



66
2/10

Universidad Nacional Autónoma de México

FACULTAD DE INGENIERIA

**“Proyecto Estructural del Paso Jacarandas-Río
Consulado, en la Glorieta la Raza”**

Tesis Profesional

Que para obtener el título de

INGENIERO CIVIL

P r e s e n t a n

CHARBEL GOMEZ RUIZ

JUAN J. DE LOS SANTOS BARBOSA



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

- I. INTRODUCCION

- II. CONSIDERACIONES GENERALES DEL PROYECTO.
 - II.1. GEOMETRIA
 - II.2. CARGAS
 - II.3. CRITERIOS DE ANALISIS.
 - II.4. CRITERIOS DE DIMENSIONAMIENTO.

- III. DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PASO.

- IV. DESCRIPCION GENERAL DEL PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

- V. CONCLUSIONES.

- BIBLIOGRAFIA.

CAPITULO I

INTRODUCCION

Como sabemos, el trazo primario de nuestra Ciudad de México data de la época colonial, cuando las vialidades eran transi-
tadas por peatones y carruajes tirados por animales. En esos ---
años las calles satisfacían perfectamente los requerimientos del
tránsito, que circulaba por ellas, pero con el advenimiento del au-
tomóvil, la saturación de las vialidades existentes se sucedió rá-
pidamente.

Por otra parte, el crecimiento demográfico y el desarro-
llo urbano de la zona Metropolitana, han repercutido drásticamen-

te en el tránsito de vehículos. Las estadísticas muestran que dentro de la Zona Metropolitana de la Ciudad de México circulan más de 1'700,000 vehículos registrados en el Distrito Federal y aproximadamente 300,000 correspondientes a diversos municipios del Estado de México. Asimismo, los habitantes han sobrepasado la cifra de 14 millones, lo que representa más del 20% de la población total del país.

Los hechos anteriores han sido considerados en el Plan Maestro de Desarrollo Urbano del Distrito Federal y los resultados obtenidos a través de diversos estudios realizados por la Comisión de Vialidad y Transporte Urbano nos muestran, en general problemas graves de accidentes de tránsito, bajas velocidades de operación, altos volúmenes de tránsito en horas críticas, deficiencias pronunciadas en el transporte público y un alto grado de contaminación ambiental, lo cual resulta un verdadero caos para el habitante de nuestra Ciudad.

Una de las soluciones que se pretenden dar a esos problemas, es la ampliación de las vías rápidas de acceso controlado que operan parcialmente dentro del Distrito Federal. Esto implica a su vez, darle continuidad al Circuito Interior para lograr un aprovechamiento íntegro de dicha vía, que anteriormente finalizaba en la Avenida Jacarandas, poco antes de la Intersección con In surgentes Norte.

En dicha intersección rotatoria confluyen también la Cal

zada Vallejo y la Avenida Río Consulado, que no habían sido canalizadas correctamente y por lo mismo, provocaban una discontinuidad en el movimiento que los vehículos realizaban a través de la Glorieta de la Raza, debido principalmente al enorme volúmen de tránsito que registran.

Los aforos que se efectuaron en dicha Glorieta, la clasificaron como la séptima en volúmen de tránsito dentro del Distrito Federal, con un total de 16,122 vehículos por hora en la hora de máxima demanda, contribuyendo la Avenida Jacarandas con 4,410 vehículos por hora. La velocidad de operación crítica en la intersección resultó de 17 Km/hr.

Así, la necesidad de continuar el Circuito Interior, y el funcionamiento inadecuado de la intersección, obligaron a proyectar una remodelación de la Glorieta de la Raza, considerando en forma prioritaria el aprovechamiento máximo de las estructuras existentes, la aplicación mínima de obras materiales nuevas y una mejor regulación funcional del tránsito, utilizando un señalamiento más efectivo.

El Paso Jacarandas-Río Consulado es consecuencia del proyecto descrito y liga a la Avenida Jacarandas con la zona Sur de la Intersección preexistente. Así mismo se utilizó como desfogue para el tráfico que avanza por la Calzada Vallejo en dirección a la Avenida Insurgentes Norte, como se muestra en la figura I.1.

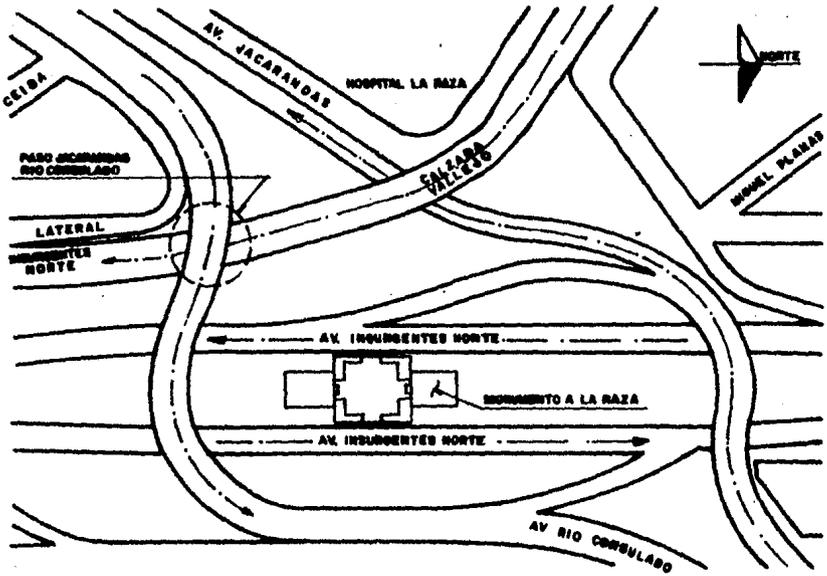


FIGURA I. 1.

C A P I T U L O I I

CONSIDERACIONES GENERALES DEL PROYECTO

Cuando el proyectista de estructuras se enfrenta a un -- problema como el que se analiza en este trabajo, por lo general -- cuenta con información procedente de los ingenieros y arquitectos dedicados al proyecto de vialidad, que a través de las investigaciones de Ingeniería de Tránsito y de Urbanismo, definen ciertas características y restricciones que debe respetar el responsable del proyecto estructural. Utilizando esa información como punto de partida, se inicia un estudio que abarca desde el análisis de las posibles solicitaciones constructivas y de servicio a que se sujetará la estructura, hasta la definición de los criterios de --

análisis y dimensionamiento más apropiados para la solución de --
la misma.

A continuación describimos los puntos más importantes --
que intervinieron en el desarrollo de este proyecto.

II.1. Geometría.

El proyecto vial nos proporciona tres datos geométricos
indispensables, estos son: la altura libre, el gálibo horizontal
y el espacio libre horizontal, los cuales se definen en las figu-
ras II.1. y II.2.

Por otra parte, debemos respetar los niveles de proyecto
y el diseño arquitectónico de los parapetos, ubicados en la parte
superior del puente. Los niveles de la vialidad de proyecto nos
ocasionan una restricción para definir el espesor máximo que pode-
mos utilizar en la losa superior del paso, mientras que el diseño
estructural del parapeto debe adecuarse a la geometría que pro-
pone el proyecto arquitectónico, el cual interviene también al --
establecer el tipo de material que se utilice en la construcción
de nuestra obra. Esto significa que por razones de estética la -
estructura se considera de concreto, puesto que los otros pasos -
que constituyen la glorieta de la Raza están hechos de ese mismo
material.

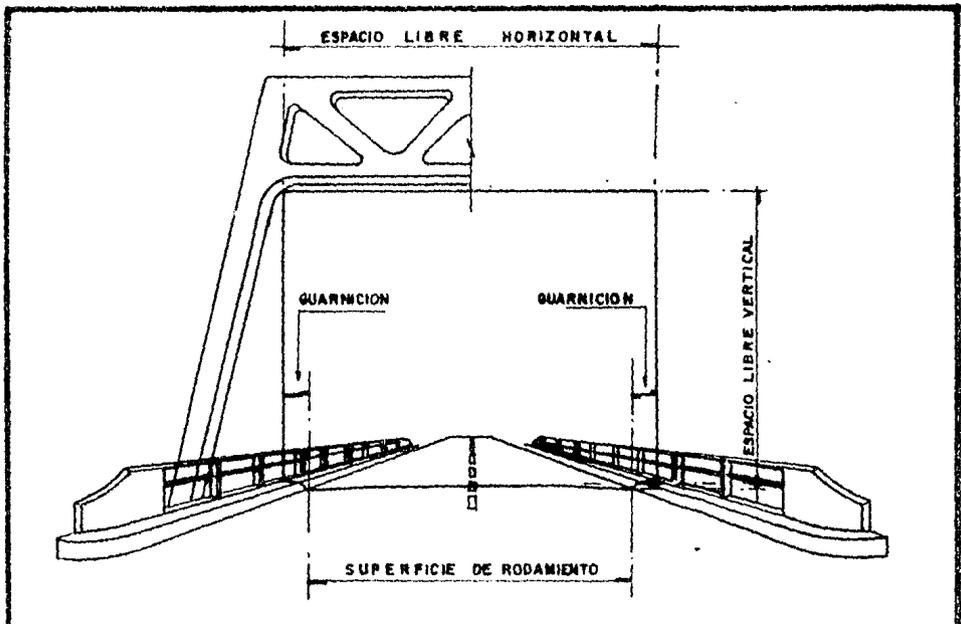


FIGURA II . 1

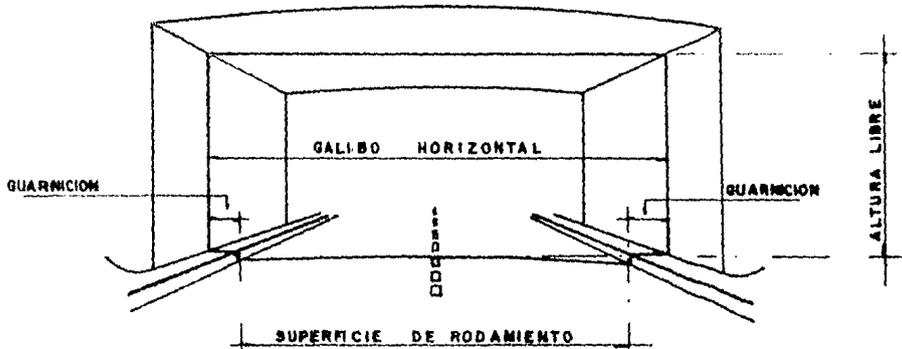


FIGURA II . 2

La forma del Paso en planta es resultado de la intersección de dos curvas (ejes de las vialidades), lo cual se observa en la figura II.3. Esta situación nos lleva a tener claros que varían hasta en 101.2 cm., sí además tomamos en cuenta que los claros que hay que salvar alcanzan los 22.63 m. llegamos a la conclusión de -- que no es adecuado utilizar elementos prefabricados (presforzados) para la losa superior del puente, puesto que la fabricación y el -- transporte representarían un problema serio.

Lo anterior nos lleva a utilizar una losa superior de concreto y dentro de esta solución caben dos posibilidades:

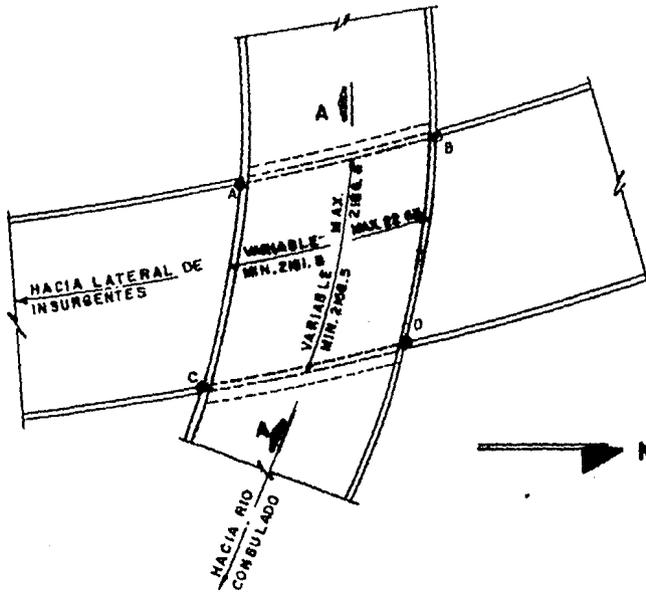
- a) Utilizar una losa de concreto reforzado.
- b) Utilizar una losa de concreto postensada.

La alternativa "a" generalmente resulta más rápida y económica, por lo que inicialmente la tomaremos como base, sin embargo, en caso de que la losa de concreto reforzado resulte insuficiente para soportar las solicitaciones de servicio, tendremos que recurrir a la alternativa "b".

Además la estructura de concreto nos proporciona un peso necesario para compensar el terreno excavado, evitando una expansión del mismo. Esto es factible siempre y cuando la cimentación esté constituida por una losa suficientemente rígida que distribuya en forma adecuada los esfuerzos en el área sobre la cual se sustenta. Debido a ésto se consideró una cimentación formada por una losa de concreto. El efecto que la estructura produce sobre el terre

no y la interrelación suelo-estructura se revisará ampliamente en el inciso siguiente.

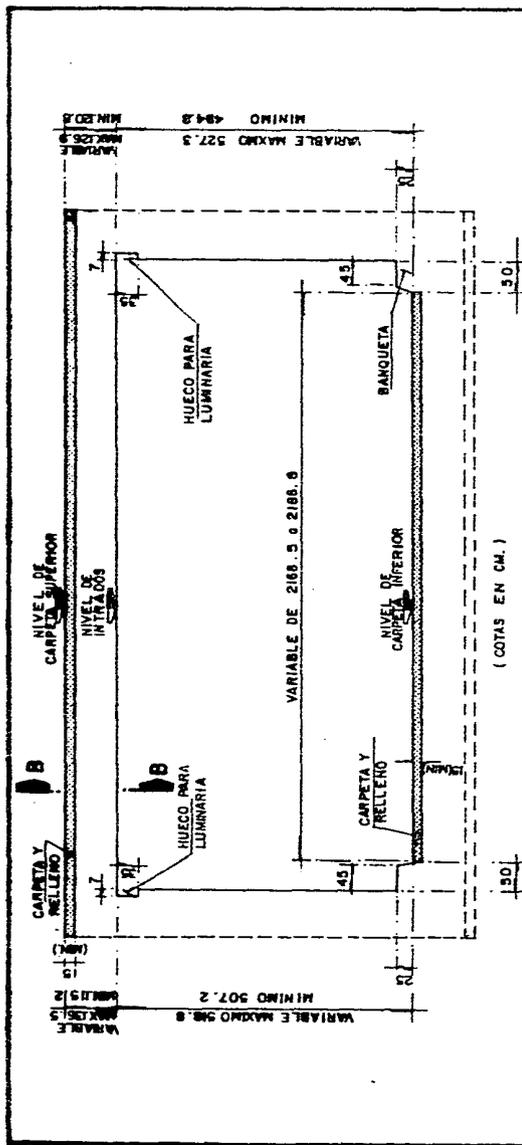
En las figuras II.3., II.4 y II.5 se muestran las dimensiones del paso y de los parapetos que llevará el mismo, así como los niveles de proyecto.



DIMENSIONES GENERALES DEL PASO (PLANTA)

PUNTO	NIVELES DE PROYECTO		
	CARPETA SUPERIOR	INTRADOS	CARPETA INFERIOR
A	37.285	36.018	30.743
B	37.763	36.935	31.607
C	37.503	36.138	31.008
D	37.808	36.636	31.584

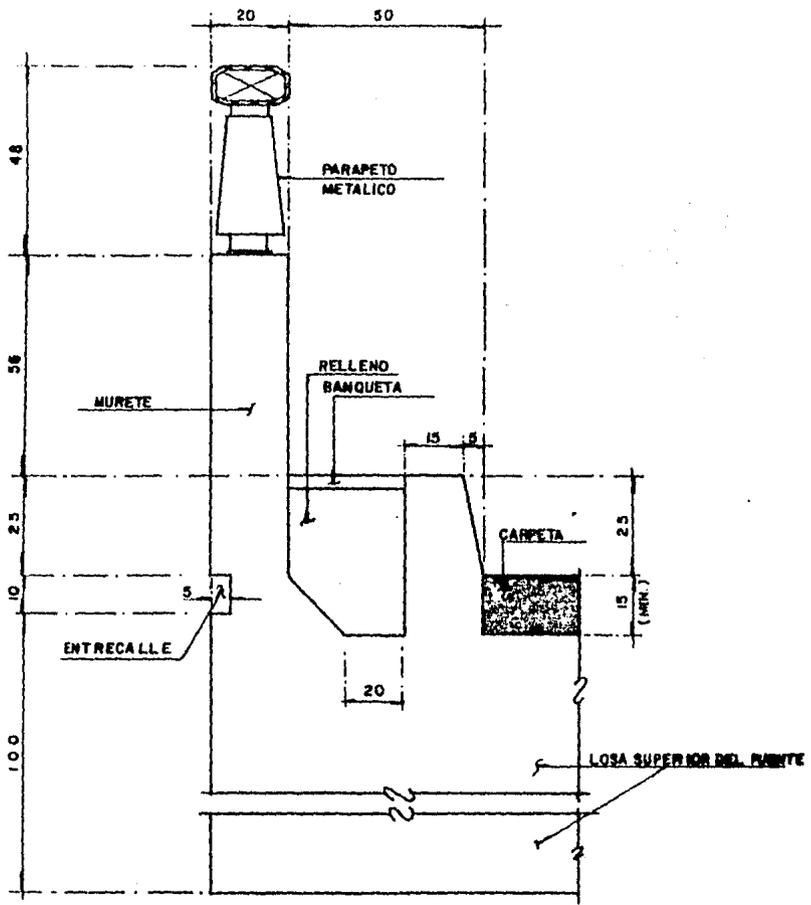
FIGURA II. 3



CORTE A-A
(DIMENSIONES GENERALES)

PUNTO	NIVELES DE PROYECTO (m)	
	CARPETA SUPERIOR	CARPETA INFERIOR
A	37.285	30.743
B	37.763	31.607
C	37.503	31.005
D	37.608	31.584

FIGURA II.4



C O R T E B - B
 F I G U R A II . 5

II.2. Cargas.

Si tomamos el criterio del Reglamento para Construcciones del Distrito Federal para establecer las cargas o solicitaciones - que actúan en nuestra estructura, podemos agruparlas como sigue:

- A) Cargas Gravitacionales.
- B) Cargas Accidentales.

Dentro del inciso "A" quedan comprendidas las cargas debidas al peso propio de la estructura y al peso del material que forma la carpeta asfáltica, la carga "viva" producto del peso de los vehículos que transitan por el paso, las presiones horizontales -- que el material de relleno de los terraplenes adyacentes a la estructura ejercen sobre la misma cuando se encuentra en estado de reposo y por último el efecto de la subpresión, consecuencia del agua freática.

Por otra parte, las cargas accidentales corresponden en nuestro caso a las solicitaciones producidas por los Sismos, que -- generan fuerzas horizontales en las masas, tanto de la estructura como de los terraplenes adyacentes a la misma (acción y reacción).

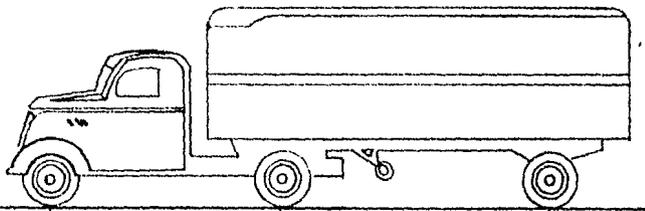
Para la evaluación de las cargas en todos los casos se -- considera un ancho unitario (1 m.), lo que facilita manejar las diferentes alternativas y combinaciones de carga que intervienen posteriormente en el análisis de la estructura.

al peso de la carga móvil aplicada, correspondiente a los camiones, coches y peatones.

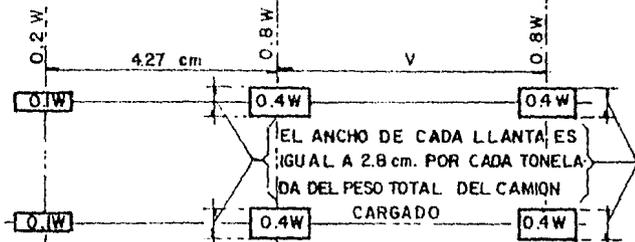
Las cargas vivas que se consideren sobre la calzada del puente, serán las especificadas para camiones tipo o carga uniforme por carril, equivalente a un convoy de camiones. Se especifican al respecto, dos tipos de cargas, las tipo H y las HS, siendo las HS más pesadas que las H.

Las cargas tipo H consisten en un camión de dos ejes, o la carga uniforme equivalente correspondiente sobre un carril. Las cargas H se designan con la letra H, seguida de un número que indica el peso bruto, (en toneladas inglesas de 2,000 lb), del camión-tipo.

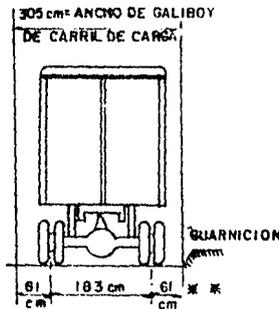
Las cargas tipo HS, se ilustran en las Figuras II.6 y II.7. Consisten en un camión tractor con semi-remolque o la carga uniforme equivalente correspondiente, sobre un carril. Se designan con las letras HS, seguidas de un número que indica el peso bruto, (en toneladas inglesas de 2,000 lb), del camión tractor. La separación entre los ejes se ha considerado variable, con el objeto de tener una aproximación mayor con los tipos de tractores con semi-remolque que se usan actualmente. El espaciamiento variable hace que la carga actúe más satisfactoriamente en los claros contiguos, ya que así las cargas pesadas de los ejes se pueden colocar en los claros adyacentes, a fin de producir los máximos momentos negativos.



H20-S16-44	3,629 Kg	14,515 Kg	14,515 Kg *
H15-S12-44	2,722 Kg	10,886 Kg	10,886 Kg



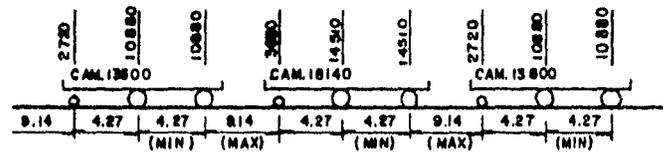
W=PESO COMBINADO DE LOS DOS PRIMEROS EJES, IGUAL AL QUE TIENE EL CAMION TIPO H CORRESPONDIENTE.
 V=ESPACIAMIENTO VARIABLE DE 427 cm A 914 cm. INCLUSIVE EL ESPACIAMIENTO QUE SE USE SERA EL QUE PRODUZCA LOS ESFUERZOS MAXIMOS



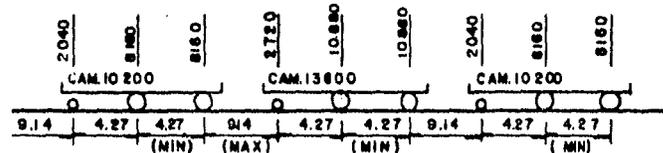
* EN EL PROYECTO DE PISOS (LOSAS DE CONCRETO, PISOS DE PARRILLA DE ACERO Y PISOS DE MADERA) PARA CARGAS H-20 o H-20-S-16, SE PODRA USAR UNA CARGA AXIAL DE 10,886 Kg o DOS CARGAS AXIALES DE 7,257 Kg CADAUNA ESPACIADAS 122 cm ENTRE SI, SELECCIONANDO LA QUE PRODUZCA EL MAYOR ESFUERZO EN VEZ DE LA CARGA AXIAL DE 14,515 Kg QUE SE ILUSTRAS

* PARA PROYECTAR LOSAS SE SUPONDRA QUE EL EJE VERTICAL CENTRAL DE LA RUEDA QUEDA A 603 cm. DE LA CARA DE LA GUARNICION.

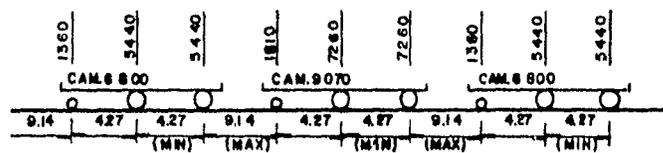
FIGURA II-6



CARGA H-20-816-44



CARGA H15-312-44



CARGA H10-38-44

LAS CARGAS EN LOS CAMIONES ESTAN DADAS POR EJE
 LAS CARGAS EN LOS CAMIONES ESTAN DADAS EN KILOGRAMOS Y LAS DIMENSIONES EN METROS.

SENTIDO DEL TRAFICO

CARGA FORMADA POR CONVOY DE CAMIONES

FIGURA II-7

En las estructuras comprendidas en el Grupo "A" subsiguiente, los esfuerzos por carga viva producidos por las cargas H o HS deberán incrementarse en la cantidad que aquí se indica, por los efectos: dinámico, vibratorio y de impacto.

Grupo "A".

Superestructura, incluyendo columnas de acero o de concreto, torres de acero, columnas de marcos rígidos, y en general, aquellas partes de la estructura que se prolonguen hasta la cimentación principal.

La parte de los pilotes de concreto o de acero que sobresalgan del nivel del terreno y que se hallen rígidamente conectados a la superestructura, ya sea formando marcos rígidos o como parte de la estructura misma.

La cantidad permisible en que se incrementan los esfuerzos se expresa como una fracción de los esfuerzos por carga viva, y se determinará con la fórmula siguiente:

$$I = \frac{15.24}{L + 38.10}$$

donde I = Impacto en por ciento (máximo: 30%)

L = Longitud, en metros, de la parte del claro que debe cargarse para producir el máximo esfuerzo en el miembro.

Para uniformizar su aplicación, la longitud cargada, "L", se considerará específicamente como sigue:

Para calcular los momentos debidos a cargas de camión, úsese la longitud del claro.

Para esfuerzo cortante debido a cargas de camión, úsese la longitud de la parte cargada del claro, desde el punto en consideración hasta la reacción más alejada.

Para calcular la distribución de las cargas y los momentos flexionantes en losas continuas con dos o más apoyos, se emplearán las siguientes longitudes efectivas de claros:

En losas monolíticas con vigas o muros (sin acartelamiento),

$S = \text{claro libre};$

En losas apoyadas sobre largueros de acero,

$S = \text{distancia entre bordes de patines, más } \frac{1}{2} \text{ del ancho del patín del larguero};$

En losas apoyadas sobre largueros de madera,

$S = \text{claro libre, más } \frac{1}{2} \text{ del espesor del larguero.}$

Cuando el refuerzo principal de la losa se encuentre paralela a la dirección del tránsito, la distribución de las cargas por

rueda será:

$$E = 1.22 + 0.06S, \text{ con un máximo de } 2.13 \text{ m.}$$

II.2.A.3. Presión Horizontal que ejerce el material en estado de Reposo localizado en los terraplenes adyacentes a los muros del paso.

Se entiende que el material se encuentra en estado de reposo una vez que ha pasado algún tiempo en que el material ha ejercido cierta presión en el muro y éste llega a alcanzar su deformación final. Así el material ejerce una presión horizontal - proporcional a su peso volumétrico y a la profundidad de cada punto:

$$E_R = K_0 (P_v \cdot h).$$

Los vehículos que circulan sobre el terraplén producen sobrecarga en él y en consecuencia se generan empujes horizontales adicionales que se evalúan como $E_R = K_0 \cdot q$. El valor de "q" - se determina tomando el mayor valor de los siguientes:

$$a) \quad q = h_{rm} \cdot P_v$$

$$b) \quad q = \frac{Z \cdot P}{Ac \cdot de}$$

En las fórmulas anteriores:

h_{rm} = Altura de 61 cm. de relleno

P_v = Peso volumétrico del relleno.

- P = Carga de la rueda más pesada del camión considerado.
 A_c = Ancho de un carril
 d_e = Distancia mínima entre ejes de camión (longitudinal).
 q = Sobrecarga uniforme distribuída.
 E_R = Empuje en reposo en un punto a la profundidad -- "h".
 K_o = Coeficiente de empuje del terreno en reposo.

Otro aspecto importante que interviene en el empuje es -- la presión hidrostática consecuencia del agua freática que se acumula en los terraplenes cuando no existe drenaje adecuado en los muros de retención que lo confinan. El material que se encuentra bajo el nivel de agua freática (N.A.F.) está sumergido, por lo -- cual su peso volumétrico se reduce a: $P'vs = Pvs - P_w$.

Donde: $P'vs$ = Peso volumétrico del material saturado -- y sumergido.

Pvs = Peso volumétrico del material saturado.

P_w = Peso volumétrico del agua.

Si además consideramos el empuje hidrostático igual a -- $P_w \cdot h$.

Tenemos:

$$E_R = E_{RN} + K_o \cdot (P'vs \cdot h + q) + P_w \cdot h$$

Donde: E_{RN} = Empuje en reposo en el nivel de agua freática.

h = Profundidad a partir del N.A.F.

Para obtener la fuerza resultante de una distribución de presiones trapecial, podemos utilizar la siguiente ecuación:

$$E_{RT} = \frac{(E_m + EM)}{2} \times h$$

Y su posición respecto al nivel donde inicia la distribución será:

$$z = \frac{h}{3} \frac{(2 EM + E_m)}{(EM + E_m)}$$

En las expresiones anteriores:

E_m = Valor mínimo del empuje

EM = Valor máximo del empuje

II.2.A.4. Efectos que produce el Agua Freática en la Losa de Piso.

Al iniciar la excavación en la zona donde quedará ubicado el paso, se procede a colocar pozos de bombeo en puntos estratégicos lográndose el abatimiento del nivel freático. Esto nos permite llevar a cabo las excavaciones necesarias en un terreno relati-

vamente seco, agilizando el trabajo y por ello haciéndolo más eficiente y económico. El bombeo continúa hasta que la estructura, el material de relleno y los muros de retención adyacentes quedan terminados. Posteriormente el equipo de bombeo se retira y en consecuencia el Nivel Freático se recupera paulatinamente hasta normalizarse. Es en ese momento cuando el agua provoca un efecto de flotación en la estructura empujándola hacia arriba y genera con ello una carga vertical bajo la losa de piso del paso que puede valerse como:

$$Sp = \gamma\omega \cdot h\omega$$

Donde: $\gamma\omega$ = Peso volumétrico del agua = 1 ton/m³

ω = Tirante de agua hasta el nivel de desplante de la estructura.

El valor de la carga que actúa bajo la losa se obtiene descontando a "Sp" el peso de la losa de piso, el de la plantilla y el de la carpeta asfáltica. Esto es:

$$R_{li} = Sp - W_{pli} - W_{pp} - W_{ci}$$

II.2.B.1. Carga debida a la aceleración de la masa de la estructura por efectos del sismo.

La evaluación de la fuerza horizontal debida al sismo se lleva a cabo utilizando las bases del capítulo XXXVII del Título --

IV del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal que en su Artículo 234 define a la fuerza cortante horizontal en la base de la construcción como:

$$F_s = c W$$

Donde: c = Coeficiente Sísmico.

W = Peso de la construcción sobre la base.

El coeficiente sísmico depende de la zona donde se ubicará la estructura (ver tabla II.1) y del grupo en que se clasifique la misma (Artículo 232 del R.C.D.F.). El valor de "c" puede reducirse para la evaluación de " F_s " de acuerdo con el factor de ductilidad "Q" definido como la capacidad de la estructura para aceptar deformaciones comportándose plásticamente y sin fallar. El factor "Q" depende del tipo de estructuración que presente la construcción, clasificándola en base al artículo 233 del R.C.D.F.

