



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

25
165

“ANALISIS Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA PARA
EL CRUCE DE LA LINEA - 3, DEL S.T.C. (METRO)
CON EL VIADUCTO MIGUEL ALEMAN Y EL
ACUEDUCTO DE LA PIEDAD”

TESIS PROFESIONAL

PARA OBTENER EL TITULO DE :

I N G E N I E R O C I V I L

A N I V E L L I C E N C I A T U R A

Q U E P R E S E N T A :

JOSE MANUEL RODRIGUEZ AGUILERA

MEXICO, D. F.

1984



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

I N D I C E

	Hojas
PROLOGO	1
INTRODUCCION	6
CAPITULO I. "Estudios de Mecánica de Suelos".	9
a) Sondeos.	10
b) Análisis de compensación.	17
c) Empujes.	20
d) Análisis de falla de fondo.	26
e) Análisis de falla por extrusión.	28
f) Análisis de subpresión.	31
g) Análisis de estabilidad de Taludes.	32
CAPITULO II. "Análisis y diseño de la Estructura".	37
a) Estructura provisional para el cruce del Viaducto.	38
b) Estructura provisional para el cruce del Acueducto.	141
c) Estructura definitiva para el cruce del Viaducto.	142
d) Estructura definitiva para el cruce del Acueducto.	173
CAPITULO III. "Proceso Constructivo".	191
CAPITULO IV. "Conclusiones".	226
BIBLIOGRAFIA.	230
APENDICE "A"	232

PROLOGO:

Debido al incesante crecimiento de la Ciudad de México, y de sus problemas, las autoridades se han tenido que enfrentar a ellos ayudados por especialistas en las diferentes ramas en las que se contribuye al mejoramiento de las condiciones de vida de los ciudadanos; tales como: salubridad, sociología, ecología, urbanismo, transporte; entre otras.

En la rama de Transporte en particular, las autoridades han dado un paso más en el avance del Transporte masivo, poniendo en marcha los trabajos de ampliación del Sistema de Transporte Colectivo "Metro".

En junio de 1967 se inició la 1a. Etapa de construcción del Sistema de Transporte Colectivo, en ésta etapa se construyeron 42 Kms de vía, distribuidas en 3 Líneas.

Al incrementarse la demanda, el sistema fué perdiendo eficiencia llegando a la saturación, dando como resultado, la necesaria ampliación del Sistema.

En la 2a. Etapa de construcción se pondrá en servicio un total aproximado de 85 Km, incluyendo los 42 construidos en la 1a. Etapa. Esto se logrará con la ampliación de una de las líneas ya construidas (La Línea 3: H. General-Tlatelolco), y con la construcción de 3 nuevas líneas:

Línea 4 - "Martín Carrera" a "Santa Anita"

Línea 5 - "Pantitlán" a "Instituto Politecnico Nacional"

Línea 6 - "El Rosario" a "Instituto Mexicano del Petroleo"

La ampliación de la línea 3 se hizo en sus dos extremos; al Norte con un tramo subterráneo de 2.2 Km. y otro superficial de 3.3 Km. Hacia el Sur con un tramo totalmente subterráneo de 5.2 Km siguiendo la Av. Cuauhtémoc y Universidad hasta la calle de E. Zapata. Conjuntamente con las líneas 4, 5 y 6 plantean el inicio de la red maestra proyectada para la ciudad. (Figura No. 1).

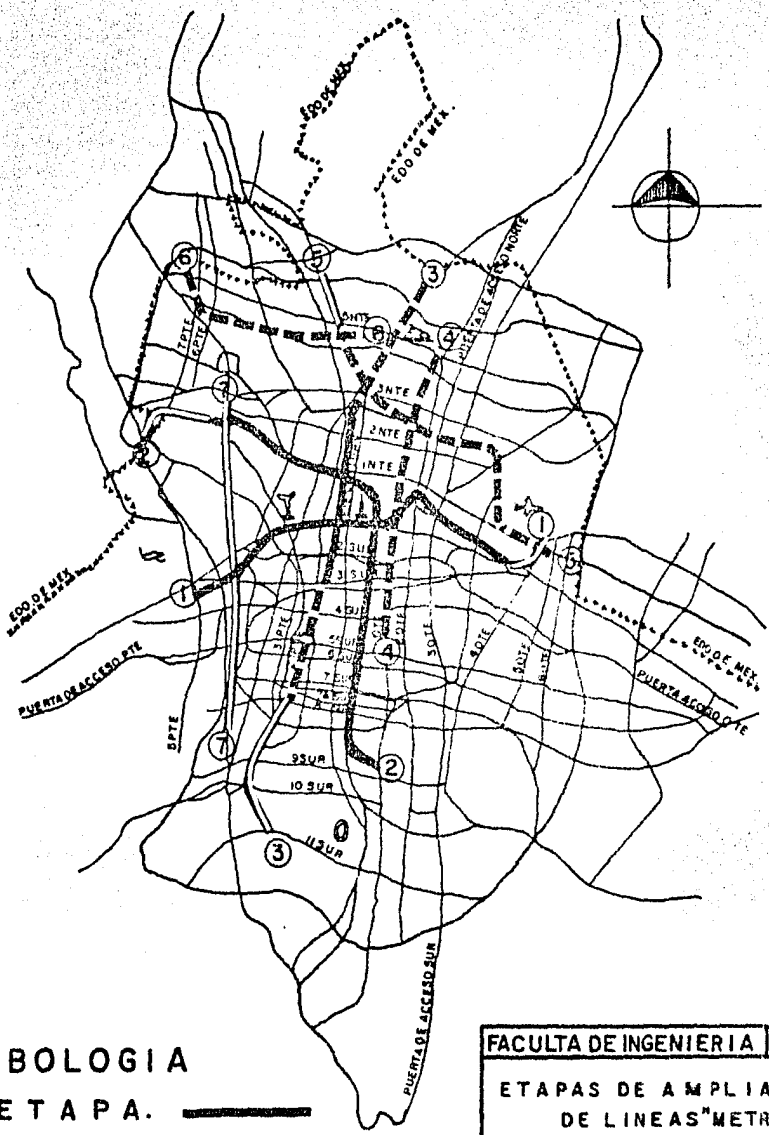
Con las ampliaciones del sistema el número de estaciones aumentará de 48 a 86, de las cuales 7 serán de correspondencia entre líneas.

SELECCION DEL TIPO DE LINEA

Como se indicó antes, las ampliaciones se harán con tramos subterráneos, superficiales y elevados. Los factores que intervienen para decidir el tipo de línea son los siguientes:

- a) Costo de Obra Civil.
- b) Tiempo de ejecución de Obra Civil.
- c) Obstrucción de la vía pública durante la ejecución.
- d) Interferencias Municipales.
- e) Mantenimiento de vía.
- f) Paisaje urbano: aspecto estético y barrera física.
- g) Disponibilidad vial superficial futura.
- h) Libramientos viales perpendiculares inducidos.

A continuación se describen brevemente las implicaciones de cada uno de estos factores.



SIMBOLOGIA

- 1a. ETAPA.
- 2a. ETAPA.
- 3a. ETAPA.

FACULTA DE INGENIERIA UNAM	
ETAPAS DE AMPLIACION DE LINEAS "METRO"	
TESIS PROFESIONAL	FIGURA - 1
JOSE MANUEL RODRIGUEZ A.	
MEXICO, D.F.	1983

a) Costo de Obra Civil.*

- Subterránea: 600 millones de pesos/km, que incluyen: excavación de estructuras de cajón y estaciones, desvíos de instalaciones y pavimentación.
- Superficial: 150 millones de pesos/km; se puede ver que ésta solución es la más económica, no obstante el incremento al costo por pasos a desnivel perpendiculares para peatones y vehículos, afectaciones, derecho de vía (10 mts.), excavación, pavimentación, jardinería, compactación y estaciones que elevan su costo.
- Elevada: 549 millones de pesos/km, incluye: derecho de vía (4 mts.), excavación, cimentación, columnas, travesaños postensados, estaciones, repavimentación y jardinería.

b) Los Tiempos de construcción de cada tipo de Línea son:

- Subterráneo: 100 a 125 Mts/Mes.
- Superficial: 250 a 300 Mts/Mes.
- Elevado: 100 a 150 Mts/Mes.

c) Obstrucciones.

- Subterráneo: Obstrucción total en calles angostas.
- Superficial: Obstrucción parcial.
- Elevado: Obstrucción parcial, menor que el superficial.

d) Interferencias con instalaciones municipales.

- Subterráneo: Total, obligando en ocasiones a importantes desvíos.
- Superficial: Parciales.
- Elevado: Parciales.

*Costos referidos a febrero de 1983.

e) Conservación de Obra y equipos.

- Subterránea: Buena.
- Superficial: Media.
- Elevada: Media (Apreciativa).

e₁) Mantenimiento de Vía.

- Subterránea: Normal.
- Superficial: Mayor, sobre todo si la vía se desplanta directamente sobre el terreno.
- Elevada: Normal.

f) Uno de los factores más importantes es el "Paisaje Urbano", es decir, el aspecto estético de la Ciudad, que se perjudica notablemente con las soluciones superficial y elevada. En el caso del superficial ésta forma una barrera física que divide a la Ciudad. Tal es el caso de la Línea-2 en el tramo de la Calzada de Tlalpan.

g) Respecto a la disponibilidad vial futura, el subterráneo no la afecta, el superficial reduce 3 carriles de circulación y el elevado 2.

h) Por último, en lo relativo a libramientos perpendiculares inducidos, el superficial ocasiona problemas en cruces importantes.

INTRODUCCION.-

Como ya se indicó antes la ampliación de la Línea 3 hacia el Sur será subterránea en su totalidad. Por lo que dicha línea en su desarrollo se encuentra con una gran cantidad de interferencias, algunas de ellas posibles de desviarse para dar paso a la línea; otras que no es posible hacerlo ó de hacerlo sólo temporalmente, como en el caso del Viaducto Miguel Alemán y el Acueducto de la Piedad.

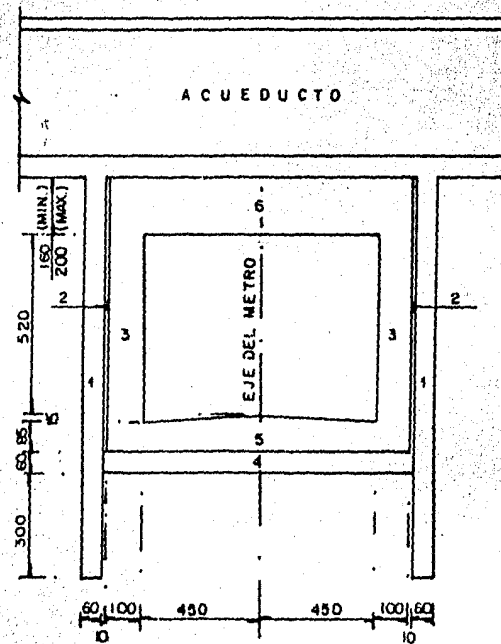
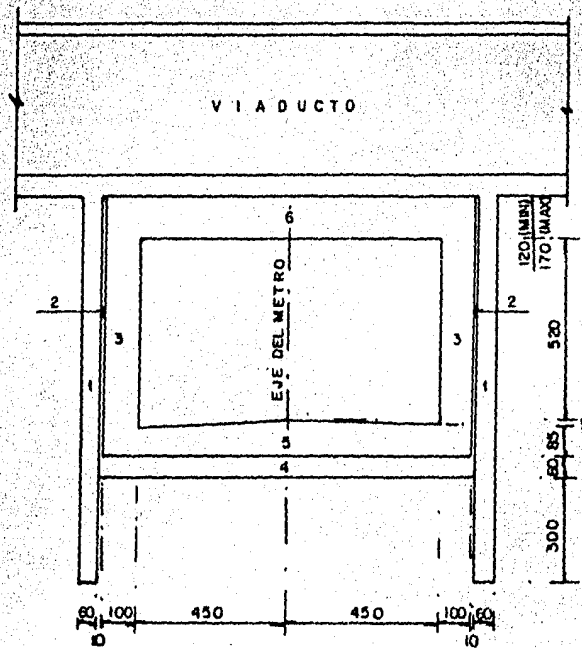
El tipo de cajón en el cruce de la Línea 3 con el Viaducto y el Acueducto, por localizarse éste, en una zona de suelo altamente compresible en donde se requiere una importante compensación de cargas, será formado por una estructura de muros Milán, muros de acompañamiento y losas de gran peralte.

La construcción del cajón del Metro se hará cruzando el Viaducto y el Acueducto bajo las estructuras que los forman, (Fig 2).

Teniendo que efectuar desvios temporales en ambas estructuras; para el acueducto a través de 2 tubos, colocados a ambos costados del muro del Viaducto (Fig 3).

El Viaducto a través de 2 rampas paralelas a la circulación del mismo; para lo que fué necesaria la construcción previa y total de la estructura del cajón de la Línea, adyacente a ambos lados del Viaducto (Lados Norte y Sur del Viaducto, Figura 3).

A continuación se muestran los trabajos de proyecto realizados y se describe el proceso constructivo empleado para la construcción de la estructura de la Línea 3 en el cruce citado.



- 1 - MURO TABLESTACA
- 2 - HOLGURA
- 3 - MURO ESTRUCTURAL
- 4 - PLANTILLA
- 5 - LOSA DE PISO
- 6 - LOSA SUPERIOR

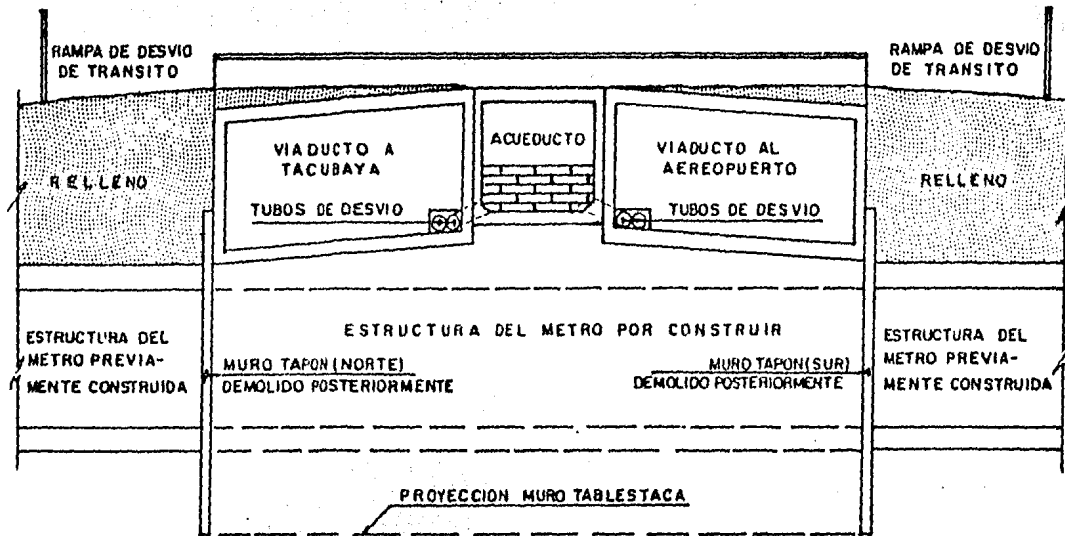
FACULTAD DE INGENIERIA UNAM

SECCION TRANSVERSAL
ESTRUCTURA DEL METRO

TESIS PROFESIONAL FIGURA - 2

JOSE MANUEL RODRIGUEZ A.

MEXICO, D.F. 1983



FACULTAD DE INGENIERIA UNAM	
CORTE LONGITUDINAL AL EJE DEL METRO, CRUCE CON EL VIADUCTO Y ACUEDUCTO	
TESIS PROFESIONAL	FIGURA - 3
JOSE MANUEL RODRIGUEZ A.	
MEXICO, D.F.	1983

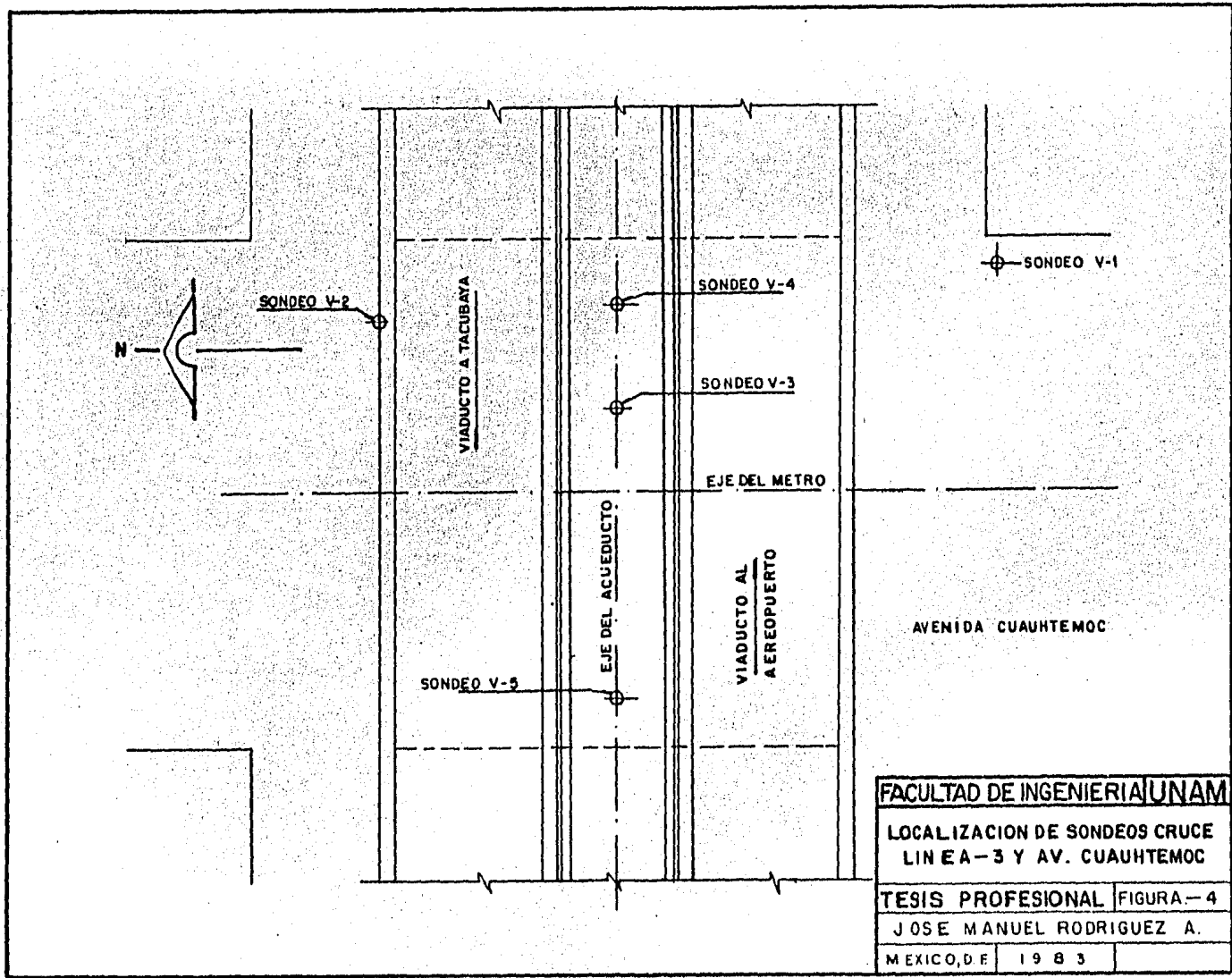
CAPITULO I**ESTUDIOS DE MECANICA DE SUELOS**

I-a).- Sondeos.-

Con el fin de determinar la estratigrafía y propiedades del suelo se programaron y realizaron una serie de sondeos mixtos de exploración con muestras alteradas e inalteradas. Las muestras alteradas se obtuvieron por el método de Penetración Standard y las inalteradas con el muestreador Tipo Shelby o barril de Denison.

Simultáneamente con cada muestreo alterado se llevó a cabo una -- prueba de penetración normal.

En la figura 4 se muestra la localización de cada sondeo y en las figuras de la 5 a la 9 el resultado de los mismos.



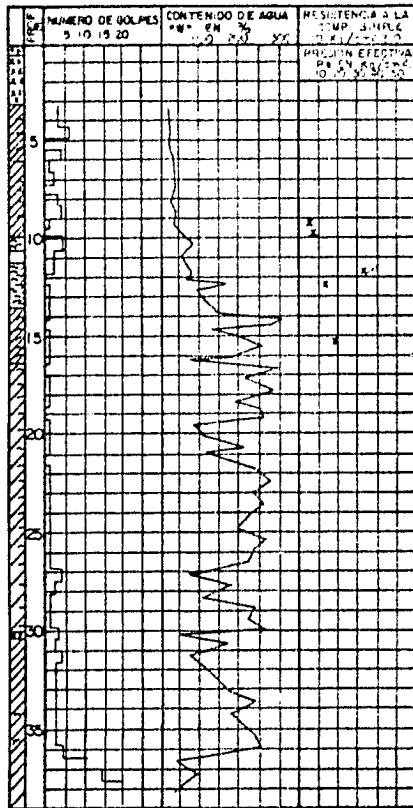
FACULTAD DE INGENIERIA UNAM

LOCALIZACION DE SONDEOS CRUCE
LINEA-3 Y AV. CUAUHEMOC







TESIS PROFESIONAL FIGURA-4

JOSE MANUEL RODRIGUEZ A.

MEXICO, D.F. 1983



S I M B O L O G I A

-  RELLENOS
-  GRAVAS Y BOLEOS
-  ARENA
-  LIMO
-  ARCILLA
-  VIDRIO VOLCANICO

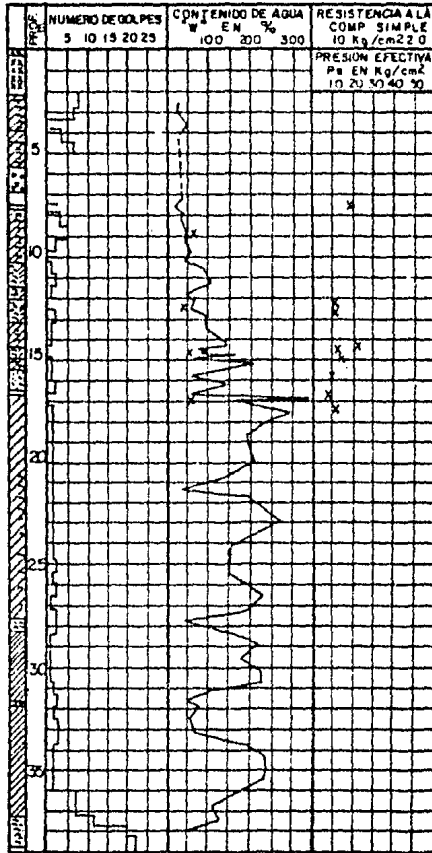
FACULTAD DE INGENIERIA UNAM

SONDEO V-1
CRUCE L-3 VIADUCTO

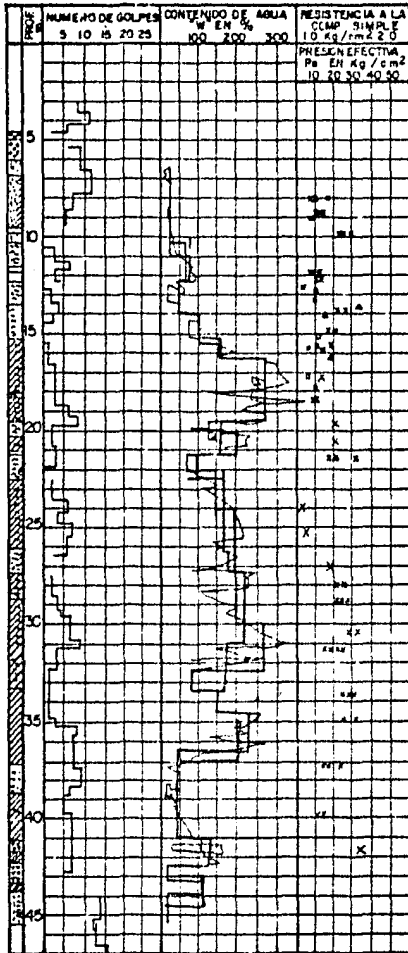
TESIS PROFESIONAL FIGURA --5

JOSE MANUEL RODRIGUEZ A.

MEXICO, D.F. 1983



FACULTAD DE INGENIERIA UNAM	
SONDEO V-2	
CRUCE L-3 VIADUCTO	
TESIS PROFESIONAL	FIGURA-6
JOSE MANUEL RODRIGUEZ A.	
MEXICO, D.F.	1 9 8 3



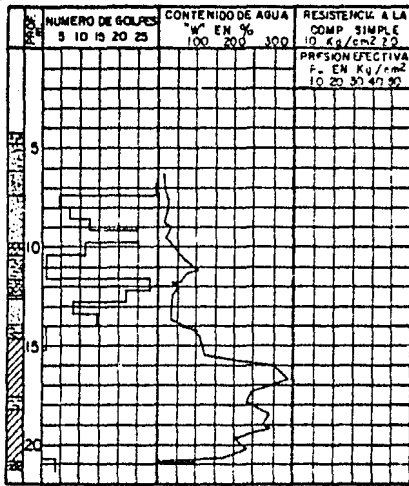
FACULTAD DE INGENIERIA UNAM

SONDEO V-3
CRUCE L-3 VIADUCTO

TESIS PROFESIONAL FIGURA - 7

JOSE MANUEL RODRIGUEZ A

MEXICO, D.F. 1983



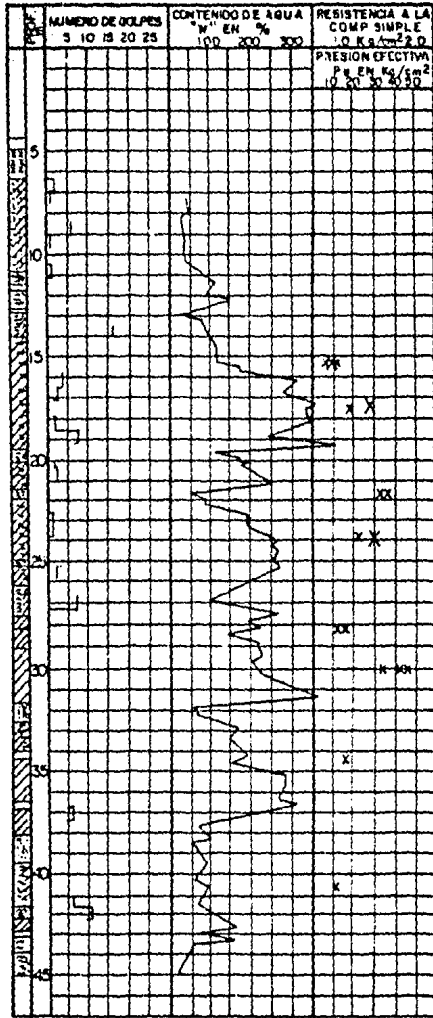
FACULTAD DE INGENIERIA UNAM

SONDEO V-4
CRUCE L-3 VIADUCTO

TESIS PROFESIONAL FIGURA -- 8

JOSE MANUEL RODRIGUEZ A.

MEXICO, D.F. 1983



FACULTAD DE INGENIERIA UNAM

SONDEO V-3
CRUCE L-3 VIADUCTO

TESIS PROFESIONAL FIGURA-9

JOSE MANUEL RODRIGUEZ A.

MEXICO, D.F. 1983

I-b).- Análisis de Compensación.-

Desde la etapa de anteproyecto en que se hicieron los primeros tanteos para dimensionar la estructura del Metro bajo el Viaducto M.A. y el Acueducto de la Piedad, se vió que las secciones estructurales necesarias para resistir todas las condiciones de carga previsibles en el tramo considerado, pesaban considerablemente menos que el suelo excavado para construirlas.

Cuando ésta condición se presenta en las arcillas de la ciudad de México, se sabe por experiencia que las estructuras emergen respecto a la superficie del terreno a través del tiempo, como consecuencia de la expansión lenta que sufren las arcillas subyacentes, al quedar descargadas respecto al peso propio de los materiales que fueron desalojados para construir la estructura. La magnitud de la expansión final depende de:

- .) El valor de la descarga neta.
-) De las dimensiones del área descargada.
- .) De la expansibilidad de las arcillas de que se trata.

La expansión puede predecirse aproximadamente aplicando el método semiempírico de Terzaghi, los resultados de las pruebas de consolidación en el laboratorio y las relaciones estadísticas hechas por el Dr. Marsal en su libro "El subsuelo de la Cd. de México".

En el caso de la estructura del Metro bajo el Viaducto corresponde a una condición de estructura "Sobrecompensada" en la que la recuperación de la expansión debida a la excavación puede resultar parcial ó nula al construir la estructura y someterla a las condiciones de cargas de trabajo finales.

El análisis de la compensación de la estructura del Metro bajo el Viaducto Miguel A. y el Acueducto de la Piedad, se hizo en 2 partes; - considerando que la estructura bajo el Viaducto M.A. tendría una losa superior de menor peralte que la correspondiente a la estructura bajo el Acueducto de la Piedad (Figura 2).

Análisis de la compensación de las estructuras bajo el Viaducto y bajo el Acueducto.

- Peso propio de la estructura, considerando 1 mt. de longitud del Cajón bajo el Viaducto:

Muros Milán: 2	$(\frac{1.40 + 1.95}{2} + 6.80) \cdot 0.60 \times 1.00 \times 2.40 =$	24.41 T/ml
Pata de Muros Milán:	$2 \times 3.00 \times 0.60 \times 1.00 (2.40 - 1.15) =$	4.500 T/ml
Muros Estructurales:	$2 \times 5.35 \times 1.00 \times 1.00 \times 2.40 =$	25.68 T/ml
Losa Superior:	$11.00 \times \frac{1.40 + 1.95}{2} \times 1.00 \times 2.40 =$	44.22 T/ml
Losa Inferior:	$11. \times \frac{0.85 + 1.00}{2} \times 1.00 \times 2.40 =$	24.42 T/ml
Holgura Estructural:	$2 \times 8.375 \times 0.10 \times 2.20 =$	3.69 T/ml
Plantilla:	$11.20 \times 0.60 \times 1.00 \times 2.20 =$	14.78 T/ml
Sistema de vía:		<u>7.990 T/ml</u>
Peso Total		149.69 T/ml

Presión de contacto en el suelo

$$P = \frac{W_t}{\text{Area}} = \frac{149.69}{12.40} = 12.07 \text{ ton/m}^2$$

- Peso propio de la Estructura bajo el Acueducto:

$$\text{Muro tablestaca: } 2 \times 9.90 \times 1.60 \times 1.00 \times 2.40 = 28.51 \text{ T/ml}$$

$$\text{Pata del Muro Tablestaca: } 2 \times 3.00 \times 0.60 \times 1.00 \times (2.40 - 1.15) = 4.50 \text{ T/ml}$$

$$\text{Muros Estructurales: } 2 \times 5.35 \times 1.00 \times 1.00 \times 2.40 = 25.68 \text{ T/ml}$$

$$\text{Losa Superior: } 11.00 \times 1.70 \times 1.00 \times 2.40 = 44.88 \text{ T/ml}$$

$$\text{Losa Inferior: } 11.00 \times \left(\frac{0.85 + 1.00}{2} \right) \times 1.00 \times 2.40 = 24.42 \text{ T/ml}$$

$$\text{Holgura Estructural: } 2 \times 9.00 \times 0.10 \times 1.00 \times 2.20 = 3.96 \text{ T/ml}$$

$$\text{Plantilla: } 11.20 \times 0.60 \times 1.00 \times 2.20 = 14.78 \text{ T/ml}$$

$$\text{Sistema de Vía: } \underline{7.990 \text{ T/ml}}$$

$$\text{Total } 154.72 \text{ T/ml}$$

Presión de Contacto en el Suelo

$$P = \frac{Wt}{A} = \frac{154.72}{12.40} = 12.48 \text{ T/m}^2$$

- Descarga por excavación:

Profundidad - del Estrato (mts)	H (mts)	γ_m (ton/m ²)	$\gamma_m H$ (ton/m ²)	$\Sigma \gamma_m H$ (ton/m ²)
5.80 - 7.35	1.55	1.75	2.713	2.713
7.35 - 8.00	0.65	1.05	1.073	3.786
8.00 - 9.75	1.75	1.45	2.538	6.324
9.75 - 11.40	1.65	1.35	2.228	8.552
11.40 - 13.35	1.95	1.45	2.828	11.380
13.35 - 13.80	0.45	1.25	0.563	11.943
13.80 - 13.99	0.19	1.20	0.228	12.171

La presión de descarga así calculada será:

$$P_{\text{desc.}} = 12.171 \text{ r/m}^2$$

- Compensación:

Sobrecompensación = Presión de descarga - Presión de Contacto: -

1-b).-Estructura bajo el Viaducto:

$$S_c = P_{\text{desc.}} - P$$

$$S_c = 12.171 - 12.070 = 0.101 \text{ T/m}^2$$

2-b).-Estructura bajo el Acueducto:

$$S_c = 12.171 - 12.48 = - 0.31 \text{ T/m}^2$$

El signo (-) indica que se cargará al terreno.

El valor obtenido no rebasa la capacidad de carga del suelo por lo que dicha sobrecarga es aceptable.

La sobrecarga obtenida provoca un hundimiento máximo de 0.135 m. valor que es aceptable para el tipo de estructura empleada, así como por el tipo de suelo.

I-c).- Empujes.-

Para el análisis estructural de los muros tablestaca se establecieron dos condiciones bajo las cuales el suelo empuja sobre ellos* - La inicial corresponde a la etapa de excavación del núcleo de suelo entre los muros; y la final, correspondiente a la etapa de trabajo estructural del muro posterior a la construcción.

Para el cálculo de los empujes correspondientes a la condición inicial se consideró que antes de la colocación del primer nivel de puntales, el empuje total estaría integrado por el empuje del suelo, propiamente dicho y el empuje hidrostático. Se consideró la posibilidad de giro de los muros sobre un eje imaginario, longitudinal a ellos localizado en su base, conforme se avanzó en el proceso de excavación.

* Ver Capítulo III "Proceso Constructivo"

De ésta manera el empuje que se genera bajo ésta condición es la del empuje activo de Rankine.

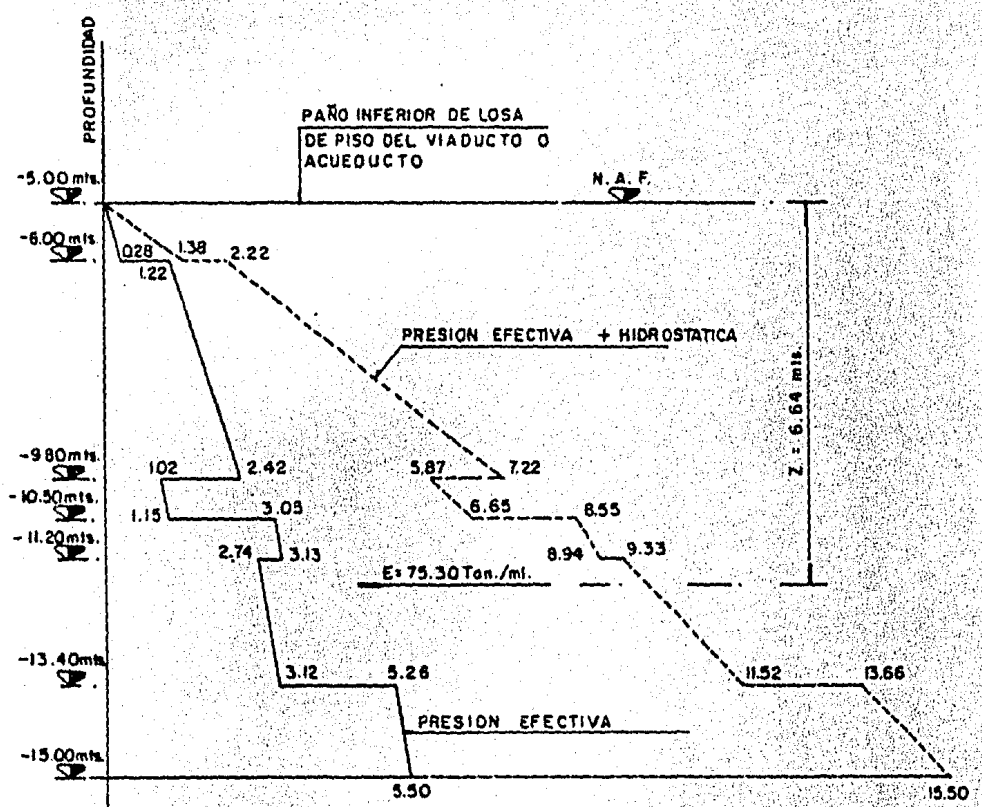
Del proceso constructivo se observó que la excavación del núcleo se suspendería temporalmente en la colocación de troqueles a los que se les aplicaría una precarga, y que continuaría hasta alcanzar el nivel del siguiente troquel, y así hasta el nivel máximo de excavación. Durante éste proceso, el empuje del suelo se redistribuye de una manera que depende fundamentalmente de la continuidad y flexibilidad de los muros, y de la forma en que se coloca cada puntal, factores que varían dentro del proceso establecido, de un punto a otro.

Dadas las condiciones anteriores, se aceptó para fines del cálculo estructural que el valor total del empuje sería igual al correspondiente al activo de Rankine más el hidrostático, pero redistribuidos de acuerdo con un diagrama semejante a la envolvente propuesta por Terzaghi y Peck para arcillas.

Para el cálculo del empuje en la condición final, se consideró el valor total del empuje formado por la suma del empuje hidrostático más el efectivo del suelo, de acuerdo con el empuje en reposo de Rankine, dado que los muros tablastaca y estructurales estarán restringidos de todo desplazamiento lateral por las losas de piso del Viaducto.

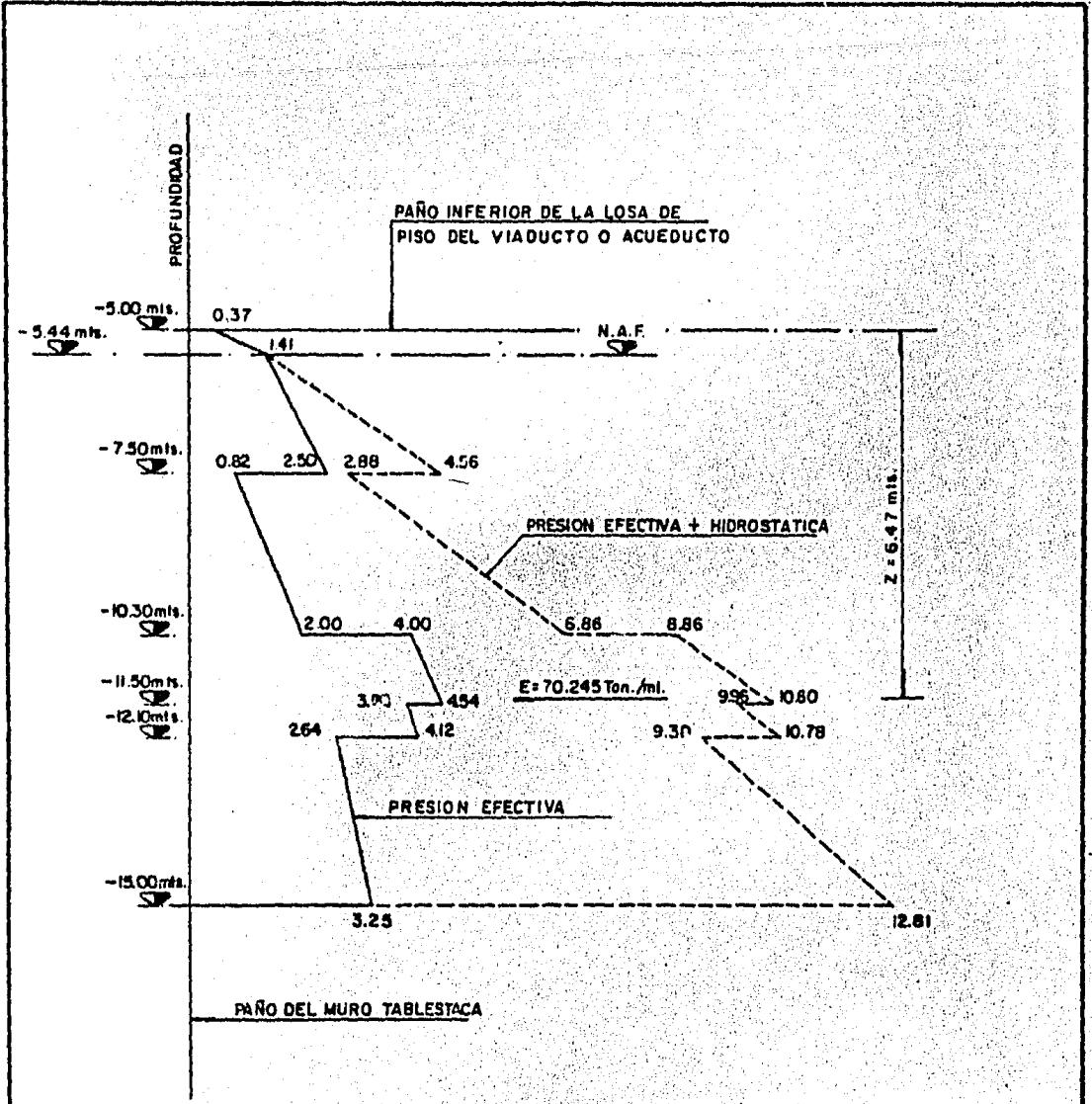
En el cálculo del empuje fue considerada la sobrecarga producida por las estructuras correspondientes al acueducto y el propio Viaducto.

A continuación se muestran los empujes, activo, redistribuido y en reposo empleados en el cálculo estructural.



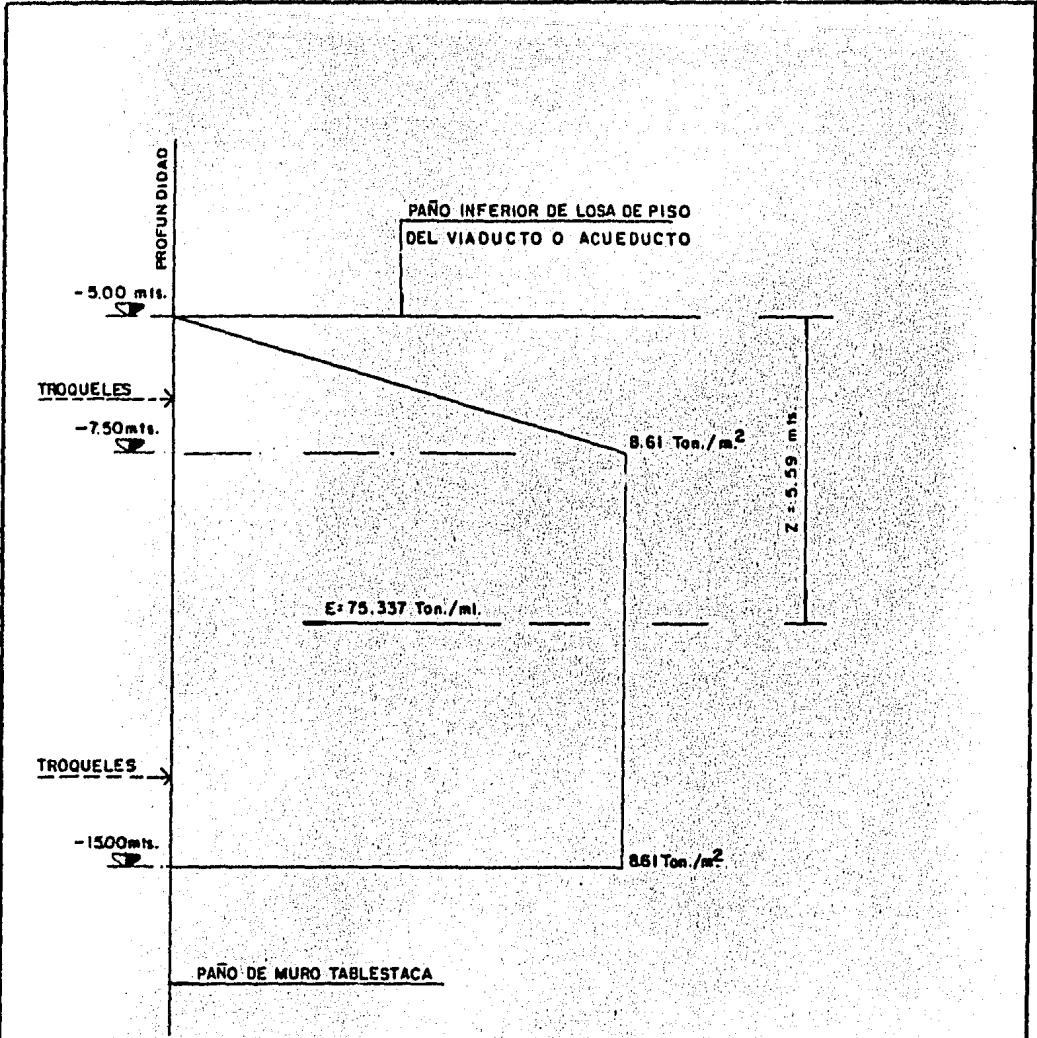
EMPUJES EN EL DIAGRAMA EN Ton./m²
 PROFUNDIDAD REFERIDA A LA CARPETA
 SOBRE LA ESTRUCTURA.

FACULTAD DE INGENIERIA UNAM		
EMPUJE ACTIVO SONDEO V-1		
TESIS PROFESIONAL	FIGURA -10	
JOSE MANUEL RODRIGUEZ A.		
MEXICO, D.F.	1983	

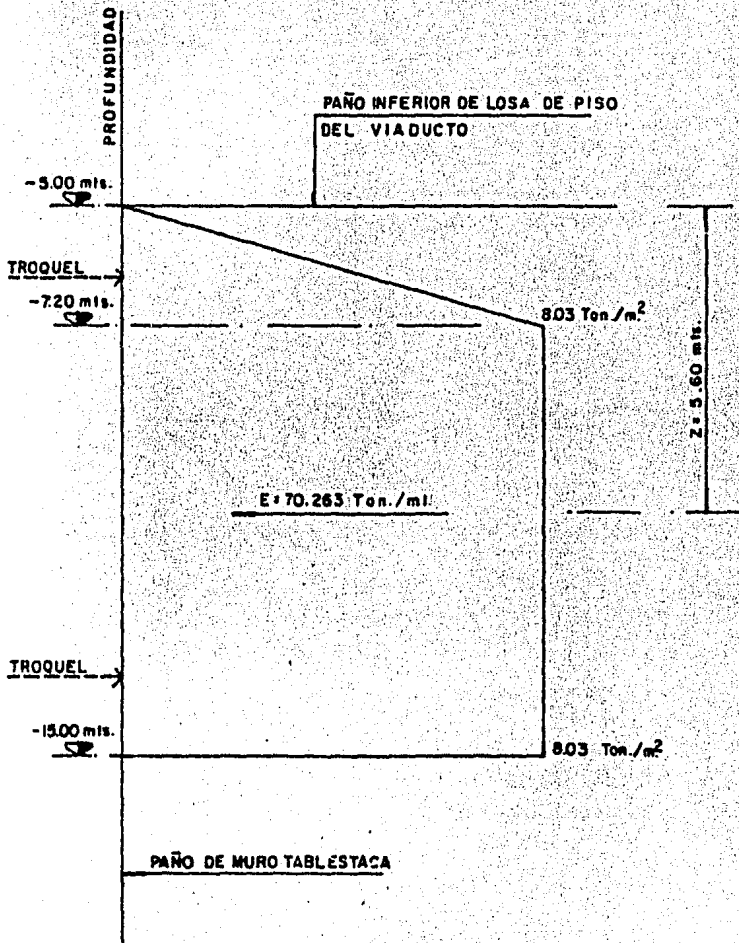


EMPUJES EN Ton./m²

FACULTAD DE INGENIERIA UNAM	
EMPUJE ACTIVO SONDEO V-2	
TESIS PROFESIONAL	FIGURA - 11
JOSE MANUEL RODRIGUEZ A.	
MEXICO, D.F.	1983



FACULTAD DE INGENIERIA UNAM	
EMPUJE REDISTRIBUIDO SONDEO V - 1	
TESIS PROFESIONAL	FIGURA.-12
JOSE MANUEL RODRIGUEZ A.	
MEXICO, D.F.	1983



FACULTAD DE INGENIERIA UNAM

EMPUJE REDISTRIBUIDO
SONDEO V-2

TESIS PROFESIONAL FIGURA.-13

JOSE MANUEL RODRIGUEZ A.

MEXICO, D.F. 1983

I-d).- Análisis de la falla de Fondo

La falla de fondo en las excavaciones, ocurre cuando la arcilla -- que las subyace no tiene la resistencia suficiente para soportar los - esfuerzos cortantes producidos por el desequilibrio de presiones, que se crean entre el interior y el exterior de la excavación. Esta falla puede presentarse también, cuando la arcilla, teniendo inicialmente la suficiente resistencia al esfuerzo cortante, ésta va disminuyendo paulatinamente, por la expansión de la arcilla, causada por la descarga - que tiene origen en la excavación efectuada en el núcleo de suelo entre muros.

Es importante tener en cuenta la influencia del flujo de agua del subsuelo hacia el interior de la excavación, ya que de no controlarse, éste crea en el fondo, fuerzas de filtración ascendentes que favorecen la falla de fondo y disminuyen importantemente la presión que el peso propio del suelo (contenido entre el empotramiento de los muros tablas taca) ejercería sobre el suelo que lo subyace.

La diferencia de presión entre el interior y el exterior de la ex cavación (causa de la falla de fondo), se ve incrementada por la existencia de sobrecargas cercanas a la obra, tal es el caso de las condiciones en que se presentó el proceso de excavación para el cajón del Metro bajo el Viaducto.

En la figura siguiente (fig 14) se muestra el mecanismo de la falla de fondo, en una excavación como la requerida para el caso en análisis.

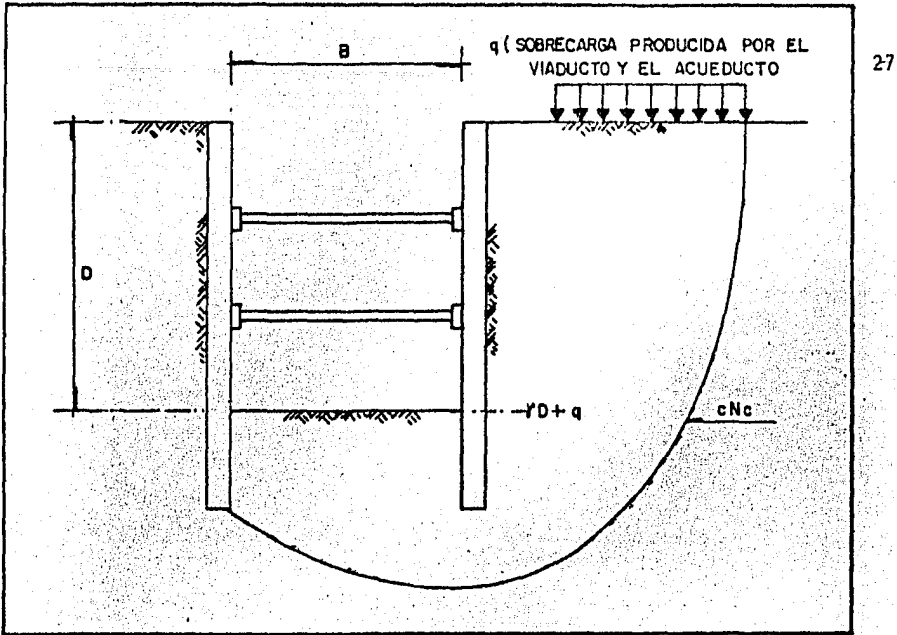


FIG. 14.-MECANISMO DE FALLA DE FONDO EN EXCAVACIONES DE ARCILLA.

El método empleado para determinar el factor de Seguridad (F_s)--
 contra la falla de fondo, fue el establecido por Skempton en el que :-

$$F_s = \frac{CN_c}{s(q + \gamma D_f)} \quad (1)$$
 y adicionalmente se hicieron algunas consideraciones con el propósito de adaptarla a las condiciones específicas de la estructura del Metro. Tales consideraciones fueron:

- 1-d) Se despreció la adherencia entre suelo y muros tablestaca.
- 2-d) Se despreció la influencia favorable de la resistencia al corte - a lo largo del plano de falla vertical que limita el bloque deslizante de suelo, hasta una profundidad igual a la de excavación. Esta consideración equivale a suponer que se crea una grieta de tensión desde el nivel inferior de la losa de piso de la estructura del Viaducto ó Acueducto, hasta el nivel máximo de excavación.

3-d) Se consideró que las estructuras del Viaducto y Acueducto producen una importante sobrecarga que incrementa significativamente la posibilidad a la falla de fondo de la excavación.

4-d) Se tomó favorablemente la influencia de los espolones de los muros tablestaca sumergidos en la masa de suelo, debido a que la capacidad al corte del suelo aumenta al aumentar la profundidad.

5-d) Se consideró que el avance de la excavación con respecto al ancho de la misma guardaría una relación de $B/L < 1$ por lo que se supuso que para que ocurriera la falla, tendría que ser de manera local.

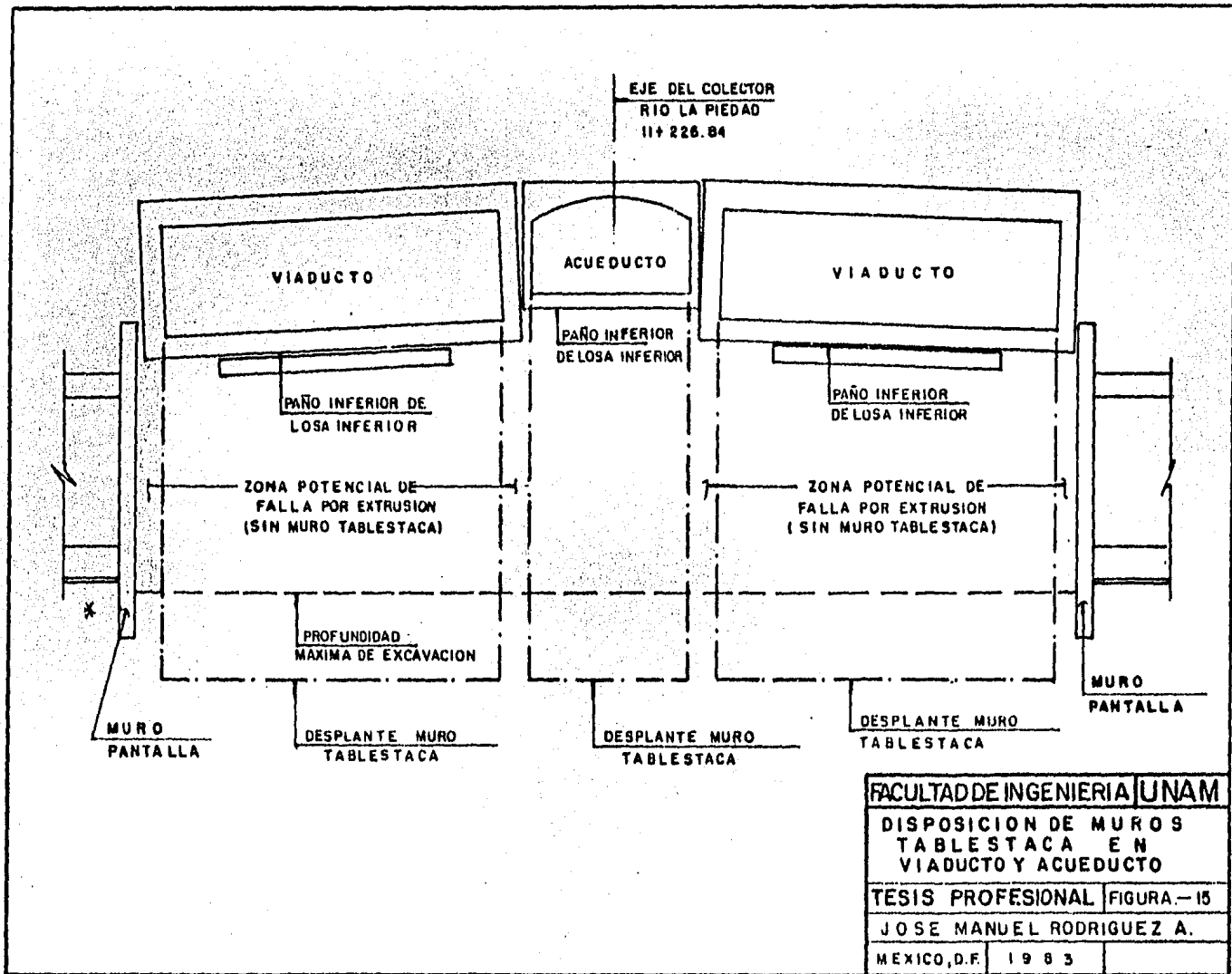
En base a lo anterior se estableció el criterio para normar las excavaciones y toda la obra en general, especificando los requisitos necesarios para abatimiento de nivel freático, longitud de avance de la excavación, colocación de puntales, tiempo de colado de losa de piso del cajón del metro y muros.

De acuerdo con las condiciones establecidas anteriormente se logró establecer un factor de seguridad bastante aceptable para las características del problema, con un valor de $F_s = 1.60$.

I-e).- Análisis de falla por Extrusión.

Con el propósito de no demoler ni debilitar los muros existentes del Acueducto y del Viaducto, el colado de los muros tablestaca que sostendrá la estructura final del Metro en el cruce, tuvieron que ser colados sin ligar los correspondientes a la zona del Viaducto con los propios del Acueducto ó el cajón adyacente. Como se muestra en la Fig. 15. Esto provoca el problema de dejar cuando el núcleo se excava, una zona limitada por los muros tablestaca, la losa inferior del Viaducto y el nivel máximo de excavación, sin construcción de tipo estructural, con lo que propiciamos una zona potencial de falla por extrusión.

Esta zona fué analizada con el criterio de Broms (ref. 3) para suelos cohesivos, con lo que se obtuvo un valor del factor de seguridad adecuado para las condiciones del problema.



FACULTAD DE INGENIERIA UNAM	
DISPOSICION DE MUROS TABLESTACA EN VIADUCTO Y ACUEDUCTO	
TESIS PROFESIONAL FIGURA - 15	
JOSE MANUEL RODRIGUEZ A.	
MEXICO, D.F.	1983

Además de éste análisis, se tomó la precaución de preparar la aplicación de concreto lanzado en las zonas mencionadas, con lo que se reduciría notablemente la posibilidad de una falla por extrusión.

I-f).- Análisis de Sub-Presión

La sub-presión que se ejercerá en la estructura del cajón del Metro se obtuvo tomando en primer término el valor de la presión ejercida por el agua en el nivel correspondiente al paño inferior de la losa de piso.

Este valor fue comparado con la sobrecarga que la estructura ejerce sobre el suelo en ese mismo nivel, dando como resultado lo siguiente:

$$\text{Valor de la Subpresión} = 7.44 \text{ t/ml}$$

$$\text{Presión de contacto en Viaducto} = 12.07 \text{ T/ml}$$

$$\text{Presión de contacto en Acueducto} = 12.48 \text{ T/ml}$$

} ver pags. 17 y 18

$$\text{Factor de relación} = \frac{12.07}{7.44} = 1.62 \text{ (Viaducto)}$$

$$\text{Factor de relación} = \frac{12.48}{7.44} = 1.68 \text{ (Acueducto)}$$

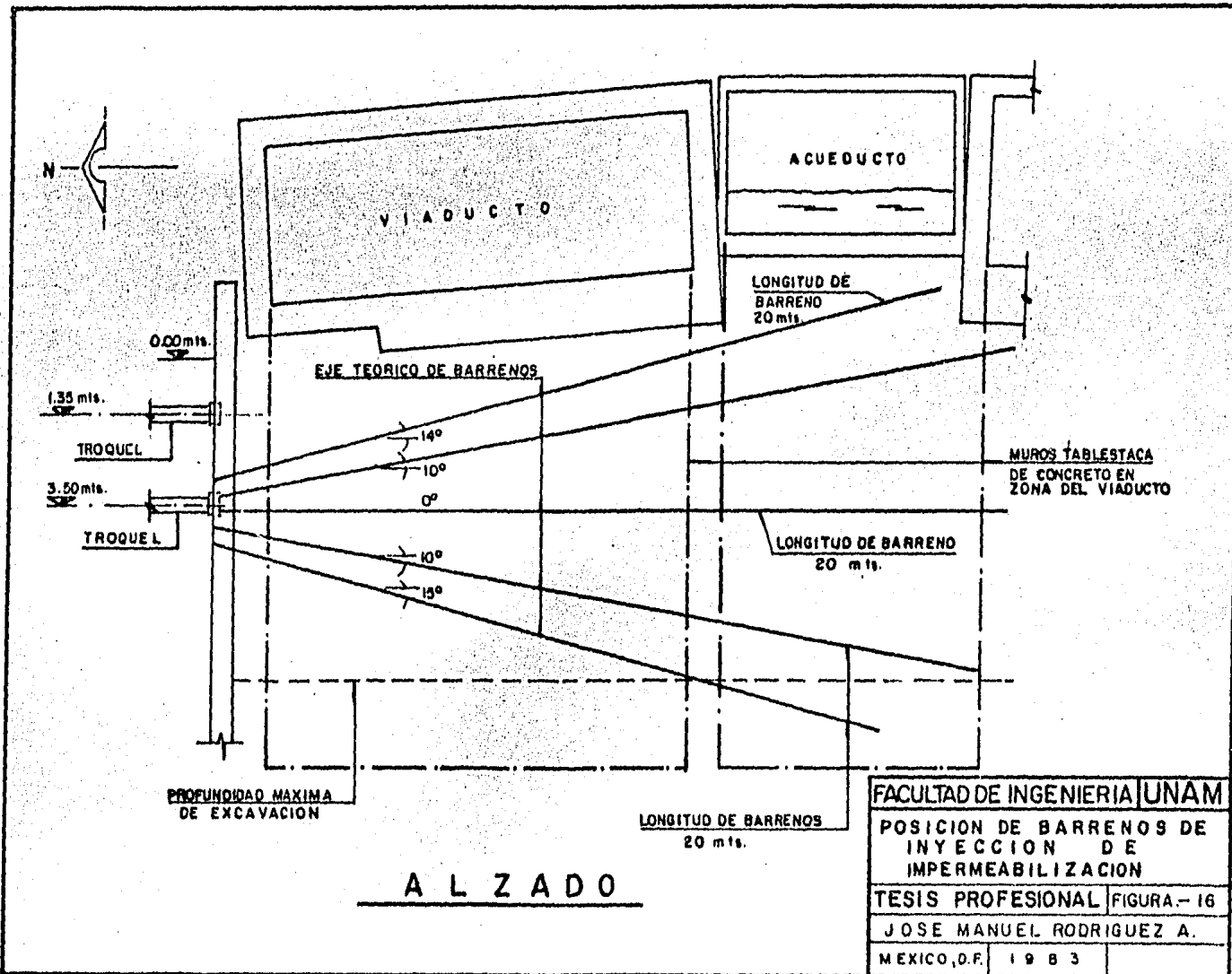
I-g).- Análisis de Estabilidad de Taludes.

