          |    |                  |   |  |
|          |        |            |                        |                       |       |               | Longitud |    |                  |   |  |
| 1        | 2      | M.1        | 118                    | 3                     | M.1-5 | 1"x3"x5       | 711      | 4  | Comp             |   |  |
| 2        | 1      |            |                        | 1                     | M.1-P | 8"x35         | 500      | 28 | C                |   |  |
| 3        | 1      |            |                        | 1                     | M.1-C | 4"x70         | 500      | 27 | Capilla          |   |  |
| 4        | 2      | M.2        | 10                     | 1                     | M.2-R | 2 1/2"x38 1/2 | 554      | 5  |                  |   |  |
| 5        | 2      | M.3        | 152                    | 1                     | M.3-P | 19 1/4"x4     | 500      | 76 | Capilla          |   |  |
| 6        | 2      | M.4        | 78                     | 2                     | M.4-R | 3"x50         | 50       |    |                  |   |  |
| 7        | 2      | M.5        | 32                     | 1                     | M.5-P | 8"x35         | 700      | 38 | C                |   |  |
| 8        | 2      | M.5        | 32                     | 1                     | M.5-P | 8"x10         | 700      | 16 | C                |   |  |
| 9        | 4      | M.6        | 20                     | 1                     | M.6-T | Para 1/2" g   | -        |    |                  |   |  |
| 10       | 1      |            |                        | 1                     | M.6-P | 3"x1/8"       | 76       | -  |                  |   |  |
| 11       | 1      |            |                        | 1                     | M.6-R | 1/2" g        | 350      | 4  | Cabe             |   |  |
| 12       | 2      | F.1        | 80                     | 3                     | F.1-S | 1 1/3"x8      | 711      | 4  | Comp             |   |  |
| 13       | 1      |            |                        | 1                     | F.1-P | 8"x48         | 500      | 36 | Capilla          |   |  |
| 14       | 2      | F.4        | 78                     | 2                     | F.4-R | 3"x50         | 50       |    |                  |   |  |
| 15       | 2      | F.4        |                        | 2                     | F.4-P | 8"x35         | 700      | 38 | C                |   |  |
| 16       | 2      | F.5        | 32                     | 1                     | F.5-P | 8"x10         | 700      | 16 | De               |   |  |
| 17       | 4      | F.6        | 20                     | 1                     | F.6-T | Para 1/2" g   | -        |    |                  |   |  |
| 18       | 1      |            |                        | 1                     | F.6-P | 3"x1/8"       | 76       | -  |                  |   |  |
| 19       | 1      |            |                        | 1                     | F.6-R | 1/2" g        | 350      | 4  | Cabe             |   |  |

Pesos totales: Nuevos: Acero \_\_\_\_\_ 536 Kg.  
 Plomo \_\_\_\_\_ 84 Kg.  
 Soldadura de titano: De 3/8" \_\_\_\_\_  
 De 1/2" \_\_\_\_\_

NOTAS

Aplicación del proyecto.  
Los apoyos de un tramo serán en un extremo fijos y en el otro móviles.

**Materiales.** Placas y soleras de acero estructural al carbono, especificación ASTM A7, de acero al carbono de alta aleación, fundido, de alta resistencia, especificación ASTM A148, grado 90-60 como mínimo, con alargamiento mínimo de 20% a la ruptura.

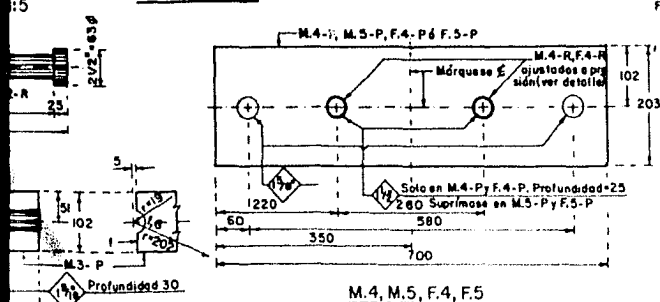
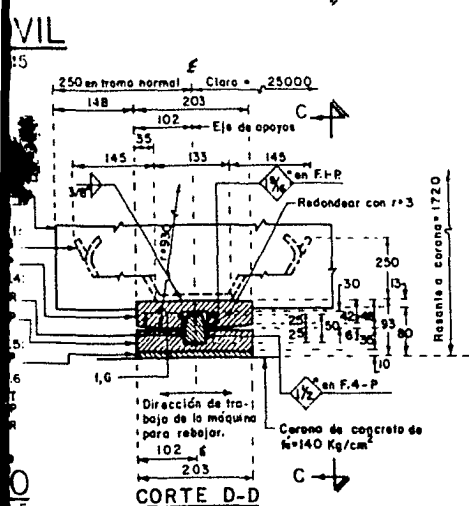
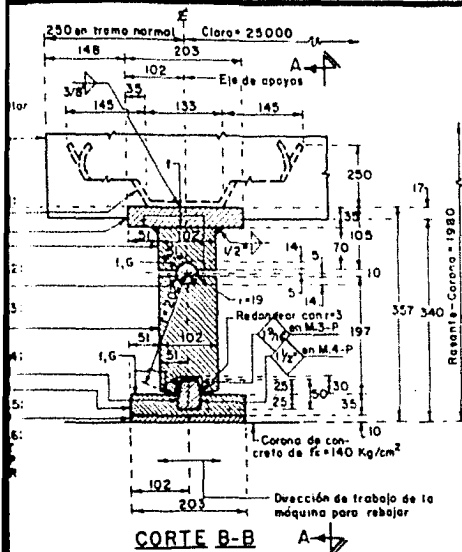
Pasadores y cuñeros de acero al carbono, forjado, especificación ASTM A235, clase C; de acero al carbono terminado en frío de cualquier grado, especificación ASTM A108.

Pernos y tuercas de acero, especificación ASTM A307 grado A.  
Plomo tipo A común, especificación ASTM B29.  
Soldadura al arco eléctrico con electrodo de acero recubierto y soldadores profesionalmente calificados especificaciones ASTM A233 y AWS.  
Pintura de aluminio de color blanco, tipo de plomo, especificación AASMO M716 M72, de campo, anticorrosiva de plomo y tinta; especificación de AASMO M70 de color gris.  
Cepo de blanco de plomo con grana: 2 Kg. de grasa vegetal puro y 1 Kg. de blanco de plomo puro por litro de aceite de linaza puro y hervido.

**Fabricación:**

- 1) Las cortas se harán por medios mecánicos o conoplete guiado mecánicamente afinándose después a la mano, y se permitirán enfriar a las 24 horas en las ollas.
- 2) Al soldar deberá cuidarse especialmente: a) Antes de soldar se retirará: la pintura y la grasa de las superficies por soldar y de las zonas inmediatas; para retirar las escorias o residuos se dará una pasada con esmeril. b) Deberá cuidarse de disminuir los esfuerzos, los residuales y evitar que las placas se deformen al momento de soldar. c) Después de soldar las placas no se enfriarán brusco sino gradualmente.
- 3) Las superficies marcadas 1 se terminarán a mano.

Technical drawing of a bolt assembly. The drawing shows a bolt with a hexagonal head and a threaded shank. The head is labeled "M6-T, F.6-T" and the shank is labeled "M6-R, F.6-R". The bolt is shown in a cross-sectional view, with the head on the right and the shank on the left. The shank is threaded with a standard metric thread. The head has a hexagonal shape with a central hole for a screwdriver. The drawing is a technical illustration of a bolt assembly, showing the head, shank, and thread details.



MIEMBROS ESC. 1:5

| MATERIALES                          |         |        |       |                   |        |       |           |          |                      |
|-------------------------------------|---------|--------|-------|-------------------|--------|-------|-----------|----------|----------------------|
| CONCEPTO                            | Renglón | Número | Marca | Pasos en total Kg | Número | Marca | Sección   | Longitud | Peso en Kg           |
|                                     |         |        |       |                   |        |       |           |          |                      |
| RESUMEN                             | 1       | 2      | M.1   | 118               | 3      | M.1-S | 1 3/8     | 711      | 4                    |
|                                     | 2       | 1      | M.1-P | 8 3/8             | 350    | 28    |           |          |                      |
|                                     | 3       | 1      | M.1-P | 8 3/8             | 350    | 27    |           |          |                      |
|                                     | 4       | 2      | M.2   | 10                | 1      | M.2-R | 2 1/2     | 350      | 2                    |
|                                     | 5       | 3      | M.3   | 152               | 1      | M.3-P | 1 1/2     | 350      | 76                   |
|                                     | 6       | 2      | M.4   | 78                | 2      | M.4-R | 3 1/8     | 350      | 1                    |
|                                     | 7       | 1      | M.4-P | 8 3/8             | 350    | 38    |           |          |                      |
|                                     | 8       | 2      | M.5   | 32                | 1      | M.5-P | 8 1/8     | 700      | 16                   |
|                                     | 9       | 4      | M.6   | 20                | 1      | M.6-T | Para 1/2" |          |                      |
|                                     | 10      | 1      | M.6-P | 3 1/8             | 76     |       |           |          |                      |
|                                     | 11      | 1      | M.6-R | 1 1/2             | 350    | 4     |           |          |                      |
|                                     | 12      | 2      | F.1   | 80                | 3      | F.1-S | 1 3/8     | 711      | 4                    |
|                                     | 13      | 1      | F.1-P | 8 1/8             | 500    | 36    |           |          |                      |
|                                     | 14      | 2      | F.4   | 78                | 2      | F.4-R | 3 1/8     | 350      | 1                    |
|                                     | 15      | 1      | F.4-P | 8 3/8             | 700    | 38    |           |          |                      |
|                                     | 16      | 2      | F.5   | 32                | 1      | F.5-P | 8 1/8     | 700      | 16                   |
|                                     | 17      | 4      | F.6   | 20                | 1      | F.6-T | Para 1/2" |          |                      |
|                                     | 18      | 1      | F.6-P | 3 1/8             | 76     |       |           |          |                      |
|                                     | 19      | 1      | F.6-R | 1 1/2             | 350    | 4     |           |          |                      |
| Pesos totales: Netos: Acero 556 Kg  |         |        |       |                   |        |       |           |          | Brutos: Acero 625 Kg |
| Plomo 64 Kg                         |         |        |       |                   |        |       |           |          | Plomo 64 Kg          |
| Soldadura de filate: De 3/8" 3.19 m |         |        |       |                   |        |       |           |          |                      |
| De 1/2" 2.00 m                      |         |        |       |                   |        |       |           |          |                      |

#### NOTAS

Conforme a este proyecto, complementario del - Plano M 2, se construirán los apoyos de los apoyos nervados de 23.00 m de claro para dos líneas de tránsito H-15.

Los apoyos de un tramo serán en un extremo fijos y en el otro móviles.

#### Metales

Placas y soldaduras de acero, estructural al carbono, especificación ASTM A7, o de acero al carbono o de aleación, fundido, de alta resistencia, especificación ASTM A148, grado 90-50 como mínimo, con alargamiento mínimo de 20% en ruptura.

Pasadores y cuñeros de acero al carbono, forjado, especificación ASTM A235, clase C, de acero al carbono terminado en frío de cualquier grado, especificación ASTM A108.

Pernos y tuercas de acero, especificación ASTM A307 grado A.

Plomo tipo A común, especificación ASTM B79.

Soldadura al arco eléctrico con electrodo de acero recubierto y soldadores previamente calificados especificaciones ASTM A233 y AWS.

Pintura: Detall, anticorrosiva de rojo de plomo, especificación AASHO M70 de color gris.

Capa de blanco de plomo con graso: 2 Kg. de graso vegetal puro y 1 Kg. de blanco de plomo puro por litro de aceite de linaza puro y hervido.

#### Fabricación

1) Los cortes se harán por medios mecánicos o con sierra, guiado mecánicamente afinándose después si lo necesitan, no se permitirán alambos ni rebordes en las onitas. 2) Al soldar deberá cuidarse especialmente: a) Antes de soldar se retirarán la pintura y la grasa de las superficies por soldar y de las zonas inmediatas; para retirar las escorias o residuos se les dará una pasada con esmeril. b) Deberá cuidarse de disminuir los esfuerzos residuales y evitar que las placas se deformen en el momento de después de soldarse. c) Las placas no se enfriarán brusco sino gradualmente.

3) Las superficies marcadas 1 se terminarán a máquina.

4) Se soldará totalmente cada miembro antes de pintarlo. 2) A todo el acero se le dará una mano con excepción de las superficies marcadas 1 (en las que se pondrá, aplicada en caliente, una capa de blanco de plomo con graso) y los rascos de pernos y tuercas que no se pintarán.

3) Se colocarán los pernos de anclaje y las placas inferiores, y se soldarán con mortero de cemento 1:2 y aditivo para disminuir la contracción. 4) Se colocarán los pernos de anclaje y las placas inferiores, y se soldarán con mortero de cemento 1:2 y aditivo para disminuir la contracción. 5) Se colocarán los pernos de anclaje y las placas inferiores, y se soldarán con mortero de cemento 1:2 y aditivo para disminuir la contracción.

6) Se colocarán los pernos de anclaje y las placas inferiores, y se soldarán con mortero de cemento 1:2 y aditivo para disminuir la contracción. 7) Se colocarán los pernos de anclaje y las placas inferiores, y se soldarán con mortero de cemento 1:2 y aditivo para disminuir la contracción.

8) Se colocarán los pernos de anclaje y las placas inferiores, y se soldarán con mortero de cemento 1:2 y aditivo para disminuir la contracción. 9) Se colocarán los pernos de anclaje y las placas inferiores, y se soldarán con mortero de cemento 1:2 y aditivo para disminuir la contracción.

10) Se colocarán los pernos de anclaje y las placas inferiores, y se soldarán con mortero de cemento 1:2 y aditivo para disminuir la contracción. 11) Se colocarán los pernos de anclaje y las placas inferiores, y se soldarán con mortero de cemento 1:2 y aditivo para disminuir la contracción.

12) Se colocarán los pernos de anclaje y las placas inferiores, y se soldarán con mortero de cemento 1:2 y aditivo para disminuir la contracción. 13) Se colocarán los pernos de anclaje y las placas inferiores, y se soldarán con mortero de cemento 1:2 y aditivo para disminuir la contracción.

14) Se colocarán los pernos de anclaje y las placas inferiores, y se soldarán con mortero de cemento 1:2 y aditivo para disminuir la contracción. 15) Se colocarán los pernos de anclaje y las placas inferiores, y se soldarán con mortero de cemento 1:2 y aditivo para disminuir la contracción.

16) Se colocarán los pernos de anclaje y las placas inferiores, y se soldarán con mortero de cemento 1:2 y aditivo para disminuir la contracción. 17) Se colocarán los pernos de anclaje y las placas inferiores, y se soldarán con mortero de cemento 1:2 y aditivo para disminuir la contracción.

18) Se colocarán los pernos de anclaje y las placas inferiores, y se soldarán con mortero de cemento 1:2 y aditivo para disminuir la contracción. 19) Se colocarán los pernos de anclaje y las placas inferiores, y se soldarán con mortero de cemento 1:2 y aditivo para disminuir la contracción.

20) Se colocarán los pernos de anclaje y las placas inferiores, y se soldarán con mortero de cemento 1:2 y aditivo para disminuir la contracción. 21) Se colocarán los pernos de anclaje y las placas inferiores, y se soldarán con mortero de cemento 1:2 y aditivo para disminuir la contracción.

22) Se colocarán los pernos de anclaje y las placas inferiores, y se soldarán con mortero de cemento 1:2 y aditivo para disminuir la contracción. 23) Se colocarán los pernos de anclaje y las placas inferiores, y se soldarán con mortero de cemento 1:2 y aditivo para disminuir la contracción.

24) Se colocarán los pernos de anclaje y las placas inferiores, y se soldarán con mortero de cemento 1:2 y aditivo para disminuir la contracción. 25) Se colocarán los pernos de anclaje y las placas inferiores, y se soldarán con mortero de cemento 1:2 y aditivo para disminuir la contracción.

26) Se colocarán los pernos de anclaje y las placas inferiores, y se soldarán con mortero de cemento 1:2 y aditivo para disminuir la contracción. 27) Se colocarán los pernos de anclaje y las placas inferiores, y se soldarán con mortero de cemento 1:2 y aditivo para disminuir la contracción.

28) Se colocarán los pernos de anclaje y las placas inferiores, y se soldarán con mortero de cemento 1:2 y aditivo para disminuir la contracción. 29) Se colocarán los pernos de anclaje y las placas inferiores, y se soldarán con mortero de cemento 1:2 y aditivo para disminuir la contracción.

30) Se colocarán los pernos de anclaje y las placas inferiores, y se soldarán con mortero de cemento 1:2 y aditivo para disminuir la contracción. 31) Se colocarán los pernos de anclaje y las placas inferiores, y se soldarán con mortero de cemento 1:2 y aditivo para disminuir la contracción.

32) Se colocarán los pernos de anclaje y las placas inferiores, y se soldarán con mortero de cemento 1:2 y aditivo para disminuir la contracción. 33) Se colocarán los pernos de anclaje y las placas inferiores, y se soldarán con mortero de cemento 1:2 y aditivo para disminuir la contracción.

34) Se colocarán los pernos de anclaje y las placas inferiores, y se soldarán con mortero de cemento 1:2 y aditivo para disminuir la contracción. 35) Se colocarán los pernos de anclaje y las placas inferiores, y se soldarán con mortero de cemento 1:2 y aditivo para disminuir la contracción.

quino por elementos aislados.

4) Los pasadores podrán también fabricarse con barras de 1 3/4" x 504 tornados a 38°.

5) Los pasadores de 2 1/2" se soldarán por fuera todo alrededor con filate de 5/16". Los agujeros se soldarán al diámetro indicado.

#### Pintura de taller

1) Se soldará totalmente cada miembro antes de pintarlo. 2) A todo el acero se le dará una mano con excepción de las superficies marcadas 1 (en las que se pondrá, aplicada en caliente, una capa de blanco de plomo con graso) y los rascos de pernos y tuercas que no se pintarán.

#### Montaje

1) Se colocarán los pernos de anclaje y las placas inferiores, y se soldarán con mortero de cemento 1:2 y aditivo para disminuir la contracción. 2) Se colocarán los pernos de anclaje y las placas inferiores, y se soldarán con mortero de cemento 1:2 y aditivo para disminuir la contracción.

3) Se colocarán los pernos de anclaje y las placas inferiores, y se soldarán con mortero de cemento 1:2 y aditivo para disminuir la contracción. 4) Se colocarán los pernos de anclaje y las placas inferiores, y se soldarán con mortero de cemento 1:2 y aditivo para disminuir la contracción.

5) Se colocarán los pernos de anclaje y las placas inferiores, y se soldarán con mortero de cemento 1:2 y aditivo para disminuir la contracción. 6) Se colocarán los pernos de anclaje y las placas inferiores, y se soldarán con mortero de cemento 1:2 y aditivo para disminuir la contracción.

7) Se colocarán los pernos de anclaje y las placas inferiores, y se soldarán con mortero de cemento 1:2 y aditivo para disminuir la contracción. 8) Se colocarán los pernos de anclaje y las placas inferiores, y se soldarán con mortero de cemento 1:2 y aditivo para disminuir la contracción.

9) Se colocarán los pernos de anclaje y las placas inferiores, y se soldarán con mortero de cemento 1:2 y aditivo para disminuir la contracción. 10) Se colocarán los pernos de anclaje y las placas inferiores, y se soldarán con mortero de cemento 1:2 y aditivo para disminuir la contracción.

11) Se colocarán los pernos de anclaje y las placas inferiores, y se soldarán con mortero de cemento 1:2 y aditivo para disminuir la contracción. 12) Se colocarán los pernos de anclaje y las placas inferiores, y se soldarán con mortero de cemento 1:2 y aditivo para disminuir la contracción.

13) Se colocarán los pernos de anclaje y las placas inferiores, y se soldarán con mortero de cemento 1:2 y aditivo para disminuir la contracción. 14) Se colocarán los pernos de anclaje y las placas inferiores, y se soldarán con mortero de cemento 1:2 y aditivo para disminuir la contracción.

15) Se colocarán los pernos de anclaje y las placas inferiores, y se soldarán con mortero de cemento 1:2 y aditivo para disminuir la contracción. 16) Se colocarán los pernos de anclaje y las placas inferiores, y se soldarán con mortero de cemento 1:2 y aditivo para disminuir la contracción.

17) Se colocarán los pernos de anclaje y las placas inferiores, y se soldarán con mortero de cemento 1:2 y aditivo para disminuir la contracción. 18) Se colocarán los pernos de anclaje y las placas inferiores, y se soldarán con mortero de cemento 1:2 y aditivo para disminuir la contracción.

19) Se colocarán los pernos de anclaje y las placas inferiores, y se soldarán con mortero de cemento 1:2 y aditivo para disminuir la contracción. 20) Se colocarán los pernos de anclaje y las placas inferiores, y se soldarán con mortero de cemento 1:2 y aditivo para disminuir la contracción.

21) Se colocarán los pernos de anclaje y las placas inferiores, y se soldarán con mortero de cemento 1:2 y aditivo para disminuir la contracción. 22) Se colocarán los pernos de anclaje y las placas inferiores, y se soldarán con mortero de cemento 1:2 y aditivo para disminuir la contracción.

23) Se colocarán los pernos de anclaje y las placas inferiores, y se soldarán con mortero de cemento 1:2 y aditivo para disminuir la contracción. 24) Se colocarán los pernos de anclaje y las placas inferiores, y se soldarán con mortero de cemento 1:2 y aditivo para disminuir la contracción.

25) Se colocarán los pernos de anclaje y las placas inferiores, y se soldarán con mortero de cemento 1:2 y aditivo para disminuir la contracción. 26) Se colocarán los pernos de anclaje y las placas inferiores, y se soldarán con mortero de cemento 1:2 y aditivo para disminuir la contracción.

27) Se colocarán los pernos de anclaje y las placas inferiores, y se soldarán con mortero de cemento 1:2 y aditivo para disminuir la contracción. 28) Se colocarán los pernos de anclaje y las placas inferiores, y se soldarán con mortero de cemento 1:2 y aditivo para disminuir la contracción.

29) Se colocarán los pernos de anclaje y las placas inferiores, y se soldarán con mortero de cemento 1:2 y aditivo para disminuir la contracción. 30) Se colocarán los pernos de anclaje y las placas inferiores, y se soldarán con mortero de cemento 1:2 y aditivo para disminuir la contracción.

31) Se colocarán los pernos de anclaje y las placas inferiores, y se soldarán con mortero de cemento 1:2 y aditivo para disminuir la contracción. 32) Se colocarán los pernos de anclaje y las placas inferiores, y se soldarán con mortero de cemento 1:2 y aditivo para disminuir la contracción.

33) Se colocarán los pernos de anclaje y las placas inferiores, y se soldarán con mortero de cemento 1:2 y aditivo para disminuir la contracción. 34) Se colocarán los pernos de anclaje y las placas inferiores, y se soldarán con mortero de cemento 1:2 y aditivo para disminuir la contracción.

35) Se colocarán los pernos de anclaje y las placas inferiores, y se soldarán con mortero de cemento 1:2 y aditivo para disminuir la contracción. 36) Se colocarán los pernos de anclaje y las placas inferiores, y se soldarán con mortero de cemento 1:2 y aditivo para disminuir la contracción.

37) Se colocarán los pernos de anclaje y las placas inferiores, y se soldarán con mortero de cemento 1:2 y aditivo para disminuir la contracción. 38) Se colocarán los pernos de anclaje y las placas inferiores, y se soldarán con mortero de cemento 1:2 y aditivo para disminuir la contracción.

39) Se colocarán los pernos de anclaje y las placas inferiores, y se soldarán con mortero de cemento 1:2 y aditivo para disminuir la contracción. 40) Se colocarán los pernos de anclaje y las placas inferiores, y se soldarán con mortero de cemento 1:2 y aditivo para disminuir la contracción.

41) Se colocarán los pernos de anclaje y las placas inferiores, y se soldarán con mortero de cemento 1:2 y aditivo para disminuir la contracción. 42) Se colocarán los pernos de anclaje y las placas inferiores, y se soldarán con mortero de cemento 1:2 y aditivo para disminuir la contracción.

43) Se colocarán los pernos de anclaje y las placas inferiores, y se soldarán con mortero de cemento 1:2 y aditivo para disminuir la contracción. 44) Se colocarán los pernos de anclaje y las placas inferiores, y se soldarán con mortero de cemento 1:2 y aditivo para disminuir la contracción.

45) Se colocarán los pernos de anclaje y las placas inferiores, y se soldarán con mortero de cemento 1:2 y aditivo para disminuir la contracción. 46) Se colocarán los pernos de anclaje y las placas inferiores, y se soldarán con mortero de cemento 1:2 y aditivo para disminuir la contracción.

47) Se colocarán los pernos de anclaje y las placas inferiores, y se soldarán con mortero de cemento 1:2 y aditivo para disminuir la contracción. 48) Se colocarán los pernos de anclaje y las placas inferiores, y se soldarán con mortero de cemento 1:2 y aditivo para disminuir la contracción.

49) Se colocarán los pernos de anclaje y las placas inferiores, y se soldarán con mortero de cemento 1:2 y aditivo para disminuir la contracción. 50) Se colocarán los pernos de anclaje y las placas inferiores, y se soldarán con mortero de cemento 1:2 y aditivo para disminuir la contracción.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE MEXICO  
ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS

TESIS PROFESIONAL  
RAUL JORGE URIEGAS SANCHEZ

PUENTE PRINCIPAL DEL  
"ARROYO SECO"  
APOYOS DE SUPERESTRUCTURA

México D.F., 1958 PLANO Nº 3

Para el puente "Principal" el área de obstrucción es de  $4.7 \text{ m}^2$  (Véase los anteproyectos Nos. 1, 2 y 3 respectivos).

El área hidráulica es de  $128.10 \text{ m}^2$

La obstrucción vale  $4.70 \text{ m}^2$

∴ El área hidráulica bajo el puente es =  $123.40 \text{ m}^2$

El gasto en el cruce principal es  $Q = 409 \text{ m}^3/\text{seg.}$

La velocidad bajo el puente es  $V_1 = \frac{Q}{A} = \frac{409}{123.4} = 3.30 \text{ m/seg.}$

La velocidad de llegada es de  $V_0 = 3.20 \text{ m/seg.}$

La sobreelevación del tirante debido a la obstrucción vale:

$$H = \frac{V_1^2 - V_0^2}{2g} = \frac{3.3^2 - 3.2^2}{19.62} = \frac{10.9 - 9.6}{19.6} = \frac{1.3}{19.6} = 0.07 \text{ m.}$$

Sean  $H = 10 \text{ cm.}$  (redondeando).

La elevación para el estribo No. 1 del puente "Principal" es:

|                                            |                  |
|--------------------------------------------|------------------|
| Elevación NAME                             | = 41.70 m.       |
| Sobreelevación                             | = 0.10 m.        |
| Espacio libre vertical mínimo              | = 1.50 m.        |
| Espesor de la superestructura (Plano No.2) | = 1.63 m.        |
| Espesor de la capa asfáltica               | = <u>0.01 m.</u> |
| ∴ Elevación de la rasante estribo No. 1    | = 44.94 m.       |

Esta elevación es 7 cm. más baja que la supuesta - en el anteproyecto No. 3 aceptado, por lo cual estando dentro de la seguridad adoptamos para el estribo No. 1 del puente

te "Principal" la elevación 45.01 m. en la estación 315+375.23 quedando el espacio libre vertical de 1.57 m.

.. Estación 315+375.23 Elev. = 45.01

Espesor revestimiento = 0.30

.. Elevación subrasante = 44.71 m.

Para el puente "Auxiliar" (Véase los anteproyectos 1 y 2 respectivos) se tiene:

Area hidráulica 46.08 m<sup>2</sup>

La obstrucción vale 4.66 m<sup>2</sup>

.. El área hidráulica bajo el puente es 41.42 m<sup>2</sup>

El gasto en el cruce auxiliar es  $Q = 84 \text{ m}^3/\text{seg.}$

La velocidad bajo el puente  $V_1 = \frac{Q}{A} = \frac{84}{41.42} = 2.03 \text{ m/seg}$

La velocidad de llegada es  $V_0 = 1.82 \text{ m/seg.}$

La sobreelevación  $H = \frac{2.03^2 - 1.82^2}{19.62} = \frac{4.12 - 3.30}{19.62} =$

$\frac{0.82}{19.62} = 0.04$  ..  $H = 5 \text{ cm. (redondeando)}$

La elevación para el estribo No. 1 del puente "Auxiliar" es:

Elevación NAME = 41.50 m.

Sobreelevación = 0.05 m.

Espacio libre vertical = 1.50 m.

Espesor de la superestructura (Véase Plano No.11) = 0.47 m.

Espesor de la capa asfáltica = 0.01 m.

.. Elevación rasante estribo No. 1 = 43.53 m.

Esta elevación es 6 cm. más alta que la supuesta en el anteproyecto No. 2 aceptado (Plano No. 7), por lo cual adoptamos la elevación de 43.47 m. para el estribo No. 1 que

dando la estación 315+277.70 con Elev. = 43.47 m.

Espesor del revestimiento = 0.30 m.

.. Elevación subrasante = 43.17 m.

Se obtiene en cambio un espacio libre de 1.44 m.  
que para el puente "Auxiliar" es aceptable.

La distancia entre estribos =

$$(315+375.23) - (315+277.70) = 97.53 \text{ m.}$$

La diferencia de elevaciones =  $44.71 - 43.17 = 1.54 \text{ m.}$

Pendiente entre estaciones =  $\frac{1.54}{97.53} = .0158 = 1.58\%$

Tomando como origen de coordenadas la estación 315+000 y elevación 0 metros, se establecen las ecuaciones de las "tangentes verticales" para obtener los puntos de intersección "PI" por Analítica.

Sea la recta (1) correspondiente a la tangente vertical obligada (Véase Plano No. 5 del puente "Auxiliar") con pendiente  $m = 0\%$  y por lo tanto su ordenada al origen es  $b = 42.10 \text{ m.}$  ..  $y = 42.10 \dots (1)$

Asimismo, sea la recta (2) la tangente vertical correspondiente a la unión de los dos puentes, su ordenada  $b$  al origen, tomando como referencia un punto de la recta en la es tación 315+277.70 y de elevación 43.17, es:

$$b = 43.17 - 277.70 \times 1.58 = 43.17 - 4.39 = 38.78$$

y la ecuación para la recta (2) es  $y = .0158 x + 38.78 \dots (2)$

El PI se obtiene simultaneizando las ecuaciones (1) y (2) o bien para  $y = 42.10$  se tiene:

$$42.10 = .0158 x + 38.78$$

$$\therefore x = \frac{42.10 - 38.78}{.0158} = \frac{332}{1.58} = 210 \text{ metros}$$

$\therefore$  El PI estará en la estación  $315+210$  y su elevación es  $42.10$  m.

Sea la recta (3) la correspondiente a la tangente vertical obligada con pendiente  $m = 6\%$ . Su ordenada  $b$  al origen, tomando como referencia el punto de estación conocida en la estación  $315+900$  con elevación de  $68.92$  m. es:

$$b = 68.92 - 900 \times 6\% = 68.92 - 54 = 14.92 \text{ m.}$$

y la ecuación para la recta (3) es:  $y = .06 x + 14.92 \dots (3)$

El PI se obtiene simultaneizando las ecuaciones (2) y (3).

$$.0158 x + 38.78 = .06 x + 14.92$$

$$\therefore x = \frac{38.78 - 14.92}{.06 - .0158} = \frac{23.86}{.0442} = \frac{2386}{4.42} = 540 \text{ m.}$$

$$\begin{aligned} \text{Su elevación es: } y &= .0158 \times 540 + 38.78 = \\ &= 8.54 + 38.78 = 47.32 \text{ m.} \end{aligned}$$

$\therefore$  El PI estará en la estación  $315+540$  y su elevación es  $47.32$  m.

De esta manera se tienen ya todos los datos necesarios para calcular la rasante y subrasante.

Para determinar las elevaciones de la subrasante en cualesquiera de las estaciones de las curvas verticales emplearemos el término corrector:

$$k = \frac{m_2 - m_1}{10N} n^2$$

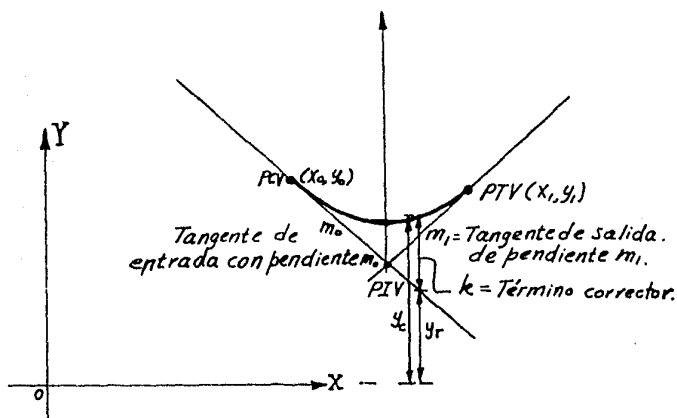
$m_1$  = pendiente de la tangente de entrada expresada en %

$m_2$  = pendiente de la tangente de salida expresada en %

$N$  = número de estaciones de 20 m. entre el PCV y el PTV de la curva.