Así:
$$F_{s_{red}} = \frac{c}{Q} W$$

El valor de "Q" puede modificarse en función del valor del período fundamental de vibración de la estructura "T":

Caso 1: $Q' = Q$ si $T > T_1$

Caso 2: $Q' = 1 + (Q-1) T/T_1$ si $T \leq T_1$

" T_1 " se establece en el Artículo 236 del R.C.D.F. (ver -

Tabla II.1.).

$$y : T = 6.3 \left(\frac{1}{g} \sum W_i X_i^2 / \sum P_i X_i \right)^{\frac{1}{2}}$$

Donde: W_i = Peso de la masa del nivel "i"
 P_i = Fuerza horizontal que actúa sobre la masa del nivel "i"
 g = Aceleración de la gravedad.
 X_i = Desplazamiento horizontal debido a "P_i"

Es posible reducir las fuerzas sísmicas, dependiendo también del valor de "T" (capítulo 240 R.C.D.F.)

T A B L A II.1		
Z O N A	c	T ₁
I (Terreno Firme)	0.16	0.3
II (Terreno de Transición)	0.20	0.5
III (Terreno compresible)	0.24	0.8

NOTA: Para construcciones clasificadas en el grupo "A" los valores de "c" se multiplicarán por 1.3.

II.2.B.2. Carga debida a la aceleración de la masa de suelo por efectos del sismo.

Como consecuencia del movimiento del terreno, el material de relleno que constituye el terraplén adyacente a la estructura, presenta una aceleración horizontal en función de su masa, que en conjunto con la de la estructura genera una reacción en el terraplén del muro opuesto. Para determinar qué zona del terraplén provoca empuje sobre el muro y con ello definir una masa a la cual podemos asignarle una aceleración, es necesario recurrir a las teorías existentes que tratan sobre la determinación de presiones en muros de retención.

Los estudios de Mecánica de Suelos desarrollados por Charles Augustin Coulomb (1736-1806) constituyen la primera teoría aceptada y probada mundialmente sobre este aspecto. La propuso en 1776, tomando como base el equilibrio de una cuña de falla sin considerar el estado de esfuerzos dentro de la misma y para su desarrollo tomó como base las siguientes hipótesis:

- 1.- El suelo es isotrópico, homogéneo y posee propiedades internas de fricción y cohesión.
- 2.- La superficie de falla es plana, así como la superficie del relleno.
- 3.- Las fuerzas de fricción se distribuyen en forma uniforme a lo largo de la superficie de falla y el coeficiente de fricción entre suelo y suelo es $u = \tan \phi$ (ϕ = ángulo de fricción interna del material).

- 4.- La cuña de falla se comporta como un cuerpo rígido.
- 5.- Existe fricción contra el muro y la cuña se mueve a lo largo del muro, desarrollando fuerzas de fricción en la frontera con el mismo.
- 6.- La falla es un problema bidimensional. Se considera un segmento unitario de un cuerpo infinitamente largo.

La primera suposición resulta cercana a nuestro caso, puesto que el relleno tiene características bien definidas. El segundo punto representa una aproximación confiable de la superficie curva real de deslizamiento.

La aplicación de la teoría anterior consiste en equilibrar la fuerza correspondiente al peso de la cuña de falla (Fig. II.8) con las reacciones generadas en las superficies de deslizamiento -- que se encuentran entre el muro y el suelo, así como entre suelo y suelo.

Esto implica la consideración de las propiedades de fricción y cohesión del material, la reacción en el suelo y la reacción en el muro, que es en realidad el empuje del suelo en estado activo.

Resulta evidente que existe un número infinito de alternativas de solución, dependiendo de la variación del ángulo " θ "; sin embargo, uno de los valores escogidos para " θ " debe corresponder --

a un valor máximo del empuje activo y por ello será el que consideremos para el análisis de la estructura en cuestión.

Normalmente la obtención del valor máximo de "EA" se realiza a través de un proceso de tanteos, pero puede desarrollarse una expresión matemática en función del ángulo " θ " de modo tal que utilizando el criterio de máximos y mínimos se llega al resultado requerido.

El proceso anterior puede hacerse más general al aplicar una sobrecarga "q" y una fuerza sísmica "Fs" definida en función de " θ ".

La teoría de Coulomb tiene una desventaja: Da el valor máximo del Empuje Activo con efectos de Sismo, pero no proporciona la variación de las presiones a lo largo del muro. Estas pueden obtenerse, sin embargo, utilizando la teoría de Rankine que considera las mismas hipótesis de Coulomb, a excepción de la fricción entre muro y suelo. Rankine abordó el problema desde el punto de vista del estado de esfuerzos dentro de la masa de suelo de la cuña y se ha demostrado matemáticamente que los resultados coinciden en forma idéntica con los de Coulomb, siempre y cuando se considere el empuje actuando perpendicular a la pared del muro ($\delta = 0^\circ$). Bajo esas condiciones la variación del empuje es lineal y aumenta en forma proporcional a la profundidad que se analiza. Cuando el material tiene cohesión es posible definir una zona del suelo que no ejerce presión sobre el muro, basándonos también en lo expuesto por Rankine de modo tal que $EA = 0$:

$$EA = (h \cdot Pv + q) \left(\frac{1}{N\phi} \right) - 2c \left(\frac{1}{\sqrt{N\phi}} \right) = 0$$

Y despejando "h" encontramos la profundidad a la que inician las -- presiones sobre el muro.

La reacción sobre el muro opuesto se puede obtener sencillamente por equilibrio externo de fuerzas.

11.3. CRITERIOS DE ANALISIS.

Para efectuar el análisis de la estructura es necesario hacer las siguientes consideraciones:

- A) Se tomará un ancho unitario (1 metro) en dirección perpendicular al plano de análisis para todos los elementos de la estructura.
- B) Las losas se idealizan como barras de eje recto con sección transversal constante. Esto es debido a que su longitud es grande en relación a las zonas de unión con los muros que podrían considerarse con rigidez infinita. Es evidente que el grado de exactitud en el cálculo de la rigidez de estas barras será menor, pero el error cometido es pequeño y no afecta sensiblemente los resultados del análisis.
- C) Los muros también se consideran barras de eje recto, pero a diferencia de las losas, las variaciones en su sección transversal sí se toman en cuenta, incluyendo las zonas de rigidez infinita, mencionadas en el inciso anterior.
- D) Se tomará en cuenta en el cálculo de momentos de inercia y áreas solo la sección bruta de concreto, despreciando la contribución del acero de refuerzo. Para las losas, cuyo trabajo básico es a flexión el momento de inercia se considerará como el 60% del momento de -

inercia de la sección bruta de concreto.

En el caso de los muros, que reciben además de los efectos de flexión, una carga axial importante que genera esfuerzos de compresión en su sección transversal, es más razonable tomar el 100% del momento de inercia de la sección bruta de concreto.

- E) Las losas están ligadas a los muros a través de nudos continuos, capaces de transmitir los efectos de flexión, cortante y carga axial entre las barras.
- F) La estructura se encuentra apoyada en un medio elástico continuo que se puede idealizar como una serie de resortes, cuyas propiedades dependen básicamente de las características del suelo y de su relación con la geometría de la losa de cimentación. En el anexo-3 se ilustra el proceso para obtener las propiedades de los resortes.

Haciendo intervenir los conceptos anteriores se puede efectuar el análisis de la estructura, para lo cual se utiliza cualquier método conocido (flexibilidades, rigideces, etc.) o bien un programa como el STRESS, STRUDL, etc. que nos proporciona resultados precisos y en forma rápida, ahorrándonos trabajo de cálculo.

El análisis se efectúa considerando las distintas condiciones de carga a que puede estar sujeta la estructura.

Para nuestro caso tomaremos en cuenta las siguientes -
alternativas:

- | | | | | |
|---|---|---|----|--|
| ┌ | ┌ | ┌ | 1. | Peso propio |
| + | + | + | 2. | Subpresión |
| └ | └ | └ | 3. | Presión horizontal del suelo en Reposo |
| + | + | + | 4. | Carga Viva (i) |
| └ | └ | └ | | (i = alternativa analizada) |
| + | + | + | 5. | Efectos del Sismo en Dirección "x" |
| └ | └ | └ | 6. | Efectos del Sismo en Dirección "-x" |

II.4. CRITERIOS DE DIMENSIONAMIENTO.

Tomando como base el criterio del Reglamento para Construc-
ciones en el D.F. tenemos que el Diseño de Estructuras de Concreto
puede realizarse usando el Criterio Plástico o por Cargas Ultimas -
que consiste en afectar los esfuerzos que resultan del análisis por
un factor de carga.

Se revisarán los esfuerzos de flexión y cortante en Muros
y Losas y adicionalmente los muros se diseñarán como columnas a fle-
xocompresión en una dirección. Para la losa superior será necesari-
o revisar la flecha.

De acuerdo con lo anterior tenemos:

A) Factores de Resistencia:

Para flexión : $F_R = 0.9$

Para cortante: $F_R = 0.8$

Para flexocompresión cuando no está confinado el núcleo:

$F_R = 0.75$

B) Factor de Carga:

Por ser una estructura cuya falla provocaría pérdidas humanas y materiales muy altas tomaremos F.C. = 1.5 -- y para combinaciones con sismo F.C. = 1.1.

C) Fórmulas para calcular resistencias:

Para flexión de secciones rectangulares sin considerar el acero de compresión: $M_R = F_R b d^2 f''c q (1-0.5q) \dots (1)$

En donde:

F_R = Factor de resistencia.

b = Ancho de la sección.

d = Peralte efectivo.

$$f''c = (1.05 - \frac{f^*c}{1250}) f^*c \leq 0.85 f^*c$$

$$f^*c = 0.8 f'c$$

$$q = \frac{p \cdot fy}{f''c} \dots \dots \dots (2)$$

$$p = \frac{A_s}{bd} = \text{porcentaje de acero en la sección.}$$

La fórmula (1) puede transformarse a una forma más --- apropiada haciendo:

$$\frac{f_y}{f''c} = k \quad \therefore \quad q = pk \quad \dots \dots \dots (3)$$

Sustituyendo (3) en (1):

$$MR = FR bd^2 f''c p k (1 - 0.5 pk)$$

$$\frac{MR}{FRbd^2f''c} = pk - 0.5 p^2k^2$$

$$+ 0.5 k^2p^2 - pk + \frac{MR}{FRbd^2 f''c} = 0 \quad \dots \dots \dots (4)$$

Resolviendo para p:

$$p = k \pm \left(k^2 - \frac{2 k^2 MR}{FRbd^2 f''c} \right)^{\frac{1}{2}}$$

$$p = k \pm k \left(1 - \frac{2 MR}{FR bd^2 f''c} \right)^{\frac{1}{2}}$$

$$p = k \left(1 \pm \left(1 - \frac{2 MR}{FRbd^2 f''c} \right)^{\frac{1}{2}} \right)$$

finalmente:

$$p = \frac{f_y}{f''c} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 MR}{FR bd^2 f''c}} \right)$$

Donde: $M_R = (F.C.) M$

El valor de "p" máximo permisible se tomará como el 75% -- del porcentaje que corresponde a la falla balanceada, o sea:

$$p_{\text{máx.}} = \frac{0.75 f''c}{f_y} \left(\frac{4800}{f_y + 6000} \right)$$

Y el valor mínimo será:

$$p_{\text{mín.}} = \frac{0.7 \sqrt{f''c}}{f_y}$$

Para cortante se tomarán en cuenta las previsiones indicadas en los incisos 2.1.5 (a) y 2.1.5 (b) de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto del R.C.D.F.

Para la revisión de los muros a flexocompresión se seguirán las recomendaciones que aparecen en el inciso 2.1.3 de dichas Normas.

La deflexión máxima permisible en la losa superior del paso se considerará como: $\Delta p = 0.5 + \frac{L}{240}$

Donde: $L =$ claro de la losa (A ejes) en cm.

La deflexión inmediata debida a las solicitaciones de servicio es proporcionada directamente por el STRUDL y las deflexiones ocurridas a largo plazo se obtendrán como:

$$\Delta_D = \left[2 - 1.2 \frac{A's}{A_s} \right] \Delta_I \geq 0.6 \Delta_I$$

Donde:

A's = Area del refuerzo a compresión

A_s = Area del refuerzo a tensión

Δ_I = Deflexión inmediata obtenida del análisis.

C A P I T U L O I I I

DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PASO

III.1. Proposición Inicial de la Geometría de la Estructura.

Basándonos en lo expuesto en el inciso II.1 se propone una estructura constituida por cuatro barras de eje recto que forman un cuadrilátero cuyos lados son paralelos dos a dos. Los ángulos que se establecen en la intersección de los ejes de estas barras se considerarán de 90° .

Las dimensiones generales de la estructura inicial que proponemos se muestran en la Fig. III.1. Es evidente que las secciones transversales de las barras que hemos propuesto pueden resultar escasas o sobradas para las sollicitaciones a que estarán sujetas, por lo tanto cabe la posibilidad de que la geometría inicial que se define aquí sufra alguna modificación. En caso de -- que esto suceda reiniciaremos el diseño de la estructura.

III.2. Determinación de las Cargas.

Para mayor facilidad en la evaluación de las cargas le asignaremos a la estructura un ancho igual a 1 m. Los valores de los pesos volumétricos de los materiales que constituyen la estructura y el relleno, así como las solicitaciones de carga accidental (sismo) se obtendrán en base a las especificaciones del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Sin embargo, para la determinación de la carga viva que actúa en la estructura seguiremos las indicaciones del Manual para Diseño de Puentes de la S.A.H.O.P.

III.2.1. Cargas debidas al Peso Propio de la Estructura.

Observando la figura III.1 se tiene:

Peso Propio de la losa superior = $\omega_{ps} = 1 \text{ m} \times 1 \text{ m} \times 2.4 \text{ ton/m}^3 = 2.4 \text{ ton/m}$.

Carga Muerta Adicional (por Reglamento) = $\omega_{as} = 0.020 \text{ ton/m}^2 \times 1 \text{ m} = 0.020 \text{ ton/m}$

Carga en losa superior = $\omega_{ps} + \omega_{as} = 2.4 + 0.02 = \omega_{ls} = \underline{2.420 \text{ ton/m}}$

Peso total de la losa superior = $W_{ls} = 2.42 \text{ ton/m} \times 25.06 \text{ m} = 60.645 \text{ ton}$.

Peso propio de los muros = ω_{pm} :

$\omega_{pm} = [1.03 \text{ m} (0.35 \text{ m}) + 4.65 \text{ m} (1.10 \text{ m}) + 1.6 \text{ m} (0.4 \text{ m})] \times 1 \text{ m} (2.4 \text{ ton/m}^3)$

$\omega_{pm} = \underline{14.677 \text{ ton/muro}}$

Peso total de los muros = $14.677 \text{ ton/muro} \times 2 \text{ muros} = 29.354 \text{ ton}$

Peso propio de la losa inferior = $\omega_{pi} = 1.1m \times 1m \times 2.4 \text{ ton/m}^3 = 2.64 \text{ ton/m}$.

Carga Muerta Adicional (por reglamento) = $\omega_{ai} = 0.020 \text{ ton/m}^2 \times 1m = 0.020 \text{ ton/m}$.

Descarga por la losa inferior = $\omega_{pi} + \omega_{ai} = 2.64 + 0.02 = \omega_{li} = \underline{2.66 \text{ ton/m}}$.

Peso total de la losa inferior = $W_{li} = 2.66 \text{ ton/m} \times 25.06 m = 66.660 \text{ ton}$.

Peso total de la Estructura = $W_T = 60.645 + 29.354 + 66.660$

$$W_T = \underline{\underline{156.659 \text{ ton}}}$$

Peso propio de la plantilla = $\omega_{pp} = 0.10 m (2.2 \text{ ton/m}^3) \times 1 m = 0.220 \text{ ton/m}$.

III.2.2 Cargas debidas al Relleno, empuje del material en reposo en los muros, Carga Viva por efectos del Tránsito de Vehículos y Efectos debidos a la Subpresión.

El relleno especificado es un tepetate ligero de peso volumétrico $PV = 1.6 \text{ ton/m}^3$. Consideraremos además una carpeta asfáltica de 15 cm. de espesor. Refiriéndonos a la figura II.4 tenemos:

Altura de relleno (sin carpeta) en losa superior = Hrs

$$Hrs = 1.365m - 1.00m - 0.15m = 0.215m \text{ (máximo)}.$$

Peso de Relleno en losa superior =

$$\omega_{rs} = 0.215 (1.6) \text{ m} = 0.344 \text{ ton/m}$$

Peso de Carpeta en losa superior =

$$\omega_{cs} = 0.15 (2.5) \text{ m} = 0.375 \text{ ton/m}$$

Carga de Relleno y Carpeta en losa superior =

$$\omega_{rcs} = 0.344 + 0.375 = \underline{0.719 \text{ ton/m}}$$

Descarga por carpeta en losa inferior =

$$\omega_{ci} = 0.15 (2.5) \text{ m} = \underline{0.375 \text{ ton/m}}$$

De acuerdo al proceso constructivo (Capítulo IV) la excavación provisional deberá rellenarse posteriormente con topetate ligero de características específicas como son:

$$\text{Peso Volumétrico} = PV = 1.6 \text{ ton/m}^3$$

$$\text{Peso Volumétrico Saturado} = PVs = 1.8 \text{ ton/m}^3$$

$$\text{Angulo de fricción interna} = \phi = 32^\circ$$

$$\text{Cohesión} = c = 0.7 \text{ ton/m}^2$$

Coefficiente de Presión lateral del material en reposo =

$$K_o = 0.5$$

En base a estas propiedades, definidas previamente con --- pruebas de laboratorio, determinaremos el empuje que el material - en estado de reposo ejerce en los muros de la estructura. Para -- evaluar la presión hidrostática, es necesario conocer el nivel de Agua Freática, por esta razón se hicieron sondeos en las proximida des del sitio donde se localizaría la estructura, encontrándose el

N.A.F. a una profundidad aproximada de 3.00m. a partir del nivel del Terreno Natural, en la zona de los terraplenes cercanos.

Por otra parte, el tránsito de vehículos sobre el terraplén provoca una sobrecarga en el mismo, por lo que debemos tomarla en cuenta.

Sobrecarga:

$$q_1 = h_{rm} \times P_v = 0.61m \times 1.6 \text{ ton/m}^3 = 0.976 \text{ ton/m}^2$$

$$q_2 = \frac{2 P}{A_c \cdot de} = \frac{2(7.2575 \text{ ton})}{3.05 \text{ m} (4.27m)} = 1.115 \text{ ton/m}^2 \text{ (RIGE)}$$

Tomando en cuenta lo anterior tenemos:

En el eje de la losa superior:

$$ER = K_o (P_v \cdot h + q) = 0.5 [(1.6 \text{ ton/m}^3 \times 0.865 \text{ m}) + 1.115 \text{ ton/m}^2]$$

$$ER = \underline{1.250 \text{ ton/m}^2}$$

En el N.A.F.:

$$ER = K_o (P_v \cdot h + q) = 0.5 [(1.6 \text{ ton/m}^3 \times 3.00 \text{ m}) + 1.115 \text{ ton/m}^2]$$

$$ER = \underline{2.958 \text{ ton/m}^2}$$

En el eje de la losa inferior:

$$ER = 2.958 + K_o (P'_{vs} \cdot h + q) + P_w \cdot h$$

$$ER = 2.958 + 0.5 [(0.8 \text{ ton/m}^3 \times 4.315\text{m}) + 1.115 \text{ ton/m}^2] \\ + 1 \text{ ton/m}^3 (4.315 \text{ m})$$

$$ER = \underline{9.557 \text{ ton/m}^2}$$

Los resultados anteriores se muestran gráficamente en la -
fig. III.2.a.

El valor de la fuerza resultante será:

$$E_1 = (1.25 + 2.958) 0.5 (2.135) = 4.492 \text{ ton/m}$$

$$E_2 = (2.958 + 9.557) 0.5 (4.315) = 27.001 \text{ ton/m}$$

$$ERT = 4.492 + 27.001 = \underline{31.493 \text{ ton/m}}$$

Su posición respecto al eje de la losa superior es:

$$Z_1 = \frac{2.135 [2 (2.958) + 1.25]}{3 (2.958 + 1.25)} = 1.212 \text{ m}$$

$$Z_2 = \frac{4.315 [2 (9.557) + 2.958]}{3 (9.557 + 2.958)} + 2.135 = 4.672 \text{ m}$$

$$\Sigma M(A) = 0 \therefore E_1 \cdot Z_1 + E_2 \cdot Z_2 = ERT \cdot Z$$

$$Z = (4.492 \times 1.212 + 27.001 \times 4.672) / 31.493 = \underline{4.178 \text{ m}}$$

El empuje puede transformarse en uno más simple, respetando las condiciones de equilibrio. Así:

En el eje de la losa inferior:

$$ER_I = \frac{2 ERT}{d \frac{(2d - 3Z)}{(3Z = d)} + 1} = \frac{2 (31.493)}{6.45 \frac{(2 \times 6.45 - 3 \times 4.178)}{(3 \times 4.178 - 6.45)} + 1}$$

$$ER = \underline{9.212 \text{ ton/m}^2}$$

En el eje de la losa superior:

$$ERS = \frac{2 ERT}{d} - ER_I = \frac{2 (31.493)}{6.45} - 9.212$$

$$ERS = 0.553 \text{ ton/m}^2$$

La representación gráfica de estos valores se muestra en - la fig. III.2.b. Ya que nuestro ancho de análisis es 1 m., las unidades de estos empujes se tomarán como: ton/m.

Determinación de la Carga Viva.

Tomaremos el Convoy de camiones tipo, para carga HS-20-44, y supondremos que la distancia entre los ejes del tándem que produce los esfuerzos máximos es 4.27 m.

Utilizando como base la distancia anterior podemos también establecer la superación entre camiones, que será del mismo valor.

Para lograr una mejor aplicación de las especificaciones, las cargas básicas se considerarán por rueda. Así:

En el camión HS-20-44:

Peso Total = $W = 20$ (2000 Lbs) = 40 000 Lbs = 18.144 ton.

Carga por rueda delantera = $P_1 = 0.1 W = 1.814$ ton.

Carga por rueda trasera = $P_2 = 0.4 W = 7.258$ ton.

En el camión HS-15-44:

Peso total = $W = 15$ (2000 Lbs) = 30 000 Lbs = 13.608 ton.

Carga por rueda delantera = $P_1 = 0.1 W = 1.361$ ton.

Carga por rueda trasera = $P_2 = 0.4 W = 5.443$ ton.

Factor de Impacto.

$$I = \frac{15.24}{L+38.10} \leq 30\%$$

Para flexión: $L =$ Longitud del claro = 25.06m.

Para cortante: $L =$ Long. medida desde el punto ubicado a un peralte efectivo del paño del apoyo a la carga mas alejada = 21.35 m. (rige)

Entonces:

$$I = \frac{15.24}{(21.35 + 38.10)} = 0.256 < 0.30$$

Tomaremos un factor de impacto $I = 0.256$ y, las cargas básicas con impacto quedarán como sigue:

En el camión HS-20-44:

$$P_{1I} = 0.256 P_1 + P_1 = 1.256 P_1 = 2.279 \text{ ton}$$

$$P_{2I} = 1.256 P_2 = 9.119 \text{ ton}$$

En el camión HS-15-44:

$$P_{1I} = 1.710 \text{ ton}$$

$$P_{2I} = 6.838 \text{ ton}$$

Distribución de las cargas:

En losas de concreto con refuerzo principal en dirección paralelo al tráfico, el ancho de distribución de la carga por rueda es $E = 1.22 + 0.06 L$, en donde L = claro libre (para losas coladas monolíticamente con sus apoyos).

De lo anterior se deduce que:

$E = 1.22 + 0.06 (23.00) = 2.6 \text{ m.}$ y puesto que nuestro ancho de análisis es 1 m., tenemos que las cargas finales serán:

En el camión HS-20-44:

$$P_{1ID} = P_{1I}/E = 2.279/2.6 = \underline{0.877 \text{ ton}}$$

$$P_{2ID} = 9.119/2.6 = \underline{3.507 \text{ ton}}$$

En el camión HS-15-44:

$$P_{1ID} = \underline{0.658 \text{ ton}}$$

$$P_{2ID} = \underline{2.630 \text{ ton}}$$

Para evaluar los efectos que estas cargas producen en el suelo y la reacción del mismo bajo la losa inferior, es necesario establecer el punto de aplicación de ellas. Con el fin de lograr que los esfuerzos por flexión y cortante que aparecen en la losa superior sean los más críticos, y tomando en cuenta además que el convoy debe estar formado por camiones completos, se proponen tres posiciones del convoy:

- a) Para cortante máximo: La última carga P_{2ID} (HS-20-44) se coloca a una distancia del eje del apoyo igual a $t/2 + d$, donde "t" es el espesor del apoyo y "d" es el peralte efectivo en la losa superior. Esto es:
- $$l_1 = 1.03/2 + 0.932 = \underline{1.446 \text{ m.}} \quad (\text{Fig. III-3.a}).$$

- b) Para momento positivo máximo: Se supone la losa libremente apoyada de manera tal que el momento máximo se producirá bajo la carga más cercana a la resultante, cuando la distancia entre ésta y uno de los apoyos es igual a la distancia entre la carga y el otro apoyo.-- De la Fig. III.3.a.:

$$l_1 + 4.27(2) - 0.203 = l_2 + 4.27(3) \dots \dots \dots (I)$$

$$l_1 + l_2 = 24.03 - 4.27(5) \dots \dots \dots (II)$$

$$\text{De la Ec. (I) : } l_1 = l_2 + 4.473 \dots \dots \dots \text{ (I.1)}$$

$$\text{De la Ec. (II) : } l_1 = 2.68 - l_2 \dots \dots \dots \text{ (II.1)}$$

Sustituyendo (II.1) en (I.1):

$$2.68 - l_2 = l_2 + 4.473$$

De donde $l_2 = - 0.8965$ m y $l_1 = 3.5765$ m.

Como se ve, si tomamos estos valores, una carga quedaría fuera de la barra, por esta razón el valor de " l_1 " más cercano al obtenido será:

$$l_1 = 2.68 \text{ m y } l_2 = 0.0 \text{ m. (Fig. III.3.b.)}$$

c) Para momento negativo máximo: Se supone la losa doblemente empotrada de tal modo que el momento máximo se producirá en el apoyo más cercano a la resultante cuando ésta se encuentra a un tercio del claro de la barra ($L/3 = 8.01$ m.), pero esto solo se cumple si una de las cargas quedara fuera de la barra. Así el valor más próximo al obtenido es 8.337 m y $l_1 = 0$, $l_2 = 2.68$ m (Fig. III.3.c.).

Efectuando los mismos cálculos para un convoy en el que el camión HS-20-44 precede a un HS-15-44 tenemos:

d) Para cortante máximo: $l_1 = 1.446$ m y $l_2 = 1.234$ m. --
(Fig. III.3.d.)

e) Para momento positivo máximo:

$$l_1 + 4.27(2) = l_2 + 4.27(2) + 2.643 \dots (I)$$

$$l_1 + l_2 = 24.03 - 4.27(5) \dots (II)$$

De la Ec. (I): $l_1 = l_2 + 2.643 \dots (I.1)$

De la Ec. (II): $l_1 = 2.68 - l_2 \dots (II.1)$

Sustituyendo (II.1) en (I.1):

$$2.68 - l_2 = l_2 + 2.643$$

De donde : $l_2 = 0.019$ m y $l_1 = 2.662$ m. (Fig. III.3.e)

f) Para momento negativo máximo:

$L/3 = 8.01$ m., por la posición de la resultante vemos que de cumplirse ésto, una de las cargas se saldría de la barra.-- Así el valor más cercano al obtenido es 10.167 m. y $l_1 = 0$, $l_2 = 2.68$ m. (Fig. III.3.f.)

Efectos de la Subpresión.

La presencia del agua en los terraplenes adyacentes a los muros del paso, hace necesario considerar la presión hidrostática bajo la losa inferior. El valor de la misma depende del nivel de

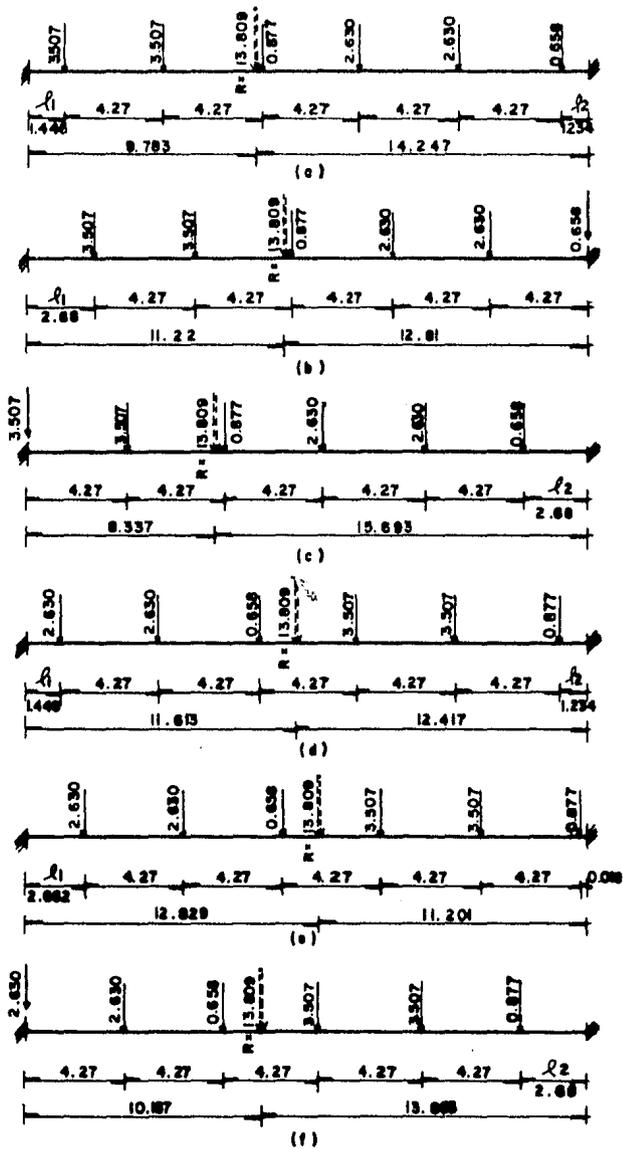


FIGURA III-3

aguas freáticas y de la profundidad a que está desplantada la estructura.

De acuerdo con ésto tenemos:

Subpresión al nivel de desplante de la plantilla = S_p

$$S_p = (7.965 \text{ m.} - 3.00 \text{ m.}) 1 \text{ ton/m}^3 \times 1 \text{ m.} = \underline{4.965 \text{ ton/m.}}$$

La reacción efectiva bajo la losa inferior será:

$$R_{li} = S_p - W_{li} - W_{pp} - W_{ci} = 4.965 - 2.66 - 0.22 - 0.375$$

$$R_{li} = \underline{1.71 \text{ ton/m.}}$$

Los resultados anteriores se muestran en las figuras ----
III.4.a. y III.4.b.