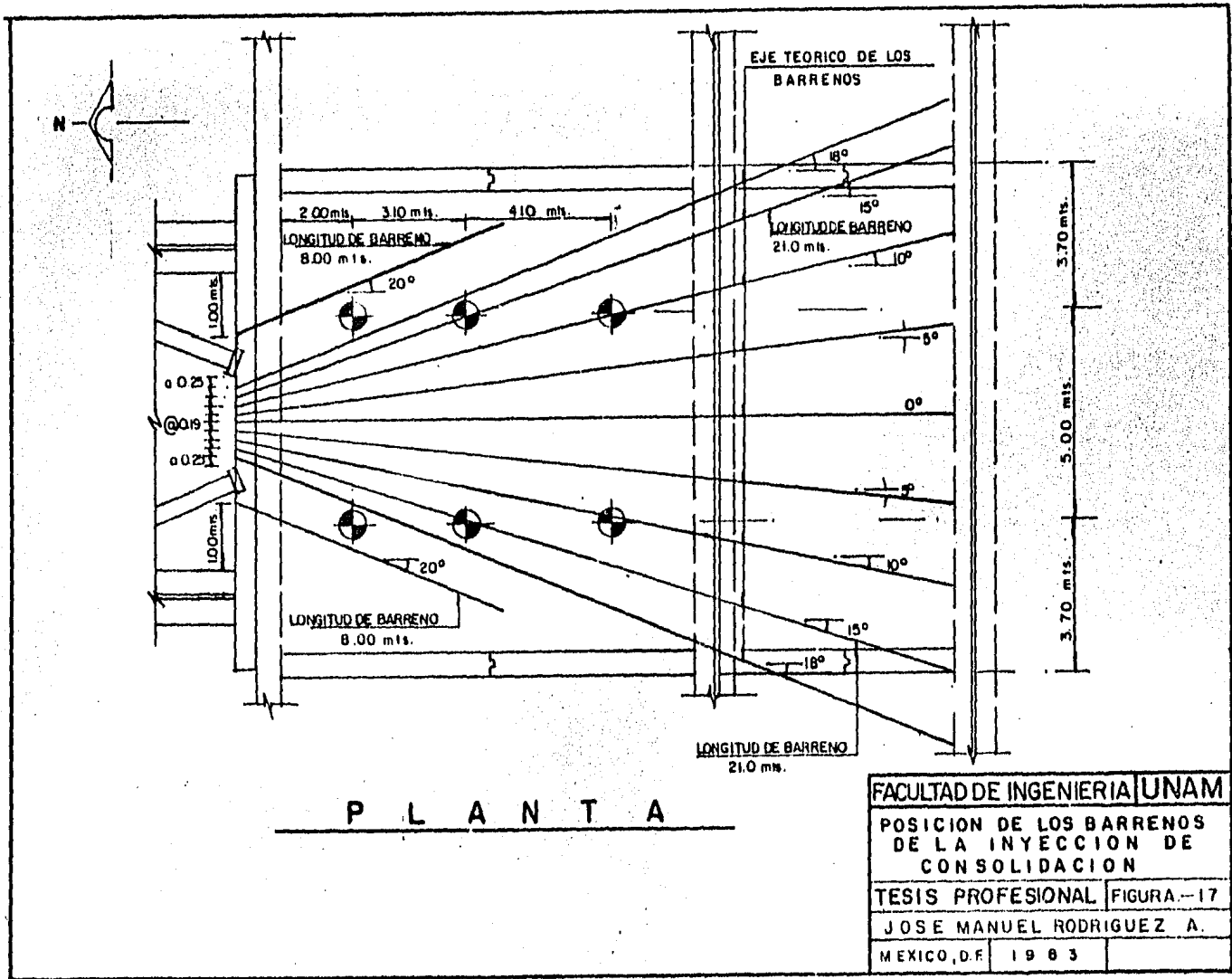
Debido a las características del suelo, que subyace al Viaducto, mismo - que forma el núcleo del suelo contenido entre los dos muros tablestaca, fué necesario establecer el avance de la excavación con taludes de pendiente máx^{ima} 1:0.75; la estabilidad de dichos taludes fué revisada en computadora, - según el método Sueco.

Previamente al inicio de la excavación y con el objeto de reducir las -- posibles fugas de agua contenida en el suelo por excavar y para mejorar su estructura, y por lo tanto sus características mecánicas, se efectuaron dos tipos de inyección; la primera de impermeabilización y la segunda de consolidación.

Dichas inyecciones fueron ejecutadas por el frente norte del Viaducto a través del muro pantalla localizado en esa zona. El sistema de inyección empleado fué el conocido con el nombre de Tubo manguito.

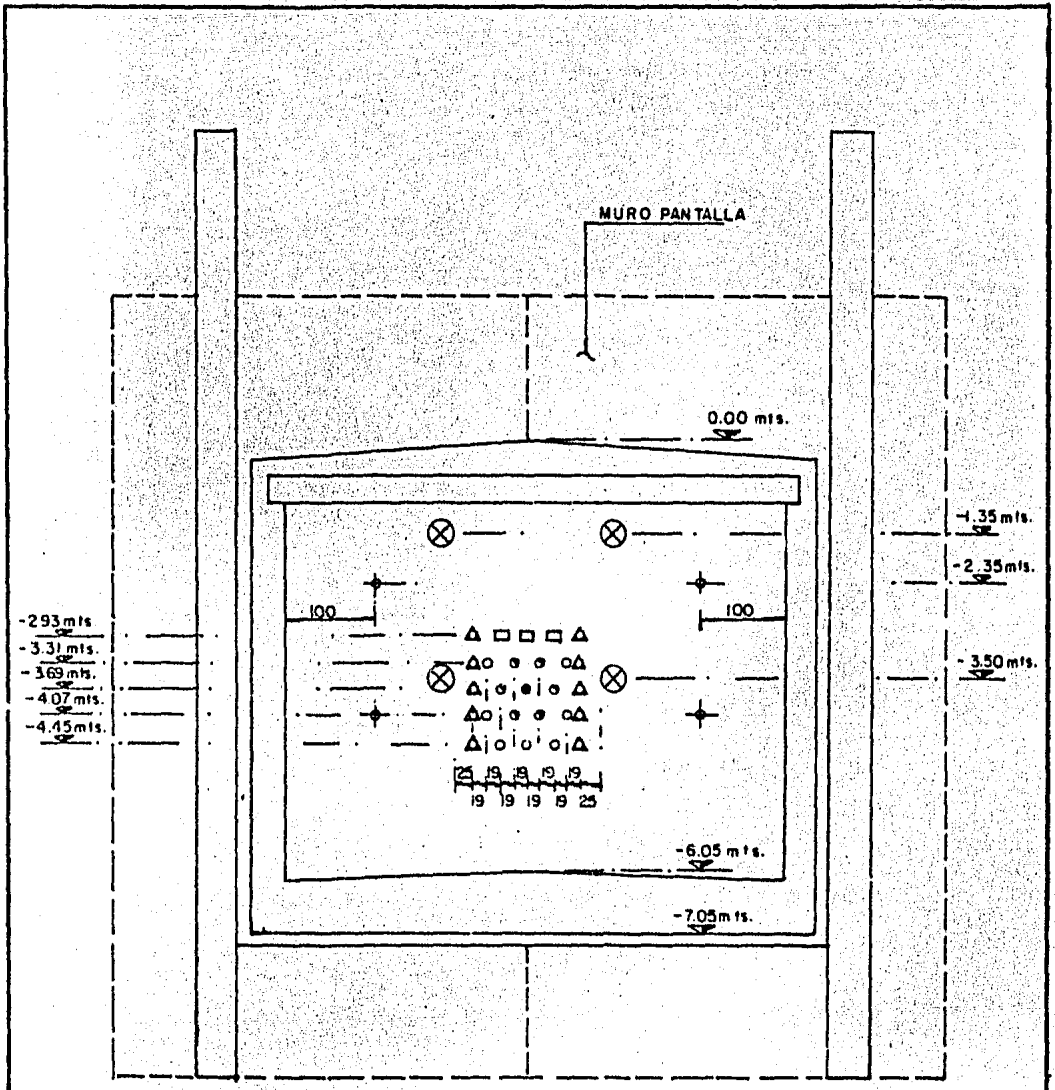
La posición de los barrenos de inyección se muestran en las figuras 16 a 19.





PLANTA

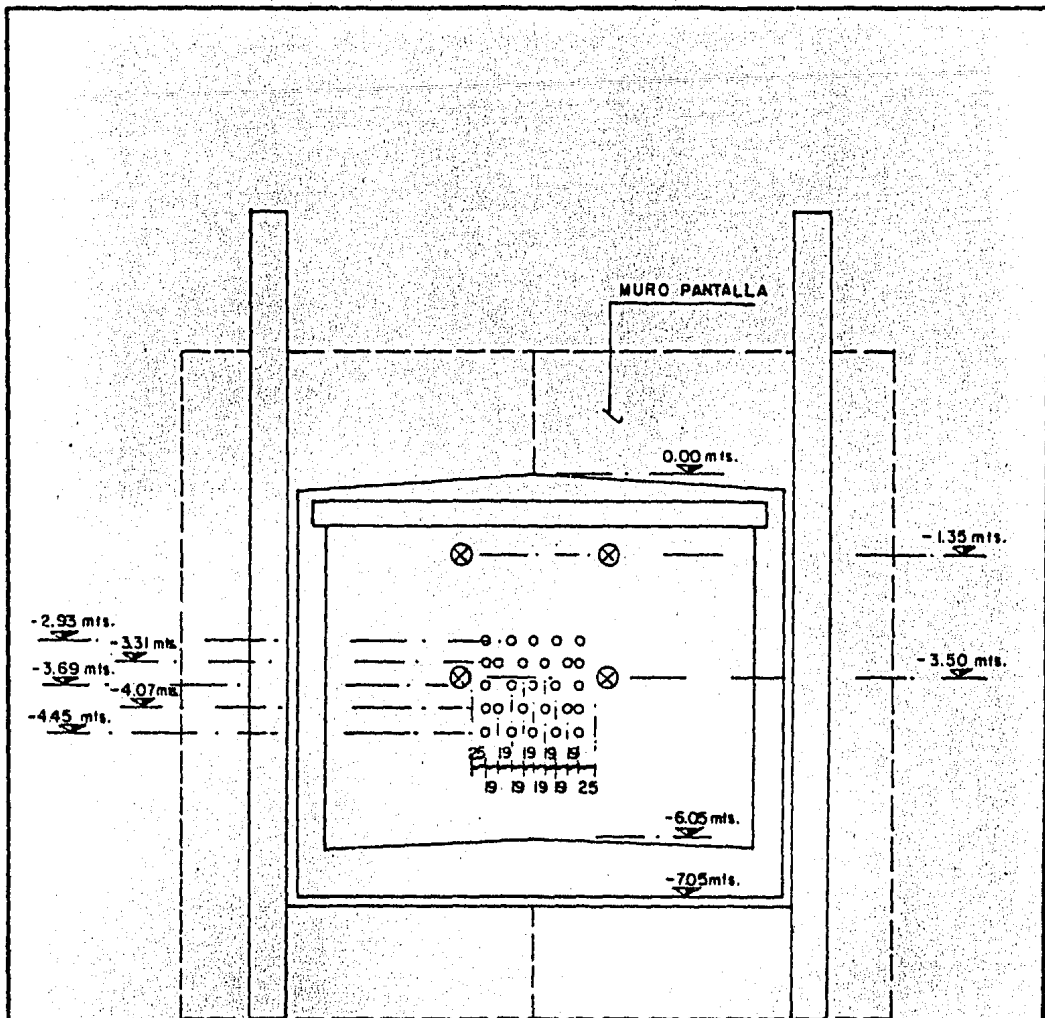
FACULTAD DE INGENIERIA UNAM	
POSICION DE LOS BARRENOS DE LA INYECCION DE CONSOLIDACION	
TESIS PROFESIONAL FIGURA.-17	
JOSE MANUEL RODRIGUEZ A.	
MEXICO, D.F.	1983



FRENTE NORTE

- TROQUE**
- BARRENOS**
- ⊗ TROQUELES.
 - △ 1ra.- INYECCION (BARRENOS LLENOS) 20 m.
 - 2a.- INYECCION (BARRENOS LLENOS) 21 m.
 - ⊕ 3a.- INYECCION (BARRENOS VACIOS) 22 m.
 - 4a.- INYECCION (BARRENOS VACIOS) 22 m.
 - 5a.- INYECCION (BARRENOS VACIOS) 22 m.

FACULTAD DE INGENIERIA UNAM	
POSICION DE BARRENOS PARA INYECCION DE IMPERMEABILIZACION	
TESIS PROFESIONAL	FIGURA.-18
JOSE MANUEL RODRIGUEZ A.	
MEXICO, D.F.	1983



FRENTE NORTE

- ⊗ TROQUELES
- BARRENOS EN EL MURO PANTALLA

FACULTAD DE INGENIERIA UNAM	
POSICION DE BARRENOS PARA LA INYECCION DE CONSOLIDACION	
TESIS PROFESIONAL	FIGURA - 19
JOSE MANUEL RODRIGUEZ A.	
MEXICO, D.F.	1983

C A P I T U L O I I

" ANALISIS Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA "

II-1) ESTRUCTURA PROVISIONAL PARA EL CRUCE DEL VIADUCTO

En el capítulo anterior se indicó que el tipo de estructura que se emplearía en el cruce del Viaducto y Acueducto, sería una estructura formada por muros tablestaca de acompañamiento y la estructura del cajón propiamente dicha (según figuras 2 y 42 Planta general). Aprovechando ésta condicionante en el proceso constructivo (descrito en el capítulo siguiente) y en vista de la necesidad de cubrir ciertas condiciones de trabajo, como disponer de suficiente espacio y con las menores interferencias posibles en el frente de ataque que sería la zona comprendida entre el lecho bajo de la losa de piso del Viaducto, el nivel máximo de excavación mismo que correspondería al lecho bajo de la plantilla y el espacio dejado entre paños interiores de los muros tablestaca, se hizo necesaria la construcción de una estructura provisional que soportara el piso de la estructura del Viaducto, una vez que se iniciase la excavación del suelo subyacente .

Para tal efecto se consideró posible utilizar los muros tablestaca como parte de esa estructura provisional, dado que de cualquier forma éstos muros deberían ser los primeros en construirse, y por sus características estructurales podrían darnos la capacidad necesaria y suficiente para transmitir la carga del Viaducto al suelo, semejando pilotes de un ancho semi-infinito.

Por otra parte, el proceso constructivo contempla el retirar el suelo que serviría de soporte a la estructura así como ligar los muros tablestaca a la losa del Viaducto, lo que provocaría que el trabajo de la estructura del Viaducto y Acueducto fuera totalmente diferente para el que había sido diseñada.

El problema se resolvió colocando vigas de acero que se apoyarían en los muros tablestaca previamente colocados. que a su vez soportarían la estructura a través de su losa de piso por medio de tensores que se colocarían adecuadamente. (Ver figuras: 34,36,37,38,39,40 y 41).

Se consideró también la ayuda que podrían aportar los muros de la estructu-

ra trabajando como traveses apoyadas en el suelo a ambos lados de la excavación.

A continuación se presentan las consideraciones estructurales realizadas para la implementación de un sistema estructural para soportar las estructuras del Viaducto y del Acueducto en el periodo de construcción de la estructura definitiva que daría cabida al Metro.

a 1). Análisis y Diseño de la tablestaca.

El análisis de la tablestaca se hizo considerando que trabaja en dos direcciones; vertical y horizontal.

En el sentido vertical el análisis se hace considerando una viga apoyada y cargada, según lo establece el proceso de excavación de núcleo. La sección de la viga se forma tomando un ancho de 1m. en la zona de troqueles colocados en su oportunidad (ver figura 20 y proceso constructivo capítulo III) y el propio suelo a través del empuje pasivo que se genera y que actúa sobre la parte de la tablestaca que queda sin descubrir dentro del suelo, mismo que se verifica tratando de lograr que el factor de seguridad definido como:

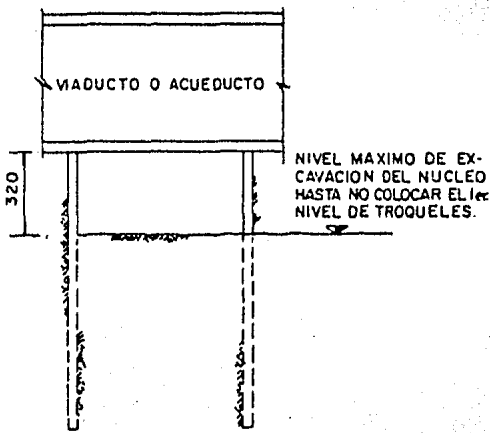
$$F = \frac{\text{Empuje pasivo}}{\text{Reacción de la tablestaca (*)}} \geq 1.30$$

(*) Reacción idealizada que se supone aplicada en el mismo punto sobre la tablestaca en donde se considera que actúa la resultante del empuje pasivo.

La carga la constituyen los empujes activo y activo redistribuido (ver Capítulo I) este último generado por la carga de 30 Tons. que se le da a los troqueles (ver proceso constructivo Capítulo III).

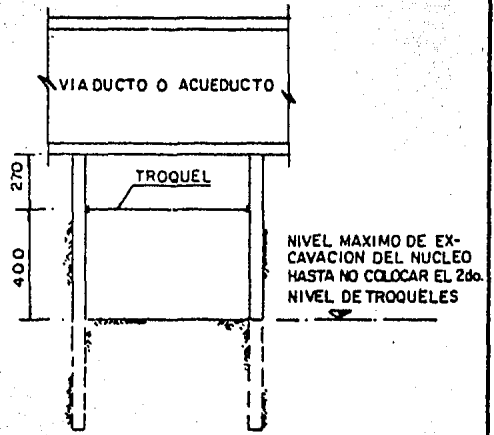
En el sentido horizontal la tablestaca se analiza con el criterio de la estructura equivalente (ref. 6) y el empuje activo redistribuido del suelo como carga. Esta se toma en el claro más largo entre apoyos (el más crítico) para formar la carga uniformemente distribuida sobre la viga apoyada en los troqueles (franja más rígida).

Los cálculos que a continuación se presentan corresponden al análisis y diseño de la tablestaca.



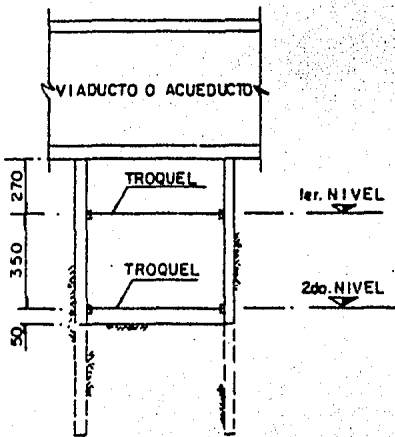
1^{ra} ETAPA

EXCAVACION DE NUCLEO, HASTA 320 cm. ABAJO DEL LECHO BAJO DE LA ESTRUCTURA DEL VIADUCTO O ACUEDUCTO.



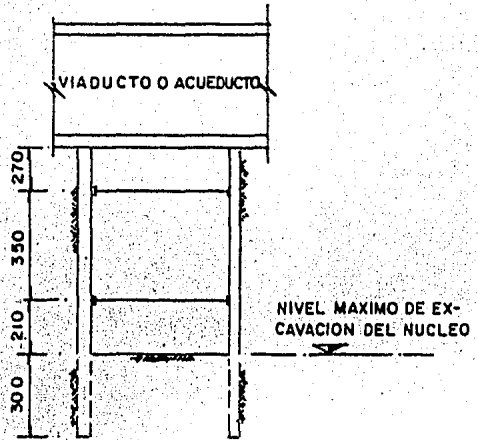
2^{da} ETAPA

COLOCACION DEL 1er. NIVEL DE TROQUELES Y EXCAVACION DEL NUCLEO HASTA 670 cms. ABAJO DEL LECHO INFERIOR DE LA LOSA.



3^{ra} ETAPA

COLOCACION DEL 2do. NIVEL DE TROQUELES.



4^{ta} ETAPA

EXCAVACION DEL NUCLEO HASTA 830 cms. ABAJO DEL LECHO INFERIOR DE LA LOSA.

FACULTAD DE INGENIERIA UNAM

PROCESO DE TROQUELAMIENTO DE TABLESTACAS

TESIS PROFESIONAL FIGURA - 20

JOSE MANUEL RODRIGUEZ A.

MEXICO, D.F. 1983

Análisis de la Tablestaca en sentido vertical.

De acuerdo con el proceso constructivo la primera estructura que se construyó fué la de los muros tablestaca que permitieron limitar la zona por excavar.

Siguiendo el proceso constructivo y analizando una sección transversal de la estructura tendríamos lo mostrado en la figura 20. De la secuencia mostrada en ésta figura se desprenden las condiciones de análisis de la tablestaca.

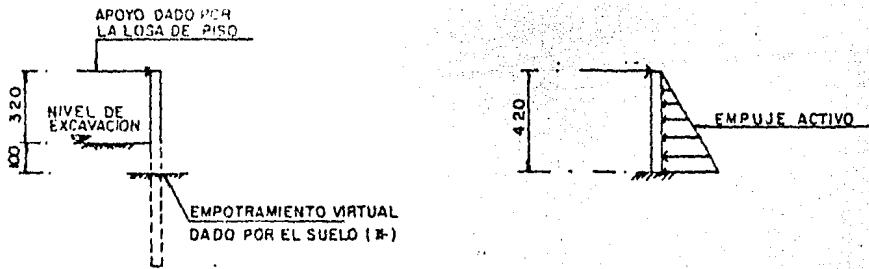
En la figura 21 se indican las 4 condiciones de análisis de la tablestaca. - En ellas, el apoyo que le proporciona la losa de piso del Viaducto o Acueducto a la tablestaca se tomó a 30cms abajo del nivel de remate de muro con lo que se tiene una separación de 270cms al troquel inmediato inferior, ésta distancia es la máxima posible entre éstos apoyos y representa la condición más crítica para la obtención de los elementos mecánicos sobre la tablestaca. Se consideró la máxima distancia debido a que la losa del Viaducto y Acueducto no tenían un nivel constante como se muestra en la figura 15.

El análisis de la tablestaca se hizo con el Método de Cross para cada una de las 4 condiciones; de las 4 condiciones se obtuvo la envolvente del diagrama de momentos, que sirvió para el diseño por flexión en el sentido vertical.

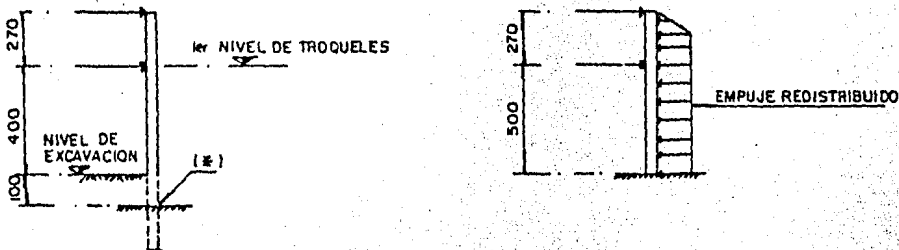
Para la idealización de la viga formada por la tablestaca se consideró que por la acción de la masa de suelo adyacente a la tablestaca sin descubrir, - los giros y desplazamientos son restringidos y nulos a partir de 1m. de profundidad del nivel de excavación para aquellas etapas que dejan una longitud de tablestaca mayor a 3m. dentro del suelo.

Para el análisis de la tablestaca en el sentido horizontal se consideró una carga uniforme distribuida obtenida como la carga tributaria sobre el eje de puntales, que tuviera mayor área tributaria.

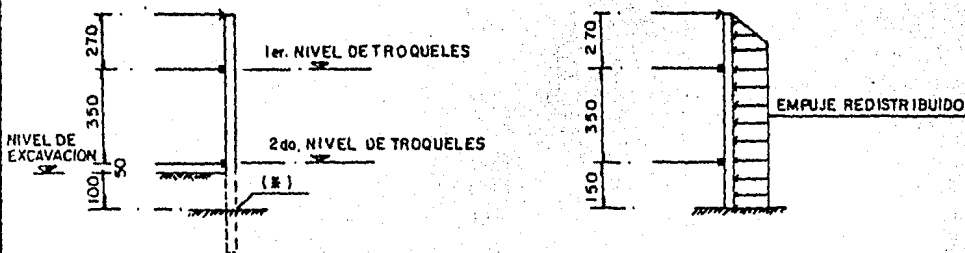
En éste análisis la tablestaca se consideró como una losa plana de acuerdo a lo mencionado al inicio del capítulo apoyada sobre dos troqueles, colocados a 50 cm de la junta de colado de cada tablero de la tablestaca (ver figuras 22 y 23).



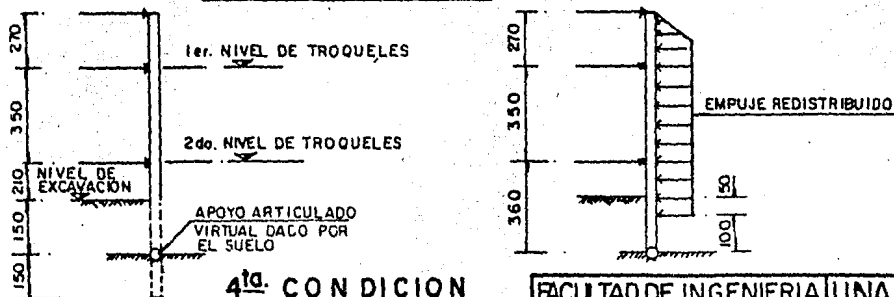
1ra. CONDICION



2da. CONDICION

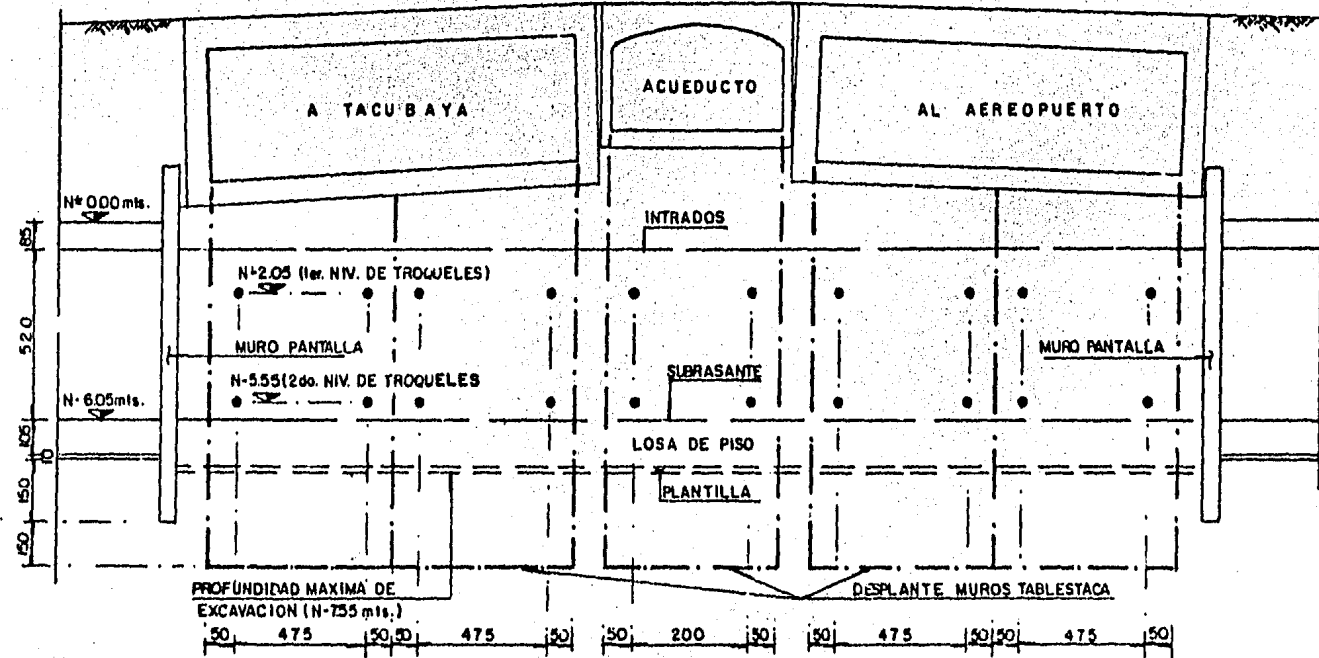


3ra. CONDICION



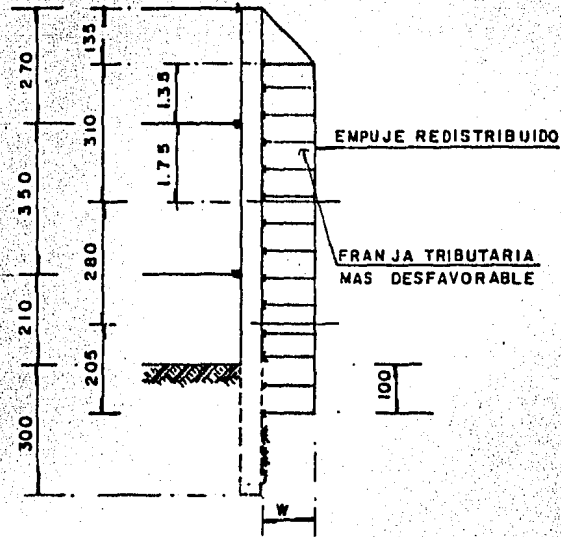
4ta. CONDICION

FACULTAD DE INGENIERIA UNAM	
CONDICIONES DE ANALISIS DE LA TABLESTACA EN SENTIDO VERTICAL	
TESIS PROFESIONAL	FIGURA.-21
JOSE MANUEL RODRIGUEZ A.	
MEXICO, D.F.	1983

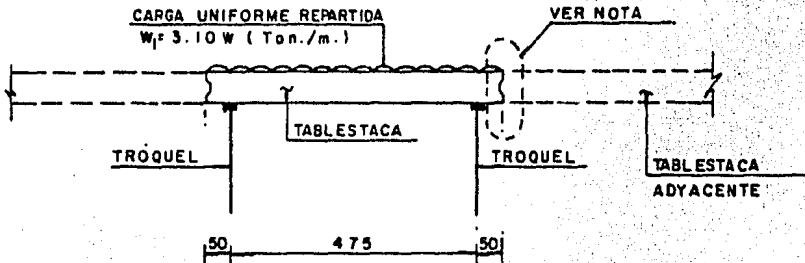


NOTA: LA COLOCACION DE LOS TROQUELES ASI COMO SU RETIRO ESTAN SUJETOS AL AVANCE EN LAS ETAPAS DE CONSTRUCCION.

FACULTAD DE INGENIERIA UNAM	
POSICION DE TROQUELES (CORTE LONGITUDINAL AL METRO)	
TESIS PROFESIONAL	FIGURA: 22
JOSE MANUEL RODRIGUEZ A.	
MEXICO, D.F.	1983



SECCION DE TABLESTACA (ALZADO)



PLANTA

NOTA: EN ESTA CONDICION SE DESPRECIO EL APOYO QUE LA TABLESTACA ADYACENTE PODIA PROPORCIONAR.

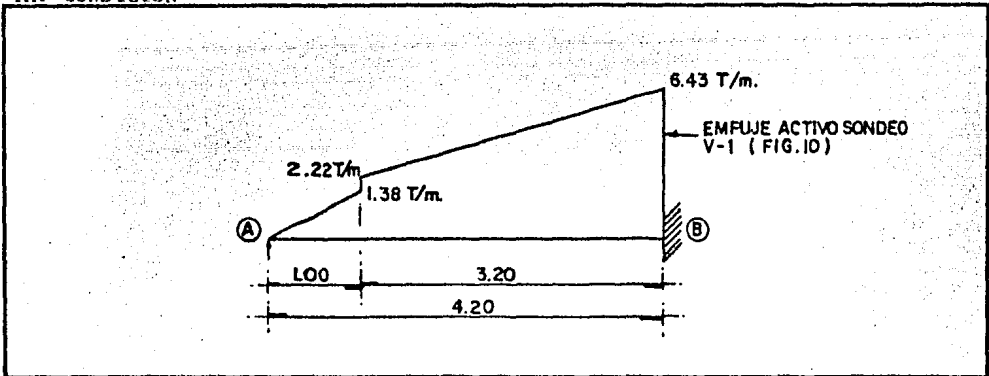
FACULTAD DE INGENIERIA UNAM	
CONDICIONES DE ANALISIS HORIZONTAL DE TABLESTACAS	
TESIS PROFESIONAL	FIGURA.-23
JOSE MANUEL RODRIGUEZ A.	
MEXICO, D.F.	1983

Lo mencionado en los párrafos anteriores nos permitió hacer el diseño de la tablestaca para resistir los efectos de los empujes activo y activo redistribuido durante la excavación del núcleo, sin embargo nos falta considerar la revisión del "pateo" de la parte de la tablestaca que no se descubre (vease 2° párrafo del inciso a-1), en éste análisis verificaremos la estabilidad de la tablestaca que el empuje pasivo del suelo bajo la excavación puede proporcionarle, y la medimos con el factor de seguridad antes mencionado.

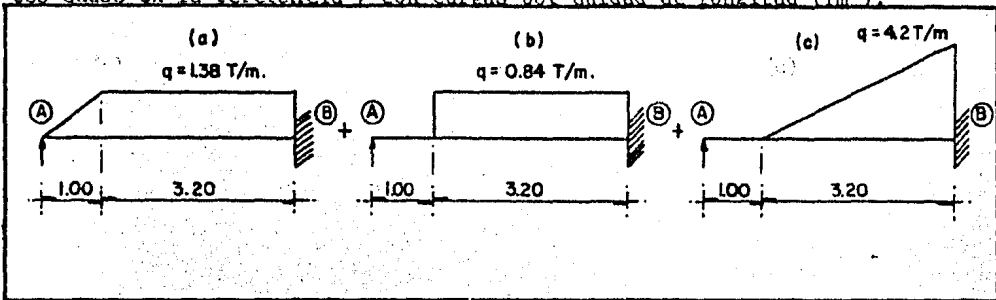
La revisión de ese factor de seguridad se muestra al finalizar el análisis - de la 4a. condición de trabajo de la tablestaca. (fig. 21)

Los cálculos que se muestran a continuación corresponden al análisis de la - tablestaca en sus diferentes condiciones de trabajo.

1A. CONDICION



Los momentos se obtendrán descomponiendo la carga y empleando los coeficientes dados en la referencia 7 con cargas por unidad de longitud (lm).



De la Tabla 15*

$$M_{B_a} = K q l^2$$

$$n = S/l = 1/4.20 = 0.238$$

$$K = 0.1205$$

$$M_{B_a} = 0.1205(1.38)(4.20)^2$$

$$M_{B_a} = 2.9334 \text{ T-m}$$

$$M_B = 2.9335 + 1.636 + 3.713 = 8.283 \text{ Ton-m}$$

De la Tabla 1 *

$$M_{B_b} = K q l^2$$

$$n = S/l = 3.20/4.20 = 0.762$$

$$K = 0.1104$$

$$M_{B_b} = 0.1104(0.84)(4.20)^2$$

$$M_{B_b} = 1.636 \text{ T-m}$$

De la Tabla 5*

$$M_{B_c} = K q l^2$$

$$n = S/l = 0.762$$

$$K = 0.050$$

$$M_{B_c} = 0.05(4.21)(4.20)^2$$

$$M_{B_c} = 3.713 \text{ T-m}$$

- Cortante Isostático:

(a)
 $V_A = 2.263 \text{ Ton}$

$$V_B = 2.843 \text{ Ton}$$

(b)
 $V_A = 1.024 \text{ Ton}$

$$V_B = 1.664 \text{ Ton}$$

(c)
 $V_A = 1.711 \text{ Ton}$

$$V_B = 5.025 \text{ Ton}$$

*Ref. 7

-Cortante Hiperestático:

(a)	(b)	(c)
$V_A = -0.6984 \text{ Ton}$	$V_A = -0.3924 \text{ Ton}$	$V_A = -0.884 \text{ Ton}$
$V_B = +0.6984 \text{ Ton}$	$V_B = +0.3924 \text{ Ton}$	$V_B = +0.884 \text{ Ton}$

-Cortante Final:

(a)	(b)	(c)
$V_A = 1.56 \text{ Ton}$	$V_A = 0.63 \text{ Ton}$	$V_A = 0.82 \text{ Ton}$
$V_B = 3.54$	$V_B = 2.05 \text{ Ton}$	$V_B = 5.90 \text{ Ton}$

-Cortantes Totales:

$$V_A = 1.564 + 0.631 + 0.827 =$$

$$\underline{V_A = 2.023 \text{ Ton}}$$

$$V_B = 3.541 + 2.056 + 5.909 =$$

$$\underline{V_B = 11.5068 \text{ Ton}}$$

Ecuación de Momentos

$$0 \leq x \leq 1.00$$

$$M_x = R_A x - q_x \frac{x}{2} \left(\frac{x}{3} \right)$$

$$\frac{q_x}{x} = 1.38 \quad \therefore q_x = 1.38x$$

$$M_x = 3.0232x - 1.38 \frac{x^3}{6}$$

$$1.00 \leq x \leq 4.20$$

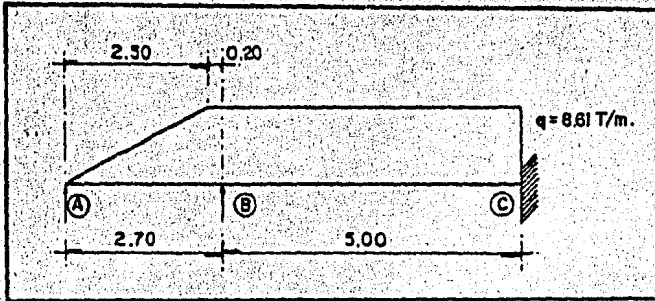
$$M_x = R_A x - \frac{1.38}{2} (x - \frac{2}{3}) - 2.22 \frac{(x-1)^2}{2} - q_x \frac{(x-1)^2}{(2)(3)}$$

$$\frac{q_x}{x-1} = \frac{4.21}{3.20} \quad \therefore q_x = \frac{4.21}{3.20} (x-1)$$

$$M_x = 3.0232x - 0.69(x - \frac{2}{3}) - 1.11(x-1)^2 - 0.219(x-1)^3$$

x	M _x (T-m)
0	0
0.50	1.483
1.00	2.793
1.50	3.655
2.00	3.797
3.00	1.268
4.00	-6.110
4.20	-8.283

2a. CONDICION:



La estructura se resolvió con el método de Cross.

Rigideces:

$$R_{A/B} = 0, \quad R_{B/A} = \frac{3 EI}{L_1}, \quad R_{B/C} = \frac{4 EI}{L_2}, \quad R_{C/B} = \frac{4 EI}{L_2}$$

EI = CONSTANTE

$$R_{A/B} = 0, \quad R_{B/A} = \frac{3 EI}{2.70}, \quad R_{B/C} = \frac{4 EI}{5.00}, \quad R_{C/B} = \frac{4 EI}{5.00}$$

Factores de distribución:

Nudo B.

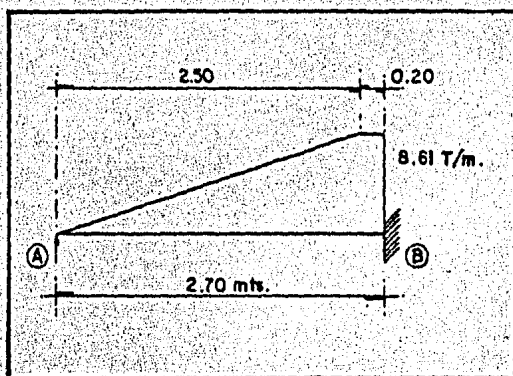
$$F_{d\ B/A} = \frac{R_{A/B}}{\epsilon R_B} = \frac{3/2.70 EI}{1.91 EI} = 0.58$$

$$F_{s\ B/C} = \frac{R_{B/C}}{\epsilon R_B} = \frac{4 EI}{5(1.91)EI} = 0.42$$

+ $\frac{\quad}{1.00}$

Momentos de empotramiento. (Barra sobre nudo),

$$M_{A/B} = 0$$



De la tabla 15 pag. 47 referencia 7.

$$M_{B/A} = K q l^2$$

$$n = \frac{s}{l} = \frac{2.50}{2.70} = 0.926$$

$$K = 0.0719$$

$$M_{B/A} = 0.0719 (8.61)(2.70)^2$$

$$M_{B/A} = 4.513 \text{ T-m}$$

$$M_{B/C} = q \frac{l^2}{12}$$

$$M_{B/C} = \frac{8.61(5)^2}{12} = 17.94 \text{ T-m}$$

$$M_{C/B} = M_{B/C} = 17.94 \text{ Ton-m}$$

Factores de Transporte :

$$t_{A/B} = 0$$

$$t_{B/A} = 0$$

$$t_{B/C} = 0.50$$

$$t_{C/B} = 0$$

Nudo	A	B		C	
Barra	A - B	B - A	B - C	C - B	
Fd	-	0.58	0.42	-	
t	-	0	0.50	-	
Me	-	+4.513	-17.94	+17.94	
M deseq.	-	-	-13.43	-	
M dist.	-	+7.79	+5.64	-	
M transp.	-	-	-	+2.82	
M Final	-	+12.30	-12.30	+20.76	T-m
V. Isost.	4.183	8.302	21.53	21.53	Ton
V. Hiper.	-4.556	4.556	-1.692	1.692	
V. Final.	-0.373	12.858	19.838	23.222	Ton
V Total	-0.373	32.696		23.222	Ton

Ecuaciones de momentos.

$$0 \leq x \leq 2.50$$

$$M_x = R_A X - q_x \frac{x^2}{2 \cdot 3}$$

$$\frac{q_x}{x} = \frac{8.61}{2.50} \therefore q_x = \frac{8.61}{2.50} x$$

$$M_x = R_A X - \frac{8.61}{2.5} \frac{x^3}{6}$$

$$M_x = -0.373X - 0.574 X^3$$

$$2.50 \leq x \leq 2.70$$

$$M = -0.373X - 8.61 \frac{(2.50)}{2} (x - \frac{2}{3} \cdot 2.50) - \frac{8.61}{2} (x - 2.50)^2$$

$$M_x = -0.373X - 10.763 (x - 1.667) - 4.305 (x - 2.50)^2$$

$$2.70 \leq x \leq 7.70$$

$$M_x = -0.373X - 2.50 \frac{8.61}{2} (x - 1.667) - 8.61 \frac{(x - 2.50)^2}{2} + R_B (x - 2.70)$$

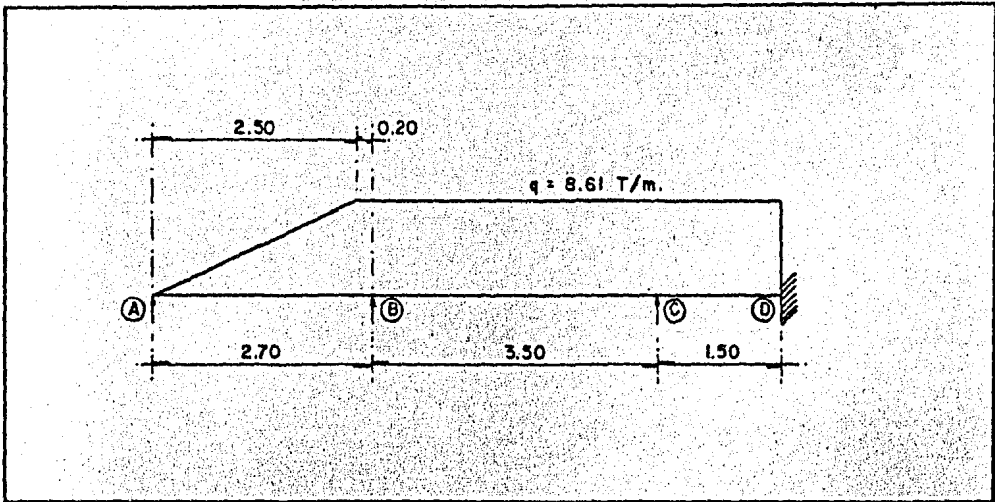
$$M_x = -0.373X - 10.763 (x - 1.667) - 4.305 (x - 2.50)^2 + 32.696(x - 2.70)$$

TABLA 2.-

Tabulación de Momentos 2a. Condición.

x	M _x (T-m)
0	0
1.00	- 0.947
1.50	- 2.497
2.00	- 5.338
2.70	-12.297
3.00	- 6.734
4.00	6.216
5.00	10.556
6.00	6.286
7.00	- 6.594
7.70	-20.760

3A. CONDICION



Resolviendo la estructura por el método de Cross:

Rigideces:

$$R_{A/B} = 0, \quad R_{B/A} = \frac{3 EI}{L_1}, \quad R_{B/C} = \frac{4 EI}{L_2}, \quad R_{C/B} = \frac{4 EI}{L_2}, \quad R_{C/D} = \frac{4 EI}{L_3},$$

$$R_{D/C} = \frac{4 EI}{L_3}$$

$EI = \text{cte.}$

$$R_{A/B} = 0$$

$$R_{B/A} = 1.11 EI$$

$$R_{B/C} = \frac{4}{3.50} EI = 1.14 EI$$

$$R_{C/B} = 1.14 EI$$

$$R_{C/D} = \frac{4}{1.5} EI = 2.67 EI$$

$$R_{D/C} = 2.67 EI$$

Factores de distribución:

Nudo B

$$\Sigma R_B = 1.11 EI + 1.14 EI = 2.25 EI$$

$$F_{d_{B/A}} = \frac{R_{B/A}}{\Sigma R_B} = \frac{1.11}{2.25} \frac{EI}{EI} = 0.49$$

$$F_{d_{B/C}} = \frac{R_{BC}}{\Sigma R_B} = \frac{1.14}{2.25} \frac{EI}{EI} = 0.51$$

$$+ \frac{\quad}{1.00}$$

Nudo C

$$\Sigma R_C = 1.14 EI + 2.67 EI = 3.81 EI$$

$$F_{d_{C/B}} = \frac{R_{C/B}}{\Sigma R_C} = \frac{1.14}{3.81} \frac{EI}{EI} = 0.30$$

$$F_{d_{C/D}} = \frac{R_{C/D}}{\Sigma R_C} = \frac{2.67}{3.82} \frac{EI}{EI} = 0.70$$

$$+ \frac{\quad}{1.00}$$

Factores de transporte:

$$t_{A/B} = t_{B/A} = t_{D/C} = 0$$

$$t_{B/C} = t_{C/B} = t_{C/D} = 0.50$$

Momentos de empotramiento (barra sobre nudo)

$$M_{A/B} = 0$$

$$M_{B/A} = 4.513 \text{ T-m (ver 2a. condición)}$$

$$M_{B/C} = q \frac{l^2}{12} = \frac{8.61 \times (3.50)^2}{12} = 8.79 \text{ T-m}$$

$$M_{C/B} = 8.79 \text{ T-m}$$

$$M_{C/D} = q \frac{l^2}{12} = \frac{8.61(1.50)^2}{12} = 1.61 \text{ T-m}$$

$$M_{D/C} = 1.61 \text{ T-m}$$

Nudo	A	B		C		D
Barra	A - B	B - A	B - C	C - B	C - D	D
FD	-	0.49	0.51	0.30	0.70	-
t	-	-	0.50	0.50	0.50	-
Me	0	+4.515	-8.79	+8.79	-1.61	+1.61
M deseq.	-	-	-4.28	+7.18	-	-
M dist.	-	+2.09	+2.18	-2.15	-5.03	-
transp.	-	-	-1.08	+1.09	-	-2.515
M dist.	-	+0.53	+0.55	-0.33	-0.76	-
transp.	-	-	-0.165	+0.275	-	-0.38
M dist.	-	+0.08	+0.08	-0.08	-0.19	-
transp.	-	-	-0.04	+0.04	-	-0.095
M dist.	-	+0.02	+0.02	-0.012	-0.028	-
transp.	-	-	-0.006	+0.01	-	-0.014
M dist.	-	+0.00294	+0.00306	-0.003	-0.007	-
M final	-	+7.24	-7.25	+7.62	-7.63	-1.39
V isost.	4.183	8.302	15.068	15.068	6.46	6.46
V hiper.	-2.681	2.681	-0.106	0.106	6.013	-6.013
V final	1.502	10.983	14.964	15.176	12.473	+0.447
V total	1.502	25.945		27.649		0.447 Ton

Ecuaciones de momentos

$$0 \leq x \leq 2.50$$

$$M_x = R_A x - 0.574x^3$$

$$M_x = 1.502x - 0.574x^3$$

$$2.50 \leq x \leq 2.70$$

$$M_x = 1.502x - 10.763(x-1.667) - 4.305(x-2.50)^2$$

$$2.70 \leq x \leq 6.20$$

$$M_x = 1.502x - 10.703(x-1.667) - 4.305(x-2.50)^2 + 25.945(x-2.70)$$

$$6.20 \leq x \leq 7.70$$

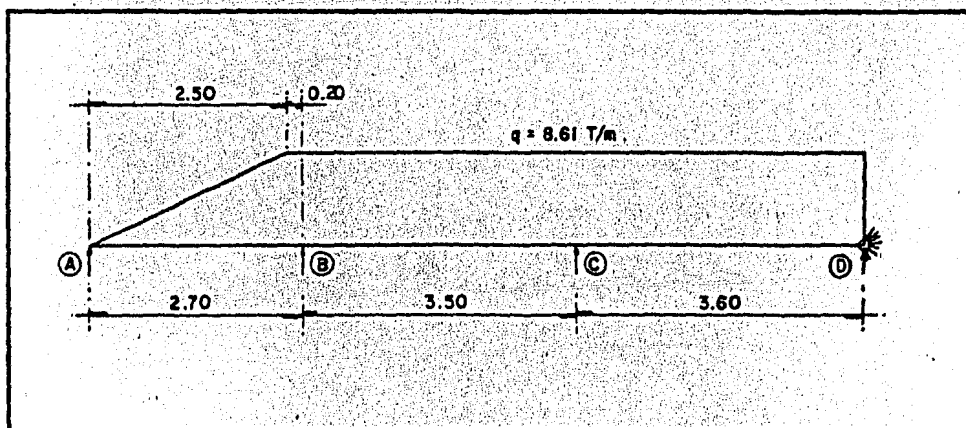
$$M_x = 1.502x - 10.762(x-1.667) - 4.305(x-2.50)^2 + 25.945(x-2.70) + 27.649(x-6.2)$$

TABLA 3.

Tabulación de Momentos 3a. Condición.

x	Mx (T-m)
0	0
1.00	0.0928
1.50	0.316
2.00	-1.588
2.70	-7.240
3.00	-3.134
4.00	4.940
5.00	4.404
6.00	-4.742
6.20	-7.630
7.00	-0.379
7.70	-1.390

4a. Condición.



Resolviendo la estructura por el método de Cross.

Rigideces.

$$R_{A/B} = 0, R_{B/A} = \frac{3 EI}{L_1}, R_{B/C} = \frac{4 EI}{L_2}, R_{C/B} = \frac{4 EI}{L_2}, R_{C/D} = \frac{3 EI}{L_3}, R_{D/C} = 0$$

$$R_{B/A} = 1.11 EI$$

$$R_{B/C} = 1.14 EI$$

$$R_{C/B} = 1.14 EI$$

$$R_{C/D} = 3 \frac{EI}{3.60} = 0.833 EI$$

Factores de distribución

Nudo B

$$F_{d_{B/A}} = 0.49$$

$$F_{d_{B/C}} = 0.51$$

Nudo C

$$R = 1.97 EI$$

$$f_{d_{C/B}} = \frac{R_{C/B}}{R} = \frac{1.14 EI}{1.97 EI} = 0.58$$

$$f_{d_{C/D}} = \frac{R_{C/D}}{R} = \frac{0.833 EI}{1.97 EI} = 0.42$$

+ _____
1.00

Factores de transporte

$$t_{A/B} = t_{B/A} = t_{C/D} = t_{D/C} = 0$$

$$t_{B/C} = t_{C/B} = 0.50$$

Momentos de empotramiento. (Barra sobre nudo)

$$M_{A/B} = M_{D/C} = 0$$

$$M_{B/A} = 4.515 \text{ T-m}$$

$$M_{B/C} = 8.79 \text{ T-m}$$

$$M_{C/B} = 8.79 \text{ T-m}$$

$$M_{C/D} = q \frac{l^2}{8} = \frac{8.61 (3.60)^2}{8} = 13.95 \text{ T-m}$$

Nudo	A	B		C		D	
Barra	A - B	B - A	B - C	C - B	C - D	D - C	
Fd	-	0.49	0.51	0.581	0.42	-	
t	-	-	0.50	0.50	-	-	
Me	0	4.515	-8.79	+8.79	-13.95	0	
M deseq.	-	-	-4.28	-	- 5.16	-	
M dist.	-	+2.10	+2.18	+2.99	+ 2.17	-	
Transp.	-	-	+1.495	+1.09	-	-	
M dist.	-	-0.73	-0.760	-0.63	-0.46	-	
Transp.	-	-	-0.315	-0.38	-	-	
M dist.	-	+0.154	+0.161	+0.22	+ 0.16	-	
Transp.	-	-	+0.11	+0.08	-	-	
M dist.	-	-0.054	-0.056	-0.046	- 0.034	-	
M final	-	+5.99	-5.99	+12.114	-12.114	-	T-m
V isost.	4.183	8.302	15.068	15.068	15.50	15.50	
V hiper.	-2.219	2.219	-1.750	1.750	3.365	- 3.365	
V final	1.964	10.521	13.318	1.865	18.865	12.135	
V total	1.964	23.839		35.683		12.135	Ton

Ecuaciones de momentos :

$$0 \leq x \leq 2.50$$

$$M_x = R_A x - 0.574x^3$$

$$M_x = 1.964x - 0.574x^3$$

$$2.50 \leq x \leq 2.70$$

$$M_x = 1.96x - 10.763 (x-1.667) - 4.305 (x-2.50)^2$$

$$2.70 \leq x \leq 6.20$$

$$M_x = 1.964x - 10.763(x-1.667) - 4.305(x-2.50)^2 + 23.839(x-2.70)$$

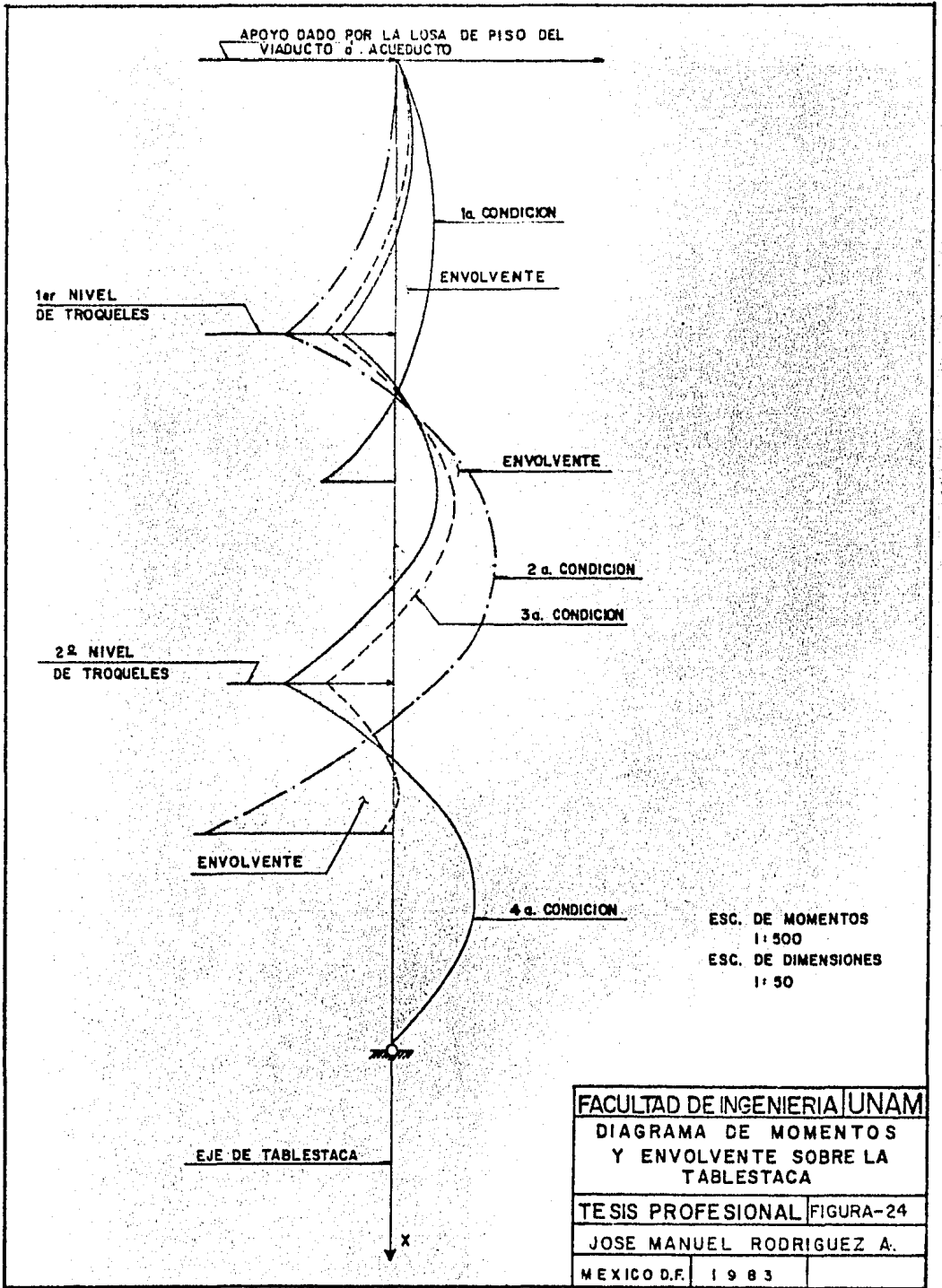
$$6.20 \leq x \leq 9.80$$

$$M_x = 1.964x - 10.763(x-1.667) - 4.305(x-2.50)^2 + 23.839(x-2.70) + 35.683(x-6.20)$$

TABLA No. 4 Tabulación de Momentos 4a. Condición.

x	M _x (T-m)
0	0
1.00	1.39
1.50	1.01
2.00	-0.66
2.70	-5.99
3.00	-2.38
4.00	4.05
5.00	1.87
6.00	-8.92
6.20	+12.11
7.00	0.23
8.00	7.90
9.00	6.96
9.80	0.00

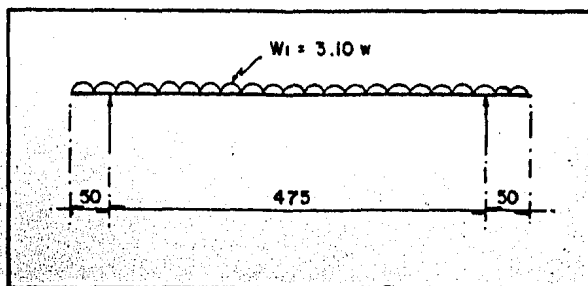
En la figura 24, se muestran gráficamente los momentos obtenidos en las 4 - condiciones de análisis de la tablestaca y se muestra coloreada la envolvente del diagrama de momentos.



