

300615



UNIVERSIDAD LA SALLE

ESCUELA DE INGENIERIA

10
2eg.

PROYECTO Y CALCULO ESTRUCTURAL
DEL PUENTE CANAL LATERAL PANALES
KM. 2 + 030

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A :
LUIS GERARDO GOMEZ GODINEZ

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



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 está 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.

I N D I C E

		Pág.
	INTRODUCCION	1
CAPITULO I		3
I.1	JUSTIFICACION DEL PROYECTO	4
	PLANO DE LOCALIZACION	10
I.2	CALCULO DE LA LONGITUD DE TRANSICION DE ENTRADA Y SALIDA	11
I.3	CALCULO DE LAS DIMENSIONES CONVENIENTES DE LA CUBETA DEL PUENTE CANAL	14
	- REVISION HIDRAULICA DEL PUENTE CANAL APLICANDO LA ECUACION DE BERNOULLI	15
	- DIMENSIONES DE LA CUBETA	45
CAPITULO II		46
II.1	CALCULO ESTRUCTURAL DE LA CUBETA	47
II.1.1	DISEÑO DE LA CUBETA	48
II.1.1.1	REVISION DE LAS VARILLAS POR ADHERENCIA	52
II.1.1.2	SECCION TRANSVERSAL	53
II.1.1.3	SECCION LONGITUDINAL	58
	PESO DEL CONDUCTO	59
	DISEÑO DE TRABES LATERALES SECCION B a E	62
	CALCULO DE AREAS DE ACERO	64
	CALCULO DE ANCLAJES	65
	CALCULO DE BASTONES	66
	DISEÑO DE ESTRIBOS	67
	REVISION POR ADHERENCIA	71
	DISEÑO DE TRABES LATERALES H a J	72
	CALCULO DE AREAS DE ACERO	73

I N D I C E

	Pág.
CALCULO DE BASTONES	75
DISEÑO DE ESTRIBOS	76
REVISION POR ADHERENCIA	79
CAPITULO III	81
III.1 APOYOS INTERMEDIOS	82
III.1.1 EMPUJE O FUERZA SISMICA	84
MAPA DE REGIONALIZACION SISMICA	86
TABLA DE FUERZAS SISMICAS COL. TIPO A	88
TABLA DE FUERZAS SISMICAS COL. TIPO B	89
TABLA DE FUERZAS SISMICAS COL. TIPO C	89
III.1.2 REVISION POR DESPLAZAMIENTO	90
III.1.2.1 COLUMNA TIPO A	91
III.1.2.2 COLUMNA TIPO B	92
III.1.2.3 COLUMNA TIPO C	94
III.1.3 DISEÑO DE COLUMNAS	95
III.1.3.1 PANDEO LATERAL	96
III.1.3.2 RESISTENCIA DE LA COLUMNA	98
III.1.3.3 ESTRIBOS	101
III.1.3.4 CALCULO DE LA COLUMNA TIPO A	101
III.1.3.5 CALCULO DE LA COLUMNA TIPO B	106
III.1.3.6 CALCULO DE LA COLUMNA TIPO C	110
CAPITULO IV	117
IV.1 CIMENTACION	118

I N D I C E

		Pág.
IV.1.1	PERALTE POR MOMENTO FLEXIONANTE	120
IV.1.2	REVISION POR ESFUERZO CORTANTE Y PERIMETRAL	121
IV.1.3	REFUERZO ADICIONAL PARA ZAPATA RECTANGULAR	123
IV.2	CALCULO DE ZAPATA TIPO A	124
IV.2.1	DESCARGA SOBRE LA ZAPATA	125
IV.2.2	ESFUERZO SOBRE EL TERRENO	125
IV.2.3	REVISION DEL PERALTE POR FUERZA CORTANTE	127
IV.2.4.1	REFUERZO POR TENSION EN LA ZONA PARALELA AL TRAMO LARGO	129
IV.2.4.2	REFUERZO POR TENSION EN LA ZONA PARALELA AL TRAMO CORTO	129
IV.2.5	REVISION POR ADHERENCIA	130
IV.3	CALCULO DE ZAPATA TIPO B	133
IV.3.1	DESCARGA SOBRE LA ZAPATA	133
IV.3.2	ESFUERZOS DEL TERRENO	134
IV.3.3	REVISION DEL PERALTE POR FUERZA CORTANTE	136
IV.3.4.1	REFUERZO POR TENSION EN LA ZONA PARALELA AL TRAMO LARGO	138
IV.3.4.2	REFUERZO POR TENSION EN LA ZONA PARALELA AL TRAMO CORTO	138
IV.3.5	REVISION POR ADHERENCIA	139
IV.4	CALCULO DE LA ZAPATA TIPO C	142
IV.4.1	DESCARGA SOBRE LA ZAPATA	142
IV.4.2	ESFUERZO DEL TERRENO	143
IV.4.3	REVISION DEL PERALTE POR FUERZA CORTANTE	145
IV.4.4.1	REFUERZO POR TENSION EN LA ZONA PARALELA	146
IV.4.4.2	REFUERZO POR TENSION EN LA ZONA PARALELA AL TRAMO CORTO	147

I N D I C E

	Pág.
IV.4.5 REVISION POR ADHERENCIA	147
CAPITULO V	150
V.1 DISEÑO DE ESTRIBOS	151
V.1.1 GENERALIDADES	151
V.1.2 ESTABILIDAD DE ESTRIBOS	153
V.1.3 CALCULO DE LOS ESTRIBOS	154
V.1.3.1 CALCULO DE LA COLUMNA	154
V.1.3.2 CALCULO DE LA ZAPATA Y REVISION DE LA ESTABILIDAD DEL ESTRIBO	158
V.1.3.2.1 CALCULO DEL EMPUJE DE LA TIERRA	161
V.1.3.2.2 REVISION POR ESTABILIDAD	162
V.1.3.2.3 ESFUERZOS SOBRE EL TERRENO	163
V.1.3.2.4 ACERO DE REFUERZO (ZAPATA)	164
V.2 JUNTAS DE DILATAION Y CONTRACCION	167
V.3 PLACAS DE DESLIZAMIENTO PARA LOS APOYOS DEL PUENTE CANAL	168
CONCLUSIONES	169
BIBLIOGRAFIA	170

I N T R O D U C C I O N

Los puentes canal fueron construidos desde tiempos inmemoriales. De la época de los Romanos se encuentran ruinas de algunos de ellos, que fueron construidos por éstos, en las diferentes tierras conquistadas.

En México, los primeros en realizar este tipo de obras fueron los Aztecas, los que por medio de acequias hacían llegar el agua potable de Chapultepec al centro de la ciudad de México, de las que aún se conservan algunas partes que han sido reconstruidas.

Cuando en un canal de conducción hubiere necesidad de cruzar alguna barranca, arroyo, río, etc., podrá hacerse por medio de un puente canal.

Este tipo de estructura puede ser abierta o cerrada (trabajando siempre como canal) cuyo empleo estará justificado si en los estudios realizados el funcionamiento hidráulico es mejor que si el obstáculo se salvara con otra estructura, cuando se tenga economía en su construcción o cuando fuera recomendable su uso, por tener una disminución considerable en las pérdidas de carga y por lo consiguiente fuera mayor la superficie dominable en la zona de riego.

El puente canal está formado por 2 partes que son:

1) Superestructura dividida a su vez en:

- a) Transición de entrada
- b) Compuerta de Emergencia
- c) Cubeta
- d) Transición de salida

2) Subestructura, que es el apoyo de la superestructura y -
que de acuerdo con el claro tendrá:

- e) Apoyos intermedios
- f) Apoyos extremos

El diseño del puente canal se hace siguiendo los siguientes lineamientos:

La longitud de las transiciones que son simétricas se hace -
siguiendo el criterio de Julián Hinds.

El cálculo hidráulico se efectúa con la fórmula de Maning, -
ya que esta estructura trabaja como canal, de acuerdo con -
su sección, pendiente y rugosidad.

El puente canal podrá ser de uno o varios claros, de acuerdo con las condiciones topográficas del lugar. Se seleccionará la alternativa más conveniente, eligiendo para esto el número de tramos, posición de los apoyos y la continuidad de los claros.

CAPITULO I

I.1 JUSTIFICACION DE PROYECTO

A la fecha y desde la constitución de la Comisión Nacional - de Irrigación, se han realizado obras que permiten el riego seguro de 2,510,000 hectáreas.

Pero estos datos reflejan que la situación del país es angustiosa, se requiere irrigar más terreno, ampliar las zonas de riego. La experiencia de estos últimos años de sequía en - que hemos contemplado como bajan los niveles de agua en las presas indica que deben estudiarse otros ríos y buscar otras alternativas.

Una de las regiones donde se requiere el agua para riego con verdadera necesidad es en la región central de la República Mexicana, por tal motivo, se ha visto la posibilidad de - - - aumentar las zonas de riego en el Estado de Hidalgo, para lo cual se ha realizado un estudio de las necesidades de la entidad, centrando nuestra atención en la Subcuenca Tula.

Las principales corrientes que componen la Subcuenca Tula - son el Río Tula y el Río San Juan. Los estados en que está comprendida principalmente esta Subcuenca son los de Hidalgo y México, donde sus principales cuerpos de agua son la - presa Enchó con 180 Mm^3 y la presa Requena con 34 Mm^3 de volumen de agua útil.

La precipitación media anual es de 630 mm. concentrándose en más del 70% entre los meses de Junio a Septiembre y variando especialmente de 400 a 1,200 mm. La evaporación media anual es de 750 mm. La temperatura máxima es de 28°C y la mínima de 5°C, teniéndose una temperatura media anual de 18°C y el clima clasificado según Koppen como semicálido semiseco, aun que se encuentran también zonas semifrías y subhúmedas como en la zona de San Juan del Río.

La disponibilidad del agua en esta subcuenca es de 460 Mm³ - de escurrimiento virgen superficial, se ha estimado una descarga media anual de 1,100 Mm³ adicionalmente se cuenta con 1,285 Mm³ que llegan de la Cuenca del Valle de México, de los cuales el 67% proviene del Gran Canal, mediante los túneles de Tequesquiac, el 25% del Drenaje Profundo y el 8% restante del Emisor Poniente.

El sector agrícola es el que requiere de mayores volúmenes - de agua en la Subcuenca, 2,745 Mm³ anualmente para regar -- 94,125 Ha. de Grande Irrigación y 62,000 Ha. de particulares, además de 125 Mm³ para uso urbano-industrial.

La población actual de la Subcuenca se estima en 150,000 habitantes. La demanda de agua es de 1.9 veces mayor que la - disponibilidad local, aunque debido al gran volumen que entra a esta subcuenca procedente del Valle de México es posible surtir tales demandas.

Las proyecciones de población nos indican que para 1990 y el año 2000, se tendrán poblaciones de 330,000 y 400,000 habitantes respectivamente, originando demandas que aunadas a los requerimientos agrícolas e industriales, exigirán 3,170 y 4,115 Mm³ en esos años. Esta demanda es principalmente para el uso agrícola, correspondiendo en la actualidad al 94% este uso y del 92% para el año 2000, tal como se puede apreciar en la siguiente tabla.

USO	1980	1990	2000
AGUA POTABLE	1	1	1
AGRICOLA, PECUARIO Y AGRICOLA	94	93	92
INDUSTRIAL	4	4	3
GENERACION	1	2	4

De los 2,915 Mm³ que se extraen en la actualidad, 2,755 corresponden a aguas superficiales, y de los 4,245 que se consideran para el año 2000, serán 3,870 de esta misma fuente, acorde con la información actual y las proyecciones al año 2000, se considera que el consumo es de 2,305 Mm³ y de 3,240 Mm³ respectivamente.

Se puede observar que si bien la disponibilidad natural tiene un valor relativamente bajo, las demandas, extracciones y consumos son altos con incrementos esperados del orden de 41, 46 y 40% entre 1980 y el año 2000 respectivamente. Esto nos lleva a concluir que el desarrollo de la Subcuenca -

depende directamente de las aportaciones de aguas negras -- provenientes de la Cuenca del Valle de México, estimándose para el año 2000, 2,000 Mm³ en promedio. Es importante subrayar que debido a la escasez de aguas blancas que se pueden captar en el Valle de México, se ha propuesto un intercambio de aguas blancas del Río Tula, por aguas negras del Valle de México para fines agrícolas. Adicionalmente es notoria la importancia en cuanto a volúmenes de agua requeridos para el uso agrícola en la Subcuenca, en comparación con los que se necesitan para uso urbano-industriales que requieren menos del 10% del total de la demanda.

Para hacer frente a la gran demanda de agua para uso agrícola que se tendrá en el año 2000, se proyecta la construcción del Canal Lateral Panales, que aprovechará el agua proveniente de la Derivadora Felipe Angeles, ubicada en el Río Tula, beneficiando en forma directa 1,305 Ha. elevando el nivel de vida de los campesinos, desde la lastimosa condición a que por lo general estaba condenado, hasta alcanzar los medios culturales, sociales y económicos.

Además, se convierte al campesino en una fuerza poderosa de producción y un factor capacitado de consumo que ha duplicado cuando menos al mercado interior; este aumento es una de las principales causas del progreso de la industrialización nacional.

El canal se inicia a la salida del Túnel Lopez Rayón, que tiene su origen en la Derivadora Felipe Angeles.

Para poder conducir el agua a través del canal y debido a la topografía de la zona es necesario cruzar algunos obstáculos de tipo geográfico, como puede ser el cruce de una de presión o un arroyo.

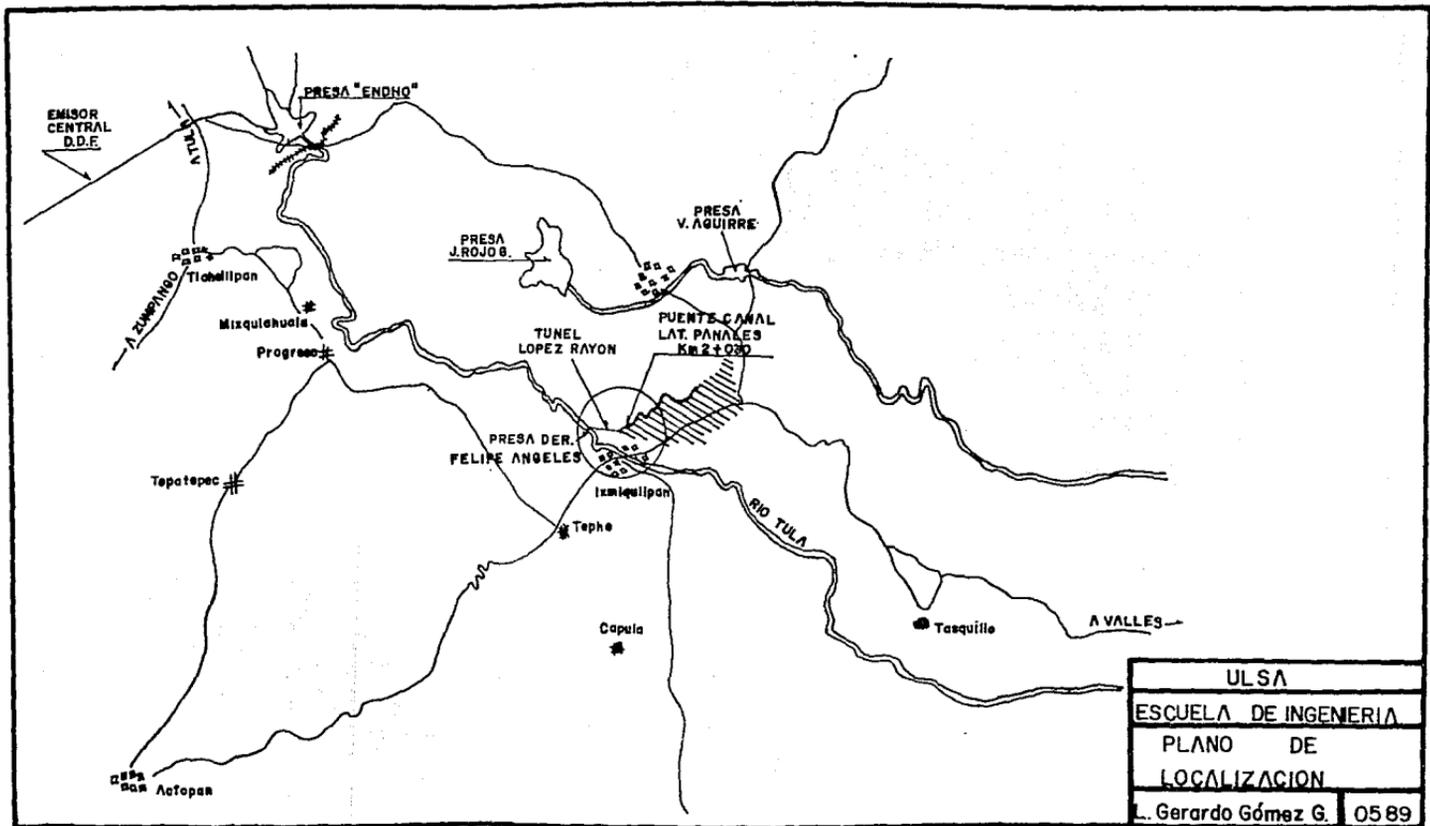
En el Km. 2 + 030 del Canal Lateral Panales se presenta esta situación, se requiere de una estructura que permita cruzar una depresión para de esta forma, dar continuidad al canal. Para poder dar solución a este problema, se tienen dos posibles alternativas que son: Proyectar un sifón o un puente canal.

Al analizar el funcionamiento hidráulico de la primera posible alternativa, nos percatamos que el sifón presenta pérdidas de carga considerables debido a las transiciones de entrada, salida, codos, fricción, etc., por tal motivo, la altura que tendrá el agua a la salida de dicha estructura será menor, esto se ve reflejado en una menor superficie dominable de la zona de riego. Debido a que uno de los objetivos principales que se persigue es aumentar la zona de riego en forma considerable, por las razones antes expuestas, se opta por desechar esta opción procediéndose a analizar la siguiente alternativa, que es la proyección de un puente canal.

Al realizar los estudios para ver el funcionamiento hidráulico de esta estructura, nos percatamos que presenta pérdidas insignificantes en el recorrido del agua, por lo consiguiente la altura que tendrá el agua será mayor, aumentando en forma considerable la superficie de la zona por regar, además de resultar más económica su construcción.

Por las razones aquí expuestas, se elige la proyección de un puente canal para conducir el agua al otro lado de la de presión, ubicado en el Km. 2 + 030 del Canal lateral Panalles, el cual se tomará como tema de tesis y que tendrá las siguientes características: Conducirá un gasto de 20 ---- m³/seg., con una longitud total de 240 m. y una altura media de 13 m.

Se presenta a continuación un plano de la ubicación del -- puente canal.



ULSA	
ESCUELA DE INGENIERIA	
PLANO DE LOCALIZACION	
L. Gerardo Gómez G.	0589

I.2 CALCULO DE LA LONGITUD DE TRANSICION DE ENTRADA Y SALIDA

La transición de entrada y salida será la estructura necesaria para que el agua pase de la sección del canal a la cubeta del puente canal o viceversa en forma suave, disminuyendo lo más posible pérdidas de carga.

La longitud de la transición se determina de acuerdo con el criterio de Julián Hinds, que consiste en considerar que el ángulo que debe formar la intersección de la superficie del agua con cualquiera de las paredes, al principio y fin de la transición:

El criterio seguido por la Oficina de Tierra y Aguas de los Estados Unidos anotado en algunas publicaciones de Hidráulica, consiste en encontrar longitudinalmente una magnitud tal que la recta que una los extremos de las líneas superiores de las corrientes en los canales forme un ángulo de $12\ 1/2^\circ$ con su eje.

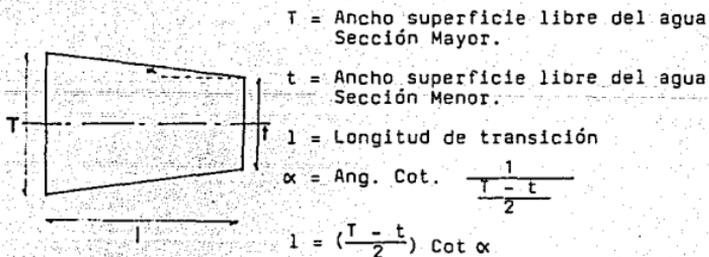


FIG. No. I.2.1

La Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos en todos los canales que construye, y de acuerdo con las recomendaciones de la extinta Comisión Nacional de Irrigación, ha proyectado y construido desde esa época, con un ángulo de $\alpha = 22^{\circ} 30'$ que repercute en una longitud menor.

Se investigó la procedencia del dato del ángulo recomendado por la Comisión Nacional de Irrigación en las diferentes publicaciones que se hubieran hecho en revistas de la época, - como la de Irrigación en México o Ingeniería Hidráulica, desde sus primeros volúmenes y no se encontró algún artículo -- que lo mencione, pero la Dirección de Ingeniería Experimental de la SARH, observando el funcionamiento en las transiciones construidas en canales abiertos, con régimen subcrítico y de acuerdo al buen funcionamiento y las pérdidas observadas ya mencionadas, no han puesto objeciones para su uso, - en base a esto, se obtiene la siguiente longitud de transición para el puente canal.

DATOS DEL CANAL

$$Q = 20.00 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$b = 2.5 \text{ m.}$$

$$s = .0002$$

$$d = 2.539 \text{ m.}$$

DATOS DEL PUENTE CANAL

$$Q = 20 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

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

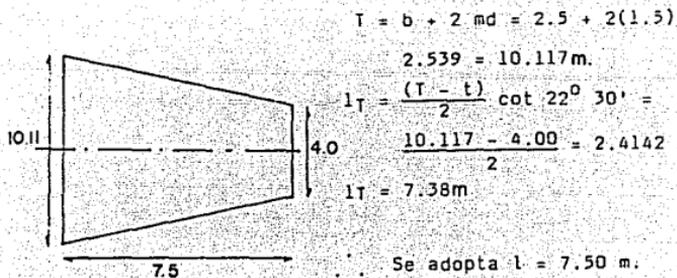


FIG.No.I.2.2

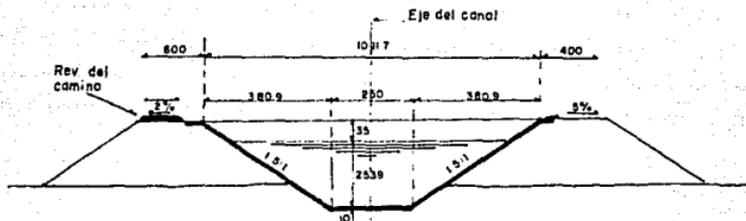
SECCION NORMAL
DEL CANAL

FIG.No.I.2.3

1.3 CALCULO DE LAS DIMENSIONES CONVENIENTES DE LA CUBETA DEL PUENTE CANAL (CALCULO HIDRAULICO)

El cálculo de la sección conveniente de la cubeta del puente canal, se efectuará para una misma sección del canal anterior y posterior a la estructura de cruce. Conocidos los datos del canal, gasto, plantilla, tirante y área hidráulica, se calcula el ancho de la cubeta del puente canal en forma aproximada, igualando áreas hidráulicas entre uno y otro, y suponiendo un perímetro mojado igual que poco influye en los resultados.

Se calculará el ancho de la cubeta tomándola como sección crítica para tener una plantilla b de la cual poder partir para elegir la más conveniente.

DATOS DEL CANAL

$$Q = 20 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$b = 2.5 \text{ m.}$$

$$v = 1.249 \text{ m/seg.}$$

$$d = 2.539 \text{ m.}$$

$$n = .014$$

$$t = 1.5:1$$

$$s = .0002$$

Fórmula de energía mínima

$$E_{\text{mín}} = Y_c + \frac{V_c^2}{2g}$$

$E_{mín}$ = Energía mínima

Q = Gasto

Y_c = Tirante crítico

V_c = Velocidad crítica

g = gravedad

$$E_{mín} = 2.539 + \frac{1.249^2}{2(9.81)}$$

$$E_{mín} = 2.619$$

$$Y_c = \frac{2}{3} E_c$$

$$Y_c = \frac{2}{3} (2.619)$$

$$Y_c = 1.746$$

$$Y_c = \left(\frac{q^2}{g} \right)^{1/3}; q = \frac{Q}{B}$$

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

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

$$B = \frac{Q^2}{Y_c^3 g} = \frac{20^2}{(1.746)^3 9.81}$$

$$B = 2.76 \text{ m.}$$

La plantilla mínima del puente canal será $b = 2.76 \text{ m.}$

Con el perfil del sitio del cruce del puente canal, se hizo la localización de las pilas de apoyo, escogiendo los tramos que se van a considerar.

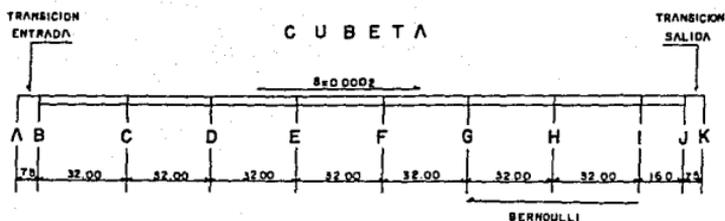


FIG. No. I.3.1

Para el cálculo de los tirantes en el puente canal, aplicamos el teorema de Bernoulli entre el final de la transición de salida y el inicio de la transición de entrada, puntos k a A (Fig. No. I.3.1).

$$d_k + h_{vk} - \text{Desnivel} = d_j + h_{vj} - h_f$$

El cálculo de las pérdidas de carga se hará para transición de entrada, salida y fricción en la cubeta.

La primera se calcula con la diferencia de carga: de velocidad por 0.1 ó 0.2 a la entrada o salida respectivamente.

$$0.1 \Delta h_v = \text{Por transición de entrada}$$

$$0.2 \Delta h_v = \text{Por transición de salida}$$

La pérdida por fricción en la cubeta se calculará con la fór

mula de Manning.