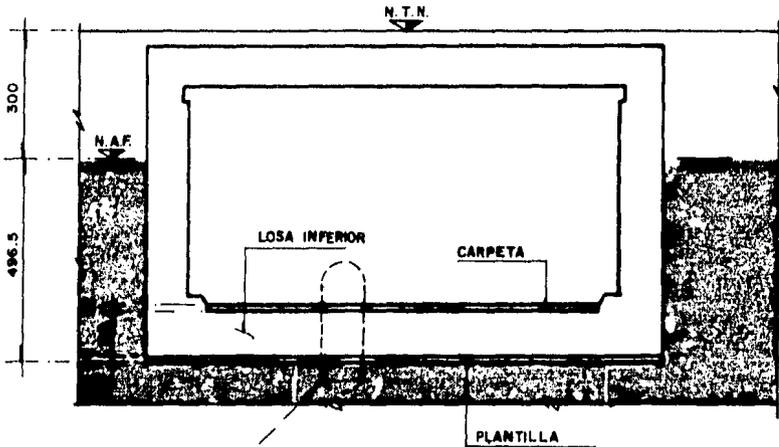


FIGURA III.4a

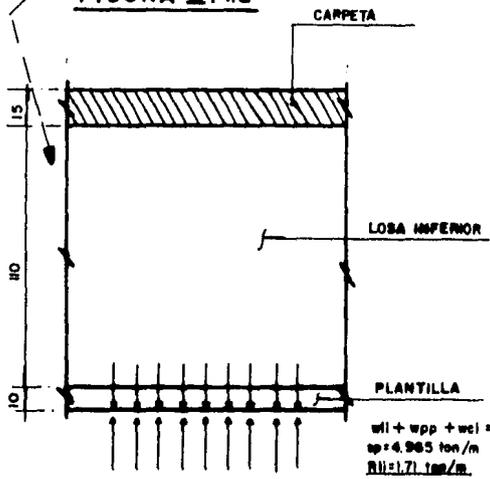


FIGURA III.4b

III.2.3 Cargas Accidentales debidas al Sismo.

Se deben considerar dos efectos distintos, el primero se refiere a la aceleración que sufre la estructura por su masa, en la cual haremos intervenir tanto su peso propio como el relleno y la carga viva que existe en la losa superior. El segundo efecto corresponde a la aceleración del suelo que confina a la estructura, de modo tal que en el suelo se presentan esfuerzos activos y pasivos (reacción).

Determinación de la Fuerza Sísmica que se genera en la Estructura.

Por sus características la estructura puede clasificarse dentro del grupo "A" y debido al sistema estructural que forma, se considera del tipo "1". Por otra parte, el suelo sobre el que se encuentra, está formado por materiales compresibles, por lo cual es posible asignarla a la zona III. Con estos datos podemos establecer lo siguiente:

El coeficiente sísmico sin reducir es $C_s = 1.3 (0.24) = 0.312$.

El factor de ductilidad es $Q_D = 4$ y $A_o = 1.3 (0.06) = 0.078$.

El peso de la masa concentrada en la losa superior será:

$$W = 60.645 + 29.354 + 0.719(25.06) + 13.809 = 121.826 \text{ ton.}$$

Y la fuerza horizontal:

$$P = \frac{C_S}{Q_D} \cdot W = (0.312/4) 121.826 \text{ ton} = 9.502 \text{ ton.}$$

Utilizando el valor de la rigidez de entrepiso obtenida - en el Anexo-2 obtenemos el desplazamiento:

$$X = P/K = 9.502 / 9.196 = 1.03 \text{ cm.}$$

El período fundamental de vibración de la estructura se - determina como sigue:

$$T = 6.3 \left(\frac{W \cdot X^2}{g \cdot P} \right)^{1/2} = 6.3 \left(\frac{121.826 (1.03)^2}{981 (9.502) (1.03)} \right)^{1/2}$$

$$T = 0.732 \text{ seg.}$$

$$T_1 = 0.8 \text{ seg y } T_2 = 3.3 \text{ seg}$$

$T < T_1$ por lo tanto:

$$Q' = 1 + (Q-1) T/T_1 = 1 + (4-1) 0.732/0.8$$

$$Q' = 3.745$$

Y el coeficiente sísmico reducido será:

$$CSR = [A_0 + (c - A_0) T/T_1]/Q'$$

$CSR = 0.078$ = Cs por ésto la fuerza sísmica no se reduce y $P = 9.502$ ton.

Determinación de la Cuña de presiones activas en el relleno, incluyendo los efectos sísmicos.

Para obtener la fuerza sísmica que se genera en la masa de suelo, es necesario determinar el peso de la cuña de presiones activas que produzca el empuje máximo sobre el muro. El empuje se considera actuando perpendicular a la pared vertical del muro y en él intervienen los efectos de la sobrecarga uniforme "q" y la fuerza sísmica horizontal "Fs". Puesto que el material es cohesivo y friccionante, existe una zona del mismo que no produce empuje en el muro, esta zona en la cual el suelo es capaz de autosoportarse se puede determinar utilizando la teoría de Rankine, como se muestra a continuación:

$$EA = (h \cdot Pv + q) \left(\frac{1}{N\phi}\right) - 2c \left(\frac{1}{\sqrt{N\phi}}\right)$$

Si hacemos $KA = \frac{1}{N\phi}$, donde $N\phi = \tan^2 (45^\circ + \phi/2)$:

$$EA = (h \cdot Pv + q) KA - 2c \sqrt{KA}$$

La altura "h" a la cual la presión efectiva es cero, será:

$$h = \left(\frac{2c}{\sqrt{KA}} - q \right) \frac{1}{Pv}$$

Sustituyendo los valores que se muestran en el inciso ---
III.2.2 tenemos:

$$h = \left(\frac{2(0.7)}{\sqrt{0.307}} - 1.115 \right) \frac{1}{1.6} = \underline{0.882 \text{ m.}}$$

Este valor corresponde a la distancia (3-4) ó (5-6) que aparecen en la fig. III.5 que en adelante tomaremos como marco de referencia.

Los valores de las fuerzas que intervienen en el equilibrio de la cufia se pueden obtener como sigue:

$$Q = q (4-5) = q (1-4) \tan \theta = 7.898 \tan \theta$$

$$W_1 = (3-4) (4-5) Pv = 0.882 (7.083 \tan \theta) 1.6 = 9.996 \times \tan \theta$$

$$W_2 = \left[\frac{(2-7) + (3-6)}{2} \right] (2-3) Pv = 20.414 \tan \theta$$

$$W_3 = \left[\frac{(1-2) (2-7)}{2} \right] Pvs = \left[\frac{(4.965) (4.965 \tan \theta)}{2} \right] (1.8) = 22.186 \tan \theta$$

$$C = (1-6) c = ((1-3)/\cos \theta) 0.7 = 4.958/\cos \theta$$

$$C' = (\overline{1-3}) c = 7.083 (0.7) = 4.958$$

El factor de ductilidad para evaluar empujes debidos a sismo es $Q_D = 3$ y la fuerza horizontal es:

$$F_S = \frac{C_S}{Q_D} (W_T + Q)$$

$$W_T = W_1 + W_2 + W_3 = (9.996 + 20.414 + 22.186) \tan \theta = 52.596 \tan \theta.$$

$$F_S = \frac{0.312}{3} (52.596 \tan \theta + 7.898 \tan \theta) = 6.291 \tan \theta.$$

Cuando la cuña se encuentra en estado de falla incipiente, se presenta el equilibrio "Plástico" en la misma, pudiéndose establecer las siguientes ecuaciones:

$$\Sigma F_X = 0:$$

$$- E + F_S - C \text{ Sen } \theta + F \text{ Cos } (\theta + \phi) = 0 \dots \dots \dots (1)$$

$$\Sigma F_Y = 0:$$

$$Q + W_T - C \text{ Cos } \theta - F \text{ Sen } (\theta + \phi) - C' = 0 \dots \dots \dots (2)$$

De (2):

$$F = \frac{Q + W_T - C \cos \theta - C'}{\text{Sen } (\theta + \phi)} \dots \dots \dots (3)$$

Sustituyendo (3) en (1) y despejando "E":

$$E = F_s - C \text{ Sen } \theta + \left[\frac{Q + W_T - C \cos \theta - C'}{\tan (\theta + \phi)} \right] \dots \dots \dots (4)$$

Sustituyendo los valores correspondientes:

$$E = 1.333 \tan \theta + \frac{60.493 \tan \theta}{\tan (\theta + 32^\circ)} - \frac{9.916}{\tan (\theta + 32^\circ)} \dots (5)$$

El valor máximo del empuje se puede encontrar haciendo --

$$\frac{dE}{d\theta} = 0:$$

$$1.333 [1 + \tan^2 \theta] + 60.493 \left[\frac{1 + \tan^2 \theta}{\tan (\theta + 32^\circ)} - \frac{\tan \theta}{\tan^2 (\theta + 32^\circ)} - \tan \theta \right] + 9.916 \left[\frac{1}{\tan^2 (\theta + 32^\circ)} + 1 \right] = 0 \dots \dots \dots (6)$$

Resolviendo la ecuación anterior obtenemos:

$$\theta = \underline{35^\circ 54' 13.3''}$$

Sustituyendo este valor se obtiene:

$$Q = 5.718 \text{ ton.}$$

$$W_T = 38.078 \text{ ton.}$$

$$C = 6.121 \text{ ton.}$$

$$C' = 4.958 \text{ ton.}$$

$$F_s = 4.555 \text{ ton.}$$

Sustituyendo en la ecuación (3):

$$F = \frac{5.718 + 38.078 - 6.121 \cos (35^\circ 54' 13.3'') - 4.958}{\text{Sen } (67^\circ 54' 13.3'')}$$

$$F = 36.566 \text{ ton.}$$

Finalmente si sustituimos el valor de "0" on la ecuación

(5):

$$E = 1.333 (0.724) + \frac{60.493 (0.724)}{2.463} - \frac{9.916}{2.463}$$

$$\underline{E = 14.720 \text{ ton.}}$$

Determinación de la posición de la resultante del Empuje.

Para determinar la posición nos apoyaremos en los siguientes conceptos:

- a).- El suelo ejerce presión sobre el muro a partir de una profundidad $H = 0.882 \text{ m.}$
- b).- La presión aumenta en forma proporcional a la profundidad considerada, alcanzando su valor máximo en el punto (1).
- c).- El punto de aplicación de la reacción "F" está en la intersección entre el plano de falla y la línea

de acción de la resultante del peso de la cuña de -
suelo, la cual se encuentra en el centro de grave-
dad de la cuña.

De acuerdo con lo anterior y haciendo referencia a la fi-
gura III.5., para determinar su centro de gravedad podemos hacer -
lo siguiente:

Tomando momentos respecto al punto (1):

$$W_1 \bar{X}_1 + W_2 \bar{X}_2 + W_3 \bar{X}_3 = W_T \cdot \bar{X}_G \dots \dots \dots (7)$$

$$\frac{Cs}{Q} (W_1 \bar{Y}_1 + W_2 \bar{Y}_2 + W_3 \bar{Y}_3) = \frac{Cs}{Q} W_T \cdot \bar{Y}_G \dots \dots \dots (8)$$

$$\bar{X}_1 = \frac{(4-5)}{2} = 7.083 \tan \theta/2 = 2.564 \text{ m.}$$

$$\bar{X}_2 = \frac{\frac{(2-3)(2-7)^2}{2} + \left[\frac{(2-3)((6-3)-(2-7))}{2} \times \left[(2-7) + \frac{((6-3)-(2-7))}{3} \right] \right]}{[(2-3)(2-7) + \frac{(2-3)((6-3)-(2-7))}{2}]}$$

$$\text{Si : } (2-3) = 2.118 \text{ m.}$$

$$(2-7) = 4.965 \tan \theta = 3.595 \text{ m.}$$

$$(6-3) = 7.083 \tan \theta = 5.128 \text{ m.}$$

Entonces:

$$\bar{X}_2 = 2.203 \text{ m.}$$

$$\bar{X}_3 = (\overline{2-7})/3 = 3.595 \text{ m}/3 = 1.198 \text{ m.}$$

Sustituyendo estos valores en la ecuación (7) y despejando \bar{X}_G :

$$\bar{X}_G = \frac{7.237(2.564) + 14.779(2.203) + 16.062(1.198)}{38.078} = \underline{1.848 \text{ m.}}$$

$$\bar{Y}_1 = (\overline{1-3}) + \frac{(\overline{3-4})}{2} = 7.083 + \frac{0.882}{2} = 7.524 \text{ m.}$$

$$\bar{Y}_2 = (\overline{1-2}) + \frac{(\overline{2-3})}{3} \cdot \frac{2(\overline{3-6}) + (\overline{2-7})}{(\overline{3-6}) + (\overline{2-7})} = 4.965 + \frac{2.118(2(5.128) + 3.595)}{3(5.128 + 3.595)}$$

$$\bar{Y}_2 = 6.086 \text{ m.}$$

$$\bar{Y}_3 = \frac{2(\overline{1-2})}{3} = \frac{2(4.965)}{3} = 3.310 \text{ m.}$$

Sustituyendo estos valores en la ecuación (8) y despejando \bar{Y}_G :

$$\bar{Y}_G = \frac{7.237(7.524) + 14.779(6.086) + 16.062(3.31)}{38.078} = 5.188 \text{ m.}$$

La distancia $(\overline{1-8})$ será:

$$(\overline{1-8}) = 1.848 / \text{Sen } \theta = \underline{3.151 \text{ m.}}$$

Haciendo:

$$F_{sq} = \frac{C_s}{QD} Q = \frac{0.312}{3} (5.718) = 0.595 \text{ ton}, \text{ y}$$

$$F_{SW} = \frac{C_s}{QD} W_T = \frac{0.312}{3} (38.078) = 3.960 \text{ ton} \quad , \text{ tenemos:}$$

$$\bar{Y}_e = \frac{-2.564Q - 1.848 W_T + 7.965 F_{sq} + 5.188 F_{SW} + 3.151 F \cos \phi}{E}$$

$$\bar{Y}_e = \underline{2.579 \text{ m.}}$$

$$\text{Si hacemos: } d = (\bar{I}-3) = 7.083 \text{ m} \quad \text{y}$$

$$z = (\bar{I}-3) - \bar{Y}_e = 4.504 \text{ m} \quad , \text{ entonces:}$$

$$E_{\text{máx}} = \frac{2 E}{d \left[\frac{(2d - 3z)}{(3z - d)} + 1 \right]} = 3.773 \text{ ton/m.}$$

$$E_{\text{mín}} = \frac{2 E}{d} - E_{\text{máx}} = 0.384 \text{ ton/m.}$$

(Ver figura III.6.a)

Al sumar al empuje obtenido el empuje hidrostático, se tiene:

En el nivel de aguas freáticas:

$$E_{NAF} = \frac{2.118 (3.389)}{7.083} + 0.384 = 1.397 \text{ ton/m}$$

En el eje de la losa inferior:

$$E_I = \frac{6.433 (3.389)}{7.083} + 0.384 + 4.315 = \underline{7.777 \text{ ton/m.}}$$

El valor del empuje total será:

$$E_T = \frac{(0.384+1.397)(2.118)}{2} + \frac{(1.397+7.777)(4.315)}{2} = 21.679 \text{ ton}$$

Y su posición respecto al punto (3) se obtiene haciendo:

$$\bar{Y}_T = \frac{1.886(1.26) + 19.793(4.776)}{21.679} = 4.470 \text{ m.}$$

Estos valores se muestran en la figura III.6.c.

Determinación de la reacción horizontal del suelo.

Debido a la fuerza sísmica que se genera en la estructura y al empuje del suelo resultante de la aceleración de su masa, se produce una reacción horizontal en el suelo, que debe equilibrar a las dos anteriores. El valor de esta reacción y su posición pueden determinarse como se indica a continuación.

Considerando que la fuerza sísmica de la estructura se encuentra aplicada en el eje de la losa superior y tomando momentos respecto a ese eje:

$$P \cdot \bar{Y}_s + E_T \bar{Y}_t = R \cdot \bar{Y}_R$$

$$R = P + E_T = 9.502 + 21.679 = \underline{31.181 \text{ ton.}}$$

$$\bar{Y}_R = \frac{9.502(0.0) + 21.679(4.487)}{31.181} = \underline{3.120 \text{ m.}}$$

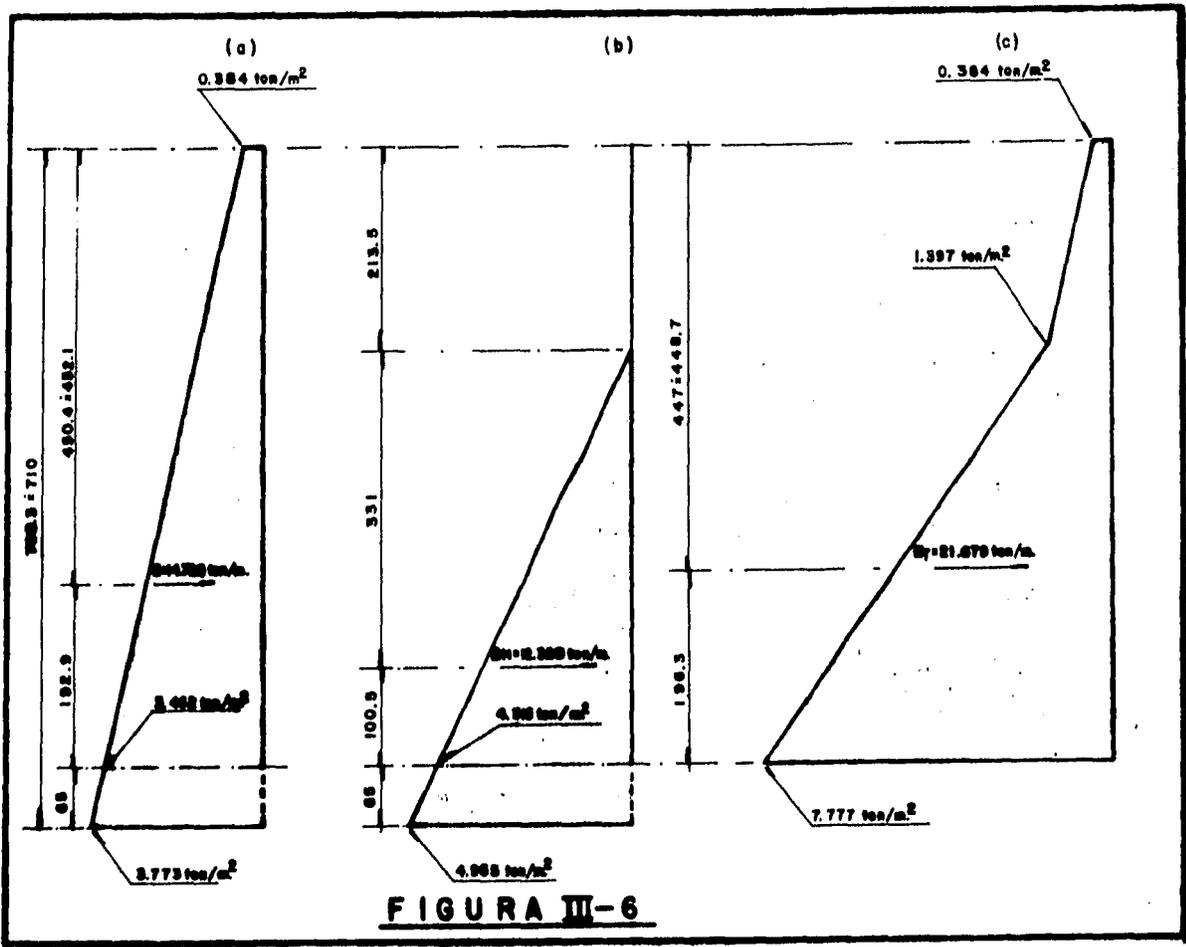


FIGURA III-6

Si suponemos que la reacción es la resultante de una presión pasiva con variación lineal entre los ejes de las losas:

$$d = 6.45 \text{ m.}$$

$$Z = 6.45 - 3.12 = 3.330 \text{ m.}$$

$$R_{\text{máx}} = 5.306 \text{ ton/m.}$$

$$R_{\text{mín}} = 4.362 \text{ ton/m.}$$

Estos resultados se ilustran en la figura III.7.

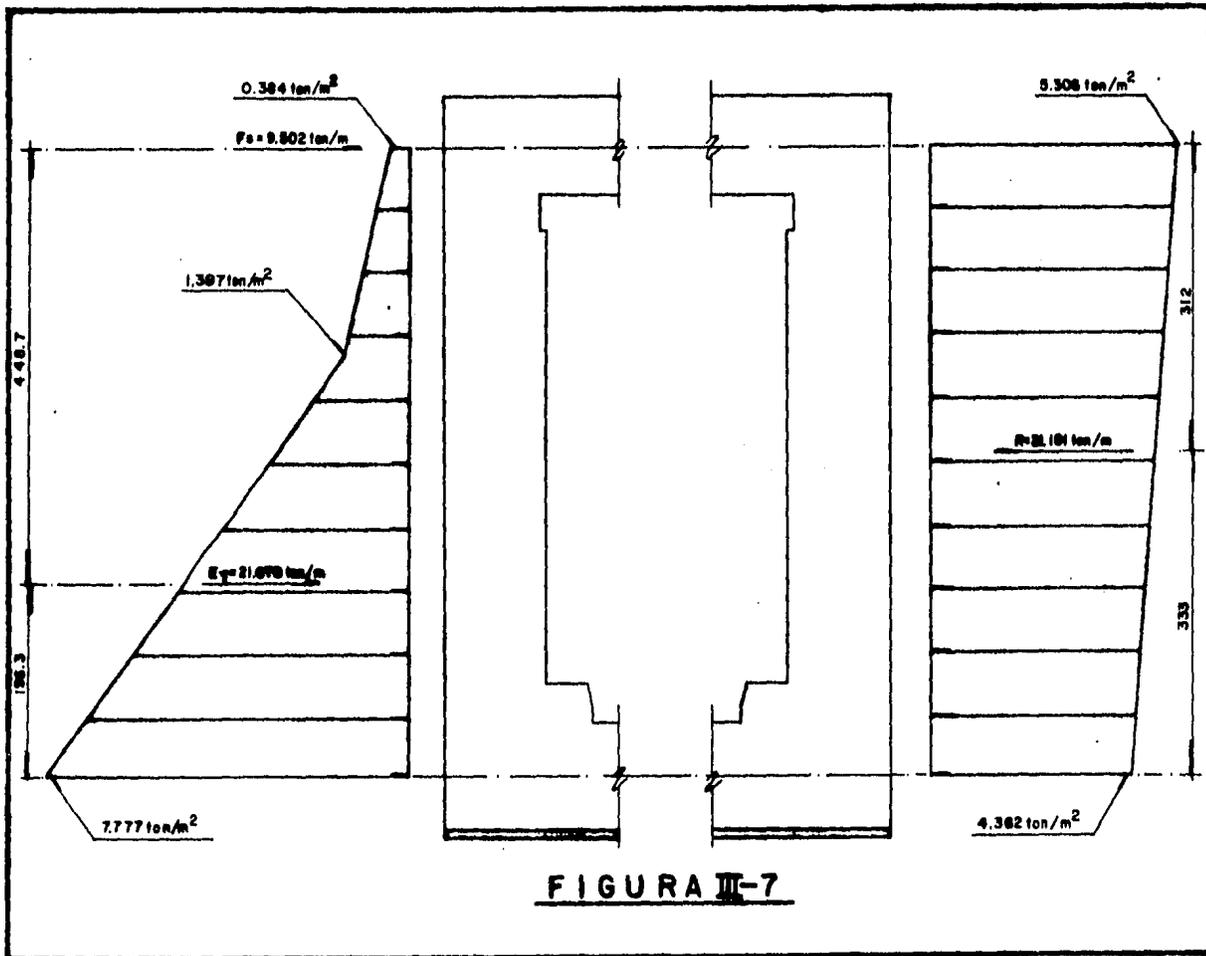
III.3. ANALISIS DE LA ESTRUCTURA.

Para efectuar el análisis se recurrió a un programa de la IBM-3033, llamado STRUDL.

Este programa utiliza el método de las rigideces.

Para que el programa "conozca" a la estructura por analizar es necesario darle su topología, número y tipo de apoyos, discontinuidades, propiedades elásticogeométricas de las barras, y tipo de cargas.

TOPOLOGIA. Esto se logra definiendo un sistema de coordenadas global, numeración de nudos y barras en forma arbitraria. De los nudos se dan sus coordenadas (JOINT COORDINATES) y de las barras



sus incidencias con los nudos (MEMBER INCIDENCES).

NUMERO Y TIPO DE APOYOS. Al dar las coordenadas se van indicando que nudos son apoyos. Al suceder esto todos los apoyos se consideran empotramientos, con lo cual será necesario indicar el tipo de grado de libertad, angular y/o lineal, de los apoyos que no sean empotramientos (JOINT RELEASES).

DISCONTINUIDADES. En un nudo cualquiera se considera que las barras que llegan están conectadas rígidamente, si alguna barra no cumple esta condición se debe indicar el tipo de discontinuidad angular y/o lineal que se presenta, ya sea en su nudo inicial o final (MEMBER RELEASES).

PROPIEDADES ELASTICO-GEOMETRICAS. Las propiedades geométricas (MEMBER PROPERTIES) se pueden dar en las siguientes dos formas:

- A).- PRISMATIC. Cuando la sección transversal es constante a lo largo del eje.
- B).- VARIABLE. Cuando la sección transversal es variable a lo largo del eje. Si la variación es discreta sobre segmentos solo será necesario dar estos segmentos. En caso de ser una variación continua, se discretizará la barra en segmentos.

Las propiedades anteriores serán dadas con respecto a un

sistema coordinado local. Este sistema se ubica haciendo coincidir el eje "X" con el eje de la barra, siendo la dirección positiva desde el nudo inicial al nudo final de la barra.

Las propiedades elásticas, son las constantes E (el método de Young) y G (módulo de cortante) de todas y cada una de las barras.

CARGAS. Estas actúan en los nudos y en los miembros y se pueden abarcar en grupos que son las condiciones de carga (LOADING).

Las cargas de los nudos (JOINT LOADS) son fuerzas, momentos y desplazamientos de los mismos. Las fuerzas y momentos actúan en los nudos libres o en el grado de libertad de los apoyos. Los desplazamientos actúan en las restricciones de los apoyos. Todo lo anterior se basa en el sistema coordinado global.

Las cargas en los miembros (MEMBER LOADS) son fuerzas y momentos distribuidos linealmente sobre cualquier porción del miembro o concentradas. Estas se especifican en el sistema coordinado local del miembro.

Cada condición (LOADING) es independiente, sin embargo -- se pueden combinar (LOADING COMB) para formar una condición dependiente. Estas condiciones se forman con las condiciones independientes afectadas por un factor.

Para nuestro caso tenemos un marco plano (TYPE PLANE FRAME). Usaremos unidades en metros y toneladas (UNITS METERS MTONS).

La numeración de nudos y barras, y el sistema coordenado global se determinó como se muestra en la figura III.8, en la cual se indican los apoyos elásticos de la estructura.

Los números de condición y sus respectivas combinaciones se muestran en las figuras III.9, III.10 y III.11. La condición -- de subpresión, al no tener los apoyos elásticos, es considerada como otra estructura (figura III.12) para efectos de análisis. Sus resultados se combinarán manualmente con las anteriores condiciones.

DATOS PARA EL PROGRAMA

1. GEOMETRIA.

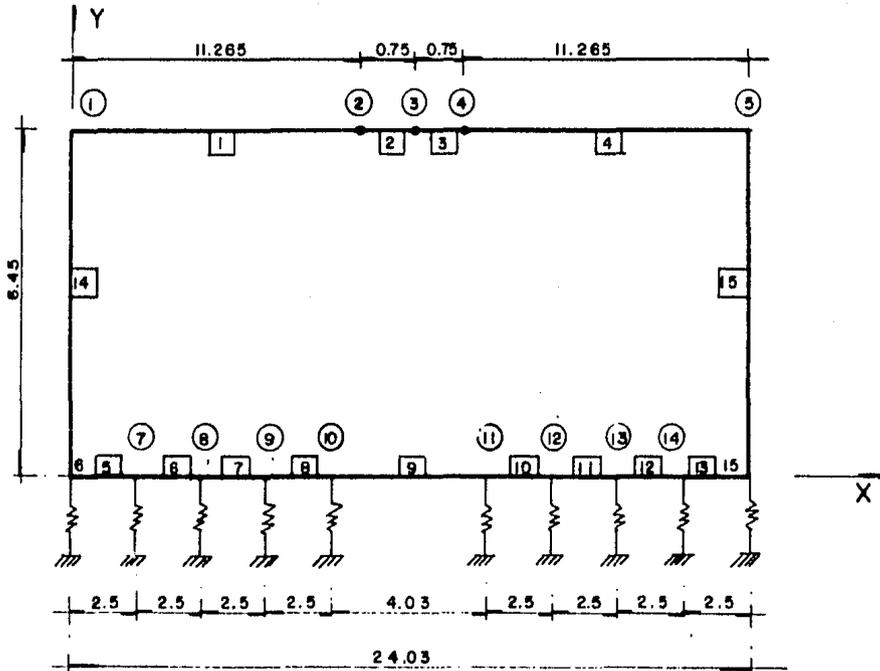


FIGURA III-8

TYPE PLANE FRAME
UNITS METERS MTONS
JOINT COORDINATES

1	0.000	6.45	
2	11.265	6.45	
3	12.015	6.45	
4	12.765	6.45	
5	24.030	6.45	
6	0.000	0.0	SUPPORT
7	2.500	0.0	SUPPORT
8	5.000	0.0	SUPPORT
9	7.500	0.0	SUPPORT
10	10.000	0.0	SUPPORT
11	14.030	0.0	SUPPORT
12	16.530	0.0	SUPPORT
13	19.030	0.0	SUPPORT
14	21.530	0.0	SUPPORT
15	24.030	0.0	SUPPORT

JOINT RELEASES

7	8	9	12	13	14	FORCE	X	MOMENT	Z	KFY	85.13
10	11					FORCE	X	MOMENT	Z	KFY	111.18
15						FORCE	X	MOMENT	Z	KFY	60.102
6								MOMENT	Z	KFY	60.102

MEMBER INCIDENCES

1	1	2
2	2	3
3	3	4
4	4	5
5	6	7
6	7	8
7	8	9
8	9	10
9	10	11
10	11	12
11	12	13
12	13	14
13	14	15
14	6	1
15	15	5

MEMBER PROPERTIES PRISMATICS.

