



**UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO**

**ESCUELA NACIONAL
DE ESTUDIOS PROFESIONALES**

ACATLAN



**ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE TRABES
PARA PUENTES DE SECCIÓN CAJÓN CON
VOLADIZOS PRESFORZADOS**

TESIS PROFESIONAL
QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A
ENRIQUE ROJAS COLIN

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.

INTRODUCCION

CAPITULO I.- GEOMETRIA DE LA TRABE

CAPITULO II.- ANALISIS DE LA SECCION

II.1.- CARGA MUERTA

II.2.- CARGA VIVA

II.3.- VIENTO Y SISMO

CAPITULO III.- DISEÑO DE LA SECCION CENTRAL

III.1.- LOSA SUPERIOR E INFERIOR

III.2.- NERVADURAS

III.3.- DIAFRAGMAS

III.4.- MENSULAS

CAPITULO IV.- DISEÑO DE LOS VOLADIZOS

CAPITULO V.- APOYOS

CONCLUSIONES Y COMENTARIOS

BIBLIOGRAFIA

INTRODUCCION

Los primeros puentes a base de traves tipo cajón se construyeron en Europa y eran generalmente para claros relativamente grandes con pequeños voladizos en los extremos cuya función era la de servir como contrapesos para producir momentos negativos en los apoyos y reducir así el momento positivo al centro del claro.

Cuando fueron diseñados los primeros puentes de sección cajón, existían especificaciones para puentes de concreto de claros cortos en los cuales la carga muerta representaba una porción no muy significativa de la carga total de diseño y en las cuales se usaba el mismo factor de seguridad para carga muerta y carga viva, ocasionando que los puentes de grandes claros no fueran económicos, ya que al incrementarse el claro aumentaba el peso de la trabe compacta traduciendo esto en un incremento en la carga total de diseño.

Las traves huecas surgieron debido a esta necesidad y han demostrado que son una solución económica para cubrir los grandes claros de los puentes modernos.

En un principio era empleada para el diseño de secciones tipo cajón una versión modificada de las especificaciones para vigas "T". Dichas especificaciones se han ido modificando a lo largo de los años en base a la experiencia e investigaciones teóricas, que han servido para hacer conti-

nuas revisiones, corregir errores, obtener más economía, e incluir novedades técnicas, de entre las cuales el refuerzo es la más significativa.

El refuerzo ha permitido el incremento de los claros en puentes de sección cajón, así como el diseño y construcción de estructuras cada vez más delgadas, de esta forma los puentes reforzados de sección cajón son ahora económicamente competitivos con los sistemas tradicionales de diseño y construcción de puentes para claros de 30 a 90 m, pudiéndose aumentar si se utilizan traveses con voladizos.

Todos los puentes han sido tradicionalmente diseñados utilizando la teoría elástica (diseño por esfuerzos de trabajo), pero en años recientes se ha hecho un esfuerzo por introducir el criterio plástico (diseño por resistencia última) en el diseño de todo tipo de estructuras, incluyendo los puentes.

La A.A.S.H.L.O. adoptó el criterio de diseño por resistencia última para puentes carreteros en 1973. Un puente diseñado con el criterio plástico tendrá menor acero de refuerzo en las traveses, y almas más ligeras que si se diseñara con especificaciones del criterio elástico.

En el presente trabajo se verá primeramente un capítulo teórico introductorio en el cuál se estudiará la sección cajón, se hará mención de las especificaciones existentes y se anotarán las consideraciones que se hacen para el diseño. Los cuatro capítulos restantes tratarán la parte práctica de la tesis, en donde se analizará y diseñará una de las traveses tipo cajón que forman parte del paso a desnivel Acueducto Poniente de la Ciudad de México.

CAPITULO I. GEOMETRIA DE LA TRASE.

I.1 CLAROS

Los puentes de concreto reforzado a base de traves tipo cajón han sido construidos para cubrir claros que van desde 9.00 m. hasta 70.00 m. aproximadamente. Los tramos simplemente apoyados deben limitar su longitud aproximadamente a 30 m. para evitar deflexiones excesivas debidas a carga muerta. El presfuerzo es utilizado en tramos más grandes que los mencionados anteriormente, siendo común su uso en claros de más de 18 m.

Existen secciones tipo cajón que debido a los grandes claros que cubren incrementan su peralte y necesitan cierto grado de libertad en el plano vertical. Esto hace que no sean apropiadas en sitios donde se tenga restringido el peralte a causa de carreteras o calles construidas por debajo. Debido a que los claros en los puentes carreteros están determinados por la geometría y el trazo de la autopista, y por las normas de seguridad de los reglamentos del país en que se construya, el diseñador rara vez tiene la oportunidad de ajustarse a las condiciones económicas y estructurales más favorables.

Estructuralmente es recomendable, en puentes con traveses continuos, que los tramos finales de estos sean de una longitud igual a $\frac{3}{4}$ del claro del tramo interior adyacente, con el fin de evitar problemas de levantamiento en los apoyos o estribos, de la misma manera, el tramo final no será menor de $\frac{1}{3}$ del claro del tramo interior adyacente. Cuando el claro de los puentes no este determinado por la geometría de éste o por limitaciones físicas, generalmente se procede a determinar la longitud del claro en función de la economía y de la apariencia estética. Cada puente se localiza en un sitio especial y por lo tanto se tomarán las decisiones de acuerdo a las condiciones físicas y geográficas del lugar.

I.2 PERALTE

Para asegurar una adecuada rigidez que limite las deflexiones que puedan afectar adversamente la resistencia o servicio de la trabe sección cajón, se recomienda que la relación peralte-claro sea aproximadamente igual a 0.060 para tramos simplemente apoyados y 0.055 para tramos continuos. Para trabes tipo cajón presforzadas las relaciones correspondientes serán 0.045 y 0.040, respectivamente. En estructuras de peralte variable de concreto reforzado y presforzado la relación al centro del claro para puentes continuos será de 0.02 y 0.03 respectivamente, y el peralte en las zonas extremas será de 0.05 y 0.08 de la longitud del claro respectivamente.

Estas relaciones deben ser consideradas como valores tentativos, ya que pueden variar con la resistencia del concreto, requerimientos de espacio, consideraciones estéticas, cargas actuantes y otros factores.

I.3 LOSA SUPERIOR

I.3.1 FUNCION

La losa superior de una trabe tipo cajón para puente tiene dos funciones estructurales principales: a) soportar la carga viva del puente, y b) actuar como patín de las vigas longitudinales o nervaduras.

I.3.2 REFUERZO

La losa superior ordinariamente requiere cuatro lechos de acero de refuerzo (dos longitudinales y dos transversales). El refuerzo transversal en el lecho superior e inferior de la losa se diseña para soportar su peso propio y la carga viva y transferirla hacia las nervaduras. Para ayudar en la distribución de las cargas de las ruedas hacia secciones longitudinales más grandes de la losa, se colocan varillas de distribución longitudinales sobre el acero de refuerzo transversal del

lecho inferior en una distancia igual a la mitad del claro a partir del centro de este, además, varillas adicionales son colocadas en los cuartos exteriores del claro de la losa actuando como refuerzo por temperatura y contracción.

En relación al acero de refuerzo del patín o losa superior, el reglamento AASHTO menciona solamente lo siguiente: "Cuando menos, $1/3$ del acero de refuerzo transversal de la capa inferior del patín superior deberá prolongarse hasta la cara exterior de las traveses extremas de cada grupo y anclarse con dobles a 90° , o prolongarse una longitud suficiente para desarrollar la resistencia por adherencia, cuando el patín sobresalga de la cara de la última trabe."

El refuerzo principal de la trabe, para momento negativo, es colocado longitudinalmente bajo el lecho superior del refuerzo transversal de la losa superior y sobre el lecho inferior del mismo, completándose de esta forma los dos lechos longitudinales y los dos transversales. Cuando el refuerzo principal de la trabe sea para momento positivo, un lecho superior longitudinal se proporcionará con refuerzo para distribución y el otro con acero por temperatura.

Los cuatro lechos de acero requieren un considerable número de amarres y sostenes para soportar las cargas concentradas y las fuerzas a las que estará sujeta la estructura (losa) durante las operaciones de colocación del mismo.

El refuerzo transversal de la losa en puentes curvos es generalmente colocado en forma radial con el espaciamiento de las varillas medido a lo largo de la línea central de la losa o de alguna línea de referencia concéntrica, mientras que el refuerzo longitudinal es colocado en forma concéntrica.

Es generalmente preferible colocar el refuerzo transversal de la losa paralelo a las pilas y estribos en esviajamiento arriba de 20 ó 30 grados. El diseñador debe chequear cuidadosamente el área de acero adicional requerida si esta no es normal a las vigas y en los planos deberá anotar claramente si el espaciamiento de las varillas es medido a lo largo de la línea central del puente o es normal a las varillas. Para esviajamiento sobre 20 y 30 grados, el refuerzo de la losa se debe colocar normal a las vigas o nervaduras con solamente varillas rectas en las secciones triangulares finales faltantes de la losa.

El acero transversal continuo de la losa podría teóricamente considerarse que actúa en compresión para reducir el cálculo de los esfuerzos en el concreto y disminuir el espesor de ésta, pero por consideraciones prácticas este refinamiento generalmente no se lleva a cabo.

Las losas de cubierta son diseñadas por flexión en un sentido. Cuando la losa superior colinda con algún diafragma, nervadura, o cuando se une con algún diafragma intermedio, estará sujeta a flexión en los dos sentidos, siempre que la relación de claros así lo indique.

I.3.3 RECUBRIMIENTO

Puesto que la superficie inferior de la losa de cubierta esta protegida de la intemperie por la celda del cajón, un recubrimiento de 2.5 cm. para el acero es adecuado, mientras que el recubrimiento del lecho superior no deberá ser menor de 5 cm. (AASHTO). Es práctica común permitir una capa de desgaste adicional de alrededor de 1.5 cm., la cuál no se considera en el cálculo del peralte de la losa. Se deben dar acabados especiales a estructuras que esten en contacto con sales o productos químicos que puedan dañar al concreto.

Cuando la estructura este expuesta a condiciones severas de uso, a heladas o agentes químicos, se protegerá el acero de refuerzo con un recubrimiento extra. En algunas zonas de la losa que requieran ranurarse para evitar el patinaje, deberá -- preverse esto en el recubrimiento extra.

I.3.4 ESPESOR

El reglamento para puentes carreteros de SAHOP, nos dice lo siguiente: "El espesor mínimo del patín superior se determinará de acuerdo con lo indicado en el inciso 1.3.2(G). Caso A, pero en ningún caso será menor que 15 cm...."

I.3.5 CIMBRA

La cimbra utilizada para colar la losa de cubierta puede ser reutilizada dejando huecos en la parte superior de tal manera que por ahí pueda ser extraída, sellando posteriormente dichos huecos. Si se opta por dejar ahogada la cimbra por dificultades en su extracción o por que resulte más económico, es común el uso de materiales usados o que estén por finalizar su vida útil. En el uso de cimbras plásticas o metálicas se debe considerar la posibilidad de una eventual oxidación o enmohecimiento.

I.3.6 DETERIORO

Los puentes de concreto de sección cajón están sujetos a los mismos deterioros en las losas de cubierta que presenta cualquier otro tipo de puente de sección distinta. La causa principal del deterioro en las losas de cubierta es una construcción inapropiada, lo que trae como consecuencia que sean -- más vulnerables a las heladas o corrosión.

Cuando la losa de cubierta es vulnerable a la corrosión, esta puede acelerarse si en el medio ambiente se encuentran presentes sales, como en los puentes construidos cerca del océano donde las brisas del agua salada o los rocios de los -- vientos costeros humedecen con sales la estructura. Las sales --

en contacto con el acero de refuerzo causan oxidación y fractura del concreto, y llegan, la mayoría de las veces, a través de de las porosidades o fisuras del concreto.

Una prevención adecuada contra la corrosión se logra proporcionándole a la losa un adecuado recubrimiento o mediante la eliminación de los factores que la producen, sin embargo esto último queda fuera del alcance del diseñador o constructor.

Si la superficie del concreto esta expuesta a agentes corrosivos, como el agua salada, se debe proporcionar un recubrimiento extra y elaborar la mezcla con un proporcionamiento a decuado, así como realizar un buen colado, vibrado y curado. El deterioro de las losas de cubierta ocurre la mayoría de las veces cuando existen poros y grietas en el concreto, por lo que se debe tener en cuenta que mientras más grietas existan aumentará el riesgo del deterioro.

Un incremento en el recubrimiento, si existen grietas o fisuras en el concreto, solo retardará el tiempo en que la co rrosión llegue al acero y cuando esto suceda, la acción expansiva de esta causará erupción y desconchamiento del concreto.

En la práctica, rara vez se obtiene, a pesar de que procure hacerse, un colado de alta calidad libre de grietas, lo que ha traído como consecuencia que se recubra la superficie con un sellador adecuado.

Una solución al problema del deterioro del acero de re fuerzo en las losas de cubierta es el uso de membranas a prueba de agua con el fin de que los agentes corrosivos no llegén a este.

Otro método que promete mucho es el de la protección catódica, que consiste en hacer pasar a través de la losa hacia el acero una corriente eléctrica que una vez haciendo contacto-

con él lo protege repeliendo cualquier tipo de agente corrosivo.

Un factor que acelera el deterioro es el mal amarre de las varillas de la losa. En puentes que presentaron graves deterioros por corrosión, se observó que las varillas del lecho superior no estaban debidamente conectadas o amarradas. Aparentemente el amarre de las varillas es aflojado durante la etapa de colado, provocando vacíos alrededor de la unión de las varillas que permiten que las sales o agentes químicos hagan contacto rápidamente con el acero. Aunque este fenómeno no ha sido investigado a fondo, se cree que contribuye a acelerar el proceso de corrosión del acero, por lo que las varillas deberán atarse adecuadamente para reducir este riesgo y evitar otros.

I.4 LOSA INFERIOR

I.4.1 FUNCION

La losa inferior de una trabe sección cajón funciona como patín a compresión para los momentos negativos de la trabe contiene el refuerzo positivo de la misma (en el caso de una viga simplemente apoyada), y sirve como elemento estético. Además le permite a la trabe ser considerablemente más delgada que una viga "I" para el mismo claro permitiendo incrementar la longitud de los mismos.

I.4.2 ESPESOR

De acuerdo con el reglamento para puentes carreteros de SAHOP (traducción modificada de AASHTO); "... pero en ningún caso será menor que 1/10 del claro libre entre traveses, o de 14 cm (se dejará el que sea mayor). No requerirá ser mayor que el espesor del patín superior, a menos que el cálculo de esfuerzos así lo indique."

I.4.3 CIMBRA

En estructuras que tengan la losa superior con pendiente constante es lógico construir la losa inferior paralela a aquella para que todas las nervaduras tengan el mismo peralte. Cuando los puentes carreteros a base de traveses tipo cajón tengan quiebres o cuando varíe su pendiente, se puede construir la losa inferior paralela a la superior o hacerla recta entre las dos nervaduras exteriores. La primera opción hará que las nervaduras tengan el mismo peralte, que los estribos sean idénticos en todas ellas, pero se tendrá la desventaja de requerirse cimbras con quiebres o interrupciones lo cual acarreará problemas en estructuras angostas. La segunda opción simplifica la construcción de cimbras para las nervaduras, pero se requerirán diferentes peraltes y longitudes en los estribos y mayor volumen de concreto. En ambas soluciones el diseño de la trabe es el mismo y se basa en el mínimo peralte de ésta.

I.5 NERVADURAS

Las nervaduras resisten el cortante longitudinal y una porción relativamente pequeña del momento transversal del cajón, de esta manera resultan ser más delgadas que las álmas de una viga "I" las que además de resistir el cortante contienen el refuerzo por flexión de la trabe.

Las antiguas especificaciones AASHTO permitían que las nervaduras exteriores desarrollaran una capacidad a cortante menor que las interiores. Cuando se observó que muchas nervaduras exteriores diseñadas con este criterio desarrollaban grietas diagonales de cortante cerca de los apoyos, las especificaciones fueron revisadas y modificadas de tal manera que dichas nervaduras no tuvieran menor capacidad para absorber cortante que las nervaduras interiores.

Las especificaciones de diseño no indican un ancho mínimo en las nervaduras, mas bien, este estará dado en función del esfuerzo permisible a cortante. Las nervaduras que por consideraciones de diseño tengan un espesor pequeño, requerirán menos concreto lo que reducirá la carga muerta, pero incrementará el costo de construcción ya que el espesor reducido ocasionará problemas en la correcta colocación del acero y del concreto. Las nervaduras de mayor espesor pueden reducir el costo por unidad de volúmen en cuanto a la colocación del concreto pero incrementan el costo de este. Se debe tener en cuenta que el concreto adicional se traduce en un mayor costo y en un incremento en la carga muerta, en el volúmen de concreto, y en la cantidad de refuerzo de toda la trabe.

Es usualmente necesario acartelar o ensanchar las nervaduras del cajón en la unión con las losas con el fin de que se tenga una mayor área en esa zona y se resista convenientemente el cortante. En trabes presforzadas el acartelamiento sirve además para acomodar los ductos de presfuerzo.

Estos chaflanes longitudinales en la unión de las nervaduras con las losas superior e inferior proveen un área adicional para que el flujo de esfuerzos sea suave alrededor de esas esquinas cuando la carga viva tenga un arreglo tal que provoque deflexiones diferenciales entre las nervaduras adyacentes.

Las especificaciones AASHTO requieren los chaflanes en la unión de la losa superior y las nervaduras, mientras que los mismos chaflanes en la unión de la losa inferior con las nervaduras no son necesarios de acuerdo a la experiencia, ya que muchas estructuras han sido construidas sin ellos no observandose grietas ni fallas.

Normalmente los estribos de las nervaduras son cerrados, pero cuando es necesario colocarlos después de los ductos de presfuerzo, se usan estribos de dos piezas en forma de "U" con ganchos en la parte superior.

I.º DIAFRAGMAS

Existen dos tipos de diafragmas: intermedios y de esquina.

La utilidad y la acción de diafragmas intermedios en trabes de concreto de sección cajón para puentes ha sido malentendida y sobreemfatizada algunas veces. Pruebas y análisis teóricos recientes indican que los diafragmas intermedios no benefician mucho a puentes en tangente. Aunque se cree que son deseables o necesarios en trabes curvas de sección cajón para puentes, hay poca información disponible al respecto. Los diafragmas intermedios serían útiles cuando alguna carga que estuviera actuando sobre la trabe se aplicara directamente sobre estos, pero esta condición rara vez se presenta en forma permanente en la realidad, de manera que, para que los diafragmas actuaran en forma efectiva, se necesitaría un gran número de ellos separados por pequeñas distancias. Es también deseable, teóricamente, el uso de diafragmas intermedios en estructuras que tengan losas muy rígidas y nervaduras muy peraltadas, pero esta combinación no se ha realizado en diseños prácticos.

Respecto a los diafragmas intermedios Libby menciona lo siguiente: "La relativamente gran rigidez a flexión transversal, en combinación con la rigidez torsional (de una sección cajón), elimina la necesidad de diafragmas intermedios, los que son muy importantes en puentes con vigas compuestas."⁽¹⁾

(1) Libby, R. James and Perkins, D. Norman. Modern Prestressed Concrete. Highway Bridge Superstructures. San Diego, Calif. Van Nostrand Reinhold Co., 1970 p. 59.

Los diafragmas de esquina son usados para transferir los momentos y los cortantes de la superestructura hacia la subestructura. Este tipo de diafragmas conectan las nervaduras con las losas de piso y de cubierta con lo que se logra transferir eficazmente las cargas verticales y horizontales hacia los apoyos. Los diafragmas de esquina también restringen el movimiento relativo entre las vigas y sus extremos.

Con respecto a estos dos tipos de diafragmas el reglamento AASHTO menciona lo siguiente: "Los diafragmas deben ser colocados entre las nervaduras al final de los claros, y dentro de estos a intervalos que no excedan los 18m.. Los diafragmas deben ser omitidos donde pruebas o análisis estructural muestren resistencias adecuadas. El espaciamiento de los diafragmas en puentes curvos deberá ser dado con consideraciones especiales."

I.7 MENSULAS

En estructuras continuas largas se presentarán a todo lo largo movimientos debidos a cambios de temperatura y contracción. A menos que las columnas sean altas o flexibles, estos movimientos producirán grandes momentos en las mismas y causarán serios problemas de diseño. En estructuras muy largas o de grandes claros se requieren articulaciones tipo "gerber" a una cierta separación, que estará en función de la flexibilidad de las columnas y del grado de libertad de movimiento en el apoyo entre superestructura y columna.

Generalmente, las juntas de expansión son la única parte de la estructura que requiere mantenimiento. Es virtualmente imposible construir cualquier tipo de junta constructiva que no produzca sensación de golpe o brinco en los vehículos que transiten sobre ésta, de la misma manera es sumamente difícil construir juntas constructivas herméticas.

Se debe tener en cuenta que cualquier tipo de ménsula incrementa el costo de la estructura, por lo que se tratará de reducir a un mínimo su uso y construcción.

Desde el punto de vista estructural y de diseño, las ménsulas deben estar localizadas cerca del punto de inflexión. Para puentes con traveses de sección cajón continuos con claros aproximadamente iguales, la localización más favorable es a $1/5$ del claro del tramo.

Las ménsulas son el eslabón más débil de la trabe durante sismos. Estas deben estar diseñadas para acomodar los cambios de longitud debidos a variaciones térmicas, pero si se permite mucho movimiento durante los temblores, la estructura puede fallar. Como se ve, las ménsulas son una parte vital de la estructura y por lo tanto deben diseñarse conservadoramente.

Los apoyos de la trabe se colocan en las caras de la ménsula que quedarán unidas, de manera que éstos absorban los movimientos horizontales o deslizamientos provocados por cambios de temperatura, contracción o fuerzas externas. Dentro de los apoyos para puentes se encuentran los ángulos de acero con placas de asbesto.

Considerando variaciones durante la construcción como contracción, acortamiento por temperaturas extremas, movimientos debidos a ménsulas adyacentes y otro tipo de movimientos impredecibles, aún el ángulo más grande comercialmente disponible no se considera que tenga una adecuada longitud de apoyo para una trabe de sección cajón.

En vez de ángulos, han sido usadas placas de acero para proveer una superficie más grande de deslizamiento, pero aún con ellas se tienen desventajas, ya que las placas son rígidamente embebidas en el concreto y rotarán en la medida que se flexione el claro provocando grandes cargas en los bordes.

Las ménsulas con apoyo tipo elástico ofrecen muy poca resistencia al movimiento y a las rotaciones diferenciales entre las dos partes de la ménsula. A pesar de su buen funcionamiento han sido criticados ya que es prácticamente imposible inspeccionar o reemplazar los apoyos elásticos.

En el sismo del 9 de febrero de 1971 en San Fernando, California, se observó que varios puentes de sección tipo cajón construidos cerca del epicentro habían sido completamente destruidos o presentaban serios daños. Asimismo se observó que las ménsulas fueron la parte más significativa de la estructura que influyó en la falla.

Si no se coloca una cantidad razonable de refuerzo longitudinal a través de las ménsulas, los tramos adyacentes se moverán independientemente en cualquier dirección y cuando los movimientos relativos entre los tramos adyacentes igualen el ancho del asiento de la ménsula, las porciones suspendidas de los tramos perderán su soporte vertical y caerán.

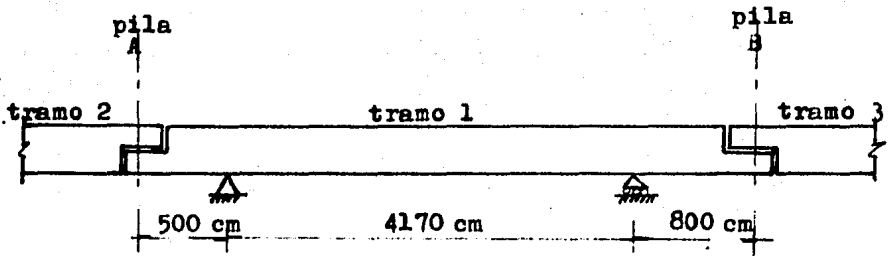
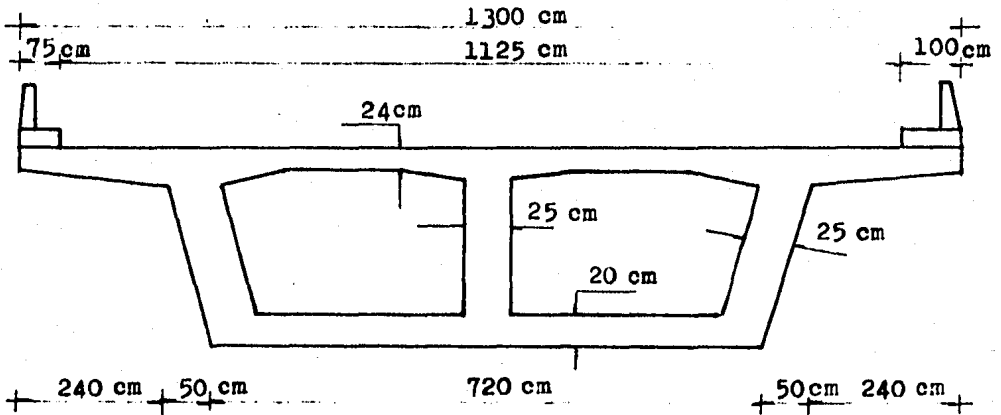
En vez de colocar acero longitudinal a través de las dos porciones de las ménsulas que quedan unidas, se evita el movimiento de las trabes dejando protuberancias en una de ellas y haciendo huecos en la otra de manera que al colocar el tramo suspendido este embone en los huecos del otro. Las protuberancias son llamadas comunmente dientes y los huecos, huecos para dientes.

Las ménsulas son un detalle de la estructura que puede proporcionarle a esta un mejor funcionamiento, por lo que es necesario diseñarlas de manera que su resistencia esté gobernada por la resistencia de los miembros principales y no por la de las conexiones y detalles.

CAPITULO II. ANALISIS DE LA SECCION.

II.1 CARGA MUERTA

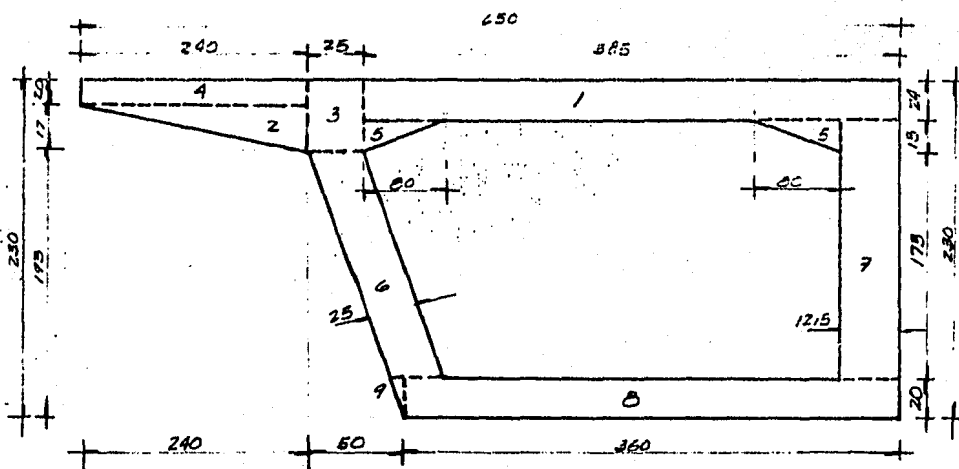
II.1.1).- PROPIEDADES GEOMETRICAS



ANCHO DE CARRILES DE TRANSITO:

$$A = 11.25 / 3 = 3.75 > 3.05$$

Se tendrán 3 carriles de tránsito con un ancho de 3.75 m c/u.



SECCION	b	h	AREA	I_0	y	$A \cdot y$	d	d^2	$A d^2$
1	3.85	0.24	0.924	0.004435	2.118	2.01432	0.172	0.50694	0.46842
2	2.40	0.17	0.208	0.003280	2.043	0.416772	0.157533	0.13310	0.06753
3	0.75	0.17	0.0925	0.0010553	2.115	0.1936375	0.6470	0.4186	0.03872
4	2.40	0.20	0.48	0.001600	2.120	1.056	0.17320	0.5358	0.2572
5	0.80	0.13	0.104	0.00098	2.017	0.1209768	0.5486	0.3010	0.03131
6	0.25	1.73	0.4325	0.107869	1.065	0.4606125	0.4030	0.1624	0.07024
7	0.125	1.86	0.2325	0.067080	1.120	0.262725	0.3380	0.11424	0.02656
8	0.60	0.20	0.12	0.0024	0.10	0.072	1.1368	1.0714	1.14743
9	0.052	0.20	0.0104	0.000116	2.133	0.0006916	1.3346	1.7813	0.00726

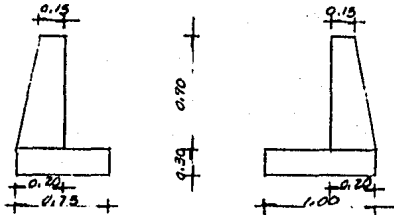
Σ
3.1447
0.1848269
4.6885266
2.31667

$$I_{xx} = \sum I_0 + \sum A d^2$$

$$\begin{aligned}
 I_{xx} &= 5.003 \text{ m}^4 \\
 A &= 0.3894 \text{ m}^2 \\
 Y_i &= 1.408 \text{ m} \\
 Y_s &= 0.832 \text{ m} \\
 S_i &= 3.40804 \text{ m}^3 \\
 S_s &= 6.0132 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

RESUMEN DE CARGA MUERTA:

- 1.- P.P. de trabe: $(6.3894)(2.4)=15.334 \text{ ton/m}$
- 2.- Capa de asfalto de
20 cm de espesor: $(11.25)(0.20)(2.2)=4.95 \text{ ton/m}$
- 3.- Banqueta y parapeto:



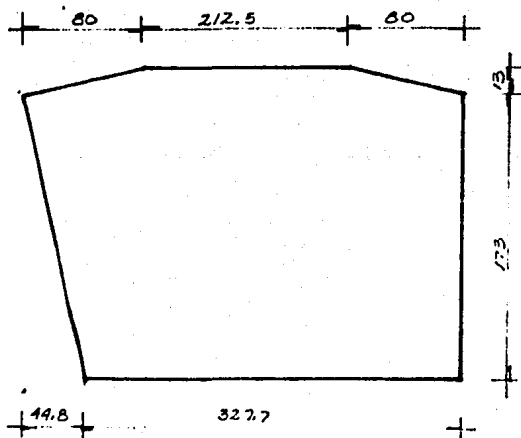
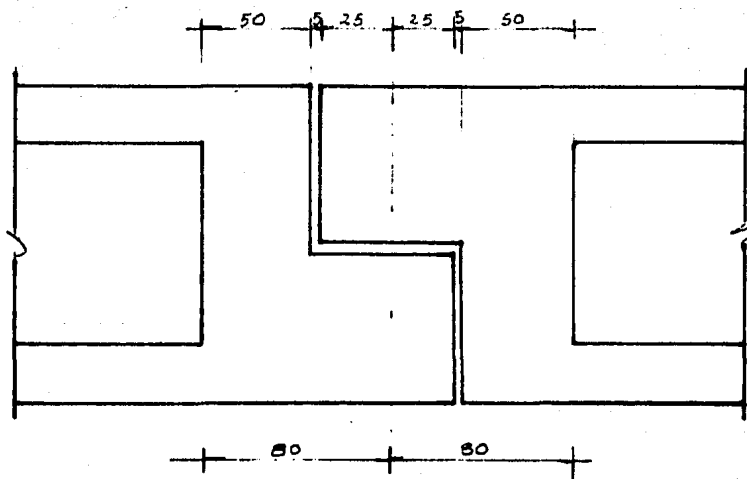
Banquetas: $(1.75)(0.3)(2.4)=1.26 \text{ ton/m}$

Parapetos: $(0.20+0.15/2)2 (0.90)(2.4)=0.76 \text{ ton/m}$

$$\begin{array}{r}
 w = \\
 15.334 \\
 4.95 \\
 1.26 \\
 0.76 \\
 \hline
 22.304
 \end{array}$$

$w \text{ trabe} = 22.304 \text{ ton/m}$

CALCULO DEL PESO DE DIAFRAGMAS EN APOYOS

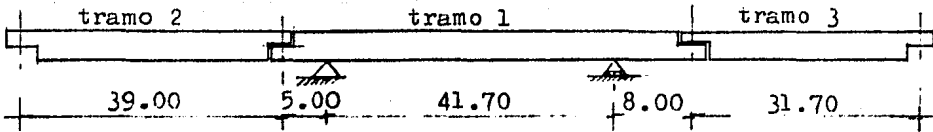


$$\text{Area} = 12.88 \text{ m}^2$$

$$P = 12.88(1.6)(2.4) \\ = 49.46 \text{ ton}$$

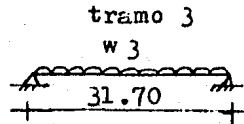
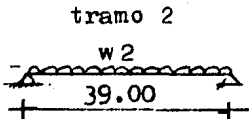
Area interior de diafragmas.

II.1.2).- ANALISIS LONGITUDINAL

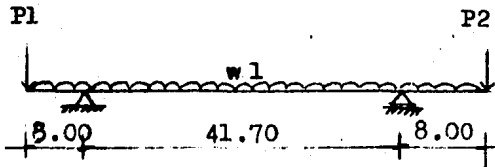


La sección de los tramos 2 y 3 es igual a la sección del tramo 1, por lo que tenemos:

$$w_2 = w_3 = 22.304 \text{ Ton/m}$$



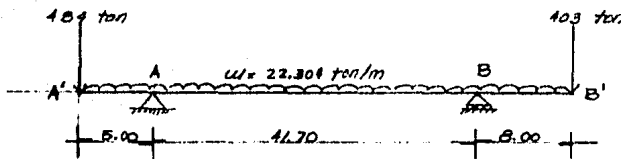
Por carga muerta:



$$P_1 = \text{Reacción tramo 2} + \text{Peso de diafragmas en apoyo} \\ = 434.93 + 49.46 = \underline{484 \text{ Ton.}}$$

$$P_2 = \text{Reacción tramo 3} + \text{Peso de diafragmas en apoyo} \\ = 353.52 + 49.46 = \underline{403 \text{ Ton.}}$$

A).- ANALISIS POR CARGA MUERTA (P.P. + CARGAS PUNTUALES)



$$A' - A \quad M_x = -484x - 22.304x^2/2$$

$$V_x = -484 - 22.304x$$

$$A - B \quad M_x = -2699 + 435.33x - 22.304x^2/2$$

$$V_x = 435.33 - 22.304x$$

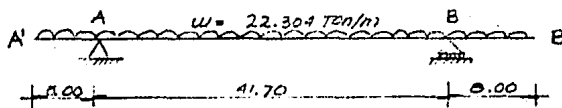
$$B - B' \quad M_x = -3938 + 581.43x - 22.304x^2/2$$

$$V_x = 581.43 - 22.304x$$

Tabulación.