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

hf = Pérdidas por fricción

V = Velocidad del agua en la cubeta

n = Coeficiente de rugosidad

r = radio hidráulico

L = longitud en la cubeta

Se realizarán varios tanteos, con diferentes anchos de plantilla a partir de el ancho mínimo obtenido como sección crítica y de esta forma poder saber cuál es el ancho b que nos proporciona un remanso de magnitud menor al bordo libre.

El objeto de realizar dicho análisis es el comparar diferentes anchos de plantilla, eligiendo la más conveniente, la cual tendrá las siguientes ventajas:

La reducción de la cubeta, pilas, estribos, zapatas y por lo tanto un menor costo.

Se presenta a continuación los diferentes tanteos efectuados. Los valores anotados en las tablas son el resultado de estos, partiendo del punto k a A.

La longitud de las transiciones de entrada y salida para cada una de las diferentes alternativas se calculó anteriormente.

TABLA PARA UN ANCHO DE PLANTILLA $b = 3.00$ m.

PUNTO	d(m)	A(m ²)	V(m/s)
K	2.539	0	1.249
J	2.25	6.75	2.96
I	2.26	6.89	2.91
H	2.38	7.12	2.81
9	2.44	7.33	2.73
F	2.51	7.52	2.66
E	2.56	7.69	2.60
D	2.61	7.85	2.55
C	2.66	7.99	2.50
B	2.71	8.13	2.46
A	2.99	20.99	.95

Se tiene un remanso de 45.1 cm. TABLA No. I.3.1

TABLA PARA UN ANCHO DE PLANTILLA $b = 3.5$ m.

PUNTO	d(m)	A(m ²)	V(m/s)
K	2.539	0	1.249
J	2.37	8.29	2.41
I	2.39	8.36	2.39
H	2.43	8.49	2.36
9	2.46	8.61	2.32
F	2.49	8.73	2.29
E	2.53	8.84	2.26
D	2.56	8.94	2.24
C	2.58	9.04	2.21
B	2.61	9.14	2.19
A	2.82	18.97	1.05

Se tiene un remanso de 28.1 cm. TABLA No. I.3.2

TABLA PARA UN ANCHO DE PLANTILLA $b = 4.00$ m.

PUNTO	d(m)	A(m ²)	V(m/s)
K	2.539	0	1.249
J	2.43	9.72	2.06
I	2.44	9.76	2.05
H	2.46	9.84	2.03
9	2.48	9.92	2.02
F	2.50	10.00	2.00
E	2.52	10.08	1.98
D	2.54	10.16	1.97
C	2.56	10.24	1.95
B	2.58	10.28	1.94
A	2.71	17.79	1.12

Se tiene un remanso de 17.1 cm. TABLA No. I.3.3

TABLA PARA UN ANCHO DE PLANTILLA $b = 4.5$ m.

PUNTO	d(m)	A(m ²)	V(m/s)
K	2.539	0	1.249
J	2.47	11.12	1.80
I	2.48	11.15	1.79
H	2.49	11.20	1.78
9	2.5	11.25	1.77
F	2.51	11.30	1.77
E	2.52	11.35	1.76
D	2.53	11.40	1.76
C	2.54	11.45	1.75
B	2.55	11.50	1.74
A	2.65	17.12	1.17

Se tiene un remanso de 11.1 cm. TABLA I.3.4

Por los tanteos efectuados y las razones antes expuestas se elige una plantilla $b = 4.00$ m. y se procede a hacer la revisión hidráulica del puente canal puntos k a A.

REVISIÓN HIDRAULICA DEL PUENTE CANAL APLICANDO LA ECC. D' BERNOULLI

Sección k a J

d = Tírante

S = Pendiente

Datos

h = Coeficiente de rugosidad

h_v = Carga de velocidad

$$d_k = 2.539 \text{ m.}$$

Z = Desnivel

$$S = .0002$$

V = Velocidad

$$h_v = \frac{v^2}{2g} = .0795 \text{ m.}$$

A = Area

$$Z_j = .0002 \times 7.5 = .0015 \text{ m.}$$

Q = Gasto

P = Perímetro mojado

$$Z_j + d_j + h_{v_j} = d_k + h_{v_k} + h_{ts}$$

r = Radio hidráulico

V_m = Velocidad media

$$d_j + h_{v_j} - h_{ts} = d_k + h_{v_k} - Z_j$$

h_f = Pérdidas por fricción

h_t = Pérdidas por transición

Sustituyendo

$$d_j + h_{v_j} - h_{ts} = 2.539 + .0795 - .0015$$

$$d_j + h_{v_j} - h_{ts} = 2.617 \text{ m.}$$

Por tanteos se supone d_j

$$d_j = 2.43 \text{ m.}$$

Area

$$A = 4.0 \times 2.43 = 9.72 \text{ m}^2$$

Velocidad

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{20}{9.72} = 2.058 \text{ m/seg.}$$

$$h_{v_j} = \frac{v^2}{2g} =$$

$$h_{v_j} = \frac{2.058^2}{2 \times 9.81} = .2158 \text{ m.}$$

Pérdidas por transición de salida

$$h_{ts} = 0.2 A h_v = 0.2 (h_{v_j} - h_{v_k})$$

Sustituyendo

$$h_{ts} = 0.2 (.2158 - .0795)$$

$$h_{ts} = .0273 \text{ m.}$$

Sustituyendo

$$d_j + h_{v_j} - h_{ts} = 2.43 + .2158 - .0273$$

$$d_j + h_{v_j} - h_{ts} = 2.619 \text{ m.}$$

$$2.617 \approx 2.619 \text{ m.}$$

Por lo tanto d_j es correcto

Sección J a I

$$d_j = 2.43 \text{ m.} \quad V_j = 2.058 \text{ m/seg.}$$

$$s = .0002$$

$$h_v = .2158 \text{ m.}$$

$$Z_I = .0002 \times 16 = .0032 \text{ m.}$$

$$Z_I + d_I + h_{v_I} = d_j + h_{v_j} + hf$$

$$d_I + h_{v_I} - hf = d_j + h_{v_j} - Z_I$$

Sustituyendo

$$d_I + h_{v_I} - hf = 2.43 + .2158 - .0032$$

$$d_I + h_{v_I} - hf = 2.643 \text{ m.}$$

Por tanteos se supone d_I

$$d_I = 2.44 \text{ m.}$$

Area

$$A_I = b \times d$$

$$A_I = 4.00 \times 2.44 = 9.76 \text{ m}^2$$

Velocidad

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

$$V_I = \frac{20}{9.76} = 2.049 \text{ m/seg.}$$

Perímetro mojado

$$P_I = b + 2 d_I =$$

$$P_I = 4.00 + 2 \times 2.44 = 8.88 \text{ m.}$$

Radio Hidráulico

$$r_I = \frac{A_I}{P_I}$$

$$r_I = \frac{9.76}{8.88} = 1.099 \text{ m.}$$

Carga de velocidad

$$h_{V_I} = \frac{V^2}{2g}$$

$$h_{V_I} = \frac{2.049^2}{2 \times 9.81} = 0.214 \text{ m.}$$

Velocidad Media

$$V_m = \frac{V_i + V_j}{2}$$

$$V_m = \frac{2.049 + 2.058}{2} = 2.054 \text{ m/s}$$

Pérdidas por Fricción

$$h_f = \left(\frac{V_m \times n}{r} \right)^2 \times L$$

$$hf = \left(\frac{2.054 \times .014}{1.099 \cdot 273} \right)^2 \times 16 = .012 \text{ m.}$$

Sustituyendo

$$d_I + hv_I - hf = 2.44 + .214 - .012$$

$$d_I + hv_I - hf = 2.642 \text{ m.}$$

$$2.643 \approx 2.642 \text{ m.}$$

Por lo tanto d_I es correcto

Sección I a H

$$d_I = 2.44 \text{ m.}$$

$$S = .0002$$

$$hv_I = .214 \text{ m.}$$

$$V_I = 2.049 \text{ m/s}$$

$$Z_H = .0002 \times 32 = .0064 \text{ m.}$$

$$Z_H + d_H + hv_H = d_I + hv_I + h_f$$

$$d_H + hv_H - hf = d_I + hv_I - Z_H$$

Sustituyendo

$$d_H + hv_H - hf = 2.44 + .214 - .0064$$

$$d_H + hv_H - hf = 2.648 \text{ m.}$$

Por tanteos se supone d_H

$$d_H = 2.46 \text{ m.}$$

Area

$$A_H = b \times d_H$$

$$A_H = 4.00 \times 2.46 = 9.84 \text{ m}^2$$

Velocidad

$$V_H = \frac{Q}{A_H}$$

$$V_H = \frac{20}{9.84} = 2.033 \text{ m/s}$$

Perímetro mojado

$$P_H = b + 2d_H =$$

$$P_H = 4.00 + 2 \times 2.46 = 8.92 \text{ m.}$$

Radio Hidráulico

$$r_H = \frac{A_H}{P_H}$$

$$r_H = \frac{9.84}{8.92} = 1.103 \text{ m.}$$

Carga de velocidad

$$h_{v_H} = \frac{V_H^2}{2g}$$

$$h_{v_H} = \frac{2.033^2}{2 \times 9.81} = .211 \text{ m.}$$

Velocidad Media

$$V_m = \frac{V_H + V_I}{2}$$

$$V_m = \frac{2.033 + 2.049}{2} = 2.041 \text{ m/s}$$

Pérdidas por Fricción

$$h_f = \left(\frac{V_m \times \eta}{2.73} \right)^2 \times L$$

$$h_f = \left(\frac{2.041 \times .014}{1.103} \right)^2 \times 32 = .023 \text{ m.}$$

Sustituyendo

$$d_H + h_{v_H} - h_f = 2.46 + .211 - .023$$

$$d_H + hv_H - hf = 2.648 \text{ m.}$$

$$2.648 = 2.648 \text{ m.}$$

Por lo tanto d_H es correcto

Sección H a G

$$d_H = 2.46 \text{ m.}$$

$$S = .0002$$

$$hv_H = .211 \text{ m.}$$

$$V_H = 2.033 \text{ m/s}$$

$$Z_g = .0002 \times 32 = .0064 \text{ m.}$$

$$Z_g + d_g + hv_g = d_H + hv_H + hf$$

$$d_g + hv_g - hf = d_H + hv_H - Z_g$$

Sustituyendo

$$d_g + hv_g - hf = 2.46 + .211 - .0064$$

$$d_g + h_{v_g} - h_f = 2.665 \text{ m.}$$

Por tanteos se propone d_g

$$d_g = 2.48 \text{ m.}$$

Area

$$A_g = b \times d_g$$

$$A_g = 4.00 \times 2.48 = 9.92 \text{ m}^2$$

Velocidad

$$V_g = \frac{Q}{A_g}$$

$$V_g = \frac{20}{9.92} = 2.016 \text{ m/s}$$

Perímetro mojado

$$P_g = b + 2d_g$$

$$P_g = 4.00 + 2 \times 2.48 = 8.96 \text{ m.}$$

Radio Hidráulico

$$r_g = \frac{A_g}{P_g}$$

$$r_g = \frac{9.92}{8.96} = 1.107 \text{ m.}$$

Carga de velocidad

$$h v_g = \frac{v_g^2}{2g}$$

$$h v_g = \frac{2.016^2}{2 \times 9.81} = .207 \text{ m.}$$

Velocidad Media

$$V_m = \frac{V_g + V_H}{2}$$

$$V_m = \frac{2.016 + 2.033}{2} = 2.025 \text{ m/s}$$

Pérdidas por Fricción

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

$$h_f = \left(\frac{2.025 \times .014}{1.107^{2/3}} \right)^2 \times 32 = .022 \text{ m.}$$

Sustituyendo

$$d_g + h v_g - h_f = 2.48 + .207 - .022$$

$$d_g + h v_g - h_f = 2.665 \text{ m.}$$

$$2.665 = 2.665 \text{ m.}$$

Por lo tanto d_g es correcto

Sección G a F

$$d_g = 2.48 \text{ m.}$$

$$S = .0002$$

$$h v_g = .207 \text{ m.}$$

$$V_g = 2.016 \text{ m/s}$$

$$Z_I = .0002 \times 32 = .0064 \text{ m.}$$

$$Z_F + d_F + h v_F = d_g + h v_g + h f$$

$$Z_F + h v_F - h f = d_g + h v_g - Z_F$$

Sustituyendo

$$d_F + h v_F - h f = 2.48 + .207 - .0064$$

$$d_F + h v_F - h f = 2.681 \text{ m.}$$

Por tanteos se propone d_F

$$d_F = 2.50 \text{ m.}$$

Area

$$A_F = b \times d_F$$

$$A_F = 4.00 \times 2.50 = 10.00 \text{ m}^2$$

Velocidad

$$V_F = \frac{Q}{AF}$$

$$V_F = \frac{20}{10} = 2.00 \text{ m/s}$$

Perímetro mojado

$$P_F = b + 2d_F$$

$$P_F = 4.00 + 2 \times 2.50 = 9.00 \text{ m.}$$

Radio Hidráulico

$$r_F = \frac{AF}{PF}$$

$$r_F = \frac{10.00}{9.00} = 1.111 \text{ m.}$$

Carga de velocidad

$$h_{v_F} = \frac{v_F^2}{2g}$$

$$h_{v_F} = \frac{2.0^2}{2 \times 9.81} = .204 \text{ m.}$$

Velocidad Media

$$V_m = \frac{V_F + V_G}{2}$$

$$V_m = \frac{2 + 2.016}{2} = 2.008 \text{ m/s}$$

Pérdidas por Fricción

$$h_f = \left(\frac{V_m \times n}{r} \right)^2 \times L$$

$$h_f = \left(\frac{2.008 \times .014}{1.111} \right)^2 \times 32 = .022 \text{ m.}$$

Sustituyendo

$$d_F + h_{vF} - h_f = 2.50 + .204 - .022$$

$$d_F + h_{vF} - h_f = 2.682 \text{ m.}$$

$$2.681 \approx 2.682 \text{ m.}$$

Por lo tanto d_F es Correcto

Sección F a E

$$d_F = 2.50 \text{ m.}$$

$$S = .0002 \text{ m.}$$

$$h_{vF} = .204 \text{ m.}$$

$$VF = 2.00 \text{ m/s}$$

$$Z_E = .0002 \times 32 = .0064 \text{ m.}$$

$$Z_E = dE + hvE = dF + hvF + hf$$

$$dE + hvE - hf = dF + hvF - Z_E$$

Sustituyendo

$$dE + hvE - hf = 2.50 + .204 - .0064$$

$$dE + hvE - hf = 2.698 \text{ m.}$$

Por tanteos se propone d_E

$$d_E = 2.52 \text{ m.}$$

Area

$$AE = b \times d_E$$

$$AE = 4.00 \times 2.52 = 10.08 \text{ m}^2$$

Velocidad

$$v_E = \frac{Q}{AE}$$

$$v_E = \frac{20}{10.08} = 1.984 \text{ m/s}$$

Perímetro mojado

$$P_E = b + 2 d_E$$

$$P_E = 4.00 + 2 \times 2.52 = 9.04 \text{ m.}$$

Radio Hidráulico

$$r_E = \frac{AE}{PE}$$

$$r_E = \frac{10.08}{9.04} = 1.115 \text{ m.}$$

Carga de velocidad

$$h_{vE} = \frac{v_E^2}{2g}$$

$$h_{vE} = \frac{1.984^2}{2 \times 9.81} = .201 \text{ m.}$$

Velocidad Media

$$V_m = \frac{V_E + V_F}{2}$$

$$V_m = \frac{1.984 + 2.00}{2} = 1.992 \text{ m/s}$$

Pérdidas por Fricción

$$h_f = \left(\frac{V_m \times n}{r} \right)^2 \times L$$

$$h_f = \left(\frac{1.992 \times .014}{1.115} \right)^2 \times 32 = .022 \text{ m.}$$

Sustituyendo

$$dE + hv_E - hf = 2.52 + .201 - .022$$

$$dE + hv_E - hf = 2.699 \text{ m.}$$

$$2.698 \approx 2.699 \text{ m.}$$

Por lo tanto dE es correcto

Sección E a D

$$dE = 2.52 \text{ m.}$$

$$s = .0002$$

$$hv_E = .201 \text{ m.}$$

$$v_E = 1.984 \text{ m/s}$$

$$Z_D = .0002 \times 32 = .0064 \text{ m.}$$

$$Z_D + d_D - hv_D = dE + hv_E + hf$$

$$d_D + hv_D - hf = dE + hv_E - Z_D$$

Sustituyendo

$$d_D + hv_D - hf = 2.52 + .201 - .0064$$

$$d_D + hv_D - hf = 2.715 \text{ m.}$$

Por tanteos se propone dD

$$dD = 2.54 \text{ m.}$$

Area

$$A_D = b \times d_D$$

$$A_D = 4.00 \times 2.54 = 10.16 \text{ m}^2$$

Velocidad

$$V_D = \frac{Q}{A_D}$$

$$V_D = \frac{20}{10.16} = 1.969 \text{ m/s}$$

Perímetro mojado

$$P_D = b + 2 \text{ d}_D$$

$$P_D = 4.00 + 2 \times 2.54 = 9.08 \text{ m.}$$

Radio Hidráulico

$$r_D = \frac{A_D}{P_D}$$

$$r_D = \frac{10.16}{9.08} = 1.119 \text{ m.}$$

Carga de Velocidad

$$h_{v_D} = \frac{V_D^2}{2g}$$

$$h_{v_D} = \frac{1.969^2}{2 \times 9.81} = .198 \text{ m.}$$

Velocidad Media

$$V_m = \frac{V_D + V_E}{2}$$

$$V_m = \frac{1.969 + 1.984}{2} = 1.976 \text{ m/s}$$

Pérdidas por Fricción

$$h_f = \left(\frac{V_m \times \eta}{r} \right)^2 \times L$$

$$h_f = \left(\frac{1.976 \times .014}{1.119} \right)^2 \times 32 = .021 \text{ m.}$$

Sustituyendo

$$dD + h_vD - h_f = 2.54 + .198 - .021$$

$$dD + h_vD - h_f = 2.716 \text{ m.}$$

$$2.715 \approx 2.716 \text{ m.}$$

Por lo tanto dD es correcto

Sección D a C

$$dD = 2.54 \text{ m.}$$

$$s = .0002$$

$$h_vD = .198 \text{ m.}$$

$$V_D = 1.969 \text{ m/s}$$

$$Z_c = .0002 \times 32 = .0064 \text{ m.}$$

$$Z_c + d_c + h_{vc} = dD + h_vD + h_f$$

$$d_c + h_{vC} - h_f = d_D + h_{vD} - Z_c$$

Sustituyendo

$$d_c + h_{vC} - h_f = 2.54 + .198 - .0064$$

$$d_c + h_{vC} - h_f = 2.732 \text{ m.}$$

Por tanteos se propone d_c

$$d_c = 2.56 \text{ m.}$$

Area

$$A_c = b \times d_c$$

$$A_c = 4.00 \times 2.56 = 10.24 \text{ m}^2$$

Velocidad

$$V_c = \frac{Q}{A_c}$$

$$V_c = \frac{20}{10.24} = 1.953 \text{ m/s}$$

Perímetro Mojado

$$P_c = b + 2 \times d_c$$

$$P_c = 4 + 2 \times 2.56 = 9.120 \text{ m.}$$

Radio Hidráulico

$$r_c = \frac{A_c}{P_c}$$

$$r_c = \frac{10.24}{9.120} = 1.123 \text{ m.}$$

Carga de velocidad

$$h_{vc} = \frac{v_c^2}{2g}$$

$$h_{vc} = \frac{1.953^2}{2 \times 9.81} = .194 \text{ m.}$$

Vel. Media

$$v_m = \frac{v_c + v_D}{2}$$

$$v_m = \frac{1.953 + 1.969}{2} = 1.961 \text{ m/s}$$

Pérdidas por Fricción

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

$$h_f = \left(\frac{1.961 \times .014}{1.123^{2/3}} \right)^2 \times 32 = .021 \text{ m.}$$

Sustituyendo

$$d_c + h_{vc} - h_f = 2.56 + .194 - .021$$

$$d_c + h_{vc} - h_f = 2.734 \text{ m.}$$

$$2.732 = 2.734 \text{ m.}$$

Por lo tanto d_c es correcto

Sección C a B

$$d_c = 2.56 \text{ m.}$$

$$s = .0002$$

$$hvc = .194 \text{ m.}$$

$$Vc = 1.953 \text{ m/s}$$

$$ZB = .0002 \times 32 = .0064 \text{ m.}$$

$$ZB = dB + hvB = dc + hvc + hf$$

$$dB + hvB - hf = dc + hvc = ZB$$

Sustituyendo

$$dB + hvB - hf = 2.56 + .194 - .0064$$

$$dB + hvB - hf = 2.748 \text{ m.}$$

Por tanteos se propone dB

$$dB = 2.57 \text{ m.}$$

Area

$$AB = b \times dB$$

$$AB = 4.00 \times 2.57 = 10.28 \text{ m}^2$$

Velocidad

$$VB = \frac{Q}{AB}$$

$$VB = \frac{20}{10.28} = 1.946 \text{ m/s}$$

Perímetro Mojado

$$P_B = b + 2 \text{ dB}$$

$$P_B = 4.00 + 2 \times 2.57 = 9.14 \text{ m.}$$

Radio Hidráulico

$$r_B = \frac{AB}{P_B}$$

$$r_B = \frac{10.28}{9.14} = 1.125 \text{ m.}$$

Carga de Velocidad

$$h_{vB} = \frac{VB^2}{2g}$$

$$h_{vB} = \frac{1.946^2}{2 \times 9.81} = .193 \text{ m.}$$

Velocidad Media

$$V_m = \frac{VB + V_c}{2}$$

$$V_m = \frac{1.946 + 1.953}{2} = 1.949 \text{ m/s}$$

Pérdida por Fricción

$$h_f = \left(\frac{V_m \times n}{2.73 r_B} \right)^2 \times L$$

$$h_f = \left(\frac{1.949 \times .014}{1.125 \times 2.73} \right)^2 \times 32 = .020 \text{ m.}$$

Sustituyendo

$$dB + h_{vB} - h_f = 2.57 + .193 - .020$$

$$dB + hvB - hf = 2.743 \text{ m.}$$

$$2.748 \approx 2.743 \text{ m.}$$

Por lo tanto dB es Correcto

Sección B a A

$$dB = 2.57 \text{ m.}$$

$$S = .0002$$

$$hvB = .193 \text{ m.}$$

$$VB = 1.946 \text{ m/s}$$

$$ZA = .0002 \times 7.5 = .0015 \text{ m.}$$

$$ZA + dA + hvA = dB + hvB + hte$$

$$dA + hvA - hte = dB + hvB - ZA$$

Sustituyendo

$$dA + hvA - hte = 2.57 + .193 - .0015$$

$$dA + hvA - hte = 2.761 \text{ m.}$$

Por tanteos se supone dA

$$dA = 2.71 \text{ m.}$$

Area

$$A_A = d_A (b + 1.5 dA)$$

$$A_A = 2.71 (2.5 + 1.5 \times 2.71) = 17.791 \text{ m}^2$$

Velocidad

$$V_A = \frac{Q}{A_A}$$

$$V_A = \frac{20}{17.791} = 1.124 \text{ m/s}$$

Carga de Velocidad

$$h_{vA} = \frac{V_A^2}{2g}$$

$$h_{vA} = \frac{1.124^2}{2 \times 9.81} = .064 \text{ m.}$$

Pérdidas por transición de Entrada

$$h_{te} = 0.1 A h_v$$

$$h_{te} = 0.1 (h_{vB} - h_{vA})$$

$$h_{te} = 0.1 (.193 - .064)$$

$$h_{te} = .013 \text{ m.}$$

Sustituyendo

$$d_A + h_{vA} - h_{te} = 2.71 + .064 - .013$$

$$d_A + h_{vA} - h_{te} = 2.761 \text{ m.}$$

$$2.761 = 2.761 \text{ m. } \therefore d_A \text{ es correcto}$$

El remanso que se tendrá en el canal será:

$$2.71 - 2.539 = .171 \text{ m.} < \text{ el bordo libre considerado}$$

\therefore se considera aceptable

La altura de las paredes laterales del puente canal nos la marcará el valor del tirante más el bordo libre. El bordo libre se calcula siguiendo las recomendaciones de la Subdirección de Diseño de Zonas de Riego y Drenaje de la Dirección de Diseños de Infraestructura de Irrigación y Drenaje.

Los bordos libres para canales serán:

G A S T O	CANAL REVESTIDO	CANAL SIN REVESTIR
Menor o igual a 0.5	15 cm	35 cm
0.5 a 1.0	20 cm	40 cm
1.0 a 2.0	25 cm	50 cm
2.0 a 3.0	25 cm	55 cm
3.0 a 4.0	30 cm	60 cm
4.0 a 10.0	30 cm	70 cm
10.0 a 20.0	35 cm	80 cm
20 <	35 cm	80 cm

TABLA No. I.3.5

La sección hidráulica de la cubeta del puente canal queda con las siguientes dimensiones:

$$b = 4.00$$

$$h = 2.539 + 8L$$

$$h = 2.539 + .35$$

$$h = 2.89 = 2.90 \text{ m.}$$

El espesor mínimo de las paredes del conducto se determinará de acuerdo con la especificación del ACI 318-716 notación 10-4 para ancho mínimo de las trabes es de:

$$b \text{ mínimo} = \frac{L}{50} = \frac{32}{50} = .64 = 65 \text{ cm.}$$

por lo tanto la forma y dimensiones de la cubeta serán las siguientes:

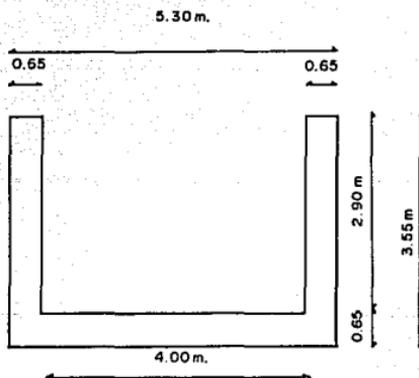


FIG. No. I.3.2

CAPITULO II

11.1 CALCULO ESTRUCTURAL DE LA CUBETA

Para el cálculo estructural de la cubeta, primero se revisarán las trabes laterales, posteriormente se analizarán y se diseñará, tanto transversalmente como longitudinalmente, la sección.