FACULTAD DE INGENIERIA UNAM	
DIAGRAMA DE MOMENTOS Y ENVOLVENTE SOBRE LA TABLESTACA	
TESIS PROFESIONAL	FIGURA-24
JOSE MANUEL RODRIGUEZ A.	
MEXICO D.F.	1983

Análisis de la tablestaca en el sentido horizontal

Como se muestra en la figura 23, la tablestaca en el sentido horizontal es una viga simplemente apoyada con dos voladizos en sus extremos.



$w = 8.61 \text{ T/m}^2$ (del diagrama de empuje activo redistribuido figura 12)

$$w_1 = 3.10(8.61) = 26.69 \text{ T/m}$$

$$M(\text{máx. positivo}) = \frac{w_1 l^2}{8} - \frac{w(0.50)^2}{2}$$

$$M = \frac{26.69(4.75)^2}{8} - \frac{26.69(.25)^2}{2} = 71.94 \text{ Ton-m}$$

Momento de diseño (en franja de troqueles)

Momento en franja de troqueles

$$M_d = 0.60 M$$

Ancho de la franja de troqueles

$$b = \frac{d}{2} = \frac{3.10}{2} = 1.55$$

Momento de diseño para una franja de ancho = $d/2$

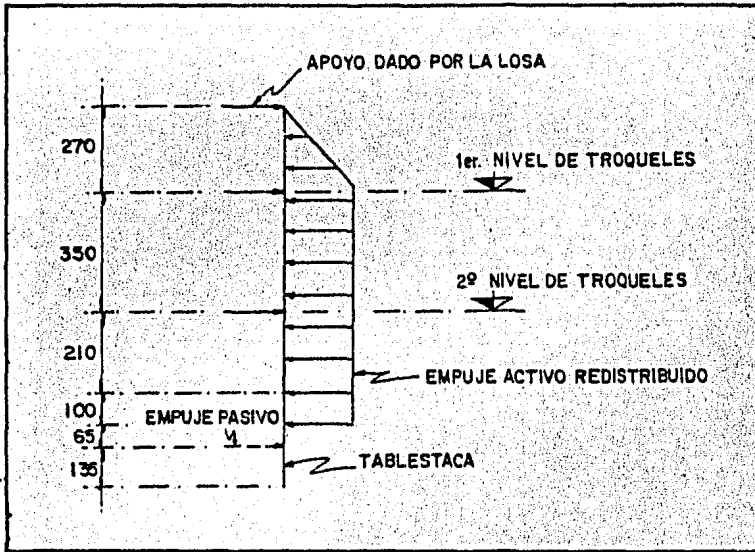
$$M_d = \frac{0.60M}{\frac{d}{2}}$$

$$M_d = 2(0.60)M/d$$

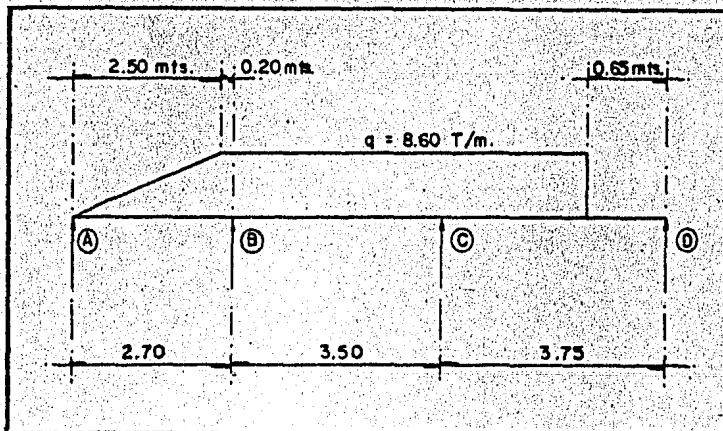
$$M_d = \frac{2(0.60)(71.94)}{3.10} = 27.85 \text{ T-m}$$

Para concluir con el análisis de la tablestaca, se verificará el factor de seguridad al pateo. En la figura 25 se muestra la condición bajo la cual se rá revisado éste factor y a continuación se muestran los calculos para obtener ese factor.

Revisión por pateo:



Condición de análisis para revisión del factor de seguridad al pateo:



Rigideces :

$$R_{A/B} = 0$$

$$R_{B/A} = 1.11 EI$$

$$R_{B/C} = R_{C/B} = 1.14 EI$$

$$R_{C/D} = \frac{3EI}{3.75} = 0.80 EI$$

$$R_{D/C} = 0$$

Factores de distribución

Nudo B

$$Fd_{B/A} = 0.49$$

$$Fd_{B/C} = 0.51$$

Nudo C

$$Fd_{C/B} = \frac{R_{C/B}}{\sum R_C} = \frac{1.14 EI}{1.98 EI} = 0.59$$

$$Fd_{C/D} = \frac{0.80 EI}{1.94 EI} = 0.41$$

Factores de transporte

$$t_{A/B} = t_{B/A} = t_{C/D} = t_{D/C} = 0$$

$$t_{B/C} = t_{C/B} = 0.50$$

Momentos de empotramiento (Barra sobre nudo)

$$M_{A/B} = M_{D/C} = 0$$

$$M_{B/A} = 4.515 \text{ Ton-m}$$

$$M_{B/C} = 8.79 \text{ Ton-m}$$

$$M_{C/B} = 8.79 \text{ Ton-m}$$

$$M_{C/D} = K q l^2$$

De la Tabla 1., pag. 29, ref. 7

$$M_{C/D} = 0.0944(8.60)(3.75)^2$$

$$n = \frac{s}{l} = \frac{3.10}{3.75} = 0.64$$

$$M_{C/D} = 11.42 \text{ Ton-m}$$

$$K = 0.00944$$

Nudo	A		B		C		D
Barra	A - B	B - A	B - C	C - B	C - D	D - C	
Fd	-	0.49	0.51	0.59	0.41	-	
t	0	0	0.50	0.50	0	0	
Me	-	+4.515	-8.79	+8.79	-11.42	-	
M deseq.	-	-	-4.28	-	-2.63	-	
M dist.	-	+2.10	+2.18	+1.55	+1.08	-	
Transp.	-	-	+0.78	+1.09	-	-	
M dist.	-	-0.38	-0.40	-0.64	-0.45	-	
Transp.	-	-	-0.32	-0.20	-	-	
M dist.	-	+0.16	-0.16	+0.12	+0.08	-	
Transp.	-	-	+0.06	-0.08	-	-	
M dist.	-	-0.03	-0.03	+0.04	+0.04	-	
Transp.	-	-	+0.02	-0.015	-	-	
M dist.	-	-0.01	-0.01	+0.0089	+0.0062	-	
M final	-	6.67	-6.67	10.66	-10.66	-	Ton-m
V isost.	4.183	8.302	15.068	15.068	14.04	6.60	
V hiper	-2.47	2.470	-1.140	1.140	2.843	-2.843	
V final	1.713	10.772	13.928	16.208	16.883	3.757	Ton

Factor de seguridad al pateo

$$F_s = \frac{\text{Empuje Pasivo}}{\text{Reacción en D}}$$

$$F_s = \frac{17.18 \text{ Ton}}{3.757 \text{ Ton}} = 4.57$$

$$F_s = 4.57 \gg 1.15$$

El factor de seguridad al pateo obtenido es mayor que el valor del factor de seguridad mínimo permisible por lo que el resultado es satisfactorio.

Debido a que el valor del factor de seguridad al pateo resultó ser adecuado la siguiente etapa es diseñar la tablestaca, a continuación se indican dichos cálculos.

El diseño de la tablestaca se hará por el criterio de diseño plástico que marca el R.C.D.F. y los materiales que se emplearán serán de las siguientes características.

Concreto $f'_c = 150.00 \text{ Kg/cm}^2$ (resistencia especificada)

Acero $f_y \geq 4000.00 \text{ Kg/cm}^2$

El recubrimiento libre será de 7 cm.

Las dimensiones de la tablestaca se consideraron de 60 cms de espesor x 100cms de ancho (ancho tributario tomado para su análisis).

De acuerdo a las normas técnicas complementarias del R.C.D.F. el momento resistente de la sección puede calcularse según la expresión:

$$M_r = F_r b d^2 f''_c q (1 - 0.5q) \quad (1)$$

en donde:

F_r - Factor de reducción para flexión = 0.90

$$f''_c = (1.05 - \frac{f'_c}{1250}) f'_c \leq 0.85 f'_c$$

$f'_c = 0.80 f'_c$ (resistencia nominal)

$$q = p \frac{f_y}{f''_c} \quad (\text{cuantía de acero})$$

p - Porcentaje de acero.

Sustituyendo la expresión (2) en (1) tenemos:

$$M_r = F_r b d^2 f_c'' \left(p \frac{f_y}{f_c''} \right) \left[1 - 0.50 \left(p \frac{f_y}{f_c''} \right) \right]$$

$$\frac{M_r}{F_r b d^2 f_c''} = p \frac{f_y}{f_c''} \left(1 - 0.50 p \frac{f_y}{f_c''} \right)$$

Si llamamos $C = \frac{f_y}{f_c''}$

$$\frac{M_r}{F_r b d^2 f_c''} = p C - 0.50 p^2 C^2$$

$$\frac{2 M_r}{F_r b d^2 f_c'' C^2} = \frac{2}{C} p - p^2$$

$$p^2 - \frac{2}{C} p + \frac{2 M_r}{F_r b d^2 f_c'' C^2} = 0$$

Resolviendo la ecuación de 2º grado tenemos:

$$p = \frac{+ 2/C \pm \sqrt{\frac{4}{C^2} - \frac{8 M_r}{F_r b d^2 f_c'' C^2}}}{2}$$

$$p = \frac{+ 2/C \pm \sqrt{\frac{4}{C^2} \left(1 - \frac{2 M_r}{F_r b d^2 f_c''} \right)}}{2}$$

$$p = \frac{+ 2/C \pm 2/C \sqrt{1 - \frac{2 M_r}{F_r b d^2 f_c''}}}{2}$$

$$p = \frac{2}{2C} \left(1 \pm \sqrt{1 - \frac{2 M_r}{F_r b d^2 f_c''}} \right)$$

$$p = \frac{1}{C} \left(1 \pm \sqrt{1 - \frac{2 M_r}{F_r b d^2 f_c''}} \right) \quad (3)$$

En este caso el signo del radical que nos interesa es el negativo por ser el que nos da un resultado congruente con la solución del problema.

Por otra parte la expresión (3) nos permite obtener el porcentaje de acero de refuerzo que requiere una sección de ancho "b" y peralte efectivo "d" cuando se le somete a la acción de un momento flexionante $M_r = M_u$.

M_u = Momento último

$M_u = M \times F_c$

M - Momento obtenido del análisis de la estructura

F_c - Factor de carga para flexión ($F_c = 1.50$ R.C.D.F.)

Sustituyendo estos datos en la ecuación (3) así como el valor de C.

$$p = \frac{f_c''}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 F_c M}{F_r b d^2 f_c''}} \right) \quad (4)$$

Para el diseño de la tablestaca consideremos:

$$f_c'' = \left(1.05 - \frac{0.80 f_c^*}{1250} \right) f_c^* \leq 0.85 f_c^*$$

$$f_c'' = \left(1.05 - \frac{0.80 (150)}{1250} \right) f_c^* \leq 0.85 f_c^*$$

$$f_c'' = 114.48 \text{ Kg/cm}^2$$

$$0.85 f_c^* = 0.85 (0.80) 150 = 102 \text{ Kg/cm}^2$$

$$102 \text{ Kg/cm}^2 < 104.90 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow f_c'' = 0.85 f_c^*$$

$$f_c'' = 102 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 4000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} F_c = 1.50 \\ F_r = 0.90 \end{array} \right\} \text{Según R.C.D.F. para el diseño plástico}$$

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

$$d = 53 \text{ cms. (d = espesor del muro - recubrimiento = 60 - 7 = 53 cms.)}$$

(para datos del espesor del muro ver figura 26)

M - para convertirlo de Ton-m a Kg-m deberá multiplicarse por 1×10^5

Por lo que la expresión (4) puede escribirse:

$$p = \frac{102}{4000} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{3 \times 10^5 M}{0.90(100)(53)^2(102)}} \right)$$

$$p = 0.0255 \left(1 - \sqrt{1 - 0.0116 M} \right) \quad (5)$$

A continuación se muestra el diseño de la tablestaca tabulado como se indica. En la primera columna se indica la sección de la tablestaca en donde se toma el momento para diseño, en la 2a. columna aparece el momento "M", en la 3a. columna aparece el peralte efectivo "d" de la sección considerada, en la 4a. columna se indica el porcentaje de acero necesario de la sección considerada, obtenido con la expresión (5), en la columna 5a. se indica el área de acero A_s que requiere la tablestaca y en la 6a. columna aparece el armado que se propone para la tablestaca en las secciones analizadas.

Momentos Máximos Positivos	Sección analizada (x)	Momento (T-M)/m	Peralte efectivo d (cm)	p	A_s (cm /m) $A_s = p b d$	Armado
	1.80 mts.	3.85	53	0.000575	3.05 *	V11s. #6a25cm
5.00 "	10.60	53	0.001619	8.58 *	" #6a25 "	
8.50 "	8.70	53	0.001321	7.00 *	" #6a25 "	
Momentos Máximos Negativos	2.70 mts.	12.00	53	0.00184	9.75 *	V11s. #6a25cm
	4.20 "	8.00	53	0.001212	6.42 *	" #6a25 "
	6.20 "	12.00	53	0.00184	9.75 *	" #6a25 "
	7.30 "	20.60	53	0.003254	17.25	" #6a15 "

*Área de acero menor que el área de acero mínima permisible.

De acuerdo con el R.C.D.F. el área de acero mínimo es:

$$A_{s\min} = \frac{0.70 \sqrt{f'_c}}{f_y} bd$$

$$As_{mín} = \frac{0.70 \sqrt{150}}{4000} (53)(100) = 11.36 \text{ cm}^2/\text{mt}$$

Y el área de acero máxima:

$$As_{máx} = 0.75 p_b b d$$

p_b = porcentaje de la sección balanceada

$$p_b = \frac{f'_c}{f_y} \frac{4800}{f_y + 6000}$$

$$p_b = \frac{102}{4000} \left(\frac{4800}{4000 + 6000} \right)$$

$$p_b = 0.0122$$

y el área de acero máximo será:

$$As_{máx} = 0.75 (0.0122)(100)53 = 48.495 \text{ cm}^2/\text{mts.}$$

En la tabla de diseño, los valores de As marcados con * son valores menores que $As_{mín}$, por lo que en la columna de armado aparecerá el correspondiente a $As_{mín}$.

En la misma tabla puede apreciarse que todas las áreas de acero requeridas son menores que $As_{máx}$ por lo que dicha especificación se cumple satisfactoriamente.

Cabe aclarar que en vista de que el análisis y el diseño de la tablestaca se hizo considerando una franja de un metro de ancho, el área de acero requerida y el armado propuesto serán por mt de longitud de tablestaca.

Diseño del refuerzo horizontal.

Para el diseño del refuerzo horizontal de la tablestaca consideramos dos ca sos:

- a) Refuerzo horizontal en el paño que da a la excavación del núcleo.
- b) Refuerzo horizontal en el paño que da al terreno sin excavar.

En el inciso a) el diseño se hará tomando el momento flexionante de diseño obtenido del análisis horizontal de la tablestaca.

$$M_d = 27.85 \text{ T-m/m}$$

de la expresión (5)

$$p = 0.00452$$

$$A_s = 0.00452 (100)(53)$$

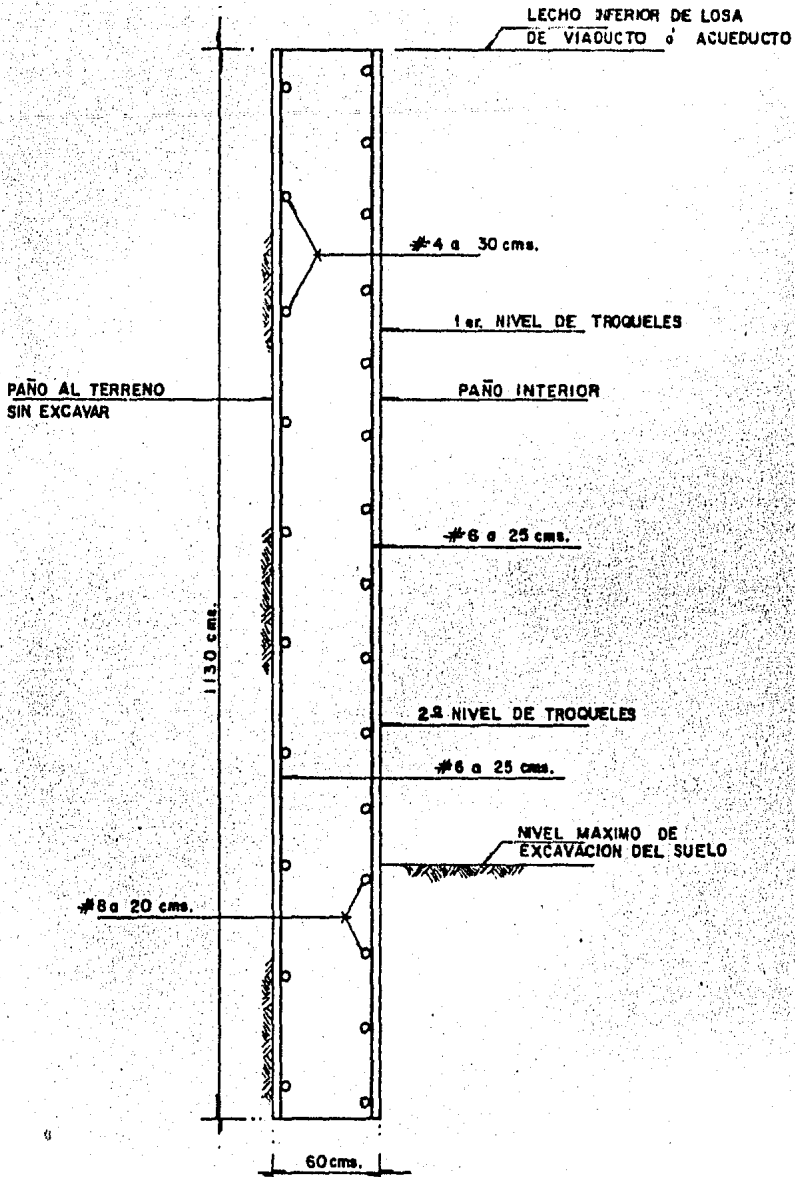
$$A_s = 23.95 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{vlis. \# 8 a 20 cms.}$$

Para el caso b) el refuerzo será el especificado por el R.C.D.F. para temperatura en vista de que tal acero no trabajará a flexión:

$$A_{st} = \frac{450 (d)}{4000 (100+d)} \times 100$$

$$A_{st} = \frac{450 (53)}{4000 (153)} \times 100 = 3.90 \text{ cm}^2/\text{m.} \quad \text{se propone vlis. \# 4 a 30 cm}$$

Con los armados antes obtenidos se propone un armado de la tablestaca como el mostrado en la fig. 25.



NOTA : LOS 60 cms. DE ANCHO DE LA TABLESTACA QUEDAN OBLIGADOS POR EL ANCHO DEL EQUIPO DE EXCAVACION , EMPLEADO.

FACULTAD DE INGENIERIA UNAM	
ARMADO DE TABLESTACA	
TESIS PROFESIONAL	FIGURA 25
JOSE MANUEL RODRIGUEZ A.	
MEXICO	1983

b-1.- Análisis y Diseño del Muro Pantalla

Como se indicó en la introducción, para iniciar los trabajos para el cruce del Viaducto fué necesario construir las estructuras del metro adyacentes al Viaducto al norte y sur del mismo, tales estructuras al paño del muro norte y sur del Viaducto fueron rematadas por un muro tablestaca al que se le dió el nombre de muro pantalla. Este muro tenía por objeto limitar la zona de trabajo bajo el Viaducto y servir de apoyo a las estructuras del mismo.

Las condiciones de trabajo de ese muro serían iguales a las de los muros tablestaca que servirían de acompañamiento a la estructura definitiva del metro y las condiciones de análisis quedarían sujetas por el proceso de excavación del núcleo del cajón en la zona adyacente a la del Viaducto. En la figura 26 se muestra la ubicación del muro pantalla y la posición de los troqueles.

Análisis y diseño del Muro Pantalla

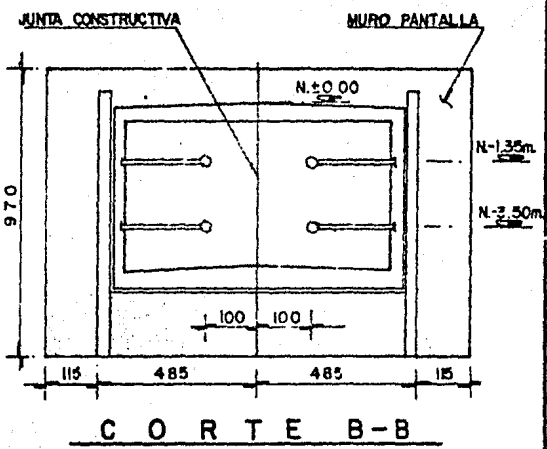
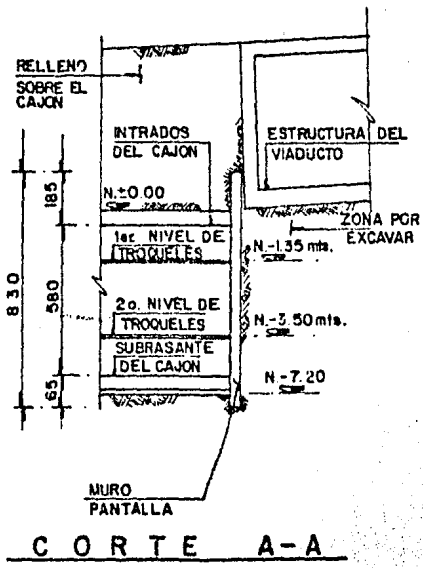
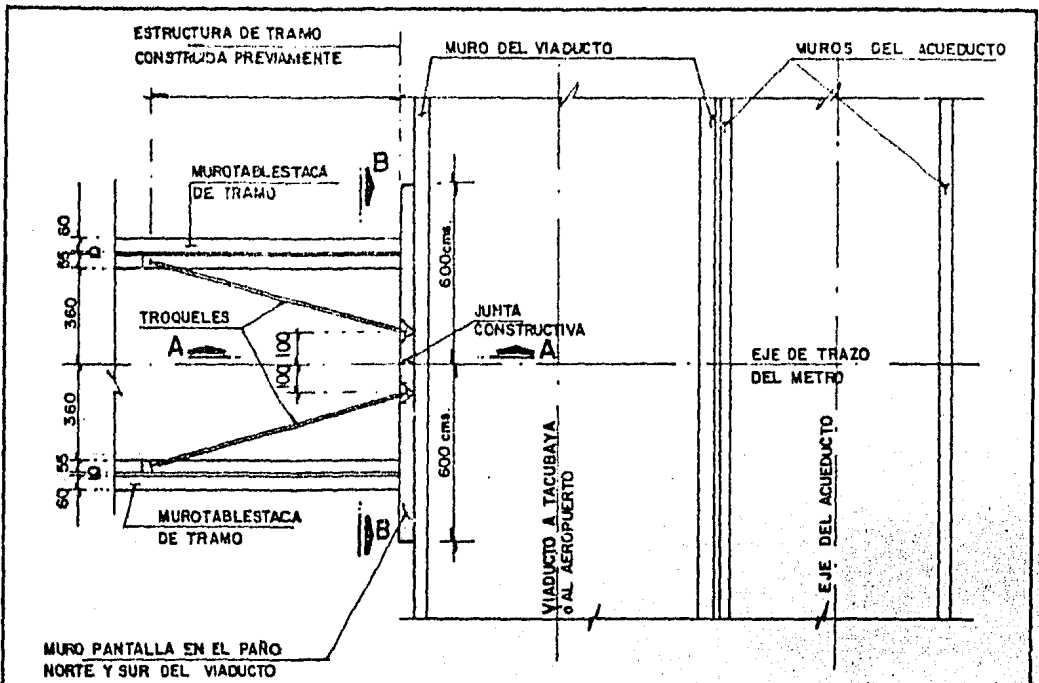
Las condiciones de trabajo y de análisis del muro pantalla quedaron definidas con el proceso de excavación del núcleo del cajón adyacente al Viaducto, tales condiciones se indican en las figuras 27 y 28. El análisis del muro pantalla se realizó de la misma forma en que se analizó la tablestaca.

A continuación se presenta el análisis realizado para el muro pantalla así como su diseño:

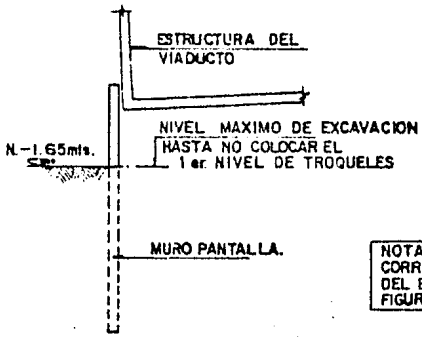
La revisión del muro pantalla en el sentido horizontal se efectuó de la misma forma que se hizo con el muro tablestaca y de acuerdo a las características de apoyo particulares del muro pantalla, éstas condiciones se indican en la figura 29.

En la figura 29 se indican las condiciones de trabajo en el sentido horizontal del muro pantalla y la carga con la que fué analizado.

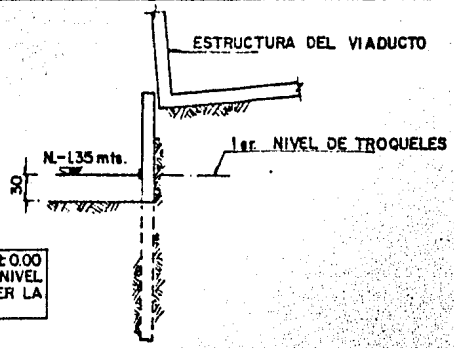
Los cálculos que se muestran a continuación corresponden al análisis y dise



FACULTAD DE INGENIERIA UNAM	
MURO PANTALLA	
TESIS PROFESIONAL	FIGURA-26
JOSE MANUEL RODRIGUEZA.	
MEXICO D.F.	1983

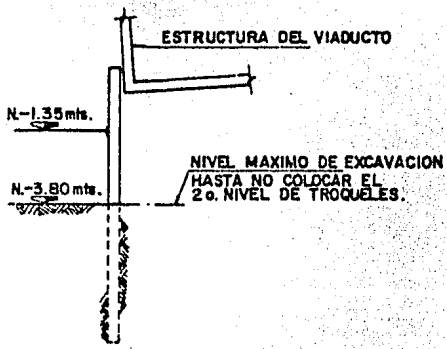


1a. ETAPA. EXCAVACION DEL NUCLEO DEL CAJON ADYACENTE HASTA EL NIVEL -1.65 mts.

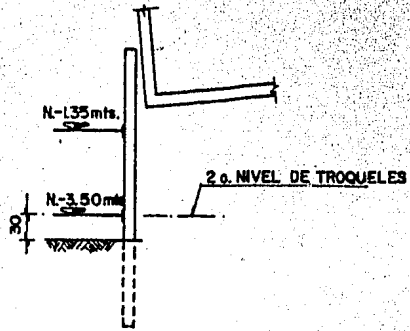


2a. ETAPA. COLOCAR EL PRIMER NIVEL DE TROQUELES EN EL NIVEL -1.35 mts.

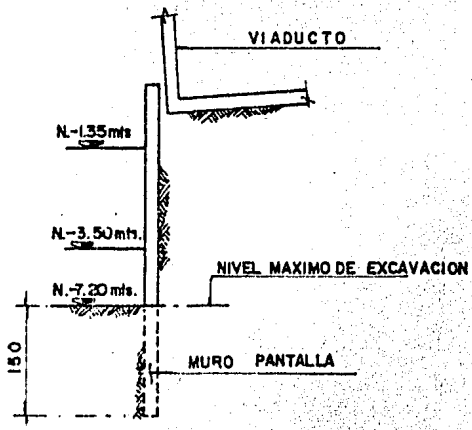
NOTA: EL NIVEL ± 0.00 CORRESPONDE AL NIVEL DEL EXTRADOS, VER LA FIGURA-26.



3a. ETAPA. EXCAVAR EL NUCLEO HASTA EL NIVEL -3.80 mts.

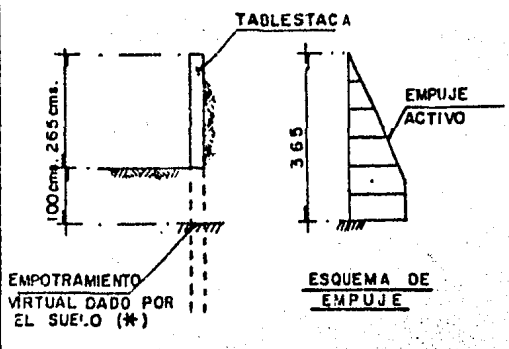


4a. ETAPA. COLOCAR EL 2o NIVEL DE TROQUELES EN EL NIVEL -3.50 mts.

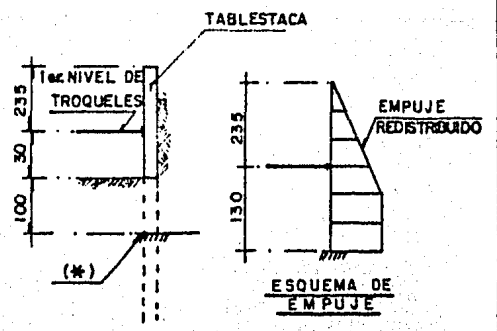


5a. ETAPA. EXCAVAR EL NUCLEO HASTA EL NIVEL -7.20 mts.

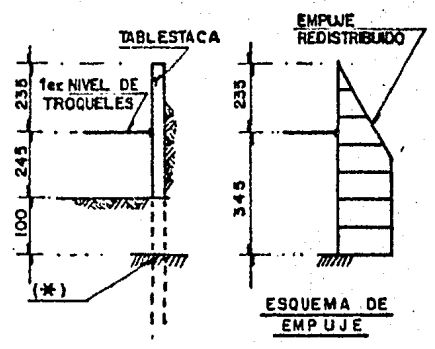
FACULTAD DE INGENIERIA UNAM	
CONDICIONES DE TRABAJO DEL MURO PANTALLA	
TESIS PROFESIONAL	FIGURA-27
JOSE MANUEL RODRIGUEZ A.	
MEXICO D.F.	1983



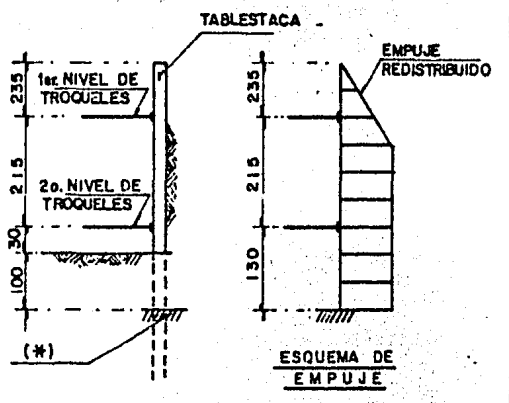
1a. CONDICION



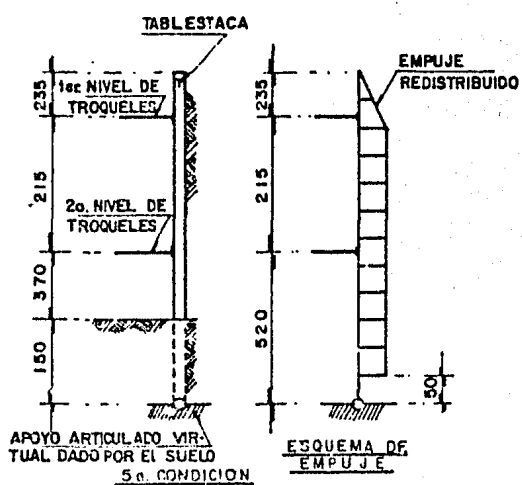
2a. CONDICION



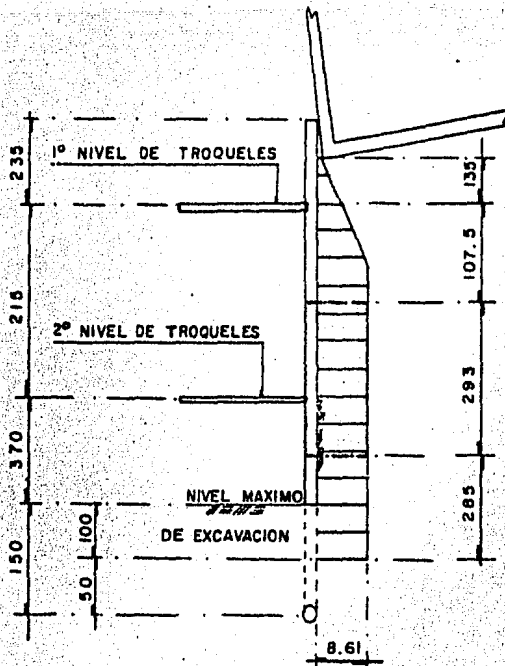
3a. CONDICION



4a. CONDICION



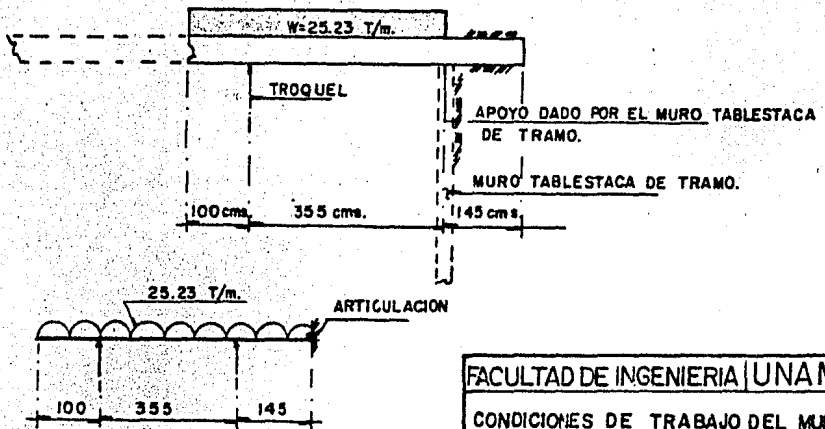
FACULTAD DE INGENIERIA UNAM		
CONDICIONES DE ANALISIS DEL MURO PANTALLA		
TESIS PROFESIONAL		FIGURA-28
JOSE MANUEL RODRIGUEZ. A.		
MEXICO D.F.	19 8 3	



(*)

(*) ANCHO TRIBUTARIO MAS DESFAVORABLE.

ANALISIS DE CARGA PARA REVISION DEL MURO PANTALLA EN EL SENTIDO HORIZONTAL.



FACULTAD DE INGENIERIA UNAM	
CONDICIONES DE TRABAJO DEL MURO PANTALLA HORIZONTALMENTE.	
TESIS PROFESIONAL	FIGURA-29
JOSE MANUEL RODRIGUEZ A.	
MEXICO DF.	1983

ño del muro pantalla bajo las condiciones antes descritas.

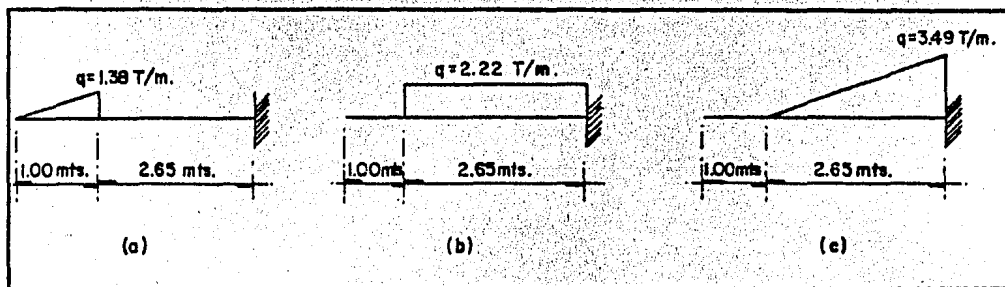
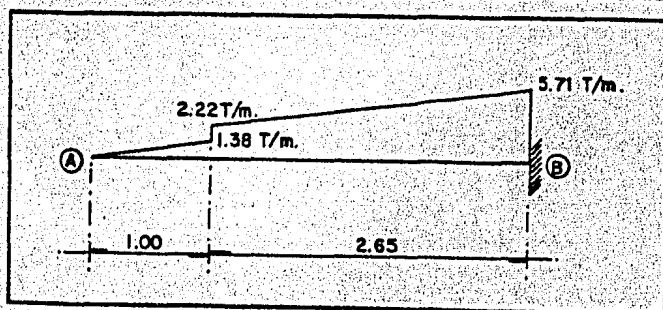
Ancho tributario = 2.90 mts.

Carga $w = 2.93 \times 8.61 = 25.23 \text{ T/m}$

Análisis y diseño del Muro Pantalla

lera CONDICION

El análisis como en el caso de la tablestaca se hará en un ancho de 1mt.



Ecuaciones de momentos

Inciso (a)

$0 \leq x \leq 1.00$

$$M = q_x \frac{x^2}{6}$$

$$\frac{q_x}{x} = 1.38$$

$$M = \frac{1.38}{6} x^3$$

$$M = 0.230 x^3$$

$$q_x = 1.38 x$$

$$1.00 \leq x \leq 3.65 \text{ mts}$$

$$M = 0.69 \left(x - \frac{2}{3} \right)$$

Inciso (b)

$$0 \leq x < 1.00 \text{ m.}$$

$$M = 0$$

$$1.00 \leq x < 3.65 \text{ mts.}$$

$$M = q \frac{(x-1)^2}{2}$$

$$M = 1.11 (x-1)^2$$

Inciso (c)

$$0 \leq x < 1.00 \text{ m.}$$

$$M = 0$$

$$1.00 \leq x < 3.65 \text{ mts.}$$

$$M = q_x \frac{(x-1)^2}{6}$$

$$\frac{q_x}{(x-1)} = \frac{3.49}{2.65}$$

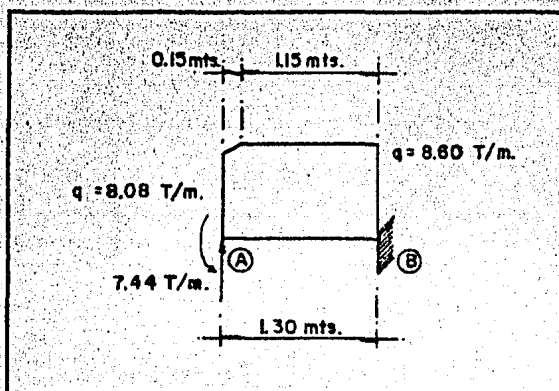
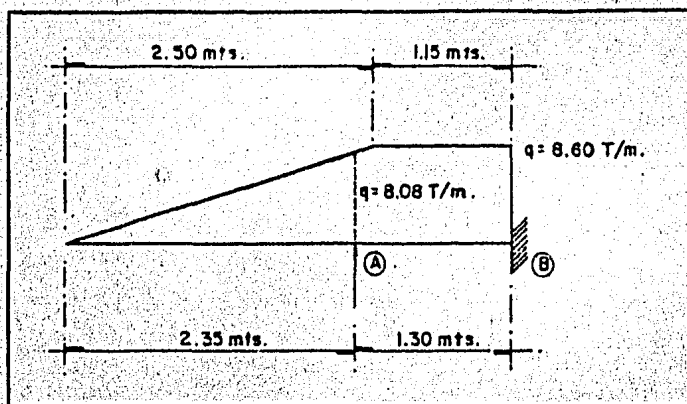
$$M = 0.219 (x-1)^3$$

$$q_x = 1.32 (x-1)$$

TABLA 5 Tabulación de Momentos 1a. Condición

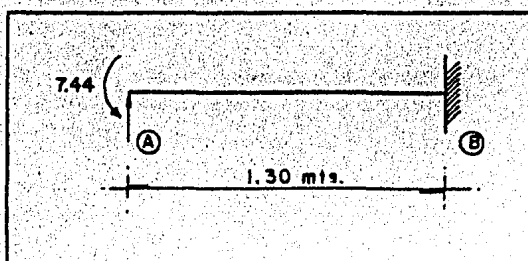
X	(a)	(b)	(c)	Σ Momentos	T-m
0	0	0	0	0	
0.5	-0.029	0	0	-0.029	
1.00	-0.230	0	0	-0.230	
1.50	-0.573	-0.278	-0.027	-0.878	
2.00	-0.918	-1.111	-0.219	-2.248	
2.65	-1.366	-3.022	-0.984	-5.372	
3.00	-1.610	-4.440	-1.752	-7.802	
3.65	-2.056	-7.80	-4.08	-13.936	

2a. CONDICION



Despreciando los 15cms para tener una carga uniformemente repartida.

De las ayudas de diseño pag. 64 y descomponiendo las acciones sobre la trabe.



$$R_A = -\frac{3}{2} M + 9.49 = 18.08, \quad R_B = \frac{3}{2} \frac{M}{L} = 8.585 \text{ Ton.}$$

Momento en el voladizo

$$M_x = q_x \frac{x^2}{6}; \quad \frac{q_x}{x} = \frac{8.08}{2.35}$$

$$M = 3.438 \frac{x^3}{6}; \quad q_x = 3.438 \cdot x$$

$$M = 0.573 x^3$$

$$2.35 \leq x \leq 3.65$$

$$M_x = -\frac{8.60}{2} \frac{x \cdot 2.35}{2} x - \frac{2}{3} (2.35) + 20.853 (x-2.35) - 8.60 \frac{(x-2.35)^2}{2}$$

$$M_x = -10.105 (x - 1.57) + 20.853 (x-2.35) - 4.30 (x-2.35)^2$$

TABLA 6 Tabulación de Momentos 2a. CONDICION

X	Momentos (T-m)
0	0.0
0.50	-0.076
1.00	-0.610
1.50	-2.058
2.00	-4.880
2.35	-7.920
2.65	-5.05
3.00	-2.71
3.65	-1.21

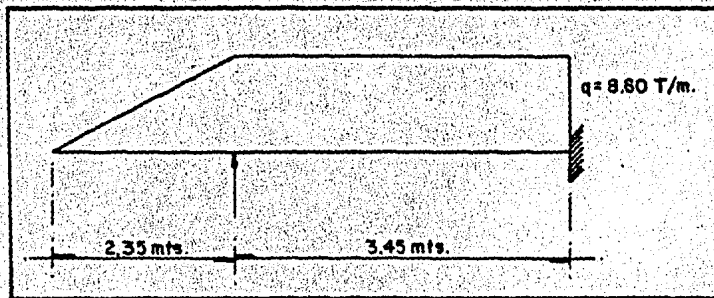
$$0 < x < 2.35 \text{ m}$$

$$M = -0.573x$$

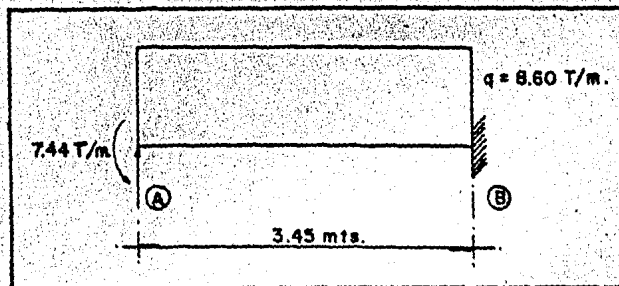
$$2.35 < x < 3.65 \text{ m}$$

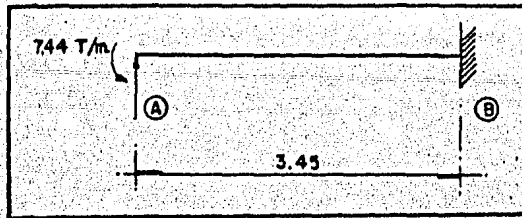
$$M = + 7.44 - 22.27(x - 2.35) + 4.30(x - 2.35)^2$$

3a. CONDICION



El voladizo queda igual que la segunda condición.
y el tramo de 3.45 m. queda así:





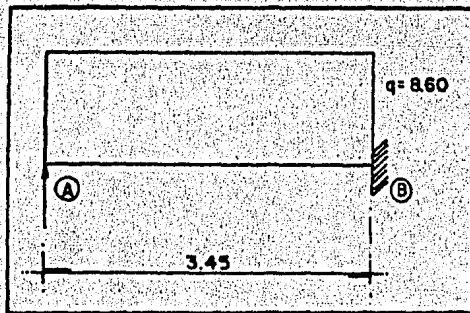
$$R_A = - R_B = \frac{3 M}{2 C}$$

$$R_A = - R_B = \frac{3 \times 7.44}{2 \times 3.45} = 3.236 \text{ Ton}$$

$$M_B = - \frac{M_A}{2}$$

$$M_B = - \frac{7.44}{2} = -3.72 \text{ T-m}$$

$$M_x = 3.236 x_1 - 7.44$$



$$R_A = \frac{3}{8} q l = \frac{3}{8} (8.60)(3.45) = 11.126 \text{ Ton}$$

Ecuación de momentos:

$$M_x = R_A x_1 - \frac{q x_1^2}{2}$$

$$M_x = 11.126 x_1 - \frac{8.60 x_1^2}{2}$$

$$M_x = 11.126 x_1 - 4.30 x_1^2$$

Momento en el voladizo :

$$M_x = 0.573 x^3$$

Momento final:

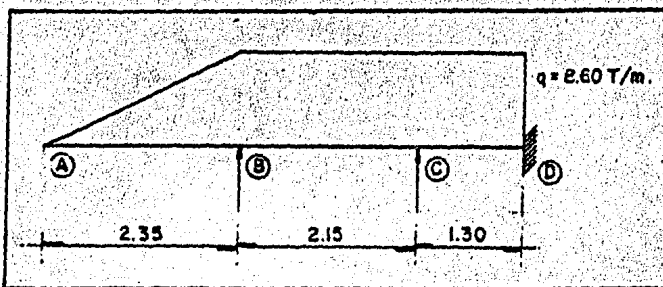
$$M_{x_1} = 11.126x_1 + 3.236x_1 - 7.44 - 4.30x_1^2$$

$$M_{x_1} = 14.362x_1 - 7.44 - 4.30x_1^2 ; x_1 = x - 2.35$$

TABLA 7 Tabulación de Momentos 3a. CONDICION

x	M (T-M)
0	0
0.50	-0.072
1.00	-0.573
1.50	-1.934
2.00	-4.584
2.35	-7.436
2.65	-4.80
3.00	+0.80
4.00	4.55
5.00	0.42
5.80	-9.07

4a. CONDICION:



Momentos de empotramiento :

$$M_{B-A} = q \frac{L}{2} \left(\frac{L}{3} \right) = \frac{8.60(2.35)^2}{2 \times 3} = 7.92 \text{ T-m}$$

$$M_{B-C} = M_{C-B} = q \frac{L^2}{12} = \frac{8.60(2.15)^2}{12} = 3.31 \text{ T-m}$$

$$M_{C-D} = M_{D-C} = q \frac{L^2}{12} = \frac{8.60(1.30)^2}{12} = 1.21 \text{ T-m}$$

Rigideces:

$$R_{B-A} = 0$$

$$R_{B-C} = R_{C-B} = \frac{4 EI}{L} = \frac{4 EI}{2.15} = 1.86 EI$$

$$R_{C-D} = R_{D-C} = \frac{4 EI}{L} = \frac{4 EI}{1.30} = 2.94 EI$$

Factores de distribución :

$$A \quad F_d = 0$$

Nudo B

$$F_{d_{B-A}} = 0$$

$$F_{d_{B-C}} = 1$$

Nudo C

$$F_{d_{C-B}} = 0.39$$

$$F_{d_{C-D}} = 0.61$$

Nudo D

$$F_{d_{C-D}} = 1$$

Empotramiento = 1:

Transporte :

$$t_{B-A} = 0$$

$$t_{B-C} = t_{C-B} = t_{C-D} = 0.50$$

$$t_{D-C} = 0$$

Nudo	A		B		C		D
Barra	A - B	B - A	B - C	C - B	C - D	D - C	
Fd	-	0	1	0.39	0.61	1	
t	-	0	0.50	0.50	0.50	0	
Me	-	7.92	-3.31	+3.31	-1.21	1.21	
M deseq.	-	4.61	-	2.10	-	1.21	
M dist.	-	-	-4.61	-0.82	-1.28	1.21	
Transp.	-	-	-0.41	-2.31	-	0.64	
M dist.	-	-	+0.41	+0.90	+1.41	0.64	
M final	-	7.92	-7.92	+1.08	-1.08	1.85	T-M
V. isost.	-	10.11†	9.25†	9.25†	5.59†	5.59†	
V hiper.	-	-	3.18†	3.18†	0.59†	0.59†	
V total	-	10.11†	12.43†	6.07†	5.00†	6.18†	
			22.54 †		11.07 †		Ton

Ecuaciones de Momentos

$$0 \leq x \leq 2.35 \text{ m}$$

$$M_x = -\frac{8.60}{2.35} \frac{x^3}{6} = -0.61x^3$$

$$2.35 \leq x \leq 4.50 \text{ m}$$

$$M_x = -10.105(x-1.567) + 22.54(x-2.35) - 4.30(x-2.35)^2$$

$$4.50 \leq x \leq 5.80 \text{ m}$$

$$M_x = -10.105(x-1.567) + 22.54(x-2.35) - 4.30(x-2.35)^2 + 11.07(x-4.50)$$

Momentos de empotramiento :

$$M_{B-A} = 7.92 \text{ T-m}$$

$$M_{B-C} = -M_{C-B} = \frac{8.60(2.15)^2}{12} = 3.31 \text{ T-M}$$

$$M_{C-D} = \frac{8.60(5.20)^2}{8} = 29.07 \text{ T-m}$$

Rigideces :

$$R_{B-A} = 0$$

$$R_{B-C} = R_{C-B} = \frac{4 EI}{L} = \frac{4}{2.15} EI = 1.86 EI$$

$$R_{C-D} = \frac{3EI}{L} = \frac{3}{5.20} EI = 0.58 EI$$

$$R_{D-C} = 0$$

Factores de distribución :

Nudo B

$$Fd_{B-A} = Fd_{A-B} = 0$$

$$Fd_{B-C} = 1.00$$

Nudo C

$$Fd_{C-B} = 0.76$$

$$Fd_{C-D} = 0.24$$

$$Fd_D = 0$$

Transporte:

$$t_{B-C} = t_{C-B} = 0.50$$

$$t_{B-A} = t_{A-B} = t_{C-D} = 0$$

Nudo	A		B		C		D
Barra	A - B	B - A	B - C	C - B	C - D	D - C	
Fd	0	0	1.0	0.76	0.24	0	
t	-	-	0.50	0.50	-	-	
Me	-	7.92	-3.31	+3.31	-29.07	-	
Dist.	-	-	-4.61	+19.58	+ 6.18	0	
Transp.	-	-	+9.79	- 2.30	-	0	
Dist.	-	-	-9.79	+ 1.75	+ 0.55	-	
Transp.	-	-	+0.875	- 4.395	-	-	
Dist.	-	-	-0.875	+ 3.31	+ 1.04	-	
Transp.	-	-	+1.655	- 0.439	-	-	
Dist.	-	-	-1.655	+ 0.330	+ 0.10	-	
Transp.	-	-	+0.165	- 0.83	-	-	
Dist.	-	-	-0.165	+ 0.63	+ 0.20	-	
M final	-	7.92	-7.92	+20.95	-21.00	-	T-M
V Isost.	-	10.11†	9.25†	9.25†	22.36†	22.36†	
V Hiper	-	-	6.06†	6.06†	4.04†	4.04†	
V final	-	10.11†	3.19†	15.31†	26.40†	18.32†	Ton
R		13.30		41.71			Ton

Ecuaciones de Momentos

$$0 \leq x \leq 2.35 \text{ m} :$$

$$M_x = - \frac{8.60}{6(2.35)} x^3 = -0.6098x^3$$

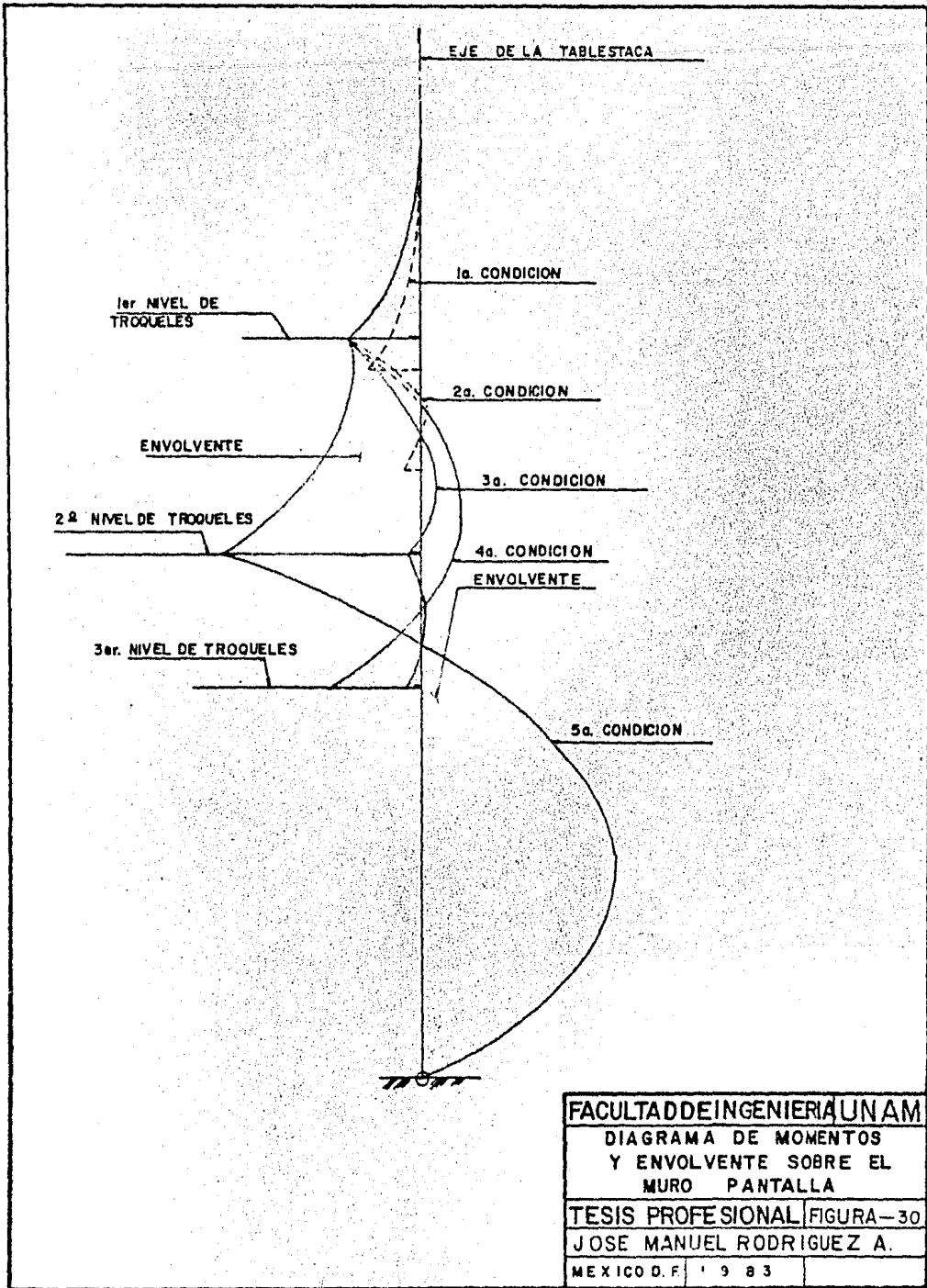
$$2.35 \leq x \leq 4.50 \text{ m}$$

$$M_x = \frac{8.60(2.35)}{2} \left(\frac{2.35}{3} + x - 2.35 \right) + 8.60 \frac{(x-2.35)^2}{2} + 13.30 (x-2.35)$$

$$M_x = 13.30(x-2.35) - 4.30(x-2.35)^2 - 10.11(x-1.567)$$

$$4.50 \leq x \leq 9.70 \text{ m}$$

$$M_x = 13.30(x-2.35) + 41.71(x-4.50) - 10.11(x-1.567) - 4.30(x-2.35)^2$$



FACULTAD DE INGENIERIA UNAM

DIAGRAMA DE MOMENTOS
Y ENVOLVENTE SOBRE EL
MURO PANTALLA

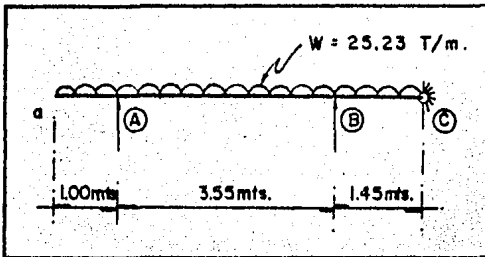
TESIS PROFESIONAL FIGURA-30

JOSE MANUEL RODRIGUEZ A.

MEXICO D.F. 1983

- Análisis del Muro Pantalla en el sentido horizontal.

En la figura 29 se muestra la condición en que estará trabajando el muro pantalla en el sentido horizontal. Tal condición consiste en considerar al muro pantalla apoyado en un troquel y por otra parte apoyado por el muro tablestaca del tramo y articulada en el extremo que está dentro de la masa de suelo.



De la figura 29

$$\omega = 8.61 \text{ T/m}^2 \times 2.93 \text{ m} = 25.23 \text{ T/m}$$

Resolviéndola viga por el método de Cross.

Momentos de empotramiento:

$$M_{A-a} = \frac{-\omega L^2}{2} = \frac{25.23 (1.0)^2}{2} = -12.62 \text{ T-m}$$

$$M_{A-B} = -M_{B-A} = \frac{\omega L^2}{12} = \frac{25.23 (3.55)^2}{12} = 26.50 \text{ T-m}$$

$$M_{B-C} = \frac{\omega L^2}{8} = \frac{25.23 (1.45)^2}{8} = 6.63 \text{ T-m}$$

$$M_{C-B} = 0$$

Rigideces y factores de distribución:

Nudo A.

Nudo	A		B		C
Barra	A - a	A - B	B - A	B - C	C - B
V isost.	25.23↑	44.79↑	44.79↑	18.29↑	18.29↑
V hiper.	-	3.00↓	3.00↑	12.61↑	12.61↓
V final	25.23↑	41.79↑	47.79↑	30.90↑	5.68↑
	67.02↑		78.69↑		5.68↑

Momento máximo positivo :

Barra A - B

$$M_{\text{máx}(+)} = \frac{\omega l^2}{8} - \left(\frac{M_{CA-B} / + M_{CB-A} /}{2} \right)$$

$$= \frac{23.23(3.55)^2}{8} - \frac{(12.62 + 23.27)}{2}$$

$$M_{\text{máx}(+)} = 21.80 \text{ T-m}$$

Barra B - C

$$M_{\text{máx}(+)} = \frac{\omega l^2}{8} - \left(\frac{M_{B-C} / + 0}{2} \right)$$

$$= \frac{25.23(1.45)^2}{8} - \frac{23.27}{2}$$

$$= -5.00 \quad \text{No existe momento positivo en la barra B-C}$$

Momentos de diseño en franja de troqueles :

$$M_d = 0.60M$$

Ancho de la franja de troqueles

$$b = \frac{d}{2} = \frac{2.93}{2} = 1.465 \text{ mts.}$$

Momento de diseño para una franja de ancho = $d/2$

$$M_d = \frac{0.60M}{d/2}$$

$$M_d = 1.20 \text{ M/d}$$

$$M_d = \frac{1.20}{2.93} \text{ M}$$

$$M_d = 0.41 \text{ M.}$$

Tabla de Momentos y Diseño

Sección	Md (T-m)	d (cm)	p	As (cm ²)	Armado
Nudo A	- 5.17	53	0.000776	As mín	# 6 a 25
DeMáx M(+)	+ 8.94	53	0.001456	As mín	# 6 a 25
Barra A-B					
Nudo B	- 9.54	53	0.001452	As mín	# 6 a 25
Barra B-C	- 2.05	53	0.000305	As mín	# 6 a 25

d - Peralte efectivo = espesor recubrimiento

p - Porcentaje de refuerzo, obtenido según la expresión (5)

Para :

$$f'_c = 150 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y \geq 4000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A_s \text{ mín} = \frac{0.70\sqrt{f'_c}}{f_y} bd$$

$$= \frac{0.70\sqrt{1.50}}{4000} (100)(53)$$

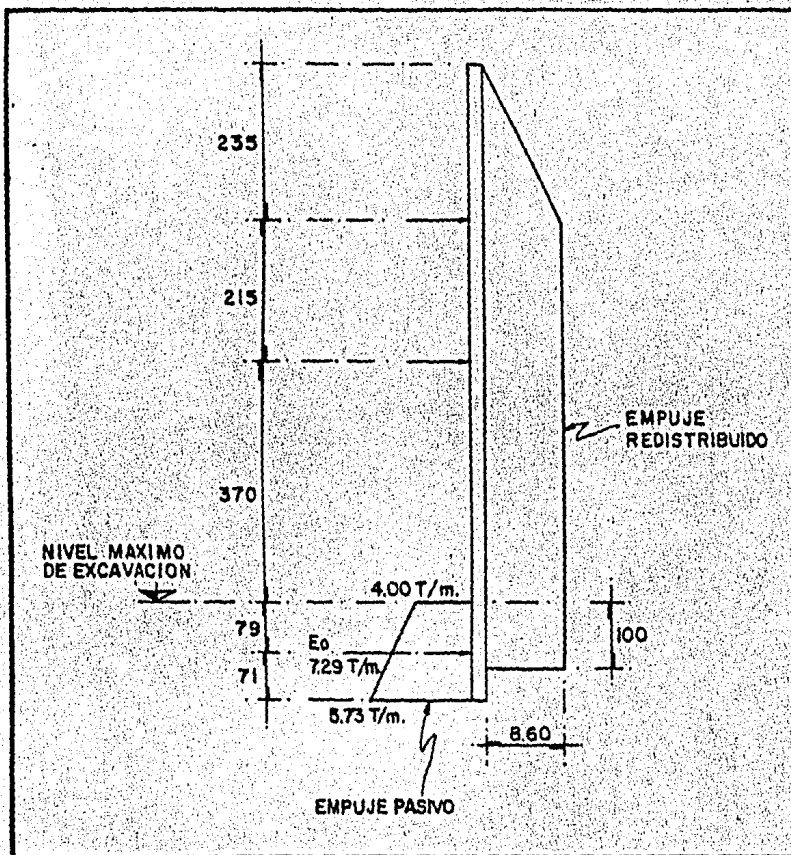
$$= 0.0021433 (100)(53)$$

$$A_s \text{ mín} = 11.36 \text{ cm}^2/\text{m}$$

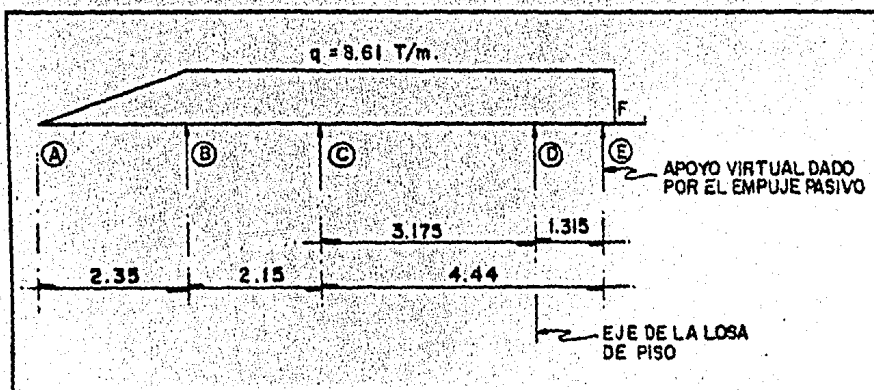
- Revisión de pateo del Muro Pantalla.

