

75
2ej



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

COMPARACION DE CARGAS VIVAS EN EL DISEÑO
DE LA SUPERESTRUCTURA DE PUENTES

TESIS PROFESIONAL
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A :
ONEYDA IBARRA BELTRAN

DIRECTOR: DR. MARIO E. ZERMEÑO DE LEON



MEXICO, D. F.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

1991



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

I N D I C E

I

CAPITULO I.	INTRODUCCION.	1
CAPITULO II.	ESPECIFICACIONES PARA CARGAS VIVAS EN PUENTES.	
2.1	Introducción.	4
2.2	Consideraciones sobre cargas según especificaciones AASHTO - 1983.	5
2.3	Características del vehículo del tipo T3-S2-R4 autorizado para circular en México mediante -- Decreto publicado en el Diario Oficial del -- viernes 28 de noviembre de 1980.	16
CAPITULO III.	DISEÑO DE UNA LOSA PARA PUENTE.	
	a) Considerando un camión H-15-44.	
3.1	Datos.	17
3.2	Constantes de diseño y consideraciones.	19
3.3	Diseño de la losa de concreto.	19
3.4	Diseño de la viga de borde.	24
	b) Considerando un camión T3-S2-R4.	
3.1	Datos.	27
3.2	Diseño de la losa de concreto.	28
3.3	Diseño de la viga de borde.	33
CAPITULO IV.	DISEÑO DE UN PUENTE DE CONCRETO APOYADO EN VIGAS.	
	a) Considerando un camión HS-20-44.	
4.1	Datos.	35
4.2	Constantes de diseño y consideraciones.	38
4.3	Diseño de la losa de concreto.	38
4.4	Diseño de la banqueta. (Volado).	41
4.5	Análisis y diseño de una de las vigas interiores.	45

b) Considerando un camión T3-S2-R4.

4.1	Datos.	68
4.2	Constantes de diseño y consideraciones.	69
4.3	Diseño de la losa de concreto.	69
4.4	Diseño de la banquetta.	71
4.5	Análisis y diseño de una de las vigas interiores.	72

CAPITULO V. ANALISIS Y DISEÑO DE UN PUENTE MIXTO.

a) Considerando un camión HS-20-44.

5.1	Datos.	92
5.2	Diseño de la losa de concreto.	94
5.3	Diseño del volado.	97
5.4	Análisis y diseño de una viga interior.	99
5.5	Carga muerta.	102
5.6	Carga viva.	103
5.7	Determinación de cortantes y momentos por carga muerta.	104
5.8	Determinación de cortantes y momentos por carga viva.	105
5.9	Propiedades de sección de la viga I con cubreplaca.	109
5.10	Propiedades de sección de la viga I con cubreplaca y losa $N = 30$.	112
5.11	Propiedades de sección de la viga I con cubreplaca y losa $N = 10$.	115
5.12	Propiedades de sección de la viga I sin cubreplaca y losa $N = 30$.	117
5.13	Propiedades de sección de la viga I sin cubreplaca y losa $N = 10$.	118

5.14	Revisión de los esfuerzos al centro del claro con cubreplaca.	120
5.15	Cálculo de sección de viga I, modificando el peralte a 1.25 m.	121
5.16	Propiedades de sección de la viga I con cubreplaca y losa N = 30.	123
5.17	Propiedades de sección de la viga I con cubreplaca y losa N = 10.	124
5.18	Propiedades de sección de la viga I sin cubreplaca y losa N = 30.	
5.19	Propiedades de sección de la viga I sin cubreplaca y losa N = 10.	128
5.20	Revisión de los esfuerzos al centro del claro con cubreplaca.	129
5.21	Revisión de los esfuerzos sin cubreplaca.	130
5.22	Longitud de cubreplaca.	131
5.23	Diseño de conectores.	133
5.24	Diseño de atiesadores.	138
b) Considerando un camión T3-S2-R4		
5.1	Datos	
5.2	Diseño de la losa de concreto.	150
5.3	Diseño del volado	151
5.4	Análisis y diseño de una viga interior.	153
5.5	Carga muerta.	153
5.6	Carga viva.	153
5.7	Determinación de cortantes y momentos por carga muerta.	154
5.8	Determinación de cortantes y momentos por carga viva.	
5.9	Propiedades de sección de la viga I con cubreplaca.	160

5.10	Propiedades de la viga I con cubreplaca y losa $N = 30$.	160
5.11	Propiedades de la viga I con cubreplaca y losa $N = 10$.	160
5.12	Propiedades de la viga I sin cubreplaca y losa $N = 30$.	161
5.13	Propiedades de la viga I sin cubreplaca y losa $N = 10$.	161
5.14	Revisión de los esfuerzos al centro del claro con cubreplaca.	162
5.15	Cálculo de sección de viga I con cubreplaca y peralte 1.30 metros.	163
5.16	Propiedades de sección de la viga I con cubreplaca y losa $N = 30$.	163
5.17	Propiedades de sección de la viga I con cubreplaca y losa $N = 10$.	164
5.18	Propiedades de sección de la viga I sin cubreplaca y losa $N = 30$.	164
5.19	Propiedades de sección de la viga I sin cubreplaca y losa $N = 10$.	164
5.20	Revisión de los esfuerzos al centro del claro con cubreplaca.	164
5.21	Revisión de los esfuerzos sin cubreplaca.	166
5.22	Longitud de cubreplaca.	167
5.23	Diseño de conectores.	168
5.24	Diseño de atiesadores.	171
CAPITULO VI. COMPARACION DE RESULTADOS.		
6.1	Comparación cuantitativa.	178
6.2	Comparación general de cargas vivas.	192
CAPITULO VII. CONCLUSIONES.		195
BIBLIOGRAFIA.		197

CAPITULO I

INTRODUCCION.

La creación de la Comisión Nacional de Caminos en 1925, marca pro-
piamente en México, el arranque de la construcción integral de carreteras, --
conllevando la construcción de puentes. Hasta ese entonces, en diversos sitios
del país, el concreto se había utilizado en forma limitada en la construcción
de algunos puentes de dimensiones reducidas. A partir de ese año y ante la --
importancia que el estado concedió a la construcción de carreteras y puentes, --
los ingenieros encargados de proyectar y construir puentes formularon una co-
lección de "proyectos tipo" que ayudó a resolver satisfactoriamente la mayor
parte de los problemas que se presentaron hasta 1946, fecha en que se formuló
la segunda colección de proyectos tipo.

En 1952 se formuló la tercera colección de proyectos tipo y en 1963
la Secretaría de Obras Públicas acabó de formar una cuarta colección de proyec-
tos tipo de puentes mucho más completa que todas las anteriores, por lo que se
refiere a superestructuras de concreto; ya que incluye un número mayor de cla-
ros (hasta de 35 m) de concreto reforzado y superestructuras de concreto pres-
forzado, desde 30 m hasta 45 m de claro.

Es hasta la cuarta colección de proyectos tipo, que se da especial
importancia a las cargas vivas de camiones con remolque (trailers).

En los años 70's se acrecenta la necesidad de proyectar superestruc-
turas, cuyos anchos permiten la circulación de los vehículos a velocidades --
acordes con los tipos que se fabrican .

La industria de vehículos de carga y transporte inicia una nueva -
era de fabricación masiva, incluyendo mejoras significativas en la tecnología,
variando capacidades de carga, peso y dimensiones.

También en esa década se manifiesta la preocupación acerca de to-
mar provisiones con respecto al incremento del número de vehículos que tran-
sitarán por las vías terrestres en un futuro mediano.

Teniendo en consideración el rápido crecimiento del país en todos sentidos y conceptos; y tomando en cuenta las condiciones de servicio de la infraestructura carretera, el Gobierno Federal a través de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, autorizó el viernes 28 de noviembre de 1980, e informó a la ciudadanía, mediante el Decreto Oficial de esa fecha, el tránsito en la República Mexicana de los vehículos del tipo tractor de tres ejes con semiremolque de dos ejes y remolque de cuatro ejes (T3-S2-R4); únicamente para caminos del tipo "A" comentando adicionalmente que a solicitud expresa y previo estudio conjunto que deberían realizar la Secretaría de Comunicaciones y Transportes y la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas, se podría autorizar el tránsito de este tipo de vehículos, también en caminos del tipo "B".

Es evidente que la mayoría de los puentes ubicados en los caminos del tipo "A" y "B" y en servicio hasta antes de la autorización de la circulación en México del vehículo T3-S2-R4, no consideraron en su diseño, las cargas vivas móviles por concepto del tránsito de ese vehículo; sin embargo, es de presumirse que tal autorización se llevó a cabo confiando en los factores de seguridad tan altos que suelen aplicarse en el diseño de puentes. También es probable que muchos de esos vehículos T3-S2-R4, circulan y lo seguirán haciendo, en caminos del tipo "B", sin haber realizado el estudio que para tal fin, exige el Decreto correspondiente.

De manera similar es de suponerse que a partir de la autorización para circular de dichos vehículos, los proyectistas, calculistas y constructores, han tomado previsiones al respecto, para el diseño de puentes futuros.

A 11 años de distancia de la autorización aludida y sabiendo que los puentes construidos antes de 1980 y que aún hoy en día están en servicio, han tenido que soportar cargas en constante aumento, ya sea por el mayor peso individual de los camiones ó porque mayor número de ellos circulan simultáneamente sobre dichas estructuras, se impone la siguiente pregunta:

¿Cómo se están comportando los puentes ubicados en los caminos del tipo "A" y "B", ante las cargas vivas aportadas por la circulación sobre ellos de vehículos del tipo T3-S2-R4, condición que no fue considerada en su diseño?

Dicha interrogante, aunada a los deterioros observados sobre ese tipo particular de puentes y al incremento del tránsito de vehículos de ese tipo, dan origen al tema de la presente tesis, en donde se han seleccionado tres tipos de estructuras representativas de la mayoría de los puentes ubicados en caminos del tipo "A" y "B", actualmente en servicio y construídos en la República Mexicana antes de 1980, para estudiar las condiciones de carga y esfuerzos que operan en ellos.

El objetivo de este trabajo se centra en el análisis y comparación cuantitativa, de los parámetros utilizados en el diseño de la superestructura de puentes que consideran las cargas vivas inducidas por el tránsito sobre ellos, de vehículos del tipo T3-S2-R4, contra los parámetros de diseño de esos mismos puentes, pero que no tomaron en cuenta esas cargas vivas. De esa manera se logra resaltar las condiciones actuales de servicio bajo las cuales funcionan los puentes que no consideraron originalmente en su diseño, la circulación de vehículos del tipo T3-S2-R4, pero que hoy en día soportan el paso de esos vehículos.

El análisis efectuado nos permite visualizar las condiciones de causa y efecto y sugerir recomendaciones al respecto.

C A P I T U L O II

ESPECIFICACIONES PARA CARGAS VIVAS EN PUENTES.

2.1 INTRODUCCION.

En casi todos los países, existen especificaciones que establecen las cargas que deben tomarse en consideración en el diseño de puentes.

En estados Unidos de Norte América, las "Standard Specifications of Highway Bridges" (Especificaciones Estándar para Puentes de Carreteras) editadas por la "American Association of State Highway and Transportation Officials (Asociación Americana de Funcionarios de Carreteras Estatales y Transporte, -- AASHTO) son las más usadas desde la primera versión de las mismas, editadas -- en 1914.

Dichas especificaciones proveen varias clases de cargas vivas en -- puentes, siendo las más pesadas designadas por la indicación HS20-44. Para el diseño de puentes de carreteras, para cada clase de cargas se consideran dos tipos de ellas: la carga camión y la carga carril; aplicando aquélla de las -- dos que produzca los máximos esfuerzos.

Para la carga camión, sobre cada carril de tránsito, se considera -- un solo camión en la totalidad de la longitud de ese carril. La carga carril -- es supuestamente equivalente a un tren de camiones H15 con un camión H20, es-- tando los camiones separados 30 ft (9m) entre sí. La AASHTO considera que todas las cargas vivas deben ser incrementadas por un factor de impacto. También con-- sidera factores de reducción para miembros afectados por cargas simultáneas -- aplicadas en más de dos carriles de tránsito.

En México, desde hace más de 50 años, las diferentes Instituciones Gubernamentales que en turno han estado al frente de los proyectos, diseños y construcciones de puentes y carreteras, han adoptado las especificaciones de AASHTO conforme y según a cada una de sus ediciones, ampliaciones y revisiones. También en la docencia, investigación y en las construcciones particulares de puentes, son ampliamente aceptadas. Cabe señalar que en casos muy especiales -- y específicos, la Secretaría de Asentamientos y Obras Públicas, ha utilizado algunas de las normas DIN Alemanas.

El presente trabajo se ha desarrollado tomando en consideración las cargas y especificaciones de proyecto contenidas en las especificaciones estándar para puentes de carreteras, editadas por la AASHTO, treceava edición - del año 1983; así como la autorización de la circulación en México del entón-- ces nuevo camión denominado tractor de tres ejes con semiremolque de dos ejes y remolque de cuatro ejes T3-S2-R4, publicado en el Diario Oficial del viernes 28 de noviembre de 1980.

2.2 CONSIDERACIONES SOBRE CARGAS SEGUN ESPECIFICACIONES AASHTO-1983 .

2.2.1 De índole general.-

- (1) Los miembros serán diseñados usando los esfuerzos tolerables - permitidos por el procedimiento de diseño y las limitaciones -- impuestas por el material.
- (2) Cuando memorias del cálculo de esfuerzos sean requeridas, un -- diagrama o notación de las cargas supuestas se mostrarán y los esfuerzos debidos a las diferentes cargas, se mostrarán por se-- parado.
- (3) Cuando se requiera por condiciones de diseño la secuencia de -- colocación del concreto, ésta se indicará en los planos o en las especificaciones de forma especial.
- (4) Las combinaciones de carga deberán estar en concordancia con el artículo 3.22 .

2.2.2 Carga Muerta.-

- (1) La carga muerta consistirá en el peso de la totalidad de la es-- tructura, incluyendo el arroyo, banquetas, capas de rodamiento, tubos, conductos, cables y otros accesorios de utilidad y ser-- vicios públicos.

- (2) Si una superficie de desgaste ha de colocarse por separado — cuando el puente se ha construido, o se espera que se coloque a futuro, adecuaciones de tolerancia deben hacerse para considerar su peso en el diseño de la carga muerta; de otra manera no se tendrán provisiones para futuras capas de desgaste.
- (3) Donde no se espere abrasión en el concreto, el tránsito puede — rodar directamente sobre la losa de concreto. Si se considera — deseable, se puede agregar 1/4 de pulgada o más de superficie — de rodamiento o desgaste de la losa de concreto.
- (4) Los siguientes pesos se usarán en los cálculos de la carga — muerta:

	<u>#/pie Cúbico</u>
Acero y acero fundido	490
Hierro fundido	450
Aleaciones de aluminio	175
Madera (tratada o no tratada)	50
Concreto simple o reforzado	150
Arena compactada, tierra, grava o balasto	120
Arena suelta, tierra y grava	100
Macadám o grava para rodar	140
relleno de ceniza	60
Pavimento diferente del block de madera	150
Rieles de ferrocarril, rieles de guarda y amarres (por pie lineal de pista)	200
Mamostería de piedra	170
Asfalto comprimido de 1 pulg. de grueso	9 lb/pie ²

2.2.3 Carga Viva.-

La carga viva consistirá en el peso de las cargas móviles de vehículos, automóviles y peatones.

2.2.4 Previsiones para sobrecargas.-

- (1) Para todas las cargas menores de H20, se tomarán provisiones para una carga poco frecuente, aplicando la combinación de carga IA (ver artículo 3.22 especific. AASHTO), asumiendo que la carga viva ocupa un solo carril sin cargas concurrentes de ningún otro carril.

La sobrecarga se aplicará a todas las partes afectadas de la estructura excepto a la cubierta de la pista o a las placas de la cubierta de la pista, rigidizando las costillas en el caso de superestructuras de puentes ortotrópicos.

- (2) Las estructuras pueden ser analizadas para una carga seleccionada por los diseñadores de acuerdo con el grupo IB de combinación de cargado. (ver artículo 3.22 de especific. AASHTO) .

2.2.5 Carriles de tránsito.-

- (1) La carga en los carriles o camiones estándar se acepta ocupen un ancho de 10 pies (3.05m).
- (2) Estas cargas se colocarán en carriles diseñados para tránsito de 12 pies (3.66m) de ancho, espaciados a través del ancho total de la sección transversal de la vialidad del puente, medida entre las guarniciones.
- (3) No se usará el diseño de partes fraccionadas de carriles; y anchos de vialidad de 20 a 24 pies, tendrán dos carriles de diseño y cada uno igual a la mitad del ancho de la vialidad.

- (4) Los carriles de tránsito se colocarán en tal número y posición en la vialidad y también las cargas se colocarán en tal posición dentro de sus respectivos carriles individuales de tránsito, de manera que produzcan los máximos esfuerzos en el miembro considerado.

2.2.6 Cargas de carreteras.-

- (1) Camión estándar y cargas carril.

Las cargas vivas de carreteras sobre la vialidad de puentes o sobre estructuras incidentales, consistirán de camiones estándar o cargas carril que sean equivalentes a trenes de camiones.

Dos sistemas de carga son considerados; la carga H y el HS .

- (2) Cada carga carril consistirá de una carga uniforme por pie lineal de carril de tránsito, combinado con una sola carga concentrada (o dos cargas concentradas en el caso de claros continuos; ver artículo 3.11.3), colocada en el claro, de tal manera que produzca máximos esfuerzos.

La carga concentrada y la carga uniforme se deben considerar como uniformemente distribuidas en un ancho de 10 pies sobre una línea normal a la línea central de carril.

- (3) Para el cálculo de momentos y cortantes, diferentes cargas concentradas serán usadas.

Las cargas concentradas más ligeras se usarán cuando los esfuerzos sean principalmente esfuerzos de flexión y las cargas concentradas más pesadas se usarán cuando los esfuerzos sean principalmente esfuerzos de cortante.

- (4) Tipos de carga.

Tenemos cuatro clases estándar de carga en carreteras:

H20, H15, HS20, HS15.

La carga HS15 es el 75% de cargamento HS20. Si se desean otras clases de carga diferentes de las expuestas, deberán ser obtenidas cambiando proporcionalmente las cargas mostradas tanto para los camiones estándar como para sus correspondientes cargas carril.

El sistema de cargas carril definido aquí (ilustrado en la figura 2.2b) fue desarrollado de manera de ofrecer un método más simple de calcular momentos y cortantes que aquél basado en cargas de ruedas de camión.

El apéndice B muestra el trén de carga de camiones, según la especificación de 1935 de la AASHO, así como sus cargas carril. En 1944, las series HS de camiones fueron desarrolladas; estas series aproximaron los aspectos de las series procedentes de camiones de 1935, considerando un trén de camiones pesando tres cuartos de peso más que el del camión base.

(5) Designación de cargas.-

La política de añadir el año a los cargamentos para poder identificarlos, fue instituida por medio de la publicación de la edición 1944, de la siguiente manera.

Cargamento H15 edición 1944 será designado H15-44

Cargamento H20 edición 1944 será designado H20-44

Cargamento H15-S12 edición 1944 será designado HS15-44

Cargamento H20-S16 edición 1944 será designado HS20-44

(6) Carga Viva mínima.

Para carreteras troncales o para otras carreteras que transportan o podrían transportar tráfico pesado de camiones, la carga viva mínima será la designada como HS-15.

(7) Cargamento H.

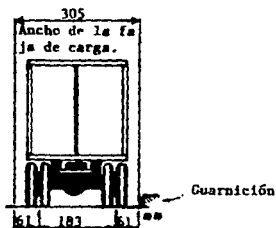
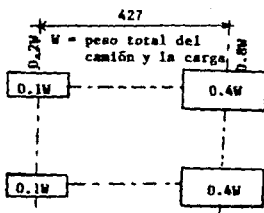
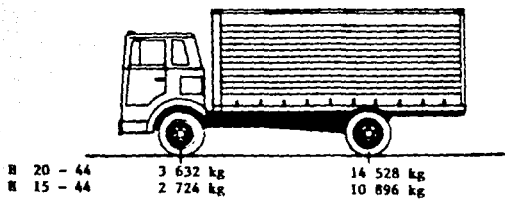
La carga tipo H consiste en un camión de dos ejes o el carril cargado correspondiente como se ilustra en las figuras 2.2a y 2.2b . Las cargas H se designan con una H seguida de un número que indica el peso bruto del camión estándar en toneladas.

(8) Cargamento HS .

La carga tipo HS consiste en un camión de tracción, con un semi remolque o el correspondiente carril cargado como se ilustra en la figura 2.2c y 2.2b. Las cargas HS se designan con la letra - HS seguidas de un número, que indica el peso bruto en toneladas del tractocamión.

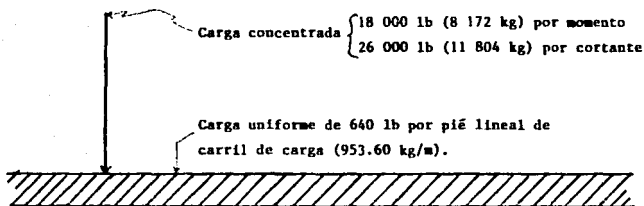
El espaciamiento variable de los ejes ha sido introducido de -- tal forma que el espaciamiento de los ejes se aproxime mejor -- a los tractorremolques que se usan en la actualidad.

La separación variable también proporciona una carga más satisfactoria para claros continuos. En el eje pesado, las cargas se pueden poner en claros adjuntos de tal manera de producir negativos máximos.



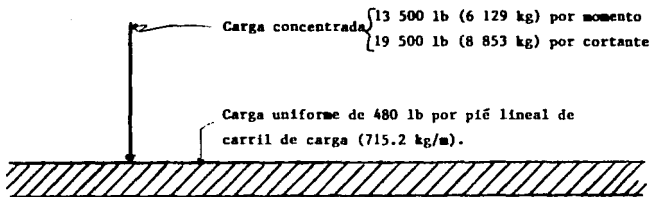
(Dimensiones en centímetros)

Figura 2.2a Camiones Estándar H.



Carga H 20 - 44

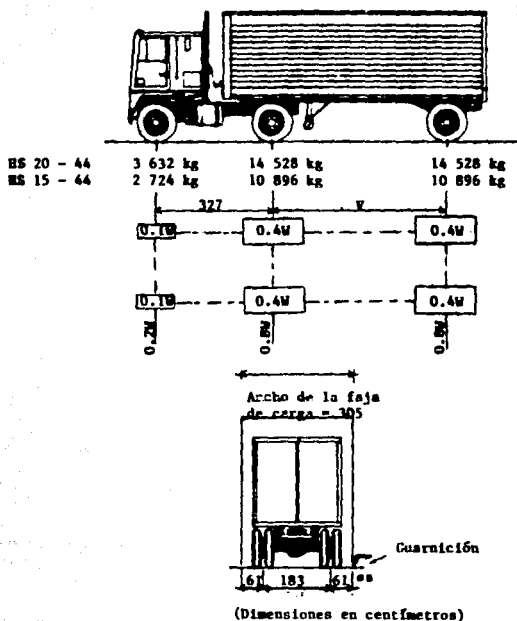
Carga HS 20 - 44



Carga H 15 - 44

Carga HS 15 - 44

Figura 2.2b CARGA CARRIL.



W = Peso combinado sobre los primeros dos ejes que es el mismo que el correspondiente al camión H (M).

V = Separación variable de 14 a 30 ft inclusive (427 cm a 915 cm), la separación que se usará será la que produzca los máximos esfuerzos.

Figura 2.2c Camiones Estándar HS.

2.2.7 Impacto.-

(1) Aplicación.

Los esfuerzos por carga viva producidos por una carga H, -- o HS deberán ser incrementados para los artículos del Grupo A, de manera que toleren los efectos dinámicos, vibratorios y de -- impacto.

Las tolerancias de impacto no deben aplicarse a los artículos -- del Grupo B.

(2) Grupo A .

a) Superestructura incluyendo las columnas de soporte de acero o concreto, torres de acero, soportes verticales de marcos -- rígidos; y en general aquellas porciones de la estructura -- que se extienden hasta la cimentación principal.

b) La porción arriba de la línea de tierra de pilotes de concre -- to o de acero que están rígidamente conectados a la superes -- tructura por medio de estructuras rígidas o estructuras con -- tinuas.

(3) Grupo B .

a) Contrafuertes, muros de contención, estribos, pilotes excep -- to grupo A (2) .

b) Presiones de cimentación y cimentaciones .

c) Estructuras de madera.

d) Cargas de andadores.

e) Alcantarillas y estructuras que tengan 3 ó más pies de -- cubrimiento.

(4) Fórmula de impacto.

La cantidad de impacto admisible o a incrementar se expresa -- como una fracción del esfuerzo por carga viva y se determina --

por la fórmula:

$$I = \frac{50}{L + 125} \quad [Ft]$$

En donde:

I = Fracción de impacto (máximo 30%)

L = Longitud en pies de la porción del claro que está cargado para producir el máximo esfuerzo en el miembro.

(5) Para la unificación en la aplicación de esta fórmula la longitud cargada L será como sigue:

- (a) Para pisos de carreteras, la longitud del claro de diseño.
- (b) Para miembros transversales tales como vigas de piso, la longitud del claro del miembro, centro a centro de los soportes.
- (c) Para el cálculo de momentos por cargas de camión la longitud del claro, ó para brazos en cantilever, la longitud del centro del momento hasta el eje mas lejano.
- (d) Para cortante debido a cargas de camión la longitud de la porción cargada de claro, desde el punto bajo consideración hasta la reacción mas lejana; excepto, para brazos en cantilever; se usará un factor de impacto del 30%.

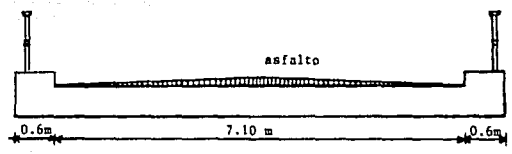
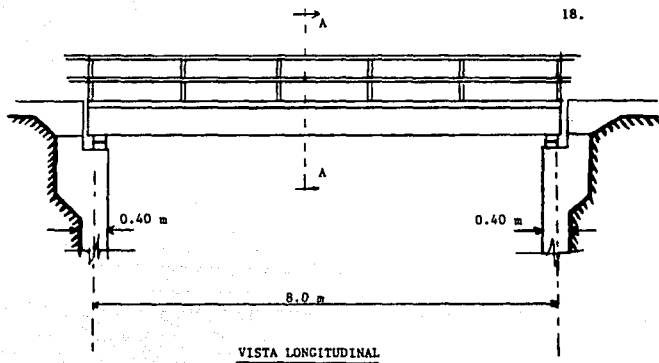
CAPITULO III

3. DISEÑO DE UNA LOSA PARA PUENTE.

a) Considerando un camión H-15-44.

3.1 DATOS.

Claro libre (longitud del puente a paños ints. de apoyo) ----	7.60 m
Ancho libre (de guarnición a guarnición) -----	7.10 m
2 carriles (ancho) -----	3.55m c/u
Carga viva del camión H-15-44 -----	24 543 kg
Resistencia del concreto -----	$f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$
Acero de refuerzo grado 60 -----	$f_y = 4\ 200 \text{ kg/cm}^2$
Peso del barandal -----	150 kg/m
Espesor del asfalto -----	3 cm
Peso del asfalto -----	$17 \text{ kg/m}^2/\text{cm}$
Superficie de desgaste -----	2 cm



CORTE TRANSVERSAL A - A

3.2

Constantes de diseño y consideraciones.

Por especificaciones AASHTO un esfuerzo a compresión del concreto (f_c) recomendable es: $f_c = 0.4 f'_c$; y un esfuerzo del acero a tensión (f_s) recomendable es: $f_s = 0.4 f_y$.

- a) $f_c = 0.4(200) = 80 \text{ kg/cm}^2$
 b) $f_s = 0.4(4\ 200) = 1\ 680 \text{ kg/cm}^2$

Ahora bien, con los datos anteriores y las ecuaciones de diseño elástico obtenemos:

- c) Módulo de elasticidad del concreto $E_c = 15000 / \sqrt{f'_c} \text{ [kg/cm}^2]$
 d) Módulo de elasticidad del acero $E_s = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$
 e) Relación modular $n = \frac{E_s}{E_c}$; $n = 10$
 f) Relación de esfuerzos $r = \frac{f_s}{f_c}$; $r = 21$
 g) Constante para la determinación de la posición del eje neutro:

$$k = \frac{n}{n + r}; \quad k = 0.32$$

- h) Constante de la sección: $j = 1 - k/3$; $j = 0.89$

- i) Coeficiente de flexión para diseño: $K = 1/2kjfc$; $K = 11.39$

- j) Se supondrá un espesor para las losas simplemente apoyadas de:

$$\frac{L}{20}, \text{ siendo } L = \text{claro de diseño} = \text{longitud centro a centro entre apoyos.}$$

$$ht = \frac{8.0}{20} \text{ m} = 0.40 \text{ m}$$

3.3

Diseño de la losa de concreto.

3.3.1

Carga muerta.

Carga muerta total por metro cuadrado:

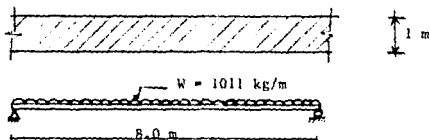
$$W \text{ losa} = 0.40 \times 2\ 400 \text{ kg/m}^3 = 960 \text{ kg/m}^2$$

$$W \text{ asfalto} = 17 \text{ kg/m}^2/\text{cm (3cm)} = 51 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Total Carga mta.} = 1011 \text{ kg/m}^2$$

Diseñaremos una franja de losa de 1.0 m de ancho.

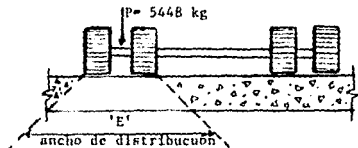
$$W = 1\,011 \text{ kg/m}^2 \times 1 \text{ m} = 1\,011 \text{ kg/m}$$



3.3.2

Carga viva.

Para una camión HS-15 tenemos que la carga en el eje trasero es de 24 000 lb y la carga en cada rueda es de 12 000 lb = 5 448 kg.



S = distancia entre soportes centro a centro.

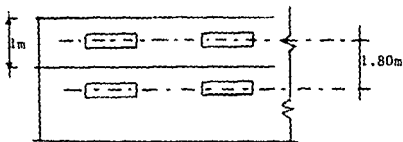
Para nuestro caso, $S = 8.0 \text{ m}$

El acero de refuerzo principal se coloca paralelo al tránsito del puente y la carga se distribuye en un ancho E , siendo igual a:

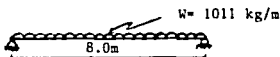
$$E = 1.219 + 0.06 S = 1.219 + 0.06(8) = 1.70 \text{ m}$$

Finalmente la carga de la rueda trasera repartida por metro de ancho es:

$$P = 5448 \text{ kg}/1.70 = 3204.5 \text{ kg}$$



- a) Momento por carga muerta en el centro del claro.

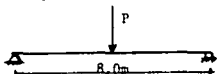


$$M = WL^2/8$$

$$M_{cm} = \frac{1011(8)^2}{8} = 8088 \text{ kg-m}$$

- b) Momento por carga viva.

La carga de la rueda trasera repartida por unidad de ancho es:



$$M_{cv} = \frac{Pl}{4} = \frac{3204.5(8)}{4} = 6409 \text{ kg-m}$$

- c) Momento por impacto.

El coeficiente de impacto $I = \frac{15.24}{L + 38} \leq 0.30$
despejando:

$$L = \frac{15.24}{0.30} - 38 = 12.8$$

De acuerdo a especificaciones:

Si $L < 12.8$, $I = 0.30$

$L > 12.8$, I se calcula

El coeficiente por impacto para $L = 8.0 \text{ m}$ es 0.30 .

$$M_I = 0.30 (6409) = 1923 \text{ kg-m}$$

- d) Momento total.

$$M_T = 8088 + 6409 + 1923 = 16420 \text{ kg-m}$$

3.3.3

Determinación del peralte mínimo de losa.

$$d = \sqrt{\frac{2M}{f_{ck}j_b}} ; d = \sqrt{\frac{M}{K_b}}$$

$$d = \sqrt{\frac{16420(100)}{11.39(100)}} = 38 \text{ cm}$$

Al peralte calculado debe agregársele por Reglamento:

1" por recubrimiento mínimo de acero.

3/4" por desgaste.

1/2 diámetro de la varilla a usar. Propondremos $\emptyset = 1"$

El espesor total ht = 38 cm + 2.54 + 2 + 1.27 = 44 cm.

Como 44 cm es mayor que 40 cm propuesto, se acepta ht = 44 cm ;

Usaremos ht = 45 cm.

3.3.4 Determinación del área de acero de refuerzo requerida.

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

$$A_s = \frac{16\,420(100)}{1\,680(0.89)(38)} = 29 \text{ cm}^2$$

Si proponemos varillas del N°8 (2.54 cm) y área 5.067 cm²:

$$N^\circ \text{ varillas} = \frac{29}{5.067} = 6+1 = 7 \text{ vr. separadas a:}$$

$$S = \frac{5.067(100)}{29} = 17 \text{ cm}$$

3.3.5 Acero de distribución .

Existen dos fórmulas para calcular el acero de distribución dependiendo si el acero principal es paralelo ó transversal al tránsito. En nuestro caso, el acero principal es paralelo al tránsito, por lo que la cantidad de refuerzo transversal requerido para una adecuada distribución de las cargas concentradas es en %.

$$z = \frac{55}{\sqrt{S}} \leq 50\%$$

$$z = \frac{55}{\sqrt{8}} = 19.4$$

y el acero de distribución es :

$$A_{S_{Dist.}} = 29(0.194) = 5.63 \text{ cm}^2$$

Proponiendo varillas del N°4 (1.27 cm) y área 1.27 cm² :

$$N^{\circ}\text{varillas} = \frac{5.63}{1.27} = 4+1 = 5 \text{ vr. a una separación de:}$$

$$S = \frac{1.27(100)}{5.63} = 23 \text{ cm}$$

3.3.6 Acero por temperatura.

Las especificaciones AASHTO para puentes, recomiendan utilizar para acero por temperatura, varillas del N°4 (1.27 cm²), separadas a 18 pulgadas (45.72 cm).

$$A_{S_{\text{Temp.}}} = \frac{1.27 (100)}{45.72} = 2.78 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Si proponemos varillas del N°3 (0.95 cm) y área 0.71 cm², éstas se colocarán a una separación de :

$$S = \frac{0.71 (100)}{2.78} = 25 \text{ cm}$$

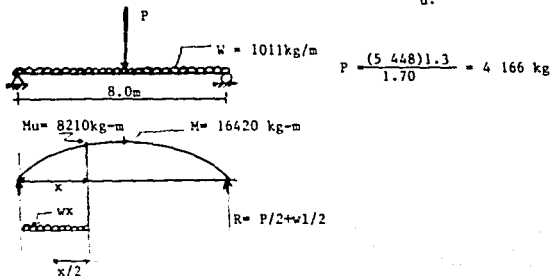
3.3.7 Corte del 50 % del acero de refuerzo.

Se permite el corte de 2/3 del refuerzo longitudinal para claros simples; en este caso solo se interrumpirá el 50 % del área de acero.

La capacidad de momento de un miembro después de que la mitad de las varillas han sido descontinuadas, es la mitad del momento total.

$$M_u = 16\ 420/2 = 8\ 210 \text{ kg-m}$$

Ahora calcularemos el punto en donde ocurre este M_u .



$$M_x = \left(\frac{WL}{2} + \frac{P}{2} \right) X - WX(X/2) = 8\,210 \text{ kg-m}$$

$$X^2 - 12.13 X + 16.26 = 0$$

$$X_1 = 10.6 \text{ m}$$

$$X_2 = 1.54 \text{ m se acepta este valor.}$$

Por Reglamento las varillas deben continuarse una longitud L_d^* mas alla del punto teórico de corte. Viniendo del centro del claro, esta longitud será el mayor valor de :

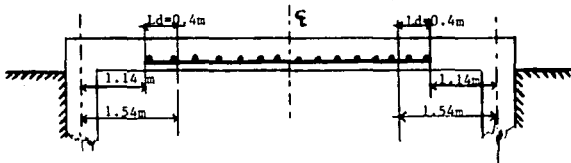
$$1^{\circ} \text{ d efectivo; } 38 \text{ cm}$$

$$2^{\circ} 15\phi \text{ vr ; } 15(2.54) = 38.1 \text{ cm}$$

$$3^{\circ} L/20 ; \quad \frac{800}{20} = 40 \text{ cm rige este valor.}$$

$$\text{Longitud de corte} = 1.54 - 0.40 = 1.14 \text{ m.}$$

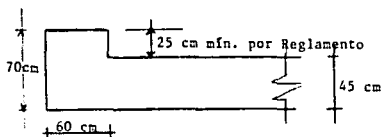
Es decir, el 50% de las varillas del acero de refuerzo longitudinal se colocarán a partir de 1.14 m del centro del apoyo izquierdo y se cortaran a 1.14 m del centro del apoyo derecho.