Para el cálculo estructural de las trabes laterales debe cumplirse la especificación del ACI-318-77 referencia 10-7 que nos marca para vigas peraltadas.

Para vigas continuas $\frac{d}{L} < \frac{2}{5}$

Para vigas libremente apoyadas $\frac{d}{L} < \frac{4}{5}$

$$\frac{d}{L} = \frac{3.55}{32} = .11 < \frac{2}{5} \quad \text{No es viga Peralzada}$$

L = Claro Mayor (m)

d = Peralte de la Viga. (m)

Para el pandeo lateral se seguirá la especificación de R. -- Park y T. Paulay en su libro de Estructuras de Concreto Reforzado.

$$\frac{L}{B} < 60$$

L = Claro libre

B = Ancho de la trabe

$$\frac{L}{B} = \frac{32}{.65} = 49.23 < 60$$

No presenta la sección problemas de pandeo lateral, por lo -- que no se considera necesario reforzar con puntales en la -- parte superior de la cubeta del puente canal.

II.1.1 DISEÑO DE LA CUBETA

El diseño de la cubeta se hace con las fórmulas tradicionales, ya sea teoría elástica o plástica, en este caso, se utilizará la primera.

Las fórmulas utilizadas serán las siguientes:

Peralte por momento flexionante

$$d = \sqrt{\frac{A}{kb}} \text{ en donde:}$$

d = Peralte efectivo de las paredes

M = Momento flexionante total

$$k = \frac{1}{2} f_c k_j$$

$$f_c = .45 f'_c$$

f'_c = Fatiga de ruptura del concreto a la compresión a los - 28 días de fabricado.

k_{yj} = Constantes del concreto empleado

b = Base de la trabe

Refuerzo mínimo para vigas trabajando a flexión según el Reglamento de Construcción del D.F.

$$A_{s\min} = \frac{.7 \sqrt{f'_c}}{f_y} \times bxd$$

A_{smin} = Área de acero mínimo por flexión

f_y = Límite de fluencia del acero 4,200 kg/cm²

d = Peralte efectivo de las paredes laterales

b = Base de la trabe

Momento resistente del concreto

$$M_{RC} = 1.5 kbd^2$$

M_{RC} = Momento resistente del concreto

Si $M_{ACT} \leq M_{RC}$ concreto la trabe será simplemente armada

Área de acero a tensión

$$A_s = \frac{M}{f_s j d}$$

A_s = Área de acero (cm²)

M = Momento flexionante (kg/cm)

f_s = Fatiga de trabajo del acero (kg/cm²)

d = Peralte efectivo de las paredes (cm)

$$j = 1 - k/3$$

Si $M_{ACT} > M_{RC}$ la trabe será doblemente armada

Área de acero a tensión

$$A_s = \frac{M}{f_s j d}$$

Area de acero a compresión

$$A's = \frac{M - M_{RC}}{f_{sc} (d - d')}$$

A's = Area de acero a compresión

M = Momento actuante

M_{RC} = Momento resistente del concreto

d = Peralte efectivo de las paredes

d' = recubrimiento

$$f_{sc} = \frac{k d - d'}{k d} (2n - 1) f_c$$

n, f_c , k = Constantes del concreto empleado

d = Peralte efectivo

d' = Recubrimiento

f_{sc} = Esfuerzo del acero a compresión

Revisión del esfuerzo cortante de la sección.

$$V_c = .29 \sqrt{f'_c}$$

V_c = Esfuerzo cortante máximo admisible en el concreto a una distancia "d" del apoyo sin refuerzo en el alma

$$V_c = .53 \sqrt{f'_c}$$

V_c = Esfuerzo cortante máximo admisible a una distancia "d" del apoyo con refuerzo en el alma

Si $V_{ACT} \leq V_c$ No se necesitan estribos, solo por temperatura

$$e_t = \frac{2 A_v}{.0015b}$$

e_t = Estribos por temperatura

A_v = Area de la varilla

b = Base de la trabe

Si $V_{ACT} > V_c$ Se necesita calcular estribos

$$V' = V_{ACT} - V_c$$

V' = Cortante remanente que toman los estribos

V_{ACT} = Cortante actuante

V_c = Cortante resistente del concreto sin estribos

Separación de estribos

$$e = \frac{2a_s f_s d}{V'}$$

e = Separación de estribos

a_s = area de la varilla

f_s = Fatiga de trabajo del acero

d = Peralte efectivo

V' = Cortante remanente que toman los estribos

11.1.1.1 REVISIÓN DE LAS VARILLAS POR ADHERENCIA

El esfuerzo permisible máximo de adherencia para varillas corrugadas en tensión, es de $\frac{2.3\sqrt{f'c}}{D}$ para varillas del lecho superior, pero no mayor de 25 kg/cm².

Para varillas que no sean del lecho superior, dicho esfuerzo es de $\frac{3.2\sqrt{f'c}}{D}$ pero no mayor de 35 kg/cm².

Las varillas corrugadas a compresión, el esfuerzo permisible es de $1.7\sqrt{f'c}$, pero no mayor de 28 kg/cm².

D = Diámetro nominal de la varilla en cm.

f'c = Resistencia del concreto kg/cm²

Las varillas del lecho superior, por lo que se refiere a adherencia, son aquellas varillas horizontales colocadas de tal manera que se cuelan más de 30 cm. de concreto por debajo de ellas, en el miembro en cuestión.

Por lo tanto tenemos

Lecho Superior

Var. a Compresión

$$\mu = \frac{2.3\sqrt{f'c}}{D} = \frac{2.3\sqrt{250}}{3.81} = 9.54 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu = 1.7\sqrt{f'c} = 1.7\sqrt{250}$$

Lecho Inferior

$$\mu = \frac{3.2\sqrt{250}}{D} = \frac{3.2\sqrt{250}}{3.81} = 13.28 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu = 26.88 \text{ kg/cm}^2$$

Para calcular los esfuerzos de adherencia

$$q = \frac{V}{\sum o_j d}$$

V = Cortante vertical total, en kg. Este es el valor máximo tomado en la cara.

q = Esfuerzo de adherencia por unidad de área superficial de la varilla en kg/cm².

j = Coeficiente

d = Peralte efectivo de la viga en cm.

$\sum o$ = Suma de los perímetros de todas las varillas horizontales de refuerzo por tensión en la sección considerada - en cm.

II.1.1.2 SECCION TRANSVERSAL

Para el cálculo en el sentido transversal de la cubeta, se considera a esta como un marco rígido y se diseña de acuerdo con los diagramas de momento flexionante y fuerza cortante.

Las cargas que se consideran en este análisis serán, para -- conducto lleno, (a) presión del agua sobre las paredes y peso del agua más peso propio en el fondo del conducto, y para conducto vacío (b). Se analiza la primera colocando el acero en el lecho correspondiente y en el contrario se usa para (viento) la misma cantidad.

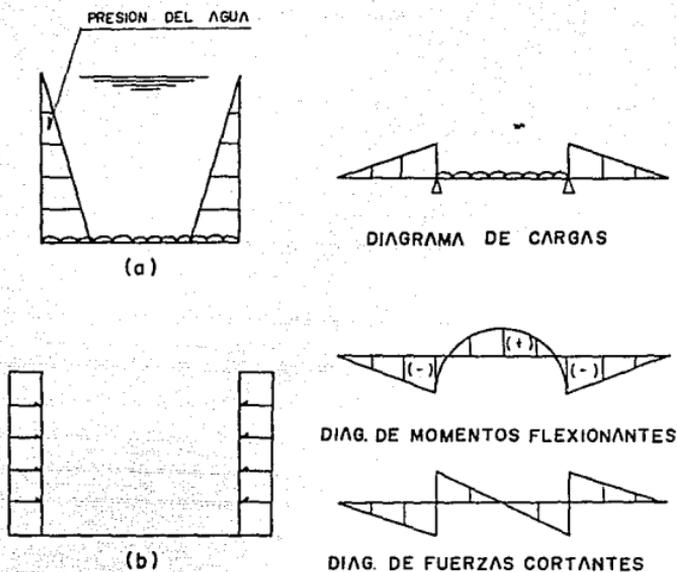


FIG.No. 11.1.1.2.1

Paredes del Conducto

$$E = \text{Empuje del agua} \frac{wh^2}{2} = \frac{1000 \times 2.90^2}{2} = 4,205.00 \text{ kg/m}^2$$

$$M_r = E \frac{h}{3} = \frac{4,205 \times 3.225}{3} = 4,520.375 \text{ kg m}$$

FUERZA CORTANTE $V = 4,205 \text{ kg}$

FONDO DEL CONDUCTO

Peso total del agua = $2.90 \times 1,000 \times 4.00 = 11,600.00 \text{ kg}$

Peso del Agua por ml = $\frac{11,600}{4.65} = 2,494.62 \text{ kg/m} = 2,495 \text{ kg/m}$

$$\text{Peso propio} = .65 \times 2,400 = 1,560 \text{ kg/m}$$

$$\text{Carga total} = 4,055.00 \text{ kg/m}$$

$$\text{MOMENTO AL CENTRO DEL CLARO } M = \frac{w l^2}{8}$$

$$M^{(+)} = \frac{4,055 \times 4.65^2}{8} - M_T \quad 10,959.90 - 4,520.375 = 6,439.53$$

$$\text{kg m} = 6,440 \text{ kg m}$$

FUERZA CORTANTE

$$V = \frac{w l}{2} = \frac{4,055 \times 4.65}{2} = 9,427.88 \text{ kg} = 9,428 \text{ kg}$$

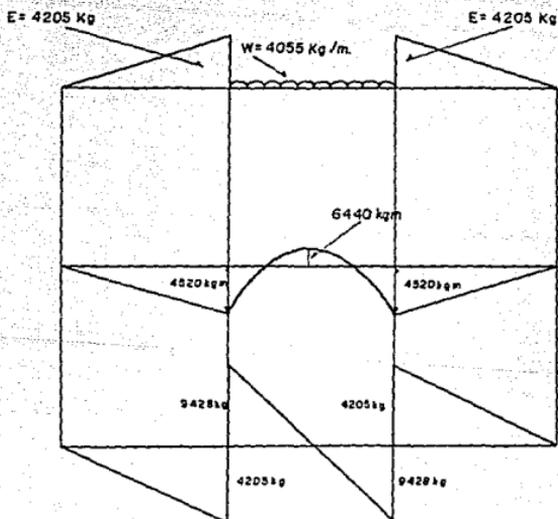


FIG. N° III.1.2.2

Las constantes de cálculo serán las siguientes:

$$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$fg = 4,200 \text{ kg/cm}^2$$

$$fs = .5 fy = 2,100 \text{ kg/cm}^2$$

$$Ec = 14,000 \sqrt{f'c}$$

$$Fc = 14,000 \sqrt{250} = 221,359.44 \text{ kg/cm}^2$$

$$fc = .45 f'c = 112.50 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = \frac{Es}{Ec} = \frac{21,000,000}{221,359.44} = 9.49$$

$$K = \frac{n}{n + \frac{fs}{fc}} = \frac{9.49}{9.49 + \frac{2,100}{112.5}} = 0.34$$

$$j = 1 - \frac{k}{3}$$

$$j = 1 - \frac{0.34}{3} = .89$$

$$k = \frac{1}{2} fc K j = \frac{1}{2} (112.5) (.34) (.89)$$

$$k = 17.02$$

$$V_{perm} = 1.32 \sqrt{f'c} = 1.32 \sqrt{250} = 20.87 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Con estribos}$$

$$V_{per} = .292 \sqrt{f'c} = .292 \sqrt{250} = 4.62 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Sin estribos}$$

$$\text{Paredes del Conducto } M = 4,520 \text{ kg m} \quad V = 4,205 \text{ Kg}$$

$$dM = \sqrt{\frac{M}{kb}} = \sqrt{\frac{452,000}{17.02 \times 100}} = 16.30 < 61 \text{ cm}$$

$$dV = \frac{V}{V_{perm}} = \frac{4,205}{4.62 \times 100} = 9.10 < 61 \text{ cm}$$

$$As^{(-)} = \frac{M}{fsjd} = \frac{452,000}{(2100) (.89) (61)} = 3.965 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Refuerzo Mínimo por Flexión

$$A_{s\min} = \frac{0.7\sqrt{f'c}}{f_y} bd$$

$$A_{s\min} = 16.075 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\min} = \frac{0.7\sqrt{250}}{4,200} \times 100 \times 61$$

$$16.075 \text{ cm}^2 > 3.965 \text{ cm}^2$$

∴ Se coloca porcentaje de acero mínimo trabajando a flexión

$$A_{s\min} = 16.075 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sep Var } 5/8" \emptyset \frac{as \times 100}{As} = \frac{1.98 \times 100}{16.075} = 12.32 \text{ cm.}$$

$$\text{Var } 5/8" \emptyset @ 12 \text{ cm.}$$

Refuerzo por Contracción y temperatura ACI 318-71 Notación -
7.12

$$A_{st} = pbd .0018 \times 100 \times 61 = 10.98 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sep.Temp.} = \frac{1.98 \times 100}{10.98} = 18.032 \text{ cm}$$

Se proponen 2 Emparrillados de 5/8" \emptyset @ 36 cm.

FONDO DEL CONDUCTO

$$M = 6,440 \text{ kg.m}$$

$$V = 9,428 \text{ kg}$$

$$dM = \sqrt{\frac{M}{kb}} = \sqrt{\frac{644000}{17.02 \times 100}} = 19.45 < 61 \text{ cm}$$

$$dv = \frac{V}{V_{perm}} = \frac{9,428}{4.62 \times 100} = 20.4 < 61 \text{ cm}$$

$$A_s (+) = \frac{M}{f_s j d} = \frac{644\,000}{(2100)(.89)(61)} = 5.648 < 16.075 \text{ cm}^2$$

∴ Se coloca % de acero mínimo trabajando a flexión.

$$S = \frac{1.98 \times 100}{16.075} = 12.52 \text{ Var } 3/8" \text{ } \emptyset @ 12 \text{ cm}$$

El armado de la cubeta en sentido transversal quedará de la siguiente forma:

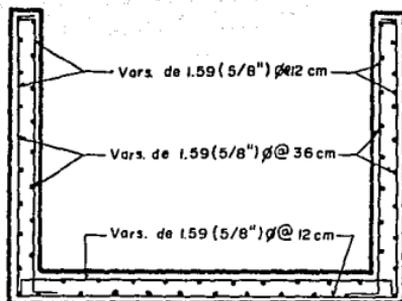


FIG. II.1.1.2.3

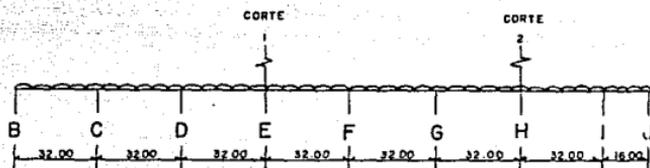
II.1.1.3 SECCION LONGITUDINAL

Para el cálculo del puente canal en el sentido longitudinal de la cubeta, se considera el peso del agua más el peso propio del conducto y se trata como una viga continua.

El puente canal consta de 8 claros, 7 de ellos tienen una longitud de 32 m. y el otro tiene una longitud de 16 m.

Se ha considerado el conducto trabajando como 3 tramos continuos, los primeros 2 de 3 claros de 32 m. cada uno y el restante como un tramo de 2 claros, un claro con una longitud de 32 m. y el otro de 16 m. (Ver. Fig. No. II.1.1.3.1).

Por lo tanto, se realizarán 2 cálculos, uno de 3 claros y otro de 2.



CARGAS CONSIDERADAS: PESO PROPIO DEL CONDUCTO

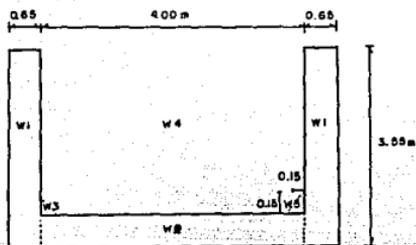


FIG. No. II.1.1.3.1

$$W_1 = .65 \times 3.55 \times 2 \times 2,400 = 11,076 \text{ kg/m Paredes Laterales}$$

$$W_2 = .65 \times 4 \times 2,400 = 6,240 \text{ kg/m Fondo del conducto}$$

$$W_3 = \frac{.15 \times .15 \times 2 \times 2,400}{2} = 54 \text{ kg/m Carteles (opcionales)}$$

PESO DEL AGUA CONSIDERANDO EL CONDUCTO LLENO

$$W_4 = (4.00 \times 2.90 - .15 \times .15) \times 1,000 = 11,577.5 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{Total}} = 28,947.5 \text{ kg/m}$$

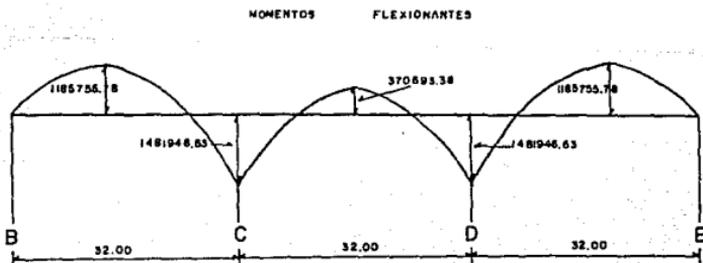
Esta carga se supone soportada por 2 traveses rectangulares laterales; la carga para cada una será:

$$W = \frac{28,947.5}{2} = 14,473.75 \text{ kg/m}$$

$$W = 14,473.75 \text{ kg/m}$$

Una vez obtenida la carga que actúa en el puente canal, se procederá a analizar el puente canal por el método de Cross, de la sección B a la sección J, empleando para esto un programa de Computadora obteniendo los siguientes resultados:

Sección B a E igual a Sección E a H, consta de 3 claros de 32 m. cada uno.



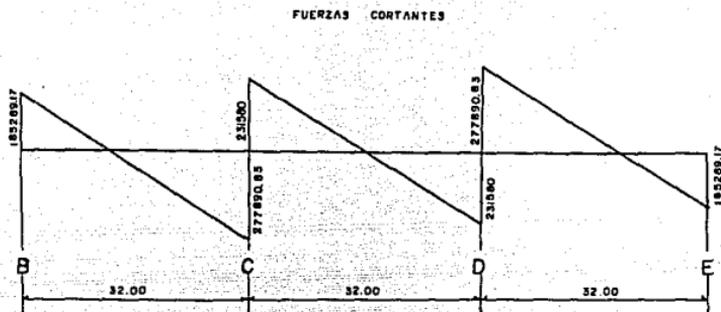


FIG. II.1.1.3.2

La Sección H a J consta de 2 claros, uno de 32 m. y otro de 16 m.

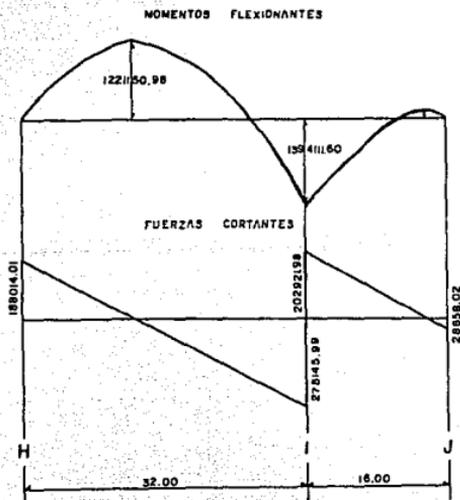


FIG. No. II.1.1.3.3

DISEÑO DE LAS TRABES LATERALES

Se diseñarán las trabes laterales de la Sección B a E, que serán las mismas que la Sección E a H.

Diseño Sección B a E

Se utilizará para su diseño el método elástico y se usarán las mismas constantes de cálculo empleadas en la cubeta.

$$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$Es = 2'100,000 \text{ kg/cm}^2$$

$$fy = 4,200 \text{ kg/cm}^2$$

$$Ec = 221,359.44 \text{ kg/cm}^2$$

$$fs = 2,100 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = 9.49$$

$$fc = 112.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$k = .34$$

$$j = .89$$

$$K = 17.02$$

MOMENTO RESISTENTE DEL CONCRETO

$$MRC = kbd^2$$

$$MRC = \frac{17.02 \times 65 \times 345^2}{100} = 1'316,773.58 \text{ kg cm}$$

El momento máximo que se tiene es de 1'481,946.63, que es mayor que el momento resistente del concreto, por lo tanto se diseñará doblemente armada.

$$M_{\max} = 1.5 kbd^2 = d \sqrt{\frac{M}{1.5 kb}}$$

$$d = \sqrt{\frac{1'481,946 \ 63}{1.5 \times 17.02 \times 65}} = 298.84 < 345 \text{ cm.}$$

Se toma $d = 345, h = 355 \text{ cm}$

Acero a Tensión

$$A_s = \frac{M}{f_s j d}$$

$$A_s = \frac{M \times 100}{2100 (.89) (345)} = \frac{M \times 100}{644,805}$$

$$A_s = \frac{M}{6,448.05}$$

Acero a Compresión

$$A'_s = \frac{M - MRC}{f_{sc} (d - d')}$$

$$f_{sc} = \frac{Kd - d}{Kd} (2n - 1) f_c$$

$$f_{sc} = \frac{.34 (345) - 10}{.34 (345)} (2 \times 9.49 - 1) 112.5$$

$$f_{sc} = 1,850.31 < f_s = .5f_y = 2,000 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{sc} = 1,850 \text{ kg/cm}^2$$

$$A'_s = \frac{(M - MRC) \times 100}{f_{sc} (d - d')}$$

$$A'_s = \frac{(M - 1'316,773.58) \times 100}{1850 (345 - 10)}$$

$$A'_s = \frac{M - 1'316,773.58}{6,197.50}$$

CALCULO DE AREAS DE ACERO

$$A_s \text{ t BC} = \frac{M}{6,448.05} = \frac{1'185,755.78}{6,448.05} = 183.89 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ t BC} = \frac{M - 1'316,773.58}{6,197.50} = \frac{1'185,755.78 - 1'316,773.58}{6,197.50} =$$

- 21.14 cm² Se pone 1/5 AST

$$A_s \text{ t BC} = 36.78 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ c} = \frac{M}{644.805} = \frac{1'481,946.63}{644.805} = 229.83 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ c} = \frac{M - 1'316,773.58}{6,197.50} = \frac{1'481,946.63 - 1'316,773.58}{6,197.50}$$

26.65 cm²

$$A_s \text{ t CD} = \frac{M}{644.805} = \frac{370,693.38}{644.805} = 57.49 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ t CD} = \frac{M - 1'316,773.58}{6,197.50} = \frac{370,693.38 - 1'316,773.58}{6,197.50} =$$

- 152.6 cm² Se pone 1/5 AST

$$A_s \text{ t CD} = 11.50 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ D} = \frac{M}{644.805} = \frac{1'481,946.03}{644.805} = 229.83 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ D} = \frac{M - 1'316,773.58}{6,197.50} = \frac{1'481,946.63 - 1'316,773.58}{6,197.50} =$$

26.65 cm²

$$A_s \xi_{DE} = \frac{M}{644 \cdot 805} = \frac{1'185,755.78}{644 \cdot 805} = 183.89 \text{ cm}^2$$

$$A's \xi_{DE} = \frac{M - 1'316,773.58}{6,197.50} = \frac{1'185,755.78 - 1'316,773.58}{6,197.50} = -21.14 \text{ cm}^2 \text{ Se pone } 1/5 \text{ AST}$$

$$A's \xi = 36.78 \text{ cm}^2$$

Refuerzo mínimo por flexión

$$A_{smin} = \frac{.7 \sqrt{f'c}}{f_y} \times b \times d$$

$$A_{smin} = \frac{.7 \sqrt{250}}{4,200} \times 65 \times 345 = 59.10 \text{ cm}^2$$

Area de acero por temperatura en una cara.

$$\text{Temp/cara} = .0009 (b) (H)$$

$$= .0009 (65) (355) = 20.77 \text{ cm}^2$$

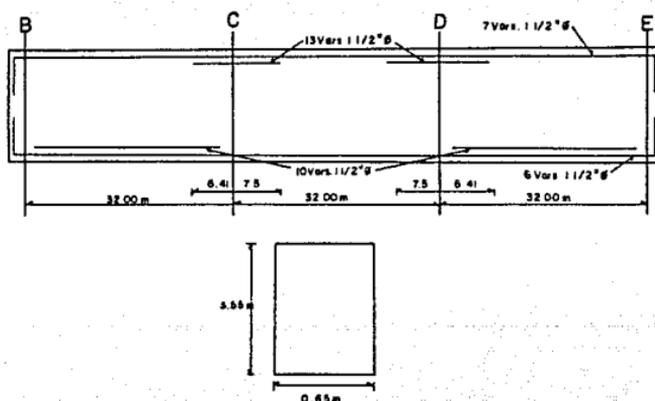


FIG. No. II.1.1.3.4

CALCULO DE ANCLAJES

Cálculo de la longitud de desarrollo l_d , en la cual se considera que una barra de tensión se ancla de modo que desa--

rolle su esfuerzo de fluencia.