$n$  = número de estaciones de 20 m. que hay desde el PCV hasta el punto en que se está estimando la corrección - sobre la elevación en ese punto de la tangente de entrada.

Esta fórmula la podemos deducir a grandes rasgos a partir de las siguientes ecuaciones.



Ecuación de una parábola de eje vertical

$$y = AX^2 + BX + C \dots (1)$$

La cual para los puntos del PCV y PTV:  $\begin{cases} y_0 = AX_0^2 + BX_0 + C \dots (2) \\ y_1 = AX_1^2 + BX_1 + C \dots (3) \end{cases}$

De (1)  $\frac{dy}{dx} = 2AX + B$

igualando con las pendientes conocidas:  $\begin{cases} m_0 = 2AX_0 + B \dots (4) \\ m_1 = 2AX_1 + B \dots (5) \end{cases}$

Restando (4) de (5) resulta:

$$A = \frac{1}{2} \frac{m_1 - m_0}{X_1 - X_0}$$

Sustituyendo A en (4):  $B = m_0 - \frac{m_1 - m_0}{X_1 - X_0} X_0$

Sustituyendo en (2) A y B por sus valores anteriores se obtiene el valor de C:

$$C = y_0 - m_0 x_0 + \frac{m_1 - m_0}{2(x_1 - x_0)} x_0^2$$

Sustituyendo los valores de A, B y C en (1) obtenemos la ordenada en cualquier punto de la curva, que vale:

$$y_c = \frac{m_1 - m_0}{2(x_1 - x_0)} x^2 + m_0 x - \frac{m_1 - m_0}{x_1 - x_0} x_0 x + y_0 - m_0 x_0 + \frac{m_1 - m_0}{2(x_1 - x_0)} x_0^2 \dots\dots\dots(6)$$

y la ordenada de un punto cualquiera de la tangente de entrada

$$y_r = y_0 + m_0 (x - x_0) \dots\dots\dots(7)$$

$$(8) \begin{cases} k = y_r - y_c \\ N = \frac{x_1 - x_0}{20} \quad \therefore (x_1 - x_0) = 20 N \\ n = \frac{x - x_0}{20} \quad \therefore (x - x_0)^2 = 400 n^2 \end{cases}$$

Restando (7) de (6) y sustituyendo los valores (8), se obtiene finalmente

$$k = 100 \left( \frac{m_1 - m_0}{10 N} \right) n^2$$

Si  $m_1$  y  $m_0$  se expresan en % entonces

$$k = \left( \frac{m_1 - m_0}{10 N} \right) n^2$$

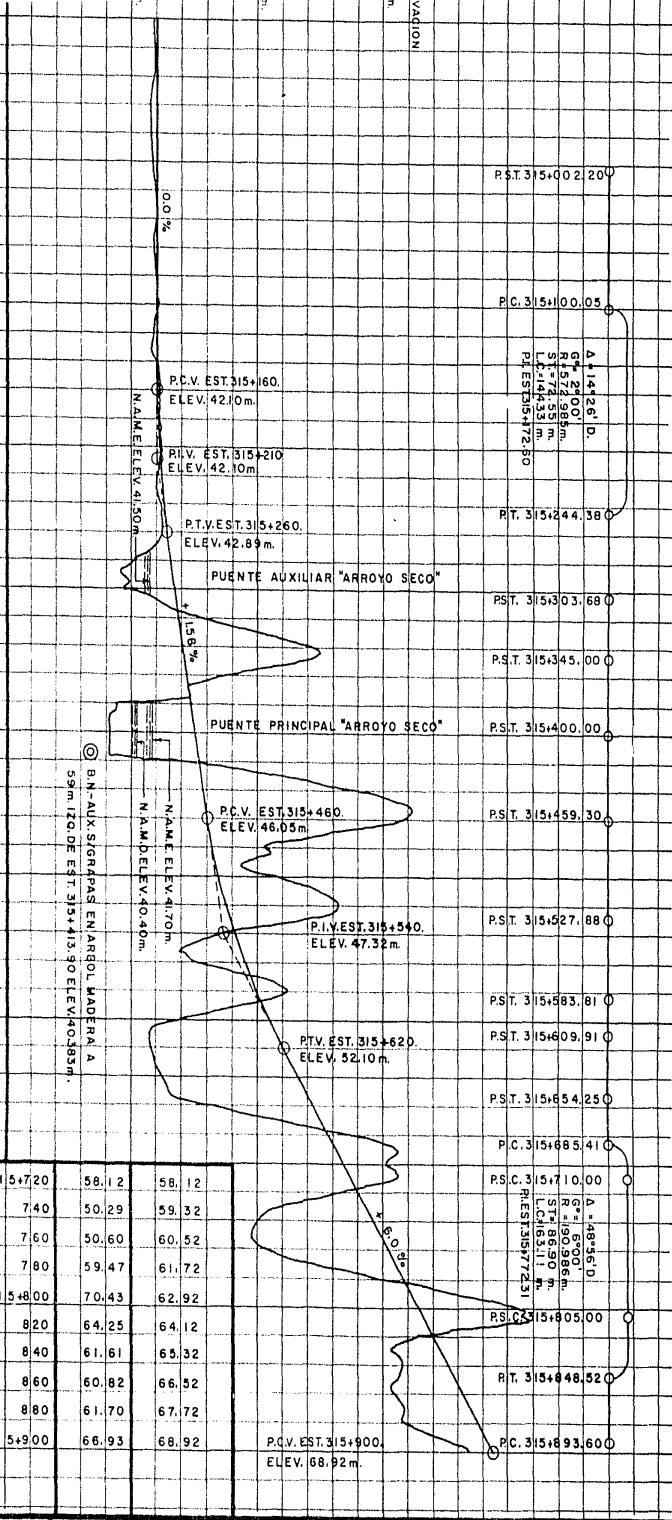
El cuadro siguiente muestra el proceso seguido para la obtención de la subrasante, consignando las elevaciones - de la rasante en los ejes de los apoyos del puente, suponiendo un espesor de revestimiento y carpeta asfáltica de 30 cm.

| ESTACION   | TANGENTE VERTICAL |                      | CURVA VERTICAL<br>CORRECCION          | ELEVACION      |         |
|------------|-------------------|----------------------|---------------------------------------|----------------|---------|
|            | Pendiente         | Cotas                |                                       | Sub<br>rasante | Rasante |
| 315+120    | 0 %               |                      | $k = \frac{1.58}{50} n^2 = +.0316n^2$ | 42.10          |         |
| +140       |                   |                      |                                       | 42.10          |         |
|            |                   |                      | (n) (n <sup>2</sup> ) (k)             |                |         |
| +160       | P.C.V.            | 42.10                | 0 0 0                                 | 42.10          |         |
| +180       |                   | 42.10                | 1 1 + .03                             | 42.13          |         |
| +200       |                   | 42.10                | 2 4 + .13                             | 42.23          |         |
| +210       | P.I.V             | 42.10                | 2.5 6.25 + .20                        | 42.30          |         |
| +220       | + 1.58 %          | 42.10                | 3 9 + .28                             | 42.38          |         |
| +240       |                   | 42.10                | 4 16 + .51                            | 42.61          |         |
| +260       |                   | 42.10                | 5 25 + .79                            | 42.89          |         |
| 315+277.70 | Estribo 1         | (Puente "Auxiliar")  |                                       | 43.17          | 43.47   |
| +280       |                   |                      |                                       | 43.21          |         |
| 315+285.85 | Pila No. 2        | (Puente "Auxiliar")  |                                       | 43.30          | 43.60   |
| 315+294.19 | Pila No. 3        | (Puente "Auxiliar")  |                                       | 43.43          | 43.73   |
| +300       |                   |                      |                                       | 43.52          |         |
| 315+302.34 | Estribo 4         | (Puente "Auxiliar")  |                                       | 43.56          | 43.86   |
| 315+320    |                   |                      |                                       | 43.84          |         |
| +340       |                   |                      |                                       | 44.16          |         |
| +360       |                   |                      |                                       | 44.47          |         |
| 315+375.23 | Estribo 1         | (Puente "Principal") |                                       | 44.71          | 45.01   |

| ESTACION.  | TANGENTE VERTICAL |       | CURVA VERTICAL<br>CORRECCION             |                   |       | ELEVACION      |         |
|------------|-------------------|-------|------------------------------------------|-------------------|-------|----------------|---------|
|            | Pendiente         | Cotas |                                          |                   |       | Sub<br>rasante | Rasante |
| +380       |                   |       |                                          |                   |       | 44.79          |         |
| +400       |                   |       |                                          |                   |       | 45.11          |         |
| 315+400.50 | Pila No. 2        |       | (Puente "Principal")                     |                   |       | 45.11          | 45.41   |
| +420       |                   |       |                                          |                   |       | 45.42          |         |
| 315+425.77 | Estribo 3         |       | (Puente "Principal")                     |                   |       | 45.51          | 45.81   |
|            |                   |       | $k = \frac{6-1.58}{8 \times 10} = +.055$ |                   |       |                |         |
| +440       |                   |       |                                          |                   |       | 45.74          |         |
|            |                   |       | (n)                                      | (n <sup>2</sup> ) | (k)   |                |         |
| +460       | P.C.V.            | 46.05 | 0                                        | 0                 | 0     | 46.05          |         |
| +480       |                   | 46.37 | 1                                        | 1                 | + .06 | 46.43          |         |
| +500       |                   | 46.69 | 2                                        | 4                 | + .22 | 46.91          |         |
| +520       | + 1.58 %          | 47.00 | 3                                        | 9                 | + .50 | 47.50          |         |
| +540       | P.I.V.            | 47.32 | 4                                        | 16                | + .88 | 48.20          |         |
| +560       | + 6%              | 47.64 | 5                                        | 25                | +1.38 | 49.02          |         |
| +580       |                   | 47.95 | 6                                        | 36                | +1.99 | 49.94          |         |
| +600       |                   | 48.27 | 7                                        | 49                | +2.71 | 50.98          |         |
| +620       | P.T.V.            | 48.59 | 8                                        | 64                | +3.53 | 52.12          |         |
| +640       | + 6 %             |       |                                          |                   |       | 53.32          |         |

En el plano No. 4 se muestra la subrasante, trazo de camino y perfil del terreno para la zona del cruce.

|         |       |       |
|---------|-------|-------|
| 920     | 41.97 | 42.10 |
| 940     | 41.73 | 42.10 |
| 960     | 41.57 | 42.10 |
| 980     | 41.58 | 42.10 |
| 315+000 | 41.67 | 42.10 |
| 020     | 41.90 | 42.10 |
| 040     | 41.82 | 42.10 |
| 060     | 41.86 | 42.10 |
| 080     | 41.86 | 42.10 |
| 315+100 | 42.30 | 42.10 |
| 120     | 41.80 | 42.10 |
| 140     | 42.01 | 42.10 |
| 160     | 42.25 | 42.10 |
| 180     | 42.36 | 42.13 |
| 315+200 | 42.47 | 42.23 |
| 220     | 42.21 | 42.38 |
| 240     | 42.24 | 42.61 |
| 260     | 42.39 | 42.89 |
| 280     | 40.23 | 43.21 |
| 315+300 | 39.59 | 43.52 |
| 320     | 45.17 | 43.84 |
| 340     | 54.03 | 44.16 |
| 360     | 47.87 | 44.47 |
| 380     | 41.91 | 44.71 |
| 315+400 | 38.19 | 45.11 |
| 420     | 42.85 | 45.42 |
| 440     | 57.10 | 45.74 |
| 460     | 62.10 | 46.05 |
| 480     | 50.62 | 46.43 |
| 315+500 | 50.24 | 46.91 |
| 520     | 56.41 | 47.50 |
| 540     | 48.16 | 48.20 |
| 560     | 44.79 | 49.02 |
| 580     | 52.43 | 49.94 |
| 315+600 | 44.23 | 50.98 |
| 620     | 41.55 | 52.12 |
| 640     | 42.30 | 53.32 |
| 660     | 44.70 | 54.52 |
| 680     | 56.32 | 55.72 |
| 315+700 | 60.20 | 56.92 |



|                            |                                                                                                         |
|----------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| RAUL JORGE URIEGAS SANCHEZ | TESIS PROFESIONAL<br>"ARROYO SECO"<br>PERFIL Y SUBRASANTE<br>PUENTE DEL<br>MÉXICO D.F., 1958 PLANO Nº 4 |
|----------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------|

## CAPITULO IV.- ESTRIBOS 1 y 3 DEL PUENTE PRINCIPAL

### DATOS GENERALES.

Especificaciones: AASHO 1953

Carga viva: Dos líneas de carga viva tipo H15.

Apoyos: Fijos para los dos estribos.

Corona: De concreto de  $f'_c = 140 \text{ Kg/cm}^2$

Cuerpo y cimiento: De mampostería de 3a. clase con mortero de cemento 1:5.

Desplante: En arenisca compacta.

### FATIGAS ADMISIBLES.

#### SECCION INTERMEDIA O SUBCORONA:

Compresión: 9  $\text{Kg/cm}^2$ .

Tensión: 0.8  $\text{Kg/cm}^2$

Esfuerzo cortante: 2.  $\text{Kg/cm}^2$

#### DESPLANTE:

Compresión: 3.5  $\text{Kg/cm}^2$

Tensión 0.  $\text{Kg/cm}^2$

Coefficiente de fricción 0.4

### C A R G A S.

Carga Muerta.-

Peso de la losa de 25 m.

Concreto clase "AA" =  $73.3 \text{ m}^3$

Por apoyo extremo =  $\frac{0.5 \text{ m}^3}{73.8 \text{ m}^3} \times 2.3 \text{ Ton/m}^3$  170. Ton.

Acero de refuerzo = 17,001. Kg.

Por apoyo extremo =  $\frac{84.}{17,085.} \text{ Kg.}$  = 17.085 Ton.

Parapeto: según Proyecto T.1.1.1 DNC.      Concreto      Fierro

|                                                                          |                                      |                                       |
|--------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------|---------------------------------------|
| Pilastras I: 2 Pzas. en extremos:                                        | $2 \times .41 = .82 \text{ m}^3$     | $2 \times 50 = 100 \text{ Kg.}$       |
| Pilastras II: 24 Pzas. Int. @ 1.88m:                                     | $24 \times .04 = .96 \text{ m}^3$    | $24 \times 10 = 240 \text{ Kg.}$      |
| Pilastras III: 2 Pzas. en ap. Int. : 2 Pzas. x .03 =                     | $.06 \text{ m}^3$                    | $2 \times 7 = 14. \text{ Kg.}$        |
| Viga $2 \times 25.27 \text{ m} = 50.54 \text{ m}$ ; $50.54 \times .04 =$ | $2.02 \text{ m}^3$                   | $2 \times 5 = 272.7 \text{ Kg.}$      |
|                                                                          | <u><math>3.86 \text{ m}^3</math></u> | <u><math>626.7 \text{ Kg.}</math></u> |

°. Parapeto =  $3.86 \text{ m}^3 \times 2.3 = 8.86 \text{ Ton.}$ ;  $+ .627 \text{ Ton.} = 9.487 \text{ Ton.}$

Asfalto:  $20 \text{ Kg/m}^2 \times 25.52 \times 6.70 = 3.42 \text{ Ton.}$       =  $3.420 \text{ Ton.}$

°. Peso de la superestructura      =  $199.992 \text{ Ton.}$

Apoyos =  $556 + 64 =$        $0.62 \text{ Ton.}$

$200.612 \text{ Ton.}$

°. CM  $_{25} = \frac{200.612}{2} = 100.31 \text{ Ton.}$

CM = 100.31 Ton.

CARGA VIVA.

Camión Tipo H15.

CV = 17,770 Kg. (Véase hoja No. 21 )

que es el valor por línea de tránsito.

°. CV =  $17,770 \times 2 = 35.54 \text{ Ton.}$       CV = 35.54 Ton.

IMPACTO.

I = 0.242 (Véase hoja No. 13 )

°. I =  $0.242 \text{ CV} = 0.242 \times 35.54 = 8.6 \text{ Ton}$       I = 8.6 Ton.

FUERZAS HORIZONTALES.

FRENAJE. (AASHO 3.2.13)

FR =  $2 \times .05(0.714 \times 25 + 6.130) = 0.1(17.85 + 6.13) = 2.40$       FR = 2.4 Ton.

FRICCION.

$\mu = .05$  (Según especificaciones para estribos, párrafo 5o).

$FRSCV = .05 \times 100.31 = 5.016 \text{ Ton} = 5.02 \text{ Ton.}$   $FRSCV = 5.02 \text{ Ton.}$

$FRCCV = .05 (100.31 + 35.54) = .05 \times 135.85 = 6.792$   $FRCCV = 6.79 \text{ Ton.}$

### V I E N T O.

VIENTO NORMAL sobre la superestructura.

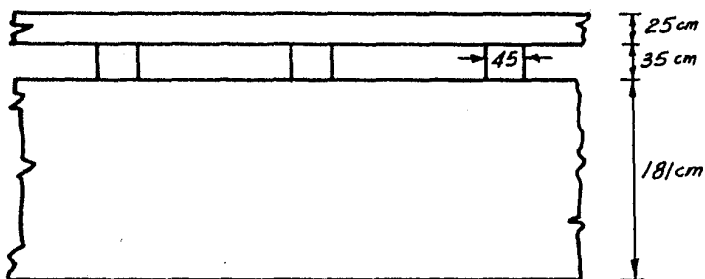
Las intensidades aplicables son (AASHO 3.2.14)

$VNS \begin{cases} 50 \#/\text{pie}^2; \times 4.88 = 244 \text{ Kg}/\text{m}^2 \text{ y no } \angle \text{ de } 300 \#/\text{pie}^2 = 447 \text{ Kg}/\text{m} \\ 15 \#/\text{pie}^2; \times 4.88 = 73.2 \text{ Kg}/\text{m}^2 \text{ (Solo en el grupo III)} \end{cases}$

Sobre la carga viva:  $VNV = 200 \#/\text{pie}^2 = 200 \times 1.488 =$

$\approx 297.6 \text{ Kg}/\text{m}.$

El área expuesta es:



12 pilasstras Tipo I

1 pilastro Tipo II

1 pilastro Tipo III y si se considera que todas son iguales se tiene:

$$A = 25.50 \times 1.81 + 14(.45 \times .35) + 25.50 \times 0.25$$

$$= 46.2 + 2.2 + 6.48 = 54.88 \text{ m}^2$$

$$A = 54.88 \text{ m}^2; \times 1.5 = 82.2 \text{ m}^2 \text{ (AASHO, 3.2.14.-1)}$$

El centro de gravedad tendrá un brazo respecto a la base de nervadura de:

$$d = \frac{46.2 \times 0.905 + 2.2 \times 1.985 + 6.48 \times 2.285}{54.88} = \frac{61.07}{54.88} = 1.11 \text{ m.}$$

o sea a 1.64 - 1.11 = 0.53 m. bajo la rasante. d = -0.53 m.

(Este brazo solo servirá en el cálculo de momentos en la pila).

$$VNS_{50} = 244 \times 82.20 = 20. \text{ Ton}; \times \frac{1}{2} = 10.00 \therefore \underline{VNS_{50} = 10. \text{ Ton.}}$$

$$VNS'_{50} = 447 \text{ Kg/m} \times 25.50 = 11.4 \text{ Ton.} < 20 \therefore \text{Bien.}$$

$$VNS_{15} = 0.3 \text{ } VNS_{50} = 0.3 \times 10 = 3 \text{ Ton}; \underline{VNS_{15} = 3.0 \text{ Ton.}}$$

$$VNV = 297.6 \text{ Kg/m} \times 25.50 = 7.6 \text{ Ton}; \times \frac{1}{2} = 3.8 \text{ Ton.} \underline{VNV = 3.8 \text{ Ton.}}$$

(aplicado a 1.83 m sobre la rasante y sólo en pilas).

VIENTO TANGENCIAL.

El viento tangencial será un 25% del normal

Tomado solo por el apoyo fijo:

$$VTS_{50} = 0.25 \times 20 = 5. \text{ Ton.}$$

$$\underline{VTS_{50} = 5. \text{ Ton.}}$$

$$VTS_{15} = 0.3 \times 5 = 1.5 \text{ Ton.}$$

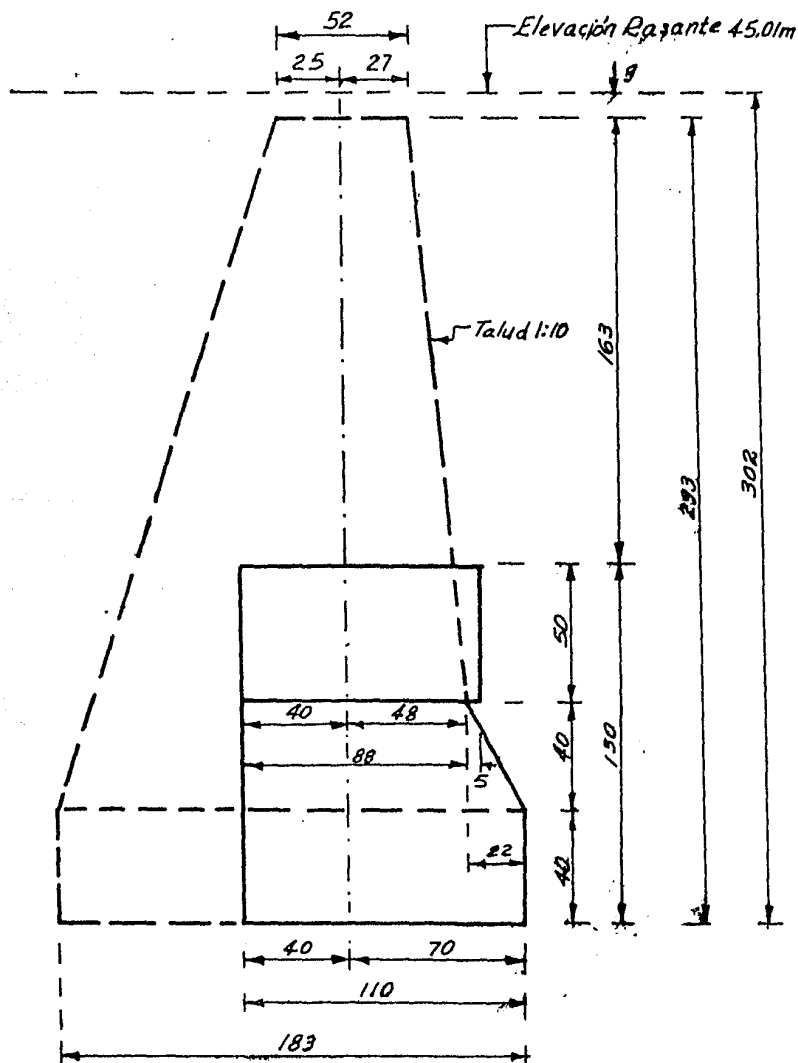
$$\underline{VTS_{15} = 1.5 \text{ Ton.}}$$

$$VTV = 0.25 \times 7.6 = 1.9 \text{ Ton.}$$

$$\underline{VTV = 1.9 \text{ Ton.}}$$

# SECCION DEL ESTRIBO

(La sección se determinó mediante tanteos previos.)

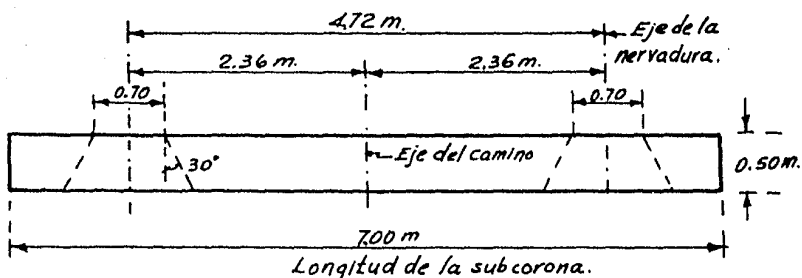


Nota:

Con línea llena: Cuerpo central del estribo.

Con línea de guiones: Sección en los aleros.

# VERIFICACION DE LA SUBCORONA.



Según el proyecto de la superestructura y de los --  
apoyos se tiene :

Ancho de calzada = 6.70 m.

Longitud de la subcorona =  $6.70 + 2 \times 0.15 = 7.00$  m.

Distancia entre nervaduras = 4.72 m.

Dimensiones de las placas de apoyo: 0.70 x. 203 m.

Ley de transmisión de las cargas =  $30^\circ$

$\tan 30^\circ = 0.577$ .

incremento a las dimensiones de las placas =  $2 \times 0.50 \times 0.577 = 0.58$  m.

Area en la subcorona =  $2 \times (.70 + .58) \times (.203 + .58) = 2 \text{ m}^2$  A = 2 m<sup>2</sup>

Las Areas de transmisión en la subcorona:

$b_x = .70 + .58 = 1.28$  m.

$b_x = 1.28$  m.

$b_y = .203 + .58 = 0.783$  m.

$b_y = 0.783$  m.

Peso de la corona en el área de transmisión:

$CA = 2 \times 0.5 \times 2.3 \text{ Ton/m}^3 = 2.3$  Ton.

CA = 2.3 Ton.

## EMPUJE DE TIERRA:

1.- Empuje de tierra arriba de la corona obrando sobre el dia  
fragma de la superestructura:

(diafragma de 7.00 m de ancho).

a) Sin sobrecarga:

$$ETc = 0.229 \times 1.72^2 \times 7 = 4.74 \text{ Ton.} \quad \underline{ETc = 4.74 \text{ Ton.}}$$

brazo respecto a la subcorona:

$$d = 0.50 - \frac{1.72}{3} = .50 - .57 = 1.07 \text{ m.}$$

b) Con sobrecarga:

para H15: h' = 0.48 m. (véase "Puentes" J.M. Pontón)

$$ETcS = 0.229 \times 1.72 (1.72 + 2 \times 0.48) = 7.38 \text{ Ton.} \quad \underline{ETcS = 7.38 \text{ Ton.}}$$

brazo respecto a la subcorona:

$$d = 0.50 - \frac{1.72}{3} \left( \frac{3 \times 2.20 - 2 \times 1.72}{2 \times 2.20 - 1.72} \right) = 1.18 \text{ m.}$$

2.- Empujes de tierra arriba de la subcorona:

a) Sin sobrecarga:

$$ETs = 0.229 \times 2.22^2 \times 7 = 7.90 \text{ Ton.} \quad \underline{ETs = 7.90 \text{ Ton.}}$$

$$\text{brazo } d = \frac{2.22}{3} = 0.74 \text{ m.}$$

b) Con sobrecarga: (h' = 0.31 m).

$$ETsS = 0.229 \times 2.22 (2.22 + 2 \times 0.31) = 10.10 \text{ Ton.}$$

$$\text{brazo} = \frac{2.22}{3} \left( \frac{3 \times 2.53 - 2 \times 2.22}{2 \times 2.53 - 2.22} \right) = 0.82 \text{ m.}$$

3.- Empujes de tierra sobre la corona:

Se deducirán a partir de los anteriores siendo la -  
diferencia de los efectos:

a) Sin sobrecarga.

| Intensidades                | Momentos      |
|-----------------------------|---------------|
| ETs = 7.90 Ton; 7.90 x 0.74 | = 5.85 Ton-m. |

|                             |               |
|-----------------------------|---------------|
| ETc = 4.74 Ton; 4.74 x 1.07 | = 5.08 Ton-m. |
|-----------------------------|---------------|

|                   |               |                         |
|-------------------|---------------|-------------------------|
| ∴ ETcs = 3.16 Ton | M = 0.77 Ton. | <u>ETcs = 3.16 Ton.</u> |
|-------------------|---------------|-------------------------|

$$\text{Su brazo} = \frac{0.77}{3.16} = 0.244 \text{ m.}$$

b) Con sobrecarga:

| Intensidad              | Momentos.                                 |
|-------------------------|-------------------------------------------|
| ETsS = 10.10 Ton.       | $10.10 \times .82 = 8.28 \text{ Ton.m.}$  |
| ETcS = <u>7.38</u> Ton. | $7.38 \times 1.18 = -8.70 \text{ Ton.m.}$ |
| 2.72 Ton.               | -0.42 Ton.m.                              |

da un momento negativo lo cual no es real en este caso.

Tomando la sobrecarga mayor de 0.48 m se estará dentro de la seguridad:

$$\begin{aligned} \text{ETsS} &= 0.229 \times 2.22 (2.22 + 2 \times 0.48) \times 7.00 \\ &= 0.229 \times 2.22 \times 3.18 \times 7.00 = 11.32 \text{ Ton.} \quad \underline{\text{ETsS} = 11.32 \text{ Ton.}} \end{aligned}$$

∴ 'b') Con sobrecarga:

| Intensidad              | Momentos.                                  |
|-------------------------|--------------------------------------------|
| ETsS = 11.32 Ton.       | $11.32 \times .82 = 9.27 \text{ Ton. m.}$  |
| ETcS = <u>7.38</u> Ton. | $7.38 \times 1.18 = -8.70 \text{ Ton. m.}$ |
| 3.94 Ton.               | 0.57 Ton.m.                                |

∴ ETcS = 3.94 Ton. y su momento = 0.57 Ton.m.

El Peso de la tierra que gravita sobre las áreas de transmisión es:

$$\text{PT} = 1.72(.40 - .25) \times 1.28 \times 1.6 = 1.00 \text{ Ton.}$$

$$\text{Su brazo de palanca es } 0.78 - .07 = 0.71 \text{ m.}$$

Momentos de Inercia:

a) De las áreas de transmisión:

$$\text{Las fatigas se calcularán con } f = \frac{P}{A} + \frac{Mx}{I_x} \text{ y}$$

$$\therefore f = \frac{P}{A} \left( 1 + \frac{6e}{h} \right)$$

b) De toda la subcorona:

La fatiga correspondiente al empuje de tierra que actúa exclusivamente sobre la corona:

$$f' = \frac{Mx}{I_x y} = \frac{Mx}{S} = \frac{6Mx}{bh^2} = \frac{6Mx}{7x.88x.88} = \frac{6}{5.42} Mx$$

$$\therefore f' = \frac{6}{5.42} Mx$$

$$f_{total} = f + f'$$

Para la valuación de fatigas se harán combinaciones de cargas tal como se especifica en AASHO (3.4.1) y el método de cálculo según la práctica de la DNC. se presenta en las hojas siguientes.

Dicho método consiste:

1o.- Formulación de un cuadro, en el que se incluyen las cargas actuantes y los momentos flexionantes - que producen en la sección estudiada.

2o.- Formación de los grupos de carga, que de acuerdo con AASHO son aplicables para determinar, en las condiciones mas desventajosas para la sección, los esfuerzos máximos producidos por las cargas actuantes, para compararlos luego con los permisibles.

# C A R G A S

| DEMINACION                 | SIN<br>BOLO.      | INTENSIDAD<br>(TON.) | BRASOS<br>(m) | MOMENTOS<br>FLEXIONANTES<br>(TON.M) |      |
|----------------------------|-------------------|----------------------|---------------|-------------------------------------|------|
| <u>VERTICALES:</u>         |                   |                      |               |                                     |      |
| PESO DE LA SUPERESTRUCTURA | CH                | 100.31               | 0.39          | 39.1                                |      |
| CARGA VIVA                 | CV                | 35.54                | 0.39          | 13.86                               |      |
| IMPACTO                    | I                 | 8.60                 | 0.39          | 3.35                                |      |
| PESO DE LA CORONA          | CA                | 2.30                 | 0.39          | 0.90                                |      |
| PESO DE LA TIERRA          | PT                | 1.00                 | 0.71          | 0.71                                |      |
| <u>HORIZONTALES</u>        |                   |                      |               |                                     |      |
| FRENAJE:                   | FR                | 2.40                 | 0.50          | 1.20                                |      |
| FRICCIÓN:                  | { SIN CARGA VIVA  | FceV                 | 5.02          | 0.50                                | 2.51 |
|                            | { CON CARGA VIVA  | FceV                 | 6.79          | 0.50                                | 3.39 |
| VIENTO                     | 1.- SOBRE LA SU-  | VTS <sub>50</sub>    | 5.00          | 0.50                                | 2.50 |
| TANGEN-                    | PERESTRUCTURA     | VTS <sub>15</sub>    | 1.5           | 0.50                                | 0.75 |
| CIAL AL                    | 2.- SOBRE LA CAR- | VTV                  | 1.90          | 0.50                                | 0.95 |
| PUENTE                     | GA VIVA           |                      |               |                                     |      |
| EMPUJE DE TIERRA           | { SIN SOBRECARGA  | ETe                  | 4.74          | 0.50                                | 2.37 |
| ARRIBA CORONA              | { CON SOBRECARGA  | ETeS                 | 7.38          | 0.50                                | 2.69 |
| EMPUJE DE TIERRA           | { SIN SOBRECARGA  | ETs                  | 7.90          |                                     |      |
| ARRIBA SUBCORONA           | { CON SOBRECARGA  | ETsS                 | 11.32         |                                     |      |
| EMPUJE DE TIERRA           | { SIN SOBRECARGA  | ETos                 | 3.16          |                                     | 0.77 |
| SOBRE LA CORONA            | { CON SOBRECARGA  | ETosS                | 3.94          |                                     | 0.57 |

# GRUPO I AASHO.

COMBINACION DE CARGAS Carga muerta. Carga viva. Impacto. Peso de la corona. Peso de la tierra. Empuje de tierra.