Tramo	x	M	V
A - A'	0.000	0.00	-484.00
	2.500	-1279.70	-539.76
	5.000	-2699.00	-595.52
A - B	0.000	-2699.00	435.33
	5.212	-732.84	319.07
	10.425	627.31	202.80
	15.637	1381.46	86.55
	20.850	1529.61	-29.71
	26.063	1071.67	-145.98
	31.275	7.89	-262.22
	36.487	-1661.95	-456.27
	41.700	-3938.00	-494.75
B - B'	0.000	-3938.00	581.43
	4.000	-1790.71	492.21
	8.000	0.00	403.00

B).- ANALISIS POR CARGA MUERTA (P.P. SIN CARGAS PUNTALES)



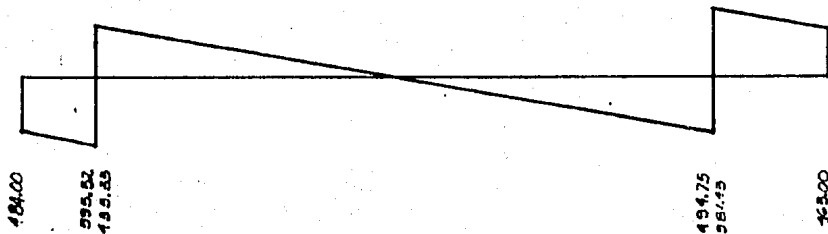
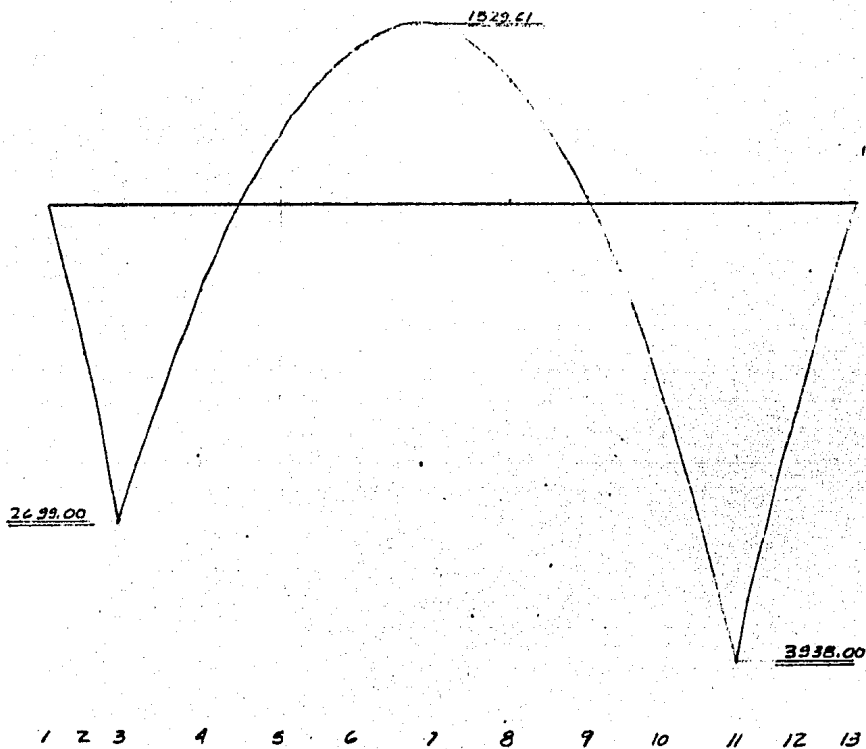
$$\begin{aligned} \text{A'-A} \quad M_x &= 22.304x^2/2 \\ V_x &= 22.304x \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{A-B} \quad M_x &= -278.80 + 454.61x - 22.304x^2/2 \\ V_x &= 454.61 - 22.304x \end{aligned}$$

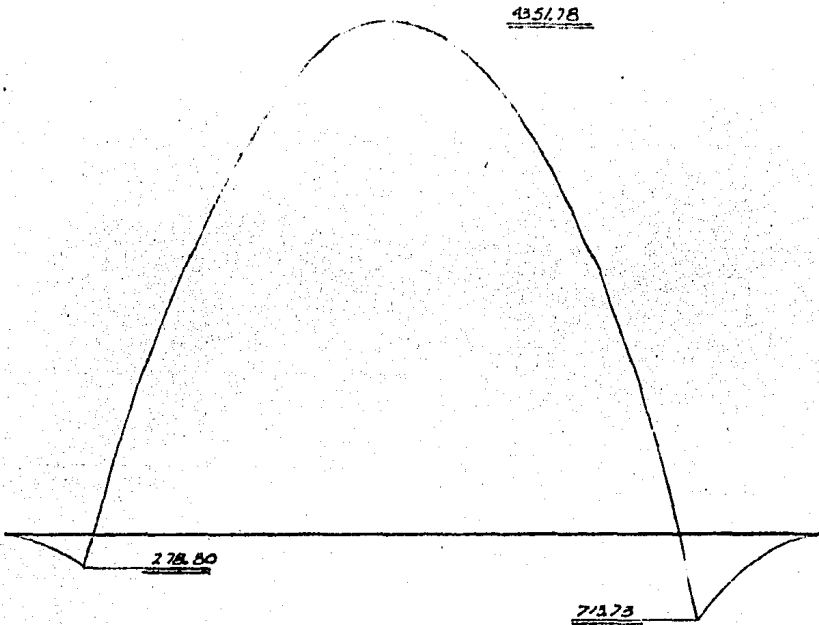
$$\begin{aligned} \text{B-B'} \quad M_x &= 22.304x^2/2 \\ V_x &= 22.304x \end{aligned}$$

Tramo	x	M	V
A-A'	0.000	0.00	0.00
	2.500	-69.70	-55.76
	5.000	-278.80	-111.52
A-B	0.000	-278.80	454.61
	5.212	1787.85	338.35
	10.425	3248.50	222.09
	15.637	4103.15	105.83
	20.85	4351.78	-10.43
	26.063	3994.37	-126.70
	31.275	3031.07	-242.95
	36.487	1461.70	-359.21
41.700	-713.73	-475.47	
B-B'	0.000	-713.73	-178.43
	4.000	-178.43	-89.22
	8.000	0.00	0.00

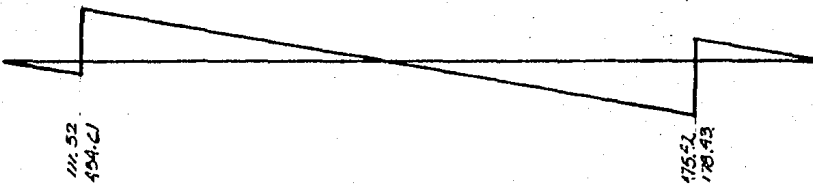
DIAGRAMAS POR CARGA MUERTA (P.P. + CARGAS PUNTUALES)



DIAGRAMAS POR CARGA MUERTA (P.P. SIN CARGAS PUNTUALES)



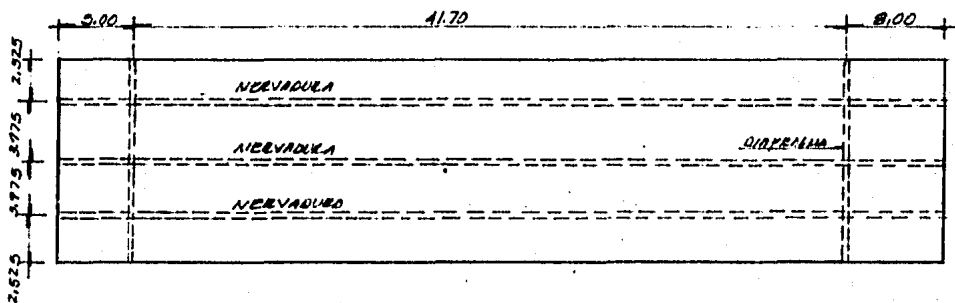
1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13



II.1.3).- ANALISIS TRANSVERSAL

Como el claro largo excede el doble del claro corto, tanto en la losa superior como en la inferior, la acción de placa se desprecia y solo se considerará la flexión en el sentido del claro corto.

De esta forma, haciendo el análisis transversal de la sección se obtendrán los elementos mecánicos para el diseño del refuerzo transversal de las losas y nervaduras.



PLANTA LOSA SUPERIOR

ANALISIS DE CARGAS:

$$w \text{ sobre losa sup.: P.P.} - 3.817\text{m}^2(2.4\text{ton/m}^3)/13\text{m} = 0.704\frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Asfalto} - 2.2\text{ton/m}^3(0.20\text{m}) = 0.44\frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$w \text{ Ls} = \underline{1.144\text{ton/m}^2}$$

$$w \text{ sobre losa inferior: P.P.} - 2.4(0.20) = 0.48\text{ton/m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Nervaduras} - 1.8\text{m}(54.7\text{m})(0.25\text{m})(2) \\ (2.4\text{ton/m}^3) + (1.73\text{m})(54.7\text{m}) \\ (0.25\text{m})(2.4\text{ton/m}^3) = 0.50\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \end{aligned}$$

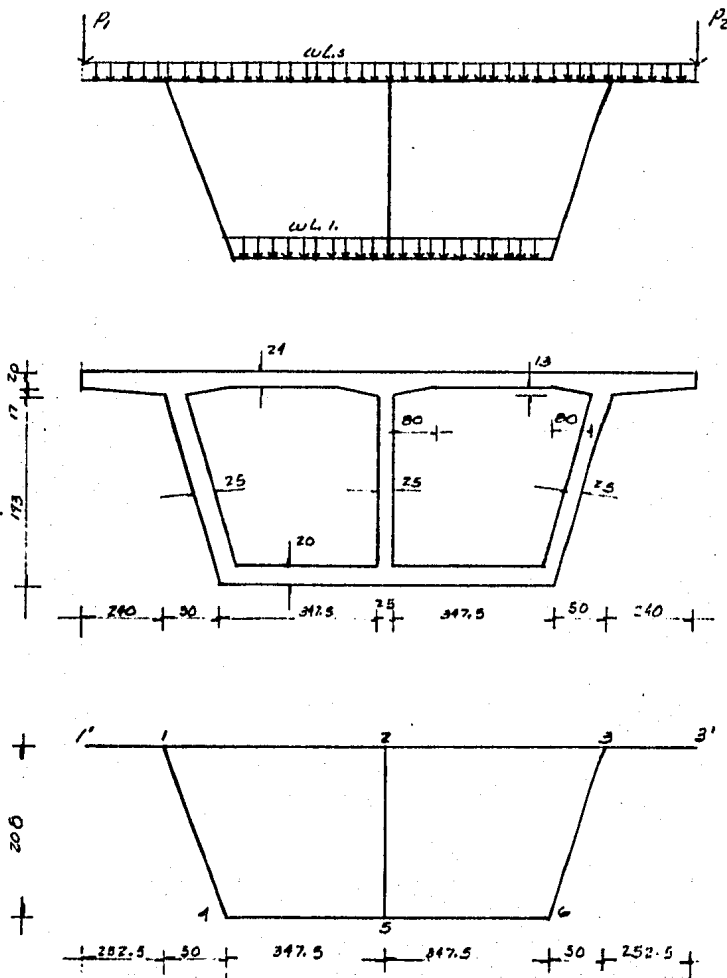
$$w \text{ Li} = \underline{0.98\text{ton/m}^2}$$

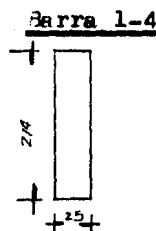
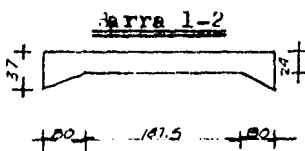
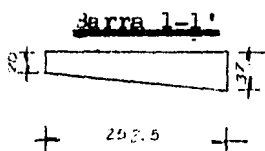
Peso de banqueteta y parapeto:

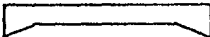
$$P1 = (0.75m)(0.3m)(2.4\text{ton}/m^3) \text{ lm} + (0.20+0.15m)/2 \\ (0.90m)(2.4\text{ton}/m^3) = \underline{0.918 \text{ ton}}$$

$$P2 = (1.00m)(0.3m)(2.4\text{ton}/m^3) \text{ lm} = \underline{1.098 \text{ ton}}$$

CONDICION UNICA PARA CARGA MUERTA



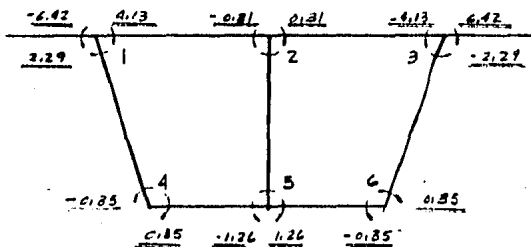


NUDO	BARRA	RIGIDEZ	M.E. (ton-m)	F.D.	F.T.
1	1-1'	$K = 0$	$1.144(2.525)^2/2 + 1.098(2.525) = 6.42$	—	—
	1-2	<p>Ⓐ  Ⓑ</p> <p>$a = 80/397.5 = 0.20$ $\min d / \max d = 0.05$ $k_{AB} = k_{BA} = 0.3$ $K_{AB} = K_{BA} = \frac{0.3(24)^3 100}{12(397.5)} = 1826 E$</p>	<p>$M_{AB} = M_{BA} = cwl^2$ $c = 0.094$ $M = 0.094(1.144) \times (3.975)^2 = 1.70$</p>	0.43	0.61
	1-4	$\frac{4(25)^3 100 E}{12(214)} = 2434 E$	—	0.57	0.50
2	2-1	1826 E	1.70	0.30	0.61
	2-3	1826 E	1.70	0.30	0.61
	2-5	$\frac{4(25)^3 100 E}{12(208)} = 2505 E$	—	0.40	0.50
4	4-1	2434 E	—	0.70	0.50
	4-5	$\frac{4(20)^3 100 E}{12(347.5)} = 707 E$	$0.98(3.475)^2/12 = 0.97$	0.24	0.50
5	5-2	2504 E	—	0.62	0.50
	5-4	707 E	0.97	0.19	0.50
	5-6	707 E	0.97	0.19	0.50

Nota: los coeficientes de rigidez y de momento de empotramiento de la sección acartelada se tomaron de las "Ayudas para Diseño de Estructuras" de la S.M.I.C.

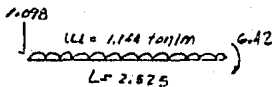
NÚMERO	1			2			5		
BARRA	1-1'	1-4	1-2	2-1	2-5	2-3	5-2	5-3	5-6
P.T.	—	0,5	0,81	0,61	0,50	0,11	0,81	—	0,50
F.O.	—	0,57	0,93	0,30	0,66	0,40	0,43	—	0,57
M.E.	-6,42	—	1,70	-0,70	—	1,70	-1,70	6,42	—
M.P.	-6,42	2,29	4,13	-0,31	—	0,21	-4,13	6,42	-2,29

4		5			6	
4-1	4-5	5-4	5-2	5-6	6-5	6-3
0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50
0,76	0,24	0,19	0,67	0,19	0,24	0,76
—	0,97	-0,97	—	0,97	-0,97	—
-0,35	0,35	-1,26	—	1,26	-0,35	0,35



ECUACIONES DE MOMENTO

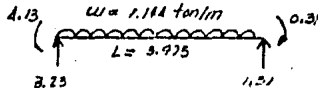
BARRA 1-1'



$$M_x = -1.098x - 1.144x^2/2$$

$$V_x = -1.098 - 1.144x$$

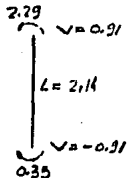
BARRA 1-2



$$M_x = -4.13 + 3.23x - 1.144x^2/2$$

$$V_x = 3.23 - 1.144x$$

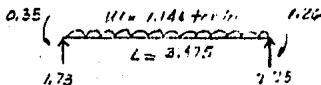
BARRA 1-4



$$M_x = 0.91x - 2.29$$

$$V_x = 0.91$$

BARRA 4-5



$$M_x = -0.35 + 1.73x - 1.144x^2/2$$

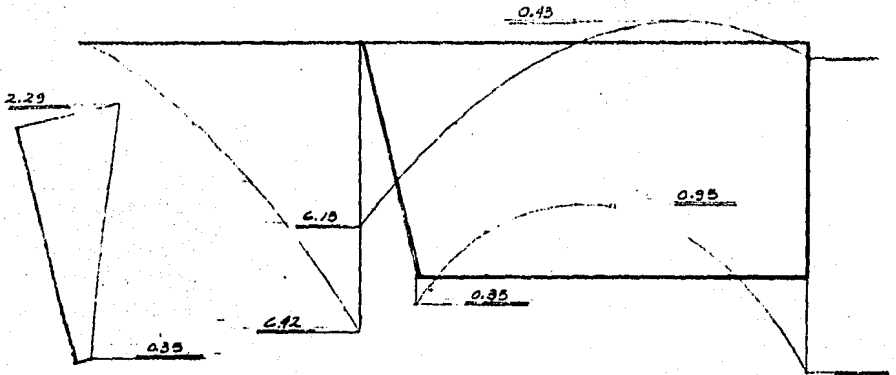
$$V_x = 1.73 - 1.144x$$

TABULACION

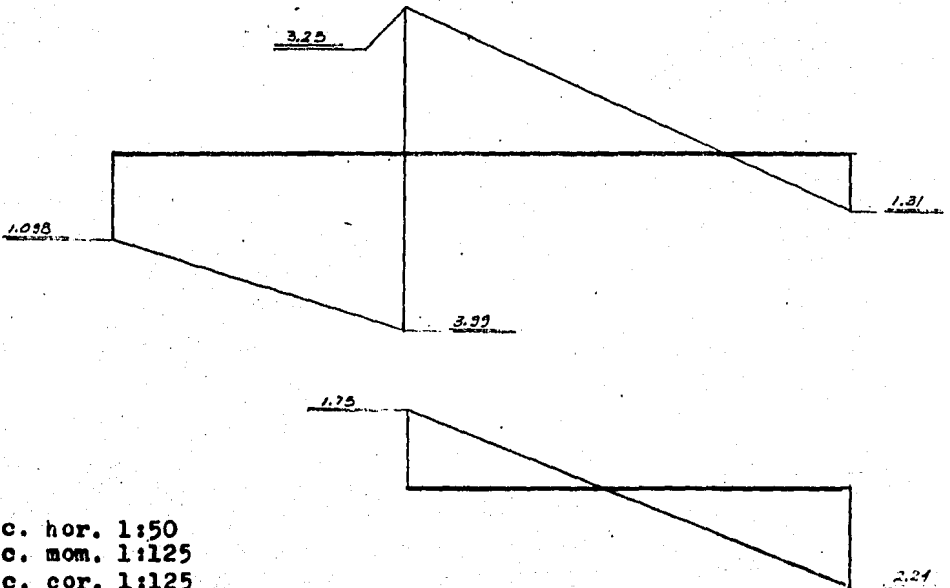
Barra	x	M	V
1-1'	0.00	0.00	-1.098
	1.05	-1.78	-2.30
	1.55	-3.08	-2.37
	2.05	-4.65	-3.44
	2.40	-5.93	-3.84
	2.52	-6.42	-3.99
1-2	0.00	-4.13	3.23
	0.125	-3.73	3.09
	0.355	-3.06	2.82
	0.855	-1.79	2.25
	1.355	-0.80	1.68
	1.855	-0.11	1.11
	1.98	0.02	0.96
	2.35	0.30	0.54
	2.85	0.43	-0.04
	3.06	0.40	-0.27
	3.56	0.12	-0.84
	3.85	-0.17	-1.17
3.975	-0.31	-1.31	
1-4	0.00	2.29	-0.91
	0.12	2.18	-0.91
	0.428	1.90	-0.91
	0.856	1.51	-0.91
	1.07	1.32	-0.91
	1.284	1.12	-0.91
	1.712	0.73	-0.91
	2.09	0.39	-0.91
2.14	0.35	-0.91	
4-5	0.00	-0.35	1.73
	0.125	-0.14	1.59
	0.695	0.58	0.93
	1.39	0.95	0.14
	1.74	0.93	-0.26
	2.085	0.77	-0.66
	2.78	0.04	-1.45
	3.35	-0.97	-2.10
	3.475	-1.26	-2.24

Las demás barras son simétricas.

DIAGRAMA DE MOMENTOS



CORTANTE EN LOSAS



Esc. hor. 1:50
 Esc. mom. 1:125
 Esc. cor. 1:125

11.2 CARGA VIVA

La carga viva consistirá en el peso de la carga móvil aplicada, correspondiente a los camiones, coches y peatones.

Al respecto, el reglamento AASHTO nos dice lo siguiente:

"Las cargas vivas que se consideren sobre la calzada de los puentes o en las estructuras que circunstancialmente se presenten en los caminos, serán las establecidas para camiones tipo o carga uniforme por carril, equivalente a un convoy de camiones. Se especifican, al respecto, dos tipos de cargas, las tipo H y las HS, siendo las HS más pesadas que las H."

En este caso, se utilizarán cargas tipo HS, que consisten de un camión tractor con semiremolque, o la carga equivalente sobre un carril. Estas cargas se designan con las letras HS seguidas de un número que indica el peso bruto (en toneladas inglesas de 2000 lb), del camión tractor.

Cada carga por carril consistirá de una carga uniforme por metro lineal de carril de tránsito, combinada con una sola carga concentrada (o dos cargas concentradas tratándose de claros continuos) colocadas sobre el claro de tal manera que produzcan el máximo esfuerzo. La carga concentrada y la carga uniforme se considerarán uniformemente distribuidas en un ancho de 3.05 m, sobre una línea normal al eje central del carril.

Tanto en claros simples como continuos y ya sea que se trate de la carga por carril o de la carga de camión tipo, la carga que se aplicará será aquella que produzca el -

máximo esfuerzo.

En el análisis por carga viva se utilizará la carga uniforme equivalente y la carga concentrada que indica - el reglamento AASHTO.

___ Carga uniforme : 952 Kg por metro lineal de carril de carga.

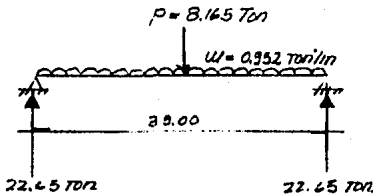
___ Carga concentrada : 8165 Kg para momento
11793 Kg para cortante

Para el proyecto de claros continuos, las cargas por carril que se indican deberán modificarse en la siguiente forma: las cargas por carril serán las mismas, pero deberá colocarse otra carga concentrada de igual peso en otro claro de la serie en posición tal que produzca el máximo momento negativo. Para máximo momento positivo se usará solamente una carga concentrada por carril, combinada con tantos claros cargados uniformemente como sea necesario para producir el momento máximo.

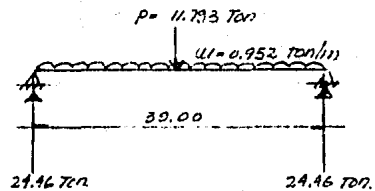
II.2.1).- ANALISIS LONGITUDINAL

CARGA VIVA SOBRE TRAMOS 2 Y 3

tramo 2

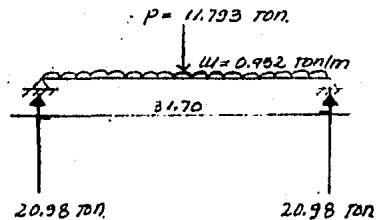
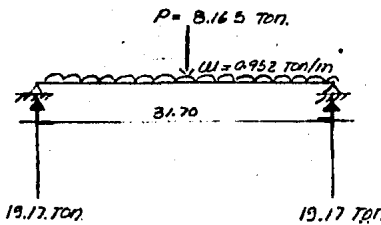


FLEXION



CORTANTE

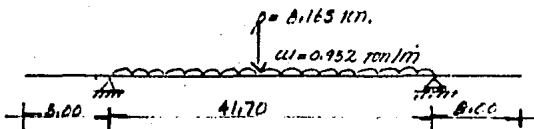
tramo 3



CARGA VIVA SOBRE TRAMO I (CARGA MOVIL HS-20)

a).- Flexión.

i).- Carga uniforme en tramo central y carga concentrada al centro del mismo (momento máximo positivo).

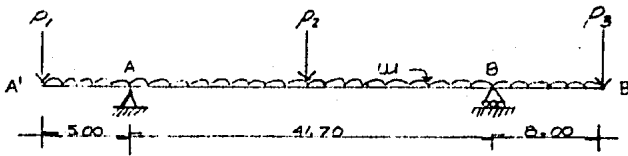


$$0 \leq x < 20.85 \quad M_x = 23.93x - 0.952x^2/2$$

$$20.85 \leq x < 41.7 \quad M_x = 23.93x - 0.952x^2/2 - 8.165(x - 20.85)$$

x	M
0.00	0.00
5.2125	111.80
10.425	197.74
15.6375	257.81
20.85	292.01
20.063	257.81
31.275	197.74
30.487	111.80
41.70	0.00

ii).- Carga uniforme en toda la viga con cargas concentradas en los volados y al centro del claro (momentos maximos negativos).



$$P_1 = \text{Reacción por C.V. de tramo 2} + 8.165\text{ton} = 30.815\text{ton}$$

$$P_2 = 8.165\text{ton}$$

$$P_3 = \text{Reacción por C.V. de tramo 3} + 8.165\text{ton} = 27.335\text{ton}$$

$$A'-A \quad M_x = -30.815x - 0.952x^2/2$$

$$A-B \quad 0 < x < 20.85 \quad M_x = -165.98 + 21.93x - 0.952x^2/2$$

$$20.85 < x < 41.7 \quad M_x = -165.98 + 21.93x - 0.952x^2/2 - 8.165(x - 20.85)$$

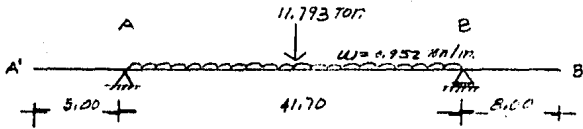
$$B-B' \quad M_x = -249.14 + 34.95x - 0.952x^2/2$$

Tramo	x	M
A'-A	0.00	0.00
	2.50	-80.01
	5.00	-165.98
A-B	0.00	-165.98
	5.2125	-64.00
	10.425	10.91
	15.6375	60.55
	20.85	84.33
	26.063	39.68
	31.275	-30.83
	36.4875	-127.21
41.70	-249.14	
B-B'	0.00	-249.14
	4.00	-116.96
	8.00	0.00

Tabulación.

b).- Cortante.

i).- Carga uniforme en tramo central y carga concentrada al centro del mismo.

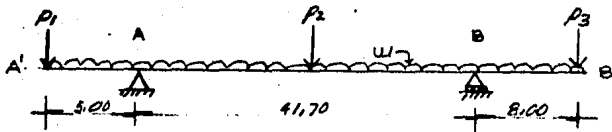


$$A-B \quad 0 \leq x \leq 20.85 \quad V_x = 25.75 - 0.952x$$

$$20.85 < x \leq 41.7 \quad V_x = 13.957 - 0.952x$$

Tramo	x	M
A-B	0.00	25.75
	5.2125	20.79
	10.425	15.89
	15.6375	10.86
	20.85	±5.90
	26.063	-10.86
	31.275	-15.83
	36.4875	-20.79
	41.70	-25.75

ii).- Carga uniforme en toda la viga con cargas concentradas en los volados y al centro del claro.



$$w = 0.952 \text{ ton/m}$$

$$P_1 = \text{Reacción por C.V. de tramo 2} + 11.793 \text{ ton} = 36.25 \text{ ton}$$

$$P_3 = \text{Reacción por C.V. de tramo 3} + 11.793 \text{ ton} = 32.77 \text{ ton}$$

$$P_2 = 11.793 \text{ ton}$$

$$A'-A \quad V_x = -36.25 - 0.952x$$

$$A-B \quad 0 \leq x \leq 20.85 \quad V_x = 23.37 - 0.952x$$

$$20.85 < x \leq 41.7 \quad V_x = 11.58 - 0.952x$$

$$B-B' \quad Vx = 40.38 - 0.952x$$

Tramo	x	M
A'-A	0.00	-30.25
	2.50	-38.03
	5.00	-41.01
A-B	0.00	23.37
	5.2125	18.31
	10.425	13.35
	15.6375	8.38
	20.85	3.52
		-8.27
	26.063	-13.23
	31.275	-18.19
B-B'	36.4875	-23.16
	41.70	28.13
	0.00	40.38
	4.00	36.57
	8.00	32.77

Tabulación.

CARGA VIVA EN BANQUETA Y PARAPETO

La carga viva para banqueta será igual a 293 kg/m^2

Los parapetos para banqueta se proyectarán para resistir una carga mínima $w = 74.4 \text{ kg}$ por metro lineal, aplicada simultáneamente tanto en sentido transversal como vertical.

— Para un ancho de banqueta = 1.00m

$$w = 0.293(1 - 0.20) = 0.234 \text{ ton/m}$$

— Para un ancho de banqueta = 0.75m

$$w = 0.293(0.75 - 0.20) = 0.161 \text{ ton/m}$$

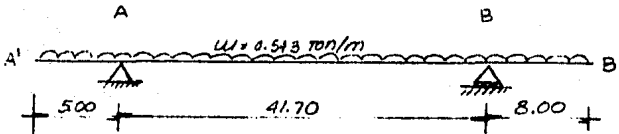
0.234

0.161

0.148

0.543

$$\underline{\underline{w = 0.543 \text{ ton/m}}}$$



$$\begin{aligned} A'-A \quad M_x &= -0.543x^2/2 \\ V_x &= -0.543x \end{aligned}$$

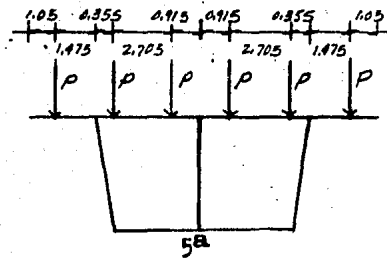
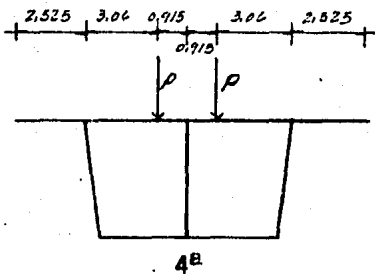
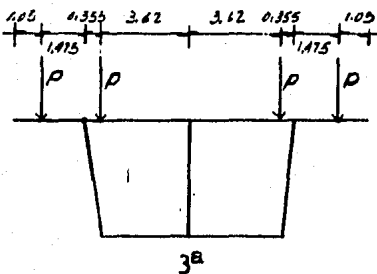
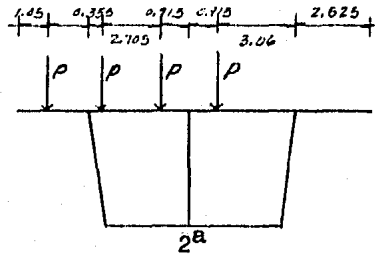
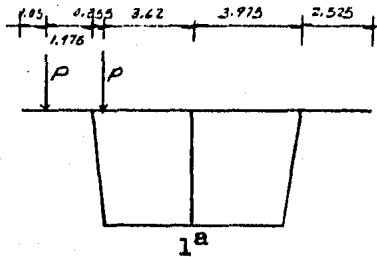
$$\begin{aligned} A-B \quad M_x &= -6.79 + 11.06x - 0.543x^2/2 \\ V_x &= 11.06 - 0.543x \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} B-B' \quad M_x &= -17.38 + 4.35x - 0.543x^2/2 \\ V_x &= 4.35 - 0.543x \end{aligned}$$

Tramo	x	M	V
A'-A	0.00	0.00	0.00
	2.50	-1.70	-1.36
	5.00	-6.79	-2.72
A-B	0.00	-6.79	11.06
	5.2125	43.48	8.23
	10.425	79.00	5.40
	15.6375	99.77	2.57
	20.85	105.78	-0.26
	26.063	97.04	-3.09
	31.275	73.55	-5.92
	36.4875	35.30	-8.75
41.70	-17.38	-11.57	
B-B'	0.00	-17.38	4.35
	4.00	-4.31	2.18
	8.00	0.00	0.00

II.2.2).- ANALISIS TRANSVERSAL

Se analizarán 5 condiciones de carga.