$$ldb = 0.06 \frac{as \cdot fy}{\sqrt{f'c}} \geq 0.006 \cdot db \cdot fy$$

$$ldb = .06 \frac{11.4 (4,200)}{\sqrt{250}} = 181.69 > .006 (381) (4,200) \\ = 96.01 \text{ cm}$$

$$ldb = 181.69 \text{ cm}$$

db = Ø barra en cm.

as = Area transversal

fy = Resis. Acero kg/cm²

f'c = Resis. concreto

ldb = Long. de desarrollo

Se multiplica por 1.4 por tener más de 30 cm. de concreto -
bajo ellas.

$$ldb = 181.69 \times 1.4 = 254.37 \text{ cm}$$

$$ldb = 254 \text{ cm.}$$

BASTONES

Cálculo de longitud de Bastones para los apoyos de C que --
serán los mismos para D.

$$M = Map + Vf \cdot x - \frac{wf \cdot x^2}{2} ; MR = \frac{Av \cdot fs \cdot jd}{100}$$

Apoyo C Izq. = D DER

$$-514,554.39 = 1'481,946.63 + 277,890.83 x - \frac{14,473.75 x^2}{2}$$

$$7,236.88 x^2 - 277,890.83 x + 967,402.24$$

$$x_1 = 34.52 \text{ m}$$

$$L + 1d = 3.87 + 2.54 = 6.41 \text{ m.}$$

$$x_2 = 3.87 \text{ m}$$

Apoyo C DER = 0 IZQ

$$-514,544.29 = 1'481,946.63 + 231,580 x - \frac{14,473.75 x^2}{2}$$

$$7,236.88 x^2 - 231,580 x + 967,402.24$$

$$x_1 = 27.06 \text{ m}$$

$$x_2 = 4.94 \text{ m}$$

$$l + 1d = 4.94 + 2.54 = 7.48 = 7.50 \text{ m.}$$

Diseño de Estribos

En los apoyos extremos la fuerza cortante vale:

$$V = 185,269.17 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{perm} = 1.32 \sqrt{f'c} = 1.32 \sqrt{2.50} = 20.87 \text{ kg/cm}^2 \text{ con estribos}$$

$$V_{perm} = .292 \sqrt{f'c} = 2.92 \sqrt{250} = 4.62 \text{ kg/cm}^2 \text{ sin estribos}$$

El valor de "v" a una distancia d del apoyo

$$V = 185,269.17 - (14,473.75 \times 3.45) = 135,334.73 \text{ kg}$$

$$v = \frac{V}{bd} = \frac{135,334.73}{65 \times 345} = 6.03 > 4.62 \text{ kg.} \text{ Se necesitan estribos}$$

$$\text{Est } 1/2" \text{ } \emptyset = \frac{2 \text{ as } f_{sd}}{v'}$$

$$V_c = .292 \sqrt{f'c} \times b \times d$$

$$V_c = .292 \sqrt{250} \times 65 \times 345 = 103,534.55 \text{ kg}$$

$$V' = V_{act} - V_c$$

$$V' = V_{act} - 103,534.55$$

$$V' = 135,334.73 - 103,534.55 = 31,800.18 \text{ kg}$$

$$e \text{ 1/2" } \emptyset = \frac{2 \text{ as } f_s d}{V'} = \frac{2(1.27)(2,100)(345)}{31,800.18} = 57.87 \text{ cm}$$

$$e \text{ 1/2" } \emptyset @ 57 \text{ cm}$$

Cortante en los apoyos centrales

$$V_1 = 277,890.83 \text{ kg} ; V_2 = 231,580 \text{ kg}$$

El valor de "V" a una distancia "d" del apoyo

$$V_1 = 277,890.83 - (14,473.75 \times 3.45) = 277,956.39 \text{ kg}$$

$$V_2 = 231,530 - (14,373.75 \times 3.45) = 181,645.56 \text{ kg}$$

$$V_1 = \frac{V}{bd} = \frac{227,956.39}{65 \times 345} = 10.17 > 4.62 \text{ kg}$$

$$V_2 = \frac{V}{bd} = \frac{181,645.56}{65 \times 345} = 8.10 > 4.62 \text{ kg} \therefore \text{ Se calcularán estribos}$$

$$V' = V_{act} - 103,534.55$$

$$V_1 = 227,956.39 - 103,534.55 = 124,421.84$$

$$V_2 = 181,645.56 - 103,534.55 = 78,111.01$$

$$e \ 1/2" \ \emptyset = \frac{2 \text{ as } f_{sd}}{V_r}$$

$$e_1 \ 1/2" \ \emptyset = \frac{2(1.270) (2,100) (345)}{124,421.84} = 14.79 \text{ cm}$$

$$e_1 \ 1/2" \ \emptyset @ 14 \text{ cm}$$

$$e_2 \ 1/2" \ \emptyset = \frac{2(1.27) (2,100)(345)}{78,111.01} = 16.86 \text{ cm}$$

$$e_2 \ 1/2" \ \emptyset @ 16 \text{ cm}$$

Sep. estribos

$$\frac{d}{2} = \frac{345}{2} = 172.5 \text{ cm}$$

Cálculo de la separación de estribos para evitar grietas producidas por contracciones debido a cambios de temperatura.

$$e \ 1/2" \ \emptyset_t = \frac{2 A_v}{.0015b} = \frac{2(1.27)}{.0015(65)} = 26.05 \text{ cm}$$

$$e \ 1/2" \ \emptyset_t @ 26 \text{ cm}$$

Cálculo de la longitud a partir de los apoyos donde se pondrán estribos.

- En los apoyos B y E se pondrán estribos $1/2" \ \emptyset @ 26 \text{ cm}$. - de separación.

- En los apoyos C y D se pondrán estribos $1/2" \ \emptyset @ 14 \text{ y } 16 \text{ cm}$. de separación por ser menor que la indicada por temperatura se calculará la longitud en la que se requiere este

La distancia que requiere de estribos a partir del apoyo C es

$$d + e + d = 3.45 + 8.60 + 3.45 = 15.50 \text{ m.}$$

Dibujo de Detalle

Para la trabe de B

a E (Tipo 1).

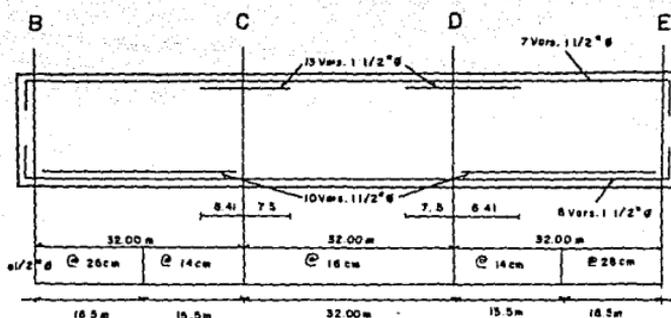


FIG. No. II.1.3.6

Cálculo de el esfuerzo de adherencia en la sección crítica -
de la viga (Tipo (1)) apoyos C y D

Lecho superior

$$u = \frac{509,470.83}{12 \times 20 \times .89 \times 345} = 6.91 \text{ kg/cm}^2 < 9.54 \text{ kg/cm}^2$$

Lecho inferior sujeto a compresión

$$u = \frac{509,470.83}{12 \times 6 \times .89 \times 345} = 23.05 \text{ kg/cm}^2 < 26.88 \text{ kg/cm}^2$$

Diseño de las trabes laterales de la sección H a J

Se utilizará para su diseño el método elástico y se usarán las mismas constantes de cálculo empleadas en la cubeta.

$$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$Es = 2'100,000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$fy = 4,200 \text{ kg/cm}^2$$

$$Ec = 221,359.44 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = 9.49$$

$$fs = 2,100 \text{ kg/cm}^2$$

$$k = .34$$

$$fc = 112.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$j = .89$$

$$k = 17.02$$

Momento resistente del concreto

$$MRC = kbd^2$$

$$MRC = \frac{17.02 \times 65 \times 345^2}{100} = 1'316,773.58 \text{ kg. cm}$$

El momento máximo que se tiene es de 1'394,111.60 que es mayor que el momento resistente del concreto, por lo tanto se diseñará doblemente armada.

$$Mmax = 1.5 kbd^2 = d \sqrt{\frac{M}{1.5 db}}$$

$$d = \sqrt{\frac{1'394,111.60}{1.5 \times 17.02 \times 65}} = 289.85 < 345 \text{ cm}$$

Se toma $d = 345$ y $h = 355$ cm

Acero a Tensión

$$As = \frac{M}{fsjd}$$

$$A_s = \frac{M \times 100}{2100 (.89)(345)} = \frac{M \times 100}{644,805}$$

$$A_s = \frac{M}{6,448.05}$$

Acero a Compresión

$$A'_s = \frac{M - MRC}{f_{sc} (d - d')}$$

$$f_{sc} = \frac{kd - d}{kd} (2n - 1) f_c$$

$$f_{sc} = \frac{.34 (345) - 10}{.34 (345)} (2 \times 949 - 1) 112.5$$

$$f_{sc} = 1850.31 < f_s = .5 f_y = 2,000 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{sc} = \frac{(M - MRC) \times 100}{f_{sc} (d - d')}$$

$$A'_s = \frac{(M - 1'316,773.58) \times 100}{1850 (345 - 10)}$$

$$A'_s = \frac{M - 1'316,773.58}{6,197.50}$$

Cálculo de áreas de acero

$$A_s \text{ e HI} = \frac{M}{6,448.05} = \frac{1'221,150.98}{6,448.05} = 189.38 \text{ cm}^2$$

$$A'_s \text{ e HI} = \frac{M - 1'316,773.58}{6,197.50} = \frac{1'221,150.98 - 1'316,773.58}{6,197.50} =$$

- 15.43 cm² Se pone 1/5 AST

$$A'_s \text{ e HI} = 37.88 \text{ cm}^2$$

$$As I = \frac{M}{6,448.05} = \frac{-1'394,111.60}{6,448.05} = 216.21 \text{ cm}^2$$

$$A's I = \frac{M - 1'316,773.58}{6,197.50} = \frac{1'394,111.60 - 1'316,773.58}{6,197.50} = 12.48 \text{ cm}^2$$

$$A's I = 12.48 \text{ cm}^2$$

$$As \text{ } \notin \text{ IJ} = \frac{M}{6,448.05} = \frac{28,371.52}{6,448.05} = 4.40 \text{ cm}^2$$

$$As \text{ } \notin \text{ IJ} = \frac{M - 1'316,773.58}{6,197.50} = \frac{28,371.52 - 1'316,773.58}{6,448.05} = -207.89 \text{ cm}^2 \text{ Se pone } 1/5 \text{ AST}$$

$$As \text{ } \notin \text{ IJ} = 0.88 \text{ cm}^2$$

Refuerzo mínimo por flexión

$$f = \frac{.7 \sqrt{f'c}}{fy} \text{ bd}$$

$$As_{min} = \frac{.7 \sqrt{250}}{4,200} \times 65 \times 345 = 59.10 \text{ cm}^2$$

Area de acero por temp. en una cara

$$As \text{ temp/cara} = .0009 (b) (H)$$

$$= .0009 (65) (355) = 20.77 \text{ cm}^2$$

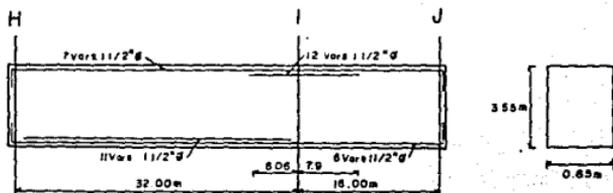


FIG. No. II.1.1.3.7

CALCULO DE BASTONES

Cálculo de longitud de bastones para el apoyo I, longitud de desarrollo para Var 1 1/2" \emptyset con más de 30 cm. de concreto - bajo ella.

$$1 \text{ 1/2" } \emptyset \text{ ldb} = 2.54 \text{ m.}$$

$$MR = \frac{A_v f_s j d}{100} = \frac{79.80 (2,100) (.89) (345)}{100} = 514,544.39 \text{ kg cm}$$

APOYO I IZQ

$$M = M_{ap} + v_f x - \frac{w_f x^2}{2}$$

$$- 514,544.39 = 1'394,111.60 + 275,145.99x - \frac{14,473.75 x^2}{2}$$

$$7,236.88 x^2 - 275,145.99x + 879,567.21 = 0$$

$$x_1 = 34.49 \text{ m}$$

$$ld + d = 3.52 + 2.54 = 6.06 \text{ m.}$$

$$x_2 = 3.52 \text{ m}$$

APOYO I DER

$$- 514,544.39 = 1'394,111.60 + 202,921.98x - \frac{14,473.75 x^2}{2}$$

$$7,236.88 x^2 - 202,921.98x + 879,567.21$$

$$x_1 = 22.68 \text{ m}$$

$$x_2 = 5.36 \text{ m} \quad l_d + d = 5.36 + 2.54 = 7.90 \text{ m.}$$

DISEÑO DE ESTRIBOS

En los apoyos extremos la fuerza cortante vale

$$V_H = 188,014.01 \text{ kg} \quad V_I = 286,658.02 \text{ kg}$$

$$V_{perm} = 20.87 \text{ kg/cm}^2 \text{ Con estribos}$$

$$V_{perm} = 4.62 \text{ Kg/cm}^2 \text{ sin estribos}$$

El valor de "V" a una distancia d del apoyo

$$V_H = 188,014.01 - (14,473.75 \times 3.45) = 138,079.57 \text{ kg.}$$

$$V_H = \frac{V}{bd} = \frac{138,079.57}{65 \times 345} = 6.16 > 4.62 \text{ kg/cm}^2 \therefore \text{ Se necesitan Estribos}$$

$$\text{Est } 1/2" \emptyset = \frac{2as \cdot fsd}{V_I} \quad V_J = 28,658.02 \text{ kg}$$

$$V_c = .292 \sqrt{f'_c} \times bxd \quad V_J = \frac{V}{bd} = \frac{28,658.02}{65 \times 345} =$$

$$V_c = .292 \sqrt{2500} \times 65 \times 345 \quad 1.28 < 4.62 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_c = 103,534.55 \text{ kg} \quad \therefore \text{ No se necesitan estribos - solo por temperatura}$$

$$V'_H = V_{act} - V_c$$

$$V'_H = V_{act} - 103,534.55$$

$$V'_H = 138,079.57 - 103,534.55$$

$$V'_H = 34,545.02 \text{ kg}$$

$$e \text{ 1/2" } \emptyset = \frac{2(1.27)(2,100)(345)}{34,545.02} = 53.27 \text{ cm}$$

$$e \text{ 1/2" } \emptyset @ 53 \text{ cm}$$

Cortante en el apoyo Central

$$V_1 = 275,145.99 \text{ kg} \quad V_2 = 202,921.98 \text{ kg}$$

El valor de "V" a una distancia d del apoyo vale

$$V_1 = 275,145.99 - (14,473.75 \times 3.45) = 225,211.55 \text{ kg}$$

$$V_2 = 202,921.98 - (14,473.75 \times 3.45) = 152,987.54 \text{ kg}$$

$$V_1 = \frac{V}{bd} = \frac{225,211.55}{65 \times 345} = 10.04 > 4.62 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_2 = \frac{V}{bd} = \frac{152,987.54}{65 \times 345} = 6.82 > 4.62 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Est 1/2" } \emptyset = \frac{2as \text{ fsd}}{V_1}$$

$$V' = V_{act} - V_c$$

$$V' = V_{act} - 103,534.55$$

$$V'_1 = 225,211.55 - 103,534.55 = 121,677 \text{ kg}$$

$$V'_2 = 152,987.54 - 103,534.55 = 49,452.99 \text{ kg}$$

$$e_1 \text{ 1/2" } \emptyset = \frac{2(1.27)(2,100)(345)}{121,677} = 15.12 \text{ cm.}$$

$$e_1 \text{ 1/2" } \emptyset @ 15 \text{ cm.}$$

$$e_2 \text{ 1/2" } \emptyset = \frac{2 (1.27)(2,100)(345)}{49,452.99} = 26.63 \text{ m.}$$

$$e_2 \text{ 1/2" } \emptyset @ 26 \text{ cm.}$$

Cálculo de la separación de estribos para evitar grietas producidas por contracciones debido a cambios de temperatura.

$$e \text{ 1/2" } \emptyset_t = \frac{2 A_v}{.0015b} = \frac{2(1.27)}{.0015(65)} = 26.05 \text{ cm.}$$

$$e \text{ 1/2" } \emptyset_t @ 26 \text{ cm.}$$

Sep. Est. en los apoyos extremos H y J

$$e_H \text{ 1/2" } \emptyset @ 26 \text{ cm.} \quad ; \quad e_J \text{ 1/2" } \emptyset @ 26 \text{ cm.}$$

Sep. Est. en el apoyo central

$$e_1 \text{ 1/2" } \emptyset @ 15 \text{ cm} \quad ; \quad e_2 \text{ 1/2" } \emptyset @ 26 \text{ cm}$$

Se calculará en el apoyo I IZQ. la longitud a partir del apoyo donde se requieren e 1/2 \emptyset @ 15 cm.

APOYO I IZQ

$$V' = V - V_c$$

$$V' = 10.04 - 4.62 = 5.42$$

$$a = (1 - d) \frac{V'}{V}$$

ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

79

$$a = (19.01 - 3.45) \frac{5.42}{10.04} = 8.40 \text{ m}$$

$$a = 8.40 \text{ m.}$$

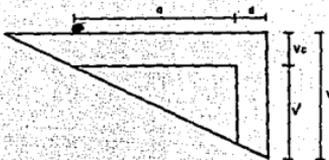


FIG. No. II.1.1.3.8

La distancia que se requiere de estribos a partir del apoyo I es.

$$d + a + d = 3.45 + 8.4 + 3.45 = 15.30 \text{ cm.}$$

SEPARACION DE ESTRIBOS

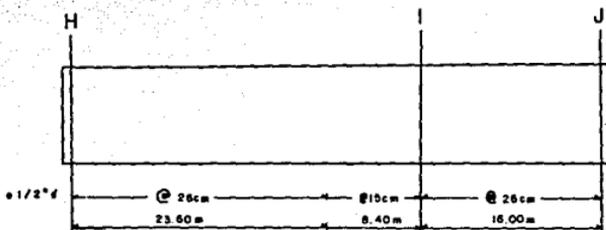


FIG. No. II.1.1.3.9

Cálculo de el esfuerzo de adherencia en la sección crítica -
de la viga Tipo 2 Apoyo I.

Lecho superior

$$u = \frac{478,067.97}{12 \times 19 \times .89 \times 345} = 6.83 \text{ kg/cm}^2 < 9.54 \text{ kg/cm}^2$$

Techo inferior, Sujeto a compresión

$$u = \frac{478,067.97}{12 \times 6 \times .89 \times 345} = 21.62 \text{ kg/cm}^2 < 26.88 \text{ kg/cm}^2$$

CAPITULO III

III.1 APOYOS INTERMEDIOS

Los apoyos intermedios que soportarán la estructura del -- puente canal serán columnas de concreto que descargarán sobre una zapata rectangular.

Estas columnas se proyectan para recibir las descargas producidas por la superestructura y fuerzas sísmicas o de viento.

Se ha elegido calcular la estructura con empuje de sismo solamente por considerarse que es el más desfavorable principalmente porque la estructura se encuentra situada en una zona sísmica.

Todas las columnas se proyectarán con un ancho total igual al de la cubeta más las paredes laterales y de espesor variable dependiendo de su altura.

Se presenta a continuación una tabla con las características de los apoyos. De estos, se eligieron 3 columnas Tipo para ser analizadas.

COLUMNA	DIMENSIONES (m).	ALTURA (m)	TIPO
2	5.30 x 1.00	6.50	A
3	5.30 x 1.00	8.45	A
4	5.30 x 1.00	9.45	A
5	5.30 x 1.00	11.45	A
6	5.30 x 1.50	24.00	B
7	5.30 x 1.50	24.00	B
8	5.30 x .60	4.50	C

Tabla No. III.1.1

DIMENSIONES DE LA COLUMNA

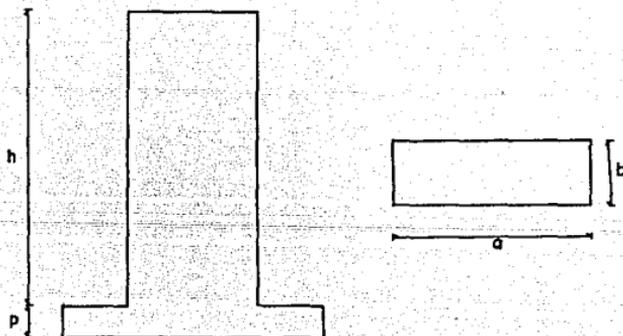


FIG. No. III.1.1

III.1.1 EMPUJE O FUERZA SISMICA

El cálculo de la fuerza sísmica será realizado con el método estático; se considera una variación lineal de aceleraciones horizontales. Esta aceleración va de un máximo en la parte superior de la estructura a cero en la base de la misma.

Para el caso del puente canal se considerarán varios pesos, uno será el de la cubeta del puente canal, más el peso del agua en una longitud centro a centro de apoyos actuando en la corona de la columna, otro será el peso propio de la columna, que dependiendo de su altura, se discretizará en varios masas para obtener un análisis más real, que estarán actuando a diferente altura en la estructura.

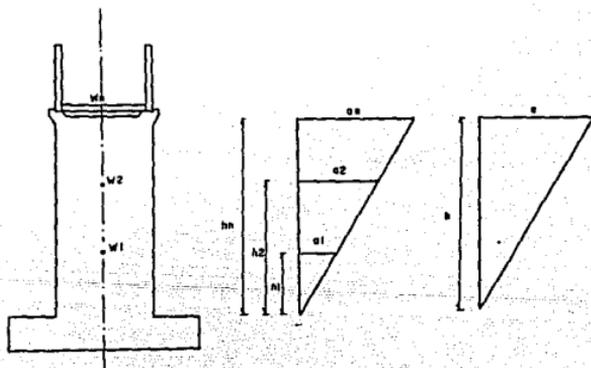


FIG. No. III.1.2

Para el cálculo del coeficiente sísmico se seguirán los uti lizados por el Reglamento para los Estados de la República, elaborados por el Instituto de Ingeniería para la Secretaría de Obras Públicas.

La estructura se encuentra en el estado de Hidalgo, el terreno es de Tipo I. Le corresponde, según la Fig, No. ---- III.1.1.2 y a la Tabla No. III.1.1.1 un coeficiente sísmico - $C = .16$.

MAPA DE REGIONALIZACION SISMICA.



FIG. No. III.1.1.2

TABLA DE COEFICIENTES SISMICOS

ZONA DE LA REPUBLICA	TIPO DE SUELO	C	T ₁ SEG.	T ₂ SEG.
A	I	0.08	0.4	0.6
	II	0.12	0.75	1.5
	III	0.16	1.0	2.5
B	I	0.16	0.4	0.6
	II	0.20	0.75	1.5
	III	0.24	1.0	2.5
C	I	0.24	0.3	0.5
	II	0.30	0.6	1.2
	III	0.36	0.8	2.2
D	I	0.48	0.2	0.4
	II	0.56	0.4	1.0
	III	0.64	0.6	2.0

TABLA No. III.1.1.1

Por el tipo de estructura y el destino de la misma se considera un factor de ductibilidad $Q = 2$.

Por lo tanto el coeficiente sísmico C_s será igual a

$$C_s = \frac{C}{Q} = \frac{0.16}{2} = .08$$

Cs = Coeficiente sísmico

C = Coeficiente sísmico del sitio

Q = Factor de ductilidad

Para obtener la fuerza sísmica y el cortante sísmico que actúan en la estructura se utilizará una tabla.

Se harán 3 tablas, 1 para cada una de las columnas tipo que se tienen.

Se emplearán las siguientes fórmulas:

$$B = \frac{C_s W}{W_i h_i} ; \quad F_i = B W_i h_i$$

Cs = Coeficiente sísmico

W = Peso total de la estructura

W_i = Peso de cubeta o columna

h_i = Altura a la que se considera aplicada la fuerza.

F_i = Fuerza

V = Cortante

TABLA COL. TIPO A. LA COLUMNA SE DIVIDIO EN 2 SECCIONES DE -
5.725 m c/u h = 11.45 m.

NIVEL	W (TON.)	H	W. H	F	V
3	926.32	11.45	10,606.364	79.507	79.507
2	72.822	8.59	625.359	4.688	84.195
1	72.822	2.86	208.453	1.563	85.757
	1,071.964		11,440.176	85.757	

TABLA III.1.1.2

TABLA COL. TIPO B. LA COLUMNA SE DIVIDIO EN 4 SECCIONES DE -
6 m. c/u h = 24.00.m

NIVEL	W (TON.)	H	W H	F	V
5	926.32	24	22,231.68	88.79	88.79
4	114.48	21	2,404.08	9.60	98.39
3	114.48	15	1,717.2	6.86	105.25
2	114.48	9	1,030.32	4.12	109.37
1	114.48	3	343.44	1.37	110.74
	1,384.24		27,726.72	110.74	

TABLA No. III.1.1.3

COL. TIPO C. LA COLUMNA SE CONSIDERA DE UNA SOLA SECCION
h=4.50 m.

NIVEL	W (TON.)	H	W H	F	V
2	694.74	4.50	3,126.33	56.92	56.92
1	34.34	2.25	77.27	1.41	58.33
	729.08		3,203.60	58.33	

TABLA No. III.1.1.4

III.1.2 REVISION POR DESPLAZAMIENTO

Se revisará el desplazamiento que tiene c/u de las columnas tipo. Se considerará como desplazamiento máximo permisible

$$\Delta_{\max} = .036 h_T$$

Δ_{\max} = desplazamiento máximo

h_T = Altura total de la columna

Se calculará el desplazamiento considerando la columna empotrada en su base y actuando sobre ella una fuerza concentrada para lo cual aplicaremos la siguiente fórmula:

$$\Delta = \frac{Ph^3}{3EI}$$

Δ = Desplazamiento de la estructura

P = Fuerza sísmica

h = Altura a la que está aplicada la fuerza

E = Módulo de elasticidad del concreto

I = Inercia de la sección

El desplazamiento total de la columna se obtendrá sumando los desplazamientos producidos por cada una de las fuerzas obtenidas en la tabla de fuerzas sísmicas de cada columna tipo, -

que actúan sobre ella. $\Delta_T = \Delta_1 + \Delta_2 + \Delta_3 \dots \Delta_n$

Inercia de la Sección

$$I = \frac{bh^3}{12}$$

I = Inercia de la sección

h = Altura de la sección

b = Base de la sección

III.1.2.1 COLUMNA TIPO A
 SECCION 530 x 100 cm $h_T = 11.45$ m.