## A. VOLTEAMIENTO

| Momentos resistentes (Ton.m) | Momentos volteantes. (Ton.m) |
|------------------------------|------------------------------|
| CM = 39.10                   | ET <sub>c</sub> = 2.37       |
| CV = 13.86                   | ET <sub>ca</sub> = 0.77      |
| I = 3.35                     |                              |
| CA = 0.90                    |                              |
| PT = 0.71                    |                              |
| -----                        | -----                        |
| $\sum M_v = 57.92$           | $\sum M_H = 3.14$            |

$$C_v = \frac{\sum M_v}{\sum M_H} = \frac{57.92}{3.14} = 18.4 > 2$$

## B. DESLIZAMIENTO

| Fuerzas resistentes (Ton ) | Fuerzas deslizantes.(Ton.) |
|----------------------------|----------------------------|
| CM = 100.31                | ET <sub>c</sub> = 4.74     |
| CV = 35.54                 | ET <sub>ca</sub> = 3.16    |
| I = 8.60                   |                            |
| CA = 2.30                  |                            |
| PT = 1.00                  |                            |
| -----                      | -----                      |
| $\sum P = 147.75$          | $\sum H = 7.9$             |

$$C_d = \frac{\sum P}{\sum H} = \frac{147.75}{7.9} = 18.7 > 2$$

## C. EXCENTRICIDAD:

$$e = 0.39 - \frac{57.92 - 3.14}{147.75} = .39 - \frac{54.78}{147.75} = .39 - .37 = 2. \text{cm.}$$

## D. FATIGAS:

$$f_{\max} = \frac{147.75}{2} (1 + \frac{6 \times 0.02}{.783}) + \frac{6 \times 0.77}{5.42} = 73.87 (1 + .153) + .85 = 85.1 + .85$$

$$= 85.95 \text{ ton/m}^2 = 8.6 \text{ kg/cm}^2 < 9.0 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{Bien})$$

$$f_{\min} = 73.87 (1 - .153) - \frac{0.85}{1} = 73.87 \times .847 - .85 = 62.5 - .85$$

$$= 61.65 \text{ ton/m}^2 = 6.20 \text{ kg/cm}^2 < 9.0 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{Bien.})$$

## CONCLUSION:

Ambas compresiones aceptables.

# GRUPO IV AASHO.

COMBINACION DE CARGAS: Carga muerta. Carga viva. Impacto. Peso de la corona. Peso de la tierra. Empuje de tierra. Frenaje. Fricción sin carga viva.

## A. VOLTEAMIENTO.

## B. DESLIZAMIENTO

| Momentos resistentes (Ton.m). | Momentos volteantes (Ton.m.). | Fuerzas resistentes (Ton.). | Fuerzas deslizantes (Ton). |
|-------------------------------|-------------------------------|-----------------------------|----------------------------|
| CM = 39.10                    | ETc = 2.37                    | CV = 100.31                 | ETc = 4.74                 |
| CV = 13.86                    | ETcs = 0.77                   | CV = 35.54                  | ETcs = 3.16                |
| I = 3.35                      | FR = 1.20                     | I = 8.60                    | FR = 2.40                  |
| CA = 0.90                     |                               | CA = 2.30                   | Fscv = 5.02                |
| PT = 0.71                     |                               | PT = 1.00                   |                            |

$$\Sigma M_v = 57.92$$

$$\Sigma M_H = 4.34$$

$$\Sigma P = 147.75$$

$$\Sigma H = 15.32$$

$$C_v = \frac{\Sigma M_v}{\Sigma M_H} = \frac{57.92}{4.34} = 13.3 > 2$$

$$C_d = \frac{\Sigma P}{\Sigma H} = \frac{147.75}{15.32} = 9.64 > 2$$

NOTA.- No se considera la fricción en las placas de apoyo porque los desalojamientos que puede producir son muy pequeños (EPETG, cláusula 68). DNC.

## C. EXCENTRICIDAD:

$$e = 0.39 - \frac{57.92 - 4.34 - 2.51}{147.75} = 0.39 - \frac{51.07}{147.75} = 0.39 - 34.5 = 4.5 \text{ cm.}$$

## D. FATIGAS:

$$f_{m\acute{a}x} = \frac{147.75}{2} (1 + \frac{6 \times 0.45}{7.85}) + \frac{6 \times 77}{5.42} = 7.387 (1 + .345) + .85 = 99.4 + .85$$

$$= 100.25 \text{ ton/m}^2 = 10.0 \text{ kg/cm}^2 < 9 \times 1.25 \text{ kg/cm}^2 = 11.25 \text{ (Bien.)}$$

$$f_{m\acute{i}n} = 73.87 (1 - .345) - .85 = 73.87 \times .665 - .85 = 49.1 - .85 =$$

$$= 48.25 \text{ ton/m}^2 = 4.82 \text{ kg/cm}^2 < 9 \times 1.25 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Bien.)}$$

## CONCLUSION:

Ambas compresiones son aceptables.

### GRUPO III AASHO.

COMBINACION DE CARGAS: Carga muerta, Carga viva, Impacto, Peso de la corona, Peso de la tierra, Empuje de tierra, Frenaje, Fricción sin carga viva, Viento tangencial  $15 + \text{Viento tangencial Viva} \times \frac{1}{2}$ .

#### A. VOLTEAMIENTO.

#### B. DESLIZAMIENTO

| Momentos resistentes (Ton.m).                                   | Momentos volteantes (Ton. m.).   | Fuerzas resistentes (Ton.).                                     | Fuerzas deslizantes (Ton.).      |
|-----------------------------------------------------------------|----------------------------------|-----------------------------------------------------------------|----------------------------------|
| CM = 39.10                                                      | ET <sub>c</sub> = 2.37           | CM = 100.31                                                     | ET <sub>c</sub> = 4.74           |
| CV = 13.86                                                      | ET <sub>cs</sub> = 0.77          | CV = 35.54                                                      | ET <sub>cs</sub> = 3.16          |
| I = 3.35                                                        | FR = 1.20                        | I = 8.60                                                        | FR = 2.40                        |
| CA = 0.90                                                       |                                  | CA = 2.30                                                       | Fscv = 5.02                      |
| PT = 0.71                                                       | VTS <sub>15</sub> = 0.75         | PT = 1.00                                                       | VTS <sub>15</sub> = 1.50         |
|                                                                 | $\frac{1}{2} \text{ VTV} = 0.47$ |                                                                 | $\frac{1}{2} \text{ VTV} = 0.95$ |
| <hr/>                                                           |                                  |                                                                 |                                  |
| $\sum M_v = 57.92$                                              | $\sum M_H = 5.56$                | $\sum P = 147.75$                                               | $\sum H = 17.77$                 |
| <hr/>                                                           |                                  |                                                                 |                                  |
| $C_v = \frac{\sum M_v}{\sum H} = \frac{57.92}{5.56} = 10.4 > 2$ |                                  | $C_d = \frac{\sum P}{\sum H} = \frac{147.75}{17.77} = 8.32 > 2$ |                                  |

NOTA:- No se considera la fricción en las placas de apoyo porque los desalojamientos que puede producir son muy pequeños (EPETG, cláusula 68).DNC.

#### C. EXCENTRICIDAD:

$$e = 0.39 - \frac{F_{scv}}{147.75} = 0.39 - \frac{49.85}{147.75} = 0.39 - 0.337 = 5.3 \text{ cm.}$$

#### D. FATIGAS

$$f_{\max} = \frac{147.75}{2} \left( 1 + \frac{6 \times 0.53}{0.785} \right) + \frac{6 \times 0.77}{5.42} = 73.87 (1 + 0.406) + .85 = 103.8 + .85$$

$$= 104.65 \text{ ton/m}^2 = 10.46 \text{ kg/cm}^2 < 9.0 \text{ kg/cm}^2 \times 1.25 \text{ (Bien) .}$$

$$f_{\min} = 73.87 (1 - 0.406) - .85 = 73.87 \times 0.594 - .85 = 43.9 - .85 =$$

$$= 43.05 \text{ ton/m}^2 = 4.30 \text{ kg/cm}^2 < 9 \times 1.25 = 11.25 \text{ (Bien) .}$$

CONCLUSION: -

Ambas compresiones Aceptables.

#### IV AASHO.

COMBINACION DECARGAS: Carga muerta, Carga viva, Impacto, Peso de la corona, Peso de la tierra, Empuje de tierra, Frenaje, Fricción con carga viva.

##### A. VOLTEAMIENTO

Momentos resistentes (Ton.m).

CM = 39.10  
CV = 13.86  
I = 3.35  
CA = 0.90  
PT = 0.71

Momentos volteantes (Ton.m)

ETC = 2.37  
ETCS = 0.77  
FR = 1.20

##### B. DESLIZAMIENTO

Fuerzas resistentes. (Ton.)

CM = 100.31  
CV = 35.54  
I = 8.60  
CA = 2.30  
PT = 1.00

Fuerzas deslizantes. (Ton.).

ETC = 4.74  
ETCS = 3.16  
FR = 2.40  
Fccv = 6.79

$$\sum M_v = 57.92$$

$$\sum M_H = 4.34$$

$$\sum P = 147.75$$

$$\sum H = 17.09$$

$$C_v = \frac{\sum M_v}{\sum M_H} = \frac{57.92}{4.34} = 13.37 > 2$$

$$C_d = \frac{\sum P}{\sum H} = \frac{147.75}{17.09} = 8.65 > 2$$

NOTA:- No se considera la fricción en las placas de apoyo porque los desalojamientos que puede producir son muy pequeños (EPERG, cláusula 68). DNC.

##### C. EICENTRICIDAD: Fccv

$$e = .039 - \frac{57.92 - 4.34 - 3.39}{147.75} = .39 - \frac{50.19}{147.75} = .39 - .34 = 5 \text{ cm.}$$

##### D. FATIGAS

$$f_{\max} = \frac{147.75}{2} \left( 1 + \frac{6 \times .05}{.783} \right) + \frac{6 \times 0.77}{5.42} = 73.87 (1 + .383) + .85 = 102.2 + .85$$

$$= 103. \text{ ton/m}^2 = 10.3 \text{ Kg/cm}^2 < 9.0 \text{ kg/cm}^2 \times 1.25 \text{ ( Bien )}.$$

$$f_{\min} = 73.87 (1 - .383) - .85 = 73.87 \times .617 - .85 = 45.6 - .85 =$$

$$= 44.7 \text{ ton/m}^2 = 4.47 \text{ kg/cm}^2 < 9.0 \text{ kg/cm}^2 \times 1.25 \text{ ( Bien )}.$$

CONCLUSION: -

Ambas compresiones aceptables.

# GRUPO FUERA DE AASHO

COMBINACION DE CARGAS: Carga muerta, Carga viva, Impacto, Peso de la corona, Peso de la tierra, Empuje de tierra, Frenaje, Fricción con -- carga viva, Viento tangencial. 50.

## A. VOLTEAMIENTO

Momentos resistentes (Ton.m)

CM = 39.10  
CV = 13.86  
I = 3.35  
CA = 0.90  
PT = 0.71

Momentos volteantes (Ton.m)

ETc = 2.37  
ETcs = 0.77  
FR = 1.20  
VTS<sub>50</sub> = 2.50  
VTV = 0.95

## B. DESLIZAMIENTO

Fuerzas resistentes (Ton.)

CM = 100.31  
CV = 35.54  
I = 8.60  
CA = 2.30  
PT = 1.00

Fuerzas deslizantes (Ton.)

ETc = 4.74  
ETcs = 3.16  
FR = 2.40  
Fccv = 6.79  
VTS<sub>50</sub> = 5.00  
VTV = 1.90

$$\sum M_v = 57.92$$

$$\sum M_H = 7.79$$

$$\sum P = 147.75$$

$$\sum H = 23.99$$

$$C_v = \frac{\sum M_v}{\sum M_H} = \frac{57.92}{7.79} = 7.43 > 2$$

$$C_d = \frac{\sum P}{\sum H} = \frac{147.75}{23.99} = 6.16 > 2$$

NOTA: - No se considera la fricción en las placas de apoyo porque los desalojamientos que puede producir son muy pequeños (EPETG, cláusula 68).DNC.

## C. EXCENTRICIDAD:

$$e = .39 - \frac{57.92 - 7.79}{147.75} = .39 - \frac{50.13}{147.75} = .39 - .336 = 7.4 \text{ cm.}$$

## D. FATIGAS:

$$f_{max} = \frac{147.75}{2} (1 + \frac{6 \times 0.74}{.783}) + \frac{6 \times 0.77}{5.42} = 73.87 (1 + .566) + .85 = 115.6 + .85 = 116.4 \text{ ton/m}^2 = 11.64 \text{ kg/cm}^2 = 9.0 \text{ kg/cm}^2 \times 1.3 = 11.70 \text{ (Bien).}$$

$$f_{min} = 73.87 (1 - .566) - .85 = 73.87 \times .434 - .85 = 32.1 - .85 =$$

$$= 31.2 \text{ ton/m}^2 = 3.12 \text{ kg/cm}^2 < 9.0 \text{ kg/cm}^2 \times 1.3 \text{ (Bien).}$$

## CONCLUSION:

Ambas compresiones aceptables.

### GRUPO III AASHO.

COMBINACION DE CARGAS: Carga muerta, Carga viva, Impacto, Peso de la corona, Peso de la tierra, Empuje de tierra, Frenaje, Fricción con carga viva, Viento tangencial  $15 + \frac{VTV}{2}$

#### A. VOLTEAMIENTO

Momentos resistentes (Ton. m).

CM = 39.10  
CV = 13.86  
I = 3.35  
CA = 0.90  
PT = 0.71

Momentos volteantes (Ton.m)

ETc = 2.37  
ETcs = 0.77  
FR = 1.20  
VTS<sub>15</sub> = 0.75  
 $\frac{1}{2} VTV = 0.47$

#### B. DESLIZAMIENTO

Fuerzas resistentes (Ton.)

CM = 100.31  
CV = 35.54  
I = 8.60  
CA = 2.30  
PT = 1.00

Fuerzas deslizantes. (Ton.).

ETc = 4.74  
ETcs = 3.16  
FR = 2.40  
Fccv = 6.79  
VTS<sub>15</sub> = 1.50  
 $\frac{1}{2} VTV = 0.95$

$$\sum M_v = 57.92$$

$$\sum M_H = 5.56$$

$$\sum P = 147.75$$

$$\sum H = 19.54$$

$$C_v = \frac{\sum M_v}{\sum M_H} = \frac{57.92}{5.56} = 10.4 > 2$$

$$C_d = \frac{\sum P}{\sum H} = \frac{147.75}{19.54} = 7.56 > 2$$

NOTA:- No se considera la fricción en las placas de apoyo porque los desalojamientos que puede producir son muy pequeños (EPETG, cláusula 68). DNC.

#### C. EXCENTRICIDAD:

$$e = .39 - \frac{57.92 - 5.56}{147.75} = .39 - \frac{52.36}{147.75} = .39 - .355 = .035 \text{ cm.}$$

#### D. FATIGAS:

$$f_{\max} = \frac{147.75}{2} - (1 + \frac{6 \times .059}{.785}) + \frac{0.77 \times 6}{5.42} = 73.87 (1 + .452) + .85 = 107. + .85 = 107.8 \text{ ton/m}^2 = 10.8 \text{ kg/cm}^2 < 9.0 \text{ kg/cm}^2 \times 1.25 \text{ (Bien).}$$

$$f_{\min} = 73.87 (1 - .452) - .85 = 73.87 \times .548 - .85 = 40.4 - .85 = 39.6 \text{ ton/m}^2 = 3.96 \text{ kg/cm}^2 < 9.0 \text{ kg/cm}^2 \times 1.25 \text{ (Bien).}$$

#### CONCLUSION:

Ambas compresiones aceptables.

## GRUPO II AASHO

COMBINACION DECARGAS : Carga muerta. Peso de la corona. Peso de la tierra. Empuje de tierra con sobrecarga. + VTV 50.

### A. VOLTEAMIENTO

Momentos resistentes (Ton.m)

$$\begin{aligned} CM &= 39.10 \\ CA &= 0.90 \\ PT &= 0.71 \end{aligned}$$

$$\sum M_v = 40.71$$

Momentos volteantes (Ton.m)

$$\begin{aligned} ETCS &= 2.69 \\ ETCS &= 0.57 \\ VTS_{50} &= 2.50 \end{aligned}$$

$$\sum M_H = 5.76$$

### B. DESLIZAMIENTO

Fuerzas resistentes. (Ton)

$$\begin{aligned} CM &= 100.31 \\ CA &= 2.30 \\ PT &= 1.00 \end{aligned}$$

$$\sum P = 103.61$$

Fuerzas deslizantes. (Ton).

$$\begin{aligned} ETCS &= 7.38 \\ ETCS &= 3.94 \\ VTS_{50} &= 5.00 \end{aligned}$$

$$\sum H = 16.32$$

$$C_v = \frac{\sum M_v}{\sum M_H} = \frac{40.71}{5.76} = 7.1 > 2$$

$$C_d = \frac{\sum P}{\sum H} = \frac{0.7 \times 103.61}{16.32} = 4.44 > 2$$

### C. EXCENTRICIDAD:

$$e = .39 - \frac{40.71 - 5.76}{103.61} = .39 - \frac{34.95}{103.61} = .39 - .338 = 5.2 \text{ cm.}$$

### D. FATIGAS:

$$\begin{aligned} f_{\max} &= \frac{103.61}{2} (1 + \frac{6 \times 0.57}{.785}) + \frac{6 \times 0.57}{5.42} = 51.8 (1 + .398) + .63 = 72.5 + .63 \\ &= 73.1 \text{ ton/m}^2 = 7.31 \text{ kg/cm}^2 < 9.0 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{Bien}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{\min} &= 51.8 (1 - .398) + \frac{6 \times .57}{5.42} = 51.8 \times .602 + .63 = 31.2 + .63 \\ &= 31.8 \text{ ton/m}^2 = 3.18 \text{ kg/cm}^2 < 9.0 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{Bien}). \end{aligned}$$

### CONCLUSION:

Ambas compresiones aceptables.

A continuación se presenta un resumen que comprende la comparación de los coeficientes de volteamiento y deslizamiento - obtenidos, en cada combinación de cargas, con los recomendados para garantizar buenas condiciones de estabilidad; así como la comparación de los esfuerzos máximos y mínimos, calculados para esas combinaciones, con las fatigas máximas permisibles:

**RESUMEN:**

| COMBINACION<br>DE CARGAS | VOLTEAMIENTO<br>$C_v \geq 2$ | DESGLIZAMIENTO<br>$C_d \geq 2$ | FATIGAS. |        |       |
|--------------------------|------------------------------|--------------------------------|----------|--------|-------|
|                          |                              |                                | MAXIMA   | MINIMA | PERM. |
| GRUPOS DE AASHO.         |                              |                                |          |        |       |
| I                        | 18.4                         | 13.1                           | 8.6      | 6.2    | 9.00  |
| IV                       | 13.3                         | 6.5                            | 10.      | 4.8    | 11.25 |
| III                      | 10.4                         | 5.8                            | 10.5     | 4.3    | 11.25 |
| IV                       | 13.3                         | 6.0                            | 10.3     | 4.5    | 11.25 |
| FUERA DE AASHO           | 7.4                          | 4.3                            | 11.6     | 3.1    | 11.70 |
| III                      | 10.4                         | 5.3                            | 10.8     | 4.0    | 11.25 |
| II                       | 7.1                          | 4.4                            | 7.3      | 3.2    | 11.25 |

Las fatigas y coeficientes demuestran que el espesor de la corona de 0.50 m. supuesto, es aceptable.

SECCION EN EL DESPLANTE.

Dimensiones:

Del perfil supuesto para el estribo se obtiene:

Ancho de la sección  $h = 110$  cm.

Semiperalte  $v = \frac{110}{2} = 55$  cm.

Longitud de la sección = longitud de la subcorona  
= 7.00 m.

Area de la sección del desplante =  $7 \times 1.1 = 7.7 \text{ m}^2$

| C A R G A S                                             |                   |                                                                       | B R A Z O S D E P A L A N C A                                             |         | MOMENTOS              |
|---------------------------------------------------------|-------------------|-----------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------|---------|-----------------------|
| DENOMINACION                                            | Símbolo           | INTENSIDAD (ton)                                                      | Con relación a la arista de volteamiento (m)                              |         | FLEXIONANTES (ton.m.) |
| VERTICALES                                              |                   |                                                                       |                                                                           |         |                       |
| Peso de la superestructura                              | CM                | ..... = 100.31                                                        | ..... = 0.70                                                              |         | 70.10                 |
| Carga viva .....                                        | CV                | ..... = 35.54                                                         | ..... = 0.70                                                              |         | 24.90                 |
| Peso de la corona .....                                 | CA                | 0.93x.50x7.00x2.3 ..... = 7.49                                        | $1.10 - \frac{.93}{2} + = 1.10 - .465 +$                                  | = 0.635 | 4.76                  |
|                                                         | CO                | $\frac{1.10 + .88}{2} \times .40 \times 7.00 \times 2.2 \dots = 6.10$ | $\frac{1.10(1.10 + .88 + .22) + .88(.88 + 2 \times .22)}{3 (1.10 + .88)}$ | = 0.603 | 3.68                  |
| Peso del cuerpo.....                                    | CO'               | 1.10x.40x7.00x 2.2 ..... = 6.78                                       | $\frac{1.10}{2} = 0.55$ .....                                             | = 0.55  | 3.73                  |
|                                                         | CO"               | ..... =                                                               | .....                                                                     |         |                       |
| HORIZONTALES                                            |                   |                                                                       |                                                                           |         |                       |
| Frenaje:                                                | FR                | ..... = 2.40                                                          | ..... = 1.30                                                              |         | 3.12                  |
| Fricción:                                               |                   |                                                                       |                                                                           |         |                       |
| Sin carga viva .....                                    | Fscv              | ..... = 5.02                                                          | ..... = 1.30                                                              |         | 6.54                  |
| Con carga viva .....                                    | Fccv              | ..... = 6.79                                                          | ..... = 1.30                                                              |         | 8.82                  |
| Viento tang. al puente:                                 |                   |                                                                       |                                                                           |         |                       |
| Sobre la superestructura (50 lb/pie <sup>2</sup> )..... | VTS <sub>50</sub> | ..... = 5.00                                                          | ..... = 1.30                                                              |         | 6.50                  |
| Sobre la superestructura (15 lb/pie <sup>2</sup> )..... | VTS <sub>15</sub> | ..... = 1.50                                                          | ..... = 1.30                                                              |         | 1.95                  |
| Empuje de tierra:                                       |                   |                                                                       |                                                                           |         |                       |
| Sin sobrecarga .....                                    | ET                | 0.229x3.02x3.02x7.00 ..... = 14.62                                    | $\dots \frac{3.02}{3-2} \dots 2 \dots$                                    | = 1.01  | 14.77                 |
| Con sobrecarga 13 cm.....                               | ETS               | 0.229x7.00x3.02(3.02+2x.13) = 15.88                                   | $\dots \frac{3.02+3 \times 3.02 \times .13}{3 (3.02+2 \times .13)}$ ..... | = 1.05  | 16.70                 |
| Estribo en construcción .                               | ET <sub>0</sub>   | 0.229x7.00x1.30x1.30..... = 2.71                                      | $\frac{1.30}{3} = 0.43$ .....                                             | = 0.43  | 1.16                  |
| Viento tang. Carga viva ...                             | VTV               | ..... = 1.90                                                          | ..... = 1.30                                                              |         | 2.47                  |

GRUPO I: CM, CV, E<sub>T</sub>.

COMBINACIONES DE CARGAS; Se seguirán los grupos recomendados por AASHO.

A.- VOLTEAMIENTO

Momentos resis-  
tentes (Ton.m)

Momentos volteantes  
(Ton.m)

$$CM = 70.10$$

$$E_T = 14.77$$

$$CV = 24.90$$

$$CA = 4.76$$

$$CO = 7.41$$

$$PT = 2.96$$

$$\sum M_v = 110.13$$

$$\sum M_H = 14.77$$

$$C_v = \frac{\sum M_v}{\sum M_H} = \frac{110.13}{14.77} = 7.4 > 2$$

B.- DESLIZAMIENTO

Fuerzas resis-  
tentes (Ton.)

Fuerzas desli-  
zantes (Ton.)

$$CM = 100.31$$

$$E_T = 14.62$$

$$CV = 35.54$$

$$CA = 7.49$$

$$CO = 12.88$$

$$PT = 2.89$$

$$\sum P = 159.11$$

$$\sum H = 14.62$$

$$C_d = \frac{\sum P}{\sum H} = \frac{0.4 \times 159.11}{14.62} = 4.4 > 2$$

C.- EXCENTRICIDAD:

$$e = .55 - \frac{110.13 - 14.77}{159.11} = .55 - \frac{95.36}{159.11} = 55 - 60 = -5 \text{ cm.}$$

D.- FATIGAS:

$$f_{\max} = -\frac{159.11}{7.7} \left( 1 + \frac{6 \times .05}{1.10} \right) = 20.7 (1 + .273) = 26.3 \text{ Ton/m}^2 = \underline{2.63 \text{ Kg/cm}^2} \text{ (atras)}$$

$$f_{\min} = 20.65 (1 - .273) = 20.7 \times .727 = 15 \text{ Ton/m}^2 = \underline{1.5 \text{ Kg/cm}^2} \text{ (adelante)}$$

$$f_{\text{perm}} = 3.5 \text{ Kg/cm}^2 \quad \therefore \text{ ambas compresiones sobradas.}$$

GRUPO II: CM, ETS, VTS<sub>50</sub>

A. VOLTEAMIENTO

Momentos resis-  
tentes (Ton.M)

$$CM = 70.10$$

$$CA = 4.76$$

$$CO = 7.41$$

$$PT = 2.96$$

$$\Sigma M_v = 85.23$$

Momentos volteantes  
(Ton.m)

$$ETS = 16.70$$

$$VTS_{50} = 6.50$$

$$\Sigma M_H = 23.20$$

B. DESLIZAMIENTO

Fuerzas resis-  
tentes (Ton.)

$$CM = 100.31$$

$$CA = 7.49$$

$$CO = 12.88$$

$$PT = 2.89$$

$$\Sigma P = 123.57$$

Fuerzas desli-  
zantes (Ton.)

$$ETS = 15.88$$

$$VTS_{50} = 5.00$$

$$\Sigma H = 20.88$$

$$C_v = \frac{85.23}{23.20} = 3.7 > 2$$

$$C_d = \frac{0.4 \times 123.57}{20.88} = 2.4 > 2$$

C.- EXCENTRICIDAD.:

$$e = .55 - \frac{85.23 - 23.20}{123.57} = .55 - \frac{62.03}{123.57} = 55 - 50.2 = 4.8 \text{ cm.}$$

D.- FATIGAS :

$$f_{max} = \frac{123.57}{7.7} (1 + \frac{6 \times .048}{1.10}) = 16.05 (1 + .26) = 20.2 \text{ Ton/m}^2 = \underline{2.02} \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{min} = 16.05 (1 - .26) = 16.05 \times 0.74 = 11.9 \text{ Ton/m}^2 = \underline{1.19} \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{perm} = 3.5 \times 1.25 = 4.37 \text{ Kg/cm}^2 \therefore \text{ambas compresiones sobradas.}$$

### GRUPO III

El grupo III = grupo I +  $VT_{15} + \frac{VTV}{2} + FR$ .

Los elementos resistentes no cambian .'. .

$$\leq P, = 159.11 \text{ Ton.}; \leq M_{V,} = 110.13 \text{ Ton. m.}$$

Los elementos deslizantes son:

$$\leq H = ET + FR + VTS_{15} + \frac{1}{2} VTV = 14.62 + 2.40 + 1.50 + 0.95 = 19.47 \text{ Ton.}$$

$$\leq M_H = 14.77 + 3.12 + 1.95 + 1.23 = 21.07 \text{ Ton.m.}$$

A.- Volteamiento:  $C_v = \frac{110.13}{21.07} = 5.2 > 2$

B.- Deslizamiento:  $C_d = \frac{0.4 \times 159.11}{19.47} = 3.3 > 2$

C.- Excentricidad:  $e = 0.55 - \frac{110.13 - 21.07}{159.11} = .55 - \frac{89.06}{159.11} =$   
 $= .55 - .56 = - 1 \text{ cm}$

### D.- Fatigas:

$$f_{\max} = \frac{159.11}{7.7} (1 + \frac{6 \times 0.1}{1.10}) = 20.7 (1 + .055) = 21.8 \text{ Ton/m}^2$$
$$= 2.18 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (atrás)}$$

$$f_{\min} = 20.7 (1 - .055) = 20.7 \times .945 = 20.6 \text{ Ton/m}^2$$
$$= 2.06 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (adelante).}$$

$$f_{\text{perm}} = 3.5 \times 1.25 = 4.37 \text{ Kg/cm}^2 \text{ .'. ambas compresiones so}$$

das.

GRUPO IV: El grupo IV = grupo I + Fccv.

$$\text{.'. } \leq M_{V,} = 110.13; \leq M_H, = 14.77; \leq P, = 159.11;$$

$$\leq H = ET + Fccv = 14.62 + 6.79 = 21.41$$

Según especificaciones de la DNC. cláusula 68.

No se considera la fricción al calcular el volteamiento.

$$\therefore C_v = \frac{110.13}{14.77} = 7.4 > 2 ; \quad C_d = \frac{0.4 \times 159.11}{21.41} = 3. > 2$$

$$\text{Excentricidad: } e = .55 - \frac{110.13 - 14.77 - \overset{F_{ccv}}{8.82}}{159.11} = .55 - \frac{86.54}{159.11} =$$

$$.55 - .544 = 0.6 \text{ cm}$$

Fatigas:

$$f_{\max} = 20.7 \left(1 + \frac{6 \times .006}{1.10}\right) = 20.7 (1 + .033) = 21.4 \text{ Ton/m}^2 =$$

$$= \underline{2.14} \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{\min} = 20.7 (1 - .033) = 20.7 \times .967 = 20 \text{ Ton/m}^2 = \underline{2.00} \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{\text{perm}} = 3.5 \times 1.25 = 4.37 \text{ Kg/cm}^2 \therefore \text{ambas compresiones sobradan.}$$

GRUPO V: El grupo V = grupo II +  $F_{scv}$

$$\therefore \Sigma H_v = 85.23; \Sigma M_{H2} = 23.20; \Sigma P_2 = 123.57;$$

$$\Sigma H = \Sigma H_2 + F_{scv} = 20.88 + 5.02 = 25.9$$

Rige la misma especificación que en el grupo IV.

$$\therefore C_v = \frac{85.23}{23.20} = 3.7 ; \quad C_d = \frac{0.4 \times 123.57}{25.9} = 1.9 = 2$$

$$\text{Excentricidad: } e = .55 - \frac{85.23 - 23.2 - \overset{F_{scv}}{6.54}}{123.57} = .55 - \frac{55.49}{123.57} =$$

$$= .55 - .45 = 10 \text{ cm.}$$

$$f_{\max} = \frac{123.57}{7.7} \left(1 + \frac{6 \times .10}{1.10}\right) = 16.05 (1 + .55) = 24.9 = \underline{2.49} \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{\min} = 16.05 (1 - .55) = 16.05 \times .45 = 7.2 \text{ Ton/m}^2 = \underline{0.72} \text{ Kg/cm}^2.$$

$$f_{\text{perm}} = 3.5 \times 1.40 = 4.9 \text{ Kg/cm}^2 \therefore \text{ambas compresiones sobradas.}$$

GRUPO VI: El grupo III + Fccv.

$$\therefore \leq M_{v3} = 110.13; \leq M_{H3} = 21.07; \leq P_3 = 159.11;$$

$$\leq H = \leq H_3 + F_{ccv} = 19.47 + 6.79 = 26.26$$

Rige la misma especificación que en los grupos IV y V.

$$\therefore C_v = C_{v3} = 5.2 > 2; \quad C_d = \frac{0.4 \times 159.11}{26.26} = 2.4 > 2$$

$$\text{Excentricidad: } e = .55 - \frac{110.13 - 21.07 - 8.82}{159.11} = .55 - .504 = 4.6 \text{ cm}$$

Fatigas:

$$f_{\max} = 20.7 \left( 1 + \frac{6 \times 0.46}{1.10} \right) = 20.7 (1 + .25) = 25.9 \text{ Ton/m}^2 = 2.59 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{\min} = 20.7 (1 - .25) = 20.7 \times .75 = 15.5 \text{ Ton/m}^2 = 1.55 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{\text{perm}} = 3.5 \times 1.40 = 4.9 \text{ Kg/cm}^2 \quad \therefore \text{ambas compresiones sobradas}$$

Combinación de cargas.- Sección del desplante.