3.4 Diseño de la viga de borde.

La viga requerida de borde consistirá en una sección de losa de borde adicionalmente reforzada.

Tomando en cuenta el espesor de losa ya calculado y considerando el peralte mínimo de la guarnición igual a 25 cm, se proponen las siguientes dimensiones.



3.4.1 Carga muerta.

$$\begin{array}{rcl}
 W_{cm} = 0.60(0.70) 2\ 400\ \text{kg/m}^3 & = & 1\ 008\ \text{kg/m} \\
 W_{\text{barandal}} & & 150\ \text{kg/m} \\
 \hline
 \text{Total C.m} & & 1\ 158\ \text{kg/m}
 \end{array}$$

a) Momento por carga muerta.

$$M_{cm} = WL^2/8 = 1\ 158(8)^2/8 = 9\ 264\ \text{kg-m}$$

b) Momento por carga viva.

Por Reglamento $M_{cv} = 0.10\ PS$

$$M_{cv} = 0.10(5\ 448) 8 = 4\ 358\ \text{kg-m}$$

c) Momento por impacto.

$$M_I = 0.30(4\ 358) = 1\ 307\ \text{kg-m}$$

d) Momento total.

$$M_T = 9\ 264 + 4\ 358 + 1\ 307 = 14\ 929\ \text{kg-m}$$

3.4.2 Cálculo del peralte mínimo.

$$d = \sqrt{\frac{M}{K b}} = \sqrt{\frac{14\ 929(100)}{11.39(60)}} = 47\ \text{cm}$$

$ht = 47\ \text{cm} + 4\ \text{cm (recubrimiento)} = 51\ \text{cm}$ menor que $70\ \text{cm}$ propuesto. Se tomará $ht = 70\ \text{cm}$.

3.4.3 Area de acero.

$$d = 70\ \text{cm} - 4\ \text{cm(recub.)} = 66\ \text{cm}$$

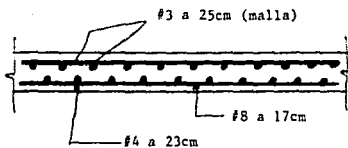
$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{14\ 929(100)}{1\ 680(0.89)(66)} = 15\ \text{cm}^2$$

Si usamos varillas del N°8 (2.54 cm) y área 5.067 cm²:

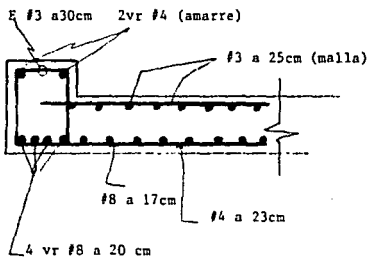
$$N^\circ\ \text{varillas} = \frac{15}{5.067} = 3+1 = 4\ \text{vr a una separación:}$$

$$S = \frac{5.067(60)}{15} = 20\ \text{cm}$$

3.4.4 Croquis del refuerzo.



SECCION LONGITUDINAL



SECCION TRANSVERSAL

3. DISEÑO DE UNA LOSA PARA PUENTE.

b) Considerando un camión T3-S2-R4.

3.1 DATOS

Claro libre (longitud del puente a paños ints. de apoyo) ----	7.60 m
Ancho libre (de guarnición a guarnición) -----	7.10 m
2 carriles -----	3.55m c/u
Carga viva del camión T3-S2-R4 -----	77 500 kg
Resistencia del concreto -----	$f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$
Acero de refuerzo grado 60 -----	$f_y = 4 200 \text{ kg/cm}^2$
Peso del barandal -----	150 kg/m
Espesor del asfalto -----	3 cm
Peso del asfalto -----	$17 \text{ kg/m}^2/\text{cm}$
Superficie de desgaste -----	2 cm

3.2 Diseño de la losa de concreto.

3.2.1 Carga muerta.

$$W_{\text{losa}} = 0.40 \times 2400 \text{ kg/cm}^2 = 960 \text{ kg/m}^2$$

$$W_{\text{asfalto}} = 17 \text{ kg/m}^2/\text{cm} \times 3 \text{ cm} = 51 \text{ kg/m}^2$$

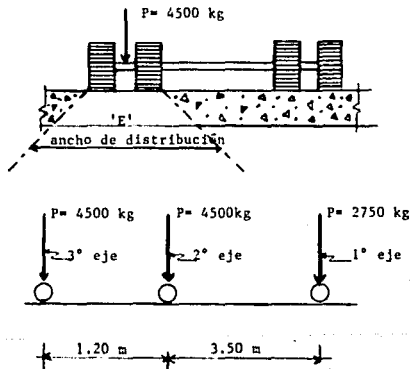
$$\text{Total Carga muerta} = \underline{1011 \text{ kg/m}^2}$$

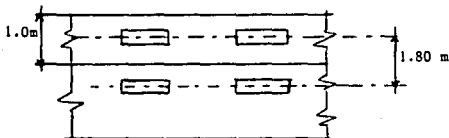
Diseñaremos una franja de losa de 1 m de ancho.

$$W = 1011 \text{ kg/m}^2 \times 1 \text{ m} = 1011 \text{ kg/m}$$

3.2.2 Carga viva.

Para un camión T3-S2-R4, la carga en el eje trasero es de 9000 kg y la carga en cada rueda es de 4500 kg.

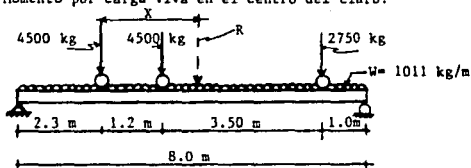




a) Momento por carga muerta en el centro del claro:

$$WL^2/8 = 1011(8)^2/8 = 8088 \text{ kg-m}$$

b) Momento por carga viva en el centro del claro:



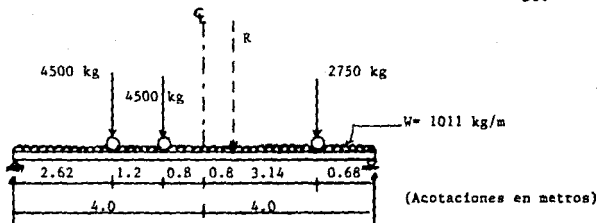
La resultante de las cargas es igual a:

$$R = 4500(2) + 2750 = 11750 \text{ kg} \text{ y su posición será:}$$

$$X(11750) = 4500(1.2) + 2750(4.70)$$

$$X = 1.56 \text{ m}$$

La localización o posición general para obtener el momento máximo debido a las cargas del camión, es como se muestra y ocurre bajo una de las cargas del camión (bajo la rueda interior en camiones de tres ejes), cuando la distancia de esa carga al apoyo próximo es igual a la distancia de la resultante de las cargas al otro -- apoyo.



$$R_A(8) = 4\,500(5.38 + 4.18) + 2\,750(0.68)$$

$$R_A = 5\,611 \text{ kg}$$

$$R_B = 11\,750 - 5\,611 = 6\,139 \text{ kg}$$

$$M_{\max} = 5\,611(3.82) - 4\,500(1.2) = 16\,034 \text{ kg-m}$$

$$\text{Momento por carga viva } M_{cv} = \frac{16\,034 \text{ kg-m}}{E}$$

Siendo $E =$ Ancho de distribución $= 1.70$

$$M_{cv} = \frac{16\,034}{1.70} = 9\,432 \text{ kg-m}$$

c) Momento por Impacto:

$$I = \frac{15\,24}{L + 38} \leq 0.30 ; \text{ como } L = 8\text{ m} < 12.8 \text{ m entonces } I = 0.30$$

$$M_I = 0.30 (9\,432) = 2\,830 \text{ kg-m}$$

d) Momento total:

$$M_T = 8\,088 + 9\,432 + 2\,830 = 20\,350 \text{ kg-m}$$

3.2.3 Determinación del peralte mínimo de losa.

$$d = \sqrt{\frac{M}{Kb}}$$

$$d = \sqrt{\frac{20\,350(100)}{11.39(100)}} = 42 \text{ cm}$$

Para obtener el espesor total h_t de la losa, al peralte calculado habrá de agregársele:

1" (2.54 cm) por recubrimiento mínimo de acero.

1/2 del diámetro de la varilla a usar; propondremos 1"Ø

3/4" por desgaste (2 cm).

$$h_t = 42 \text{ cm} + 2.54 + 1.27 + 2 = 48 \text{ cm}$$

Como 48 cm es mayor que 40 cm propuesto, se acepta $h_t = 48 \text{ cm}$.

3.2.4 Determinación del área de acero de refuerzo requerida.

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

$$A_s = \frac{20\,350(100)}{1\,680(0.89)(42)} = 32 \text{ cm}^2$$

Propondremos varillas del N°8 (2.54 cm) y área 5.067 cm²;

N° de varillas = 32 / 5.067 = 6+1 = 7 vr a una separación de:

$$s = \frac{5.067(100)}{32} = 16 \text{ cm}$$

3.2.5 Acero de distribución.

$$z = \frac{55}{\sqrt{5}} \leq 50\%$$

$$z = \frac{55}{\sqrt{8}} = 19.4$$

$$A_{s_{\text{Dist.}}} = 0.194 (32) = 6 \text{ cm}^2$$

Propondremos varillas del N°4 (1.27 cm) y área 1.27 cm²;

N° varillas = 6 / 1.27 = 5+1 = 6 vr; a una separación de:

$$s = \frac{1.27 (100)}{6} = 21 \text{ cm}$$

3.2.6 Acero por temperatura.

Poe Reglamento Amin = 2.78 cm²/m

Propondremos varillas del N°3 (0.95 cm) y área 0.71 cm² :

N° varillas = 2.78/0.71 = 4+1 = 5 vr, a una separación de:

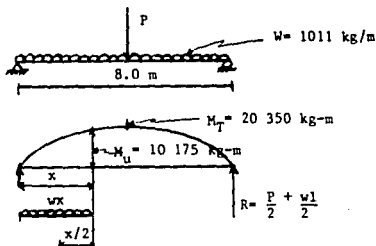
$$S = \frac{0.71(100)}{2.78} = 25 \text{ cm}$$

3.2.7 Corte del 50% del acero de refuerzo.

$$M \text{ total} = 20 \ 350 \text{ kg-m}$$

$$M_u = 1/2 (20 \ 350) = 10 \ 175 \text{ kg-m}$$

y la carga P = 4 500(1.3)/ E = 4 500(1.3)/ 1.70 = 3 441 kg



$$Mx = (wL/2 + P/2)x - wx(x/2) = 10 \ 175 \text{ kg-m}$$

$$505 x^2 - 5 \ 731x + 10 \ 175 = 0$$

Resolviendo la ecuación de segundo grado obtenemos los valores de:

$$x_1 = 9.14\text{m} \quad x_2 = 2.20\text{m} \quad \checkmark$$

$x = 2.20\text{m}$ es el punto en donde ocurre el $M_u = 10 \ 175 \text{ kg-m}$.

La longitud 'Ld' mas allá del punto teórico de corte será el mayor valor de:

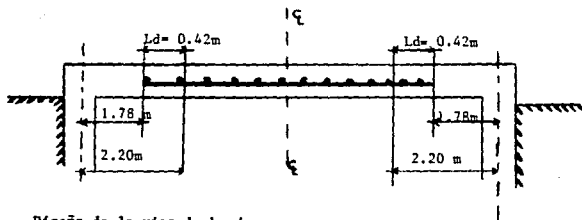
$$1^\circ \text{ d efectivo} = 42 \text{ cm} \quad \text{rige este valor.}$$

$$2^\circ \ 15\phi = 15(2.54) = 38.1 \text{ cm}$$

$$3^\circ \ L/20 = 8/20 = 0.40\text{m} = 40 \text{ cm}$$

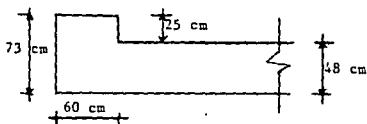
L de corte = $2.20 - 0.42 = 1.78$ m

El 50% de las varillas del acero de refuerzo se colocarán a partir de 1.78 m del centro de cada apoyo.



3.3 Diseño de la viga de borde.

Tomando en cuenta el espesor de la losa calculado y aplicando 25 cm que por Reglamento se exige como altura mínima en guarnición, se proponen las dimensiones siguientes:



3.3.2 Carga muerta.

$$a) \quad W_{cm} = 0.60 (0.73) (2\,400 \text{ kg/m}^3) = 1\,051 \text{ kg/m}$$

$$W_{barandal} = \underline{\quad\quad\quad 150 \text{ kg/m}} \quad \underline{\quad\quad\quad}$$

$$\text{Total Carga mta.} = 1\,201 \text{ kg/m}$$

b) Momento por carga muerta:

$$M_{cm} = WL^2/8 = 1\,201(8)^2/8 = 9\,608 \text{ kg-m}$$

c) Momento por carga viva:

$$M_{cv} = 0.10 \text{ PS}$$

$$M_{cv} = 0.10(4\,500)(8) = 3\,600 \text{ kg-m}$$

d) Momento por Impacto.

$$M_I = 0.30 (3\ 600) = 1\ 080 \text{ kg-m}$$

e) Momento total.

$$M_T = 9\ 608 + 3\ 600 + 1\ 080 = 16\ 028 \text{ kg-m}$$

3.3.2 Cálculo del peralte mínimo.

$$d = \sqrt{\frac{M}{K b}} = \sqrt{\frac{16\ 028(100)}{11.39(60)}} = 48 \text{ cm}$$

El espesor total $h_t = 48 \text{ cm} + 2''$ por recubrimiento para superficies expuestas; $+ 1/2$ del diámetro de la varilla a usar; en este caso será $1''\phi$.

$$h_t = 48 \text{ cm} + 5 + 1.27 = 54 \text{ cm menor que } 73 \text{ cm propuesto.}$$

3.3.3 Area de acero.

Si usamos: $d = 73 \text{ cm} - 5 \text{ cm (recub.)} = 68 \text{ cm}$

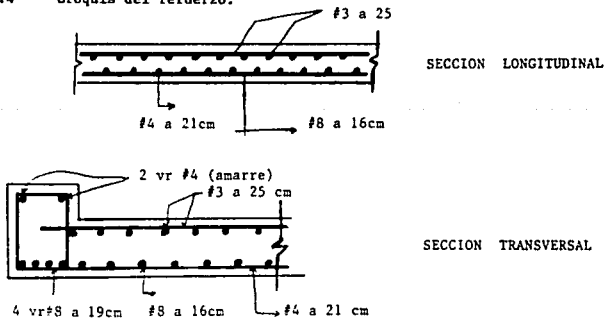
$$A_s = \frac{M}{f_s K d} = \frac{16\ 028(100)}{1\ 680(0.89)(68)} = 15.76 \text{ cm}^2$$

Proponiendo varillas del N°8 (2.54cm) y área 5.067 cm²:

N° varillas = $15.76 / 5.067 = 3+1 = 4$ vr a una separación de:

$$S = \frac{5.067(60)}{15.76} = 19 \text{ cm.}$$

3.3.4 Croquis del refuerzo.



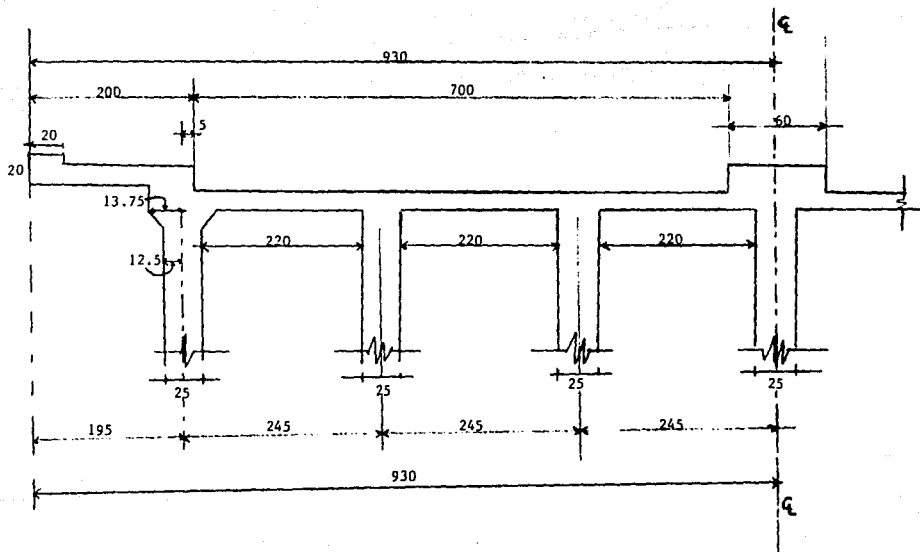
CAPITULO IV

4. DISEÑO DE UN PUENTE DE CONCRETO APOYADO EN VIGAS.

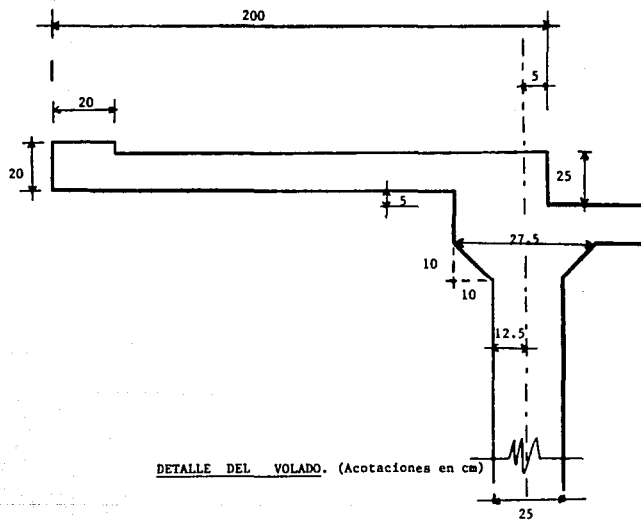
a) Considerando un camión HS-20-44.

4.1 DATOS.

Claro libre (longitud del puente a paños ints. de apoyos -----	18 m
Ancho libre (de guarnición a guarnición) -----	14.45 m
4 carriles -----	3.5m c/u
Banquetas laterales, ancho -----	2.0m
Faja separadora, ancho -----	0.60 m
Carga viva del camión HS-20-44 -----	32 724 kg
Peso del barandal -----	150 kg/m
Resistencia del concreto -----	$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$
Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo -----	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
Espesor del asfalto -----	3 cm
Peso del asfalto -----	$17 \text{ kg/m}^2/\text{cm}$



CORTE TRANSVERSAL DEL PUENTE. (Acotaciones en cm.)



4.2 Constantes de diseño y consideraciones.

- a) $f_c = 0.4f'_c = 0.4(250 \text{ kg/cm}^2) = 100 \text{ kg/cm}^2$
 b) $f_s = 0.4f_y = 0.4(4200 \text{ kg/cm}^2) = 1700 \text{ kg/cm}^2$
 c) $n = E_s/E_c = 2.1 \times 10^6 / 15000 / 250 = 9$
 d) $r = f_s/f_c = 1700/100 = 17$
 e) $k = \frac{n}{n+r} = \frac{9}{9+17} = 0.35$
 f) $j = 1 - k/3 = 1 - 0.35/3 = 0.88$
 g) $K = 1/2 f_c j k = 1/2(100)(0.35)(0.88) = 15.40$
 h) Propondremos un espesor mínimo de losa $h_t = 0.20 \text{ m}$.

4.3 Diseño de la losa de concreto.

4.3.1 Carga muerta.

$$W_{\text{losa}} = 0.20(2400 \text{ kg/m}^3) = 480 \text{ kg/m}^2$$

$$W_{\text{asfalto}} = 17 \text{ kg/m}^2/\text{cm} (3\text{cm}) = 51 \text{ kg/m}^2$$

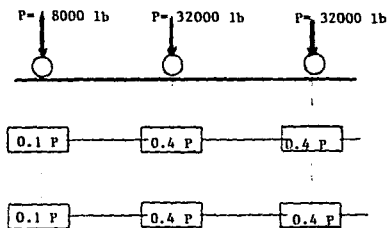
$$\text{Total Carga Muerta: } 531 \text{ kg/m}^2$$

Diseñaremos una franja de losa de 1.0m de ancho, perpendicular a la viga considerada.

$$W = 531 \text{ kg/m}^2 (1.0\text{m}) = 531 \text{ kg/m}$$

4.3.2 Carga viva.

Para un camión HS-20-44, la carga en el eje trasero es de 32 000 lb, y la carga en cada rueda es de 16 000 lb que equivalen a 7 272 kg.



a) Momento por carga muerta en el centro del claro.

$$M_{cm} = \frac{wL^2}{10} = \frac{531 (2.20)^2}{10} = 257 \text{ kg-m}$$

b) Momento por carga viva.

Para el cálculo del momento flexionante por metro de ancho de losa, se usarán fórmulas según sea el caso de que el acero de refuerzo principal sea paralelo o perpendicular al tránsito del puente.

El momento flexionante por carga viva se calculará mediante la fórmula:

$$M_{cv} = \frac{S + 2}{32} P \quad \{ \text{lb-ft/ft de ancho de losa} \} ; \text{ o bien}$$

$$M_{cv} = \frac{S + 0.61}{9.74} P \quad [\text{kg-m/m de ancho de losa}]$$

En losas continuas sobre 3 ó más apoyos, un factor de continuidad de 0.8 se deberá aplicar a la fórmula anterior, tanto para momentos positivos como negativos.

$$M_{cv} = 0.8 \left(\frac{2.0 + 0.61}{9.74} \right) 7272 = 1678 \text{ kg-m}$$

c) Momento por impacto.

Como $L < 12.80$ el coeficiente de impacto $I = 0.30$

$$M_I = 1678(0.30) = 503 \text{ kg-m}$$

d) Momento total.

$$M_T = M_{cm} + M_{cv} + M_I$$

$$M_T = 257 + 1678 + 503 = 2438 \text{ kg-m}$$

4.3.3 Determinación del peralte mínimo efectivo.

$$d = \sqrt{\frac{M_T}{K_b}} = \sqrt{\frac{2\,438(100)}{15.4(100)}} \approx 13.0 \text{ cm}$$

Para obtener el espesor total de la losa (ht), al peralte obtenido habra de agregársele:

- 1" por recubrimiento mínimo de acero (2.54cm)
- 1/2 ϕ de la varilla a usar; (propondremos 3/4" ϕ)
- 3/4" por desgaste (2cm).

ht = 13 cm + 2.54 + 1/2(1.9) + 2 = 18.49 cm menor que el espesor propuesto ,pero cercano a el; por tanto se acepta:

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

4.3.4 Determinación del área de acero de refuerzo requerida.

$$A_s = \frac{M_T}{f_s j d} = \frac{2\,438(100)}{1\,700(0.88)(13)} = 12.53 \text{ cm}^2$$

Proponiendo varillas del N° 6 (1.9cm) y área igual a 2.85 cm²:

$$N^\circ \text{ varillas} = \frac{12.50}{2.85} = 4.1 = 5 \text{ vr. separadas a:}$$

$$S = \frac{100(2.85)}{12.53} = 23 \text{ cm}$$

4.3.5 Acero de distribución.

Por ser el acero de refuerzo principal transversal al tránsito -

$$x = \frac{121}{\sqrt{5}} \leq 67\%$$

$$x = \frac{121}{\sqrt{2.20}} = 81 \text{ no es menor que } 67\%,$$

por tanto usaremos 67% del área de acero obtenida anteriormente, como área de acero de distribución.

$$A_{s, \text{Dist.}} = 0.67(12.53) = 8.4 \text{ cm}^2$$

Proponiendo varillas del N°3 (0.95 cm) y área 0.71 cm²:

$$N^\circ \text{ varillas} = \frac{8.4}{0.71} = 12+1 = 13 \text{ vr separadas a:}$$

$$S = \frac{100(0.71)}{8.4} = 9 \text{ cm}$$

Si proponemos varillas del N°4 (1.27) y área 1.27 cm²:

$$N^\circ \text{ varillas} = \frac{8.4}{1.27} = 7+1 = 8 \text{ vr separadas a:}$$

$$S = \frac{100(1.27)}{8.4} = 15 \text{ cm}$$

Aceptaremos esta propuesta por facilidad de colocación en obra.

4.3.6 Acero por temperatura.

Las especificaciones AASHTO para puentes recomiendan:

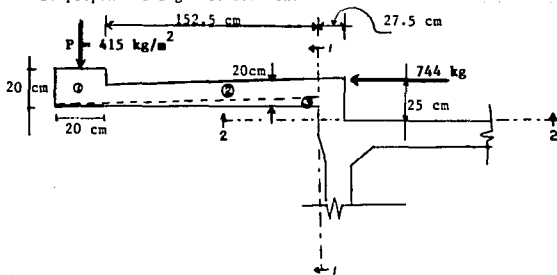
$$A_{s, \text{Temp.}} = 2.78 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Si proponemos varillas del N°3 (0.95 cm) y área 0.71 cm², estas se colocarán a una separación de:

$$S = \frac{0.71 (100)}{2.78} = 25 \text{ cm.}$$

4.4 Diseño de la banqueta. (volado).

Se propone la siguiente sección:



Por Reglamento (AASHTO 3.14.2) las guarniciones deberán diseñarse para resistir una fuerza lateral de no menos de 500 libras - por 0.30 m de guarnición, o sea 744 kg por metro, aplicada en la parte superior.

4.4.1 Momento por carga muerta.

<u>Sección</u>	<u>Peso (kg)</u>	<u>Brazo (m)</u>	<u>Momento (kg-m)</u>
1	$0.2(0.2)(1\text{ m})(2\ 400) = 96$	1.625	156
2	$1.525(0.2)(1\text{ m})(2\ 400) = 366$	0.7625	279
3*	$\frac{1.725}{2}(0.1)(1\text{ m})(2\ 400) = 207$	0.575	119
Barandal	150	1.625	244
Momento Total C mta.			798

* considerando una área triangular originada al dar la pendiente pluvial. (ver dibujo).

4.4.2 Momento por carga viva.

Por Reglamento los andadores o banquetas se diseñaran para una carga viva de 85 lb/pié^2 que es igual a 415 kg/m^2 y se aplicará de manera que produzca el esfuerzo máximo.

$$M_{cv} = 415(1.725)(1.625/2) = 581\text{ kg-m}$$

4.4.3 Momento por impacto.

De acuerdo con el Reglamento AASHTO, las banquetas no se diseñan con impacto.

4.4.4 Momento total.

El momento total con respecto al eje 1-1:

$$M_{T1-1} = 798 + 581 = 1\,379 \text{ kg-m}$$

El momento total con respecto al eje 2-2:

$$M_{T2-2} = 1\,379 + 744(0.25) = 1\,565 \text{ kg-m}$$

4.4.5 Determinación de peraltes mínimos.

$$a) d_{1-1} = \sqrt{\frac{M_{T1-1}}{K_b}} = \sqrt{\frac{1\,379(100)}{15.4(100)}} = 9.5 \text{ cm}$$

$$b) d_{2-2} = \sqrt{\frac{M_{T2-2}}{K_b}} = \sqrt{\frac{1\,565(100)}{15.4(100)}} = 10.1 \text{ cm}$$

Para d_{1-1} se propuso un espesor de losa de 20 cm; y el peralte sería:

$$d_{1-1} = 20 - 2.54 \text{ (recub.)} - (1.27/2)1/2\phi = 17 \text{ cm} > 9.5 \text{ cm}$$

por tanto se acepta $d_{1-1} = 17 \text{ cm}$ como espesor de losa del volado.

Para d_{2-2} se propuso un espesor de trabe de 27.5 cm; y el peralte efectivo sería:

$$d_{2-2} = 27.5 - 2.54 \text{ (recub.)} - 1/2(1.27) = 24.32 \gg 10.1 \text{ cm.}$$

Se aceptará 24.32 cm aunque sea mayor; ya que esta dimensión se revisará posteriormente.

4.4.6 Determinación de las áreas de acero de refuerzo requeridas.

$$A_{s1-1} = \frac{M_{1-1}}{f_s j d} = \frac{1\,379(100)}{1\,700(0.88)(17)} = 5.42 \text{ cm}^2$$

$$A_{s2-2} = \frac{M_{2-2}}{f_s j d} = \frac{1\,565(100)}{1\,700(0.88)(24.32)} = 4.3 \text{ cm}^2$$

Proponiendo varillas del N°4 (1.27cm) y área a.27 cm²:

$$N^{\circ} \text{ varillas} = \frac{5.42}{1.27} = 4+1 = 5 \text{ vr. separadas a:}$$

$$S = \frac{1.27(100)}{5.42} = 23 \text{ cm.}$$

4.4.7 Acero de distribución.

Tomando A_{s1-1} por ser la mayor y proponiendo varillas del N°3 - (0.95 cm) y área 0.71 cm² y utilizando la fórmula para porcenta je de acero de distribución para la condición de que el acero de refuerzo principal es transversal al tránsito:

$$I = \frac{121}{\sqrt{S}} \leq 67\%$$

$$I = \frac{121}{\sqrt{2.20}} = 81 \text{ no menor de } 67\%;$$

por lo que usaremos:

$$A_{s \text{ Dist.}} = 0.67 (5.42) = 3.63 \text{ cm}^2$$

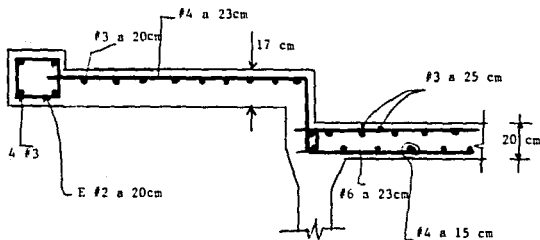
$$N^{\circ} \text{ varillas} = \frac{3.63}{0.712} = 5+1 = 6 \text{ vr. separadas a:}$$

$$S = \frac{100(0.712)}{3.63} = 20 \text{ cm}$$

4.4.8 Acero por temperatura.

No se coloca en volados, para el presente considerado.

4.4.9 Croquis de refuerzo.

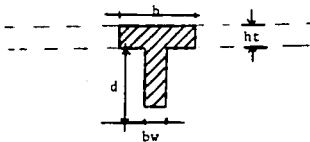


4.5 Análisis y diseño de una de las vigas interiores.

4.5.1 Suposición de las dimensiones de la viga.

Propondremos vigas T simétricas.

El cálculo del ancho del patín b deberá ser el menor de los siguientes valores:



$$1^{\circ} \quad b \leq L/4 \quad ; \quad b = 18/4 = 4.50 \text{ m}$$

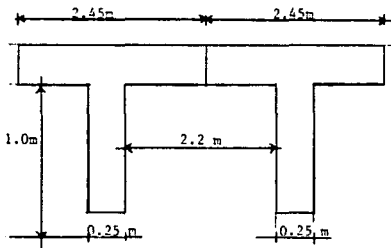
$$2^{\circ} \quad \frac{b-bw}{2} \leq 8ht \quad ; \quad b = 16 ht + bw = 16(0.20) + 0.25 = 3.45 \text{ m}$$

Anteriormente verificamos que $ht = 20 \text{ cm}$ y suponemos que :
 $bw = 25 \text{ cm}$.

$$3^{\circ} \quad \frac{b-bw}{2} \leq \frac{L'}{2} \quad ; \quad b = L' + bw = 2.20 + 0.25 = 2.45 \text{ m}$$

Se acepta ancho del patín: $b = 2.45 \text{ m}$

La sección total propuesta es la siguiente:



4.5.2 Revisión preliminar de la sección propuesta para la viga intermedia.

4.5.2.1 Carga muerta.

$$\text{losa} = 0.20 \times 2.45 \times 2\,400 \text{ kg/m}^3 = 1176 \text{ kg/m}$$

$$\text{viga} = 0.25 \times 1.0 \times 2\,400 \text{ kg/m}^3 = 600 \text{ kg/m}$$

$$\text{asfalto} = 3 \times 2.45 \times 17 \text{ kg/m}^2/\text{cm} = 125 \text{ kg/m}$$

$$\text{Total Carga mta.} \quad 1\,901 \text{ kg/m}$$

4.5.2.2 Momento por carga muerta en el centro del claro.

$$M_{\text{cm}} = \frac{WL^2}{8} \quad (\text{para viga simplemente apoyada con carga uniformemente distribuida})$$

$$M_{\text{cm}} = \frac{1\,901(18)^2}{8} = 76\,991 \text{ kg-m}$$

4.5.2.3 Momento por carga viva.

En el apéndice 'A' pág. 453 de las Especificaciones Estándar para Puentes de Carreteras AASHTO 1983, se encuentra una tabla en donde conociendo el claro en pies (60 ft = 18 m), nos proporciona el momento máximo por carga viva por ancho de carril de = 12 ft (3.65 m), para un camión HS20-44.

$$M_{\text{cv}} = 806\,500 \text{ lb-ft} = 111\,737 \text{ kg-m}$$

Ahora bien, como el patín tiene un ancho $b = 2.45 \text{ m}$, calcularemos el porcentaje que de ese momento le toca considerando ancho de carril de 3.50 m.

$$M_{\text{cv}} = \frac{2.45}{3.50} (111\,737) = 78\,216 \text{ kg-m}$$

4.5.2.4 Momento por impacto.

$$\text{Coeficiente de impacto} = I = \frac{15.24}{L + 38} = \frac{15.24}{18 + 38} = 0.27$$

$$M_I = 0.27(78\,216) = 21\,118 \text{ kg-m}$$

4.5.2.5 Momento total

$$M_T = 76\,991 + 78\,216 + 21\,118 = 176\,325 \text{ kg-m}$$

4.5.2.6 Acero de refuerzo.

Para vigas T, tenemos que:

$$A_s = \frac{M_T}{f_s(d - ht/2)} = \frac{176\,325(100)}{1\,700(100-20/2)} = 115 \text{ cm}^2$$

Se propone usar varillas del N°10 ó N°12.

Si usamos varillas del N°10 (3.17 cm) y área 7.91 cm²:

$$N^\circ \text{ varillas} = \frac{115}{7.91} = 15 \text{ vr.}$$

Si usamos varillas del N°12 (3.81 cm) y área 11.4 cm²:

$$N^\circ \text{ varillas} = \frac{115}{11.4} = 10 \text{ vr}$$

4.5.2.7 Revisión de los esfuerzos del concreto.

Conociendo los valores de: n y $\rho = \frac{A_s}{bd}$, obtenemos los parámetros t/d y ρn con los cuales se entra a una gráfica y se obtienen los valores de k y j .

Si quisiéramos usar gráficas, existen ecuaciones para calcular k y j en función de datos conocidos.

Para $n = 9$ (calculado anteriormente)

$$\rho n = \frac{n A_s}{bd} = \frac{9(115)}{245(100)} = 0.0422$$

$$t/d = 20/100 = 0.20$$

Obtenemos $k=0.24$ y $j = 0.925$

De la ecuación:

$$M_c = 1/2 f_{cbt} \left(\frac{2kd - t}{kd} \right) jd ; \text{ despejamos } f_c:$$

$$f_c = \frac{2 M_c k}{bt(2kd - t)j} = \frac{2(176\,325)(0.24)(100)}{245(20)[2(0.24)100 - 20] 0.925} =$$

$$f_c = 66.7 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo máximo permisible es;

$$f'c (0.40) = 250 (0.4) = 100 \text{ kg/cm}^2$$

Ahora comparando f_c y $f'c$, tenemos:

$$66.7 \text{ kg/cm}^2 \text{ es menor que } 100 \text{ kg/cm}^2$$

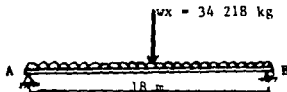
Por tanto las dimensiones propuestas se aceptan, aunque la dimensión $bw = 25 \text{ cm}$ se revisará posteriormente de modo - que la sección soporte el esfuerzo cortante.