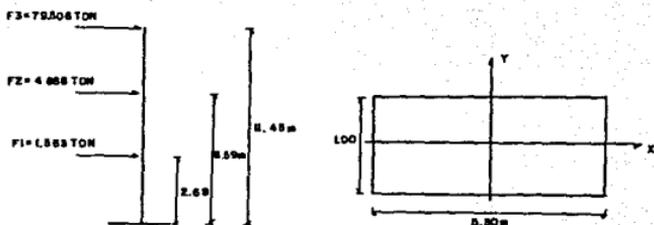


FIG. III.1.2.1.1

Inercia de la sección

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{100 \times (530)^3}{12} = 1,240,641,667 \text{ cm}^4$$

Módulo de elasticidad del concreto

$$E = 14,00 \sqrt{f'c} = 14,000 \sqrt{250} = 221,359.44 \text{ kg/cm}^2$$

Desplazamiento producido por F_1

$$\Delta_1 = \frac{Ph^3}{3EI} = \frac{1,563 \times (286)^3}{3 \times 221,359.44 \times 1,240,641,667} = .00004 \text{ cm.}$$

Desplazamiento producido por F_2

$$\Delta_2 = \frac{Ph^3}{3EI} = \frac{4,688 \times (859)^3}{3 \times 221,359.44 \times 1,240,641,667} = .00361 \text{ cm.}$$

Desplazamiento producido por F_3

$$\Delta_3 = \frac{Ph^3}{3EI} = \frac{79,566 \times (1,145)^3}{3 \times 221,359.44 \times 1,240,641,667} = 0.1449 \text{ cm.}$$

Desplazamiento total

$$\Delta_T = \Delta_1 + \Delta_2 + \Delta_3 = .00004 + .00361 + .1449 = .15 \text{ cm.}$$

Desplazamiento máximo

$$\Delta_{\max} = .006 h = .006 \times (1,145) = 6.87 \text{ cm.}$$

$$\Delta_{\text{TOT}} = .15 \text{ cm.} < \Delta_{\max} = 6.87 \text{ cm.}$$

∴ Se acepta el desplazamiento de la columna

III.1.2.2 COLUMA TIPO B

SECCION 530 x 150 $h_T = 24.00 \text{ m.}$

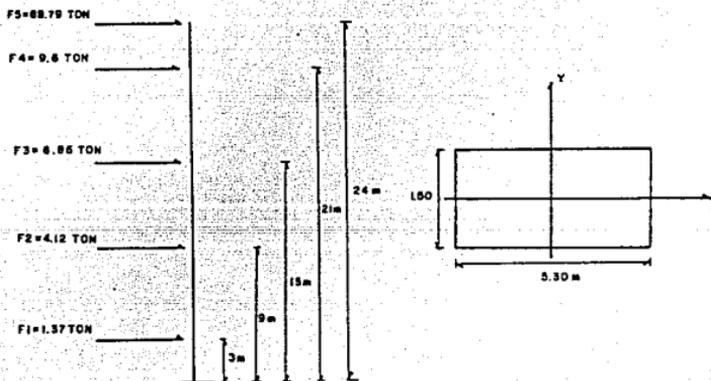


FIG. III.1.2.2.1

Inercia de la sección.

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{1.50 \times (530)^3}{12} = 1,860,962,500 \text{ cm}^4$$

Módulo de elasticidad del concreto

$$E_c = 221,359.44 \text{ kg/cm}^2$$

Desplazamiento producido por F_1

$$\Delta_1 = \frac{Ph^3}{3EI} = \frac{1,370 \times (300)^3}{3 \times 221,359.44 \times 1,860,962,500} = .00003 \text{ cm.}$$

Desplazamiento producido por F_2

$$\Delta_2 = \frac{Ph^3}{3EI} = \frac{4,120 \times (900)^3}{3 \times 221,359.44 \times 1,860,962,500} = .00243 \text{ cm.}$$

Desplazamiento producido por F_3

$$\Delta_3 = \frac{Ph^3}{3EI} = \frac{6,860 \times (1,500)^3}{3 \times 221,359.44 \times 1,860,962,500} = .01873 \text{ cm.}$$

Desplazamiento producido por F_4

$$\Delta_4 = \frac{Ph^3}{3EI} = \frac{9,600 \times (2,100)^3}{3 \times 221,359.44 \times 1,860,962,500} = .07194 \text{ cm.}$$

Desplazamiento producido por F_5

$$\Delta_5 = \frac{Ph^3}{3EI} = \frac{88,790 \times (2,400)^3}{3 \times 221,359.44 \times 1,860,962,500} = .99321 \text{ cm.}$$

Desplazamiento total

$$\Delta_T = \Delta_1 + \Delta_2 + \Delta_3 + \Delta_4 + \Delta_5 = .00003 + .00243 + .01873 + .07194 + .99321 = 1.09 \text{ cm.}$$

Desplazamiento máximo

$$\Delta_{max} = .006 h = .006 \times 2,400 = 14.40 \text{ cm.}$$

$$\Delta_{TOT} = 1.09 \text{ cm} < \Delta_{max} = 14.40 \text{ cm}$$

Se acepta el desplazamiento de la columna

III.1.2.3 COLUMNA TIPO C

$h = 4.50 \text{ m.}$ Sección $530 \times 60 \text{ cm.}$

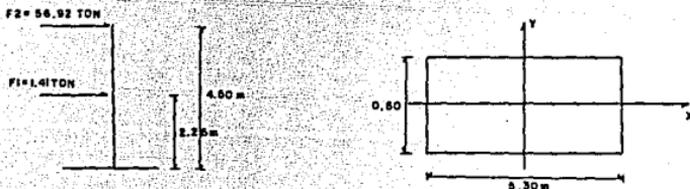


FIG.III.1.2.3.1

Inercia de la Sección

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{60 \times (530)^3}{12} = 744,385,000 \text{ cm}^4$$

Módulo de elasticidad del concreto

$$E = 221,359.44 \text{ kg/cm}^2$$

Desplazamiento producido por F_1

$$\Delta_1 = \frac{Ph^3}{3EI} = \frac{1,410 \times (225)^3}{3 \times 221,359.44 \times 744,385,000} = .00003 \text{ cm.}$$

Desplazamiento producido por F_2

$$\Delta_2 = \frac{Ph^3}{3EI} = \frac{56,920 \times (450)^3}{3 \times 221,359.44 \times 744,385,000} = .01049 \text{ cm.}$$

Desplazamiento total

$$\Delta_T = \Delta_1 + \Delta_2 = .00003 + .01049 = .01 \text{ cm.}$$

Desplazamiento máximo $.006 h = .006 \times 425 = 2.55 \text{ cm.}$

$$\Delta_{TOT} = .01 \text{ cm.} < \Delta_{max} = 2.55 \text{ cm.}$$

∴ Se acepta el desplazamiento de la columna

III.1.3 DISEÑO DE COLUMNAS

El diseño de las columnas se hará con las especificaciones alemanas en el Libro Manual Teórico Práctico de Hormigon - (Beton - Kalender) en su 44a. edición y las del Reglamento del A.C.I.

El diseño de las columnas se efectuará con el siguiente procedimiento. Según la especificación DIN - 1045 página 570, nos marca un porcentaje de refuerzo mínimo y máximo.

$\frac{h_s}{d}$	Mínimo	$f'c$	Máximo
5	.5	100-140 kg/cm ²	3
6	.56	115-160 kg/cm ²	3.6
7	.62	130-185 kg/cm ²	4.2
8	.68	150-205 kg/cm ²	4.8
9	.74	165-230 kg/cm ²	5.4
10	.80	180-250 kg/cm ²	6.0

TABLA No.III.1.3.1

h_s = Altura total de la columna

d = Espesor de la columna

III.1.3.1 PANDEO LATERAL

Para la compresión sin peligro de pandeo, es necesario que la carga admisible

$$P_{\text{adm.}} = \frac{P_{\text{ruptura}}}{3}$$

$$\therefore \frac{P_{\text{ruptura}}}{W_{\text{p.actuante}}} \geq 3$$

$$P_{\text{ruptura}} = A_c f'c + A_s f_y$$

A_c = Area bruta del concreto

A_s = Area total del refuerzo

W = Factor dependiente de la esbeltez

Para el pandeo en columnas con carga centrada cuando la columna está empotrada en un extremo y libre en el otro, se tomará como longitud de pandeo el doble de la altura de la columna, $h_k = 2h_k$

h_k = Longitud de pandeo

$\frac{h_k}{d} =$	valor $w =$
15	1.00
20	1.08
25	1.32
30	1.72
35	2.28
40	3.00

TABLA No. III.1.3.1.1

Cuando una columna está cargada excéntricamente, la revisión por pandeo se hace en la misma forma que para carga axial.

Como las pilas del puente canal no resisten únicamente cargas verticales sino que suministran también estabilidad para fuerzas laterales como sismo o viento, la forma de éstas le dará mayor tendencia a pandearse que cuando se le suministra soporte lateral, o sea que se comportará como si tuviese una longitud mayor que "h" (su longitud sin soporte). Esta longitud es h', la longitud efectiva, depende del grado de rotación y traslación que resisten los extremos de la columna en relación a sus condiciones de apoyo.

El Reglamento ACI 1963 indica que para estructuras cuya estabilidad depende de la rigidez de la columna, debe usarse h' (longitud efectiva) en vez de h , la longitud sin soporte y calcularse para vigas en voladizo o sea aquellas que se encuentran empotradas en un extremo y libres en el otro, como el doble de su longitud total, o sea $h' = 2h$.

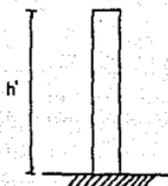


FIG. No. III.1.3.1.1

III.1.3.2 RESISTENCIA DE LA COLUMNA

La carga axial máxima permisible sobre columnas con estribos se calcula con la fórmula:

$$P = 0.85 (0.25 Agf'_c + fsAs)$$

P = Carga axial sobre la columna de concreto reforzado sin reducción por longitud o excentricidad en kg.

Ag = Area total de la columna en cm^2

f'_c = Resistencia última del concreto a compresión en kg/cm^2

fs = Esfuerzo permisible de compresión en el refuerzo vertical tomado como el 40% del valor del límite de fluencia, no mayor de $2100 \text{ kg}/\text{cm}^2$

$$f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$$

A_s = Area total del refuerzo longitudinal.

Cuando se trata de claros de diferente longitud que se apoyan en una columna, se presentan descargas con magnitudes - también diferentes, cuya resultante reporta una excentricidad que deberá tener un valor menor que el máximo permisible para que la columna trabaje con compresión dominante y no haya necesidad de proyectarla bajo diferentes condiciones.

La columna estará controlada por compresión cuando la excentricidad para las de nuestro caso no excedan de:

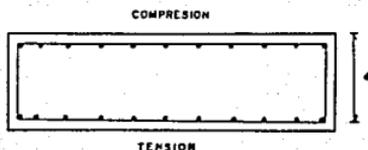


FIG. No.III.1.3.2.1

En la columna con varillas simétricas y estribos (ver figura)

$$e_b = (0.67 P_{gm} + 0.17) d$$

e_b = excentricidad máxima permisible

$$p_g = \text{Porcentaje de acero} = \frac{A_s}{A_g}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c}$$

Se hará una reducción de la carga axial que puede soportar la columna cuando se tenga que considerar el efecto de es--

beltez. Este efecto se puede despreciar si:

$$\frac{h'}{r} < 22$$

El factor de reducción por el cual debe multiplicarse la carga axial encontrada para encontrar la carga real que puede soportar la columna, se encuentra con la fórmula (ACI - 318-63):

$$R = 1.07 - 0.008 \frac{h'}{r} \leq 1$$

En donde:

R = factor de reducción

h = longitud efectiva de la columna (en nuestros casos

$$h' = 2h)$$

r = radio de giro del área total de la sección de la columna

$$I = Ar^2; r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{\frac{bd^3}{12}}{b \cdot d}} = \sqrt{\frac{d^2}{12}} = 0.3 d$$

Para sección transversal rectangular, se toma:

$$r = 0.30 \times \text{dimensión de la columna en la dirección de la flexión}$$

Se revisará la columna para verificar si resiste los efectos combinados de carga axial y momento producido por el sismo, para esto se hará una gráfica de interacción, carga axial contra momento de la columna

III.1.3.3 ESTRIBOS

Los estribos de la columna se colocarán a una separación máxima que deberá ser la menor de las tres distancias siguientes:

- 1) $\frac{850}{\sqrt{f_y}}$ veces el \emptyset del refuerzo principal
- 2) 48 veces el \emptyset del propio estribo
- 3) La mitad de la mínima dimensión transversal de la columna.

Se considerarán las mismas constantes de cálculo empleadas - para el diseño de la cubeta del puente canal.

$$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$$

III.1.3.4 CALCULO DE LA COLUMNA TIPO A

Las dimensiones de la columna son:

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

$$b = 1.00 \text{ m.}$$

$$h = 11.45 \text{ m.}$$

Se considera la mayor altura de las columnas tipo A por ser la más desfavorable.

El porcentaje de acero de refuerzo se consulta en la tabla

No. III.3.1

$$h_s = 11.45 \text{ m.}$$

$$d = 1.00 \text{ m.}$$

$$\frac{h_s}{d} = \frac{11.45}{1.00} = 11.45$$

Se tomará el 2% como porcentaje de acero de refuerzo

Area de la columna

$$A_g = 530 \times 100 = 53,000 \text{ cm}^2$$

Area de acero

$$A_s = 53,000 \times .02 = 1,060 \text{ cm}^2$$

Se proponen vars 3.81 (1 1/2") \emptyset $a_s = 11.4 \text{ cm}^2$

$$\text{Núm. Vars. } 3.81 (1 1/2") \emptyset = \frac{1,060}{11.4} = 92.98 \text{ Vars.}$$

Se proponen 2 lechos, uno de 44 vars y otro de 46 vars.

Revisión de la columna por pandeo lateral.

$$\frac{\text{Pruptura}}{W_{p \text{ act.}}} \geq 3$$

$$\text{Pruptura} = A_g f'_c + A_s f_y$$

$$\text{Pruptura} = 53,000 \times 250 + 1,060.20 \times 4,200 = 17,702,840 \text{ kg}$$

Longitud de pandeo

$$h_k = 2 h_k$$

$$hk = 2 \times (11.45) = 22.90 \text{ m.}$$

De la tabla No.III.1.3.1.1 que relaciona hk/d se tomará el valor de W

$$\frac{hk}{d} = \frac{22.90}{1.00} = 22.90 \therefore W = 1.32$$

Sustituyendo

$$\frac{\text{Puertura}}{W \text{ pact.}} = \frac{17,702,840}{1.32 \times 1,071,964} = 12.51 > 3 \therefore \text{es correcto}$$

Carga axial que resiste la columna

$$P = .85 (0.25 Agf'c + fs As)$$

$$P = .83 (.25 \times 53,000 \times 250 + 1,680 \times 1,060.20)$$

$$P = 4,329,590.6 \text{ kg.}$$

En las columnas tipo A y B no existe excentricidad en la -- carga que soportan puesto que se trata de 3 tramos continuos de claros iguales.

Consideración del efecto de esbeltez

$$\frac{h'}{r} < 22$$

$$h' = 2h$$

$$h' = 2 \times 11.45 = 22.90 \text{ m.}$$

$$r = .3 \times d$$

$$r = .3 \times 1.00 = .3 \text{ m.}$$

$$\frac{h'}{r} = \frac{22.90}{.3} = 76.33 > 22$$

∴ Si se consideran efectos de esbeltez.

Reducción de carga que puede soportar la columna.

$$R = 1.07 - .008 \frac{h'}{r} \leq 1$$

$$R = 1.07 - .008 \frac{22.90}{.3} = .46 < 1$$

La carga axial que puede soportar la columna es

$$P_{\text{SOPORTE}} = 4,329,590.6 \times .46 = 1,991,611.68 \text{ kg.}$$

$$P_{\text{SOPORTE}} = 1,991,611.68 \text{ kg} > P_{\text{ACTUANTE}} = 1,071,964 \text{ kg.}$$

Por lo que se considera que la columna resiste la carga axial

Momento producido por fuerzas sísmicas.

$$M_1 = F_1 \times h_1 = 1,563 \times 22.86 = 4,470.18 \text{ kg-m}$$

$$M_2 = F_2 \times h_2 = 4,688 \times 8.59 = 40,269.92 \text{ kg-m}$$

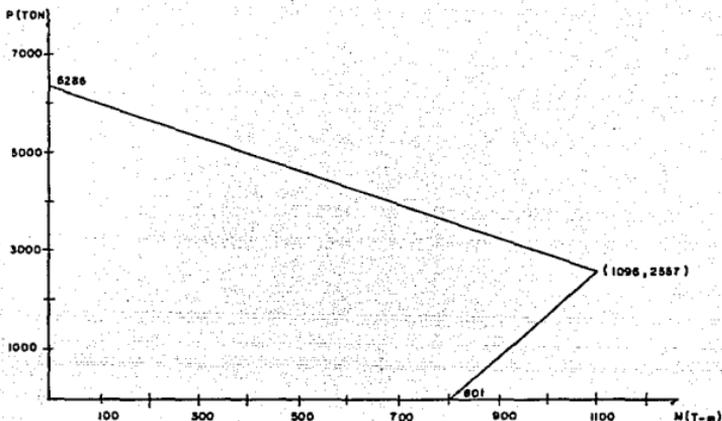
$$M_3 = F_3 \times h_3 = 79,507 \times 11.45 = 910,355.15 \text{ kg-m}$$

$$\text{MOMENTO TOTAL} = 955,095.25 \text{ kg-m}$$

El momento producido por fuerzas sísmicas se reducirá un --
33% por considerarse un efecto accidental.

$$\frac{955,095.25}{1.33} = 718,116.73 \text{ kg-m}$$

Gráfica de interacción Carga-Momento de la columna Tipo A,
elaborada con programa de computadora.



GRAFICA No. III.1.3.4.1

La combinación de carga axial y momento producido por el -- sismo están dentro de la gráfica No. III.1.3.4.1, por lo que se acepta el diseño de la columna.

Diseño de estribos.

- 1) 13.12 veces el \emptyset del refuerzo principal $13.12 \times 3.81 = 49.98$ cm
- 2) 48 veces el \emptyset del propio estribo $48 \times 1.27 = 60.96$ cm
- 3) La mitad de la mínima dimensión transversal de la columna $100 \div 2 = 50$ cm.

Se colocan estribos de 1.27 (1/2") \emptyset @ 49 cm.

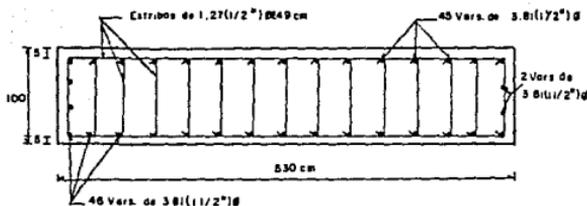


FIG. No. III.1.3.4.1

SECCION DE LA COLUMNA

III.1.3.5 CALCULO DE LA COLUMNA TIPO B

Las dimensiones de la columna son:

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

$$b = 1.50 \text{ m.}$$

$$h = 24.00 \text{ m.}$$

El porcentaje de acero de refuerzo se consulta en la tabla No. III.1.3.1.

$$h_s = 24.00 \text{ m.}$$

$$d = 1.50 \text{ m.}$$

$$\frac{h_s}{d} = \frac{24.00}{1.5} = 16$$

Se tomará el 2% como porcentaje de acero de refuerzo.

Area de la columna

$$A_g = 530 \times 150 = 79,500 \text{ cm}^2$$

Area de acero

$$A_s = 79,500 \times .02 = 1,590 \text{ cm}^2$$

$$\text{Se proponen vars } 3.81 \text{ (1 1/2") } \emptyset \text{ as} = 11.4 \text{ cm}^2$$

$$\text{Núm. vars } 3.81 \text{ (1 1/2") } \emptyset = \frac{1,590}{11.4} = 139.47 \text{ vars}$$

Se proponen 2 lechos de 70 vars cada uno.

Revisión por pandeo lateral.

$$\frac{\text{Pruptura}}{W_p \text{ act.}} \geq 3$$

$$\text{Pruptura} = A_g f'_c + A_s f_y$$

$$\text{Pruptura} = 79,500 \times 250 + 1,596 (4,200) = 26,578,200 \text{ kg.}$$

Longitud de pandeo

$$h_k = 2 h_k$$

$$h_k = 2 \times 24.00 = 48.00 \text{ m.}$$

De la tabla No. III.1.3.1 que relaciona h_k/d se tomará el valor de W .

$$\frac{h_k}{d} = \frac{48.00}{1.50} = 32 \quad \therefore \quad W = 2.28$$

Sustituyendo

$$\frac{\text{Pruptura}}{W_p \text{ actuante}} = \frac{26,578,200}{2.28 \times 1,384,240} = 8.42 > 3$$

Carga axial que resiste la columna

$$P = .85 (0.25 A_g f'_c + f_s A_s)$$

$$P = .85 (0.25 \times 79,500 \times 250 + 1,680 \times 1,596)$$

$$P = 6,502,525.5 \text{ kg.}$$

Consideración del efecto de esbeltez

$$\frac{h'}{r} < 22$$

$$h' = 2h$$

$$h' = 2 \times 24 = 48.00 \text{ m.}$$

$$r = .3 \times d$$

$$r = .3 \times 1.5 = .45 \text{ m.}$$

$$\frac{h'}{r} = \frac{48}{.45} = 106.67 > 22$$

∴ Si se consideran efectos de esbeltez

Reducción de carga que puede soportar la columna

$$R = 1.07 - .008 \frac{h'}{r} \leq 1$$

$$R = 1.07 - .008 \frac{48}{.45} = .22 < 1$$

La carga axial que puede soportar la columna es:

$$P_{\text{SOPORTE}} = 6,502,525.5 \times .22 = 1,430, 555.61 \text{ kg}$$

$$P_{\text{SOPORTE}} = 1,430,555.61 \text{ kg} > P_{\text{ACTUANTE}} = 1,384,240 \text{ kg.}$$

Por lo que se considera que la columna resiste la carga -- axial.

Momento producido por fuerzas sísmicas

$$M_1 = 1,370 \times 3.0 = 4,110 \text{ kg-m}$$

$$M_2 = 4,120 \times 9.0 = 37,080 \text{ kg-m}$$

$$M_3 = 6,860 \times 15.0 = 102,900 \text{ kg-m}$$

$$M_4 = 9,600 \times 21.0 = 201,600 \text{ kg-m}$$

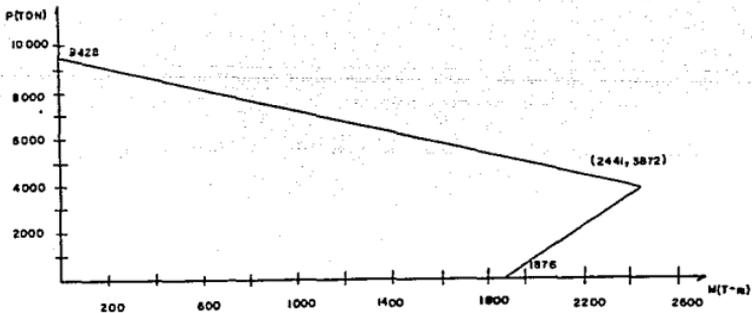
$$M_5 = 88,790 \times 24.0 = \underline{2,130,960 \text{ kg-m}}$$

$$\text{MOMENTO ACTUAL} = 2,476,650 \text{ kg-m}$$

El momento producido por fuerzas sísmicas se reducirá un -- 33% por considerarse un efecto accidental.

$$\frac{2,476,650}{1.33} = 1,862,142.86 \text{ kg-m}$$

Gráfica de interacción Carga-Momento de la columna tipo B, -- elaborada con programa de computadora.



GRAFICA No. III.1.3.5.1

La combinación de carga axial y momento producido por el sismo están dentro de la gráfica No.III.1.3.5.1 por lo que se acepta el diseño de la columna.

Diseño de Estribos.

- 1) 13.12 veces el \emptyset del refuerzo principal $13.12 \times 3.81 = 49.98$ cm
- 2) 48 veces el \emptyset del propio estribo $48 \times 1.27 = 60.96$ cm
- 3) La mitad de la mínima dimensión transversal de la columna $150 \div 2 = 75$ cm.

Se colocan estribos de 1.27 (1/2") \emptyset @ 49 cm.