Estribo en construcción: Cargas CA, CO, ET.

$$\leq P = CA + CO = 7.49 + 12.88 = 20.37 \text{ Ton.}$$

$$\leq H = ET_0 = 2.71 \text{ Ton.}$$

$$\leq M_v = CA + CO = 4.76 + 7.41 = 12.17 \text{ Ton.m.}$$

$$\leq M_H = ET_0 = 1.16 \text{ Ton.m.}$$

$$C_v = \frac{12.17}{1.16} = 10.5 > 2; \quad C_d = \frac{0.4 \times 20.37}{2.71} = 3 > 2$$

$$e = .55 - \frac{12.17 - 1.16}{20.37} = .55 - \frac{11.01}{20.37} = .55 - .54 = 1 \text{ cm.}$$

$$f_{\max} = \frac{20.37}{7.7} \left( 1 + \frac{6 \times 0.1}{1.10} \right) = 2.65 (1 + .05) = 2.79 \text{ Ton/m}^2 = 0.28 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{\min} = 2.65 (1 - .05) = 2.65 (0.95) = 2.52 \text{ Ton/m}^2 = 0.25 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Ambas compresiones sobradas } f_{\text{perm}} = 3.5 \text{ Kg/cm}^2.$$

# RESUMEN.-

| COMBINACION<br>DE CARGAS | VOLTEAMIENTO<br>$C_v \geq 2$ | DESLIZAMIENTO<br>$C_d \geq 2$ | FATIGAS     |             |          |
|--------------------------|------------------------------|-------------------------------|-------------|-------------|----------|
|                          |                              |                               | MAXIMA      | MINIMA      | PERM.    |
| I                        | 7.4                          | 4.4                           | 1.5         | <u>2.63</u> | 3.5      |
| II                       | 3.7                          | 2.4                           | 2.02        | 1.19        | 3.5x1.25 |
| III                      | 5.2                          | 3.3                           | 2.06        | 2.18        | 4.37     |
| IV                       | 7.4                          | 3.                            | 2.14        | 2.00        | 4.37     |
| V                        | 3.7                          | 1.9                           | 2.49        | 0.72        | 4.90     |
| VI                       | 5.2                          | 2.4                           | <u>2.59</u> | 1.55        | 4.90     |
| en construcción          | 10.5                         | 3.                            | 0.28        | 0.25        | 3.5      |

Todas las compresiones menores que la resistencia - normal de trabajo del terreno de  $3.5 \text{ Kg/cm}^2$ .

Se concluye que el estribo está sobrado, pero no es posible disminuir mas las base para aumentar la fatiga en el-desplante porque:

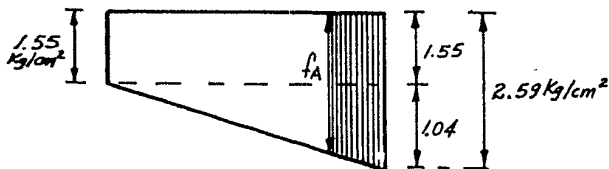
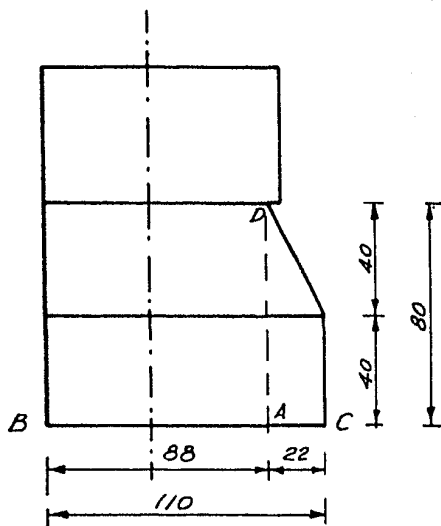
1.- El respaldo no puede inclinarse hacia adentro por ser de mampostería (Véase especificaciones de estribos DNC. cláusula 16.) y su distancia  $d=40 \text{ cm.}$  no puede ser menor porque es el límite del area de transmisión de la subcorona en - la cual las fatigas están al límite.

2.- El talón al frente, no puede aumentarse más por que al obtener un brazo de palanca mayor para las fuerzas ver-ticales, las fatigas se equilibrarían, pero el area de la ba-se crecería con la consiguiente disminución de la fatiga obte-niéndose una solución mas sobrada.

Se acepta la sección del estribo propuesta.

Solo resta verificar el escalón a la flexión y al - cortante y los aleros por empuje de tierra.

VERIFICACION DEL ESCALON:



Fatiga en el punto A:

$$f_A = 1.55 + \frac{.80}{1.10} (2.59 - 1.55) = 1.55 + \frac{.80}{1.10} (1.04) = 1.55 + .76 = 2.31 \text{ Kg/cm}^2 ; \text{ por cm. de ancho:}$$

$$\text{Reacción del terreno: } R_T = (2.59 + 2.31) \frac{22}{2} \times 1 \text{ cm} = 4.90 \times 11 = 54 \text{ Kg.}$$

$$\text{Brazo respecto a A: } d_T = \frac{22(2.31 + 2 \times 2.59)}{3(2.31 + 2.59)} = \frac{22 \times 7.49}{3 \times 4.90} = 11 \text{ cm.}$$

El peso del escalón es despreciable en este caso.

$$M_T = 54 \times 11 = 594 \text{ Kg.cm.}$$

$$f = \frac{6M}{bh^2} = \frac{6 \times 594}{1 \times 6400} = 0.56 \text{ Kg/cm}^2 < f_p = 0.8 \times 1.25 = 1 \text{ Kg/cm}^2$$

∴ Bién

Esfuerzo cortante:

$$V = 54 \text{ Kg.}$$

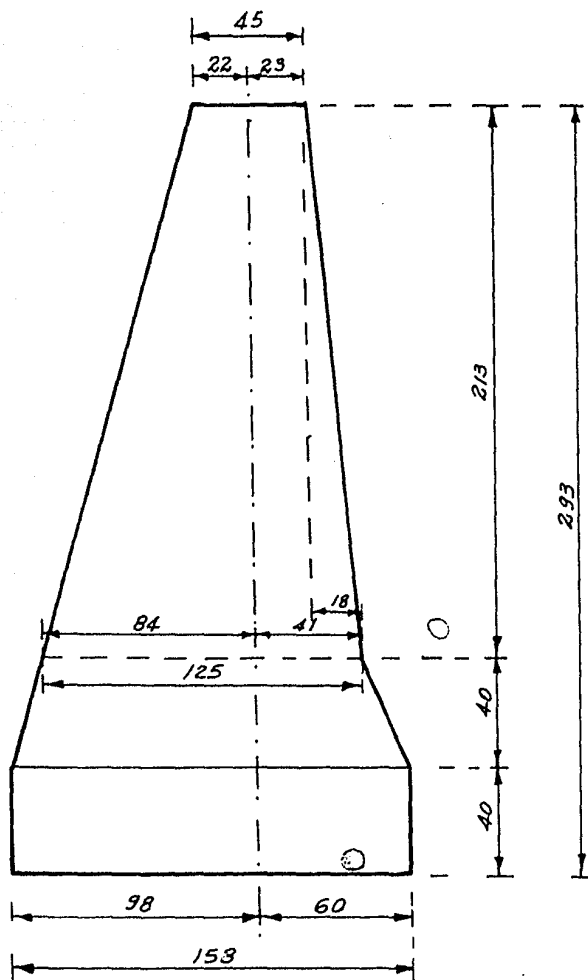
$$v = \frac{3}{2} \frac{V}{A} = 1.5 \times \frac{54}{80 \times 1} = 1.0 \text{ Kg/cm}^2 < v_{perm} = 2 \text{ Kg/cm}^2$$

∴ Bién.

- o - o - o -

VERIFICACION DE LOS ALEROS:

Sección del alero: es aproximadamente la proyección a  $30^\circ$  de la sección en el cuerpo (Véase sección punteada hoja No.65 ).



# ALEROS.-

Estabilidad de los aleros.

Trabajarán como muros de contención de tierra.

$$C_O = (1.25 + .45) \frac{2.13}{2} \times 2.2 = 1.70 \times 1.1 \times 2.13 = 3.98 \text{ Ton.}$$

$$d_{co} = \frac{1.25(1.25 + .45 + .18) + .45(.45 + 2 \times .18)}{3(1.25 + .45)} = \frac{1.25 \times 1.88 + .45 \times .81}{3 \times 1.70} = .53 \text{ m.}$$

$$M_{co} = 3.98 (.53 + .19) = 3.98 \times .72 = 3.87 \text{ Ton.m.}$$

$$C_{o'} = (1.25 + 1.58) \frac{.40}{2} \times 1. \times 2.2 = 2.83 \times 0.2 \times 2.2 = 1.25 \text{ Ton.}$$

$$d_{co'} = \frac{1.58(1.58 + 1.25 + .19) + 1.25(1.25 + 2 \times .19)}{3(1.58 + 1.25)}$$

$$d_{co'} = \frac{1.58 \times 3.02 + 1.25 \times 1.63}{3 \times 2.83} = \frac{4.77 + 2.04}{8.49} = \frac{6.81}{8.49} = 0.80 \text{ m.}$$

$$M_{co'} = 0.80 \times 1.25 = 1. \text{ Ton.m.}$$

$$C_{o''} = 1.58 \times .40 \times 1. \times 2.2 = 0.69 \text{ Ton.}$$

$$d_{co''} = \frac{1.58}{2} = 0.79 \text{ m ; } M_{co''} = 0.69 \times 0.79 = 0.55 \text{ Ton.m.}$$

$$P_T = (.98 - .22) \frac{2.93}{2} \times 2.2 = 0.76 \times 1.1 \times 2.93 = 2.45 \text{ Ton.}$$

$$d_T = 1.58 - \frac{.76}{2} = 1.58 - .25 = 1.33 \text{ m; } M_T = 1.33 \times 2.45 = 3.26 \text{ Ton.m.}$$

$$E_T = 0.229 \times 2.93 = 1.96 \text{ Ton; } d_{ET} = \frac{2.93}{3} = 0.98; M_{ET} = 0.98 \times 1.96 =$$

$$= 1.92 \text{ Ton. m.}$$

| Moms. Estabilizantes | Momentos Volteantes | Fuerzas Resistentes. | Fuerzas Deslizantes. |
|----------------------|---------------------|----------------------|----------------------|
| $C_O = 3.87$         | $E_T = 1.92$        | $C_O = 3.98$         | $E_T = 1.96$         |
| $C_{o'} = 1.00$      |                     | $C_{o'} = 1.25$      |                      |
| $C_{o''} = 0.55$     |                     | $C_{o''} = 0.69$     |                      |
| $PT = 3.26$          |                     | $PT = 2.45$          |                      |

$$\Sigma M_V = 8.68 \text{ T.m.} \quad \Sigma M_H = 1.92 \text{ T.m.} \quad \Sigma P = 8.34 \text{ T.} \quad \Sigma H = 1.96 \text{ T.}$$

$$C_v = \frac{8.68}{1.92} = 4.5 > 2$$

$$C_d = \frac{0.4 \times 8.34}{1.96} = 1.75 < 2.$$

$$e = \frac{1.58}{2} - \frac{8.68 - 1.92}{8.34} = 0.79 - \frac{6.76}{8.34} = .79 - .81 = -.2 \text{ cm.}$$

$$f_{m\acute{a}x} = \frac{8.34}{1.58 \times 1} \pm \frac{6 \times .02}{1.58} = 5.28 \pm .076$$

$$f_{m\acute{a}x} = 5.36 \text{ Ton/m}^2 = 0.54 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{m\acute{i}n} = 5.2 \text{ Ton/m}^2 = 0.52 \text{ Kg/cm}^2.$$

Ambas compresiones sobradas, rige el deslizamiento, aunque un poco escaso.

Se acepta la sección propuesta.

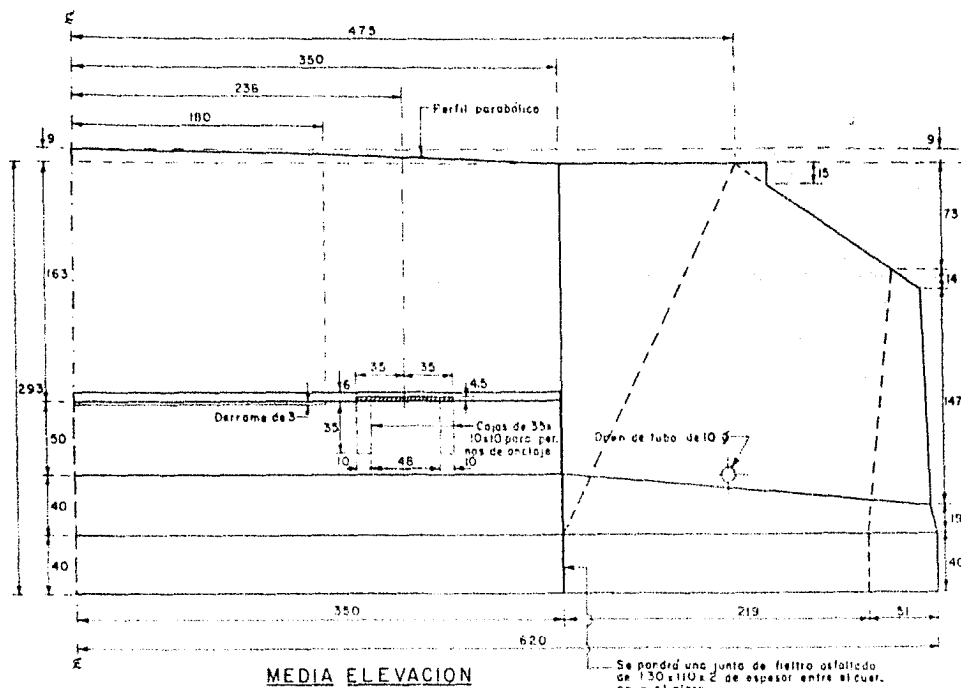
#### CONCLUSION.-

Las condiciones de estabilidad que nos proporciona el perfil de la sección propuesta, son satisfactorias, ya que las fatigas, tanto en la sección de la subcorona como en el desplante, están dentro de las resistencias permitidas para los materiales adoptados.

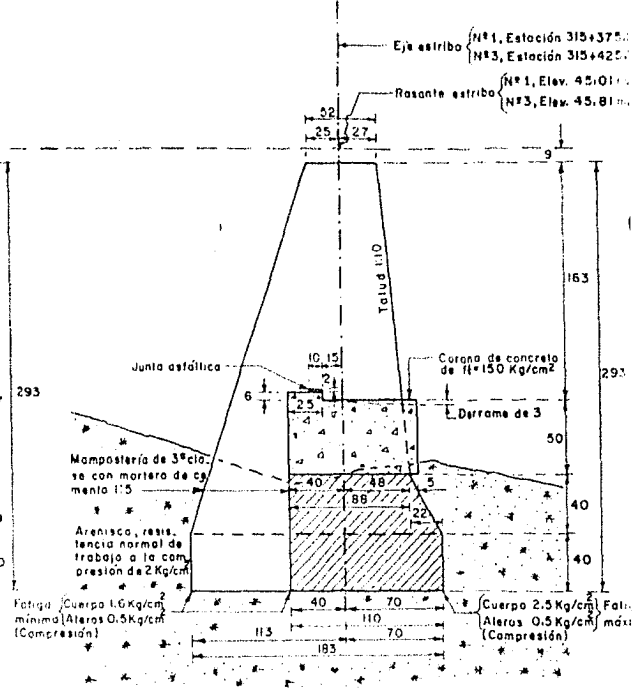
Por lo tanto, se acepta como definitiva la sección indicada para los estribos o pedestales Nos. 1 y 3 y mostrada en la hoja No. 65. (Ver proyecto detallado en plano No. 5)

#### CAPITULO V.- PILA No. 2

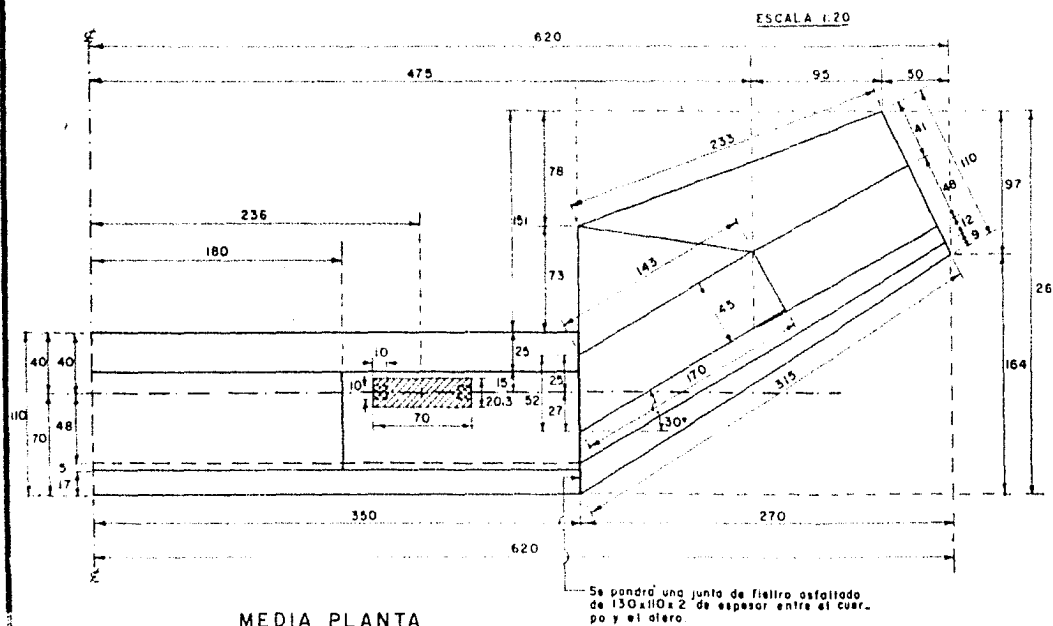
1.- DESCRIPCION.- La pila No. 2 del puente Principal "Arroyo Seco", se proyectará para soportar dos tramos de losa -- con dos nervaduras de concreto reforzado, de 25m. de claro, 25.50 m. de longitud, 6.70 m. de ancho de calzada, CV H-15 y parapeto T.1.1.1 la pila estará formada por un cuerpo de concreto ciclópico apoyado en un cajón de concreto reforzado.



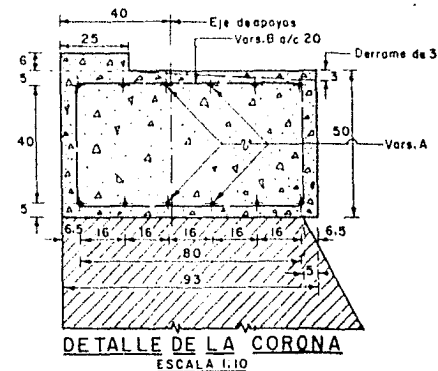
**MEDIA ELEVACION**



**CORTE POR X**

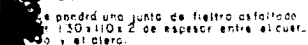


**MEDIA PLANTA**

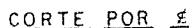


**DETALLE DE LA CORONA**  
ESCALA 1:10

| MATERIALES                                         |      |       |       |         |       |
|----------------------------------------------------|------|-------|-------|---------|-------|
| LISTA DE VARILLAS                                  |      |       |       |         |       |
| Vars.                                              | Num. | Diam. | Long. | Croquis | Peso  |
| A                                                  | 12   | 1/2"  | 6.90  | 690     | 83    |
| B                                                  | 34   | 1/2"  | 2.68  | 82      | 91    |
| Fierro de refuerzo                                 |      |       |       |         | 174 K |
| Concreto de f' = 150 Kg/cm²                        |      |       |       |         | 3.4 m |
| Mampostería de 3ª clase con mortero de cemento 1:5 |      |       |       |         | 25. m |
| Excavaciones                                       |      |       |       |         | 83. m |
| Rellenos                                           |      |       |       |         | 70. m |



e pondrá una junta de fieltro asfaltado  
 e 130x10x2 de espesor entre el cuer-  
 c y el alero



Technical drawing of a rectangular structure, likely a foundation or wall section. The drawing includes the following dimensions and labels:

- Overall width: 40
- Overall height: 60
- Top horizontal segment: 25
- Top horizontal offset: 10
- Top horizontal label: "Eje de apoyos" (Support axis)
- Top horizontal label: "Vers. D a/c 20"
- Right vertical offset: 3
- Right vertical label: "Vers. A"
- Right vertical dimension: 50
- Bottom horizontal offset: 6.5
- Bottom horizontal segments: 16, 16, 16, 16, 16
- Bottom horizontal dimension: 80
- Bottom horizontal dimension: 9.5
- Bottom right corner offset: 6.5
- Bottom right corner dimension: 3

The drawing shows a rectangular area with a diagonal line from the top-left corner to the bottom-right corner. The area is divided into several sections by horizontal and vertical lines. The labels "Vers. D a/c 20" and "Vers. A" indicate different views or sections of the structure.

| MATERIALES                                                                                                                                                                                                                                                                                   |     |      |       |             |      |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|------|-------|-------------|------|
| LISTA DE VARILLAS                                                                                                                                                                                                                                                                            |     |      |       |             |      |
| Vars                                                                                                                                                                                                                                                                                         | Num | Diam | Long  | Craquis     | Peso |
| A                                                                                                                                                                                                                                                                                            | 12  | 1/2" | 6.90  | 690         | 83   |
| B                                                                                                                                                                                                                                                                                            | 34  | 1/2" | 2.6 B | 42' 10' 110 | 91   |
| <p>Fierro de refuerzo _____ 174 Kg</p> <p>Concreto de f' = 150 Kg/cm<sup>2</sup> _____ 3.4 m<sup>3</sup></p> <p>Mamposteria de 3<sup>a</sup> clase con mortero de cemento 1:5 _____ 25. m<sup>3</sup></p> <p>Excavaciones _____ 83 m<sup>3</sup></p> <p>Rellenos _____ 70. m<sup>3</sup></p> |     |      |       |             |      |

Todas las dimensiones están en centímetros, excepto las que se indica otra unidad.

|                   |            |
|-------------------|------------|
| México D.F., 1958 | PLANO Nº 5 |
|-------------------|------------|

2.- LOCALIZACION.- De acuerdo con el anteproyecto aceptado:

Est. 315+400.50

3.- TRANSITO.- Carga H-15 en dos bandas de circulación.

4.- APOYOS.- La pila se calculará considerando que los apoyos de la superestructura son móviles.

5.- CIMENTACION.- Los cajones de cimentación se desplantarán en la capa de arenisca con un esfuerzo normal de trabajo a la compresión de  $3.0 \text{ Kg/cm}^2$ .

6.- ELEVACIONES.- La rasante en el puente está en pendiente y teniendo en cuenta el anteproyecto aceptado:

|                            |          |
|----------------------------|----------|
| Elevación de rasante       | 45.41 m. |
| Espesor de superestructura | 1.98 m.  |
| Elevación de la corona     | 43.43 m. |
| Altura del cuerpo          | 5.60 m.  |
| Elev. cimentación cuerpo = | 37.83 m. |
| Altura del cajón           | 10.00 m. |
| Elev. desplante del cajón  | 27.83 m. |

#### 7.- CARGAS.

a) Carga muerta.- De los cálculos de los estribos

CM=200.6 Ton.

b) Carga viva.-

Con un tramo cargado (Véase el cálculo de los estribos)

CV=35.54 Ton.

Con dos tramos cargados (se supone todo el puente cargado) Rige la carga equivalente

$$\begin{aligned} CV_2 &= 2(8850 + 714 \times \frac{51.04}{2}) = 2(8850 + 18200) \\ &= 27.05; x2 = 54.1 \text{ Ton} \end{aligned}$$

CV<sub>2</sub>=54.1 Ton.

c) Frenaje.- Lo toma el apoyo fijo. FR=0. Ton.

d) Fricción sin carga viva.-

Por ser apoyos móviles iguales se tomará una discrepancia de 5%

FSCV= .05x100.3=5.015 Ton.

FSCV = 5.01 Ton.

e) Viento Normal sobre la superestructura.

Tomando las intensidades dadas por AASHO

edición de 1957 (1.2.14)

$I_N = 244 \text{ Kg/m}^2$  ;  $I_T = 59 \text{ Kg/m}^2$

aplicadas simultáneamente

El area expuesta es  $A = 54.88 \text{ m}^2$  (Cálculo de los estribos)

VNS =  $54.88 \times 244 = 13.4 \text{ Ton}$

VNS=13.4 Ton.

a  $1.10 + 0.35 = 1.45 \text{ m}$  de la corona.  $d = 1.45 \text{ m}$ .

y no será menor de  $VNS' = 446 \text{ Kg/m} \times 25.50 \text{ m} = 11.4 \text{ ton}$ .

$VNS' = 11.4 \text{ Ton.} < 13.4 \text{ .'. Bien.}$

f) Viento tangencial a la superestructura

VTS = 0 por tomarlo todo el apoyo fijo VTS=0 Ton.

g) Viento Normal sobre la carga viva.-

1.- Con un tramo cargado

VNV =  $149 \text{ Kg/m} \times 25.52 \text{ m} = 3.8 \text{ Ton.}$

VNV<sub>1</sub> = 3.8 Ton.

2.- Con dos tramos cargados

VNV =  $149 \times 51.04 \text{ m} = 7.6 \text{ Ton.}$

VNV<sub>2</sub> = 7.6 Ton.

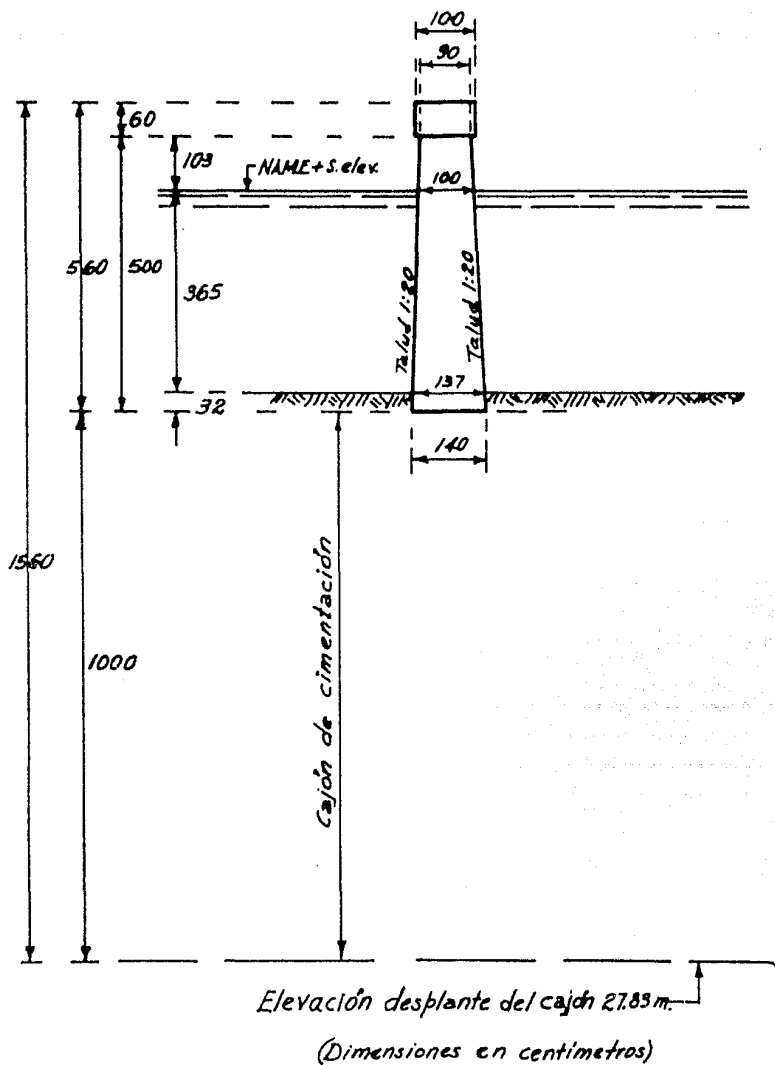
aplicados ambos a  $d = 1.83 + 1.98 = 3.81 \text{ m}$

$d = 3.81 \text{ m.}$

VTV, =0;  $VTV_2 = 0$  por tomarlo todo el apoyo fijo. VTV=0.

# PILA CENTRAL

## SECCION SUPUESTA



### DIMENSIONES SUPUESTAS DE LA PILA.

Las dimensiones que se darán a la sección transversal de la pila serán:

|                                               |                         |
|-----------------------------------------------|-------------------------|
| Ancho de la corona                            | $a_c = 1.00 \text{ m.}$ |
| Vuelo de la corona                            | $v_c = 0.05 \text{ m.}$ |
| Ancho de la subcorona                         | $a_s = 0.90 \text{ m.}$ |
| Talud de los paramentos del cuerpo            | $T = 1.20$              |
| Altura del cuerpo de la pila                  | $h = 5.00 \text{ m.}$   |
| Ancho de la base del cuerpo $a_d = a_s + 2ht$ | $a_d = 1.40 \text{ m.}$ |

El tajamar será un diedro de  $90^\circ$

La longitud de la subcorona hasta el arranque de los tajamares será:

$$l_s = 5.52 \text{ m.}$$
$$\text{y de diamante a diamante } L_s = l_s + a_s \quad L_s = 6.42 \text{ m.}$$

La longitud de la corona hasta el arranque de los tajamares es

$$l_c = l_s + 2v_c \tan 22^\circ 30' = 5.52 + .04 \quad l_c = 5.56 \text{ m.}$$
$$\text{y de diamante a diamante } L_c = l_c + a_c \quad L_c = 6.56 \text{ m.}$$

La longitud de la base del cuerpo hasta el arranque de los tajamares es  $l_d = l_s + 2ht \tan 22^\circ 30' = 5.73 \text{ m.}$

$$\text{y de diamante a diamante } L_d = l_d + a_d \quad L_d = 7.13 \text{ m.}$$

### DESPLANTE DEL CUERPO

Sección a 5.00 m. bajo la subcorona.

a) Dimensiones:

Ancho = 1.40 m.

Largo supuesto = 5.73 m.

Área =  $1.40 (5.73 + .70) = 9 \text{ m}^2$ .

b) Semiperaltas

$$y_{\max} = 0.70 \text{ m}; X_{\max} = 2.865 \text{ m.}$$

c) Momentos de inercia

$$I_{XX} = \frac{1.40^3}{24} (2 \times 5.73 + 0.70) = 1.39 \text{ m}^4$$

$$I_y = \frac{9.}{12} (5.73^2 + 9.) = 31.4 \text{ m}^4$$

d) Peso propio.-

#### CORONA.-

$$\text{Volumen} = 1.00 (5.56 + 0.50) 0.60 = 6.06 \times 0.60 = 3.64 \text{ m}^3$$

$$\text{Peso de la corona} = 3.64 \times 2.4 \text{ ton/m}^3 = 8.74 \text{ Ton} \quad \underline{\text{CA} = 8.74 \text{ Ton.}}$$

#### CUERPO

Volumen del cuerpo:

$$A_s = 0.90 (5.52 + .45) = .90 \times 5.97 = 5.37 \text{ m}^2$$

$$A_i = 1.40 (5.73 + .70) = 1.40 \times 6.43 = 9.00 \text{ m}^2$$

$$\Sigma_i = 14.37 = 14.37$$

$$\text{Area media} = 1.15 (5.625 + \frac{115}{2}) 7.13; \times 4 = \frac{28.52}{42.89}$$

Volumen del cuerpo:

$$V = \frac{h}{6} (A_s + A_i + 4 A_m) = \frac{5}{6} (42.89) = 35.75 \text{ m}^3$$

$$\text{Peso del cuerpo} = 35.75 \times 2.3 \text{ Ton/m}^3 = 82.2 \text{ Ton} \quad \underline{\text{CO} = 82.2 \text{ Ton.}}$$

e) Peso del agua:

En aguas máximas:

$$a_N = a_s + 2h't = 0.90 + .10 = 1.00$$

$$l_n = l_s + 2 h't \tan 22^\circ 30' = 5.52 + .04 = 5.56 \text{ m.}$$

$$A_n = 1.00 (5.56 + .50) = 1 \times 6.06 = 6.06 \text{ m}^2$$

$$\text{vol. sumergido} = \frac{3.65}{6} (9 + 6.06 + 4 \times 7.53) = 27.5 \text{ m}^3$$

$$PA_{\max} = 9 \times 3.65 - 27.5 = 33 - 27.5 = 5.5 \text{ Ton.}$$

$$\underline{PA_{\max} = 5.5 \text{ Ton.}}$$

f) Peso de la tierra

$$\text{Volumen enterrado } V_e = \frac{9+8.75}{2} \times .32 = 8.87 \times .32 = 2.84 \text{ m}^3$$

$$V_T = 9 \times .32 - 2.84 \text{ m}^3 = .04 \text{ m}^3; 1.6 \text{ Ton/m}^3 = \underline{\text{PT} = .06 \text{ Ton.}}$$

g) Empuje dinámico del agua:

$$A = \frac{1.00+1.37}{2} \times 3.65 = 1.185 \times 3.65 = 4.33 \text{ m}^2$$

$$E_{\text{máx}} = 0.75 \times 1. \times \frac{3.3}{19.6} \times 4.33 = 1.8 \text{ Ton} \quad \underline{E_{\text{máx}} = 1.8}$$

$$\text{Su brazo a la base } d = \frac{2}{3} \times 3.65 + .32 = 2.75 \text{ m} \quad \underline{d = 2.75 \text{ m.}}$$

h) Viento sobre la subestructura.