4.5.3

Cortantes y momentos para cargas muertas.

$$w_{cm} = 1\ 901 \text{ kg/m}$$

$$L = 18 \text{ m}$$



$$\sum M_B = 0 = 34\ 218(9) - 18 R_A$$

$$R_A = 17\ 109 \text{ kg.}$$

A 0 m del apoyo A:

$$V_{0m} = R_A = 17\ 109 \text{ kg}$$

$$M_{0m} = 0$$

A 3m del apoyo A:

$$V_{3m} = 17\ 109 - 1\ 901(3) = 11\ 406 \text{ kg}$$

$$M_{3m} = 17\ 109(3) - 1\ 901(3)^2/2 = 42\ 772 \text{ kg-m}$$

A 6m del apoyo A:

$$V_{6m} = 17\ 109 - 1\ 901(6) = 5\ 703 \text{ kg}$$

$$M_{6m} = 17\ 109(6) - 1\ 901(6)^2/2 = 68\ 436 \text{ kg-m}$$

A 9m del apoyo A:

$$V_{9m} = 17\ 109 - 1\ 901(9) = 0$$

$$M_{9m} = 17\ 109(9) - 1901(9)^2 / 2 = 76\ 990\ \text{kg-m}$$

4.5.4 Factor de concentración o de distribución lateral para momentos en vigas y traveses longitudinales.

Por Reglamento para losas apoyadas sobre vigas o traveses de concreto y para 2 o mas carriles, el factor de concentración es:

$$fc = \frac{S}{5} \text{ [ft]} \quad \delta \quad fc = \frac{S}{1.524} = \frac{2.45}{1.524} = 1.6$$

El factor de reducción por Reglamento es 0.75 para cuando se tienen 4 ó más carriles de tránsito en la sección transversal del puente.

El P total sobre las vigas interiores por efecto de la carga sobre las ruedas y transmitida por una rueda es:

$$P = 7\ 272\ \text{kg} (1.6)(0.75) = 8\ 726\ \text{kg}.$$

4.5.5 Cálculo de cortantes y momentos para cargas vivas.

Los cortantes y momentos por cargas vivas pueden calcularse de varias maneras sobresaliendo dos métodos.

- a) por líneas de influencia para diferentes posiciones de las cargas de las ruedas del camión.
- b) por posicionamiento de las cargas de las ruedas del camión - HS20-44 de tal manera que produzca el momento máximo absoluto por carga viva.

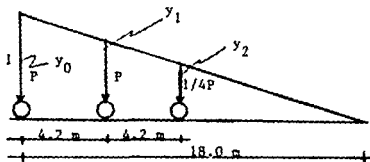
a) Líneas de influencia.

Una línea de influencia es una gráfica que muestra la variación de una sola fuerza o deflexión, con respecto a la posición de la estructura de una carga unitaria.

Las ordenadas de una línea de influencia, se llaman coeficientes. En un sistema estáticamente determinado, un desplazamiento unitario aplicado a cualquier componente de fuerza, no causa autodeformación; la estructura se desplaza como un conjunto de cuerpos rígidos conectados y por tanto, la línea de influencia consiste solo de líneas rectas.

Procederemos al cálculo de cortantes y momentos.

Cortante a 0 m del apoyo 'A'. La posición del camión - -
BS20-44 es:



$$y_0 = 1, \quad y_1 = 0.77, \quad y_2 = 0.53$$

$$V = P(1 + 0.77) + 1/4P(0.53) = 8\,726(1.77) + 2\,181.5(0.53) =$$

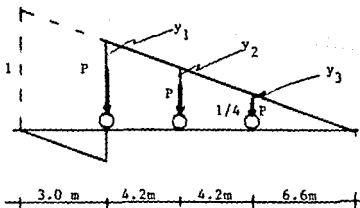
$$V = 16\,601 \text{ kg}$$

$$\text{Impacto} = \frac{15.24}{18 + 38} = 0.27$$

$$V_I = 0.27(16\,601) = 4\,482 \text{ kg}$$

$$M_{0 \text{ m}} = 0$$

Cortante a 3 m del apoyo 'A'



$$y_1 = 0.83 \quad y_2 = 0.60 \quad y_3 = 0.37$$

$$V = P(0.83 + 0.60) + 1/4P(0.37) = 8\,726(1.43) + 2\,181.5(0.37) =$$

$$V = 13\,285 \text{ kg.}$$

$$I = \frac{15.24}{15+38} = 0.29$$

$$V_I = 0.29(13\,285) = 3\,853 \text{ kg.}$$

La I considerada en el coeficiente de impacto, es siempre la longitud del claro del puente para momentos y es variable para cortantes, siendo siempre la longitud del punto considerado al extremo mas alejado.

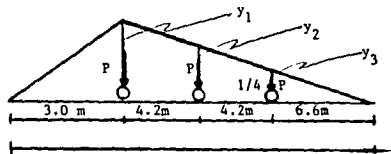
Para el cálculo del momento por carga viva, este puede hacerse de dos maneras; por líneas de influencia ó multiplicando el valor del cortante en el tramo considerado por su respectivo brazo de palanca.

Momento a 3 m del apoyo 'A'.

a) Utilizando el valor del cortante:

$$M = 13\,285 (3) = 39\,855 \text{ kg-m}$$

b) Por líneas de influencia:



$$\sum M_B = 0 = 18 R_A - 1(15)$$

$$R_A = \frac{15(1)}{18}$$

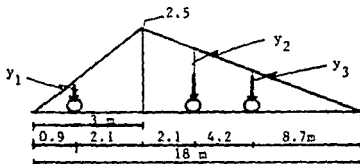
$$M = \frac{15(3)}{18} = 2.5 = y_1 \quad y_2 = 1.8 \quad y_3 = 1.1$$

$$M = P(2.5 + 1.8) + 1/4P(1.1) = 8\,726(4.3) + 2\,181.5(1.1) =$$

$$M = 39\,921 \text{ kg-m} \text{ rige el mayor.}$$

$$M_I = \frac{15.24}{18+38} (39\,921) = 10\,779 \text{ kg-m}$$

Ahora consideraremos otra posición de cargas, para ver si produce un momento mayor que los anteriormente calculados.

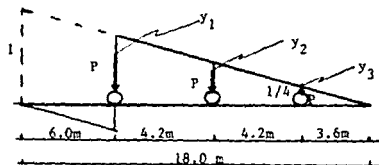


$$y_1 = 0.75 \quad y_2 = 2.15 \quad y_3 = 1.45$$

$$M = 8\,726(0.75 + 2.15) + 2\,181.5(1.45) = 28\,468 \text{ kg-m}$$

Se toma el valor mayor, o sea $M = 39\,921 \text{ kg-m}$

Cortante a 6 m del apoyo 'A'.



$$y_1 = 0.67 \quad y_2 = 0.43 \quad y_3 = 0.20$$

$$V = 8\,726(0.67 + 0.43) + 2\,181.5(0.20) = 10\,035 \text{ kg}$$

$$V_1 = \frac{15.24}{12+38}(10035) = 3\,010 \text{ kg}$$

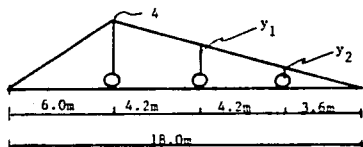
Momento a 6 m del apoyo 'A'.

a) Utilizando el valor del cortante:

$$M = 10\,035(6) = 60\,210 \text{ kg-m}$$

$$M_1 = 0.27(60\,210) = 16\,257 \text{ kg-m}$$

b) Por líneas de influencia:



$$\sum M_B = 0 = R_A(18) - (1)(12)$$

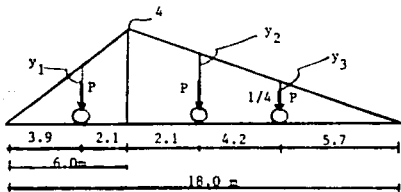
$$R_A = (12/18)(1)$$

$$M = 12(6)/18 = 4 ; \quad y_1 = 2.6 \quad y_2 = 1.2$$

$$M = 8\,726(4 + 2.6) + 2\,181.5(1.2) = 60\,209 \text{ kg-m}$$

$$I = 0.29(60\,209) = 16\,256 \text{ kg-m}$$

c) Utilizando otra posición de las cargas de rueda del camión HS-20-44.

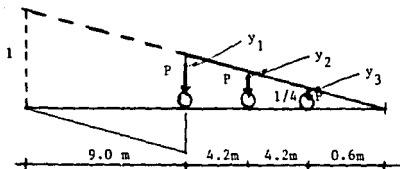


$$M_{6m} = 4 ; \quad y_1 = 2.6 \quad y_2 = 3.2 \quad y_3 = 1.9$$

$$M = 8\,726(2.6 + 3.2) + 2\,181.5(1.9) = 54\,756 \text{ kg-m}$$

Se toma el valor mayor o sea $M = 60\,210 \text{ kg-m}$.

Cortante a 9 m del apoyo (al centro del claro).



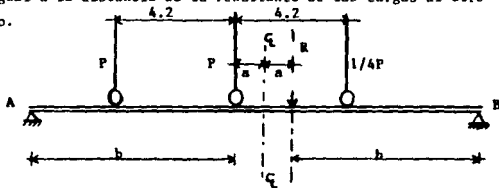
$$y_1 = 0.5 \quad y_2 = 0.27 \quad y_3 = 0.03$$

$$V = 8\,726(0.5 + 0.27) + 2181.5(0.03) = 6\,784 \text{ kg.}$$

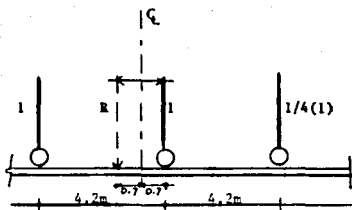
$$V_I = \frac{15.24}{9+38} (6\,784) = 2\,171 \text{ kg.}$$

Momento a 9 m. (al centro del claro).

La localización o posición general para obtener el momento máximo debido a las cargas del camión, es como se muestra y ocurre bajo una de las cargas (bajo la rueda interior en camiones de tres ejes); cuando la distancia de esa carga al apoyo próximo es igual a la distancia de la resultante de las cargas al otro apoyo.

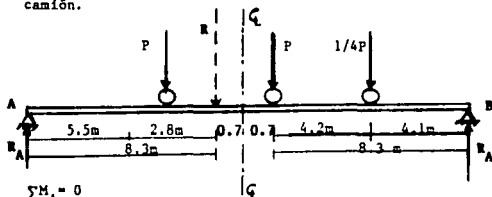


La anterior posición la podemos encontrar calculando la resultante y su punto de aplicación del sistema de fuerzas formado por las cargas del camión.



$$\begin{aligned}\Sigma F_y &= 2.25 = R \quad C \\ \Sigma M_A &= 1/4(8.4) + 4.2 + 2.25X = 0 \\ X &= 2.8\end{aligned}$$

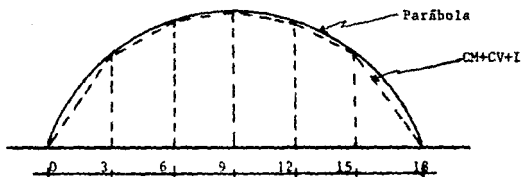
Como la distancia de la resultante al apoyo mas cercano debe ser igual a la distancia del otro apoyo al eje central del camión, hacemos coincidir el centro del claro con la mitad de la distancia entre la resultante y el eje central del camión.



$$\begin{aligned}\Sigma M_A &= 0 \\ - 18 R_B + 1/4P(13.9) + P(9.7) + P(5.5) &= 0 \\ R_B &= 1.0375 P \\ R_A &= 1.2125 P \\ M_{\text{máx}} &= 1.2125P(9.7) - 4.2 P = 7.56 P = 7.56(8\ 726) = 65\ 969 \text{ kg} \\ M_I &= 0.27(65\ 969) = 17\ 812 \text{ kg-m}\end{aligned}$$

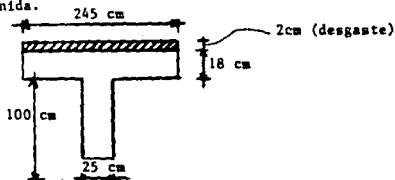
RESUMEN DE CORTANTES Y MOMENTOS.

Sección	CORTANTES (kg)				MOMENTOS (kg-m)			
	Carga Mta.	Carga Viva	Impacto	Total	Carga Mta.	Carga Viva	Impacto	Total
0	17 109	16 601	4 482	38 192	0	0	0	0
3	11 406	13 285	3 853	28 544	42 772	39 921	10 779	93 472
6	5 703	10 035	3 010	18 748	68 436	60 210	16 257	144 903
9	0	6 784	2 171	8 955	76 990	65 969	17 812	160 771



4.5.6 Determinación de la sección transversal y área de acero.

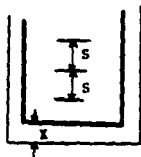
Sección definida.



Ahora encontraremos la profundidad efectiva 'd' del acero de tensión, la cual es igual a la distancia de la parte superior del patín al centroide del área de acero de tensión.

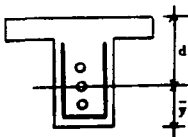


Suponiendo que el reforzamiento lo haremos de la siguiente manera:



- 3 hileras de varillas del N°8 (1"Ø)
- estribos del N°4 (1/2"Ø)
- separación mínima por Reglamento, entre lechos de varillas: $S = 1"$
- recubrimiento mínimo por Reglamento $X = 1\frac{1}{2}"$

Tenemos:



$$\bar{y} = 1\frac{1}{2}'' + 1/2'' + 1'' + 1'' + 1/2'' = 4.5'' \approx 12 \text{ cm}$$

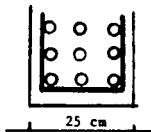
$$d = 100 - 12 + 18 = 106 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M}{f_s(d-h/2)} = \frac{160\,771(100)}{1700(106-18/2)} = 97.5 \text{ cm}^2$$

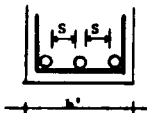
Proponemos usar varillas del N°12 (3.81 cm) y área 11.4 cm²:

$$\text{N}^\circ \text{ varillas} = \frac{97.5}{11.4} = 9 \text{ vr.}$$

Como propusimos 3 hileras:



Ahora revisamos la separación horizontal \underline{S} para verificar si $b' = 25 \text{ cm}$ es correcto, según el código ACI.



$$b' = [2 (1\frac{1}{2}'' \text{ recubrimiento mínimo por Reglamento}) +$$

$$2 (1/2'' \text{ diámetro de estribo}) +$$

$$3 (1\frac{1}{2}'' \text{ diámetro de la varilla del N}^\circ 12) +$$

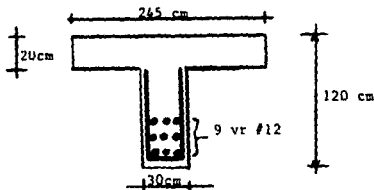
$$2 (1\frac{1}{2}'' \text{ de separación mínima S por Reglamento})$$

$$b' = 3'' + 1'' + 4.5'' + 3'' = 11.5'' \approx 30 \text{ cm}$$

$b'_{\text{mín.}} = 30 \text{ cm}$ mayor que b' supuesta de 25 cm; por tanto se acepta $b' = 30 \text{ cm}$.

Esta dimensión $b' = 30 \text{ cm}$ se revisará posteriormente de modo que la sección soporte el esfuerzo cortante.

La sección aprobada hasta aquí es:



4.5.7

Determinación de los puntos de corte del acero.

Es práctica común cortar y quitar tramos de varilla en donde ya no sea necesario el acero para resistir esfuerzos de tensión, o bien en el caso de vigas continuas doblar hacia arriba (usualmente a 45°) el acero del lecho bajo, para proveer refuerzo de tensión en la parte superior del tramo de viga que pasa por encima del apoyo o soporte.

Es deseable diseñar de tal manera que el acero colocado en cualquier parte de la viga sea aprovechado lo más posible, por lo que, el área de acero requerida en determinado punto es muy cercanamente proporcional al momento flexionante en ese punto.

El ACI recomienda que por lo menos $1/3$ del acero total usado para momento positivo ($1/4$ para claros continuos) debe continuar ininterrumpidamente a lo largo de la misma cara de la viga hasta penetrar $6''$ en el soporte.

También por lo menos $1/3$ del acero total usado para el momento negativo en el apoyo o soporte, deberá extenderse más allá del punto de inflexión una distancia no menor del mayor valor resultante de:

- 1^o $1/20$ del claro libre.
- 2^o d (peralte efectivo)
- 3^o 15ϕ de varilla.

Los $2/3$ del acero total ó área de acero total, tanto para momento positivo como negativo, puede cortarse o quitarse a una distancia no menor del mayor valor resultante de:

- 1^o d (peralte efectivo)
- 2^o 15ϕ de varilla,

pasando el punto teórico de corte o sea el punto teórico de capacidad de momento (Z de As).

Determinando los puntos de corte y remoción del acero, tenemos que para:

Un área requerida de $1/3$ y área discontinuada de $2/3$:

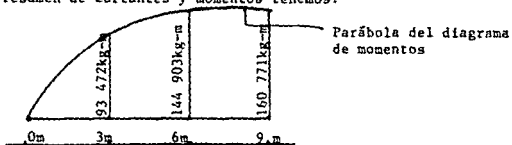
$$1/3 \text{ As es proporcional a } 1/3 M = 1/3(160\ 771) = 53\ 590 \text{ kg-m}$$

para:

Un área requerida de $2/3$ y área discontinuada de $1/3$:

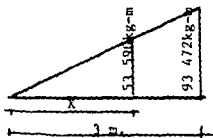
$$2/3 \text{ As es proporcional a } 2/3 M = 2/3(160\ 771) = 107\ 181 \text{ kg-m}$$

Del resumen de cortantes y momentos tenemos:



a) Localicemos el punto de corte para:

$$1/3 \text{ As requerida} = 1/3 M = 53\ 590 = 2/3 \text{ As discontinuada.}$$



$$\frac{93\ 472}{3} = \frac{53\ 590}{3 - X}$$

$$X = 1.72 \text{ m}$$

También por lo menos 1/3 del acero total usado para el momento negativo en el apoyo o soporte, deberá extenderse más allá del punto de inflexión una distancia no menor del mayor valor resultante de:

- 1^o 1/20 del claro libre.
- 2^o d (peralte efectivo)
- 3^o 15 ϕ de varilla.

Los 2/3 del acero total ó área de acero total, tanto para momento positivo como negativo, puede cortarse o quitarse a una distancia no menor del mayor valor resultante de:

- 1^o d (peralte efectivo)
- 2^o 15 ϕ de varilla,

pasando el punto teórico de corte o sea el punto teórico de capacidad de momento (Σ de A_s).

Determinando los puntos de corte y remoción del acero, tenemos que para:

Un área requerida de 1/3 y área discontinuada de 2/3:

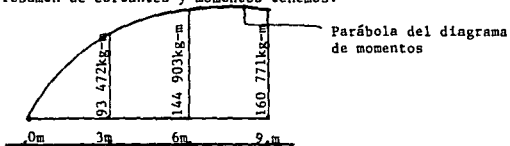
$$1/3 A_s \text{ es proporcional a } 1/3 M = 1/3(160\ 771) = 53\ 590 \text{ kg-m}$$

para:

Un área requerida de 2/3 y área discontinuada de 1/3:

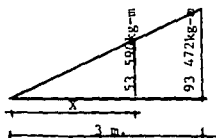
$$2/3 A_s \text{ es proporcional a } 2/3 M = 2/3(160\ 771) = 107\ 181 \text{ kg-m}$$

Del resumen de cortantes y momentos tenemos:



a) Localicemos el punto de corte para:

$$1/3 A_s \text{ requerida} = 1/3 M = 53\ 590 = 2/3 A_s \text{ discontinuada.}$$

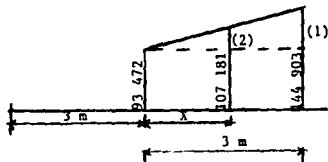


$$\frac{93\ 472}{3} = \frac{53\ 590}{3 - X}$$

$$X = 1.72 \text{ m}$$

b) Localicemos el punto de corte para:

$2/3$ As requerida = $2/3 M = 107\ 181 = 1/3$ As discontinuada.



$$(1) \quad 144\ 903 - 93\ 472 = 51\ 431$$

$$(2) \quad 107\ 181 - 93\ 472 = 13\ 709$$

$$\frac{51\ 431}{3} = \frac{13\ 709}{x} ; \quad x = 0.80$$

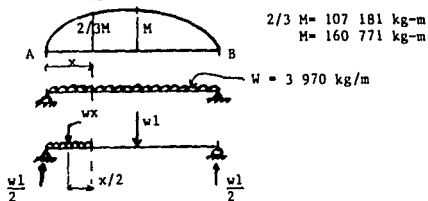
Es decir $M = 107\ 181$ kg-m ocurre a $0.80 + 3$ m = 3.80 m del apoyo 'A'.

Otra forma de obtenerlo:

Sabemos que el momento en el centro del claro es $wl^2/8$.

$$160\ 771 = w l^2 / 8 \quad \text{en donde :}$$

$$W = \frac{160\ 771(8)}{18^2} = 3\ 970 \text{ kg/m}$$



$$Mx = 1/2 w_1(X) - wX(X/2) = 107\ 181$$

$$Mx = 3\ 970(9)X - 3\ 970X^2/2 = 107\ 181$$

$$X = \frac{18 \pm \sqrt{18^2 - 4(54)}}{2} ; \quad X_1 = 14.2 \quad X_2 = 3.80$$

4.5.8 Longitud de desarrollo del acero.

Se define como longitud de desarrollo 'Ld' a la distancia que deberá pasar la varilla el punto teórico de corte, para poder cortar y quitarla.

Ld será el mayor valor de:

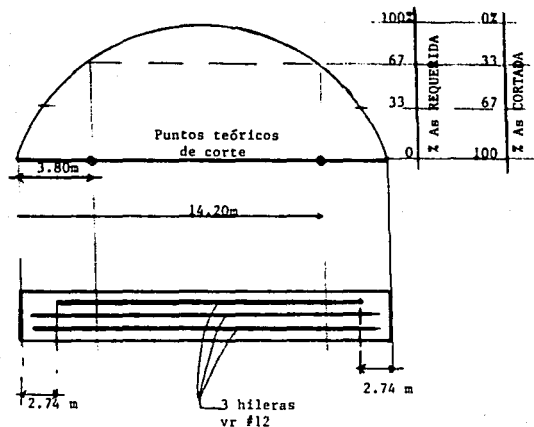
$$1^{\circ} \text{ d efectivo} = 106 \text{ cm}$$

$$2^{\circ} 15 \varnothing \text{ varilla} = 15(1\frac{1}{4}) = 57 \text{ cm}$$

$$3^{\circ} L/20 = 1800/20 = 90 \text{ cm}$$

Escogemos 'Ld' = 106 cm.

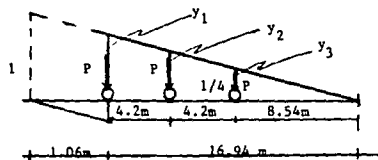
Para un área de acero requerida de 2/3 del total o sea cortando - 1/3 del total del área de acero, tenemos:



$$\text{Punto de corte} = 3.80 - 1.06 = 2.74 \text{ m}$$

4.5.9 Cortante a la distancia 'd'.

Para saber si el alma necesita refuerzo (estribos), se hace - una revisión de los esfuerzos por cortante a una distancia de - $d = 106$ cm.



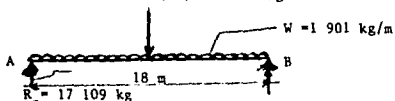
$$y_1 = 0.94 \quad y_2 = 0.71 \quad y_3 = 0.48$$

$$V_{1.06m} = 8\,726(0.94+0.71) + 2181.5(0.48) = 15\,445 \text{ kg.}$$

$$V_{11.06m} = \frac{15.24}{16.94+38} (15\,445) = 4\,284 \text{ kg}$$

Cortante por carga muerta.

$$1901(18) = 34\,218 \text{ kg}$$



$$V_{1.06m} = 17\,109 - 1901(1.06) = 15\,094 \text{ kg}$$

$$V_{\text{total}} = 15\,445 + 4\,284 + 15\,094 = 34\,823 \text{ kg.}$$

4.5.10 Revisión de los esfuerzos por cortante.

El esfuerzo cortante unitario admisible δ máximo, en secciones sin refuerzo transversal, ha sido obtenido experimentalmente. Se cuenta con dos ecuaciones que nos define su valor; una muy-compleja y por ende precisa y otra sencilla de fácil aplicación y que da un valor muy aceptable.

Esta ecuación sencilla según las recomendaciones de AASHTO es:

$$v_c = 0.95\sqrt{f'c} \quad [\text{lb/pulg}^2].$$

$$v_c = 0.252\sqrt{f'c} \quad [\text{kg/cm}^2].$$

4.5.10.1 Comprobación de que la sección requiera refuerzo transversal.

Cuando:

$v = \frac{V}{b d}$; siendo v el esfuerzo cortante promedio; éste se utiliza como una medida de la máxima intensidad del esfuerzo cortante en la sección; entonces si:

$v = \frac{V}{b d}$ mayor que $v_c = 0.252\sqrt{f'c}$ Se necesita refuerzo transversal.

Sustituyendo valores calculamos:

$$v = \frac{34\,823}{30(106)} = 10.95 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_c = 0.252\sqrt{250} = 4 \text{ kg/cm}^2$$

Como $v = 10.95 \text{ kg/cm}^2$ resultó mayor que $v_c = 4 \text{ kg/cm}^2$ Si se necesitan estribos.

4.5.10.2 Esfuerzo cortante admisible ó máximo en una sección con refuerzo transversal.

$$v_{\text{máx}} = 3\sqrt{f'c} \quad [\text{lb/pulg}^2]$$

$$v_{\text{máx}} = 0.795\sqrt{f'c} \quad [\text{kg/cm}^2]$$

Calculando nuestro elemento propuesto con $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$

$$v_{\text{máx}} = 0.795\sqrt{250} = 12.60 \text{ kg/cm}^2 > v = 10.95 \text{ kg/cm}^2$$

Si $v_{\text{máx}}$ es mayor que v , no se requiere cambiar las dimensiones de la sección considerada.

4.5.10.3 Refuerzo transversal (estribos).

Los estribos verticales o inclinados se calculan para soportar el exceso de fuerza cortante ($v - v_c$), que no puede ser tomada por el concreto solo.

$$v = v_c + \frac{A_v f_s}{b_w S}$$

donde:

v = esfuerzo cortante promedio

v_c = esfuerzo cortante admisible en secciones no reforzadas transversalmente .

A_v = área total de la sección transversal del acero de refuerzo del alma contenido en la separación S .

Debe hacerse notar que cuando se usan estribos convencionales en forma de U, el área total de la sección transversal del acero es dos veces el área de la sección transversal de la varilla propuesta.

$f_s = 0.4 f_y$ = esfuerzo del acero a tensión.

b_w = ancho del patín = b en secciones rectangulares.

S = separación del refuerzo del alma en dirección del eje de la viga. No debe exceder el menor de los siguientes valores:

1^o $d/2$

2^o 24"

3^o $S_{m\acute{a}x.} = \frac{A_v f_y}{50 b_w}$ [pulg] = $\frac{A_v f_y}{3.5 b_w}$ [cm]

La primera separación de estribos se obtiene para una distancia del apoyo izquierdo a 'd'; por las razones expuestas al principio.

Para nuestro caso:

1^o $d/2 = 106/2 = 53$ cm

2^o 24" = 61 cm

3^o Si proponemos estribos de 1/2"Ø , área 1.27 cm²

$$S_{m\acute{a}x} = \frac{2 (1.27) (4\ 200)}{3.5(30)} = 102 \text{ cm}$$

El valor máximo será: $S = 53 \text{ cm}$.

Del apoyo A ó B hasta una distancia $d = 106 \text{ cm}$, el exceso de cortante es:

$v - v_c = 10.95 - 4 = 6.95 \text{ kg/cm}^2$ y en esta región el espaciamiento de estribos es:

$$S = \frac{A_v f_s}{(v - v_c)bw} = \frac{2(1.27) 1700}{6.95(30)} = 21 \text{ cm}$$

Ahora encontraremos la longitud X en la cual puede usarse el máximo espaciamiento $S = 53 \text{ cm}$.

$$v_x = v_c + \frac{A_v f_s}{bw}$$

$$v_x = 4 + \frac{2(1.27) 1700}{30(53)} = 6.71 \text{ kg/cm}^2$$

Ahora utilizando la fórmula del esfuerzo cortante promedio:

$$v = \frac{V}{bd}; \text{ despejando } V \text{ tenemos:}$$

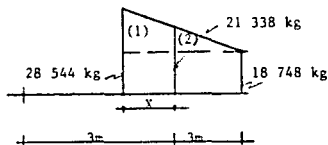
$$V = v b(d) = 6.71 (30)(106) = 21\,338 \text{ kg}$$

Del resumen de cortantes y momentos encontramos que:

para 3m el $V_{\text{total}} = 28\,544 \text{ kg}$

para 6m el $V_{\text{total}} = 18\,748 \text{ kg}$

Interpolando linealmente obtenemos X



$$28\,544 - 18\,748 = 9\,796 \text{ -----(1)}$$

$$21\,338 - 18\,748 = 2\,590 \text{ -----(2)}$$

$$\frac{9\,796}{3} = \frac{2\,590}{3 - X}; X = 2.20 \text{ m}$$

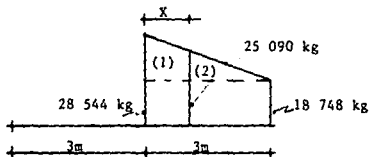
A una distancia de $3\text{m} + 2.2\text{m} = 5.2\text{m}$ del apoyo A a B se usarán estribos separados a 53 cm.

Finalmente si proponemos $S = 37$ cm, calculamos:

$$v = \frac{4 + 2(1.27) + 700}{30(37)} = 7.89 \text{ kg/cm}^2$$

$$V = v(d)(b) = 7.89(30)(106) = 25\,090 \text{ kg}$$

De nuevo obtendremos el valor de X.



$$28\,544 - 18\,748 = 9\,796 \text{ kg} \quad (1)$$

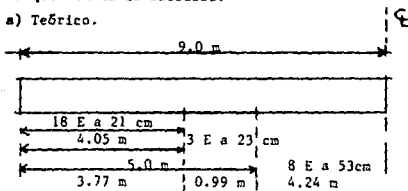
$$25\,090 - 18\,748 = 6\,342 \text{ kg} \quad (2)$$

$$\frac{9\,796}{3} = \frac{6\,342}{3 - X} ; X = 1.05 \text{ m}$$

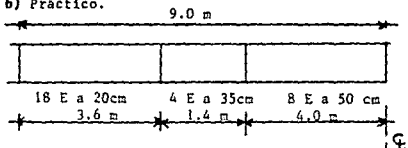
A una distancia de $3\text{m} + 1.05\text{m} = 4.05\text{m}$ del apoyo A a B se usarán estribos separados a 37 cm.

4.5.11 Croquis final de estribos.

a) Teórico.



b) Práctico.



4. DISEÑO DE UN PUENTE DE CONCRETO APOYADO EN VIGAS.

b) Considerando un camión T3-S2-R4.

4.1 DATOS

Claro libre (longitud del puente a paños ints. de apoyos) ----	18 m
Ancho libre (de guarnición a guarnición) -----	14.45 m
4 carriles (ancho)-----	3.5m c/u
Banquetas laterales, ancho -----	2.0m
Faja separadora, ancho -----	0.60 m
Carga viva del camión T3-S2-R4 -----	77 500 kg
Peso del barandal -----	150 kg/m
Resistencia del concreto -----	$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$
Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo -----	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
Espesor del asfalto -----	3 cm
Peso del asfalto -----	$17 \text{ kg/m}^2/\text{cm}$

4.2

Constantes de diseño y consideraciones.

- a) $f_c = 0.4 f'_c = 0.4(250 \text{ kg/cm}^2) = 100 \text{ kg/cm}^2$
 b) $f_s = 0.4 f_y = 0.4(4200 \text{ kg/cm}^2) = 1700 \text{ kg/cm}^2$
 c) $n = 9$
 d) $r = 17$
 e) $k = 0.35$
 f) $j = 0.88$
 g) $K = 15.40$
 h) Propondremos un espesor mínimo de losa de: $h_t = 0.20 \text{ m}$

4.3

Diseño de la losa de concreto.

a) Carga muerta.

$$W_{\text{losa}} = 0.20 (2400 \text{ kg/m}^3) = 480 \text{ kg/m}^2$$

$$W_{\text{asfalto}} = 17 \text{ kg/m}^2/\text{cm} (3\text{cm}) = 51 \text{ kg/m}^2$$

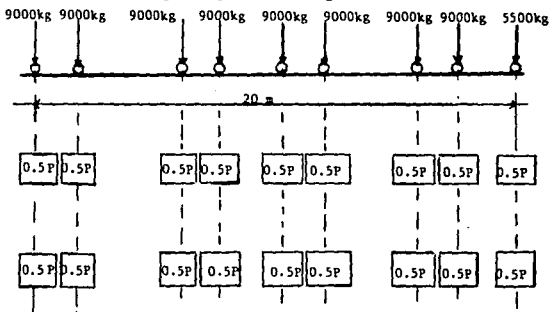
$$\text{Total Carga mta.} \quad \underline{\underline{531 \text{ kg/m}^2}}$$

Diseñaremos una franja de losa de 1m de ancho, perpendicular a la viga considerada.

$$W = 531 \text{ kg/m}^2 (1 \text{ m}) = 531 \text{ kg/m}$$

b) Carga viva.

Para un camión T3-S2-R4, la carga en el eje trasero es de 9 000 kg y en cada rueda la carga es igual a 4 500 kg.



c) Momento por carga muerta en el centro del claro.

$$M_{cm} = WL^2/10 = \frac{531(2.20)^2}{10} = 257 \text{ kg-m}$$

d) Momento por carga viva.

$$M_{cv} = 0.80 \left(\frac{S + 0.61}{9.74} \right) P$$

$$M_{cv} = 0.80 \left(\frac{2.20 + 0.61}{9.74} \right) 4\ 500 = 1\ 039 \text{ kg-m}$$

e) Momento por impacto.

$$M_I = 0.30 (1\ 039) = 312 \text{ kg-m}$$

f) Momento total.

$$M_T = 257 + 1\ 039 + 312 = 1\ 608 \text{ kg-m}$$

g) Determinación del peralte mínimo efectivo.

$$d = \sqrt{\frac{M_T}{K_b}} = \sqrt{\frac{1\ 608 (100)}{15.40 (100)}} = 10 \text{ cm}$$

Para obtener el espesor total de la losa ht, al peralte calculado habrá de agregársele:

1" por recubrimiento mínimo de acero (2.54 cm)

1/2 del diámetro de la varilla a usar; (propondremos 3/4"Ø)

3/4" por desgaste (2 cm)

ht = 10 + 2.54 + 1/2(1.9) + 2 = 15.49 cm menor que el espesor propuesto; por tanto se acepta ht = 20 cm.

h) Determinación del área de acero de refuerzo requerida.

$$A_s = \frac{M_T}{f_s j d} = \frac{1\ 608 (100)}{1\ 700 (0.88) (10)} = 11 \text{ cm}^2$$

Proponiendo varillas del N°6 (1.9 cm) y área 2.85 cm²:

$$\begin{aligned} \text{N}^\circ \text{ de varillas} &= \frac{11}{2.85} = 4+1 = 5 \text{ vr separadas a} \\ S &= \frac{2.85(100)}{11} = 2.6 \text{ cm} \end{aligned}$$

i) Acero de distribución.

$$A_{\text{Dist.}} = 0.67(11) = 7.4 \text{ cm}^2$$

Proponiendo varillas del N°4 (1.27) y área 1.27 cm²:

$$\begin{aligned} \text{N}^\circ \text{ varillas} &= \frac{7.4}{1.27} = 6+1 = 7 \text{ vr separadas a} \\ S &= \frac{1.27(100)}{7.4} = 17 \text{ cm} \end{aligned}$$

j) Acero por temperatura.