La distancia de la línea del centro de la carga por rueda a la cara de la guarnición es la especificada en el reglamento AASHTO y es igual a 30 cm, el ancho de banquetta considerado fue de 75 cm por ser más desfavorable para momento negativo en el apoyo: $75 + 30 = 105$ cm

Las propiedades de las barras y los coeficientes de las secciones acarteladas (excepto los de momento de empotramiento), son los mismos que se utilizaron en el análisis por carga muerta.

$$\text{Como } I > 30\% \quad P = 7.257(1.3) = \underline{\underline{9.43 \text{ ton}}}$$

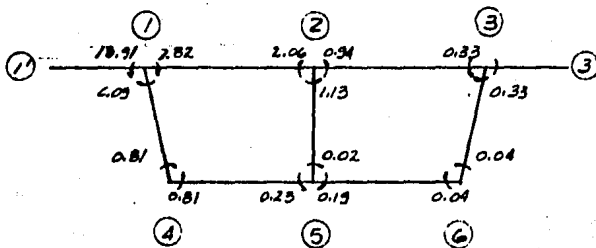
Momentos de empotramiento de las barras

BARRA	CONDICIÓN				
	1°	2°	3°	4°	5°
1-1'	13.91	13.91	13.91	—	13.91
1-2	2.78	4.31	2.78	1.53	4.31
1-4	—	—	—	—	—
2-1	0.27	5.39	0.27	5.11	5.39
2-3	—	5.11	0.27	5.11	5.39
2-5	—	—	—	—	—
3-2	—	1.53	2.78	1.53	4.31
3-3'	—	—	13.91	—	13.91
3-6	—	—	—	—	—

1ª Condición

NUDO	1			2			3			4	
	1-1'	1-4	1-2	2-1	2-5	2-3	3-2	3-3'	3-6	4-1	4-5
M.T.	—	0.50	0.61	0.61	0.50	0.61	0.61	—	0.50	0.50	0.50
P.D.	—	0.57	0.43	0.30	0.40	0.30	0.43	—	0.57	0.76	0.24
M.E.	-13.91	—	2.78	-0.27	—	—	—	—	—	—	—
H.F.	-13.91	0.09	7.82	2.06	-1.13	-0.11	0.33	—	0.33	0.61	-0.61

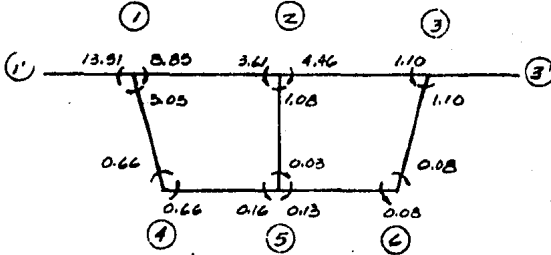
5			6	
5-4	5-2	5-6	6-5	6-3
0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
0.19	0.62	0.19	0.24	0.76
—	—	—	—	—
H.F.	-0.23	0.02	0.19	0.04



2ª Condición.

NUDO	1			2			3			4	
BARRA	1-1'	1-4	1-2	2-1	2-5	2-3	3-2	3-3'	3-6	4-1	4-5
F.T.	-	0,50	0,61	0,61	0,50	0,61	0,61	-	0,50	0,50	0,50
F.D.	-	0,57	0,43	0,30	0,40	0,30	0,43	-	0,57	0,76	0,20
M.E.	-13,91	-	4,31	-5,89	-	5,11	-1,53	-	-	-	-
M.F.	-13,91	3,03	3,85	-3,61	-1,28	4,66	-1,10	-	1,10	0,66	-0,66

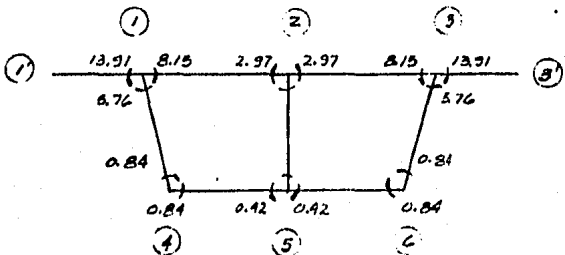
5			6		
5-4	5-2	5-6	6-5	6-3	
0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	
0,19	0,62	0,19	0,21	0,76	
-	-	-	-	-	
M.F.	-0,16	0,03	0,13	-0,08	0,68



3ª Condición.

NUDO	1			2			3			4	
BARRA	1-1'	1-4	1-2	2-1	2-5	2-3	3-2	3-3'	3-6	4-1	4-5
F.T.	-	0,50	0,61	0,61	0,50	0,61	0,61	-	0,50	0,50	0,50
F.D.	-	0,57	0,43	0,30	0,40	0,30	0,43	-	0,57	0,76	0,24
M.E.	-13,91	-	2,78	-0,27	-	0,27	-2,78	13,91	-	-	-
M.F.	-13,91	5,76	8,15	2,97	-	-2,97	-8,15	13,91	-5,76	0,84	-0,84

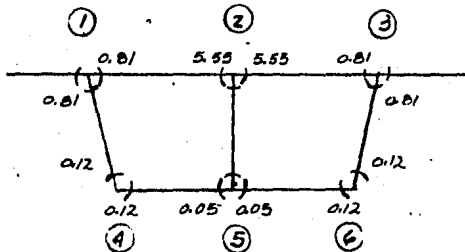
5			6		
5-4	5-2	5-6	6-5	6-3	
0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	
0,19	0,62	0,19	0,21	0,76	
-	-	-	-	-	
M.F.	-0,12	-	0,12	0,84	-0,84



4ª Condición.

NOO.	1			2			3			4	
AREA	1-1'	1-4	1-2	2-1	2-5	2-3	3-2	3-3'	3-6	4-1	4-5
F.T.	-	0.50	0.61	0.81	0.50	0.61	0.61	-	0.50	0.50	0.50
F.D.	-	0.57	0.43	0.30	0.40	0.30	0.43	-	0.57	0.76	0.24
M.E.	-	-	1.53	-5.11	-	5.11	-1.53	-	-	-	-
M.F.	-	-0.81	0.81	-5.55	-	5.55	-0.81	-	0.80	-0.12	0.12

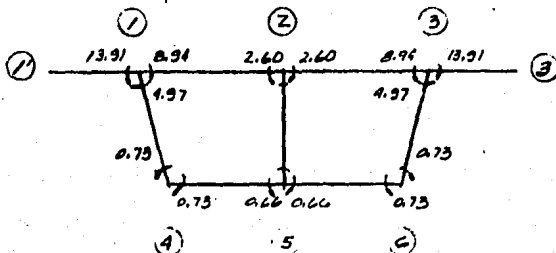
5			6	
5-4	5-2	5-6	6-5	6-3
0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
0.19	0.62	0.19	0.24	0.76
-	-	-	-	-
M.F.	0.05	-	-0.05	-0.12



5ª Condición.

NOO.	1			2			3			4	
AREA	1-1'	1-4	1-2	2-1	2-5	2-3	3-2	3-3'	3-6	4-1	4-5
F.T.	-	0.50	0.61	0.61	0.50	0.61	0.61	-	0.50	0.50	0.50
F.D.	-	0.57	0.43	0.30	0.40	0.30	0.43	-	0.57	0.76	0.24
M.E.	-13.91	-	1.31	-5.39	-	5.39	-4.31	13.91	-	-	-
M.F.	-13.91	4.97	8.94	-2.60	-	2.60	-8.94	13.91	-1.17	0.73	-0.73

5			6	
5-4	5-2	6-6	6-5	6-3
0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
0.19	0.62	0.19	0.24	0.76
-	-	-	-	-
M.F.	-0.66	-	0.66	-0.73



ECUACIONES DE MOMENTO

1ª Condición.

Barra 1-1'	$X \geq 1.05$	$Mx = -9.43x$
Barra 1-2	$0 \leq X < 0.355$	$Mx = -7.82 + 11.08x$
	$0.35 < X < 3.975$	$Mx = -7.82 + 11.08x - 9.43(x - 0.355)$
Barra 2-3		$Mx = 0.94 - 0.32x$
Barra 4-5		$Mx = 0.81 - 0.30x$
Barra 5-6		$Mx = -0.19 + 0.07x$
Barra 1-4		$Mx = -6.09 + 3.22x$
Barra 2-5		$Mx = 1.13 - 0.53x$
Barra 3-6		$Mx = -0.33 + 0.14x$

2ª Condición.

Barra 1-1'	$X > 1.05$	$Mx = -9.43x$
Barra 1-2	$0 \leq X < 0.355$	$Mx = -8.85 + 12.08x$
	$0.35 \leq X < 3.06$	$Mx = -8.85 + 12.08x - 9.43(x - 0.355)$
	$3.06 < X < 3.975$	$Mx = -8.85 + 12.08x - 9.43(x - 0.355) - 9.43(x - 3.06)$
Barra 2-3	$0 < X < 0.915$	$Mx = -4.66 + 8.16x$
	$0.915 < X < 3.975$	$Mx = -4.66 + 8.16x - 9.43(x - 0.915)$

Barra 4-5		$Mx = 0.66 - 0.24x$
Barra 5-0		$Mx = -0.13 + 0.01x$
Barra 1-4		$Mx = -5.05 + 2.67x$
Barra 2-5		$Mx = 1.08 - 0.51x$
Barra 3-0		$Mx = -1.10 + 0.55x$

3ª Condición.

Barra 1-1'	$x \geq 1.05$	$Mx = -9.43x$
Barra 1-2	$0 \leq x \leq 0.355$	$Mx = -8.15 + 11.26x$
	$0.35 \leq x \leq 3.975$	$Mx = -8.15 + 11.26x - 9.43(x - 0.355)$
Barra 4-5		$Mx = 0.84 - 0.36x$
Barra 1-4		$Mx = -5.70 + 3.08x$

Las demás barras son simétricas.

4ª Condición.

Barra 1-2	$0 < x < 3.06$	$Mx = -0.81 + 0.98x$
	$3.06 \leq x \leq 3.975$	$Mx = -0.81 + 0.98x - 9.43(x - 3.06)$
Barra 4-5		$Mx = -0.12 + 0.05x$
Barra 1-4		$Mx = 0.91 - 0.43x$

Las demás barras son simétricas.

5^a Condición.

Barra 1-1' $X \geq 1.05$ $Mx = -9.43x$

Barra 1-2 $0 \leq X < 0.355$ $Mx = -8.94 + 12.35x$

$0.35 \leq X < 3.00$ $Mx = -8.94 + 12.35x - 9.43(x - 0.355)$

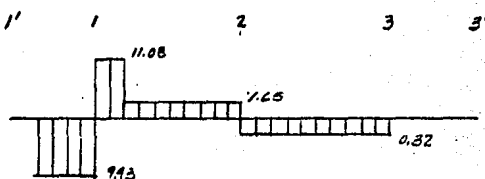
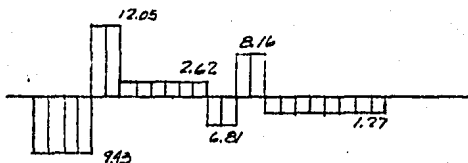
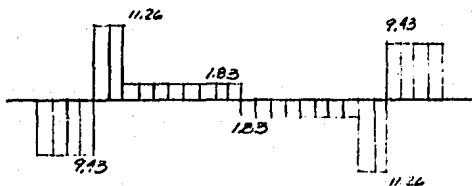
$3.00 \leq X < 3.975$ $Mx = -8.94 + 12.35x - 9.43(x - 0.355) - 9.43(x - 3.00)$

Barra 4-5 $Mx = 0.73 - 0.4x$

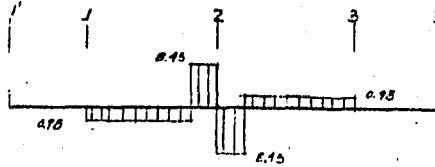
Barra 1-4 $Mx = -4.97 + 1.98x$

Las demás barras son simétricas.

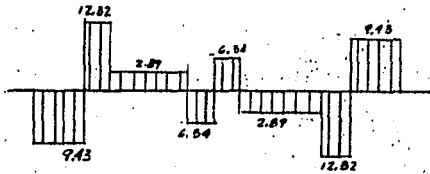
CORTANTES DEBIDOS A CARGA VIVA.

1^a Condición2^a Condición3^a Condición

4ª Condición



5ª Condición

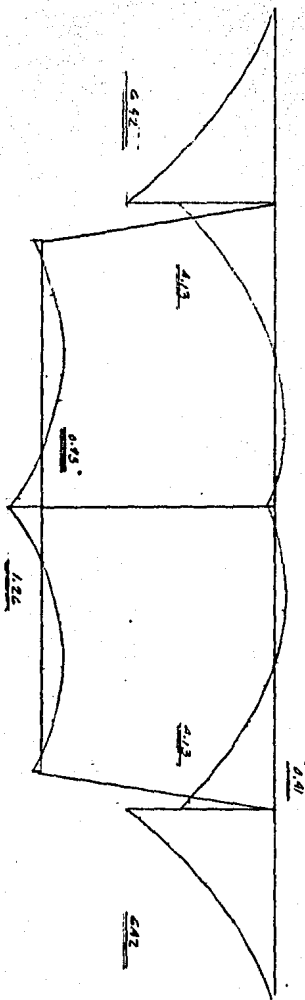
Resumen por flexión

Barra	x	Carga Muerta	Carga Viva					Envolvente C.V.	
			1ª	2ª	3ª	4ª	5ª	+	-
1 - 1'	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		0.00	—	—
	1.05	-1.78	0.00	0.00	0.00	—	0.00	—	—
	1.55	-3.08	-4.72	-4.72	-4.72	—	-4.72	—	-4.72
	2.05	-4.05	-9.43	-9.43	-9.43	—	-9.43	—	-9.43
	2.40	-5.93	-12.73	-12.73	-12.73	—	-12.73	—	-12.73
	2.52	-6.42	-13.91	-13.91	-13.91	—	-13.91	—	-13.91
1 - 2	0.00	-4.13	-7.82	-8.85	-8.15	-0.81	-8.94	—	-8.94
	0.125	-3.73	-6.44	-7.34	-6.74	-0.69	-7.40	—	-7.40
	0.355	-3.06	-3.89	-4.56	-4.15	-0.46	-4.56	—	-4.56
	0.855	-1.79	-3.06	-3.24	-3.24	0.03	-3.10	0.03	-3.24
	1.355	-0.80	-2.24	-1.91	-2.32	0.52	-1.64	0.52	-2.24
	1.855	-0.11	-1.41	-0.59	-1.41	1.01	-0.18	1.01	-1.41
	1.98	0.023	-1.21	-0.26	-1.18	1.13	0.19	1.13	-1.21
	2.355	0.30	-0.59	0.74	-0.49	1.50	1.28	1.50	-0.59
	2.855	0.43	0.24	2.06	0.42	1.99	2.74	2.74	—
	3.06	0.40	0.58	2.61	0.80	2.19	3.34	3.34	—
	3.56	0.12	1.40	-0.78	1.71	-2.04	0.09	1.71	-2.04
	3.85	-0.17	1.88	-2.75	2.24	-4.49	-1.80	2.24	-4.49
	3.975	-0.31	2.06	-3.61	2.97	-5.55	-2.60	2.97	-5.55

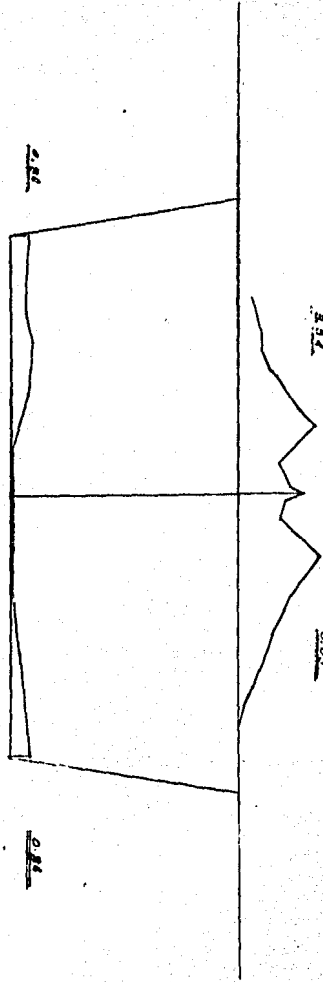
Barra	x	Carga Muerta	Carga Viva					Envolvente C.V.	
			1ª	2ª	3ª	4ª	5ª	+	-
2 - 3	0.00	-0.31	0.94	-4.66	2.97	-5.55	-2.60	2.97	-5.55
	0.125	-0.16	0.90	-3.64	2.24	-4.49	-1.79	2.24	-4.49
	0.355	0.08	0.83	-1.76	1.82	-2.55	-0.29	1.82	-2.55
	0.855	0.39	0.67	2.32	0.91	1.67	3.53	3.53	—
	1.355	0.41	0.51	2.25	-0.01	1.75	2.07	2.25	-0.01
	1.855	0.15	0.35	1.61	-0.92	1.26	0.61	1.26	-0.92
	1.98	0.04	0.31	1.45	-1.15	1.14	0.25	1.45	-1.15
	2.355	-0.40	0.19	0.98	-1.84	0.77	-0.85	0.98	-1.84
	2.855	-1.23	0.03	0.34	-2.75	0.28	-2.31	0.34	-2.75
	3.06	-1.66	-0.04	0.08	-3.13	0.08	-2.91	0.08	-3.13
	3.56	-2.89	-0.20	-0.55	-4.04	-0.41	-4.37	—	-4.37
3.86	-3.78	-0.30	-0.93	-6.86	-0.70	-7.51	—	-7.51	
3.975	-4.13	-0.33	-1.10	-8.15	-0.81	-8.94	—	-8.94	
4 - 5	0.00	-0.35	0.81	0.66	0.84	-0.12	-0.73	0.84	-0.12
	0.125	-0.14	0.77	0.63	0.80	-0.11	0.68	0.80	-0.11
	0.695	0.38	0.60	0.49	0.59	-0.09	0.45	0.60	-0.09
	1.39	0.95	0.39	0.33	0.34	-0.06	0.17	0.95	-0.06
	1.74	0.93	0.29	0.24	0.21	-0.03	0.03	0.93	-0.03
	2.085	0.77	0.18	0.16	0.09	-0.02	-0.10	0.77	-0.10
	2.78	0.04	-0.02	-0.01	-0.16	0.02	-0.38	0.04	-0.38
	3.35	-0.97	-0.20	-0.14	-0.37	0.05	-0.61	0.05	-0.61
3.475	-1.26	-0.23	-0.15	-0.42	0.05	-0.66	0.05	-0.66	
5 - 6	0.00	-1.26	-0.19	-0.13	-0.42	0.05	-0.66	0.05	-0.66
	0.125	-0.99	-0.18	-0.13	-0.38	0.04	-0.61	0.04	-0.61
	0.695	0.03	-0.14	-0.12	-0.17	0.02	-0.38	0.02	-0.38
	1.39	0.76	-0.09	-0.12	0.08	-0.02	-0.10	0.08	-0.10
	1.74	0.92	-0.07	-0.11	0.21	-0.04	0.04	0.21	-0.11
	2.085	0.94	-0.04	-0.11	0.33	-0.05	0.17	0.33	-0.11
	2.78	0.57	0.00	-0.10	0.58	-0.09	0.45	0.58	-0.10
	3.35	-0.14	0.04	-0.10	0.79	-0.12	0.68	0.79	-0.12
3.475	-0.35	0.04	-0.08	0.84	-0.12	0.73	0.84	-0.12	
1 - 4	0.00	-2.29	-6.09	-5.05	-5.76	0.81	-4.97	0.81	-6.09
	0.12	-2.18	-5.70	-4.73	-5.39	0.76	-4.73	0.76	-5.70
	0.428	-1.90	-4.71	-3.91	-4.44	0.63	-4.12	0.63	-4.71
	0.856	-1.51	-3.33	-2.76	-3.12	0.44	-3.28	0.44	-3.33
	1.07	-1.32	-2.64	-2.19	-2.46	0.35	-2.85	0.35	-2.85
	1.284	-1.12	-1.96	-1.62	-1.81	0.26	-2.43	0.26	-2.43
	1.712	-0.73	-0.58	-0.48	-0.49	0.07	-1.58	0.07	-1.58
	2.09	-0.39	0.64	0.53	0.68	-0.09	-0.83	0.64	-0.83
2.14	-0.35	0.81	0.66	0.84	-0.12	-0.73	0.84	-0.73	

Barra	x	Carga Muerta	Carga Viva					Envolvente CV	
			1ª	2ª	3ª	4ª	5ª	+	-
3 - 6	0.00	-2.29	-0.33	-1.10	-5.76	0.81	-4.97	0.81	-5.76
	0.12	-2.18	-0.31	-1.03	-5.39	0.76	-4.73	0.76	-5.39
	0.428	-1.90	-0.27	-0.86	-4.44	0.03	-4.12	0.03	-4.44
	0.856	-1.51	-0.21	-0.63	-3.12	0.44	-3.28	0.44	-3.28
	1.07	-1.32	-0.18	-0.51	-2.46	0.35	-2.85	0.35	-2.85
	1.284	-1.12	-0.15	-0.39	-1.81	0.26	-2.43	0.26	-2.43
	1.712	-0.73	-0.09	-0.16	-0.69	0.07	-1.58	0.07	-1.58
	2.09	-0.39	-0.04	0.05	0.68	-0.09	-0.83	0.68	-0.83
2.14	-0.35	-0.04	0.08	0.84	-0.12	-0.73	0.84	-0.73	
2 - 5	0.00	—	1.13	1.08	—	—	—	1.13	—
	0.12	—	1.07	1.02	—	—	—	1.07	—
	0.416	—	0.91	0.87	—	—	—	0.91	—
	0.832	—	0.69	0.66	—	—	—	0.69	—
	1.04	—	0.58	0.55	—	—	—	0.58	—
	1.248	—	0.47	0.44	—	—	—	0.47	—
	1.664	—	0.25	0.23	—	—	—	0.25	—
	2.03	—	0.05	0.04	—	—	—	0.05	—
2.08	—	0.02	0.03	—	—	—	0.03	—	
3 - 3'	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	—	—
	1.05	-1.78	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	—	—
	1.55	-3.08	-4.72	-4.72	-4.72	-4.72	-4.72	—	-4.72
	2.05	-4.65	-9.43	-9.43	-9.43	-9.43	-9.43	—	-9.43
	2.40	-5.93	-12.73	-12.73	-12.73	-12.73	-12.73	—	-12.73
	2.525	-6.42	-13.91	-13.91	-13.91	-13.91	-13.91	—	-13.91

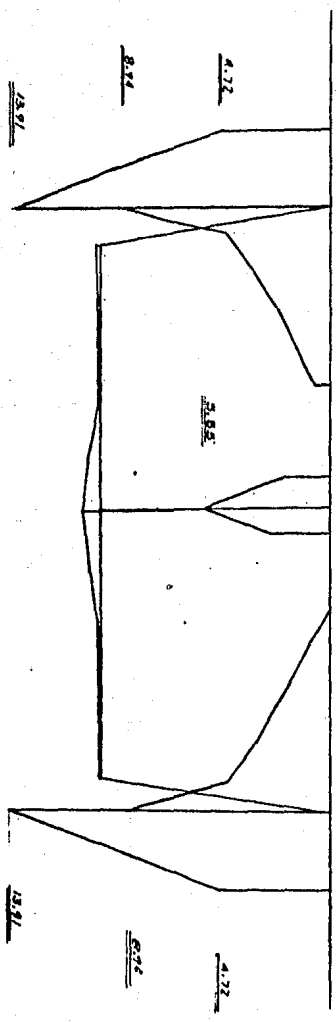
CARGA MUERTA



ENVOLVENTE CARGA VIVA (POSITIVO)



ENVOLVENTE CARGA VIVA (NEGATIVO)



REVISION DEL CORTANTE EN LOSA SUPERIOR.

De acuerdo con el Reglamento AASHTO: "Las losas diseñadas para momento flexionante de acuerdo con lo anterior, se considerarán satisfactorias en lo que se refiere a adherencia y cortante".

Esto quiere decir que las losas diseñadas de acuerdo a dicho Reglamento, por flexión, no necesitarán revisarse por cortante, sin embargo se realizará dicha revisión para verificar que el cortante actuante no sobrepase el que puede resistir la losa.

V por carga muerta = 3.99 ton

V por carga viva + impacto (5ª condición) = 12.32 ton

$$V_r = 0.5 Fr b d \sqrt{f^*c}$$

$$V_r = 0.5(0.8)(100)(33)\sqrt{280}$$

$$= 22.088 \text{ ton}$$

$$Fr = 0.8$$

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

$$d = 33 \text{ cm}$$

$$f^*c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$V_r > V_a$ Bien por cortante.

II.3 VIENTO Y SISMO

Un puente carretero se puede dividir en dos partes: en superestructura y en subestructura. La superestructura abarca todos aquellos elementos que sirven para que los vehículos que circulen sobre dicho puente lo hagan adecuadamente (losas, trabes, nervaduras, etc.), y la subestructura comprende los elementos cuya función es transmitir las cargas de la superestructura y subestructura propia hacia el terreno de apoyo (cabezales, pilas, columnas, pilotes, etc.).

La acción que el viento y sismo ejercen sobre un puente puede ser significativa dependiendo del lugar en que se construya y de las condiciones climatológicas reinantes.

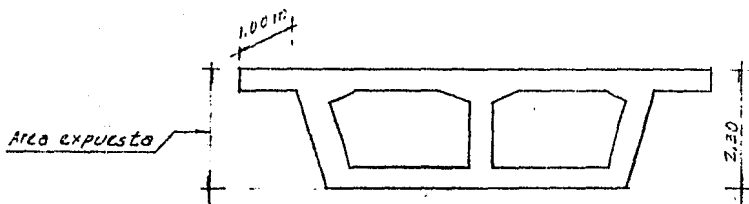
Si bien, una ráfaga de viento o un movimiento sísmico pueden actuar directamente sobre la superestructura y en algunos casos provocar esfuerzos de consideración, en una trabe sección cajón la fuerza ejercida por el viento se puede considerar nula ya que la rigidez de la trabe en combinación con la sección de los miembros expuestos a la presión del viento hacen que los esfuerzos provocados por este sean ínfimos y en consecuencia no se consideren como cargas actuantes en la superestructura, debiendo considerarse dichos efectos en el análisis y diseño de la subestructura ya que, en el caso en que la presión del viento sea de magnitud tal que llegue a provocar movimientos de la trabe en su conjunto, la superestructura transmitirá todos los esfuerzos hacia la cimentación.

Veamos los esfuerzos provocados por el viento en la trabe analizada:

El Reglamento para Puentes Carreteros de SAHOP establece que "En el proyecto de una superestructura, se supondrá

una carga debida al viento, uniformemente distribuida y aplicada horizontalmente a 90° con respecto al eje longitudinal de la estructura de la siguiente intensidad"

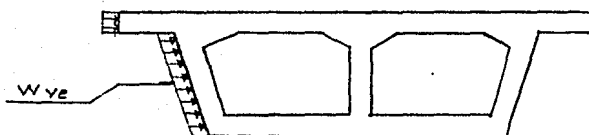
Para armaduras y arcos _____ 300 kg/ m^2
 Para traveses y vigas _____ 244 kg/ m^2



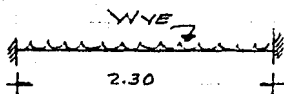
$$W \text{ viento} = 244 \text{ kg/ m}^2$$

$$\text{Area expuesta} = 2.30 \text{ m}^2$$

$$WVE = 0.244 \text{ ton/m}$$



Considerando la nervadura exterior aislada:



$$M_{\text{máx}(+)} = 0.054 \text{ ton-m}$$

$$M_{\text{máx}(-)} = 0.107 \text{ ton-m}$$

$$d = 21 \text{ cm}$$

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

$$A_s(-) = 0.13 \text{ cm}^2$$

Area de acero no significativa en el diseño, por lo que los esfuerzos por viento son despreciables en este caso - para el diseño de la superestructura.

En cuanto a los esfuerzos generados por sismo en la superestructura, al igual que los debidos a vientos, se transmiten hacia la subestructura sin afectar en forma directa las consideraciones efectuadas para el diseño de la sección, a menos que esta se encuentre unida rígidamente con los elementos que forman parte de la subestructura.

CAPITULO III. DISEÑO DE LA SECCION CENTRAL.

III.1 LOSA SUPERIOR E INFERIOR

III.1.1).- LOSA SUPERIOR

A).- Refuerzo transversal.

Para carga viva tendremos lo siguiente:

E = Ancho de la losa, en metros, sobre el que se distribuye la carga por rueda, (refuerzo principal - perpendicular a la dirección del tránsito) no se incluye impacto.

Carga tipo HS-20

Tramos interiores entre nervaduras.

$$E = (0.1025 S + 0.0625) \quad S = 3.725 \text{ m}$$

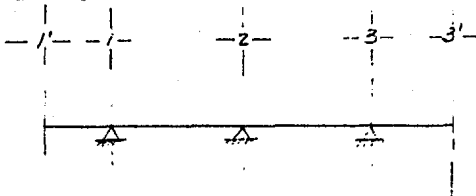
$$\underline{E = 0.444 \text{ m}}$$

Tramos en voladizo.

$$E = 0.8X + 1.143 \quad X = 1.475 \text{ m}$$

$$\underline{E = 2.32 \text{ m}}$$

Del resumen por carga viva se obtienen los momentos - que actúan en la losa.



Tramo 1-1'

Paño izq.: CM = -0.15 ton-m

CV(+) = 0

CV(-) = 0

Paño der.: CM = -5.93 ton-m

CV(+) = 0

CV(-) = -12.73/E "

= -5.49 "

Tramo 1-2 (Momentos en ton-m)

Paño izq.:	CM = -3.73	CL: CM = 0.023	Paño der.:	CM = -0.17
	CV(+) = 0	CV(+) = 1.13/E		CV(+) = 2.24/E
	CV(-) = -7.40/E	= 2.55		= 5.05
	= -16.67	CV(-) = -1.21/E		CV(-) = -4.49/E
		= -2.73		= -10.11

Tramo 2-3

Paño izq.:	CM = -0.16	CL: CM = 0.04	Paño der.:	CM = -3.78
	CV(+) = 2.24/E	CV(+) = 1.45/E		CV(+) = 0
	= 5.05	= 3.27		
	CV(-) = -4.49/E	CV(-) = -1.15/E		CV(-) = -7.51/E
	= -10.11	= -2.59		= -16.91

Tramo 3-3'

Paño izq.:	CM = -5.93	Paño der.:	CM = -0.15
	CV(+) = 0		CV(+) = 0
	CV(-) = -12.73/E		CV(-) = 0
	= -5.49		

En losas continuas sobre tres o más apoyos, se aplicará un factor de continuidad de 0.8 a los resultados anteriores tanto para momento positivo como para negativo.

-5.49(0.8)	= -4.39 ton-m
-16.67(0.8)	= -13.34 "
2.55(0.8)	= 2.04 "
-2.73(0.8)	= -2.18 "
5.05(0.8)	= 4.04 "
-10.11(0.8)	= -8.09 "
3.27(0.8)	= 2.62 "
-2.59(0.8)	= -2.07 "
-16.91(0.8)	= -13.53 "

Cada elemento de la estructura deberá diseñarse para todas las combinaciones de fuerzas como si se tratara de un tipo particular.

Al respecto, el reglamento AASHTO nos proporciona la siguiente ecuación.:

$$\mu = 1.3 \left[M_{cm} + 1.67(M_{cv} + I) \right]$$

Por otra parte, en el reglamento de construcciones del D.D.F. se menciona lo siguiente:

"Para reacciones o fuerzas internas cuyo efecto sea favorable a la resistencia o estabilidad de la estructura, se tomará $FC = 0.9 \dots$ "

Por lo que los momentos últimos resultan:

Tramo 1-1'

$$\text{Paño izq.: } Mu = 1.3(-0.15) = -0.20 \text{ ton-m}$$

$$\text{Paño der.: } Mu = 1.3[-5.93 + 1.67(-4.39)] = -17.24 \text{ ton-m}$$

Tramo 1-2

$$\text{Paño izq.: } Mu = 1.3[-3.73 + 1.67(-13.34)] = -33.81 \text{ ton-m}$$

$$\text{CL: } Mu = 0.9(0.023) + 1.3[1.67(-2.18)] = -4.71 \text{ ton-m}$$

$$Mu = 1.3[0.023 + 1.67(2.04)] = 4.46 \text{ ton-m}$$

$$\text{Paño der.: } Mu = 1.3[-0.17 + 1.67(-8.09)] = -17.78 \text{ ton-m}$$

$$Mu = 0.9(-0.17) + 1.3[1.67(4.04)] = 8.62 \text{ ton-m}$$

Tramo 2-3

$$\text{Paño izq.: } Mu = 1.3[-0.16 + 1.67(-8.09)] = -17.77 \text{ ton-m}$$

$$Mu = 0.9(-0.16) + 1.3[1.67(4.04)] = 8.63 \text{ ton-m}$$

$$\text{CL: } Mu = 0.9(0.04) + 1.3[1.67(-2.07)] = -4.46 \text{ ton-m}$$

$$Mu = 1.3[0.04 + 1.67(2.62)] = 5.74 \text{ ton-m}$$

$$\text{Paño der.: } Mu = 1.3[-3.78 + 1.67(-13.53)] = -34.40 \text{ ton-m}$$

Tramo 3-3'

$$\text{Paño izq.: } Mu = 1.3 \left[-5.93 + 1.07(-4.36) \right] = -17.24 \text{ ton-m}$$

$$\text{Paño der.: } Mu = 1.3(-0.15) = -0.20 \text{ ton-m}$$

DISEÑO

$$Mu = \phi \left[As fy (d - a/2) \right]$$

$$\text{En donde: } a = As fy / 0.85 f'c b$$

$$\phi = 0.90$$

$$Mu = \phi \left[As fy d - \frac{As fy}{1.7 f'c b} \right]$$

$$Mu = \phi \left[As fy d - \frac{As^2 fy^2}{1.7 f'c b} \right]$$

$$Mu = 0.9 As fy d - \frac{0.53 As^2 fy^2}{f'c b}$$

$$f'c b Mu = 0.9 As fy d f'c b - 0.53 As^2 fy^2$$

$$0.53 As^2 fy^2 - 0.9 As fy d f'c b + f'c b Mu = 0$$

$$a = 0.53 fy^2$$

$$b = -0.9 fy d f'c b$$

$$c = f'c b Mu$$

$$As = \frac{0.85 f'c b d}{fy} \sqrt{\left[\frac{0.85 f'c b d}{fy} \right]^2 - \frac{1.89 f'c b Mu}{fy^2}}$$

Datos:

$$f_c = 350 \text{ kg/cm}^2$$

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

Porcentajes:

$$p_b = \frac{0.85(0.85)(350)}{4000} \cdot \frac{6116}{6116 + 4000} = 0.03822112$$

$$p_{max.} = 0.5 p_b = 0.0191106$$

$$p_{min.} = \frac{0.7 \sqrt{f_c}}{f_y} = 0.003274 \text{ (DDF)}$$

$$p_{min.} = \frac{14.1}{f_y} = 0.003525 \text{ (AASHTO)}$$

Tramo	Zona	d	b	Mu	As	p	p real	As	Sep.
1-1' 3-3	Paños D e I	33	100	-17.24	14.98	0.004539	0.004539	14.98	# 6 a 18
	Paño Izq.	33	100	+8.63 -34.40	7.38 30.92	0.002230 0.009370	0.003525 0.009370	11.63 30.92	# 5 a 18 2# 6 a 18
1-2 2-3	CL	20	100	+5.74 -4.71	8.20 6.70	0.004105 0.003348	0.004105 0.003525	8.20 7.05	# 5 a 25 # 5 a 28
	Paño Der.	33	100	+8.63 -34.40	7.38 30.92	0.002230 0.009370	0.003525 0.009370	11.63 30.92	# 5 a 18 2# 6 a 18

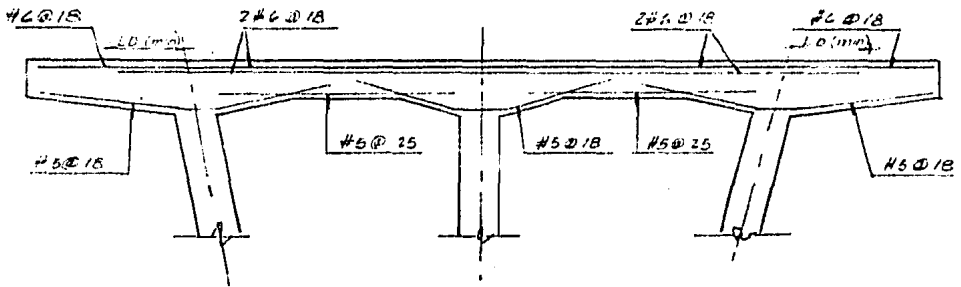
La longitud básica de desarrollo de las varillas, en centímetros, deberá ser:

$$\#5 \text{ y } \#6; L_d = \frac{0.06 a_s f_y}{\sqrt{f_c}}$$

Pero no menor que:
0.0057 D f_y

$$\begin{aligned} \#5; L_d &= 0.06(1.99)(4000)/\sqrt{350} = 26 \text{ cm} \\ &= 0.0057(1.59)(4000) = 36 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \#6; L_d &= 0.06(2.87)(4000)/\sqrt{350} = 37 \text{ cm} \\ &= 0.0057(1.91)(4000) = 44 \text{ cm} \end{aligned}$$



B).- Refuerzo longitudinal

Acero de refuerzo para distribución (SAHOP)

"El acero de refuerzo deberá colocarse en el lecho inferior de todas las losas, transversalmente a la dirección del refuerzo principal, para lograr una distribución lateral de las cargas vivas concentradas. La cantidad será un porcentaje del refuerzo principal requerido para momento positivo; este porcentaje se obtendrá con la siguiente fórmula:"

Para refuerzo principal perpendicular a la dirección del tránsito:

$$p = 220 / \sqrt{3.28 S} \quad (\text{máximo } 07\%)$$

S = Longitud efectiva del claro.