1	2	3	4	AX	1.0	IZ	0.05
5	TO	13		AX	1.1	IZ	0.06655

MEMBER PROPERTIES VARIABLES

14	15						
SEGMENT	1	AX	10.0	IZ	20.000	L	0.550
SEGMENT	2	AX	1.60	IZ	0.34133	L	0.400
SEGMENT	3	AX	1.10	IZ	0.11092	L	0.775
SEGMENT	4	AX	1.10	IZ	0.11092	L	0.775
SEGMENT	5	AX	1.10	IZ	0.11092	L	0.775
SEGMENT	6	AX	1.10	IZ	0.11092	L	0.775
SEGMENT	7	AX	1.10	IZ	0.11092	L	0.775
SEGMENT	8	AX	1.10	IZ	0.11092	L	0.775
SEGMENT	9	AX	1.03	IZ	0.09106	L	0.350
SEGMENT	10	AX	10.0	IZ	20.000	L	0.499

CONSTANTS

E	1732050.80	ALL
G	692820.30	ALL

UNITS METERS MTONS

LOADING 1 'PRIMERA CONDICION'

MEMBER LOADS

1 TO	4	FORCE Y	GLOB UNI	W	-3.139		
	14	FORCE X	GLOB UNI	W	0.553		
	14	FORCE X	GLOB LIN	WA	8.659	WB	0.00
	15	FORCE X	GLOB UNI	W	-0.553		
	15	FORCE X	GLOB LIN	WA	-8.659	WB	0.00

JOINT LOADS

6	15	FORCE Y	-14.677
---	----	---------	---------

LOADING 2 'SEGUNDA CONDICION'

MEMBER LOADS

1	FORCE Y	GLOB CON	P	-3.507	L	1.446
1	FORCE Y	GLOB CON	P	-3.507	L	5.716
1	FORCE Y	GLOB CON	P	-0.877	L	9.986
4	FORCE Y	GLOB CON	P	-2.630	L	1.491
4	FORCE Y	GLOB CON	P	-2.630	L	5.761
4	FORCE Y	GLOB CON	P	-0.658	L	10.031

LOADING 3 'TERCERA CONDICION'

MEMBER LOADS

1	FORCE Y	GLOB CON	P	-3.507	L	2.680
1	FORCE Y	GLOB CON	P	-3.507	L	6.950
1	FORCE Y	GLOB CON	P	-0.877	L	11.220
4	FORCE Y	GLOB CON	P	-2.630	L	2.725
4	FORCE Y	GLOB CON	P	-2.630	L	6.995

JOINT LOADS

5	FORCE Y	-0.658
---	---------	--------

LOADING 4 'CUARTA CONDICION'

MEMBER LOADS

1	FORCE Y	GLOB CON	P	-3.507	L	4.270
1	FORCE Y	GLOB CON	P	-0.877	L	8.540
4	FORCE Y	GLOB CON	P	-2.630	L	0.045
4	FORCE Y	GLOB CON	P	-2.630	L	4.315
4	FORCE Y	GLOB CON	P	-0.658	L	8.585

JOINT LOADS

1 FORCE Y -3.507

LOADING 5 'QUINTA CONDICION'

MEMBER LOADS

1	FORCE Y GLOB CON	P	-2.630	L	1.446
1	FORCE Y GLOB CON	P	-2.630	L	5.716
1	FORCE Y GLOB CON	P	-0.658	L	9.986
4	FORCE Y GLOB CON	P	-3.507	L	1.491
4	FORCE Y GLOB CON	P	-3.507	L	5.761
4	FORCE Y GLOB CON	P	-0.877	L	10.031

LOADING 6 'SEXTA CONDICION'

MEMBER LOADS

1	FORCE Y GLOB CON	P	-2.630	L	2.662
1	FORCE Y GLOB CON	P	-2.630	L	6.932
1	FORCE Y GLOB CON	P	-0.658	L	11.202
4	FORCE Y GLOB CON	P	-3.507	L	2.707
4	FORCE Y GLOB CON	P	-3.507	L	6.977
4	FORCE Y GLOB CON	P	-0.877	L	11.247

LOADING 7 'SEPTIMA CONDICION'

MEMBER LOADS

1	FORCE Y GLOB CON	P	-2.630	L	4.270
1	FORCE Y GLOB CON	P	-0.658	L	8.540
4	FORCE Y GLOB CON	P	-3.507	L	0.045
4	FORCE Y GLOB CON	P	-3.507	L	4.315
4	FORCE Y GLOB CON	P	-0.877	L	8.585

LOADING 8 'OCTAVA CONDICION'

MEMBER LOADS

14	FORCE X GLOB UNI	W	4.362					
14	FORCE X GLOB LIN	WA	0.000	WB	0.944			
15	FORCE X GLOB UNI	W	-1.013	LA	0.00	LB	4.315	
15	FORCE X GLOB LIN	WA	-6.380	WB	0.00	LA	0.00	LB 4.315
15	FORCE X GLOB UNI	W	-0.384					
15	FORCE X GLOB LIN	WA	-1.013	WB	0.00	LA	4.315	LB 6.449

JOINT LOADS

5 FORCE X -9.502

LOADING 9 'NOVENA CONDICION'

MEMBER LOADS

14	FORCE X GLOB UNI	W	1.013	LA	0.00	LB	4.315	
14	FORCE X GLOB LIN	WA	6.380	WB	0.00	LA	0.00	LB 4.315
14	FORCE X GLOB UNI	W	0.384					
14	FORCE X GLOB LIN	WA	1.013	WB	0.00	LA	4.315	LB 6.449
15	FORCE X GLOB UNI	W	-4.362					
15	FORCE X GLOB LIN	WA	0.000	WB	-0.944			

JOINT LOADS

1 FORCE X 9.502

LOADING 10 'DECIMA CONDICION'

MEMBER LOADS

1 to 4 FORCE Y GLOB UNI W -3.139

JOINT LOADS

6 15 FORCE Y -14.677

LOADING COMB 12 '(1+2)' COMBINE 1 1.0 2 1.0

LOADING COMB 13 '(1+3)' COMBINE 1 1.0 3 1.0

LOADING COMB 14 '(1+4)' COMBINE 1 1.0 4 1.0

LOADING COMB 15 '(1+5)' COMBINE 1 1.0 5 1.0

LOADING COMB 16 '(1+6)' COMBINE 1 1.0 6 1.0

LOADING COMB 17 '(1+7)' COMBINE 1 1.0 7 1.0

LOADING COMB 102 '(10+8+2)' COMBINE 10 1.0 8 1.0 2 1.0

LOADING COMB 103 '(10+8+3)' COMBINE 10 1.0 8 1.0 3 1.0

LOADING COMB 104 '(10+8+4)' COMBINE 10 1.0 8 1.0 4 1.0

LOADING COMB 105 '(10+8+5)' COMBINE 10 1.0 8 1.0 5 1.0

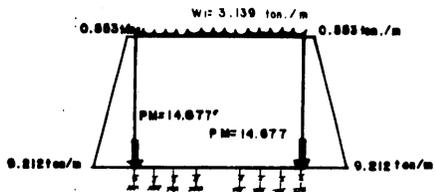
LOADING COMB 106 '(10+8+6)' COMBINE 10 1.0 8 1.0 6 1.0

LOADING COMB 107 '(10+8+7)' COMBINE 10 1.0 8 1.0 7 1.0

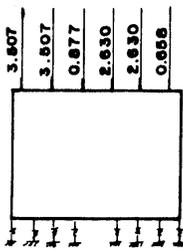
UNITS METERS MTONS

OUTPUT DECIMAL 4

LOADING LIST ALL

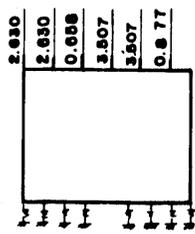


1ª CONDICION

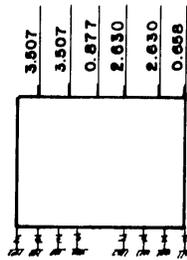


2ª CONDICION

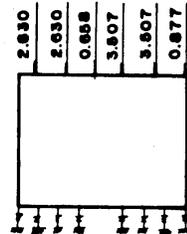
FIGURA III-9



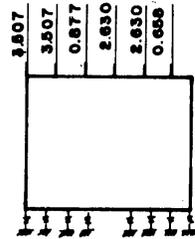
7ª CONDICION



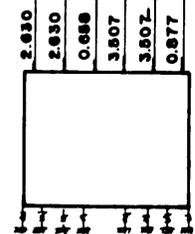
3ª CONDICION



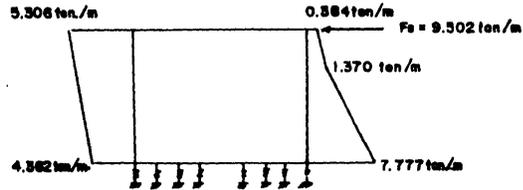
6ª CONDICION



4ª CONDICION

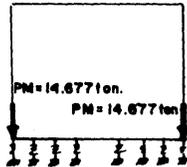


5ª CONDICION

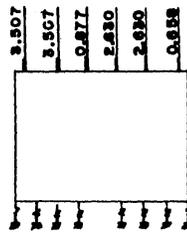


6^o CONDICION

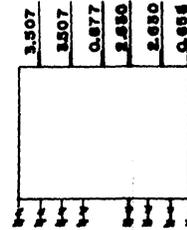
$W = 3.138 \text{ ton/m}$



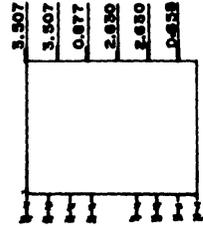
10^o CONDICION



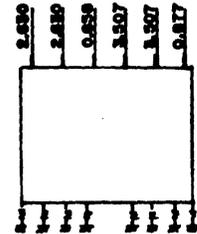
2^o CONDICION



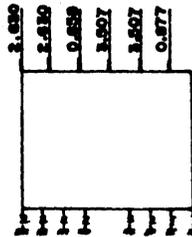
3^o CONDICION



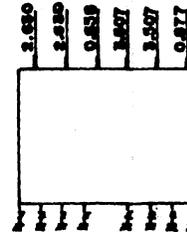
4^o CONDICION



5^o CONDICION

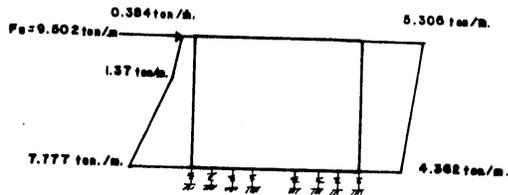


7^o CONDICION

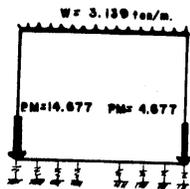


6^o CONDICION

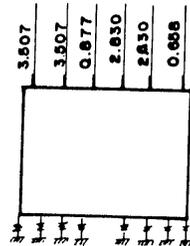
FIGURA III - 10



8^a CONDICION

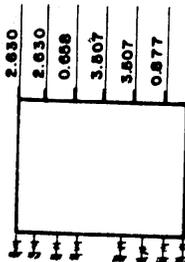


10^a CONDICION

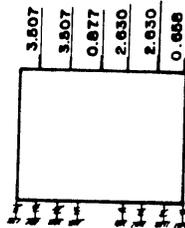


2^a CONDICION

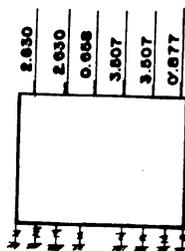
FIGURA III - II



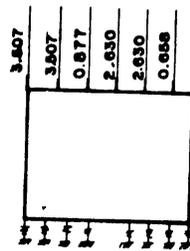
7^a CONDICION



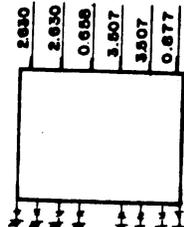
3^a CONDICION



6^a CONDICION



4^a CONDICION

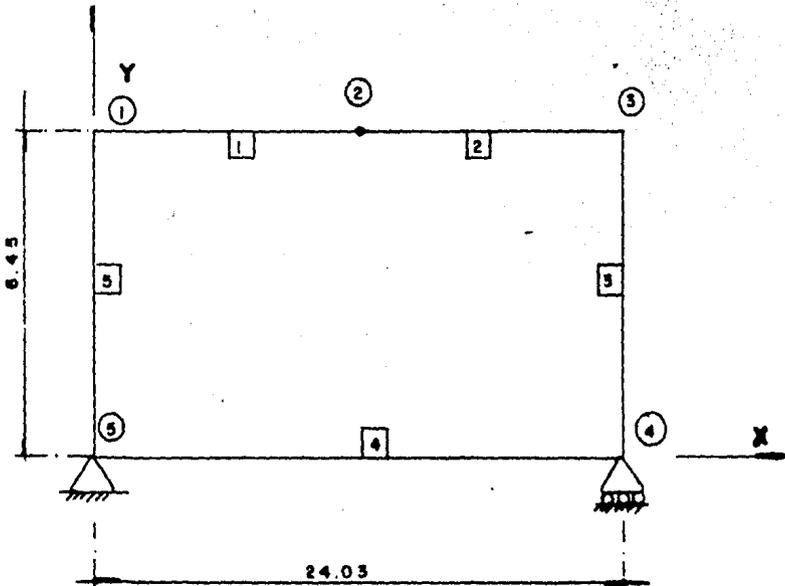


5^a CONDICION

DATOS PARA PROGRAMA

(Efecto de la Subpresión)

GEOMETRIA

FIGURA III-12

TYP PLAN FRA
 UNITS METERS MTONS
 JOINT COORDENATES

1	0.000	6.450	
2	12.015	6.450	
3	24.030	6.450	
4	24.030	0.000	SUPPORT
5	0.000	0.000	SUPPORT

JOINT RELEASES

4	FORCE	X	MOMENT	Z
5			MOMENT	Z

MEMBER INCIDENCES

1	1	2
2	2	3
3	4	3
4	4	5
5	1	5

MEMBER PROPERTIES PRIMATICS

1	2	AX	1.0	IZ	0.05
4		AX	1.1	IZ	0.06655

MEMBER PROPERTIES VARIABLES

3	5						
SEGMENTO	1	AX	100.00	IZ	83333.333	L	0.500
SEGMENTO	2	AX	1.03	IZ	0.9106	L	0.350
SEGMENTO	3	AX	1.10	IZ	0.11092	L	0.775
SEGMENTO	4	AX	1.10	IZ	0.11092	L	0.775
SEGMENTO	5	AX	1.10	IZ	0.11092	L	0.775
SEGMENTO	6	AX	1.10	IZ	0.11092	L	0.775
SEGMENTO	7	AX	1.10	IZ	0.11092	L	0.775
SEGMENTO	8	AX	1.10	IZ	0.11092	L	0.775
SEGMENTO	9	AX	1.60	IZ	0.34133	L	0.400
SEGMENTO	10	AX	100.00	IZ	83333.333	L	0.550

CONSTANTS

E	1732050.80	ALL
G	692820.30	ALL

UNITS METERS MTONS

LOAD 1 'PRIMER CONDICION'

MEMBER LOADS

4	FORCE	Y	GLOB	UNI	W	1.71
---	-------	---	------	-----	---	------

OUTPUT DECIMAL 4

LOADING LIST ALL

III.4. DIMENSIONAMIENTO DE LA ESTRUCTURA.

Para el dimensionamiento de la estructura, se consideraron los elementos mecánicos más desfavorables para cada elemento de la estructura, arrojados por el análisis hecho con auxilio de la computadora.

Para el dimensionamiento de los elementos de la estructura, se revisaron los esfuerzos como a continuación se indica:

a) Losa Superior:

- Flexión
- Cortante
- Flecha

b) Muros :

- Flexión
- Cortante
- Flexocompresión en una Dirección.

c) Losa Inferior

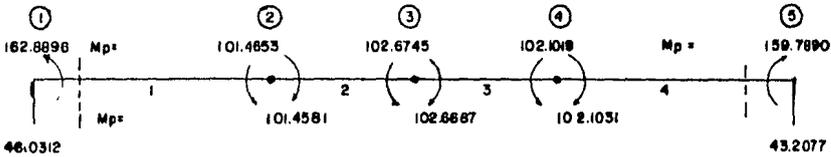
- Flexión
- Cortante.

DIMENSIONAMIENTO DE LA

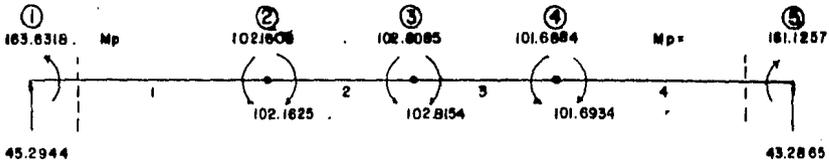
LOSA SUPERIOR

CARGAS GRAVITACIONALES

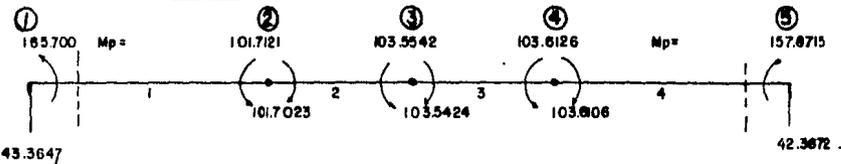
CONDICION: 1a + 2a (Rige para Fuerza Cortante)



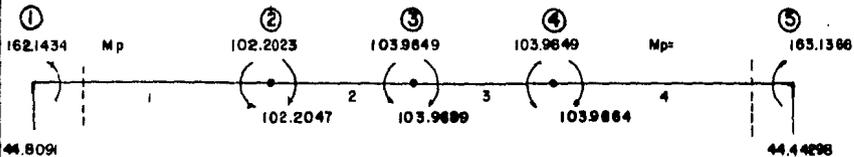
CONDICION: 1a + 3a (Rige para Momento Flexionante Negativo)



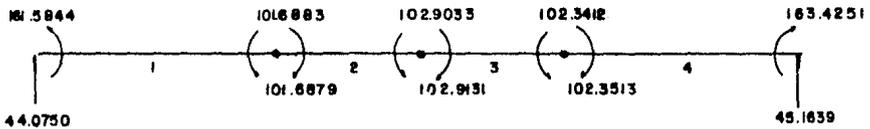
CONDICION: 1a + 4a



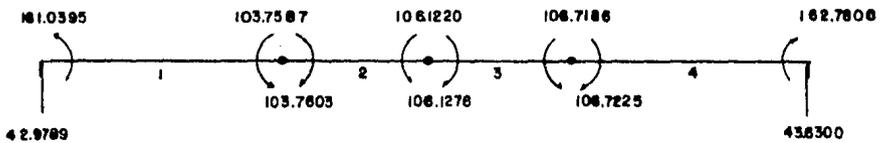
CONDICION: 1a + 5a



CONDICION: $1a + 6a$

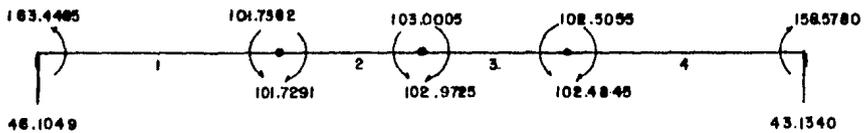


CONDICION: $1a + 7a$

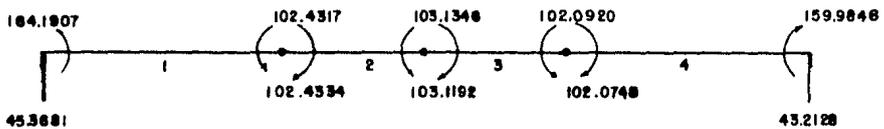


SISMO EN DIRECCION "X"

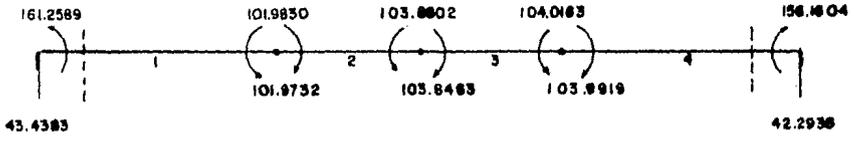
CONDICION: $10a + 8a + 2a$ (Rigo para Fuerzas Cortantes)



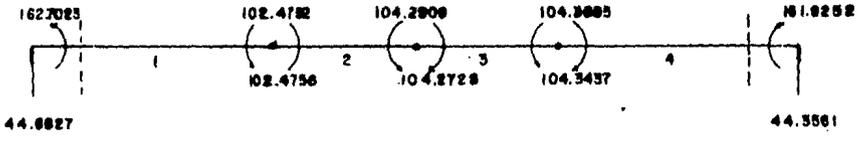
CONDICION: $10a + 8a + 3a$ (Rigo para Momento Flexionante Negativo)



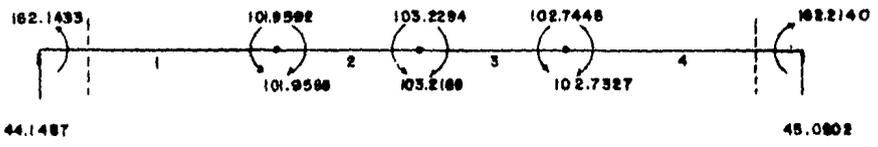
CONDICION: $10a + 8a + 4a$



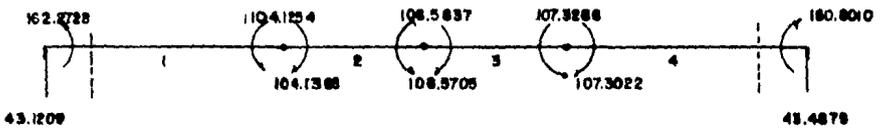
CONDICION: $10a + 8a + 6a$



CONDICION: $10a + 8a + 6a$



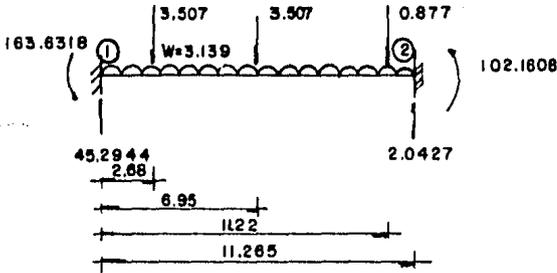
CONDICION: $10a + 8a + 7a$



MOMENTO FLEXIONANTE NEGATIVO DE DISEÑO

Por Cargas Gravitacionales

Rige la Condición 1a. + 3a.



*los momentos más desfavorables se encuentran en la barra 1.

Obtención del Momento al paño:

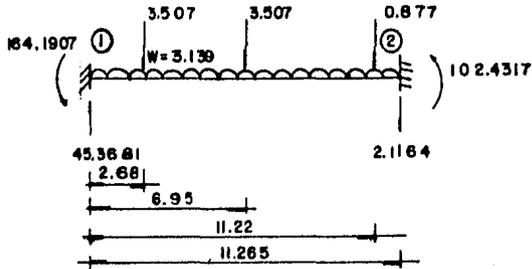
$$0 < x \leq 2.68$$

$$M_x = -1.5695x^2 + 45.2944x - 163.6318$$

* M paño $x = 0.48 \text{ m.}$ = $M = \underline{\underline{-142.252 \text{ ton-m.}}}$

Por efecto de Sismo

Para M- por sismo rige la Condición 10a. + 8a. + 3a.



Ec. de Momentos

$$0 \leq x \leq 2.68$$

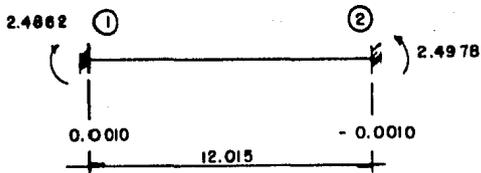
$$M_x = -1.5695x^2 + 45.3681x - 164.1907$$

* M paño $x = 0.48$ m. \Rightarrow $M = \underline{\underline{-142.776 \text{ ton-m}}}$

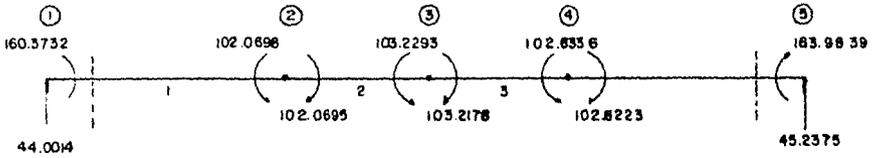
Rige el efecto por Cargas Gravitacionales.

Efecto de la Sub-presión.

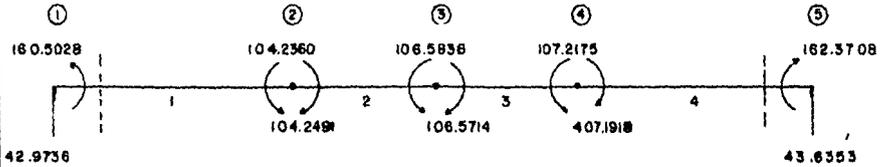
(Considerando la barra 1).



CONDICION: 10a + 9a + 6a

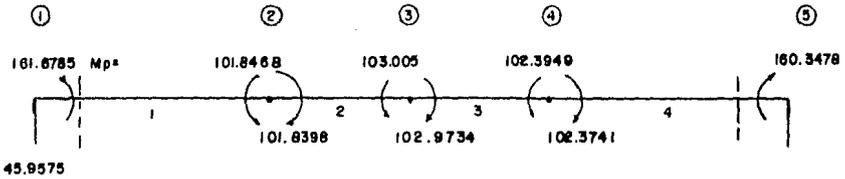


CONDICION: 10a + 9a + 7a

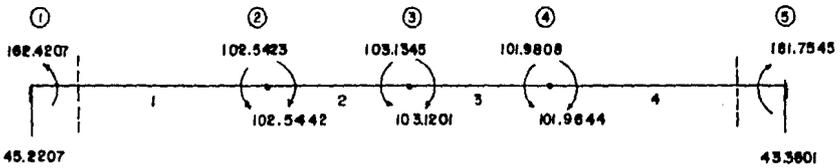


SISMO EN DIRECCION -X

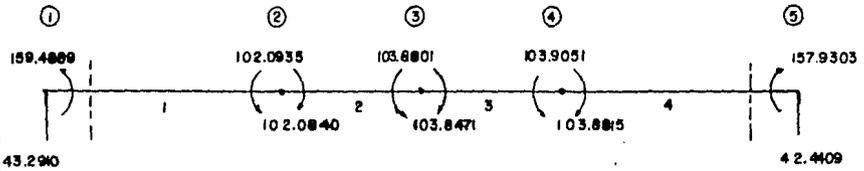
CONDICION: $10e + 9e + 2e$



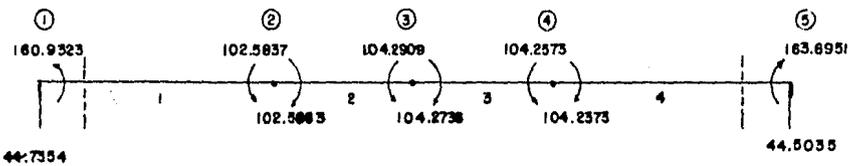
CONDICION: $10e + 9e + 3e$



CONDICION: $10e + 9e + 4e$



CONDICION: $10e + 9e + 5e$



$$M_x = 0.0010x + 2.4862 \quad M \text{ paño} = +2.4867 \text{ ton-m.}$$

$$\text{MOMENTO TOTAL DE DISEÑO (sin F. Carga)} = -14.252 + 2.4867 = -139.765 \text{ Ton-m.}$$

Como se observa, el efecto de la Sub-presión contraresta al Momento Negativo Máximo, siendo entonces más crítico si se desprecia.

$$\text{Momento Final de Diseño : } -142.252 \text{ Ton-m.}$$

MOMENTO FLEXIONANTE POSITIVO DE DISEÑO

Por Cargas Gravitacionales : Rige la 1a. + 7a. Condición.

$$\text{Momento Positivo Máximo} = +106.7225 \text{ ton-m.}$$

Por Efectos de Sismo : Rige la 10a. + 8a. + 7a. Condición.

$$\text{Momento Positivo Máximo} = +107.3286 \text{ ton-m.}$$

∴ Rigen los Momentos por Cargas Gravitacionales:

Efecto de la Sub-presión :

$$\text{Momento Máximo Positivo} = +2.4978 \text{ ton-m.}$$

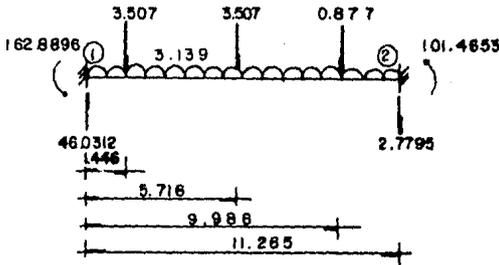
$$\text{∴ Momento total de diseño positivo} = 106.7225 + 2.4978 = 109.2203 \text{ ton-m.}$$

(Sin considerar F.C.)

FUERZA CORTANTE DE DISEÑO

Por Cargas Gravitacionales : Rige la 1a. + 2a. Condición.

Esta se valuará a un peralte efectivo del paño



$$d = 93 + 48 = 141 \text{ cm.}$$

$$0 \leq x \leq 1.446$$

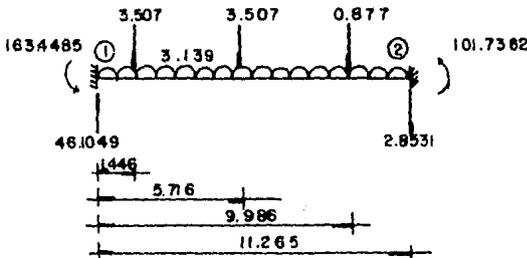
$$M_x = -1.5695x^2 + 46.0312x - 162.8896$$

$$\frac{dM_x}{dx} = V = -3.139x + 46.0312$$

$$V_d + \text{paño}; \quad X = 1.41 \text{ m} \quad ; \quad V_d + \text{paño} = 41.605 \text{ ton.}$$

Por Efecto de Sismo : Rige la 10a. + 8a. + 2a. Condición.

Obtención del Cortante al paño.



$$0 \leq x \leq 1.446$$

$$M_x = -1.5695x^2 + 46.1049x - 163.4485$$

$$\frac{dM_x}{dx} = V = -3.139x + 46.1049$$

$$V_d + \text{paño} ; X = 1.41 \text{ m.} ; \quad V_d + \text{paño} = 41.679 \text{ ton.}$$

∴ Por Cortante rige el efecto por Cargas Gravitacionales.

Efectos de la Sub-presión.

$$M_x = 0.0010x + 2.4862$$

$$\frac{dM}{dx} = V = 0.0010 \quad \therefore V_d + \text{paño} = 0.0010 \text{ ton.}$$

$$\underline{\text{Fuerza Cortante Total de Diseño} = 41.605 + 0.0010 = 41.606 \text{ ton.}}$$

(Sin tomar en cuenta el Factor de Carga).

DISEÑO DE LA LOSA SUPERIORDISEÑO POR FLEXION. (Considerando una franja de 1 m.)

Constantes de Diseño:

$$f'c = 300 \text{ kg/cm}^2 \quad f^*c = 0.8 \quad f'c = 240 \text{ kg/cm}^2$$

$$fy \geq 4000 \text{ kg/cm}^2 \quad f''c = 0.85 \quad f^*c = 204 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_{\min} = \frac{0.7 \sqrt{f'c}}{fy} = 0.0030311$$

$$P_{\max} = 0.75 \frac{f''c}{fy} \frac{4800}{fy + 6000} = 0.01836 \quad p = \frac{f''c}{fy} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 Mu}{FR \cdot b \cdot d^2 \cdot f''c}} \right)$$

ZONA DE ACCION	MOMENTO	d	p	As	ARMADO
Paños	-142.251	93	0.0073882	68.71	#12 a 16.6
M+max	+109.2203	93	0.0055654	51.76	#12 a 22

DISEÑO POR CORTANTE.

Este se valorará a un peralte efectivo del paño.

$$Vd = 41.606 \text{ ton} \quad Vu = 41.606 \text{ ton} \times 1.5 = 62.409 \text{ ton.}$$

Se debe de cumplir que $2.5 F_R bd \sqrt{f'c} > Vu$

$$2.5 (0.8)(100)(93) \sqrt{240} = 288150 \text{ kg} > Vu \therefore \text{ok}$$

$$h = 1.00 \quad ; \quad V_{cr} \text{ no se afecta.}$$

$$h/b = 1.00 < 6 \quad ; \quad V_{cr} \text{ tampoco se afecta}$$

$$L/h = \frac{24.03}{1} = 24.03 > 5$$

$$V_{cr} = FR \, bd(0.2 + 30 p) \sqrt{f'c}$$

$$S = \frac{A_v \times 100}{A_s} \quad ; \quad A_s = \frac{A_v \times 100}{S} \quad \text{Con } \phi \#12 \quad ; \quad A_s = \frac{1140}{22} = 51.82 \text{ cm}^2$$

$$p = \frac{A_s}{bd} = \frac{51.82}{100(93)} = 0.005572$$

$$V_{cr} = (0.8)(100)(93)(0.2 + 30[0.005572])\sqrt{240} = 42319 \text{ kg.}$$

$$V_{cr} < V_u = 62409 \text{ kg.}$$

Esto implica necesaria la colocación de Estribos.