Según AASHO 1957 Art. 1. 2, 14 (2) Se tomarán una fuerza transversal y una normal actuando simultáneamente - con una intensidad de  $40 \text{ \#/pie}^2$  ó  $195 \text{ Kg/m}^2$ .

Sobre la corona:

$$\text{VNCA} = 1.00 \times 6.0 \times 0.195 \text{ Ton/m}^2 = 0.12 \text{ Ton} \quad \underline{\text{VNCA} = 0.12}$$

$$\text{VTCA} = 0.60 \times 6.56 \times 0.195 = 0.77 \text{ Ton} \quad \underline{\text{VTCA} = 0.77}$$

$$\text{Aplicados a } d = 5 + 0.30 = 5.30 \text{ m de la base del cuerpo} \\ \underline{d = 5.30 \text{ m.}}$$

2).- Sobre el cuerpo

a) en aguas máximas:

$$\text{VNCO}_1 = 0.95 \times 1.03 \times 0.195 \text{ Ton/m}^2 = \underline{\text{VNCO}_1 = 0.19}$$

$$\text{VTCO}_1 = 1.03 \left( \frac{6.56+6.42}{2} \right) 0.195 = 1.3 \text{ Ton} \quad \underline{\text{VTCO}_1 = 1.3}$$

$$\text{aplicadas a } d = 5 - \frac{1.03}{2} = 5.51 = 4.49 \text{ m} \quad \underline{d = 4.49 \text{ m}}$$

b) en seco:

$$\text{VNCO}_2 = 1.135 \times 4.68 \times 0.195 = 1.04 \quad \underline{\text{VNCO}_2 = 1.04}$$

$$\text{VTCO}_2 = (6.42+7.08) \frac{4.68}{2} \times 0.195 = 6.16 \text{ Ton.} \quad \underline{\text{VTCO}_2 = 6.16}$$

$$\text{aplicadas a } d = \frac{4.68}{2} + .32 = 2.34 + .32 = 2.66 \text{ m} \quad \underline{d = 2.66 \text{ m.}}$$

# SECCION EN LA BASE DEL CUERPO:

COMBINACIONES DE CARGAS.- AASHO 1957 Art. 1.4.1

Grupo I = CM + CV + Ed.

a) Con agua:

Fuerzas verticales = CM+CV, +CA+CO+PT+PA.

$$\sum F_z = 200.6 + 35.54 + 8.74 + 82.2 + 0.06 + 5.5 = 332.64 \text{ Ton.}$$

Momentos x-x:  $M_x = CV, = 35.54 \times 0.27 = 9.6 \text{ Ton.m.}$

Momentos y-y:  $M_y = Ed = 1.8 \times 2.75 = 4.96 \text{ Ton.m.}$

$$\text{Esfuerzos: } f = \frac{332.64}{9} \pm \frac{9.6}{1.39} \times 0.70 \pm \frac{4.96}{31.4} \times 2.865$$

$$f = 37. \pm 4.84 \pm 4.84 \pm 0.45 = \begin{cases} 42.29 \text{ Ton/m}^2 \\ 31.71 \text{ Ton/m}^2 \end{cases}$$

b) En seco:

$$\sum F_z = 327.14; M_x = 9.6; M_y = 0.$$

$$f = \frac{327.14}{9} \pm 4.84 \pm 0 = 36.3 \pm 4.84 = \begin{cases} 41.14 \text{ Ton/m}^2 \\ 31.46 \text{ Ton/m}^2 \end{cases}$$

$$a') \text{ Con } CV_2 : f = \frac{351.2}{9} \pm 0 \pm 0.45 = 39 \pm 0.45 = \begin{cases} 39.45 \\ 38.55 \end{cases}$$

$$b') \text{ Con } CV_2 : f = \frac{345.7}{9} \pm 0 \pm 0 = 38.4 \pm 0 = 38.4$$

$$\therefore \left. \begin{aligned} f_{\max} &= 4.23 \text{ Kg/cm}^2 \\ f_{\min} &= 3.15 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned} \right\} < f_{\text{perm}} = 30 \text{ Kg/cm}^2 \text{ compresión en concreto ciclópeo}$$

∴. Ambas compresiones muy sobradas.

Grupo II = CM + E<sub>D</sub> + V.

a) con agua:

$$\sum F_z = CM + CA + CO + PT + PA = 297.10 \text{ Ton}$$

Momentos x-x:  $\sum M_x = VTS + VTCA + VTCO,$

$$= 0 + 0.77 \times 5.30 + 1.3 \times 4.49 = 9.92 \text{ Ton.m}$$

Momentos y-y:  $\sum M_y = VNS + VNCA + VNCO, + E_D$

$$\sum M_y = 13.4 \times 7.05 + 0.12 \times 5.30 + 0.19 \times 4.49 + 1.8 \times 2.75$$

$$94.80 + 0.64 + 0.85 + 4.94 = 101.23 \text{ Ton.m.}$$

$$b) \text{ En Seco: } \sum F_z = 291.6 \text{ Ton.}$$

$$\sum M_x = VTS + VTCA + VTCO_2 = 0 + 4.09 + 6.16 \times 2.66$$

$$= 4.09 + 16.4 = 20.49 \text{ Ton. m.}$$

$$\sum M_y = VNS + VNCA + VNCO_2$$

$$= 94.80 + 0.64 + 1.04 \times 2.66 = 98.20 \text{ Ton.m.}$$

Esfuerzos:

$$a) f = \frac{297.10}{9} \pm \frac{9.92}{1.39} \times .70 \pm \frac{101.23}{31.4} \times 2.865$$

$$f = 33 \pm 5 \pm 9.24 = \begin{cases} 47.24 \text{ Ton/m}^2 \\ 18.76 \text{ Ton/m}^2 \end{cases}$$

$$b) f = \frac{291.6}{9} \pm \frac{20.49}{1.39} \times .70 \pm \frac{98.20}{31.4} \times 2.865$$

$$32.4 \pm 10.32 \pm 8.96 = \begin{cases} 51.68 \text{ Ton/m}^2 \\ 13.12 \text{ Ton/m}^2 \end{cases}$$

$$f_{max} = 5.17 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{min} = 1.31 \text{ Kg/cm}^2$$

Ambas compresiones sobradas.

GRUPO III = Grupo I + FR + F + 0.3 V + VV.

a) Con aguas máximas y CV,

$$\sum F_z = CM + CV + CA + CO + PT + PA = 332.64 \text{ Ton.}$$

$$\sum M_x = CV + FR + F + 0.3 (VTS + VTCA + VTCO_2) + VTV,$$

$$= 9.6 + 0 + 5.01 \times 5.60 + 0.3(0 + 4.09 + 5.83) + 0$$

$$= 9.6 + 28.1 + 2.98 = 40.68 \text{ Ton.m.}$$

$$\begin{aligned}
 \Sigma M_y &= 0.3 (VNS + VNCA + VNCO_2) + VNV_1 + E_D \\
 &= 0.3(94.80 + 0.64 + 0.85) + 3.8 \times 9.41 + 4.94 \\
 &= 28.89 + 35.8 + 4.94 = 69.63 \text{ Ton.m.}
 \end{aligned}$$

a') Con CV<sub>2</sub> :

$$\begin{aligned}
 \Sigma F_z &= 351.20 \text{ Ton.} \\
 \Sigma M_x &= 31.08 \text{ Ton-m.} \\
 \Sigma M_y &= 28.89 + 4.94 + VNV_2 = 33.83 + 7.6 \times 9.41 = \\
 &= 33.83 + 71.5 = 105.33 \text{ Ton.m.}
 \end{aligned}$$

b) En seco y CV,

$$\begin{aligned}
 \Sigma F_z &= 327.14 \text{ Ton} \\
 \Sigma M_x &= CV_1 + FR + F + 0.3 (VTS + VTCA + VTCO_2) + VTV_1 \\
 &= 9.6 + 0 + 28.1 + 0.3(0 + 4.09 + 16.4) + 0 \\
 &= 9.6 + 28.1 + 6.15 = 43.85 \text{ Ton.m.} \\
 \Sigma M_y &= 0.3 (94.80 + 0.64 + 2.76) + 35.8 \\
 &= 29.46 + 35.8 = 65.26 \text{ Ton. m.}
 \end{aligned}$$

b') Con CV<sub>2</sub>:

$$\begin{aligned}
 \Sigma F_z &= 346.70 \text{ Ton.} \\
 \Sigma M_x &= 34.25 \text{ Ton. m.} \\
 \Sigma M_y &= 0.3(VNS + VNCA + VNCO_2) + VNV_2 \\
 &= 0.3 (94.80 + 0.64 + 2.76) + 71.5 \\
 &= 29.46 + 71.5 = 100.96 \text{ Ton-m.}
 \end{aligned}$$

Esfuerzos máximos:

$$\begin{aligned}
 a) f &= \frac{332.64}{9} \pm \frac{40.68}{1.39} \times .70 \pm \frac{69.63}{31.4} \times 2.865 \\
 &= 36.9 \pm 20.5 \pm 6.35 = \begin{cases} 63.75 \text{ Ton/m}^2 \\ 10.05 \text{ Ton/m}^2 \end{cases}
 \end{aligned}$$

$$a') f = \frac{351.20}{9} \pm \frac{31.08}{1.39} \times .70 \pm \frac{105.33}{31.4} \times 2.865$$

$$-39 \pm 15.7 \pm 9.61 = \begin{cases} 64.31 \text{ Ton/m}^2 \\ 13.69 \text{ "} \end{cases}$$

$$\begin{aligned} \text{b) } f &= \frac{327.14}{9} \pm \frac{43.85}{1.39} \times .70 \pm \frac{65.26}{31.4} \times 2.865 \\ &= 36.3 \pm 22.1 \pm 5.96 = \begin{cases} 64.36 \text{ Ton/m}^2 \\ 8.24 \text{ Ton/m}^2 \end{cases} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{b') } f &= \frac{346.70}{9} \pm \frac{34.25}{1.39} \times .70 \pm \frac{100.96}{31.4} \times 2.865 \\ &= 38.5 \pm 17.25 \pm 9.20 = \begin{cases} 64.95 \text{ Ton/m}^2 \\ 12.05 \text{ Ton/m}^2 \end{cases} \end{aligned}$$

$$\therefore f_{\max} = 6.49 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{\min} = 0.82 \text{ Kg/cm}^2$$

Ambas compresiones sobradas.

Resumen de fatigas en la base del cuerpo de la pila:

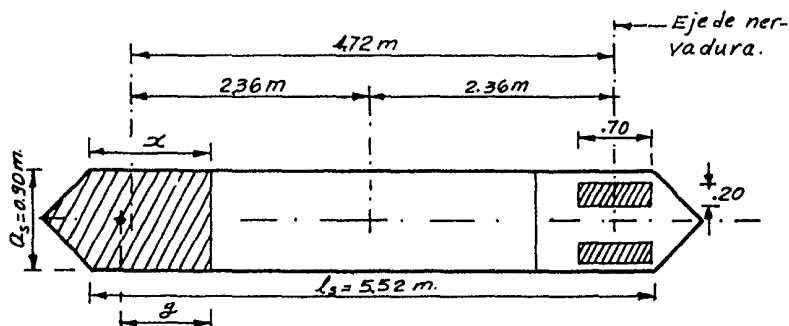
| GRUPO | $f_{\max}$ (Kg/cm <sup>2</sup> ) | $f_{\min}$ (Kg/cm <sup>2</sup> ) |
|-------|----------------------------------|----------------------------------|
| I     | 4.23                             | 3.15                             |
| II    | 5.17                             | 1.31                             |
| III   | 6.49                             | 0.82                             |

Todas las fatigas a compresión.

Según los resultados anteriores para una pila de mampostería serían correctos ya que la  $f_{\text{perm}} = 9 \text{ Kg/cm}^2$  y estaría sobrada, pero para obtener una continuidad entre el cilindro de cimentación y la pila, será ésta de concreto ciclopeo quedando así aún mas sobrada pero obteniéndose una unidad perfecta entre la subestructura y la cimentación.

### SUBCORONA.

Como la corona de ésta pila será de concreto reforzado, el ángulo de transmisión de carga se considerará  $45^\circ$  (Fowler pág. 355) por lo que en la subcorona se tendrán las siguientes áreas de transmisión de la carga:



Placas de apoyo de la superestructura sobre la corona de 20 x 70 cm

Espesor de la corona = 0.60 m. = e

Ancho de la subcorona  $a_s = 0.90$  m.

$$X = \left( \frac{1.5}{2} - 2.36 \right) + \frac{0.70}{2} + e$$

$$X = \left( \frac{5.52}{2} - 2.36 \right) + .35 + .60 = .40 + .35 + .60 = 1.35 \text{ m}$$

$$X = 1.35 \text{ m}$$

El centro de gravedad estará:

$$g = \frac{0.45 \times 1.50 + 1.35 \times .90 \times .675}{0.45^2 + .90 \times 1.35} = 0.80 \text{ m.}$$

El área de transmisión vale:

$$A_T = 2 a_T = 2(0.45 + .90 \times 1.35) = 2 \times 1.416 = 2.83 \text{ m}^2$$

Los momentos de inercia principales son:

$$I_{xx} = 2 \left[ \frac{a_s}{2} x \left( \frac{a_s}{2} \right)^3 x \frac{1}{12} x 2 + \frac{a_s^3 x}{12} \right] = \frac{a_s^3}{24} \left( \frac{a_s}{2} + 4x \right)$$

$$I_{xx} = \frac{0.90}{24} (.45 + 4 \times 1.35) = 0.177 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{A_s}{12} (l_s^2 + A_s) - \frac{a_s}{12} (l_s - 2x)^3$$

$$A_s = a_s (l_s + \frac{a_s}{2}) = 5.37 \text{ m}^2 \text{ (Hoja No 95)}$$

$$I_{yy} = \frac{5.37}{12} (5.52^2 + 5.37) - \frac{0.90}{12} (5.52 - 2 \times 1.35)^3$$

$$= \frac{5.37}{12} (30.4 + 5.37) + \frac{0.90}{12} (5.52 - 2.70)^3$$

$$= 16.02 - 1.68 = 14.34 \text{ m}^4$$

$$\therefore \underline{I_x = 0.177 \text{ m}^4}; \quad \underline{I_y = 14.34 \text{ m}^4}$$

$$\underline{X_{max} = \frac{L_s}{2} = 3.21 \text{ m};} \quad \underline{Y_{max} = \frac{a_s}{2} = 0.45 \text{ m.}}$$

$$\underline{A_T = 2.83 \text{ m}^2}$$

Peso de la corona que gravita sobre las areas de transmisión:

$$CA_s = 0.60 \times 2.83 \times 2.4 \text{ ton/m}^3 = 4.1 \text{ Ton.} \therefore \underline{CA_s = 4.1 \text{ Ton}}$$

#### ANALISIS DE LA SUBCORONA POR ESFUERZOS NORMALES:

Se harán las combinaciones de cargas recomendadas por AASHO 1957 Art. 1. 4. 1

Se considerará CV + I.

Impacto: Con un tramo cargado I<sub>1</sub> = 8.6 Ton. (Del cálculo de los estribos)

$$\text{con dos tramos cargados } I_2 = \frac{50}{1+125} = \frac{50}{3.28 \times 51.04 + 125}$$

$$= 0.171; \times 54.1 = 9.3 \text{ Ton } \therefore I_2 = 9.3 \text{ Ton}$$

combinaciones de cargas.- Sección en la subcorona.

Grupo I = CM+CV,+I, con un tramo cargado.

$$\sum F_z = CM+CV,+CA_s+I,$$

$$= 200.6 + 35.54 + 4.1 + 8.6 = 248.74 \text{ Ton.}$$

$$\sum M_x = (CV, +I,) 0.27 = 0.27 (35.54 + 8.6) = 11.92 \text{ Ton.m.}$$

$$\sum M_y = 0$$

con dos tramos cargados:

$$\sum F_z = CM+CV_2 + I_2 + CA = 200.6 + 54.1 + 9.3 + 4.1 = 268 \text{ Ton}$$

$$\sum M_x = 0; \sum M_y = 0.$$

Los esfuerzos máximos son:

$$a) f = \frac{248.74}{2.83} \pm \frac{11.92}{0.177} \times 0.45 \pm 0 = 88 + 30.3 \left\{ \begin{array}{l} 118.3 \text{ Ton/m}^2 \\ 57.7 \text{ Ton/m}^2 \end{array} \right.$$

$$b) f = \frac{268}{2.83} = 94.7 \text{ Ton/m}^2$$

$$\therefore f_{\max} = 11.83 \text{ Ton/m}^2$$

$$f_{\min} = 5.77 \text{ Ton/m}^2 \text{ Ambas compresiones sobradas}$$

para concreto ciclópico  $f_{\text{perm}} = 30 \text{ Kg/cm}^2$  a la compresión.

Grupo II = CM+CA<sub>s</sub> +V

$$\sum F_z = CM+CA_s = 200.6 + 4.1 = 204.7 \text{ Ton.}$$

$$\sum M_x = VTS = 0$$

$$\sum M_y = VNS = 13.4 \times 1.45 = 19.42 \text{ Ton.m.}$$

Los esfuerzos máximos son:

$$f = \frac{204.7}{2.83} \pm 0 \pm \frac{19.42}{14.34} \times 3.21$$

$$f = 72.3 \pm 4.34 = \begin{cases} 76.64 \text{ Ton/m}^2 \\ 67.96 \text{ Ton/m}^2 \end{cases}$$

$$\therefore f_{\max} = 7.66 \text{ Kg/cm}^2; f_{\min} = 6.80 \text{ Kg/cm}^2 \therefore \text{sobrada}$$

GRUPO III = Grupo I+FR+F+0.3V+VV.

a) con un tramo cargado con CV,

$$\Sigma F_z = CM+CV,+I,+CA_g = 200.6+35.54+8.6+4.1=248.74 \text{ Ton.}$$

$$\Sigma M_x = (CV,+I,) 0.27+0.3VTS+FR+F$$

$$= 11.92+0+0+5.01 \times 0.60=11.92+3.00=14.92 \text{ Ton.m.}$$

$$\Sigma M_y = 0.3VNS+VNV, = 0.3 \times 19.42+3.8 \times 3.81=5.82+14.5=20.32 \text{ Ton.m.}$$

b) Con CV<sub>2</sub>

$$\Sigma F_z = CM+CV_2+I_2+CA_g = 268.10 \text{ Ton.}$$

$$\Sigma M_x = (CV_2+I_2) 0.27+0.3VTS+FR+F$$

$$= (54.1+9.3)0.27+0+0+3.00=20.1 \text{ Ton.m.}$$

$$\Sigma M_y = 0.3VNS+VNV_2 = 5.82+7.6 \times 4.41=5.82+33.5=39.32 \text{ Ton.m.}$$

Esfuerzos máximos:

$$a) f = \frac{248.74}{2.83} \pm \frac{14.92}{0.177} \times 0.45 \pm \frac{20.32}{14.34} \times 3.21$$

$$= 87.8 \pm 37.9 \pm 4.54 = \begin{cases} 130.24 \text{ Ton/m}^2 \\ 45.36 \text{ Ton/m}^2 \end{cases}$$

$$b) f = \frac{268.10}{2.83} \pm \frac{20.1}{0.177} \times 0.45 \pm \frac{39.32}{14.34} \times 3.21$$

$$= 94.7 \pm 51.1 \pm 8.78 = \begin{cases} 154.58 \text{ Ton/m}^2 \\ 34.82 \text{ Ton/m}^2 \end{cases}$$

$$f_{\max} = 15.46 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{\min} = 3.48 \text{ Kg/cm}^2$$

Ambas compresiones sobradas,  
 $f_{\text{perm}} = 30 \times 1.25 = 37.5 \text{ Kg/cm}^2$   
 para concreto ciclópico.

Resumen de esfuerzos en la subcorona:

| GRUPO | $F_{\max}$ Kg/cm <sup>2</sup> | $f_{\min}$ Kg/cm <sup>2</sup> | $f_{\text{perm}}$ Kg/cm <sup>2</sup> |
|-------|-------------------------------|-------------------------------|--------------------------------------|
| I     | 11.83                         | 5.77                          | 30 Concreto ciclópeo                 |
| II    | 7.66                          | 6.80                          | 30xl.25 "                            |
| III   | 15.46                         | 3.48                          | 30xl.25 = 37.5 "                     |

Se observa que la sección de la subcorona en las áreas de transmisión está sobrada debido a que la pila es de concreto ciclópeo; pero ya se dieron razones para -- aceptar este material en el cuerpo de la pila.

CAPITULO VI.- CAJON DE CIMENTACION

Del "Sheet piling, cofferdams and Caissons" - de Donovan H. Lee (concrete publications limited-Londres, 1950) en la pag. 121 hablando de cajones de cimentación - dice:

"La longitud del cajón se determinará por la altura mínima necesaria para apoyar perfectamente y deberá tener el peso requerido para vencer la fricción de hincado esperada".

En la pág. 124 dice: "En los cajones, las paredes se proporcionan para resistir la presión lateral del agua y del suelo sumergido para la profundidad de hincado. También se proporcionan para resistir la compresión de las cargas de la construcción definitiva, para lo cual se tratan como columnas".

Con los criterios anteriores se procederá a -

proyectar el cajón de cimentación.

A) Anteproyecto de dimensiones generales:

En los anteproyectos de los planos 9 y 10 se propusieron 2 cilindros de 3.70 m. de diámetro y 9.50 de altura o bien un cilindro de 5 m. de diámetro y 10 m. de altura para alcanzar la capa resistente; los espesores de las paredes son de 0.80 m. a 1.00 m. Por otro lado la dimensión entre diamantes de la pila proyectada en la base del cuerpo  $L_d = 7.13$  m. Hoja No.94 ).

Las condiciones medias para las dimensiones (como un 1er. tanteo) es para un cajón de tipo abierto, - es decir sin tapas superior e inferior durante el hincado: largo = 7.00 m; ancho = 4m, altura 10.00 m; espesor de las paredes = 0.80 m.

Esto representa un perímetro  $p = 2 \times 7 + 2 \times 4 = 22$  m y una area de fricción  $A = 22 \times 10 = 220 \text{ m}^2$

B) Peso requerido para vencer la resistencia de fricción al hincado.

Donovan H. Lee Pág 126, para la fricción en el cilindro usa la fórmula de Rankine para la presión activa a una profundidad y en combinación de el coeficiente de fricción  $\mu$  del material atravesado en el hincado del cajón. Define la fórmula siguiente:

$$P = \frac{\mu W h^2}{2} \left( \frac{1 - \text{Sen } \varphi}{1 + \text{Sen } \varphi} \right)$$

que da la resistencia unitaria debida a la fricción para una profundidad h. Dando valores altos a  $\mu$  y  $W$  por seguridad (Krynine Pág. 242):

$S_1 \mu = 0.5$  (Especificaciones para pilas de la DNC. pág 25) para arena gruesa,  $W = 1900 \text{ Kg/m}^3$  para arena húmeda (Mecánica de suelos de Krynine pág. 39 ).

Entonces para  $h = 10 \text{ m}$ ,  $\mu = 0.5$ ;  $W = 1900 \text{ Kg/m}^3$ ;  
 $\varphi = 30^\circ$  se tiene:

$$F = \frac{0.5 \times 1900}{2} \times 100 \left( \frac{1-0.5}{1+0.5} \right) = 15,850 \text{ Kg./m.}$$

para el perímetro supuesto:

$$F = 15,850 \times 22 = 348 \text{ Ton.} = \text{Fuerza de fricción.}$$

El peso del cajón:

$$\text{Volumen} = 2(7+2.40)0.80 \times 10 = 150 \text{ m}^3$$

$$\text{Peso} = 150 \times 2.4 \text{ Ton/m}^3 = 361 \text{ Ton.} = W$$

Como el peso  $W$  del cajón es mayor que la fuerza  $F$  de fricción, el cajón seguramente bajará al ejecutar-- el hincado.

Entonces, las dimensiones toscas para el cajón son:

Espesor de las paredes = 0.80 m.

Ancho del cajón = 4.00 m.

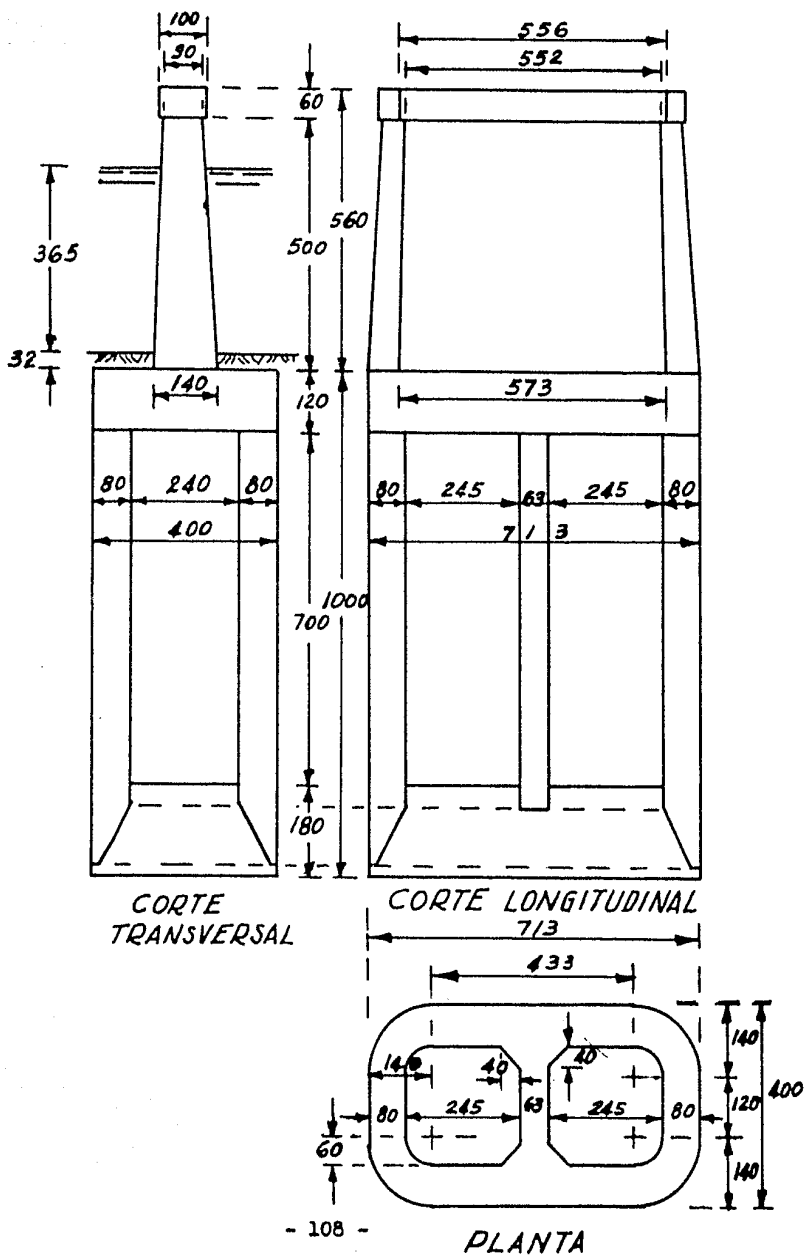
Largo " " = 7.00 m.

Altura " " = 10.00 m.

### C) Verificación del desplante.

En seguida se procede a obtener los esfuerzos máximos en el terreno debidos a la compresión de las cargas de la construcción definitiva. Las dimensiones generales (ya afinadas) así como las secciones para el cajón y la pila ya proyectada se muestran en la figura siguiente:

# CAJON DE CIMENTACION DIMENSIONES GENERALES



Desplante:

$$\begin{aligned}
 \text{Area} &= 4.33 \times 4.00 &= 17.32 \text{ m}^2 \\
 &+ 1.20 \times 1.40 \times 2 &= 3.36 \text{ m}^2 \\
 &+ \frac{\pi}{4} \times 2.80^2 &= 6.17 \text{ m}^2 \\
 \hline
 A &= 26.85 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

Momentos de inercia:

$$\begin{aligned}
 I_{xx} &= \frac{4.33}{12} \times 4^3 &= 23.10 \text{ m}^4 \\
 &+ \frac{2.80}{12} \times 1.20^3 &= 0.403 \text{ m}^4 \\
 &+ 0.00686 \times 2.8^4 &= 0.840 \text{ m}^4 \\
 &+ \frac{\pi}{4} \times 2.8^2 (0.60 + 0.2122 \times 2.8)^2 &= 8.76 \text{ m}^4 \\
 \therefore \bar{I}_x &= 33.103 \text{ m}^4 \\
 \hline
 I_{y-y} &= \frac{1.20}{12} \times 7.13^3 &= 36.30 \\
 &+ \frac{2.80}{12} \times 4.33^3 &= 18.95 \\
 &+ \frac{\pi}{4} \times 2.8^2 (2.165 + 0.2122 \times 2.8)^2 &= 46.80 \\
 &+ 0.840 &= 0.840 \\
 \hline
 \bar{I}_y &= 102.89 \text{ m}^4
 \end{aligned}$$

Semiperaltes:

$$\begin{aligned}
 X_{máx} &= \frac{4.33}{2} = 2.165 \text{ m.} \\
 Y_{máx} &= \frac{4.00}{2} = 2.00 \text{ m.}
 \end{aligned}
 \left. \vphantom{\begin{aligned} X_{máx} \\ Y_{máx} \end{aligned}} \right\} \text{ Para el punto A.}$$

$$\begin{aligned}
 X_{máx} &= \frac{7.13}{2} = 3.565 \text{ m.} \\
 Y_{máx} &= \frac{1.20}{2} = 0.60
 \end{aligned}
 \left. \vphantom{\begin{aligned} X_{máx} \\ Y_{máx} \end{aligned}} \right\} \text{ Para el punto B.}$$

La relación en el  $M_x$  es  $f_B = \frac{0.60}{2.00} f_A = 0.3 f_A$ .

La relación en el  $M_y$  es  $f_B = \frac{3.565}{2.165} f_A = 1.645 f_A$ .

Peso del cuerpo:

$$A_1 = 26.85 - (1.45 \times 2.4 \times 2 + 1.20 \times 0.60 \times 2 + \frac{2.40 + 1.60}{2} \times 0.4 \times 2 + \frac{\pi \times 1.2^2}{4}) = 26.85 - (6.96 + 1.44 + 1.60 + 1.13) = 26.85 - 11.13 =$$
$$\therefore A_1 = 15.72 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Volumenes: } V_1 &= 15.72 \times 7.00 = 110.04 \text{ m}^3 \\ V_2 &= 26.85 \times 1.20 = 32.22 \text{ m}^3 \\ V_3 &= 26.85 \times 1.80 = 48.33 \text{ m}^3 \\ V_T &= 190.6 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\therefore \text{PCO} = 190.6 \times 2.4 \text{ Ton/m}^3 = 458 \text{ Ton} \quad \underline{\text{PCO} = 458. \text{ Ton.}}$$

Peso del agua dentro del cajón:

Una vez hincado el cajón e inspeccionado el tapón inferior, el cajón se llenará con agua.

$$\text{PAC} = 11.13 \times 7 \times 1 \text{ Ton/m}^3 = 77.9 \text{ Ton} \quad \underline{\text{PAC} = 77.9 \text{ Ton}}$$

Peso del agua en NAME:

Volumen sumergido =  $27.5 \text{ m}^3$  (Del cuerpo de la pila, Hoja No.95 )

$$\therefore \text{PA} = (26.85 \times 3.65 - 27.5) \times 1 = 70.5 \text{ Ton} \quad \therefore \underline{\text{PA} = 70.5 \text{ Ton.}}$$

Flotación:

$$\text{a) EN NAME: } S_1 = (26.85 \times 13.97 \times 1.0) - 375 \text{ Ton} \quad \therefore \underline{S_1 = -375. \text{ Ton.}}$$

$$\text{b) EN NAMI: } S_2 = (37.90 - 27.83) \times 26.85 \times 1 = -270.2 \text{ Ton} \quad \therefore$$

$$\underline{S_2 = -270.2 \text{ Ton.}}$$

Peso de la tierra:-

$$\text{Volumen enterrado} = 2.84 \text{ m}^3$$

$$\text{PT} = (26.85 \times 0.32 - 284) \times 1.6 \text{ Ton/m}^3 = 9.2 \text{ Ton} \quad \therefore \underline{\text{PT} = 9.2 \text{ Ton}}$$

SECCION EN EL DESPLANTE DEL CAJON

COMBINACIONES DE CARGAS.

Los esfuerzos en el desplante se obtendrán mediante las combinaciones de cargas recomendadas por AASHO, --- 1957 Art. 1. 4. 1.