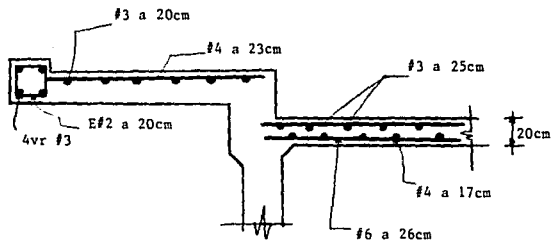
Proponiendo varillas del N°3 (0.95 cm), éstas se colocarán a una separación de:

$$S = \frac{0.71(100)}{2.78} = 25 \text{ cm}$$

4.4 Diseño de la banqueta.

Este diseño no sufre ningún cambio con relación al análisis que se hizo para el camión HS-20-44.

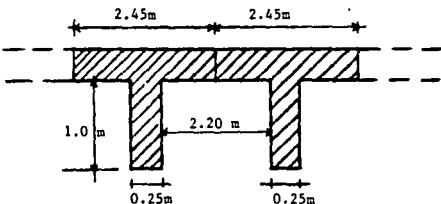
4.4.1 Croquis de refuerzo.



4.5 Análisis y diseño de una de las vigas interiores.

4.5.1 Suposición de las dimensiones de la viga.

La sección total propuesta es la siguiente:



4.5.2 Revisión preliminar de la sección propuesta para la viga intermedia.

a) Carga muerta.

$$C_m = 1\ 901\ \text{kg/m}$$

b) Momento por carga muerta en el centro del claro.

$$M_{cm} = WL^2/8 = 76\ 991\ \text{kg-m}$$

c) Momento por carga viva.

De acuerdo con la tabla de momentos y cortantes calculada para el camión T3-S2-R4, y conociendo el claro en metros tenemos el momento máximo por carga viva por ancho de carril.

$$M_{cv} = 150\ 680\ \text{kg-m}$$

$$M_{cv} = \frac{2.45 (150\ 680)}{3.50} = 105\ 476\ \text{kg-m}$$

d) Momento por impacto.

$$M_I = 0.27 (105\ 476) = 28\ 478\ \text{kg-m}$$

e) Momento total.

$$M_T = 76\ 991 + 105\ 476 + 28\ 478 = 210\ 945\ \text{kg-m}$$

f) Acero de refuerzo.

$$A_s = \frac{210\ 945(100)}{1\ 700(100 - 20/2)} = 138\ \text{cm}^2$$

TABLA DE CORTANTES Y MOMENTOS MAXIMOS POR CARGA VIVA.
(SIN IMPACTO)

CAMION T3-S2-R4 (77.5 Ton)				
CLARO (m)	EJE	DIST. AL APOYO (m)	MOMENTO (ton-m)	CORTANTE (ton)
6	2	2.70 ó 3.30	21.78	
7	5	3.17 ó 3.83	27.87	
8	5	4.80	32.280	23.400
9	5	5.30	43.960	24.800
10	5	5.80	52.704	26.055
11	5	6.30	61.495	27.777
12	5	6.10	70.909	29.925
13	4	6.97	82.387	31.777
14	4	7.47	95.820	33.364
15	4	7.97	102.262	34.740
16	4	8.47	122.711	35.944
17	4	8.97	136.167	37.059
18	5	9.22	150.680	39.000
19	5	10.30	167.125	40.737
20	5	10.80	185.004	42.300
21	5	11.30	202.894	43.976
22	5	11.38	221.554	45.500
23			240.920	46.891
24			260.266	48.167
25	5	12.88	279.617	49.340
26			298.963	50.423
27			318.351	51.426
28			337.715	52.357
29			357.052	53.224
30		45.38	376.417	54.033
31			395.763	54.790
32		16.38	415.143	55.500
33			434.538	56.167
34			453.886	56.794
35			473.239	57.386
40			570.050	59.900

Usaremos varillas del N°12 (3.81 cm) y área 11.40 cm²:

$$N^{\circ} \text{ varillas} = \frac{138}{3.81} = 36+1 = 37 \text{ vr}$$

g) Revisión de los esfuerzos del concreto.

Para $n = 9$

$$\rho^n = \frac{n A_s}{bd} = \frac{9(138)}{245(100)} = 0.051$$

$$\frac{t}{d} = \frac{20}{100} = 0.20$$

$$k = 0.24$$

$$j = 0.925$$

Sustituyendo valores en la fórmula:

$$f_c = \frac{2 M_c K}{bt(2kd - t) j} = \frac{2(210\ 945)0.24 \times 100}{245(20)[2(0.24)100 - 20] 0.925} =$$

$$f_c = 79.8 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo máximo permisible es $f'_c = 100 \text{ kg/cm}^2$

Comparando f'_c y f_c , tenemos que:

79.8 kg/cm² es menor que 100 kg/cm²; por tanto se aceptan las dimensiones propuestas, aunque la dimensión $bw = 25 \text{ cm}$, se - revisará posteriormente de modo que la sección soporte el esfuer zo cortante.

4.5.3 Cortantes y momentos por cargas muertas.

La carga muerta no se altera por lo tanto los cortantes y momen- tos calculados son los mismos para el camión T3-S2-R4.

$$W_{cm} = 1\ 901 \text{ kg/m}$$

- Cortante y momento a 0 m.

$$V = 17\ 109 \text{ kg}$$

$$M = 0$$

- Cortante y momento a 3 m.

$$V_{3m} = 11\,406 \text{ kg}$$

$$M_{3m} = 42\,772 \text{ kg-m}$$

- Cortante y momento a 6 m.

$$V_{6m} = 5\,703 \text{ kg}$$

$$M_{6m} = 68\,436 \text{ kg-m}$$

- Cortante y momento a 9 m.

$$V_{9m} = 0$$

$$M_{9m} = 76\,990 \text{ kg-m}$$

4.5.4 Factor de concentración δ de distribución lateral para momentos en vigas y traves longitudinales.

$F_c = 1.6$ factor de concentración

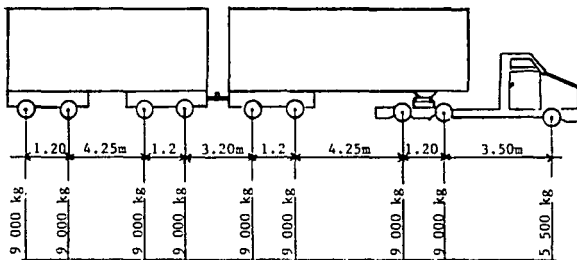
$F_r = 0.75$ factor de reducción

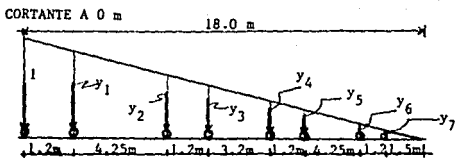
El P total sobre las vigas interiores por efecto de la carga - sobre las ruedas y transmitida por una rueda es :

$$P = 4\,500 \text{ kg}(1.6)(0.75) = 5\,400 \text{ kg rueda intermedia.}$$

$$P = 2\,750 \text{ kg}(1.6)(0.75) = 3\,300 \text{ kg rueda delantera.}$$

4.5.5 Cálculo de cortantes y momentos por cargas vivas.





$$y_1 = 0.93 \quad y_2 = 0.70 \quad y_3 = 0.63 \quad y_4 = 0.45 \quad y_5 = 0.39 \quad y_6 = 0.15$$

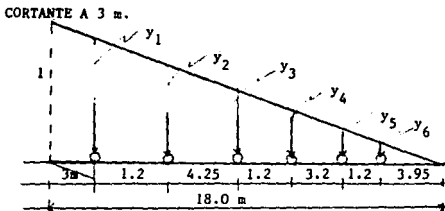
$$y_7 = 0.08$$

$$V_{0m} = 5400(1 + 0.93 + 0.70 + 0.63 + 0.45 + 0.39 + 0.15 + 0.08) =$$

$$= 5400(4.33) = 23\,382 \text{ kg}$$

$$V_I = \frac{15.24}{18 + 38}(23\,382) = 6\,313 \text{ kg}$$

$$M_{0m} = 0$$

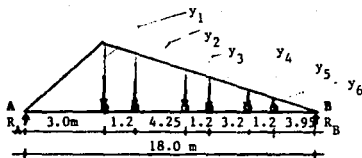


$$y_1 = 0.83 \quad y_2 = 0.77 \quad y_3 = 0.53 \quad y_4 = 0.46 \quad y_5 = 0.29 \quad y_6 = 0.22$$

$$V_{3m} = 5\,400(0.83 + 0.77 + 0.53 + 0.46 + 0.29 + 0.22) = 16\,740 \text{ kg.}$$

$$V_I = \frac{15.24}{15 + 38}(16\,740) = 4\,855 \text{ kg.}$$

MOMENTO A 3 m.



a) Utilizando el valor del cortante:

$$M_{3m} = 16\,740 (3) = 50\,220 \text{ kg-m}$$

b) Por líneas de influencia:

$$\sum M_B = 0 = 18 R_A - 15(1)$$

$$R_A = \frac{15}{18} (1)$$

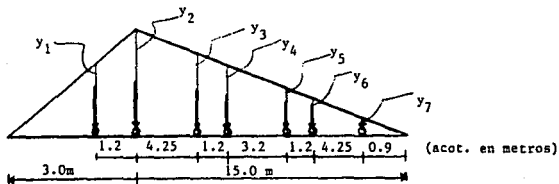
$$M_{3m} = 15(3)/18 = 2.5$$

$$y_1 = 2.5 \quad y_2 = 2.3 \quad y_3 = 1.59 \quad y_4 = 1.39 \quad y_5 = 0.86 \quad y_6 = 0.66$$

$$M_{3m} = 5\,400(2.5 + 2.3 + 1.59 + 1.39 + 0.86 + 0.66) = 50\,220 \text{ kg-m}$$

$$M_1 = \frac{15.24}{18 + 38} (50\,220) = 13\,559 \text{ kg-m}$$

Momento a 3m con otra posición de cargas para ver si produce un momento mayor a los ya calculados.

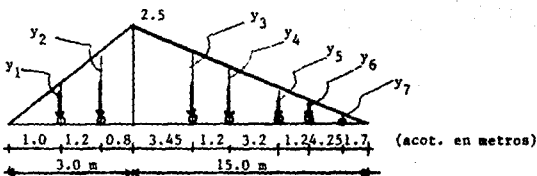


$$y_2 = \frac{15}{18} (3) = 2.5 \quad y_1 = 1.5 \quad y_3 = 1.79 \quad y_4 = 1.59 \quad y_5 = 1.06$$

$$y_6 = 0.86 \quad y_7 = 0.15$$

$$M_{3m} = 5\,400(1.5 + 2.5 + 1.79 + 1.59 + 1.06 + 0.86 + 0.15) = 51\,030 \text{ kg-m}$$

Para otra posición de cargas:

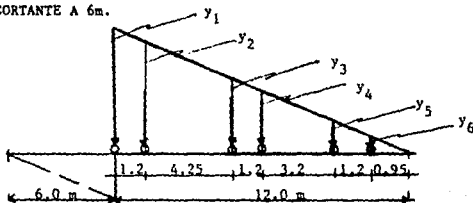


$$y_1 = 0.83 \quad y_2 = 1.83 \quad y_3 = 1.92 \quad y_4 = 1.72 \quad y_5 = 1.19 \quad y_6 = 0.99 \\ y_7 = 0.28$$

$$M_{3m} = 5\,400(0.83 + 1.83 + 1.92 + 1.72 + 1.19 + 0.99 + 0.28) = 47\,304 \text{ kg-m}$$

Se acepta el valor mayor calculado o sea $M_{3m} = 51\,030 \text{ kg-m}$

CORTANTE A 6m.

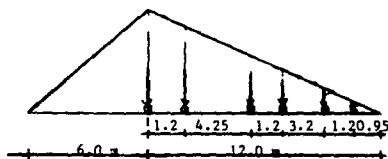


$$y_1 = 0.67 \quad y_2 = 0.60 \quad y_3 = 0.36 \quad y_4 = 0.30 \quad y_5 = 0.12 \\ y_6 = 0.05$$

$$V_{6m} = 5\,400(0.67 + 0.60 + 0.36 + 0.30 + 0.12 + 0.05) = 11\,340 \text{ kg}$$

$$V_I = \frac{15.24}{12 + 38} (11\,340) = 3\,402 \text{ kg.}$$

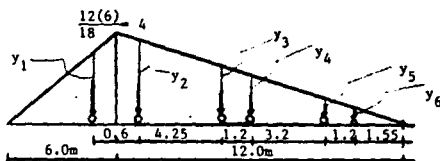
MOMENTO A 6m



a) Utilizando el valor del cortante.

$$m_{6m} = 11\,340 (6) = 68\,040 \text{ kg-m}$$

b) Con otra posición de cargas:



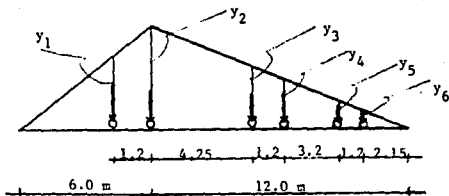
$$M_{6m} = \frac{12(6)}{18} = 4 ; y_1 = 3.6 \quad y_2 = 3.8 \quad y_3 = 2.38 \quad y_4 = 1.98$$

$$y_5 = 0.92 \quad y_6 = 0.52$$

$$M_{6m} = 5\,400 (3.6 + 3.8 + 2.38 + 1.98 + 0.92 + 0.52) = 71\,280 \text{ kg-m}$$

$$M_1 = 0.27 (71\,280) = 19\,246 \text{ kg-m}$$

c) Con otra posición de cargas:



$$y_2 = \frac{12(6)}{18} = 4 \quad y_1 = 3.2 \quad y_3 = 2.58 \quad y_4 = 2.18 \quad y_5 = 1.12$$

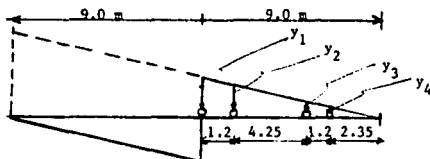
$$y_6 = 0.72$$

$$M_{6m} = 5\,400(3.2 + 4 + 2.58 + 2.18 + 1.12 + 0.72) = 74\,520 \text{ kg-m}$$

$$M_I = 0.27(74\,520) = 20\,120 \text{ kg-m}$$

Se acepta $M_{6m} = 74\,520 \text{ kg-m}$

CORTANTE A 9 m (al centro del claro).



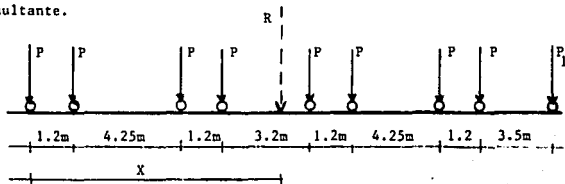
$$y_1 = 0.5 \quad y_2 = 0.43 \quad y_3 = 0.20 \quad y_4 = 0.13$$

$$V_{9m} = 5\,400(0.5 + 0.43 + 0.20 + 0.13) = 6\,804 \text{ kg}$$

$$V_I = \frac{15.24}{9 + 38}(6\,804) = 2\,177 \text{ kg}$$

MOMENTO AL CENTRO DEL CLARO (9m).

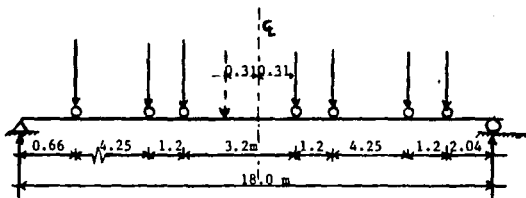
La localización ó posición de las llantas del camión es como se muestra. Bajo esta situación, ubicaremos la posición de la resultante.



$$\Sigma f_y = 5\,400(8) + 3\,300 = 46\,500 \text{ kg} = R$$

$$\Sigma M_A = 5\,400(1.2 + 5.45 + 6.65 + 9.85 + 11.05 + 15.8 + 17) + 3\,300(20.5) + R(X) = 0$$

$$X = 9.23 \text{ m}; \quad 9.85 - 9.23 = 0.62; \quad 0.62/2 = 0.31$$



$$\Sigma M_A = 0, -18R_b + 5400(15.96 + 14.76 + 10.51 + 9.31 + 6.11 + 4.91 + 0.66) = 0$$

$$R_b = 18\,666 \text{ kg}$$

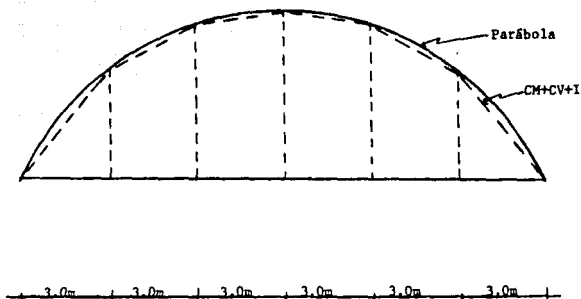
$$R_A = 37\,800 - 18\,666 = 19\,134 \text{ kg}$$

$$M_{\max} = 19\,134(9.31) - 5400(8.65 + 4.4 + 3.2) = 90\,387 \text{ kg-m}$$

$$M_I = 0.27(90\,387) = 24\,404 \text{ kg-m}$$

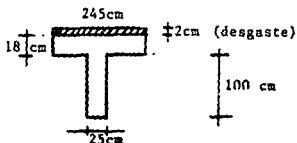
Resumen de cortantes y momentos.

Sección	CORTANTES (kg)				MOMENTOS (kg-m)			
	C. Mta.	C. Viva	Imp.	Total	C. Mta.	C. Viva	Imp.	Total
0	17 109	23 382	6 313	46 804	0	0	0	0
3	11 406	16 740	4 855	33 001	42 772	51 030	13 778	107 580
6	5 703	11 340	3 402	20 445	68 436	74 520	20 120	163 076
9	0	6 804	2 177	8 981	76 990	90 387	24 404	191 781

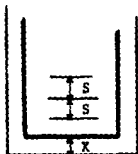


4.5.6 Determinación de la sección transversal y área de acero.

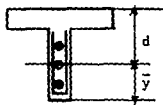
Sección definida.



Ahora encontraremos la profundidad efectiva 'd' del acero de tensión y vamos a suponer que el reforzamiento lo haremos de la siguiente manera.



- 3 hileras de varillas del N°8 (1"Ø)
- Estribos del N°4 (1/2"Ø)
- Separación mínima por Reglamento - entre hileras de varillas, $S = 1"$
- Recubrimiento mínimo $X = 1\frac{1}{2}"$



$$\bar{y} = 1\frac{1}{2}" + 1/2" + 1" + 1" = 4.5" \approx 12 \text{ cm}$$

$$d = 100 + 18 - 12 = 106 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M}{f_s(d - h/2)} = \frac{188\,234(100)}{1\,700(106 - 18/2)} = 114 \text{ cm}^2$$

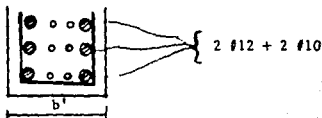
Proponemos usar 6 varillas del N°12 (3.81 cm) y área 11.4 cm² y - 6 varillas del N°10 (3.17 cm) y área 7.94 cm².

$$6 \text{ vr N}^\circ 12 = 11.4(6) = 68.4 \text{ cm}^2$$

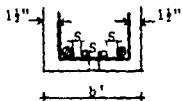
$$6 \text{ vr N}^\circ 10 = 7.94(6) = 47.6 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área total} = 116.0 \text{ cm}^2$$

Con el siguiente arreglo:



Ahora revisamos la separación horizontal S , para verificar el ancho b' supuesto de 25 cm.



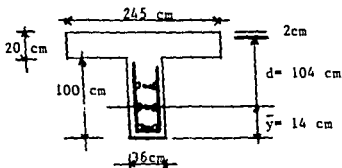
$$b' = 2(1\frac{1}{2}'') + 2(1\frac{1}{2}'') + 2(1\frac{1}{2}'') + 2(1\frac{1}{2}'') + 3(1\frac{1}{2}'') = 14''(2.54) \approx 36 \text{ cm}$$

$b'_{\min} = 36 \text{ cm}$ mayor que 25 cm supuesto; por tanto se acepta:

$b' = 36 \text{ cm}$.

Esta dimensión b' se revisará posteriormente de modo que la sección soporte el esfuerzo cortante.

La sección aprobada hasta aquí es:



4.5.7 Determinación de los puntos de corte de acero.

Determinaremos los puntos de corte y remoción del acero para:

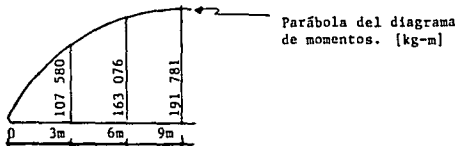
Un área requerida de 1/3 y área discontinuada de 2/3:

$$1/3 A_s \text{ es proporcional a } 1/3 M = 1/3(191\ 781) = 63\ 927 \text{ kg-m}$$

Un área requerida de 2/3 y área discontinuada de 1/3:

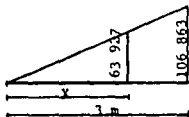
$$2/3 A_s \text{ es proporcional a } 2/3 M = 2/3(191\ 781) = 127\ 854 \text{ kg-m}$$

Del resumen de cortantes y momentos tomamos los datos siguientes:



a) Localicemos el punto de corte para:

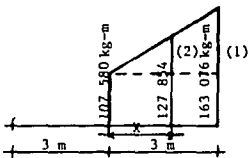
$$1/3 \text{ As requerida} = 1/3 M = 63\,927 = 2/3 \text{ As descontinuada.}$$



$$\frac{106\,863}{3} = \frac{63\,927}{x} ; x = 1.79 \text{ m}$$

b) Localicemos el punto de corte para:

$$2/3 \text{ As requerida} = 2/3 M = 127\,854 = 1/3 \text{ As descontinuada.}$$



$$163\,076 - 107\,580 = 55\,496 \quad (1)$$

$$127\,854 - 107\,580 = 20\,274 \quad (2)$$

$$\frac{55\,496}{3} = \frac{20\,274}{3-x} ; x = 1.90 \text{ m}$$

Es decir, $M = 127\,854$ ocurre a $1.9 + 3\text{m} = 4.90\text{m}$ del apoyo 'A'

4.5.8 Longitud de desarrollo del acero.

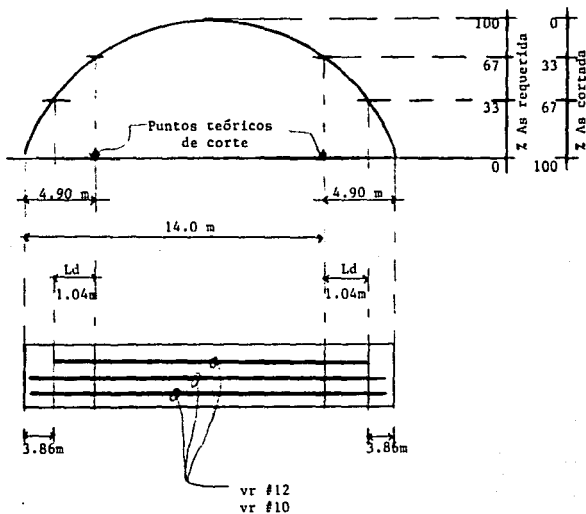
'Ld' será el mayor valor de:

$$1^a \text{ d efectivo} = 104 \text{ cm}$$

$$2^a \text{ } 15\phi \text{ varilla} = 15(1\frac{1}{2}'') = 57 \text{ cm}$$

$$3^a \frac{L}{20} = \frac{1800}{20} = 90 \text{ cm}$$

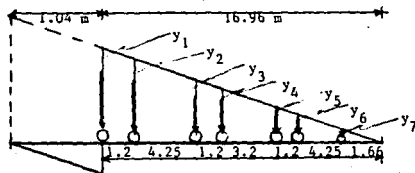
Para un área de acero requerida de 2/3 del total o sea cortando 1/3 del total del área de acero tenemos:



$$\text{Punto de corte} = 4.90 - 1.04 = 3.86 \text{ m}$$

4.5.9 Cortante a la distancia 'd'

Para saber si el alma necesita refuerzo (estribos) se hace una revisión de los esfuerzos por cortante a una distancia $d = 104 \text{ cm}$.



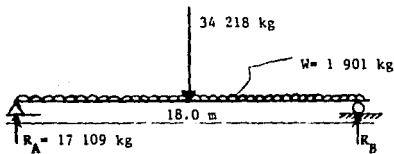
$$y_1 = 0.94 \quad y_2 = 0.87 \quad y_3 = 0.64 \quad y_4 = 0.57 \quad y_5 = 0.39 \quad y_6 = 0.33$$

$$y_7 = 0.1$$

$$V_{1.04m} = 5400(0.94 + 0.87 + 0.64 + 0.57 + 0.39 + 0.33 + 0.10) = 20736 \text{ kg.}$$

$$V_{11.04} = \frac{15.24}{16.96 + 38} (20736) = 5806 \text{ kg.}$$

Cortante por Carga Muerta:



$$V_{1.04m} = 17109 - 1901(1.04) = 15132 \text{ kg}$$

$$\text{Cortante total } V = 20736 + 5806 + 15132 = 41674 \text{ kg}$$

4.5.10 Revisión de los esfuerzos por cortante.

Según AASHTO, el esfuerzo cortante unitario admisible ó máximo es:

$$v_c = 0.95 \sqrt{f'c} \quad \text{[lb/pulg}^2\text{]} \quad \text{o bien}$$

$$v_c = 0.252 \sqrt{f'c} \quad \text{[kg/cm}^2\text{]}$$

4.5.10.1 Comprobación de que la sección requiera refuerzo transversal.

$v = \frac{V}{b d}$ = esfuerzo cortante promedio, se utiliza como una medida de la máxima intensidad del esfuerzo cortante en la sección; entonces si:

$v = \frac{V}{b d}$ mayor que v_c , se necesita esfuerzo transversal (estribos).

Sustituyendo valores, calculamos:

$$v = \frac{41\,674}{36(104)} = 11.13 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_c = 0.252 \sqrt{250} = 4 \text{ kg/cm}^2$$

Como v es mayor que v_c , si se requiere refuerzo transversal (estribos).

4.5.10.2 Esfuerzo cortante admisible ó máximo en una sección con refuerzo transversal.

$$v_{\text{máx}} = 3 \sqrt{f'c} \quad \text{[lb/pulg}^2\text{]}$$

$$v_{\text{máx}} = 0.795 \sqrt{f'c} \quad \text{[kg/cm}^2\text{]}$$

$$v_{\text{máx}} = 0.795 \sqrt{250} = 12.6 \text{ kg/cm}^2 \text{ mayor que } 11.13 \text{ kg/cm}^2$$

Si $v_{\text{máx}}$ es mayor que v no se requiere cambiar las dimensiones de la sección considerada

4.5.10.3 Refuerzo transversal. (estribos)

Los estribos verticales o inclinados se calculan para soportar el exceso de fuerza cortante ($v - v_c$), que no puede ser tomada por el concreto solo.

$$v = v_c + \frac{A_v f_s}{b_w S} \quad \text{en donde}$$

S = separación del refuerzo del alma en dirección del eje de la viga.

No debe exceder el menor de los siguientes valores:

$$1^{\text{a}} \quad d/2 = 104/2 = 52 \text{ cm}$$

$$2^{\text{a}} \quad 24" = 61 \text{ cm}$$

$$3^{\text{a}} \quad S_{\text{max}} = \frac{A_v f_y}{3.5 b_w} \quad ; \text{ proponiendo estribos de } 1/2" \emptyset \text{ (área } 1.27 \text{ cm}^2)$$

$$S_{\text{max}} = \frac{2(1.27)(4200)}{3.5(36)} = 84.7 \text{ cm}$$

Por lo tanto el valor máximo de la separación $S = 52 \text{ cm}$.

Del apoyo izquierdo ó derecho hasta una distancia $d = 104 \text{ cm}$ el exceso de cortante es:

$v - v_c = 11.13 - 4 = 7.13 \text{ kg/cm}^2$ y en esta región el espaciamiento de estribos es:

$$S = \frac{A_v f_s}{(v - v_c) b_w} = \frac{2(1.27)1700}{7.06(36)} = 17 \text{ cm}$$

Ahora encontraremos la longitud X en la cual puede usarse el máximo espaciamiento $S = 52 \text{ cm}$.

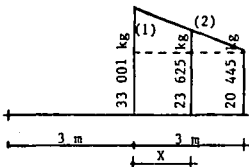
$$v_x = v_c + \frac{A_v f_s}{b_w S}$$

$$v_x = 4 + \frac{2(1.27)(1\ 700)}{36(52)} = 6.31 \text{ kg/cm}^2$$

Del resumen de cortantes y momentos tenemos:

Para 3m el V total = 33 001 kg

Para 6m el V total = 20 445 kg



$$33\ 001 - 20\ 445 = 12\ 556 \quad (1)$$

$$23\ 625 - 20\ 445 = 3\ 180 \quad (2)$$

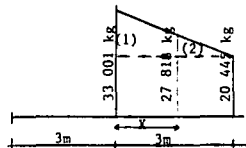
$$\frac{12\ 256}{3} = \frac{3\ 180}{3-X}; \quad X = 2.24 \text{ m}$$

A una distancia $3\text{m} + 2.24\text{m} = 5.24\text{m}$ del apoyo izq. ó der. se usarán escribos separados a 52 cm.

Finalmente si proponemos $S = 35 \text{ cm}$:

$$v = 4 + \frac{2(1.27)1\ 700}{36(35)} = 7.43 \text{ kg/cm}^2$$

$$V = v(d)(b) = 7.43 (36) (104) = 27\ 818 \text{ kg.}$$



$$33\ 001 - 20\ 445 = 12\ 556 \quad (1)$$

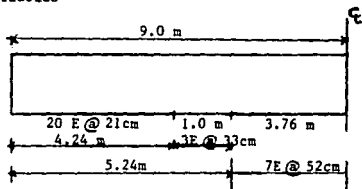
$$27\ 818 - 20\ 445 = 7\ 373 \quad (2)$$

$$\frac{12\,556}{3} = \frac{7\,373}{3-X} ; X = 1.24\text{m}$$

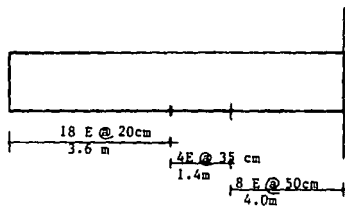
A una distancia de $3\text{ m} + 1.24\text{ m} = 4.24\text{ m}$ del apoyo izq. ó der. se usarán estribos separados a 35 cm.

4.5.11 Croquis final de estribos.

a) Teórico



b) Práctico.



CAPITULO V

5. ANALISIS Y DISEÑO DE UN PUENTE MIXTO.

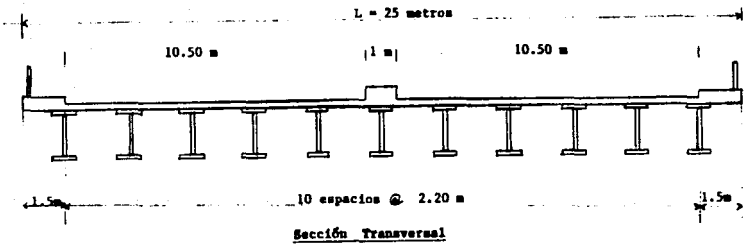
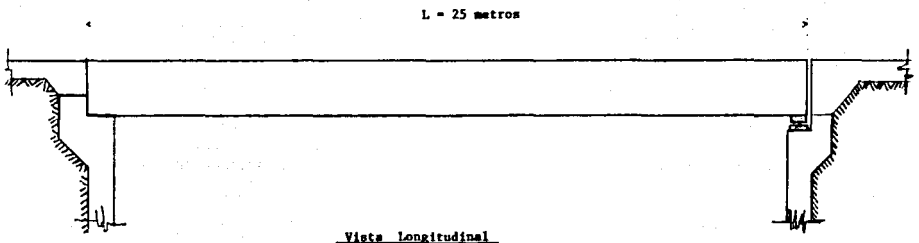
a) Considerando un camión HS-20-44.

El puente constará de una losa de concreto y once vigas paralelas de acero A-36 de sección I, como se muestra en la figura.

El diseño se basará en 2×10^6 ciclos de carga.

5.1 Datos.

Claro libre (longitud del puente a paños ints. de apoyo) -----	25 m
Ancho libre (de guarnición a guarnición) -----	22 m
6 carriles -----	3.5m c/u
Banquetas laterales, ancho -----	1.5m
Faja separadora, ancho -----	1.0m
Carga viva del camión HS-20-44 -----	32 724 kg
Peso del barandal -----	150 kg/m
Resistencia del concreto -----	$f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$
Acero de refuerzo grado 60 -----	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
Acero estructural A-36 -----	$f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$
Espesor del asfalto -----	3 cm
Peso del asfalto -----	$17 \text{ kg/m}^2/\text{cm}$
Superficie de desgaste -----	2 cm



5.2 Diseño de la losa de concreto.

5.2.1 Constantes de diseño y consideraciones.

$$\begin{aligned} \text{a) } f_c &= 0.4 f'_c = 0.4 \times 200 = 80 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{b) } f_s &= 0.4 f_y = 0.4 \times 4200 = 1700 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{c) } n &= E_s/E_c = \frac{2.1 \times 10^6}{15000 \sqrt{f'_c}} \approx 10 \\ \text{d) } r &= f_s/f_c = \frac{1700}{80} = 21 \end{aligned}$$

$$\text{e) } k = \frac{n}{n+r} = 0.32$$

$$\text{f) } j = 1 - k/3 = 0.89$$

$$\text{g) } K = 1/2 f_c j k = 11.39$$

h) El espesor mínimo de losa recomendado por el Reglamento ACI, para losas simplemente apoyadas es $L/20$.

$$t_{\text{mín}} = \frac{220}{20} = 11 \text{ cm}$$

Le agregaremos 3 cm por superficie de rodamiento (asfalto) más --
2 cm por futuros recubrimientos ó desgastes.

$$t = 11 + 5 = 16 \text{ cm}$$

Propondremos $t = 22 \text{ cm} > 16 \text{ cm}$

i) Carga muerta

$$W_{\text{losa}} = 0.22 \times 2400 \text{ kg/cm}^2 = 528 \text{ kg/m}^2$$

$$W_{\text{asfalto}} = 17 \text{ kg/m}^2 / 3 \text{ cm} = 51 \text{ "}$$

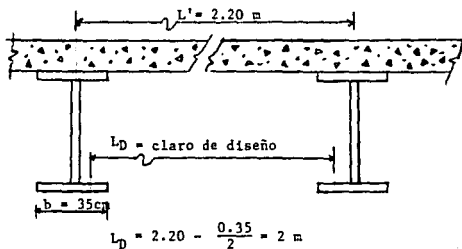
$$\text{total } C_{\text{mta.}} = 579 \text{ kg/m}^2$$

Diseñaremos para 1.0 m de ancho de losa perpendicular a las vigas.

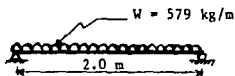
$$\text{Carga muerta} = 579 \text{ kg/m}^2 \times 1 \text{ m} = 579 \text{ kg/m}$$

j) Carga viva

Para un camión HS-20-44 tenemos que la carga viva en el eje trasero es de 32000 lb y la carga en cada rueda es de $32000 \text{ lb} / 2 = 16000 \text{ lb}$ igual a 7272 kg.