En esta revisión puede considerarse el apoyo que la losa de piso del cajón -- adyacente al muro pantalla le dá virtualmente, dado que en el momento en que el muro pantalla empieza a trabajar, se encuentra restringido por los muros-tablestaca perpendiculares del tramo, lo que reduce notablemente los ---

efectos del empuje sobre el muro pantalla (ver figura No. 15)



Análisis de pateo:



Momentos de empotramiento:

$$M_{B-A} = 7.92 \text{ T-m (ver 5a. condición de análisis del muro pantalla)}$$

$$M_{B-C} = -M_{C-B} = 3.31 \text{ T-m}$$

$$M_{C-D} = -M_{D-C} = \frac{8.60 \times 3.175^2}{12} = 7.224 \text{ T-m}$$

$$M_{D-E} = -M_{E-D} = \frac{8.60 \times 1.315^2}{12} = 1.239 \text{ T-m}$$

$$M_{E-F} = \frac{\omega l^2}{2} = \frac{8.60 \times 0.21^2}{2} = 0.19 \text{ T-m}$$

Rigidezas:

$$R_{B-A} = 0$$

$$R_{B-C} = R_{C-B} = 1.86 \text{ EI}$$

$$R_{C-D} = R_{D-C} = \frac{4EI}{L} = \frac{4}{3.175} \text{ EI} = 1.26 \text{ EI}$$

$$R_{D-E} = R_{E-D} = \frac{4EI}{L} = \frac{4}{1.315} \text{ EI} = 3.042 \text{ EI}$$

$$R_{E-F} = 0$$

Factores de distribución: Factores de Transporte :

$$\text{Nudo B} \quad t_{A-B} = t_{B-A} = t_{E-F} = t_{F-E} = 0$$

$$F_{d_{B-A}} = F_{d_{A-B}} = 0 \quad t_{B-C} = t_{C-B} = t_{C-D} = t_{D-C} = t_{D-E} = t_{E-D} = 0.50$$

$$F_{d_{B-C}} = 1$$

Nudo C:

$$F_{d_{C-B}} = 0.596$$

$$F_{d_{C-D}} = 0.404$$

Nudo D :

$$Fd_{D-C} = 0.293$$

$$Fd_{D-E} = 0.707$$

Nudo E :

$$Fd_{E-D} = 1$$

$$Fd_{E-F} = 0$$

Análisis por el método de Cross :

Nudo	A		B		C		D		E
Barra	A - B	B - A	B - C	C - B	C - D	D - C	D - E	E - D	
Fd	-	-	1	0.596	0.404	0.293	0.707	1	
t	-	-	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	
Me	-	7.92	-3.31	+3.31	-7.224	7.224	-1.293	1.293	
Dist.	-	-	-4.61	+2.33	+1.58	-1.75	-4.230	-1.05	
t	-	-	+1.165	-2.305	-0.875	+0.79	-0.525	-2.115	
Dist.	-	-	-1.165	+1.896	+1.285	-0.078	-0.187	+2.115	
t	-	-	+0.844	-0.583	-0.039	+0.643	+1.058	-0.094	
Dist.	-	-	-0.948	+0.371	+0.251	-0.493	-1.203	+0.094	
t	-	-	+0.186	-0.474	-0.247	+0.126	+0.047	-0.602	
Dist.	-	-	-0.186	+0.430	+0.291	-0.051	-0.122	+0.602	
t	-	-	+0.215	-0.093	-0.026	+0.145	+0.301	-0.001	
Dist.	-	-	-0.215	+0.071	+0.048	-0.131	-0.315	+0.061	
M final	-	7.92	7.92	+4.917	-4.956	6.425	-6.415	+0.19	T-m
V isost.	-	10.117	9.256	9.256	13.668	13.668	5.661	5.661	
V hiper	-	-	+1.397	-1.397	-0.463	+0.463	+4.734	-4.734	
V total	-	10.117	10.653	7.859	13.205	14.131	10.395	0.927	Ton

(Continúa)

(Continuación)

Nudo	E	F
Barra	E - F	F - E
. Fd	-	-
t	-	-
Me	-0.19	-
dist.	-	-
t	-	-
dist.	-	-
t	-	-
dist.	-	-
t	-	-
dist.	-	-
t	-	-
dist.	-	-
M final	-0.19	-
V isost.	1.808	-
V hiper.	-	-
V total	1.808	-

$$V_{TOTAL} : ED + EF = 0,927 + 1.808 =$$

$$V_{ED+EF} = 2.735 \text{ Ton}$$

Factor de seguridad de pateo del muro pantalla:

$$F_s = \frac{\text{Empuje Pasivo}}{V_{total \text{ en nudo "E"}}} = \frac{7.29 \text{ tons}}{2.735 \text{ tons}} = 2.67 \gg 1.15$$

∴ El factor es adecuado.

- Diseño del muro pantalla:

Los materiales empleados en el muro pantalla fueron:

Concreto $f'_c = 150 \text{ Kg/cm}^2$

Acero $f_y \geq 4000 \text{ Kg/cm}^2$

El criterio de diseño empleado es el mismo que se utilizó para diseñar el muro tablestaca, esto es, el criterio plástico. Los momentos de diseño serán los máximos valores localizados en las tablas de la 5 a la 9 ó los valores máximos graficados en el diagrama de momentos correspondientes (fig. 30).

Porcentaje de acero:

$$p = \frac{f_c''}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 F_e M}{F_r b d^2 f_c''}} \right) \quad \text{ver expresión (4)}$$

$$f_c'' = \left(1.05 - \frac{0.80 f_c'}{1250} \right) f_c^* \cdot 0.85 \cdot f_c^*$$

$$f_c'' = 114.48 \text{ Kg/cm}^2$$

$$0.85 f_c^* = 0.85 (0.80) 150 = 102 \text{ Kg/cm}^2$$

$$102 \text{ Kg/cm}^2 < 104.80 \text{ Kg/cm}^2 \text{ lo que implica que } f_c'' = 102 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} F_c = 1.50 \\ F_r = 0.90 \end{array} \right\} \text{Según R.C.D.F. para diseño plástico.}$$

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

Sustituyendo los valores conocidos en la expresión (4)

$$p = \frac{102}{4000} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1.5 M}{0.90 \times 100 \times 53^2 \times 102}} \right)$$

$$p = 0.0255 (1 - \sqrt{1 - 0.0116 M})$$

A continuación se presenta el diseño del muro pantalla en la tabla 10 y el resultado en la figura 31.

Tabla 10 (Diseño del Muro Pantalla)

	Sección ana	Momento	Peralte efec	Porcentaje	As (cm ² /m)	Armado
	lizada (x)	(T m)/m	tivo d (cms)	p	As = pbd	
Momentos máxi mos positivos	4.00 mts.	4.55	53	*0.000682	3.61	V11s.#As(min)
	7.50 mts.	19.596	53	0.003085	16.35	V11s.# 6 a 17
	8.50 mts.	15.906	53	0.002474	13.11	V11s.# 6 a 22
	9.00 mts.	10.836	53	*0.0001656	0.88	As (min)
Momentos máxi mos negativos	2.35 mts.	7.914	53	*0.00120	6.36	V11s.# 4 a 20
	4.00 mts.	14.350	53	*0.00222	11.77	V11s.# 6 a 24
	4.50 mts.	20.920	53	0.00331	17.54	V11s.# 6 a 16

Continuación

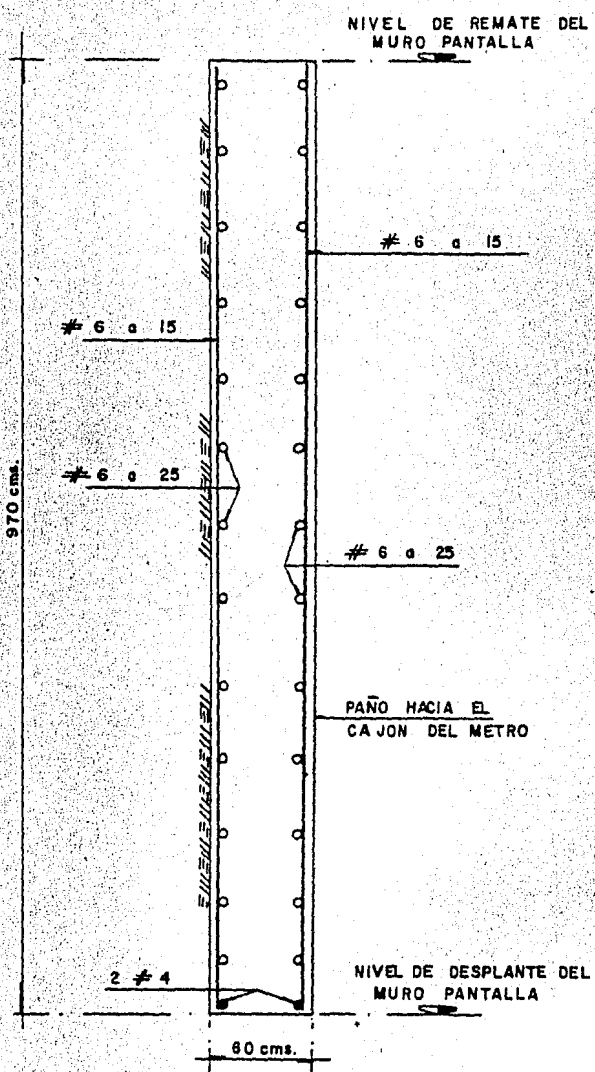
	Armado propuesto
Momentos máxi mos positivos	# 6 a 25
	# 6 a 15
	# 6 a 22
	# 6 a 25
Momentos máxi mos negativos	# 4 a 20
	# 6 a 24
	# 6 a 15

* Porcentaje menor que el mínimo.

Area de acero mínimo.

$$As_{\min} = \frac{0.70 \sqrt{f'c}}{f_y} bd =$$

$$= \frac{0.70 \sqrt{150}}{4000} \times 100 \times 53 =$$



FACULTAD DE INGENIERIA UNAM	
ARMADO DEL MURO PANTALLA	
TESIS PROFESIONAL	FIGURA-31
JOSE MANUEL RODRIGUEZ A.	
MEXICO D.F.	1983

$$A_{smín} = 11,36 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Armado # 6 a 25

Area de acero máximo:

$$A_{smáx} = 0,75 P_{máx} b d$$

$P_{máx} = 0,0122$ (ver diseño de tablestaca)

$$A_{smáx} = 0,75 \times 0,0122 \times 1,0053 = 48,53 \text{ cm}^2/\text{m}$$

c-1). Análisis y Diseño de las Tralles de Acero para soporte provisional de la estructura del Viaducto.

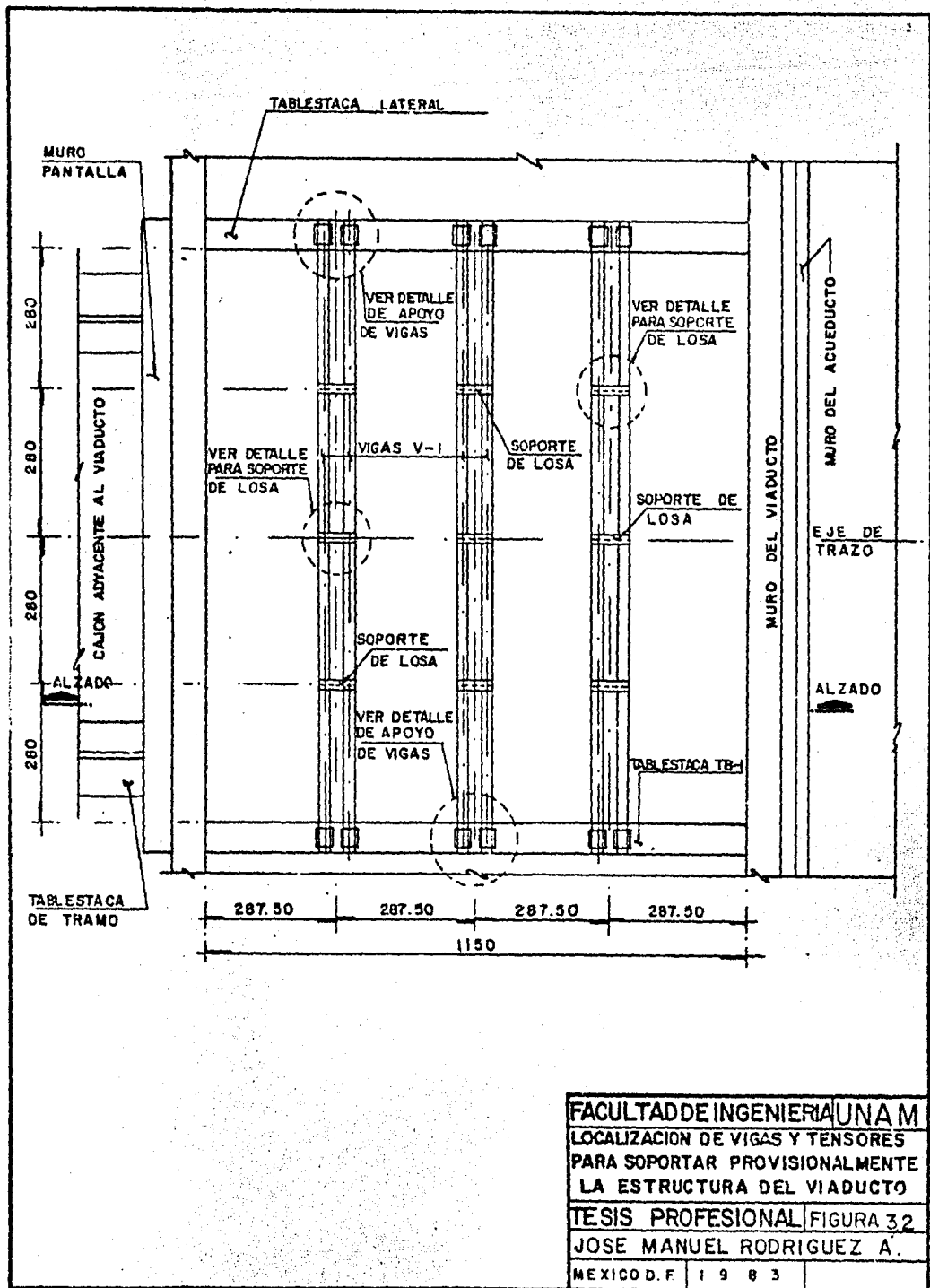
Como se indicó al inicio de este capítulo, la estructura del Viaducto tuvo que ser soportada por un sistema de tensores que se apoyaban en vigas de acero colocadas transversalmente al eje del metro y apoyadas sobre los muros tablestaca paralelos al eje del metro, mismos que se ligarían a la losa inferior del Viaducto como se muestran en las figuras siguientes y en el proceso constructivo descrito en el capítulo III. (fig. 32 a 39)

A continuación se presenta el análisis y diseño de las partes que componen el soporte provisional para el cruce del Viaducto:

-Análisis de cargas sobre las vigas.

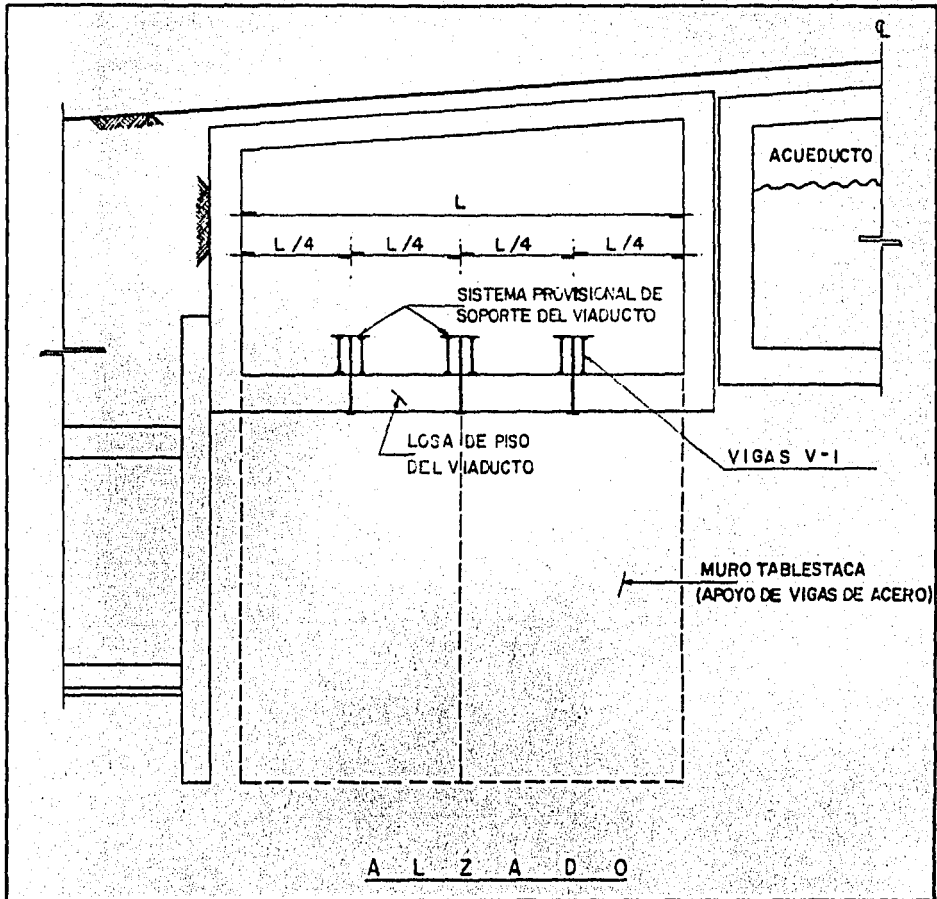
La separación propuesta para las vigas de acero, se determinó tomando en cuenta los requerimientos de espacio para poder efectuar la colocación de pozos de bombeo entre ellos, así como previendo que las dimensiones de las vigas requirieran un espacio considerable para su manejo y colocación.

Se consideró así que colocando la o las vigas de acero a los cuartos de la longitud del ancho del viaducto se cumplía con los requisitos antes mencionados.



FACULTAD DE INGENIERIA UNAM
LOCALIZACION DE VIGAS Y TENSORES
PARA SOPORTAR PROVISIONALMENTE
LA ESTRUCTURA DEL VIADUCTO
TESIS PROFESIONAL FIGURA 3.2
JOSE MANUEL RODRIGUEZ A.
 MEXICO D.F. | 1 9 8 3

- Peso propio de la losa de Piso del Viaducto :



Debido a la irregularidad del espesor de la losa de piso del Viaducto observada en la ejecución de las calas y de las zanjias hechas para el colado de los muros tablestaca, se consideró un espesor mayor de losa al encontrado y al que marcaban los planos del mismo Viaducto de tal manera que el espesor-base se consideró de 80 cms.

Carga uniforme distribuida sobre las vigas:

$$w = t \cdot \gamma_c \cdot b \quad (\text{Ton/m})$$

t = espesor de la losa

γ_c = Peso vol. del concreto

b = Ancho de carga tributaria sobre la trabe

$$\omega = 0.80 \text{ cms} \times 2.40 \text{ T/m}^3 \times 2.875 \text{ mts.}$$

$$\omega = 5.52 \text{ Ton/m (lineal)}$$

Incremento de carga por irregularidades en losa.

$t = 0.25 \text{ cm.}$ Espesor adicional

$$\omega = 0.25 \times 2.40 \times 2.875$$

$$\omega = 1.725 \text{ Ton/ml.}$$

Carga viva sobre la losa durante el proceso constructivo.

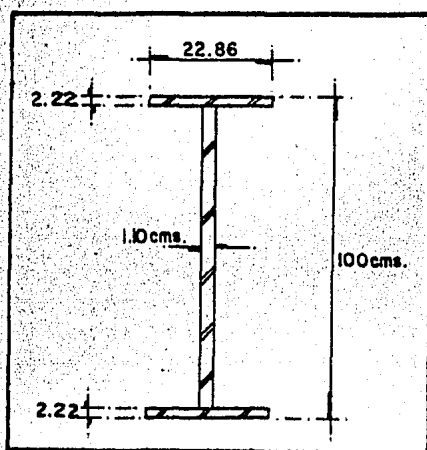
$$100 \text{ Kg/m}^2$$

Carga uniformemente distribuida :

$$0.100 \times 2.875 = 0.2875 \text{ Tons/ml.}$$

Peso propio de la viga:

Se propone una sección de 3 placas soldadas como se muestra en la figura.



Patines $2 \times 0.022 \text{ m} \times 0.2286 \text{ mts} \times 1.00 \text{m} \times 7.900 \text{T/m}^3 = 0.07946 \text{ T/m.}$
 Alma $0.0111 \text{ m} \times 0.956 \text{ mts} \times 1.00 \text{mts} \times 7.900 = 0.0830 \text{ T/m}$
 Peso Propio 0.1633 T/m

Carga Total:

Losa 5.52 Ton/ml
 1.725 "
 Carga v. 0.288 "
 7.533 Ton/ml.

Carga sobre los tensores

Se proponen tensores para soportar la losa en cada cuarto de la longitud entre tablestacas laterales del cajón del metro, por lo que la separación será:

$$L = 11.20 \text{m} ; \quad L/4 = \frac{11.20}{4} = 2.80 \text{ mts.}$$

$$\text{Area de carga } 2.80 \times 2.875 = 8.05 \text{ m}^2$$

$$\text{Carga sobre el tensor: } 7.533 \text{ T/ml} \times 2.80 \text{m} = 21.094 \text{ Tons.}$$

Diseño del Tensor:

Trabajando a tensión simple el esfuerzo permisible del material será:

$$F_p = 0.60 f_y$$

en donde:

F_p = Esfuerzo permisible de tensión.

f_y = Esfuerzo de fluencia del material para el acero empleado (A-36)

$$f_y = 2530 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_p = 0.60 (2530) = 1518 \text{ Kg/cm}^2$$

El área necesaria del elemento deberá ser:

$$A = \frac{P}{F_p} = \frac{21094}{1518} = 13.89 \text{ cm}^2$$

El área puede suministrarse con perfiles: IPS 3" (11.16 Kg/ m)
IPS 4" (11.36 Kg/ m)

Se escogió un perfil de IPS 4" (11.46 Kg/ m) que proporciona un área de 14.26 cm² > 13.89 cm² requeridos.

Deformación del Tensor:

De la ley de Hooke.

$$\sigma = \epsilon E$$

σ = Esfuerzo de tensión = P/A

E = Módulo de elasticidad

ϵ = Deformación unitaria = $\frac{\delta}{L}$

δ = Deformación total

L = Longitud del tensor

P = Carga axial de tensión

A = Área de la sección transversal del tensor.

$$\sigma = P/A$$

$$\epsilon = \delta/L$$

Por lo que la ley de Hooke puede expresarse como:

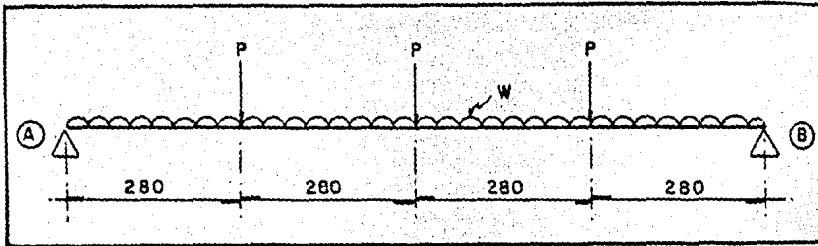
$$\frac{P}{A} = E \frac{\delta}{L}$$

$$\therefore \delta = \frac{PL}{EA} \quad L = 100 \text{ cms. (longitud unitaria).}$$

$$\delta = \frac{21094 \times 100}{2 \times 10^6 \times 14.26} = 0.074 \text{ cm/m}$$

La deformación es muy pequeña, y comprueba que el tensor propuesto es adecuado.

Análisis y diseño de la viga V-1



$P = 21.094$ tons (carga sobre el tensor)

$w = 0.1633$ tons/ml (peso propio de la trabe).

Análisis de la viga:

Reacciones en los apoyos A y B

$$\begin{aligned} R_A = R_B &= \frac{w(11.20)}{2} + \frac{3P}{2} \\ &= \frac{0.1633 \times 11.20}{2} + \frac{3(21.094)}{2} \\ &= 0.15 + 31.641 \end{aligned}$$

$$R_A = R_B = 32.556 \text{ tons.}$$

Ecuación de momentos.

Para $0 \leq x \leq 2.80$ mts.

$$M(x) = R_A x - \frac{wx^2}{2}$$

$$M(x) = 32.556 x - \frac{0.163}{2} x^2$$

$$M(x) = 32.556 x - 0.0815 x^2$$

Para $2.80 \leq x \leq 5.60$ mts.

$$M(x) = R_A x - \frac{wx^2}{2} - p(x-2.80)$$

$$M(x) = 32.556 x - \frac{0.163}{2} x^2 - 21.094 (x-2.80)$$

$$M(x) = 32.556 x - 0.0815 x^2 - 21.094 (x-2.80)$$

Para $5.60 \leq x \leq 8.40$ mts.

$$M(x) = R_A x - \frac{wx^2}{2} - p(x-2.80) - p(x-5.60)$$

$$M(x) = 32.556 x - \frac{0.163}{2} x^2 - 21.049 (x-2.80) - 21.049 (x-5.60)$$

$$M(x) = 32.556 x - 0.0815 x^2 - 21.049 (x-2.80) - 21.049 (x-5.60)$$

Para $8.40 \leq x \leq 11.20$ mts.

$$M(x) = R_A x - \frac{wx^2}{2} - p(x-2.80) - p(x-8.40) - P(x-5.60)$$

$$M(x) = 32.556 x - \frac{0.163}{2} x^2 - 21.049 (x-2.80) - 21.049 (x-5.60) - 21.049 (x-8.40)$$

$$M(x) = 32.556 x - 0.0815 x^2 - 21.049 (x-2.80) - 21.049 (x-5.60) - 21.049 (x-8.40)$$

Tabulación del momento flexionante:

TABLA II

x	M _(x) T-m
0	0
0.50	16.231
1.00	32.4228
1.50	48.5768
2.00	64.6924
2.80	90.3976
3.00	92.5898
3.50	98.0434
4.00	103.459
4.50	108.834
5.00	114.174
5.60	120.530
6.00	116.461
6.50	111.183
7.00	105.8661
7.50	100.511
8.00	95.1178
8.40	90.776
9.00	71.587
9.50	55.554
10.00	39.483
10.50	23.374
11.20	0

Ecuación de fuerza cortante:

Para $0 \leq x \leq 2.80$ mts.

$$V_{(x)} = R_A - \omega x \quad , \quad V_{(x)} = 32.556 - 0.163 x$$

Para $2.80 \leq x \leq 5.60$ mts.

$$V_{(x)} = R_A - \omega x - P$$

$$V_{(x)} = 32,556 - 0.163 x - 21.094$$

Para $5.60 \leq x \leq 8.40$ mts.

$$V(x) = R_A - \omega x - 2P$$

$$V(x) = 32.556 - 0.163 x - 42.188$$

para $8.40 \leq x \leq 11.20$ mts.

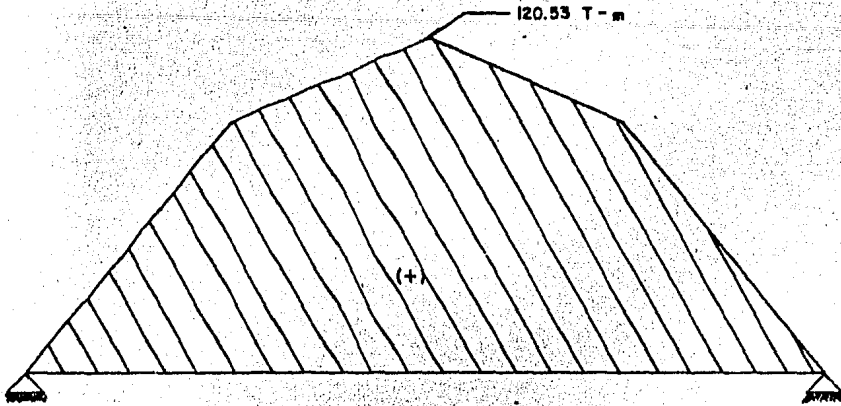
$$V(x) = R_A - \omega x - 3P$$

$$V(x) = 32.556 - 0.163 x - 63.282$$

Tabulación de la fuerza cortante. (Tabla 12)

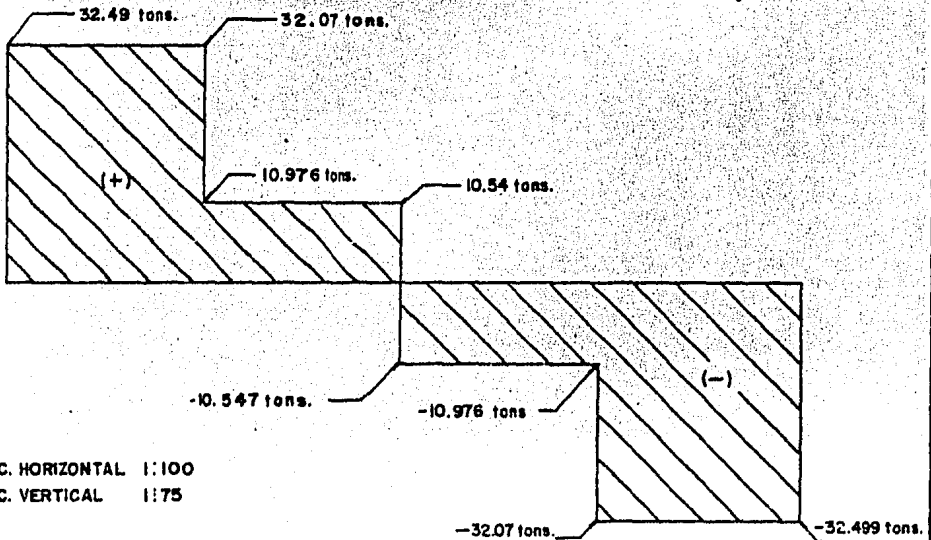
x	V (Ton)
0	32.4995
0.50	32.4228
1.00	32.3462
1.50	32.2696
2.00	32.193
2.80	32.070
3.00	10.946
3.50	10.869
4.00	10.792
4.50	10.716
5.00	10.639
5.60	10.547
6.00	-10.608
6.50	-10.684
7.00	-10.762
7.50	-10.838
8.00	-10.915
8.40	-10.976
9.00	-32.162
9.50	-32.239
10.00	32.316
10.50	-32.392
11.20	-32.498

(Ver los diagramas de momento flexionante y fuerza cortante de la viga V-1 en la fig. 33.)



ESC. HORIZONTAL 1 : 100
ESC. VERTICAL 1 : 20

DIAGRAMA DE MOMENTO FLEXIONANTE



ESC. HORIZONTAL 1 : 100
ESC. VERTICAL 1 : 75

DIAGRAMA DE FUERZA CORTANTE

FACULTAD DE INGENIERIA UNAM	
DIAGRAMA DE MOMENTO FLEXIONANTE Y FUERZA CORTANTE DE LA VIGA DE ACERO	
TESIS PROFESIONAL	FIGURA- 33
JOSE MANUEL RODRIGUEZ A.	
MEXICO D.F.	1 9 8 3

-Diseño de la Viga V-1:

Acero por emplear A-36

Revisión del esfuerzo permisible por pandeo lateral.

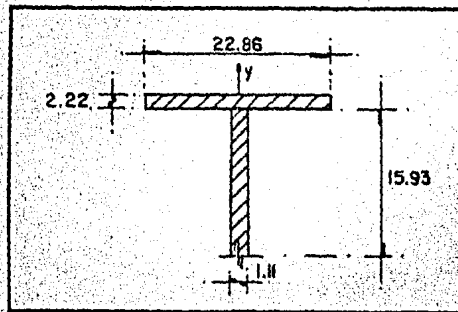
Valuación de la relación de esbeltez de la viga V-1

$$L/r_y$$

$$r_y = \sqrt{I_y/A}$$

I_y = Momento de inercia del patín en compresión más un sexto del área del alma con respecto al eje y.

A = Área del patín en compresión más un sexto del área del alma.



$$I_y = I_{p_y} + I_{a_y}$$

I_{a_y} Es despreciable

$$I_y = \left(\frac{bh^3}{12}\right)_{\text{patín}} = \frac{2.22 \times 22.86^3}{12}$$

$$I_y = 2,210.04 \text{ cm}^4$$

$$A = A_p + 1/6 A_a ; \quad \begin{array}{l} A_p - \text{Área del patín} \\ A_a - \text{Área del alma} \end{array}$$

$$A = 22.86 \times 2.22 + 15.93 \times 1.11$$

$$A = 68.43 \text{ cm}^2$$

$$r = \sqrt{\frac{2,210.04}{68.43}} = 5.68 \text{ cm}$$

L = Longitud de la trabe entre apoyos laterales.

En éste caso podemos considerar que en cada tensor la trabe se encuentra apoyada lateralmente, por lo que:

$$L = 2.80 \text{ mts.}$$

$$\frac{L}{r_y} = \frac{2.80}{5.68} = 49.30$$

$$C'_c = \sqrt{\frac{35.86 \times 10^6}{F_y} C_b} \quad (\text{ref. 9})$$

$$C_b = 1.75 + 1.05 \left(\frac{M_1}{M_2}\right) + 0.30 \left(\frac{M_1}{M_2}\right)^2 \leq 2.30$$

M_1, M_2 - Momento menor y mayor en los extremos respectivamente

En el caso de la viga V-1, $M_1 = M_2 = 0$

por lo que:

$$C_b = 1.75 + 1.05 (0) + 0.30 (0)$$

$$C_b = 1.75 < 2.30$$

Así:

$$C'_c = \sqrt{\frac{35.86 \times 10^6 \times 1.75}{2530}} = 157.49$$

$$L/r_y = 49.30 < C'_c = 157.49$$

Por lo que la expresión a emplear para determinar el esfuerzo permisible en flexión será, el mayor valor de f_b dado por las siguientes expresiones, sin que exceda de :

$$f_b = 0.60 f_y$$

$$a) f_b = \left[\frac{2}{3} - \frac{f_y (L/r_y)^2}{107.6 \times 10^6 C_b} \right] f_y$$

$$b) f_b = \frac{843,700 C_b}{LD/Bt}$$

L = La misma longitud empleada para obtener la relación de esbeltez.

D = Peralte de la viga.

B = Ancho del patín en compresión

t = Espesor del patín en compresión.

Calculando el esfuerzo permisible en flexión.

$$a) f_b = \left[\frac{2}{3} - \frac{2530 (49.30)^2}{107.60 \times 10^6 \times 1.75} \right] 2530$$

$$f_b = (0.634) 2530$$

$$f_b = 1640 \text{ Kg/cm}^2 > 0.60 f_y = 1518 \text{ Kg/cm}^2$$

$$b) f_b = \frac{843,700 \times 1.75}{\frac{280 \times 100}{2286 \times 2.22}}$$

$$f_b = 2676.00 > 1518 \text{ Kg/cm}^2$$

Por lo tanto el esfuerzo permisible será :

$$f_b = 0.60 f_y$$

$$f_b = 1518 \text{ Kg/cm}^2$$

Diseño de la viga V-1 :

De la fórmula de la escuadría.

$$f_b = \frac{M}{S}$$

M = Momento máximo = 120.53 T-m (ver tabulación y diagrama de momentos flexionantes).

De la expresión (6), podemos determinar el módulo de sección requerida - para la viga:

$$S = \frac{M}{f_b} \quad (6)$$

$$S = \frac{120.53 \times 10^5}{1518}$$

$$S = 7940.053 \text{ cm}^3$$

Módulo de sección de la viga V-1

$$S = \frac{I}{c} \quad (7)$$

$I = I_{\text{patines}} + I_{\text{alma}}$

$$I_{\text{patines}} = \frac{22.86(2.22)^3}{12} + 22.86 \times 2.22 \times 49.05^2$$

$$I_{\text{patines}} = 20.84 + 122,097.63$$

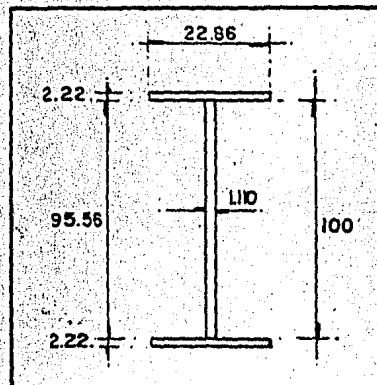
$$I_{\text{patines}} = 122,118.47 \text{ cm}^4$$

$$I_{\text{alma}} = \frac{1.110 \times 95.53^3}{12} = 80,717.956 \text{ cm}^4$$

$$I = 122,097.63 + 80,717.956$$

$$I = 202,815.586 \text{ cm}^4$$

$$c = 50 \text{ cms.}$$



$$S = \frac{I}{c} = \frac{202,815.586}{50}$$

$$S = 4,056.312 \text{ cm}^3$$

El módulo de . . . sección requerido es de :

$$S_{\text{req.}} = 7,940.053 \text{ cm}^3$$

Por lo que tendremos que colocar más de una viga V-1

$$\# \text{ de vigas} = \frac{S_{\text{req.}}}{S_{\text{viga}}} = \frac{7940.053}{4,056.312} = 1.957 = 2$$

Colocaremos 2 vigas V-1 de las características señaladas.

- Revisión de la viga V-1 por fuerza cortante.

El esfuerzo permisible por fuerza cortante es:

$$f_v = 0.40 f_y$$

Para acero A-36.

$$f_v = 0.40 (2530)$$

$$f_v = 1012 \text{ Kg/cm}^2$$

El valor del esfuerzo cortante que se presenta en la sección transversal de la viga V-1, está dado por la expresión.

$$v = \frac{V Q}{I b}$$

en la cual:

V = fuerza cortante de la sección crítica

Q = Momento estático del área, sobre la fibra en estudio, con respecto al - eje centroidal de la sección transversal.

I = momento de inercia de la sección transversal que se analiza (alma o patín)

El esfuerzo cortante máximo en la sección crítica se presenta en el eje centroidal (eje neutro) por lo que revisaremos el esfuerzo en esa fibra.

$$V_{\text{máx}} = \frac{32.499 \text{ tons}}{2 \text{ vigas}} = 16.250 \text{ tons (ver tabulación y diagrama de fuerza cortante de V-1)}$$

$$I = 202,815.586 \text{ cm}^4$$

$$b = 1.11 \text{ cms (ancho del alma)}$$

$$Q_{\text{EN}} = (M_{\text{e patín}} + M_{\text{e alma EN}})$$

$$(M_{\text{e patín}})_{\text{EN}} = 22.86 \times 2.22 \times 48.89 = 2,481.128 \text{ cm}^3$$

$$(M_{\text{e alma}})_{\text{EN}} = 1.11 \times 47.78 \times \frac{47.78}{2} = 1,267.025 \text{ cm}^3$$

$$Q_{\text{EN}} = 2,481.128 + 1,267.025 = 3,748.153 \text{ cm}^3$$

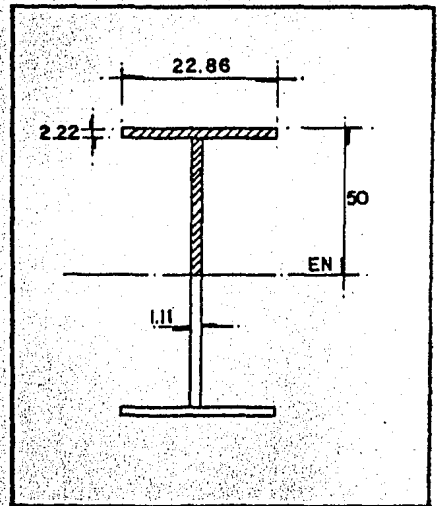
$$v = \frac{16.250 \times 3,748.153}{202,815.586 \times 1.11} = 270.549 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v = 270.549 \ll f_v = 1012 \text{ Kg/cm}^2$$

Por lo tanto la sección propuesta para flexión, está sobrada por cortante.

-Atiesadores de carga en la viga V-1.

Los atiesadores de carga se colocarán en pares en los apoyos de la viga ó en los puntos en donde se localizan cargas concentradas. Estos se diseñarán como columnas metálicas sujetas a las especificaciones de columnas que marca la referencia 11, se tomará como sección de la columna la del par de atiesadores mas una porción centrada del alma con un ancho no mayor de 25 veces su espesor en atiesadores interiores, ni mayor de 12 veces su espesor



cuando son colocados en el extremo del alma de la viga. La longitud efectiva para calcular la relación de esbeltez (l/r) deberá considerarse como el 75% de la longitud total del atiesador.

Solamente la porción del atiesador fuera del acodamiento del ángulo o solda dura del patín o alma, debe considerarse como efectiva en el empuje.

Revisión para determinar si la viga V-1, requiere o no atiesadores intermedios.

Según la referencia 11 los atiesadores intermedios pueden omitirse (más no los de carga) si se cumplen las dos condiciones siguientes:

$$a) f_v \leq F_v$$

f_v = Esfuerzo cortante promedio actuante en el alma

F_v = Esfuerzo cortante permisible (dado por las expresiones (8) y (9) de la pag. 31 ref. 11)

$$b) \text{ La relación } h/t \leq 260$$

h = Distancia libre entre patines

t = Espesor del alma.

$$h/t = \frac{95.56}{1.11} = 86.09 < 260$$

Determinemos ahora el valor de f_v

$$f_v = \frac{V}{A_a}$$

V = Fuerza cortante en la sección crítica (ver diagrama de fuerza cortante fig. 34).

A_a = Área del alma

$$f_v = \frac{16250}{95.56 \times 1.11} = 153.20 \text{ Kg/cm}^2$$

Primer paso, relación de distancia libre entre atiesadores en cms y distancia libre entre patines.

$$a/h = \frac{280}{95.56} = 2.93 > 1.00$$

por lo tanto:

$$R = 5.43 + \frac{4.00}{(a/h)^2}$$

$$R = 5.43 + \frac{4.00}{(2.93)^2}$$

$$R = 5.81$$

$$C_v = \frac{1590}{h/t} \sqrt{\frac{R}{F_y}} \text{ cuando } C_v > 0.80$$

$$C_v = \frac{1590}{95.56/1.11} \sqrt{\frac{5.81}{2530}} = 0.89 > 0.80$$

Como $C_v < 1.00$

$$F_v = \frac{f_y}{2.89} \left(C_v + \frac{1-C_v}{1.15\sqrt{1+(a/h)^2}} \right) 0.40 f_y; F_v = \frac{2530}{2.89} \left(0.89 + \frac{1-0.89}{1.15\sqrt{1+(2.93)^2}} \right) \leq 0.4 f_y$$

$$F_y = 0.32 \times 2530 < 0.40 f_y$$

$$F_v = 806.10 \text{ Kg/cm}^2$$

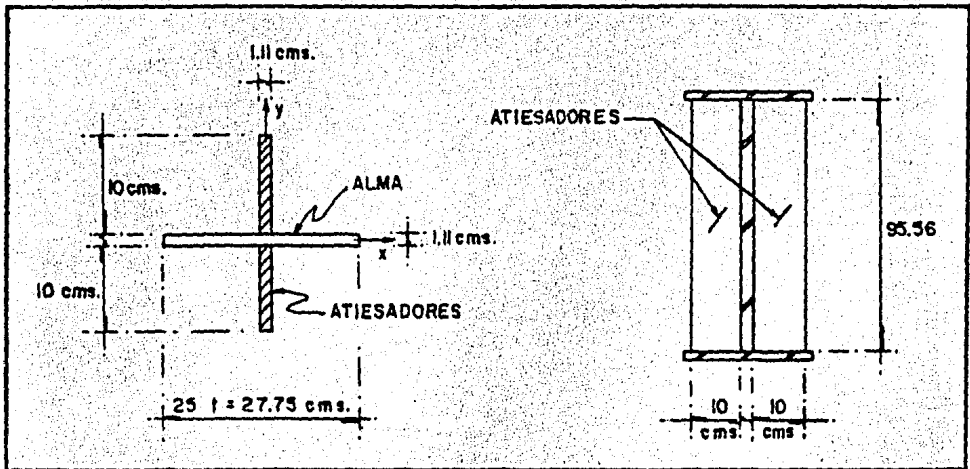
Por lo que :

$$f = 153.26 \text{ Kg/cm}^2 < F_y = 806.10 \text{ Kg/cm}^2$$

Como puede apreciarse la viga V-1 satisface los incisos (a) y (b) por lo -- que no requiere más que atiesadores de carga, que a continuación se analizan y diseñan de acuerdo a lo establecido en el AISC según el parrafo anterior.

-Diseño de atiesadores de carga intermedios.

Sección por considerar como columna :



Se propone una sección para los atiesadores de 10cmsx1.11cms de espesor como se indica en la figura.

Obtención de la relación de esbeltez.

Longitud efectiva : $Kl = 0.75 (95.56) = 71.67$ cms.

Radio de giro mínimo, se localiza alrededor del eje "x"

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}}$$

$$I_x = (I_p + I_a)_x$$

$$I_x = \frac{1.11 \times (21.11)^3}{12} + \frac{27.75(1.11)^3}{12} = 870.17 + 3.161 = 873.33 \text{ cm}^4$$

$$\text{Area: } 1.11 (20+27.75) = 53 \text{ cm}^2$$

$$r_x = \sqrt{\frac{873.33}{53}} = 4.06 \text{ cm}$$

$$\frac{Kl}{r} = \frac{71.67}{4.06} = 17.65 \quad \text{de la pag. 69 de la ref. 11}$$

El esfuerzo permisible en compresión es $F_a = 1457 \text{ Kg/cm}^2$

Calculemos ahora el valor del esfuerzo de trabajo:

$$f_a = \frac{P}{A}$$

P = Carga concentrada en el punto donde se colocarán los atiesadores.

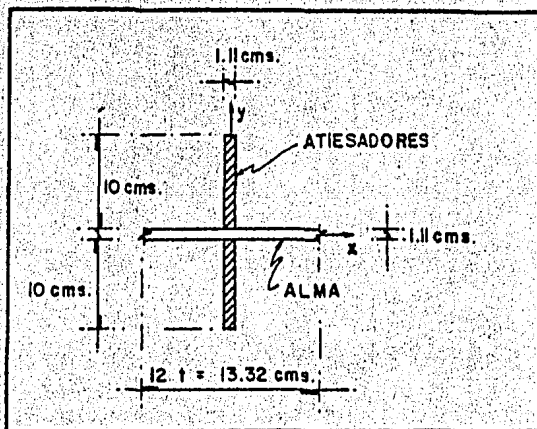
A = Area de los atiesadores + porción del alma considerada.

P = Carga de los tensores sobre cada una de las vigas igual a: 10.55 Tons.

$$f_a = \frac{10550}{53} = 199.00 \text{ Kg/cm}^2$$

por lo tanto, los atiesadores propuestos están sobrados, pero se dejarán - por efecto de economía para evitar recortes de placas de diferentes espesores.

Revisión de atiesadores extremos.



Relación de esbeltez.

$$Kl = 0.75 (95.56) = 71.67 \text{ cms}$$

Radio de giro mínimo con respecto al eje "y"

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$$

$$I_y = \frac{1.11 \times 13.32^3}{12} + \frac{21.11 \times 1.11^3}{12} = 218.60 + 2.41 = 221.01 \text{ Kg/cm}^4$$

$$A = (13.32+20) 1.11 = 36.99 \text{ cm}^2$$

$$r_y = \sqrt{\frac{221.01}{36.99}} = 2.44 \text{ cm.}$$

Relación de esbeltez:

$$\frac{Kl}{r} = \frac{71.67}{2.44} = 29.32$$

De la tabla V pag. 69 de la ref. 11

El esfuerzo permisible en compresión $F_a = 1407 \text{ Kg/cm}^2$.

El esfuerzo de servicio f_a :

$$f_a = \frac{P}{A}$$

$P =$ Reacción en los apoyos $= V_{\text{máx}} = 16.25 \text{ Tons.}$

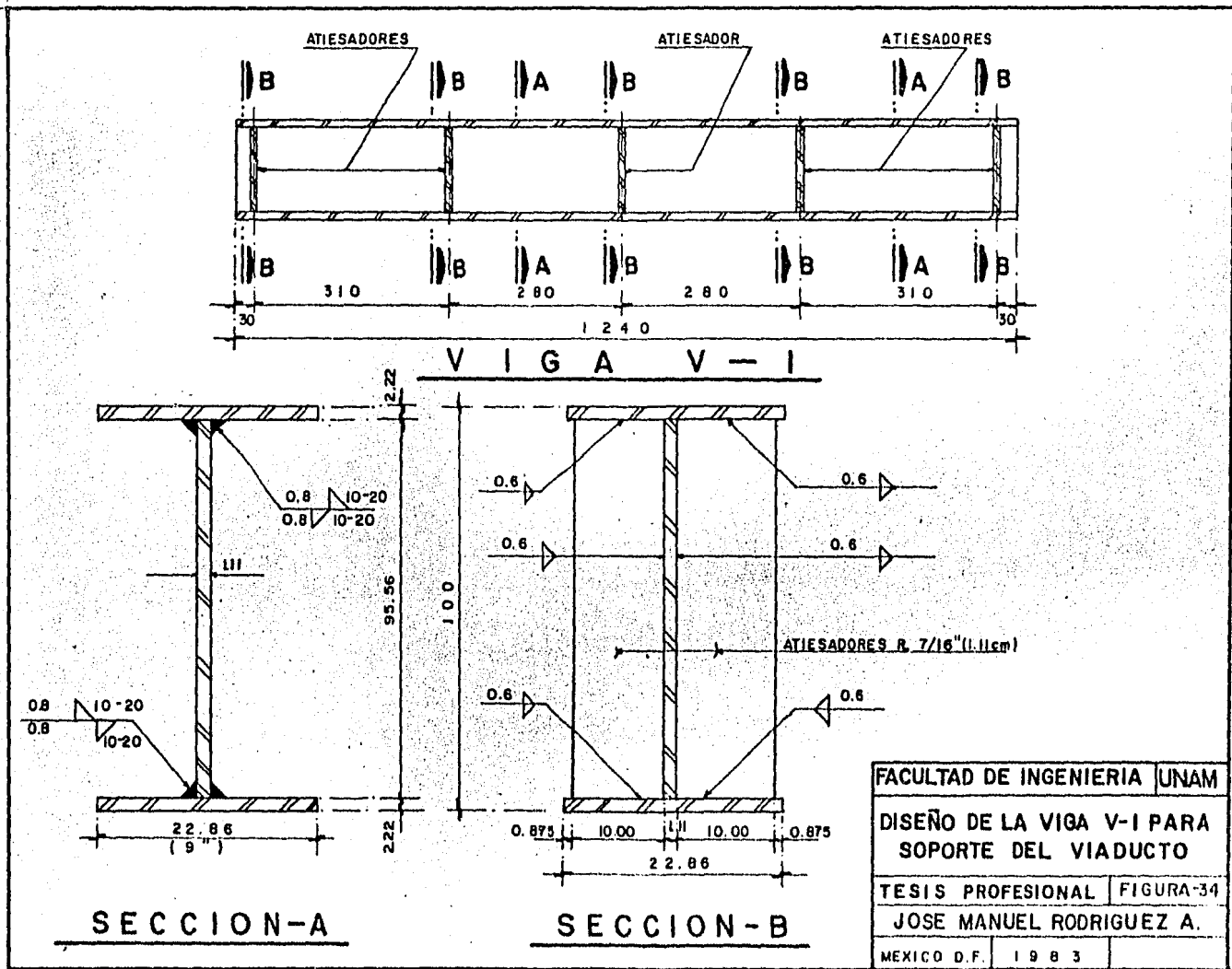
$$f_a = \frac{16250}{36.99} = 439.29 \text{ Kg/cm}^2 < F_a = 1407 \text{ Kg/cm}^2$$

Por lo que los atiesadores se encuentran también sobrados.

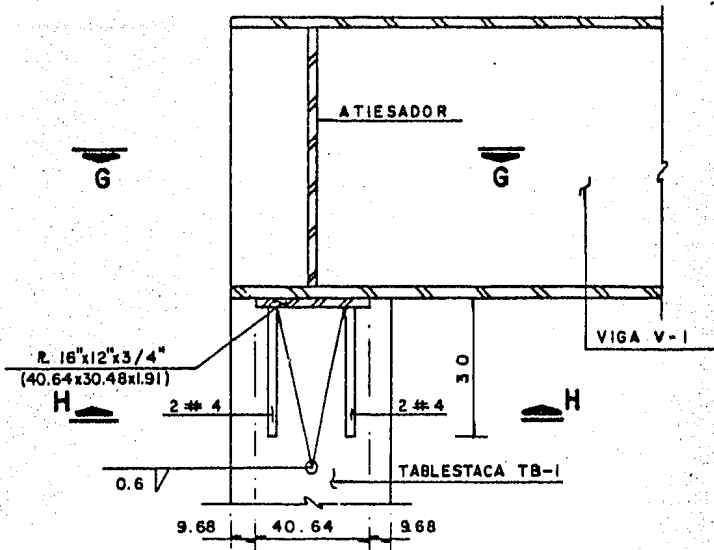
En la figura 34 se muestra la vista lateral y las secciones que componen la viga V-1 para soporte del viaducto.

Diseño de soldaduras entre alma y patines.

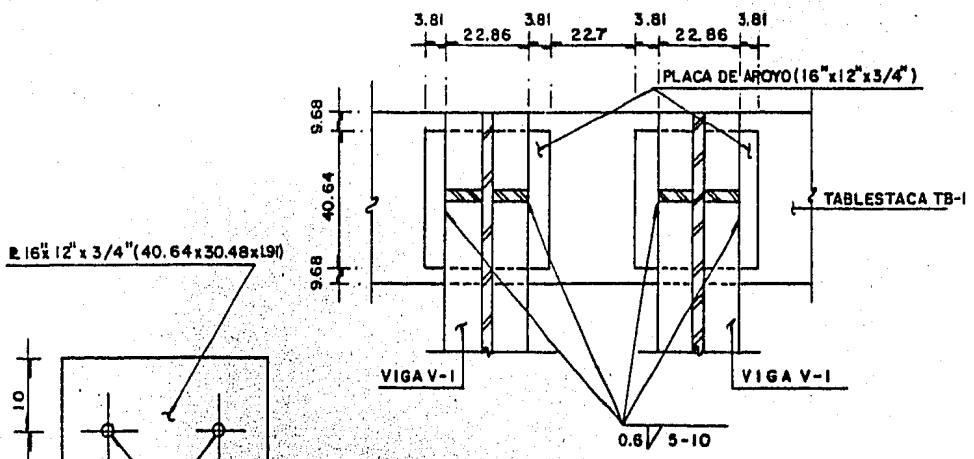
Esta soldadura se diseña considerando el esfuerzo rasante que se presenta rfa entre el patín y el alma; el valor de éste esfuerzo se determina a par tir de la expresión:



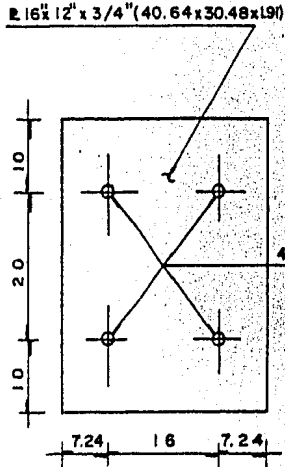
FACULTAD DE INGENIERIA UNAM	
DISEÑO DE LA VIGA V-I PARA SOPORTE DEL VIADUCTO	
TESIS PROFESIONAL	FIGURA-34
JOSE MANUEL RODRIGUEZ A.	
MEXICO D.F.	1983



DETALLE DE APOYO DE VIGA V-1



VISTA G - G



CORTE H - H

FACULTAD DE INGENIERIA	UNAM
APOYO DE VIGA V-1 EN MURO TABLESTACA	
TESIS PROFESIONAL	FIGURA-35
JOSE MANUEL RODRIGUEZ A.	
MEXICO D. F.	1983

$$v = \frac{V Q}{I b}$$

Utilizada para la revisión de fuerza cortante de la viga V-1 y en la que se explican los terminos que intervienen. Para la revisión de la soldadura:

$V_{\text{máx}} = 16250 \text{ kg.}$ para cada viga (ver diagrama de cortante en la fig. 33)

Q-Momento estático del área sobre la fibra analizada con respecto al eje centroidal de la sección.

$$Q = A_p d_p$$

$$Q = 22.86 \times 1.11 \times 48.34 = 1226.61 \text{ cm}^3$$

I = Momento de inercia de la sección transversal

$$I = 202,815.586 \text{ cm}^4$$

b = Ancho del elemento en el que se localiza la fibra en esta fibra se localizan 2 anchos diferentes el del alma y el del patín, se tomará aquel - que provoca el mayor esfuerzo, y es el ancho del alma.

$$b = 1.11 \text{ cms.}$$

$$v = \frac{16,250 \times 1226.61}{202,815.586 \times 1.11} = 88.54 \text{ Kg/cm}^2$$

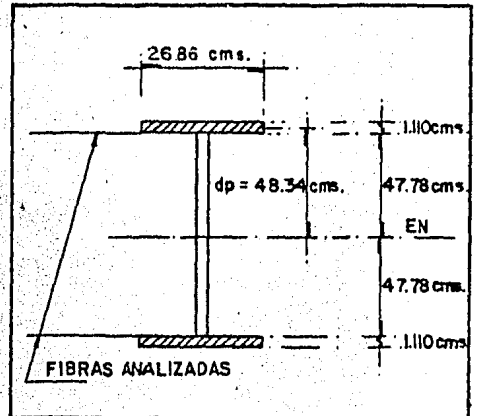
Flujo de cortante en la fibra

$$q = vb = 98.28 \text{ Kg/m.} = 0.09828 \text{ T/m}$$

Capacidad de la soldadura clase E-70

$$F_v = 1100 \text{ Kg/cm}^2$$

Por especificación de la tabla III pag. 45 de la referencia 11, la dimen---



sión mínima de la soldadura de chaflán según el espesor del material de la pieza más gruesa unida, debe ser de 8mm sin exceder el espesor mínimo de los elementos soldados.

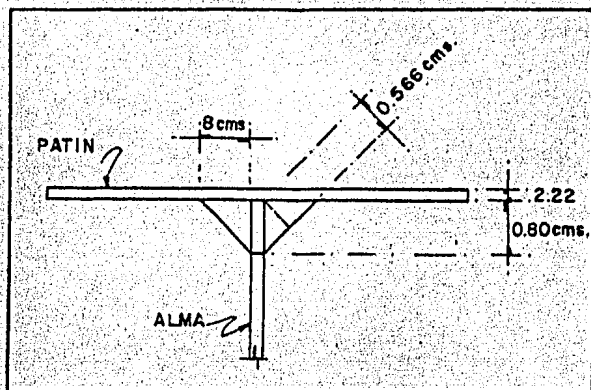
Revisaremos si es adecuada para soportar los esfuerzos obtenidos.