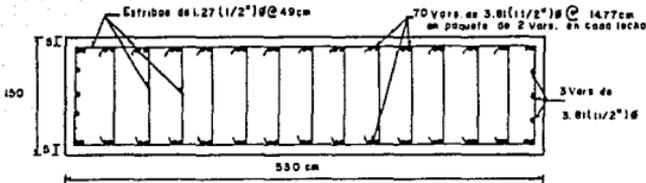


FIG. No.III.1.3.5.1

III.1.3.6 CALCULO DE LA COLUMNA TIPO C

Las dimensiones de la columna son:

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

$$b = .60 \text{ m.}$$

$$h = 4.50 \text{ m.}$$

El porcentaje de acero de refuerzo se consulta en la tabla-
No. III.1.3.1

$$h_s = 4.50 \text{ m}$$

$$d = .60 \text{ m}$$

$$\frac{h_s}{d} = \frac{4.50}{.60} = 7.50$$

Se tomará el 2% como porcentaje de acero de refuerzo

Area de la columna

$$A_g = 530 \times 60 = 31,800 \text{ cm}^2$$

Area de acero

$$A_s = 31,800 \times .02 = 636 \text{ cm}^2$$

Se proponen vars 3.81 (1 1/2") \emptyset $a_s = 11.4 \text{ cm}^2$

$$\text{Num. Vars } 3.81 (1 \frac{1}{2}) \emptyset = \frac{636}{11.4} = 55.79 \text{ vars}$$

Se proponen 2 lechos de 28 vars c/u

Revisión de la columna por pandeo lateral

$$\frac{\text{Pruptura}}{W_p \text{ act.}} \geq 3$$

$$\text{Pruptura} = A_g f'_c + A_s F_y$$

$$\text{Pruptura} = 31,800 \times 250 + 638.4 \times 4,200 = 10,631,280 \text{ kg}$$

Longitud de pandeo

$$h_k = 2 h_k$$

$$h_k = 2 \times 4.5 = 9 \text{ m.}$$

De la tabla No.III.1.3.1.1 que relaciona h_k/d se tomará el valor de w .

$$\frac{h_k}{d} = \frac{9}{.6} = 15 \quad \therefore \quad w = 1.0$$

$$\frac{\text{Pruptura}}{w_{p \text{ act.}}} = \frac{10,631,280}{1 \times 729,080} = 14.58 > 3$$

En esta columna se apoyan 2 claros de diferente longitud - por tal motivo la descarga de la superestructura a la columna presenta una excentricidad. Esta será calculada y revisada para checar si la columna trabaja a compresión dominante.

Cálculo de excentricidad máxima permisible controlada por compresión dominante.



FIG. No.III.1.3.6.1

$$e_b = (0.67 p_g m + 0.17) d$$

$$p_g = 2\%$$

$$m = \frac{4,200}{0.85 \times 250} = 19.7647$$

Sustituyendo

$$eb = (0.67 \times .02 \times 19.7647 + 0.17) 60 = 26.01 \text{ cm.}$$

$$eb = 26.01 \text{ cm.}$$

Excentricidad de carga sobre la columna

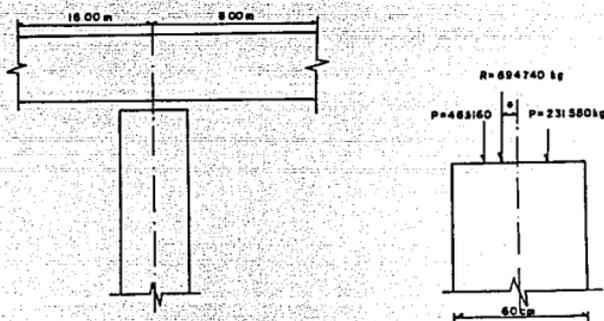


FIG. No. III.1.3.6.2

$$\sum_0 +)$$

$$694,740 \times x + 463,160 \times .15 - 231,580 \times .15 = 0$$

$$694,740 \times x + 34,737 = 0$$

$$x = \frac{34,737}{694,740}$$

$$x = .05 \text{ m.}$$

La excentricidad es de 5 cm. $< 26.1 \text{ cm.}$

La columna trabaja a compresión dominante

Carga axial que resiste la columna

$$P = .85 (.25 A_g f'_c + f_s A_{st})$$

$$P = .85 (.25 \times 31,800 \times 250 + 1,680 \times 638.4)$$

$$P = 2,601,010.2 \text{ kg.}$$

Consideración del efecto de esbeltez

$$\frac{h'}{r} < 22$$

$$h' = 2h$$

$$h' = 2 \times 4.50 = 9.00 \text{ m.}$$

$$r = .3 \times d$$

$$r = .3 \times .6 = .18 \text{ m.}$$

$$\frac{h'}{r} = \frac{9}{.18} = 50 > 22$$

Si se consideran efectos de esbeltez

Reducción de carga que puede soportar la columna

$$R = 1.07 - .008 \frac{h'}{r} \leq 1$$

$$R = 1.07 - .008 \frac{9}{.18} = .67 < 1$$

La carga axial que puede soportar la columna es:

$$P_{\text{soporte}} = 2,601,010.2 \times .67 = 1,742,676.83 \text{ kg.}$$

$$P_{\text{soporte}} = 1,742,676.83 \text{ kg} > P_{\text{actuante}} = 729,080 \text{ kg.}$$

Por lo que se considera que la columna resiste la carga --- axial.

Momento producido por fuerzas sísmicas

$$M_1 = 1,410 \times 2.25 = 3,172.5 \text{ kg-m}$$

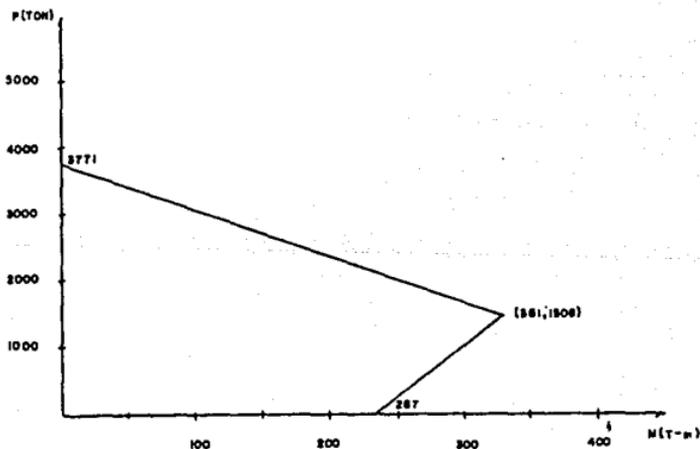
$$M_2 = 56,920 \times 4.50 = 256,140 \text{ kg-m}$$

$$\text{MOMENTO TOTAL} = 259,312.5 \text{ kg-m}$$

El momento producido por fuerzas sísmicas se reducirá un - 33% por considerarse un efecto accidental.

$$\frac{259,312.5}{1.33} = 194,971.80 \text{ kg-m}$$

Gráfica de Interacción Carga-Momento de la columna tipo C, - elaborada con programa de computadora



GRAFICA No. III.1.3.6.1

La combinación de carga axial y momento producido por el --
sismo están dentro de la gráfica No.III.1.3.6.1 por lo que
se acepta el diseño de la columna

Diseño de estribos

- 1) 13.12 veces el \emptyset del refuerzo principal $13.12 \times 3.81 = 49.98$ cm
- 2) 48 veces el \emptyset del propio estribo $48 \times 1.27 = 60.96$ cm
- 3) La mitad de la mínima dimensión transversal de la columna $60 \div 2 = 30$ cm.

Se colocan estribos de 1.27 ($1/2''$) \emptyset @ 30 cm.

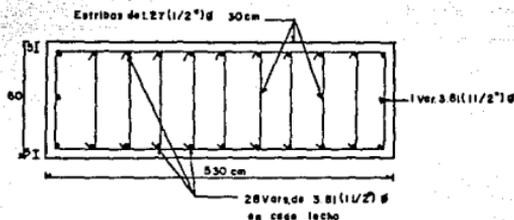


FIG.No. III. 1.3.6.3

CAPITULO IV

IV. 1 CIMENTACION

La cimentación del puente canal se hará con zapatas aisladas.

El laboratorio de Mecánica de Suelos reporta una capacidad de carga del terreno de 5 kg/cm^2 en el desplante de la cimentación de cada una de las columnas.

Todas las zapatas se proyectarán de manera que las presiones máximas sobre el terreno queden comprendidas dentro de la capacidad de carga adoptada.

Para el diseño de la cimentación se tomará en cuenta el momento producido por fuerzas sísmicas en la base de la zapata. Estas fuerzas estarán situadas de la siguiente forma: La fuerza sísmica correspondiente a la cubeta del puente canal se considerará aplicada en la corona de la columna y las demás fuerzas estarán situadas dependiendo del número de secciones que se eligieron para cada una de las columnas tipo.

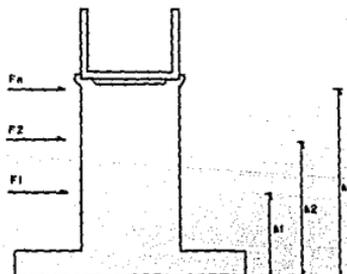


FIG. No. IV.1.1

El diseño de las zapatas se hará con las consideraciones siguientes:

Todas las zapatas de las pilas son rectangulares debido a las dimensiones de éstas, se proyectan de peralte constante.

Los esfuerzos cortantes y de adherencia son críticos para el diseño de una zapata. Conviene determinar primero el peralte por momento flexionante.

El peso propio de la zapata no ocasiona flexión, por lo que la presión que ejerce el terreno sobre la zapata con las dimensiones encontradas debe utilizarse para el cálculo del momento flexionante, cortante y de adherencia.

En los dibujos de la Fig.IV.1.2.a el volado de la zapata lo llamamos "a" y el área sombreada valdrá $a \times B$ en el claro corto ó $a \times C$ en el claro largo. Tomamos el claro corto. La presión ejercida sobre el área tiene como resultado un momento con respecto a la cara de la pila y la presión del terreno "w" una fuerza vertical hacia arriba con valor $a \times B \times w$; el brazo de palanca es $a/2$ y la magnitud de:

IV.1.1 PERALTE POR MOMENTO FLEXIONANTE

$$M = a \times B \times w \times a/2 = \frac{wa^2}{2} B \times 100 \text{ kg m} = 50 wa^2 B \text{ kg cm}$$

$$d = \sqrt{\frac{M}{kb}}$$

M = Momento flexionante

d = Peralte por momento flexionante

K = Constante de acuerdo con la calidad de acero y constantes del concreto.

b = B ó C

Una vez obtenido el valor del peralte por momento flexionante, se aumenta de tal manera que los esfuerzos cortantes y de adherencia se encuentren dentro de los límites especificados.

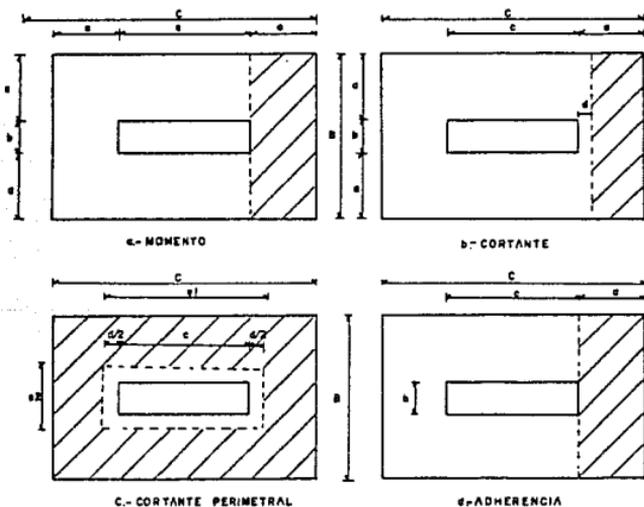


FIG N° V.1.2

IV.1.2 REVISION POR ESFUERZO CORTANTE Y PERIMETRAL

De acuerdo con los dibujos Fig. IV.1.2 b y c el cortante de be revisarse en dos puntos:

El primero a una distancia "d" de la cara de la pila. El área sombreada es $(a-d) \times B$ y el valor de la fuerza cortante "V" será $(a-d) \times b \times w$ utilizado para

$$v = \frac{V}{bd} ; v_c \leq 0.29 \sqrt{f'c}$$

El valor de "v" tiene como valores permisibles de acuerdo con la calidad $f'c$ del concreto.

La segunda revisión por cortante se hace en una sección a una distancia $d/2$ por fuera del perímetro de las caras de la pila. De acuerdo con la figura IV.1.2.c se tiene:

$$e_1 = \frac{d}{2} + c + \frac{d}{2} = d + c$$

$$e_2 = \frac{d}{2} + b + \frac{d}{2} = d + b$$

$$\text{Perímetro} = 2 (e_1 + e_2)$$

La fuerza cortante en ese punto vale:

$$V = (\text{Area zapata} - e_1 \times e_2) w$$

Por lo que el esfuerzo cortante valdrá:

$$v = \frac{V}{b_0 d} \quad v_c \leq 0.53 \sqrt{f'c}$$

El refuerzo por tensión vale:

$$A_s = \frac{M}{f_s j d}$$

A_s = Área acero refuerzo

j = Constante del concreto utilizado

El esfuerzo de adherencia se encuentra con la fórmula:

$$\mu = \frac{V}{\sum o j d}$$

$\sum o$ = Suma de perímetro en el ancho total "B"

"V" es la presión sobre el área sombreada de la figura que vale: $V = a \times B \times w$.

El valor admitido del esfuerzo de adherencia " μ " será:

Fig. No. IV.1.2.d

$$\mu = \frac{3.2 \sqrt{f'c}}{D} < 35 \text{ kg/cm}^2$$

D = Diámetro de la varilla usada en centímetros

El valor de "V" es la presión sobre área sombreada de la figura No. IV.1.2.d cuyo valor es $a \times B$ que de acuerdo con la presión "w" ejercido por el terreno es:

$$V = a \times B \times w$$

De acuerdo con las especificaciones del ACI el peralte mínimo en zapatas debe ser de 0.15 m. y el recubrimiento de 0.7 m.

IV.1.3 REFUERZO ADICIONAL PARA ZAPATA RECTANGULAR

El Reglamento del ACI 318-77 en la parte relativa a zapatas sección 15.4.4 nos indica que para zapatas rectangulares en dos direcciones el refuerzo se debe distribuir en la siguiente forma:

1.- El refuerzo en la dirección larga debe distribuirse uniformemente en el ancho total de la zapata.

2.- Para el refuerzo en la dirección corta, una parte del total del refuerzo determinada por la siguiente ecuación, debe distribuirse uniformemente sobre una franja (centrada en relación al eje de la columna) con un ancho igual a la longitud del lado corto de la zapata. El refuerzo restante en la dirección corta se debe distribuir uniformemente en las zonas laterales, fuera de la zona central de la zapata.

$$\frac{\text{Refuerzo en el ancho de la banda}}{\text{Refuerzo total en la dirección corta}} = \frac{2}{(\beta + 1)}$$

" β " relación del lado largo al lado corto de la zapata

Para el cálculo de las zapatas se consideran las mismas constantes de cálculo empleadas en la cubeta del puente canal.

$$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$fy = 4,200 \text{ kg/cm}^2$$

IV.2 CALCULO DE ZAPATA TIPO A

Se considera un espesor de zapata de 1.57 m. y una altura de columna $h = 11.45$ m.

MOMENTO PRODUCIDO POR FUERZAS SISMICAS

$$M_1 = F_1 \times h_1 = 1.563 \times 4.43 = 6.92 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_2 = F_2 \times h_2 = 4.688 \times 10.16 = 47.63 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_3 = F_3 \times h_3 = 79.507 \times 13.02 = 1,035.18 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$\text{Momento Total} = 1,089.73 \text{ ton} - \text{m}$$

Este momento está aplicado alrededor del eje "y" con respecto al eje "x" no se considera ningún momento.

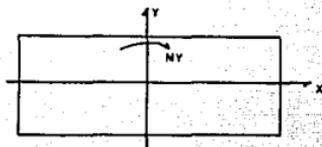


FIG. No. IV.2.1

Los datos que tendrá la zapata serán los siguientes:

El reporte de la resistencia del terreno es de 5 kg/cm^2

No se considera relleno sobre la zapata.

La descarga sobre la zapata será:

IV.2.1 DESCARGA SOBRE LA ZAPATA

P.P. de la COL. 1.0 x 5.30 x 11.45 x 2,400

P.P. de la zapata 1.57 x 3.40 x 11 x 2,400

1,071,964 kg	}	926,320 kg	CUBETA
		145,644 kg	COLUMNA
		<u>140,923.20 kg</u>	ZAPATA

Descarga Total 1'212,887.20 kg

Se proponen las siguientes dimensiones de la zapata

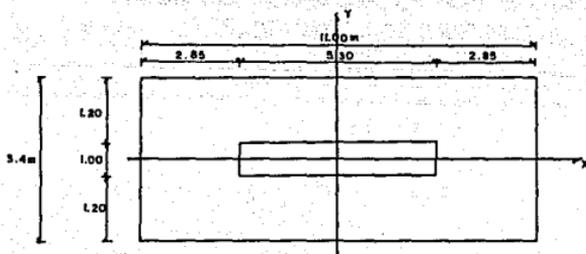


FIG. No. IV.2.1.1

Area de la zapata $A = 11.00 \times 3.4 = 37.40 \text{ m}^2$ Módulo de sección $S_y = \frac{3.4(11)^2}{6} = 68.57 \text{ m}^3$

IV.2.2 ESFUERZO DEL TERRENO

$$f = \frac{P}{A} \pm \frac{My}{S_y}$$

$$f = \frac{1'212,870.20}{37.40} \pm \frac{1'089,740}{68.57}$$

$$f_{\max} = 48,322.06 \text{ kg/m}^2 = 4.83 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{\min} = 16,537.31 \text{ kg/m}^2 = 1.65 \text{ kg/cm}^2$$

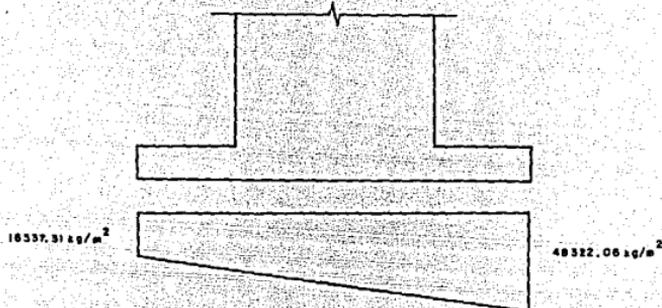


FIG. No. IV.2.2.1

La carga que produce flexión en la zapata es:

$$w_{\text{ZAP}} = \frac{140,923.20}{37.40} = 3,768 \text{ kg/m}^2$$

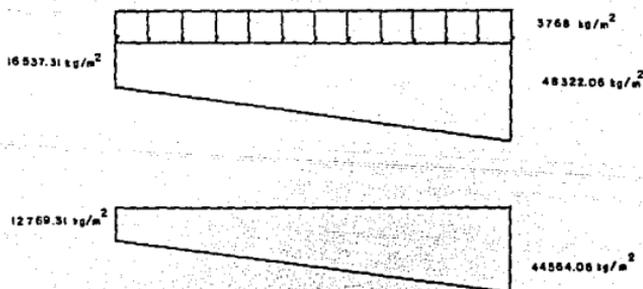


FIG. No. IV.2.2.2

La zapata se calculará con $w = 44,564.06 \text{ kg/m}^2$

Peralte por momento flexionante ver Fig. No.IV.1.2.a

$$M = a \times B \times w \times \frac{a}{2} = \frac{wa^2}{2} B \times 100 \text{ kg.cm} = 50 wa^2 B \text{ kg.cm}$$

Momento lado corto

$$Mc = 50 \times 44,564.06 \times 2.85^2 \times 3.40 = 61,535,168.16 \text{ kg.cm}$$

Momento lado largo

$$ML = 50 \times 44,564.06 \times 1.20^2 \times 11 = 35,294,735.52 \text{ kg.cm}$$

Peralte lado corto

$$dc = \sqrt{\frac{M}{kb}} = \sqrt{\frac{61,535,168.16}{17.02 \times 340}} = 103.12 \text{ cm.}$$

$$dL = \sqrt{\frac{M}{kb}} = \sqrt{\frac{35,294,735.52}{17.02 \times 1,100}} = 43.42 \text{ cm.}$$

Se tomará un peralte $d = 150 \text{ cm}$

IV.2.3 REVISION DEL PERALTE POR FUERZA CORTANTE

Se revisará el cortante en 2 puntos, primero a una distancia "d" de la cara de la pila en la parte del volado mayor. Ver Fig. No IV.1.2.b

El area correspondiente a esa zona vale:

$$(a-d) B = (2.85 - 1.50) \times 3.40 = 4.59 \text{ m}^2$$

$$V = (a-d) B \times w = 4.59 \times 44,564.06 = 204,549.04 \text{ kg}$$

$$V = \frac{V}{bd} = \frac{204,549.04}{340 \times 150} = 4.01 \text{ kg/cm}^2$$

El cortante permisible será $V_{perm} = .29 \sqrt{f'c} = .29 \sqrt{250} = 4.59 \text{ kg/cm}^2$

$V_{act} = 4.01 \text{ kg/cm}^2 < V_{perm} 4.59 \text{ kg/cm}^2 \therefore$ es correcto

Revisión del cortante perimetral a $d/2$ de la cara de la pila. Ver Fig. IV.1.2.c

Perímetro

$$e_1 = d + c = 1.50 + 5.3 = 6.80 \text{ m.}$$

$$e_2 = d + b = 1.50 + 1.0 = \frac{2.50 \text{ m.}}{e_{TOT} = 9.30 \text{ m.}}$$

$$\text{Perímetro } 2(e_1 + e_2) = 2 \times 9.30 = 18.60 \text{ m.}$$

El valor de la fuerza cortante es:

$$V_v = (C \times B - e_1 \times e_2) w$$

$$V_v = (11 \times 3.40 - 6.80 \times 2.50) 44,564.06 = 909,106.82 \text{ kg}$$

$$V_{act} = \frac{909,106.82}{1860 \times 150} = 3.26 \text{ kg/cm}^2$$

$V_{perm} = .53 \sqrt{f'c} = .53 \sqrt{250} = 8.38 \text{ kg/cm}^2$
 $V_{act} = 3.26 \text{ kg/cm}^2 < V_{perm} = 8.38 \text{ kg/cm}^2 \therefore$ es correcto

IV.2.4.1 REFUERZO POR TENSION EN LA ZONA PARALELA AL TRAMO LARGO

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{61,535,168.16}{2,100 \times .89 \times 150} = 219.49 \text{ cm}^2$$

Se proponen vars 3.18 (1 1/4") \emptyset as = 7.92 cm²

$$\text{N}^\circ \text{ de Varillas de 3.18 (1 1/4") } \emptyset = \frac{219.49}{7.92} = 27.71 \text{ Vars}$$

$$\text{Sep Vars 3.18 (1 1/4") } \emptyset = \frac{340}{27.71} = 12.27 \text{ cm}$$

Vars 3.18 (1 1/4") \emptyset @ 12 cm. colocadas paralelas al lado largo.

IV.2.4.2 REFUERZO POR TENSION EN LA ZONA PARALELA AL TRAMO CORTO

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{35,294,735.52}{2,100 \times .89 \times 150} = 125.90 \text{ cm}^2$$

De acuerdo con las especificaciones del ACI 318-77 para zapatas rectangulares debe reforzarse el armado en el sentido corto, en una longitud igual al lado menor;

$$\frac{\text{Ref. en el ancho de la banda}}{\text{Ref. tot. en la direcci3n corta}} = \frac{2}{\beta + 1}$$

$$B = \text{relaci3n del lado largo al corto} = \frac{11.0}{3.40} = 3.24$$

$$\frac{2}{\beta + 1} = \frac{2}{3.24 + 1} = .472$$

$$\text{Refuerzo en el ancho de la banda (3.40 m.)} = 129.9 \times .472 = 59.42 \text{ cm}^2$$

$$\text{Se proponen vars de 1.9 (3/4") } \emptyset \text{ as} = 2.85 \text{ cm}^2$$

$$\text{No. de varillas de 1.9 (3/4") } \emptyset = \frac{59.42}{2.85} = 20.85 \text{ Vars}$$

$$\text{Sep. Vars 1.9 (3/4") } \emptyset = \frac{340}{20.85} = 16.31 \text{ cm}$$

$$\text{Vars 1.9 (3/4") } \emptyset @ 16 \text{ cm}$$

Separación de Vars en las franjas laterales:

$$\text{No. de Vars de 1.9 (3/4") } \emptyset = \frac{125.90 - 59.42}{2.85} = 23.33 \text{ Vars}$$

$$\text{Sep 1.9 (3/4") } \emptyset = \frac{1,100 - 340}{23.33} = 32.58 \text{ cm}$$

$$\text{Sep Vars 1.9 (3/4") } @ 32 \text{ cm.}$$

$$\text{Sep por t = 1.9 (3/4") } \emptyset @ 26 \text{ cm. rige temperatura}$$

IV.2.5 REVISION POR ADHERENCIA

El valor de "V" usado para el cálculo de la adherencia será:

Ver. Fig. IV.1.2.d

$$V = a \times B \times w = 2.85 \times 3.40 \times 44,564.06 = 431,825.74 \text{ kg}$$

El perímetro de una varilla de (1 1/4") \emptyset es de 10 cm. por lo que $\sum_0 = 28 \times 10 = 280 \text{ cm.}$

$$\mu = \frac{V}{\sum_0 \cdot jd} = \frac{431,825.74}{280 \times .89 \times 150} = 11.55 \text{ kg/cm}^2$$

El valor admitido del valor de adherencia " μ " será:

$$\mu = \frac{3.2 \sqrt{f'c}}{D} = \frac{3.2 \sqrt{250}}{3.18} = 15.91 \text{ kg/cm}^2$$

$$11.55 \text{ kg/cm}^2 < 15.91 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo de adherencia es correcto.