5.2.2 Momento por carga muerta en el centro del claro.



$$M_H = WL^2/8 = \frac{579 (2)^2}{8} = 289 \text{ kg-m}$$

5.2.3 Momento por carga viva.

$$M_{cv} = 0.80 [(2 + 0.61) / 9.74] 7272 = 1560 \text{ kg-m}$$

5.2.4 Momento por impacto

$$M_I = 0.30 (1560) = 468 \text{ kg-m}$$

5.2.5 Momento total.

$$M_T = M_M + M_{cv} + M_I = 289 + 1560 + 468 = 2317 \text{ kg-m}$$

5.2.6 Determinación del peralte mínimo de losa

$$d = \sqrt{M / Kb}$$

$$d = \sqrt{(2317 \times 100) / 11.39 \times 100^3} = 14.26 \text{ cm}$$

$$ht = 14.26 + 2.54 \text{ (recubrimiento)} + 0.95 \left(\frac{1}{2} \text{ del diámetro de la varilla}\right) + 2 \text{ (superficie de desgaste)} = 19.75 \text{ cm} \hat{=} 20 \text{ cm}$$

ht = 20 cm menor que 22cm ; por tanto aceptamos 20cm de espesor de losa.

$$h \text{ estructural} = 20 \text{ cm} - 2 \text{ cm de desgaste} = 18 \text{ cm}$$

5.2.7 Determinación del área de acero de refuerzo requerida.

$$A_B = \frac{2317 \times 100}{1700 \times 0.89 \times 14.26} = 10.74 \text{ cm}^2$$

Usando varillas de diámetro 3/4" con área 2.85 cm² tenemos :

$$N^\circ \text{ de varillas} = 10.74 / 2.85 = 4 + 1 = 5 \text{ vr.}$$

separadas a :

$$S = \frac{2.85 \times 100}{10.74} = 27 \text{ cm}$$

5.2.8 Acero de distribución.

Como el acero de refuerzo principal se colocará perpendicular al tránsito del puente, la cantidad de acero de refuerzo longitudinal requerido para una adecuada distribución de las cargas es en % del As.

$$\% \frac{121}{\sqrt{S}} \leq 67\%$$

$$\% = \frac{121}{\sqrt{27}} = 86 \text{ } \nless 67 \text{ por tanto usaremos el valor límite de } 67\%.$$

$$A_{s_{\text{dist.}}} = 0.67 (10.74) = 7.20 \text{ cm}^2$$

Usando varillas del N° 4 con diámetro 1/2" y área 1.27 cm² tenemos:

$$N^{\circ} \text{ de varillas} = 7.20 / 1.27 = 6 + 1 = 7 \text{ vr.}$$

separadas a :

$$s = \frac{1.27 \times 100}{7.20} = 18 \text{ cm}$$

5.2.9 Acero por temperatura.

Por reglamento se coloca 2.82 cm²/m. Si proponemos varillas del N° 3 con diámetro 3/8" y área 0.71 cm² :

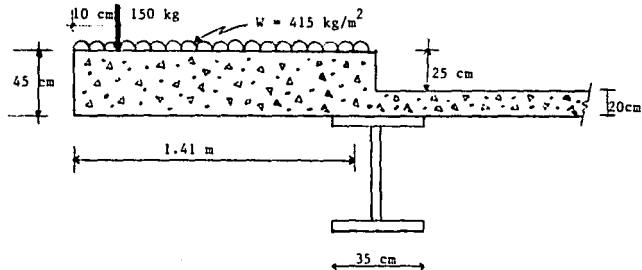
$$\text{Separación} = \frac{0.71 \times 100}{2.82} = 25 \text{ cm}$$

5.2.10 Corte del acero de refuerzo.

En sistemas de piso con secciones compuestas, se recomienda no cortar ni quitar acero de refuerzo en losas.

5.3 Diseño del volado.

El ancho del patín de la viga I, es de 35 cm, de acuerdo al análisis de las dimensiones propuestas para dicha viga efectuado en el 5.4.1.



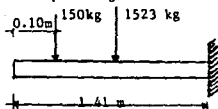
a) Carga muerta

$$\text{Losa} = 0.45 \times 2400 \text{ kg/m}^3 \times 1.41 \times 1 \text{ m} = 1523 \text{ kg}$$

$$\text{Barandal} = 150 \text{ kg/m} \times 1 \text{ m} = 150 \text{ kg}$$

Total C. mta.	1673 kg
---------------	---------

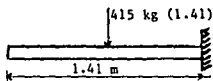
b) Momento por carga muerta



$$M_{cm} = 150 (1.31) + 1523 (1.41/2) = 1270 \text{ kg-m}$$

c) Momento por carga viva

Por reglamento, se aplicará una carga viva de 85 lb/pie² de área de andador que es igual a 415 kg/m² y se localizará de manera que produzca el esfuerzo máximo.



$$M_{cv} = 415 (1.41) (1.41/2) = 412.53 \text{ kg-m}$$

d) Momento por impacto

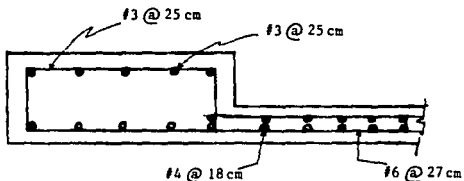
Por reglamento los andadores no se diseñan por impacto.

e) Momento total

$$M_T = 1270 + 412.53 = 1683 \text{ kg-m}$$

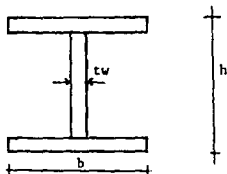
f) Comparando 1683 kg-m con el momento de diseño calculado para la losa apoyada y que es igual a 2317 kg-m, vemos que: 1683 kg-m < 2317 kg-m; por lo tanto, para el volado se aceptan d_s , A_s y A_s por temperatura calculados para la losa apoyada.

g) Croquis del armado de la losa y el volado.



5.4 Análisis y diseño de una viga interior.

5.4.1 Proposición de dimensiones.



Proponiendo dimensiones tenemos las siguientes recomendaciones de acuerdo a las especificaciones AASHTO.

a) Para secciones de concreto exclusivamente; $h = L/10$

Para secciones de acero exclusivamente ; $h = L/14$

dónde L es la distancia entre apoyos del puente más el espesor de la losa.

Para acero, $h = 25\text{m} / 14 = 1.80 \text{ m}$

Como nuestro sistema de piso no es de concreto totalmente, ni de acero - totalmente, sino compuesto, proponemos $h = 1.50 \text{ m}$.

Losa carga muerta

$$W_{\text{losa}} = 0.20 \times 2400 \text{ kg/M}^3 = 480 \text{ kg/m}^2$$

$$W_{\text{asfalto}} = 17 \text{ kg/m}^2/\text{cm} \times 3 \text{ cm} = 51 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{SUMA} \quad \underline{\quad 531 \text{ kg/m}^2 \quad}$$

Ahora obtendremos el peso de la losa en el ancho efectivo de concreto

$$W = 531 (2.20) = 1168 \text{ kg/m}$$

- c) Espesor mínimo del alma de la trabe armada sin atiesadores transversales, según AASHTO:

$$t_w \leq \frac{h \sqrt{F_v}}{199} \quad \text{y en ningún caso menor de } \frac{h}{150}$$

$$t_w = \frac{150}{150} = 1 \text{ cm} = 0.3937 \text{ pulg.} \hat{=} 3/8''$$

$$t_w = 3/8'' = 0.95 \text{ cm}$$

Cuando el esfuerzo cortante F_v excede $[199(t/h)^2]$ deberán proporcionarse atiesadores transversales.

El espesor del alma de trabes armadas que no tengan atiesadores longitudinales no deberá ser menos de:

$$t_w = \frac{h \sqrt{F_v}}{6100} \quad \text{y en ningún caso menor de } \frac{h}{170}$$

$$t_w = \frac{150}{170} = 0.8823 \text{ cm} = 0.347 \text{ pulg.} \hat{=} 3/8''$$

$$t_w = 3/8'' = 0.95 \text{ cm}$$

- d) Espesor del patín

Los dos patines serán del mismo espesor y se considerará espesor del patín t_f igual a dos veces el espesor del alma (t_w).

$$t_f = 2 t_w = 2(3/8'') = 3/4'' = 1.90 \text{ cm}$$

- e) Ancho máximo del patín b_f máx.

Por reglamento:

$$\frac{b_f}{t_f} \leq \frac{864}{\sqrt{F_b}} \quad \delta \text{ menor de } 24$$

Siendo F_b = el esfuerzo básico de flexión para vigas lateralmente soportadas.

$$F_b = 0.555 f_y = 0.555 (2530) = 1404 \text{ kg/cm}^2$$

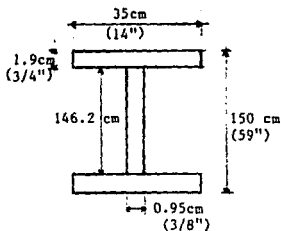
$$b_f \text{ máx} = 1.90 \frac{864}{\sqrt{1404}} = 44 \text{ cm}$$

Vemos que:

$$\frac{b_f}{t_f} = \frac{44}{1.90} = 23.158 \text{ casi igual al valor máximo de } 24, \text{ --}$$

entonces proponemos : $b_f = 35 \text{ cm} < 44 \text{ cm}$.

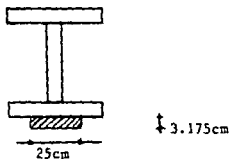
f) Sección propuesta



$$\text{Area} = (2 \times 35 \times 1.90) + 0.95(146.2)$$

$$\text{Area} = 272 \text{ cm}^2$$

A la sección propuesta se le agregará una cubreplaca en el patín inferior, para correr un poco hacia abajo el eje neutro de la sección mixta y nos ayude a resistir esfuerzos.



La cubreplaca se supondrá de 10" x 1 1/4" o sea 25 cm de ancho x 3.175 cm

de espesor y área de 79.38 cm^2 .

La viga y la cubreplaca en conjunto, tienen un área de 351.39 cm^2 y un peso $W = 0.78 \text{ kg/cm}^3 \times 351.39 \text{ cm}^2 = 274 \text{ kg/m}$.

5.5 Carga muerta.

5.5.1 Sección no compuesta.

La porción no compuesta de la carga muerta incluye el peso de la losa de concreto y la viga de acero estimada con sus implementos como son la cubreplaca, conectores para cortante, atiesadores - transversales y diafragmas.

W propio de la viga = área de la sección x peso volumétrico del acero A-36.

W propio de la cubreplaca = área de la sección x peso volumétrico del acero A-36.

W viga	-----	$272 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \times 7800 \text{ kg/m}^3$	=	212.16	kg/m
W cubreplaca	-----	$79.38 \text{ cm}^2 \times 0.78 \text{ kg/cm}^2$	=	61.62	kg/m
W conectores	-----	(dato)	=	20	kg/m
W atiesadores	-----	(dato)	=	50	kg/m
W diafragmas	-----	(dato)	=	20	kg/m
W losa	-----	$0.20 \text{ m} \times 2.20 \times 2400 \text{ kg/m}^3$	=	1056	kg/m

Carga Muerta Sección N6 Compuesta: 1419.78 kg/m

W_{NC} = 1420 KG/M.

5.5.2 Sección compuesta.

La porción compuesta de la carga muerta incluye el peso de los barandales del puente, guarniciones de seguridad, pavimentos de asfalto - banquetas, fajas separadoras de carril, postes de alumbrado, postes especiales de señalización, etc.

Peso total del asfalto -----	6 carriles (3.50m ancho x 25m x 17 kg/m ² /cm x 3 cm)	= 26775 kg
Peso total del barandal -----	2(150 kg/m x 25 m)	= 7500 kg
Peso total de banquetas -----	2 (1.5m x 0.25 x 25m x 2400 kg/m ³)	= 45000 kg
Peso de faja separadora -----	0.25m (25m x 2400kg/m ³)	= 15000 kg
Peso de postes de alumbrado--	4 pza. x 200 kg	= 800 kg

Carga Muerta Sección Compuesta : 95075 kg

$$P_{SC} = 95075 \text{ KG.}$$

Repartiendo este peso entre las 11 vigas I de 25 m de longitud cada una tenemos:

$$W_{SC} = \frac{95075}{11 \times 25} = 350 \text{ kg/M}$$

Es decir, cada viga recibe 350 kg/m por carga muerta de la sección compuesta.

5.6

Carga viva.

5.6.1

Distribución de cargas de rueda sobre durmientes, vigas y vigas de piso.

Por reglamento cuando la losa se apoya sobre vigas de acero, el claro de diseño S para la distribución de cargas y momentos flexionantes en losas continuas sobre más de 2 soportes es :

S = distancia entre paños de patines + $\frac{1}{2}$ de la longitud del patín
= distancia centro a centro de las vigas - $\frac{1}{2}$ de la longitud del patín.

$$S = 2.20\text{m} - \frac{35}{2} \text{ } \hat{=} 2 \text{ m}$$

Según AASHTO al calcular momentos flexionantes en vigas o durmientes longitudinales, no se considerará distribución longitudinal de las cargas de la rueda.

- a) La distribución lateral se determina como sigue:
Para losas de cemento sobre vigas de acero I y para 2 ó más carriles de tránsito, la fracción de carga de rueda para cada viga es:

$$S/5.5 \text{ (dónde } S_{\text{máx}} = 14 \text{ pies y es la distancia promedio entre vigas } \delta$$

$$S/ 1.676 \text{ (dónde } S_{\text{máx}} = 4.27 \text{ m y } S \text{ en metros)}$$

$$\text{luego: } 2/1.676 = 1.19 = \text{Factor de distribución lateral (Fd)}$$

- b) El factor de reducción por reglamento es igual a 0.75, cuando se tienen 2 ó más carriles de tránsito en la sección transversal del puente.

$$Fr = 0.75$$

- c) Para un camión HS-20-44, la carga en el eje trasero es de 32000 lb y la carga en cada rueda es de 16000 lb y equivale a 7272 kg; por lo tanto la carga P será igual:

$$P = 7272 \text{ kg (Fr) (Fd)}$$

$$P = 7272 (0.75)(1.19) = 6490 \text{ kg.}$$

5.7 Determinación de cortantes y momentos por carga muerta.

5.7.1 Sección no compuesta.

$$W_{NC} = 1420 \text{ kg/m}$$

$$\text{CORTANTE } 0 \text{ m.}$$

$$V_{0m} = WL/2 = 1420 (25/2) = 17750 \text{ kg.}$$

$$V_{5m} = 17750 - 1420 (5) = 10650 \text{ kg.}$$

$$V_{10m} = 17750 - 1420 (10) = 3550 \text{ kg.}$$

$$V_{12.5m} = 0$$

$$\text{MOMENTO } 0 \text{ m}$$

$$M_{0m} = 0$$

$$M_{5m} = 17750 (5) - 1420 (5) (5/2) = 71000 \text{ kg-m}$$

$$M_{10m} = 17750 (10) - 1420 (10)(10/2) = 106500 \text{ kg-m}$$

$$M_{12.5m} = WL^2/8 = 1420 (25)^2/8 = 110938 \text{ kg-m}$$

5.7.2 Sección compuesta

$$W_{SC} = 350 \text{ kg-m}$$

CORTANTE 0m.

$$V_{0m} = 350 (25/2) = 4375 \text{ kg}$$

$$V_{5m} = 4375 - 350 (5) = 2625 \text{ kg.}$$

$$V_{10m} = 4375 - 350 (10) = 875 \text{ kg}$$

$$V_{12.5m} = 0$$

MOMENTO 0 m

$$M_{0m} = 0$$

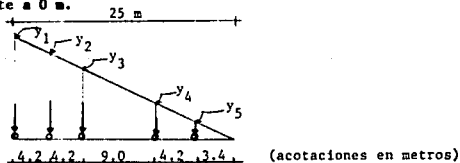
$$M_{5m} = 4375 (5) - 350 (5)(5/2) = 17500 \text{ kg-m.}$$

$$M_{10m} = 4375 (10) - 350 (10)(10/2) = 26250 \text{ kg-m}$$

$$M_{12.5m} = WL^2/8 = 350 (25)^2/8 = 27344 \text{ kg-m}$$

5.8 Determinación de cortantes y momentos por carga viva.

5.8.1 Cortante a 0 m.



$$y_1 = 1 \quad y_2 = 0.83 \quad y_3 = 0.66 \quad y_4 = 0.30 \quad y_5 = 0.14$$

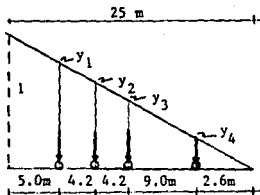
$$V = P(1 + 0.83 + 0.66(0.25) + 0.30 + 0.14) = 6490 (2.435) = 15803 \text{ kg.}$$

$$\text{Impacto } I = \frac{15.24}{25 + 38} = 0.24$$

$$V_1 = 0.24 (15803) = 3793 \text{ kg.}$$

$$M_{0m} = 0$$

5.8.2 Cortante a 5 m.



$$y_1 = 0.80 \quad y_2 = 0.63 \quad y_3 = 0.46 \quad y_4 = 0.10$$

$$V = P (0.80 + 0.63 + 0.46(0.25) + 0.10) = 6490 (1.645) = 10676 \text{ kg}$$

$$\frac{V}{I} = \frac{15.24}{20 + 38} (10676) = 2776 \text{ kg}$$

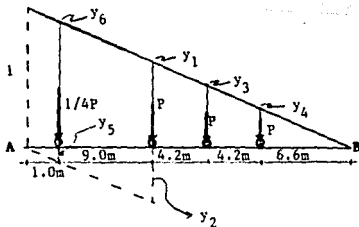
MOMENTO a 5 m.

Utilizando el valor del cortante:

$$M_{5m} = 10676 (5) = 53380 \text{ kg-m}$$

$$M_I = \frac{15.24}{25 + 38} (53380) = 12913 \text{ kg-m}$$

5.8.3 Cortante a 10 m.

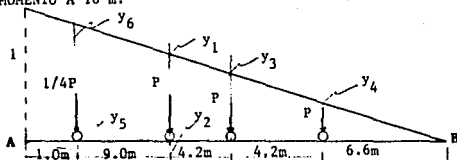


$$y_1 = 0.60 \quad y_2 = 0.40 \quad y_3 = 0.43 \quad y_4 = 0.26 \quad y_5 = 0.04 \quad y_6 = 0.96$$

$$V = P (0.60 + 0.43 + 0.26/4) - 0.04/4 = 6490 (1.085) = 7042 \text{ kg.}$$

$$V_I = \frac{15.24}{15 + 38} (7042) = 2042 \text{ kg.}$$

MOMENTO A 10 m.

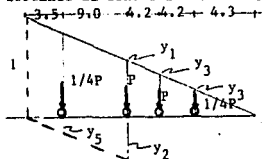


$$R_A = P (0.60 + 0.43 + 0.26/4 + 0.96/4) = 6490(1.335) = 8664 \text{ kg}$$

$$M_{10m} = 8664 (10) - 6490/4 (9) = 72038 \text{ kg-m}$$

$$M_I = 0.24 (72038) = 17289 \text{ kg-m}$$

5.8.4 Cortante al centro del claro 12.5 m



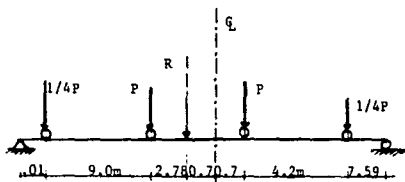
$$y_1 = 0.5 \quad y_2 = 0.5 \quad y_3 = 0.34 \quad y_4 = 0.17 \quad y_5 = 0.14$$

$$V = P (0.5 + 0.34 + 0.17/4 - 0.14/4) = 6490(0.848) = 5503 \text{ kg}$$

$$V_I = \frac{15.24}{12.5 + 38} (5503) = 1651 \text{ kg}$$

MOENTO AL CENTRO DEL CLARO 12.5 m

Al centro del claro, el momento máximo ocurre bajo la rueda interior del camión y cuando éste se encuentra en la posición mostrada.



$$\sum M_B = 0 = 25 R_A - 1/4 P(24.99) - 2.25P(13.21) = 0$$

$$R_A = \frac{0.25(6490)(24.99) + 2.25(64.90)(13.21)}{25} = 9338 \text{ kg}$$

$$M_{\text{máx}} = 9338(13.21) - 0.25(64.90)(13.20) - 6490(4.2) = 74680 \text{ kg-m}$$

$$M_I = 0.24(74680) = 17923 \text{ kg-m}$$

5.8.5 Resumen de cortantes y momentos.

CORTANTES					
Sección	SNC	SC	Viva	Impacto	Total
0 m	17 750	4 375	15 803	3 793	41 721
5 m	10 650	2 625	10 676	2 776	26 727
10 m	3 550	875	7 042	2 042	13 509
12.5 m	0	0	5 503	1 651	7 154

MOMENTOS					
Sección	SNC	SC	Viva	Impacto	Total
0 m	0	0	0	0	0
5 m	71 000	17 500	53 380	12 913	154 793
10 m	106 500	26 250	72 038	17 289	222 077
12.5 m	110 938	27 344	74 680	17 923	230 885

SNC : Sección No Compuesta.

SC : Sección Compuesta.

5.9 Propiedades de sección de la viga I con cubreplaca.

Para este diseño se supuso que no se colocaría apuntalamiento temporal alguno por debajo de las traves de acero, antes de colar la losa de concreto de piso; por tanto, la trabe de acero soportará por sí sola el peso de la losa y el suyo propio.

La sección compuesta de acero y concreto soportará la carga viva y el impacto. Las contracciones y el flujo plástico del concreto (creep) afectarán los esfuerzos en la estructura pero se despreciarán en este diseño.

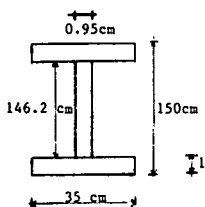
Sección para resistir la carga muerta.

Patín superior ----- 35cm x 1.9cm
 Placa del alma ----- 146.2cm x 0.95cm
 Patín inferior ----- 35cm x 1.9cm
 Peso de la sección de la trabe: $272(0.78\text{kg/cm}^3) = 212.16 \text{ kg/m}$
 Peso de la cubreplaca: $79.38 (0.78 \text{ kg/cm}^3) = 61.62 \text{ kg/m}$

5.9.1 Cálculos de sección de la viga I con cubreplaca.

5.9.1.1 Momento de inercia

Viga



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

$$I_o = \frac{35 (150)^3}{12} - \frac{(35-0.95)(146.2)^3}{12}$$

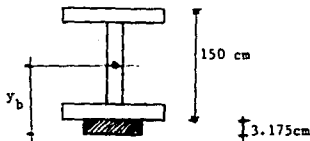
$$I_o = 976\,724 \text{ cm}^4$$

Cubreplaca : El momento de inercia de la cubreplaca es tan pequeño con respecto al de la viga que se desprecia.

Area

viga unicamente = 272 cm^4
 cubreplaca = 79.4 cm^4

Cálculo de y_b = distancia desde la fibra extrema de la sección al eje neutro de la sección.



VIGA:

$$y_b = 75 + 3.175 = 78.18 \text{ cm}$$

CUBREPLACA:

$$y_b = 3.175/2 = 1.59 \text{ cm}$$

Término Ay_b

viga ----- $272(78.18) = 21\,265 \text{ cm}^3$
 cubreplaca ----- $79.4(1.59) = 126 \text{ cm}^3$

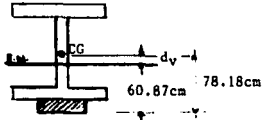
Determinación del eje neutro EN.

	<u>Area</u> cm^2	y_b cm	<u>Ay_b</u> cm^3
viga -----	272	78.18	21 265
cubreplaca -----	79.4	1.59	126
total	351.4	79.77	21 391

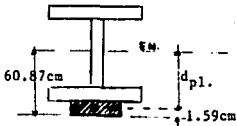
$$\bar{y}_b = \frac{21\,391}{351.4} = 60.87 \text{ cm}$$

$$y_t = 153.18 - 60.87 = 92.31 \text{ cm}$$

Cálculo de la distancia del centro de gravedad al eje neutro de la sección (d).



$$d_{\text{viga}} = 78.18 - 60.87 = 17.31 \text{ cm}$$



$$d_{p1} = 60.87 - 1.59 = 59.28 \text{ cm}$$

Término Ad^2

viga ----- $272(17.31)^2 = 81\,501 \text{ cm}^4$
 cubreplaca ----- $79.4(59.28)^2 = 279\,021 \text{ cm}^4$

Cálculo de los módulos de sección.

	$I_o \text{ cm}^4$	A_{cm}^2	$y_b \text{ cm}$	$Ay_b \text{ cm}^3$	$d \text{ cm}$	$Ad^2 \text{ cm}^4$
viga	976 724	272	78.18	21 265	17.31	81 501
cubreplaca	0	79.4	1.59	126	59.28	279 021
Suma:	976 724	351.4	---	21 391	----	360 522

Módulo de sección de la parte superior del eje neutro de la sección.

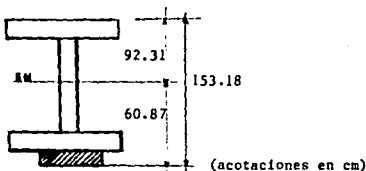
$$S_{ts} = \frac{I}{y_t} \quad ; \text{ y para la parte inferior del eje neutro de la sección:}$$

$$S_{bs} = \frac{I}{y_b}$$

$$I_T = I_o + Ad^2 = 976\,724 + 360\,522 = 1\,337\,246 \text{ cm}^3$$

$$S_{ts} = \frac{1\,337\,246}{92.31} = 14\,486 \text{ cm}^3$$

$$S_{bs} = \frac{1\,337\,246}{60.87} = 21\,968 \text{ cm}^3$$



5.10 Propiedades de sección de la viga I con cubreplaca y losa (N=10).

Para obtener las propiedades de la trabe compuesta en viga con cubreplaca y losa, hay que convertir el área efectiva de la losa de concreto en una área equivalente de acero.

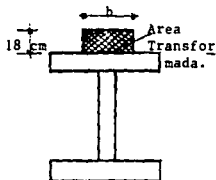
Si usamos la relación modular $n = 30$, tenemos primero que b debe ser el menor de los valores siguientes.

1°. $L/4 = 25\text{m}/4 = 6.25\text{m}$

2°. centro a centro de traveses $L' = 2.20\text{ m}$

3°. $12 h = 12 \times 0.18 = 2.16\text{m}$

El menor valor es $b = 2.16\text{ m}$.



$$\text{Para } n = 30 \text{ es decir } \frac{E_s}{1/3 E_c} = \frac{2.1 \times 10^6 (3)}{15000 \sqrt{200}} = 30$$

$$b = \frac{2.16}{n} = \frac{2.16}{30} = 0.072 \text{ m} = 7.2 \text{ cm}$$

Se escoge $n = 30$ al considerar $1/3 E_c$, debido al efecto del flujo plástico a las cargas sostenidas, como son las cargas muertas.

5.10.1 Cálculo de sección de la viga I con cubreplaca y losa ($N=10$).

Momento de inercia.

$$I_o = \frac{bh^3}{12} = \frac{7.2(18)^3}{12} = 3500 \text{ cm}^4$$

Área de la losa.

$$A = 7.2 \times 18 = 130 \text{ cm}^2$$

$$y_b = 150 + 3.18 + 18/2 = 162.18 \text{ cm}$$

$$A y_b = 130 \times 162.18 = 21\,083 \text{ cm}^3$$

Determinación del eje neutro EN.

	A cm ²	y _b cm	Ay _b cm ³
viga + cubreplaca	351.4	60.87	21 390
losa N = 30	130	162.18	21 083
Suma:	481.4	223.05	42 473

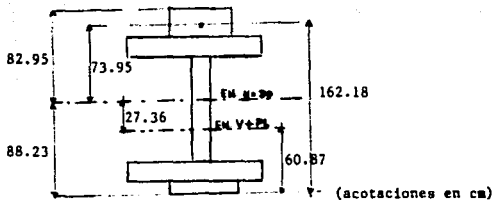
$$\bar{y}_b = \frac{42\,473}{481.40} = 88.23 \text{ cm}$$

$$y_c = 171.18 - 88.23 = 82.95 \text{ cm}$$

Cálculo de la distancia del eje neutro (E.N) de la sección compuesta al centro de gravedad de la losa d .

$$d_{\text{viga + pl.}} = 88.23 - 60.87 = 27.36 \text{ cm.}$$

$$d_{\text{losa}} = 162.18 - 88.23 = 73.95 \text{ cm.}$$



Término Ad²

$$\text{viga} = 351.4(27.36)^2 = 263\,047 \text{ cm}^3$$

$$\text{losa} = 130(73.95)^2 = 710\,918 \text{ cm}^3$$

Cálculo de los módulos de sección.

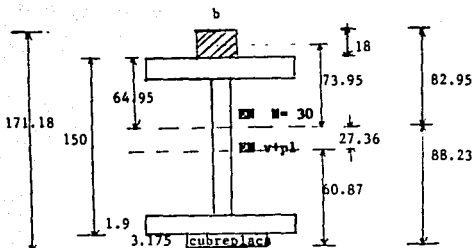
	$I_o \text{ cm}^4$	$A \text{ cm}^2$	$y_b \text{ cm}$	$Ay_b \text{ cm}^3$	$d \text{ cm}$	$Ad^2 \text{ cm}^4$
viga + cubreplaca	1 337 246	351.40	60.87	21 391	27.36	263 047
losa N = 30	3 500	130	162.18	21 083	73.95	710 918
Suma:	1 340 746	481.40	---	42 474	---	973 965

$$I_T = 1\,340\,746 + 973\,965 = 2\,314\,711 \text{ cm}^4$$

$$S_{tc} = \frac{2\,314\,711}{82.95} = 27\,905 \text{ cm}^3$$

$$S_{ts} = \frac{2\,314\,722}{64.95} = 35\,638 \text{ cm}^3$$

$$S_{bs} = \frac{2\,314\,711}{88.23} = 26\,235 \text{ cm}^3$$



5.11 Propiedades de sección de la viga I con cubreplaca y losa $N = 10$.

Siguiendo el mismo análisis anterior, pero ahora para $N = 10$.

$$b = \frac{2.16}{n} = \frac{2.16}{10} = 0.216 \text{ m} = 21.6 \text{ cm}$$

Momento de inercia:

$$I_o = \frac{21.6 (18)^3}{12} = 10\,500 \text{ cm}^4$$

Area de la losa:

$$A = 21.6 \times 18 = 390 \text{ cm}^2$$

$$y_b = 162.18 \text{ cm}$$

$$Ay_b = 162.18 (390) = 63\,250 \text{ cm}^3$$

Determinación del eje neutro E.N.

	$I_o \text{ cm}^4$	$A \text{ cm}^2$	$y_b \text{ cm}$	$Ay_b \text{ cm}^3$
viga + cubreplaca	1 337 246	351.4	60.87	21 391
losa $N = 10$	10 500	390	162.18	63 250
SUMA:	1 347 746	741.4	---	84 641

$$\bar{y}_b = \frac{84\,641}{741.4} = 114.1 \text{ cm}$$

$$y_t = 171.18 - 114.1 = 57.08 \text{ cm}$$

Cálculo de la distancia d.

$$d_{\text{viga + cubreplaca}} = 114.1 - 60.87 = 53.23 \text{ cm.}$$

$$d_{\text{losa}} = 162.18 - 114.1 = 48.08 \text{ cm.}$$

Término Ad^2 .

$$\text{viga} = 351.4(53.23)^2 = 995\,668 \text{ cm}^3$$

$$\text{losa} = 390(48.08)^2 = 901\,558 \text{ cm}^3$$

Cálculo de los módulos de sección.

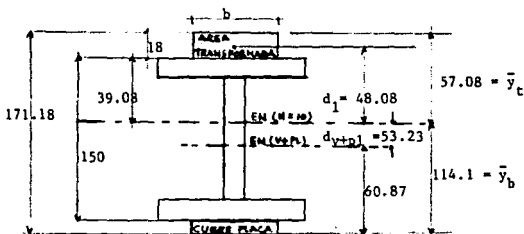
	$I_o \text{ cm}^4$	$A \text{ cm}^2$	$y_b \text{ cm}$	$Ay_b^3 \text{ cm}^3$	$d \text{ cm}$	$Ad^2 \text{ cm}^4$
viga + cubreplaca	1 337 246	351.4	60.87	21 391	52.23	995 668
losa N = 10	10 500	390	162.18	63 250	48.08	901 558
Suma:	1 347 746	741.4	---	84 641	---	1 897 226

$$I_T = 1\,347\,746 + 1\,897\,226 = 3\,244\,972 \text{ cm}^4$$

$$S_{tc} = \frac{3\,244\,972}{57.08} = 56\,850 \text{ cm}^3$$

$$S_{ts} = \frac{3\,244\,972}{39.08} = 83\,034 \text{ cm}^3$$

$$S_{bs} = \frac{3\,244\,972}{114.1} = 28\,440 \text{ cm}^3$$



(acotaciones en cm)

5.12 Propiedades de sección de la viga I sin cubreplaca y losa $N = 30$.

Viga solamente.

	$I_o \text{ cm}^4$	$A \text{ cm}^2$	$y_b \text{ cm}$	$Ay_b \text{ cm}^3$
viga	976 724	272	75	20 400

$$S_{ts} = S_{bs} = \frac{976\,724}{75} = 13\,023 \text{ cm}^3$$

Determinación del eje neutro E.N.

	$I_o \text{ cm}^4$	$A \text{ cm}^2$	$y_b \text{ cm}$	$Ay_b \text{ cm}^3$
viga	976 724	272	75	20 400
losa	3 500	130	159	20 670
Suma:	980 224	402	---	41 070

$$\bar{y}_b = \frac{41\,070}{402} = 102.17 \text{ cm.}$$

$$y_c = 168 - 102.17 = 65.83 \text{ cm.}$$

Cálculo de la distancia d.

$$d_{\text{viga}} = 102.17 - 75 = 27.17 \text{ cm.}$$

$$d_{\text{losa}} = 159 - 102.17 = 56.83 \text{ cm.}$$

Término Ad^2 .

$$\text{viga} = 272(27.17)^2 = 200\,793 \text{ cm}^3$$

$$\text{losa} = 130(56.83)^2 = 419\,854 \text{ cm}^3$$

Cálculo de los módulos de sección.

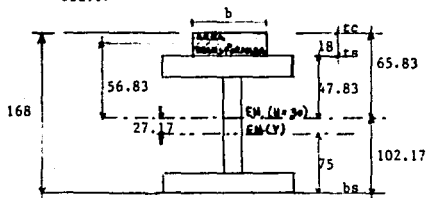
	$I_o \text{ cm}^4$	$A \text{ cm}^2$	$y_b \text{ cm}$	$Ay_b \text{ cm}^3$	$d \text{ cm}$	$Ad^2 \text{ cm}^4$
viga	976 724	272	75	20 400	27.17	200 793
losa N=30	3 500	130	159	20 670	56.83	419 854
Suma :	980 224	402	---	41 070	---	620 647

$$I_T = 980 224 + 620 647 = 1 600 871 \text{ cm}^4$$

$$S_{tc} = \frac{1 600 871}{65.83} = 24 318 \text{ cm}^3$$

$$S_{ts} = \frac{1 600 871}{47.83} = 33 470 \text{ cm}^3$$

$$S_{bs} = \frac{1 600 871}{102.17} = 15 669 \text{ cm}^3$$



(acotaciones en cm.)

5.13 Propiedades de sección de la viga I sin cubreplaca y losa N = 10.

$$I_o = 10 500 \text{ cm}^4$$

$$A = 390 \text{ cm}^2$$

$$y_b \text{ viga} = 75 \text{ cm}$$

$$y_b \text{ losa} = 159 \text{ cm}$$

Determinación del eje neutro E.N.

	$I_o \text{ cm}^4$	$A \text{ cm}^2$	$y_b \text{ cm}$	$Ay_b \text{ cm}^3$
viga	976 724	272	75	20 400
losa N = 10	10 500	390	159	62 010
Suma:	987 224	662	---	82 410

$$\bar{y}_b = \frac{82\,410}{662} = 124.5 \text{ cm}$$

$$y_t = 168 - 124.5 = 43.5 \text{ cm}$$

Cálculo de la distancia d.

$$d_{\text{viga}} = 124.5 - 75 = 49.5 \text{ cm}$$

$$d_{\text{losa}} = 159 - 124.5 = 34.5 \text{ cm}$$

Término Ad^2 .

$$\text{viga} = 272(49.5)^2 = 666\,468 \text{ cm}^3$$

$$\text{losa} = 390(34.5)^2 = 464\,198 \text{ cm}^3$$

Cálculo de los módulos de sección.