Si consideramos la soldadura de ambos lados del alma en una longitud de l mt. la carga rasante que puede soportar es:

Area en que se transmite
la carga:

$$2 \times 0.566 \times 100 = 113.14 \text{ cm}^2$$

Carga por metro.



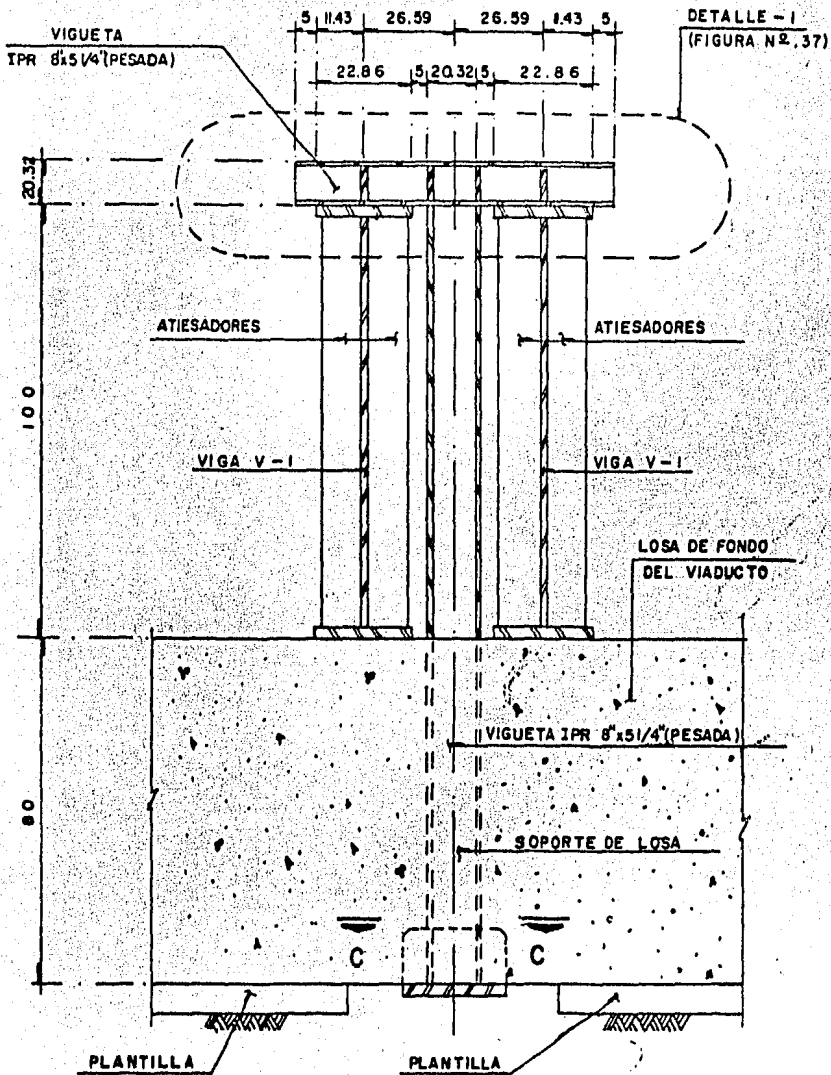
$$A F = 113.14 \times 1100 = 124,450.79 \text{ Kg/m} = 124.450 \text{ T/m}$$

La capacidad 124.45 T/M de la soldadura propuesta resultó mucho mayor que la fuerza actuante de 98.28 Kg/m por lo que se propone que la soldadura sea intermitente de 10cms de longitud a cada 20 cms y alternada de cada lado del alma.

En la figura 35 se localiza la viga V-1 y la posición de los atiesadores.

En las figuras siguientes (fig. 36, 37) se muestra el sistema propuesto para soportar la losa de piso del viaducto, éste sistema se forma con 2 vigas principales V-1, un travesaño para soportar el tensor apoyado en las vigas principales y un tensor que se ahogaría en la losa del viaducto para soportarla.

- Análisis y diseño del travesaño:



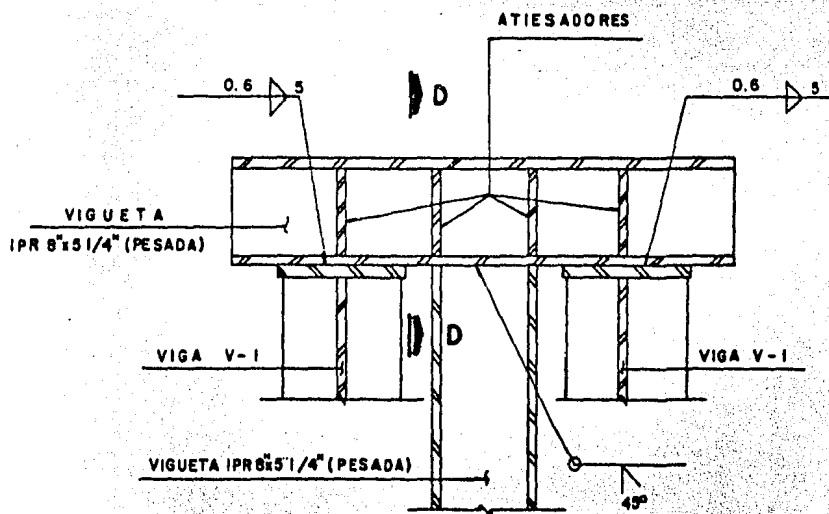
FACULTAD DE INGENIERIA UNAM

DETALLE PARA SOPORTE DE LOSA DE PISO DEL VIADUCTO.

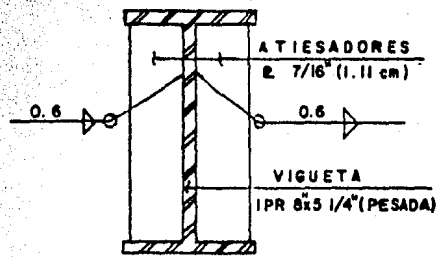
TESIS PROFESIONAL FIGURA-36

JOSE MANUEL RODRIGUEZ A.

MEXICOD.F. 1983

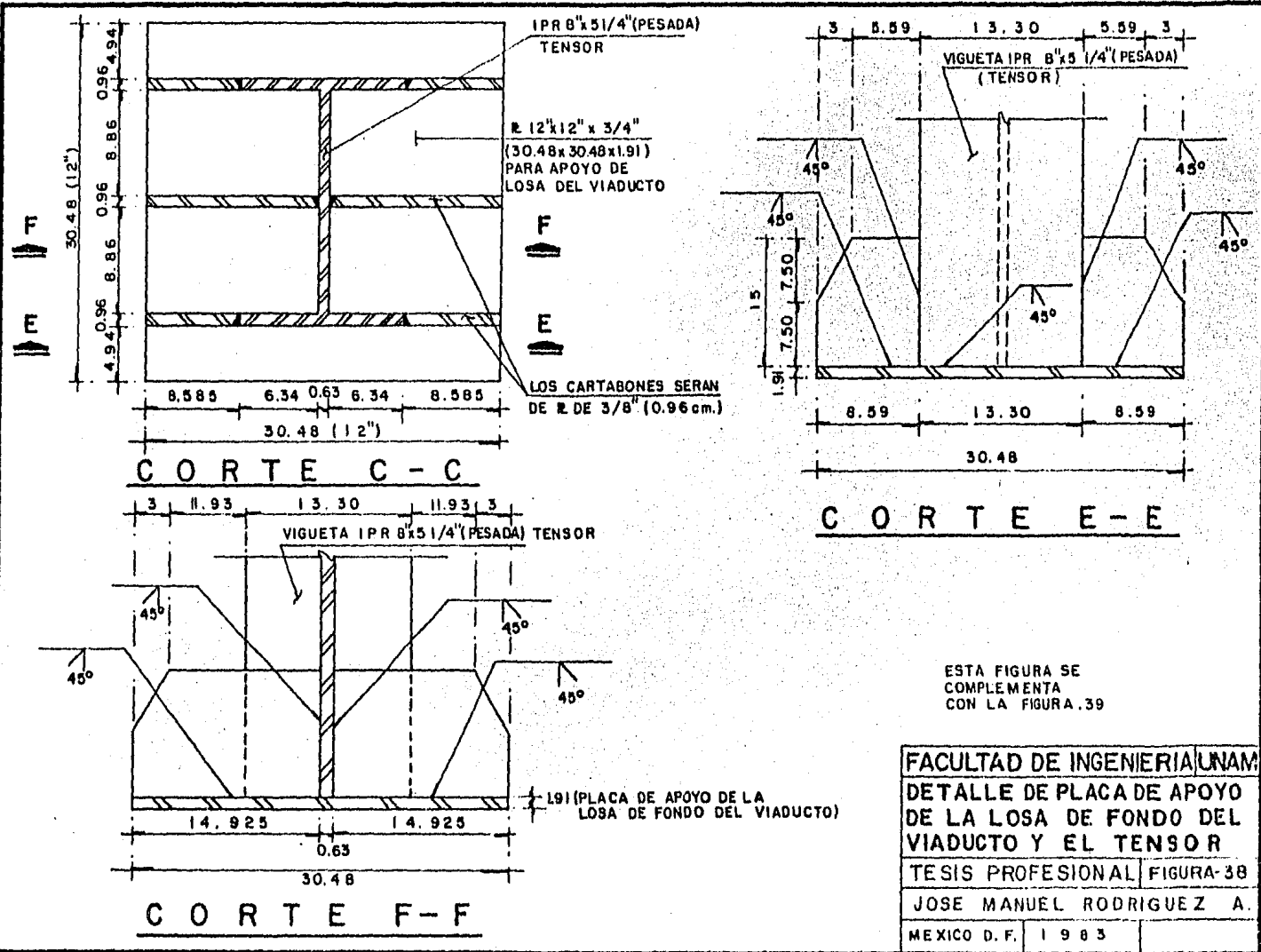


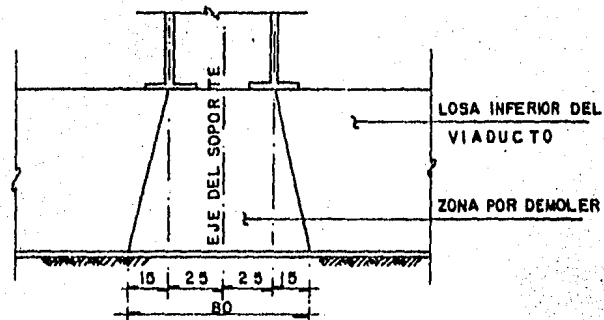
DETALLE - I



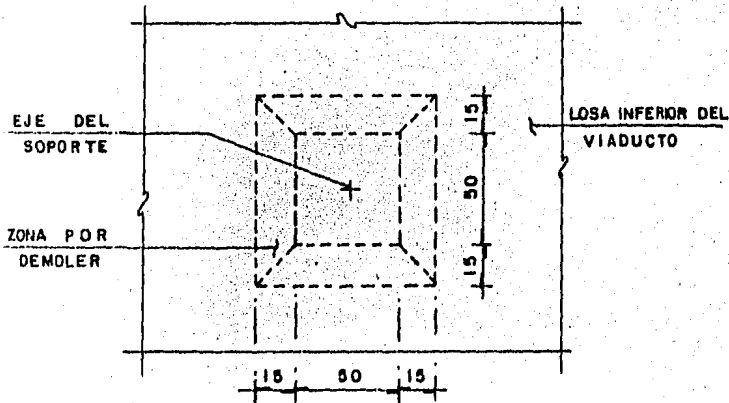
CORTE D-D

FACULTAD DE INGENIERIA UNAM	
DETALLE DE UNION DEL TENSOR A LAS VIGAS V-1	
TESIS PROFESIONAL	FIGURA-37
JOSE MANUEL RODRIGUEZ A.	
MEXICOD.F	1983



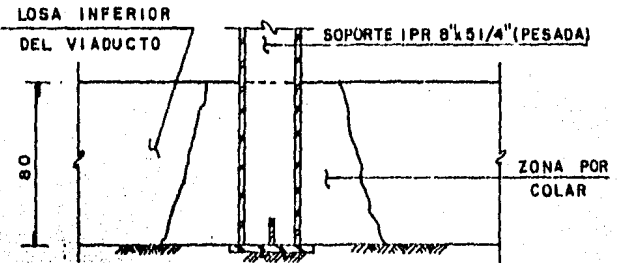


ALZADO

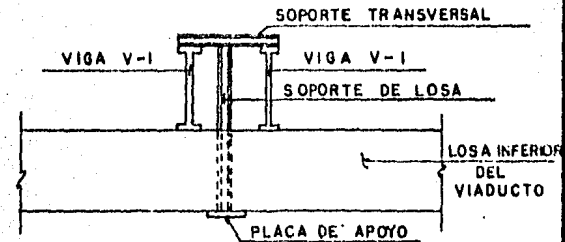


PLANTA

1a. ETAPA.- DEMOLER LA LOSA INFERIOR DEL VIADUCTO, COMO SE INDICA EN LA FIGURA. CONSERVANDO EL ACERO DE REFUERZO.



2 a. ETAPA.- COLOCAR EL SOPORTE DE LA LOSA (IPR 8"x5 1/4" PESADA) Y COLAR LA ZONA DEMOLIDA CON UN ADITIVO ESTABILIZADOR DE VOLUMEN



3 a. ETAPA.- PRESENTAR LAS VIGAS V-1, APOYARLAS Y SOLDARLAS SOBRE LAS PLACAS DE LOS MUROS TABLESTACA (VER DETALLES CORRESPONDIENTES) SOLDAR LA VIGA TRANSVERSAL, A LAS VIGAS V-1 AJUSTANDO PREVIAMENTE LA LONGITUD DEL SOPORTE DE LA LOSA, Y SOLDAR ESTOS.

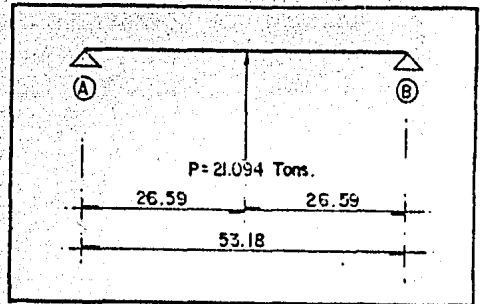
FACULTAD DE INGENIERIA UNAM	
PROCESO PARA LA COLOCACION DEL SOPORTE DE LA LOSA DE FONDO DEL VIADUCTO	
TESIS PROFESIONAL	FIGURA- 39
JOSE MANUEL RODRIGUEZ A.	
MEXICO D. F.	1 9 8 3

Solución de la viga.

$$R_A = R_B = \frac{P}{2} = \frac{21.094}{2} = 10.547 \text{ Tons}$$

Momento máximo

$$M_{\text{máx}} = \frac{PL}{4} = \frac{21.094(0.5318)}{4} = 2.804 \text{ T-m}$$



De la escuadría obtendremos

el módulo de sección necesario:

$$f_b = \frac{M}{S}, \quad f_b = 1518 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Acero A-36)}$$

$$\therefore S = \frac{M}{f_b} = \frac{2.804 \times 10^5}{1518} = 184.75 \text{ cm}^3$$

-Análisis y Diseño del Travesaño.

Por flexión se propone un perfil IPR 8" x 51/4" liviano* con

$$S_x = 231 \text{ cm}^3 > 184.75 \text{ cm}^3$$

Revisión por cortante. Análogamente a la revisión de V-1 el esfuerzo cortante máximo en el travesaño será:

$$v = \frac{V Q}{I b}$$

$$V_{\text{máx}} = 10.547 \text{ Tons}$$

$$I_x = 2348 \text{ cm}^4$$

$$b_{\text{alma}} = 5.80 \text{ mm}$$

$$Q = M_{\text{epatfn}} + M_{\text{ealma}}$$

$$Q = 13.30 \times 0.78 \times 9.76 + 0.58 \times 9.37 \times 4.69$$

$$Q = 126.74 \text{ cm}^3$$

$$v = \frac{10\,547 \times 126.74}{2.48 \times 0.58}$$

$$v = 981.55 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_v = 0.40 f_y$$

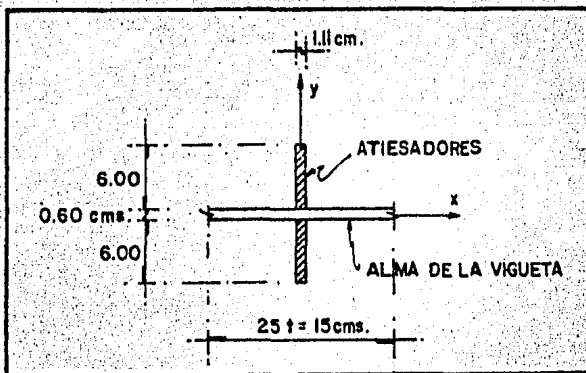
$$f_v = 0.40(2530) = 1012.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v = 981.55 \text{ Kg/cm}^2 < f_v = 1012 \text{ Kg/cm}^2$$

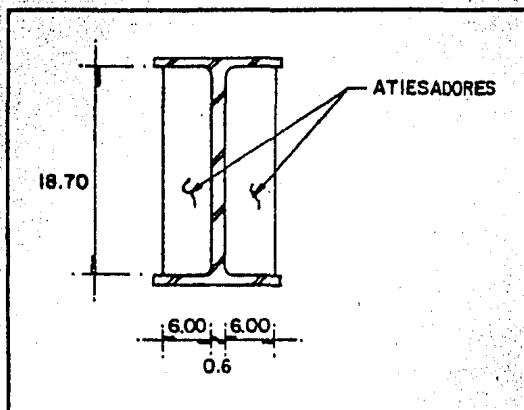
* Todos los perfiles laminados se han propuesto de la ref. 10

-Diseño de atesadores de carga para el travesaño .

Sección para analizar como columna



Se propone una sección para atesadores de 1.11cm x 6cm como se indica en la figura.



Relación de esbeltez.

$$Kl = 0.75 \times 18.70 = 14.30 \text{ cms.}$$

Radio de giro mínimo, se localiza alrededor del eje "x"

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}}$$

$$I_x = \frac{1.11 \times 12.60^3}{12} + \frac{15 \times 0.60^3}{12} = 166.70 + 0.27$$

$$I_x = 166.97 \text{ cm}^4$$

$$\text{Area : } A = 2 \times 6.00 \times 1.11 + 15 \times 0.60 = 22.32 \text{ cm}^2$$

$$r_x = \sqrt{\frac{166.97}{22.32}} = 2.74 \text{ cm}$$

$$\frac{Kl}{r} = \frac{14.03}{2.74} = 5:12$$

De la tabla V pag. 69 de la ref. 11

$$F_a = 1504 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (Esfuerzo permisible en compresión)}$$

Esfuerzo de trabajo:

$$f_a = \frac{P}{A}$$

$$f_a = \frac{10,547}{22.32} = 472.54 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_a = 472.54 < F_a = 1504 \text{ Kg/cm}^2$$

Por lo que es correcta la propuesta

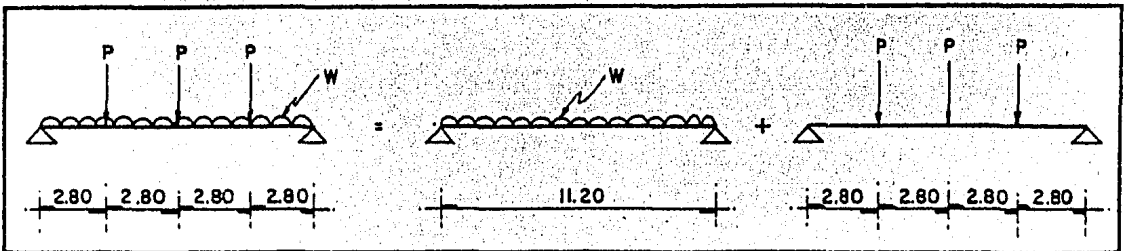
En las figuras No. 37 y 38 se muestra el travesaño con los atiesadores de -- carga.

-Revisión de la viga V-1 por deformación.

Cálculo de la flecha máxima.

Por ser una viga simplemente apoyada y estar sujeta a un sistema de cargas simétrico la flecha máxima ocurrirá al centro del claro.

Calcularemos la flecha máxima de la viga separando la condición de carga - uniforme de la que es bien conocida el valor de la flecha máxima y calcularemos por el método de los teoremas de área momento el valor de la flecha - máxima producido por las cargas concentradas.



Flecha máxima de la carga uniforme:

$$f_{\text{máx}} = \frac{5}{384} \frac{w l^4}{EI}$$

$$f_{\text{máx}} = \frac{5}{384} \times \frac{1.533 \times 1120^4}{2 \times 10^6 \times 202,815}$$

$$f_{\text{máx}} = -0.07743 \text{ cms.}$$

Flecha máxima de las cargas concentradas.

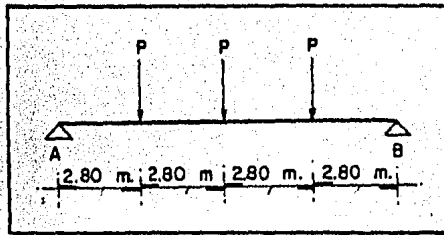
El primer paso es obtener el diagrama de momentos producido por estas car--

gas.

El segundo obtener el diagrama de curvaturas dividiendo el de momento entre-
EI:

El tercerò, obtener el momento estático del diagrama de curvatura compendi-
do entre el extremo y el centro del claro, con respecto a uno de los apoyos.

1er Paso Diagrama de momentos



$$P = 10.547 \text{ Tons.}$$

$$R_A = R_B = \frac{3P}{2} = 15.821 \text{ Tons.}$$

Para $0 \leq x \leq 2.80$ mts.

$$M_x = R_A x$$

$$M_x = 15.821 x$$

Para $2.80 \leq x \leq 5.60$ mts.

$$M_x = R_A x - P(x - 2.80)$$

$$M_{(x)} = 15.281 x - 10.547 (x - 2.80)$$

Y el resto, resulta simétrico.

Para $0 \leq x \leq 2.80$ mts	Para $x = 0$	$M_{(x)} = 0$
	Para $x = 2.8$	$M_{(x)} = 42.787 \text{ T-m}$

Para $2.80 \leq x \leq 5.60$ mts Para $x = 2.80$ $M(x) = 42.787 \text{ T-m}$
 Para $x = 5.60$ $M(x) = 59.060 \text{ T-m}$

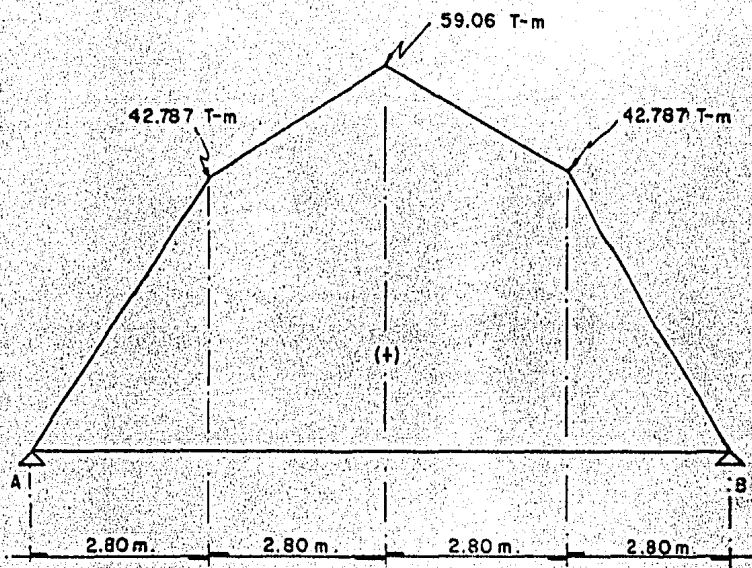


DIAGRAMA DE MOMENTOS

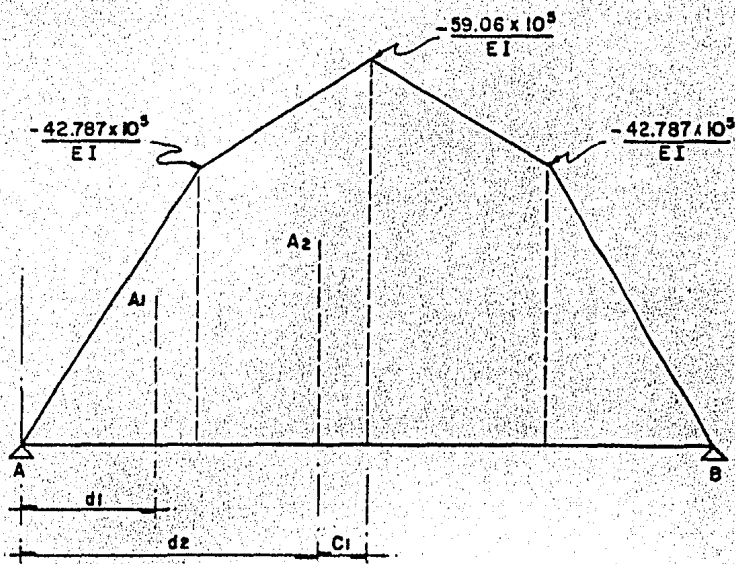


DIAGRAMA DE CURVATURAS

FIG. 40

Momento estático del diagrama de curvaturas con respecto al apoyo A:

$$Y_{\text{máx}} = d_1 A_1 + d_2 A_2$$

$$d_1 = 2.80 \times \frac{2}{3} = 1.867 \text{ mts.} = 186.7 \text{ cms.}$$

$$A_1 = - \frac{42.787 \times 10^5}{EI} \times \frac{280}{2} = \frac{-5990.18 \times 10^5}{EI}$$

$$d_2 = 5.60 - C_1$$

$$C_1 = 2.80 - C = 2.80 - \frac{2.80 \left(2 \times \frac{59.06 \times 10^5}{EI} + \frac{42.187 \times 10^5}{EI} \right)}{3 \left(\frac{59.06 \times 10^5}{EI} + \frac{42.187 \times 10^5}{EI} \right)}$$

$$C_1 = 2.80 - C = 2.80 - 1.475 = 1.325 \text{ mts.} = 132.50 \text{ cms.}$$

$$d_2 = 5.60 - 1.325$$

$$d_2 = 4.275 \text{ mts.} = 427.5 \text{ cm}$$

$$A_2 = - \frac{(42.787 \times 10^5 + 59.06 \times 10^5)}{2 EI} \times 2.80 = \frac{-14258.58 \times 10^5}{EI}$$

$$y_{\text{máx}} = - \left(186.70 \times \frac{5990.18 \times 10^5}{EI} + 427.5 \times \frac{14258.58 \times 10^5}{EI} \right)$$

$$= - (1,118,366.6 \times 10^5 + 6,095,542.05 \times 10^5) \frac{1}{EI}$$

$$y_{\text{máx}} = - \frac{721.392 \times 10^5}{2 \times 10^6 \times 202,815.69} = -1.778 \text{ cms.}$$

Deformación producida por la carga uniforme y por las cargas concentradas—
Deformación total.

$$y_{\text{máx}} = -0.07743 - 1.778 = -1.86 \text{ cm}$$

Flecha permisible

$$Y_p = \frac{1}{240} + 0.50 \text{ cms.}$$

$$Y_p = \frac{1120}{240} + 0.50$$

$$Y_p = 5.165 \text{ cms} > Y_{\text{m}\ddot{a}\text{x}} = 1.86 \text{ cms.}$$

Por lo que la deformación de la viga es aceptable.

-Diseño de la placa de apoyo de la viga V-1.

La reacción en el apoyo será de $\frac{32.499}{2} = 16.25 \text{ Ton}$

Se propuso una placa de 30 x 30 cms.

La presión de contacto entre el concreto y la placa de apoyo será:

$$\frac{16250}{40 \times 30} = 13.542 \text{ Kg/cm}^2$$

El esfuerzo permisible por aplastamiento del concreto será:

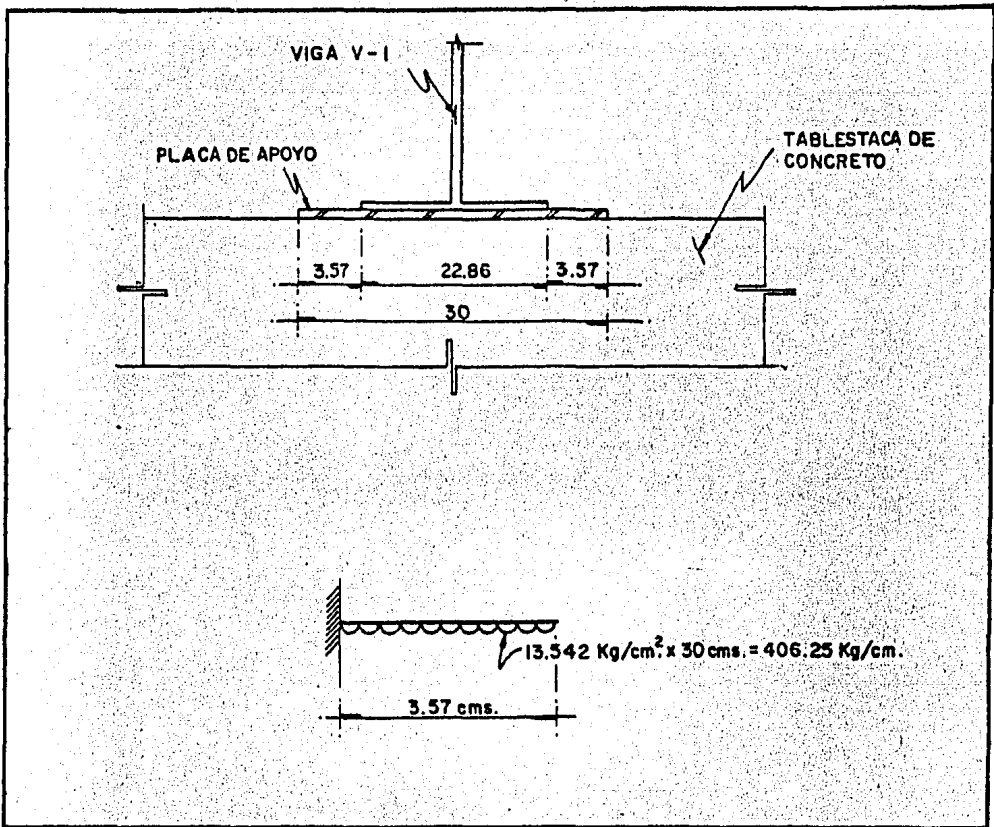
$$f_{\text{ap}} = 0.25 f'_c$$

$$f_{\text{ap}} = 0.25 (150) = 37.50 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{\text{ap}} = 37.50 \text{ Kg/cm}^2 > f = 13.542 \text{ Kg/cm}^2$$

Por lo que las dimensiones de la placa son adecuadas para la transmisión de la carga.

Revisión de la placa de apoyo por flexión.



Momento de empotramiento

$$M = \frac{\omega l^2}{2} = \frac{541.65 \times 3.57^2}{2} = 2,588.804 \text{ Kg-cm}$$

Esfuerzo permisible de flexión para Acero A-36

$$F_b = 0.60 f_y$$

$$F_b = 0.60 (2530) = 1518 \text{ Kg/cm}^2$$

Módulo de sección requerida.

$$f = \frac{M}{S} \quad \therefore S = \frac{M}{f}$$

$$S = \frac{2,588.804}{1518} = 1.705 \text{ cm}^3$$

$$S = \frac{I}{c} = \frac{bh^3}{12 (h/2)}$$

$$S = \frac{bh^2}{6}$$

$$\therefore h = \sqrt{\frac{6S}{b}}$$

$$h = \sqrt{\frac{6 \times 1.705}{30}} = 0.341 \text{ cms.}$$

Se propone como placa de apoyo una placa de 30cmsx40cmsx1.11cms.

En la figura 36 se muestran los detalles correspondientes a la placa de apoyo. Y en la 39 los detalles de apoyo de la losa de piso del viaducto al tensor.

En el capítulo siguiente se describe el proceso para ligar el tensor a la losa de piso del Viaducto.

II-2) ESTRUCTURA PROVISIONAL PARA CRUCE DEL ACUEDUCTO DE LA PIEDAD.

Para poder efectuar el cruce del Acueducto de la Piedad primero fué necesario desviar el gasto conducido por este a través de dos tubos paralelos al cauce del Viaducto que permitirían dejar seca la zona del Acueducto bajo la cual se construiría el cajón del metro. En el capítulo III se describe la secuencia de actividades y la forma en que se logró éste desvío.

De la misma forma en que se colaron muros tablestaca a cada lado de los muros de lo que sería la estructura del metro, para confinar la excavación bajo el Viaducto, se colaron también muros tablestaca abajo de la estructura del Acueducto de la Piedad con las mismas razones que para el Viaducto. Los muros tablestaca de ésta zona fueron idénticos a los colados en la zona del Viaducto ya que sus condiciones de trabajo serían idénticas. Este muro ta-blestaca se muestra en la figura No. 26 y la descripción de su construcción se hará en el siguiente capítulo.

II-3) ESTRUCTURA DEFINITIVA PARA EL CRUCE DEL VIADUCTO

La estructura definitiva para el cruce del Viaducto se muestra en las figuras 41 y 42 y en ellas se puede apreciar que la estructura del cajón del metro - está constituida por:

- 1.- Plantilla
- 2.- Losa de fondo.
- 3.- Muros estructurales (adicionales a la estructura provisional formada - por muros tablestaca).
- 4.- Losa de techo.
- 5.- Holgura (concreto sin refuerzo localizado entre el muro estructural y - el tablestaca dejado con objeto de cubrir las imperfecciones del muro - tablestaca).

a-3).- Análisis y diseño de la estructura.

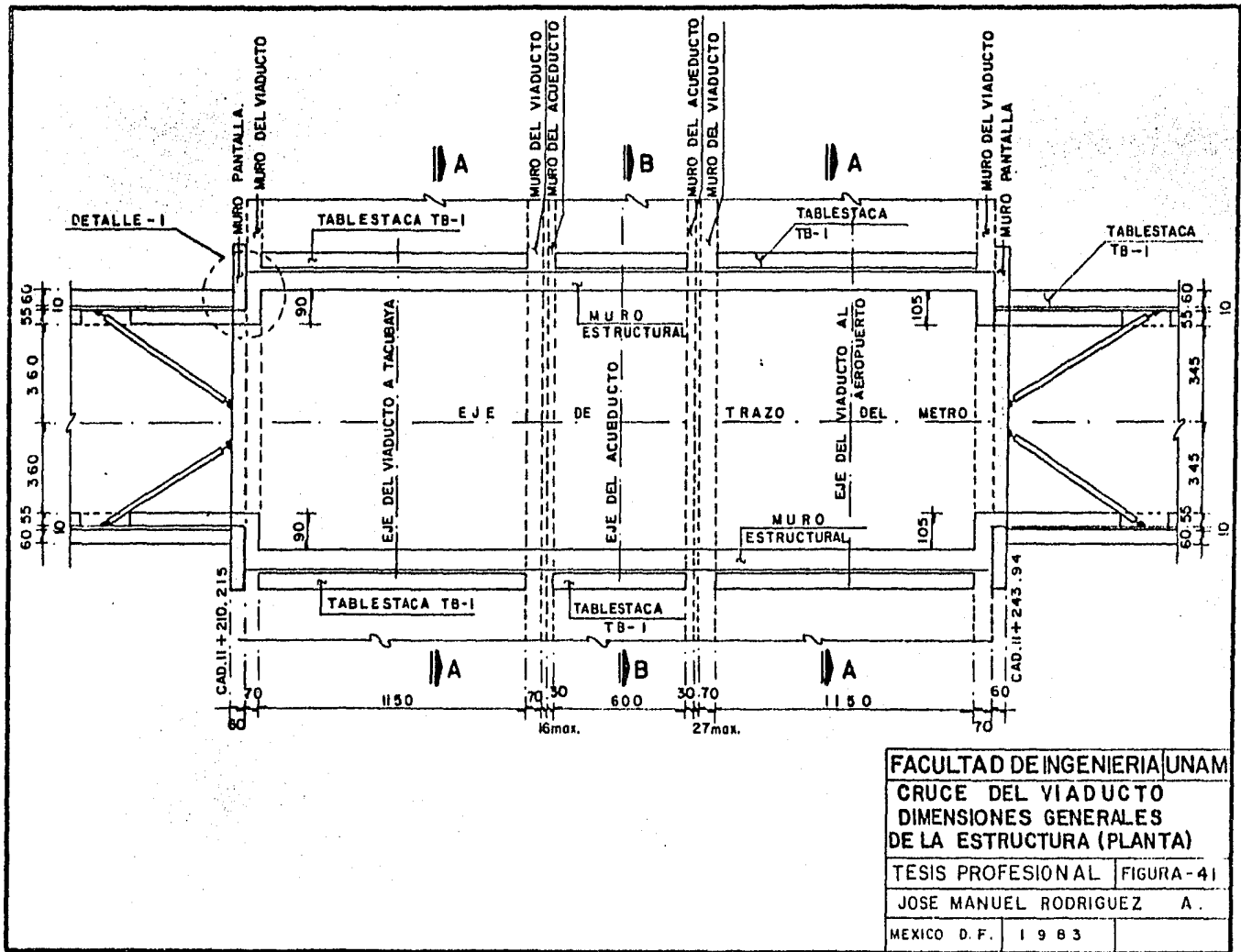
El análisis de la estructura se efectuó considerando a la estructura bajo - dos diferentes condiciones de carga; la primera con los efectos de peso pro - pio así como el empuje lateral hidrostático que se presentaría si la holgu - ra llegara a agrietarse y se alojara en ella una lámina de agua.

La segunda condición de carga es la planteada por las cargas del Viaducto - (peso propio) y la carga viva sobre el mismo.

El diseño de la estructura se obtiene a partir de la suma de los elementos - mecánicos producidos por cada una de las dos condiciones antes mencionadas, en cada elemento de la estructura (losas y muros).

-lera. Condición (peso propio + empuje hidrostático).

b-3).- Análisis de cargas.- Carga Muerta.



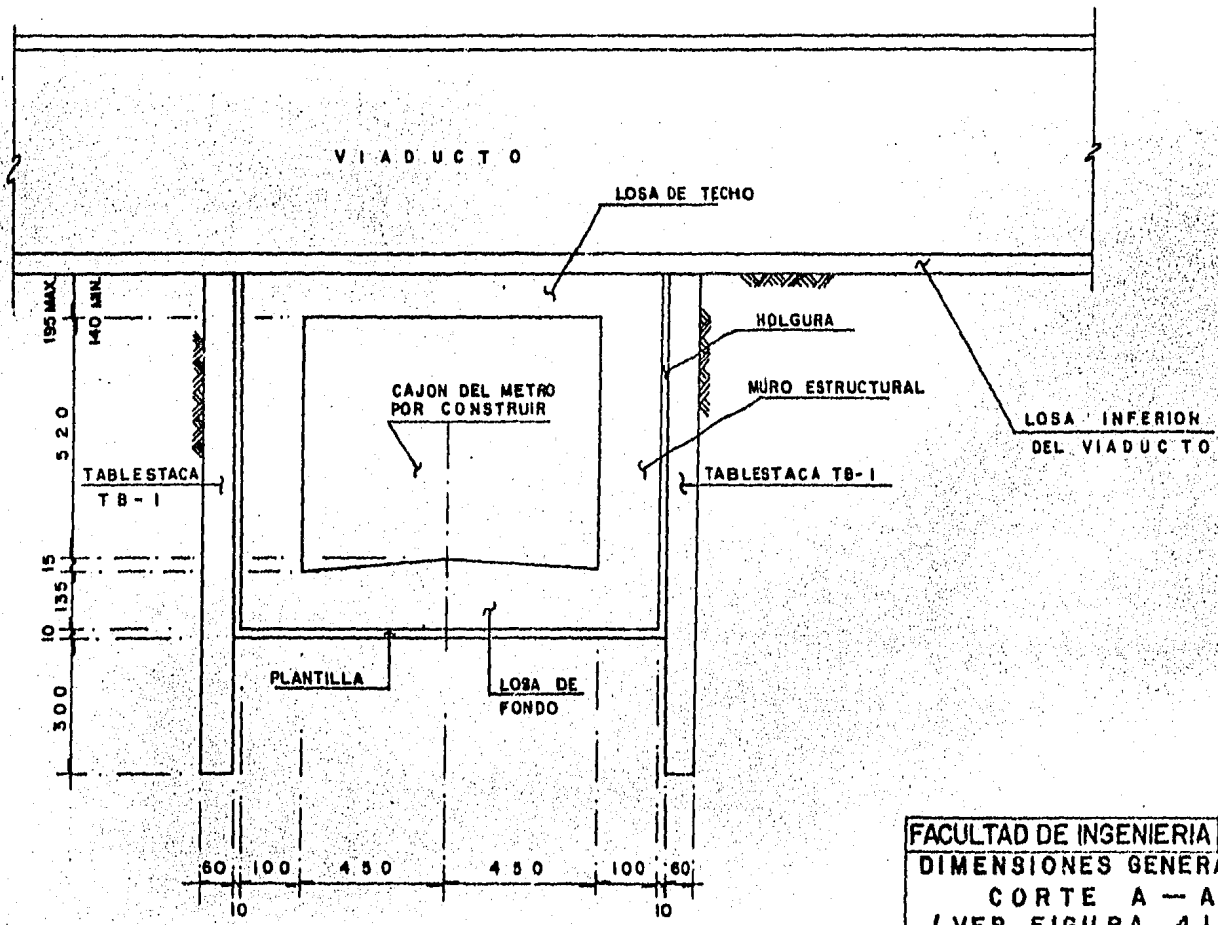
FACULTAD DE INGENIERIA UNAM

CRUCE DEL VIADUCTO
 DIMENSIONES GENERALES
 DE LA ESTRUCTURA (PLANTA)

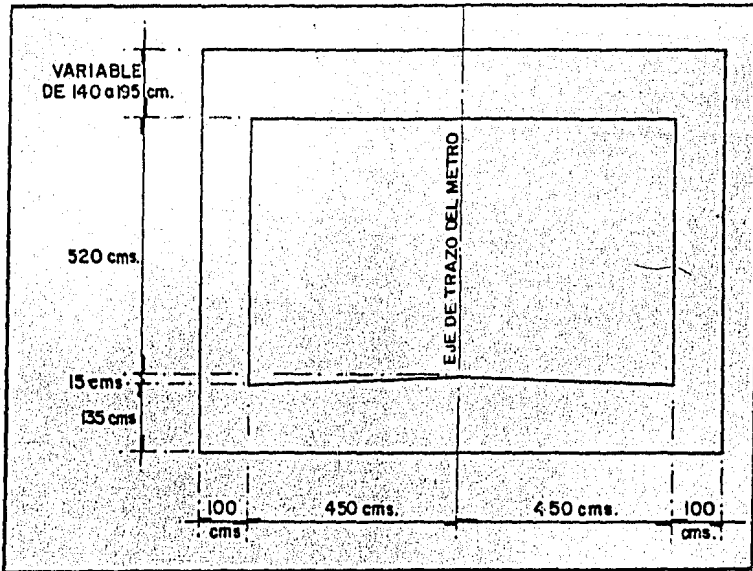
TESIS PROFESIONAL FIGURA-41

JOSE MANUEL RODRIGUEZ A.

MEXICO D. F. 1983



FACULTAD DE INGENIERIA UNAM	
DIMENSIONES GENERALES	
CORTE A - A	
(VER FIGURA 41)	
TESIS PROFESIONAL	FIGURA-42
JOSE MANUEL RODRIGUEZ	A.
MEXICO D.F.	1903



Dimensiones propuestas para la estructura del metro bajo el Viaducto

El análisis de cargas se hará considerando una franja unitaria de un metro de ancho de la estructura

-Peso propio de:

-Losa de techo:-

$$\text{Espesor promedio: } \frac{1.40+1.95}{2} = 1.68 \text{ mts}$$

$$\text{Peso volumétrico: } 2.40 \text{ T/m}^3$$

$$\text{Carga uniforme: } 1.00 \times 1.68 \times 2.40 = 4.03 \text{ T/m}$$

-Losa de Fondo:-

$$\text{Espesor promedio: } \frac{1.35+1.50}{2} = 1.43 \text{ mts.}$$

$$\text{Peso volumétrico: } 2.40 \text{ T/m}^3$$

$$\text{Carga uniforme: } 1.00 \times 1.43 \times 2.40 = 3.42 \text{ T/m}$$

Muros.-

Altura: 5.35 mts.

Espesor: 1.00 mts.

Peso volumétrico: 2.40 T/m^3

Carga total: $5.35 \times 1.00 \times 1.00 \times 2.40 = 12.84 \text{ tons.}$

de muros : 2

Peso de los 2 muros: $2 \times 12.84 = 25.68 \text{ tons.}$

Carga total en Tons.

Losa de techo: $4.03 \times 11.00 = 44.33 \text{ Tons}$

Losa de fondo: $3.42 \times 11.00 = 37.62 \text{ ''}$

Muros: 25.68 ''

Carga total: 107.63 Tons

Reacción de la estructura: $\frac{107.63}{11.00} = 9.78 \text{ Ton/ml}$

Carga de diseño de la losa de fondo

$9.78 - 3.42 = 6.36 \text{ Ton/m}$

-Empuje Hidrostático:

Tomaremos como nivel de aguas freáticas el eje centroidal de la losa de techo con espesor promedio.

Espesor promedio = 1.68 mts.

Altura de la lámina de agua. Tomaremos como base de la lámina de agua al eje centroidal de la losa de piso considerando su espesor menor.

Altura $h = \frac{1.68}{2} + 5.20 + 0.15 + \frac{1.35}{2} = 6.87 \text{ mts.}$

Presión hidrostática $q = \gamma h = 6.87 \text{ Ton/m}^2$

Analizando una franja de 1 mt. de ancho.

$$q = 6.87 \times 1.00 \quad \text{t/ml}$$

De la figura 43

$$\omega_1 = 4.03 \text{ Ton/ml}$$

$$\omega_2 = 6.36 \text{ Ton/ml.}$$

$$\omega_3 = 6.87 \text{ Ton/ml.}$$

- 2a. Condición (Carga del Viaducto + Carga viva).

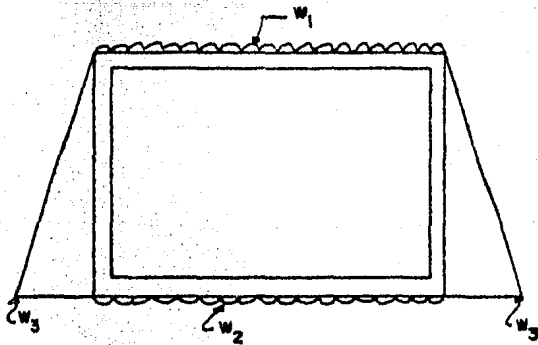
Para el análisis de la estructura bajo el Viaducto las cargas de éste, se consideran de la siguiente forma:

- La losa superior de la estructura del Metro bajo el Viaducto solo soportará las cargas del peso propio de la losa inferior del Viaducto y la carga viva - que exista sobre ella.

- La losa inferior de la estructura del Metro bajo el Viaducto soportará como reacción la carga producida por la carga viva sobre la losa de techo del Viaducto y sobre su losa inferior. Por carga muerta soportará: el relleno sobre la losa de techo del Viaducto, el peso propio de la losa de techo del Viaducto apoyada sobre los muros del mismo, el peso de los muros del Viaducto concentrando en los muros del cajón del Metro incluyendó la reacción producida por la losa de techo del Viaducto, la reacción producida por el peso propio de la losa de piso del Viaducto apoyada directamente sobre la losa de techo del cajón del Metro, y por último la reacción debida al peso propio de la estructura del cajón del Metro bajo el Viaducto.

La razón de considerar así la distribución de cargas es que se supuso que los muros trabajarían como trabes apoyados en los muros de la estructura del Metro, cuando ésta se terminara.

Durante el proceso constructivo se apoyarían en el suelo adyacente a la excavación, debido a su altura, que la excavación sería perpendicular a su plano, que el ancho de la excavación sería casi el doble de su altura y se encontrarían rigidizados por la losa de piso del Viaducto.

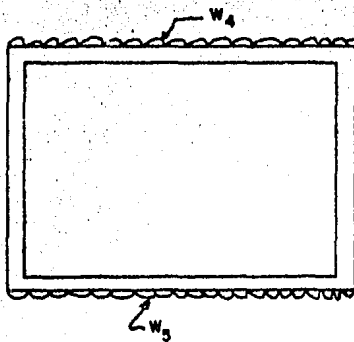


W_1 - PESO PROPIO DE LOSA DE TECHO.

W_2 - REACCION DE PESO PROPIO DE LOSA DE TECHO Y MUROS.

W_3 - PRESION HIDROSTATICA.

1era CONDICION (PESO PROPIO Y EMPUJE HIDROSTATICO)

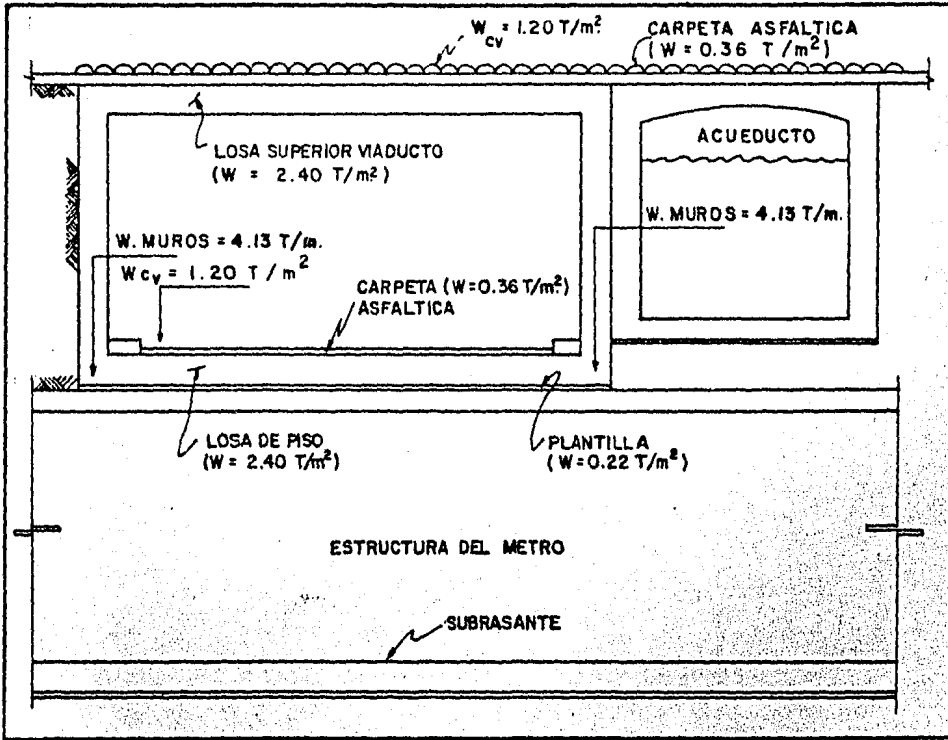


W_4 - PESO PROPIO DE LA LOSA DE PISO DEL VIADUCTO + CARGA VIVA SOBRE LOSA DE PISO DEL MISMO.

W_5 - REACCION DE PESO PROPIO DEL VIADUCTO + REACCION DEL 60% DE LA CARGA VIVA.

2a CONDICION (CARGA MUERTA DEL VIADUCTO Y CARGA VIVA DEL MISMO)

FACULTAD DE INGENIERIA		UNAM
CONDICIONES DE ANALISIS DEL CAJON		
TESIS PROFESIONAL		FIGURA - 43
JOSE MANUEL RODRIGUEZ A.		
MEXICO D.F.	1983	



A continuación se obtienen los valores de las cargas que se describieron antes.

- Carga viva.

El valor de la carga viva se obtuvo considerando una carga uniformemente distribuida por un camión tipo HS - 20 (ref.20) en movimiento y un efecto adicional de impacto. El valor obtenido para la carga es de 1.20 Ton/m².

- Carga muerta de la estructura del Viaducto.

Peso de la carpeta asfáltica sobre el Viaducto.

Espesor = 0.20 m. Peso volumétrico = 1.8 Ton/m³

$$\omega = 0.20 \times 1.80 = 0.36 \text{ Ton/m}^2$$

Losa superior del Viaducto.

Espesor = 1m, peso volumétrico del concreto = 2.40 Ton/m³

$$\omega = 1.00 \times 2.40 = 2.40 \text{ Ton/m}^2$$

Losa inferior del Viaducto.

Espesor = 1m, peso volumétrico del concreto = 2.40 Ton/m³

$$\omega = 1.00 \times 2.40 = 2.40 \text{ Ton/m}^2$$

Plantilla de concreto simple

Espesor = 0.10 m, peso volumétrico = 2.20 Ton/m³

$\omega = 0.10 \times 2.20 = 0.22 \text{ Ton/m}^2$.

Peso propio de muros del Viaducto.

Espesor = 0.40 m, altura = 4.30 m.

Peso Volumétrico del concreto = 2.40 Ton/m³

Peso por metro lineal de muro.

$\omega = 0.40 \times 4.30 \times 2.40 = 4.13 \text{ Ton/m}$.

Carga de diseño para losa superior de la estructura del Metro.
(CM+CV sobre la losa de piso del Viaducto).

CV = 1.20 Ton/m²

CM = 2.40 Ton/m²

3.60 Ton/m²

$\omega_{cv} + \omega_{cm} = \omega_4 = 3.60 \text{ Ton/m}^2$

Carga de diseño sobre la losa de piso de la estructura del Metro.

La reacción de la carga viva sobre la losa de piso del cajón del Metro se calcula tomando el 60% de su valor debido a la redistribución que se logra por el efecto de la profundidad a la que se encuentra la losa de piso, así la carga de diseño será:

$\omega_{cv} = 0.60 \text{ cv} = 0.72 \text{ Ton/m}^2$

La carga muerta de diseño de la losa de piso será la producida por el peso de la carpeta sobre el Viaducto y por el peso propio del mismo, éste es:

Carpeta (2) = 0.72 Ton/m²; 2x0.36 = 0.72 Ton/m²

Losa superior = 2.40 Ton/m².

Muros (2) = 0.72 Ton/m²; $4.13 \times 2 \times 11 \left(\frac{1}{11 \times 11.50} \right) = 0.72$

Losa inferior = 2.40 Ton/m².

Plantilla = 0.32 Ton/m²
6.72 Ton/m².

$\omega_{cm} = 6.72 \text{ Ton/m}^2$

$\omega_5 = \omega_{cv} + \omega_{cm} = 2 \times 0.72 + 6.72 = 8.16 \text{ Ton/m}^2$

Como el análisis se hace en una franja de 1 m de ancho:

$\omega_4 = 3.60 \text{ Ton/m}$ y $\omega_5 = 8.16 \text{ Ton/m}$.

ver figura 43, 2a. Condición de carga.

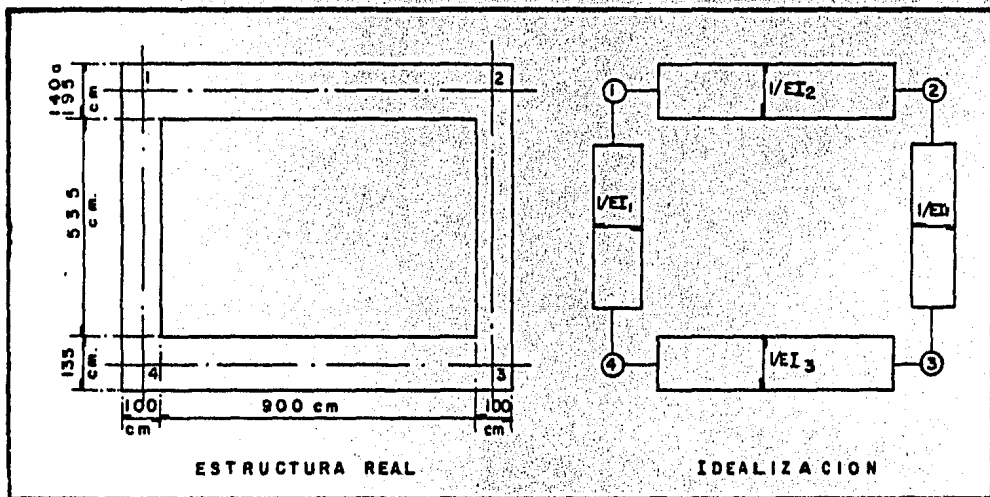
Análisis de la estructura.

La estructura del cajón se analizará bajo las condiciones de carga indicadas en la figura No. 43.

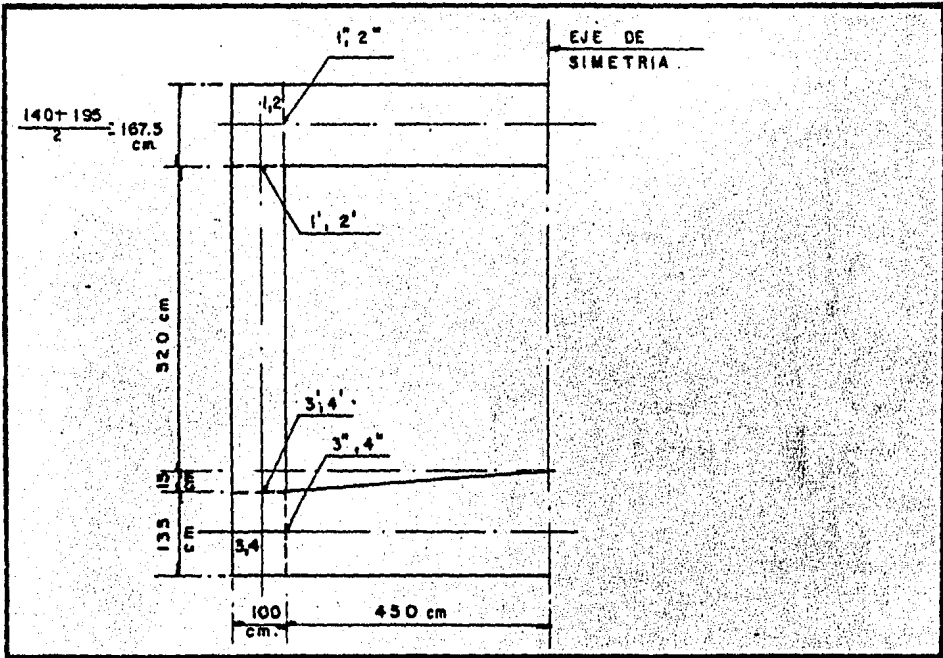
El análisis de la estructura se hará considerando las dimensiones de los nodos, debido a los espesores tan grandes de las losas y los muros. (ref. 16). Para tal efecto se tomarán las áreas elásticas de muros y losas. Así como su rigidez angular y su transporte.

Una vez efectuados los análisis para la primera y segunda condiciones de carga se sumarán los resultados para su diseño.

d-3).- A continuación se presenta el análisis de la estructura bajo la primera condición de carga, así como su idealización.



Idealización de la estructura.



En las zonas de nudos se considerará momento de inercia de infinito.

Fuera de los muros $I = \frac{bh^3}{12}$

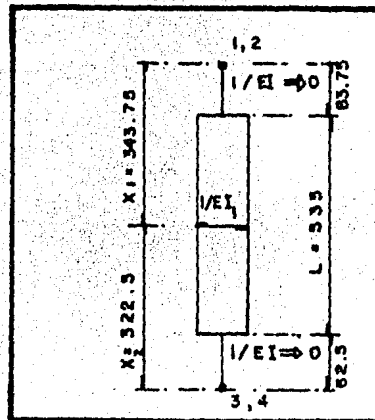
- Muros 12

- Area elástica de los muros

$$Ae = \int \frac{1}{EI} dk = \frac{L}{EI}$$

- Momento de Inercia elástica.

$$I_y = \frac{bh^3}{12} = \frac{1/EI_1 \cdot L^3}{12}$$



- Rigidez del Muro

$$R_{1-4} = \frac{X_1^2}{\bar{e}y} + \frac{1}{Ae}$$

$$R_{4-1} = \frac{X_2^2}{\bar{e}y} + \frac{1}{Ae}$$

- Transporte en el Muro.

$$t_{1-4} = t_{2-3} = - \frac{\frac{1}{Ae} + \frac{X_1 X_2}{\bar{e}y}}{R_{4-1}}$$

$$t_{3-2} = t_{4-1} = - \frac{\frac{1}{Ae} + \frac{X_1 X_2}{\bar{e}y}}{R_{4-1}}$$

- Losa Superior

- Area elástica

$$Ae = \frac{L}{EI_2}$$

- Momento de inercia elástico.