GRUPO I: Cargas permanentes = CM+CV+S+ $E_D$

a) Cargas verticales:

$$\sum F_{z1} = CM+CA+CO+PT+PCO+PAC.$$

$$= 200.6+8.74+82.20+9.20+458.+77.9=836.64 \text{ Ton.}$$

$$\sum F_{z2} = \sum F_{z1}+PA_1+S_1 = 836.64+70.5-375.=532.14 \text{ Ton.}$$

$$\sum F_{z3} = \sum F_{z2} + \begin{cases} CV_1 = 35.54 \\ CV_2 = 54.10 \end{cases} = \begin{cases} \sum F_{z3} = 567.68 \text{ Ton.} \\ \sum F'_{z3} = 586.24 \text{ Ton.} \end{cases}$$

$$\sum F_{z4} = \sum F_{z1} + PA_2+S_2 = 836.64 +0= 270.2=566.40 \text{ Ton.}$$

$$\sum F_{z5} = \sum F_{z4} + \begin{cases} CV_1 \\ CV_2 \end{cases} = \begin{cases} \sum F_{z5} = 601.94 \text{ Ton.} \\ \sum F'_{z5} = 620.50 \text{ Ton.} \end{cases}$$

b) Momentos respecto al eje x-x:  $\sum M_{x1} = CV, = 9.6 \text{ Ton. m.}$

c) Momentos respecto al eje y.y:  $\sum M_{y1} = E_D=1.8 \times 12.75=23. \text{Ton.m.}$

Esfuerzos Máximos; para el punto A:

$$A.- \text{ Con agua y CV, : } f = \frac{567.68}{26.85} \pm \frac{9.6}{33.1} \times 2.00 \pm \frac{23}{102.9} \times 2.165$$

$$= 21.1 \pm 0.58 \pm 0.48 = \begin{cases} 22.16 \text{ Ton/m}^2 = 2.22 \text{ Kg/cm}^2 \\ 20.04 \text{ Ton/m}^2 = 2.00 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases}$$

$$A' .- \text{ Con agua y CV}_2: f = \frac{586.24}{26.85} \pm 0 \pm 0.48 = 21.8 \pm 0.48 =$$

$$= \begin{cases} 2.23 \text{ Kg/cm}^2 \\ 2.13 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases}$$

$$B.- \text{ Sin agua y } CV_1 ; f = \frac{601.94}{26.85} \pm 0.58 \pm 0$$

$$= 22.4 \pm 0.58 = \begin{cases} 2.30 \text{ Kg/cm}^2 \\ 2.18 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases}$$

$$B'. - \text{ Sin agua y } CV_2 : f = \frac{620.50}{26.85} \pm 0 = 23.1 \text{ Ton/m}^2 = 2.31 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\therefore f_{\max} = 2.31 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{\min} = 2.00 \text{ Kg/cm}^2.$$

Ambas compresiones sobradas, ya que  $f_{\text{perm}} = 3.00$

$\text{Kg/cm}^2$  .°. Bién.

Esfuerzos máximos para el punto B: son menores -  
que los del punto A.

GRUPO II Cargas permanentes y eventuales =  $CM + E_D + V + S$ .

a) Cargas verticales: con agua y en seco:

$$\text{Del grupo I: } \sum F_{z2} = 532.14 \text{ Ton; } 566.40 \text{ Ton.} = \sum F_{z4}$$

b) Momentos respecto al eje x-x: En NAME y en seco:

$$\begin{aligned} \sum M_x &= -VTS + VTCA + \begin{Bmatrix} VTCO_1 \\ VTCO_2 \end{Bmatrix} = 0 + 0.77 \times 15.3 + \begin{Bmatrix} 1.3 \times 14.49 \\ 6.16 \times 12.66 \end{Bmatrix} \\ &= 0 + 11.80 + \begin{Bmatrix} 18.85 \\ 78.00 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \sum M_{x1} = 30.65 \text{ Ton.m.} \\ \sum M_{x1} = 89.80 \text{ Ton.m.} \end{Bmatrix} \end{aligned}$$

c) Momentos respecto al eje y-y:

$$\begin{aligned} M_{y1} &= E_D + VNS + VNCA + \begin{Bmatrix} VNCO_1 \\ VNCO_2 \end{Bmatrix} = 1.8 \times 12.75 + 13.4 \times 17.05 + \\ &\quad + 0.12 \times 15.30 + \begin{Bmatrix} 0.19 \times 14.49 \\ 1.04 \times 12.66 \end{Bmatrix} \end{aligned}$$

$$M_{y1} = \begin{Bmatrix} 23. \\ 0 \end{Bmatrix} + 228.5 + 1.84 + \begin{Bmatrix} 2.75 \\ 13.17 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \sum M_{y1} = 256.09 \text{ Ton.m.} \\ \sum M_{y1} = 243.51 \text{ Ton.m.} \end{Bmatrix}$$

Esfuerzos máximos para el punto A:

$$A.- \text{ Con agua: } f = \frac{532.14}{26.85} \pm \frac{30.65 \times 2}{33.1} \pm \frac{256.09}{102.9} \times 2.165$$

$$f = 19.82 \pm 1.85 \pm 5.39 = \begin{cases} 27.06 \text{ Ton/m}^2 = 2.71 \text{ Kg/cm}^2 \\ 12.58 \text{ Ton/m}^2 = 1.26 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases}$$

$$B.- \text{ En seco: } f = \frac{566.40}{26.85} \pm \frac{89.80}{33.1} \times 2. \quad \pm \frac{243.51}{102.9} \times 2.165$$

$$f = 21.1 \pm 5.42 \pm 5.12 = \begin{cases} 3.16 \text{ Kg/cm}^2 \\ 1.06 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases}$$

Para el punto B usando la relación de fatigas  
(Hoja No 109)

$$A.- \text{ Con Agua: } f = 19.82 \pm 0.55 \pm 8.87 = \begin{cases} 2.92 \text{ Kg/cm}^2 \\ 1.04 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases}$$

$$B.- \text{ En Seco: } f = 21.1 \pm 1.63 \pm 8.43 = \begin{cases} 3.12 \text{ Kg/cm}^2 \\ 1.10 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases}$$

$$\therefore f_{max} = 3.16 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{min} = 1.04 \text{ Kg/cm}^2$$

Ambas compresiones sobradas ya que  $f_{perm} = 3 \times 1.25 =$   
 $= 3.75 \therefore$  Bien

GRUPO III = Grupo I + FR + F + 0.3 V + VV.

a) Cargas Verticales: Las del Grupo I:

$$\leq F_{z3} = 567.68 \text{ Ton; } \leq F_{z3}^1 = 586.24 \text{ Ton}$$

$$\leq F_{z5} = 601.94 \text{ Ton; } \leq F_{z5}^1 = 620.50 \text{ Ton.}$$

y los esfuerzos por carga vertical se encontraron en el grupo I y son respectivamente:

$$21.1 \text{ Ton/m}^2; 21.8 \text{ Ton/m}^2$$

$$22.4 \text{ Ton/m}^2; 23.1 \text{ Ton/m}^2$$

b) Momentos respecto al eje x-x:

$$\sum Mx_1 = FR + F + 0.3 (VTS + VTCA) + 0.3 \left\{ \begin{matrix} VTCO_1 \\ VTCO_2 \end{matrix} \right\} + \left\{ \begin{matrix} VTV_1 \\ VTV_2 \end{matrix} \right\} + \left\{ \begin{matrix} CV_1 \\ CV_2 \end{matrix} \right\}$$

$$= 0 + 5.01 \times 15.60 + 0.3(0 + 11.80) + 0.3 \left\{ \begin{matrix} 18.85 \\ 78.00 \end{matrix} \right\} + 0 + \dots$$

$$= 78.2 + 3.54 + \left\{ \begin{matrix} 5.66 \\ 23.40 \end{matrix} \right\} = \left\{ \begin{matrix} \sum Mx_1 = 87.40 \text{ Ton.m.} \\ \sum Mx_1 = 105.14 \text{ Ton.m.} \end{matrix} \right.$$

$$\sum Mx_2 = \sum Mx_1 + \left\{ \begin{matrix} CV_1 \\ CV_2 \end{matrix} \right\} = 87.40 + \left\{ \begin{matrix} 9.6 \\ 0 \end{matrix} \right\} = \left\{ \begin{matrix} \sum Mx_2 = 97 \text{ Ton.m.} \\ \sum Mx_2 = 87.4 \text{ Ton.m.} \end{matrix} \right.$$

$$\sum Mx_3 = \sum Mx_1 + \left\{ \begin{matrix} CV_1 \\ CV_2 \end{matrix} \right\} = 105.14 + \left\{ \begin{matrix} 9.6 \\ 0 \end{matrix} \right\} =$$

$$= \left\{ \begin{matrix} \sum Mx_3 = 114.74 \text{ Ton.m} \\ \sum Mx_3 = 105.14 \text{ Ton.m.} \end{matrix} \right.$$

c) Momentos respecto al eje y-y:

$$\sum My_1 = 0.3 (VNS + VNCA) + 0.3 \left\{ \begin{matrix} VNCO_1 \\ VNCO_2 \end{matrix} \right\} + \left\{ \begin{matrix} E_{D1} \\ E_{D2} \end{matrix} \right\} + (VNV)$$

$$\sum My_1 = 0.3 (228.5 + 1.84) + 0.3 \left\{ \begin{matrix} 2.75 \\ 13.17 \end{matrix} \right\} + \left\{ \begin{matrix} 23. \\ 0 \end{matrix} \right\} + \dots$$

$$= 69.1 + \left\{ \begin{matrix} 2.75 \\ 13.17 \end{matrix} \right\} + \left\{ \begin{matrix} 23. \\ 0 \end{matrix} \right\} = \left\{ \begin{matrix} \sum My_1 = 94.85 \text{ Ton.m} \\ \sum My_1 = 82.27 \text{ Ton.m.} \end{matrix} \right.$$

$$\sum My_2 = \sum My_1 + \left\{ \begin{matrix} VNV_1 \\ VNV_2 \end{matrix} \right\} = 94.85 + \left\{ \begin{matrix} 3.8 \times 19.41 \\ 7.6 \times 19.41 \end{matrix} \right\} =$$

$$= 94.85 + \left\{ \begin{matrix} 73.7 \\ 147.4 \end{matrix} \right\} = \left\{ \begin{matrix} \sum My_2 = 168.55 \text{ Ton.m.} \\ \sum My_2 = 242.25 \text{ ton.m.} \end{matrix} \right.$$

$$= 94.85 + \left\{ \begin{array}{l} 73.7 \\ 147.4 \end{array} \right\} = \left\{ \begin{array}{l} \sum M_{y2} = 168.55 \text{ Ton.m.} \\ \sum M_{y2} = 242.25 \text{ Ton.m.} \end{array} \right.$$

$$\begin{aligned} \sum M_{y3} &= \sum M_{y1} + \left\{ \begin{array}{l} VNV_1 \\ VNV_2 \end{array} \right\} = 82.27 + \left\{ \begin{array}{l} 73.7 \\ 147.4 \end{array} \right\} = \\ &= \left\{ \begin{array}{l} \sum M_{y3} = 155.97 \text{ Ton.m.} \\ \sum M_{y3} = 229.67 \text{ Ton.m.} \end{array} \right. \end{aligned}$$

Esfuerzos máximos en el punto A:

$$A.- \text{ Con agua y CV, : } f = 21.1 \pm \frac{97}{33.1} \times 2 \pm \frac{168.55}{102.9} \times 2.165$$

$$f = 21.1 \pm 5.86 \pm 3.54 = \left\{ \begin{array}{l} 30.5 \text{ Ton/m}^2 \\ 11.7 \text{ Ton/m}^2 \end{array} \right.$$

$$= \left\{ \begin{array}{l} 3.05 \text{ Kg/cm}^2 \\ 1.17 \text{ Kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

$$A'. - \text{ Con Agua y CV}_2 : f = 21.8 \pm \frac{87.4}{33.1} \times 2 \pm \frac{242.25}{102.9} \times 2.165$$

$$f = 21.8 \pm 5.28 \pm 5.09 = \left\{ \begin{array}{l} 3.22 \text{ Kg/cm}^2 \\ 1.14 \text{ Kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

$$B.- \text{ Sin agua y CV, : } f = 22.4 \pm \frac{114.74}{33.1} \times 2 \pm \frac{155.97}{102.9} \times 2.165$$

$$f = 22.4 \pm 6.94 \pm 3.28 = \left\{ \begin{array}{l} 3.26 \text{ Kg/cm}^2 \\ 1.22 \text{ Kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

$$B'. \text{ Sin agua y CV}_2 : f = 23.1 \pm \frac{105.14}{33.1} \times 2 \pm \frac{229.67}{102.9} \times 2.165$$

$$f = 23.1 \pm 6.35 \pm 4.82 = \left\{ \begin{array}{l} 3.43 \text{ Kg/cm}^2 \\ 1.19 \text{ Kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

Para el punto B se tiene usando la relación de las fatigas:

$$A.- \text{ Con agua y CV, : } f = 21.1 \pm 1.76 \pm 5.82 = \begin{cases} 2.87 \text{ Kg/cm}^2 \\ 1.35 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases}$$

$$A'.- \text{ Con agua y CV}_2: f = 21.8 \pm 1.58 \pm 8.37 = \begin{cases} 3.17 \text{ Kg/cm}^2 \\ 1.18 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases}$$

$$B.- \text{ Sin agua y CV, : } f = 22.4 \pm 2.08 \pm 5.40 = \begin{cases} 2.99 \text{ Kg/cm}^2 \\ 1.49 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases}$$

$$B'.- \text{ Sin agua y CV}_2: f = 23.1 \pm 1.91 \pm 7.94 = \begin{cases} 3.30 \text{ Kg/cm}^2 \\ 1.33 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases}$$

$$\therefore f_{\max} = 3.43 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{\min} = 1.14 \text{ Kg/cm}^2$$

Ambas compresiones aceptables y menores que la  $f$  permisible  $f_{\text{perm}} = 3 \times 1.25 = 3.75 \text{ Kg/cm}^2$ .

RESUMEN DE ESFUERZOS EN EL DESPLANTE DEL CAJON.-

| Grupo | $f_{\max}$             | $f_{\min}$             | $f_{\text{perm.}}$                     |
|-------|------------------------|------------------------|----------------------------------------|
| I     | $2.31 \text{ Kg/cm}^2$ | $2.00 \text{ Kg/cm}^2$ | $3.00 \text{ Kg/cm}^2$                 |
| II    | $3.16 \text{ Kg/cm}^2$ | $1.04 \text{ Kg/cm}^2$ | $3 \times 1.25 = 3.75 \text{ Kg/cm}^2$ |
| III   | $3.43 \text{ Kg/cm}^2$ | $1.14 \text{ Kg/cm}^2$ | $3 \times 1.25 = 3.75 \text{ "}$       |

Puesto que los esfuerzos máximos son bastante cercanos a los permisibles, se aceptan las dimensiones propuestas para el cajón en la hoja No.108 .

D.- COEFICIENTE DE ESTABILIDAD POR FLOTACION DURANTE LA CONSTRUCCION.-

$$\text{Volumen} = V_1 + V_3 = 110 + 48.4 = 158.4 \text{ m}^3$$

$$\text{Peso del cajón: } W = 158.4 \times 2.4 \text{ Ton/m}^3 = 380 \text{ Ton.}$$

Fuerza de flotación  $F = 26.85 \times 8.8 \times 1 = 236$  Ton.

$$\therefore C = \frac{W}{F} = \frac{380}{236} = 1.61 \therefore \text{Bien.}$$

### E.- PAREDES DEL CAJON.

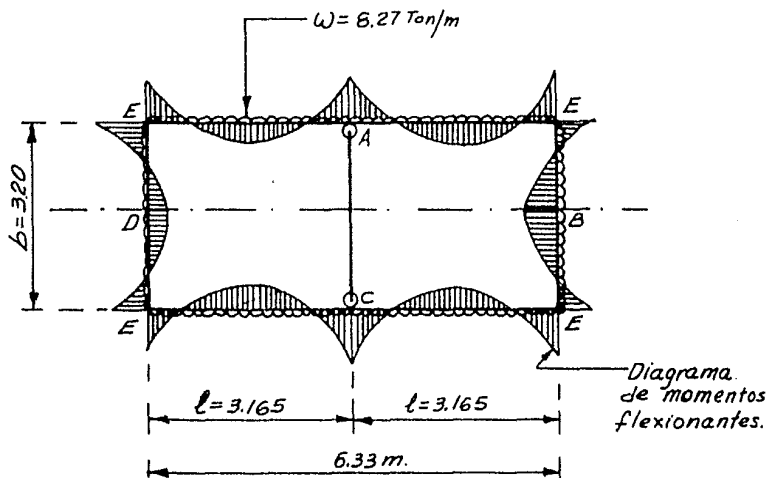
Las paredes del cajón se proporcionarán para resistir la presión hidrostática, cuya intensidad se valda en seguida:

NAMIN Elev. = 37.90 m.

Desplante Elev. = 27.83 m.

$$H_T = 8.27 \text{ m.} \therefore W = 8.27 \text{ Ton/m}^2.$$

Esta carga produce los momentos flexionantes que se obtendrán aplicando las fórmulas dadas en el tratado de "Estructuras Portificadas Hiperestáticas" de Kleinlegel - (Tomo I. pag. 437) para un marco rectangular con un tirante rígido.



$$M_A = M_C = -\frac{Wl^2}{12} \times \frac{1+(3-B^2)K}{1+2K}$$

$$M_E = -\frac{Wl^2}{12} \times \frac{1+2B^2 K}{1+2K}$$

$$M_B = M_D = \frac{Wb^2}{8} + M_E$$

$$K = \frac{b}{l} ; B = \frac{b}{l}$$

Sustituyendo:

$$K = B = \frac{3.20}{3.165} = 1.01 ; B^2 = 1.02$$

$$1+2K = 1+2.02 = 3.02$$

$$1+(3-B^2)K = 1+(3-1.02) 1.01 = 1+2=3.$$

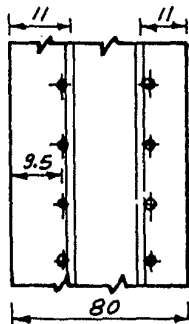
$$1+2B^2 K = 1+2 \times 1.02 \times 1.01 = 3.06$$

$$M_A = M_C = -\frac{8.27 \times 3.165^2}{12} \times \frac{3}{3.02} = -6.86 \text{ Ton. m.}$$

$$M_E = -\frac{8.27 \times 3.165^2}{12} \times \frac{3.06}{3.02} = -7.0 \text{ Ton.m.}$$

$$M_B = M_D = +\frac{8.27 \times 3.2^2}{12} - 7.0 = +3.59 \text{ Ton.m.}$$

De acuerdo con los resultados anteriores se puede ver que  $M_A : M_C : M_E$ .



Se pondrán anillos corridos dados por

$$A_s = \frac{700,000}{1265 \times 8.856 \times 70.75} = 9.14 \text{ cm}^2$$

$$V_{ars} \text{ } \# \text{ } 5/8" \text{ @ } 21.5 \text{ cm.}$$

(j=0.856 aprox. y dentro de la seguridad).

Fácilmente se podría ir reduciendo este refuerzo de acuerdo con la presión hidrostática, pero la práctica ha demostrado que durante el hincado se presentan estados de carga no previstos, por lo que el cajón se deja con las paredes de 80 cm. de espesor y el refuerzo antes calculado -- en toda la altura.

Refuerzo vertical en las paredes: por temperatura:

$$A_{st} = .0025 bh = .0025 \times 100 \times 80 = 20 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

$$\therefore V_{ars} \text{ } \# \text{ } 3/4" \text{ @ } 14.25 \text{ cm.}$$

Se pondrán en dos capas:  $\therefore V_{ars} \text{ } \# \text{ } 3/4"$  en dos capas @ 28.5 cm. o menos.

Refuerzo vertical en el muro intermedio:

$$A_{st} = .0025 \times 63 \times 20 = 15.75 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

$$\therefore V_{ars} \text{ } 3/4" \text{ } \# \text{ en dos capas @ } 36 \text{ cm o menos.}$$

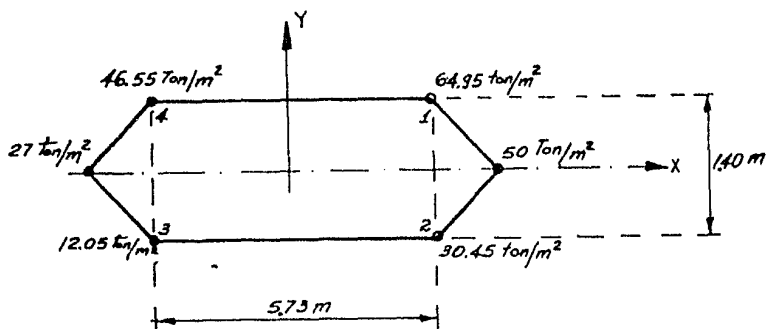
P.- TAPON SUPERIOR DEL CAJON.

Para éste cálculo se considerará la combinación de cargas permanentes y eventuales correspondiente al grupo III b' (hoja No.100) de la sección en la base del cuerpo de la pila que está descansando sobre el tapón que en seguida se proyecta. Esta combinación comprende la situación de carga viva en dos tramos y río en seco.

Los esfuerzos correspondientes a la base de la pi

la y para esta combinación de cargas en cada vertice son:

$$f = 38.5 \pm 17.25 \pm 9.20 \quad (\text{Hoja No. 100})$$



Carga actuante sobre la zapata:

a) Determinada en función de los esfuerzos máxi -  
mos:

Para los puntos 1 y 2 los esfuerzos son máximos,  
por lo cual la carga media es:  $W = \frac{64.95 + 30.45}{2} = 47.7 \text{ Ton/m}^2$ .

Para una faja de 1 m;  $W = 47.7 \text{ ton/m}$ .

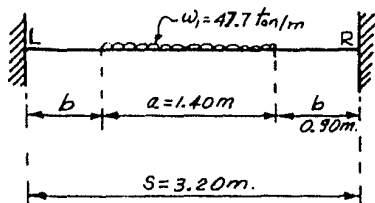
b) Determinada en función de la carga vertical -  
que actúa en el grupo III b':  $\sum F_z = 346.7 \text{ Ton}$ . (Hoja No. 100)

Aceptando un area de repartición de  $5.73 \times 1.40 =$   
 $8 \text{ m}^2 \therefore W = \frac{346.7}{8} = 43.3 \text{ Ton/m}^2$

para una faja de 1 metro  $W = 43.3 \text{ Ton/m}$ .

Rige la intensidad determinada en (a)  $W = 47.7 \text{ Ton/m}$ .

### 1.- Análisis transversal:



Considerando empotrado el tapón en las paredes - del cajón ya que se proporcionarán varillas de anclaje, los momentos valen:

$$M_L = - \frac{w_1 a s}{24} (3 - \alpha^2); \alpha = \frac{a}{s} = \frac{1.40}{3.20} = 0.437; \alpha^2 = 0.191$$

$$M_{1L} = M_{1R} = - \frac{47.7 \times 1.4 \times 3.20 (3 - 0.191)}{24} = - 25.9 \text{ Ton.m lm.}$$

$$\text{Por peso propio: } W_2 = 1.20 \times 1.00 \times 2.4 = 2.88 \text{ Ton/m.}$$

$$M_{2L} = M_{2R} = - \frac{W_2 s^2}{12} = - \frac{2.88 \times 3.20^2}{12} = - 2.46 \text{ Ton.m/m.}$$

Momento total:

$$M_L = M_R = - (25.9 + 2.46) = - 28.36 \text{ Ton. m.}$$

$$A_s = \frac{2836.000}{1265 \times 0.9 \times 110} \quad \uparrow \text{ LJ aprox.}$$

$$\text{Separación para } \phi \text{ 7/8": } s = \frac{3.87 \times 100}{22.6} = 17 \text{ cm.}$$

∴  $\phi \text{ 7/8" @ 17 cm o menos.}$

En la parrilla inferior se pondrá el mismo refuerzo.

## 2.- Análisis longitudinal:

Se reforzará por temperatura y en cada cara se -- pondrán

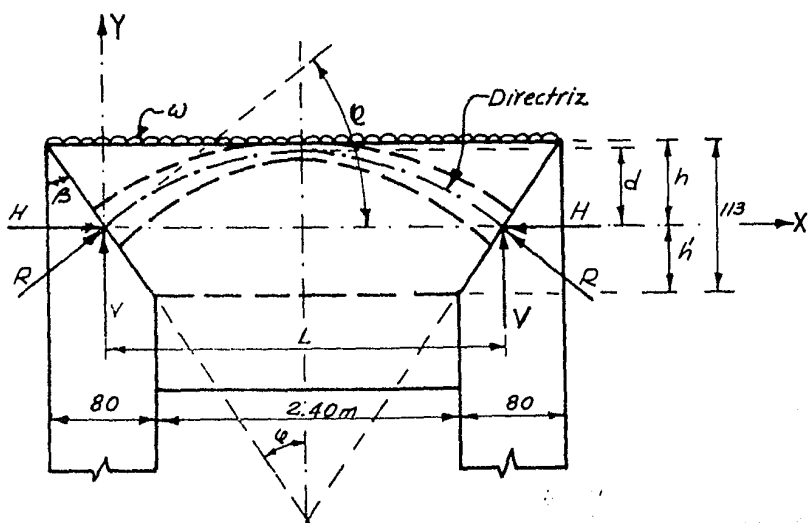
$$A_{st} = 0.0015 \times 100 \times 110 = 16.5 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

∴  $V_{ars} \phi \text{ 3/4" @ 17 cm o menos en cada lecho.}$

## G.- VERIFICACION DEL TAPON INFERIOR.

El tapón inferior será de concreto simple de  $f'_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$  colado en agua. Se puede hacer la consideración que en el interior del tapón se aloje estructuralmen-

te un arco, por lo que se procederá a determinar un arco -  
tan solo con la ayuda de la inclinación del forro interior  
de la cuchilla de ataque. Si este arco queda alojado en  
el tapón inferior de tal manera que sus secciones extremas  
(empotres) se apoyen en el forro interior de la cuchilla,-  
se acepta su forma, quedando tan solo verificar los esfuer-  
zos en la clave.



De acuerdo con la inclinación del bisel en la -  
cuchilla se tiene:

$$\tan B = \tan \theta = \frac{80}{113} = 0.708$$

La ecuación de la directriz del arco, tomando -  
como origen de coordenadas el arranque izquierdo (Véase -  
Hormigón Armado de F. Moral. Pag 335)

$$y = \frac{4d}{L^2} (Lx - x^2) \dots\dots (1)$$

La pendiente en cualquier punto de la directriz esta dada por la derivada:

$$\frac{dy}{dx} = \frac{4d}{L^2} (L-2x) \dots\dots (2)$$

La pendiente en el arranque es para  $x=0$

$$\frac{dy}{dx} = \frac{4d}{L} = 0.708$$

$$\therefore d = 0.708 \frac{L}{4} = 0.177 L \dots\dots (2)$$

$$d = 0.177 L$$

Por otra parte  $h' = \frac{\frac{1}{2} (L-2.40)}{\tan \varphi} \therefore h' = 0.706L - 1.695$

pero  $h+h' = 1.13 \text{ m}$

$$\therefore h = 1.13 + 1.695 - 0.706 L$$

$$\therefore h = 2.825 - 0.706 L \dots\dots (3)$$

Dando valores a L se obtendrá una solución para  $h = d$

| L    | $d = 0.177 L$ | $0.706 L$ | $h = (2.825 - 0.706 L)$ |
|------|---------------|-----------|-------------------------|
| 3.00 | 0.53          | 2.12      | 0.705                   |
| 3.20 | 0.57          | 2.26      | 0.565                   |
| 3.40 | 0.60          | 2.40      | 0.425                   |
| 3.60 | 0.64          | 2.54      | 0.280                   |

De la hipótesis (1), F. del Moral dice "Esta hipótesis se aproximará tanto mas a la realidad, a medida que el arco sea más rebajado y simétricamente cargado".

Dando valores a L aproximados a 3.20 y escogiendo un valor del espesor de la clave para obtener un arco-

esbelto se tiene:

| L    | d=0.177 L | 0.706 L | $h=2.825-0.706 L$ | $e=2(h-d)$ |
|------|-----------|---------|-------------------|------------|
| 3.05 | 0.54      | 2.15    | 0.675             | 0.27 m.    |
| 3.10 | 0.55      | 2.19    | 0.635             | 0.17       |
| 3.15 | 0.56      | 2.22    | 0.605             | 0.09       |
| 3.20 | 0.57      | 2.26    | 0.565             | 0          |

.. Valor medio:  $e_c = 0.17$ ;  $h = 0.635$ ;  $L = 3.10$  m.

.. Un espesor en un punto cualquiera vale  $e_c = e \cos \phi$ ,  
siendo:

$e_c$  = espesor del arco en la clave.

$e$  = espesor del arco en un punto cualquiera.

$\phi$  = Angulo que forman las dos secciones.

pero  $\tan \phi = 0.708$  ..  $\phi = 35^\circ 18'$

$$\cos \phi = 0.816$$

.. espesor de los arranques  $e_a = \frac{e_c}{\cos \phi} = \frac{17}{0.816} = 20.9$  cm.

la. Conclusión: El arco queda alojado en el tapón inferior.

Si se acepta desfavorablemente que la fatiga en -  
el desplante del cajón es de  $3.43 \pm 3.5 \text{ Kg/cm}^2$  (Hoja No. 116)  
en todo el ancho (en caso de no tener resultados aceptables,  
se hará la verificación exacta ) se tiene:

Empuje horizontal en la clave:

$$H = \frac{W L^2}{8 d} = \frac{35 \times 3.10^2}{8 \times 0.55} = 76.5 \text{ Ton.}$$

El esfuerzo máximo de compresión en la clave es

$$f = \frac{H}{A} = \frac{76.5}{0.17 \times 1.} = 450 \text{ Ton/m}^2 = 45. \text{ Kg/cm}^2$$

La fuerza vertical en los arranques es:

$$V = \frac{WL}{2} = \frac{35 \times 3.10}{2} = 54.2 \text{ Ton; }^2 = 2,940$$

$$H = 76.5 \text{ Ton; }^2 = 5,830$$

$$R = \sqrt{H^2 + V^2} : \quad \frac{8,770;}{^{\frac{1}{2}}} = 93.6 \text{ Ton}$$

$$\therefore R = 93.6 \text{ Ton.}$$

El esfuerzo máximo de compresión en los arranques es:

$$f = \frac{R}{A} = \frac{93.6}{0.209 \times 1} = 446 \text{ Ton/m}^2 = 44.6 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{\text{perm}} = 0.25 f'_c = 0.25 \times 200 = 50 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{\text{máx}} < f_{\text{perm}} \quad \therefore \text{ Bien}$$

2a. Conclusión: Las fatigas en la clave y en el arranque no obstante la suposición hecha, es admisible.

#### H.- VERIFICACION DEL BORDE DE ATAQUE.

Peso propio del cajón sin tapones superior e inferior:

$$A = 15.70 \text{ m}^2 \text{ (Véase hoja No. 110)}$$

$$L = 7.00 + \frac{1.20}{2} + \frac{1.80}{2} = 8.50 \text{ m.}$$

$$V = 15.70 \times 8.50 = 133.5 \text{ m}^3$$

$$W = 133.5 \times 2.4 \text{ Ton/m}^3 = 320 \text{ Ton.}$$

Perímetro en el que se reparte la carga W:

$$p = 4.33 \times 2 = 8.66 \text{ m.}$$

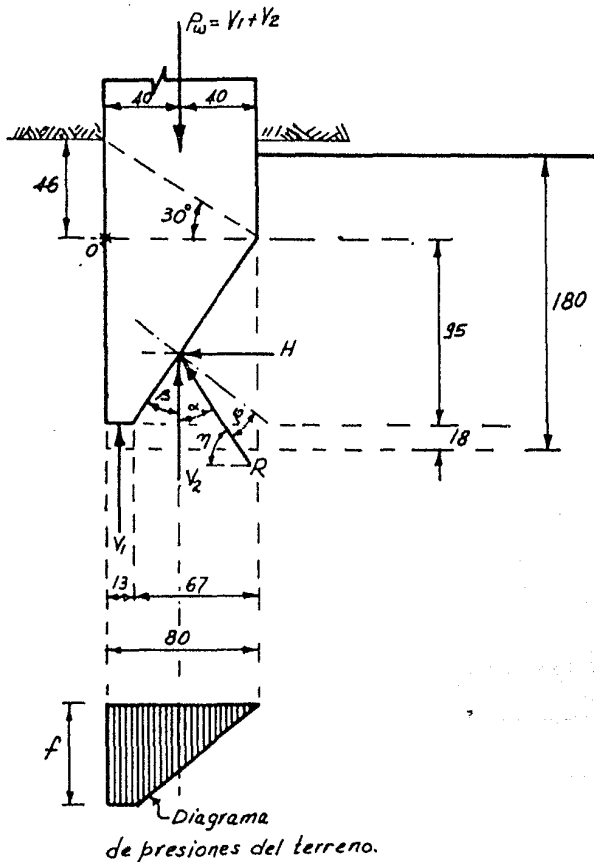
$$+ 1.20 \times 2 = 2.40 \text{ m.}$$

$$+ 1.1 \times 2 = 6.28 \text{ m.}$$

$$\therefore p = 17.34 \text{ m.}$$

$$\therefore P_w = \frac{W}{p} = \frac{320}{17.34} = 18.45 \text{ Ton/m.}$$

En la figura se muestran las fuerzas que actúan sobre el borde de ataque del cajón. (Véase Tomo III del Manual del Ingeniero de Hütte Pág. 152).