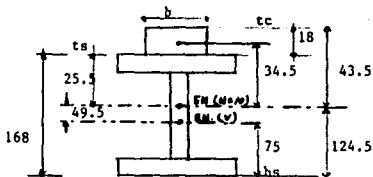
	$I_o \text{ cm}^4$	$A \text{ cm}^2$	$y_b \text{ cm}$	$Ay_b \text{ cm}^3$	$d \text{ cm}$	$Ad^2 \text{ cm}^4$
viga	976 724	272	75	20 400	49.5	666 468
losa N = 10	10 500	390	159	62 010	34.5	464 198
Suma :	987 224	662	--	82 410	---	1 130 666

$$I_T = 987\,224 + 1\,130\,666 = 2\,117\,890 \text{ cm}^4$$

$$S_{tc} = \frac{2\,117\,890}{43.5} = 48\,687 \text{ cm}^3$$

$$S_{ts} = \frac{2\,117\,890}{25.5} = 83\,055 \text{ cm}^3$$

$$S_{bs} = \frac{2\,117\,890}{124.5} = 17\,011 \text{ cm}^3$$



5.14 Revisión de los esfuerzos al centro del claro con cubreplaca.

Esfuerzos de flexión utilizando la fórmula de la escuadría:

$$\sigma = \frac{My}{I} = \frac{M}{S} = F_b \quad [\text{kg/m}]$$

	F_b en patín inf.	F_b en patín sup.	Nf_c	f_c
C.M. SNC $V_I + P1$	$\frac{110\,938(100)}{21\,968} = 505$	$\frac{110\,938(100)}{14\,486} = 766$	0	0
C.M. SC $V_I + P1 + L$ (N=30)	$\frac{27\,344(100)}{26\,235} = 104$	$\frac{27\,344(100)}{35\,638} = 77$	$\frac{27\,344(100)}{27\,905} = 98$	3
C.V. + I $V_I + P1 + L$ (N=10)	$\frac{92\,603(100)}{28\,440} = 326$	$\frac{92\,603(100)}{83\,034} = 112$	$\frac{92\,603(100)}{56\,850} = 163$	16
SUMA:	935	955	261	19

5.14.1 Esfuerzos permisibles.

σ_b = Esfuerzo permisible de tensión por flexión.

$$\sigma_b = 0.555 f_y = 0.555(2530) = 1405 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_c = 0.4 f'_c = 0.4(200) = 80 \text{ kg/cm}^2$$

5.14.2 Comparación de esfuerzos.

$$F_b \text{ en el patín inferior} = 935 \text{ kg/cm}^2 < 1405 \text{ kg/cm}^2 \text{ o sea } 67\% \sigma_b.$$

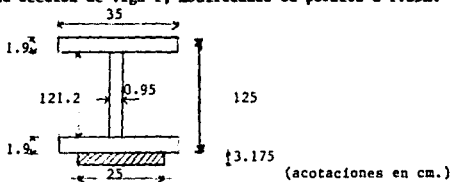
$$F_b \text{ en el patín superior} = 955 \text{ kg/cm}^2 < 1405 \text{ kg/cm}^2 \text{ o sea } 68\% \sigma_b.$$

$$f_c = 19 \text{ kg/cm}^2 < 80 \text{ kg/cm}^2 \text{ o sea } 24\% F_c.$$

Como se vé, la sección propuesta esta sobrada; lo ideal es obtener

$$\text{un } F_b = \sigma_b \text{ y } f_c = F_c.$$

5.15 Cálculo de sección de viga I, modificando el peralte a 1.25m.



Momento de inercia.

$$I_o = \frac{35(125)^3}{12} - \frac{(35 - 0.95)(121.2)^3}{12} = 644\,843 \text{ cm}^4$$

Areas.

$$\text{viga} = 248 \text{ cm}^2$$

$$\text{cubreplaca} = 79.4 \text{ cm}^2$$

y_b .

$$y_b \text{ viga} = 125/2 + 3.175 = 65.68 \text{ cm}$$

$$y_b \text{ cubreplaca} = 3.175/2 = 1.59 \text{ cm}$$

A y_b .

$$\text{viga} = 248(65.68) = 16\,289 \text{ cm}^3$$

$$\text{cubreplaca} = 79.4(1.59) = 126 \text{ cm}^3$$

Determinación del eje neutro.

	A cm ²	y _b cm	A y _b cm ³
viga	248	65.68	16 289
cubreplaca	79.4	1.59	126
Suma:	327.4	---	16 415

$$\bar{y}_b = \frac{16\,415}{327.4} = 50.14 \text{ cm.}$$

$$y_t = 128.18 - 50.14 = 78.04 \text{ cm.}$$

Cálculo de la distancia d.

$$d_{\text{viga}} = 65.68 - 50.14 = 15.54 \text{ cm.}$$

$$d_{\text{cubreplaca}} = 50.14 - 1.59 = 48.55 \text{ cm}$$

Término A d².

$$\text{viga} = 248(15.54)^2 = 59\,890 \text{ cm}^3$$

$$\text{cubreplaca} = 79.4(48.55)^2 = 187\,154 \text{ cm}^3$$

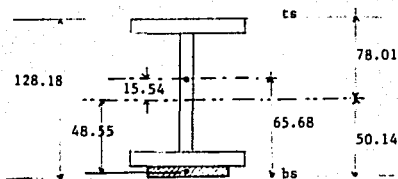
Cálculo de los módulos de sección.

	I _o cm ⁴	A cm ²	y _b cm	A y _b cm ³	d cm	Ad ² cm ⁴
viga	644 843	248	65.68	16 289	15.54	59 890
cubreplaca	0	79.4	1.59	126	48.55	187 154
Suma:	644 843	327.4	---	16 415	---	247 044

$$I_T = 644\,843 + 247\,044 = 891\,887 \text{ cm}^4$$

$$S_{ts} = \frac{891\,887}{78.04} = 11\,429 \text{ cm}^3$$

$$S_{bs} = \frac{891\,887}{50.14} = 17\,788 \text{ cm}^3$$



(acotaciones en cm.)

5.16 Propiedades de sección de la viga I con cubreplaca y losa N = 30

$$I_o = 3\,500 \text{ cm}^4$$

$$A = 130 \text{ cm}^2$$

$$y_b = 128.18 + 18/2 = 137.18 \text{ cm}$$

$$A y_b = 130(137.18) = 17\,833 \text{ cm}^2$$

Determinación del eje neutro E.N.

	A cm ²	y _b cm	A y _b cm ³
viga + cubreplaca	327.4	50.14	16 416
losa N = 30	130	137.18	17 833
Suma:	457.4	---	34 249

$$\bar{y}_b = \frac{34\,249}{457.4} = 74.88 \text{ cm}$$

$$y_t = 146.18 - 74.88 = 71.30 \text{ cm}$$

Cálculo de la distancia d.

$$\text{viga + cubreplaca} = 74.88 - 50.14 = 24.74 \text{ cm}$$

$$\text{losa} = 137.18 - 74.88 = 62.3 \text{ cm}$$

Término A d²

$$\text{viga} = 327.4(24.74)^2 = 200\,391 \text{ cm}^4$$

$$\text{losa N=30} = 130(62.3)^2 = 504\,568 \text{ cm}^4$$

Determinación del eje neutro E.N.

	$A \text{ cm}^2$	$y_b \text{ cm}$	$Ay_b \text{ cm}^3$
viga + cubreplaca	327.4	50.14	16 416
losa N = 10	390	137.18	53 500
Suma:	717.4	---	69 916

$$y_b = \frac{69\,916}{717.4} = 97.46 \text{ cm}$$

$$y_c = 146.18 - 97.46 = 48.72 \text{ cm}$$

Cálculo de la distancia d.

$$\text{viga + cubreplaca} = 97.46 - 50.14 = 47.32 \text{ cm}$$

$$\text{losa N = 10} = 137.18 - 97.46 = 39.72 \text{ cm}$$

Término $A d^2$.

$$\text{viga + cubreplaca} = 327.4(47.32)^2 = 733\,108 \text{ cm}^4$$

$$\text{losa N = 10} = 390(39.72)^2 = 615\,295 \text{ cm}^4$$

Cálculo de los módulos de sección.

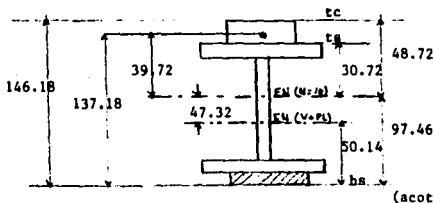
	$I_o \text{ cm}^4$	$A \text{ cm}^2$	$y_b \text{ cm}$	$Ay_b \text{ cm}^3$	$d \text{ cm}$	$Ad^2 \text{ cm}^4$
viga + cubreplaca	644 843	327.4	50.14	16 416	47.32	733 108
losa N = 10	10 500	390	137.18	53 500	39.72	615 295
Suma :	655 343	717.4	---	69 916	---	1 348 403

$$I_T = 655\,343 + 1\,348\,403 = 2\,003\,746 \text{ cm}^4$$

$$S_{tc} = \frac{2\,003\,746}{48.72} = 41\,128 \text{ cm}^3$$

$$S_{ts} = \frac{2\,003\,746}{30.72} = 65\,226 \text{ cm}^3$$

$$S_{bs} = \frac{2\,003\,746}{97.46} = 20\,560 \text{ cm}^3$$



5.18 Propiedades de sección de la viga I sin cubreplaca y losa N = 30.

Viga:

$I_o \text{ cm}^4$	$A \text{ cm}^2$	$y_b \text{ cm}$	$A y_b \text{ cm}^3$
644 843	248	62.5	15 500

$$S_{ts} = S_{bs} = \frac{644\,843}{62.5} = 10\,317 \text{ cm}^3$$

Determinación del eje neutro E.N.

	$I_o \text{ cm}^4$	$A \text{ cm}^2$	$y_b \text{ cm}$	$A y_b \text{ cm}^3$
viga	644 843	248	62.5	15 500
losa N= 30	3 500	130	134	17 420
Suma:	648 343	378	---	32 920

$$\bar{y}_b = \frac{32\,920}{378} = 87 \text{ cm}$$

$$y_t = 143 - 87 = 56 \text{ cm}$$

Cálculo de la distancia d.

viga	=	87 - 62.5	= 24.5 cm
losa N= 30	=	134 - 87	= 47 cm

Término A d².

$$\text{viga} = 248(24.5)^2 = 148\,862 \text{ cm}^3$$

$$\text{losa N} = 30 = 130(47)^2 = 287\,170 \text{ cm}^3$$

Cálculo de los módulos de sección.

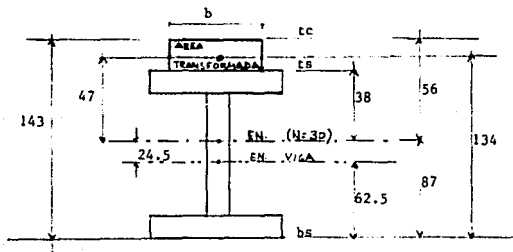
	I_{ocm}^4	A_{cm}^2	$y_b \text{ cm}$	$Ay_b^3 \text{ cm}^3$	$d \text{ cm}$	$Ad^2 \text{ cm}^4$
viga	644 843	248	62.5	15 500	24.5	148 862
losa N = 30	3 500	130	134	17 420	47	287 170
Suma:	648 343	378	---	32 920	---	436 032

$$I_T = 648\,343 + 436\,032 = 1\,084\,375 \text{ cm}^4$$

$$S_{tc} = \frac{1\,084\,375}{56} = 19\,364 \text{ cm}^3$$

$$S_{ts} = \frac{1\,084\,375}{38} = 28\,536 \text{ cm}^3$$

$$S_{bs} = \frac{1\,084\,375}{87} = 12\,464 \text{ cm}^3$$



(acotaciones en cm.)

5.19 Propiedades de sección de la viga I sin cubreplaca y losa N = 10.

Viga:

I_o cm ⁴	A cm ²	y_b cm	$A y_b$ cm ³
644 843	248	62.5	15 500

$$S_{ts} = S_{bs} = \frac{644\ 843}{62.5} = 10\ 317\ \text{cm}^3$$

Determinación del eje neutro E.N.

	I_o cm ⁴	A cm ²	y_b cm	$A y_b$ cm ³
viga	644 248	248	62.5	15 500
losa N = 10	10 500	390	134	52 260
Suma:	655 343	638	---	67 760

$$\bar{y}_b = \frac{67\ 760}{638} = 106.2\ \text{cm}$$

$$y_c = 143 - 106.2 = 36.8\ \text{cm}$$

Cálculo de la distancia d.

$$\text{viga} = 106.2 - 62.5 = 43.7\ \text{cm}$$

$$\text{losa N} = 10 = 134 - 106.2 = 27.8\ \text{cm}$$

Término $A d^2$.

$$\text{viga} = 248(43.7)^2 = 473\ 603\ \text{cm}^4$$

$$\text{losa N} = 10 = 390(27.8)^2 = 301\ 408\ \text{cm}^4$$

Cálculo de los módulos de sección.

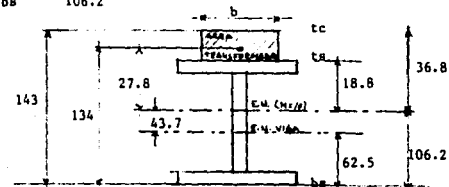
	I_o cm ⁴	A cm ²	y_b cm	$A y_b$ cm ³	d cm	$A d^2$ cm ⁴
viga	644 843	248	62.5	15 500	43.7	473 603
losa N = 10	10 500	390	134	52 260	27.8	301 408
Suma:	655 343	638	---	67 760	---	775 011

$$I_T = 655\,343 + 775\,011 = 1\,430\,354 \text{ cm}^4$$

$$S_{tc} = \frac{1\,430\,354}{36.8} = 38\,868 \text{ cm}^3$$

$$S_{ts} = \frac{1\,430\,354}{18.8} = 76\,083 \text{ cm}^3$$

$$S_{bs} = \frac{1\,430\,354}{106.2} = 13\,468 \text{ cm}^3$$



(cotaciones en cm.)

5.20 Revisión de los esfuerzos al centro del claro con cubreplaca.

	Fb en el patín inf.	Fb en el patín sup.	Nfc	fc
C.M. SNC $V_I + P1$	$\frac{110\,938(100)}{17\,788} = 624$	$\frac{110\,938(100)}{11\,429} = 971$	0	0
C.M. SC $V_I + P1 + L$ (N = 30)	$\frac{27\,344(100)}{18\,074} = 151$	$\frac{27\,344(100)}{25\,390} = 108$	$\frac{27\,344(100)}{18\,980} = 144$	5
C.V. + I $V_I + P1 + L$ (N = 10)	$\frac{96\,603(100)}{20\,560} = 450$	$\frac{92\,603(100)}{65\,226} = 142$	$\frac{92\,603(100)}{41\,128} = 225$	23
SUMA:	1 225	1 221	369	28

5.20.1 Esfuerzos permisibles.

$$\sqrt{b} = 0.555 f_y = 0.555(2530) = 1405 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_c = 0.4 f'_c = 0.4(200) = 80 \text{ kg/cm}^2$$

5.20.2 Comparación de esfuerzos.

$$F_b \text{ en el patín inferior} = 1\,225 \text{ kg/cm}^2 < 1\,405 \text{ kg/cm}^2 \text{ o sea } 87\% \sqrt{b}.$$

$$F_b \text{ en el patín superior} = 1\,221 \text{ kg/cm}^2 < 1\,405 \text{ kg/cm}^2 \text{ o sea } 87\% \sqrt{b}.$$

$$F_c = 28 \text{ kg/cm}^2 < 80 \text{ kg/cm}^2 \text{ o sea } 35\% \text{ DE } F_c.$$

Se aceptan las propiedades de la sección de la viga I con peralte de 125 cm.

5.21 Revisión de los esfuerzos sin cubreplaca.

Se revisan los esfuerzos en el punto teórico de corte que está -- aproximadamente a 5m del apoyo.

	F_b patín inf.	F_b patín sup.	NF_c	F_c
C.M. SNC	$\frac{71\,000(100)}{10\,317} = 688$	$\frac{71\,000(100)}{10\,317} = 688$	0	0
Viga I				
C.M. SC	$\frac{17\,500(100)}{12\,464} = 140$	$\frac{17\,500(100)}{28\,536} = 61$	$\frac{17\,500(100)}{19\,364} = 90$	3
$V_I + L(N=30)$				
C.V. + I	$\frac{66\,293(100)}{13\,468} = 492$	$\frac{66\,293(100)}{76\,083} = 87$	$\frac{66\,293(100)}{38\,868} = 170$	17
$V_I + L(N=10)$				
SUMA:	1 320	836	260	20

5.21.1 Comparación de esfuerzos.

$$F_b \text{ en el patín inferior} = 1\,320 \text{ kg/cm}^2 < 1\,405 \text{ kg/cm}^2 \text{ o sea } 94\% \sqrt{b}.$$

$$F_b \text{ en el patín superior} = 836 \text{ kg/cm}^2 < 1\,405 \text{ kg/cm}^2 \text{ o sea } 60\% \sqrt{b}.$$

$$F_c = 20 \text{ kg/cm}^2 < 80 \text{ kg/cm}^2 \text{ o sea } 25\% F_c.$$

Se aceptan las propiedades de la sección viga I, con peralte 125 cm.

5.22 Longitud de cubreplaca.

$$L' = a + (L - a) \sqrt{1 - S'_c/S_c}$$

Siendo:

L' = longitud de la cubreplaca

L = claro de la viga

S'_c = módulo de sección de la viga compuesta sin cubreplaca, para N = 10.

S_c = módulo de sección de la viga compuesta con cubreplaca al -- centro del claro, para N = 10.

Camión H		Camión HS	
claro (ft)	a (ft)	claro (ft)	a (ft)
<26.5	0	<23.90	0
>26.5	2.8	entre 23.9 y 33.8	7
--	--	>33.80	4.7

Para nuestro caso:

L = 25m = 82 ft 33.8 por tanto a = 4.7 ft = 1.43 m

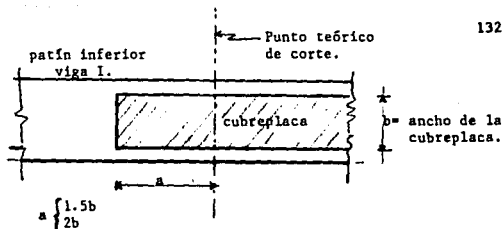
$$L' = 1.43 + (25 - 1.43) \sqrt{1 - 13\,468 / 20\,560} = 15.86 \text{ m}$$

La mayoría de las especificaciones requieren que las cubreplacas se prolonguen cierta distancia a más allá de sus puntos teóricos de corte.

Se supone que la placa resiste esfuerzo justamente hasta su extremo teórico, pero esto no puede ser si la placa no se extiende --- para hacer la transmisión de esfuerzos.

Las especificaciones AASHTO indican que la cubreplaca deberá prolongarse una distancia a, después del punto teórico de corte; --- equivalente a 1.5 b si el filete se suelda en el extremo y lados de la cubreplaca; o bien, a = 2b si el filete se suelda solamente a los lados de la cubreplaca.

ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

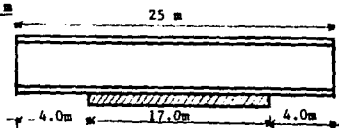


Para nuestro caso, como decidimos soldar en el extremo y lados de la cubreplaca:

$$a = 1.5 b = 1.5(25) = 37.5 \text{ cm}$$

$$\text{Longitud total de la cubreplaca} = 15.86 \text{ m} + (0.375 \text{ m})^2 = 16.61 \text{ m}$$

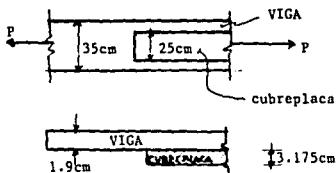
$$L' = 17 \text{ m}$$



5.22.1 Diseño de la soldadura en los extremos de la cubreplaca.

El diseño se realizará para desarrollar la capacidad total de la viga y la cubreplaca, las cuales están hechas de acero A-36 cuyo f_y es de 2530 kg/cm^2 .

Se aplicarán las especificaciones para soldadura AASHTO.



El área A_s donde se aplicará la soldadura es de $25 \text{ cm} \times 3.175 \text{ cm}$.

El esfuerzo permisible de tensión por flexión en vigas apoyadas lateralmente es $F_b = 0.55 f_y$.

El módulo de sección de la viga sin cubreplaca $S'_c = 13\,468\text{ cm}^3$ ($N=10$)

El módulo de sección de la viga con cubreplaca $S_c = 20\,560\text{ cm}^3$ ($N=10$)

$$P = F_b A_s \frac{S'_c}{S_c}$$

$$P = 0.55(2530)(25 \times 3.175) \frac{13\,468}{20\,560} = 72\,351\text{ kg.}$$

Según AASHTO sección 1.7.12, la longitud de soldadura en cada extremo de una cubreplaca soldada en sus extremos a una viga, es igual a 4 veces el ancho b'_f de la cubreplaca.

$$L = 4 b'_f$$

Entonces longitud de soldadura $L_w = 4(25\text{cm}) = 100\text{ cm}$

Calcularemos ahora la dimensión D de la soldadura, considerando el esfuerzo cortante permisible del metal base A-36.

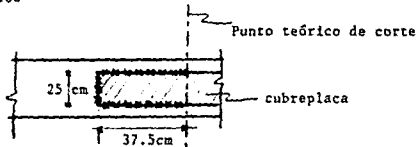
$$F_v = 0.333 F_y = 0.333(2530) = 843\text{ kg/cm}^2$$

considerando soldadura de filete tenemos:

$$P = A_s F_v = 0.7071 D (L_w) (843) = 72\,351\text{ kg}$$

$$D = \frac{72\,351}{843 (0.7071) 100} = 1.21\text{ cm} = 0.48\text{ pulg.}$$

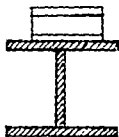
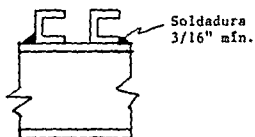
$$D = 1/2''$$



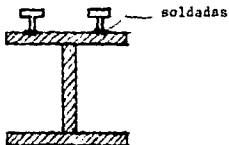
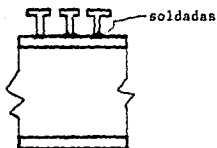
5.23 Diseño de conectores.

Los conectores de cortante son esenciales para el desarrollo de acciones compuestas. Deben transferir el cortante horizontal, con pequeñas deformaciones de manera que la estructura se comporte como una unidad. También deben ser capaces de resistir cualquier tendencia de la losa a separarse verticalmente del patín de acero debido a pandeo.

Los dos tipos de conectores de cortante mas ampliamente usados son los mostrados.



"conectores de cortante a base de pedazos de canal de acero"



"conectores de cortante a base de pernos o espárragos"

5.23.1 Especificaciones AASHTO.

- 1° El concreto por encima de la parte superior del conector, tendrá 2" de espesor mínimo.
- 2° El conector penetrará o se ahogará en la parte inferior de la losa por lo menos 2".
- 3° La distancia mínima será de 1" entre el borde del conector y la orilla del patín de la trabe.
- 4° Los conectores de cortante se diseñarán por fatiga y el número de conectores obtenido se revisará por resistencia última.
- 5° El paso máximo entre conectores o separación máxima entre grupos de conectores colocados transversalmente, es de 24" (60 cm).

5.23.2 Diseño por fatiga.

El cortante horizontal por unidad de longitud, a lo largo de la fase

intermedia entre la losa de concreto y la viga de acero(L/2), se encuentra con la ecuación:

$$S = \frac{V Q}{I}$$

Al diseñar por fatiga es la variación o flujo de cortante horizontal producido por la aplicación de cargas vivas o de impacto, lo que -- importa; por lo tanto la ecuación en términos de flujo de cortante -- horizontal es:

$$S_r = \frac{V_r Q}{I}$$

S_r = flujo de cortante horizontal [lb/pulg]

V_r = flujo de la fuerza externa de cortante en la sección, debido a cargas vivas o de impacto [lb].

El flujo de cortante horizontal permisible Z_r por conector ha sido establecido mediante pruebas de fatiga, dando los resultados siguientes propuestos por AASHTO.

a) Para canales de acero:

$$Z_r = BW$$

Z_r = flujo permisible de cortante horizontal por canal [lb].

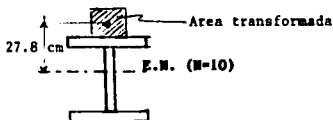
W = longitud del conector de cortante de canal de acero medido en sentido transversal del patín de la trabe [pulg].

B = 4000 para 100 000 ciclos
 3000 para 500 000 ciclos
 2400 para 2×10^6 ciclos
 2100 para mas de 2×10^6 ciclos

b) El flujo de cortante horizontal permisible de todos los conectores en una sección transversal de trabe ($\sum Z_r$), dividido por el paso o separación de grupo de conectores a lo largo de la viga -- debe al menos ser igual al flujo de cortante horizontal total -- S_r . El máximo paso o separación es:

$$\text{Sep.} = \frac{\sum Z_r}{S_r} \leq 24 \text{ pulg (60 cm)}$$

Proponiendo un canal de 4" de peralte por 10" de longitud (25 cm).



$$\text{Area} = 390 \text{ cm}^2$$

$$Q = 390 (27.8) = 10\,842 \text{ cm}^3$$

$$I = 1\,430\,354 \text{ cm}^4$$

Flujo de cortante horizontal (Sr).

$$S_r = \frac{V_r Q}{I} = \frac{19\,596 (10\,842)}{1\,430\,354} = 149 \text{ kg/CM}$$

Flujo de cortante horizontal permisible (Zr).

$$Z_r = B W = 2\,100 (10) = 21\,000 \text{ lb} \approx 9\,545 \text{ kg}$$

Separación o paso entre grupo de conectores (S).

$$S = \frac{\sum Z_r}{S_r} = \frac{9\,545}{149} = 64 \text{ cm} \approx 24"$$

Se proponen conectores a cada 60 cm es decir:

$$\frac{12.5}{0.60} = 21 \text{ conectores}$$

5.23.3 Revisión por última resistencia.

El número N de conectores de cortante necesarios entre el punto de - máximo momento positivo y el final de los soportes es:

$$N = \frac{P}{\phi S_u}$$

donde:

S_u = resistencia última de un conector de cortante [lb].

ϕ = factor de reducción de capacidad igual a 0.85.

P = fuerza a desarrollar [lb].

La fuerza P se toma como el menor de los siguientes valores:

$$P_1 = A_s f_y$$

donde :

A_s = área total de la sección de acero, incluyendo cubreplacas [pulg²].

f_y = límite de fluencia del acero en [lb/pulg²].

$$P_2 = 0.85 f'_c b c$$

donde:

b = ancho efectivo de losa (2.20m).

c = h estructural de la losa (18 cm).

Sustituyendo:

$$P_1 = 327.4 \times 2530 = 828\ 322 \text{ kg}$$

$$P_2 = 0.85 \times 200 \times 18 \times 220 = 673\ 200 \text{ kg}$$

La resistencia última S_u de los conectores de cortante recomendable para canales como conectores es:

$$S_u = 550 \left(h + \frac{t}{2} \right) W \sqrt{f'_c}$$

donde:

h = espesor promedio del patín del canal [pulg].

t = espesor del alma del canal [pulg].

W = longitud del canal medida en dirección transversal al patín de la viga [lb].

Para un canal de 4" de peralte; $t = 0.18"$, $h = 0.30"$

Sustituyendo:

$$Su = 550 \left(0.30 + \frac{0.18}{2} \right) 10 \sqrt{3000} = 117\,486 \text{ lb}$$

tomando el valor de P_2 que resultó menor que P_1 tenemos:

$$N^\circ - \text{de conectores} = P_2 / \phi Su = \frac{637\,200/0.4545}{0.85 (117\,486)} = 15$$

Ahora comparando el N° de conectores obtenido por fatiga :

$$N^\circ = \frac{12.5}{0.60} = 21 > 15 \text{ obtenido por resistencia última.}$$

Por tanto se colocarán 21 conectores a cada 60 cm a lo largo de la mitad del claro 12.5 m.

5.24 Diseño de atiesadores.

5.24.1 Atiesadores de apoyo.

Se requiere que los atiesadores de apoyo sobre las reacciones estén siempre por pares.

Puede ser que se necesiten atiesadores de apoyo bajo las cargas -- concentradas que soportan las trabes armadas.

Estos atiesadores se deben extender la distancia total entre patines y tienen un estrecho contacto con el patín que entrega la carga.

El ancho del atiesador debe ser tal que se extienda aproximadamente hasta los bordes exteriores del patín.

Los atiesadores de apoyo se diseñan como columnas, considerando un área que incluye al atiesador y un ancho central del alma de 18tw -- según AASHTO.

Esta área se usa para calcular el radio de giro (r); y para verificar los esfuerzos en la columna, se toma la altura total de la viga (h), como altura efectiva del atiesador.

El diseño requiere que se calcule Kl/r para después encontrar el --

esfuerzo permisible de la columna.

$$F_A = 16\,980 - 0.53 (Kl/r)^2 \quad \{\text{lb/pulg}^2\}.$$

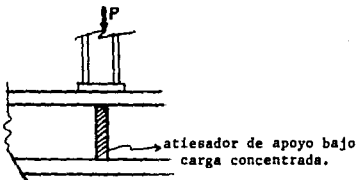
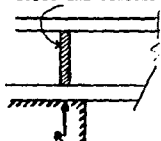
Una vez calculado F_A se verificará que:

$$P_A = F_A A \geq \text{la carga aplicada o la reacción del apoyo.}$$

Las siguientes relaciones se usarán:

$$r = (I/A)^{1/2} ; \quad \frac{Kl}{r} = \frac{h}{r}$$

Atiesador de apoyo
sobre una reacción.

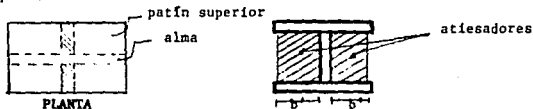


El espesor de los atiesadores debe ser no menor que:

$$\frac{b'}{12} \sqrt{f_y / 33000}$$

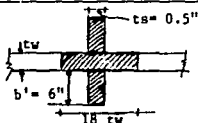
b' = ancho del atiesador.

Proponemos 2 placas de 6" de ancho cada una tratando de igualar el ancho del patín = 14".



Ahora calcularemos el espesor de una de las placas:

$$t_s = \frac{6''}{12} \sqrt{\frac{36\,000}{33\,000}} = 0.522'' \approx 1/2''$$

Area efectiva de la columna.

$$\begin{aligned} \text{Area} &= (18tw)tw + (b' \times ts)2 \\ &= 17.10 \times 3/8'' (2.54 \text{ cm/pulg}) + 2 \times 6'' \times 0.5'' (2.54 \text{ cm/pulg})^2 \\ &= 17.10(0.95) + 6 \text{ pulg}^2 (6.35 \text{ cm}^2/\text{pulg}^2 = 54.35 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Momento de inercia del atiesador.

$$I = \frac{1}{12} (0.5'')(6'' + 6'' + 3/8'')^3 = 78.96 \text{ pulg}^2 = \underline{3\ 286.7 \text{ cm}^4}$$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{3\ 286.7}{54.35}} = 7.7 \text{ cm} \approx 3''$$

Tenemos que:

$$\frac{Kl}{r} = \frac{h}{r} = \frac{\text{altura de la viga}}{r} = \frac{125 \text{ cm}}{7.7 \text{ cm}} = 16 < 126$$

Las especificaciones AASHTO sección 1.7.5, limitan $\frac{Kl}{r} = 126$, para los miembros a compresión, miembros principales o miembros que estén sometidos a esfuerzos por carga muerta y carga viva.

Esfuerzo permisible.

$$F_A = 16\ 980 - 0.53 (16)^2 = 16\ 844 \text{ lb/pulg}^2 \approx 1\ 185 \text{ kg/cm}^2$$

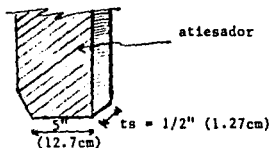
$$F_A = \frac{P_A}{A} \quad ; \quad P_A = F_A(A)$$

$$P_A = 1\ 185 (54.35) = 64\ 405 \text{ kg} > 41\ 721 \text{ kg}$$

por tanto se acepta $P_A = 64\ 405 \text{ kg}$

5.24.1.1 Revisión de esfuerzos por aplastamiento.

Entre el patín inferior y el atiesador



$$\sigma_{\text{aplast.}} = \frac{P}{A} \quad \text{cuando se utiliza un solo atiesador}$$

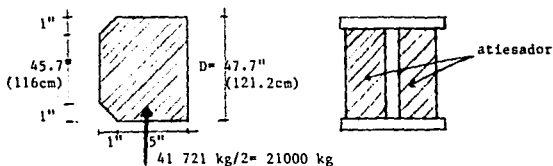
$$\sigma_{\text{aplast.}} = \frac{0.5 P}{A} = \frac{0.5(41\,721)}{12.7(1.27)} = 1\,293 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{admisible}} = 0.8 f_y = 0.8 (2\,530 \text{ kg/cm}^2) = 2\,024 \text{ kg/cm}^2$$

Tenemos que $\sigma_{\text{adm}} > \sigma_{\text{apl.}}$; por lo que se acepta:

$$\sigma_{\text{apl.}} = 1\,293 \text{ kg/cm}^2$$

5.24.1.2 Soldadura para unir los atiesadores con el sima.



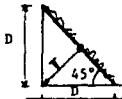
Se propone usar la soldadura mínima tipo filete, para lo cual consultaremos la siguiente tabla del AASHTO.

<u>Espesor del metal base (t)</u>	<u>Dimensión mín. de la soldadura de filete (D).</u>
$t \leq 1/4''$	3/16''
$1/4'' \leq t \leq 1/2''$	3/16''
$1/2'' \leq t \leq 3/4''$	1/4''

Como el metal base es el metal mas grueso de los que se soldarán, en este caso t es t_1 o sea el del atiesador y vale $1/2''$ para el cual le corresponde una dimensión mínima de soldadura de filete $D = 3/16''$ o $D = 0.5$ cm

Soldadura de filete.

La soldadura de filete tiene una sección transversal aproximada - mente triangular, como se muestra en la figura.



siendo D = las patas de la soldadura

T = la garganta

Si se usan patas iguales para la soldadura de filete, las dimensiones en la garganta representan el área mínima para cortante y se calcula como.

$$T = D \cos 45^\circ = D (0.7071)$$

El esfuerzo cortante permisible para soldadura de filete según AASHTO esta limitado por:

$$F_{vs} \leq 0.333 f_y$$

$$F_{vs} = 0.333(2530) = \underline{843 \text{ kg/cm}^2}$$

Calculamos ahora la fuerza cortante en la soldadura.

$$P_{vs} = F_{vs} A = F_{vs} (D \times 0.7071) L_s = 843(0.5)(0.7071)(116) = \underline{34\,573 \text{ kg.}}$$

Finalmente comparamos este valor de fuerza cortante en la soldadura, con el valor de la fuerza cortante requerida en la unión dividida -- entre 2, porque ese cortante se repartirá en 2 atiesadores.

$$P_{vs} = 34\,573 \text{ kg} > 1/2(41\,721) \text{ kg.}$$

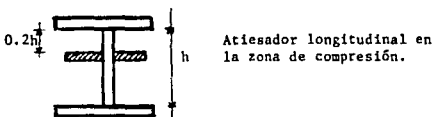
Se acepta la soldadura propuesta pues la fuerza cortante que resiste es mayor que la requerida.

5.24.2 Atiesadores longitudinales.

Los atiesadores longitudinales incrementan la resistencia del alma al pandeo por flexión.

La contribución de los atiesadores longitudinales a la resistencia de postpandeo y a la capacidad última de las traveses de alma llena sometidos a cortante y flexión combinados, no ha sido establecida aún con claridad; por tanto, el uso de los atiesadores longitudinales no ha sido cubierto como se debiera por los reglamentos -- existentes.

Los atiesadores longitudinales para prevenir el pandeo del alma -- son mas efectivos en las traveses peraltadas con almas delgadas. Por lo común se usa un solo atiesador localizado a $0.2h$. Es posible que otras distribuciones de estos atiesadores puedan ser efectivos en traveses con peraltes mayores de 3.0 m.



Las especificaciones AASHTO, dicen que la relación total ancho/espesor del patín de compresión no excederá de:

$$\frac{b}{t} \leq \frac{3\ 250}{\sqrt{F_b}} \quad \text{y en ningún caso sera mayor de 24}$$

Utilizando el dato encontrado en la revisión de esfuerzos al centro del claro con cubreplaca:

$$F_b \text{ en el patín superior} = 1\ 221 \text{ kg/cm}^2 = \sigma_{ts} = 17\ 366 \text{ lb/pulg}^2$$

$$\frac{b}{t} = \frac{3\ 250}{\sqrt{17\ 366}} = 24.6 \approx 24; \text{ si cumple.}$$

Ahora sustituyendo valores en la relación siguiente:

$$\frac{b}{t} \leq 24 ;$$

$$\frac{35}{1.9} = 18 < 24 \quad \text{Se aceptan los valores de } b \text{ y } t.$$

Revisando atiesadores longitudinales según AASHTO:

$$a) \quad tw \gg \frac{D \sqrt{F_b}}{23 \ 000}$$

$$b) \quad tw \gg \frac{D}{170}$$

Si a) y b) se cumplen, entónces no se requieren atiesadores longitudinales.