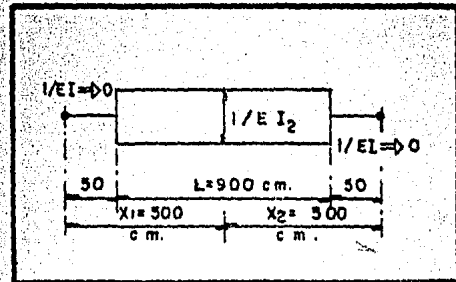
$$\bar{e}y = \frac{b h^3}{12} = \frac{1/EI_2 L^3}{12}$$

- Rigidez de losa superior

$$R_{1-2} = \frac{X_1^2}{\bar{e}y} + \frac{1}{Ae} = R_{2-1}$$

- Transporte

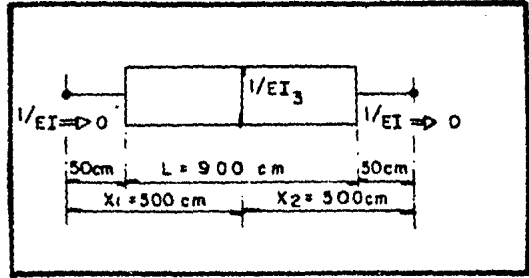
$$t_{1-2} = t_{2-1} = - \frac{\frac{1}{Ae} + \frac{X_1 X_2}{\bar{e}y}}{R_{1-2}}$$



Losa de fondo (despreciando el efecto de acartelamiento de 15 cm.)

- Area elástica

$$Ae = \frac{L}{EI_3}$$



- Momento de inercia elástico.

$$\bar{e}_y = \frac{bh^3}{12} = \frac{1/EI_3 \cdot L^3}{12}$$

- Rigidez

$$R_{3-4} = R_{4-3} = \frac{X_1^2}{\bar{e}_y} + \frac{1}{Ae}$$

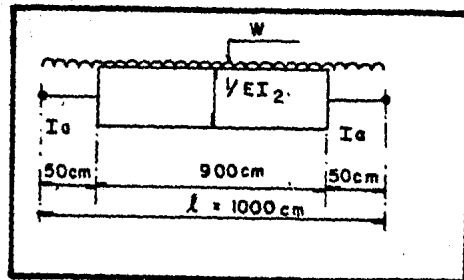
- Transporte

$$t_{3-4} = t_{4-3} = - \frac{1 + X_1 X_2}{R_{3-4} \bar{e}_y}$$

Momentos de empotramiento.

- Losa superior

$$\lambda = \frac{50}{900} = 0.0556$$



$$M_{cz} = \frac{\theta A}{6AA + 6AB} \quad (\text{ref } 6) - (I)$$

$$\theta A = \frac{\omega l^3}{24 EI_2} (1 - 6\lambda^2 + 4\lambda^3) + \frac{\omega l^3}{24 EI_1} (6\lambda^2 - 4\lambda^3) - (II)$$

$$\theta A = 1.045 \frac{\omega}{E}$$

$$\theta_{AA} = \frac{l}{EI_2} \left(\frac{1}{3} - \lambda + \lambda^2 - \frac{2}{3} \lambda^3 \right) + \frac{l}{EI_1} \left(\lambda - \lambda^2 + \frac{2}{3} \lambda^3 \right) - \text{(III)}$$

$$\theta_{AA} = \frac{7.16 \times 10^6}{E}$$

$$\theta_{A-B} = \frac{l}{EI_2} \left(\frac{1}{6} - \lambda^2 + \frac{2}{3} \lambda^3 \right) + \frac{l}{EI_1} \left(\lambda^2 - \frac{2}{3} \lambda^3 \right) - \text{(IV)}$$

$$\theta_{A-B} = \frac{4.18 \times 10^6}{E}$$

$$M_e = 92,095 \omega - \text{(V)}$$

Losa de fondo

De las ecuaciones I a IV

$$\theta_A = 2.00 \frac{\omega}{E}$$

$$\theta_{AA} = \frac{1.36 \times 10^5}{E}$$

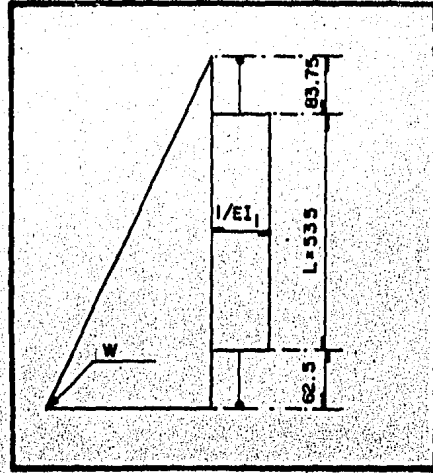
$$\theta_{A-B} = \frac{7.984 \times 10^6}{E}$$

$$M_e = 92,662.70 \omega - \text{(VI)}$$

Con las ecuaciones V y VI se obtuvieron los momentos de empotramiento producidos por las cargas de la primera y segunda condiciones de carga para la losa superior y la losa de fondo.

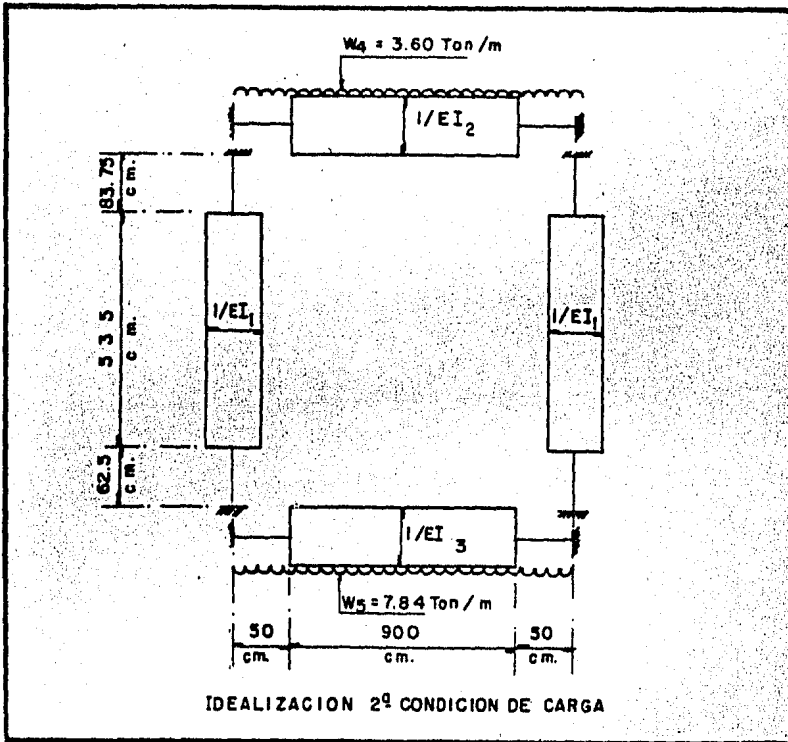
Muros:

La obtención de los momentos de empotramiento del muro se hizo por mini-computadora y su resultado se usa en la tabla donde se resuelve la estructura por método de Cross.



e-3). Análisis de la estructura bajo la segunda condición de carga.

Para el análisis de la estructura bajo la segunda condición de carga, la estructura se idealizó como en la primera condición, considerando las áreas elásticas de los elementos (losas y muros) y las cargas correspondientes.



De la misma forma que en la primera condición de carga se obtuvieron áreas elásticas, rigideces, transportes y momentos de empotramiento. La estructura fué analizada aplicando el método de Cross.

La distribución de momentos de la primera condición y de la segunda, se muestran en la siguiente tabla.

En ella aparece como tercera condición la suma de las dos anteriores con la cual se diseñará la estructura.

En la siguiente tabla se muestran los momentos flexionantes de cada una de las barras, para cada una de las 2 condiciones que los generan y al final se muestra la suma de los momentos de la 1era. condición más los de la 2da. condición que representa los momentos de diseño (3a. condición).

En la figura siguiente se muestra el diagrama de momento flexionante que actúa en la estructura combinando las acciones debidas a la 1era y 2a. Condiciones de carga. (fig.44).

En la figura sólo aparece la mitad de la estructura por ser simétrica.

f-3).- Diseño de la Estructura del Metro abajo del Viaducto.

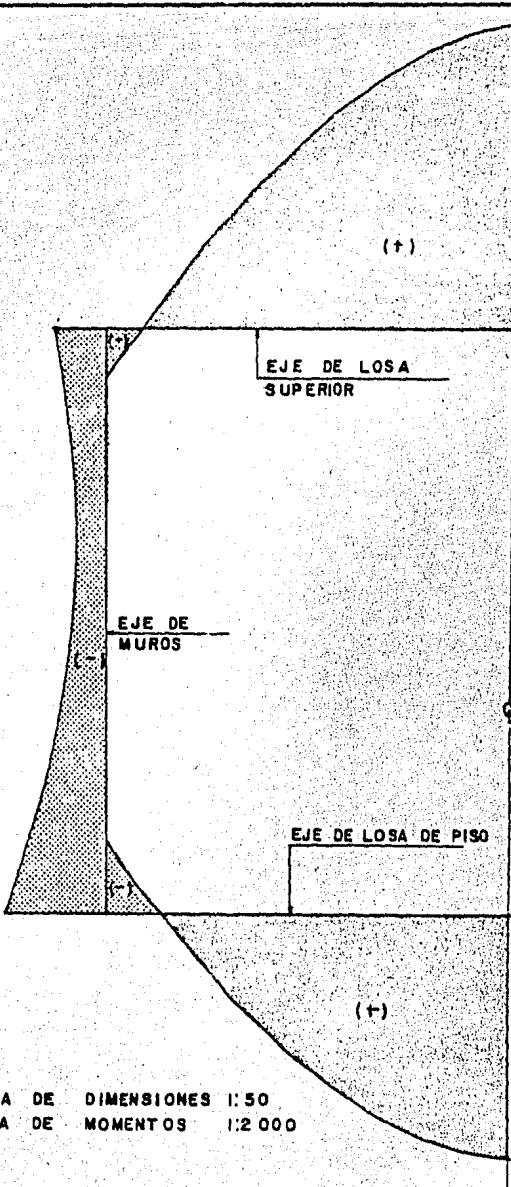
El diseño de la estructura se hará partiendo de los valores de los momentos flexionantes en cada uno de los elementos (muros y losas), para ello se escogerán los momentos máximos de cada barra, que rijan el diseño por flexión de dicho elemento.

El criterio empleado para el diseño, es el plástico: la deducción de la expresión que permite valuar el porcentaje de refuerzo a partir del momento flexionante se hizo al inicio de este capítulo y la expresión es:

$$p = \frac{f_c''}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2F_c M}{f_r b d^2 f_c''}} \right)$$

Momentos Flexionantes (T-m/m)

Barra	x(mts.)	1a. Condición	2a. Condición	3a. Condición	
Losa Superior	0	-13.29	-10.63	-23.92	
	1	7.545	24.38	31.93	
	2	23.750	51.61	75.36	
	3	35.325	71.06	10.639	
	4	42.270	82.73	125.00	
	5	44.585	86.62	142.21	
	6	42.270	82.73	125.00	
	7	35.325	71.06	106.39	
	8	23.750	51.61	75.36	
	9	7.545	24.38	31.93	
	10	-13.290	-10.63	-23.92	
Muros	0	-13.290	-10.63	-23.92	
	1	- 8.079	-12.067	-20.15	
	2	- 3.869	-13.507	-17.37	
	3	- 1.658	-14.941	-16.60	
	3.435	- 1.574	-15.566	-17.14	
	4	- 2.448	-16.378	-11.83	
	5	- 7.237	-17.815	-25.05	
	6	-17.027	-19.252	-36.28	
		6.87	-30.390	-20.500	-50.89
	Losa de Piso	0	-30.390	-20.500	-50.89
1		- 1.770	10.190	8.42	
2		20.490	34.060	54.56	
3		36.390	51.110	87.50	
4		45.930	61.340	107.86	
5		49.110	64.750	113.86	
6		45.930	61.340	107.27	
7		36.390	51.110	87.50	
8		20.490	34.060	54.56	
9		- 1.770	10.180	8.42	
	10	-30.390	-20.500	-50.89	



ESCALA DE DIMENSIONES 1:50
 ESCALA DE MOMENTOS 1:2 000

FACULTAD DE INGENIERIA UNAM	
DIAGRAMA DE MOMENTOS DE DISEÑO (1a. y 2a. CONDICIONES DE CARGA VIADUCTO)	
TESIS PROFESIONAL	FIGURA - 44
JOSE MANUEL RODRIGUEZ A.	
MEXICO D.F.	1 9 8 3

Para la estructura que se va a diseñar los materiales a emplear son:

$$\text{Concreto } f'_c = 150.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Acero } f_y \geq 4000 \text{ Kg/cm}^2$$

Constantes de cálculo:

$$f^*_c = 0.80 f'_c$$

$$f''_c = \left(1.05 - \frac{0.80 f'_c}{1250}\right) f^*_c \leq 0.85 f^*_c$$

Obteniendo los valores de f^*_c y f''_c

$$f^*_c = 0.80 (150) = 120 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f'_c = \left[1.05 - \frac{0.80(150)}{1250}\right] 120 = 114.48 \text{ Kg/cm}^2$$

$$0.85 f''_c = 0.85 (120) = 102 \text{ Kg/cm}^2 < 114.48 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f''_c = 102 \text{ Kg/cm}^2$$

El factor de carga para flexión.

$$F_c = 1.50$$

El factor de reducción

$$F_r = 0.90$$

Por lo que la expresión del porcentaje puede escribirse como:

$$p = \frac{102}{4000} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1.5 \times 10^5}{0.90 \times 100 \times d^2 \times 102}}\right)$$

b = 100 cms por ser el análisis unitario.

$$p = 0.0255 \left(1 - \sqrt{1 - 32.68 \frac{M}{d^2}} \right)$$

En la tabla de diseño que a continuación se muestra, aparecen en la primera columna, las zonas del elemento que rigen el diseño del mismo; en la 2a. columna el valor del momento flexionante correspondiente; en la 3a. columna - el peralte efectivo del elemento; en la 4a. columna el porcentaje de refuerzo requerido; en la 5a. columna el área de acero necesaria para cubrir; y - en la 6a. columna el armado que se propone para cubrir el área de acero necesaria.

Si en alguna de las barras el porcentaje requerido resulta menor que el porcentaje mínimo, éste se marca con un asterisco.

Barra	Sección	Momento flexionante (T-m)	Peralte efectivo "d" (cms)	Porcentaje P	Area de acero A_s (cm ² /m)	Armado
1-2 Losa superior	Paño del muro (1-4)	- 7.24	135	(*) 0.000166	28.93	(#8+#6) a 25
	c _L	142.24	135	0.00349	47.12	(#8+#6) a 17
	Paño del muro (2-3)	- 7.24	135	(*) 0.000166	28.93	(#8+#6) a 25
2-3 y 1-4 muros	Paño de losa sup	- 20.71	95	(*) 0.000975	20.36	#8 a 25
	c _L	- 17.14	95	(*) 0.000804	20.36	#8 a 25
	Paño de losa inf	- 39.23	95	(*) 0.00188	20.36	#8 a 25
3-4 losa de piso	Paño del muro (1-4)	- 31.72	130	(*) 0.000794	27.86	(#8+#6) a 25
	c _L	113.86	130	0.002982	38.77	2#6 a 15
	Paño del muro (2-3)	- 31.72	130	(*) 0.000794	27.86	(#8+#6) a 25

* porcentaje menor que el mínimo.

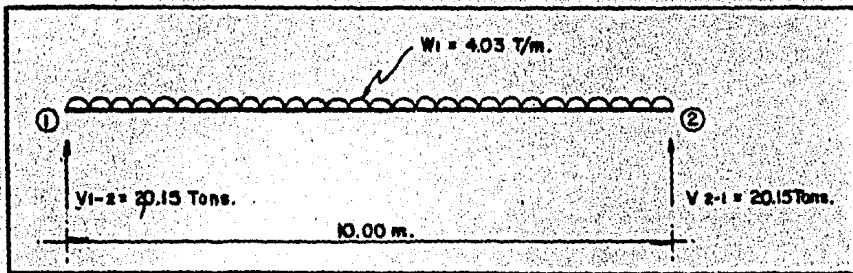
$$p_{\min} = \frac{0.70 \sqrt{f'c}}{f_y}$$

$$p_{\min} = \frac{0.70 \sqrt{150}}{4000} = 0.0021433$$

Análisis y diseño de las losas superior e inferior bajo el efecto de la fuerza cortante en la 1a. y 2a. condiciones de carga.

-Losa superior (Barra: 1-2).

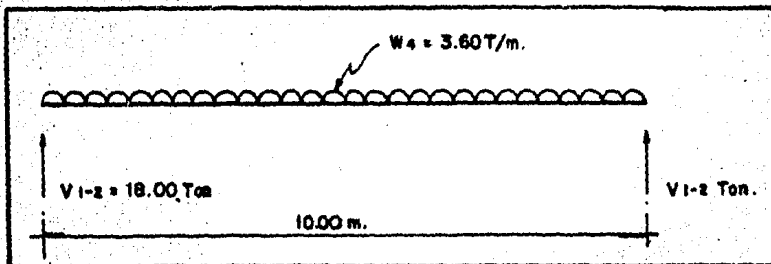
1era. Condición de carga.



$$V(x) = V_{1-2} - \omega_1 x$$

$$V(x) = 20.15 - 4.03x$$

2a. Condición de Carga.

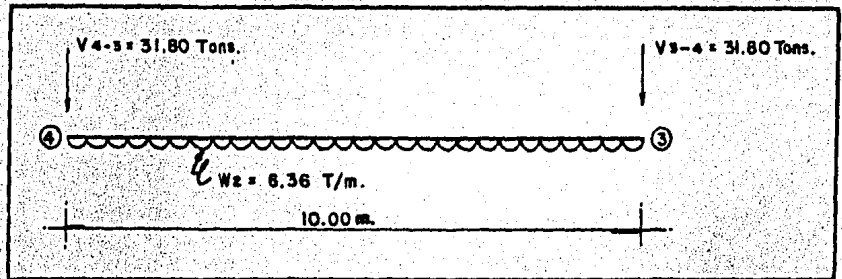


$$V(x) = V_{1-2} - \omega_4 x$$

$$V(x) = 18.00 - 3.60x$$

Losa inferior (Barra: 3-4).

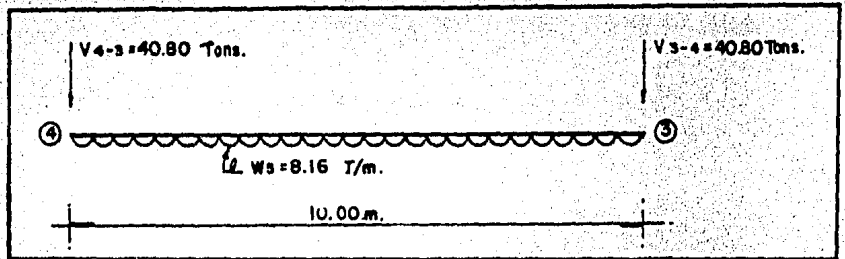
1era Condición de carga.



$$V(x) = V_{4-3} - w_2 x$$

$$V(x) = 31.80 - 6.36x$$

2a. Condición de carga.



$$V(x) = V_{4-3} - w_3 x$$

$$V(x) = 40.80 - 8.16x$$

A continuación se muestra en la tabla de fuerza cortante, el cortante total resultado de la suma de cortante en las losas (superior e inferior) debidas a la 1era. y 2a. condiciones de carga.

Barra	X	1a. Cond (Tons)	2a. Cond (Tons)	3a. Cond (Tons)
Losa Superior 1-2	0	20.15	18.00	38.15
	0.30	18.94	16.92	35.86
	1.00	16.12	14.40	30.52
	2.00	12.09	10.80	22.89
	3.00	8.06	7.20	15.26
	4.00	4.03	3.60	7.63
	5.00	0	0	0
	6.00	- 4.03	- 3.60	- 7.63
	7.00	- 8.06	- 7.20	-15.26
	8.00	-12.09	-10.80	-22.89
	9.00	-16.12	-14.40	-30.52
9.70	-18.94	-16.92	-35.86	
10.00	-20.15	-18.00	-38.15	
Losa Inferior 3-4	0	31.80	40.80	72.6
	0.30	29.89	38.35	68.24
	1.00	25.44	32.64	58.08
	2.00	19.08	24.48	43.56
	3.00	12.72	16.32	29.04
	4.00	6.36	8.16	14.52
	5.00	0	0	0
	6.00	- 6.36	- 8.16	-14.52
	7.00	-12.72	-16.32	-29.04
	8.00	-19.08	-24.48	-43.56
	9.00	-25.44	-32.64	-58.08
9.70	-29.89	-38.35	-68.24	
10.00	-31.80	-40.80	-72.6	

La revisión de las losas superior e inferior se hará empleando el criterio plástico y considerando una franja de ancho igual a 1 mt. en dirección paralela al eje del Metro.

De acuerdo con el manual de normas Técnicas Complementarias del R.C.D.F. el cortante que resiste al concreto será:

para $p < 0.01$

$$V_c = F_r b d (0.20 + 30p) \sqrt{f_c^*}$$

$$V_c = 0.100 \times d (0.20 + 30p) \sqrt{0.80 (150)}$$

Para la losa superior será de:

$$d = 135 \text{ cms.}$$

$$V_c = 0.80 \times 100 \times 135 (0.20 + 30 \times 0.0021433) \sqrt{120}$$

$$V_c = 31,268.71 \text{ kgx.} \quad \text{Fuerza cortante de la losa superior en el paño de los muros}$$

El cortante actuante es:

$$V_a = 35,860.00 \text{ Kgs.}$$

$$V_u = V_a F_c = 35,860 \times 1.50 = 53,790.00 \text{ Kgs.}$$

El cortante que deben tomar los estribos será:

$$V = V_u - V_c$$

$$V = 53,790.00 - 31,268.00 = 22,522.00 \text{ Kgs.}$$

La separación de estribos se calcula a partir de la expresión:

$$S = \frac{a_s f_y d F_r}{V} \leq \frac{F_r a_s f_y}{3.5b} = \frac{0.80 \times a_s \times 4000}{3.5 \times 100} = 9.14 a_s$$

En donde:

S = Separación de los estribos en cms.

F_r = Factor de reducción al cortante = 0.80

a_s = Área de la varilla para estribos

b = Ancho de la sección considerada.

d = Peralte efectivo de la sección analizada.

En la franja analizada de 1mt. de ancho se propone colocar una varilla del #6 a 30 cms. lo que nos proporciona un área de:

$$3.33 \times 2.85 \text{ cms} = 9.49 \text{ cm}$$

$$S = \frac{9.49 \times 4000 \times 135 \times 0.80}{22,522.00} = 182.20 \text{ cms; } S = 9.14 (9.49) = 86.74$$

Rige la separación de 87 cms. se tomará $S = 85 \text{ cms.}$

Por lo que el refuerzo será estribos del #6 a 30 cms. longitudinal y a 85 cms trans --
versal.

Se colocarán 5 estribos que cubrirán una franja de 4 espacios de 85 cms. cada uno, dando un total de 340 cms, zona en la que la fuerza actuante resulta menor que la fuerza cortante resistente del concreto.

Análisis de la losa inferior.

Cortante que resiste el concreto en el paño de los muros.

$$V_c = F_r \cdot bd \cdot (0.20 + 30p) \sqrt{f_c^*}$$

$$V_c = 0.80 \times 100 \times 130 (0.20 + 30 \times 0.0021433) \sqrt{120}$$

$$V_c = 30,110.61 \text{ Kgs.}$$

Cortante actuante

$$V_a = 68,240.00 \text{ Kgs.}$$

$$V_u = V_a \cdot F_c = 68,240 \times 1.5 = 102,360.00 \text{ Kg}$$

Cortante que deberán tomar los estribos

$$V^1 = V_u - V_c = 102,360 - 30,110 = 72,250 \text{ Kg.}$$

Se propone estribos del # 6 a 30cms en el sentido longitudinal lo que proporciona un área de $3.33 \times 2.85 = 9.49 \text{ cm}^2$.

La separación de los estribos en el sentido transversal estará dada por la expresión.

$$S = \frac{a_s \cdot f_y \cdot d \cdot F_r}{V^1} \leq \frac{F_r \cdot a_s \cdot f_y}{3.5b} = \frac{0.80 \times 9.49 \times 4000}{3.5 \times 100} = 86.79 \text{ cm o!}$$

$$S = \frac{9.49 \times 4000 \times 130 \times 0.80}{72,250} = 54.64 \text{ cm rige}$$

Se colocaron 7 estribos en espacios de 55cms con lo que cubrirá el cortante hasta una zona en donde el concreto solo, sera capaz de tomar el cortante que se presenta en la losa.

g-3).- Cálculo del refuerzo de muros en la zona de flexión positiva .

Por el resultado obtenido en la tabulación de los momentos flexionantes, -- puede apreciarse que los muros estarán sujetos al efecto de momentos negativos exclusivamente, por lo que el refuerzo para el lecho de flexión positiva requerirá un porcentaje mínimo de refuerzo. Tal porcentaje se valió ya - en la parte baja de la tabla de diseño, resultando de $p = 0.0021433$.

Si el espesor del muro es 95 cms. y analizamos una franja de 100cms de ancho, el área mínima requerida será de :

$$\begin{aligned} A_{\text{smín}} &= p_{\text{mín}} \quad bd \\ &= 0.0021433 \times 100 \times 95 \\ &= 20.36 \text{ cm}^2/\text{m} \end{aligned}$$

Mismos que se cubrirán con varilla # 8 a 25 que proporciona un área de --- 20.32 cm²/m.

-Cálculo del refuerzo por temperatura.

La expresión que nos permite valuar éste refuerzo, de acuerdo con el R.C.D. F. es:

$$a_{\text{st}} = \frac{450 \quad t}{f_y (100+t)} \times 100$$

En donde:

t = La dimensión menor de la sección del elemento por reforzar.

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo por temperatura.

a_{st} = Área de acero del refuerzo de temperatura por mt.

De ésta forma el refuerzo por temperatura de losas (superior e inferior) y de muros se calcula a continuación:

Muros:

$$t = 100 \text{ cms.}$$

$$a_{st} = \frac{450 \times 100 \times 100}{4000 (200)} = 5.63 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se propone varilla del # 4 con un área de 1.27 cm^2 ; la separación de esta varilla será de:

$$S = \frac{a_{sv} \times 100}{a_{st}}$$

$$S = \frac{1.27 \times 100}{5.63} = 22.56 = 20 \text{ cms}$$

Losa superior:

$$t_{\text{medio}} = \frac{1.40 + 1.95}{2} = 1.68 \text{ cm}$$

$$a_{st} = \frac{450 \times 168 \times 100}{4000 (268)} = 7.05 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se propone varilla del # 4 $a_v = 1.27 \text{ cm}^2$

$$S = \frac{1.27 \times 100}{7.05} = 18; \# 4 \text{ a } 18 \text{ cms}$$

Losa inferior;

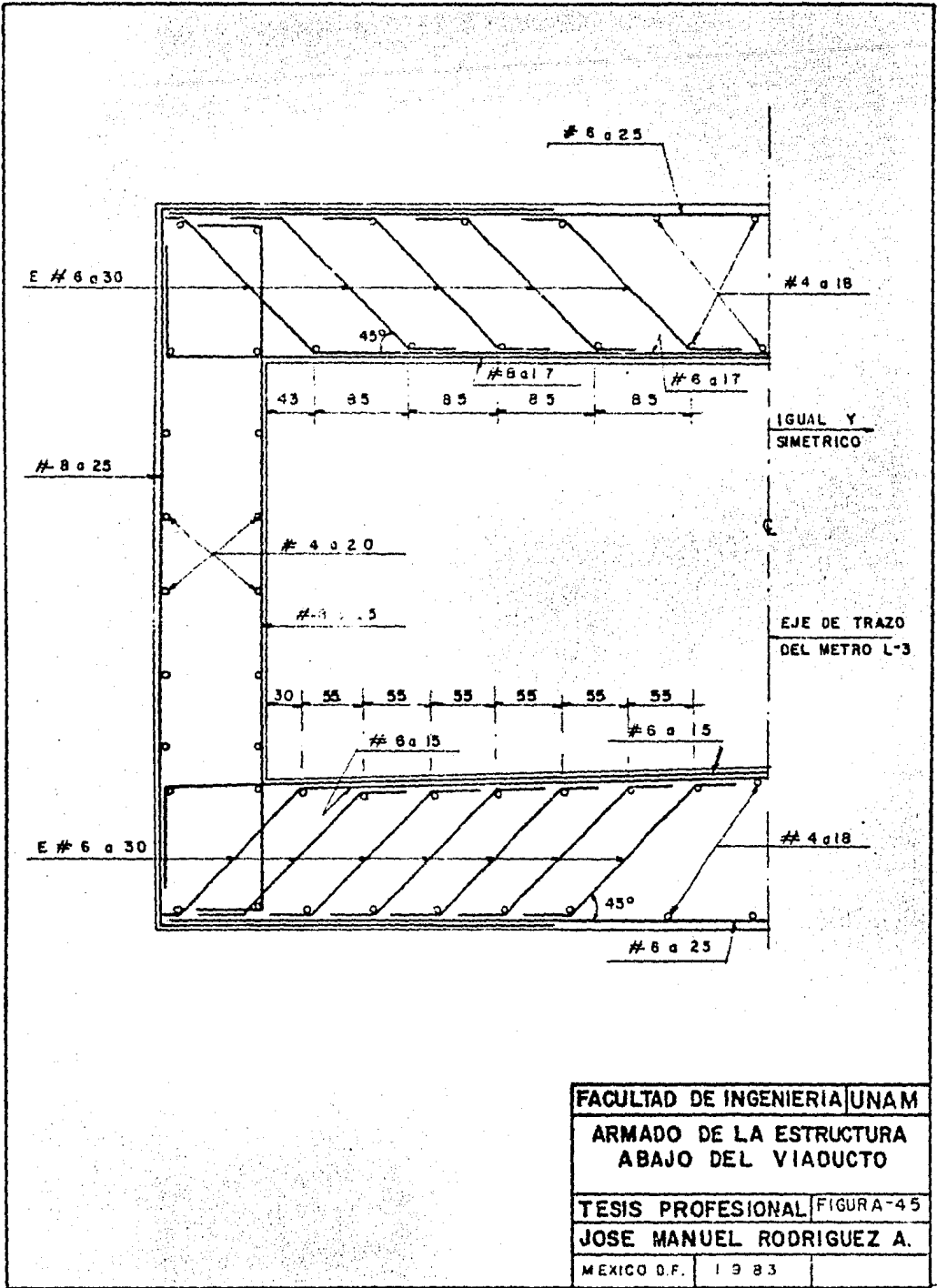
$$t_{\text{med}} = \frac{135 + 150}{2} = 142.50 \text{ cms}$$

$$a_{st} = \frac{450 \times 142.50 \times 100}{4000 (242.50)} = 6.61 \text{ cm}$$

Se propone varilla del # 4 $a_v = 1.27 \text{ cm}^2$

$$S = \frac{1.27 \times 100}{6.61} = 19.21 \text{ cms. por similitud con la losa superior se colocará a } 18 \text{ cms.}$$

En la figura # 45 se muestra el armado requerido para la estructura del metro bajo la zona del Viaducto.



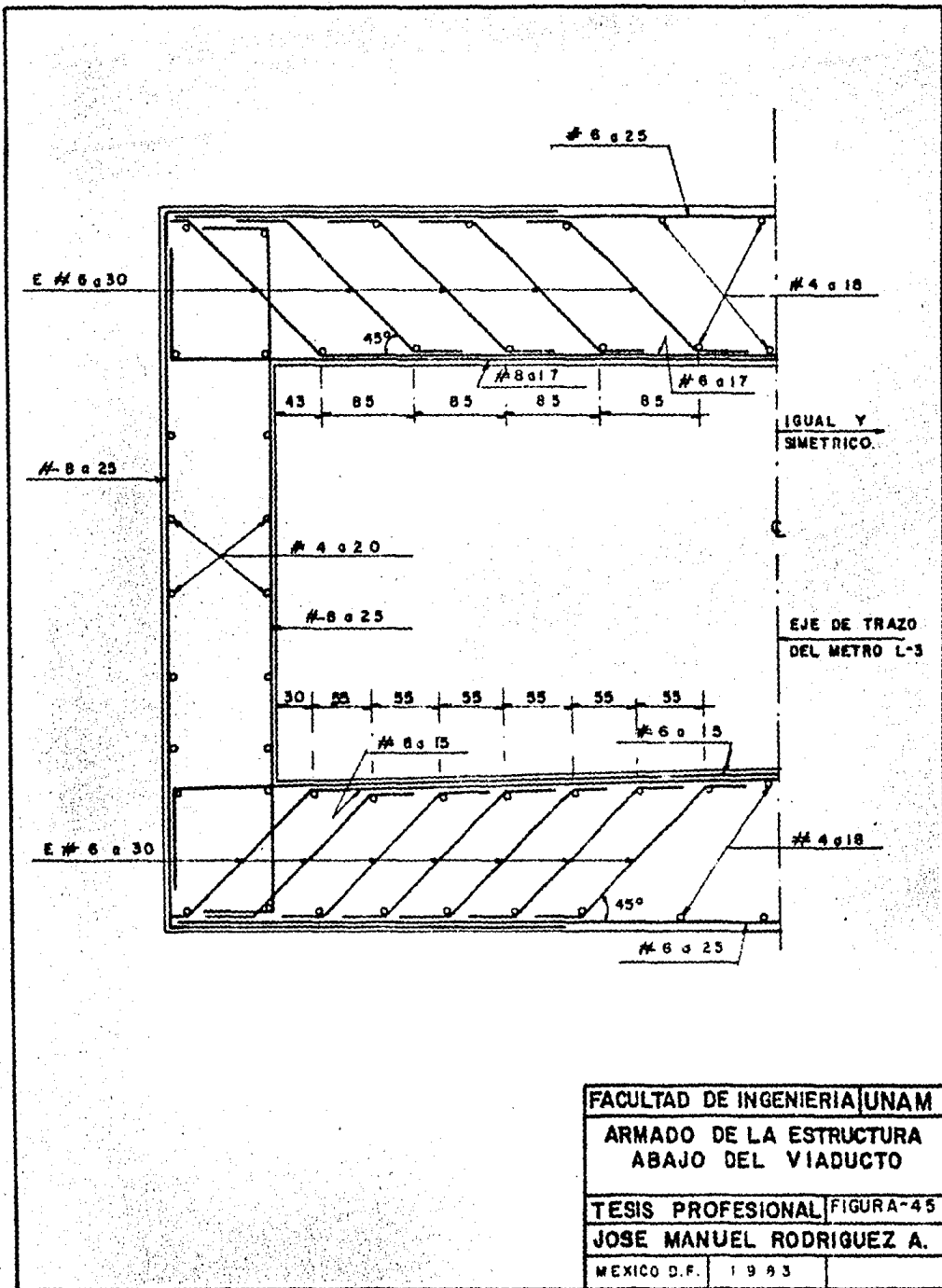
FACULTAD DE INGENIERIA UNAM

ARMADO DE LA ESTRUCTURA
 ABAJO DEL VIADUCTO

TESIS PROFESIONAL FIGURA-45

JOSE MANUEL RODRIGUEZ A.

MEXICO D.F. 1983



FACULTAD DE INGENIERIA UNAM

ARMADO DE LA ESTRUCTURA
 ABAJO DEL VIADUCTO

TESIS PROFESIONAL FIGURA-45

JOSE MANUEL RODRIGUEZ A.

MEXICO D.F. 1993

h-3).- Longitudes de anclaje.

Losa superior:

Para momento negativo:

Del diagrama de momento flexionante (figura 44) se obtiene que el punto de inflexión se localiza a 40cms del eje del muro por lo que la longitud de anclaje será de 40cms más lo indicado en la pag. 175 ref. 14 para varillas - del # 8 y es:

$l_d = 146$ cms. (longitud de desarrollo)

$x = 40 + 146 = 186$ cms. se dara $x = 2$ mts. a partir del eje

Para momento positivo:

Se revisará que la sección donde se corta la varilla inferior sea correcta.

Momento resistente de 1 # 8 a 17cm.

$d = 135$ $p = 0.0022135$

$$M_r = \frac{bd^2}{2F_c} \frac{f'_c F_r}{c} \left[1 - \left(1 - p \frac{f'_c}{F_r} \right) \right]$$

$$M_r = \frac{100 \times 135^2 \times 102 \times 0.90}{2 \times 1.5} \left[1 - \left(1 - 0.0022135 \times \frac{4000}{102} \right)^2 \right]$$

$$M_r = 92.62 \text{ T-m}$$

Llevando el valor anterior al diagrama de momentos.

$x = 2.5$ a partir del eje del muro.

$$\begin{aligned} x_{\text{final}} &= 2.5 - l_d \text{ (Ver pag. 175 ref. 14)} \\ &= 2.5 - 1.46 = 1.00 \text{ mt.} \end{aligned}$$

La varilla está doblada a 93cms del eje.

93 cms < 100 cms por lo tanto es correcta la posición del refuerzo.

Losa inferior:

Para momento positivo:

Existe una varilla corrida y un bastón, el momento resistido por la varilla corrida vale: 1 # 6 a 15 cms, $p = 0.00146$

$$M_r = \frac{bd^2 f''_c F_r}{2 \times F_c} \left[1 - \left(1 - p \frac{f_y}{f''_c} \right)^2 \right]$$

$$M_r = \frac{100 \times 130^2 \times 102 \times 0.90}{2 \times 1.5} \left[1 - \left(1 - 0.00146 \times \frac{4000}{102} \right)^2 \right]$$

$$M_r = 57.58 \text{ T-m}$$

Llevando este valor al diagrama de momentos (figura 44) se determina la zona de momento cubierta por este refuerzo que es : $x = 2.10 - 1d$
 $x = 2.10 - .82 = 1.28 \text{ mts.}$

La varilla se encuentra bastoneada a .80 mts del eje.

.80 mts. < 1.28 que es adecuada.

Para momento negativo.

El punto de inflexión se localiza en:

$$x = 0.80 \text{ mts. del eje.}$$

$$x_{\text{final}} = 0.80 + 1d$$

Para # 8

$$x_f = 0.80 + 1.04 = 1.84 = 2 \text{ mts.}$$

II-4) Estructura definitiva para el cruce bajo el Acueducto.

De manera semejante a la estructura definitiva para cruzar el Viaducto, la estructura alojada en la parte inferior del acueducto se formaría de:

- 1.- Plantilla
- 2.- Losa de fondo
- 3.- Muros estructurales (adicionales a los muros tablestaca que constituyen parte de la estructura provisional)
- 4.- Losa de techo
- 5.- Holgura (descrita como en el capítulo de la estructura definitiva para el cruce del Viaducto).

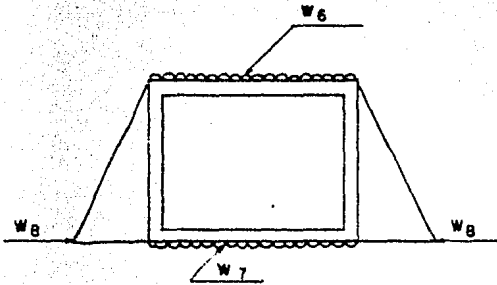
a-4) Análisis y diseño de la estructura.

El análisis de la estructura se efectuó considerando 2 condiciones de trabajo de la misma: la primera en la que la estructura se somete a las acciones de peso propio tanto en la losa superior como la reacción de la misma carga bajo la losa de fondo más el empuje hidrostático que eventualmente podría darse al agrietarse la holgura sobre el muro.

La segunda condición de carga está dada por la acción de las cargas extremas de la estructura, tales como la carga viva sobre la estructura del Acueducto, la carga viva del Acueducto (agua) y el peso propio de la estructura que constituye el Acueducto propiamente dicho.

Para diseñar la estructura, se requiere previamente sumar los efectos de las cargas antes mencionadas para obtener un diagrama de momentos totales que servirá para el diseño.

Debido a que la estructura bajo las 2 condiciones de carga antes descritas es la misma, puede resumirse el análisis sumando las condiciones de carga y analizando una sola estructura, en la figura No. 46 se muestran esquemáticamente las condiciones de carga de peso propio, carga viva y peso propio del Acueducto, y por último la condición que suma éstas dos anteriores.

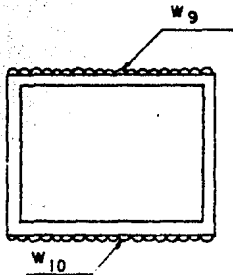


W_6 - PESO PROPIO DE LA LOSA DE TECHO.

W_7 - REACCION DE PESO PROPIO DE LA LOSA DE TECHO Y MUROS.

W_8 - PRESION HIDROSTATICA.

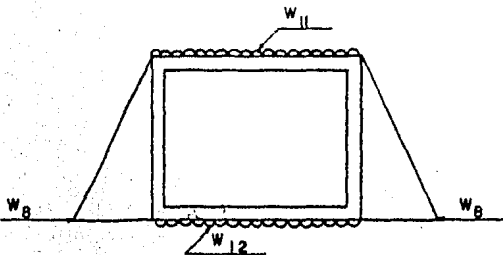
1a.-CONDICION(PESO PROPIO Y EMPUJE HIDROSTATICA)



W_9 - PESO PROPIO DEL ACUEDUCTO + CARGA VIVA SOBRE EL + PESO DEL AGUA EN EL.

W_{10} - REACCION DE LAS CARGAS DE W_9 .

2a.-CONDICION (CARGA MUERTA DEL ACUEDUCTO + CARGA VIVA SOBRE EL ACUEDUCTO + CARGA DE SERVICIO DEL MISMO)



$$W_{11} = W_6 + W_9$$

$$W_{12} = W_7 + W_{10}$$

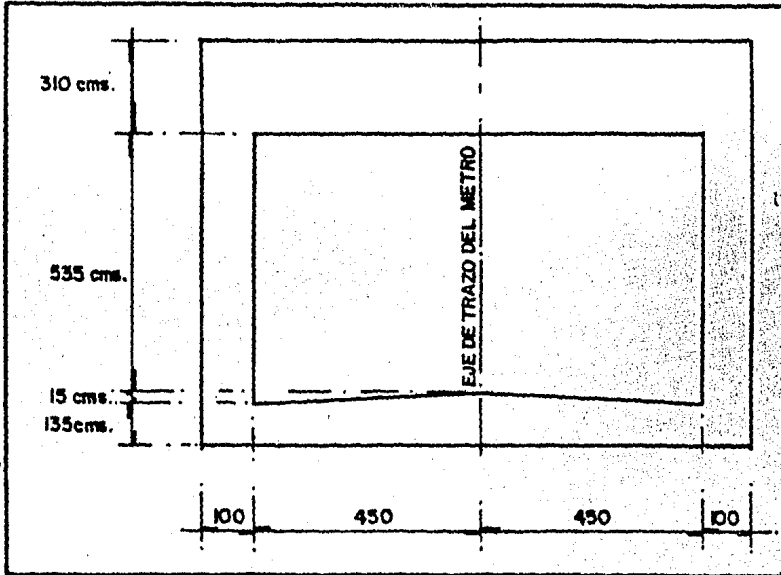
W_8 - PRESION HIDROSTATICA.

3a.-CONDICION (SUMA DE LA 1a + LA 2a) DE DISEÑO

FACULTAD DE INGENIERIA	UNAM
CONDICIONES DE ANALISIS DE LA ESTRUCTURA	
TESIS PROFESIONAL	FIGURA-46
JOSE MANUEL RODRIGUEZ A.	
MEXICO D.F.	1 9 8 3

b-4).- Análisis de cargas.

Las dos primeras cargas que se obtendrán serán las correspondientes al peso propio de la estructura bajo el Acueducto. Las cargas se analizarán tomando a la estructura con un ancho unitario, es decir se analizará para cada metro de longitud. En la figura siguiente se muestran las dimensiones de la estructura que alojará al metro en la zona del Acueducto.



Peso propio de la losa de techo (ω_6)

$$\omega_6 = \text{Espesor} \times \text{Peso vol.} \times 1.00 \text{ m.}$$

$$\omega_6 = 3.10 \times 2.40 \times 1.00 = 7.44 \text{ Ton/m}$$

Carga en la losa de fondo (ω_7)

$$\omega_7 = \text{Peso propio de la losa de techo} + \text{Reacción del peso de muros.}$$

$$7.44 \times 11.00 = 81.84 \text{ Tons} + 2 \times 1.00 \times 5.35 \times 2.40 = 25.68 \text{ tons}$$

$$\omega_7 = 107.52 \text{ Tons.}$$

$$\omega_7 = \frac{107.52}{11.00} = 9.77 \text{ Ton/m}$$

Carga ω_8 (Empuje hidrostático)

Tomaremos por facilidad el nivel freático en el eje de la losa de techo, -- que en sí, no varía mucho del nivel real. La altura de la lámina de agua que eventualmente puede presentarse será considerada hasta el eje centroidal de la losa de piso.

$$\text{Altura, } h = \frac{3.10}{2} + 5.35 + \frac{1.35}{2} = 7.58 \text{ mts.}$$

$$\text{Presión hidrostática } q = \gamma h = 1.00 \times 7.58 = 7.58 \text{ T/m}^2$$

$$\omega_8 = q \times 1.00 \text{ mt} = 7.58 \text{ T/m}$$

De la figura 46, 1era Condición.

$$\omega_6 = 7.44 \text{ Ton/m}$$

$$\omega_7 = 9.77 \text{ Ton/m}$$

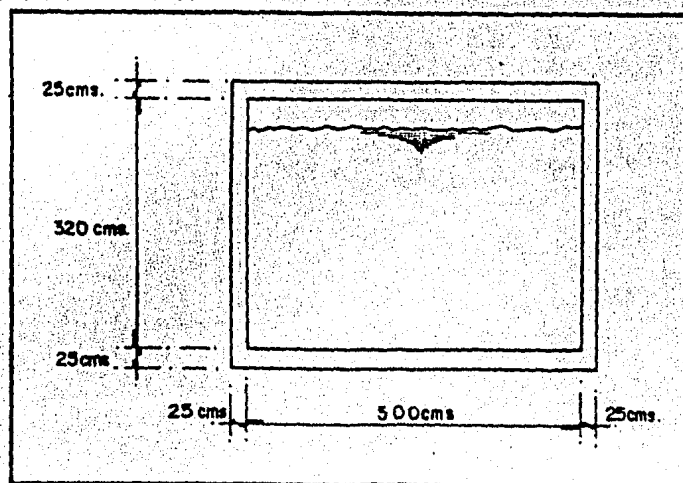
$$\omega_8 = 7.58 \text{ Ton/m}$$

c-4).- Análisis de cargas 2a. Condición.

Peso propio del Acueducto.

La sección transversal de la estructura que forma el Acueducto de la Piedad se muestra en la figura siguiente según información proporcionada por la Dirección General de Obras Hidráulicas.

SECCION TRANSVERSAL
DEL ACUEDUCTO-PIEDAD



Peso propio de la estructura:Losa de techo y piso:

$$2 \times 0.25 \times 5.50 \times 11.00 \times 2.40 = 72.60 \text{ Tons.}$$

- Muros

$$2 \times 0.25 \times 3.20 \times 11.00 \times 2.40 = \underline{42.24 \text{ Tons.}}$$

$$\text{Total} \quad 114.84 \text{ Tons.}$$

-Carga viva sobre el Acueducto.

Al igual que sobre el Viaducto la carga viva considerada fue de 1.20 T/m^2

- Carga del agua conducida por el Acueducto.

Volúmen de agua suponiendo que trabaja como tubo lleno:

Area hidráulica.

$$A_h = 3.20 \times 5 = 16.00 \text{ m}^2$$

$$\text{Volumen } A_l = 16.00 \times 11 = 176.00 \text{ m}^3$$

$$\text{Peso total } \gamma V = 1.00 \times 176 = \underline{176 \text{ Tons}}$$

Carga uniforme distribuida por m

$$W = \frac{P + \text{Peso del agua}}{A}$$

A = Area que transmite la carga a la estructura del metro.

$$A = 5.50 \times 11 = 60.50 \text{ m}^2$$

$$\omega = \frac{114.84 + 176}{60.50} = 4.81 \text{ T/m}^2$$

$$\omega_g = \omega + \omega_{cv}$$

$$\omega_g = 4.81 + 1.20 = 6.01 \text{ T/m}^2$$

Carga para el análisis de una franja de ancho = 1mt.

$$\omega_g = 6.01 \times 1 = 6.01 \text{ T/ml}$$

Obtención de la reacción producida por la carga ω_g , (ω_{10}).

Por apoyarse al Acueducto directamente en la estructura del metro no se considerará que exista redistribución de la carga en el suelo colindante con la estructura por lo que $\omega_{10} = \omega_g = 6.01 \text{ T/m}$.

$$\omega_g = 6.01 \text{ T/m}$$

$$\omega_{10} = 6.01 \text{ T/m}$$

Cálculo de las cargas totales finales para la 3a. Condición de la figura 46.

$$\omega_{11} = \omega_6 + \omega_g = 7.44 + 6.01 = 13.45 \text{ T/m}$$

$$\omega_{12} = \omega_7 + \omega_{10} = 9.77 + 6.01 = 15.78 \text{ T/m}$$

$$\omega_8 = 7.58 \text{ T/m}$$

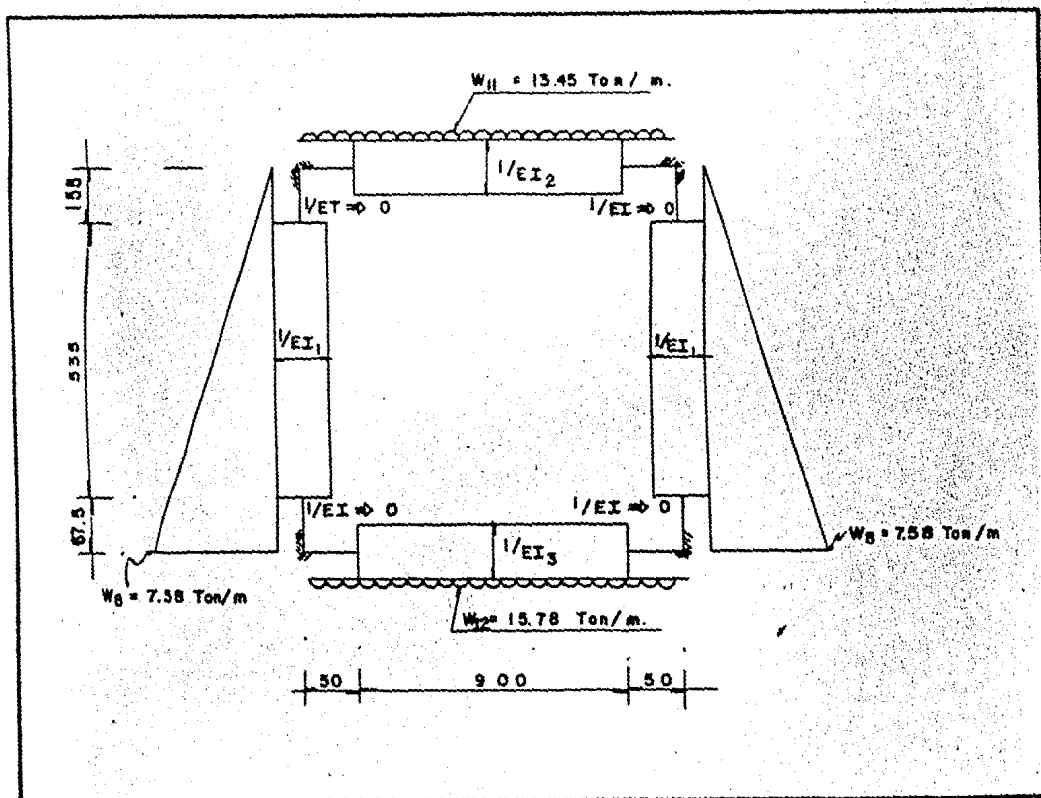
d-4).- Análisis de la estructura del metro abajo del Acueducto de la Piedad.

La estructura del metro bajo el Acueducto de la Piedad se analizará de la misma manera en que se analizó la estructura del metro abajo del Viaducto.

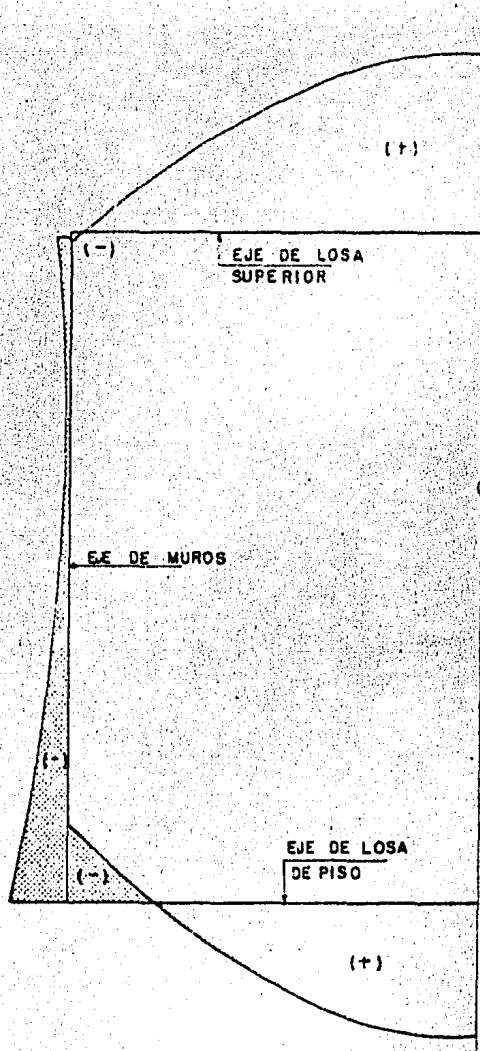
A continuación se muestra el análisis de la estructura bajo la 3era. Condición de carga según la figura 46.

La estructura se ha idealizado en el marco mostrado en la siguiente figura,-

considerando las áreas elásticas de los elementos estructurales (losas y muros), por la misma razón de los espesores tan grandes de las losas.



De igual manera que en la estructura definitiva del Metro abajo del Viaducto se obtuvieron áreas elásticas, momentos de inercia elásticos, rigideces, transportes y momentos de empotramiento que se emplearon en la aplicación del método de Cross, para obtener las ecuaciones y diagramas de momentos que a continuación se muestran.



ESCALA DE DIMENSIONES 1:50
 ESCALA DE MOMENTOS 1:4000

FACULTAD DE INGENIERIA UNAM	
DIAGRAMA DE MOMENTO DE DISEÑO (ESTRUCTURA BAJO EL ACUEDUCTO)	
TESIS PROFESIONAL	FIGURA-47
JOSE MANUEL RODRIGUEZ A.	
MEXICO D.F.	1983

Barra	x(mts.)	M (T-m)
1 - 2 Losa superior	0	- 9.09
	1	51.44
	2	98.51
	3	132.14
	4	152.31
	5	159.04
	6	152.31
	7	132.14
	8	98.51
	9	51.44
	10	- 9.09
1 - 4 y 2 - 3 Muros	0	- 9.09
	1	- 7.60
	2	- 7.11
	3	- 8.61
	3.79	- 11.88
	4	- 13.12
	5	- 21.63
	6	- 35.14
	7	- 54.64
7.58	- 69.17	
3 - 4 Losa de piso	0	- 69.17
	1	1.84
	2	57.07
	3	96.52
	4	120.19
	5	128.08
	6	120.19
	7	96.52
	8	57.07
	9	1.84
	10	- 69.17

Distribución de momentos flexionantes

e-4).- Diseño de la Estructura del Metro bajo el Acueducto de la Piedad.

Al igual que en el caso de la estructura abajo del Viaducto, para la estructura del metro bajo del Acueducto se diseñarán sus elementos con base en -- los momentos flexionantes máximos de losas y muros que la componen, que serán los valores de momento flexionante que rigen el diseño.

El criterio de diseño empleado es también el plástico, y la expresión que nos permite valuar el porcentaje de refuerzo de cualquier sección es:

$$p = \frac{f_c^*}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2F_a M}{F_r b d^2 f_c''}} \right)$$

cuyos terminos se han descrito antes.

Para la estructura en cuestión los valores de los términos que intervienen en esta expresión son:

Concreto	$f_c' = 150.00 \text{ Kg/cm}^2$
	$f_c^* = 120.00 \text{ Kg/cm}^2$
	$f_c'' = 102.00 \text{ Kg/cm}^2$
Acero	$f_y = 4000 \text{ Kg/cm}^2$

$F_c = 1.5$ (Factor de carga)

$F_r = 0.9$ (Factor de reducción)

de donde:

$$p = 0.0255 \left(1 - \sqrt{1 - 32.68 \frac{M}{d^2}} \right)$$

En la tabla siguiente se muestra el diseño de las diferentes secciones de los muros y losas que forman la estructura en las condiciones más críticas de flexión. (fig. 47).

Barra	Sección	Momento flexio nante(T-m)	Peralte efec tivo (cm)	Porcentaje P	Area de ace- ro (cm ² /m)	Armado
1 - 2 losa superior	Paño de muro(1-4)	+ 22.95	305	*	65.37	2#10 a 24
	c _L	+ 159.04	305	*	65.37	2#10 a 24
	pañó del muro(2-3)	+ 22.85	305	*	65.37	2#10 a 24
2-3 y 1 - 4 Muros	Paño de losa sup (1-2)	- 7.14	95	*	20.35	2#6 a 24
	c _L	- 11.88	95	*	20.36	2#6 a 24
	Paño de losa inf. (3-4)	- 52.51	95	0.00255	24.23	2#6a 20 # 8 a 21
3 - 4 Losa de Piso	Paño del muro(1-4)	- 31.69	130	*	27.86	#10 a 28
	c _L	+ 128.08	145	0.00268	38.86	#10 a 20 62#8a26
	Paño del muro(2-3)	- 31.69	130	*	27.86	#10 a 28

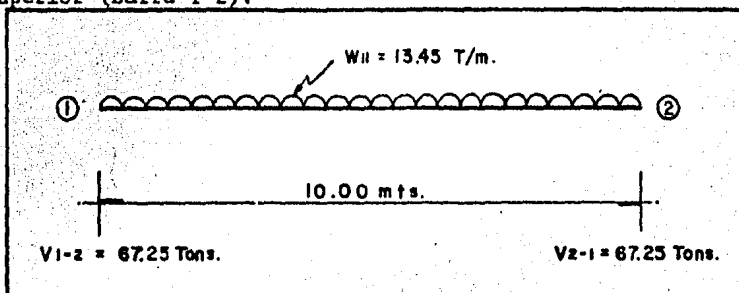
* Porcentaje menor que el mínimo.

$$P_{mfn} = \frac{0.70\sqrt{f'_t} c}{f_y}$$

$$P_{mfn} = 0.0021433$$

f-4).- Análisis y diseño de las losas superior e inferior bajo el efecto de fuerza cortante 3era. Condición figura 46.

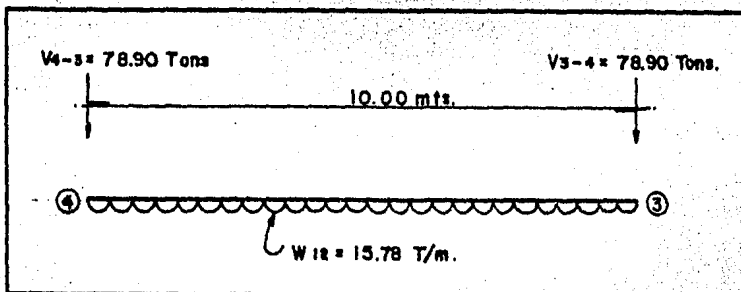
Losa superior (Barra 1-2).



$$V(x) = V_{1-2} - \omega_{11} x$$

$$V(x) = 67.25 - 13.45x$$

Losa inferior (Barra 3-4).



$$V(x) = V_{4-3} - \omega_{12} x$$

$$V(x) = 78.90 - 15.78x$$

En la tabla siguiente se muestran los valores de la fuerza cortante en la losa superior e inferior.

Barra	x	Fza. Cortante (Ton)
Losa Superior 1 - 2	0	67.25
	0.50	60.53
	1.00	53.80
	1.55	46.40
	2.00	40.35
	3.00	26.90
	4.00	13.45
	5.00	0
	6.00	- 13.45
	7.00	- 26.90
	8.00	- 40.35
	8.45	- 46.40
	9.00	- 53.80
10.00	- 67.25	
Losa Inferior 3 - 4	0	78.90
	0.50	71.01
	1.00	63.12
	1.55	54.44
	2.00	47.34
	3.00	31.56
	4.00	15.78
	5.00	0
	6.00	- 15.78
	7.00	- 31.56
	8.00	- 47.34
	8.45	- 54.44
	9.00	- 63.12
10.00	- 78.90	

La revisión de las losas superior e inferior se hará empleando el criterio-plástico y considerando una franja de 1m de ancho en dirección paralela al eje del metro.

De acuerdo con el Manual de Normas Técnicas Complementarias del R.C.D.F. el cortante que resiste el concreto será :

para $p < 0.01$:

$$V_c = F_r b d (0.20 + 30p) \sqrt{f_c^*}$$

$$V_c = 0.80 \times 100 \times d (0.20 + 30p) \sqrt{0.80(150)}$$

$$V_c = 80d (0.20 + 30p) \sqrt{120}$$

Losa superior (Barra 1-2) :

$$d = 310 \text{ cms.} , \quad p = 0.0021433$$

$$V_c = 80 \times 310 (20 + 30 \times 0.0021433) \sqrt{120}$$

$$V_c = 71,802.21 \text{ Kgs.}$$

$$V_c = 71.802 \text{ Tons} > V_a = 46.40 \text{ Tons.}$$

Por lo tanto no requiere de estribos.