Proponiendo E # 4

Suponemos una separación de 30 cm. perpendicular al eje -- del análisis tenemos:

$$S = \frac{A_v \times 100}{A_s} \quad ; \quad A_s = \frac{A_v \times 100}{S} = \frac{1.27 \times 100}{30} = 4.23 \text{ cm}^2$$

Los estribos en el sentido del análisis se colocarán a 45°, luego entonces su separación será:

$$S = \frac{FR \cdot A_v \cdot d \cdot f_y (\text{Sen } \theta + \text{Cos } \theta)}{V_u - V_{cr}} \leq \frac{FR \cdot A_v \cdot f_y}{3.5 (b)}$$

$$S_1 = \frac{(0.8)(4.23)(93)(4000)(\text{Sen } 45^\circ + \text{Cos } 45^\circ)}{62409 - 42319} = 88.62 \text{ cm.}$$

$$S_z = \frac{FR \cdot Av \cdot fy}{3.5 (b)} = \frac{(0.8)(4.23)(4000)}{3.5 (100)} = 38.67 \text{ cm Rige}$$

$$1.5 FR \cdot b \cdot d \sqrt{f'c} = 1.5 (0.8)(100)(93)\sqrt{240} = 172890 \text{ kg.}$$

$$S_{\max} = 0.5 (d) = 0.5 (93) = 46 \text{ cm.}$$

∴ Se colocarán E # 4 a 38 hasta una longitud igual a 4.70 m. a partir del eje (Sentido del análisis).

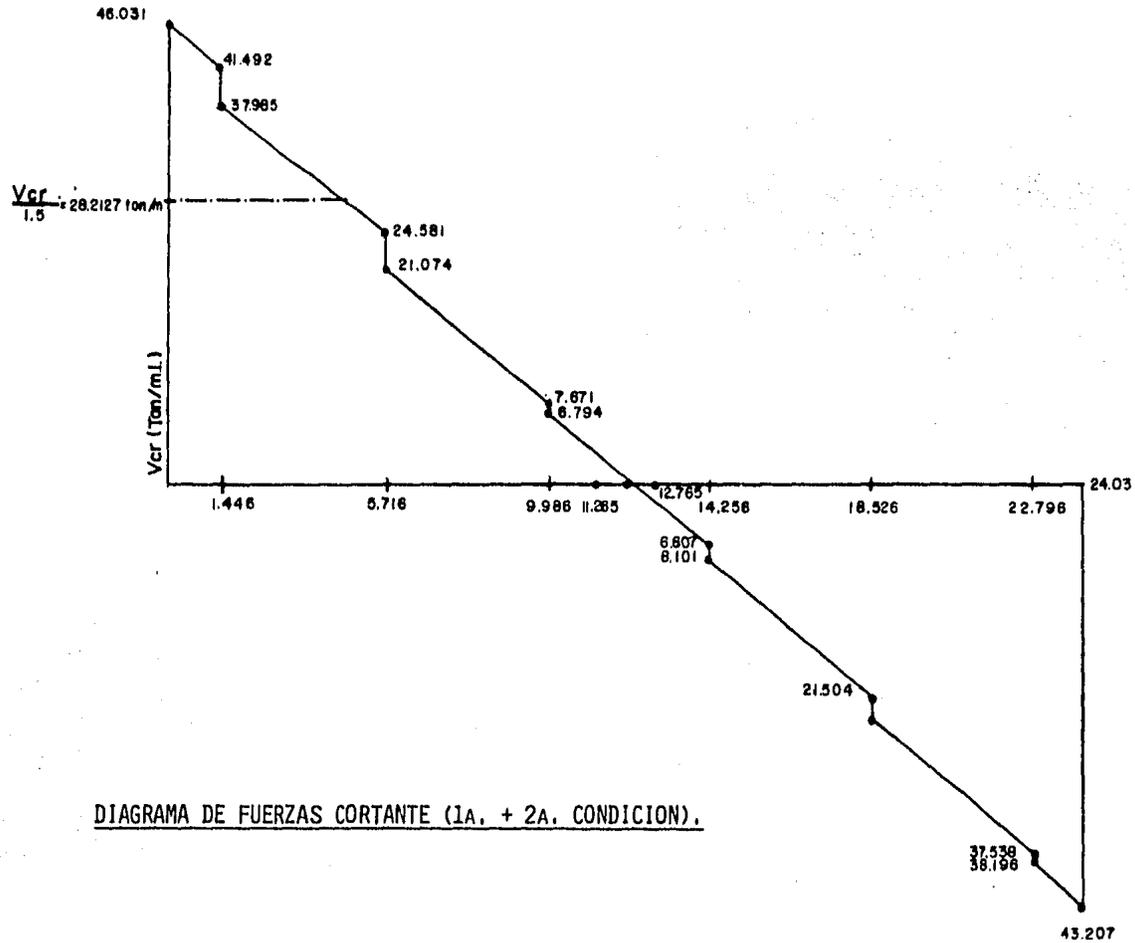
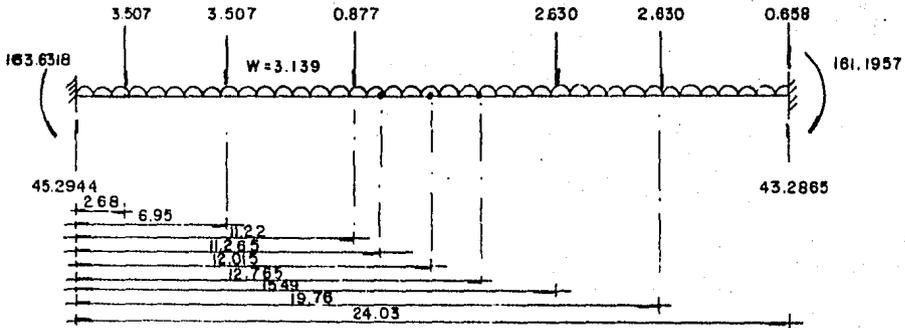


DIAGRAMA DE FUERZAS CORTANTE (1A. + 2A. CONDICION).

LONGITUD NECESARIA DE LA VARILLA PARA TOMAR MOMENTO NEGATIVO

Para valuar estas longitudes, se considerará a la barra - bajo la acción de las cargas de la 1a + 3a. condición (Cargas Gravitacionales), que es donde se presentan los Momentos Negativos más - desfavorables.

Cabe recordar que el efecto debido a la Sub-presión se omite para esta condición de análisis, por lo tanto el diagrama de Momentos se trazará únicamente con las condiciones 1a. y 3a.



Ecs. de Momentos.

$$0 < x \leq 2.68$$

$$M_x = -1.5695x^2 + 45.2944x - 163.6318$$

$$2.68 < x \leq 6.95$$

$$Mx = -1.5695x^2 + 45.2944x - 3.507(x-2.68) - 163.6318$$

$$6.95 < x \leq 11.22$$

$$Mx = -1.5695x^2 + 45.2944x - 3.507(x-2.68) - 3.507(x-6.95) - 163.6318$$

$$11.22 < x \leq 15.49$$

$$Mx = -1.5695x^2 + 45.2944x - 3.507(x-2.68) - 3.507(x-6.95) - 0.877(x-11.22) - 163.6318$$

$$15.49 < x \leq 19.76$$

$$Mx = -1.5695x^2 + 45.2944x - 3.507(x-2.68) - 3.507(x-6.95) - 0.877(x-11.22) - 2.630(x-15.49) - 163.6318$$

$$19.76 < x \leq 24.02$$

$$Mx = -1.5695x^2 + 45.2944x - 3.507(x-2.68) - 3.507(x-6.95) - 0.877(x-11.22) - 2.630(x-15.49) - 2.630(x-15.49) - 163.6318$$

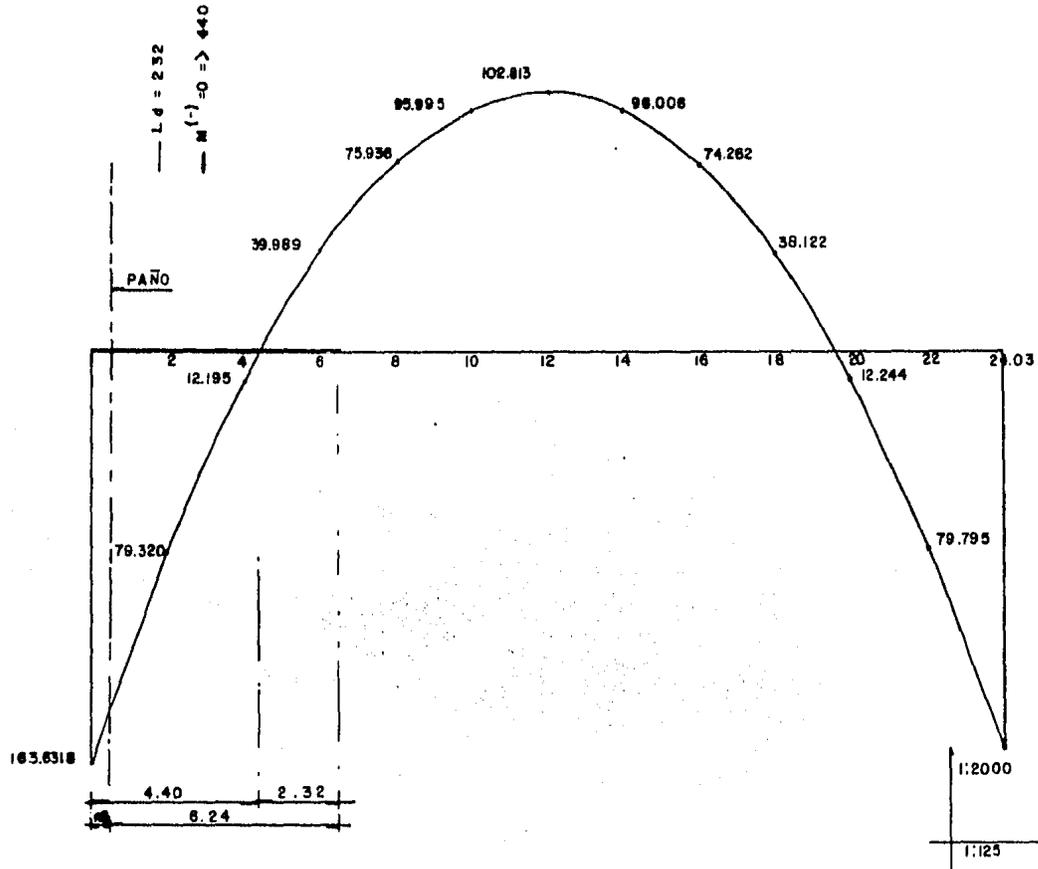


DIAGRAMA DE MOMENTOS (1a. - 3a. CONDICION)

De la gráfica de Momentos Flexionantes se observa:

$$M = 0 \quad = \quad x = 4.40 \text{ m. (a ejes)}$$

Si lo consideramos a paños tenemos:

$$L \text{ al paño} = 4.40 - 0.48 = 3.92 \text{ m.}$$

Si la longitud de desarrollo de una varilla ϕ #12 = 232 cm.

la longitud total de la varilla será:

$$L \text{ tot.} = 3.92 + 2.32 = 6.24 \text{ m.}$$

Acero de Refuerzo para Distribución en losa Superior:

* Teniendo el refuerzo principal paralelo a la dirección del tránsito:

$$\text{Porcentaje} = \frac{100}{\sqrt{3.28 S}} \quad (\text{máximo } 50\%)$$

Considerando $S = 24.03 \text{ m}$.

$$P = \frac{100}{3.28 (24.03)} = 11.26\%$$

Si el área del acero del refuerzo principal = $A_s = 51.76 \text{ cm}^2$

Por lo tanto el acero de refuerzo para distribución será igual a un 11.26% del acero del refuerzo principal.

$$A_{s_d} = 51.76 \text{ cm}^2 \times 0.1126 = 5.83 \text{ cm}^2$$

Proponiendo varillas #4 se colocarán a una separación igual a:

$$S = \frac{100 A_v}{A_s} = \frac{127}{5.83} \quad 21.8 \approx \text{a } 22 \text{ cm}$$

Con varillas del #6

$$S = \frac{285}{5.83} = 49 \text{ cm.}$$

∴ Se dejarán ϕ #4 a 22 cm.

Revisando este acero de refuerzo como si fuera solo por temperatura:

$$A_{st} = \frac{450 \text{ bt}}{f_y (t+100)}$$

Si $t = 100$ cm.

$$A_{st} = \frac{450(100)(100)}{4000(100 + 100)} = 5.625 \text{ cm}^2$$

Con ϕ #4 tenemos:

$$S = \frac{127}{5.625} = 22.57 \text{ cm.}$$

REVISION DE LA DEFLEXION

Para nuestro caso consideraremos tanto las Deflexiones -
Inmediatas como las Deflexiones diferidas.

DEFLEXION INMEDIATA.

Esta la obtenemos directamente de los datos arrojados por
nuestro programa de computadora, teniendo lo siguiente:

En la condición $10a. + 8a. + 7a.$ es donde se presenta la
mayor deformación como a continuación se observa:

RESULTANTE EN LOS NUDOS

DESPLAZAMIENTO EN LOS NUDOS LIBRES

NUDO	DESPLAZAMIENTO DESP. "X"	DESP. "Y"	DESP. "Z"
1	-0.0042	-0.1705	----
2	-0.0043	<u>-0.2144</u>	----
3	-0.0043	<u>-0.2144</u>	----
4	-0.0043	-0.2137	----
5	-0.0044	-0.1566	----

Deflexión Inmediata máxima: 0.2144 m.

DEFLEXION DIFERIDA:

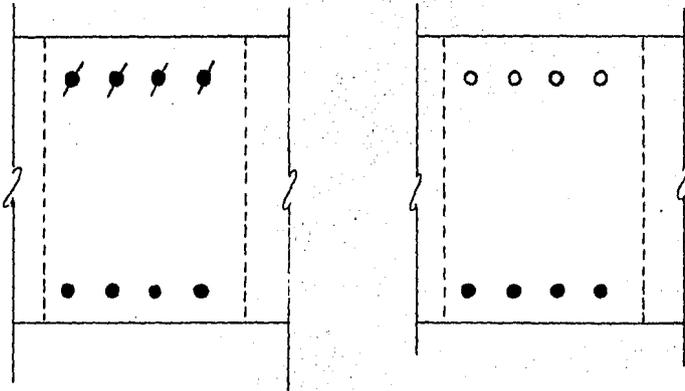
Para el análisis de la Deflexión Diferida, tomaremos en cuenta las consideraciones hechas por el R.C.D.F., que nos dice que las Deflexiones Diferidas se obtendrán multiplicando la flecha inmediata obtenida del programa por el factor:

$$[2 - 1.2 (A's/As)] \geq 0.6 \dots \dots \dots (I)$$

Donde:

A's = Area del acero a compresión.

Refuerzo en la sección central y externa (Considerando un ancho unitario).



o #4 a 20

$$S = \frac{Avx100}{As} ; As = \frac{127}{20} = 6.35 \text{ cm}^2$$

o #12 a 15

$$S = \frac{Avx100}{As} ; As = \frac{1140}{15} = 76 \text{ cm}^2$$

o #12 a 20

$$S = \frac{Avx100}{As} ; As = \frac{1140}{20} = 57 \text{ cm}^2$$

o #12 a 20

$$S = \frac{Avx100}{As} ; As = \frac{1140}{20} = 57 \text{ cm}^2$$

Según el R.C.D.F., en elementos continuos se usará un promedio de $A's/As$ calculado con el siguiente criterio:

Para claros continuos se usará la siguiente relación ----

$A's/As$:

$$\frac{A's}{As} = \frac{(A's/As)_1 + (A's/As)_2 + 2(A's/As)_3 \dots \dots \dots}{4} \quad (II)$$

Donde:

$(A's/As)_1$ y $(A's/As)_2$ = Promedios de áreas de acero de las secciones extremas del claro.

$(A's/As)_3$ = Promedio de áreas de acero de la sección central.

Para nuestro caso en particular $(A's/As)_1$ es igual a ---
 $(A's/As)_2$; luego entonces tenemos:

$$\left(\frac{A's}{As}\right)_1 = \left(\frac{A's}{As}\right)_2 = \frac{57.00 \text{ cm}^2}{76.00 \text{ cm}^2} = 0.75$$

$$\left(\frac{A's}{As}\right)_3 = \frac{6.35 \text{ cm}^2}{57 \text{ cm}^2} = 0.111$$

Sustituyendo los valores en la fórmula II tenemos:

$$\frac{A's}{As} = \frac{0.75 + 0.75 + 2(0.111)}{4} = 0.43$$

Por lo tanto el promedio de $A's/As$ utilizado en la fórmula (I) será:

$$A's/As = 0.43$$

Sustituyéndolo en la fórmula (I), tenemos:

$$[2 - 1.2 (0.43)] = 1.484 > 0.6 \quad \therefore \text{ok}$$

Por lo tanto la Deflexión total máxima será:

$$\Delta_{T_{Max}} = \Delta \text{ inm. (factor)}$$

$$\Delta_{T_{Max}} = 21.44 \text{ cm (1.484)} = 31.82 \text{ cm.}$$

Por otro lado sabemos que la Deformación permisible según las especificaciones del título IV es igual a :

$$\frac{L}{240} + 0.5$$

Donde:

L = Longitud del Claro:

$$\Delta \text{ perm.} = \frac{2403}{240} + 0.5 = 10.51 \text{ cm.}$$

Como $\Delta \text{ perm.} < \Delta$; será necesario una contraflecha.

Análisis de la Contraflecha: (c)

Tomando la contraflecha como:

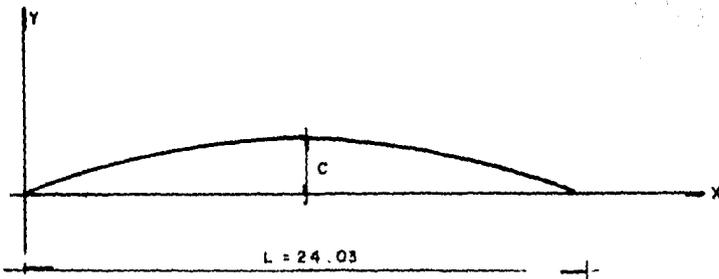
$$c = \Delta t. \text{ máx} = \Delta \text{ perm.}$$

$$c = 31.82 \text{ cm} = 10.51$$

$$c = 21.31 \text{ cm.}$$

Considerando la longitud de la barra superior a ejes, tenemos:

nemos:



Considerando la ec. de la parábola y tomando el eje de --
 coordenadas en uno de los orígenes de la misma tenemos:

$$Y = \frac{4c}{L^2} (-x^2 + xL)$$

Donde:

$$c = 21.31 \text{ cm.}$$

$$L = 2403 \text{ cm.}$$

$$Y = \frac{4 (21.31)}{(2403)^2} (-x^2 + x (2403))$$

Realizando operaciones tenemos:

$$Y = 1.4761683 \times 10^{-5} (-x^2 + x (2403))$$

De acuerdo a las dimensiones de la cimbra, obtendremos --
 los valores de la contraflecha a cada 0.10 del claro.

TABULACION DE LOS VALORES DE LA CONTRAFLECHA

x (cms)	c (cms)
0.000	0.000
240.3	7.672
480.6	13.64
720.9	17.90
961.2	20.46
1201.5	21.31

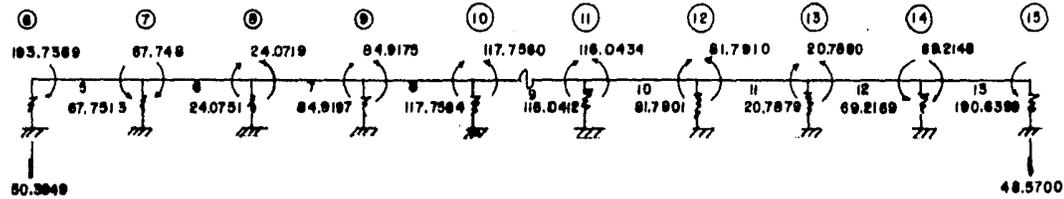
NOTA: Por simetría en geometría y carga, sólo se tabularán los valores de la contraflecha para la mitad de la longitud de la barra.

DIMENSIONAMIENTO DE LA

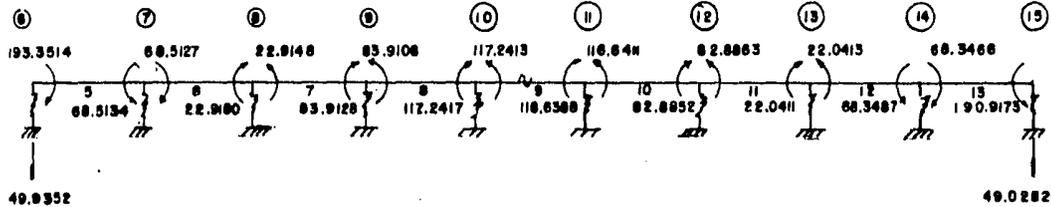
LOSA INFERIOR

CARGAS GRAVITACIONALES

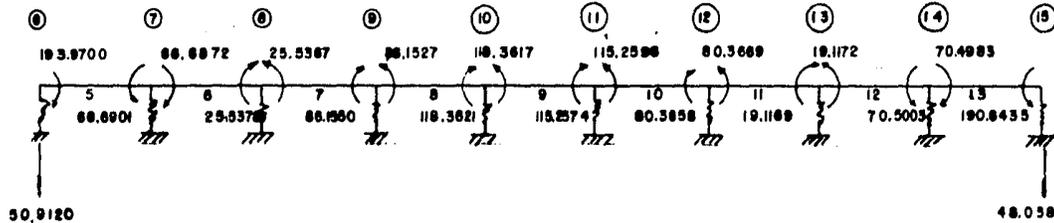
CONDICION: $1g + 2g$



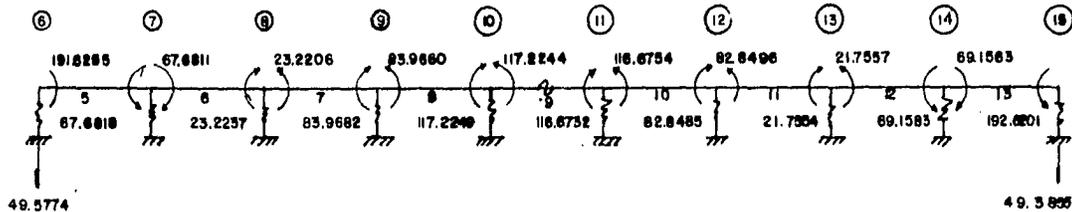
CONDICION: $1g + 3g$



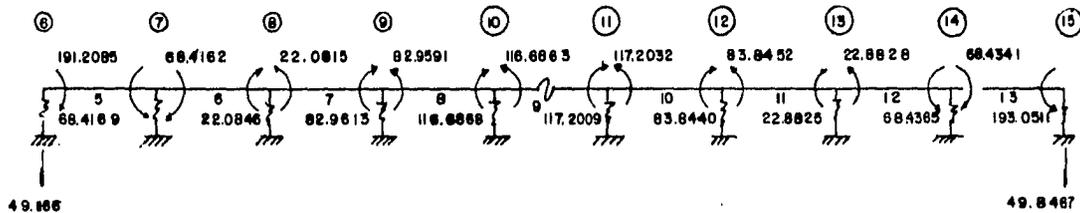
CONDICION: $1g + 4g$ (Rige para Momento Flexionante Negativo y Fuerza Cortante)



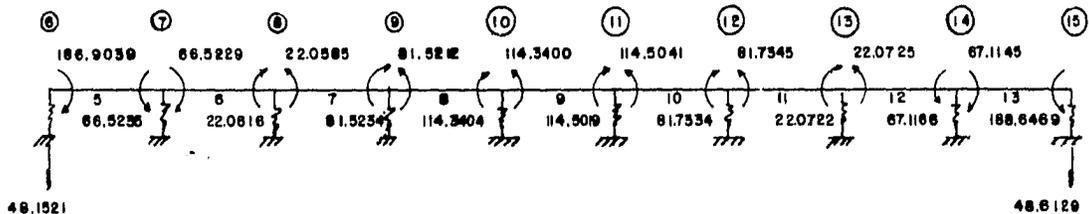
CONDICION: la + 5a



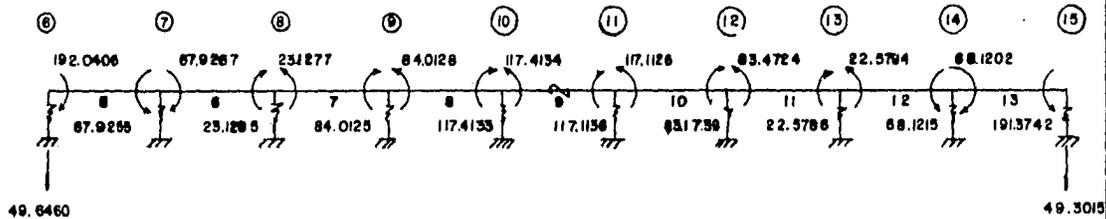
CONDICION: la + 6a



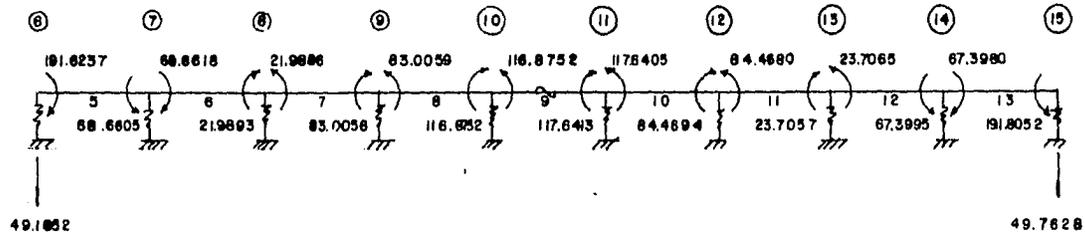
CONDICION: la + 7a



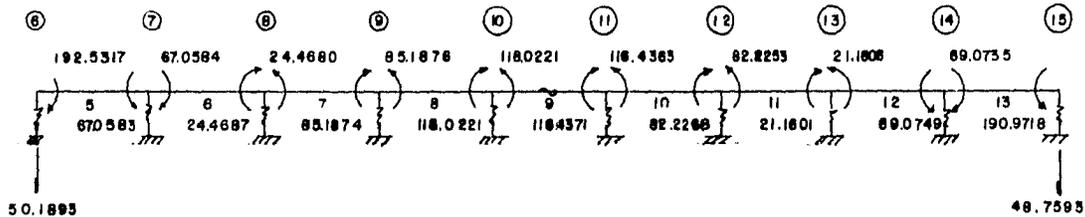
CONDICION: 10a + 6a + 5a



CONDICION: 10a + 6a + 6a

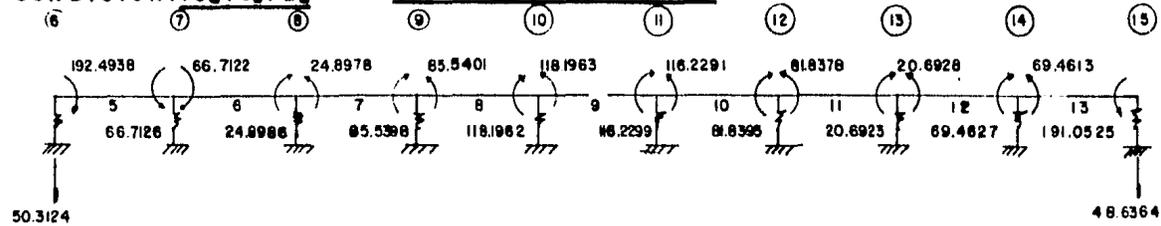


CONDICION: 10a + 6a + 7a

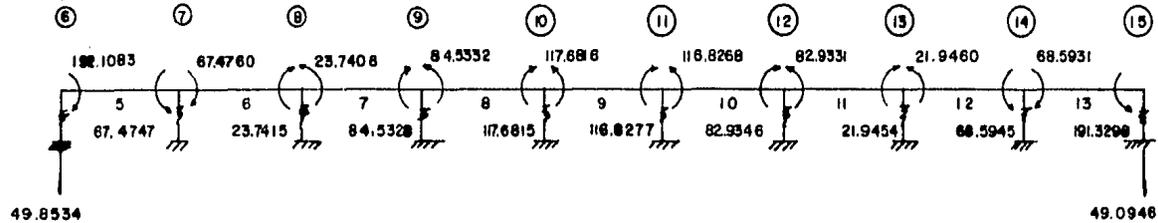


CONDICION: $10a + 9a + 2a$

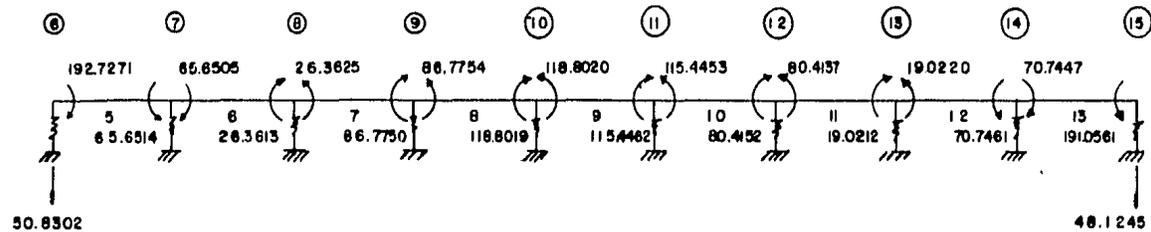
SISMO EN DIRECCION " - X "



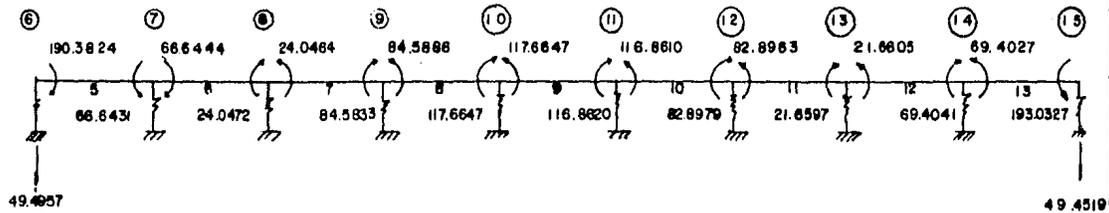
CONDICION: $10a + 9a + 3a$



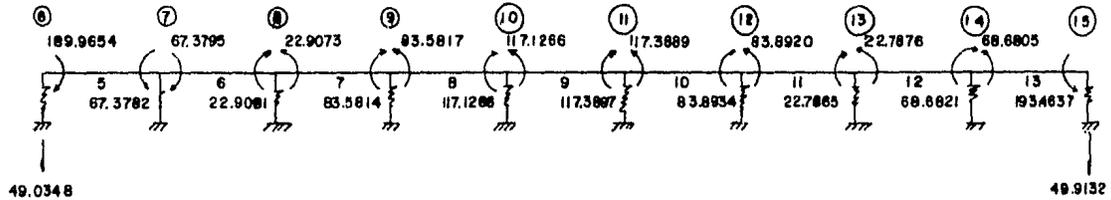
CONDICION: $10a + 9a + 4a$



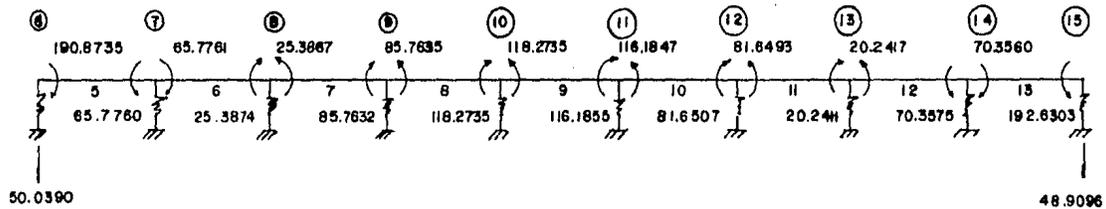
CONDICION: $10a + 9a + 8a$



CONDICION: $10a + 9a + 6a$

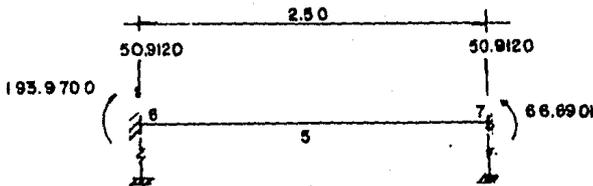


CONDICION: $10a + 9a + 7a$



MOMENTO FLEXIONANTE NEGATIVO DE DISEÑO

Por Cargas Gravitacionales : Rige la 1a. + 4a. Condición



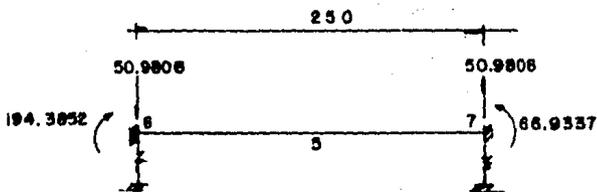
* Es en la barra 5 donde se presentan los mayores valores de Momento.

$$M_x = 50.9120 \times -193.9700$$

* M paño₁ x = 0.55m. M= -165.968 ton-m.