Tramos 1-2 y 2-3

$$S = 3.975 \text{ m} \quad p = 220 / \sqrt{3.28(3.975)} = 61\%$$

El área de acero para $M(+)$ en los tramos 1-2 y 2-3 es: 11.63 cm^2 .

Por lo que: $A_{sd} = 11.63(0.61) = \underline{\underline{7.09 \text{ cm}^2}}$

Utilizando Vs #4 :

$$\text{Separación} = 1.27/7.09(100) = 18$$

Acero para distribución #4 a 18

Como se vió en el capítulo I, este acero deberá colocarse en la faja media central del claro de la losa. En los cuartos extremos, la cantidad que se podrá colocar no será menor del 50% del valor anterior.

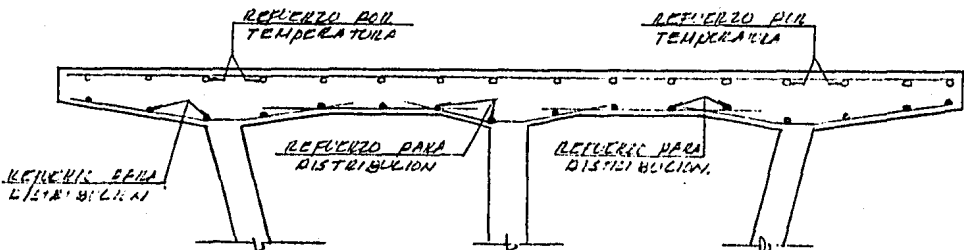
C).- Refuerzo por temperatura.

En todas las superficies de concreto susceptibles de sufrir agrietamiento por cambio de temperatura y contracciones se colocará, en ambas direcciones, cuando menos 2.4 cm^2 de acero de refuerzo por metro. El espaciamiento máximo entre varillas será de 45 cm. Este refuerzo no será necesario cuando la superficie este cubierta por un colchón de tierra de 45 cm de espesor.

Usando Vs #4 :

$$\text{Separación} = \frac{1.27}{2.4} (100) = 53 \text{ cm} > 45 \text{ cm}$$

Por lo que: Acero por temperatura #4 a 30



III.1.2).- LOSA INFERIOR

A).- Refuerzo longitudinal.

Cálculo del acero positivo para el punto 7(ver hoja 22)

Del análisis de la sección longitudinal tenemos:
(ver hoja 61)

___ Por peso propio de tramo 1 antes de colar tramos 2 y 3.

$$M \text{ máx.}(+) = 4351.78 \text{ ton-m}$$

___ Por C.M. después de colar tramos 2 y 3.

$$M \text{ máx.}(+) = 1529.61 \text{ ton-m}$$

___ Por carga viva + impacto.

$$M \text{ máx.}(+) = 1060.35 \text{ ton-m}$$

Los momentos que estarán actuando una vez en servicio la estructura serán:

1.- Por carga muerta: $M = 1529.61 \text{ ton-m}$

2.- Por carga viva : $M = 1060.35 \text{ ton-m}$

Por otra parte, durante la etapa de construcción tendremos un momento por carga muerta (P.P.) :

Sin considerar carpeta asfáltica: $M = 3385.29 \text{ ton-m}$
($w = 17.35 \text{ ton/m}$)

X	CARGA MUERTA		CARGA VIVA			CARGA MUERTA ① ó ②	CARGA VIVA (MOVIL) ③ ó ④	CARGA VIVA + IMPACTO ⑤ x 3 carriles + ⑥ x 120 x 0.9	MUL 1.3 [① + 1.67 ⑧]	MUL 1.3 [②]
	R.R. + CARGAS PUNTALES EN LOS VOLADOS	R.R. SIN CARGAS PUNTALES EN LOS VOLADOS	MOVIL		EN BANQUETA Y PARAPETO					
			UNIFORME EN TRAMO CENTRAL + PUNTUAL AL CENTRO DEL CLARO	UNIFORME EN TODA LA VIGA + PUNTALES EN LOS VOLADOS Y AL CL.						
	M (1)	M (2)	M (3)	M (4)	M (5)	M (6)	M (7)	M (8)	M:1	M:2
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2.50	-1279.70	-69.70	0.00	-80.01	-1.70	-1279.70	-80.01	-261.07	-2230.39	-90.61
3.50	-1830.61	-136.61	0.00	-113.68	-3.33	-1830.61	-113.68	-371.92	-3187.23	-177.59
5.00	-2699.00	-278.80	0.00	-165.98	-6.77	-2699.00	-165.98	-545.11	-4692.13	-362.44
0.00	-2699.00	-278.80	0.00	-165.98	-6.77	-2699.00	-165.98	-545.11	-4692.13	-362.44
1.50	-2071.10	378.02	38.75	-134.16	9.19	-2071.10	-134.16	-424.75	-3614.56	471.43
5.2175	-732.84	1787.85	111.80	-64.60	43.48	1787.85	111.80	409.20	-24.52	2324.21
10.425	627.31	3248.50	197.74	10.91	79.00	3248.50	197.74	726.00	2391.65	4223.05
15.6375	1381.46	4103.15	257.81	60.55	99.77	4103.15	257.81	943.06	2956.37	5334.10
20.85	1529.61	4351.75	292.01	84.33	105.78	4351.75	292.01	1060.35	4290.51	5657.31
26.063	1071.67	3994.37	257.81	39.68	97.04	3994.37	257.81	940.11	3434.15	5192.63
31.275	7.89	3031.07	197.74	-30.83	73.55	3031.07	197.74	720.11	1573.62	3940.39
36.4875	-1661.95	1461.70	111.80	-127.21	35.30	-1661.95	-127.21	-374.04	-2972.65	1900.21
40.70	-3220.81	-25.55	33.75	-211.62	-0.73	-3220.81	-211.62	-684.65	-5677.77	-33.22
41.70	-3938.00	-713.73	0.00	-249.14	-17.38	-3938.00	-249.14	-825.98	-6913.90	-927.55
0.00	-3938.00	-713.73	0.00	-249.14	-17.38	-3938.00	-249.14	-825.98	-6913.90	-927.55
1.50	-3090.95	-471.17	0.00	-197.75	-11.46	-3090.95	-197.75	-653.18	-5436.29	-612.52
4.00	-1790.71	-178.43	0.00	-116.96	-4.31	-1790.71	-116.96	-383.61	-3140.14	-231.02
6.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

$$Mu_1 = 1.3 \left[1529.01 + 1.67(1000.35) \right] = 4290.51 \text{ ton-m}$$

$$Mu_2 = 1.3(3385.29) = 4400.88 \text{ ton-m}$$

Por lo que se diseñará para este último momento.

REVISION PARA DETERMINAR SI LA VIGA SE CALCULA COMO VIGA "T"

Del reglamento de construcciones del DDF se tiene que la profundidad del bloque de esfuerzos "a" resulta:

$$\text{Suponiedo } z = d - t/2$$

$$z = 220 - 24/2 = 208 \text{ cm}$$

$$As = \frac{Mr}{Fr f_y z} = \frac{440088000}{0.9(4000)(208)} = 587.72 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{587.72(4000)}{231.28(1300)} = 7.82 \text{ cm} \quad \text{Donde: } 587.72 = As$$

$$4000 = f_y$$

$$231.28 = f'c$$

$$1300 = b$$

t > a ∴ La viga se calculará como rectangular.

Constantes de cálculo:

$$f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$b = 1300 \text{ cm}$$

$$d = 220 \text{ cm}$$

$$pb = 0.0382212$$

$$pmáx = 0.0191100$$

$$pmin = 0.003525 \text{ (AASHTO)}$$

$$pmin = 0.003274 \text{ (DDF)}$$

$$A_s = \frac{0.85(1300)(220)(350)}{4000} - \sqrt{\left[\frac{0.85(1300)(220)(350)}{4000} \right]^2 - \frac{1.89(350)(1300)Mu}{(4000)^2}}$$

$$Mu = 440088000 \text{ kg-cm}$$

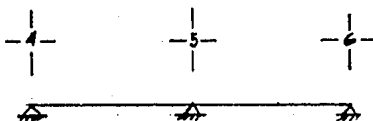
$$\underline{\underline{A_s = 563.46 \text{ cm}^2}}$$

$$p = A_s/A_c = 0.0088186 \quad \text{Bien}$$

Número de varillas: 111 #8 ó 71 #10 ó 49 #12

B).- Refuerzo transversal.

Los momentos que actúan en la losa son los siguientes:



Tramo 4-5

Paño izq.:	CM = -0.14	CL: CM = 0.93	Paño der.:	CM = -0.97
	CV(+) = 0.80	CV(+) = 0.93		CV(+) = 0.05
	CV(-) = -0.11	CV(-) = -0.03		CV(-) = -0.61

Tramo 5-6

Paño izq.:	CM = -0.99	CL: CM = 0.92	Paño der.:	CM = -0.14
	CV(+) = 0.04	CV(+) = 0.21		CV(+) = 0.79
	CV(-) = -0.61	CV(-) = -0.11		CV(-) = -0.12

Y los momentos últimos resultan:

Tramo 4-5

$$\text{Paño izq.: } Mu = 1.3 \left[-0.14 + 1.67(-0.11) \right] = -0.42 \text{ ton-m}$$

$$Mu = 0.9(-0.14) + 1.3 \cdot 1.67(0.80) = 1.61 \text{ ton-m}$$

$$CL: \quad Mu = 1.3 \left[0.93 + 1.67(0.93) \right] = 3.23 \text{ ton-m}$$

$$\text{Paño der.:} \quad Mu = 1.3 \left[-0.97 + 1.67(-0.61) \right] = -2.59 \text{ ton-m}$$

Los momentos de la otra barra resultan similares.

DISEÑO

Se obtendrá el porcentaje para:

$$Mu(+) = 3.23 \text{ ton-m}$$

$$Mu(-) = -2.59 \text{ ton-m}$$

$$f_c = 350 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$d = 16 \text{ cm}$$

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

$$As = \frac{0.85 f_c b d}{f_y} - \sqrt{\left[\frac{0.85 f_c b d}{f_y} \right]^2 - \frac{1.89 f_c b Mu}{f_y^2}}$$

$$As(+) = 5.75 \text{ cm}^2$$

$$p(+) = 0.0035938$$

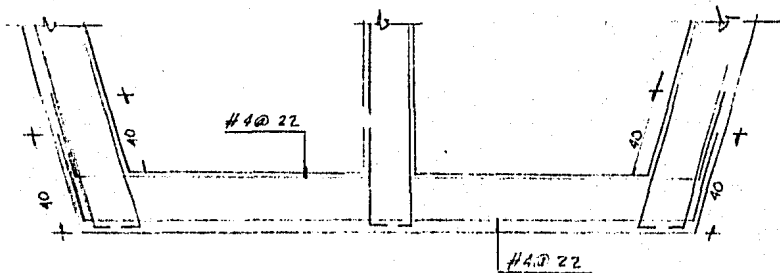
$$As(-) = 4.59 \text{ cm}^2$$

$$p(-) = 0.0028688$$

$$p_{min} = 0.003525$$

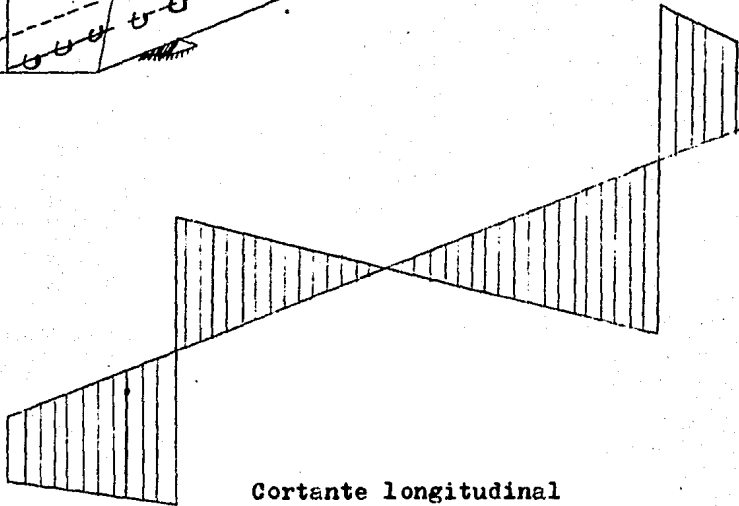
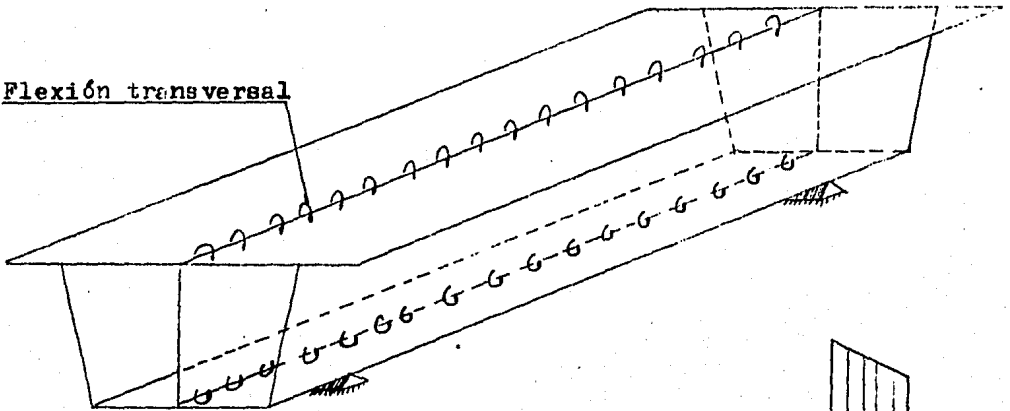
Por lo que:

$$As(+) = As(-) \quad \underline{\underline{\#4 \text{ a } 22 \text{ cm}}}$$

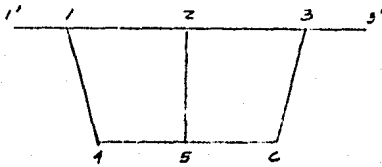


III.2 NERVADURAS

Las nervaduras se diseñaran para resistir la flexión transversal y el cortante longitudinal.



A).- Flexión transversal.



Barra	C.M.	Envolvente C.V.	
		+	-
1-4	-2.18	0.76	5.70
4-1	-0.39	0.04	0.83
2-5	—	1.07	—
5-2	—	0.05	—
3-6	-2.18	0.76	5.39
6-3	-0.39	0.08	0.83

MOMENTOS ULTIMOS

Barra 1-4

$$M_u = 1.3 [-2.18 + 1.67(-5.70)] = -15.21 \text{ ton-m}$$

Barra 4-1

$$M_u = 1.3 [-0.39 + 1.67(-0.83)] = 2.31 \text{ ton-m}$$

Barra 2-5

$$M_u = 1.3(1.07) = 1.39 \text{ ton-m}$$

Para $M_u = -15.21 \text{ ton-m}$; $b = 100 \text{ cm}$; $d = 25 - 4 = 21 \text{ cm}$

$$A_s = \frac{0.85 f_c b d}{f_y} - \sqrt{\left[\frac{0.85 f_c b d}{f_y} \right]^2 - \frac{1.89 f_c b M_u}{f_y^2}}$$

$$= \underline{21.63 \text{ cm}^2}$$

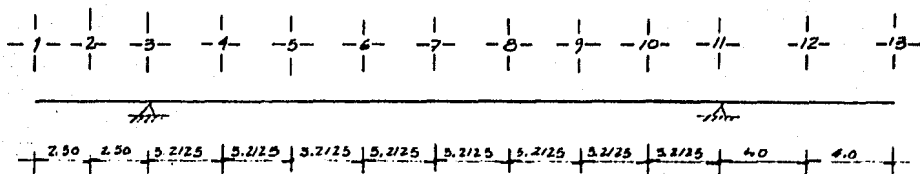
Para $M_u = 2.31 \text{ ton-m}$; $b = 100 \text{ cm}$; $d = 21 \text{ cm}$

$$A_s = \underline{3.09 \text{ cm}^2}$$

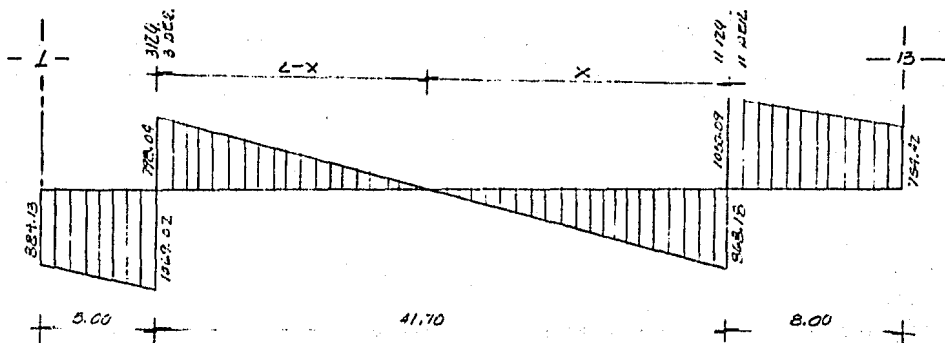
B).- Cortante longitudinal.

El cortante último resulta:

$$V_u = 1.3 (V_{cm} + 1.67V_{cv})$$



Punto	V _{cm}	V _{cv} (3 carriles) (I) (P.R.)	V _u
1	484.00	(36.25) X 3 X 1.20 (0.9) = 117.45	884.18 ton
3 izq.	595.52	(41.01 X 3) + 2.72 X 1.20 X 0.9 = 135.81	1069.02 "
3 der.	454.01	(25.75 X 3) + 11.06 X 1.20 X 0.9 = 95.37	798.04 "
11 izq.	494.75	(28.13 X 3) + 11.57 X 1.20 X 0.9 = 103.04	808.18 "
11 der.	581.43	(40.38 X 3) + 4.35 X 1.20 X 0.9 = 135.53	1050.09 "
13	403.00	(32.77) X 3 X 1.20 (0.9) = 106.18	754.42 "



Por triángulos semejantes: $\frac{798.04 + 808.18}{41.7} = \frac{808.18}{X}$

$$\underline{X = 21.73 \text{ m}}$$

El esfuerzo cortante nominal de diseño para miembros de concreto reforzado deberá calcularse con:

$$v_u = \frac{V_u}{bd}$$

Para fines de diseño, la fuerza cortante, V_u , deberá considerarse que actúa en una sección localizada a una distancia d , medida a partir de la cara del apoyo.

La capacidad del esfuerzo cortante, V_{uc} , no deberá exceder de $0.53 \phi \sqrt{f'_c}$, en secciones que se localicen a una distancia "d" de la cara del apoyo. Si el porcentaje de acero es menor del 1.2%, la capacidad para esfuerzo cortante en el concreto deberá estar regida por:

$$v_{uc} = (0.212 + 26.5 p) \phi \sqrt{f'_c}$$

Cuando el valor del esfuerzo cortante de diseño, V_u calculado con la ecuación anterior, incluyendo el efecto de torsión exceda la capacidad por esfuerzo cortante, V_{uc} , permitida en el inciso 1.5.21 (A)(3) del reglamento SAHOP, deberá proporcionarse el refuerzo necesario para tomar la diferencia excedente.

Si es necesario emplear refuerzo para cortante, perpendicular al eje longitudinal, el área requerida deberá calcularse mediante:

$$A_v = \frac{(v_u - v_{uc}) b s}{\phi f_y d}$$

El esfuerzo cortante $v_u = v_{uc} + v_{us}$, no deberá ser mayor que $2.65 \phi \sqrt{f'_c}$ en secciones reforzadas por cortante.

Quando se requiera refuerzo por cortante y este se coloque perpendicularmente al eje del elemento, dicho refuerzo deberá espaciarse a una distancia no mayor que $0.5d$, con un máximo de 60 cm. Los estribos inclinados y las varillas dobladas deberán espaciarse en tal forma que cada línea a 45° que representa una grieta potencial, y que se extienda de la mitad del peralte, $d/2$, del miembro a las varillas longitudinales de tensión, sea cruzada cuando menos por una línea del refuerzo del alma. Cuando el cortante de diseño V_u , exceda de $1.59 \phi \sqrt{f'_c}$, el espaciamiento máximo, dado anteriormente, deberá reducirse a la mitad.

REVISION DEL ESPESOR DE NERVADURAS

El reglamento para puentes carreteros de SAHOP nos dice lo siguiente:

"El esfuerzo cortante V_u no deberá ser mayor que $2.05 \phi \sqrt{f_c'} b d$ en secciones reforzadas por cortante."

$$V_u \leq 2.05 \phi \sqrt{f_c'} b d$$

Por otra parte, del reglamento de construcciones del DDF.

$$V_u \leq 2.5 F_r b d \sqrt{f_c'}$$

Con la que se obtienen anchos de nervaduras más grandes.

Utilizando la ecuación del reglamento SAHOP:

$$b = \frac{V_u}{2.05 \sqrt{f_c'} d} \quad \text{Donde: } \phi = 0.85$$

$$f_c' = 350 \text{ kg/cm}^2$$

$$d = 220 \text{ cm}$$

1.- Cortante último a $1/2 d$ del pano del punto 3 izq.

$$V_u = 1028.35 \text{ ton}$$

$$b = \frac{1028350}{2.05(0.85)(220)\sqrt{350}} = 110.92$$

$$b = 110.92/3 \text{ nervaduras} = 36.97 \approx 40 \text{ cm}$$

2.- Cortante último a $1/2$ d del paño del punto 3 der.

$$Vu = 754.08 \text{ ton}$$

$$b = \frac{754080}{2.65(0.85)(220) \sqrt{350}} = 81.34$$

$$b = 81.34/3 \text{ nervaduras} = 27.11 \approx 30 \text{ cm}$$

3.- Cortante último a $1/2$ d del paño del punto 11 izq.

$$Vu = 824.23 \text{ ton}$$

$$b = \frac{824230}{2.65(0.85)(220) \sqrt{350}} = 88.91$$

$$b = 88.91/3 \text{ nervaduras} = 29.64 \approx 30 \text{ cm}$$

4.- Cortante último a $1/2$ d del paño del punto 11 der.

$$Vu = 1009.44 \text{ ton}$$

$$b = \frac{1009444}{2.65(0.85)(220) \sqrt{350}} = 108.90$$

$$b = 108.94/3 \text{ nervaduras} = 36.3 \approx 40 \text{ cm}$$

5.- Para $b = 3$ (25) = 75 cm

$$Vu = 75(2.65)(0.85)(220) \sqrt{350} = 695.32 \text{ ton}$$

TABULACION DE VALORES Vuc

$$vuc = (0.212 + 26.25p) \rho \sqrt{ft'} ; \text{ si } p < 0.012$$

Para la determinación de p se considerará sólo el refuerzo colocado en los nudos formados por la losa inferior y las nervaduras.



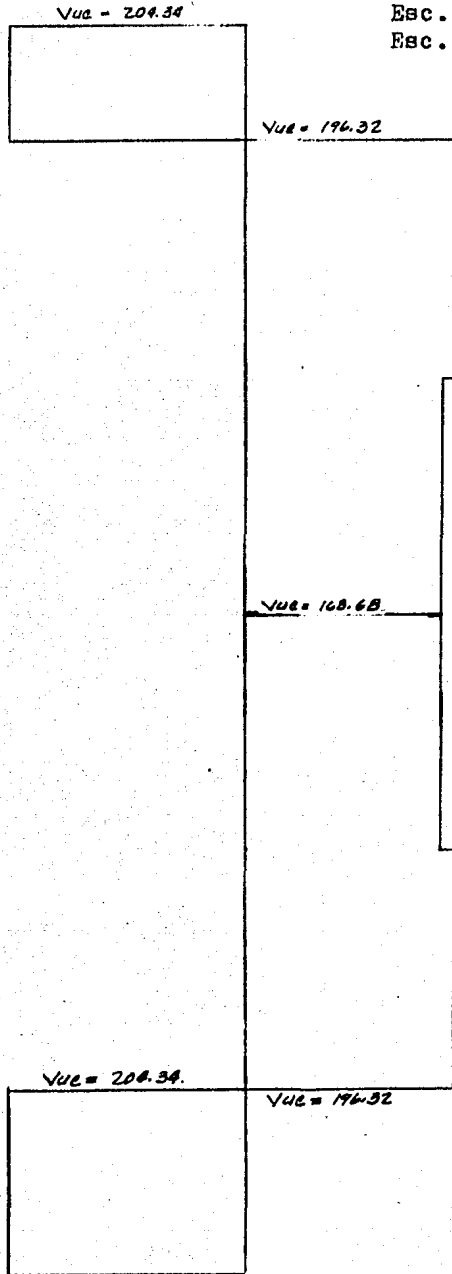
Suponiendo varillas del #12: $A_s = 8(11.4) = 3$ nervaduras
 $= \underline{273.6 \text{ cm}^2}$

punto	b	bd	A_s	p	vuc	Vuc
0.00	(40)(3) = 120	26400	273.60	0.0103636	7.74	204.34
2.50	120	26400	273.60	0.0103636	7.74	204.34
3.50	120	26400	273.60	0.0103636	7.74	204.34
5.00						
0.00					*	
1.50	(30)(3) = 90	19800	273.60	0.0138182	9.92	196.32
5.2125	90	19800	273.60	0.0138182	9.92	196.32
10.425	(25)(3) = 75	16500	273.60	0.0165818	9.92	163.68
15.6375	75	16500	273.60	0.0165818	9.92	163.68
20.85	75	16500	273.60	0.0165818	9.92	163.68
26.063	75	16500	273.60	0.0165818	9.92	163.68
31.275	90	19800	273.60	0.0138132	9.92	196.32
36.4875	90	19800	273.60	0.0138132	9.92	196.32
40.20	90	19800	273.60	0.0138132	9.92	196.32
41.70						
0.00						
1.50	120	26400	273.60	0.0103636	7.74	204.34
4.00	120	26400	273.60	0.0103636	7.74	204.34
8.00	120	26400	273.60	0.0103636	7.74	204.34

* Como $p > 0.012$; $vuc = 0.53 - \sqrt{f \cdot c} = 9.92 \text{ kg/cm}^2$

CORTANTE QUE TOMA 73
EL CONCRETO.

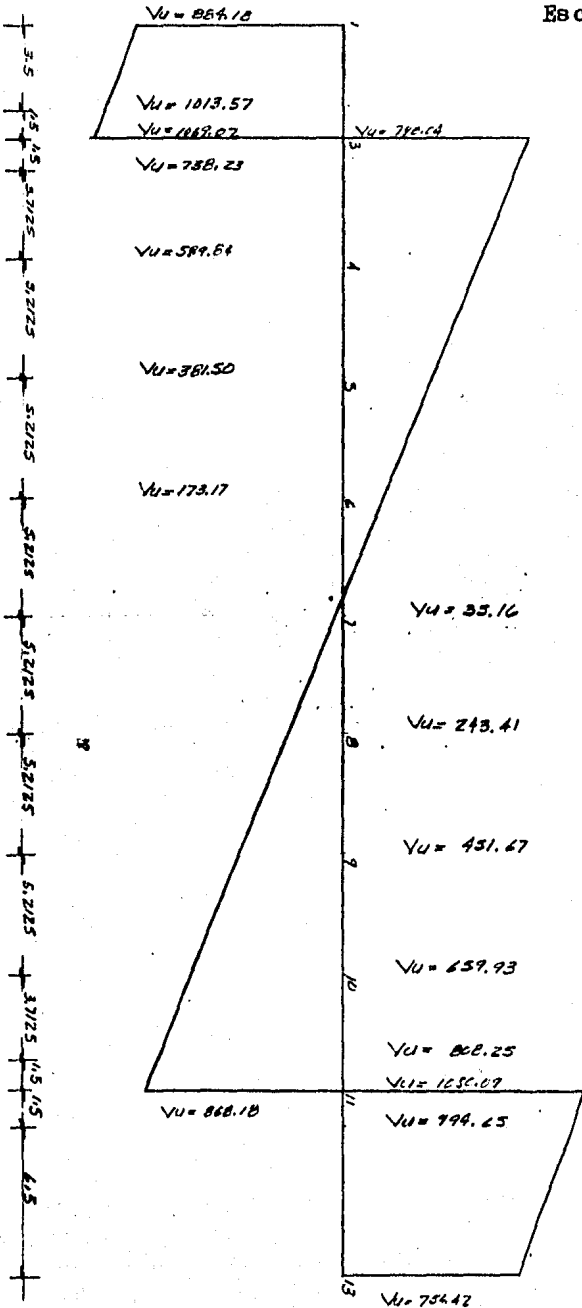
Esc. hor. 1:250
Esc. cor. 1:5000



CORTANTES ULTIMOS.

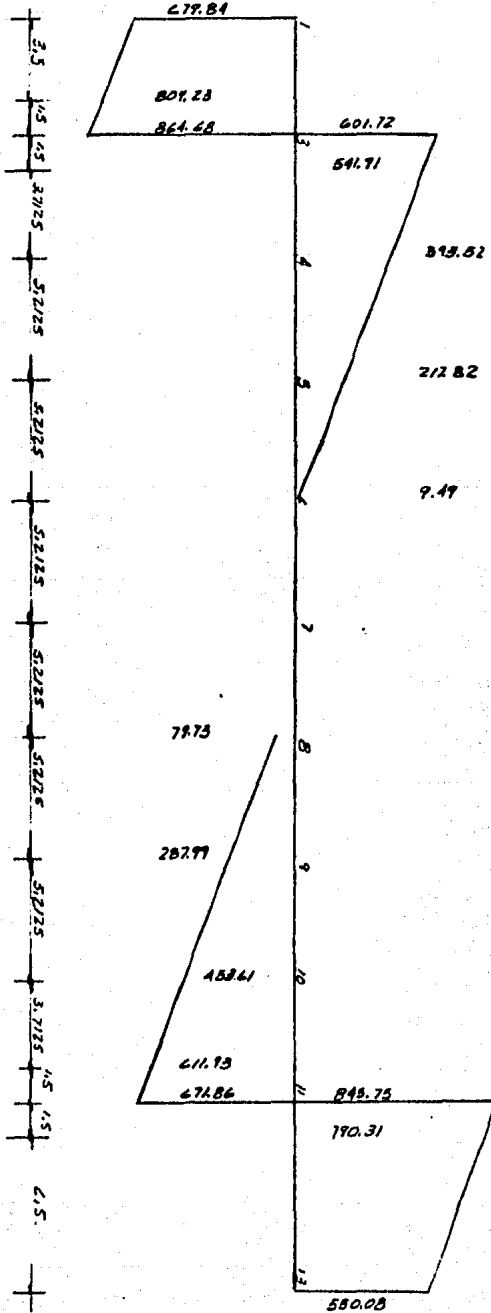
Esc. hor. 1:250

Esc. cor. 1:2500



Esc. hor. 1:250

Esc. cor. 1:2500



CALCULO DEL AREA DE ACERO Y SEPARACION DE ESTRIBOS.