El peso neto  $P_w$  del cajón determina en el borde una presión, que se descompone en un sumando  $V_1$ , uniformemente repartido y otro  $V_2$  repartido según un diagrama triangular; la reacción  $V_2$  compuesta con el rozamiento (ángulo  $\phi$ ) da una resultante  $R$  que tiene como componentes:  $V_2$  (que

hace trabajar el material por compresión) y un empuje horizontal  $H$  que produce flexión (el rozamiento ocasiona solo-desgaste).

$$\text{Si } \sum F_v = 0 \therefore P_w = V_1 + V_2 \therefore V_1 = P_w - V_2$$

$$\text{Si } \sum M_o = 0 \therefore 0.4 P_w = 0.065 V_1 + 0.35 V_2$$

$$0.4 P_w = 0.065 (P_w - V_2) + 0.35 V_2$$

$$0.4 P_w = 0.065 P_w - 0.065 V_2 + 0.35 V_2$$

$$0.335 P_w = 0.285 V_2$$

$$\therefore V_2 = \frac{0.335}{0.285} P_w = \frac{0.335 \times 18.45}{0.285} = 21.7 \text{ Ton.}$$

$$\therefore V_2 = 21.7 \text{ Ton.}$$

$$\tan B = \frac{67}{95} = 0.705 \therefore B = 35^\circ 11'$$

$$\phi = 33^\circ 43'$$

$$\eta = 35^\circ 11' + 33^\circ 43' = 68^\circ 54'$$

$$\tan \eta = 2.592$$

$$H = \frac{V_2}{\tan \eta} = \frac{21.7}{2.592} = 8.38 \text{ Ton.}$$

$$d = 46 + \frac{2}{3} \times 95 = 1.09 \text{ m.}$$

$$M = 8.38 \times 1.09 = 9.13 \text{ Ton.m.}$$

$$\Delta_B = \frac{9.13}{1265 \times 0.86 \times 69} = 12.18 \text{ cm}^2$$

↑ J apróx.

Serian Vars.  $3/4"$   $\phi$  @ 23.4 cm pero por ser una condición de carga por construcción conservadoramente se tiene:

Vars  $3/4"$   $\phi$  @  $23.4 \times 1.25 = 29$  cm.

NOTA: Es indudable que la cuchilla misma ayuda al refuerzo vertical de la cara interior.

### C O N C L U S I O N

En vista de que los esfuerzos obtenidos en el cáculo, tanto para las secciones estudiadas en la pila, como en las partes esenciales del cajón de cimentación (Tapón superior, inferior, paredes y borde de ataque) y las producidas en el terreno en que éste se apoya, son menores en todos los casos que los permisibles (Veanse hojas Nos. 100, 105, 116, 117, 119 y 125), se concluye que las dimensiones supuestas en la hoja No. 108 son aceptables.

Los cuatro planos que en seguida se incluyen corresponden a los proyectos detallados y materiales de construcción para cada uno de los elementos de la subestructura e infraestructura para el apoyo No. 2 del Puente "Princi pal" y son los expresados a continuación:

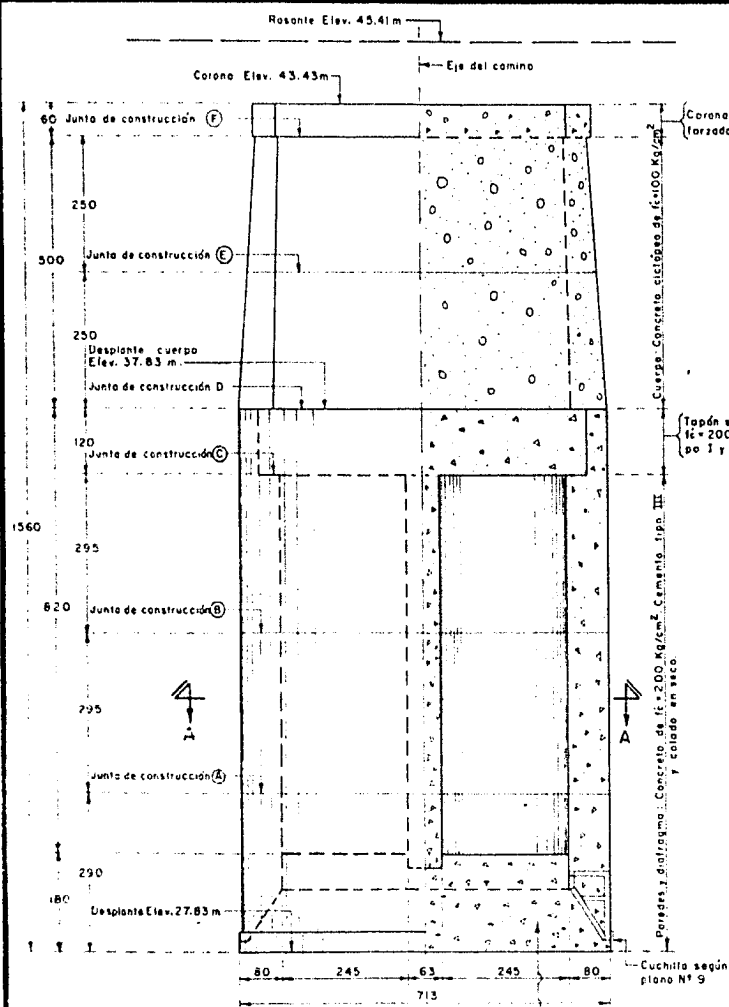
Plano No. 6 de Dimensiones generales para la pila  
y Cajón de cimentación.

Plano No. 7: Cuerpo de la pila.

Plano No. 8: Cajón de cimentación.

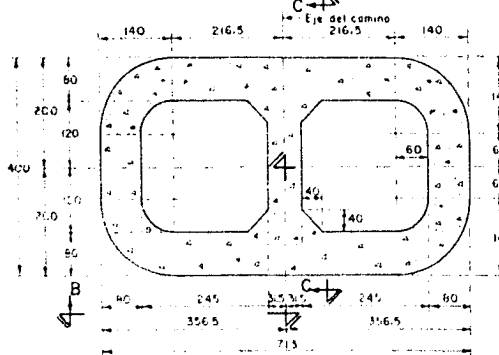
Plano No. 9: Cuchilla del borde de ataque.

Los procedimientos de construcción recomendados para elaborar éste apoyo central del puente, aparecen en el Plano No. 6 ya mencionado.

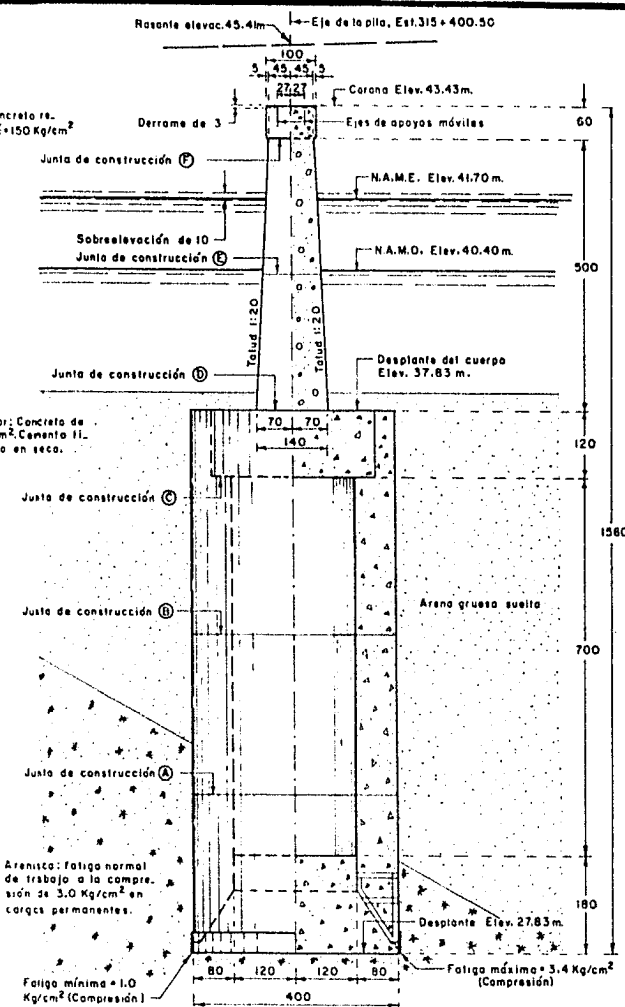


**CORTE POR B-B**

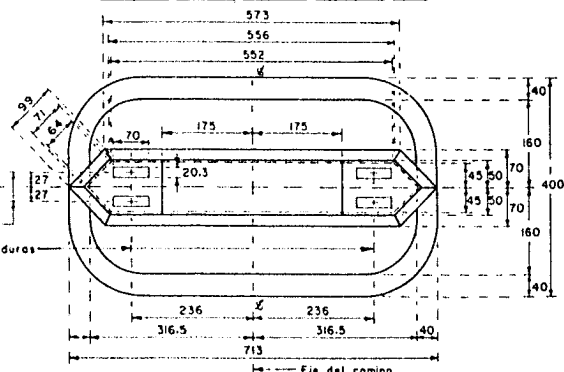
Tapón inferior de concreto de  $f'c=200 \text{ Kg/cm}^2$   
Cemento tipo III y colado en agua



**CORTE A-A**



**MEDIA VISTA MEDIO CORTE C-C**



**PLANTA**

|    |                                                |
|----|------------------------------------------------|
| MA | Acero estructural - Cuchillo                   |
|    | Acero de refuerzo - Cajón                      |
|    | Acero de refuerzo - Corona                     |
|    | Concreto de $f'c=200 \text{ Kg/cm}^2$          |
|    | inferior - Plano N° 8                          |
|    | Concreto de $f'c=200 \text{ Kg/cm}^2$          |
|    | Plano N° 8                                     |
|    | Concreto de $f'c=200 \text{ Kg/cm}^2$          |
|    | superior - Plano N° 8                          |
|    | Concreto de $f'c=150 \text{ Kg/cm}^2$          |
|    | Concreto ciclópeo de $f'c=100 \text{ Kg/cm}^2$ |
|    | Hincado del cajón                              |

**NOTAS:**

- GENERALIDADES**  
Dimensiones: En centímetros, excepto en las que se indique otra unidad.  
Elevaciones: En metros, referidos al B.M. Auxiliar 4, grapas en orbal Madera a 59.00 m. n.d.a. de la Est. 315+415.50 con elevación 41.50.  
Especificaciones: Las Especificaciones Generales de Construcción de la SCOP. En particular la que corresponde a los siguientes capítulos:  
XXIII Concreto hidráulico.  
XXIV Acero de refuerzo.  
XXV Colones de cimentación y estructuras de acero.  
XXVI Soldadura.  
XXIX Recubrimiento de superficies pintado.

**Planos complementarios:**  
En este se muestran los detalles de la pila y cajón de cimentación. En cada elemento se indican los detalles de cada elemento se indican los siguientes planos complementarios:  
Pila N° 2: Cuerpo, Plano N° 7.  
Pila N° 2: Cajón, Plano N° 8.  
Pila N° 2: Cuchillo del cajón, Plano N° 9.

**APLICACION DEL PROYECTO:**  
El desplante del cajón se hará a la elevación indicada en la pila de arribo, en la forma admitida, a la elevación del cajón se hará a la elevación de 3.0 Kg/cm² en vacuaciones, a juicio del Ing. Responsable en el material del desplante, que dependa de la capacidad de carga asignada, se informará al Ing. Proyecto que dicte las medidas necesarias para el proyecto.

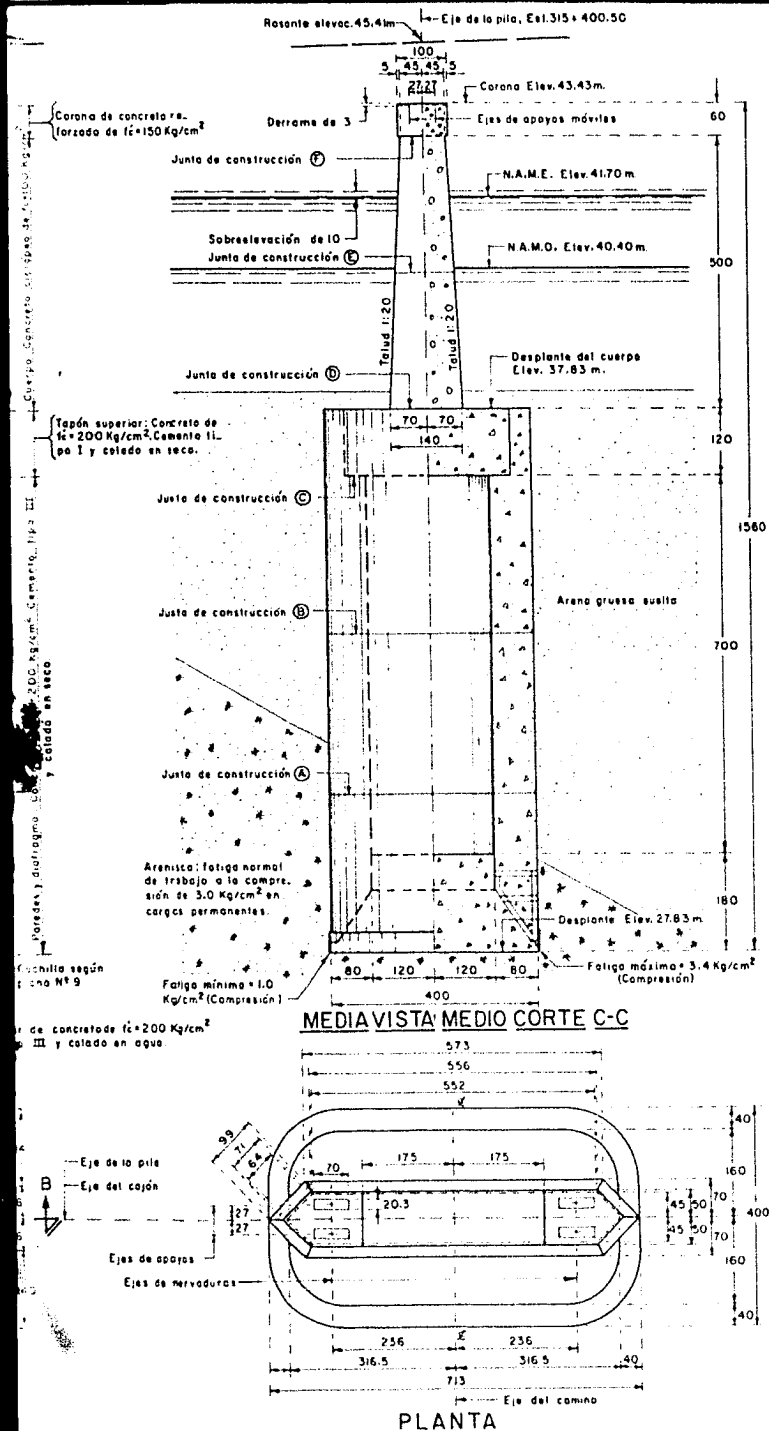
En caso de que el desplante del cajón arribo de la elevación indicada en la pila 2 metros abajo de la misma, se hará el proyecto como sigue: Se aumentará la longitud del cajón, haciendo las modificaciones en las varillas y en el número de las varillas horizontales, conservando sin modificar la elevación superior del cajón, el número de varillas en la elevación superior, respecto a esa elevación, de las varillas horizontales. Véase plano N° 8.

No se permitirá que la superficie superior del cajón quede a una elevación superior a la del cajón, por lo que la resistencia por fricción no impedirá llevar la arista inferior del cajón a la profundidad indicada en el proyecto o determinada por el Ing. Responsable prolongando la excavación abajo de la arista inferior del cajón en forma que se mantenga la sección completa del cajón, la profundidad de desplante fijada. El desplante entre la arista inferior del cajón y el desplante se rellenará con  $f'c=200 \text{ Kg/cm}^2$ .

El tapón se construirá como se indica en el proyecto.

En este plano se indican las juntas de construcción entre los etapas principales.

|                                                                              |                          |
|------------------------------------------------------------------------------|--------------------------|
| <b>MATERIALES:</b>                                                           |                          |
| Dibujos ser aceptados por el laboratorio de las siguientes especificaciones: |                          |
| Cemento                                                                      | S.C.O.P. 100-4           |
| Agregados                                                                    | 100-6                    |
| Acero de refuerzo                                                            | 101-9 con grado estirado |
| Acero estructural                                                            | 101-7                    |
| Acero de pernos y tuercas                                                    | 101-19                   |
| Electrodos                                                                   | 101-23                   |
| Pintura de cuchillo                                                          | 104-26                   |



## MATERIALES

|                                                                                                |           |
|------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------|
| Acero estructural - Cuchilla - Plano N° 9                                                      | 6,390 Kg. |
| Acero de refuerzo - Cajón y Tapón superior, Plano N° 8                                         | 8,065 Kg. |
| Acero de refuerzo - Corona - Plano N° 7                                                        | 164 Kg.   |
| Concreto de f'c = 200 Kg/cm² - Cemento tipo III y colado en agua - Tapón inferior - Plano N° 8 | 31.1 m³   |
| Concreto de f'c = 200 Kg/cm² - Cemento tipo III y colado en seco - Cajón Plano N° 8            | 136 m³    |
| Concreto de f'c = 200 Kg/cm² - Cemento tipo I y colado en seco - Tapón superior, Plano N° 8    | 23.3 m³   |
| Concreto de f'c = 150 Kg/cm² - Corona - Plano N° 7                                             | 3.7 m³    |
| Concreto ciclópeo de f'c = 100 Kg/cm² - Cuerpo - Plano N° 7                                    | 35.8 m³   |
| Hincado del cajón                                                                              | 10. m     |

## NOTAS

### GENERALIDADES

#### DIMENSIONES

En centímetros, excepto en los que se indica otra unidad.

#### ESPECIFICACIONES

En metros, referidos al B.M. Auxiliar sobre grapas en árbol Modera a 59.00 m, a la izquierda de la Est. 315+413.90 con elevación 40.383 m.

#### ESPECIFICACIONES

Las Especificaciones Generales de Construcción de la S.C.O.P. En particular lo que corresponde de los siguientes capítulos:

- XXXIII Concreto hidráulico.
- XXXIV Acero de refuerzo.
- XXXV Cajones de cimentación y su hincado.
- XXXVI Estructuras de acero.
- XXXVII Soldadura.
- XXXIX Recubrimiento de superficies por pintura.

#### Planos complementarios:

En este se muestran las dimensiones generales de la pila y cajón de cimentación. Los detalles de cada elemento se indican en los siguientes planos complementarios:

- Pila N° 2 Cuerpo, Plano N° 7
- Pila N° 2 Cajón, Plano N° 8
- Pila N° 2 Cuchilla del cajón, Plano N° 9

#### Lista de materiales:

Comprando los valores técnicos necesarios, de acuerdo con la anotación del desplante anotada.

#### APLICACIÓN DEL PROYECTO:

El desplante del cajón se hará a la elevación indicada en la copa de oronite, la cual se asuma equidistante a la elevación del desplante, una carga de trabajo de 3.0 Kg/cm². Si las excavaciones existen, a juicio del Ing. Residente, condiciones en el material del desplante que hagan dudar de la capacidad de carga que le fue asignada, se informará al Ing. Projectista para que dicte las medidas necesarias relacionadas con el proyecto.

En caso de que el desplante del cajón se haga arriba de la elevación indicada aquí, o, haga 2 metros abajo de la misma, se adaptará el proyecto como sigue: Se aumentará o disminuirá la longitud del cajón, haciendo las modificaciones consecuentes en las varillas verticales y en el número de las varillas horizontales. Se conservará sin modificar la elevación del extremo superior del cajón, el número y posición respecto a ese extremo, de las varillas del tapón superior. Véase plano N° 8.

No se permite que la superficie de desplante del tapón quede a una elevación más alta que la arista inferior de la cuchilla. En el caso en que la resistencia por fricción del terreno impida llevar la arista inferior de la cuchilla a la profundidad indicada en el proyecto o determinada por el Ing. Residente, se prolongará la excavación abajo de la arista inferior de la cuchilla, en forma que pueda elevarse la vación completa del tapón hasta la profundidad de desplante fijada. El espacio comprendido entre la arista inferior de la cuchilla y el desplante, se rellenará con concreto de f'c = 200 Kg/cm².

El tapón se construirá como se indica en el proyecto.

En este plano se indican las juntas de construcción entre las etapas principales del colado.

Deberán ser aceptados por el laboratorio y cumplirán las siguientes especificaciones:

- Cemento S.C.O.P. 100-2, tipos I & III
- Agregados 101-9 corrugado de grado estructural
- Acero estructural 101-7
- Acero de pernos 101-19
- Estructuras 101-29
- Pintura de cuchilla 104-26

### CONCRETOS

Deberán satisfacer todo lo que corresponde del capítulo XXIII de las Especificaciones.

Se emplearán los concretos siguientes:

Corona: Con f'c = 150 Kg/cm², con cemento tipo I y colado en seco.  
Revenimiento de 4 a 6 cm. Tamaño máximo del agregado grueso 4 cm.  
Cuerpo: Concreto ciclópeo con f'c = 100 Kg/cm².  
Tapón Superior: Con f'c = 200 Kg/cm², con cemento tipo I y colado en seco.

Revenimiento de 4 a 6 cm. Tamaño máximo del agregado grueso 4 cm.  
Cajón: Con f'c = 200 Kg/cm², con cemento tipo III y colado en seco.  
Revenimiento de 4 a 6 cm. Tamaño máximo del agregado grueso 4 cm. en la primera etapa de colado y 7 cm. en las siguientes.

Tapón inferior: Con f'c = 200 Kg/cm², con cemento tipo III y colado en agua. Tamaño máximo del agregado grueso 4 cm.

Revenimiento de acuerdo con el procedimiento que se emplee en su colocación.

Los concretos que se cuelen en seco serán vibrados al colocarlos.

### Acero de refuerzo:

Deberán satisfacer todo lo que corresponde al capítulo XXIV de las Especificaciones.

### OPERACIONES DE CONSTRUCCIÓN

#### Ubicación de la cuchilla

Deberá satisfacer todo lo que corresponde de los capítulos XXXV, XXXVI y XXXIX de las Especificaciones.

#### Construcción e hincado del cajón:

Deberá satisfacer todo lo que corresponde del capítulo XXXIV de las Especificaciones.

El primer tramo del cajón, hasta la junta de construcción (A) se colará en una sola operación.

El uso de chiflones para el hincado quedará a juicio del Ing. Residente.

Terminado el hincado del cajón las máximas desviaciones admisibles serán:

D. 20 cm. en la desviación en planta del centro de su base superior, con respecto a la posición que corresponde a este punto en el proyecto y de 0.01 de la longitud total en la verticalidad del eje del cajón.

Una vez inspeccionado el cajón se llenará con agua al interior del mismo.

#### Construcción del cuerpo y de la corona:

Deberá construirse de manera que su posición y sus dimensiones sean precisamente las que fija el proyecto, haciendo que el efecto de la junta de construcción (D) horizontal, cuando el cajón haya quedado con el desplante admisible.

#### Requisitos:

Podrán hacerse a los 24 horas de haberse terminado los colados.

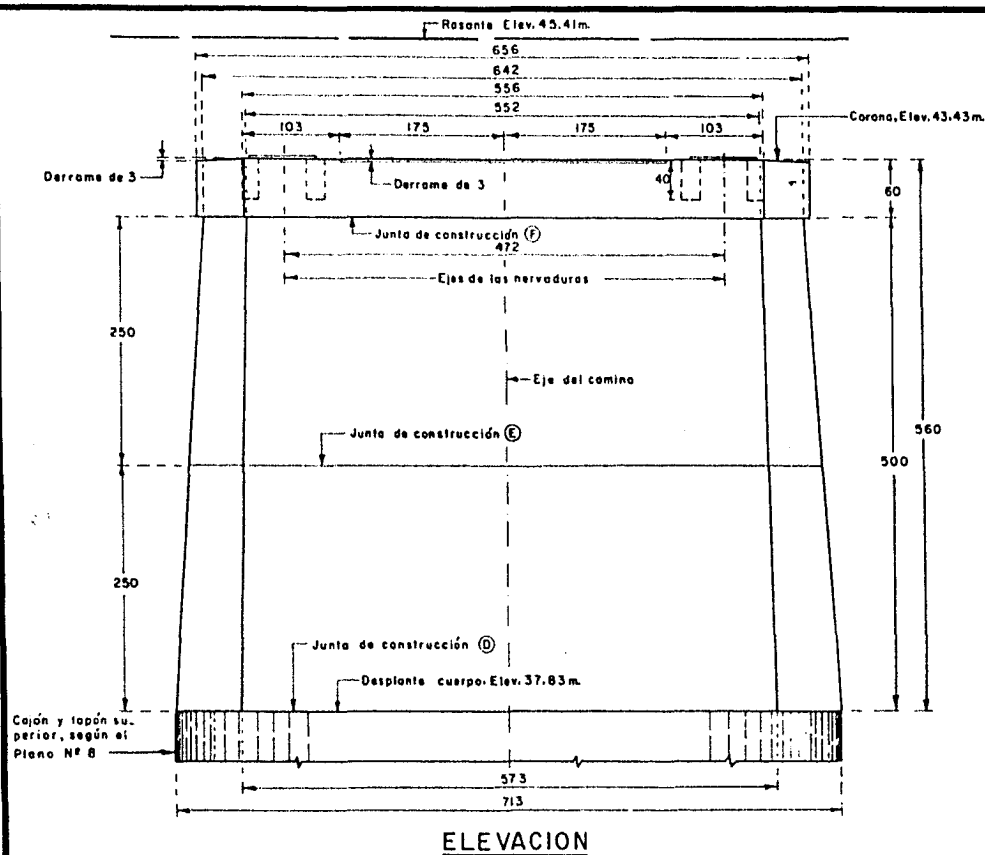
UNIVERSIDAD NACIONAL DE MEXICO  
ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS

TESIS PROFESIONAL  
RAUL JORGE URIGAS SANCHEZ

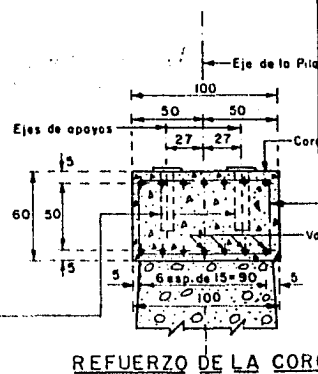
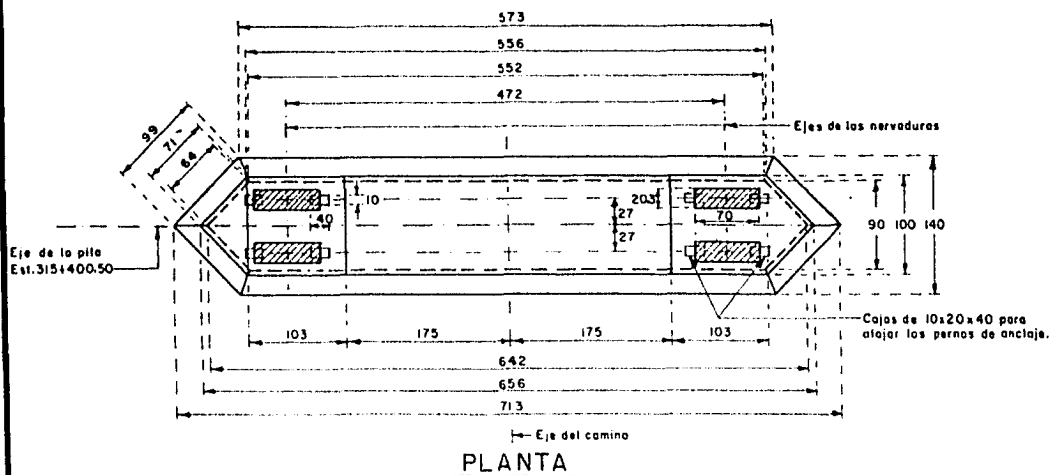
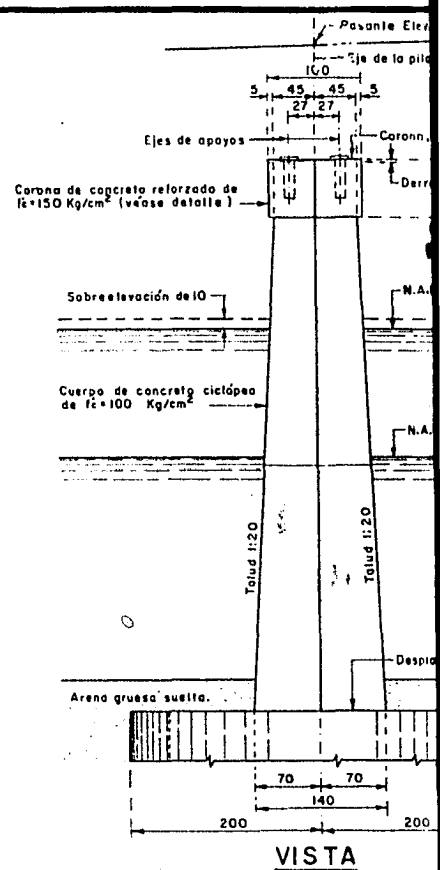
PUENTE PRINCIPAL DE  
"ARROYO SECO"  
PILA N° 2

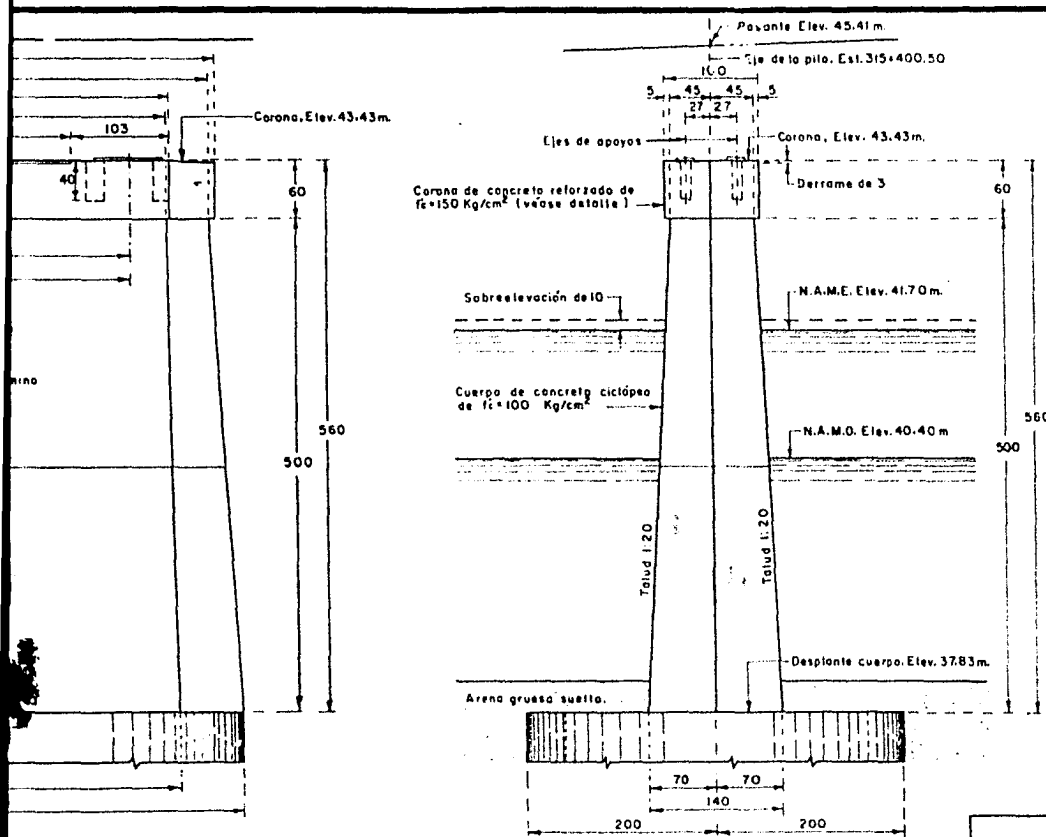
DIMENSIONES GENERALES

México D.F., 1958 PLANO N° 6



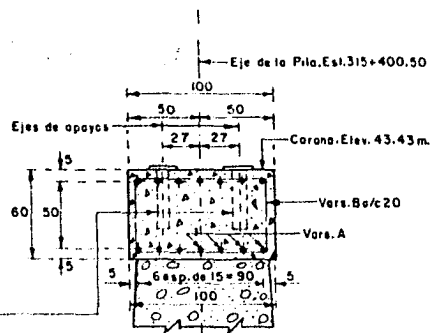
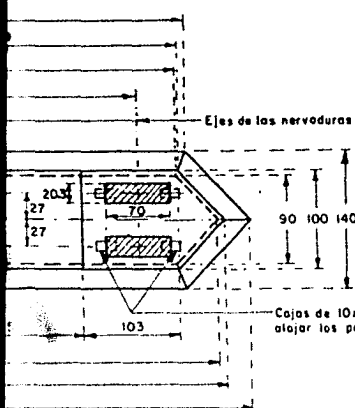
ESCALA 1:30





VISTA

ESCALA 1:30



REFUERZO DE LA CORONA

NOTAS:

GENERALIDADES.