* M paño₂ x = 1.05m. M= -140.512 ton-m.

Por Efectos de Sismo : Rige la 10a. + 8a. + 4a. Condición



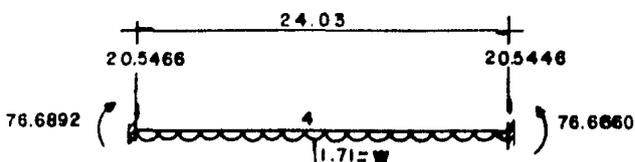
$$M_x = 50.9806x - 194.3852$$

$$M_{\text{paño}_1} \quad x = 0.55\text{m.} \quad M = -166.346 \text{ ton-m.}$$

$$M_{\text{paño}_2} \quad x = 1.05\text{m.} \quad M = -140.856 \text{ ton-m.}$$

Como se aprecian, rigen los Momentos por Cargas Gravitacionales.

Efectos de Sub-presión :



Considerando toda la longitud de la barra tenemos:

$$M_x = -0.855x^2 + 20.5466 x - 76.6892$$

$$M_{\text{paño}_1} \quad x=0.55\text{m.} \quad M=-65.647 \text{ ton-m} \quad M_{\text{paño}_3} \quad x=22.98\text{m.} \quad M= -56.037 \text{ ton-m.}$$

$$M_{\text{paño}_2} \quad x=1.05\text{m.} \quad M=-56.058 \text{ ton-m} \quad M_{\text{paño}_4} \quad x=23.48\text{m.} \quad M= -65.625 \text{ ton-m.}$$

Por tal motivo los Momentos finales de diseño serán:

$$M_{\text{paño}_1} = -165.968 - 65.647 = -231.615 \text{ ton-m}$$

$$M_{\text{paño}_2} = -140.512 - 56.058 = -196.570 \text{ ton-m}$$

MOMENTO FLEXIONANTE POSITIVO DE DISEÑO

Por Cargas Gravitacionales : Rige la 1a. + 4a. Condición.

Por inspección se ve que el Momento positivo se localiza en las barras 8 y/o 9.

Tomamos como $M^+_{\text{máx}} = +118.3621 \text{ ton-m.}$

Por Efectos de Sismo : Rige la 10a. + 9a. + 4a. Condición.

Se puede observar que el $M^+_{\text{max}} = +118.802 \text{ ton-m.}$

Efecto de la Sub-presión :

Considerando toda la barra:

$$Mx = -0.855x^2 + 20.5466x - 76.6892$$

$$\frac{dM}{dx} = V = -1.71x + 20.5466 \quad ; \quad \text{Si } V = 0 \quad ; \quad x = M^+_{\text{max}}$$

$$x = \frac{20.5466}{1.71} = 12.02\text{m.} = M^+_{\text{max}} = +46.750 \text{ ton-m.}$$

Por lo tanto los Momentos finales de diseño serán :

Momentos por Cargas Gravitacionales + Efecto de Sub-presión.

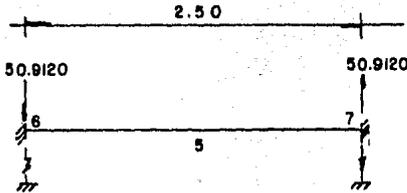
$$M^+_{\text{final}} = \underline{+118.3621 + 46.750} = +116.112 \text{ ton-m.} *$$

* Estos Momentos son sin tomar en cuenta el Factor de Carga.

FUERZA CORTANTE DE DISEÑO

Para su diseño, lo valuaremos a un peralte efectivo del paño.

Por Cargas Gravitacionales : Rige la 1a. + 4a. Condición.

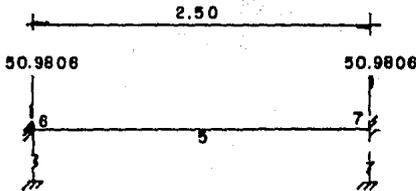


Debido a que no existe carga, el Cortante permanece constante en toda la longitud de la barra:

$$V_d + \text{paño}_1 \quad x = 1.98 \text{ m.} \quad ; \quad V = 50.9120 \text{ ton.}$$

$$V_d + \text{paño}_2 \quad x = 2.08 \text{ m.} \quad ; \quad V = 50.9120 \text{ ton.}$$

Por Efectos de Sismo : Rige la 10a. + 8a. + 4a. Condición.

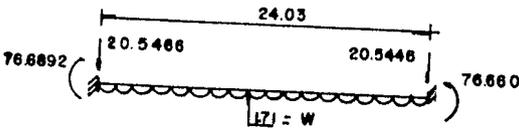


$$V_d + \text{paño}_1 \quad x = 1.98 \text{ m.} \quad ; \quad V = 50.9806 \text{ ton.}$$

$$V_d + \text{paño}_2 \quad x = 2.08 \text{ m.} \quad ; \quad V = 50.9806 \text{ ton.}$$

Como se puede observar, rigen los Cortantes por Cargas -- Gravitacionales.

Efectos de la Sub-presión



$$Mx = -0.855x^2 + 20.5466x - 76.6812$$

$$Vx = -1.71x + 20.5466$$

$$Vd + \text{paño}_1 \quad x = 1.98m. \quad V = 17.1608 \text{ ton.}$$

$$Vd + \text{paño}_2 \quad x = 2.08m. \quad V = 16.9898 \text{ ton.}$$

Luego entonces las fuerzas Cortantes de diseño reales serán (Sin considerar el F.C.)

$$Vd + \text{paño}_1 = \underline{50.9120 + 17.1608} = \underline{68.073 \text{ ton.}}$$

$$Vd + \text{paño}_2 = \underline{50.9120 + 16.9898} = \underline{67.902 \text{ ton.}}$$

DISEÑO POR FLEXION. (Considerando 1 franja de 1 m.)

Constantes de Diseño:

$$f'c = 300 \text{ kg/cm}^2 \quad f^*c = 0.8 \quad f'c = 240 \text{ kg/cm}^2$$

$$fy = 4000 \text{ kg/cm}^2 \quad f''c = 0.85 \quad f^*c = 240 \text{ kg/cm}^2$$

$$p \text{ min} = \frac{0.7\sqrt{f'c}}{fy} = 0.0030311$$

$$p \text{ max} = 0.75 \frac{f''c}{fy} \frac{4800}{fy + 6000} = 0.01836$$

$$p = \frac{f''c}{fy} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 Mu}{FR \cdot b \cdot d^2 \cdot f''c}} \right)$$

Zona de Acción	Momento	d	p	As	Armado
Mpaño ₁ x = 0.55 m.	-231.615	143	0.0049606	70.94	#12 a 16
Mpaño ₂ x = 1.05 m.	-196.570	103	0.0084144	86.67	#12 a 13
M ⁺ max	165.112	103	0.0069596	71.68	#12 a 16

DISEÑO POR CORTANTE.

Considerando el Cortante más desfavorable (Vd + paño₁ ;

x = 0.55 m.).

$$Vd + \text{paño}_1 = 68.073 \text{ ton} \quad Vu = 68.073 \times 1.5 = 102.100 \text{ ton.}$$

Se debe de cumplir $2.5 FR \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f'c} > Vu$

$$2.5(0.8)(100)(143)\sqrt{240} = 443.069 \text{ ton} > Vu \quad \therefore \text{ok}$$

h > 1.00 \therefore Vcr se afecta 20%

$$h/b = 1.5 < 6 \quad (\text{considerando } h = 1.50 \text{ m.}) \quad ;$$

Vcr no se afecta

$$\frac{L}{h} > 6$$

$$V_{cr} = FR b d (0.2 + 30 p) \sqrt{f'c}$$

$$V_{cr1} = (0.8)(0.8)(100)(143)[0.2 + 30 (0.0049825)] \sqrt{240} = 49,549 \text{ kg.}$$

$$V_{cr2} = (0.8)(0.8)(100)(103)[0.2 + 30 (0.0049825)] \sqrt{240} = 35,689 \text{ kg.}$$

De

$$S = \frac{A_v \times 100}{A_s} \quad ; \quad A_s = \frac{A_v \times 100}{S} = \frac{1140}{16} = 71.25 \text{ cm}^2$$

$$p = \frac{A_s}{bd} = \frac{71.25}{100 (143)} = (0.0049825)$$

Como se observa $V_{cr} < V_u$ \therefore Es necesario colocar -- estribos.

Proponiendo E # 4 a 30 en el sentido perpendicular al análisis tenemos:

$$S = \frac{A_v \times 100}{A_s} = A_s = \frac{A_v \times 100}{S} = \frac{1.27 \times 100}{30} = 4.23 \text{ cm}^2$$

Los estribos colocados en el sentido del análisis se colocarán a 45° ; luego entonces su separación será:

$$S = \frac{F_R \cdot A_v \cdot d \cdot f_y (\text{Sen } \theta + \text{Cos } \theta)}{V_u - V_{cr}} \leq \frac{F_R \cdot A_v \cdot f_y}{3.5 b}$$

1º Considerando el Cortante más desfavorable

$$V_d = 68.073 \text{ ton.} \quad V_u = 68.073 \times 1.5 = 102.110 \text{ ton.}$$

$$S_1 = \frac{(0.8)(4.23)(143)(4000)(\text{Sen } 45^\circ + \text{Cos } 45^\circ)}{102110 - 49549} = 52.08 \text{ cm.}$$

2º Considerando el Cortante al 2do. paño.

$$V_d = 67.902 \text{ ton.} \quad V_u = 67.902 \times 1.5 = 101.853 \text{ ton.}$$

$$S_2 = \frac{(0.8)(4.23)(103)(4000)(\text{Sen } 45^\circ + \text{Cos } 45^\circ)}{101853 - 35659} = 29.80 \text{ cm.}$$

$$S_{\text{perm}} = \frac{(0.8)(4.23)(4000)}{3.5 (100)} = 38.67 \text{ cm} < S_1 \text{ y } S_2$$

$$1.5 F_R b d \sqrt{f'_c} = 1.5(0.8)(100)(143)\sqrt{240} = 265841 \text{ Kg} = 265.841 \text{ ton.}$$

$$1.5 F_R b d \sqrt{f'_c} = 1.5(0.8)(100)(103)\sqrt{240} = 191480 \text{ Kg} = 191.480 \text{ ton.}$$

En ambos casos $V_{cr} > V_u$

$$S_{1\text{max}} = 0.5 d = 0.5 (143) = 71.5 \text{ cm.}$$

$$S_{2\text{máx}} = 0.5 d = 0.5 (103) = 51.5 \text{ cm.}$$

Cálculo de la longitud hasta la cual se requiere acero por
tensión Diagonal

Al valuar esta longitud se tomarán en cuenta tanto los --
efectos por Cargas Gravitacionales como los efectos debido a la ---
Sub-presión.

A continuación se obtendrán los valores de Cortante para
ambas condiciones y se trazará el diagrama.

Ec. Cortantes para la condición de Sub-presión

$$V = - 1.71x + 20.5466$$

BARRA	MODO	x	V. 1a+4a COND.	V. EFECTO S.P.	V. TOTALES
5	6	0.00	+50.9120	+20.546	71.458
	7	2.50	+50.9120	+16.272	67.184
6	7	2.50	+36.890	+16.272	53.162
	8	5.00	+36.890	+11.997	48.887
7	8	5.00	+24.247	+11.997	36.244
	9	7.50	+24.247	+ 7.722	31.969
8	9	7.50	+12.884	+ 7.722	20.606
	10	10.00	+12.884	+ 3.447	16.331
9	10	10.00	+ 0.770	+ 3.447	4.217
	11	14.03	+ 0.770	- 3.445	- 4.215
10	11	14.03	-13.958	- 3.445	-17.403
	12	16.53	-13.958	- 7.720	-21.678
11	12	16.53	-24.500	- 7.720	-32.220
	13	19.03	-24.500	-11.995	-36.495
12	13	19.03	-35.847	-11.995	-47.842
	14	21.53	-35.847	-16.290	-52.117
13	14	21.53	-48.058	-16.270	-64.328
	15	24.03	-48.058	-20.545	-68.603

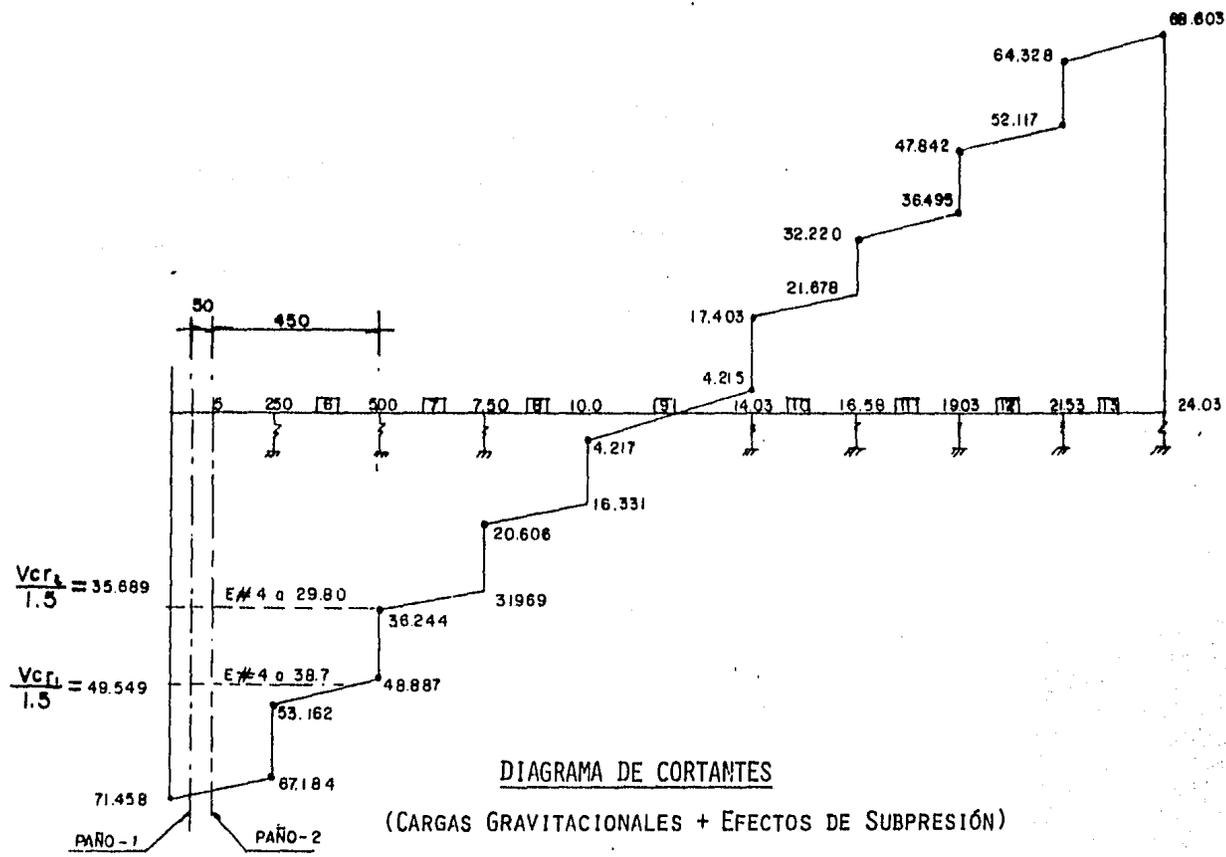


DIAGRAMA DE CORTANTES
 (CARGAS GRAVITACIONALES + EFECTOS DE SUBPRESIÓN)

Longitud necesaria de Varilla para tomar Momento Negativo

Para valuar estas longitudes, se tomarán en cuenta tanto los efectos por Carga Gravitacional, como los debidos a los efectos de la Sub-presión o sea las condiciones (1a. + 4a. Condición) + efectos de Sub-presión.

Para mayor claridad se trazará el diagrama de Momentos -- Flexionantes de la combinación anterior.

Ec. momentos para la condición de la Sub-presión:

$$M_x = -0.855x^2 + 20.5466x - 76.6892$$

"x"	MTOS. 1a.+4a.COND.	MTOS.EFECTO S.P.	MTOS. FINALES
0.00	-193.970	-76.689	-270.659
2.50	- 66.690	-30.666	- 97.356
5.00	+ 25.537	+ 4.669	+ 30.206
7.50	+ 86.154	+29.317	+115.471
10.00	+118.362	+43.277	+161.639
14.03	+115.260	+43.281	+158.541
16.53	+ 80.366	+29.325	+109.691
19.03	+ 19.112	+ 4.682	+ 23.794
21.53	- 70.500	-30.648	-101.148
24.03	-190.644	-76.666	-267.310

Por consiguiente los Momentos finales son los que se consideran para la graficación del diagrama de Momentos flexionantes.

De la gráfica de Momentos Flexionantes se observa:

$$M = 0 \quad = \quad x = 4.35 \text{ m. (a ejes).}$$

Si consideramos la longitud al paño más desfavorable tenemos:

$$L \text{ paño} = 4.35\text{m} - 1.05\text{m} = 3.30 \text{ m.}$$

Si la longitud de desarrollo de una varilla ϕ #12 = 232 cm.

La longitud total de la varilla será:

$L \text{ total} = \underline{3.30 \text{ m.} + 2.32 \text{ m.}} = 5.62 \text{ mts.}$ (a partir del paño 2.).

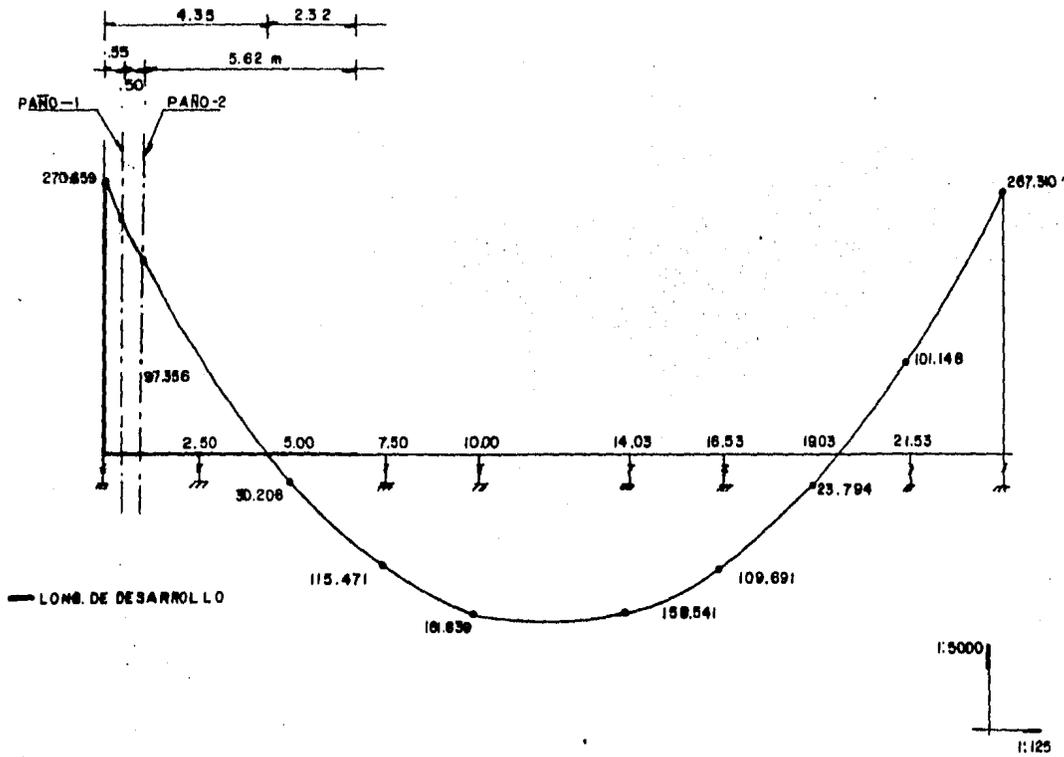
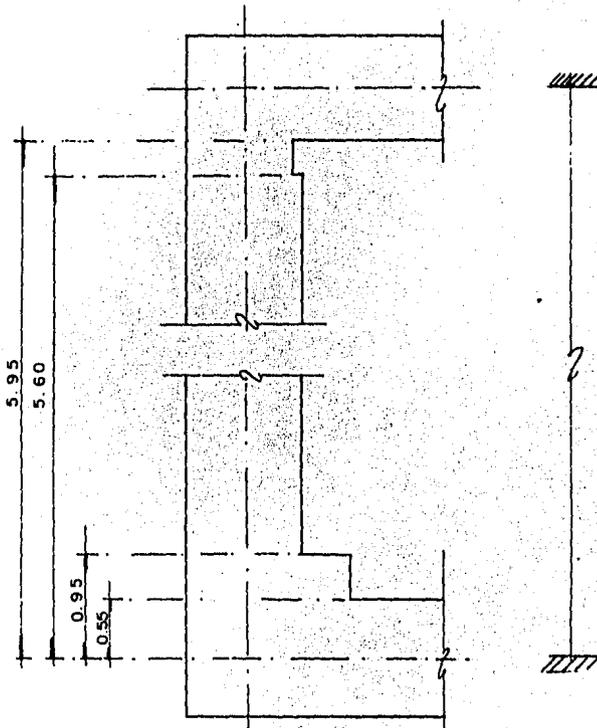


DIAGRAMA DE MOMENTOS FLEXIONANTES PARA CONDICIONES
1A + 4A (C. GRAVITACIONALES) + EFECTOS SUB-PRESIÓN

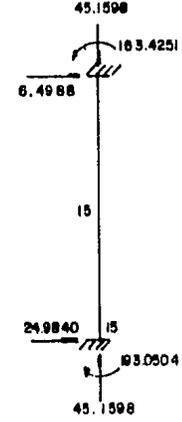
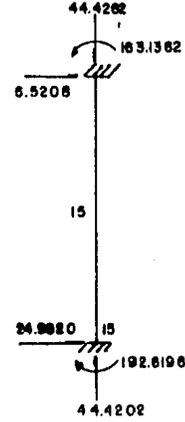
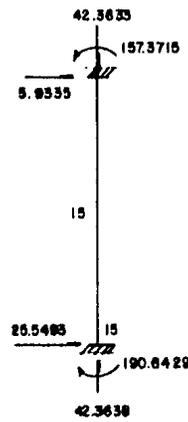
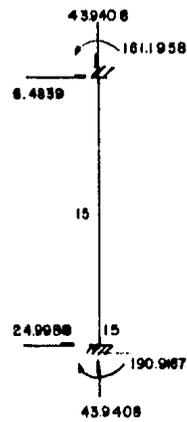
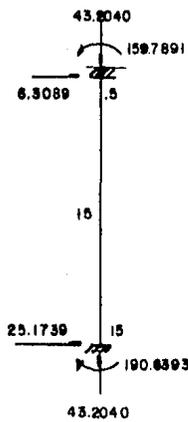
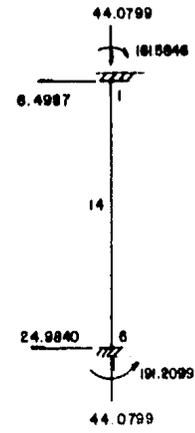
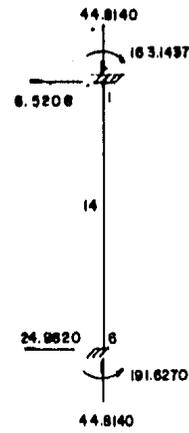
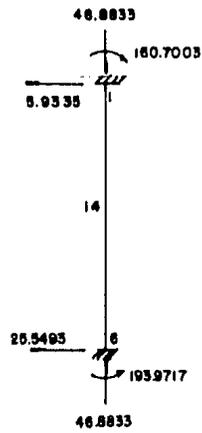
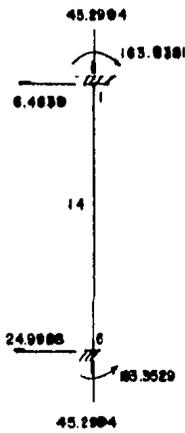
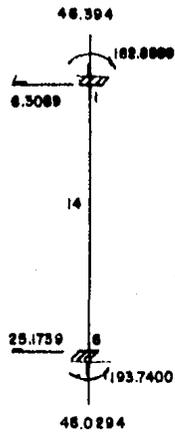
DIMENSIONAMIENTO DE LOS

MUROS

GEOMETRIA DEL MURO ESTRUCTURAL :



Los elementos mecánicos se obtendrán a las longitudes indicadas en la figura anterior.



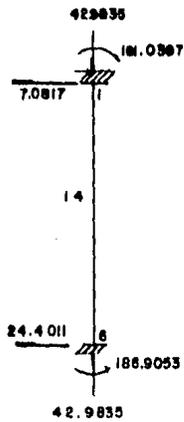
CONDICIONES: 1a + 2a

1a + 3a

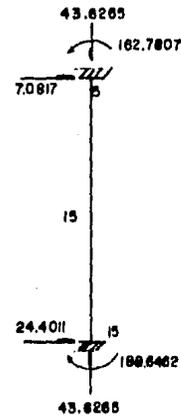
1a + 4a

1a + 5a

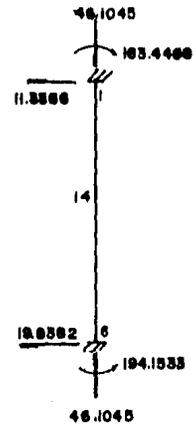
1a + 6a



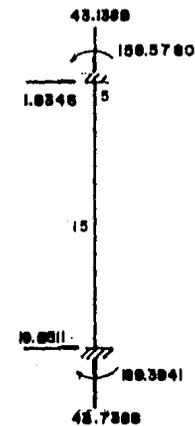
42.9835



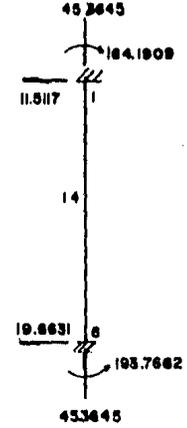
43.6265



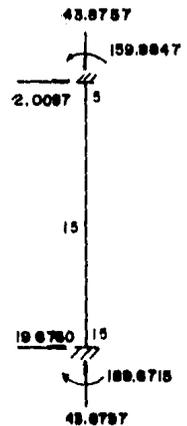
46.1045



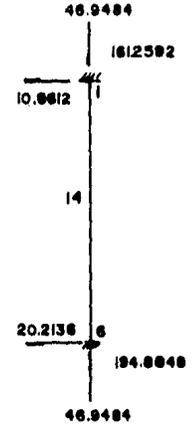
48.7388



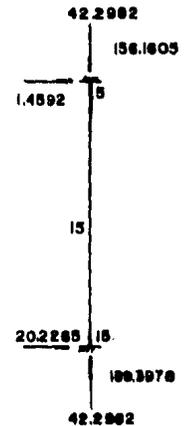
45.3445



45.8757



46.9484



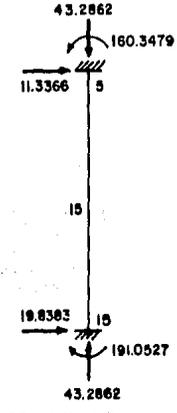
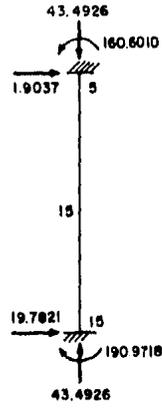
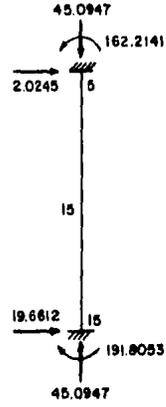
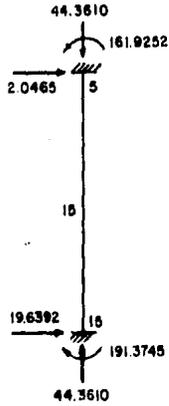
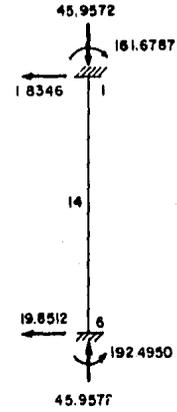
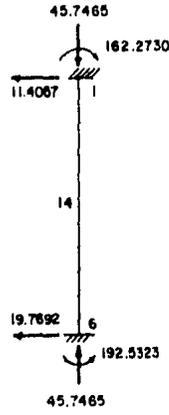
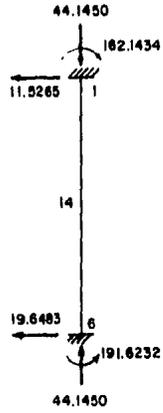
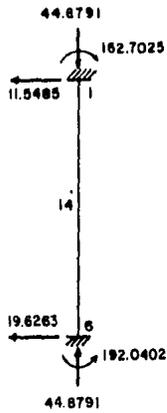
42.2882

CONDICIONES: 1g + 7a

10a + 8a + 2a

10a + 8a + 3a

10a + 8a + 4a

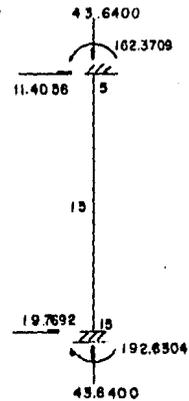
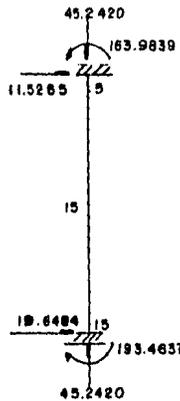
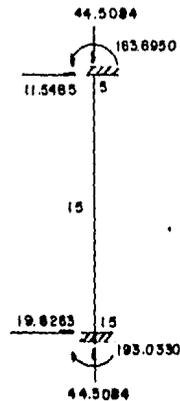
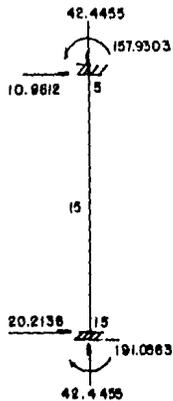
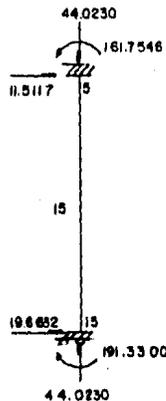
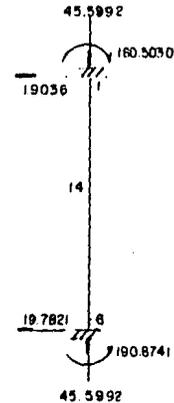
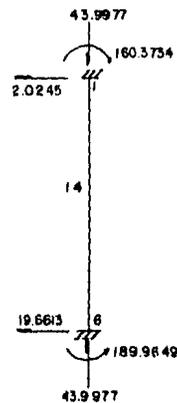
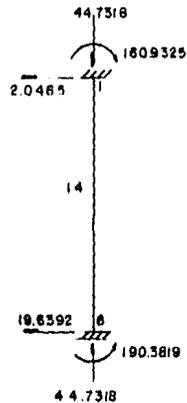
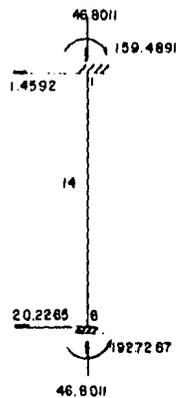
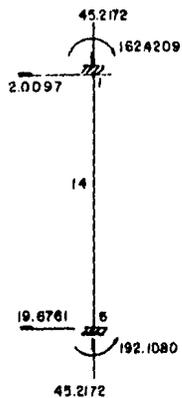


CONDICIONES: $10a + 8a + 5a$

$10a + 8a + 6a$

$10a + 8a + 7a$

$10a + 9a + 2a$



CONDICIONES: 10+9+3

10+9+4

10+9+5

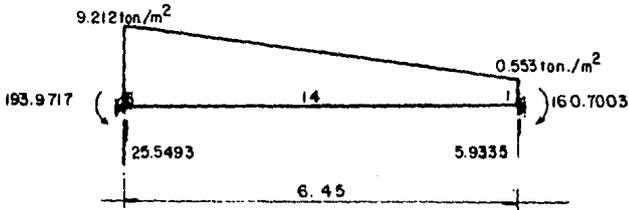
10+9+6

10+9+7

MOMENTO FLEXIONANTE NEGATIVO DE DISEÑO

Por Cargas Gravitacionales.