Se colocará un recubrimiento de 7 cm. para protección del --
acero de refuerzo, lo cual nos da un peralte total de

$$h = d + r = 150 + 7 = 157 \text{ cm.}$$

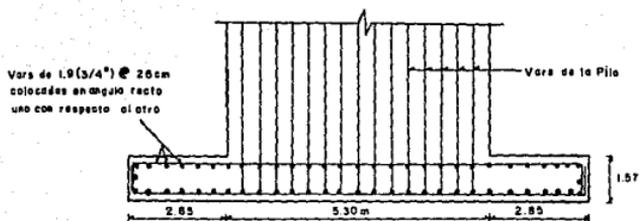
$$h = 157 \text{ cm.}$$

Se armará el lecho superior de la zapata y las paredes laterales de la zapata por temperatura considerando para esto --
una $h = 60 \text{ cm.}$

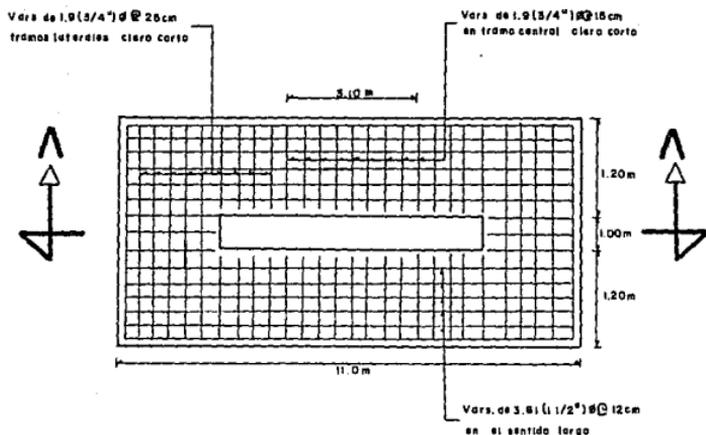
$$A_{st} = .0018 b \times h = .0018 \times 100 \times 60 = 10.80 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sep } 1.9 \text{ (3/4") } \emptyset = \frac{2.85 \times 100}{10.80} = 26.39 \text{ cm.}$$

$$\text{Sep por t} = \text{Vars } 1.9 \text{ (3/4") } \emptyset @ 26 \text{ cm.}$$



CORTE A-A



PLANTA - ZAPATA

FIG. No. IV.2.5.1

IV.3 CALCULO DE ZAPATA TIPO B

Se considera un espesor de zapata de 2.12 cm. y una altura de columna $h = 24.00$ m.

Momento producido por fuerzas sísmicas.

$$M_1 = 1.37 \times 5.12 = 7.01 \text{ Ton-m}$$

$$M_2 = 4.12 \times 11.12 = 45.81 \text{ Ton-m}$$

$$M_3 = 6.86 \times 17.12 = 117.44 \text{ Ton-m}$$

$$M_4 = 9.60 \times 23.12 = 221.95 \text{ Ton-m}$$

$$M_5 = 88.89 \times 26.12 = \underline{2,319.19} \text{ Ton-m}$$

$$MOM_{TOT} = 2,711.42 \text{ Ton-m}$$

Se considera aplicado alrededor del eje "y", con respecto al eje "x" no se considera ningún momento.

La distancia del terreno será de 5 kg/cm^2 . No se considera relleno sobre la zapata, la descarga sobre la zapata será:

IV.3.1 DESCARGA SOBRE LA ZAPATA

P.P. de la COL. $1.50 \times 5.30 \times 24.00 \times 2,400$

P.P. de la zapata $2.12 \times 13.50 \times 4.30 \times 2,400$

$$1'384,240 \text{ kg} \left\{ \begin{array}{ll} 926,320 \text{ kg} & \text{CUBETA} \\ 457,920 \text{ kg} & \text{COLUMNA} \\ \hline 295,358.4 \text{ Kg} & \text{ZAPATA} \end{array} \right.$$

DESCARGA TOTAL $1'679,598.40 \text{ kg}$

Se proponen las siguientes dimensiones de la zapata

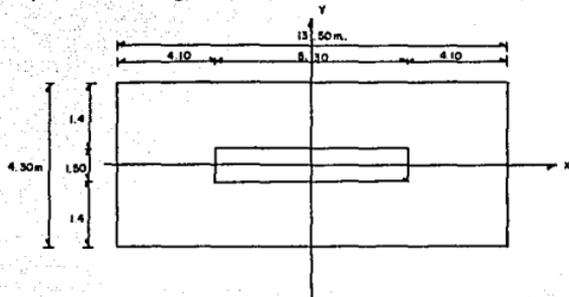


FIG. No. IV.3.1.1

Area de la zapata $A = 13.5 \times 4.30 = 58.05 \text{ m}^2$

Módulo de Sección $S_y = \frac{4.30 \times (13.5)^2}{6} = 130.61 \text{ m}^3$

IV.3.2 ESFUERZOS DEL TERRENO

$$f = \frac{P}{A} \pm \frac{My}{S_y}$$

$$f = \frac{1'679,598.40}{58.05} \pm \frac{2,711,420}{130.61}$$

$$f_{\max} = 49,693.32 \text{ kg/m}^2 = 4.97 \text{ kg/m}^2$$

$$f_{\min} = 8,173.98 \text{ kg/m}^2 = 0.82 \text{ kg/m}^2$$

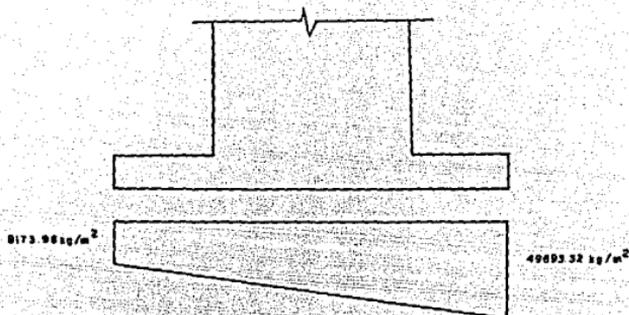


FIG. No. IV.3.2.1

La carga que produce flexión en la zapata es

$$W_{zap} = \frac{295,358.4}{58.05} = 5,088 \text{ kg/m}^2$$

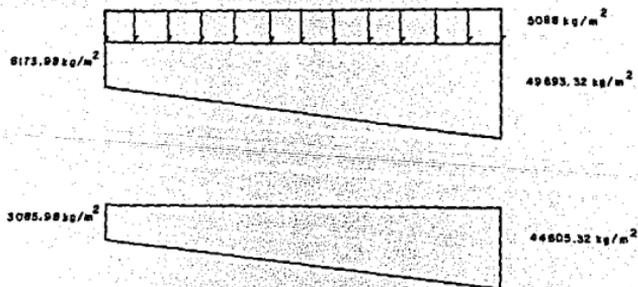


FIG. No. IV.3.2.2

La zapata se calculará con $w = 44,605.32 \text{ kg/m}^2$

Peralte por momento flexionante. Ver Fig. No. IV.1.2.a

$$M = 50 w a^2 B \text{ kg-cm}$$

Momento Lado Corto

$$M_c = 50 \times 44,605.32 \times 4.10^2 \times 4.30 = 161,210,317.3 \text{ kg cm}$$

Momento Lado Largo

$$M_L = 50 \times 44,605.32 \times 1.40^2 \times 13.5 = 59,012,838.35 \text{ kg-cm}$$

Peralte Lado Corto

$$d_c = \sqrt{\frac{M}{k_b}} = \sqrt{\frac{161,210,317.3}{17.02 \times 430}} = 148.42 \text{ cm}$$

$$d_L = \sqrt{\frac{M}{k_b}} = \sqrt{\frac{59,012,838.35}{17.02 \times 1,350}} = 50.68 \text{ cm}$$

Se tomará un peralte $d = 205 \text{ cm}$.

IV.3.3 REVISION DEL PERALTE POR FUERZA CORTANTE

Revisión a una distancia "d" de la cara de la pila en la zona del volado mayor. Ver Fig. No. IV.1.2.b

El área correspondiente a esta zona vale:

$$(a-d) B = (4.10 - 2.05) \times 4.30 = 8.82 \text{ m}^2$$

La fuerza cortante en ese punto vale:

$$V = (a-d) B \times w = 8.82 \times 44,605.32 = 393,195.90 \text{ kg}$$

$$V = \frac{V}{bd} = \frac{393,195.90}{430 \times 205} = 4.46 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{act} = 4.46 \text{ kg/cm}^2 < V_{perm} \quad 4.59 \text{ kg/cm}^2 \quad \therefore \text{es correcto}$$

Revisión del cortante perimetral a $d/2$ de la cara de la pila

Ver. Fig. No.IV.1.2.c

Perímetro

$$e_1 = d + c = 2.05 + 5.3 = 7.35 \text{ m.}$$

$$e_2 = d + b = 2.05 + 1.50 = 3.55 \text{ m.}$$

$$e_{TOT} = 10.90 \text{ m.}$$

$$\text{Perímetro } 2(e_1 + e_2) = 2 \times 10.90 = 21.80 \text{ m.}$$

El valor de la fuerza cortante es

$$V_v = (C \times B - e_1 \times e_2) \times w$$

$$V_v = (13.50 \times 4.30 - 7.35 \times 3.55) \times 44,605.32 = 1,425,474.51 \text{ kg}$$

$$V_{act} = \frac{1,425,474.51}{2180 \times 205} = 3.19 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{act} = 3.26 \text{ kg/cm}^2 < V_{perm} \quad 8.38 \text{ kg/cm}^2 \quad \therefore \text{es correcto}$$

IV.3.4.1 REFUERZO POR TENSION EN LA ZONA PARALELA AL TRAMO LARGO

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{161'210,317.3}{2,100 \times .89 \times 205} = 420.76 \text{ cm}^2$$

Se proponen vars de 3.81 (1 1/2") \emptyset $a_s = 11.40 \text{ cm}^2$

$$\text{No. Vars } 3.81 (1 \frac{1}{2}'') \emptyset = \frac{420.76}{11.4} = 36.91 \text{ Vars}$$

$$\text{Sep } 3.81 (1 \frac{1}{2}'') \emptyset = \frac{430}{36.91} = 11.65 \text{ cm.}$$

Vars 3.81 (1 1/2") $\emptyset @ 11 \text{ cm.}$ colocadas paralelas al sentido largo.

IV.3.4.2 REFUERZO POR TENSION EN LA ZONA PARALELA AL TRAMO CORTO

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{59'012,838.36}{2,100 \times .89 \times 205} = 154.02 \text{ cm}^2$$

En la faja central se refuerza el armado en una longitud -- igual al lado menor.

$$\beta = \frac{13.50}{4.30} = 3.14 \quad \frac{2}{\beta + 1} = \frac{2}{3.14 + 1} = 0.483$$

Refuerzo en el ancho de la banda (4.30 m.)

Se proponen vars de 1.9 (3/4") \emptyset $a_s = 2.85 \text{ cm}^2$

$$154.02 \times .483 = 74.39 \text{ cm}^2$$

$$\text{No. Vars de } 1.9 (3/4'') \emptyset = \frac{74.39}{2.85} = 26.10 \text{ Vars}$$

$$\text{Sep Vars de } 1.9 (3/4'') \emptyset = \frac{430}{26.10} = 16.48 \text{ cm.}$$

Vars 1.9 (3/4") $\emptyset @ 16 \text{ cm.}$

Separación de Vars en las franjas laterales.

$$\text{No Vars de } 1.9 \text{ (3/4") } \emptyset = \frac{154.02 - 74.39}{2.85} = 27.94 \text{ Vars}$$

$$\text{Sep Vars } 1.9 \text{ (3/4") } \emptyset = \frac{1,350 - 430}{27.94} = 32.93 \text{ cm.}$$

Sep Vars 1.9 (3/4") \emptyset @ 32 cm. paralelas al lado corto

Sept por t 1.9 (3/4") \emptyset @ 26 cm. rige temperatura.

IV.3.5 REVISION POR ADHERENCIA

El valor del esfuerzo cortante para el cálculo de la adherencia. Ver Fig. IV.1.2.d

$$V = a \times B \times w = 4.10 \times 4.30 \times 44,605.32 = 786,391.79 \text{ kg}$$

El perímetro de la varilla de 1 1/2" \emptyset es de 12 cm. por lo -
que $\sum_0 = 39 \times 12 = 468 \text{ cm.}$

$$\mu = \frac{V}{\sum_0 \cdot jd} = \frac{786,391.79}{468 \times 0.89 \times 205} = 9.00 \text{ kg/cm}^2$$

El valor admitido por adherencia es

$$\mu = \frac{3.2 \sqrt{f'c}}{D} = \frac{3.2 \sqrt{250}}{3.81} = 12.86 \text{ kg/cm}^2$$

$$9.00 \text{ kg/cm}^2 < 12.86 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo de adherencia es correcto

Se colocará un recubrimiento de 7 cm. para protección del re
fuerzo, lo cual nos da un peralte total de:

$$h = d + r = 205 + 7 = 212 \text{ cm.}$$

$$h = 212 \text{ cm.}$$

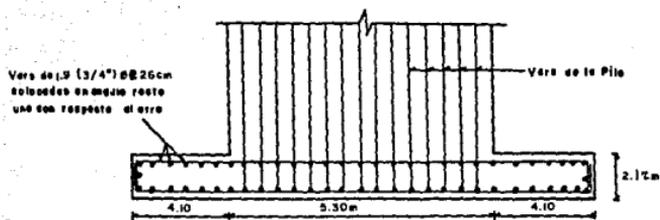
Se colocará en la cara superior y paredes laterales de la zapata, acero por temperatura considerando para esto una $h = 60 \text{ cm.}$

Acero por temperatura

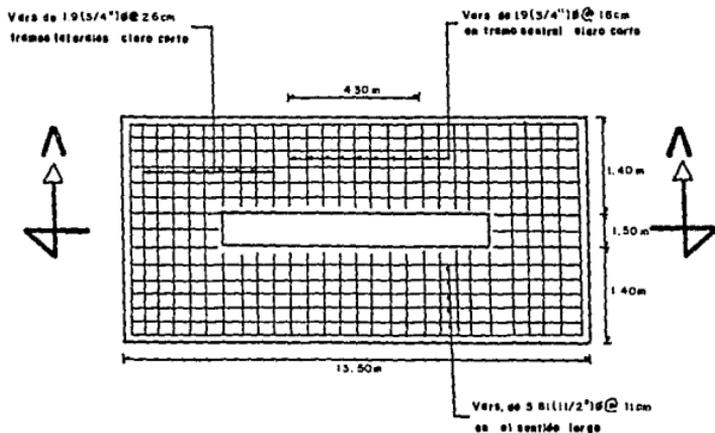
$$A_{st} = .0018 \times b \times h = .0018 \times 100 \times 60 = 10.80 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sep } 1.9 \text{ (3/4") } \emptyset = \frac{2.85 \times 100}{10.80} = 26.39 \text{ cm.}$$

Sep Vars por temperatura de $1.9 \text{ (3/4") } \emptyset \text{ @ } 26 \text{ cm.}$



CORTE A-A



PLANTA - ZAPATA

FIG. No. IV.3.5.1

IV.4 CALCULO DE ZAPATA TIPO C

Se considera un espesor de zapata de .67 m. y una altura de columna $h = 4.50$ m

La columna tiene una excentricidad con respecto al eje x producida porque en ella descargan 2 claros de diferente tamaño, la descarga sobre la columna es de 694,740 kg y la excentricidad que tiene es de 5 cm. el momento producido por este motivo se tomará en cuenta para diseñar la zapata, el cual tendrá un valor de:

$$M_x = 694,740.00 \times .05 = 34,737.0 \text{ kg-m}$$

Momento producido por fuerzas sísmicas con respecto al eje "Y"

$$M_1 = F_1 \times h_1 = 1.41 \times 2.92 = 4.12 \text{ Ton - m}$$

$$M_2 = F_2 \times h_2 = 56.92 \times 5.17 = \underline{294.28 \text{ Ton - m}}$$

$$\text{MOMENTO TOT} = 298.39 \text{ Ton - m}$$

Resistencia del terreno 5 kg/cm^2 , no se considera relleno sobre la zapata, la descarga sobre la zapata será:

IV.4.1 DESCARGA SOBRE LA ZAPATA

$$\text{P.P. de la COL.} \quad .6 \times 5.3 \times 4.50 \times 2,400$$

$$\text{P.P. de la zapata} \quad .67 \times 7.50 \times 2.9 \times 2,400$$

	}	694,740.00 kg	CUBETA
729,084 kg		34,344.00 kg	COLUMNA
		<u>34,974.00 kg</u>	ZAPATA
DESCARGA TOTAL		764,058.00 kg	

Se proponen las siguientes dimensiones de la zapata

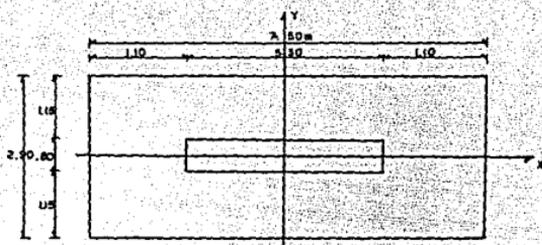


FIG. No. IV.4.1.1

$$\text{Area de la zapata } x = 7.50 \times 2.90 = 21.75 \text{ m}^2$$

$$\text{Módulo de la sección } S_x = \frac{7.5 \times 2.9^2}{6} = 10.51 \text{ m}^3$$

$$\text{Módulo de la sección } S_y = \frac{2.9 \times 7.5^2}{6} = 27.19 \text{ m}^3$$

IV.4.2 ESFUERZO DEL TERRENO

$$f = \frac{P}{A} \pm \frac{M_x}{S_x} \pm \frac{M_y}{S_y}$$

$$f = \frac{764,058}{21.75} \pm \frac{34,737}{10.51} \pm \frac{298,390}{27.19}$$

$$f_{\max} = 49,408.5 \text{ kg/m}^2 = 4.94 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{\min} = 20,849.71 \text{ kg/m}^2 = 2.08 \text{ kg/cm}^2$$

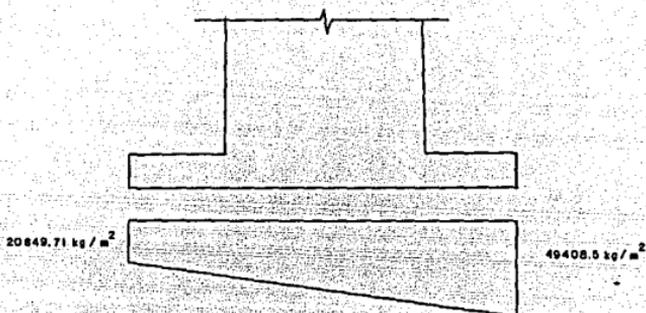


FIG. No. IV.4.2.1

La carga que produce flexión en la zapata es

$$W_{zap} = \frac{34,974}{21.75} = 1,608 \text{ kg/m}^2$$

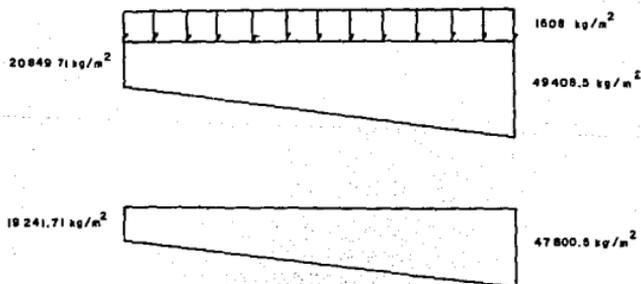


FIG. No. IV.4.2.2

La zapata se calculará con $W = 47,800.5 \text{ kg/m}^2$

Peralte por momento flexionante. Ver. Fig. No. IV.2.a

$$M = 50 w a^2 B \text{ kg-cm}$$

Momento Lado Corto

$$M_c = 50 \times 47,800.5 \times 1.10^2 \times 2.90 = 8,386,597.73 \text{ kg-cm}$$

Momento Lado Largo

$$M_L = 50 \times 47,800.5 \times 1.15^5 \times 7.5 = 23,706,060.47 \text{ kg-cm}$$

Lado Corto

$$d_c = \sqrt{\frac{M}{kb}} = \sqrt{\frac{8,386,597.73}{17.02 \times 290}} = 41.22 \text{ cm.}$$

Lado Largo

$$d_L = \sqrt{\frac{M}{kb}} = \sqrt{\frac{23,706,060.47}{17.02 \times 750}} = 43.09 \text{ cm.}$$

Se tomará un peralte $d = 60 \text{ cm.}$

IV.4.3 REVISION DEL PERALTE POR FUERZA CORTANTE

Revisión a una distancia "d" de la cara de la pila en la zona del volado mayor. Ver. Fig. IV.1.2.b.

El área correspondiente a esta zona vale:

$$(a-d) B = (1.10 - .60) \times 2.90 = 1.45 \text{ m}^2$$

La fuerza cortante en ese punto vale:

$$V = (a-d) B \times w = 1.45 \times 47,800.5 = 69,310.73 \text{ kg.}$$

$$v = \frac{V}{bd} = \frac{69,310.73}{290 \times 60} = 3.98 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_{act} = 3.98 \text{ kg/cm}^2 < v_{perm} 4.59 \text{ kg/cm}^2 \therefore \text{ es correcto}$$

Revisión del cortante perimetral a $d/2$ de la cara de la pila.

Ver Fig. IV.1.2.c

PERIMETRO

$$e_1 = d + c = .60 + 5.3 = 5.90 \text{ m.}$$

$$e_2 = d + b = .60 + .6 = 1.20 \text{ m}$$

$$e_{TOT} = 7.10 \text{ m}$$

$$\text{perímetro } 2 (e_1 + e_2) = 2 \times 7.10 = 14.20 \text{ m.}$$

El valor de la fuerza cortante es:

$$V_v = (C \times B - e_1 \times e_2) w$$

$$V_v = (7.50 \times 2.90 - 5.9 \times 1.2) 47,800.5$$

$$V_v = 701,233.34 \text{ kg.}$$

$$V_{act} = \frac{701,233.34}{1,420 \times 60} = 8.23 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{act} = 8.23 < V_{perm} 8.38 \text{ kg/cm}^2 \therefore \text{ es correcto}$$

IV.4.4.1 REFUERZO POR TENSION EN LA ZONA PARALELA AL TRAMO LARGO

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{8,386,597.73}{2,100 \times .89 \times 60} = 74.79 \text{ cm}^2$$

$$\text{Se proponen Vars de } 1.9 (3/4") \emptyset \text{ as} = 2.85 \text{ cm}^2$$

$$\text{No. Vars } 1.9 (3/4") \emptyset = \frac{74.79}{2.85} = 26.24 \text{ Vars}$$

$$\text{Sep } 1.9 (3/4") \emptyset = \frac{290}{26.24} = 11.05 \text{ cm}$$

Vars 1.9 (3/4") \emptyset @ 11 cm. colocadas paralelas al sentido - largo.

IV.4.4.2 REFUERZO POR TENSION EN LA ZONA PARALELA AL TRAMO CORTO

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{23,706,060.47'}{2,100 \times .89 \times 60} = 211.40 \text{ cm}^2$$

En la faja central se refuerza el armando en una longitud -
igual al lado menor.

$$\beta = \frac{7.50}{2.90} = 2.59 \quad \frac{2}{\beta+1} = \frac{2}{2.59+1} = 0.557$$

Refuerzo en el ancho de la banda (2.90)

$$211.4 \times .557 = 117.75 \text{ cm}^2$$

$$\text{No Vars de } 1.9 \text{ (3/4") } \emptyset = \frac{117.75}{2.85} = 41.32 \text{ Vars}$$

$$\text{Sep Vars de } 1.9 \text{ (3/4") } \emptyset = \frac{290}{41.32} = 7.02 \text{ cm.}$$

Vars 1.9 (3/4") \emptyset @ 7 cm.

Separación de Vars. en las franjas laterales

$$\text{No. Vars } 1.9 \text{ (3/4") } \emptyset = \frac{211.4 - 117.75}{2.85} = 32.86 \text{ Vars}$$

$$\text{Sep Vars } 1.9 \text{ (3/4") } \emptyset = \frac{750 - 290}{32.86} = 14.0 \text{ cm}$$

Sep Vars 1.9 (3/4") \emptyset @ 14 cm Paralelas al lado corto

IV.4.5 REVISION POR ADHERENCIA

El valor del esfuerzo cortante para el cálculo de la adheren-
cia. Ver Fig. No.IV.1.2.d

$$V = a \times B \times w = 1.10 \times 2.90 \times 47,800.5 = 152,483.60 \text{ kg.}$$

El perímetro de la varilla de 3/4" Ø es de 6 cm. por lo que

$$\sum_0 = 26 \times 6 = 156 \text{ cm.}$$

$$M = \frac{V}{\sum_0 \cdot d} = \frac{152,483.60}{156 \times .89 \times 60} = 18.3 \text{ kg/cm}^2$$

El valor admitido por adherencia es

$$M = \frac{3.2 \sqrt{f'c}}{0} = \frac{3.2 \sqrt{250}}{1.9} = 26.63 \text{ Kg/cm}^2$$

$$18.3 \text{ kg/cm}^2 < 26.3 \text{ kg/cm}^2 \therefore \text{es correcto}$$

Se colocará un recubrimiento de 7 cm. para protección del re fuerzo lo cual nos da un peralte total de:

$$h = d + r = 60 + 7 = 67 \text{ cm.}$$

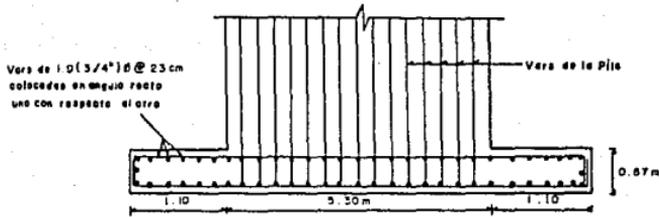
$$h = 67 \text{ cm.}$$

Se colocará en la cara superior y paredes laterales de la za pata acero por temperatura

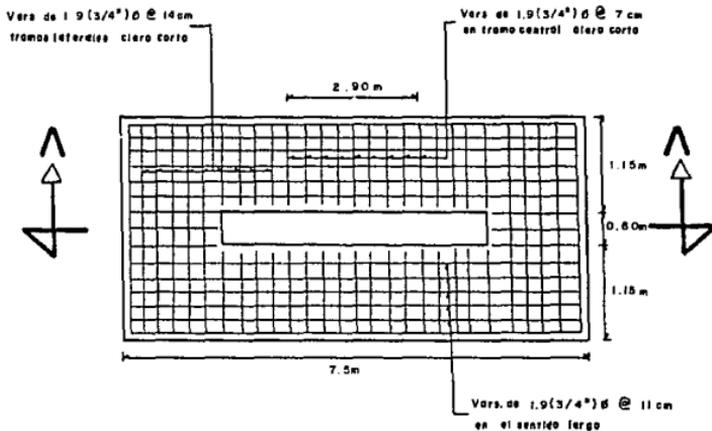
$$A_{st} = .0018 \times b \times h = .0018 \times 100 \times 67 = 12.06 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sep } 1.9 \text{ (3/4") } \emptyset = \frac{2.85 \times 100}{12.06} = 23.63 \text{ cm.}$$

Sep. de Vars por temperatura de 1.9 (3/4") Ø @ 23 cm.