- 1.- Tomando el cortante a la mitad del peralte a la izq. del punto 3.

$$Vu - Vuc = 809.23 \text{ ton}$$

$$S = \frac{Av \phi fy d}{Vu - Vuc}$$

Usando E #5 12 ramas.

$$S = \frac{12(1.99)(0.85)(4000)(220)}{809230} = 22.073 = \underline{20 \text{ cm}}$$

- 2.- Tomando el cortante a la mitad del peralte a la der. del punto 3.

$$Vu - Vuc = 556.27 \text{ ton}$$

Usando E #5 12 ramas.

$$\underline{S = 30 \text{ cm}}$$

- 3.- Tomando el cortante a la mitad del peralte a la izq. del punto 11.

$$Vu - Vuc = 626.29 \text{ ton}$$

Usando E #5 12 ramas.

$$\underline{S = 25 \text{ cm}}$$

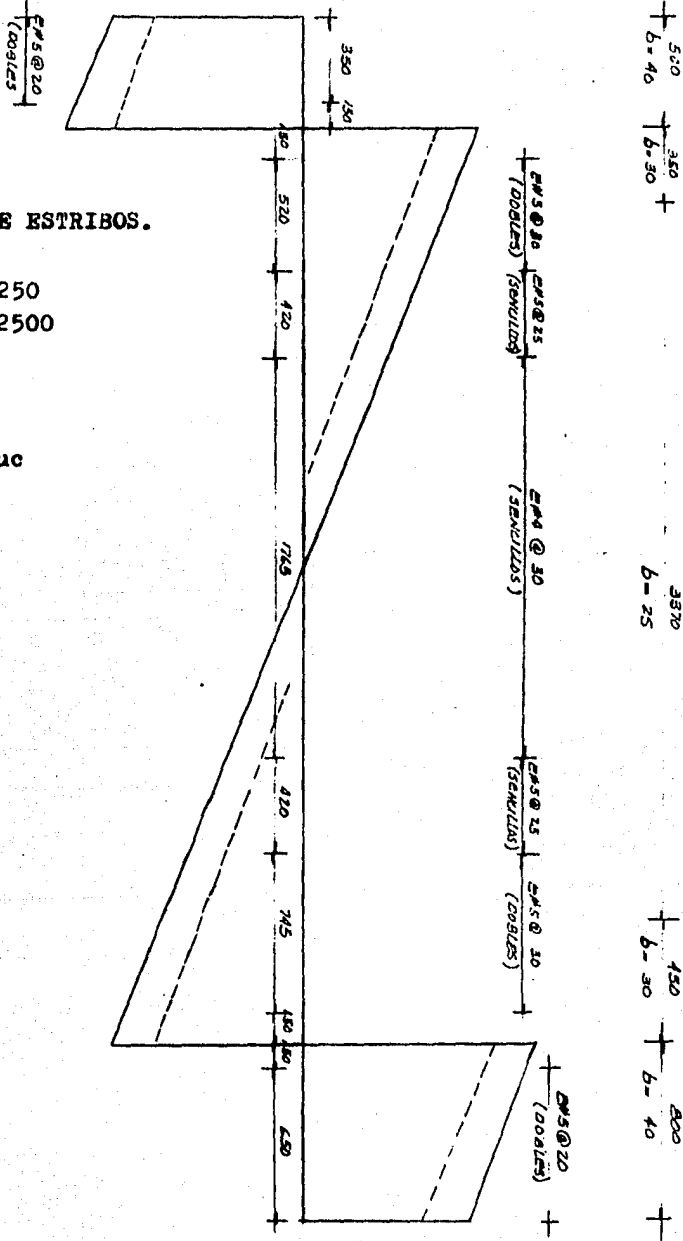
- 4.- Tomando el cortante a la mitad del peralte a la der. del punto 11.

$$Vu - Vuc = 790.31 \text{ ton} \quad \text{Usando E \#5 12 ramas. } \underline{S = 20 \text{ cm}}$$

- 5.- Con E #5 6 ramas. $\underline{Vu - Vuv = 297.70 \text{ ton}}$
a 30 cm.

- 6.- Con E #5 6 ramas a 25 cm $\underline{Vu - Vuc = 357.24 \text{ ton}}$

- 7.- Con E #4 6 ramas a 30 cm $\underline{Vu - Vuc = 190 \text{ ton}}$



SEPARACION DE ESTRIBOS.

Esc. hor. 1:250
 Esc. cor. 1:2500

—— Vu
 - - - Vu - Vuc

MODIFICACION DE LA SEPARACION DE ESTRIBOS EN NERVADURAS
DEBIDO A LA ADICION DEL ACERO POR FLEXION LATERAL.

Zona: a la mitad del peralte a la izquierda del punto 3.

___ Acero por cortante

$$S = \frac{A_v \phi f_y d}{V_u - V_{uc}}$$

$$V_u - V_{uc} = 809.23/3 = 269.743 \text{ ton/nerv.}$$

$$A_s (\text{en } 100 \text{ cm}) = \frac{100(269743)}{0.85(4000)220} = 36.06 \text{ cm}^2/\text{m}$$

___ Acero por flexión

Para nervadura exterior: $h = 40 \text{ cm}$

$$M_u = 15.21 \text{ ton-m}$$

$$A_s = \frac{0.85(350)(100)36}{4000} - \sqrt{\left[\frac{0.85(350)(100)36}{4000} \right]^2 - \frac{1.89(350)(100)M_u}{(4000)^2}}$$

$$= 12.01 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ total} = 36.06 + 12.01 = 48.07 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Con E\# 5 } 4 \text{ ramas } (A_s = 4 \times 1.99 = 7.96 \text{ cm}^2)$$

$$S = \frac{7.96(100)}{48.07} = 16.6 \quad \text{E\# 5 (4 ramas) a } 16 \text{ cm}$$

Zona: e la mitad del perale a la derecha del punto 3.

___ Acero por cortante

$$S = \frac{A_v \phi f_y d}{V_u - V_{uc}}$$

$$V_u - V_{uc} = 541.9 / 3 = 180.64 \text{ ton/nerv.}$$

$$A_s (\text{en } 100 \text{ cm}) = \frac{100(185423)}{0.85(4000)220} = 24.15 \text{ cm}^2/\text{m}$$

___ Acero por flexión

Para nervadura exterior: $h = 30 \text{ cm}$

$$M_u = 15.21 \text{ ton-m}$$

$$A_s = \frac{0.85(350)(100)26}{4000} - \sqrt{\left[\frac{0.85(350)(100)26}{4000} \right]^2 - \frac{1.89(350)(100)M_u}{(4000)^2}}$$

= 17 cm²

$$A_s \text{ total} = 24.15 + 17 = 41.15 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Con E# 5 4 ramas ($A_s = 4 \times 1.99 = 7.96 \text{ cm}^2$)

$$S = \frac{7.96(100)}{41.15} = 19.34 \quad \text{E# 5 (4 ramas) a } 19 \text{ cm}$$

Zona: a la mitad del peralte a la izquierda del punto 11.

— Acero por cortante

$$S = \frac{A_v \phi f_y d}{V_u - V_{uc}}$$

$$V_u - V_{uc} = 611.93/3 = 203.98 \text{ ton/nerv.}$$

$$A_s (\text{en } 100 \text{ cm}) = \frac{100(203980)}{0.85(4000)220} = 27.27 \text{ cm}^2/\text{m}$$

— Acero por flexión

Para nervadura exterior: $h = 30 \text{ cm}$

$$M_u = 15.21 \text{ ton-m}$$

$$A_s = \frac{0.85(350)(100)2b}{4000} - \sqrt{\left[\frac{0.85(350)(100)2b}{4000} \right]^2 - \frac{1.89(350)(100)M_u}{(4000)^2}}$$

$$= 17 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ total} = 27.27 + 17 = 44.27 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Con E\# 5 } 4 \text{ ramas } (A_s = 4 \times 1.99 = 7.96 \text{ cm}^2)$$

$$S = \frac{7.96(100)}{44.27} = 17.98 \quad \text{E\# 5 (4 ramas) a } 18 \text{ cm}$$

Zona: a la mitad del peralte a la derecha del punto 11.

___ Acero por cortante

$$S = \frac{A_v \phi f_y d}{V_u - V_{uc}}$$

$$V_u - V_{uc} = 790.31/3 = 263.436 \text{ ton/nerv.}$$

$$A_s (\text{en } 100 \text{ cm}) = \frac{100(263.436)}{0.85(4000)220} = 35.22 \text{ cm}^2/\text{m}$$

___ Acero por flexión

Para nervadura exterior: $h = 40 \text{ cm}$

$$M_u = 15.21 \text{ ton-m}$$

$$A_s = \frac{0.85(350)(100)36}{4000} - \sqrt{\left[\frac{0.85(350)(100)36}{4000} \right]^2 - \frac{1.89(350)(100)M_u}{(4000)^2}}$$

$$= 12.01 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ total} = 35.22 + 12.01 = 47.23 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Con E\# 5 } 4 \text{ ramas } (A_s = 4 \times 1.99 = 7.96 \text{ cm}^2)$$

$$S = \frac{7.96(100)}{47.23} = 16.85 \quad \text{E\# 5 (4 ramas) a } 16 \text{ cm}$$

Zona: donde $V_u - V_{uc} = 0$

_____ Acero por flexión

Para nervadura exterior: $h = 25 \text{ cm}$

$M_u = 15.21 \text{ ton-m}$

$b = 100 \text{ cm}$

$$A_s = \frac{0.85(350)(100)21}{4000} - \frac{0.85(350)(100)21}{4000} - \frac{1.89(350)(100)M_u}{(4000)^2}$$

$$= 21.62 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Utilizando E # 5 2 ramas ($A_s = 2 \times 1.99 = 3.98 \text{ cm}^2$)

$$S = \frac{100(3.98)}{21.62} = 18.94 \quad \text{E # 5 (2 ramas) a } 18 \text{ cm}$$

Zona: donde $V_u - V_{uc} = 229.32/3 = 76.44$ ton/nervadura

___ Acero por cortante

$$S = \frac{A_v \phi f_y d}{V_u - V_{uc}}$$

$$V_u - V_{uc} = 76.44 \text{ ton/nerv.}$$

$$A_s(\text{en } 100 \text{ cm}) = \frac{100(76440)}{0.85(4000)220} = 10.21 \text{ cm}^2/\text{m}$$

___ Acero por flexión

Para nervadura exterior: $h = 25 \text{ cm}$

$$M_u = 15.21 \text{ ton-m}$$

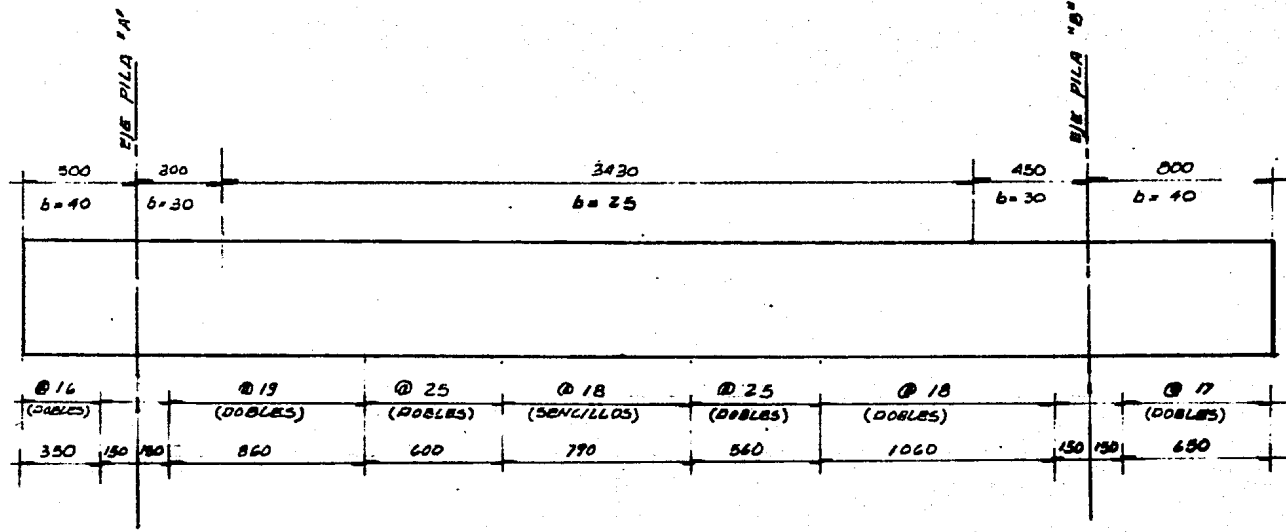
$$A_s = \frac{0.85(350)(100)21}{4000} - \sqrt{\left[\frac{0.85(350)(100)21}{4000} \right]^2 - \frac{1.89(350)(100) M_u}{(4000)^2}}$$

$$= 21.63 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ total} = 10.21 + 21.63 = 31.83 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Con E\# 5 4 ramas } (A_s = 4 \times 1.99 = 7.96 \text{ cm}^2)$$

$$S = \frac{7.96(100)}{31.83} = 25.00 \text{ cm} \quad \text{E\# 5 (4 ramas) a } 25 \text{ cm}$$



E #5

III.3 DIAFRAGMAS

III.3.1).- INTRODUCCION

Se consideran como vigas diafragma o vigas de gran peralte aquellas cuya relación de claro L , a peralte total H , es menor que 2.5 si son continuas en varios claros, o menor que 2 si constan de un solo claro libremente apoyado. - L es la distancia libre entre apoyos (reglamento DDF).

La distribución de esfuerzos normales debidos a flexión en este tipo de vigas difiere mucho de una distribución lineal, tal como se presentaria en una viga larga.

Antes de que ocurra el agrietamiento del concreto en tensión, las distribuciones de esfuerzos son mas o menos similares a las teóricas, pero cuando este ocurre dichas distribuciones cambian por completo. La teoría de la elasticidad proporciona un método conservador para el diseño de vigas de gran peralte, y se ha encontrado experimentalmente que la magnitud de esfuerzos debidos a flexión no es factor importante en el diseño, resultando mas significativos generalmente los detalles de dimensionamiento de los apoyos y los detalles de anclaje.

La fig. III.3.1 muestra algunas distribuciones de esfuerzos obtenidas por la teoría de la elasticidad para vigas con varias relaciones L/H .

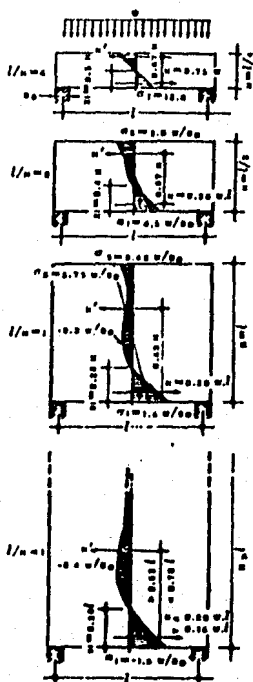


Figura III.3.1 Distribuciones elásticas de esfuerzos en vigas con diferentes relaciones claro/peralte.

III.3.2).- TIPOS DE FALLA

Una viga de gran peralte puede fallar de los siguientes modos:

- 1.- Rotura del acero de flexión.
- 2.- Aplastamiento de los apoyos.
- 3.- Falla por cortante.
- 4.- Aplastamiento del concreto a compresión.

1.- Rotura del acero de flexión.

Debido al gran peralte de estas vigas, al diseñarlas se obtienen muchas veces relaciones relativamente pequeñas de refuerzo por flexión. La configuración del agrieta -

miento indica que la viga trabaja aproximadamente como un arco atirantado, por lo que la fuerza de tensión en el acero es constante en todo el claro y no disminuye de acuerdo con el diagrama de momentos flexionantes, como en las vigas largas.

En las figuras III.3.2-a y III.3.2-b se muestran dos vigas que fallaron por rotura del acero de tensión. El porcentaje de refuerzo en ambas era de 0.12 por ciento. La única diferencia entre las dos vigas era la colocación del acero de refuerzo. En la primera viga la rotura del acero ocurrió en la sección en que se doblaron las varillas, y en la segunda ocurrió aproximadamente al centro del claro, siendo la carga en esta última 23% mayor que en la primera. Esto indica que no es conveniente doblar las varillas ya que se debilita la viga en la sección del doblar.

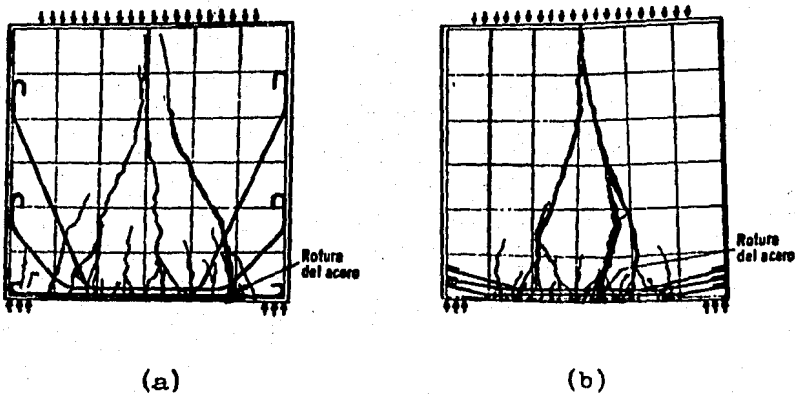


Figura III.3.2 Fallas por rotura del acero de flexión en vigas de gran peralte.

El Reglamento de Construcciones del D.F. recomienda usar un procedimiento simple de diseño que consiste en fijar el brazo del par interno de la manera siguiente:

___ En vigas de un solo claro.

$$\text{Si } 1.0 < L_n/H < 2.0 \quad ; \quad Z=(0.4+0.2L/H)H$$

$$\text{Si } 1.0 > L_n/H \quad ; \quad Z=0.6L$$

___ Para vigas continuas en dos o mas claros.

$$\text{Si } 1.0 < L_n/H < 2.5 \quad ; \quad Z=(0.3+0.2L/H)H$$

$$\text{Si } 1.0 > L_n/H \quad ; \quad Z=0.5L$$

Una vez determinado el valor de Z, el área de acero requerida se calcula con la siguiente ecuación:

$$A_s = \frac{M_r}{F_r f_y Z}$$

Dicha área de acero deberá proporcionarse con varillas de diámetro pequeño para evitar los problemas de anclaje.

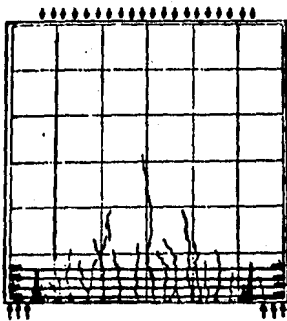
2.- Aplastamiento de los apoyos.

Los esfuerzos en las zonas de apoyo se limitarán a un valor de $0.5 f_c$, en los casos en que la viga no tenga ampliación de la sección en las zonas de apoyo, con el fin de evitar fallas por aplastamiento de los apoyos. Cuando existan ampliaciones en los apoyos, la carga aplicada a la viga no deberá exceder el siguiente valor:

$$w \text{ máx.} = 0.08 b f_c H/L_n \quad L_n = \text{claro libre entre apoyos.}$$

Estas recomendaciones tienen por objeto evitar que se desarrollen esfuerzos inclinados de compresión demasiado altos.

En las figuras III.3.3-a y III.3.3-b se muestran dos vigas que fallaron por aplastamiento de los apoyos. En la primera, el esfuerzo de aplastamiento, obtenido dividiendo la reacción de apoyo entre el área del apoyo, resultó de 405 Kg/cm^2 , valor 45 por ciento mayor que la resistencia del concreto, f_c , determinada en cilindros. La viga de la figura III.3.3-b tenía una ampliación de los apoyos para disminuir los esfuerzos de aplastamiento. En esta viga, la falla ocurrió al formarse súbitamente una grieta casi vertical en la intersección del alma de la viga con la ampliación del apoyo derecho, y se inició por arriba del refuerzo longitudinal. Esta falla indica la conveniencia de colocar refuerzo horizontal adicional en esa zona.



(a)



Aplastamiento
del concreto

(b)

Figura III.3.3 Fallas por aplastamiento de los apoyos en vigas de gran peralte.

3.- Falla por cortante.

El diseño por cortante de los tramos interiores entre nervaduras se basará en las disposiciones especiales para miembros de gran peralte sujetos a flexión contenidas en el artículo 11.8 de Reglamento ACI-318-77.

Las disposiciones mencionadas anteriormente se aplicarán cuando L_n/d sea menor de 5 y los miembros estén cargados en la parte superior o en la cara de compresión.

La inclinación del agrietamiento diagonal puede ser mayor de 45° , por consiguiente, en miembros de gran peralte sujetos a flexión se requiere tanto refuerzo por cortante vertical como horizontal. Las cantidades relativas de refuerzo por cortante horizontal y vertical que han sido obtenidas con la ec. (A) pueden variar en tanto se observen los límites de cantidad y espaciamento mínimos. La ec. (A) se presenta en términos de resistencia al cortante V_s proporcionada tanto por el refuerzo por cortante horizontal como por el refuerzo por cortante vertical para miembros de gran peralte sujetos a flexión.

El refuerzo por cortante A_v y A_{vh} en términos de la fuerza cortante afectada por el factor de carga, V_u , se calcula de la siguiente manera:

$$V_u \leq \phi V_n \\ \leq \phi (V_c + V_s)$$

por lo que:

$$\frac{V_u - V_c}{\phi f_y d} = \frac{A_v}{s} \left[\frac{1 + L_n/d}{12} \right] + \frac{A_{vh}}{s_2} \left[\frac{11 - L_n/d}{12} \right] \quad \text{Ec. (A)}$$

Que resulta idéntica a la establecida en el Reglamento de Construcciones del D.D.F. :

"La contribución del refuerzo vertical se supondrá igual a :"

$$0.083 Fr fyv d Av (1 + L/d)/s$$

"... y la del refuerzo horizontal igual a :"

$$0.083 Fr Fyh d Avh (11 - L/d)/s$$

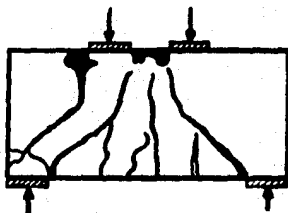
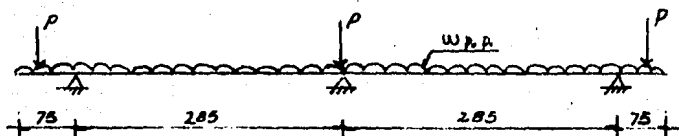
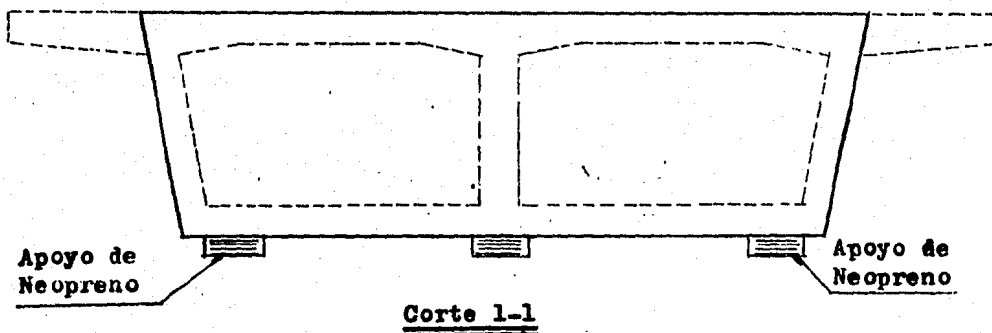
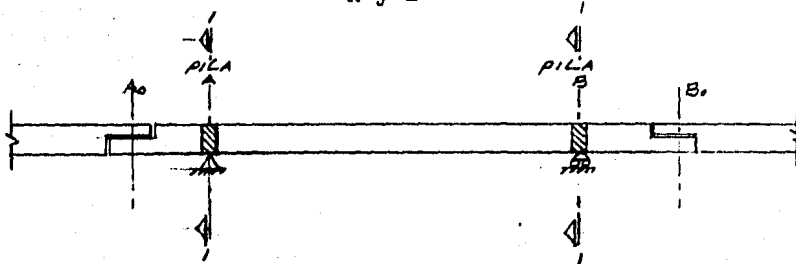


Figura III.3.4 Falla por cortante en vigas de gran peralte.

4.- Aplastamiento del concreto a compresión.

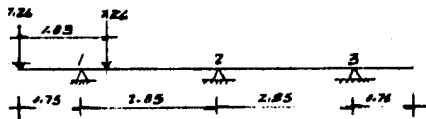
Este tipo de falla no es común en vigas de gran peralte, cuando ocurre, su desarrollo es semejante a la falla en compresión por cortante de vigas largas, pero después de que se producen deflexiones inelásticas considerables.

III.3.3).- DISEÑO DE DIAPHRAGMAS SOBRE PILAS
A y B



Además de las cargas que bajen por cada nervadura, se consideraran cargas puntuales debidas a camiones tipo, en posición tal que produzcan el máximo momento tanto positivo como negativo.

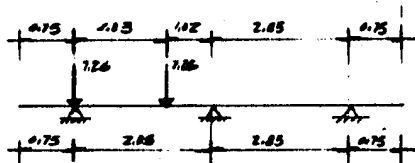
a).- Carga de camión que produce el máximo momento negativo.



$$M \text{ máx}(-) = 7.26(0.75) = 5.45 \text{ ton-m}$$

$$\text{Cortante total máximo en tramo 1-2} = 5.08 \text{ ton}$$

b).- Carga de camión que produce el máximo momento positivo.



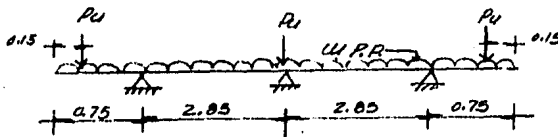
$$M \text{ máx}(+) (\text{en el punto de la carga}) = \frac{Pab}{4L^3} [4L^2 - a(L+a)]$$

$$M \text{ máx}(+) = \frac{7.26(1.83)(1.02)}{4(2.85)^3} [4(2.85)^2 - 1.83(2.85+1.83)]$$

$$M \text{ máx}(+) = 3.50 \text{ ton-m}$$

DIAFRAGMA SOBRE PILA A

Elementos mecánicos debidos a CM + CV+I



Suponiendo un ancho de diafragma $b = 80$ cm

$$w.p.p. = \frac{8.20 + 7.20}{2} (0.8)(2.3)/7.20 (2.4) = 4.72 \text{ ton/m}$$

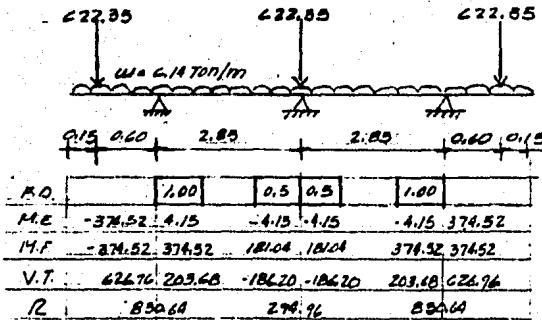
Reacción por CM sobre pila A = $595.52 + 454.61 = 1050.13$ ton

Reacción por CV+I " " " = $135.81 + 95.37 = 231.18$ ton

$$w_u = 1.3(4.72) = 6.14 \text{ ton/m}$$

$$P_u = 1.3(1050.13 + 1.67 \times 231.18)/3 = 622.35 \text{ ton}$$

Momento máximo positivo y máximo negativo.



M máx(+) = 181.04 ton-m

M máx(-) = -374.52 ton-m

a).- Diseño por flexión de tramos centrales entre nervaduras.

$$M \text{ máx}(+) = 181.04 + 3.50 = 184.54 \text{ ton-m}$$

$$M \text{ máx}(-) = 374.52 + 5.45 = 379.97 \text{ ton-m}$$

Constantes de cálculo:

$$f_c = 350 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$b = 80 \text{ cm}$$

$$d = 220 \text{ cm}$$

$$h = 230 \text{ cm}$$

Ancho supuesto del apoyo de Neo -
no = 120 cm

$$L_n = 285 - 120 = 165 \text{ cm}$$

$$L_n/h = 0.72$$

$$z = 0.5(2.85) = 1.425 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_r}{F_r f_y z}$$

$$A_s(+) = \frac{18454000}{0.9(4000)(142.5)} = 35.97 \text{ cm}^2 \quad 7V_8 \#8 \text{ ó } 5V_8 \#10$$

$$A_s(-) = \frac{37997000}{0.9(4000)(142.5)} = 74.07 \text{ cm}^2 \quad 7V_8 \#12$$

b).- Diseño por cortante de tramos centrales entre nervaduras.

$$V_u = 203.68 + 5.68 = 209.36 \text{ ton}$$

Los porcentajes mínimos para el refuerzo vertical y horizontal son:

$$A_v \geq 0.0015 b_s \quad \text{Donde: } s \leq d/5 \text{ ó } s \leq 45 \text{ cm}$$

$$A_{vh} \geq 0.0025 b_s^2 \quad \text{Donde: } s_2 \leq d/3 \text{ ó } s_2 \leq 45 \text{ cm}$$

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'c} b d$$

$$= 174511 \text{ kg}$$

$$v_c = 174511 < V_u$$

$$l_n/d = 0.75$$

$$\frac{V_u - \phi V_c}{\phi f_y d} = \frac{209360 - 174511}{0.85(4000)(220)} = 0.046589$$

$$\frac{V_u - V_c}{\phi f_y d} = \frac{A_v}{s} \left[\frac{1 + l_n/d}{12} \right] + \frac{A_{vh}}{s_2} \left[\frac{11 - l_n/d}{12} \right]$$

Suponiendo: $s = 30 \text{ cm}$

$$A_v = 0.0015(80)(30) = 3.6 \text{ cm}^2$$

$$s_2 = 30 \text{ cm}$$

$$A_{vh} = \frac{0.046589 - 0.0175}{0.854} (30) = 1.02 \text{ cm}^2$$

$$A_{vh}(\text{min}) = 0.0025(80)(30) = 6 \text{ cm}^2 > 1.02 \text{ cm}^2$$

Por lo que:

$$A_v = 3.6 \text{ cm}^2 \quad \text{Con E \#4: } A_v = 1.24(4) = 5.08 > 3.00 \text{ Bien}$$

$$s = 30 \text{ cm} \quad \underline{\underline{\text{E \#4 4 ramas a 30cm}}}$$

$$A_{vh} = 6 \text{ cm}^2 \quad \text{Con E \#5: } A_{vh} = 1.99(4) = 7.96 > 6 \text{ Bien}$$

$$s_2 = 30 \text{ cm} \quad \underline{\underline{\text{E \#5 4 ramas a 30 cm}}}$$

c).- Diseño por flexión de tramos en voladizo.

Revisión como ménsula.

Del reglamento de construcciones del DDF.:

"El término ménsula se refiere a un voladizo sujeto a una carga concentrada, de modo que la relación entre la distancia, c , de la carga al paño donde arranca el voladizo y el peralte total de este en dicho paño, h , sea menor o igual a 1.0"

$$M_r = F_r f_y A_s z \text{ Donde: } z = (0.4 + 0.4c/h)h; \text{ si } 0.5 \leq c/h \leq 1.0$$

$$z = 1.2c; \text{ si } c/h < 0.5$$

$$c = 0.60 \text{ m}$$

$$h = 2.3 \text{ m}$$

$$c/h = 0.26 \quad z = 1.2(0.6) = 0.72$$

$$M_r = 374.52 + 5.45 = 379.97 \text{ ton-m}$$

$$A_s = \frac{37997000}{0.9(4000)(72)} = 146.59 \text{ cm}^2; 13 V_s \# 12$$

$$p = 146.59/80(220) = 0.0083 > 0.008$$

Por lo que aumentaremos el ancho de la sección a 85 cm.

Con lo que $p = 0.0078$

d).- Diseño por cortante de tramos en voladizo.

Para el cálculo del refuerzo se utilizará el criterio de cortante por fricción, ya que:

$$a/d = 0.6/220 = 0.27 < 0.5$$

$$V_u = 626960 + 7260 = 634220 \text{ kg}$$

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\phi f_y \gamma}$$

Con un límite de 0.2 ft ó 55 kg/cm² para el esfuerzo de transmisión por cortante.

$$v_u = \frac{634220}{80(220)} = 36.03 \text{ kg/cm}^2 < 0.2 \text{ ft} = 70 \text{ kg/cm}^2 < 55 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_{vf} = \frac{634220}{0.85(4000)1.4} = 133.24 \text{ cm}^2 \quad \gamma = \text{Coeficiente de fricción para concreto colado monolíticamente} = 1.4$$

Los estribos o anillos cerrados, paralelos al refuerzo por tensión por flexión que tengan un área total A_h no menor que $0.5 A_s$, deben distribuirse uniformemente dentro de las $2/3$ partes del peralte efectivo adyacente al refuerzo de tensión por flexión.