Para esta condición se observó que la condición que rige es la 1a. + 4a. Condición.



$$Mx = -4.606x^2 + 0.224x^3 + 25.543x - 193.9717$$

Comprobamos si hay o no Momento Positivo.

$$\frac{dM}{dx} = V = +0.672x^2 - 9.212x + 25.543 = 0 \quad x_1 = 9.85 \text{ m} = (\text{No existe})$$

$$x_2 = 3.86 \text{ m}$$

Sustituyendo el valor de x_1 en la ecuación de momento tenemos:

nemos:

$$Mx = 3.86 = -151.096 \text{ ton.-m} > \text{No hay momento positivo.}$$

$$x = 0.55 \text{ m} \quad M = -181.276 \text{ ton.-m.}$$

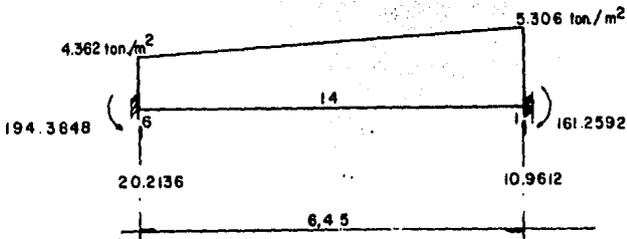
$$x = 0.95 \text{ m} \quad M = -173.665 \text{ ton.-m.}$$

$$x = 5.60 \text{ m} \quad M = -156.002 \text{ ton.-m.}$$

$$x = 5.95 \text{ m} \quad M = -157.833 \text{ ton.-m.}$$

Por efectos de Sismo.

Para esta condición rige la 10a. + 8a. + 4a. Condición.



$$Mx = -0.024x^3 - 2.181x^2 + 20.2136x - 194.3848$$

Comprobando si existe o no Momento Positivo.

$$\frac{dM}{dx} = V = -0.072x^2 - 4.362x + 19.6631 \quad x_1 = -55.678 \text{ (No existe)}$$

$$x_2 = -4.90 \text{ (No existe)}$$

Por lo tanto no existe Momento Positivo.

$$x = 0.55\text{m.} \quad M = -183.931 \text{ ton-m}$$

$$x = 0.95\text{m.} \quad M = -177.171 \text{ ton-m}$$

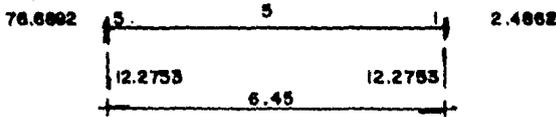
$$x = 5.60\text{m.} \quad M = -153.800 \text{ ton-m}$$

$$x = 5.95\text{m.} \quad M = -156.382 \text{ ton-m}$$

∴ Rigen los momentos por Cargas Gravitacionales.

A estos momentos se les sumará el efecto de la Sub-presión.

Efectos de la Sub-presión.



$$M_x = -12.2753x + 76.6892$$

$$x = 0.55 \text{ m.} \quad M = +69.938 \text{ ton-m.}$$

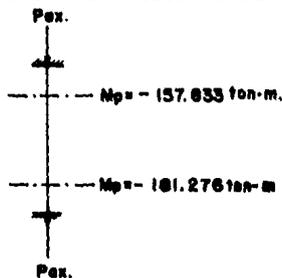
$$x = 0.95 \text{ m.} \quad M = +65.028 \text{ ton-m.}$$

$$x = 5.60 \text{ m.} \quad M = + 7.948 \text{ ton-m.}$$

$$x = 5.95 \text{ m.} \quad M = + 3.651 \text{ ton-m.}$$

Observando el valor de los momentos debidos al efecto de la sub-presión, se puede observar que si son sumados a los Momentos por efectos de Cargas Gravitacionales, haría que estos fueran menos desfavorables, por lo que para cuestión de análisis tomaremos únicamente los momentos debidos a los efectos por Cargas Gravitacionales.

Por tal motivo los momentos de Diseño (tomados a paño) serán los siguientes:



Obtención de la Carga Axial de Diseño

Por Cargas Gravitacionales : Se encuentra en la barra 14 de la 1a + 4a. Condición.

$$Pax = 46.8833 \text{ ton.}$$

Por efectos de Sismo : Se encuentra en la barra 14 de la 10a + 8a + 4a. Condición.

$$Pax = 46.9489 \text{ ton.}$$

Por observación se aprecian que rigen las fuerzas debidas a las Cargas Gravitacionales. A esta se le incrementará el efecto de la Sub-presión.

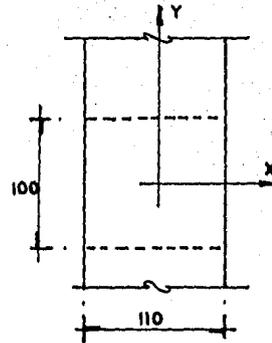
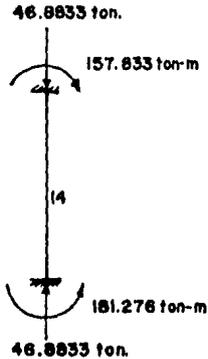
Por efecto de la Sub-presión.

$$Pax = 0.0010 \text{ ton.}$$

Por lo tanto la Carga Axial de Diseño será:

$$Pa_T = \underline{46.8833 + 0.0010 = 46.8843 \text{ ton.}}$$

a).- Revisando el muro estructural para Carga Axial (Considerando una columna).



Fuerzas Internas de Diseño.

$$\begin{aligned}
 P_u &= P \times F.c. & ; P_u &= 46.883 \times 1.5 = 70.325 \text{ ton} & = 70,325 \text{ Kg} \\
 M_{u_{sup}} &= M \text{ paño}_5 \times F.c. & ; M_{u_{sup}} &= 157.833 \times 1.5 = 236.750 \text{ ton-m} & = 23675000 \text{ Kg-cm} \\
 M_{u_{inf}} &= M \text{ paño}_1 \times F.c. & ; M_{u_{inf}} &= 181.276 \times 1.5 = 271.94 \text{ ton-m} & = 27191400 \text{ Kg-cm}
 \end{aligned}$$

Materiales

$$f'c = 300 \text{ Kg/cm}^2 \quad f_y = 4000 \text{ Kg/cm}^2$$

Constantes de Diseño.

$$\begin{aligned}
 f^*c &= 0.8 f'c = 0.8 (300) = 240 \text{ Kg/cm}^2 \\
 f''c &= 0.85 f^*c = 0.85(240) = 204 \text{ Kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

1.- Efectos de Esbeltez.

Dirección x - x

a).- Por movimiento general.

Revisión para ver si pueden despreciarse los efectos de esbeltez.

Se pueden despreciar si $\frac{H'}{r} < 22$

Para nudo superior tenemos:

$$Y_s = \frac{\Sigma(I/L)_{col}}{\Sigma(I/L)_{L. Superior}}$$

De los datos del programa obtenemos:

Iz losa superior = 0.05 m⁴ ; $\frac{I}{L} = \frac{0.05}{24.03} = 0.0021 \text{ m}^3$

Longitud losa superior = 24.03 m²

Iz columna (zona del paño) = 0.09106 m⁴ ; $\frac{I}{L} = \frac{0.09106}{6.45} = 0.01412 \text{ m}^3$

Longitud de la columna = 6.45 m.

$$Y_s = \frac{0.01412}{0.0021} = 6.72$$

Para nudo inferior tenemos:

$$\begin{aligned} \text{Iz losa inferior} &= 0.06655 \text{ m}^4 & ; & \quad \frac{I}{L} = \frac{0.06655}{24.03} = 0.002770 \text{ m}^3 \\ \text{Longitud losa inferior} &= 24.03 \text{ m.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Iz columna (zona de paño)} &= 0.34133 \text{ m}^4 & ; & \quad \frac{I}{L} = \frac{0.34133}{6.45} = 0.05292 \text{ m}^3 \\ \text{Longitud de la columna} &= 6.45 \text{ m} \end{aligned}$$

$$Y_i = \frac{0.05292}{0.002770} = 19.10$$

De la gráfica 1.1 (b) de las Normas para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto. (401) pag. 131.

$$\text{Con } Y_s = 6.72 \quad \text{y} \quad Y_i = 19.10 > K = 3.10$$

Luego entonces:

$$H' = K H \quad ; \quad H' = 3.10(5.40) = 16.74 \text{ m.}$$

Por otro lado

$$r = 0.3 h \quad ; \quad r = 0.3 (1.10) = 0.33$$

Por lo tanto :

$$\frac{H'}{r} = \frac{16.74}{0.33} = 50.73 > 22 \quad \therefore \text{No se pueden despreciar los efectos de esbeltez.}$$

Factor de Amplificación :

$$F_a = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{\sum P_c}}$$

Donde :

$$P_c = \frac{FR \pi^2 E I}{(H')^2} ; EI = 0.4 \frac{E_c I_g}{1+U}$$

$$I_g = \frac{1.00 (1.10)^3}{12} = 0.1109 \text{ m}^4$$

$$EI = \frac{0.4 (1732050.8)(0.1109)}{1 + 1} = 38416.887 \text{ ton/m}^2$$

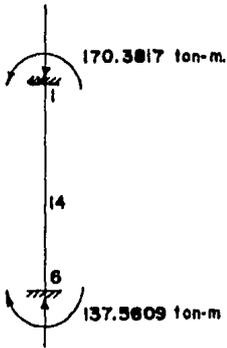
$$P_c = \frac{0.75 (\pi^2)(38416.887)}{(16.74)^2} = 1014.781$$

Por lo tanto:

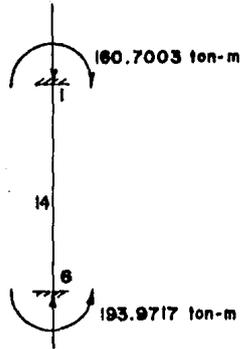
$$F_a = \frac{1}{1 - \frac{70.325}{1014.781}} = 1.07 > 1.0 \quad \therefore \underline{\text{ok}}$$

OBTENCIÓN DE "U"

Momentos por Carga Muerta
1a. Condición



Momentos de Diseño
1a. + 4a. Condición



$U = \frac{M(C.M.)}{M(C.T.)} = U$ será el mayor valor, ya sea para nudo superior y/o inferior.

$$U_{N.S.} = \frac{170.3817}{160.7003} = 1.06 \approx \underline{\text{Rige}}$$

$$U_{N.I.} = \frac{137.5609}{193.9717} = 0.71$$

Dimensionamiento :

$$P_u = 70.325 \text{ ton.}$$

Considerando el factor de amplificación, obtenemos los Momentos amplificados. (Dirección "x")

$$Mu_{amp_s} = Mu_s \cdot Fa = (236.750)(1.07) = 253.323 \text{ ton-m.}$$

$$Mu_{amp_i} = Mu_i \cdot Fc = (271.914)(1.07) = 290.948 \text{ ton-m.}$$

Luego entonces las excentricidades accidentales ampliificadas serán

$$e_{asup} = \frac{Mu_s}{P_u} = \frac{253.323}{70.325} \frac{\text{ton-m}}{\text{ton.}} = 3.60 \text{ m.}$$

$$e_{ainf} = \frac{Mu_i}{P_u} = \frac{290.948}{70.325} \frac{\text{ton-m}}{\text{ton.}} = 4.14 \text{ m.}$$

$$\frac{e_{x_s}}{h_x} = \frac{3.60}{1.00} = 3.60 \quad \frac{e_{x_i}}{h_x} = \frac{4.14}{1.00} = 4.14$$

Proponiendo ϕ # 12 a 15

$$S = \frac{A_v \times 100}{A_s} ; A_s = \frac{1140}{15} = 76 \text{ cm}^2 > A_v = \frac{S \times A_s}{100}$$

$$A_v = \frac{15 \times 76}{100} = 11.40 \text{ cm}^2$$

$$PRO = FR (f''c \times A_c + A_v \times f_y) = 0.75 (204 \times 11000 + 11.40 \times 4000) = 1,717,200 \text{ kg.}$$

$$\frac{P_U}{P_{RO}} = \frac{70325}{1717200} = 0.041 \leq 1.00$$

Luego entonces usaremos la siguiente fórmula:

$$\frac{M_{UX}}{M_{RX}} + \frac{M_{UY}}{M_{RY}} \leq 1.00$$

$$q = \frac{p \cdot f_y}{f'_c}$$

$$\text{Con } \phi \#12 \text{ a } 15 > A_s = 76 \text{ cm}^2 \quad \text{y si } p = \frac{A_s}{b d}$$

$$p = \frac{76}{100 (103)} = 0.0073786 \quad p \text{ min} = 0.005$$

$$p \text{ máx} = 0.08$$

Por lo tanto:

$$q = \frac{0.0073786 (4000)}{204} = 0.14$$

$$\frac{d}{h} = \frac{93}{100} = 0.93 \approx 0.95$$

De la figura 4 del libro "Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (No. 401) pag. 180.

$$R_{xs} = 0.475$$

$$R_{xi} = 0.463$$

$$MR_{S} = R_{X_S} \cdot FR \cdot b \cdot h^2 \cdot f''c \quad ; \quad 0.475 (0.75) (100) (103^2) (204) = 77100908 \text{ kg-cm.}$$

$$MR_{i} = R_{X_i} \cdot FR \cdot b \cdot h^2 \cdot f''c \quad ; \quad 0.463 (0.75) (100) (103^2) (204) = 75153095 \text{ kg-cm.}$$

Luego entonces:

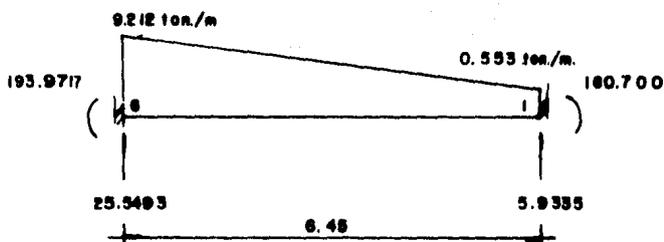
Para nudo superior:

$$\frac{M_{U_S}}{MR_{S}} = \frac{25332300}{77100908} = 0.33 \leq 1 \quad \therefore \text{ok.}$$

Para nudo inferior:

$$\frac{M_{U_i}}{MR_{i}} = \frac{29094800}{75153095} = 0.39 \leq 1 \quad \therefore \text{ok}$$

b).- Revisión del Muro como una Viga.



De los primeros análisis se obtuvieron los Momentos a pa-

ños y estos fueron:

De izquierda a derecha :

$$x = 0.55 \text{ m.} \quad M = -181.276 \text{ ton-m.}$$

$$x = 0.95 \text{ m.} \quad M = -173.665 \text{ ton-m.}$$

$$M = -151.967 \text{ ton-m.}$$

$$x = 5.60 \text{ m} \quad M = -156.002 \text{ ton-m.}$$

$$x = 5.95 \text{ m.} \quad M = -157.883 \text{ ton-m.}$$

DISEÑO POR FLEXION.

Tomando las siguientes Constantes de Diseño

$$f'_c = 300 \text{ kg/cm}^2 \quad ; \quad f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

$$f^*_c = 0.8 f'_c = 240 \text{ kg/cm}^2 \quad f''_c = 0.85 f^*_c = 204 \text{ kg/cm}^2$$

$$p \text{ min} = \frac{0.7\sqrt{f'_c}}{f_y} = 0.0030311$$

$$p \text{ máx} = 0.75 \frac{f''_c}{f_y} \frac{4800}{f_y + 6000} = 0.01836$$

$$p = \frac{f''_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \text{ Mu}}{FR \cdot b \cdot d^2 \cdot f''_c}} \right)$$

ZONA DE ACCION	MOMENTO	d	p	As	ARMADO
Paño x=0.55	-181.276	153	0.0033357	51.04	# 12 a 22
x=0.95	-173.665	103	0.0073504	75.71	# 12 a 15
q.	-151.967	103	0.0063658	65.57	# 12 a 17
Paño x=5.60	-156.002	103	0.0065473	67.44	# 12 a 17
x=5.95	-157.883	96	0.0077229	74.14	# 12 a 15

DISEÑO POR CORTANTE:

Valuaremos este a un peralte efectivo del paño.

$$\text{Si } V = -0.672x^2 - 9.212x + 25.5493$$

$$\text{Vad} + P_i \quad x = 1.98 \quad > \quad V = 9.944 \text{ ton.}$$

$$\text{Vad} + P_s \quad x = 4.30 \quad > \quad V = -1.637 \text{ ton.}$$

$$V_{ui} = 9.944 \times 1.5 = 14.916 \text{ ton.}$$

$$V_{us} = -1.637 \times 1.5 = 2.456 \text{ ton.}$$

Según reglamento.

$$V_u \leq 2.5 FR b d \sqrt{f'c}$$

$$14.916 \leq 2.5 (0.8)(100)(103)\sqrt{240} = 319.134 \text{ ton. } \therefore \text{ ok}$$

$$\frac{h}{b} = \frac{110}{100} = 1.10 < 6 ; \text{ Vcr no se afecta}$$

$$h > 1.00 ; \text{ Vcr se reduce } 20 \%$$

Por otro lado :

$$L/h = 645/110 = 5.86$$

$$V_{cr} = FR b d (0.2 + 30 p) \sqrt{f'c} \quad \text{Con } \phi \# 12 \text{ a } 15 \text{ p} = 0.0073786$$

$$V_{cr} = (0.8)(0.8)(100)(103)[0.2 + 30(0.0073786)]\sqrt{240} = 43030 \text{ kg} \approx 43.030 \text{ ton.}$$

$V_{cr} \gg V_u$ \therefore No es necesario colocar estribos.

Acero de refuerzo por cambio volumétrico (por temperatura):

En muros:

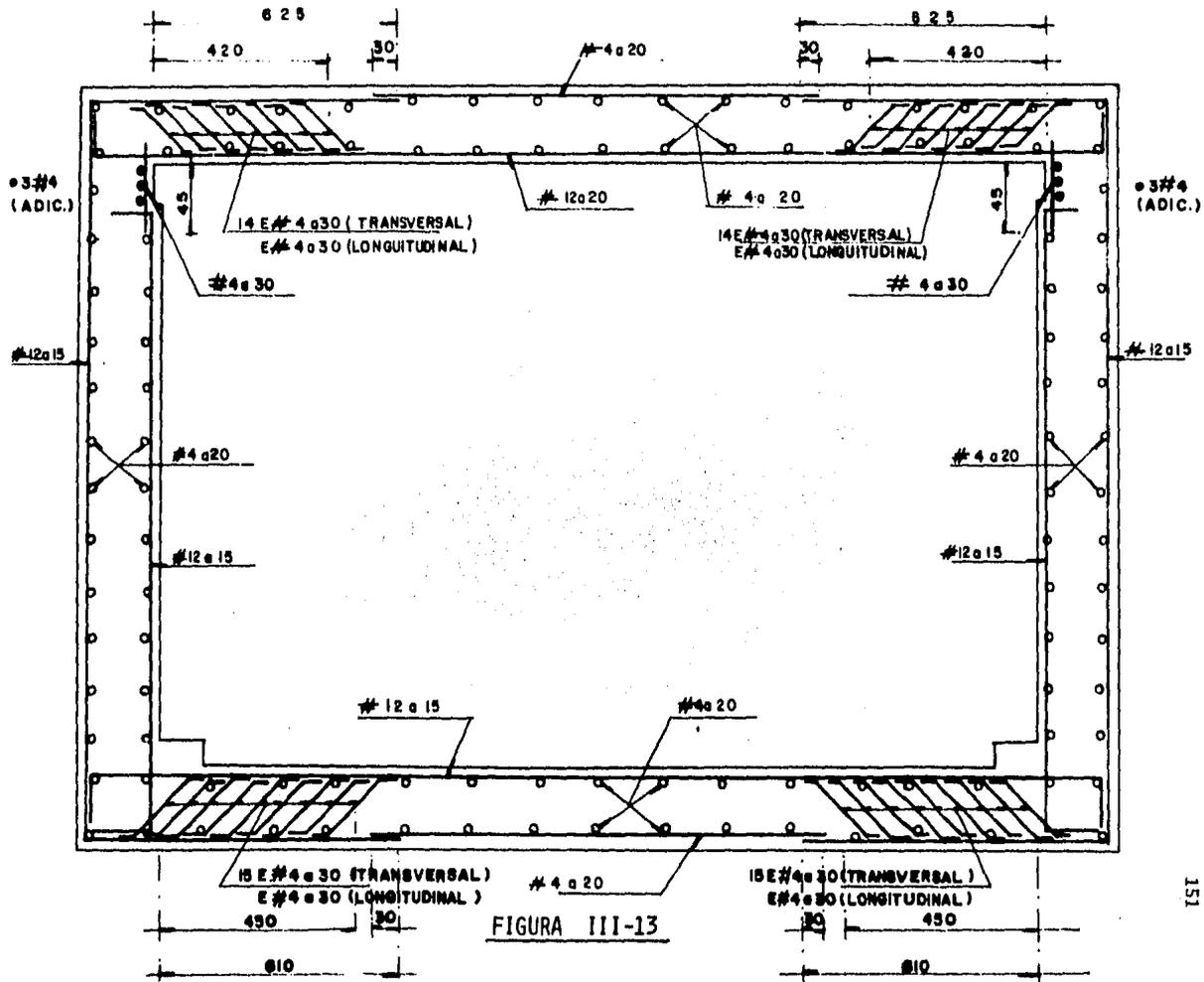
$$A_{st} = \frac{450 bt}{f_y (t + 100)} = \quad \text{Con } t = 110$$

$$A_{st} = \frac{450 (100)(110)}{4000 (110+100)} = 5.89 \text{ cm}^2 \quad \text{Con } \phi \# 4 \quad S = \frac{127}{5.89} \text{ a } 20 \text{ cm}$$

En losa de piso:

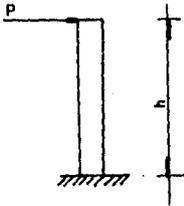
$$A_{st} = \frac{450 bt}{f_y (t + 100)} = \quad \text{Con } t = 110$$

$$A_{st} = \frac{450 (100)(110)}{4000 (110+100)} = 5.89 \text{ cm}^2 \quad \text{Con } \phi \# 4 \quad S = \frac{127}{5.89} \text{ a } 20 \text{ cm}$$



Análisis y Diseño del parapeto:

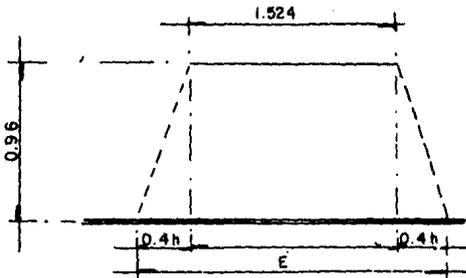
Haciendo la siguiente consideración



Donde $P = 10 \text{ Kips} = 4.536 \text{ ton.}$

$h = 0.96 \text{ m.}$

De acuerdo con las Normas para Diseño de Carreteras, dicha carga -- puede ser distribuida en un ancho tributario (E) igual a:



$$E = 0.8 h + 1.524 \text{ m.}$$

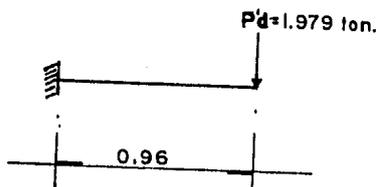
$$E = 0.8 (0.96) + 1.524 \text{ m} = 2.292 \text{ m.}$$

Luego entonces :

$$p' = \frac{P}{E} \quad ; \quad p' = \frac{4.536 \text{ ton}}{2.292 \text{ m}} = 1.979 \text{ ton/m.}$$

Por lo tanto, la nueva carga distribuida será:

$$P'D = 1.979 \text{ ton/m.}$$



Momento en el extremo empotrado:

$$M = P.l = 1.979 (0.96) = 1.900 \text{ ton-m/m.}$$

$$M_x = 0.05 \text{ m.} \quad M = -1.801 \text{ ton-m.}$$

$$M_x = 0.15 \text{ m.} \quad M = -1.603 \text{ ton-m.}$$

$$M_x = 0.48 \text{ m.} \quad M = -0.950 \text{ ton-m.}$$

Diseño :

$$\text{Con } f'c = 300 \text{ kg/cm}^2 \quad f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2 \quad f^*c = 0.8 (300) = 240 \text{ kg/cm}^2$$

$$f''c = 0.85 (240) = 204 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{por ser } f^*c \leq 250 \text{ kg/cm}^2)$$

$$p_{\min} = 0.00303109$$

$$p_{\max} = 0.01836$$

$$p = 0.051 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{1634 M}{b d^2}} \right)$$

ZONA DE ACCION	MOMENTO	d	p	As	ARMADO
x = 0.05 m	- 1.801	19	0.00303109	5.76	#4 a 22
x = 0.15 m.	- 1.603	12	0.004871	5.85	#4 a 21.7
x = 0.48 m	- 0.950	17	0.00303019	5.12	#4 a 24.8

Armado por temperatura:

$$A_{st} = \frac{450 bt}{f_y (t + 100)}$$

Donde :

$$b = 100 \text{ cm.}$$

$$t = 20 \text{ cm.}$$

$$A_{st} = 1.875 \text{ cm}^2 \quad \text{usando } \phi \#2.5$$

$$s = \frac{A_v \times 100}{A_s} = \frac{49 \times 100}{1.875} = 26.13 \text{ cm}$$

$$\approx a 25 \text{ cm.}$$

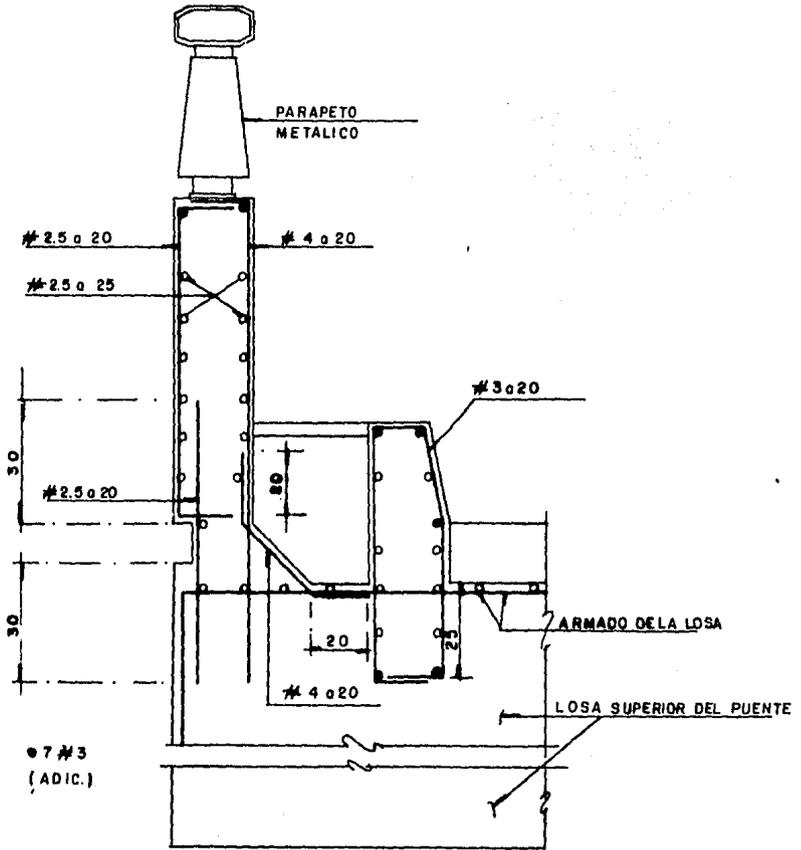


FIGURA III-14

CAPITULO IV

DESCRIPCION GENERAL DEL PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

El proceso constructivo que presentamos aquí como cuarto capítulo, ya en el campo en el que se desenvuelve el estructurista es lo que se estudia primero antes de plantear un tipo de análisis y eso debe tomarse muy en cuenta.

Muchas veces durante la construcción de una obra, ésta suele estar sujeta a mayores solicitaciones que en toda su vida -- útil. Este tipo de solicitaciones sería una condición de carga -- que se presentaría una sola vez, pero no por eso se despreciaría.

Dos estructuras pueden tener idéntica estructuración y tipo de cargas, pero sin embargo pueden llegar a tener dimensiones distintas, y esto a causa del procedimiento constructivo.

En nuestro caso el análisis se hizo sobre la estructura ya terminada, debido a que las etapas que a continuación se describen no ofrecen problemas de cargas mayores a las consideradas en el inciso II.2.

La excavación del terraplén se hará en 3 partes: 2 partes con un ancho de 6.00 m. y el tercero con el ancho necesario -- (aproximadamente 7.00 m.) para abarcar el ancho total del puente.

Esto se hace para evitar una descarga fuerte en el terreno, lo cual provocaría expansiones demasiado grandes.

Las etapas descritas a continuación se representan gráficamente en las figuras IV.1 a IV.6.

1a. ETAPA. Excavar el terraplén, en un ancho de 6.00 m. hasta la profundidad del desplante de la plantilla, con una inclinación del material de 60° y abarcando una longitud de 10.00 m. en dicha profundidad.