Dimensiones

En centímetros, excepto en los que se indica otra unidad.  
Los espaciamientos entre varillas son centro a centro.

Elevaciones:

En metros, referidos al B.N. Auxiliar sobre grapas en derbol Modera a 59.00 m a la izquierda de la Est. 315+413.90 cuya elevación es 40.383 m.

Especificaciones:

Las Especificaciones Generales de Construcción S.C.O.P.

Aplicación del proyecto, materiales y condiciones de construcción.

Véanse las notas correspondientes al Plano N° 6.

MATERIALES  
LISTA DE VARILLAS

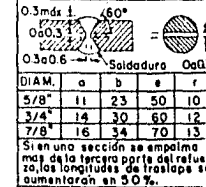
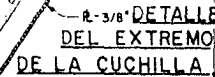
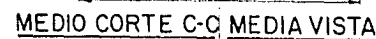
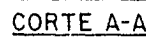
| VAR                                                        | DIAM. | NUM. | LONG. TOTAL | CRUQUIS | PESO (Kg)           |
|------------------------------------------------------------|-------|------|-------------|---------|---------------------|
| A                                                          | 1/2"  | 14   | 556         |         | 78                  |
| B                                                          | 1/2"  | 28   | 308         |         | 86                  |
| Acero de refuerzo                                          |       |      |             |         | 164 Kg.             |
| Concreto de $f'_c = 150 \text{ Kg/cm}^2$ - Corona          |       |      |             |         | 3.7 m <sup>3</sup>  |
| Concreto ciclópeo de $f'_c = 100 \text{ Kg/cm}^2$ - Cuerpo |       |      |             |         | 35.8 m <sup>3</sup> |
| Excavaciones                                               |       |      |             |         | 270. m <sup>3</sup> |

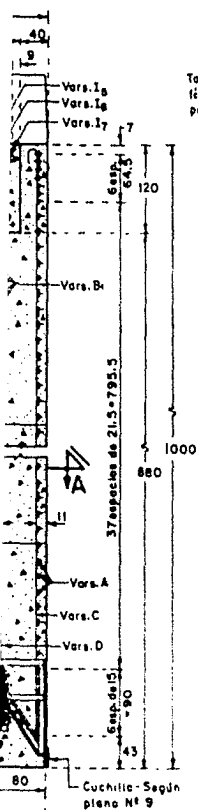
UNIVERSIDAD NACIONAL DE MEXICO  
ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS

TESIS PROFESIONAL  
RAUL JORGE URIEGAS SANCHEZ

PUENTE PRINCIPAL DE  
"ARROYO SECO"  
PILA N°2  
CUERPO

México D.F., 1958 PLAN N° 7

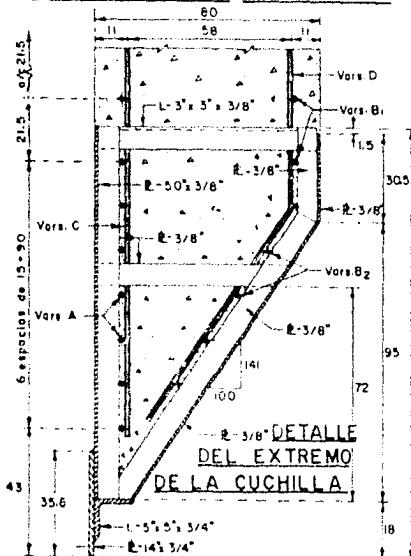




Tapón superior de concreto de  $f_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$  con cemento tipo II, po I y colado en seco.

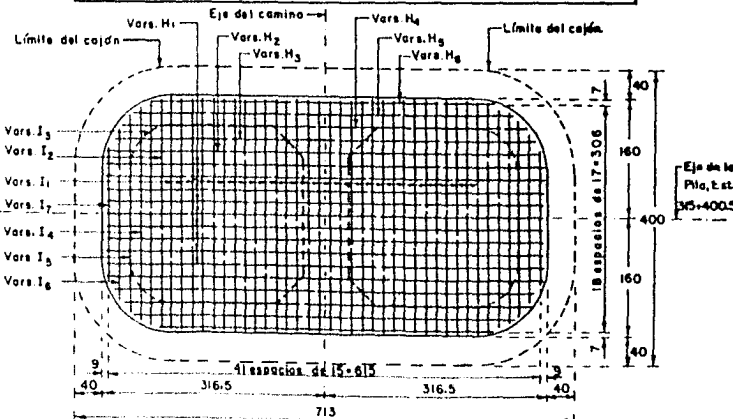
Paredes y diafragma de concreto de  $f_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$  con cemento tipo III y colado en seco

### MEDIO CORTE C-C MEDIA VISTA



DETALLE DEL EXTREMO DE LA CUCHILLA

| MATERIALES                                                                    |                |      |                |                                 |                                |
|-------------------------------------------------------------------------------|----------------|------|----------------|---------------------------------|--------------------------------|
| LISTA DE VARILLAS                                                             |                |      |                |                                 |                                |
| LU-<br>GAR                                                                    | VARS<br>DIAM   | NUM  | LONG.<br>TOTAL | CROQUIS                         | a b PESO<br>(Kg)               |
| PAREDES Y DIAFRAGMA                                                           | A              | 5/8" | 50             | 1926                            | 131 205 1512                   |
|                                                                               | B              | 5/8" | 44             | 1538                            | 69 108 1062                    |
|                                                                               | B <sub>2</sub> | 5/8" | 1 Jco          | Máx=1802<br>Min=1594<br>Incr=69 | Máx=174<br>Min=122<br>Incr=105 |
|                                                                               | C              | 3/4" | 70             | 977                             | 1539                           |
|                                                                               | D              | 3/4" | 70             | 979                             | 1542                           |
|                                                                               | E              | 5/8" | 66             | 392                             | 406                            |
|                                                                               | F              | 3/4" | 10             | 717                             | 161                            |
|                                                                               | G              | 5/8" | 64             | 300                             | 301                            |
|                                                                               | H              | 3/4" | 18             | 667                             | 270                            |
|                                                                               | H <sub>2</sub> | 3/4" | 4              | 661                             | 59                             |
| TAPON SUPERIOR                                                                | H <sub>3</sub> | 3/4" | 4              | 649                             | 58                             |
|                                                                               | H <sub>4</sub> | 3/4" | 4              | 626                             | 56                             |
|                                                                               | H <sub>5</sub> | 3/4" | 4              | 594                             | 53                             |
|                                                                               | H <sub>6</sub> | 3/4" | 4              | 542                             | 49                             |
|                                                                               | I              | 7/8" | 60             | 358                             | 639                            |
|                                                                               | I <sub>2</sub> | 7/8" | 4              | 355                             | 44                             |
|                                                                               | I <sub>3</sub> | 7/8" | 4              | 348                             | 43                             |
|                                                                               | I <sub>4</sub> | 7/8" | 4              | 335                             | 41                             |
|                                                                               | I <sub>5</sub> | 7/8" | 4              | 317                             | 39                             |
|                                                                               | I <sub>6</sub> | 7/8" | 4              | 288                             | 35                             |
|                                                                               | I <sub>7</sub> | 7/8" | 4              | 238                             | 29                             |
| Acero de refuerzo                                                             |                |      |                |                                 | 8,065 Kg                       |
| Concreto de $f_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$ con cemento tipo III y colado en agua |                |      |                |                                 | 31.1 m <sup>3</sup>            |
| Concreto de $f_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$ con cemento tipo III y colado en seco |                |      |                |                                 | 136.0 m <sup>3</sup>           |
| Concreto de $f_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$ con cemento tipo I y colado en seco   |                |      |                |                                 | 23.3 m <sup>3</sup>            |





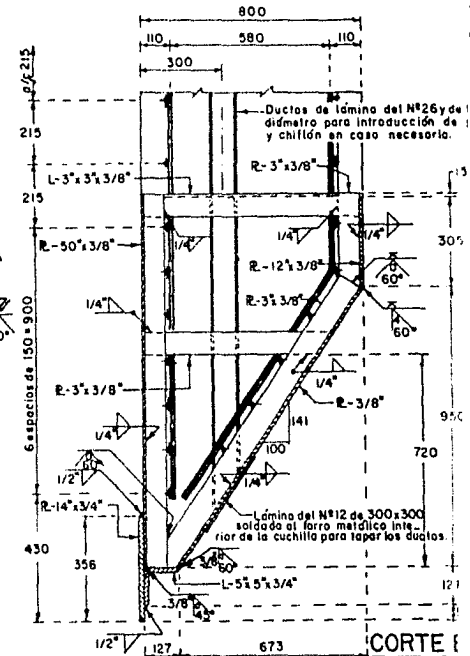
Technical drawing of a mechanical assembly showing a cross-section of a bracket or support structure. The drawing includes dimensions for radii (R-14" x 3/4", R-50" x 3/8", R-12" x 3/8"), lengths (L-3" x 3/8"), and angles (90°, 60°, 1/4"). It also specifies "Agujeros para pernos de 1/2" Ø at 150 c.c" and "R- de respaldo de 3 1/2 x 3/8".

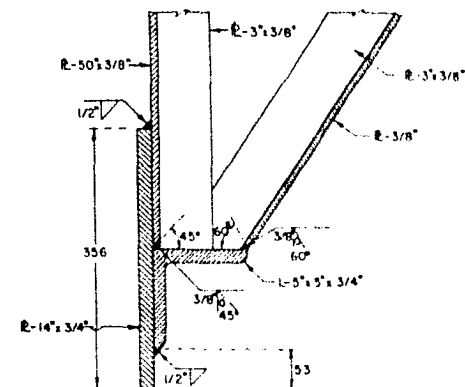
No se permitirán empalmes de ninguna placa dentro de estas zonas

U - 3"x3"x 3/8" para presentar con pernos, las secciones de la cuchilla antes de soldar los empalmes de compovert detalle

...Orificio para alojar los ductos  
de lámina de 100 de diámetro.

(Ton solo se munstro lo cuchillo)





Technical drawing of a mechanical assembly showing a cross-section of a bracket or support structure. The drawing includes dimensions for radii (R-14 3/4, R-50 3/8, R-3 3/8, R-12 3/8), lengths (L-5 13 3/8), and angles (60 degrees). It also shows a hole for a bolt with a diameter of 1/2 inch and a note about the material being 150 C.C. (Cilindro de Cobre).

R-12"x3/8"

R-12"x3/8"

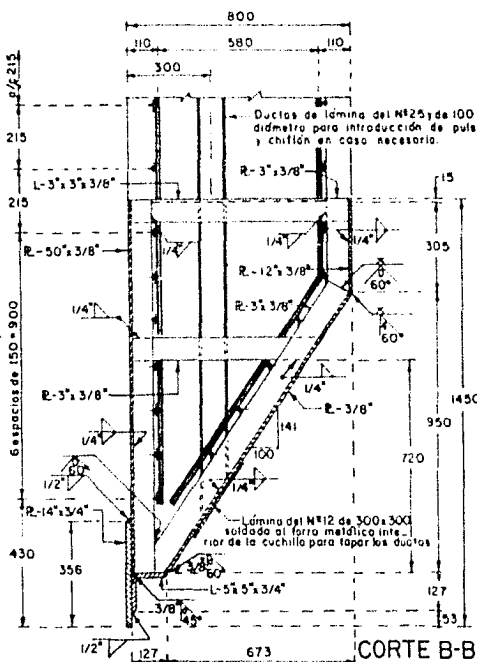
60°

1/4"

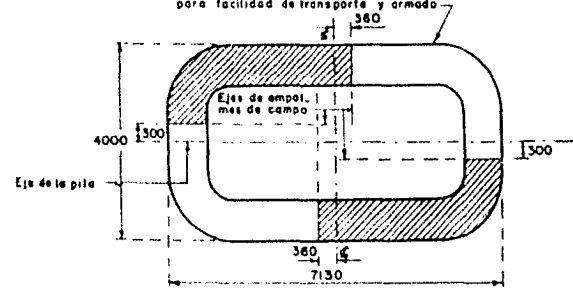
4"

Acero estructural \_\_\_\_\_ 6390 Kg.  
Ductos de Idmimo del M<sup>o</sup> 26 y de 100 de  $\phi$  \_\_\_\_\_ 120 m.

● Véase la cuchilla en planta y determínese la PL. de 3/8" para obtener las anotadas.



Cada cuchilla se supuso formada por 4 secciones para facilidad de transporte y armado.



## SECCIONES DE LA CUCHILLA CON EMPALMES DE CAMPO

**NOTAS:**  
**GENERALIDADES:**  
**Aplicación de pintura:**  
Este tipo de es complementario del Plano  
Nº 8 de Giraciones Generales.  
**Dimensiones:**  
En milímetros, excepto en las que se  
indica otra unidad.  
**Especificaciones:**  
Las Especificaciones Generales de Cons-  
trucción de la S.C.O.P. En particular las  
que corresponden de los siguientes capítu-  
los:  
XXXXV-101-7 Estructuras de acero  
XXXXVI-101-29 Soldadura  
XXXXX-104-26 Recubrimiento de superficies  
por pintura.  
**Lista de materiales:**  
Comprende las de la cuchilla para el ca-  
jón de la pila. Los pesos indicados son los

UNIVERSIDAD NACIONAL DE MEXICO  
ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS

TESIS PROFESIONAL  
RAUL JORGE URIEGAS SANCHEZ

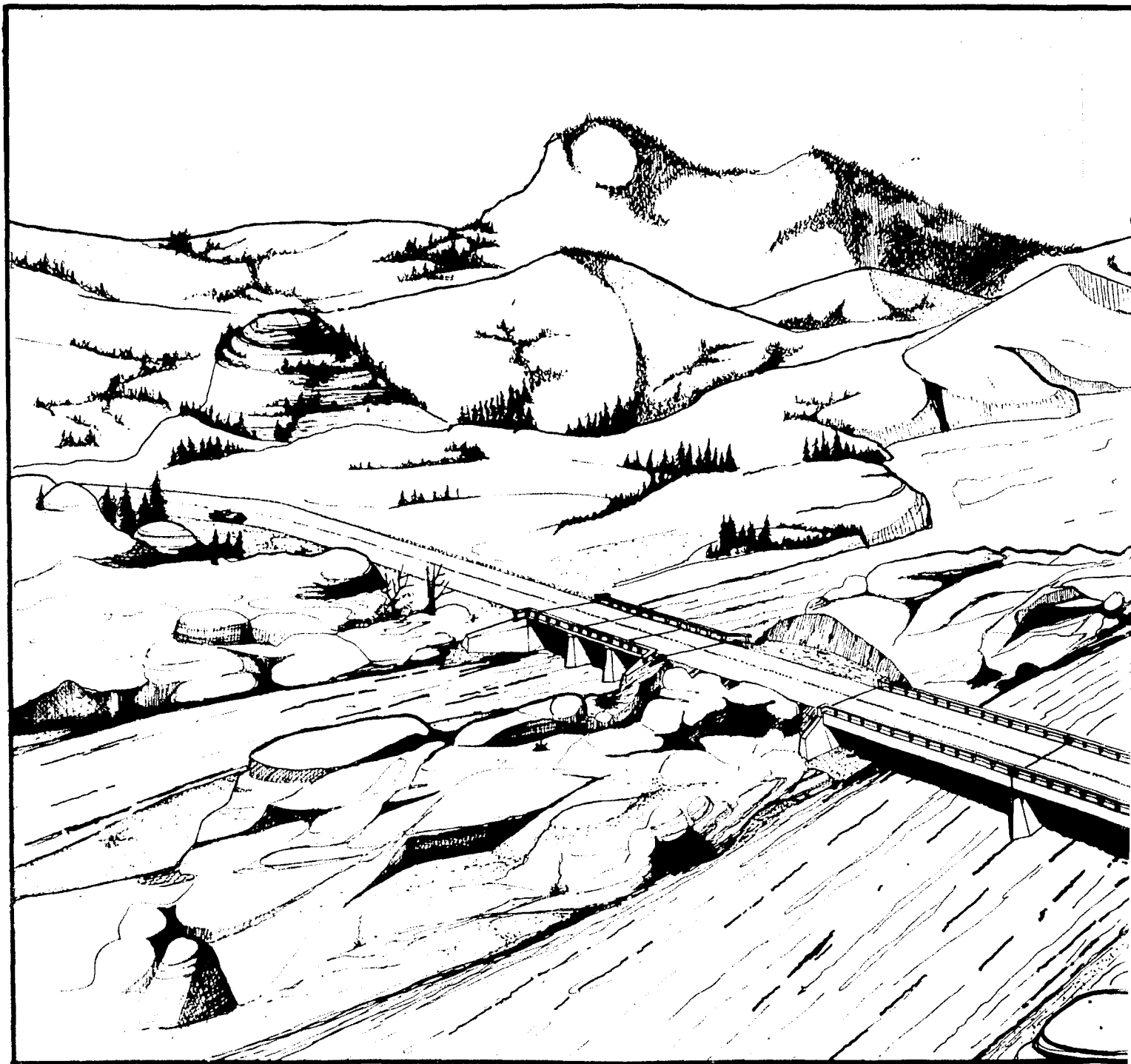
PUENTE PRINCIPAL DE  
"ARROYO SECO"  
PILA Nº 2

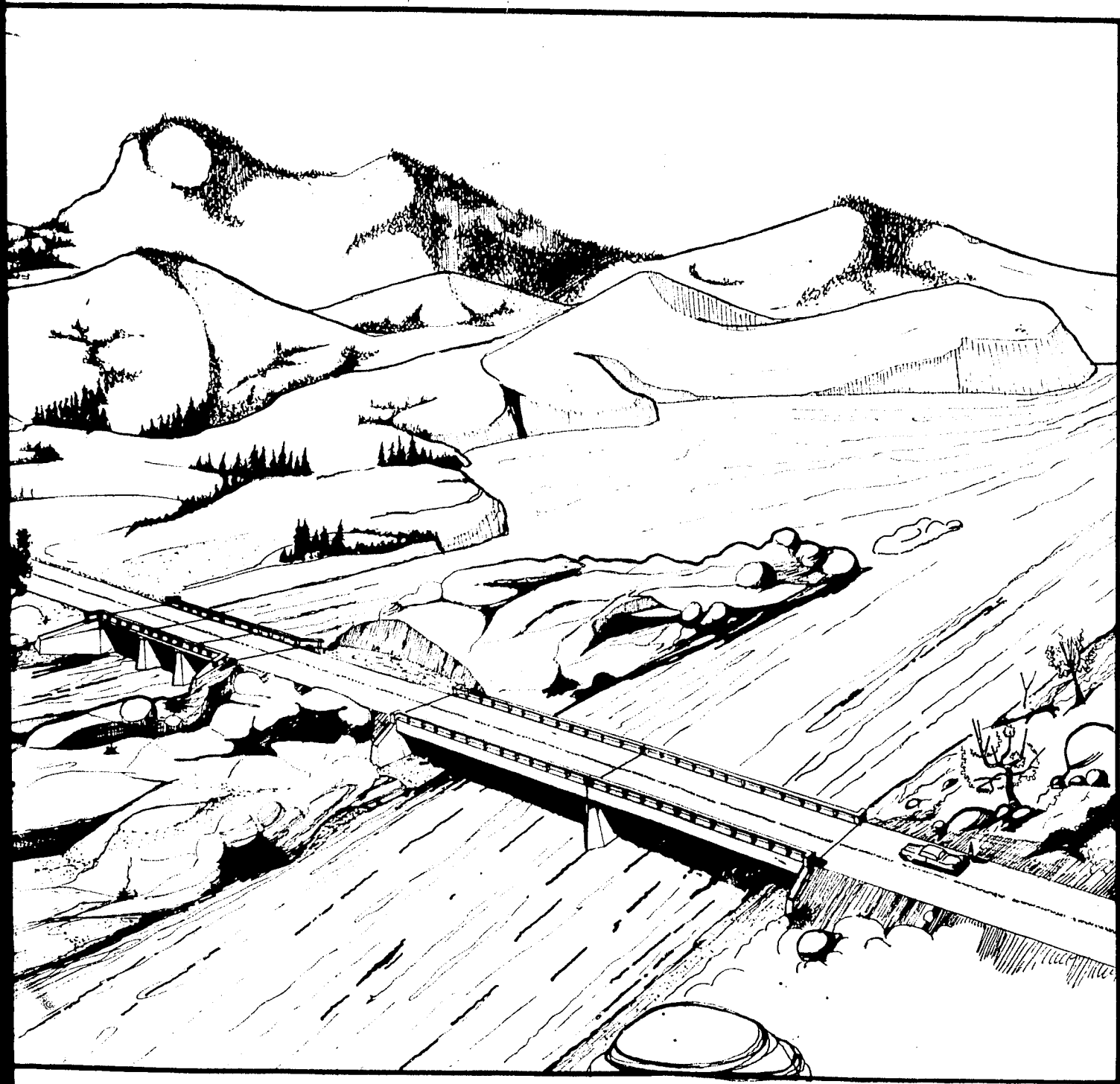
|                        |            |
|------------------------|------------|
| CUCHILLA PARA EL CAJON |            |
| México D.E. 1958       | PLANO Nº 9 |

P R E S U P U E S T O

| CONCEPTO                                                   | CANTIDAD  | UNID.          | PRECIO   | IMPORTE              |
|------------------------------------------------------------|-----------|----------------|----------|----------------------|
| <u>SUPERESTRUCTURA</u>                                     |           |                |          |                      |
| Concreto de f'c= 210<br>Kg/cm <sup>2</sup> en parapeto     | 7.50      | m <sup>3</sup> | 1,027.00 | 7,702.50             |
| Concreto de f'c= 210<br>Kg/cm <sup>2</sup> en losa.        | 147.60    | m <sup>3</sup> | 450.00   | 66,420.00            |
| Fierro de refuerzo                                         | 34,256.00 | Kg.            | 3.12     | 106,878.72           |
| Placas de apoyo de<br>acero                                | 1,112.00  | Kg.            | 8.00     | 8,896.00             |
| Placas de apoyo de<br>plomo                                | 128.00    | Kg.            | 10.00    | 1,280.00             |
| Drenes                                                     | 28.00     | Pza.           | 23.00    | 644.00               |
| SUMA: . . . . .                                            |           |                |          | \$ 191,821.22        |
| <u>SUBESTRUCTURA.</u>                                      |           |                |          |                      |
| Concreto de f'c= 140<br>Kg/cm <sup>2</sup> coronas         | 6.80      | m <sup>3</sup> | 325.00   | 2,210.00             |
| Concreto de f'c= 100<br>Kg/cm <sup>2</sup> , ciclópeo      | 35.80     | m <sup>3</sup> | 188.73   | 6,756.53             |
| Fierro de refuerzo                                         | 512.00    | Kg.            | 3.12     | 1,597.44             |
| Mampostería de 3a.<br>con mortero de ce<br>mento 1:5       | 50.00     | m <sup>3</sup> | 111.54   | 5,572.00             |
| Rellenos                                                   | 140.00    | m <sup>3</sup> | 12.51    | 1,751.40             |
| Excavaciones                                               | 436.00    | m <sup>3</sup> | 10.93    | 4,765.48             |
| SUMA: . . . . .                                            |           |                |          | \$ 22,657.88         |
| <u>CIMENTACION.</u>                                        |           |                |          |                      |
| Concreto de f'c= 200<br>Kg/cm <sup>2</sup> , tapón y cajón | 190.40    | m <sup>3</sup> | 360.00   | 68,544.00            |
|                                                            |           |                |          | <u>\$ 283,023.10</u> |

| CONCEPTO                                                   | CANTIDAD | UNID.          | PRECIO | IMPORTE                   |
|------------------------------------------------------------|----------|----------------|--------|---------------------------|
| Viene de la hoja No. 129                                   |          |                |        | \$ 283,023.10             |
| Concreto de fc- 150<br>Kg/cm <sup>2</sup> cajón            | 3.70     | m <sup>3</sup> | 270.00 | 999.00                    |
| Fierro de refuerzo                                         | 8,065.00 | Kg.            | 3.12   | 25,162.80                 |
| Acero estructural                                          | 6,390.00 | Kg.            | 7.00   | 50,722.80                 |
| Hincado del cajón                                          | 268.50   | m <sup>3</sup> | 100.00 | 26,850.00                 |
| SUMA: . . . . .                                            |          |                |        | \$ 172,278.60             |
| TOTAL . . . . .                                            |          |                |        | \$ 386,757.70             |
| Imprevistos: 10% sobre el total                            |          |                |        | 38,675.77                 |
| SUMA . . . . .                                             |          |                |        | <u>\$ 425,433.47</u>      |
| Ingeniería y administración: 10%                           |          |                |        | 42,543.35                 |
| PRESUPUESTO TOTAL DEL PUENTE "PRINCIPAL"                   |          |                |        | <u>\$ 467,976.82</u>      |
| Presupuesto por ml. de puente = $\frac{467,976.82}{51.04}$ |          |                |        | <u><u>\$ 9,168.82</u></u> |





## INDICE GENERAL.

|                                                                                                                | Pág.  |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------|
| <b>Antecedentes .....</b>                                                                                      | 1     |
| <b>Plano No. 1 Anteproyecto adoptado .....</b>                                                                 | 1/1 A |
| <b>CAPITULO I. Cálculo de la suprestructura .....</b>                                                          | 1 A   |
| <b>Generalidades (características y tránsito) ...</b>                                                          | 1 A   |
| <b>Datos para el proyecto y fatigas permisibles .</b>                                                          | 1 B   |
| <b>Dimensiones supuestas .....</b>                                                                             | 2     |
| <b>Croquis de la sección propuesta .....</b>                                                                   | 3     |
| <b>Separación entre nervaduras .....</b>                                                                       | 4     |
| <b>Diseño de la losa .....</b>                                                                                 | 9     |
| Recubrimiento. Refuerzo a la tensión.                                                                          |       |
| Refuerzo de distribución. Refuerzo de temperatura.                                                             |       |
| <b>Diseño de las nervaduras .....</b>                                                                          | 12    |
| Momento por carga viva. Momento por - carga muerta.                                                            |       |
| Acero de refuerzo por flexión.                                                                                 |       |
| <b>Verificación de la sección de las nervaduras.</b>                                                           | 18    |
| Profundidad del eje neutro. Revisión por flexión y esfuerzo cortante en - el centro del claro y en los apoyos. |       |
| Revisión por adherencia.                                                                                       |       |
| <b>Refuerzo en el alma de las nervaduras</b>                                                                   | 25    |
| Doblado de las varillas en el refuerzo longitudinal.                                                           |       |
| Estribos verticales. Refuerzo por -- temperatura.                                                              |       |
| <b>Diafragmas intermedios.....</b>                                                                             | 29    |
| Sección supuesta. Revisión por flexión, cortante y adherencia. Refuerzo por temperatura.                       |       |
| <b>Diafragmas extremos .....</b>                                                                               | 35    |
| Revisión por flexión, cortante y adherencia en el diafragma sobre el -- apoyo central, y además por empuje de  |       |

|                                                                                                                                                                                                                                                                                       |       |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------|
| tierra en el diafragma sobre el estribo.                                                                                                                                                                                                                                              | Pág.  |
| Anclajes del fierro de refuerzo .....                                                                                                                                                                                                                                                 | 42    |
| Longitud de anclaje. Ganchos tipo. <u>Rm</u><br>palmas.                                                                                                                                                                                                                               |       |
| Cubicación de la superestructura .....                                                                                                                                                                                                                                                | 43    |
| Plano No. 2: Superestructura .....                                                                                                                                                                                                                                                    | 45/46 |
| CAPITULO II. Apoyos de la superestructura ....                                                                                                                                                                                                                                        | 45    |
| Esfuerzos permisibles. Dimensiones <u>su</u><br>puestas.                                                                                                                                                                                                                              |       |
| Reacción máxima de la superestructura.                                                                                                                                                                                                                                                |       |
| Placas superiores. Placas inferiores.                                                                                                                                                                                                                                                 |       |
| Diámetros para el pasador y mecedora.                                                                                                                                                                                                                                                 |       |
| Espesor de la mecedora.                                                                                                                                                                                                                                                               |       |
| Plano No. 3: Apoyos de la superestructura.....                                                                                                                                                                                                                                        | 52/53 |
| CAPITULO III. Cálculo de la Rasante común a --<br>los puentes "Principal" y "Auxiliar" .....                                                                                                                                                                                          | 52    |
| Dedución de las elevaciones de la <u>ra</u><br>sante a partir de los requisitos hi--<br>dráulicos y espesor de la superestruc-<br>tura. Dedución de las ecuaciones de-<br>las tangentes verticales, para obtener<br>los puntos de intersección (PI).<br>Dedución de término corrector |       |
| $k = \frac{m_2 - m_1}{10 N} n^2$ , para determinar -<br>la elevación de un punto de la rasan-<br>te de una curva vertical.                                                                                                                                                            |       |
| Plano No. 4: Subrasante, trazo del camino y --<br>perfil del terreno.....                                                                                                                                                                                                             | 60/61 |
| CAPITULO IV. Cálculo de los Estribos 1 y 3 ...                                                                                                                                                                                                                                        | 61    |
| Generalidades. Fatigas admisibles. De-<br>terminación de cargas actuantes. Veri-<br>ficación de la sección en la subcoro-<br>na.                                                                                                                                                      |       |
| Cuadro de cargas y momentos actuantes en los -<br>estribos .....                                                                                                                                                                                                                      | 70    |

|                                                                                                                                                                                                                      | Pág.  |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------|
| Combinaciones de cargas, grupos AASHO.                                                                                                                                                                               |       |
| Cuadro de resumen de esfuerzos en la subcorona                                                                                                                                                                       | 78    |
| Verificación de la sección en el desplante.....                                                                                                                                                                      | 78    |
| Cuadro de cargas y momentos en ésta sección....                                                                                                                                                                      | 79    |
| Combinaciones de cargas AASHO                                                                                                                                                                                        |       |
| Cuadro de esfuerzos resultantes en el desplante de los estribos.....                                                                                                                                                 | 85    |
| Revisión del escalón del cimiento de los estribos.....                                                                                                                                                               | 87    |
| Estabilidad de los aleros por empuje de tierra.                                                                                                                                                                      | 89    |
| Plano No. 5.- Estribos Nos. 1 y 3.....                                                                                                                                                                               | 90/91 |
| CAPITULO No. V. Pila Central.....                                                                                                                                                                                    | 90    |
| Generalidades. Determinación de cargas transmitidas por la superestructura. Dimensiones supuestas para la pila. Deducción de las dimensiones generales. Deducción de las cargas actuales sobre el cuerpo de la pila. |       |
| Estudio de la sección en la base del cuerpo....                                                                                                                                                                      | 97    |
| Combinaciones de cargas para deducir los esfuerzos en la base del cuerpo.                                                                                                                                            |       |
| Resumen de esfuerzos en la base del cuerpo de la pila.....                                                                                                                                                           | 100   |
| Estudio de la sección en la subcorona.....                                                                                                                                                                           | 101   |
| Combinaciones de cargas para obtención de los esfuerzos.                                                                                                                                                             |       |
| Resumen de los esfuerzos en la subcorona.....                                                                                                                                                                        | 105   |
| CAPITULO VI. Cajón de cimentación.....                                                                                                                                                                               | 105   |
| Generalidades. Anteproyecto de dimensiones generales. Peso necesario para vencer la resistencia del hincado.                                                                                                         |       |
| Estudio de la sección del desplante del cajón.                                                                                                                                                                       | 107   |
| Combinaciones de cargas y deducción de esfuerzos.                                                                                                                                                                    |       |
| Resumen de esfuerzos, sección del desplante....                                                                                                                                                                      | 116   |

|                                                                                                                                              | Pág.    |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------|
| Coefficiente de estabilidad por flotación en la construcción .....                                                                           | 116     |
| Estudio de las paredes del cajón.....                                                                                                        | 117     |
| Diseño del refuerzo por presión hidrostática. Refuerzo por temperatura.                                                                      |         |
| Estudio del tapón superior del cajón.....                                                                                                    | 119     |
| Proporcionamiento del refuerzo necesario para soportar las cargas transmitidas por la pila .                                                 |         |
| Estudio del tapón inferior del cajón.....                                                                                                    | 121     |
| Verificación del espesor supuesto, -- alojando la línea de presiones de arco. Determinación de los esfuerzos en los arranques y en la clave. |         |
| Esfuerzos obtenidos en tapón inferior del cajón .....                                                                                        | 125     |
| Verificación del borde de ataque del cajón....                                                                                               | 125     |
| Fuerzas actuantes. Refuerzo necesario por flexión.                                                                                           |         |
| Conclusiones relativas a la pila central y su cajón de cimentación .....                                                                     | 128     |
| Planos Nos. 6, 7, 8 y 9 de la Pila central. Cajón y cuchilla .....                                                                           | 128/129 |
| Presupuesto para la construcción del puente -- "Principal" .....                                                                             | 129     |
| Perspectiva del conjunto de los puentes "Principal" y "Auxiliar" .....                                                                       | 129/130 |

- o - o - o -