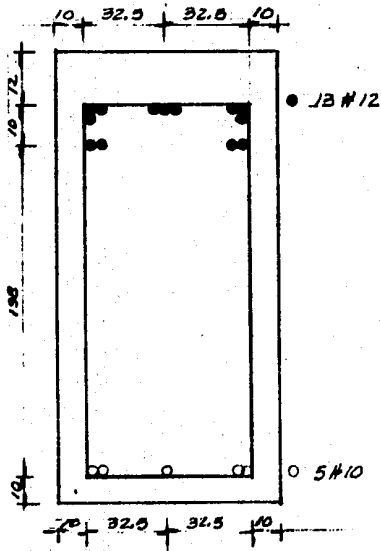
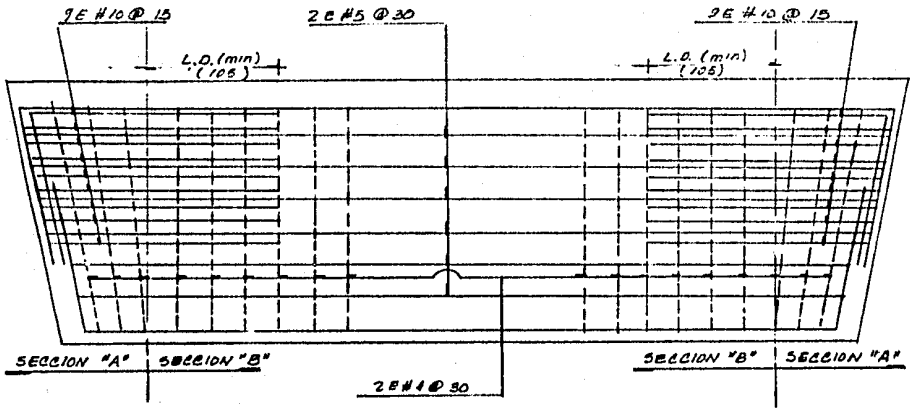
$$A_s(\text{por flexión}) = 146.59 \text{ cm}^2$$

$$A_{vf} = 133.24 \text{ cm}^2$$

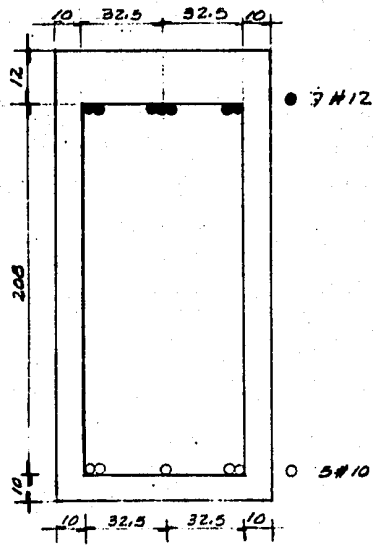
$$A_{vf} > 0.5 A_s \quad \text{Por lo que: } 2/3 d = 147 \text{ cm}$$

Con 9 E #10 distribuidos en $2/3 d$ obtenemos:

$$A_s = 142.92 \text{ cm}^2 > 133.24 \text{ cm}^2 \quad \text{Bien.}$$



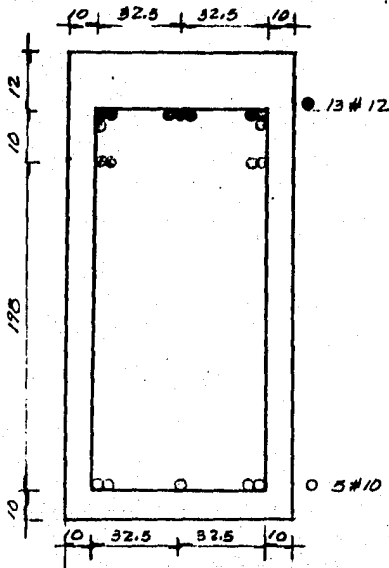
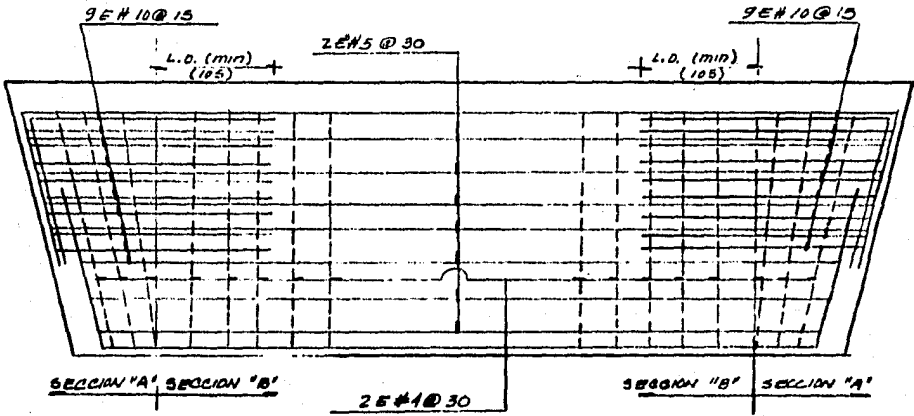
Sección "A"



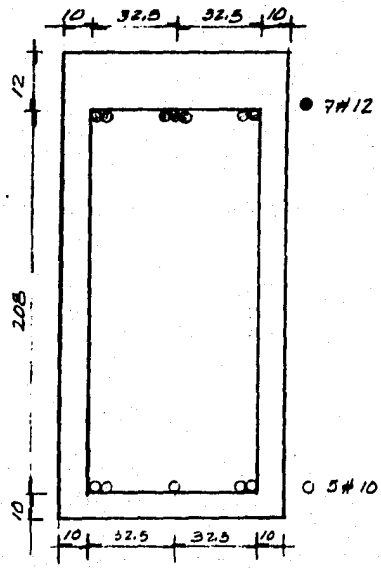
Sección "B"

DIAFRAGMA SOBRE PILA B

Siguiendo el procedimiento anotado anteriormente, se obtiene el siguiente armado.:



Sección "A"

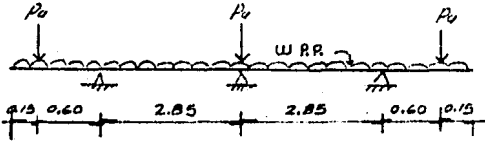


Sección "B"

III.3.4).- DISEÑO DE DIAFRAGMAS SOBRE APOYOS
A' Y B'

DIAFRAGMA SOBRE APOYO A'

Elementos mecánicos debidos a C.M + C.V+I



$$w \text{ p.p.} = \frac{8.2 + 7.20}{2} \left[\frac{(0.5)(2.3)}{7.20} \right] (2.4) = 2.95 \text{ ton/m}$$

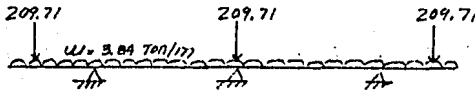
Reacción por CM de tramo 2 = 434.93 ton

Reacción por CV+I de tramo 2 = 24.46(1.20) = 29.35 ton

$$w_u = 1.3(2.95) = 3.84 \text{ ton/m}$$

$$P_u = \frac{1.3 [434.93 + 1.67 \times 29.35]}{3} = 209.71 \text{ ton}$$

Momentos máximos positivo y negativo.



	0.15	0.60	2.85	2.85	0.60	0.15
F.D		1.00	0.50	0.50	1.00	
M.E	-126.91	2.60	-2.60	2.60	-2.60	126.91
		124.31	-	-	-124.31	
			62.16	-62.16		
M.F.	-126.91	126.91	59.56	-59.56	-126.91	126.91
V1	212.59	5.47	5.47	5.47	5.47	212.19
V2		65.43	-65.43	65.43	-65.43	
IT	212.59	70.70	-59.96	59.96	70.70	212.59
D		<u>203.47</u>	<u>87.79</u>	<u>87.79</u>	<u>203.47</u>	

a).- Diseño por flexión de tramos centrales entre nervaduras.

$$M \text{ máx}(+) = 59.56 + 3.50(\text{de carga de camiones}) \\ = 63.06 \text{ ton}$$

$$M \text{ máx}(-) = 126.91 + 5.45(\text{de carga de camiones}) \\ = 132.36 \text{ ton}$$

Constantes de cálculo:

$$f'c = 350 \text{ kg/cm}^2 \\ f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2 \\ b = 50 \text{ cm} \\ d = 220 \text{ cm} \\ h = 230 \text{ cm}$$

Ancho supuesto del apoyo de Neo
preño = 120 cm

$$L_n = 285 - 120 = 165 \text{ cm}$$

$$L_n/h = 0.72$$

$$z = 0.5(2.85) = 1.425 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_r}{F_r f_y z}$$

$$A_s (+) = \frac{6306000}{0.9(4000)(142.5)} = 12.29 \text{ cm}^2 \quad 5 \text{ Vs } \#6$$

$$A_s (-) = \frac{13236000}{0.9(4000)(142.5)} = 25.80 \text{ cm}^2 \quad 5 \text{ Vs } \#8$$

b).- Diseño por cortante de tramos centrales entre nervaduras.

$$V_u = 70.90 + 5.68(\text{de carga de camiones}) = 76.58 \text{ ton}$$

$$V_c = 0.53 - \sqrt{350} (50)(220) = 109069 \text{ kg}$$

$$V_c = 109069 \text{ kg} > V_u \quad \text{Por lo que utilizaremos:}$$

$$A_v \text{ min} = 0.0015 b_s \quad s < d/5 \text{ ó } 45 \text{ cm}$$

$$A_v \text{ min} = 0.0025 b_s \quad s_2 < d/3 \text{ ó } 45 \text{ cm}$$

$$A_v \text{ min} = 0.0015(50)(30) = 2.25 \text{ cm}^2 \quad \text{E } \#4 \text{ a } 30 \text{ cm (sencillos)}$$

$$Avh \min = 0.0025(50)(30) = 3.75 \text{ cm}^2 \quad E \#5 \text{ a } 30 \text{ cm (sencillos)}$$

c).- Diseño por flexión de tramos en voladizo.

$$\begin{aligned} M_r = P_r A_s f_y z \quad \text{Datos: } M_r &= 132.36 \text{ ton-m} \\ c &= 0.60 \text{ m} \\ h &= 2.30 \text{ m} \\ c/h &= 0.26 \\ z &= 0.72 \end{aligned}$$

$$A_s = \frac{13236000}{0.9(4000)(72)} = 51.06 \text{ cm}^2$$

$$p = \frac{51.06}{50(220)} = 0.0046423 < 0.008 \quad \text{Bien} \quad \begin{array}{l} 7 \text{ Vs } \#10.6 \\ 5 \text{ Vs } \#12.6 \end{array}$$

d).- Diseño por cortante de tramos en voladizo.

$$V_u = 212.59 + 7.26(\text{de carga de camiones}) = 219.85 \text{ ton}$$

$$v_u = \frac{219850}{50(220)} = 19.98 \text{ kg/cm}^2 < \begin{array}{l} 0.2 f_c = 70 \text{ kg/cm}^2 \\ < 55 \text{ kg/cm}^2 \end{array}$$

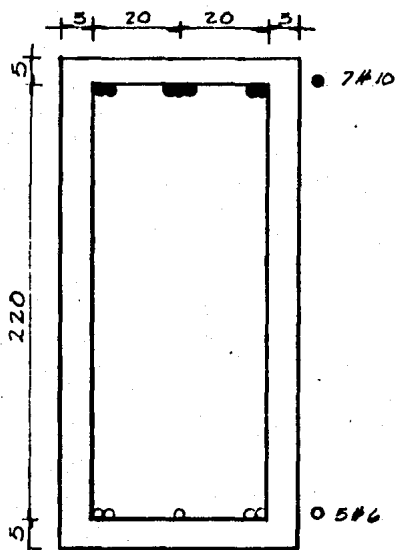
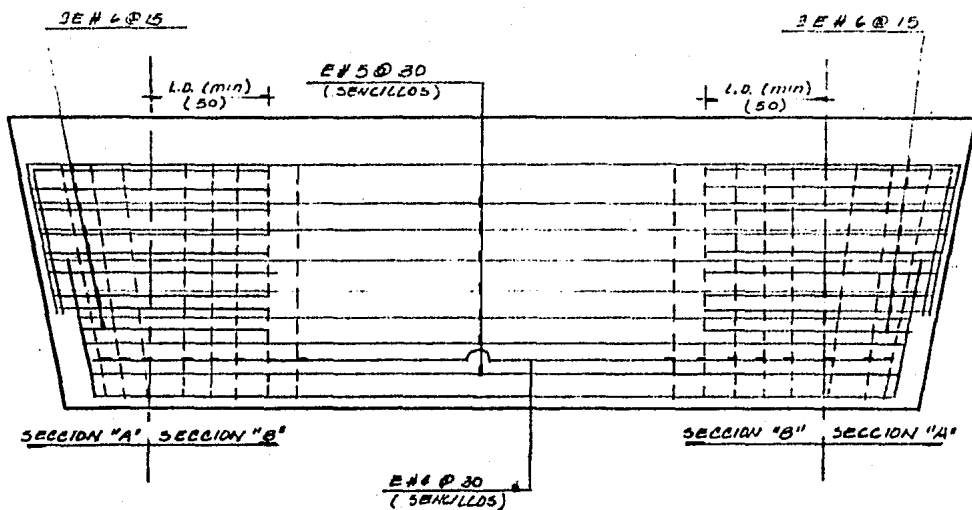
$$A_{vf} = \frac{219850}{0.85(4000)1.4} = 46.18 \text{ cm}^2$$

$$A_s(\text{por flexión}) = 51.06 \text{ cm}^2$$

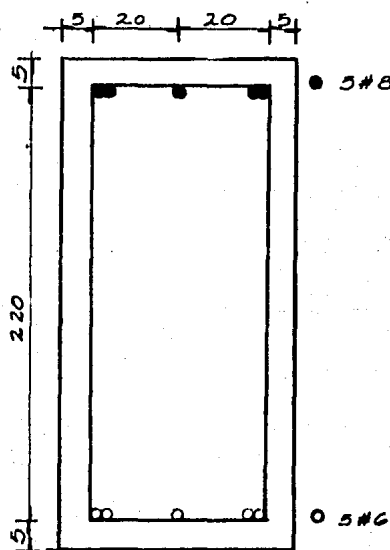
$$A_{vf} > 0.5 A_s$$

Con 9 E #6 distribuidos en 2/3d obtenemos:

$$A_s = 51.06 \text{ cm}^2 > 46.18 \text{ cm}^2 \quad \text{Bien.}$$



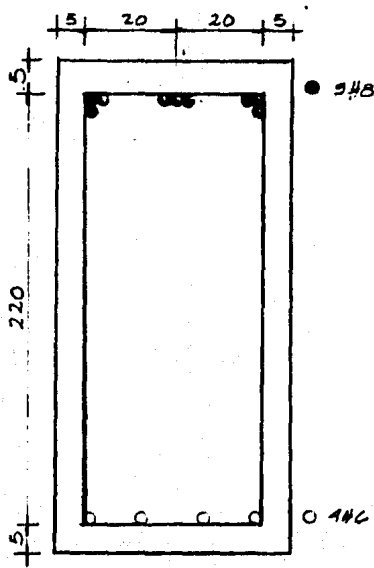
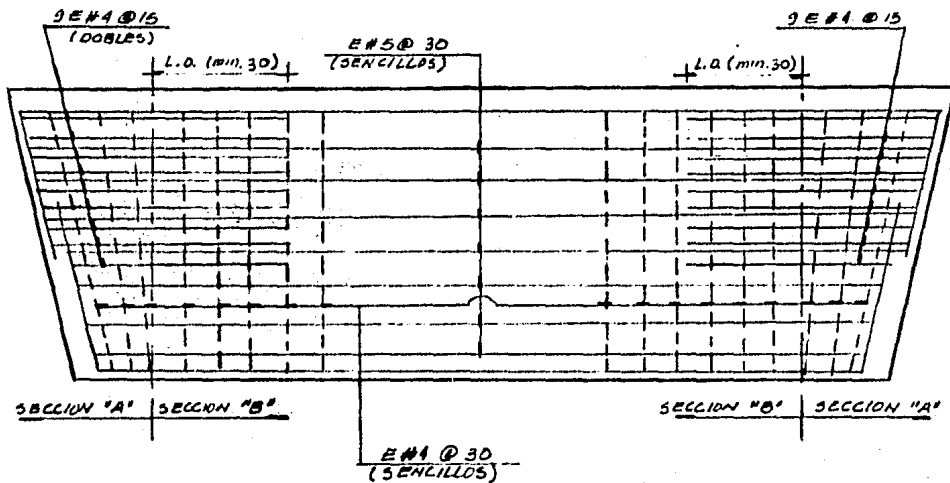
Sección "A"



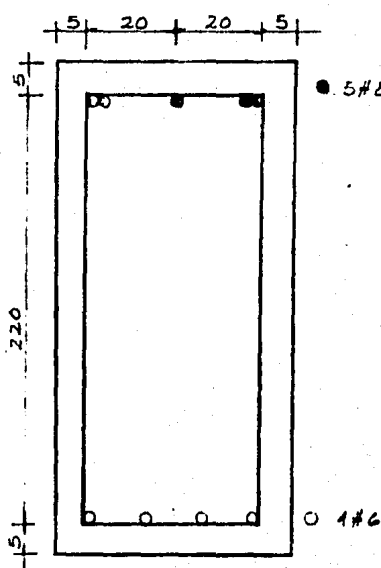
Sección "B"

DIAPHRAGMA SOBRE APOYO B'

Seguindo el procedimiento anotado anteriormente, se obtiene el siguiente armado.:



Sección "A"



Sección "B"

III.4 MENSULAS

El diseño de las ménsulas se basará en el artículo - titulado "Ménsulas en extremos de vigas", de Santiago Loera P., Francisco Robles F., y J. Salvador López V. publicado por la revista Ingeniería, de enero-marzo de 1973.

Las ménsulas en extremos de vigas no pueden diseñarse como voladizos ordinarios, puesto que su relación de longitud a peralte es pequeña (normalmente del orden de la unidad o menor), y por la concentración de tensiones principales inclinadas en la esquina entrante. Tampoco es correcto usar directamente el procedimiento que se sigue para ménsulas que sobresalen de columnas, ya que la distinta geometría hace que cambien considerablemente las trayectorias de esfuerzos principales. (Ver figura III.4.1)

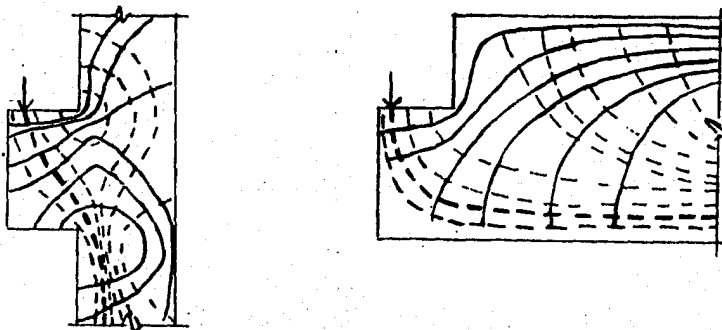


Figura III.4.1 Trayectorias de esfuerzos principales en ménsulas.

Parece más acertado considerar dos posibles tipos de falla; uno en que predomine la tensión diagonal y la ménsula falle según una grieta inclinada que parte de la esquina entrante, y otro donde predomine la fuerza cortante y la falla sea por cortante en un plano casi vertical en el arranque de la ménsula. Así, un criterio de dimensionamiento consiste en valuar las resistencias correspondientes a los dos posibles tipos de falla y considerar que la resistencia es la menor de las dos.

En el primer tipo de falla se calcula la resistencia basandose en el método de Franz y Niedenhoff, conocido como la analogía de la armadura, considerando el equilibrio de la ménsula cuando alcanza su resistencia y suponiendo además que el mecanismo de falla es según una grieta inclinada que parte de la esquina entrante, y que el acero fluye antes de que el concreto se aplaste en compresión (falla dúctil). Para el segundo tipo de falla, el cálculo de la resistencia se basa en el criterio de cortante por fricción. "El origen de este método es desconocido, pero su aplicación al diseño de conexiones de concreto fue propuesto por primera vez por Mast. El objetivo de Mast fue desarrollar un método simple y racional basado en modelos físicos de comportamiento de conexiones. Este método primeramente lo aplicó al diseño de conexiones en vigas compuestas y luego lo introdujo en el diseño de ménsulas de concreto usando los resultados de Kriz & Raths como datos básicos" (2). En resumen, el criterio de cortante por fricción también se basa en el equilibrio de la ménsula cuando alcanza su resistencia, pero donde el mecanismo de falla se supone de finido por una grieta vertical sobre la que tiende a deslizarse la ménsula con respecto al cuerpo de la viga. Las fuerzas de

(2) G. Somerville. The Behaviour and Design of Reinforced Concrete Corbels. Technical Report. Cement and Concrete Association. London, 1972. p. 6

fricción que actúan entre las dos superficies de concreto en contacto impiden el deslizamiento en el plano de la grieta. - El valor máximo de la resultante de dichas fuerzas de fricción es igual a $A_s f_y \mu$ donde A_s es el área de las varillas normales al plano de falla que no resistan esfuerzos directos de tensión (por flexión o tensión directa) y μ el coeficiente de fricción de los materiales en contacto.

Para el dimensionamiento de las ménsulas se orienta por el criterio de Franz & Niedenhoff ya que en algunos puentes - en servicio se han observado grietas inclinadas que han hecho suponer que el mecanismo de falla estaría de acuerdo con las suposiciones de dicho criterio.

CRITERIO DE FRANZ & NIEDENHOFF

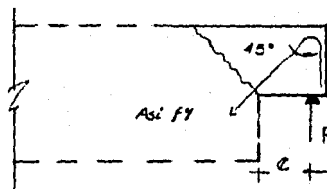
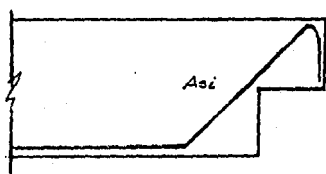
Considera el equilibrio de la ménsula cuando alcanza su resistencia y supone que el mecanismo de falla está definido por una grieta inclinada que parte de la esquina entrante, y que el acero fluye antes de que el concreto se aplaste en compresión. Para asegurar esta última condición (falla dúctil) es necesario que el porcentaje de acero inclinado, p , referido a la sección inclinada contenido en el plano de la grieta, sea menor que el 75% del porcentaje balanceado, p_b , también - referido a la sección inclinada y que está dado por la siguiente expresión:

$$p_b = \frac{0.85 k_1 f'_c}{f_y} \cdot \frac{c100}{c100 + f_y}$$

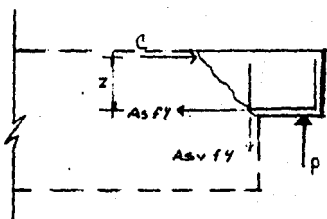
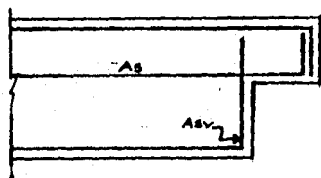
$$k_1 = 1.05 - \frac{f'_c}{1400} \leq 0.85$$

Es posible usar dos tipos de armado; armado tipo A - formado por varillas inclinadas a 45°, que siguen aproximadamente a las tensiones principales, y refuerzo tipo B, formado por varillas verticales y horizontales que se cruzan cerca de

la esquina entrante. En este caso y de acuerdo con el resultado de las pruebas en especímenes realizadas por Loera, Robles y López, de que las ménsulas ensayadas con refuerzo inclinado fueron más resistentes, más dúctiles, tuvieron poca deformación y su agrietamiento fue poco intenso, se usará refuerzo inclinado.

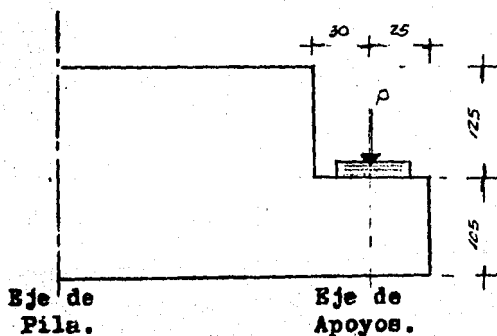


Solución con refuerzo inclinado a 45°



Solución con refuerzo vertical y horizontal

III.4.1).- MENSULA EN VOLADO DE 5.00 MTS.

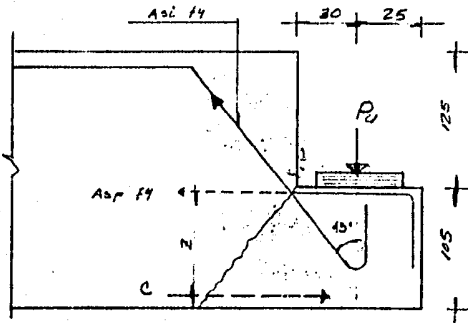


Reacción por carga muerta de tramo 2:

$$R_{CM} = \underline{\underline{434.93 \text{ ton}}}$$

Reacción por carga viva + impacto:

$$R_{CV+I} = (24.46) \times 3 (1.20)(0.9) = \underline{\underline{79.25 \text{ ton}}}$$



$$\frac{25}{105} = 0.52 < 1.0$$

$$e = 30 \text{ cm}$$

$$P_u = 1.3 [434.93 + 1.67 \times 79.25] = 737.46 \text{ ton}$$

Por $\sum F_y = 0$; $P_u = A_s i f_y \cos 45^\circ$

$$A_s i = \frac{737460}{0.8(4000) \cos 45^\circ} = 325.91 \text{ cm}^2$$

$$65 \text{ Vs } \#8_6$$

$$41 \text{ Vs } \#10_6$$

$$29 \text{ Vs } \#12$$

Verificación de que el acero fluye antes de que el concreto falle.

$$p = \frac{A_s i}{(h \sec 45^\circ - r) b} \quad \text{Donde: } A_s i = 325.91 \text{ cm}^2$$

$$b = 720 \text{ cm}$$

$$r = 5 \text{ cm}$$

$$h = 105 \text{ cm}$$

$$p = 0.0031545$$

Porcentaje correspondiente a la falla balanceada.

$$p_b = \frac{0.85(0.85)(350)}{4000} \cdot \frac{6116}{6116 + 4000} = 0.0382212$$

$$p_{\text{máx}} = 0.75 p_b = 0.0286659 > p \therefore \text{Falla dúctil.}$$

Se usarán 29 Vs #12 repartidas en un ancho de 7.20 m ,
por lo que el espaciamiento será:

$$\underline{\underline{\# 12 \text{ a } 25 \text{ cm}}}$$

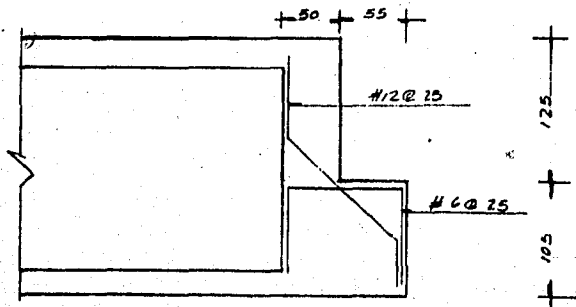
Refuerzo por flexión.

Por $\Sigma M = 0$; $P_e = A_s f_y z$ Donde: $P = 737.46 \text{ ton}$
 $e = 30 \text{ cm}$
 $f_y = 3200 \text{ kg/cm}^2$
 $z = 0.85(105) = 89.25 \text{ cm}$

$$A_s p = \frac{737460(30)}{3200(89.25)} = 77.46 \text{ cm}^2$$

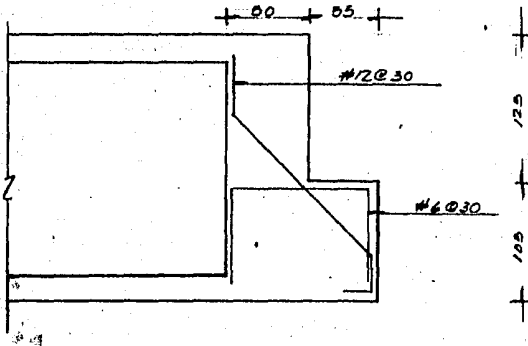
Se usarán 27 Vs #6 repartidas en un ancho de 7.20 m ,
por lo que el espaciamiento será:

$$\underline{\underline{\# 6 \text{ a } 25 \text{ cm}}}$$



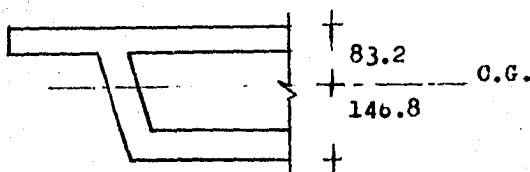
III.4.2).- MENSULA EN VOLADO DE 8.00 MTS.

Siguiendo el procedimiento anotado anteriormente, se obtiene el siguiente armado:



CAPITULO IV. DISEÑO DE LOS VOLADIZOS.

A).-- VOLADO DE 5.00 MTS.



$$M(\text{sin factores de carga}) = 3244.11 \times 10^5 \text{ kg-cm}$$

$$A = 63894 \text{ cm}^2$$

$$I_{xx} = 5.003 \times 10^8 \text{ cm}^4$$

$$\bar{y}_1 = -146.8 \text{ cm}$$

$$S_1 = 3.40804 \times 10^6 \text{ cm}^3$$

$$y_2 = 83.2 \text{ cm}$$

$$S_2 = 6.01322 \times 10^6 \text{ cm}^3$$

+ Compresión

- Tensión

_____ Esfuerzos debidos a C.M. + C.V.

$$f = \frac{M}{I} y$$

$$f_s = \frac{-3244.11 \times 10^5}{5.003 \times 10^8} (83.2) = -53.9 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_i = \frac{-3244.11 \times 10^5}{5.003 \times 10^8} (-146.8) = 95.19 \text{ kg/cm}^2$$

_____ Esfuerzos temporales anteriores a las pérdidas, debidas a la fluencia y a la contracción. (AASHTO)

Compresión: (0.55 f'c)

Tensión: _____ Zona sometida a tensión, con la aplicación de una fuerza de compresión previa (cero).

— En áreas a tensión sin presfuerzo adherido (14.1 kg/cm^2 ó $0.8\sqrt{f'c}$.)

— Esfuerzos bajo la carga de servicio una vez que se han presentado las pérdidas.

Compresión : (0.4 $f'c$)

Tensión : — Con la aplicación de una fuerza de compresión previa en el área a tensión:

a).- Para elementos con presfuerzo adherido ($1.6\sqrt{f'c}$).

b).- Para elementos sin presfuerzo adherido (cero).

— Esfuerzos debidos a peso propio (antes de colar tramo 2).

$$f = \frac{M}{I} \quad M \text{ (sin factores de carga) } = 278.80 \text{ ton-m}$$

$$f_s = \frac{-278.8 \times 10^5}{5.003 \times 10^8} (83.2) = -4.64 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_i = \frac{-278.8 \times 10^5}{5.003 \times 10^8} (-146.8) = 8.18 \text{ kg/cm}^2$$

CALCULO DEL NUMERO DE CABLES

Esfuerzos debidos al presfuerzo:

$$f_s = \frac{P}{A} \left[1 + \frac{e}{r^2} y_s \right]$$

$$f_i = \frac{P}{A} \left[1 + \frac{e}{r^2} y_i \right]$$

$$\text{Suponiendo } e = 83.2 - 10.5 = 72.7 \text{ cm}$$

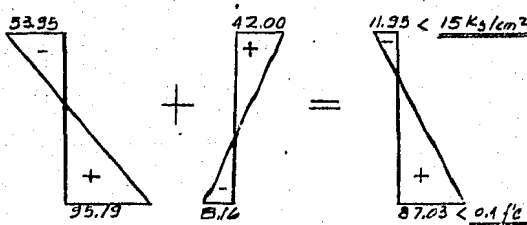
$$f_s = \frac{P}{63894} (1.7724801)$$

$$f_i = \frac{P}{63894} (-0.3629818)$$

Para contrarrestar la tensión en la fibra superior debida a C.M. + G.V. y permitiendo tensiones menores de 15 kg/cm^2 , supondremos que el presfuerzo genera un esfuerzo de 42 kg/cm^2 en la fibra superior.

$$P = \frac{63894 f_s}{1.7724801} = \frac{63894(42)}{1.7724801} = \underline{\underline{1514 \text{ ton}}} \text{ (Después de las pérdidas)}$$

Revisión de esfuerzos después de las pérdidas.



CM + CV Presfuerzo

Suponiendo un 30% de pérdidas :

$$P = 1514(1.3) = 1968 \text{ ton}$$

Con acero $f's = 19000 \text{ kg/cm}^2$ y Torones de $\phi = 3/8'' (9.53 \text{ mm})$ de 7 alambres c/u:

$$A_{ps} = \frac{1968000}{0.7(19000)} = 147.97 \text{ cm}^2$$

$$A \text{ cable} = \pi/4 [(0.953)^2 (24)] = 17.20 \text{ cm}^2 \text{ (cables de 24 torones c/u)}$$

$$\text{Número de cables: } 147.97/17.20 = 8.6 = \underline{\underline{9 \text{ cables}}}$$

$$A_{ps} = 9(17.20) = 154.8 \text{ cm}^2$$

CALCULO DE PERDIDAS DE PRESFUERZO.

Pérdidas por postensado:

Instantáneas	}	Acortamiento elástico
		Fricción
		Corrimiento del anclaje
A largo plazo	}	Contracción del concreto
		Flujo plástico
		Relajación del acero

a).- Acortamiento elástico.

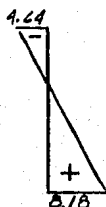
$$\Delta E_s = 0.5 \frac{E_s}{E_{ci}} f_{cir}$$

Donde: E_s = Módulo de elasticidad del acero de presfuerzo = 1.97×10^6 kg/cm².

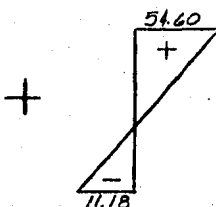
E_{ci} = Módulo de elasticidad del concreto al momento de la transferencia = $10000 \sqrt{f'c}$
 = 1.87×10^5 kg/cm²

f_{cir} = Esfuerzo en el concreto al nivel del centro de gravedad del acero de presfuerzo debido a la fuerza de presfuerzo y a la carga muerta de la viga inmediatamente después de la transferencia, f_{cir} deberá ser calculado en la sección o secciones de máximo momento.

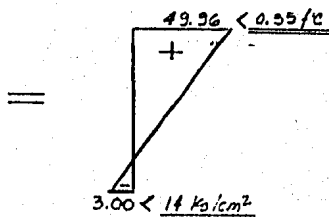
$P = 1968$ ton



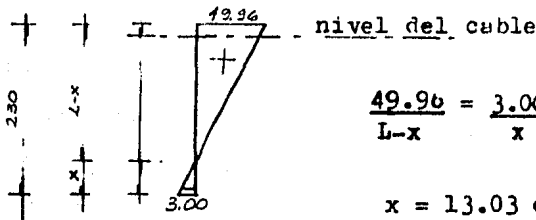
Peso propio



Presfuerzo



Esfuerzos antes de las pérdidas



$$\frac{49.96}{L-x} = \frac{3.00}{x}$$

$$x = 13.03 \text{ cm}$$

$$L - x = 216.97 \text{ cm}$$

$$\frac{49.96}{216.97} = \frac{f_{cfr}}{206.47}$$

$$f_{cfr} = 47.54 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_s = 0.5 \frac{1.97 \times 10^6}{1.87 \times 10^5} (47.54) = \underline{\underline{250.42 \text{ kg/cm}^2}}$$

b).- Contracción del concreto.

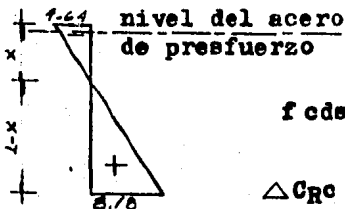
$$SH = 0.8(17000 - 150 RH) \quad , \quad RH = \text{Humedad relativa} = 44.33\%$$

$$SH = 0.8(17000 - 150 \times 44.33) = \underline{\underline{582.17 \text{ kg/cm}^2}}$$

c).- Flujo plástico del concreto.

$$\Delta C_{pc} = 12 f_{cfr} - 7 f_{cds}$$

f_{cds} = Esfuerzo en el concreto al nivel del acero de presfuerzo debido a todas las cargas muertas excepto la carga muerta presente al momento en que la fuerza de presfuerzo es aplicada.



$$f_{cds} = 4.05 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta C_{pc} = 12(47.54) - 7(4.05) = \underline{\underline{542.13 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$\frac{4.64}{x} = \frac{8.18}{L-x}$$

$$x = 83.25 \text{ cm}$$

d).- Relajación del acero de presfuerzo.

$$\Delta RA = f_{si} \left[\frac{\log t}{10} \right] \left[\frac{f_{si}}{f_{sy}} - 0.55 \right]$$

Donde : f_{si} = Esfuerzo inicial.

f_{sy} = Esfuerzo de fluencia del acero.