CORTE A-A



PLANTA - ZAPATA

FIG. No. IV.4.5.1

CAPITULO V

V.1 DISEÑO DE ESTRIBOS

V.1.1 GENERALIDADES

Los apoyos extremos o estribos se localizan en las márgenes de la depresión, dentro del terreno natural.

La finalidad de estas estructuras es la de transmitir al terreno todas las cargas y fuerzas que actúan sobre la superestructura del puente canal, empuje de tierras y peso propio.

No se consideran las fuerzas producidas por el viento, debido a que el estribo está enterrado, tampoco se consideran movimientos motivados por contracción o dilatación, porque se colocarán placas de deslizamiento o apoyos de elatómetros como placas de Neopreno, entre la superestructura y la corona del estribo.

Los estribos no estarán expuestos a la corriente del agua, se desplantarán sobre terreno firme con una resistencia de 5 kg/cm^2 .

Los estribos 1 y 9 estarán formados por una columna de concreto reforzado con un ancho igual a la cubeta, más paredes laterales y un espesor de 40 cm. que estará apoyada en una zapata rectangular de espesor constante hecha del mismo material.

Las cargas que actúan sobre los estribos son:

1. Cargas Verticales.- Descargas debidas a la superestructura y la componente vertical del empuje de tierra cuando en la parte exterior existen paramentos inclinados.

2. Cargas Horizontales.- Dependiendo de la localización de los apoyos laterales, existe empuje de tierra.

El empuje de tierra se analiza de acuerdo con el material que obra sobre ellos, empleando la teoría de Rankine.

$$P = \frac{1}{2} w h^2 \frac{1 - \operatorname{sen} \theta}{1 + \operatorname{sen} \theta}$$

w = peso volumétrico del material

θ = ángulo de fricción interna

Esta fuerza "P" se localiza a la tercera parte de altura.

Las fatigas en cualquier sección horizontal del estribo no deben ser mayores a las fatigas del trabajo admisible y en el desplante del estribo no deben sobrepasar la fatiga máxima del terreno. Se revisan las fatigas con la fórmula:

$$F = \frac{P}{A} \left(1 \pm \frac{6e}{b} \right)$$

P = Resultante de todas las cargas verticales.

A = Area de la sección transversal

e = excentricidad

b = base de la zapata

F = Fatiga del terreno

V.1.2 ESTABILIDAD DE ESTRIBOS.

De acuerdo con todas las cargas verticales y las cargas horizontales que obren simultáneamente sobre el estribo, se efectúa un análisis de estabilidad para éste, con los siguientes propósitos:

Que el estribo no voltee, o sea que el momento de las cargas verticales deberá ser igual o mayor al doble del momento producido por las cargas horizontales.

$$\frac{\sum M F_V}{\sum M F_H} \geq 2$$

Que no deslice.- La suma de las cargas verticales actuantes por el coeficiente de fricción entre las superficies en contacto deberá ser mayor de 1.5 a 2 veces la suma de las cargas horizontales.

$$\mu \sum F_V \geq 1.5 F_H$$

F_V = Fuerzas Verticales

μ = coeficiente de fricción

F_H = Fuerzas Horizontales

Que la resultante caiga dentro del tercio medio.

$$a = \frac{\sum M F_V - \sum M F_H}{\sum F_V}$$

a = Distancia de aplicación de la resultante

V.1.3 CALCULO DE LOS ESTRIBOS

Para el cálculo de los estribos que se encuentran totalmente enterrados, se supone como caso más desfavorable que se relleno la parte exterior y se considero talud 1:1 en la parte interior, parte que llevara recubrimiento de piedra. Al hacer el análisis de estabilidad, para encontrar el área de la zapata, se consideran la descarga de la superestructura obrando en el $\frac{t}{2}$ del estribo, pesos propio y pesos de tierra.

Se usarán las mismas constantes de cálculo para la columna y la zapata empleadas en la cubeta del puente canal.

$$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$fy = 4,200 \text{ kg/cm}^2$$

V.1.3.1 CALCULO DE LA COLUMNA

Las dimensiones de la columna serán las siguientes:

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

$$b = .40 \text{ m}$$

$$h = 11.45 \text{ m.}$$

El porcentaje de acero de refuerzo se consulta en la Tabla No. III.3.1

$$hs = 2.00 \text{ m.}$$

$$d = .40 \text{ m}$$

$$\frac{hs}{d} = \frac{2.00}{.4} = 5$$

Se tomará el 1% como porcentaje del acero de refuerzo

Area de la columna

$$A_g = a \times b$$

$$A_g = 40 \times 530 = 21,200 \text{ cm}^2$$

Area de Acero

$$A_s = 21,200 \times .01 = 212 \text{ cm}^2$$

Se proponen Vars de 2.54 (1") \emptyset $a_s = 5.07 \text{ cm}^2$

$$\text{Núm. Vars } 2.54 (1") \emptyset = \frac{212}{5.07} = 41.815 \text{ Vars} = 42 \text{ Vars}$$

Se proponen 2 lechos de 21 varillas c/u

Revisión por pandeo lateral.

$$\frac{\text{pruptura}}{W_{p, \text{actuante}}} \geq 3$$

$$\text{Pruptura} = A_g f'_c + A_s f_y$$

$$\text{Pruptura} = 21,200 \times 250 + 212 \times 4,200 = 6,190,400 \text{ kg}$$

Longitud de pandeo

$$h_k = 2h_k$$

$$hk = 2 \times 2 = 4.00 \text{ m}$$

De la tabla No. III.1.3.1.1 que relaciona hk/d se tomará el valor de W .

$$\frac{hk}{d} = \frac{4.00}{.4} = 10 \quad \dots \quad W = 1.00$$

Sustituyendo

$$\frac{\text{Puertura}}{W \text{ actuante}} = \frac{6,190,400}{1.00 \times 690,446} = 8.97 > 3 \quad \dots \text{ es correcto}$$

Carga axial que resiste la columna

$$P = .85 (.25 Ag f'c + fs As)$$

$$P = .85 (.25 \times 21,200 \times 250 + 1,680 \times 212) = 1,428,986 \text{ kg}$$

Consideración del efecto de esbeltez

$$\frac{h'}{r} < 22$$

$$h' = 2h$$

$$h' = 2 \times 2.00 = 4.00 \text{ m}$$

$$r = .3 \times d$$

$$r = .3 \times .4 = .12 \text{ m.}$$

$$\frac{h'}{r} = \frac{4.00}{.12} = 33 > 22 \quad \dots \text{ Si se consideran efectos de esbel}$$

tez

REDUCCION DE CARGA QUE PUEDE SOPORTAR LA COLUMNA

$$R = 1.07 - .008 \frac{h'}{r} \leq 1$$

$$R = 1.07 - .008 \frac{4}{.12} = .80 < 1$$

La carga axial que puede soportar la columna es

$$P_{\text{SOPORTE}} = 1,143,188.8 \text{ kg} > P_{\text{ACTUANTE}} = 690,446 \text{ kg}$$

Por lo que la columna resiste la carga axial.

DISEÑO DE ESTRIBOS

- 1) 13.12 veces el \emptyset del refuerzo principal: $13.12 \times 2.54 = 33.32 \text{ cm}$.
- 2) 48 veces el \emptyset del propio estribo: $48 \times 1.27 = 60.96 \text{ cm}$.
- 3) La mitad de la mínima dimensión transversal de la columna: $40 \div 2 = 20 \text{ cm}$.

Se colocarán estribos de 1.27 (1/2") \emptyset @ 20 cm.

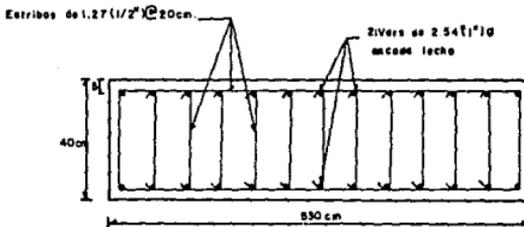


FIG. No. V.1.3.1.1

V 1.3.2 CALCULO DE LA ZAPATA Y REVISION DE LA ESTABILIDAD DEL ESTRIBO

Los estribos 1 y 9 tendrán las siguientes características:

Altura total del estribo 2.57 m.

Dimensiones de las columnas de los estribos .40 x 5.30,
 $h = 2.00$ m.

Dimensiones de la zapata de 2.40 x 7.30 m., $h = .57$ m.

Los estribos

La resistencia del terreno es de 5 kg/cm^2

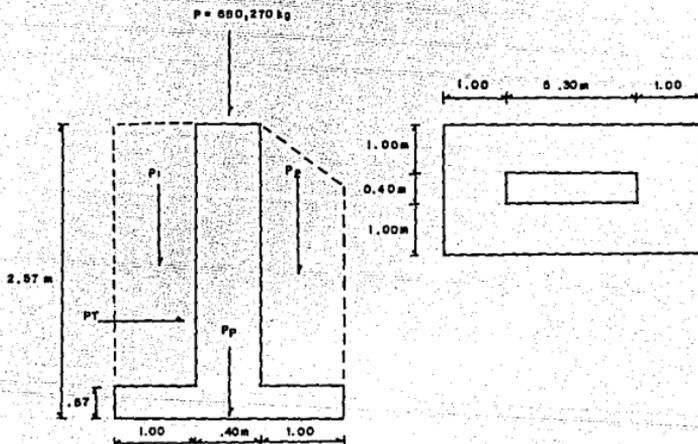


FIG. No. V.1.3.2.1

Las descargas sobre la zapata serán:

$$\begin{array}{l} \text{Descarga de la superestructura} \quad 690,446 \text{ kg} \\ \text{Peso propio de la pila } .40 \times 5.30 \times 2 \times 2,400 \end{array} \left\{ \begin{array}{l} 680,270 \text{ kg} \\ 10,176 \text{ kg} \end{array} \right.$$

$$\text{Tierra } P_1 = 1.00 \times (5.30 + 1.00 \times 2) \times 2 \times 1,800 = 26,280 \text{ kg}$$

$$\text{Tierra } P_1 \text{ lateral} = 1.00 \times .40 \times 2 \times 2.00 \times 1,800 = 3,880 \text{ kg}$$

$$\text{Tierra } P_2 = 1.00 \times \frac{(2 + 1.00)}{2} \times (5.3 + 1.00 \times 2) \times 1800 = 19,710 \text{ kg}$$

$$\text{Peso propio de la zapata} = 2.40 \times 7.3 \times .57 \times 2,400 = 23,967.36 \text{ kg}$$

$$\text{Peso total } \underline{763,283.36 \text{ kg}}$$

Area de la zapata

$$A = \frac{P}{W}$$

A = Area

W = Resistencia del terreno

P = Peso

$$A = \frac{763,283.36}{5} = 15.27 \text{ m}^2$$

Area supuesta $2.40 \times 7.3 = 17.52 \text{ m}^2$. . se acepta

El peso de la zapata y el peso de la tierra no originan --- flexión, por lo que la presión sobre el terreno vale:

$$W = \frac{P}{A} = \frac{690,446.00}{17.52} = 39,409.02 \text{ kg/m}^2$$

Peralte por momento flexionante. Ver Fig. No. IV.1.2.a

Momento lado corto

$$M_c = 50 W B a^2 = 50 \times 39,409.02 \times 2.40 \times 1.00^2 = 4,729,082.4 \text{ kg cm}$$

Momento lado largo

$$M_L = 50 W B a^2 = 50 \times 39,409.02 \times 7.3 \times 1.00^2 = 14,384,292.3 \text{ kg cm}$$

Peralte lado corto

$$d_c = \sqrt{\frac{4,729,082.4}{17.02 \times 240}} = 34.03 \text{ cm lado corto}$$

Peralte lado largo

$$d_L = \sqrt{\frac{14,384,292.3}{17.02 \times 730}} = 34.03 \text{ cm lado largo}$$

Se tomará un peralte $d = 50 \text{ cm}$

Se revisa a una distancia "d" de la cara de la columna en la parte del volado mayor. Ver Fig. No. IV1.2.b.

La fuerza cortante vale:

$$V = (a - d) B \times W = (1.00 - .50) \times 2.40 \times 39,409.02 = 47,290.82 \text{ kg}$$

$$V_{act} = \frac{V}{bd} = \frac{47,290.82}{240 \times 50} = 3.94 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{act} = 3.94 \text{ kg/cm}^2 < V_{perm} = 4.59 \text{ kg/cm}^2 \therefore \text{se acepta}$$

Revisión del cortante perimetral a $d/2$ de la curva de la pila
Ver. Fig. IV.1.2.c

Perímetro

$$e_1 = d + c = .50 + 5.3 = 5.80 \text{ m}$$

$$e_2 = d + b = .50 + .40 = \underline{.90 \text{ m}}$$

$$e_{TOT} = 6.70 \text{ m}$$

$$\text{Perímetro} = 2 (e_1 + e_2) = 2 \times 6.70 = 13.40 \text{ m}$$

El valor de la fuerza cortante es

$$V_v = (C \times B - e_1 \times e_2) W$$

$$V_v = (7.3 \times 2.4 - 5.80 \times .90) \times 39,409.02$$

$$V_v = 484,730.95 \text{ kg}$$

$$V_{act} = \frac{V}{bd} = \frac{484,730.95}{1,340 \times 50} = 7.23 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{act} = 7.23 \text{ kg/cm}^2 < V_{perm} = 8.38 \text{ kg/cm}^2 \therefore \text{se acepta}$$

V.1.3.2.1 CALCULO DEL EMPUJE DE LA TIERRA

El empuje horizontal de la tierra se calcula con la fórmula de Rankine.

$$P = \frac{1}{2} Wh^2 \frac{1 - \text{Sen } \theta}{1 + \text{Sen } \theta}$$

Datos del amterial de relleno

$$W = 1,800 \text{ kg/m}^3$$

$$\theta = 35^\circ$$

$$\mu = .6$$

$$P = \frac{1}{2} 1,800 \times 2.57^2 \times \frac{1 - \text{Sen } 35^\circ}{1 + \text{Sen } 35^\circ} \times 5.30 = 8,537.643 \text{ kg}$$

$$\Sigma M F_H = 8.537.64 \times \frac{2.57}{3} = 7,319.91 \text{ kg m}$$

Para encontrar la posición de la resultante tomando momentos con respecto al punto O.

$$\begin{aligned} \Sigma M_{FV} &= 680,270 \times 1.20 + 10,176 \times 1.20 + 26,280 \times 1.90 + \\ &2,880 \times 1.20 + 19,710.0 \times .50 + 23,967.36 \times 1.20 + \\ &763,383.36 = 0 \end{aligned}$$

$$x = \frac{920,539.03}{763,383.36} = 1.206 \text{ m}$$

V.1.3.2.2 REVISION POR ESTABILIDAD

Revisión por volteo

$$\frac{\Sigma M_{FV}}{\Sigma M_{FH}} = \frac{920,539.03}{7,319.91} = 125.76 > 2 \quad \therefore \text{se acepta}$$

Revisión por deslizamiento

$$\mu \Sigma F_V \geq 1.5 F_H$$

$$.6 \times 763,383.36 \text{ kg} > 1.5 \times 8,537.64 \text{ kg}$$

$$458,030.02 \text{ kg} > 12,806.46 \text{ kg} \quad \therefore \text{es correcto}$$

Posición de la resultante

$$a = \frac{\Sigma M_{FV} - \Sigma M_{FH}}{F_V} = \frac{920,539.03 - 7,319.91}{763,383.36} = 1.196 \text{ m} > \frac{2.4}{3}$$

La resultante estará a $1.20 - 1.196 = .004$ m del centro del estribo.

V.1.3.2.3. ESFUERZOS SOBRE EL TERRENO

Los esfuerzos del terreno serán:

$$F_{min} = \frac{P}{A} \left(1 - \frac{6e}{b} \right) = \frac{763,238.86}{17.52} \left(1 - \frac{6 \times .004}{2.4} \right)$$

$$F_{min} = 4.313 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{max} = \frac{P}{A} \left(1 + \frac{6e}{b} \right) = \frac{763,238.86}{17.52} \left(1 + \frac{6 \times .004}{2.4} \right)$$

$$F_{max} = 4.4 \text{ kg/cm}^2$$

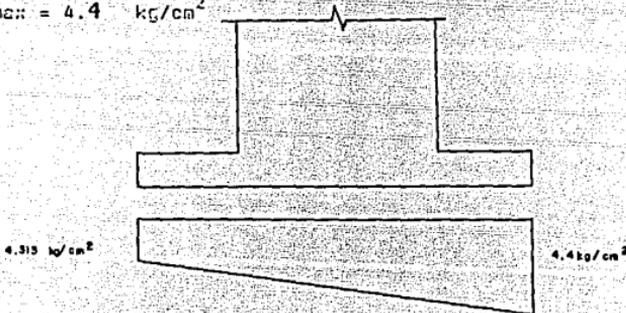


FIG. No. V.1.3.2.3.1

Como el estribo ha pasado todas las condiciones para las que se diseñó, se procederá a armar el mismo.

V. 1.3.2.4 ACERO DE REFUERZO (ZAPATA)

Refuerzo en la zona paralela al tramo corto

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{4,729,082.4}{2,100 \times .89 \times 50} = 50.61 \text{ cm}^2$$

Se proponen Vars de 1.9 (3/4") \emptyset as = 2.85 cm²

$$\text{No. Vars } 1.9 (3/4") \emptyset = \frac{50.61}{2.85} = 17.76 \text{ vars}$$

$$\text{Separación vars } 1.9 (3/4") \emptyset = \frac{240}{17.76} = 13.51 \text{ cm.}$$

Vars de 1.9 (3/4") \emptyset @ 13 m paralelas al lado largo

Refuerzo por tensión en la zona paralela al tramo corto

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{14,384,292.3}{2,100 \times .89 \times 50} = 153.93 \text{ cm}^2$$

Hay necesidad por especificación del ACI de reforzar el --
armado en el sentido corto de la zapata. De acuerdo con lo
explicado en hojas anteriores. (Cap. IV)

$$\beta = \frac{7.3}{2.4} = 3.04$$

$$\frac{\text{Refuerzo en el ancho de la banda}}{\text{Refuerzo total en la dirección corta}} = \frac{2}{\beta + 1} = \frac{2}{4.04} = .495$$

Refuerzo en el ancho de la banda (2.40 m)

$$153.93 \times .495 = 76.20 \text{ cm}^2$$

$$\text{No. Vars de } 1.9 (3/4") \emptyset = \frac{76.20}{2.85} = 26.74 \text{ Vars.}$$

$$\text{Sep. Vars de 1.9 (3/4") } \emptyset = \frac{280}{26.74} = 8.98 \text{ cm}$$

Vars de 1.9 (3/4") $\emptyset @ 8 \text{ cm}$.

Separación de Vars en las franjas laterales

$$\text{No. Vars de 1.9 (3/4") } \emptyset = \frac{153.93 - 76.20}{2.85} = 27.27 \text{ Vars}$$

$$\text{Sep. Vars 1.9 (3/4") } \emptyset = \frac{730 - 240}{27.27} = 17.97 \text{ cm}$$

Vars de 1.9 (3/4") $\emptyset @ 17 \text{ cm}$.

V.1.3.2.5 REVISION POR ADHERENCIA

$$V = a \times B \times W = 1 \times 2.40 \times 39,409.02 = 94,581.65 \text{ kg}$$

El perímetro de una varilla de 1.9 (3.4") \emptyset es de 6 cm.

$$\sum o = 18 \times 6 = 108 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{V}{\sum o \cdot d} = \frac{94,581.65}{108 \times .89 \times 50} = 19.68 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo permisible por adherencia

$$\mu = \sqrt{\frac{3.2 \cdot f'c}{D}} = \sqrt{\frac{3.2 \cdot 250}{1.9}} = 26.63 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu_{act} = 19.68 \text{ kg/cm}^2 < \mu_{PERM} = 26.63 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo de adherencia es correcto.

Se colocará un recubrimiento de 7 cm. para protección del acero de refuerzo, lo cual nos dará un peralte total de:

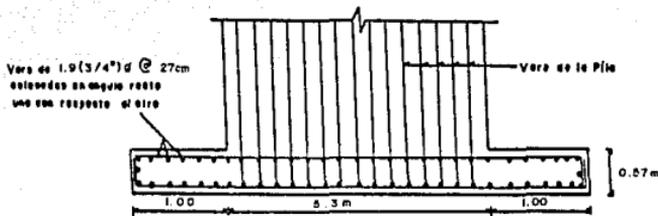
$$h = d + r = 50 + 7 = 57 \text{ cm}$$

Se armará el lecho superior de la zapata y las paredes laterales de la zapata por temperatura

$$A_{st} = .0018 \times b \times h = .0018 \times 100 \times 57 = 10.26 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sep Vars } 1.9 (3/4") \emptyset = \frac{2.85 \times 100}{10.26} = 27.78 \text{ cm.}$$

Sep. Vars por temp. de 1.9 (3/4") $\emptyset @ 27 \text{ cm.}$



CORTE A-A

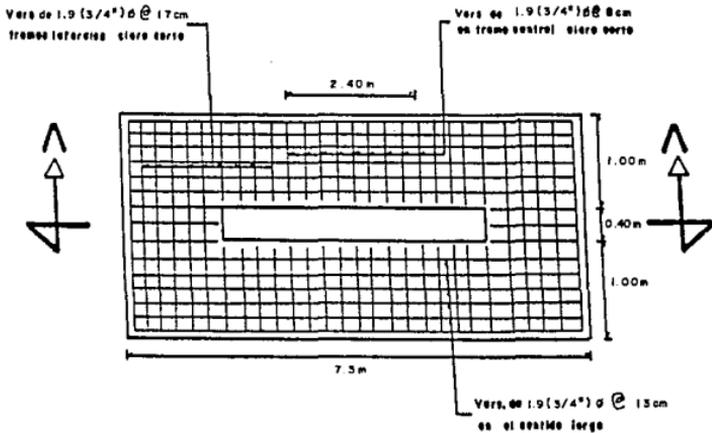


FIG N° V.1.3.2.5.1

La variación de longitud es:

$$L = T \times l \times a$$

$$l = .000011 \times 48 \times 23$$

$$l = 0.12 \text{ m} < .025 \text{ m.}$$

Por lo tanto se acepta el espesor de las juntas propuesto.

V.3 JUNTAS O PLACAS DE DESLIZAMIENTO PARA LOS APOYOS DEL PUENTE CANAL

Con objeto de evitar o disminuir los movimientos horizontales que se presentan en las pilas o columnas debidos principalmente a fuerzas longitudinales producidas por efectos térmicos sobre la superestructura, se proyectan juntas de deslizamiento.

Estas juntas de deslizamiento se harán a base de juntas de cartón asfáltico de 0.02 m. de espesor.

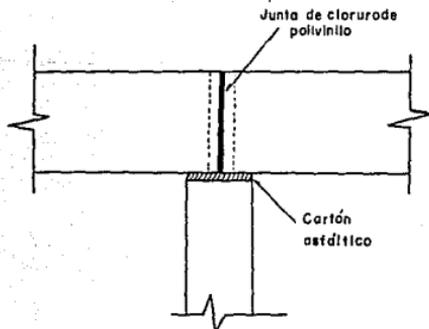


FIG. No. V.3.1

CONCLUSIONES

De la elaboración de esta tesis podemos concluir:

El puente canal forma parte de las principales estructuras con que contará el proyecto "CANAL LATERAL PANALES", que -- tiene como objetivos, elevar el nivel de vida de la pobla-- ción y hacer frente a los requerimientos de agua que se ten-- drán en el año 2000.

Se muestra cómo el Ing. Civil se vale de distintas discipli-- nas de la ingeniería como son: Hidráulica, Estructuras de Concreto y Mecánica de Suelos. Necesarias y complementarias-- unas de las otras para poder llevar a cabo la solución de un problema.

B I B L I O G R A F I A

Manual de Hidráulica.- Ing. Horace Williams King.

Normas de Diseño para Canales y Estructuras relacionadas con ellos.-Department Of the Interior.-Bureau of Reclamation.

Diseño simplificado de Concreto.-Harry Parker.

Manual de Diseño para Concreto Reforzado.-Instituto Americano del Concreto.

Reglamento de las Construcciones de Concreto Reforzado.-ACI-318-63, 71 y 77.

Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones del Departamento del D.F.

Concreto Diseño Elástico.- Ing. Marco Aurelio Torres H.

Manual Teórico-Práctico de Hormigón. Especificaciones DIN-1045.-Betsu Kalender.

Especificaciones para proyecto de puentes de acero, de concreto reforzado y presforzado para caminos.-S.A.R.H. y Obras Públicas.

Manual de Diseño de Obras Civiles-Diseño por Sismo.-Comisión Federal de Electricidad.

Mecánica de Suelos.- Ings. Eulalio Juárez Badillo y Alfonso Rico Alvarez.

Teoría de la Mecánica de Suelos.-Karl Terzaghi.