Losa inferior (Barra 3-4):

$$d = 130 \text{ cms.} , \quad p = 0.0021433$$

$$V_c = 80 \times 130 (0.20 + 0.30 \times 0.0021433) \sqrt{120}$$

$$V_c = 30,110.61 \text{ Kgs.}$$

$$V_c = 30.11 \text{ Tons.}$$

$$V_u = V_a F_c = 54.44 \times 1.5 = 81.66 \text{ Tons}$$

$$V'_u = 51.55 \text{ Ton. } U_u - U_c$$

Separación de los estribos.

$$s = \frac{(s \sin \alpha + c \cos \alpha) \frac{a_s f_s d^f}{r}}{V' u} < \frac{F_r a_s f_y}{3.5 b}$$

En la franja analizada de 1mt de ancho se propone colocar una varilla # 6 a 30 lo que proporciona un área de acero igual a 9.491 cm²/m.

$$s = 1.41 \times \frac{9.49 \times 4000 \times 130 \times 0.80}{51550} = 107.87 \text{ cm} \quad \frac{0.80 \times 9.49 \times 4000}{3.5 \times 100} = 86.77 > 30$$

Los estribos se colocarán a cada 30 cms como se ve en la figura 45.

5 E # 6 1 a 42.5 cm y 4 a 85 cms.

Suficientes para cubrir la zona de máximo cortante.

- Cálculo del refuerzo por temperatura del R.C.D.F.

$$a_{st} = \frac{450t \times 100}{f_y (100+t)}$$

Los términos se explicaron anteriormente.

Para los muros $t = 100 \text{ cms.}$

$$a_{st} = \frac{450 \times 100 \times 100}{4000 \times 200} = 5.63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Con varilla # 4 que proporciona un área de 1.27 cm² la separación es:

$$s = \frac{a_{sv} \times 100}{a_{st}}$$

$$s = \frac{1.27 \times 100}{5.63} = 22.56 = 20 \text{ cms}$$

Losa superior

$t = 310 \text{ cms}$

$$a_{st} = \frac{3.10 \times 450 \times 100}{4000 \times 410} = 8.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Con varilla # 6 cuya área es de 2.85 cm^2 la separación será:

$$s = \frac{2.85 \times 100}{8.51} = 33.49 \hat{=} 30 \text{ cm}$$

Losa de fondo.

$$t = 150$$

$$a_{st} = \frac{150 \times 450 \times 100}{4000 \times 250} = 6.57 \text{ cm}^2$$

Con varilla # 4 con un área de 1.27 cm^2 la separación resulta de:

$$s = \frac{1.27 \times 100}{6.75} = 18.81 \hat{=} 18 \text{ cms.}$$

En la figura # 48 se muestra el armado de la estructura que alojará el metro bajo el Acueducto de la Piedad.

-Longitudes de ancla.

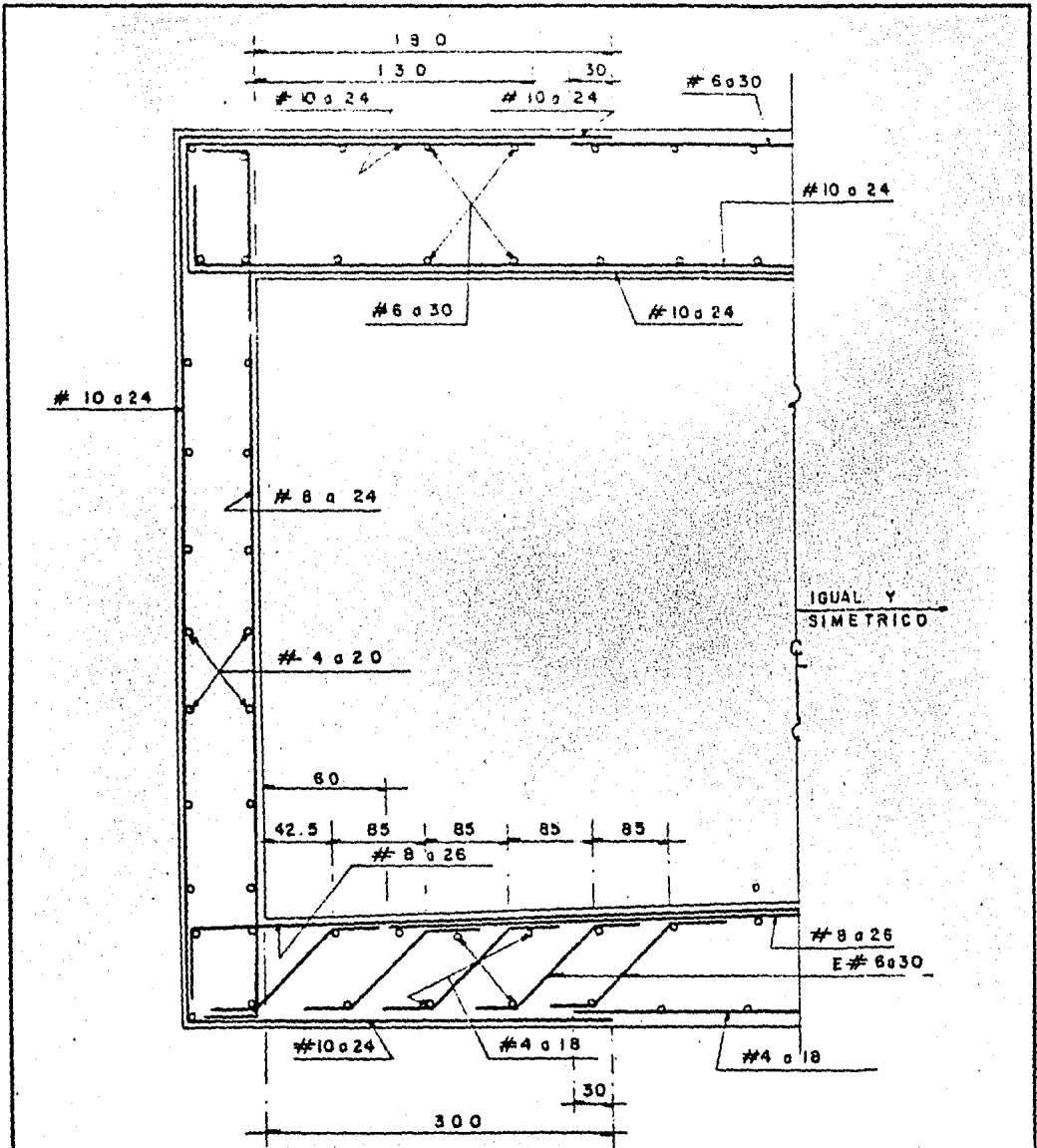
Losa superior.

Para momento negativo

Del diagrama de momento flexionante, figura 47, el punto de inflexión se presenta a 15cms del eje del muro por lo que el anclaje será el mínimo especificado para varilla del # 10 según el R.C.D.F. (Tabla 3 Manual de Normas - Técnicas Complementarias, pag. 175). La longitud de desarrollo es: 228 cms. por facilidad de construcción se tomaron 2.30mts para el baston exterior y 1.80mts para el interior.

Para momento positivo.

Dado que el punto de inflexión está localizado dentro de la sección del muro, el acero para momento positivo deberá correrse a todo lo largo de la losa.



FACULTAD DE INGENIERIA	UNAM
ARMADO DEL CAJON BAJO EL ACUEDUCTO PIEDAD	
TESIS PROFESIONAL	FIGURA- 48
JOSE MANUEL RODRIGUEZ A.	
MEXICO D.F.	1983

Losa inferior.

Para momento negativo.

El punto de inflexión se localiza a 1.10mts del muro y habrá que agregarle 2.28mts de desarrollo que da como resultado 3.40mts; se darán 3.5mts a partir del eje del muro.

Para momento positivo.

Un bastón se correrá y el otro se cortará según la resistencia que proporcione la primer varilla.

Momento resistente de 1 # 8 a 26 cms.

$$d = 145 \quad p = 0.00135$$

$$M_r = \frac{bd}{2F_c} \frac{f'_c F_r}{c} \left[1 - \left(1 - \frac{pf}{f'_c} \right)^2 \right]$$

$$M_r = \frac{100 \times 145^2 \times 102 \times 0.90}{2 \times 1.5} \left[1 - \left(1 - \frac{0.00135 \times 4000}{102} \right)^2 \right] = 6,631,779.71 \text{ Kg-cm}$$

$$M_r = 66.32 \text{ Ton-mt}$$

Llevando el valor anterior al diagrama de momentos flexionantes se requiere el bastón, a partir del eje del muro, a una distancia igual a:

$$x = 2.20 - 1d \text{ (segun R.D.C.F.)}$$

$$x = 2.20 - 1.04 = 1.16 \text{ m}$$

Se dará una longitud de 1.10mts a partir del eje del muro.

C A P I T U L O I I I

" PROCESO CONSTRUCTIVO "

Como ya se ha mencionado el proceso constructivo definió en gran parte la -- estructuración y las condiciones de análisis de las estructuras provisiona -- les y definitivas que se emplearon en el cruce del Viaducto.

En un principio se proyectó un procedimiento constructivo que satisfizo las -- hipótesis y conveniencias planteadas como resultado de la información previa con que se contaba.

Las premisas que debían cumplirse eran:

- Cruzar por debajo de la estructura vial situada a 6mts de profundidad, -- construida 2 décadas antes.
- Dañar lo menos posible tal estructura, constituida por 2 cajones y otra -- que aloja el río de la Piedad.
- Interferir lo menos posible con el tránsito del crucero del Viaducto y la -- Av. Cuauhtémoc.
- No desviar el cauce del Río de la Piedad.
- Lograr cruzar en el tiempo planeado.

Sin embargo; este proceso fue modificado a conveniencia de acuerdo con la in -- formación y resultados obtenidos en los trabajos de campo.

Esto significa que desde el punto de vista del proyecto, el proceso construc -- tivo, se manejó de manera dinámica, retroalimentándose con información re -- ciente y comprobada en campo. No obstante, existió un criterio básico que -- permaneció durante los trabajos de gabinete y campo.

A continuación se describe el proceso constructivo final, es decir el proce -- so con todas las actualizaciones llevadas a cabo a lo largo del tiempo que -- duraron los trabajos.

- Se inició con la construcción de los muros pantalla y de la estructura de los cajones del tramo C. Médico-Etiopía, adyacentes a los muros Norte y Sur del Viaducto.

- Se procedió a desviar el tránsito en ambas direcciones sobre 2 rampas (una en cada dirección Ote-Pte. y viceversa), que pasaban sobre el cajón adyacente al Viaducto (fig. 3).

Por la fluidez del tránsito, lograda con este desvío, fue posible interrumpir el tránsito a través del Viaducto, durante todo el tiempo que duró la construcción. Primer motivo de actualización del proceso constructivo, que inicialmente contemplaba soportar la estructura del Viaducto por debajo del mismo para no interrumpir la circulación; lo que complicaba notablemente los trabajos de campo.

La excavación en esta zona se hizo tuneleando entre una estructura de contención, integrada por muros tablestaca colados en el sitio y las losas inferiores del Viaducto y Acueducto.

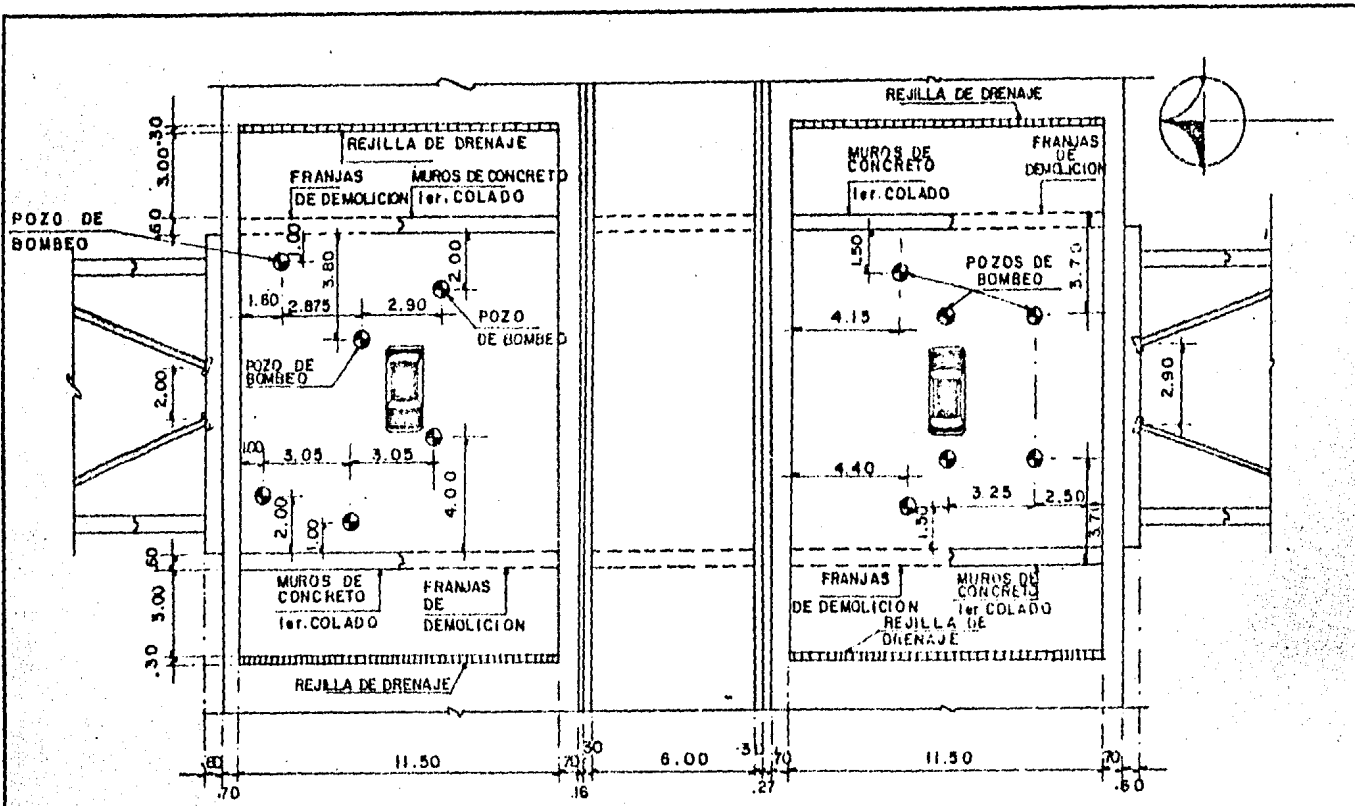
La excavación y construcción se efectuó por un frente de ataque localizado en la colindancia Norte.

La construcción de los muros tablestaca construidos en zanja se efectuó de acuerdo a lo especificado por el depto. de Mecánica de Suelos.

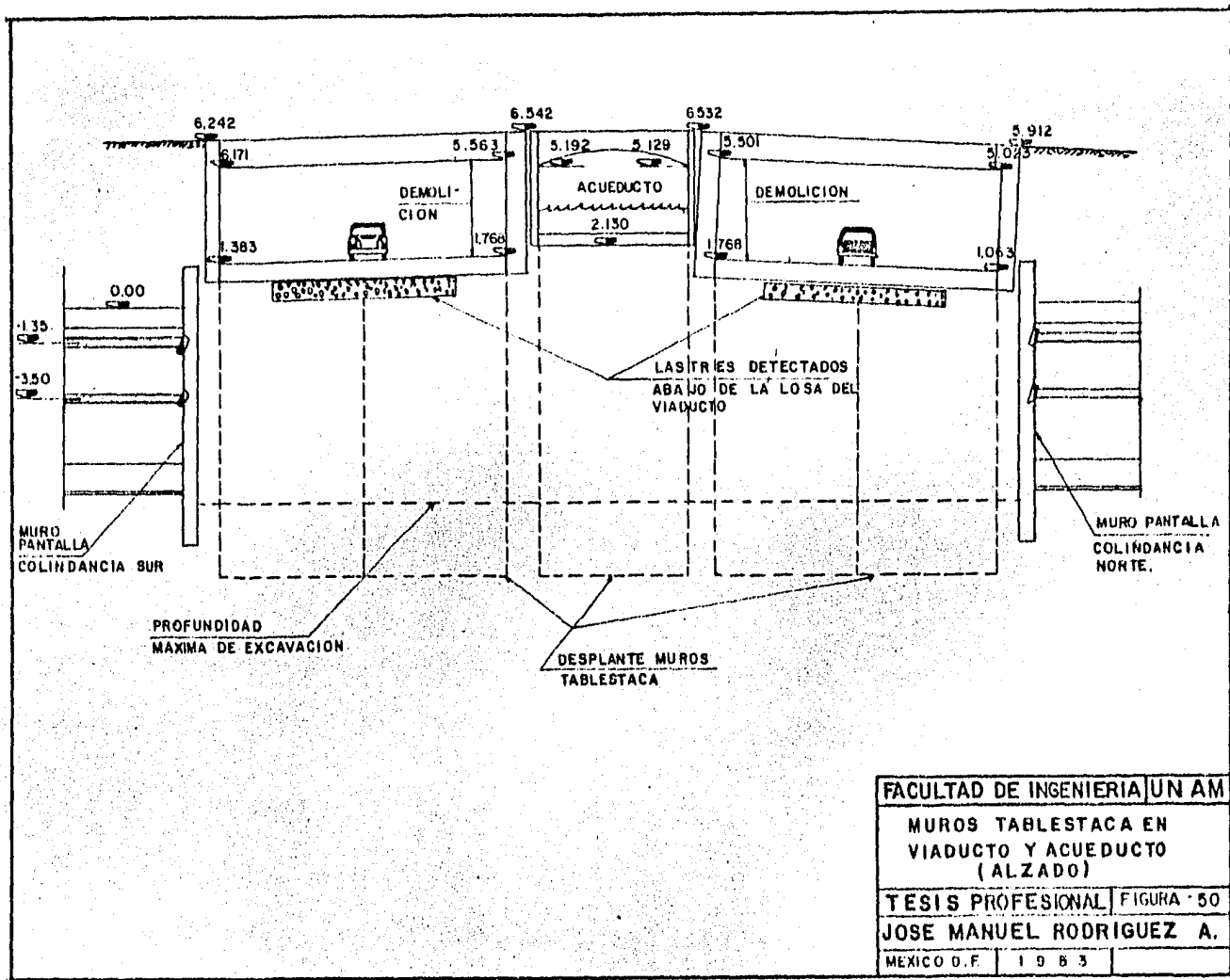
III-1).- Construcción de los muros tablestaca

Previamente a la demolición de las franjas en las losas del Viaducto que sirvieron de brocales a los muros tablestaca, se construyeron rejillas para la captación de los escurrimientos superficiales y los provenientes de los drenes existentes abajo del Viaducto, estas rejillas se localizaron como se muestra en las figuras 49 y 50 .

Construidas las rejillas se procedió a la demolición en franjas de 0.65m de ancho y 5.75m de longitud de las losas inferior y superior del Viaducto. Es-



FACULTAD DE INGENIERIA UNAM	
DEMOLICION DE LOSA DE FONDO DEL VIADUCTO PARA CONSTRUCCION DE MUROS TABLESTACA.	
TESIS PROFESIONAL	FIGURA 49
JOSE MANUEL RODRIGUEZ A.	
MEXICO D.F.	1983



ta demolición se efectuó simultáneamente en dos franjas diagonalmente opuestas (fig. 49); la construcción de los muros de concreto en zanja se efectuó colándolos hasta el lecho superior de la losa inferior del Viaducto.

Posteriormente, se procedió a la demolición de las franjas restantes en la losa del Viaducto y se colaron los muros de concreto restantes como se indica en la fig. No. 50.

Entre la terminación del colado de un tablero de muro y el inicio de la excavación del tablero contiguo, no debían de transcurrir menos de 72 hrs.

Cuando se terminaron de colar los muros tablestaca, se efectuó la ligadura estructural entre ellos y la losa de piso del Viaducto (figs. 51 y 52). Al mismo tiempo debió realizarse la colocación de los soportes y vigas de soporte para la losa inferior del Viaducto, (fig. No. 36).

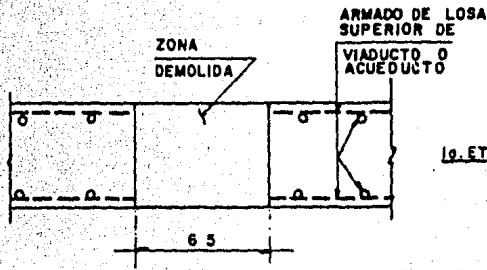
III-2).- Construcción de los muros tablestaca en la zona del Acueducto.

Para la construcción de los muros tablestaca en la zona del Acueducto, fue necesario efectuar un desvío provisional del cauce del Acueducto por medio de 2 tubos de 91 cms de diámetro cada uno, a ambos lados del cauce del Acueducto.

Con este desvío se proyectó dejar seca la zona donde debían construirse los muros tablestaca en el Acueducto, estos tubos conducirían el gasto del acueducto que durante los trabajos logró reducirse al no aportar gasto una casa de bombas localizada aguas arriba. (ver figuras 53 y 54).

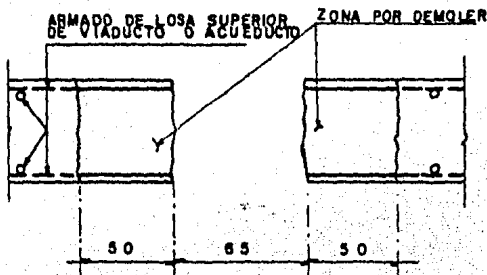
Previamente a la realización del desvío se construyeron en el interior del cajón del acueducto 2 muros de tabique aguas arriba y aguas abajo de la zona del cruce del cajón del metro, reforzados con costaleras a ambos lados del muro.

Las dimensiones de los muros y costaleras, se muestran en la figura 55. En el caso de que el tirante de agua sufriera un aumento alarmante durante la construcción, se interrumpirían los trabajos hasta que se normalizara el caudal dentro del Acueducto.



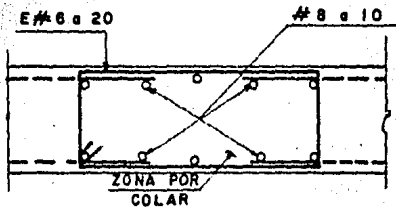
1a. ETAPA - DEMOLER 65cm DE LOSA SUPERIOR DEL VIADUCTO O ACUEDUCTO

1 a. E T A P A



2a. ETAPA - POSTERIORMENTE AL COLADO DE LAS TABLESTACAS, DEMOLER 50cm DE LOSA Y MURO LATERAL DEL VIADUCTO. A AMBOS LADOS DE LA DEMOLICION INICIAL SIN CORTAR EL ARMADO.

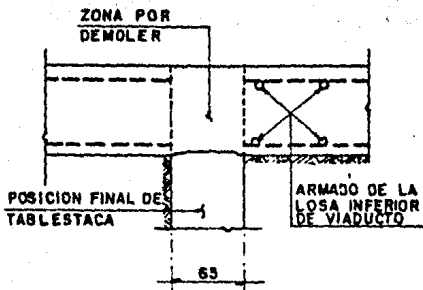
2 a. E T A P A



3a. ETAPA - ARMAR LA ZONA DEMOLIDA COMO SE INDICA EN LA FIGURA Y COLAR.

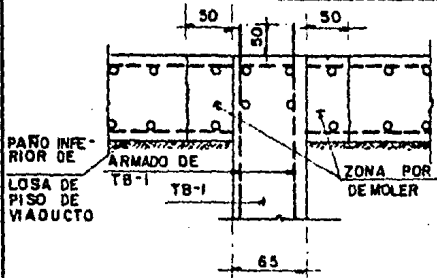
3 a. E T A P A

FACULTAD DE INGENIERIA UNAM	
PROCESO PARA DEMOLICION Y RESTITUCION DE LA LOSA SUPERIOR DEL VIADUCTO Y ACUEDUCTO.	
TESIS PROFESIONAL	FIGURA-5.1
JOSE MANUEL RODRIGUEZ A.	
MEXICO D.F.	1983



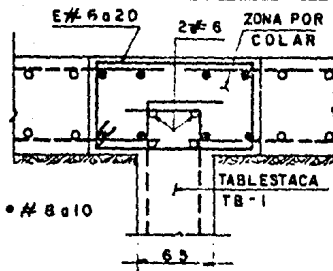
1ª. ETAPA. - DEMOLER LOSA INFERIOR DE VIADUCTO PARA EL COLADO DE TABLESTACA (VER PLANTA DE DIMENSIONES GENERALES).

1ª. E T A P A



2ª. ETAPA. - COLAR LA TABLESTACA HASTA EL PARO SUPERIOR DE LA LOSA DE PISO PROLONGANDO EL ARMADO COMO SE INDICA EN LA FIGURA, DEMOLER 50cm DE LA LOSA Y DEL MURO LATERAL A CADA LADO DE LA DEMOLICION INICIAL; SIN CONTAR CON EL ARMADO (VER DETALLE DE PLACA DE APOYO)

2ª. E T A P A



3ª. ETAPA. - RESTITUIR EL ARMADO DE LA LOSA INFERIOR DEL VIADUCTO COMO SE INDICA EN LA FIGURA Y COLAR.

3ª. E T A P A

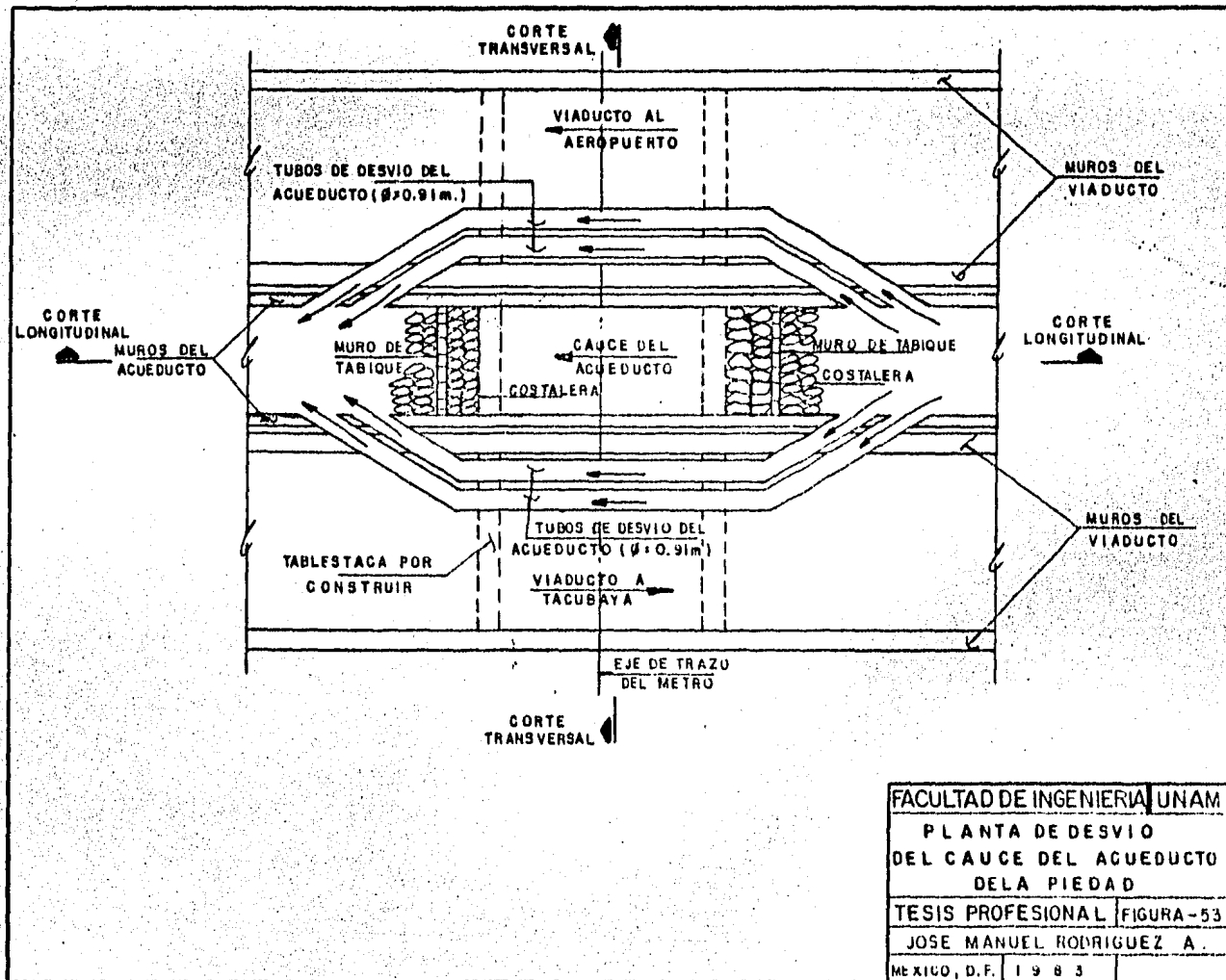
FACULTAD DE INGENIERIA UNAM

PROCESO PARA DEMOLICION Y LIGA DE LA LOSA INFERIOR DEL VIADUCTO O ACUEDUCTO Y LOS MUROS TABLESTACA

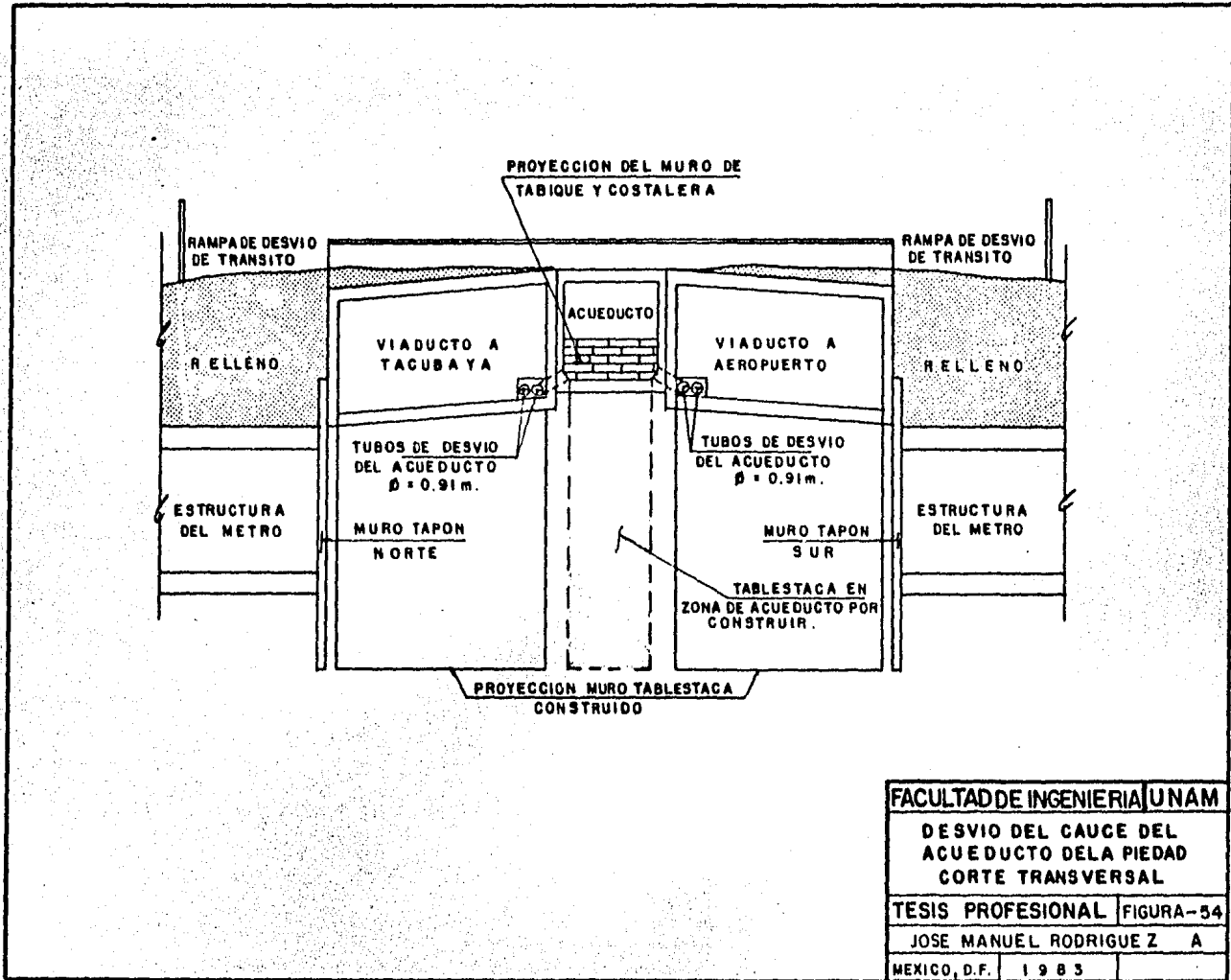
TESIS PROFESIONAL FIGURA-52

JOSE MANUEL RODRIGUEZ A.

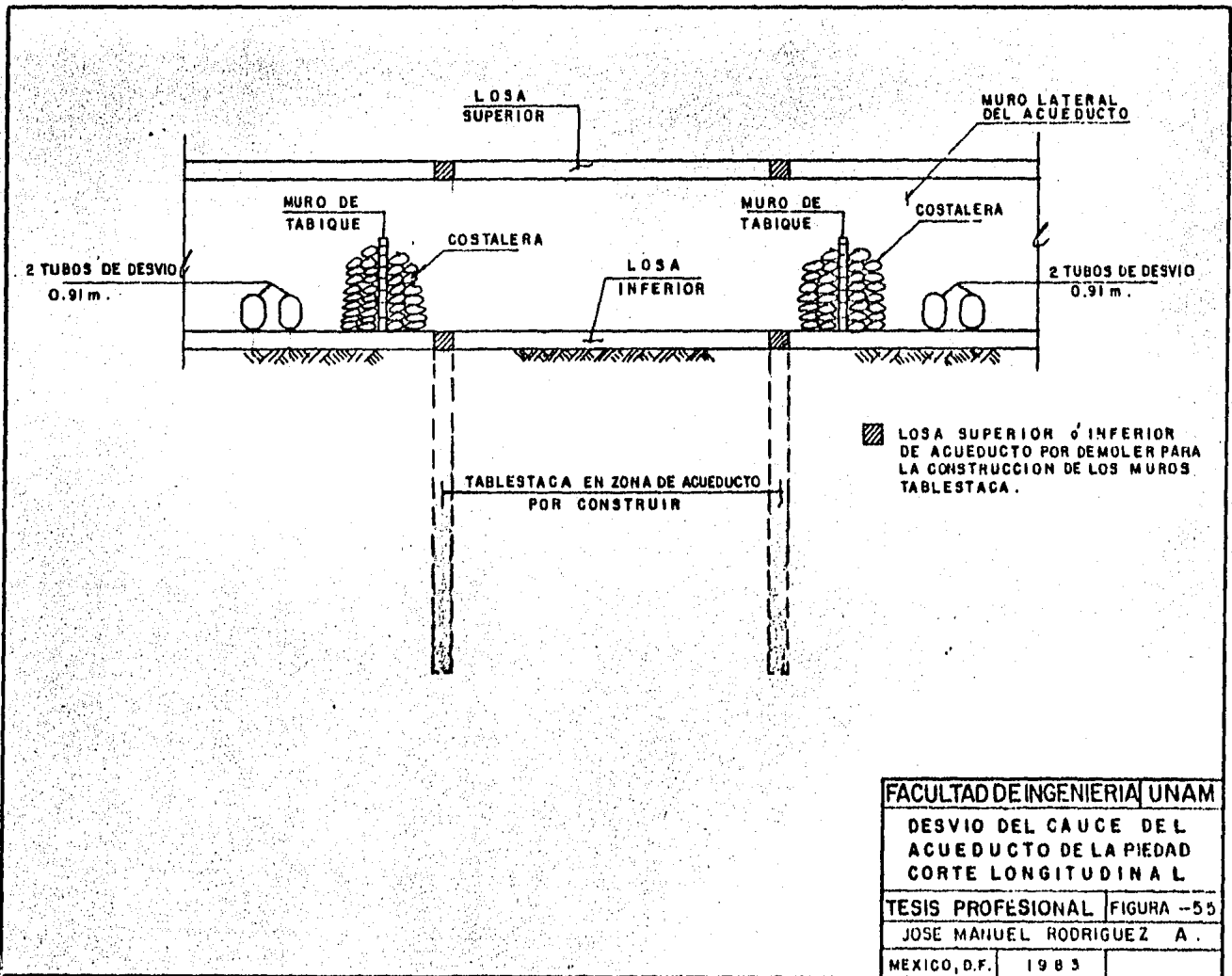
MEXICO D.F. 1983



FACULTAD DE INGENIERIA UNAM	
PLANTA DE DESVIO DEL CAUCE DEL ACUEDUCTO DE LA PIEDRA	
TESIS PROFESIONAL	FIGURA-53
JOSE MANUEL RODRIGUEZ A.	
MEXICO, D.F.	1983



FACULTAD DE INGENIERIA UNAM	
DESVIO DEL CAUCE DEL ACUEDUCTO DE LA PIEDAD CORTE TRANSVERSAL	
TESIS PROFESIONAL	FIGURA-54
JOSE MANUEL RODRIGUEZ	A
MEXICO, D.F.	1983



FACULTAD DE INGENIERIA UNAM		
DESVIO DEL CAUCE DEL ACUEDUCTO DE LA PIEDAD CORTE LONGITUDINAL		
TESIS PROFESIONAL	FIGURA --55	
JOSE MANUEL RODRIGUEZ A.		
MEXICO, D.F.	1983	

Cuando el desvío quedó terminado se inició la demolición de franjas en las losas superior e inferior del Acueducto y se construyeron los muros tablestaca de esa zona en la misma forma que la indicada para los muros en la zona del Viaducto.

La restitución de las losas del Acueducto se hizo como lo muestran las figuras No. 51 y 52.

III-3).- Inyección.

Una vez que los muros tablestaca fueron construídos abajo del Viaducto y Acueducto, se procedió a efectuar la inyección de consolidación e impermeabilización de baja presión en la zona abajo del Viaducto y el Acueducto.

Esta inyección se llevó a cabo mediante perforaciones realizadas en el muro pantalla Norte (figs. 16, 17, 18 y 19).

No se podía iniciar la excavación hasta no haber terminado la inyección de consolidación en el subsuelo abajo del Viaducto y Acueducto.

III-4).- Abatimiento del nivel freático

Antes de iniciar la excavación y posterior a la inyección, fue necesario abatir el nivel freático. Los trabajos de perforación de pozos para el abatimiento del nivel freático fueron efectuados posteriormente a la construcción de los muros tablestaca y a la inyección de consolidación.

Para lograr el abatimiento del nivel freático abajo del Viaducto se instalaron 6 pozos de bombeo en cada arroyo, los pozos de bombeo se localizaron como se muestra en la figura 49. Para la instalación de éstos pozos fue necesario efectuar demoliciones en zonas localizadas en la losa de fondo del Viaducto en ambos arroyos.

Los pozos se perforaron hasta 6m por debajo de la profundidad máxima de excava

ción para alojar la estructura del Metro.

Los ademes de los pozos se hicieron de tubo de fierro de 4" de diámetro, ranurados en toda su longitud, excepto, 1.5mt. en ambos extremos, y fueron provistos de 3 aletas formadas por varillas de 3/4" cuyo diámetro circunscrito debió ajustarse a las paredes de la perforación, estas aletas tenían una longitud igual a la longitud total del ademe de la perforación. Para la extracción del agua interior de los pozos se utilizaron bombas de pozo profundo del tipo eyector de 1"xl 1/4" operadas a una presión de 5 Kg/cm².

El nivel de succión de las bombas se colocó 4m abajo de la profundidad máxima de excavación.

El bombeo se inició 8 días antes de empezar la excavación y se suspendió cuando interfería con el colado de la losa de piso.

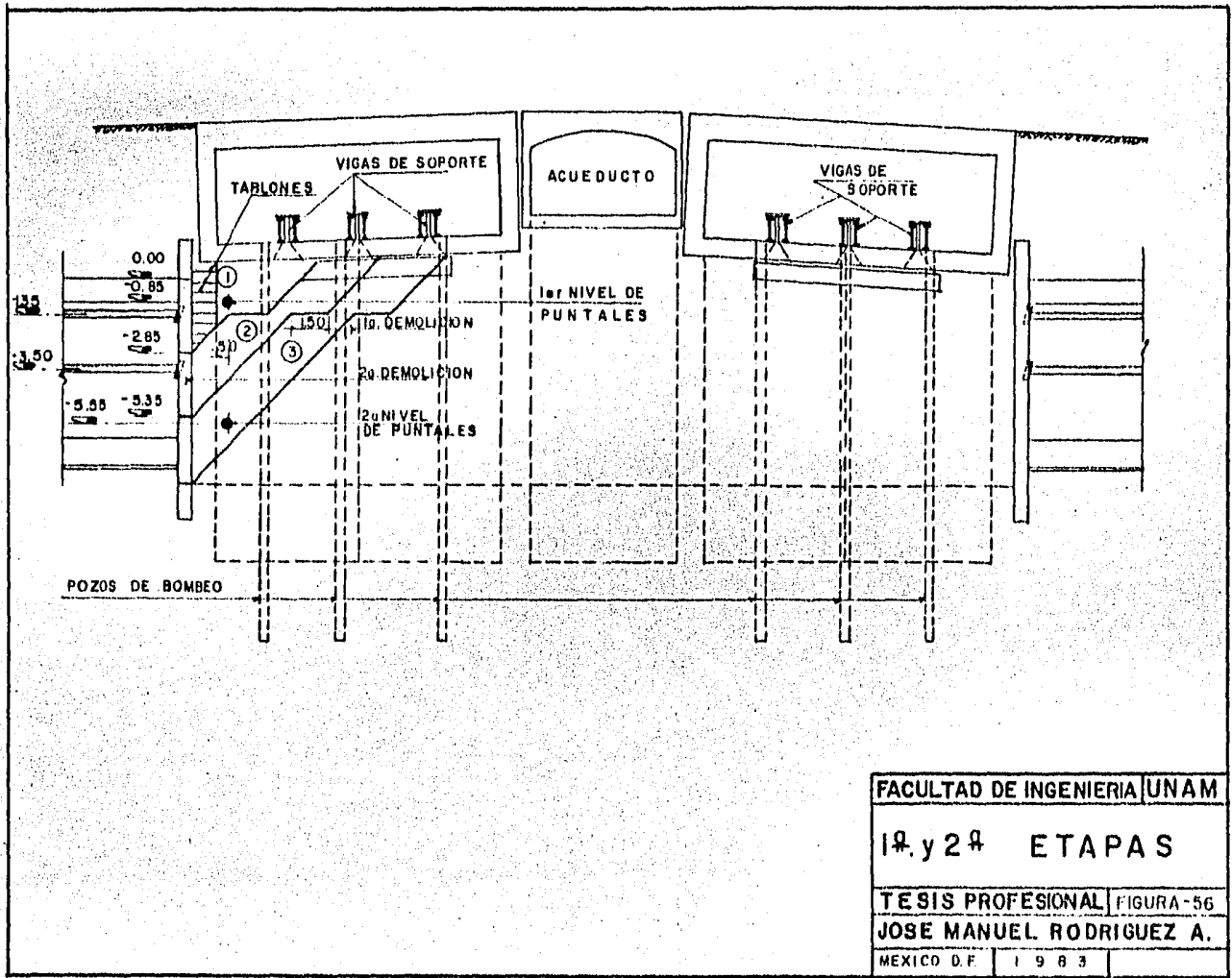
Con objeto de que el bombeo no se suspendiera cuando ocurrieran interrupciones en el suministro de energía eléctrica de la red pública, se instaló una planta de emergencia de capacidad suficiente para accionar la bomba eléctrica que accionaba todo el sistema de bombeo.

III-5).- Excavación, Apuntalamiento y Construcción.

Antes de proceder a la excavación y a la demolición del muro pantalla se pidió que tuviera al pie de la Obra todo el equipo necesario así como los materiales y personal especializado para aplicar concreto lanzado en caso de que las filtraciones que se produjeran entre el muro pantalla y los muros tablastaca de concreto del Viaducto o entre estos y los muros tablastaca del Acueducto fueran excesivos. La excavación y construcción se hizo mediante un solo frente localizado en la colindancia norte.

1ERA ETAPA.

Se procedió a retirar el 1er nivel de puntales que contenía al muro pantalla y a realizar la primera demolición del mismo hasta el nivel-2.83m. y en todo el ancho del muro como se muestra en la figura 56.



FACULTAD DE INGENIERIA UNAM	
1ª y 2ª ETAPAS	
TESIS PROFESIONAL	FIGURA-56
JOSE MANUEL RODRIGUEZ A.	
MEXICO D.F.	1983

Conforme se realizó la demolición y excavación se fueron colocando tablonestables para contener el terreno que quedaba entre el muro pantalla y los muros tablastaca del Viaducto. En caso de haber existido filtraciones excesivas ó al algún indicio de inestabilidad del terreno, se procedería de inmediato a colocar concreto lanzado.

Al descubrir la excavación la elevación -1.15m se procedió a colocar el 1er. nivel de puntales en la elevación -0.85m como se indica en la misma fig. 56.

A medida que la excavación avanzaba se iban demoliendo los cimientos antiguos encontrados bajo el Viaducto, y al mismo tiempo se recortaron los ademes de los pozos para facilitar las maniobras de colocación de puntales. El recorte de los ademes se hizo sin suspender el bombeo.

2A. ETAPA

El 2º nivel de puntales que contenía el muro pantalla se retiró y se demolió el muro pantalla hasta el nivel -5.35m como se ve en la figura No. 56 continuando la colocación de tablonestables como se hizo en la etapa anterior, así como con la demolición de las cimentaciones encontradas.

El recorte de los ademes de los pozos se llevó a cabo como se menciona en la 1era etapa.

3a. ETAPA

Se prosiguió con la 3era demolición del muro pantalla en todo el ancho y a la colocación de tablonestables como se ha indicado antes. Tan pronto se descubrió el nivel -1.15m y -5.85m se colocó de inmediato el 1er y 2º niveles de puntales en las elevaciones -0.85m y -5.55m como se puede ver en las figuras 56 y 57.

Los puntales del 1er nivel se separaron entre sí, 2mts, de manera tal que quedaron simétricos con respecto a la junta de construcción de los muros tablastaca.

Permanecieron vigentes las indicaciones referentes al lanzado del concreto -

y colocación de tablonés.

4a ETAPA

Se procedió a dar un avance de la excavación de 4.00m de longitud incluyendo el espesor del muro pantalla y una vez alcanzada la máxima profundidad de excavación se coló una plantilla de 0.10m de espesor de concreto pobre con acelerante de fraguado. Dos hrs. después de colada la plantilla debía iniciarse el armado y colado de la losa de piso, ligándola a la losa del cajón Norte - previamente construido.

Se continuó con el avance de la excavación y cuando esta descubría los niveles -1.15 y -5.85m se colocaban el 1er y 2º niveles de puntales en los niveles -0.85 y -5.55m como se muestra en la fig. 58.

Se prosiguió con el recorte de los ademes de los pozos de bombeo tal como se indicó antes.

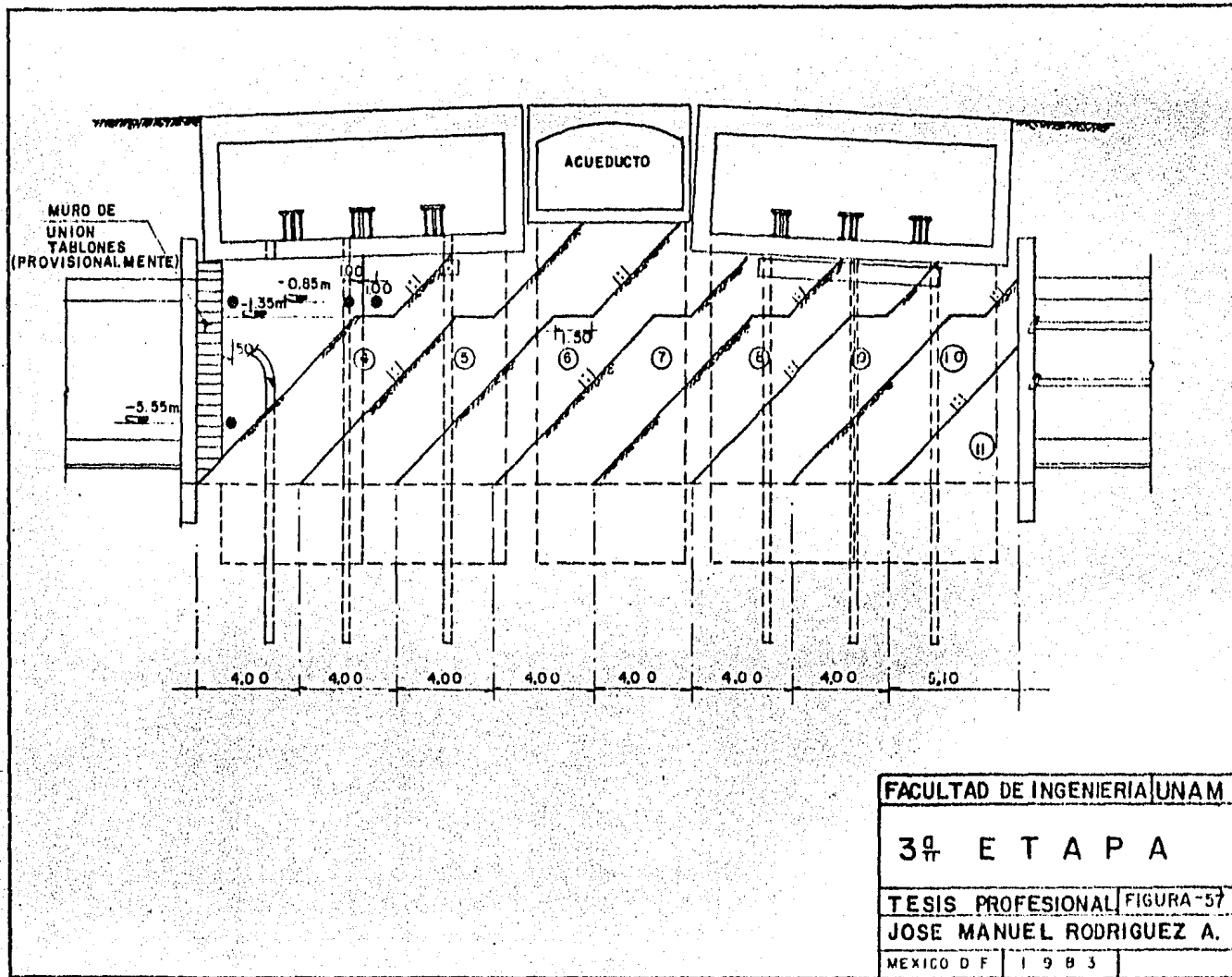
5a. ETAPA

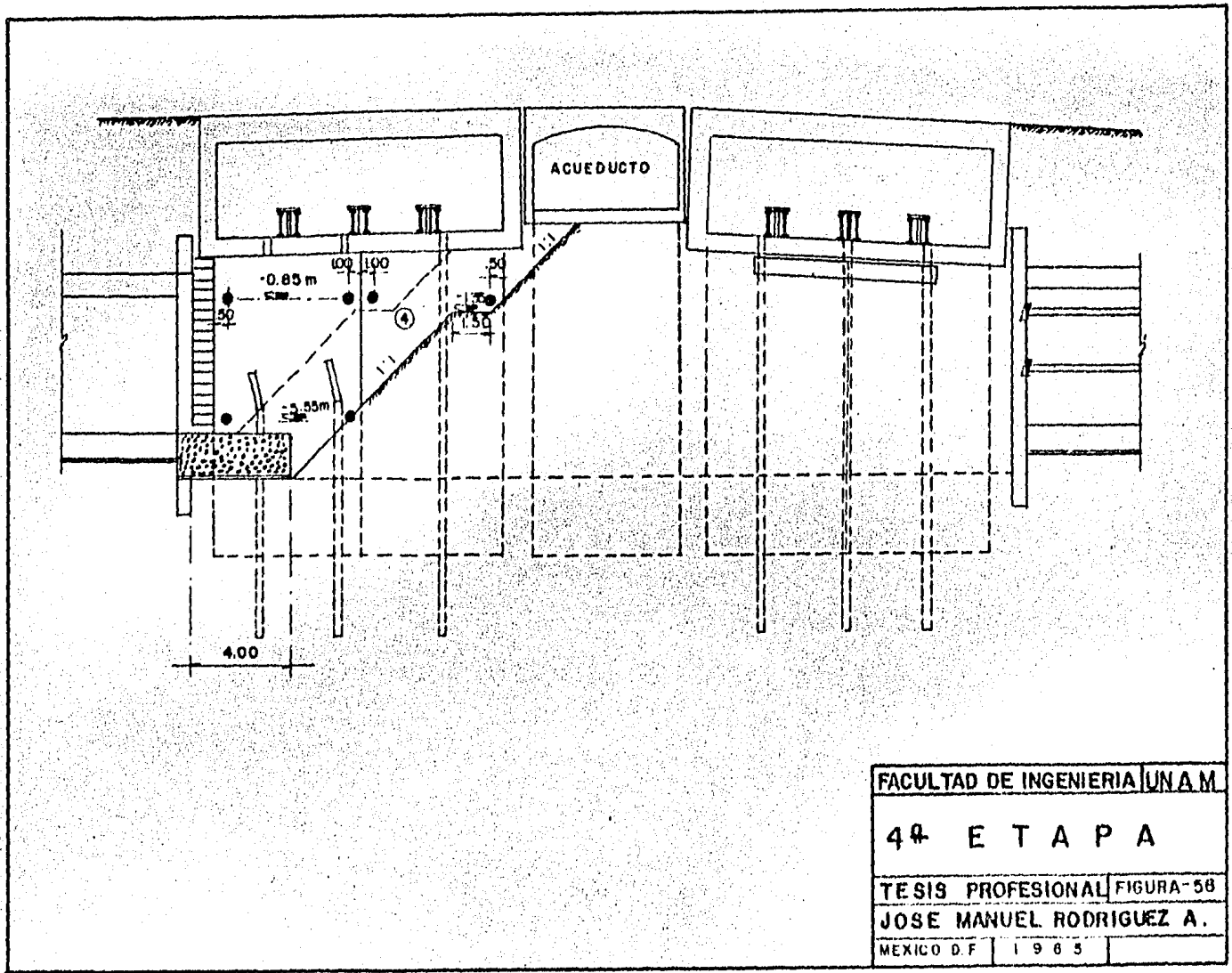
Se procedió a dar avances en la excavación de 4.00m de longitud y se colocaron 2 niveles de puntales en las elevaciones -0.85m y -5.5m, en el momento en que la excavación alcanzó los niveles -1.15m y -5.85m estos puntales se colocaron como se indica en la fig. No. 59.

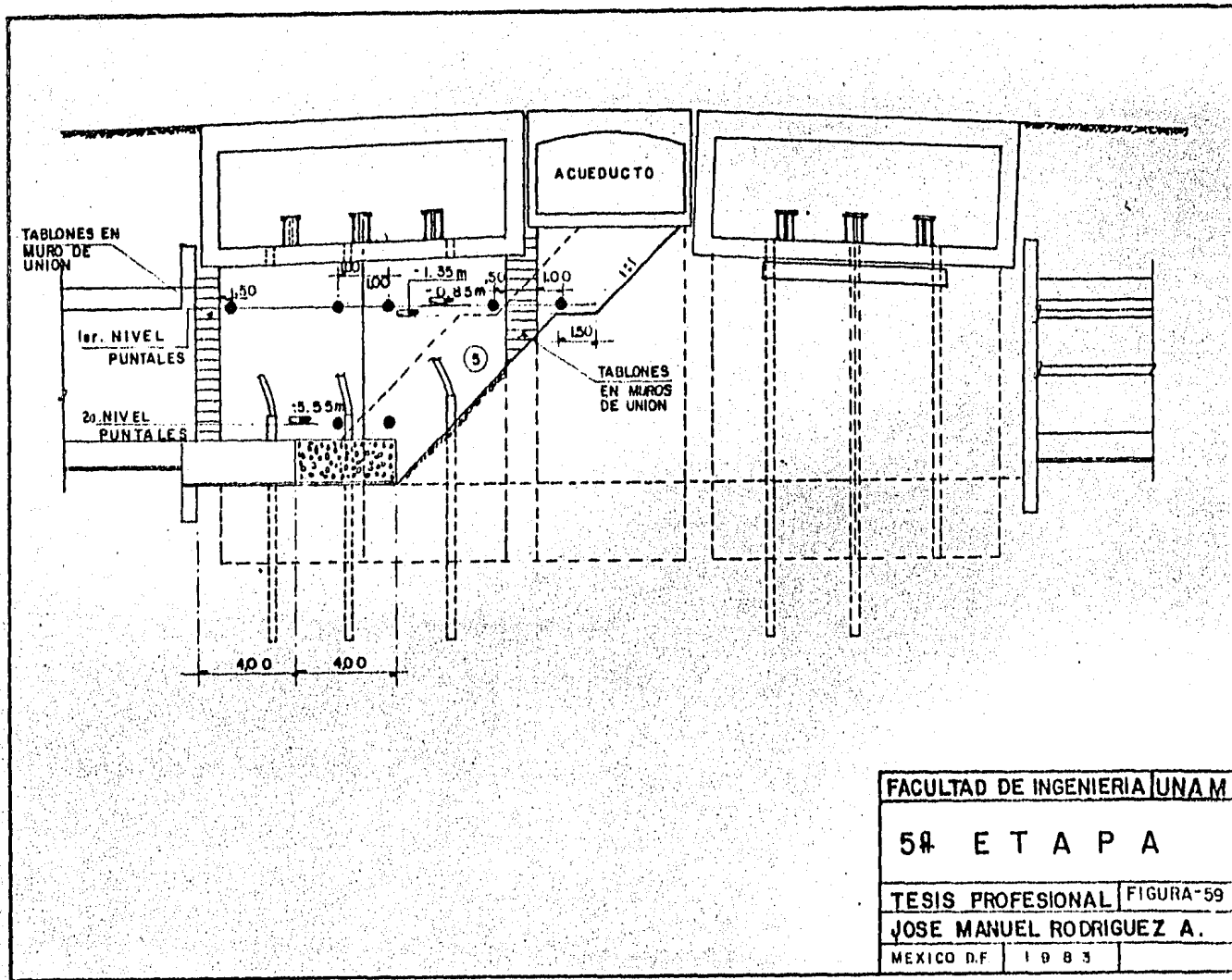
En el momento en que se alcanzó la máxima profundidad de excavación de esta etapa se procedió a colar una plantilla de 0.10m de espesor, y al armado y colado de la losa de piso en la misma forma que la indicada en la etapa anterior (ver fig. 59). Se prosiguió cortando los ademes de los pozos, en esta etapa se pudo retirar el puntal del 2º nivel colocado en la 3a. etapa.

Se colocaron también tablonés y concreto lanzado según las filtraciones ó inestabilidad del terreno en el espacio que queda libre entre los muros tablistaca del Viaducto y el Acueducto, como se indica en la figura antes mencionada.

Antes de efectuar los trabajos de esta etapa debía concluirse totalmente la







FACULTAD DE INGENIERIA UNAM	
5ª E T A P A	
TESIS PROFESIONAL	FIGURA-59
JOSE MANUEL RODRIGUEZ A.	
MEXICO D.F.	1983

etapa anterior.

6a. ETAPA

Se procedió a dar un nuevo avance en la excavación de 4.00m de longitud y se colocaron puntales en las elevaciones -0.85m y -5.55m en el momento en que la excavación alcanzó los niveles -1.15m y -5.85, los puntales se colocaron como se indica en la fig. 60.

Una vez alcanzada la máxima profundidad de excavación se procedió a colar una plantilla de concreto pobre de 0.10m de espesor, con aditivo acelerante de fraguado y dos horas después de colada se efectuó el armado y colado de la losa de piso.