2da. ETAPA. Colar la plantilla inmediatamente después de

la excavación.

La plantilla sirve para compensar en parte el peso quitado, proteger el suelo de la intemperización, lo cual puede producir hufamiento del terreno, y proteger el colado de la losa inferior.

Habilitar el armado de la parte central de la losa. Colar esta parte de la losa dejando juntas de colado con un ángulo de inclinación de 45° .

- 3a. ETAPA. Continuar con la excavación hasta 20 cm. más allá de los paños exteriores de los muros. Colocar el resto de la plantilla. Habilitar el armado restante de la losa, así como el correspondiente a los muros, dejando preparaciones necesarias para su unión posterior con la losa de techo.

Terminar el colado de la losa.

En ésta etapa la losa está sujeta a una reacción uniforme e igual a su peso propio, debido a que la losa descansa directamente sobre el suelo.

- 4a. ETAPA. Colocar la cimbra para los muros y colar los mismos hasta el nivel de intrados.

En esta etapa ya se presentan cargas concentradas que son el peso propio de los muros. Esta condición se encuentra incluida en la condición de peso propio de la estructura.

Aquí todavía no se procede a rellenar los terraplenes, por lo tanto no se presentan empujes en los muros, lo cual sería una condición en que los muros estarían funcionando como cantiliver.

- 5a. ETAPA. Colocar apuntalamiento y cimbra para el colado de la losa superior, así mismo habilitar el armado de ésta, haciendo los traslapes con el armado de los muros.

- 6a. ETAPA. Colar la losa superior, y cuando el concreto alcance la resistencia de proyecto retirar el apuntalamiento y la cimbra, colocando posteriormente el relleno hasta el nivel de proyecto. Una vez colada la losa, se procede con el siguiente tramo, repitiendo todo el procedimiento.

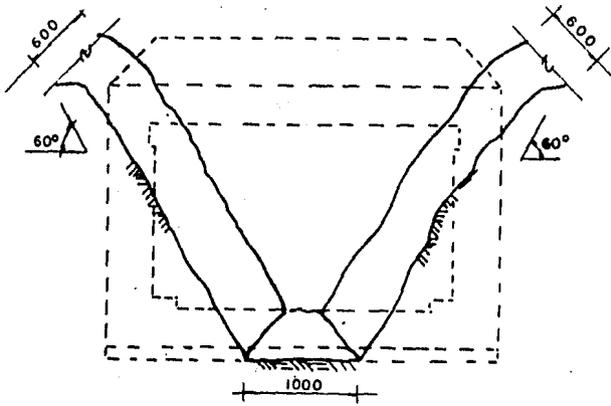


FIGURA IV-1
(1ª ETAPA)

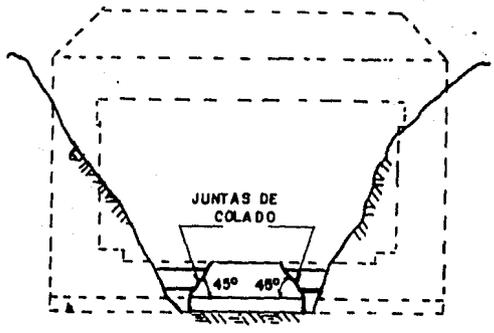


FIGURA IV-2
(2ª ETAPA)

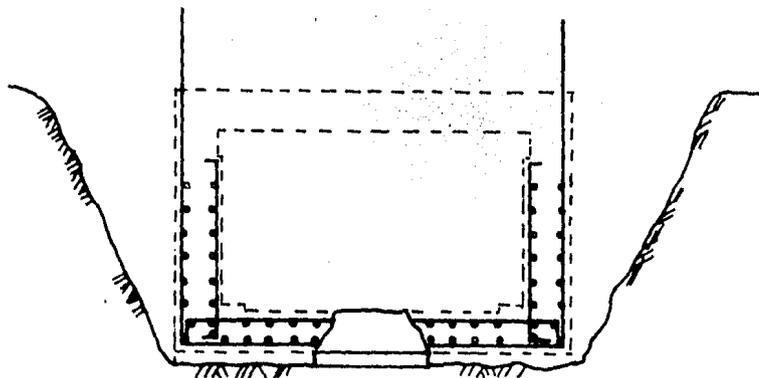


FIGURA IV-3
(3^ª ETAPA)

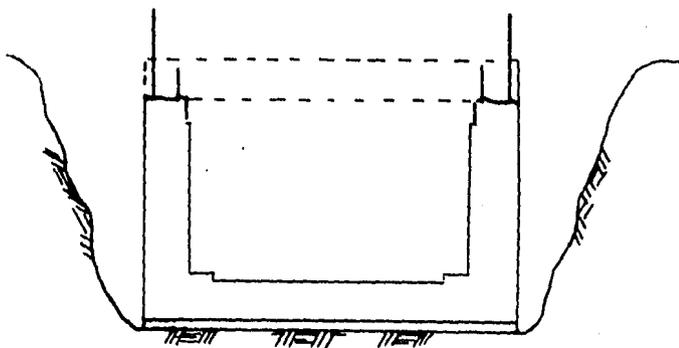


FIGURA IV-4
(4^ª ETAPA)

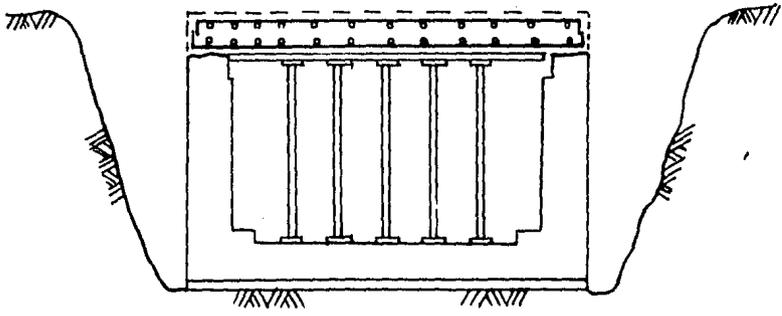


FIGURA IV-5
(5ª ETAPA)

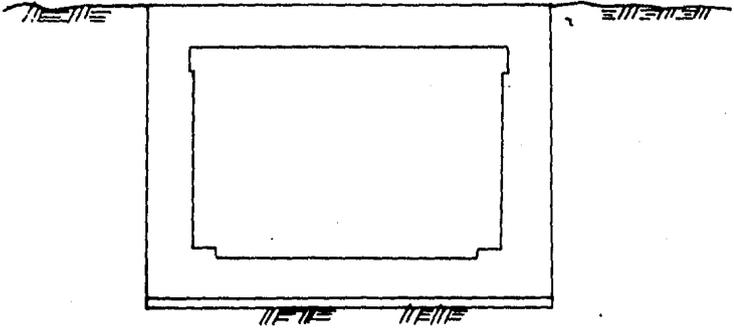


FIGURA IV-6
(6ª ETAPA)

CAPITULO V.

CONCLUSIONES

Después de los estudios socioeconómicos y de vialidad, que determinaron la construcción del paso a desnivel, siguieron los estudios arquitectónicos para la forma estructural más acorde con la infraestructura local, y funcionalidad.

La funcionalidad se refiere a soportar el tránsito de vehículos sobre el cruce con otra línea de tránsito, cumpliendo los requisitos de altura libre y ancho de calzada.

Nuestro trabajo empezó aquí, con la elaboración del proyecto estructural para lo cual fue necesario permanecer en rela---

ción constante y estrecha con la Mecánica de Suelos.

Las cargas aplicadas, son de varios tipos: Cargas Móviles, Superficie de Rodamiento, Empuje de los Terraplenes, Subpresión, Sismo, y Peso Propio de la Estructura.

Las Cargas Móviles representan la carga viva producida por los vehículos (tomando camiones HS-20) en la losa superior.

La Superficie de Rodamiento genera el peso de la carpeta del relleno y de la losa que la soporta.

El Empuje de los Terraplenes es la presión lateral ejercida por el terreno que estará en contacto con los muros después de la construcción del paso.

La Subpresión es la presión ascendente en la losa inferior, ejercida por el agua que llegaran a contener los terraplenes.

El Sismo es producido por los terraplenes, muros, losa superior y carga viva, que se determinaron usando el procedimiento convencional de reemplazar las cargas dinámicas por cargas estáticas "equivalentes".

Teniendo las cargas se definieron las posibles combinaciones más críticas que podrían presentarse simultáneamente y a las cuales las definimos como "condiciones de carga".

Para el análisis se recurrió a un programa de computadora (STRUDL). Actualmente y debido al gran desarrollo tecnológico y mercantil de estas máquinas, en todo despacho de cálculo se puede disponer de un equipo de computación, con una capacidad y periféricos determinados, dentro de las posibilidades económicas del despacho.

Teniendo acceso a una computadora, los cálculos son rápidos y por lo tanto ya no se dedican tantas horas a los problemas de solución numérica; en lugar de ello se pueden hacer más estudios de análisis sin tener que recurrir a demasiadas hipótesis simplificatorias, y el modelo matemático resulta más aproximado a la realidad.

Todo esto no significa que se deban manejar los programas como cajas negras, en lugar de ello hay que estar conscientes del método utilizado, convenciones y alternativas dentro de dichos programas, para conocer sus limitaciones, de tal manera que al generar los datos y al interpretar los resultados no se cometan errores.

En realidad todo lo que hace el programa es resolver con rapidez y exactitud los cálculos numéricos de los planteamientos --

que se hayan hecho. O sea que todo consiste en el planteamiento -- del problema.

El planteamiento de nuestra estructura fue formar el diagrama de cálculo (topología) con los ejes de las losas y muros y -- las cargas respectivas. La reacción del terreno no se manejó como carga, sino que se reemplazó por resortes que constituyeron los apo -- yos de la estructura.

Debido al gran claro del paso, la relación claro/peralte de la losa inferior resulta grande, por lo cual no se puede utili -- zar una reacción uniforme, y al reemplazar ésta por los resortes se tiene una representación más aproximada del comportamiento del sue -- lo subyacente.

El dimensionamiento se hace de acuerdo con la experiencia que se tenga en proyectos de estructuras similares en cuanto a es -- tructuración y tipos de cargas. Todo lo anterior debe apoyarse por supuesto en las teorías vigentes.

Para el diseño estructural al utilizar el criterio por -- cargas últimas, permitido por el Reglamento de Construcciones del D.F., se obtienen secciones económicas en comparación con el crite -- rio de esfuerzos admisibles, porque se aprovechan mejor los materia -- les (acero y concreto).

ANEXO - 1Determinación de las Rigideces Angulares y los Factores de Transporte de los Muros Estructurales.

El Método de Newmark nos proporciona las siguientes expresiones para determinar las propiedades de barras con sección transversal variable:

$$K_a = \frac{C_a}{(A_a \cdot C_a - B_a^2)}$$

$$K_b = \frac{C_b}{(A_b \cdot C_b - B_b^2)}$$

$$T_a = \frac{L \cdot B_a}{C_a} - 1$$

$$T_b = \frac{L \cdot B_b}{C_b} - 1$$

En las ecuaciones anteriores :

L = Longitud de la Barra.

$$A = E \left(\frac{\Delta x}{E_x I_x} \right)$$

$$B = E \left(\frac{x \Delta x}{E_x I_x} \right)$$

$$C = E \left(\frac{x^2 \Delta x}{E_x I_x} \right)$$

En nuestro caso :

E = Módulo de elasticidad del concreto = constante

b = Ancho del muro = 1 m.

$$I = \text{Momento de inercia} = \frac{bh^3}{12} = \frac{h^3}{12}$$

("h" es el peralte de la sección bruta en metros).

Los resultados anteriores pueden obtenerse haciendo uso de un programa para microcomputadora. En este caso los valores fueron verificados con un programa elaborado para la microcomputadora radio-shack TRS-80, el cual se enlista a continuación:

```

10 "A" : P.R "Método de Newmark"
15 Clear: in "Ancho"; a (5)
20 In "P. inicial"; a(6), "P.final";a(7), "Long"; a(8),"# de ----
   Interv."; a (9).
25 Z = A(8)/A(9)/2
30 For Y=1 to A(9)
35 A(11)=A(5)/12*(A(6) + (A(7)-A(6))*(2*Y-1)*Z/A(8)) 3
40 M = 2*Z/A(11), N=A(10) + (2*Y-1)*Z
45 A = M+A, B = N * M + B, C = N 2 * M+C, D = N 3 * M+D
50 Next Y : A(10) = A (8) + A (10) : A(12) = A(12) + 1 : Beep 2
55 Print "Fin del Tramo"; A(12)
60 Go to 20
65 "S": Print "Transp. =", (A(10) * B-c)/C
70 Print "Rig.=", C/(A*C-B 2)
75 End.

```

Los Datos Utilizados para el programa fueron:

Tramo	A Inicial	A final	H inicial	H Final	Long.	E (Rel)
1	1	1	100	100	0.5	1
2	1	1	1.03	1.03	0.35	1
3	1	1	1.10	1.1	4.65	1
4	1	1	1.60	1.6	0.40	1
5	1	1	100	100	0.55	1

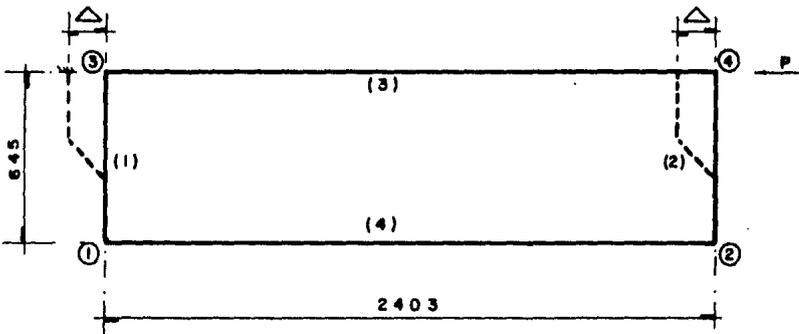
Los resultados que dió el programa son:

$K_a = 0.108076$ $E \text{ (ton-m)} = 108076$ $E \text{ (kg-cm)}$

$K_b = 0.131394$ $E \text{ (ton-m)} = 131394$ $E \text{ (kg-cm)}$

$T_a = 0.7072$

$T_b = 0.5817$

ANEXO - 2DETERMINACION DE LA RIGIDEZ DEL ENTREPISO

Si : $E = \text{cte}$ en todas las barras

$I_L = 0.6 I \text{ bruta}$, $I_m = \text{variable}$ (ver el anexo-1)

Entonces :

$$K (3-1) = 108076.00 \quad E = K (4-2)$$

$$K (1-3) = 131394.00 \quad E = K (2-4)$$

$$K (3) = \frac{4 E (0.6 \times 100 \times 110^3 / 12)}{2403} = 11077.82 E$$

$$K (4) = \frac{4 E (0.6 \times 100 \times 110^3 / 12)}{2403} = 11077.82 E$$

FACTORES DE DISTRIBUCION :

NUDO	BARRA.	K	F.D.
1	1 - 2	11077.82 E	0.0778
	1 - 3	131394.0 E	0.9222
2	2 - 1	11077.82 E	0.0778
	2 - 4	131394.0 E	0.9222
3	3 - 1	108076.0 E	0.9285
	3 - 4	8322.93 E	0.0715
4	4 - 2	108076.0 E	0.9285
	4 - 3	8322.93 E	0.0715

FACTORES DE TRANSPORTE :

$$T (3-1) = 0.7072 = T (4-2)$$

$$T (1-3) = 0.5817 = T (2-4)$$

En las otras barras $T = 0.5$

Momentos de Empotramiento :

Tomando un desplazamiento $\Delta = 1/E$ y estableciendo la convención de signos como positivo en sentido contrario a las manecillas del reloj y efectos de nudo sobre barra:

$$M_e (3-1) = M_e (4-2) = \frac{K_a}{L} (1+T_a) \Delta = \frac{108076}{645} E (1+0.7072) \frac{1}{E} = 286.06 \text{ kg-cm}$$

$$M_e (1-3) = M_e (2-4) = \frac{K_b}{L} (1+T_b) \Delta = \frac{131394}{645} E (1+0.5817) \frac{1}{E} = 322.21 \text{ kg-cm}$$

Haciendo operaciones :

NUDO	3		4		2		1	
BARRA	3-1	3-4	4-3	4-2	2-4	2-1	1-2	1-3
F. D.	0.9285	0.0715	0.0715	0.9285	0.9222	0.0778	0.0778	0.9222
F. T.	0.707	0.5	0.5	0.707	0.582	0.5	0.5	0.582
M. E.	286.06	0.0	0.0	286.06	322.21	0.0	0.0	322.21
M. F.	18.42	-18.42	-18.42	18.42	23.52	-23.52	-23.52	23.52

Si aislamos la barra (1) las reacciones en los nudos son:

$$V = (18.42 + 23.52) \cdot 1.645 = 0.065 \text{ kg.}$$

Por definición, la rigidez del entrepiso es la relación entre la fuerza cortante y el desplazamiento relativo:

$$KE = 0.065/(1/E) ; \text{ si } E = 10000 \sqrt{200} :$$

$$KE = \underline{9196 \text{ kg/cm}} = \underline{9.196 \text{ ton/cm}}$$

ANEXO - 3

DETERMINACION DE LA CONSTANTE ELASTICA DE SUELO

La constante se puede determinar en función del módulo de reacción de subgrado del suelo "ks" que según Vesic se obtiene a partir de la prueba de compresión triaxial como sigue:

$$k_s = 0.65 \sqrt{\frac{E_s B^4}{E_c I_c}} \left[\frac{E_s}{(1-U_s^2) B} \right]$$

Para fines prácticos las pruebas han demostrado que el valor de "ks" puede simplificarse a:

$$K_s = \frac{E_s}{(1-U_s^2) B}$$

Donde:

$$E_s = \text{Módulo elástico del suelo} = \frac{(T_1 - T_2)}{\delta/L}$$

$$U_s = \text{Módulo de Poisson} = 0.25 \text{ (para arcillas con arena).}$$

$$B = \text{Longitud de la cimentación.}$$

De la figura-D : $E_s = \frac{1.6}{6.02} = 80 \text{ kg/cm}^2 = 800 \text{ ton/m}^2$

$$\therefore k_s = \frac{800}{(1 - 0.25^2) 25.06} = 34.052 \text{ ton/m}^2/\text{m}$$

La constante elástica del suelo es $K_i = \Delta_T k_s$

Donde:

" Δ_T " es el área tributaria de cada resorte.

Para 1 m. de ancho:

$$K_E = 1.765 (1) 34.052 = 60.102 \text{ ton/m}$$

$$K_I = 2.50 (1) 34.052 = 85.130 \text{ ton/m}$$

$$K_C = 3.265 (1) 34.052 = 111.180 \text{ ton/m.}$$

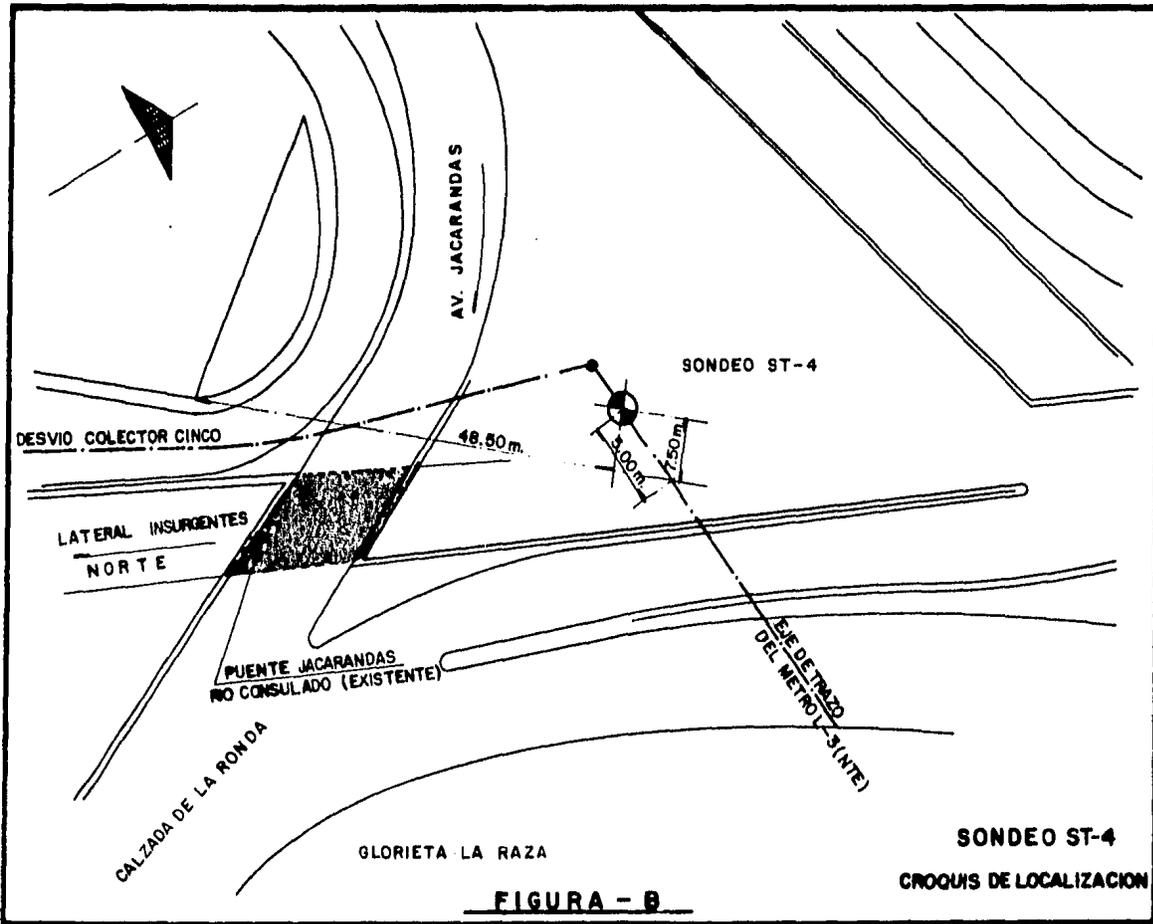


FIGURA - B

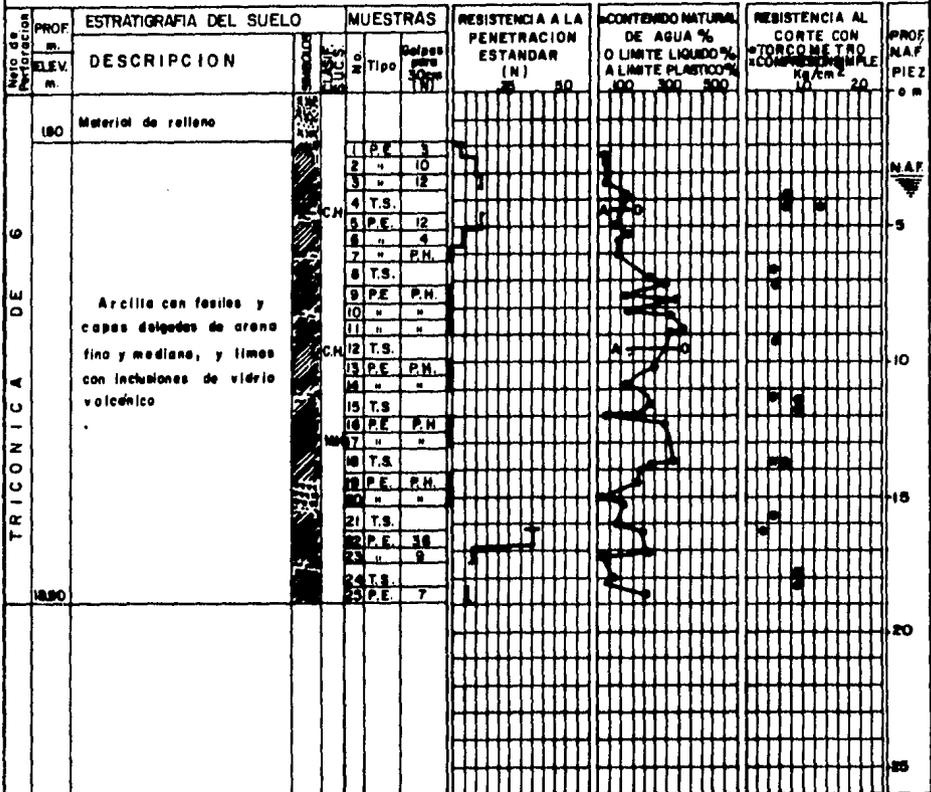
SONDEO ST-4
CROQUIS DE LOCALIZACION

SONDEO ST-4

LOCALIZACION GLORIETA LA RAZA FECHA DE PERFORACION 5 De DIC. De 1977

T.S. Tubo Shelby } Muestra inalterada
 B.D. Berrill Danton }
 P.E. Penetracion Estandar } Muestra alterada
 P.H. Peso de Herramienta }

Banco de nivel _____
 Elevacion del brocal del sondeo _____



F. PORCENTAJE DE FINOS QUE PASA POR LA MALLA N° 200

o Peso Volumetrico natural Ton./m³

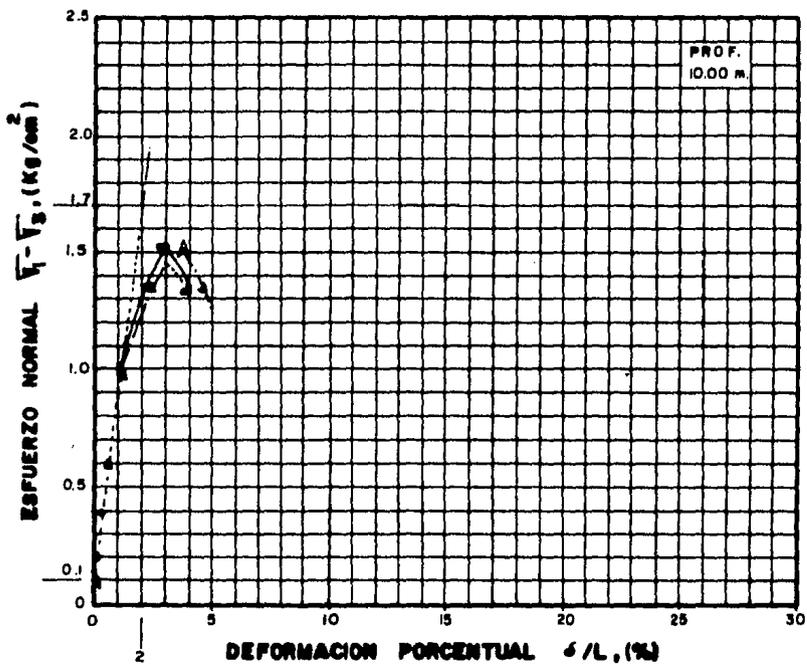
Penetracion estandar
 Peso del martillo 64 kg.
 Altura de caída 75cm.

SIGNOS CONVENCIONALES:

- RELLENO
- ARCILLA
- LIMO
- ARENA
- GRAVA
- FOSILES
- VIDRIO VOLCANICO

**SONDEO ST-4
 PRESENTACION GRAFICA DE
 LOS ENSAYES**

FIGURA - C



SÍMBOLOS	ESFUERZO CONFINANTE \bar{V}_3 (Kg/cm ²)	ESFUERZO NORMAL $\bar{V}_1 - \bar{V}_3$ (Kg/cm ²)	DEFORMACION $\epsilon / L, (%)$
○—○	0.25	1.53	2.81
□—□	0.50	1.53	2.90
△—△	0.75	1.52	3.87

**CURVAS ESFUERZO-DEFORMACION
(COMPRESION TRIAXIAL)**

FIGURA-D

ANEXO - 4

ESPECIFICACIONES PARA EL MATERIAL DE RELLENO QUE SE COLOCARA EN --
LAS ZONAS LATERALES DEL PUNTE JACARANDAS-RIO CONSULADO EN GLORIETA
LA RAZA.

El material de relleno que se utilizará en las rampas de la solución vial Glorieta La Raza, se colocará una vez que los muros de los estribos alcancen su resistencia de proyecto. La calidad y colocación del material de relleno deberá cumplir con los requisitos establecidos en estas especificaciones.

I. CALIDAD DEL MATERIAL.

El material a emplear deberá ser tepetate de la siguiente calidad.

- 1) Material predominantemente areno-limoso.
- 2) No deberá contener troncos, ramas, raíces, etc. y en general estará libre de toda materia orgánica en partes o cantidades visibles; no contendrá cascajo, fragmentos de materiales extraños, ni piedras mayores de 7 cm.
- 3) Límite líquido máximo del material 50%.

- 4) El valor relativo de soporte deberá ser como mínimo, de 20%.
- 5) El porcentaje máximo de partículas que pasen la malla No. 200, no deberá ser mayor del 50%.
- 6) Expansión 5% máximo.

II. PROCEDIMIENTO DE CONSTRUCCION.

1) TENDIDO DEL MATERIAL.

El tendido del material se realizará con el equipo necesario para garantizar una buena incorporación del material terreo, del agua requerida para alcanzar la humedad óptima correspondiente al material empleado.

2) COMPACTACION DEL MATERIAL.

La primera capa tendrá un espesor compactado, no menor de 30 cm. y se compactará hasta alcanzar el 90% de su peso volumétrico seco máximo de la norma AASHTO estándar T 99 - 74, correspondiente al material empleado.

El VRS estándar saturado deberá medirse sobre especímenes compactados dinámicamente al 95% del peso volumétrico seco máximo, obtenido de la prueba AASHTO -- estándar T 99 - 74.

Después de la primera capa, los rellenos deberán hacerse por capas con espesor compacto, no mayor de -- 30 cm; en cada capa deberá alcanzarse por lo menos -- el 92% del peso volumétrico seco máximo de la norma AASHTO estándar T 99 - 74.

La compactación de la última capa, que hará las veces de subrasante, deberá efectuarse al 95% del peso volumétrico seco máximo de la norma AASHTO estándar T 99 - 74 del material.

Se requerirá un mínimo de tres determinaciones del -- grado de compactación y del espesor de la capa compactada, por cada 250 m² mínimo o fracción de cada -- capa tendida y compactada.

El material de relleno deberá alcanzar un nivel tal que permita colocar el material de base y carpeta asfáltica de 30 y 10 cm., respectivamente.

Sobre el material de relleno, se colocará una capa de material de base de 30 cm. de espesor y sobre ésta última una carpeta asfáltica de 10 cm. de espesor. Tanto el material de base como la carpeta asfáltica, deberán cumplir con las características y normas de calidad y compactación indicadas en la especificación correspondiente.

BIBLIOGRAFIA

- 1.- Mecánica de Suelos (TOMO I,II)
Juárez Badillo - Rico Rodríguez.
- 2.- Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto
(Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el D.F).
- 3.- Requisitos de Seguridad y Servicio para las Estructuras, --
(Título IV).
- 4.- Fundamentos de Ingeniería Sísmica
N.M. Newmark - E. Rosenblueth.
- 5.- Análisis de Estructuras Indeterminadas.
J. Sterling Kinney.
- 6.- Matrix Structural Analysis
John L. Meek.
- 7.- Reglamento de las Construcciones de Concreto Reforzado -----
(ACI-318-77)
- 8.- Estructuras de Concreto Reforzado.
Park-Paulay.
- 9.- Reinforced Concrete Slabs.
Park Gamble.
- 10.- Foundation Analysis and Design.
Bowles.
- 11.- Standard Specifications for Highway Bridges (AASHTO).
- 12.- Engineering User's Manual. ICES STRUDL-II.