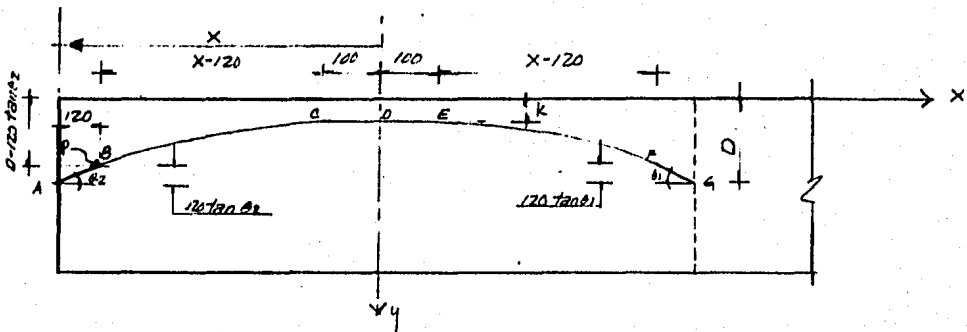
Asumiendo que la mayoría de las pérdidas ocurren en un periodo de 1000 horas:

$$f_{sy} = 16200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{si} = 13300 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta RA = 13300 \left[\frac{\log 1000}{10} \right] \left[\frac{13300}{16200} - 0.55 \right] = \underline{\underline{1081.24 \text{ kg/cm}^2}}$$

e).- Pérdidas por fricción.



$$y = ax^2 + bx + c$$

____ Cuando $x = 0$; $y = k \therefore c = k$

____ Cuando $x = 0$; $dy/dx = 0 \therefore b = 0$

$$\underline{\underline{y = ax^2 + k}} \quad \text{--- (1)}$$

Coordenadas del punto P (cambio de parábola a recta)

$$X_p = X - 120 ; Y_p = D - 120 \tan \theta$$

Sust. en (1):

$$D - 120 \tan \theta = a(X - 120)^2 + k \quad (2)$$

Si $X = X - 120 ; dy/dx = \tan \theta$

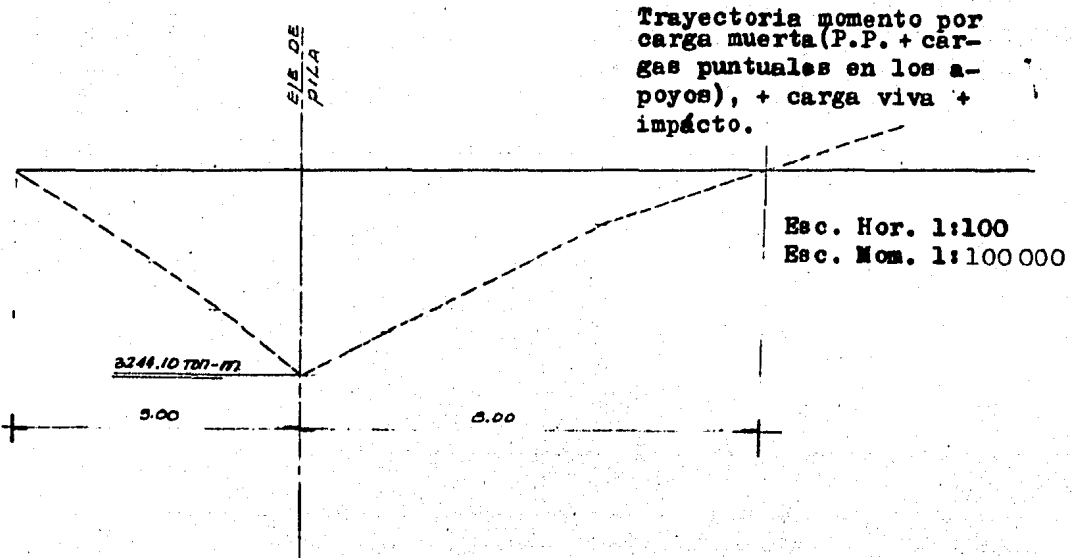
$$\tan \theta = 2a(X - 120) \quad a = \frac{\tan \theta}{2(X - 120)}$$

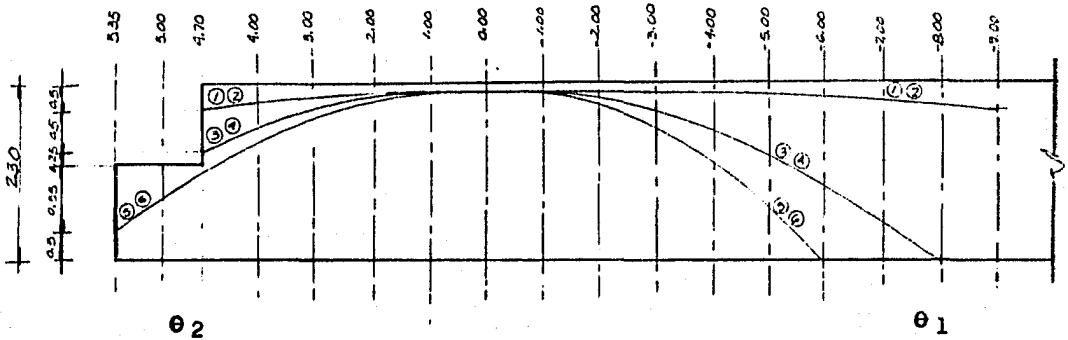
Sust. a en (2):

$$D - 120 \tan \theta = \frac{\tan \theta}{2(X - 120)} (X - 120)^2 + k$$

Simplificando:

$$\underline{\underline{\tan \theta = \frac{2(D - k)}{X + 120}}}$$





CALCULO DE θ

$$\theta = \text{ang tan } \frac{2(D-k)}{X+120}$$

Cables 1 y 2: $\theta_1 = \text{ang tan } \frac{2(50 - 10.5)}{800 + 120} = 4.91^\circ$

$\theta_2 = \text{ang tan } \frac{2(50 - 10.5)}{370 + 120} = 9.16^\circ$

Cables 3 y 4: $\theta_1 = \text{ang tan } \frac{2(230 - 10.5)}{700 + 120} = 28.10^\circ$

$\theta_2 = \text{ang tan } \frac{2(100 - 10.5)}{370 + 120} = 20.07^\circ$

Cables 5 y 6: $\theta_1 = \text{ang tan } \frac{2(230 - 10.5)}{500 + 120} = 35.30^\circ$

$\theta_2 = \text{ang tan } \frac{2(180 - 10.5)}{435 + 120} = 31.42^\circ$

Factores: $K/m = 0.006$

$\mu = 0.3$

AASHTO

CABLE	SECCION	L	KL	θ	H ₀	KL+H ₀	$C = (KL+H_0)^2$	EFICIENCIA EN EL EXTREMO DEL SECCION KL+H ₀
①	AB	120	0.0072	—		0.0072	0.99283	0.99283 Fi
	BC	2.50	0.0165	9.16° 0.15987	0.0180	0.0645	0.93754	0.95037 Fi
	CD	1.00	0.006	—		0.006	0.99402	0.92489 Fi
	DE	1.00	0.006	—		0.006	0.99402	0.91841 Fi
	EF	6.60	0.0408	4.91° 0.08570	0.0257	0.0615	0.93366	0.85407 Fi
	FG	120	0.0072	—		0.0072	0.99283	0.8469 Fi
②	AB	120	0.0072	—		0.0072	0.99283	0.99283 Fi
	BC	3.15	0.0189	20.07° 0.35029	0.0309	0.12399	0.883392	0.87622 Fi
	CD	1.00	0.006	—		0.006	0.99402	0.87024 Fi
	DE	1.00	0.006	—		0.006	0.99402	0.86426 Fi
	EF	5.80	0.0348	28.16° 0.49148	0.1174	0.1822	0.83343	0.69769 Fi
	FG	120	0.0072	—		0.0072	0.99283	0.69052 Fi
③	AB	120	0.0072	—		0.0072	0.99283	0.99283 Fi
	BC	3.80	0.0168	31.42° 0.54885	0.1181	0.18181	0.834173	0.82700 Fi
	CD	1.00	0.006	—		0.006	0.99402	0.82102 Fi
	DE	1.00	0.006	—		0.006	0.99402	0.81504 Fi
	EF	3.80	0.0228	35.80° 0.6161	0.1898	0.2076	0.81253	0.82757 Fi
	FG	120	0.0072	—		0.0072	0.99283	0.62040 Fi

Las pérdidas máximas en el apoyo se presentan para los cables 5 y 6.

$$\text{Pérdidas: } 1 - 0.82102 = 17.89\%$$

$$\Delta f_F = 0.7(19000)0.1789 = \underline{\underline{2379.37 \text{ kg/cm}^2}}$$

Resumen de pérdidas.

1.- Acortamiento elástico del concreto. ΔE_s	250.42 kg/cm ²
2.- Contracción del concreto. SH	582.17 kg/cm ²
3.- Flujo plástico del concreto. ΔC_{RC}	542.13 kg/cm ²
4.- Relajación del acero. ΔR_A	1081.24 kg/cm ²
5.- Fricción(cables 5 y 6). Δf_P	2379.37 kg/cm ²
	<u>4835.33 kg/cm²</u>

$$A_{ps} = 154.8 \text{ cm}^2$$

$$p = 4835.33(154.8) = 748.51 \text{ ton}$$

$$f' y = 0.7(19000) = 13300 \text{ kg/cm}^2$$

$$P = 13300(154.8) = 2058.84 \text{ ton}$$

$$748.51/2058.84 = 36.35\% \text{ pérdidas} > 30\% \text{ supuesto.}$$

∴ Se calcularán las pérdidas reales con el 36.35% encontrado.

$$P_i = 1514 \text{ ton}$$

$$P_e = 1514(1.3635) = \underline{2064.00 \text{ ton}}$$

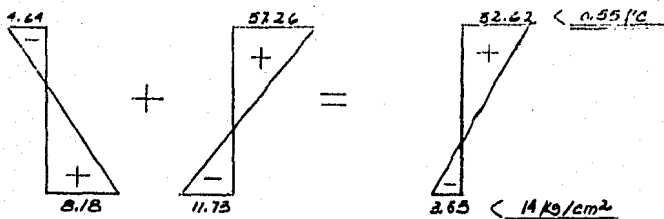
CALCULO DE LAS PERDIDAS

a).- Acortamiento elástico.

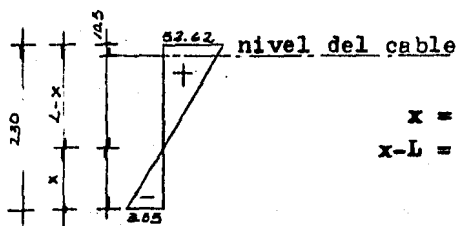
Efecto del presfuerzo.

$$f_s = \frac{2064000}{63894} (1.7724801) = 57.26 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_i = \frac{2064000}{63894} (-0.3629818) = -11.73 \text{ kg/cm}^2$$



P.P. Presfuerzo



$$\frac{52.62}{215.46} = \frac{f_{c1r}}{204.96} \quad f_{c1r} = 50.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta E_s = 0.5(10.53)(50.00) = \underline{\underline{263.69 \text{ kg/cm}^2}}$$

b).- Contracción del concreto.

$$\underline{\underline{SH = 582.17 \text{ kg/cm}^2}}$$

c).- Flujo plástico del concreto.

$$\Delta C_{pc} = 12(50.00) - 7(4.05) = \underline{\underline{572.37 \text{ kg/cm}^2}}$$

d).- Relajación del acero de presfuerzo.

$$\underline{\underline{\Delta RA = 1081.24 \text{ kg/cm}^2}}$$

e).- Fricción.

$$\underline{\underline{\Delta fF = 2379.37 \text{ kg/cm}^2}}$$

Resumen de pérdidas.

1.- Acortamiento elástico. _____	263.69 kg/cm ²
2.- Contracción del concreto. _____	582.17 "
3.- Flujo plástico del concreto. _____	572.37 "
4.- Relajación del acero de presfuerzo. _____	1081.24 "
5.- Fricción. _____	2379.37 "
	<hr/>
	<u>4878.84 kg/cm²</u>

$$p = 4878.84(154.8) = 755.24 \text{ ton}$$

$$f'y = 13300 \text{ kg/cm}^2$$

$$P = 13300(154.8) = 2058.84 \text{ ton}$$

$$755.24/2058.84 = 36.68 \% \quad \text{Bien.}$$

FUERZA EFECTIVA DE PRESFUERZO:

$$P = 1514(1.3635) = \underline{\underline{2064.00 \text{ ton}}}$$

NUMERO DE CABLES:

$$A_{ps} = 2064000/13300 = \underline{\underline{155.18 \text{ cm}^2}}$$

Cables de 24 torones c/u $\phi = 3/8"$ (9.53 mm)

Area = 17.20 cm²/cable

$$\# \text{ Cables} = 155.18/17.20 = \underline{\underline{9 \text{ cables}}}$$

REVISION DE ESPUERZOS.

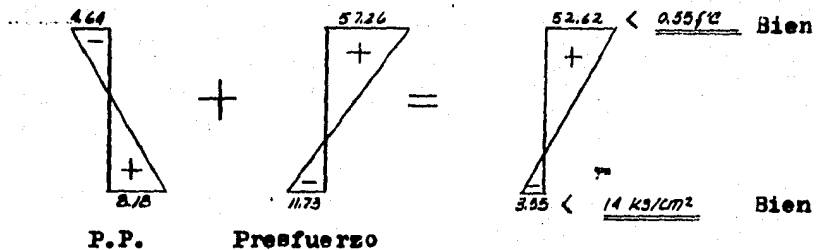
a).- Antes de las pérdidas.

$$P = 2064 \text{ ton}$$

Efecto del presfuerzo:

$$f_s = \frac{2064000}{63894} (1.7724801) = 57.26 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_i = \frac{2064000}{63894} (-0.3629818) = -11.73 \text{ kg/cm}^2$$



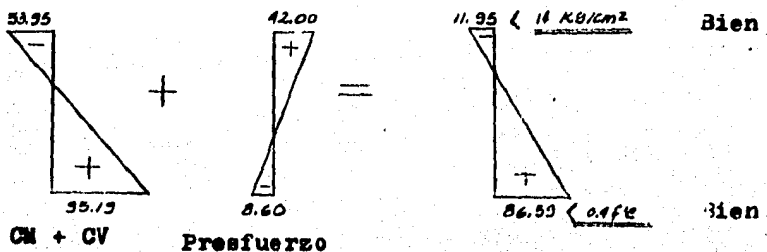
b).- Después de las pérdidas.

$$P = 1514 \text{ ton}$$

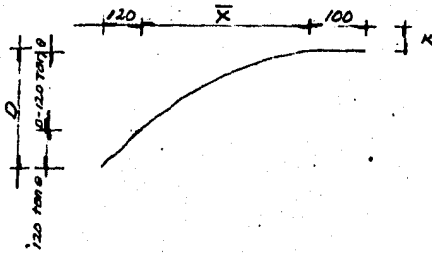
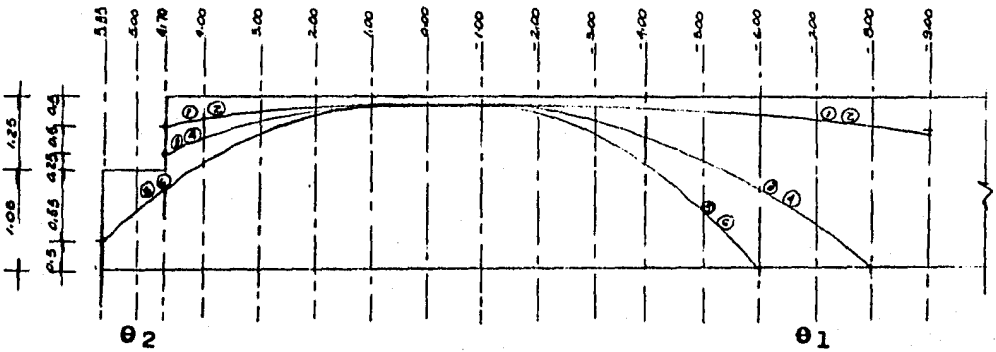
Efecto del presfuerzo:

$$f_s = \frac{1514000}{63894} (1.7724801) = 42.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_i = \frac{1514000}{63894} (-0.3629818) = 8.60 \text{ kg/cm}^2$$



COORDENADAS DE LOS CABLES DE PRESFUERZO.



$y = ax^2 + bx + c$

- Cuando $x=0$; $y=k$
 $k = 0 + 0 + c \therefore c = k$
- Cuando $x=0$; $dy/dx = 0$
 $0 = 2a(0) + b \therefore b = 0$
- Cuando $x = \bar{x}$; $y = D - 120 \tan \theta$
 $D - 120 \tan \theta = a\bar{x}^2 + k$

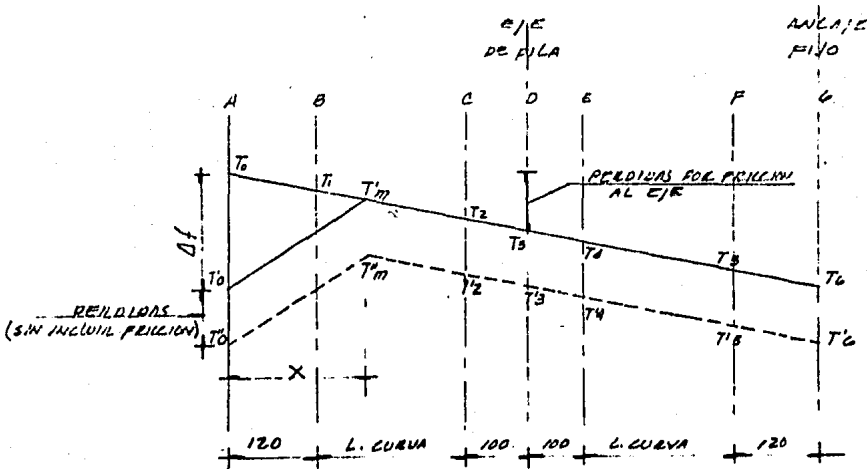
$y = \frac{[(D - 120 \tan \theta) - k]}{\bar{x}^2} x^2 + k$

$a = \frac{(D - 120 \tan \theta) - k}{\bar{x}^2}$

CABLE	θ_1°	$\tan \theta_1$	$120 \tan \theta_1$	\bar{x}	\bar{x}^2	D	$D - 120 \tan \theta_1 - k$	$\frac{[(D - 120 \tan \theta_1) - k]}{\bar{x}^2}$	K.
1	4.91	0.0853	10.3087	60	3600	50	29.1913	6.3130×10^{-5}	10.5
3	18.16	0.3253	44.2356	50	2500	230	155.2644	4.6155×10^{-4}	10.5
5	35.30	0.7080	84.9647	30	900	230	134.5530	9.3181×10^{-4}	10.5
CABLE	θ_2°	$\tan \theta_2$	$120 \tan \theta_2$	X	\bar{x}^2	D	$D - 120 \tan \theta_2 - k$	$\frac{[(D - 120 \tan \theta_2) - k]}{\bar{x}^2}$	K.
1	1.16	0.1612	19.3498	250	62500	50	20.1502	3.2240×10^{-4}	10.5
3	20.07	0.3658	48.8825	250	62500	100	45.6575	7.3052×10^{-4}	10.5
5	31.42	0.6189	78.3056	150	22500	100	96.1942	9.6196×10^{-4}	10.5

CABLE	COORDENADAS DE LOS CABLES DE PRES FUERZO																		ANEXOS DE SA. 122	
	A B C I S A S "X"																		Ø1	Ø2
1	0.00	-900	-800	-700	-600	-500	-400	-300	-200	-100	0.00	1.00	2.00	3.00	4.00	4.70	5.00	5.35		
		50	41.40	33.23	26.20	20.60	16.18	13.03	11.13	10.50	10.50	10.50	13.72	23.40	38.71	50				4.91
3		230	176.47	125.03	84.35	52.04	28.96	15.12	10.50	10.50	10.50	17.81	39.72	74.25	100				28.16	20.07
5				230	159.21	94.36	47.77	19.02	10.50	10.50	10.50	20.19	49.28	97.75	140.29	158.62	180	35.30	31.42	

CALCULO DE PERDIDAS POR ASENTAMIENTO DEL ANCLAJE



$$\Delta f = \sqrt{\frac{E \Delta L d}{3L}}$$

$$x = \frac{L \Delta f}{2d}$$

Δf = Pérdida por asentamiento del anclaje.

d = Pérdida por fricción en la longitud L .

x = Longitud al punto donde las pérdidas son conocidas.

ΔL = Anclaje (deformación de la placa de apoyo).

E = Módulo de elasticidad del acero de presfuerzo.

a).- Cables 1 y 2.

$$f's = 19000 \text{ kg/cm}^2$$

$$d = 19000(0.7)(1 - 0.92439) = 1005.613 \text{ kg/cm}^2$$

$$L = 470 \text{ cm}$$

$$\Delta L = 0.635 \text{ cm (1/4" supuesto)}$$

$$E = 1.97 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta f = \sqrt{\frac{1.97 \times 10^6 (0.635) (1005.613)}{3(470)}} = 944.55 \text{ kg/cm}^2$$

$$x = \frac{470(944.55)}{2(1005.613)} = 220.73 \text{ cm}$$

b).- Cables 3 y 4.

$$d = 19000(0.7)(1 - 0.87024) = 1725.81 \text{ kg/cm}^2$$

$$L = 470 \text{ cm}$$

$$\Delta f = \sqrt{\frac{1.97 \times 10^6 (0.635) (1725.81)}{3(470)}} = 1237.39 \text{ kg/cm}^2$$

$$x = \frac{470(1237.39)}{2(1725.81)} = 168.49 \text{ cm}$$

c).- Cables 5 y 6.

$$d = 19000(0.7)(1 - 0.82102) = 2380.43 \text{ kg/cm}^2$$

$$L = 535 \text{ cm}$$

$$\Delta f = \sqrt{\frac{1.97 \times 10^6 (0.635) (2380.43)}{3(535)}} = 1362.10 \text{ kg/cm}^2$$

$$x = \frac{535(1362.10)}{2(2380.43)} = 153.06 \text{ cm}$$

CABLES	X mts	SEGMEN TO	L	K L	θ (RAD)	M θ	K L M θ	$-(K L + M \theta)$	FUERZA EN EL EX- TREM O DEL SEGMENTO
	2.21	AB	1.20	0.0072			0.6072	0.99283	0.99283 T θ
		X-AB	1.01	0.00606	0.15987	0.04796	0.05402	0.94741	0.94024 T θ
3.9	1.49	AB	1.20	0.0072			0.0072	0.99283	0.99283 T θ
		X-AB	0.89	0.00294	0.35029	0.10509	0.10803	0.89760	0.89043 T θ
4.7	1.53	AB	1.20	0.0072			0.0072	0.99283	0.99283 T θ
		X-AB	0.33	0.00198	0.54838	0.16451	0.16649	0.84663	0.83946 T θ

TENSIONES EN LOS CABLES (TON)			
PUNTO	① Y ②	③ Y ④	⑤ Y ⑥
T _o	228.76	228.76	228.76
T' _o	212.51	207.48	205.43
T'' _o	167.51	166.48	162.33
T ₁	227.12	227.12	227.12
T' ₁	—	—	—
T'' ₁	215.09	203.69	192.03
T ₂	172.09	160.69	149.03
T' ₂	212.03	200.44	189.15
T'' ₂	169.83	157.44	146.18
T ₃	211.46	199.08	187.82
T' ₃	168.46	156.08	144.82
T ₄	210.10	197.71	186.45
T' ₄	167.10	154.71	143.45
T ₅	195.88	159.60	143.56
T' ₅	152.38	116.60	100.56
T ₆	193.74	157.96	141.92
T' ₆	150.74	114.96	98.92

Area del cable = 17.20 cm²

$f \cdot y = 0.7(19000) = 13300 \text{ kg/cm}^2$

$T_o = 17.20(13300) = 228.76 \text{ ton}$

$T'_o = T_o - (\text{Area del cable} \times \Delta f)$

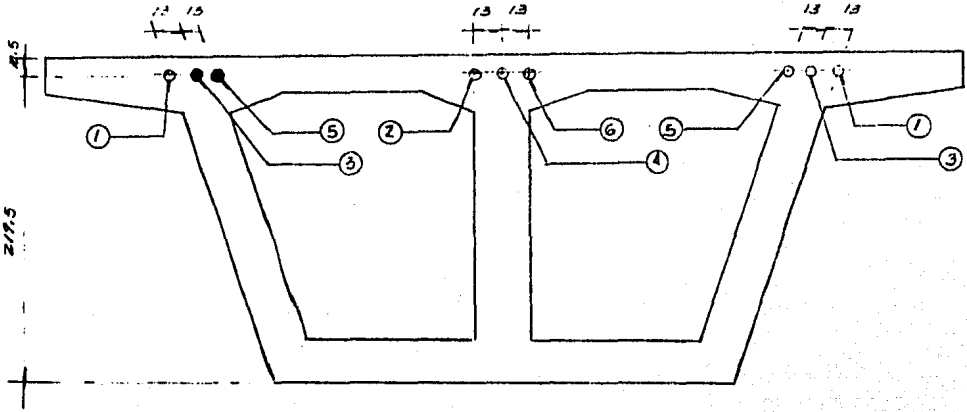
$T''_o = T'_o - (\text{Pérdidas sin incluir fricción} \times \text{área del cable})$
 $= T'_o - 43 \text{ ton}$

$T_n = T_o - \text{Pérdidas correspondientes por fricción.}$

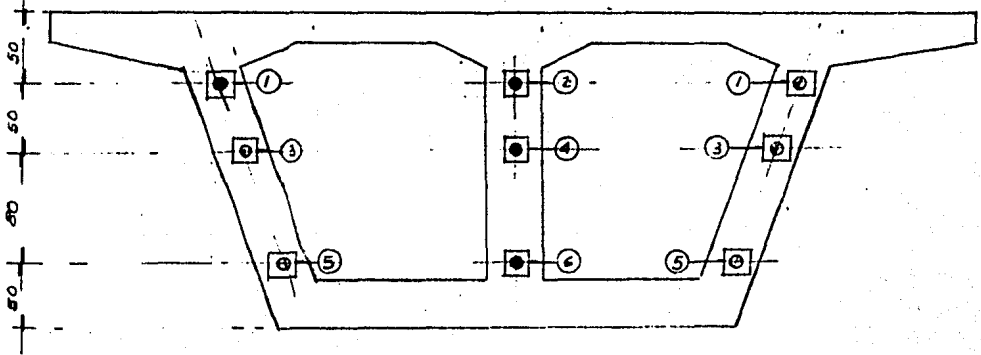
$T'_m = T_o - \text{Pérdidas segmento x-AB(Hoja \# 122)}$

$T'_n = T_n - 43 \text{ ton}$

POSICION DE LOS CABLES DE PRESFUERZO

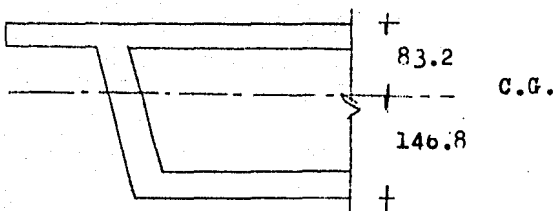


EN EL APOYO



EN EL EXTREMO DEL VOLADO

B).- VOLADO DE 8.00 MTS.



$$M(\text{sin factores de carga}) = 4763.98 \times 10^5 \text{ kg-cm}$$

$$A = 63894 \text{ cm}^2$$

$$I_{xx} = 5.003 \times 10^8 \text{ cm}^4$$

$$y_i = -146.8 \text{ cm}$$

$$S_i = 3.40804 \times 10^6 \text{ cm}^3$$

$$y_s = 83.2 \text{ cm}$$

$$S_s = 6.01322 \times 10^6 \text{ cm}^3$$

+ Compresión

- Tensión

Siguiendo el procedimiento anotado en el volado de 5.00 MTS. obtenemos:

— Fuerza de presfuerzo (después de las pérdidas) = 2480 ton

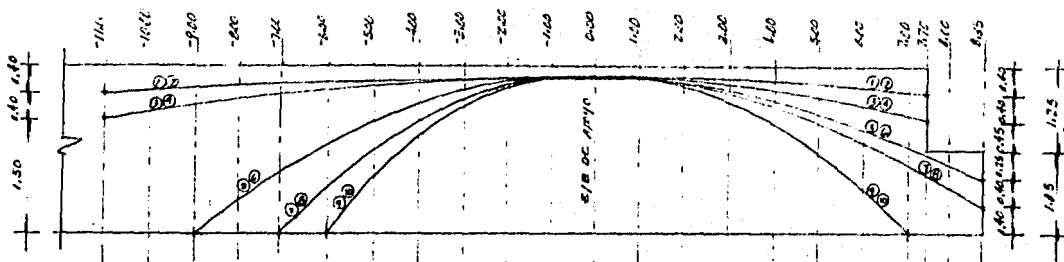
— Suponiendo y revisando pérdidas del 37%:

Fuerza efectiva de presfuerzo = 3398 ton

— Número de cables formados por 24 torones c/u $\phi = 3/8"$ (9.53 mm) y cada torón formado por 7 alambres:

$$\# \text{ Cables} = 15$$

$$\text{Area de acero de presfuerzo} = 258 \text{ cm}^2$$

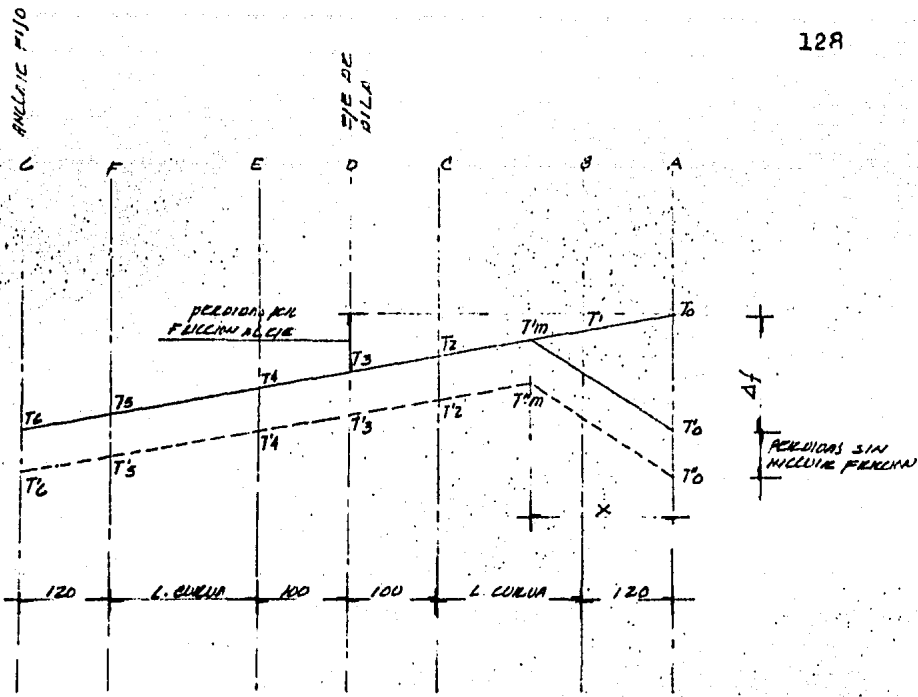


COORDENADAS DE LOS CABLES DE PRESFUERZO

CABLE	θ_1°	$\tan \theta_1$	$120 \tan \theta_1$	\bar{x}	\bar{x}^2	D	$D-120 \tan \theta_1 - k$	$\frac{[(D-120 \tan \theta_1) - k]}{\bar{x}^2}$	k
1	3.02	0.0528	6.3309	880	774400	40	23.1697	2.992×10^{-5}	10.5
3	7.07	0.1240	14.8830	880	774400	80	54.6170	7.053×10^{-5}	10.5
5	25.51	0.4772	57.2628	680	462400	230	162.2372	3.508×10^{-4}	10.5
7	31.38	0.6099	73.1908	480	230400	230	135.3096	5.872×10^{-4}	21.5
9	35.30	0.7080	84.9647	380	144400	230	123.5353	8.555×10^{-4}	21.5
CABLE	θ_2°	$\tan \theta_2$	$120 \tan \theta_2$	\bar{x}	\bar{x}^2	D	$D-120 \tan \theta_2 - k$	$\frac{[(D-120 \tan \theta_2) - k]}{\bar{x}^2}$	k
1	4.27	0.0747	8.9597	550	302500	40	20.5403	6.79×10^{-5}	10.5
3	9.98	0.1760	21.1161	550	302500	80	48.8839	1.5939×10^{-4}	10.5
5	18.07	0.3263	39.1525	615	378225	150	100.3475	2.653×10^{-4}	10.5
7	22.78	0.4200	50.3941	615	378225	190	110.1039	3.122×10^{-4}	21.5
9	31.37	0.6097	73.1621	480	230400	230	135.3379	5.874×10^{-4}	21.5

CABLE		COORDENADAS DE LOS CABLES DE PRESFUERZO																						
		ABCISAS 'X'																						
1	ORDENADAS 'Y'	-1100	-1000	-900	-800	-700	-600	-500	-400	-300	-200	-100	0.00	100	200	300	400	500	600	700	770	800	835	
		40.00	34.73	29.65	25.16	21.27	17.68	15.29	13.19	11.70	10.80	10.50	10.50	10.50	11.18	13.22	16.61	21.36	27.98	34.77	40.00			
		80.00	65.12	50.12	45.06	35.89	28.13	21.79	16.85	13.32	11.21	10.50	10.50	10.50	12.10	16.90	24.89	36.08	50.48	67.67	80.00			
				230.00	182.30	136.82	98.23	66.64	42.08	24.54	14.01	10.50	10.50	10.50	13.15	21.11	34.38	52.95	76.53	106.01	128.79	138.58	150.00	
							230.00	169.00	115.45	74.35	45.00	27.37	21.50	21.50	21.50	24.62	34.00	49.60	71.45	99.55	133.89	162.69	175.29	190.00
9						230.00	158.20	112.66	55.72	30.05	21.50	21.50	21.50	27.37	45.00	74.37	115.48	169.02	230.00					

ANGULOS DE SALIDA		
CABLE	0°	0.2°
1	3.02	4.27
3	7.07	9.98
5	25.51	18.07
7	31.38	22.78
9	35.30	31.37



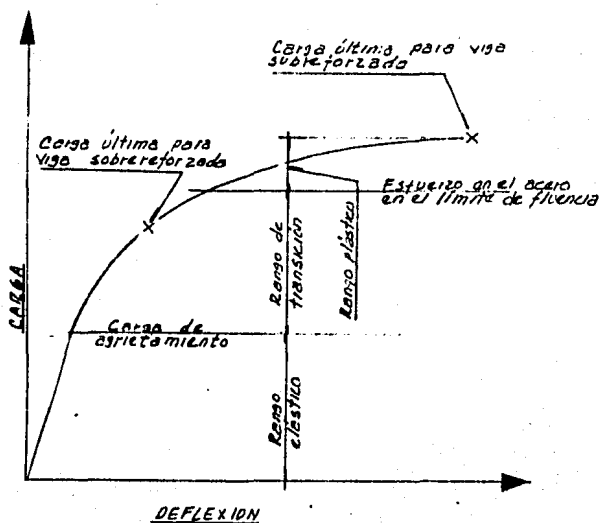
TENSIONES EN LOS CABLES. (TON)

PUNTO	1 y 2	3 y 4	5 y 6	7 y 8	9 y 10
T ₀	228.76	228.76	228.76	228.76	228.76
T ₀	216.81	214.54	212.39	211.15	207.74
T ₀	172.74	170.47	168.32	167.08	163.67
T ₁	227.12	227.12	227.12	227.12	227.12
T ₁	—	—	—	—	—
T _{1m}	219.66	213.76	205.22	200.38	191.89
T _{1m}	175.66	169.76	161.22	156.38	147.89
T ₂	214.79	208.42	198.93	194.06	186.95
T ₂	170.79	164.42	154.93	150.04	142.95
T ₃	213.42	207.05	197.56	192.67	185.58
T ₃	169.42	163.05	153.56	148.67	141.58
T ₄	212.05	205.48	196.20	191.30	184.21
T ₄	168.05	161.68	152.20	147.30	140.21
T ₅	196.89	186.03	159.59	151.22	141.33
T ₅	152.89	143.03	115.59	107.22	97.33
T ₆	195.25	184.39	157.95	149.59	139.68
T ₆	151.25	140.39	113.95	105.59	95.68

REVISION POR RESISTENCIA ULTIMA

ACCION BAJO SOBRECARGAS. CARGA DE AGRIETAMIENTO.