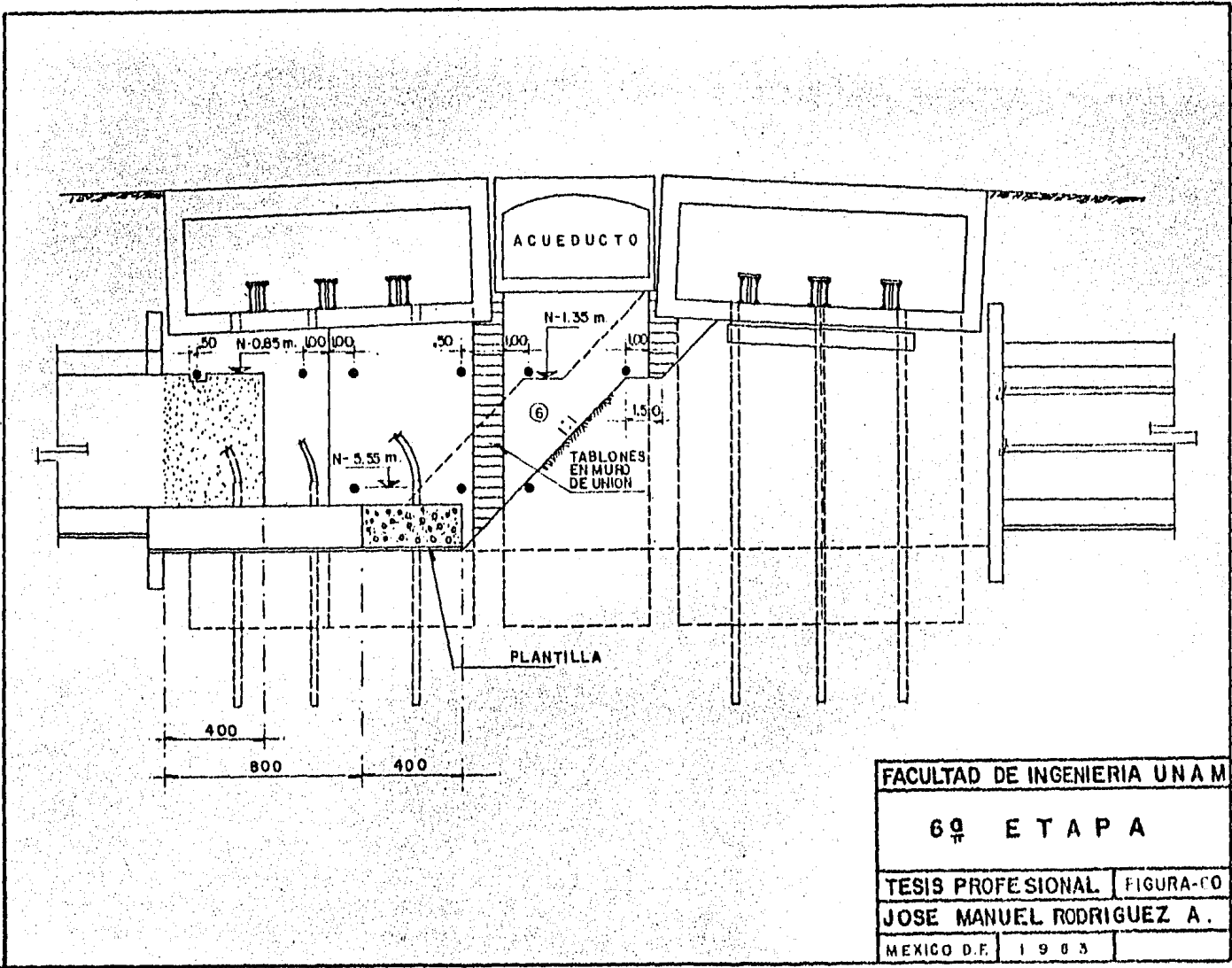
En esta etapa se armó, cimbró y coló el tramo de muros estructurales correspondientes a la losa de piso colada en al 4a. Etapa en una long. de 4m. El colado de los muros se efectuó hasta el nivel - 0.85m por lo que se dejaron preparaciones en el muro para recuperar posteriormente al colado, los puntales correspondientes al primer nivel.

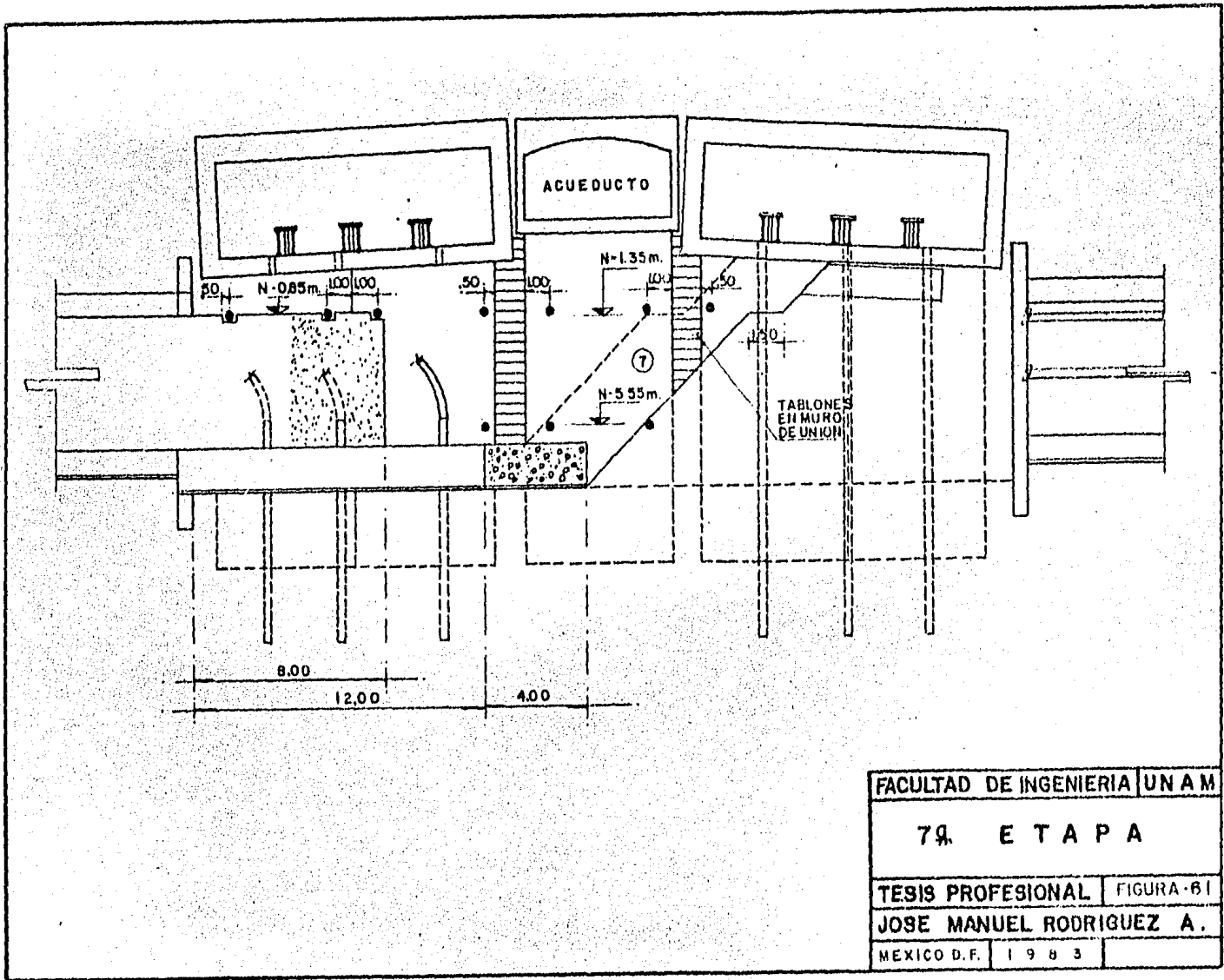
Se prosiguió con la colocación de tablonos y concreto lanzado en los espacios donde no existe tablestaca igual que en la lera etapa. En esta etapa se pudo retirar el puntal correspondiente al 2° nivel que fue colocado en la 4a. etapa y no debía empezarse con los trabajos de ésta etapa, si antes no se había colado la losa de piso de la etapa anterior.

7a. ETAPA

Se efectuó un nuevo avance en la excavación de 4.00m de longitud y al llegar a descubrir el nivel -1.15m se colocaron los puntales del primer nivel en la cota -0.85m, a una distancia de 0.50m del paño del muro tablestaca del Viaducto. (ver figura 61).

Al alcanzar la máxima profundidad de excavación se coló una plantilla de 0.10m de espesor, de concreto pobre con acelerante de fraguado, 2hrs después se armó y coló la losa de piso, como se vé en la figura 61, se continuó recibiendo el terreno entre los muros tablestaca de Acueducto y Viaducto. En es-





FACULTAD DE INGENIERIA UNAM	
7ª ETAPA	
TESIS PROFESIONAL	FIGURA 61
JOSE MANUEL RODRIGUEZ A.	
MEXICO D.F.	1983

ta etapa se retiró el 2° nivel de puntales colocados en la 5a. etapa, y se armó y coló el tramo de 4m de muros estructurales correspondientes al tramo de losa colada en la 5a. etapa; se dejaron preparaciones para recuperar los puntales del 1er nivel.

Durante todas las etapas se fueron demoliendo las cimentaciones que se iban encontrando, así como los ademes de los pozos.

Esta etapa no se podía iniciar sin antes haber concluido la anterior.

8a ETAPA

Se efectuó un nuevo avance en la excavación de 4.00m de longitud, al momento de descubrir los niveles -1.15m y -5.85m se colocaron los puntales en los niveles -0.85m y -5.55m (1er nivel) separados entre sí 2m centro a centro con objeto de colocarlos simétricamente respecto a la junta de construcción de los muros tablestaca como lo muestra la figura 62. Nuevamente al alcanzar la máxima profundidad de excavación se coló la plantilla de 10cms de espesor y de características idénticas a las mencionadas en las etapas anteriores. Se procedió a recibir el terreno en la forma en que antes se hizo.

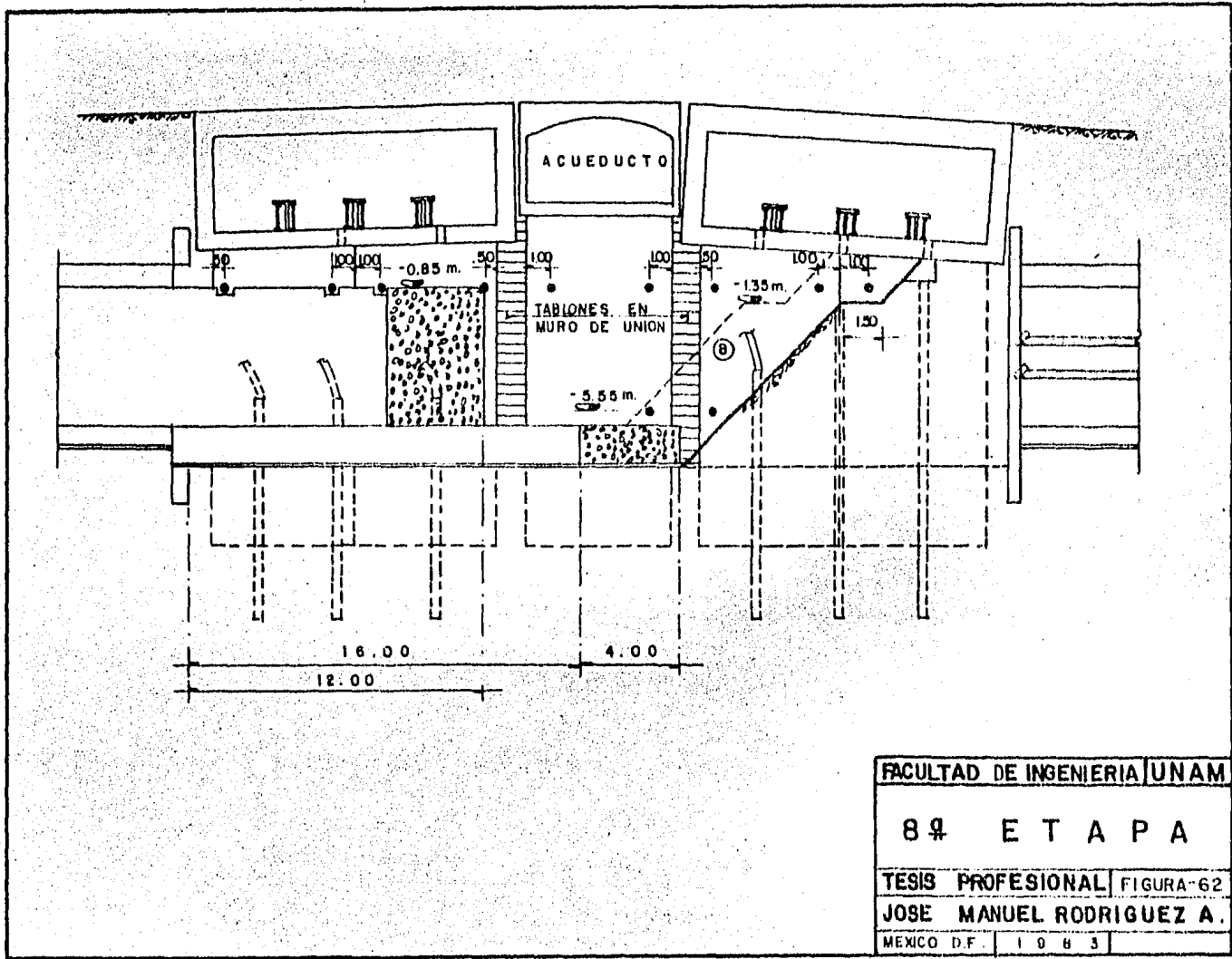
Se retiraron los puntales del 2° nivel colocados en la 6a. etapa y se armaron y colaron 4m más de muros sobre la losa construída en la 6a. etapa.

Se prosiguió recortando el ademe en los pozos.

9a. ETAPA

Una vez más se avanzaron 4mts más en la longitud de excavación, como en las etapas anteriores al descubrir los niveles -1.15m y -5.85m se colocaron los troqueles en los niveles -0.85m y -5.55m (ver figura 63), al llegar a la máxima profundidad de excavación se coló la plantilla de 10cms de espesor, dos horas más tarde se armó y coló la losa de piso. Se colaron también 4m de longitud de muros estructurales correspondientes a la losa de piso colada en la 7a. etapa.

Una vez terminado se retiraron los puntales del 2° nivel colocados en la 7a.



etapa.

10a ETAPA

Se excavaron 4mts más de longitud y al descubrir el nivel -5.85m se colocó el puntal correspondiente en el nivel -5.55 (ver fig. 64).

Al llegar al nivel máximo de excavación se coló la plantilla de 10cms de espesor y 2hrs después se armó y coló la losa de piso; en esta etapa se retiró el primer nivel de puntales que apoyaba el muro pantalla localizado en la colindancia sur, y el puntal (2° nivel) colocado en la 8a. etapa.

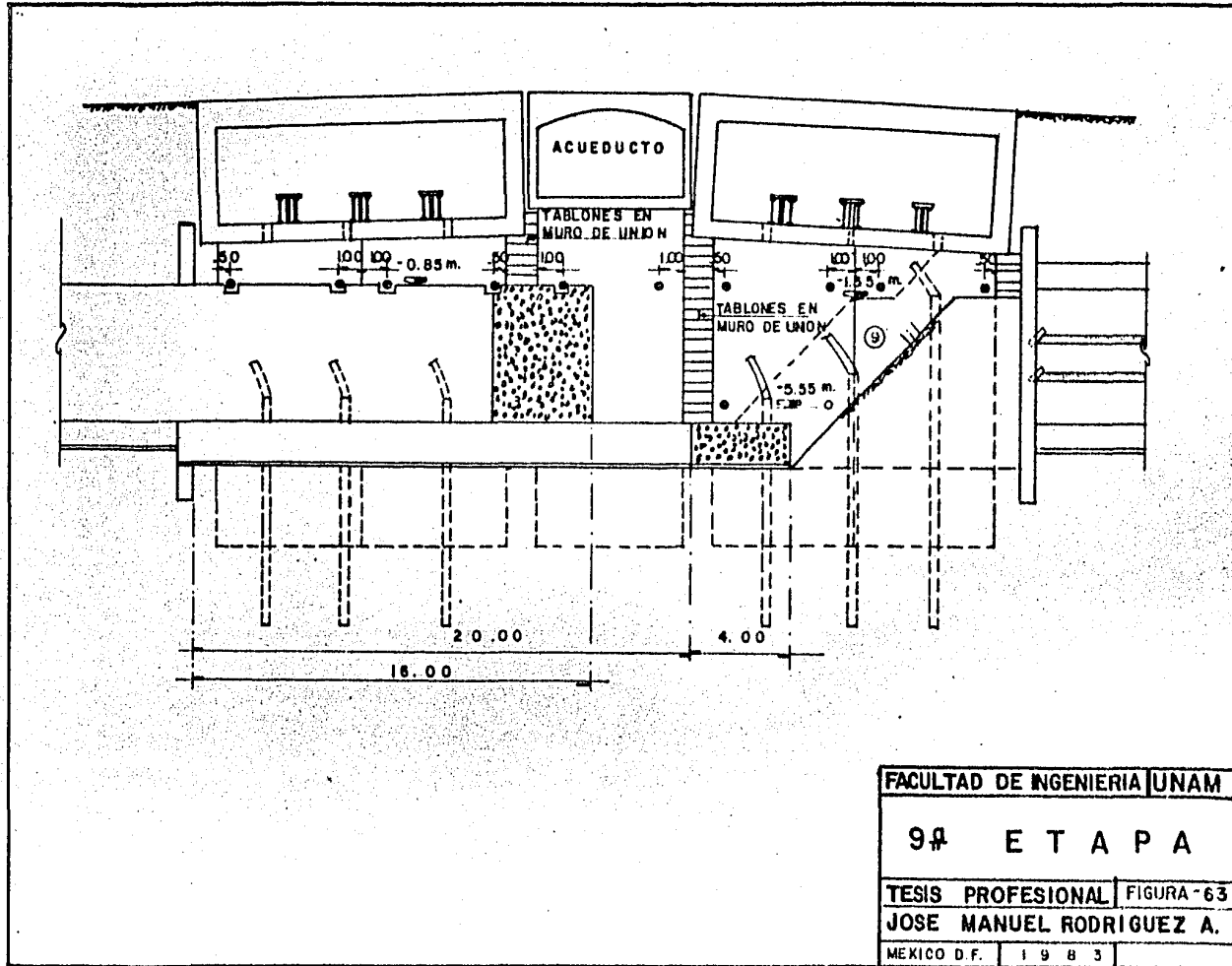
Se armaron y colaron 4.00m más de longitud de muros estructurales, los que correspondían a la losa de piso colada en la 8a. etapa dejando preparaciones para recuperar posteriormente los puntales del 1er nivel. Se colocó entre tablistaca de Viaducto y muro pantalla, tablonés para contener el suelo.

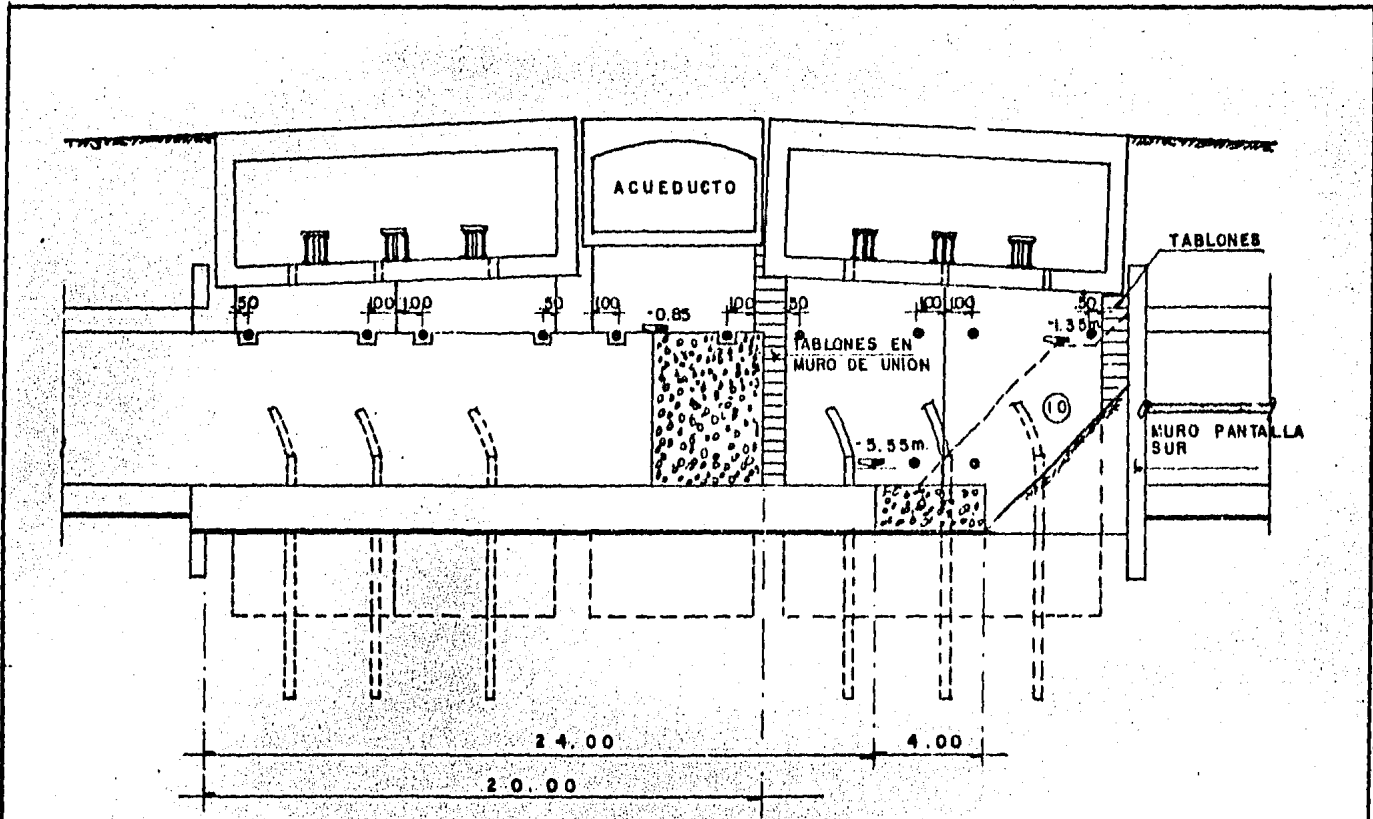
No podía iniciarse esta etapa sin antes haber colado la losa de piso de la etapa anterior.

11a. ETAPA

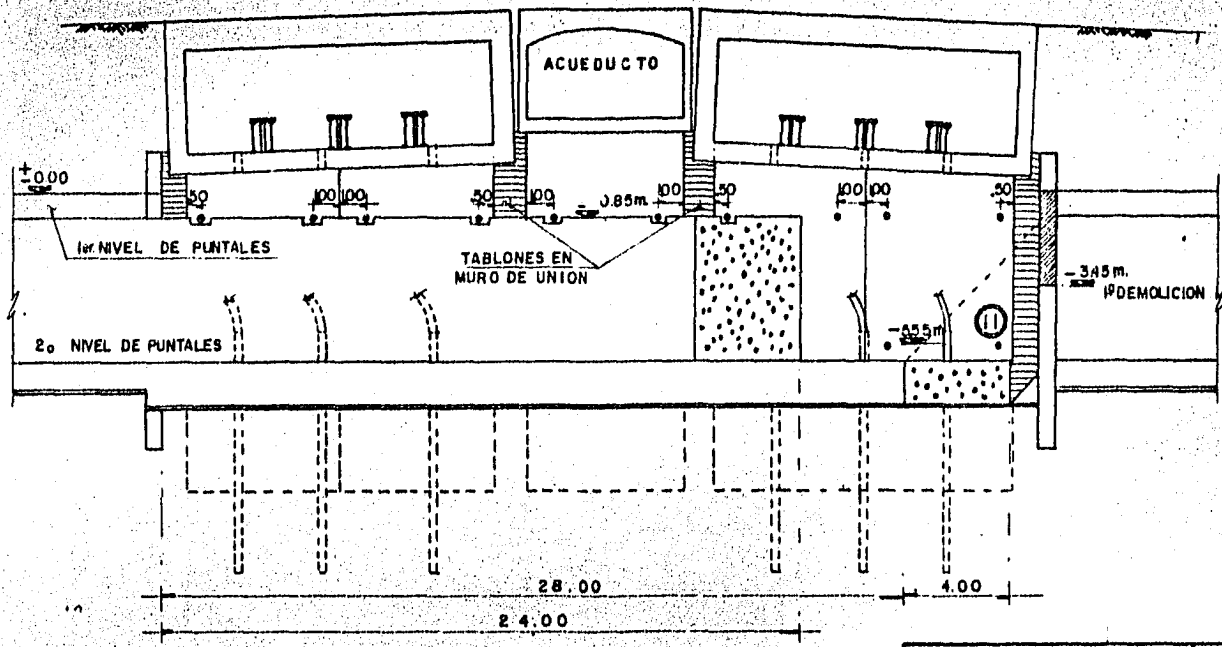
Se procedió a dar un avance más a la excavación en 4ms. de longitud, al descubrir el nivel -5.85m se colocó el 1er nivel de troqueles, en el nivel -5.55m en la misma forma que la indicada en etapas posteriores. Como puede verse en la figura 65, al llegar a la profundidad de excavación se coló una plantilla de 0.10m de espesor de concreto noble. 2 hrs. después se continuó con el armado y colado de la losa de piso. Se procedió también al armado y colado de los muros sobre la losa colada en la 9a. etapa.

Se retiró el 2° nivel de puntales colocado en la 9a. etapa así como el 2° nivel de puntales que soportaba el muro pantalla en la cabecera sur, y se demonstró el mismo hasta el nivel -3.45m como se observa en la figura antes indicada.





FACULTAD DE INGENIERIA UNAM	
10ª ETAPA	
TESIS PROFESIONAL	FIGURA-64
JOSE MANUEL RODRIGUEZ A	
MEXICO D.F.	1983



FACULTAD DE INGENIERIA UNAM	
IIª. E T A P A	
TESIS PROFESIONAL	FIGURA 65
JOSE MANUEL RODRIGUEZ A.	
MEXICO D.F.	1 9 8 3

12a ETAPA

Al igual que en las anteriores en esta etapa se excavó el tramo restante efectuando la liga estructural entre las losas de piso del cajón bajo el Viaducto y la del cajón previamente construido al inicio de las excavaciones.

Se retiraron los puntales del 2º nivel colocados en la 10ª y 11ª etapas como se ve en la figura 66, además el colado de otros 4m de longitud de muros estructurales sobre la losa de piso colado en la 10ª etapa (ver fig. antes mencionada).

En ésta etapa se efectuó la 2ª. demolición del muro pantalla hasta el nivel -7.65m.

13a ETAPA

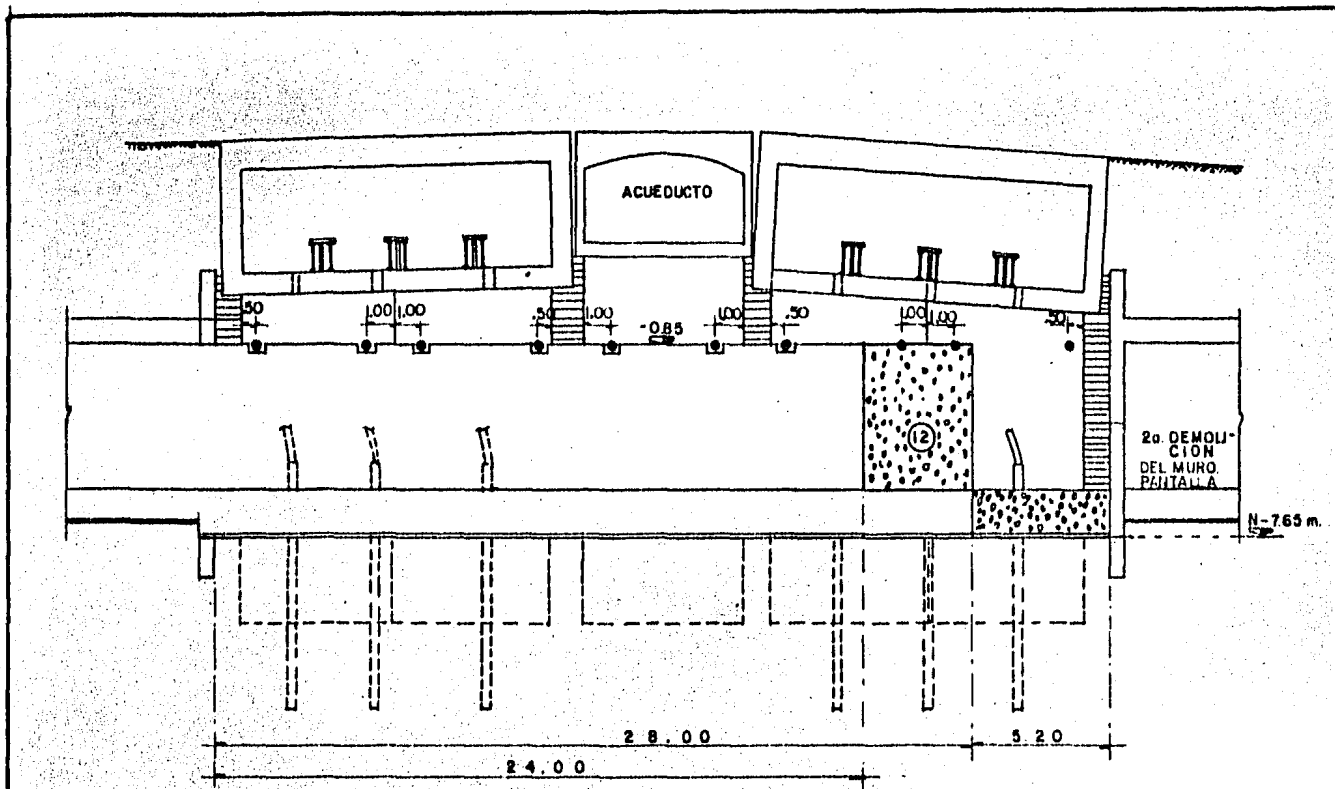
Se colaron los muros estructurales en el último tramo de losa como se indica en la figura 67 y se efectuó la liga estructural entre los muros bajo el Viaducto y el cajón previamente construido.

14a ETAPA

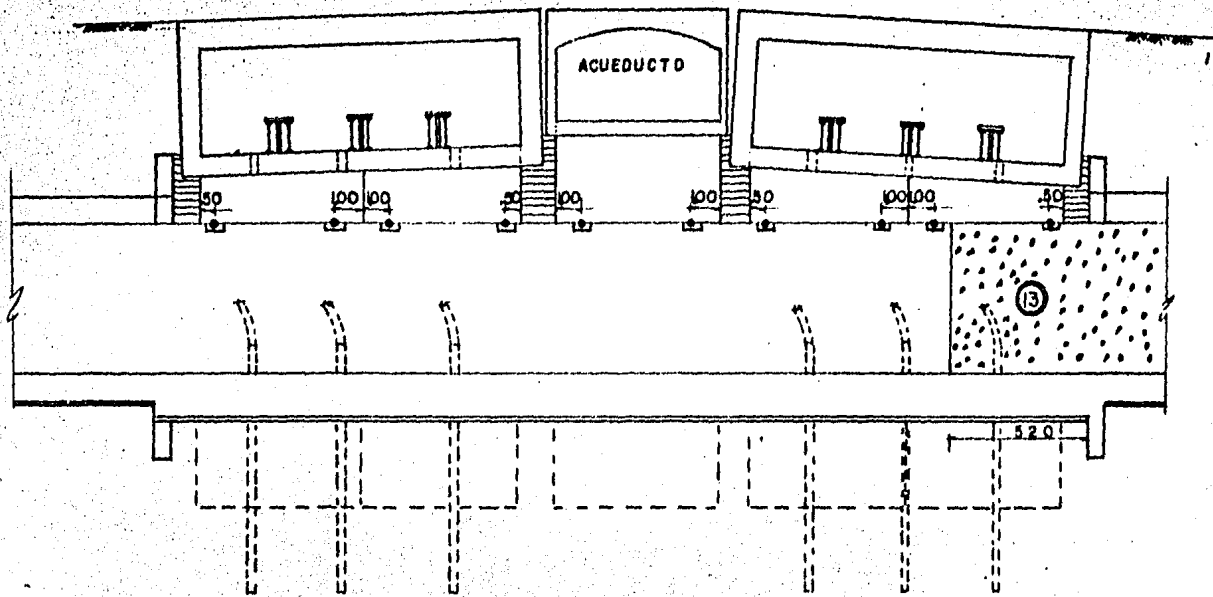
Se coló la losa de techo, dejando ahogados tubos de PVC de 1/2" de diámetro para ejecutar la inyección de contacto entre la losa recién colada y la losa de piso del Viaducto y Acueducto (ver figura 68).

15a ETAPA

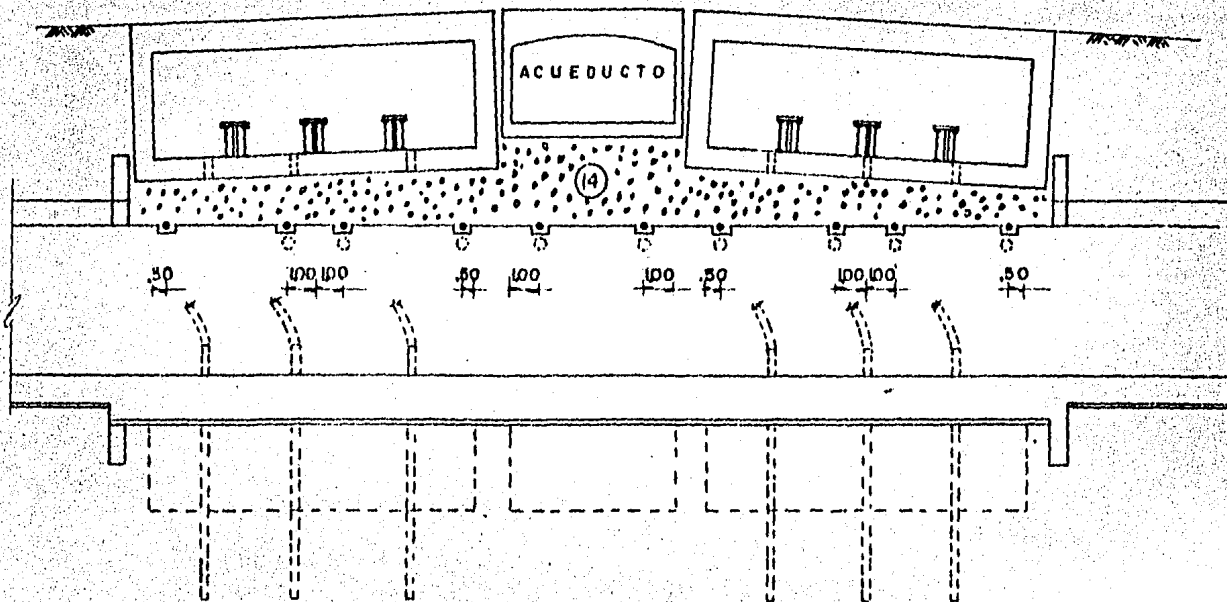
Veinticuatro horas después de haber colado la losa de techo se retiraron todos los troqueles del primer nivel y se colaron los huecos dejados en los muros estructurales, como se muestra en la figura 69.



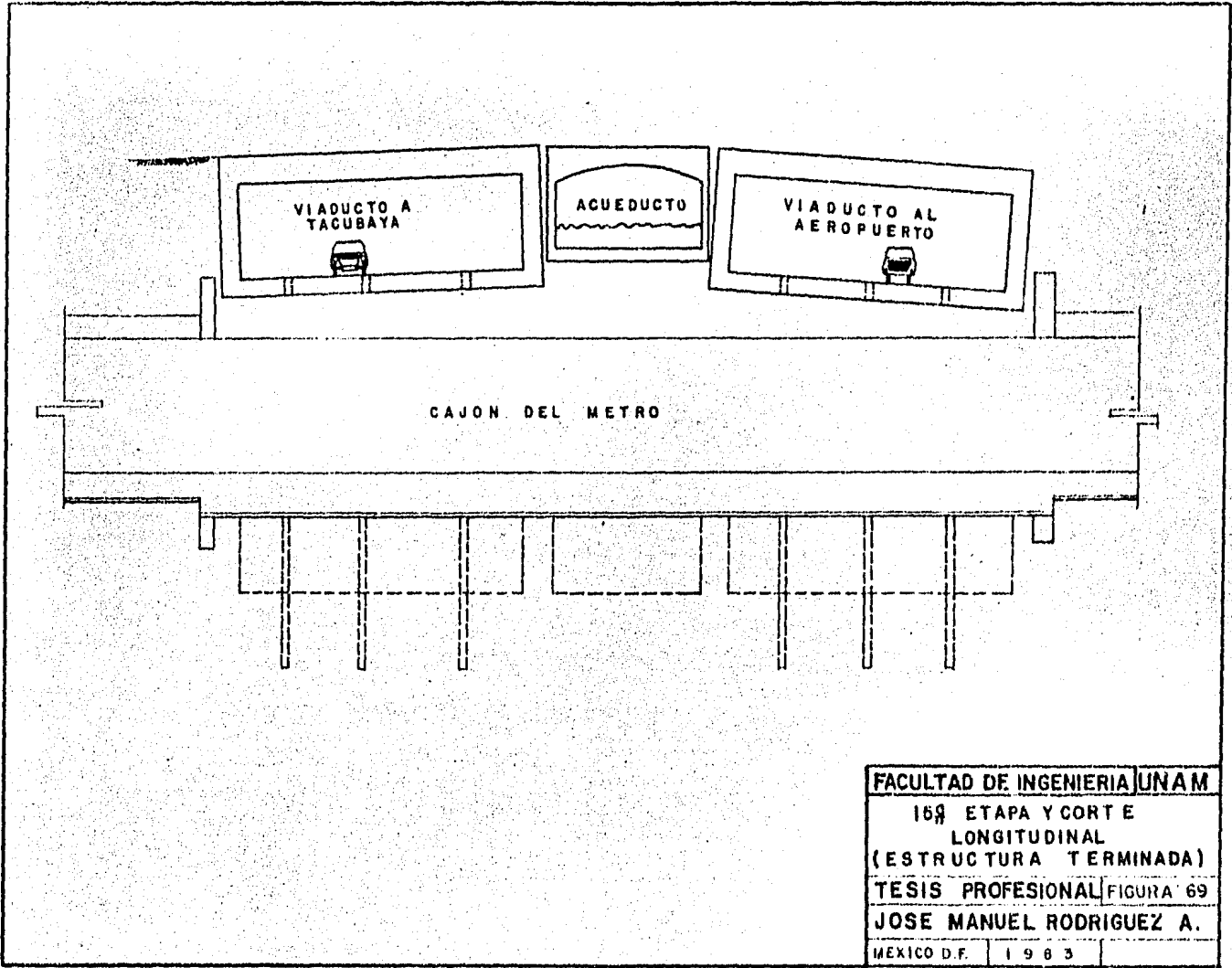
FACULTAD DE INGENIERIA UNAM		
124. E T A P A		
TESIS PROFESIONAL		FIGURA-66
JOSE MANUEL RODRIGUEZ A.		
MEXICO D. F.	1 9 8 3	



FACULTAD DE INGENIERIA UNAM	
13ª. E T A P A	
TESIS PROFESIONAL	FIGURA 67
JOSE MANUEL RODRIGUEZ A.	
MEXICO D.F.	1 9 8 3



FACULTAD DE INGENIERIA UNAM	
14ª. E T A P A	
TESIS PROFESIONAL	FIGURA-88
JOSE MANUEL RODRIGUEZ A.	
MEXICO D.F.	1963



FACULTAD DE INGENIERIA UNAM

16ª ETAPA Y CORTE
LONGITUDINAL
(ESTRUCTURA TERMINADA)

TESIS PROFESIONAL FIGURA 69

JOSE MANUEL RODRIGUEZ A.

MEXICO D.F. 1983

16a. ETAPA

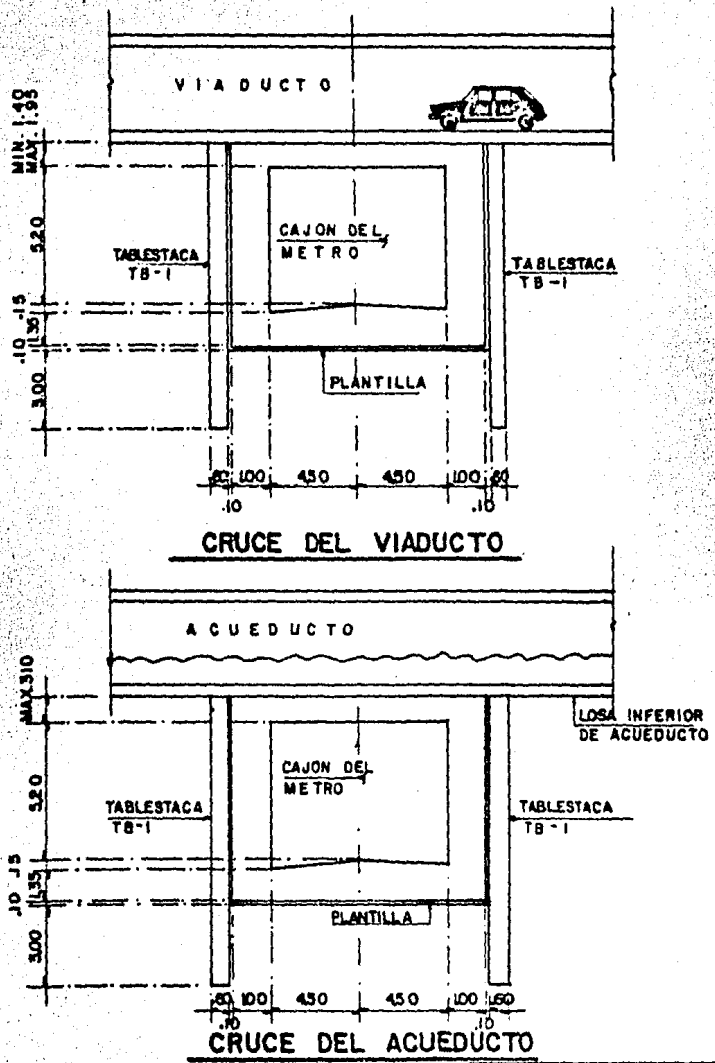
Al alcanzar su resistencia el concreto de la losa de techo, se retiraron las vigas que soportaban la losa del Viaducto y se iniciaron las inyecciones de contacto del Viaducto y Acueducto, indicadas en la etapa No. 14.

La inyección se hizo con lechada de relación cemento-arena-agua de 1:3.

Comentarios Complementarios

- 1.- Los troqueles de apoyo de muros tablestaca se colocaron dándoles una precarga de 40Tons.
- 2.- Ninguna etapa de excavación debería permanecer abierta más de 20 hrs. sin colar la losa de piso correspondiente. El período se consideró desde el momento de alcanzar la máxima profundidad de excavación en toda el área correspondiente a una de las etapas y el inicio del colado de la losa de piso.
- 3.- En todos los elementos estructurales se empleó cemento tipo III.
- 4.- Antes de iniciar el proceso constructivo antes mencionado se llevó un control diario de movimientos en las estructuras del Viaducto y el Acueducto así como en zonas vecinas.
- 5.- En caso de filtraciones excesivas ó signos de inestabilidad en las zonas sin muro tablestaca se colocó concreto lanzado armado con malla de metal deplegado, sujeto a los tablonos previamente colocados en esa zona.

En la figura 70, se muestran los cortes transversales en el Viaducto y Acueducto de la estructura del metro, terminada.



FACULTAD DE INGENIERIA UNAM	
CORTES TRANSVERSALES ESTRUCTURA TERMINADA	
TESIS PROFESIONAL	FIGURA-70
JOSE MANUEL RODRIGUEZ A.	
MEXICO D.F.	1985

CAPITULO IV

"CONCLUSIONES"

1.- Muchas de las obras auxiliares que fueron efectuadas antes o durante la construcción del tramo de la Línea 3 bajo el Viaducto y Acueducto funcionaron mejor de lo que se había previsto, lo que permitió dar avances mayores en los trabajos y facilitar éstos. Tal es el caso del desvío de tránsito sobre el cajón adyacente construido anteriormente.

2.- Se propusieron diferentes alternativas tanto para el proceso constructivo -- como para el sistema estructural para soportar las estructuras del Viaducto y Acueducto, llegando a plantear la más simple y eficaz, según las condiciones de la obra que fueron presentándose durante los trabajos previos.

3.- No obstante que existió una zona de suelo excavado que no tenía una estructura de contención abajo de la estructura del cruce, lo que provocó algunos problemas producidos por un chorro de agua de aproximadamente 15 cms. de diámetro que inundaba la zona excavada, puede decirse que el comportamiento general del subsuelo, lo logrado con los procedimientos de mejoramiento del suelo y de su excavación fué muy satisfactorio y apegado a lo previsto en el proyecto.

Para evitar éstas fugas de agua freática pudo haberse hecho la inyección de impermeabilización, antes de haberse construido los muros tablestaca o bien, ampliar la masa de suelo por inyectar, aunque cualquiera de éstas alternativas hubiese resultado más costosa por el incremento tan considerable de volumen por inyectar.

4.- Aunque se presentaron hundimientos durante la construcción y posteriormente a ella, sus magnitudes no significaron problema alguno a las construcciones colindantes. Se llevo a cabo un amplio control de hundimientos tanto de las estructuras directamente involucradas como las colindantes.

5.- Las suposiciones que hicieron al proponer la estructura que soportaría al Viaducto y Acueducto durante la etapa de construcción fueron muy acertadas como lo demuestra el comportamiento y el grado de seguridad con el que se llevaron a cabo los trabajos.

6.- Los muros pantalla contruidos con objeto de delimitar la zona por tuellear, fueron de gran ayuda, el contener el suelo en sus etapas de excavación inicial y final, así como para restringir posibles movimientos de la estructura del Viaducto o Acueducto ya que trabajaban como pilotes paralelos a la circulación del tráfico. En dirección perpendicular a este, se contaba con muros tablestaca que también desarrollaron un trabajo como pilotes y ayudaron a mantener satisfactoriamente fijas las estructuras involucradas.

7.- Las dimensiones de las losas superior e inferior fueron muy grandes debido a que en el momento de determinar el nivel en que debía desplantarse la estructura del metro, se tenía incertidumbre sobre lo que se encontraría -- al excavar el subsuelo sobre el que se encontraban las estructuras del Viaducto y Acueducto. Por lo que se decidió ubicar la estructura en el nivel -- que resultara más seguro para evitar cualquier interferencia de las estructuras existentes.

8.- Como se menciona a lo largo de este trabajo, el procedimiento constructivo proyectado sufrió cambios según convenía al desarrollo de la construcción aunque permaneció con parámetros fijos que permitieran terminar con toda seguridad la obra.

Muchos de los cambios eran producidos por lo reducido del programa de obra, pero finalmente se logró identificar a todas las partes que intervenirían en el problema, con el problema mismo y se obtuvo un programa de obra adecuado para llevar a cabo el proyecto del cruce del Viaducto y Acueducto

9.- Como puede verse en éste trabajo el análisis y el diseño de la estructura que aloja al Metro en su Línea 3, resulta ser bastante elemental. Sin embargo el interés de desarrollarlo estribó desde el marco técnico de referencia en mostrar la estrecha relación que guardan las condiciones del subsuelo, las de la estructura existente, el proceso constructivo y las condiciones -- que se generan a las estructuras provisionales o definitivas.

Desde el punto de vista personal este trabajo representó para el que lo desarrolló así como para los Ingenieros proyectistas, constructores (ISTME, S.A. y COMETRO, S.A.) y el cliente (COVITUR) uno de los primeros grandes retos por

salvar durante los primeros años de desarrollo de los trabajos de ampliación del metro en la 2a. Etapa.

Posteriores a éste cruce de la Línea 3 con el Viaducto y Acueducto se han - realizado otros en diferentes partes de la red del Metropolitano, no menos - importantes, pero por contar con la experiencia de los primeros y por ser és - tos novedosos, el cruce del Viaducto y Acueducto mantuvo a la expectativa du- - rante su construcción a un gran número de técnicos y colaboradores involucra - dos, así como algunos otros que no lo estaban.

B I B L I O G R A F I AREFERENCIAS:

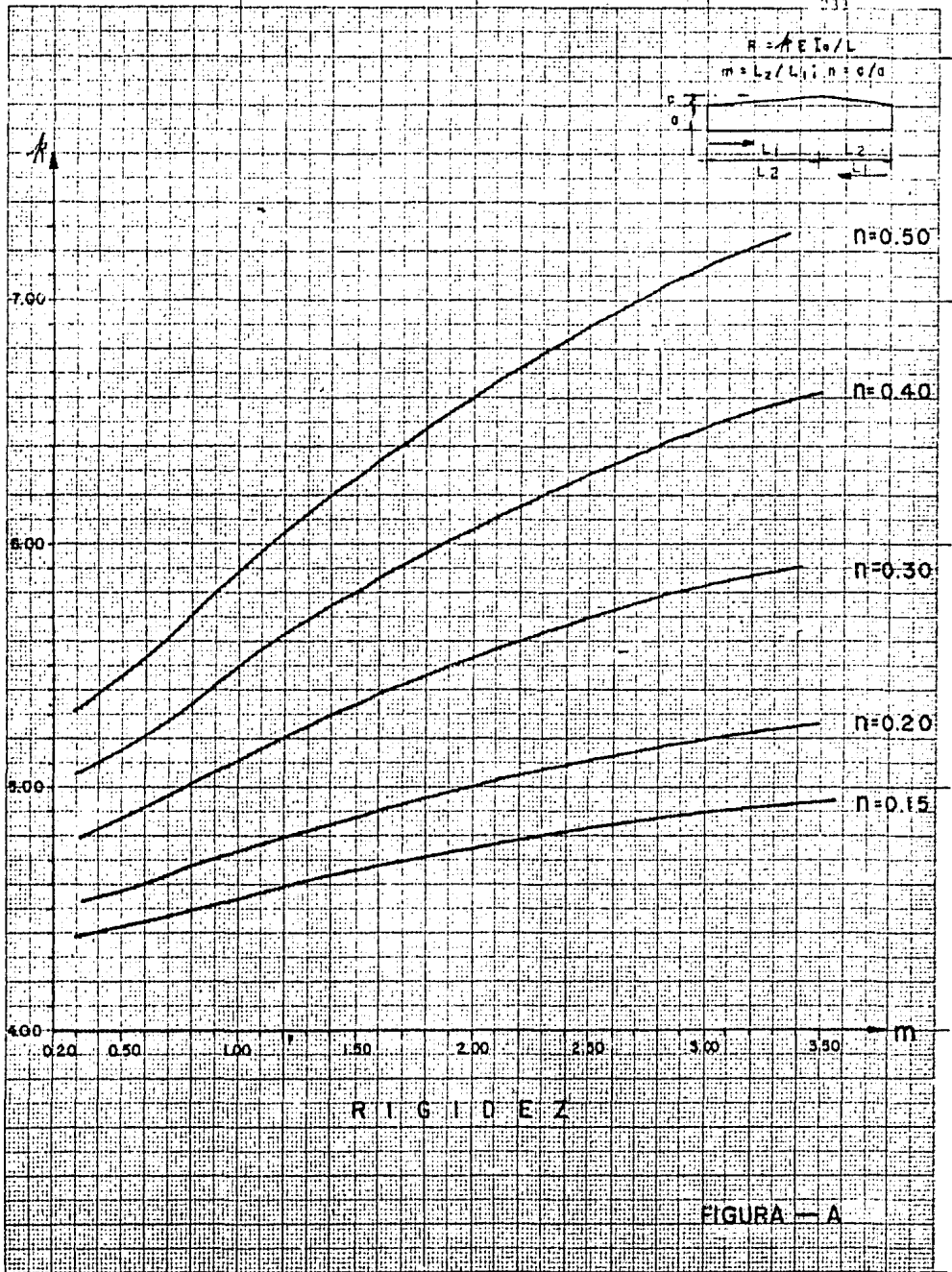
- 1.- Terzaghi y Peck R.- "La Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica"
Edit. El Ateneo, México, D.F., 1955
- 2.- Falla de fondo, Skempton. Juárez B. y Rico R. "Mecánica de Suelos" 2a.
edición Limusa, S.A. México, D.F., 1979
- 3.- Falla por extrusión, Broms. Journal of the Soil Mechanics and Foundation
Division. Proceedings of the American Society of Civil Engineers
January, 1967.
- 4.- Método sueco *
- 5.- Método del tubo Manguito. Tratamientos de consolidación e impermeabili-
zación de suelos y rocas. Técnicas de diseño, construcción y control. -
Ing. Juan M. Escamilla, Solum, Póublicación interna.
- 6.- Estructura equivalente. Aspectos fundamentales del concreto reforzado,
autores varios. Edit. Limusa.
- 7.- Baum G. "Tablas para el cálculo de vigas continuas, pórticos y vigas -
postensadas, Edit. Gustavo Gili, S.A.
- 8.- Tables and formulas for fixed-end moments of members of constant mo-
ment of inertia and for simply supported beams, Paul Rogers. P.E.
- 9.- "Efectos de esbeltez" Apuntes para el curso de Mecánica de Materiales -
III. Facultad de Ingeniería UNAM. Autor Ing. José Luis Sánchez Martínez.
- 10.- Manual para constructores de AHMSA.
- 11.- Manual para constructores de Fundidora Monterrey, S.A.

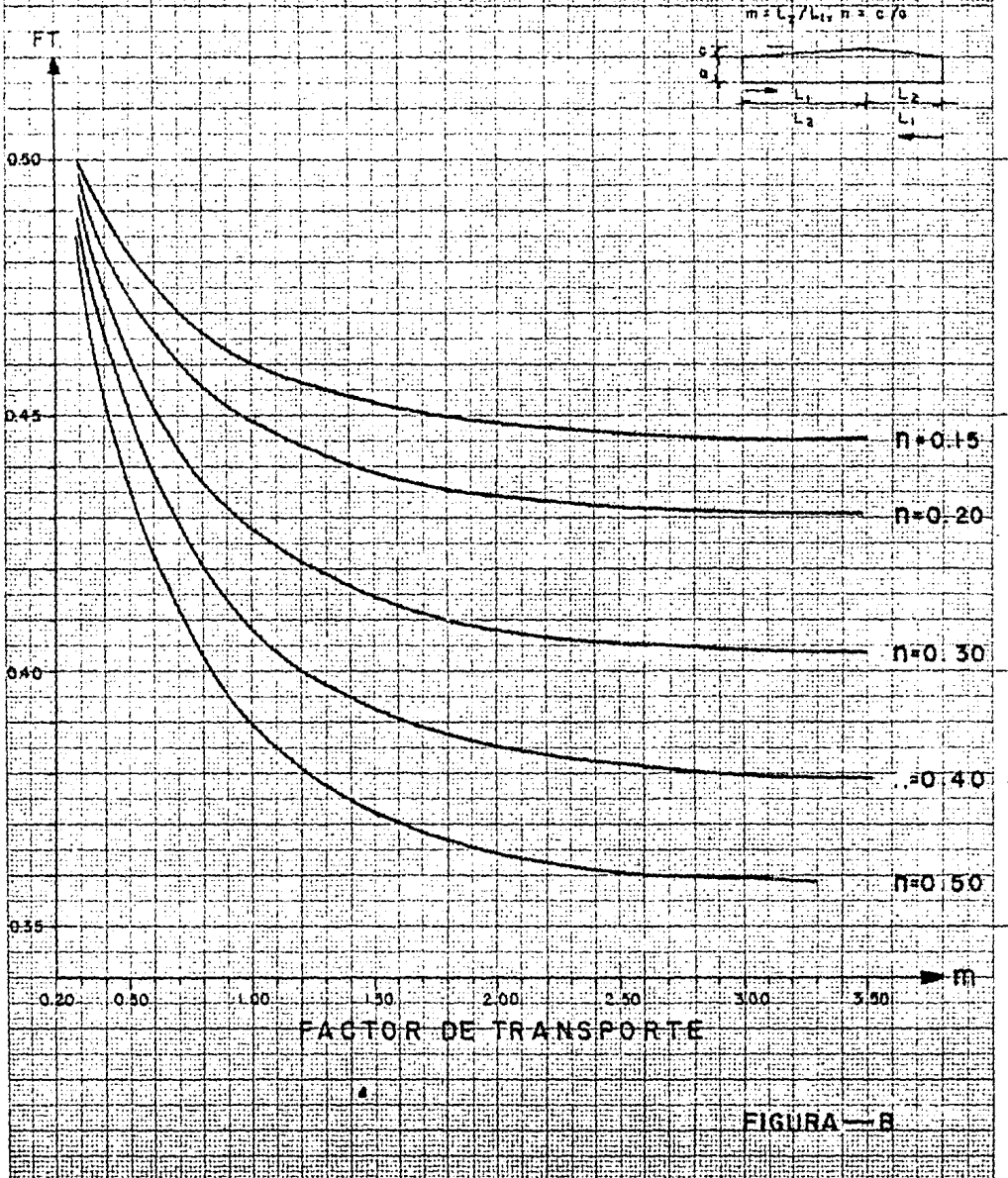
- 12.- Especificaciones para proteger puentes para caminos de acero o concreto reforzado. (SAHOP) Traducción y adaptación de las especificaciones de la American Association of State Highway Officials. edición 1972, México, D.F., 1976.
- 13.- Ayudas para diseño de estructuras editadas por la Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, A.C.
- 14.- Manual de Normas Técnicas Complementarias (R.C.D.F.) Editado por el Instituto de Ingeniería UNAM. México.
- 15.- Especificaciones generales de :
 - Concreto
 - Acero, etc.para la construcción del Metropolitano de la Cda. de México, ISTME, 1977.
- 16.- Estabilidad de las Construcciones Ing. Guillermo Salazar P. 1952

A P E N D I C E " A "

GRAFICAS PARA LA OBTENCION DE :

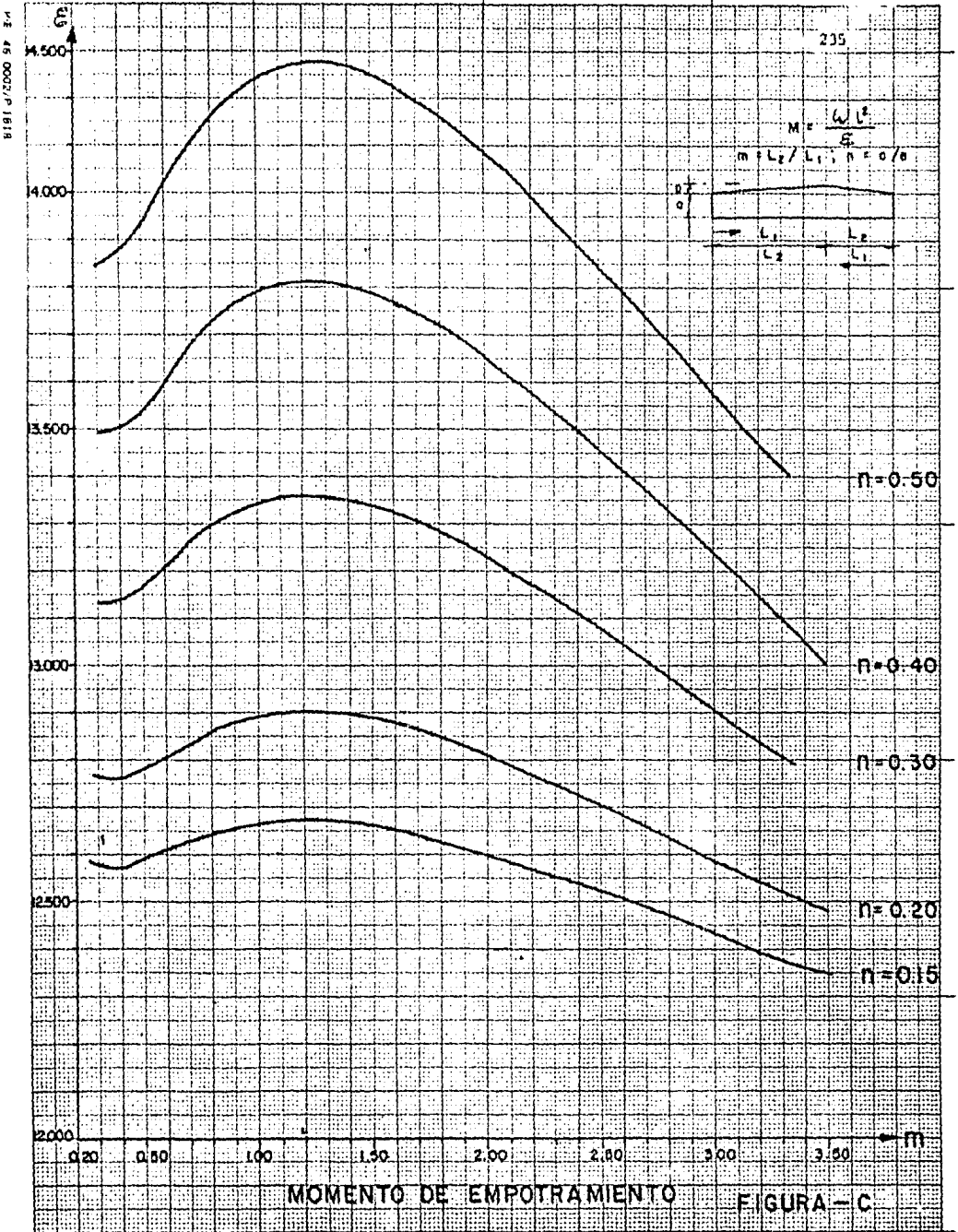
- MOMENTO DE EMPOTRAMIENTO (M_e)
- FACTOR DE TRANSPORTE (F_t)
- RIGIDEZ (R)





FACTOR DE TRANSPORTE

FIGURA — 8



MOMENTO DE EMPOTRAMIENTO

FIGURA - C