Revisando tenemos que:

$$tw = 3/8" \ (0.375")$$

$$Dw = 47.7" \ (\text{peralte del alma})$$

$$\frac{D \sqrt{F_b}}{23 \ 000} = \frac{47.7 \sqrt{17 \ 366}}{23 \ 000} = 0.273"$$

$$0.375" > 0.273" \quad \text{si cumple la condición a)}$$

$$\frac{D}{170} = \frac{47.4}{170} = 0.28"$$

$$0.375" > 0.28" \quad \text{si cumple la condición b)}$$

Por tanto concluimos que no se requieren atiesadores longitudinales.

5.24.3 Atiesadores intermedios.

AASHTO dice que no se requieren atiesadores intermedios transversales si se cumple lo siguiente:

$$1^\circ \quad \frac{D}{tw} \leq 150 \quad \begin{array}{l} D = \text{peralte del alma} \\ tw = \text{espesor del alma} \end{array}$$

$$2^\circ \quad fv \leq F_v \quad \text{siendo } F_v = \frac{5.625 \times 10^7}{(D/tw)^2} \quad [\text{lb/pulg}^2]$$

Para la primera condición:

$$\frac{D}{tw} = \frac{47.7"}{0.375} = 127.2 < 150 \quad \text{si cumple}$$

Para la segunda condición:

$$F_v = \frac{5.625 \times 10^7}{(47.7/0.375)^2} = 3\,476 \text{ lb/pulg}^2 = 244.39 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_v = \frac{41\,721}{121.2 \times 0.95} = 362.35 \text{ kg/cm}^2 = 5\,154 \text{ lb/pulg}^2$$

como $f_v \nlessdot F_v$ no se cumple la 2ª condición.

En virtud de lo anterior, se requieren atiesadores intermedios.

Cuando se requieren atiesadores intermedios, se colocará el primer atiesador de tal manera que el espaciamiento $a = do$ cumpla que do/h sea menor o igual que 0.5; es decir $do = 0.5h = 0.5D$; y el esfuerzo cortante real $F_v \leq F'v$.

$$\text{siendo } F'v = \frac{7 \times 10^7 [1 + (h/a)^2]}{(D/tw)^2} \leq 1/3 f_y$$

$$F'v = \frac{7 \times 10^7 [1 + 2^2]}{(47.7/0.375)^2} \leq \frac{36\,000}{3} \text{ (lb/pulg}^2\text{)}$$

$$F'v = 21\,632 \nlessdot 12\,000 \text{ lb/pulg}^2$$

por tanto se adopta $F_v = 12\,000 \text{ lb/pulg}^2$

y entonces $f_v = 5\,154 \text{ lb/pulg}^2 < 12\,000 \text{ lb/pulg}^2$

por lo que el primer atiesador se colocará a $do_1 = D/2$ cm del atiesador de apoyo; o sea $121.2 / 2 = 60.6$ cm.



Cuando se requieren atiesadores intermedios o cuando resulta que:

$$f_v > F_v = \frac{5.625 \times 10^7}{(D/tw)^2}, \text{ el espaciamiento máximo de los atiesadores con respecto al primer intermedio se limita a:}$$

$$a \leq 1.5h \text{ ó } do = 1.5D$$

y el esfuerzo cortante permisible se limita a:

$$F_v = \frac{f_y}{3} \left[C + \frac{0.87(1-C)}{\sqrt{1+(d_o/D)^2}} \right] \quad \text{[lb/pulg}^2 \text{]}$$

$$C = \frac{2.2 \times 10^8 [1 + (D/d_o)^2]}{f_y (D/tw)^2} \leq 1$$

Analizando primeramente a $d_o = 60\text{cm}$ y después a $d_o = 2.40\text{ m}$ y considerando los valores $\frac{d_o}{D} = 1.5$ y $\frac{D}{tw} = 127$; calculamos F_v .

$$C = \frac{2.2 \times 10^8 [1 + 0.66^2]}{36\,000(127)^2} = 0.5438 \leq 1 \quad \text{si cumple}$$

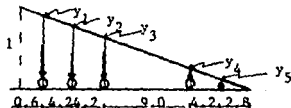
$$F_v = \frac{36\,000}{3} \left[0.5438 + \frac{0.87(1-0.5438)}{\sqrt{1+(1.5)^2}} \right] = 9\,171 \text{ lb/pulg}^2$$

$$\text{Calculamos ahora: } f_v = \frac{V}{A}$$

siendo V = cortante a 60cm del atiesador de apoyo

A = área de contacto del atiesador = Dw tw .

Cálculo del cortante a 60 cm del atiesador de apoyo.



$$y_1 = 0.98 \quad y_2 = 0.81 \quad y_3 = 0.64 \quad y_4 = 0.28 \quad y_5 = 0.11$$

$$V_{0.60\text{m}} = 6\,500 (0.98 + 0.81 + 0.64/4 + 0.28 + 0.11) = 15\,210 \text{ kg}$$

$$I = \frac{15.24}{24.4 + 38} (15\,210) = 3\,650 \text{ kg}$$

Sección no compuesta.

$$W_{SNC} = 1\,420 \text{ kg/m}$$

$$V = 1\,420 (25/2) - 1\,420(0.6) = 16\,898 \text{ kg}$$

Sección compuesta.

$$W_{SC} = 350 \text{ kg/m}$$

$$V = 350(25/2) - 350 (0.6) = 4\,165 \text{ kg}$$

$$V_{\text{total}} = 15\,210 + 3\,650 + 16\,898 + 4\,165 = 39\,922 \text{ kg}$$

Sustituyendo en la fórmula:

$$f_v = \frac{V}{A} = \frac{39\,922}{121.2(0.95)} = 347 \text{ kg/cm}^2 \approx 4\,931 \text{ lb/pulg}^2$$

comparando tenemos que: $f_v < F_v$; es decir:

$4\,931 \text{ kg/cm}^2 < 9\,171 \text{ kg/cm}^2$ por tanto se acepta un espaciamiento de 1.5D para los atiesadores interiores, después del primero.

Una vez cumplida la comparación anterior y siempre que según AASHTO para A -36 se cumpla:

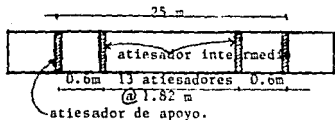
$$\frac{D}{t_w} \geq 68$$

Calculando vemos que:

$$\frac{D}{t_w} = \frac{47.7''}{0.375} = 127.2'' > 68'' \text{ si cumple y por tanto los atiesadores}$$

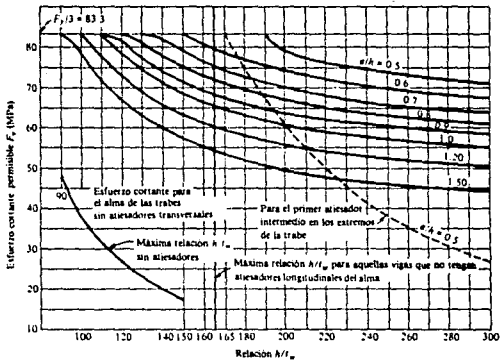
se colocarán a cada 1.5 D.

$$\text{Separación } S = 1.5 (121.2) = 181.8 \text{ cm}$$



El valor del esfuerzo cortante permisible $F_v = 9\,171 \text{ lb/pulg}^2$ obtenido

por fórmulas también se puede obtener de gráficas como la siguiente; en donde solamente es necesario conocer d_0/D y D/t .



Esfuerzo cortante permisible para las relaciones h/t_w mostradas, y para las relaciones a/h del espaciamiento de los atiesadores. Nótese que el esfuerzo cortante límite es $F_v/3$.

5. ANALISIS Y DISEÑO DE UN PUENTE MIXTO.

b) Considerando un camión T3-S2-R4.

El puente constará de una losa de concreto y once vigas paralelas de acero A-36 de sección I. El diseño se basara en 2×10^6 ciclos de carga.

5.1 Datos.

Claro libre (longitud del puente a paños int. de apoyos) -----	25 m
Ancho libre (de guarnición a guarnición) -----	22 m
6 carriles (ancho)-----	3.5m c/u
Banquetas laterales, ancho -----	1.5m
Faja separadora, ancho -----	1.0m
Carga viva del camión T3-S2-R4 -----	77 500 kg
peso del barandal -----	150 kg/m
Resistencia del concreto -----	$f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$
Acero de refuerzo grado 60 -----	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
Acero estructural A-36 -----	$f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$
Espesor del asfalto -----	3 cm
Peso del asfalto -----	$17 \text{ kg/m}^2/\text{cm}$
Superficie de desgaste (ancho)-----	2 cm

5.2 Diseño de la losa de concreto.

5.2.1 Constantes de diseño y consideraciones.

a) $f_c = 80 \text{ kg/cm}^2$

b) $f_s = 1700 \text{ kg/cm}^2$

c) $n = 10$

d) $r = 21$

e) $k = 0.32$

f) $j = 0.89$

g) $K = 11.39$

h) El espesor mínimo de losa $t_{\min} = 220/20 = 11 \text{ cm}$

$$t_{\min} = 11 \text{ cm} + 3 \text{ cm (asfalto)} + 2 \text{ cm (desgaste)} = 16 \text{ cm}$$

propondremos $t_{\min} = 22 \text{ cm}$.

i) carga muerta $W_{cm} = 579 \text{ kg/m}^2$

Diseñaremos para 1.0 m de ancho de losa perpendicular a las vigas.

$$W_{cm} = 579 \times 1 \text{ m} = 579 \text{ kg/m}$$

j) carga viva:

Para un camión T3-S2-R4, la carga viva en el eje trasero es de - -
19 802 lb y la carga en cada rueda es de $19\ 802/2 = 9901 \text{ lb}$ o sea
4 500 kg.

Tomando en cuenta que $S \leq 24\text{ft}$ (7.31m) tenemos:

$$M_{cv} = 0.80 \left(\frac{S + 0.61}{9.74} \right) P$$

5.2.2 Momento por carga muerta en el centro del claro.

$$M_{cm} = \frac{W_{cm} L^2}{8} = \frac{579 (2)^2}{8} = 289 \text{ kg-m}$$

5.2.3 Momento por carga viva.

$$M_{cv} = 0.80 \left(\frac{2 + 0.61}{9.74} \right) 4\ 500 = 965 \text{ kg-m}$$

5.2.4 Momento por impacto.

$$M_I = 0.30(965) = 290 \text{ kg-m}$$

5.2.5 Momento total.

$$M_T = 289 + 965 + 290 = 1544 \text{ kg-m}$$

5.2.6 Determinación del peralte mínimo de losa.

$$d = \sqrt{\frac{M}{Kb}} = \sqrt{\frac{1544(100)}{11.39(100)}} = 12 \text{ cm}$$

$$h_c = 12 \text{ cm} + 2.54 \text{ cm (recub.)} + 0.95 \text{ cm (1/2\phi \text{ de la varilla a usar})} \\ + 2 \text{ cm (desgaste)} = 17.5 \text{ cm} < 22 \text{ cm propuesto.}$$

Resolvemos usar $h_c = 20 \text{ cm}$ y $h \text{ estructural} = 20 - 2 = 18 \text{ cm}$.

5.2.7 Determinación del área de acero de refuerzo requerida.

$$A_s = \frac{1544(100)}{1700(0.89)(12)} = 8.5 \text{ cm}^2$$

Usando varillas de diámetro 3/8" con área 2.85 cm² tenemos:

$$N^\circ \text{ varillas} = \frac{8.5}{2.85} = 3+1 = 4 \text{ vr.}$$

$$\text{Separación} = 2.85(100)/8.5 = 34 \text{ cm.}$$

5.2.8 Acero de distribución.

$$A_{s \text{ Dist.}} = 0.67(8.5) = 5.7 \text{ cm}^2$$

Usando varillas del N°4 con diámetro 1/2" y área 1.27 cm² tenemos:

$$N^\circ \text{ varillas} = \frac{5.7}{1.27} = 4+1 = 5 \text{ vr.}$$

$$\text{Separación} = 1.27(100)/5.7 = 22 \text{ cm}$$

5.2.9 Acero por temperatura.

Por reglamento se coloca varilla del #4 a cada 18" o sea 2.82cm²/m.

Si usamos varilla de #3 de diámetro 0.384 cm² y área 0.71 cm²:

$$\text{Separación} = \frac{0.71(100)}{2.82} = 25 \text{ cm}$$

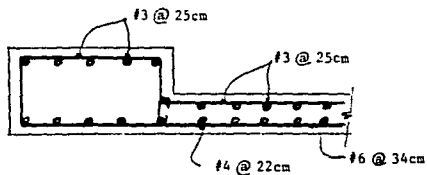
5.2.10 Corte del acero de refuerzo.

En sistemas de piso con secciones compuestas, se recomienda no cortar ni quitar acero de refuerzo en losas.

5.3 Diseño del volado.

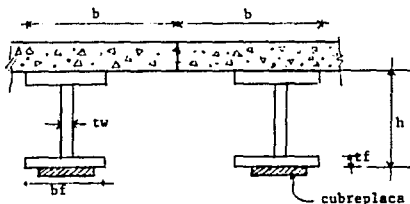
El diseño del volado realizado para el camión HS-20-44, no varía - - ante la consideración de la nueva carga viva del camión T3-S2-R4.

5.3.1 Croquis del armado de la losa y el volado.



5.4 Análisis y diseño de una viga interior.

5.4.1 Proposición de dimensiones.



- a) peralte $h = 1.50$ m
- b) ancho efectivo del patín de concreto $b = 2.20$ m
- c) espesor mínimo del alma $t_w = 0.95$ cm
- d) espesor del patín $t_f = 1.90$ cm
- e) ancho máximo del patín $b_f = 35$ cm
- f) cubreplaca de $10'' \times 1\frac{1}{2}'' = 25$ cm \times 3.175 cm
- g) área (viga + cubreplaca) = 351.39 cm²
- h) $W = 351.39(0.78$ kg/cm³) = 274 kg/m

5.5 Carga muerta.

5.5.1 Sección no compuesta, $W_{SNC} = 1\ 420$ kg/m

5.5.2 Sección compuesta, $W_{SC} = 350$ kg/m

5.6 Carga viva.

5.6.1 Distribución de cargas de rueda sobre durmientes, vigas y vigas de piso.

a) $F_r = 0.75$

b) $F_c = 1.19$

c) Para un camión T3-S2-R4, la carga en el eje trasero es de 9 000 kg y la carga en cada rueda es de 4 500 kg.

Aplicando los factores de reducción (F_r) y distribución lateral (F_{di}) la carga P sera igual a:

$$P = 4\,500 \text{ kg} (0.75)(1.19) = 4\,016 \text{ kg.}$$

La carga P en el eje delantero es igual a 5 500 kg y en cada rueda -
 $P = 2\,750 \text{ kg}$; aplicando F_r y F_{di} :

$$P = 2\,750(0.75)(1.19) = 2\,454 \text{ kg.}$$

5.7 Determinación de cortantes y momentos por carga muerta.

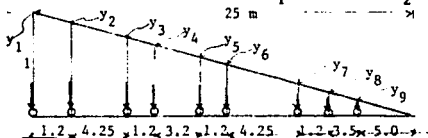
5.7.1 Sección no compuesta.

5.7.2 Sección compuesta.

Estos valores no requieren ser calculados nuevamente pues no cambian para el camión T3-S2-R4.

5.8 Determinación de cortantes y momentos por carga viva.

5.8.1 Cortante a 0 m, para una carga $P_1 = 4\,016 \text{ kg}$ y $P_2 = 2\,454 \text{ kg}$.



$$y_1 = 1, \quad y_2 = 0.95, \quad y_3 = 0.78, \quad y_4 = 0.73, \quad y_5 = 0.61, \quad y_6 = 0.56$$

$$y_7 = 0.39, \quad y_8 = 0.34, \quad y_9 = 0.20.$$

$$V = 4\,016(1 + 0.95 + 0.78 + 0.61 + 0.56 + 0.39 + 0.34) + 2\,454(0.20) =$$

$$V = 4\,016(5.36) + 2\,454(0.20) = \underline{22\,017 \text{ kg.}}$$

$$I = \frac{15.24}{25 + 38} = 0.24$$

$$V_I = 0.24(22\,017) = 5\,284 \text{ kg.}$$

MOMENTO A 0 m.

$$H_{0m} = 0$$

5.8.2

Cortante a 5 m.



$$y_1 = 0.80 \quad y_2 = 0.75 \quad y_3 = 0.58 \quad y_4 = 0.53 \quad y_5 = 0.41 \quad y_6 = 0.36$$

$$y_7 = 0.19 \quad y_8 = 0.14.$$

$$V = 4 \cdot 016(0.80 + 0.75 + 0.58 + 0.53 + 0.41 + 0.36 + 0.19 + 0.14) = \underline{15 \ 100 \text{ kg.}}$$

$$V_I = \frac{15.24}{20 + 38} (15 \ 100) = 3 \ 926 \text{ kg.}$$

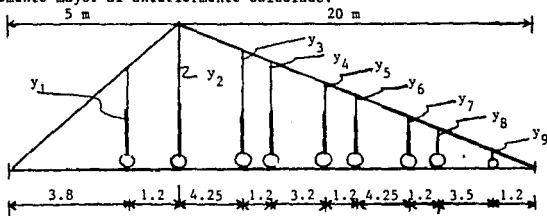
MOMENTO A 5 m.

a) Utilizando el valor del cortante a 5 m.

$$M_{5m} = 15 \ 100(5) = 75 \ 500 \text{ kg-m}$$

$$M_I = \frac{15.24}{25 + 38} (75 \ 500) = 18 \ 120 \text{ kg-m}$$

b) Calcularemos con otra posición de cargas, para ver si produce un momento mayor al anteriormente calculado.



Por líneas de influencia:

$$\Sigma M_B = 0$$

$$R_A(25) - 20(1) = 0$$

$$R_A = \frac{20}{25} (1)$$

$$M_{5m} = \frac{20}{25} (5) = 4$$

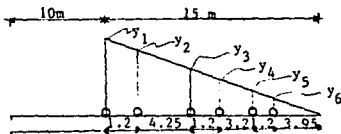
$$y_1 = 3.04, \quad y_3 = 3.15, \quad y_5 = 2.27, \quad y_7 = 1.18, \quad y_9 = 0.24$$

$$y_2 = 4, \quad y_4 = 2.91, \quad y_6 = 2.03, \quad y_8 = 0.94,$$

$$M_{5m} = 4 \cdot 016(3.04 + 4 + 3.15 + 2.91 + 2.27 + 2.03 + 1.18 + 0.94) + \\ 2 \cdot 454(0.24) = \underline{78 \ 981 \text{ kg-m}}$$

$$M_I = 0.24(78 \ 981) = 18 \ 955 \text{ kg-m}$$

5.8.3 Cortante a 10 m.



$$y_1 = 0.60, \quad y_2 = 0.55, \quad y_3 = 0.38, \quad y_4 = 0.33, \quad y_5 = 0.21 \\ y_6 = 0.16$$

$$V_{6m} = 4 \cdot 016(0.60 + 0.55 + 0.38 + 0.33 + 0.21 + 0.16) = \underline{8 \ 956 \text{ kg}}$$

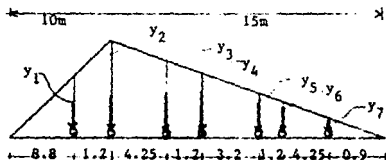
$$V_I = \frac{15.24}{15 + 38} (8 \ 956) = 2 \ 597 \text{ kg.}$$

MOMENTO A 10m

a) Utilizando el valor del cortante encontrado:

$$M_{10m} = 8 \ 956(10) = 89 \ 560 \text{ kg-m}$$

- b) Calcularemos con otra posición de cargas, para ver si produce un momento mayor al anteriormente calculado.



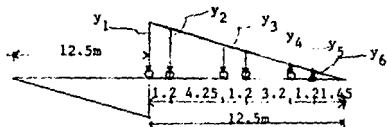
$$y_2 = \frac{10(15)}{25} = 6, \quad y_1 = 5.3, \quad y_3 = 4.3, \quad y_4 = 3.8, \quad y_5 = 2.5$$

$$y_6 = 2.1, \quad y_7 = 0.36$$

$$M_{10m} = 4 \ 016(5.3 + 6 + 4.3 + 3.8 + 2.5 + 2.1 + 0.36) = \underline{97 \ 830 \text{ kg-m}}$$

$$M_I = 0.24(97 \ 830) = 23 \ 479 \text{ kg-m}$$

5.8.4 Cortante al centro del claro, 12.5 m.

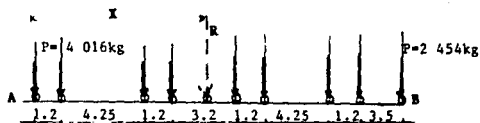


$$y_1 = 0.5, \quad y_2 = 0.45, \quad y_3 = 0.28, \quad y_4 = 0.23, \quad y_5 = 0.11, \quad y_6 = 0.06$$

$$V_{c1} = 4 \ 016(0.5 + 0.45 + 0.28 + 0.23 + 0.11 + 0.06) = 6 \ 546 \text{ kg}$$

$$I = \frac{15.24}{12.5 + 38} = 0.30$$

$$V_I = 0.30(6 \ 546) = 1 \ 964 \text{ kg.}$$

MOMENTO AL CENTRO DEL CLARO 12.5 m.

(acotaciones en mts.)

Ubicaremos la posición de la resultante :

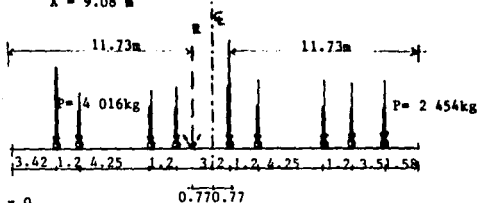
$$\sum F_y = 0$$

$$R = 4\,016(8) + 2\,454 = 34\,582 \text{ kg}$$

$$\sum M_A = 0$$

$$34\,582 (X) + 2\,454(20) + 4\,016(16.5 + 15.3 + 11.05 + 9.85 + 6.65 + 5.45 + 1.20) = 0$$

$$X = 9.08 \text{ m}$$



$$\sum M_B = 0$$

$$R_A(25) - 4\,016(21.58 + 20.38 + 16.13 + 14.93 + 11.73 + 10.53 + 6.28 + 5.08) - 2\,454(1.58) = 0$$

$$R_A = \underline{17\,286 \text{ kg}}$$

$$M_{\text{máx.}} = R_A(13.27) - 4\,016(9.85 + 8.65 + 4.40 + 3.20) = \underline{124\,567 \text{ kg-m}}$$

$$M_I = 0.24(124\,567) = \underline{29\,896 \text{ kg-m}}$$

5.8.5 Resumen de cortantes y momentos.

CORTANTES

Sección	SNC	SC	VIVA	IMPACTO	TOTAL
0 m	17 750	4 375	22 017	5 284	49 426
5 m	10 650	2 625	15 100	3 926	32 301
10 m	3 550	875	8 956	2 597	15 978
12.5m	0	0	6 546	1 964	8 510

MOMENTOS

0 m	0	0	0	0	0
5 m	71 000	17 500	78 981	18 955	186 436
10 m	106 500	26 250	97 830	23 479	254 059
12.5m	110 938	27 344	124 567	29 896	292 745

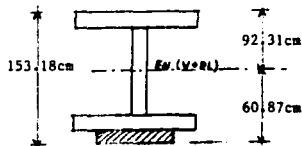
SNC: Sección No Compuesta.

SC: Sección Compuesta.

5.9 Propiedades de sección de la viga I con cubreplaca.

Se propusieron las dimensiones de la viga I con cubreplaca, con las cuales procedimos a definir sus propiedades.

Revisaremos los esfuerzos con los módulos de sección ya calculados y considerando los momentos de SNC, SC y CV + I al centro del claro producidos por la carga viva del camión T3-S2-R4.

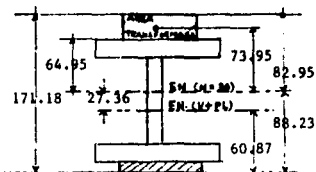


Módulos de sección.

$$S_{tc} = 14\,486 \text{ cm}^3$$

$$S_{bs} = 21\,968 \text{ cm}^3$$

5.10 Propiedades de la viga I con cubreplaca y losa N = 30.



Módulos de sección.

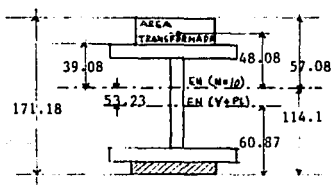
$$S_{tc} = 27\,905 \text{ cm}^3$$

$$S_{ts} = 35\,638 \text{ cm}^3$$

$$S_{bs} = 26\,235 \text{ cm}^3$$

(acotaciones en cm.)

5.11 Propiedades de la viga I con cubreplaca y losa N = 30.



Módulos de sección.

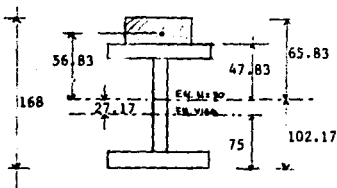
$$S_{tc} = 56\,850 \text{ cm}^3$$

$$S_{ts} = 83\,034 \text{ cm}^3$$

$$S_{bs} = 28\,440 \text{ cm}^3$$

(acotaciones en cm.)

5.12 Propiedades de la viga I sin cubreplaca y losa N= 30.

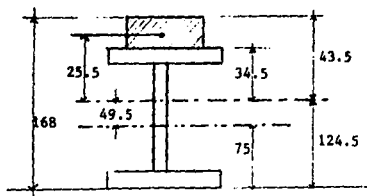
Módulos de sección.

$$S_{tc} = 24\,318 \text{ cm}^3$$

$$S_{ts} = 33\,470 \text{ cm}^3$$

$$S_{bs} = 15\,669 \text{ cm}^3$$

5.13 Propiedades de la viga I sin cubreplaca y losa N= 10.

Módulos de sección.

$$S_{tc} = 48\,687 \text{ cm}^3$$

$$S_{ts} = 83\,055 \text{ cm}^3$$

$$S_{bs} = 17\,011 \text{ cm}^3$$

(acotaciones en cm.)

$$\text{Módulos de sección de la viga I: } S_{ts} = S_{bs} = 13\,023 \text{ cm}^3$$

5.14 Revisión de los esfuerzos al centro del claro con cubreplaca.

Con los módulos de sección obtenidos de las secciones ilustradas, revisaremos esfuerzos considerando los momentos máximos del camión T3-S2-R4.

	<u>fb en el patín inf.</u>	<u>fb en el patín sup.</u>	<u>Mfc</u>	<u>fc</u>
C.M. SNC				
Viga+ Pl.	$\frac{110\ 938(100)}{21\ 968} = 505$	$\frac{110\ 938(100)}{14\ 486} = 766$	0	0
C.M. SC				
Viga+ Pl+ L (N= 30)	$\frac{27\ 344(100)}{26\ 235} = 104$	$\frac{27\ 344(100)}{35\ 638} = 77$	$\frac{27\ 344(100)}{27\ 905} = 98$	3
C.V. + I				
Viga+ Pl+ L (N= 10)	$\frac{154\ 463(100)}{28\ 440} = 543$	$\frac{154\ 463(100)}{83\ 034} = 186$	$\frac{154\ 463(100)}{56\ 850} = 272$	27
SUMA:	1 152	1 029	370	30

5.14.1 Esfuerzos permisibles.

$$\bar{\sigma}_b = 0.555f_y = 1\ 405\ \text{kg/cm}^2$$

$$f_c = 0.4f'_c = 80\ \text{kg/cm}^2$$

5.14.2 Comparación de esfuerzos.

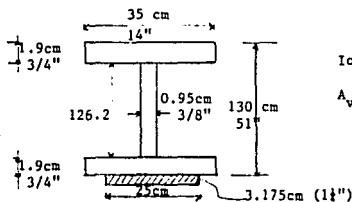
$$fb \text{ en el patín inferior} = 1\ 152\ \text{kg/cm}^2 < 1\ 405\ \text{kg/cm}^2 \text{ o sea } 82\%.$$

$$fb \text{ en el patín superior} = 1\ 029\ \text{kg/cm}^2 < 1\ 405\ \text{kg/cm}^2 \text{ o sea } 73\%.$$

$$fc = 30\ \text{kg/cm}^2 < 80\ \text{kg/cm}^2 \text{ o sea } 37\%.$$

De acuerdo con esta comparación de esfuerzos, consideramos que está un poco sobrada la sección, por lo que propondremos un nuevo peralte para obtener un $\bar{\sigma}_b$ muy cercano $\bar{\sigma}_b$.

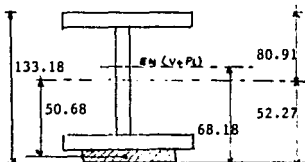
5.15 Cálculo de sección de viga I con cubreplaca y peralte 1.30 m.



$$I_o = bh^3/12 = 704\,778 \text{ cm}^4$$

$$A_{\text{viga+pl.}} = 253 + 79.4 \\ = 332.4 \text{ cm}^2$$

5.15.1 Propiedades de sección de la viga I con cubreplaca.



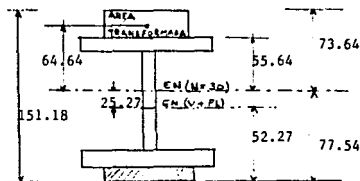
Módulos de sección.

$$S_{ts} = 12\,023 \text{ cm}^3$$

$$S_{bs} = 18\,610 \text{ cm}^3$$

5.16 Propiedades de sección de la viga I con cubreplaca y losa $N=30$.

Obviaremos el detalle de los cálculos y mostraremos únicamente el resultado de los mismos.



Módulos de sección

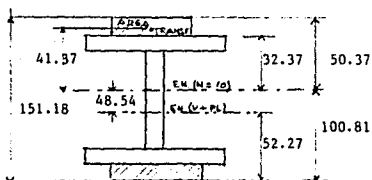
$$S_{tc} = 19\,877 \text{ cm}^3$$

$$S_{ts} = 26\,307 \text{ cm}^3$$

$$S_{bs} = 18\,877 \text{ cm}^3$$

(acotaciones en cm.)

5.17 Propiedades de sección de la viga I con cubreplaca y losa N= 10.



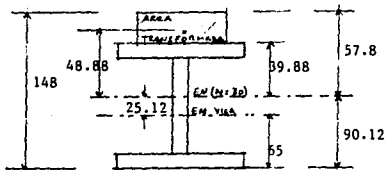
Módulos de sección.

$$S_{tc} = 43\,000 \text{ cm}^3$$

$$S_{ts} = 66\,912 \text{ cm}^3$$

$$S_{bs} = 21\,485 \text{ cm}^3$$

5.18 Propiedades de sección de la viga I sin cubreplaca y losa N= 30.



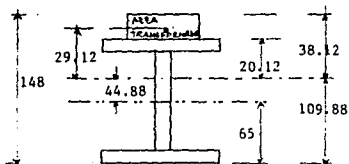
Módulos de sección.

$$S_{tc} = 20\,362 \text{ cm}^3$$

$$S_{ts} = 29\,552 \text{ cm}^3$$

$$S_{bs} = 13\,077 \text{ cm}^3$$

5.19 Propiedades de sección de la viga I sin cubreplaca y losa N= 10.



Módulos de sección.

$$S_{tc} = 40\,808 \text{ cm}^3$$

$$S_{ts} = 77\,315 \text{ cm}^3$$

$$S_{bs} = 14\,157 \text{ cm}^3$$

(acotaciones en cm)

5.20 Revisión de los esfuerzos al centro del claro con cubreplaca.

$$\sigma = \frac{My}{I} = \frac{M}{S} = fb$$

	fb en el patín inf.	fb en el patín sup.	Nfc.	fc
C.M. SNC				
Viga + Pl.	$\frac{110\ 938(100)}{18\ 610} = 596$	$\frac{110\ 938(100)}{12\ 023} = 923$	0	0
C.M. SC				
Viga+ Pl+ L (N= 30)	$\frac{27\ 344(100)}{18\ 877} = 145$	$\frac{27\ 344(100)}{26\ 307} = 104$	$\frac{27\ 344(100)}{19\ 877} = 138$	5
C.V. + I				
Viga+ Pl+ L (N= 10)	$\frac{154\ 463(100)}{21\ 485} = 719$	$\frac{154\ 463(100)}{66\ 912} = 231$	$\frac{154\ 463(100)}{43\ 000} = 359$	36
SUMA:	1 460	1 258	497	41

5.20.1 Esfuerzos permisibles

$$\bar{\sigma}_b = 0.555f_y = 1\ 405\ \text{kg/cm}^2$$

$$f_c = 0.4 f'_c = 80\ \text{kg/cm}^2$$

5.20.2 Comparación de esfuerzos.

- fb en el patín inferior = 1 460 kg/cm² ligeramente superior (4%) al permisible = 1 405 kg/cm².
- fb en el patín superior = 1 258 kg/cm² < 1 405 kg/cm² o sea 90% del permisible.
- fc = 41 kg/cm² < 80 kg/cm² o sea 50% de fc.

Analizando los resultados obtenidos, se aceptan las propiedades de la sección de viga I con peralte de 130 cm.

5.21 Revisión de los esfuerzos sin cubreplaca.

Se revisarán los esfuerzos en el punto teórico de corte que esta -- aproximadamente a 5 m del apoyo.

	fb en el patín inf.		fb en el patín sup.		Nfc		fc
C.M. SNC	$\frac{71\ 000(100)}{10\ 843}$	=655	$\frac{71000(100)}{10\ 843}$	=655	0		0
Viga							
C.M. SC	$\frac{17\ 500(100)}{13\ 077}$	=134	$\frac{17\ 500(100)}{29\ 552}$	= 59	$\frac{17\ 500(100)}{20\ 362}$	= 86	3
Viga + L (N=30)							
C.V. + I	$\frac{97\ 936(100)}{14\ 157}$	=692	$\frac{97\ 936(100)}{77\ 315}$	=127	$\frac{97\ 936(100)}{40\ 808}$	=240	24
Viga + L (N=10)							
SUMA:		1 481		841		326	27

5.21.1 Esfuerzos permisibles.

$$\bar{f}_b = 0.555f_y = 1\ 405\ \text{kg/cm}^2$$

$$f_c = 0.4 f'_c = 80\ \text{kg/cm}^2$$

5.21.2 Comparación de esfuerzos.

- fb en el patín inferior = 1 481 kg/cm² ligeramente superior (5%) al permisible = 1 405 kg/cm².
- fb en el patín superior = 841 kg/cm² < 1 405 kg/cm² o sea 60% del permisible.
- fc = 27 kg/cm² < 80 kg/cm² o sea 34% de fc.

5.22 Longitud de cubreplaca.

$$L' = a + (L - a) \sqrt{1 - \frac{S'c}{Sc}}$$

Siendo:

L' = longitud de la cubreplaca

L = claro de la viga

S'c = módulo de sección de la viga compuesta sin cubreplaca, para N= 10.

Sc = módulo de sección de la viga compuesta con cubreplaca al centro del claro, para N= 10.

<u>Camión H</u>		<u>Camión HS</u>	
claro (ft)	a(ft)	claro (ft)	a(ft)
<26.5	0	<23.9	0
>26.5	2.8	entre 23.9 y 33.8	7
--	--	>33.8	4.7

Para el camión T3-S2-R4 se usó la tabla de los camiones HS.

Haciendo uso de la tabla tenemos:

L = 25 m = 82 ft > 33.8 ; por tanto a = 4.7 ft = 1.43 m

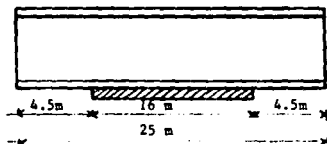
$$L' = 1.43 + (25 - 1.43) \sqrt{1 - \frac{14\ 157}{21\ 485}} = 15.19 \text{ m}$$

Calculemos la distancia a de prolongación de longitud de cubreplaca de acuerdo al tipo de soldadura a emplear.