Una variación en la fuerza externa actuante en una viga presforzada trae como consecuencia un cambio en la localización de la línea de presiones (bloque de esfuerzos) de esta en el rango elástico. En una viga presforzada normal, este cambio en la localización de la línea de presiones continúa en forma relativamente uniforme, en la medida en que la carga externa se incrementa, hasta el instante en que se desarrollen grietas en la fibra extrema sujeta a tensión. Después de que la carga de agrietamiento ha sido excedida, el movimiento de la línea de presiones decrece con la aplicación de cargas adicionales; ocurre también un incremento significativo en el esfuerzo del tendón de presfuerzo y la fuerza resultante en el concreto comienza a tomar lugar. Este cambio en la acción del momento interno continúa hasta que todos los movimientos en la línea de presiones cesan. El momento causado por cargas aplicadas de ahí en adelante es compensado por un cambio proporcional y correspondiente de las fuerzas internas. El rango de cargas que es caracterizado por estas acciones diferentes se ilustra en la curva carga-deflexión de la figura IV-1. El hecho de que las cargas en el rango elástico y plástico sean equilibradas por acciones que son fundamentalmente diferentes, es muy significativo y proporciona procedimientos de cálculo para obtener el momento último y asegurar adecuados factores de seguridad.



Los cambios en las cargas del rango plástico son compensados por cambios de esfuerzo.

Los cambios en las cargas del rango de transición son compensados por cambios de esfuerzo y desplazamiento de la línea de presiones.

Los cambios en las cargas del rango elástico son compensados por desplazamientos de la línea de presiones.

Figura IV-1

Cabe hacer mención que la curva carga-deflexión de la figura IV-1 es cercana a una línea recta para valores por debajo de la carga de agrietamiento, y es más pronunciada cuando la carga se incrementa arriba del valor de la carga de agrietamiento. La curvatura más pronunciada de la curva carga-deflexión para cargas arriba de la carga de agrietamiento es debida al cambio en la acción del momento resistente interno básico que contraresta las cargas aplicadas, así como las deformaciones que comienzan a tomar lugar en el acero y en el concreto cuando se esfuerzan a niveles altos.

En algunos tipos de estructuras es importante que los elementos estructurales permanezcan libres de grietas, principalmente si estos se encuentran expuestos a ambientes corrosivos. Al diseñar miembros de concreto presfuerzo de estructu -

ras que esten expuestas a ambientes corrosivos, es necesario calcular la carga que provoca el agrietamiento en la zona de tensión con el fin de proporcionar la seguridad adecuada y evitar la corrosión en el acero. El cálculo del momento de agrietamiento es también necesario para estar de acuerdo con los criterios de diseño de los reglamentos de construcción.

Muchas pruebas han demostrado que las curvas carga-de flexión para vigas presforzadas siguen una tendencia recta para cargas cuyo valor sea menor al de la carga que provoca el agrietamiento, y para cargas arriba de la carga de agrietamiento, la curvatura es más pronunciada. Por esta razón, se pueden usar relaciones normales de diseño elástico en el cálculo de la carga de agrietamiento, la que se puede determinar simplemente por medio de la carga que resulta del esfuerzo de tensión neto en la fibra a tensión (presfuerzo menos el efecto de las cargas aplicadas).

El reglamento AASHTO proporciona la siguiente relación para calcular el momento último resistente de una sección rectangular o de una sección con patines en la que el eje neutro caiga dentro del patín.

$$M_u = A_s f_{su} d \left[1 - \frac{0.6 n' f_{su}}{f'_c} \right]$$

Donde: A_s = Área del acero de presfuerzo.

f_{su} = Esfuerzo promedio en el acero de presfuerzo en la carga última.

$$f_{su} = f_s \left[1 - \frac{0.5 n' f_s}{f'_c} \right]$$

d = Distancia desde la fibra extrema a compresión al centroide del acero de presfuerzo.

$$p^* = \frac{A^*s}{bd} \quad \text{Porcentaje del acero de refuerzo.}$$

f^*c = Resistencia a la compresión del concreto.

b = Ancho del patín a compresión o ancho de la sección rectangular.

a).- REVISION DEL VOLADO DE 5.00 MTS.

$$M_{cm} = 2699 \text{ ton-m}$$

$$M_{cv} + I = 545.11 \text{ ton-m}$$

$$A^*s = 154.8 \text{ cm}^2$$

$$d = 219.5 \text{ cm}$$

$$b = 1300 \text{ cm}$$

$$p^* = 154.8 / (1300)(219.5) = 0.0005424$$

$$f^*c = 350 \text{ kg/cm}^2$$

$$f^*s_u = 19000 \left[1 - \frac{(0.5)0.0005424(19000)}{350} \right] = 18720.28 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_u = 1.3(2699 + 1.67 \times 545.11) = \underline{\underline{4692.13 \text{ ton-m}}}$$

$$M_r = 154.8(18720.28)(219.5) \left[1 - \frac{0.6(0.0005424)(18720.28)}{350} \right]$$

$$= \underline{\underline{6250.18 \text{ ton-m}}}$$

$$M_r > M_u$$

b).- REVISION DEL VOLADO DE 8.00 MTS.

$$M_{cm} = 3938 \text{ ton-m}$$

$$M_{cv} + I = 825.98 \text{ ton-m}$$

$$A^*s = 258 \text{ cm}^2$$

$$d = 215.10 \text{ cm}$$

$$b = 1300 \text{ cm}$$

$$p^* = 258 / (1300)(215.10) = 0.0009226$$

$$f^*c = 350 \text{ kg/cm}^2$$

$$f^*su = 19000 \left[1 - 0.5 \frac{0.0009226(19000)}{350} \right] = 18524.20 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_u = 1.3(3938 + 1.67 \times 825.98) = \underline{\underline{6912.60 \text{ ton-m}}}$$

$$M_r = 258(18524.20)(215.10) \left[1 - \frac{0.6(0.0009226)(18524.2)}{350} \right]$$

$$= \underline{\underline{9997.55 \text{ ton-m}}}$$

$$M_r > M_u$$

CAPITULO V. APOYOS.

INTRODUCCION

El uso de la goma como apoyo en puentes tiene tres ventajas importantes sobre los apoyos convencionales (placas - metálicas, rodillos, etc.); es económico, efectivo y no requiere mantenimiento.

Debido a su diseño simple, facilidad de fabricación, y bajo costo, los apoyos de goma son sustancialmente más económicos que los apoyos con dispositivos mecánicos. Los apoyos de goma no tienen partes móviles, constan unicamente de una almohadilla que es colocada entre el apoyo y la trabe o viga.

Una importante cualidad de los apoyos de goma es su efectividad como medio de transferir cargas. Bajo cargas de compresión absorben las irregularidades de las superficies en contacto, y en cortante, se deforman fácilmente con los primeros movimientos horizontales.

Este tipo de apoyos no necesita mantenimiento de ningún tipo; lubricación, limpieza, etc.. Todos los movimientos del apoyo son internos, de manera que no hay posibilidad de corrosión.

El neopreno (caucho sintético) es usado como apoyo de tipo elástico en puentes debido a que posee las propiedades físicas requeridas y tiene gran resistencia al deterioro por intemperismo y por uso normal

La resistencia a compresión del neopreno es adecuada para soportar cargas de puentes. Diseñado correctamente, un apoyo de neopreno es capaz de soportar cargas de compresión que provoquen esfuerzos de más de 70 kg/cm²

El deslizamiento bajo cargas de compresión no es excesivo, solamente 1/32 a 1/16 de pulgada por pulgada del espesor del apoyo, si este es diseñado correctamente.

La resistencia al deterioro del neopreno es marcadamente superior que la de la goma natural y sintética. Esto se ha observado en cables para electricidad con recubrimientos de goma natural y neopreno expuestos a la intemperie durante cierto tiempo, observandose que el cable con recubrimiento de neopreno conservaba sus propiedades al 80%, mientras que el cable con envoltura de goma natural presentaba agrietamiento y sus propiedades físicas se deterioraron notablemente.

COMPORTAMIENTO DEL NEOPRENO EN COMPRESION.

Las deformaciones por compresión en un apoyo de neopreno mayores del 15% del espesor del mismo, provocan esfuerzos internos que aceleran el deslizamiento y el proceso de agrietamiento en los lados pandeados del apoyo. Es usual limitar los esfuerzos a compresión a valores de 35 kg/cm² a 56 kg/cm².

La dureza de los productos de goma se mide con un instrumento llamado durómetro, el cuál es fabricado por varias firmas (Shore, Rex, Wallace), pero todos calibrados en la misma escala arbitraria, de 0 (suave) a 100 (duro). Por ejemplo, la dureza de una suela de zapato es 80, la de un tacón de zapato es 70, la de una llanta de automovil es 60, la de una mangera, 50 y de una banda de goma, 40.

Es común el uso de apoyos de neopreno tipo "sandwich", esto es, apoyos cuyo espesor este formado por placas de neopreno de determinado espesor, intercaladas con láminas de acero o de aluminio. El objeto de intercalar dichas láminas en el neopreno es reducir la deformación (pandeo) a compresión a valores cercanos al 15% del espesor del neopreno. (ver figura V-1)

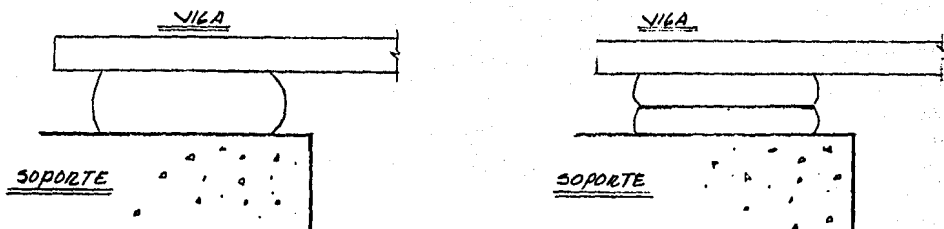


Figura V-1

COMPORTAMIENTO DEL NEOPRENO A CORTANTE...

Cuando el extremo de una viga de puente se mueve horizontalmente, el apoyo de neopreno se deforma en cortante. Dado que el neopreno es elástico y resiste la deformación, se producirán esfuerzos de cortante en la superficie de unión del apoyo y la viga, y del apoyo con el soporte. Si el esfuerzo de cortante en estas superficies excede la fuerza de fricción, el apoyo se deslizará, por lo que en el diseño se limitarán estas fuerzas cortantes.

No se han hecho determinaciones experimentales sobre la fricción entre la goma y el concreto, pero ha sido observado en laboratorio que el deslizamiento no ocurre si los esfuerzos por cortante no exceden $1/5$ de los esfuerzos por compresión que actúan en las superficies en contacto. (ver figura V-2)

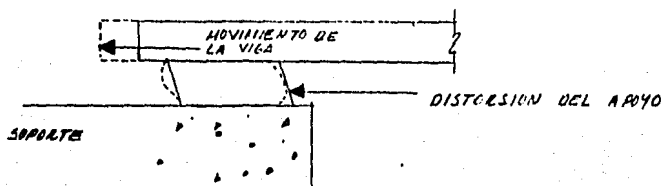


Figura V-2

El análisis se realizará de acuerdo a la teoría para apoyos integrales de Neopreno marca "Neogar".

a).- Apoyo Móvil.

Se fijará un lado de 45 cm por conveniencia de moldes fabricados y por restricciones del ancho de apoyo de la ménsula.

Se limitará el esfuerzo a compresión:

$$\sigma_m \leq 80 \text{ kg/cm}^2$$

Se revisará que:

(1)- Por compresión.

$$\sigma_m = \frac{8 ab}{t(a+b)}$$

Donde: a y b = lados de la placa de Neopreno.

t = espesor de una lámina de Neopreno.
(1.3 cm)

(2)- Por cortante.

$$\frac{\gamma l}{T} \leq 0.5$$

Donde: T = espesor total del elastómero.

γl = desplazamiento horizontal tal esperado.

En el cálculo del desplazamiento horizontal esperado intervendrán:

- a.- Temperatura
- b.- Contracción del concreto
- c.- Flujo plástico
- d.- Acortamiento debido al presfuerzo

b).- Apoyo Fijo.

Tendrá las mismas dimensiones en planta que el apoyo móvil.

- Se formará con: — Dos placas extremas de Neopreno de 0.3 cm.
 — Dos placas de Neopreno de 1.3 cm (interiores).
 — Tres placas de acero de 0.3 cm (interiores).

DISEÑO.- APOYO MOVIL SOBRE PILA "B"

1).- Por compresión.

$$P = \text{Reacción de C.M.} + \text{C.V. (sin F.C.)}$$

$$= 1076.18 + 239.17 = 1315.35 \text{ ton.}$$

$$\text{Reacción por apoyo} = 1315.35/3 = \underline{438.45 \text{ ton}}$$

Se fijará un lado del apoyo de 45 cm

$$a = 45 \text{ cm}$$

$$\frac{P}{a \cdot b} \leq 80 \text{ kg/cm}^2 \quad b = \frac{438450}{45(80)} = 121.79 \cong 125 \text{ cm}$$

$$\frac{8(45)(125)}{1.3(45+125)} = 203.62 > 80$$

2).- Por cortante.

a.- Temperatura.

El concreto está sometido a cambios volumétricos por temperatura. Se han determinado algunos coeficientes de expansión térmica que oscilan entre 0.000007 y 0.000011 de deformación unitaria por grado centígrado de cambio de temperatura, los valores anteriores corresponden a concreto de peso volumétrico normal (2.2 ton/m³), para concretos con agregados ligeros los coeficientes pueden ser muy distintos de los mencionados.

Tomaremos un valor promedio:

$$s = 0.000009$$

Consideraremos que la estructura estará expuesta a un rango de temperatura de 30°C máx. a 10°C mín.

$$\text{Cambio de temperatura} = 30 - 10 = 20^\circ\text{C}$$

$$= 0.000009(20)(4170) = \underline{0.75 \text{ cm}}$$

b.- Contracción del concreto.

Las deformaciones por contracción se deben esencialmente a cambios en el contenido de agua del concreto a lo largo del tiempo. El agua de la mezcla se va evaporando e hidrata al cemento. Esto produce cambios volumétricos en la estructura interna del concreto, que a su vez produce deformaciones. Se puede estimar que las deformaciones unitarias debidas a contracción varían entre 0.0002 y 0.0010.

Tomaremos $s = 0.0003$

$$\Delta = 0.0003(4170) = \underline{1.251 \text{ cm}}$$

c.- Acortamiento por efecto del presfuerzo.

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

Donde: L = 1935 cm (longitud horizontal del cable más largo. Del punto de aplicación del presfuerzo al anclaje)

P = 3398000 kg (presfuerzo efectivo)

A = 63894 cm²

E = 1.87083 X 10⁵ kg/cm²
(módulo de elasticidad del concreto)

$$\Delta = \frac{3398000(1935)}{63894(187083)} = 0.55 \text{ cm}$$

d.- Flujo plástico.

El flujo plástico del concreto se define como el cambio en la deformación que ocurre en el concreto cuando este está sujeto a esfuerzos constantes y, como en el caso de la contracción, se asocia con la pérdida de humedad del concreto. A diferencia del acortamiento, el flujo plástico es afectado por el nivel de esfuerzos en el concreto así como por la edad de éste.

La deformación total última por flujo plástico se puede calcular como sigue:

$$\text{Deformación última por flujo plástico.} = \left[\begin{array}{l} \text{Deformación elástica} \\ \text{al tiempo del pres-} \\ \text{fuerzo.} \end{array} \right] \left[\begin{array}{l} \text{Factor de flu} \\ \text{jo plástico.} \end{array} \right] \\ \left[\begin{array}{l} \text{Coeficiente de} \\ \text{madurez.} \end{array} \right] \left[\begin{array}{l} \text{Coeficiente de} \\ \text{forma.} \end{array} \right]$$

$$\Delta c_u = (\epsilon_i) \cdot (C_u) \cdot (M_c) \cdot (C_s)$$

Donde:

$$\epsilon_i = \frac{V_c}{E_{ct}}$$

V_c = Esfuerzo constante en el con
creto.

$$E_{ct} = 57000 \sqrt{f'_{ct}}$$

f'_{ct} = Resistencia del concreto al
tiempo del presfuerzo.

$$= \frac{t}{3.08 + 0.89t} (f'_{c})$$

t = Edad del concreto cuando se
aplica el presfuerzo.

$$C_u = 2.35(1.27 - 0.0067H) \quad H = \text{Humedad relativa del ambiente.}$$

$$M_c = 1.80 - 0.238(\text{Log}_e t) \quad t = \text{Edad del concreto en días.}$$

C_s = Coeficiente que toma en cuenta el tamaño
y la forma del miembro.

Datos: $f'_{c} = 350 \text{ kg/cm}^2 (4978.17 \text{ psi})$

$c = 128.89 \text{ kg/cm}^2 (1833.25 \text{ psi})$ Esfuerzo en el concreto
después de ocurrir
las pérdidas.

$t = 28$ días

$$f'_{ct} = \frac{28}{3.08 + 0.89(28)} (4978.17) = 4978.17 \text{ psi}$$

$H = 44.33 \%$

$$E_{ct} = 57000 \sqrt{4978.17} = 4.022 \times 10^6 \text{ psi}$$

$$A = 63894 \text{ cm}^2 (9903.57 \text{ in}^2)$$

$$\underline{\epsilon_i} = \frac{1833.25}{4022000} = 0.0004558$$

$$\underline{C_u} = 2.35(1.27 - 0.00067 \times 44.33) = 2.29$$

$$\underline{C_s} : \text{ Superficie} = 63894 \text{ cm}^2 = 9903.57 \text{ in}^2$$

$$\text{ Perímetro} = 5063.8 \text{ cm} = 1993.62 \text{ in}$$

$$S/P = 9903.57/1993.62 = 4.97 \text{ De la tabla 3.8 Libby.}$$

(#15 bibliografía)

$$C_s = 1.15$$

$$\underline{M_c} = 1.80 - 0.238(\text{Log}_e 28) = 1.46$$

$$\Delta c_u = 0.0004558(2.29)(1.15)(1.46) = 0.0017525 \text{ in/in}$$

$$L = 4170 \text{ cm} = 1641.73 \text{ in}$$

$$\Delta c_u = 0.0017525(1641.73) = 2.88 \text{ in} = \underline{7.31 \text{ cm}}$$

$$\text{Desplazamiento horizontal esperado} = \Delta t + \Delta c_c + \Delta a_p + \Delta c_u$$

$$= \frac{0.75 + 1.251 + 7.31 + 0.55}{2}$$

$$\Delta l = \underline{\underline{5.21 \text{ cm}}}$$

$$\frac{\Delta l}{T} \leq 0.5$$

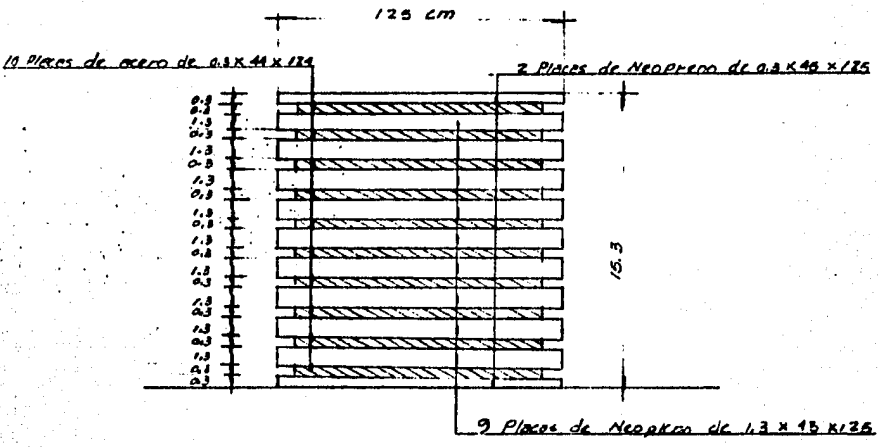
$$\Delta l = 5.21 \text{ cm}$$

$$T = 5.21/0.5 = 10.42 \text{ cm}$$

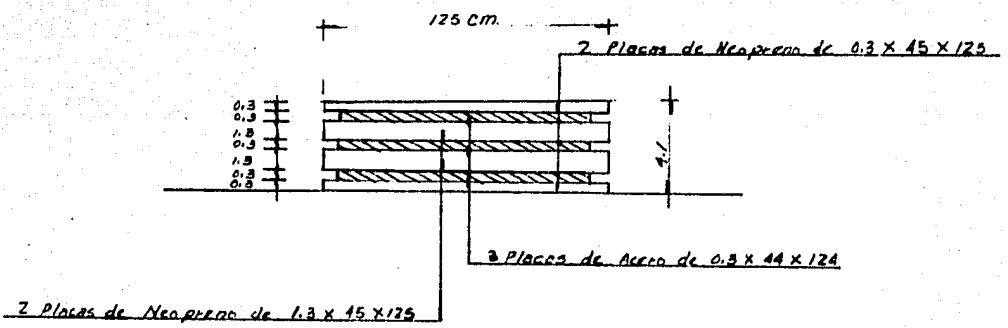
$$T/1.6 = 6.512$$

$$T/1.3 = 8.015 = 9 \text{ placas de neopreno}$$

a).- Anoyo Móvil.



b).- Apoyo Fijo.



CONCLUSIONES Y COMENTARIOS.

El proyecto de puentes carreteros a base de vigas continuas con articulaciones tipo "gerber" se reduce, en cuanto a análisis de la superestructura, a considerar dos tipos de tramos; un portante y un portado.

El tramo portado se analiza como simplemente apoyado construyéndose, en este caso, mediante concreto reforzado colado en sitio. El uso de concreto postensado en dichos tramos ocasionaría problemas al momento del tensado de los cables si éste se realiza por los extremos, ya que los tramos portantes, ya colados, dificultarían las maniobras del tensado de los cables. Sin embargo, el tensado se puede realizar sobre la losa del tramo portado variando la trayectoria de los cables de manera que estos salgan por dicha losa en vez de hacerlo por los extremos. Esta forma de tensado incrementaría las pérdidas de presfuerzo por fricción ya que los ángulos de salida de los cables serían mayores.

El tramo portante se analiza como viga continua con double voladizo, diseñándose generalmente el tramo central entre apoyos a base de concreto reforzado, y los voladizos extremos con presfuerzo. El uso de presfuerzo en los volados obedece al momento tan grande producido en estos por los tramos portados, que no sería posible absorber con acero ordinario sin exceder el porcentaje límite, provocando además serios problemas al momento de colocarlo, debido a la gran cantidad resultante.

El criterio que se utilizó para proponer la separación entre nervaduras y el número de ellas toma en cuenta lo si -

fuente: que el momento positivo que se genere entre éstas de-
bido a las cargas puntuales de los vehículos no sea demasiado
grande, de manera que el refuerzo calculado para dicho momento
no provoque dificultades al momento de su colocación. Si el mo-
mento entre nervaduras es grande, debe considerarse un número -
mayor de nervaduras con el objeto de reducir el claro, o un in-
cremento en el espesor de la losa, y escoger la solución más e-
conómica. De manera similar se proponen los volados transversa-
les del cajón.

El análisis de la sección, tanto en el sentido trans-
versal como en el longitudinal, se realizó en forma manual a-
plicando los conceptos fundamentales del análisis de estructu-
ras. Dicho análisis puede realizarse también auxiliándose de
la computadora, lográndose con esto mayor rapidez en la solu-
ción de las condiciones de carga, las que pueden aumentarse pa-
ra obtener resultados más reales.

Las cargas con las que se diseñó la trabe fueron prin-
cipalmente la carga muerta debida a peso propio y la carga vi-
va de los camiones tipo (carga uniforme por carril), siendo el
efecto por flexión y cortante de 4 a 5 veces mayor por carga -
muerta que por carga viva.

Las cargas por viento y sismo no intervienen directa-
mente en el diseño de la trabe, ya que su acción se transfiere
por medio de los cabezales hacia las pilas y de estas a la ci-
mentación.

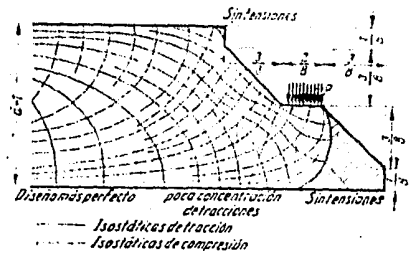
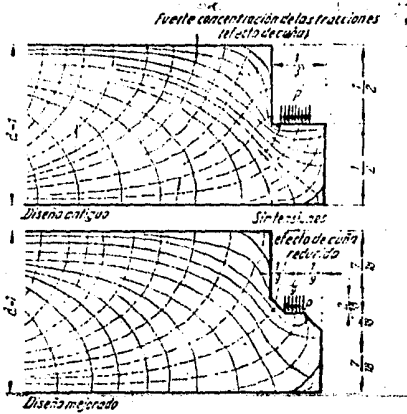
Los espesores tanto de la losa superior como de la in-
terior, no hubo necesidad de ajustarlos en el diseño, ya que -
los momentos presentados fueron absorbidos por el peralte ini-
cialmente considerado.

Los distintos espesores a lo largo de las nervaduras se calcularon en función del cortante longitudinal, en los apoyos generalmente las nervaduras tienen mayor espesor que en los puntos cercanos al centro del claro, lo que nos genera menor peso y menor cantidad de acero de refuerzo.

Los diafragmas tienen un papel fundamental dentro del funcionamiento de la trabe sección cajón. Aunque su uso en zonas intermedias de la trabe lo especifica el reglamento -- AASHTO, algunos autores no los consideran necesarios. Lo cierto es que los diafragmas en los extremos son indispensables ya que por medio de ellos toda la carga de la superestructura se transfiere hacia la cimentación, vía cabezal y pilas, razón por la cuál deben diseñarse cuidadosamente ya que una falla de dichos diafragmas provocaría el colapso de la trabe.

Las ménsulas son otro de los elementos clave en un sistema tipo "gerber" para puentes. Existe poca literatura técnica relativa al diseño de ménsulas en extremos de vigas huecas, pero en la consultada se hace énfasis en la importancia que tiene un buen diseño de éstas para el buen funcionamiento de la estructura. La forma de la ménsula diseñada fue con la que se proyectó inicialmente en gabinete y con la que fueron construidas las que forman parte del proyecto "Puente Acueducto Poniente", de la Ciudad de México. Existe otro tipo de formas para ménsulas que pueden funcionar más adecuadamente en ciertos casos y que tienen ventajas con respecto a la forma tradicional. A continuación se muestran los diseños propuestos por Franz⁽³⁾ para secciones macizas.

(3) Gotthard, Franz. Tratado del Hormigón Armado, Tomo I
Ed. Gustavo Gili. Barcelona, España, 1970. p. 259.



En cuanto al presfuerzo, cabe mencionar que su principal objetivo es el de comprimir previamente el concreto en la parte superior (en este caso) de la viga al eje del apoyo con el propósito de contrarrestar toda o parte de la tensión provocada por las cargas puntuales de los tramos portados. El uso de tendones rectos no es el modo más eficiente de utilizar la fuerza de presfuerzo al tratarse de elementos de grandes dimensiones. En aquellos puntos donde ocurre el máximo momento flexionante se requiere de la máxima fuerza efectiva de presfuerzo, y por lo tanto, de la máxima excentricidad. Por otra parte la mínima excentricidad es requerida en donde ocurre el mínimo momento flexionante, que para este caso resultó ser la zona extrema de tensado de los cables y la zona del anclaje fijo.

Las pérdidas por fricción son las que más contribuyen a la magnitud total de éstas. Al respecto se puede concluir - que dichas pérdidas se incrementan en la medida que la curvatura del cable es más pronunciada. Se debe tener en cuenta, cuan

do se proponga la trayectoria de los cables, que el ángulo de salida de éstos determinarán las pérdidas por fricción.

Los apoyos de tipo almohadilla elástica son ampliamente usados tanto en estructuras metálicas como de concreto. Este tipo de apoyos, como se vió en el capítulo V, tienen la propiedad de deformarse en compresión, de absorber desplazamientos horizontales y rotaciones que se presenten en cualquier dirección. Pero existen otros tipos de materiales que pueden ser utilizados como apoyos, aparte de los mencionados, están las placas metálicas recubiertas con materiales que tengan poca fricción, grafito impregnado a los materiales por apoyar, rodillos metálicos, placas ranuradas de bronce rellenas con material lubricante, etc., cada tipo de apoyo posee propiedades y características particulares y cuando se quiera diseñar alguno, se deberán investigar las ventajas y desventajas del mismo.

Finalmente, es conveniente saber que la sección cajón puede utilizarse también en puentes para ferrocarril, e inclusive, las celdas pueden conducir tráfico y de esta forma se utilizarían dichas celdas y la losa superior para este propósito. En México se ha utilizado frecuentemente la sección cajón en la solución de pasos a desnivel en las grandes ciudades y en puentes carreteros. En el D.F., por ejemplo, fue empleada en la Línea 4 del Metro, en el Paso a Desnivel Acueducto, objeto de esta Tesis, y en varios más construidos para aliviar el intenso tráfico citadino.

Referente al procedimiento constructivo, existen diferentes métodos para construir puentes y pasos a desnivel a base de traveses de sección cajón, el más usual es el colado in situ cuando se trata de concreto reforzado. En cuanto al pres-

fuerzo, y en el caso concreto del Paso a Desnivel Acueducto -
Poniente. este se aplicó en los volados de los tramos portan -
tes una vez colado el elemento (postensado).

Como se ve, la combinación de la sección cajón y el -
presfuerzo brinda la oportunidad de poder resolver problemas de
Ingeniería con eficiencia, seguridad y economía.

BIBLIOGRAFIA.

- American Association of State Highway and Transportation Officials - Standar Specifications for Highway Bridges Washington, D.C. 1977.
- Concrete Box Girder Bridges - Oris H. Degenkolb - The Iowa State University Press and American Concrete Institute Detroit, Michigan 1977.
- Concreto.- Diseño Plástico.- Teoría Elástica - Marco Aurelio Torres H. - Ed. Patria, México 1981.
- Ayudas para Diseño de Estructuras - Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, A.C.
- Memorias de Diseño del Puente Acueducto Poniente de la Ciudad de México - I.S.T.M.E.
- Requisitos de Seguridad y Servicio para las Estructuras-Título IV del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal - Instituto de Ingeniería U.N.A.M., Julio 1977, 400.
- Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto - Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal - Instituto de Ingeniería U.N.A.M., Julio 1977, 401.
- Reglamento para Puentes Carreteros - S.A.H.O.P. - México.
- Reglamento de las Construcciones de Concreto Reforzado(ACI-318-77) - (Trad. Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto) - México 1979.
- Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado - O.M. González Cuevas, F. Robles F.V., J. Casillas G. de L., R. Díaz de Cossío - Ed. Limusa, México 1979.
- Ménsulas en Extremos de Vigas.- Recomendaciones Preliminares para Dimensionamiento por Carga Vertical - Santiago Loera P., Francisco Robles F., Salvador López V. - Revista Ingeniería U.N.A.M., enero-marzo 1973.

- Tratado del Hormigón Armado Tomo I - Gotthard Frenz - Ed. Gustavo Gili, Barcelona, España 1970.
- The Behaviour and Design of Reinforced Concrete Corbels - G. Somerville - Technical Report - Cement and Concrete Association, London 1972.
- Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado - T.Y. Lin - C.E.C.S.A., México 1981.
- Modern Prestressed Concrete Design Principles and Construction Methods - Libby, J.R. - Van Nostrand Reinhold Co. New York, 1977. Second Edition.
- Modern Prestressed Concrete Highway Bridge Superstructures Design Principles and Construction Methods - James R. Liroy and Norman D. Perkins - Grantville Publishing Co., San Diego, California 1976.
- Introducción al Concreto Presforzado - A.H. Allen - (Trad. Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto) - México, D.F. 1982.
- Diseño de Vigas de Concreto Presforzado - Dan E. Branson - (Trad. Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto) - México, D.F. 1982.