Se escoge soldadura en extremo y lado de la cubreplaca:

$$a = 1.5 b = 1.5(25) = 37.5 \text{ cm}$$

$$L' = (0.375)^2 + 15.19 = 15.94 \text{ m ; } \underline{L' \approx 16 \text{ m}}$$



5.22.1 Diseño de la soldadura en los extremos de la cubreplaca.

$$P = f_b A_s \frac{S'_c}{S_c}$$

$$P = 0.555(2\ 530)(25)(3.175) \frac{14\ 157}{21\ 485} = 73\ 432\ \text{kg.}$$

Según AASHTO, la longitud de soldadura en cada extremo de una cubreplaca soldada en sus extremos a una viga es igual:

$$L_w = 4\ b'f = 4(25) = 100\ \text{cm}$$

Ahora la dimensión D de la soldadura considerando el esfuerzo cortante permisible del metal base(A-36),

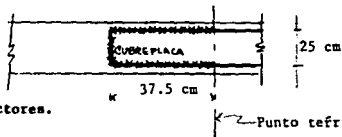
$$F_v = 0.333f_y = 843\ \text{kg/cm}^2$$

considerando soldadura tipo filete:

$$P = A_s F_v = L_w(0.7071) D(843)$$

$$P = 100(0.7071)(843)D :$$

$$D = \frac{73\ 432}{100(0.7071)(843)} = 1.23\ \text{cm} = 0.48'' ; \underline{D = 1/2''}$$

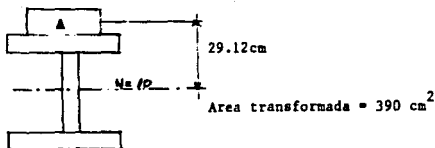


5.23 Diseño de conectores.

5.23.1 Diseño por fatiga.

$$S_r = \frac{V_r Q}{I}$$

Proponemos un canal de 4" de peralte por 10" de longitud.



$$Q = 390 (29.12) = 11\,357 \text{ cm}^3$$

$$I = 1\,555\,584 \text{ cm}^4$$

a) Flujo de cortante horizontal S_r .

$$S_r = \frac{V_r Q}{I} = \frac{27\,301(11\,357)}{1\,555\,584} = 199 \text{ kg/m}$$

b) Flujo de cortante horizontal permisible Z_r .

$$Z_r = BW; \quad B = 2\,100 \text{ para mas de } 2 \times 10^6 \text{ ciclos}$$

$$Z_r = 2\,100(10) = 21\,000 \text{ lb} = 9\,545 \text{ kg}$$

c) Separación o paso entre grupo de conectores S .

$$S = \frac{Z_r}{S_r} = \frac{9\,545}{199} = 48 \text{ cm} \approx 19 \text{ pulg.}$$

Ahora se proponen conectores a cada 50 cm; es decir

$$12.5/0.50 = 25 \text{ conectores}$$

5.23.2 Revisión por última resistencia.

El número de conectores (N) de cortante necesarios entre el punto de máximo momento positivo y el final de los soportes es:

$$N = \frac{P}{\phi S_u}$$

S_u = resistencia última de un conector de cortante [lb]

ϕ = factor de reducción de capacidad = 0.85

P = fuerza a desarrollar [lb]

La fuerza P será el menor de los siguientes valores:

$P_1 = A_s f_y$ A_s = área total sección acero cubreplaca

$P_2 = 0.85 f'_c b C$ b = ancho efectivo de losa

C = h estructural de losa

sustituyendo:

$$P_1 = 332.4 \times 2\,530 = 840\,972 \text{ kg}$$

$$P_2 = 0.85 (200)(18)(220) = 673\,200 \text{ kg} \quad \text{rige este valor.}$$

La resistencia última será igual:

$$S_u = 550 (h + t/2) W \sqrt{f'_c}$$

para un canal de 4" de peralte le corresponde $t = 0.18"$, $h = 0.30"$

$$S_u = 550 (0.30 + 0.18/2) 10 \sqrt{3\,000} = 117\,486 \text{ lb}$$

sustituyendo en la fórmula:

$$N = \frac{P_2}{\phi S_u} = \frac{673\,200/0.4545}{0.85(117\,486)} = 15$$

Ahora, comparando con el N° de conectores obtenido por fatiga:

25 menor que 15.

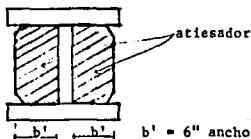
Se colocarán 25 conectores a cada 50 cm a lo largo de la mitad del claro (12.5 m).

5.24 Diseño de atiesadores.

5.24.1 Atiesadores de apoyo.

Se indican los siguientes datos ya calculados para el HS-20-44.

- a) $t_s = 1/2''$
 b) $A = 54.35 \text{ cm}^2$
 c) $I_o = 3\,286.7 \text{ cm}^4$
 d) $r = 7.7 \text{ cm} = 3''$



Ahora calcularemos :

$$\frac{KL}{r} = \frac{h}{r} = \frac{130}{7.7} = 17 < 126$$

y encontraremos el esfuerzo permisible en la columna de acuerdo con la fórmula:

$$F_A = 16\,980 - 0.53\left(\frac{KL}{r}\right)^2 \quad [\text{lb/pulg}^2]$$

$$F_A = 16\,980 - 0.53(17)^2 = 16\,827 \text{ lb/pulg}^2 \quad \approx 1\,183 \text{ kg/cm}^2$$

Ahora se verificará que:

$P_A = F_A A \geq$ la carga aplicada ó la reacción del apoyo.

$P_A = 1\,183(54.35) = 64\,296 \text{ kg} > 49\,426 \text{ kg}$ (cortante en el apoyo)
 y se acepta:

$$\underline{P_A = 64\,296 \text{ kg.}}$$

5.24.1.1 Revisión de esfuerzos por aplastamiento.

$$\sigma_{\text{admissible}} = 0.8 \text{ fy} = 2\,024 \text{ kg/cm}^2$$

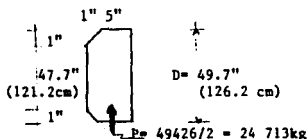
$$\sigma_{\text{aplastamiento}} = \frac{0.5 P}{A} = \frac{0.5(49\,426)}{12.7 (1.27)} = 1\,532 \text{ kg/cm}^2$$



$$\sigma_{\text{adm.}} > \sigma_{\text{apl.}} \text{ luego entonces se acepta}$$

$$\underline{\sigma_{\text{apl.}} = 1\,532 \text{ kg/cm}^2}$$

5.24.1.2 Soldadura para unir los atiesadores con el alma.



El esfuerzo cortante permisible para soldadura tipo filete, según AASHTO, está limitado por:

$$F_{vs} \leq 0.333f_y = 0.333(2\ 530) = 843 \text{ kg/cm}^2$$

calculamos ahora la fuerza cortante en la soldadura:

$$P_{vs} = F_{vs} A = 843 (0.5 \times 0.7071 \times 121.2) = 36\ 123 \text{ kg}$$

Ahora comparamos la fuerza cortante en la soldadura con 1/2 del valor del cortante total requerido, porque se repartirá en dos atiesadores.

$$P_{vs} = 36\ 123 \text{ kg} > 24\ 713 \text{ kg.}$$

Se acepta la soldadura propuesta pues la fuerza cortante que resiste es mayor que la requerida.

5.24.2 Atiesadores longitudinales.



Las especificaciones AASHTO dicen que la relación total ancho/espesor del patín de compresión no excederá de:

$$\frac{b}{t} \leq \frac{3\ 250}{\sqrt{F_b}} \quad \text{y en ningún caso será mayor de 24.}$$

De acuerdo con los esfuerzos encontrados al centro del claro con cubierta, tenemos:

$$F_b \text{ en patín superior} = 1\,258 \text{ kg/cm}^2 = 17\,892 \text{ lb/pulg}^2$$

$$\frac{b}{t} = \frac{3\,250}{\sqrt{17\,892}} = 24 \text{ si cumple.}$$

$$\frac{b}{t} \leq 24; \quad \underline{b} = 35 \text{ cm y } \underline{t} = 1.9 \text{ cm}$$

$$\frac{35}{1.9} = 18 < 24; \text{ se aceptan los valores de } \underline{b} \text{ y } \underline{t}.$$

Revisando para atiesadores longitudinales, según AASHTO:

$$a) \quad tw \geq \frac{D \sqrt{F_b}}{23\,000}$$

$$b) \quad tw \geq \frac{D}{170}$$

Si las condiciones a) y b) se cumplen, no se requieren atiesadores longitudinales.

$$tw = 3/8" = 0.375"$$

$$Dw = 49.7"$$

$$a) \quad \frac{D \sqrt{F_b}}{23\,000} = \frac{49.7 \sqrt{17\,892}}{23\,000} = 0.289" \text{ si cumple con a).}$$

$$b) \quad \frac{D}{170} = \frac{49}{170} = 0.292 \text{ si cumple con b)}$$

Por tanto no se requieren atiesadores longitudinales.

5.24.3 Atiesadores intermedios.

Revisando para atiesadores intermedios, según AASHTO:

$$a) \quad \frac{D}{tw} \leq 150$$

$$b) \quad fv \leq Fv$$

Si estas condiciones se cumplen, no se requieren atiesadores transversales.

Verificando lo anterior:

$$a) \frac{D}{tw} = \frac{49.7}{0.375} = 132.5 < 150 ; \text{ si cumple con a)}$$

$$b) fv \leq Fv$$

$$fv = \frac{P}{A} = \frac{49\,426}{126.2 (0.95)} = 412 \text{ kg/cm}^2 \hat{=} 5\,860 \text{ lb/pulg}^2$$

$$Fv = \frac{5.625 \times 10^7}{(D/tw)^2} \quad [\text{lb/pulg}^2]$$

$$Fv = \frac{5.625 \times 10^7}{(49.7/0.375)^2} = 3\,202 \text{ lb/pulg}^2 \hat{=} 225 \text{ kg/cm}^2$$

$$fv = 412 \text{ kg/cm}^2 \not\leq 225 \text{ kg/cm}^2 ; \text{ no se cumple con b)}$$

Por lo tanto si se requieren atiesadores intermedios.

El primer atiesador se colocará de tal manera que el espaciamiento

$$a = do \quad \text{cumpla que} \quad \frac{do}{h} \leq 0.5 \quad \text{ó} \quad do = 0.5h = 0.5D.$$

y el esfuerzo cortante real $Fv \leq F'v$.

$$\text{siendo } F'v = \frac{7 \times 10^7 [1 + (h/a)^2]}{(D/tw)^2} \leq 1/3 fy$$

$$F'v = \frac{7 \times 10^7 [1 + 2^2]}{(49.7/0.375)^2} \leq 12\,000 \text{ lb/pulg}^2$$

$$F'v = 19\,926 \not\leq 12\,000 \text{ lb/pulg}^2$$

Por lo que se adopta $F'v = 12\,000 \text{ lb/pulg}^2$

Regresando a la condición b) $fv \leq Fv$; tenemos que:

$$fv = 5\,860 \text{ lb/pulg}^2 < Fv = 12\,000 \text{ lb/pulg}^2$$

y el primer atiesador se colocará a $do = D/2$ cm del atiesador de apoyo o sea :

$$\frac{126.2}{2} = 63 \text{ cm.}$$

Quando se requieren atiesadores intermedios o cuando resulta que $f_v > F_v$ el espaciamento máximo de los atiesadores con respecto al primer intermedio, se limita a: $a \leq 1.5h$ ó $do = 1.5D$; y el esfuerzo cortante permisible se limita a:

$$F_v = \frac{f_y}{3} \left[C + \frac{0.87(1-C)}{\sqrt{1 + (do/D)^2}} \right] \quad [\text{lb/pulg}^2]$$

$$C = \frac{2.2 \times 10^8 [1 + (D/do)^2]}{f_y(D/tw)^2} \leq 1$$

Analizando primero $do_1 = 63$ cm y después $do_2 = 2.5$ m y considerando

$$\frac{do}{D} = 1.5 \quad \text{y} \quad \frac{D}{tw} = 132.5 \quad \text{calcularemos } F_v.$$

$$C = \frac{2.2 \times 10^8 [1 + (0.66)^2]}{36\,000 (132.5)^2} = 0.5 < 1$$

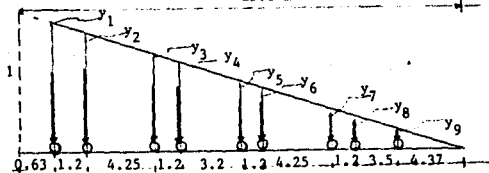
$$F_v = \frac{36\,000}{3} \left[0.5 + \frac{0.87(1-0.5)}{\sqrt{1 + (1.5)^2}} \right] = 8\,896 \text{ lb/pulg}^2$$

Calculamos ahora:

$$f_v = \frac{V}{A}; \quad \text{en donde } V = \text{cortante a 63 cm del atiesador de apoyo.}$$

$$A = \text{área de contacto del atiesador} = Dv(tw).$$

Cortante a 63 cm del apoyo. 25.0 m



$$y_1 = 0.97 \quad y_2 = 0.93 \quad y_3 = 0.76 \quad y_4 = 0.71 \quad y_5 = 0.58 \quad y_6 = 0.53$$

$$y_7 = 0.36 \quad y_8 = 0.31 \quad y_9 = 0.17$$

$$a) V_{0.63m} = 4\ 016(0.97 + 0.93 + 0.73 + 0.71 + 0.58 + 0.53 + 0.36 + 0.32) + 2\ 454(0.17) = \underline{20\ 979\ kg.}$$

$$l = \frac{15.24}{24.37 + 38} = 0.24$$

$$V_I = 0.24 (20\ 979) = \underline{5\ 035\ kg}$$

b) Sección no compuesta.

$$W_{SNC} = 1\ 420\ kg/m$$

$$V = 17\ 750 - 1\ 420(0.63) = 16\ 855\ kg.$$

c) Sección compuesta.

$$W_{SC} = 350\ kg/m$$

$$V = 4\ 375 - 350(0.63) = 4\ 154\ kg$$

$$V\ total = 20\ 979 + 5\ 035 + 16\ 855 + 4\ 154 = \underline{47\ 023\ kg.}$$

Sustituyendo en la fórmula:

$$fv = \frac{V}{A} = \frac{47\ 023}{126.2(0.95)} = 392\ kg/cm^2 = 5\ 575\ lb/pulg^2$$

Comparando:

$$5\ 575\ lb/pulg^2 < 8\ 896\ lb/pulg^2$$

(fv) (Fv)

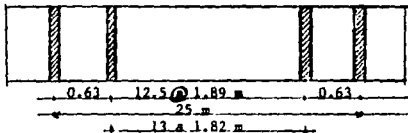
Se acepta el espaciamiento de 1.5D para los atiesadores interiores después del primero. Una vez cumplida la comparación anterior, deberá también verificarse para acero A-36.

$$\frac{D}{tw} > 68$$

$\frac{D}{tw} = \frac{126.2}{0.95} = 132.8 > 68$; por lo tanto, los atiesadores se colocarán a cada 1.5D.

Separación:

$$S = 1.5 (126.2) = 189.3 \text{ cm.}$$



También el valor del esfuerzo cortante permisible $F_v = 8\ 896 \text{ lb/pulg}^2$ se puede obtener mediante gráficas, como se mostró en el punto - - 5.24.3 del camión HS-20-44.

CAPITULO VI

6. COMPARACION DE RESULTADOS.

6.1 Comparación cuantitativa.

Los tres diferentes sistemas de piso para puente, que se consideraron en éste trabajo y que a continuación se analizarán bajo las diferentes condiciones de carga viva, producidas por los vehículos del tipo HS-20-44 y T3-S2-R4; corresponden primeramente a una losa de concreto reforzado para un puente de claro - igual a 8.0 m; despues, una losa de concreto reforzado apoyada - sobre vigas T, para un puente de 18 m de claro; y finalmente, un puente mixto de concreto reforzado de 25 m de claro, consistente en una losa de concreto reforzado apoyada sobre vigas I de acero.

Para comparar desde el punto de vista cuantitativo los resultados del comportamiento de un determinado sistema de piso de puente sometido a diferentes cargas vivas, se calcularon para esas cargas vivas y para los tres diferentes sistemas de piso, los momentos flexionantes y las reacciones (cortantes).

Adicionalmente, para el puente mixto se calcularon módulos de sección de distintas combinaciones de losa de concreto, vigas I y cubreplacas.

En la tabla 1, se indican tanto los valores de los principales parámetros de diseño de una losa de concreto para puente, que ha considerado en su diseño carga viva resultante del paso sobre ella de un camión H15-44, como los valores de los principales parámetros de esa misma losa, pero tomando en cuenta un camión del tipo T3-S2-R4 en su diseño.

En la tabla 1¹, se muestran los valores de los principales parámetros de una viga de borde, de la losa de concreto reforzado considerada en la tabla 1.

De manera similar, en la tabla 2, encontramos los valores de los principales parámetros de diseño de una losa de concreto apoyada sobre vigas T. Los datos incluyen valores del momento máximo por carga viva, momento máximo incluyendo impacto y momento máximo total.

La tabla 2¹, contiene valores del cortante y momento flexionante para distintas secciones a lo largo del claro del puente y para las diferentes cargas vivas consideradas.

La tabla 3, nos presenta los principales parámetros de diseño de la losa de concreto reforzado considerada en el puente mixto estudiado, sometida a diferentes cargas vivas.

La tabla 4, contiene un resumen de los cortantes totales en varias secciones a lo largo del puente mixto, considerando las distintas cargas vivas y las diferentes partes constituyentes del cortante total.

La tabla 5, nos muestra un resumen de los momentos flexionantes bajo las mismas consideraciones tomadas al elaborar la tabla 4, dando por resultado los momentos flexionantes totales en diferentes secciones.

Las tablas 6 y 7, señalan las propiedades de la sección de la viga I, tomando en cuenta primero al conjunto viga más cubreplaca y en la otra tabla viga sin cubreplaca; haciendo en ambas tablas la diferencia de las cargas vivas aplicadas.

En la tabla 8, tenemos una revisión de los esfuerzos al cen-

tro del claro del puente, considerando la viga con cubreplaca; y en la tabla 9 encontramos una revisión de los esfuerzos también al centro - del claro, pero considerando solamente la viga.

T A B L A 1

6.1.1 Principales parámetros de una losa de concreto para un puente de 8.0 m de claro, sometida a las diferentes cargas vivas indicadas.

PARAMETRO	CARGA VIVA	CARGA VIVA
	H 15-44	T3-S2-R4
CARGA MUERTA SUPUESTA	1 011 kg	1 011 kg
CARGA VIVA POR RUEDA	5 448 kg	4 500 kg
MOMENTO POR CARGA MUERTA (CL)	8 088 kg	8 088 kg
MOMENTO POR CARGA VIVA (CL)	6 409 kg	9 432 kg
MOMENTO POR IMPACTO	1 923 kg-m	2 830 kg-m
MOMENTO TOTAL	16 420 kg-m	20 350 kg-m
PERALTE MINIMO DE LOSA	38 cm	42 cm
ESPESOR TOTAL	45 cm	48 cm
AREA DE ACERO PRINCIPAL	29 cm ² /m	32 cm ² /m
CARGA MUERTA DEFINITIVA	1 131 kg/m	1 203 kg/m

CL. = CENTRO DEL CLARO.

T A B L A 1'

6.1.2 Principales parámetro de la viga de borde de una losa para un puente de 8.0 m de claro, sometida a las diferentes cargas vivas indicadas.

PARAMETRO	CARGA VIVA	CARGA VIVA
	R 15-44	T3-S2-R4
CARGA MUERTA	1 158 kg	1 201 kg
CARGA VIVA	5 448 kg	4 500 kg
MOMENTO POR CARGA MUERTA (CL)	9 264 kg-m	9 608 kg-m
MOMENTO POR CARGA VIVA (CL)	4 358 kg-m	3 600 kg-m
MOMENTO POR IMPACTO	1 307 kg-m	1 080 kg-m
MOMENTO TOTAL	14 929 kg-m	14 288 kg-m
PERALTE MINIMO DE LA VIGA	47 cm	46 cm
PERALTE TOTAL DE LA VIGA	70 cm	73 cm
AREA DEL ACERO PRINCIPAL	15 cm ² /m	14 cm ² /m

CL = CENTRO DEL CLARO.

T A B L A 2

6.1.3 Principales parámetros de la losa de concreto reforzado de un puente de 18.0 m de claro, apoyado sobre vigas T, sometido a las cargas vivas indicadas.

PARAMETRO	CARGA VIVA RS 20-44	CARGA VIVA T3-S2-R6
CARGA MUERTA SUPUESTA	531 kg	531 kg
CARGA VIVA SUPUESTA	7 272 kg	4 500 kg
MOMENTO POR CARGA MUERTA (CL)	257 kg-m	257 kg-m
MOMENTO POR CARGA VIVA (CL)	1 678 kg-m	1 039 kg-m
MOMENTO POR IMPACTO	503 kg-m	312 kg-m
MOMENTO TOTAL	2 438 kg-m	1 608 kg-m
PERALTE MINIMO DE LA LOSA	13 cm	10 cm
ESPESOR TOTAL	20 cm	20 cm
AREA DEL ACERO PRINCIPAL	12.53 cm ²	11 cm ²
CARGA MUERTA DEFINITIVA	531 kg/m	531 kg/m

CL = CENTRO DEL CLARO.

T A B L A 2'

6.1.4 Valores de cortante y momento flexionante del puente de concreto reforzado apoyado sobre vigas T de 18.0m de claro.

PARAMETRO	Camión HS-20-44		Camión T3-S2-R4		T3-S2-R4 ÷ HS-20-44	
	Cortante kg	Momento kg-m	Cortante kg	Momento kg-m	Cortante kg	Momento kg-m
Sección 0m	38 192	0	46 804	0	1.225	0
Sección 3m	28 544	93 472	33 001	107 580	1.156	1.151
Sección 6m	18 748	144 903	20 445	163 076	1.091	1.125
Sección 9m	8 955	160 771	8 981	191 781	1.003	1.193
Sección d= 1.06m	34 823					
Sección d= 1.04m			41 458			

T A B L A 3

6.1.5 Principales parámetros del diseño de la losa de concreto para el puente mixto, sometido a diferentes cargas vivas.

P A R A M E T R O	CAMION HS-20-44	CAMION T3-S2-R4
CARGA MUERTA	579 kg/m	579 kg/m
CARGA VIVA	7 272 kg	4 500 kg
MOMENTO POR CARGA MUERTA	289 kg-m	289 kg-m
MOMENTO POR CARGA VIVA	1 560 kg-m	965 kg-m
MOMENTO POR IMPACTO	468 kg-m	290 kg-m
MOMENTO TOTAL	2 317 kg-m	1 544 kg-m
PERALTE MINIMO DE LOSA	14.26 cm	12 cm
ESPESOR TOTAL	20 cm	20 cm
AREA DE ACERO	10.74 cm ²	8.5 cm ²

T A B L A 4

6.1.6 Resumen de cortantes del puente mixto. [kg]

CORTANTES HS-20-44					
SECCION	SNC	SC	VIVA	IMPACTO	TOTAL
0 m	17 750	4 375	15 803	3 793	41 721
5 m	10 650	2 625	10 676	2 776	26 727
10 m	3 550	875	7 042	2 042	13 509
12.5m	0	0	5 503	1 651	7 154

CORTANTES T3-S2-R4				
SNC	SC	VIVA	IMPACTO	TOTAL
17 750	4 375	22 017	5 284	49 426
10 650	2 625	15 100	3 926	32 301
3 550	875	8 956	2 597	15 978
0	0	6 546	1 964	8 510

SNC._ SECCION NO COMPUESTA

SC._ SECCION COMPUESTA

VIVA._ CARGA VIVA

IMPACTO._ CARGA IMPACTO.

T A B L A 5

6.1.7 Resumen de momentos del puente mixto. [kg-m]

MOMENTOS BS-20-44					
SECCION	SNC	SC	VIVA	IMPACTO	TOTAL
0 m	0	0	0	0	0
5 m	71 000	17 500	53 380	12 913	154 793
10 m	106 500	26 250	72 038	17 289	222 077
12.5m	110 938	27 344	74 680	17 923	230 885

MOMENTOS T3-S2-R4					
SNC	SC	VIVA	IMPACTO	TOTAL	
0	0	0	0	0	
71 000	17 500	78 981	18 955	186 436	
106 500	26 250	97 830	23 479	254 059	
110 938	27 344	124 567	29 896	292 745	

SNC._ SECCION NO COMPUESTA

SC ._ SECCION COMPUESTA

VIVA._ CARGA VIVA

IMPACTO._ CARGA IMPACTO.

T A B L A 6

6.1.8 Propiedades de sección de la viga I con cubreplaca.

		CANION HS-20-44	CANION T3-S2-R4
VIGA + CUBREPLACA	dv	125 cm	130 cm
	I_T	891 887 cm ⁴	972 755 cm ⁴
	S_{tc}	11 429 cm ³	12 023 cm ³
	S_{bs}	17 788 cm ³	18 610 cm ³
VIGA + CUBREPLACA + LOSA (N = 30)	I_T	1 353 302 cm ⁴	1 463 723 cm ⁴
	S_{tc}	18 980 cm ³	19 877 cm ³
	S_{ts}	25 390 cm ³	26 307 cm ³
	S_{bs}	18 074 cm ³	18 877 cm ³
VIGA + CUBREPLACA + LOSA (N = 10)	I_t	2 003 746 cm ⁴	2 165 932 cm ⁴
	S_{tc}	41 128 cm ³	43 000 cm ³
	S_{ts}	65 226 cm ³	66 912 cm ³
	S_{bs}	20 560 cm ³	21 485 cm ³

T A B L A 7

6.1.9 Propiedades de sección de la viga I sin cubreplaca.

		CAMION HS-20-44	CAMION T3-S2-R4
VIGA	dv	125 cm	130 cm
	I_T	644 843 cm ⁴	704 778 cm ⁴
	S_{ts}	10 317 cm ³	10 843 cm ³
	S_{bs}	10 317 cm ³	10 843 cm ³
VIGA + LOSA (N= 30)	I_T	1 084 375 cm ⁴	1 178 528 cm ⁴
	S_{tc}	19 364 cm ³	20 362 cm ³
	S_{ts}	28 536 cm ³	29 552 cm ³
	S_{bs}	12 464 cm ³	13 077 cm ³
VIGA + LOSA (N= 10)	I_T	1 430 354 cm ⁴	1 555 584 cm ⁴
	S_{tc}	38 868 cm ³	40 808 cm ³
	S_{ts}	76 083 cm ³	77 315 cm ³
	S_{bs}	13 468 cm ³	14 157 cm ³

T A B L A 8

6.1.10 Revisión de los esfuerzos al centro del claro
con cubreplaca. [kg/cm²]

	Camión HS-20-44			
	fb P. inf.	fb P. sup.	nfc	fc
Carga Muerta SMC Viga + Cubreplaca	624	971	0	0
Carga Muerta SC Viga + Cubreplaca + Losa (N=30)	151	108	144	5
Carga Viva + Impacto Viga + Cubreplaca + Losa (N=10)	450	142	225	23
Esfuerzo Total	1 225	1 221	369	28
Esfuerzo Permisible	1 405	1 405	-	80
Esf. Tot. ÷ Esf. Perm. (X)	87	87	-	35

	Camión T3-S2-84			
	fb P. inf.	fb P. sup.	nfc	fc
	596	923	0	0
	145	104	138	5
	719	231	359	36
	1 460	1 258	497	41
	1 405	1 405	-	80
	104	90	-	50

T A B L A 9

6.1.11 Revisión de los esfuerzos sin cubreplaca. [kg/cm²]

	Camión HS-20-44			
	fb P. inf.	fb P. sup.	nfc	fc
Carga Muerta SMC Viga + Cubreplaca	688	688	0	0
Carga Muerta SC Viga + Cubreplaca + Lona (N=10)	140	61	90	3
Carga Viva + Impacto Viga + Cubreplaca + Lona (N=30)	492	87	170	17
Esfuerzo Total	1 320	836	260	20
Esfuerzo Permisible	1 405	1 405	-	80
Esf. Tot. \div Esf. Perm. (X)	94	60	-	25

	Camión T3-S2-24			
	fb P. inf.	fb P. sup.	nfc	fc
	655	655	0	0
	134	59	86	3
	692	127	240	24
	1 481	841	326	27
	1 405	1 405	-	80
	105	60	-	34

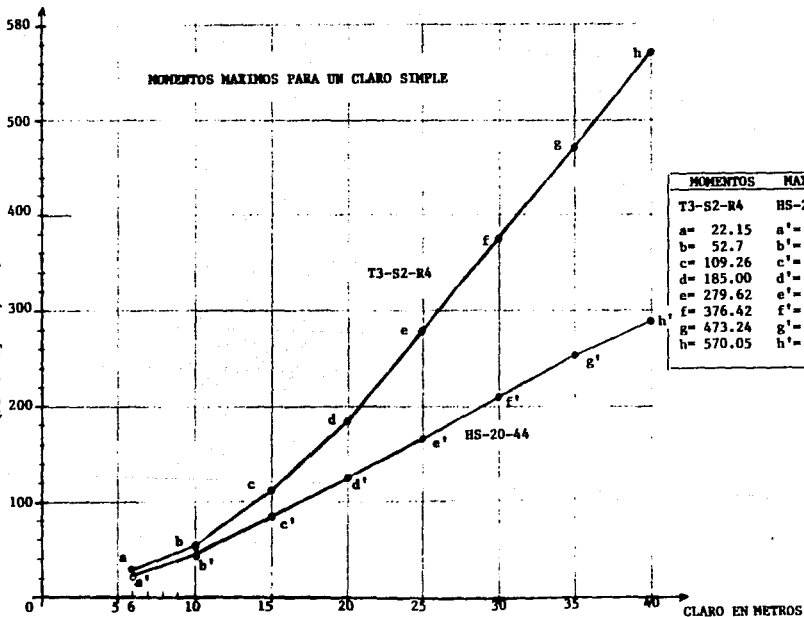
6.2 Comparación general de cargas vivas.

En la gráfica 6.2a se comparan los momentos máximos producidos por los vehículos HS 20 y T3-S2-R4 en función del claro del puente.

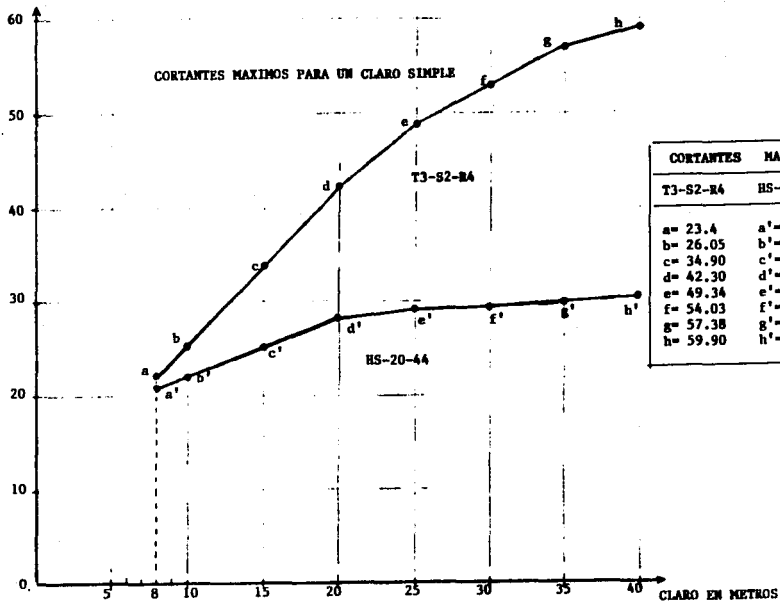
Tal como se puede observar, el incremento del momento máximo varía desde un 2 por ciento para claros menores de 6 m, hasta un cinco por ciento para claros de 40m

En la gráfica 6.2b se comparan los cortantes producidos por los mismos vehículos; en general el incremento del cortante es similar al del momento flexionante.

MOMENTOS MAX. POR CARGA VIVA EN TON-M
(No incluye Impacto)



Gráfica 6.2a



Gráfica 6.2b

CAPITULO VII

7. CONCLUSIONES.

Las definiciones y consideraciones que sobre cargas vivas contemplan las Especificaciones Estándar para Puentes de Carreteras de la AASHTO, fueron elaboradas en 1944 y desde entónces y hasta 1991, no han cambiado a pesar de que es indudable que en los últimos 25 años los puentes han sido obligados a cumplir exigencias cada vez mas crecientes; como son entre otras, el de soportar cargas en constante aumento, diseños mas esbeltos, longitudes mas grandes y todavía el que garanticen que pueden funcionar aceptablemente con cargas crecientes a largo plazo dentro de la vida útil de su estructura.

Es evidente tanto por lo expuesto en el párrafo anterior como por los resultados comparativos obtenidos en el presente trabajo, que las consideraciones que sobre cargas vivas contienen las Especificaciones Estándar para Puentes de Carreteras de la AASHTO vigentes, no incluyen ni toman en cuenta de manera satisfactoria, las actuales cargas de los vehículos en circulación del tipo estudiado; las cuales son muy variables, así como los propios pesos de esos vehículos y el espaciamiento de sus múltiples ejes, razones mas que suficientes para proponer que se revisen y actualicen dichas especificaciones, adoptando una carga convencional que esté del lado de la seguridad, para cualquier claro y para cualquier tipo de carga actual.

Al sugerir el establecimiento de una nueva carga, deben tomarse en cuenta no solamente las cargas reales, sino también una razonable previsión para el futuro incremento de cargas.

No debe olvidarse que los puentes son estructuras construidas para durar por largo tiempo.

En mi opinión, el diseño debiera abarcar un periodo de por lo menos 50 años y tomar las provisiones necesarias para probables incrementos de cargas durante ese periodo.

Ahora bien, con respecto al comportamiento de la estructura, tenemos que de acuerdo con el método de esfuerzos permisibles, los esfuerzos de diseño en los materiales se consideran como de 0.4 de la resistencia última. Además como los esfuerzos producidos exclusivamente por las cargas vivas son del orden del 50% de los esfuerzos totales, podría suponerse que el incremento en carga viva debido al nuevo camión T3-S2-R4 puede ser tomado por los factores de seguridad; sin embargo, los puentes son estructuras sometidas a cargas de fatiga, en los que, cuando el concreto o el acero exceden del 50% de su carga última, puede producirse la falla del material para un número de ciclos menor de 2×10^6 .

Fundamentalmente es por esto último, que sería conveniente revisar los puentes que fueron diseñados con cargas vivas HS 20 o H 15 y en los que circulan los vehículos T3-S2-R4 para comprobar su margen de seguridad.

B I B L I O G R A F I A.

- 1) AASHTO, Standard Specifications for Highway Bridges. Thirteenth Edition (1983). The American Association of State Highway and Transportation Officials.
- 2) Puentes para Carreteras, Proyectos tipo de Elementos de Concreto Reforzado Parte I. Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas, (1980).
- 3) VICENTE GUERRERO Y GAMA, Los Puentes de Concreto en México. Artículo de la revista INCYC, vol. 3, No 15- julio - agosto de 1965.
- 4) GUSTAVO DEL RIO SAN VICENTE, El desarrollo de la -- Construcción de Puentes de Concreto en México. Artículo de la revista INCYC, vol. XI, No 66, enero-febrero de 1974.
- 5) ALAIN CHAUVIN, Grandes Puentes. Artículo de la revista Interface 30, de Ciencia y -- Tecnología de Francia, mayo 1989.
- 6) HANS WITTFOHT, Puentes. Editorial Gustavo Gili, S.A. 1983.
- 7) AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (A.C.I.). Analysis and - Design of Reinforced Concrete Bridge Structures. ACI Committee 343, 1988.

- 8) AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (A.C.I.). Standard Practice for Concrete Highway Bridge Deck Construction. ACI Committee 345 1982.

- 9) 7 NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS DEL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL D.F. Colegio de Ingenieros Civiles de México A.C. 1989.

- 10) AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (A.C.I.). Building Code Requirements for Metric Structural Plain Concrete - and Commentary. ACI Committee 318, 1990.

- 11) AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (A.C.I.). Building Code Requirements for Reinforced Concrete and Commentary. ACI Committee 318, 1989.

- 12) TIMOSHENKO Y YOUNG. Teoría de las Estructuras. URMO S.A. de ediciones 1^a edición Mexicana 1983.

- 13) WILLEMS, EASLEY Y ROLFE. Resistencia de materiales- para Ingeniería Civil. Mc Graw-Hill 1984.

- 14) R.D. SNYDER Y E.F. BYARS. Engineering Mechanics. International Student Edition Mc Graw-Hill 1973.

- 15) S.P. TIMOSHENKO Y JAMES M. GERE. Mecánica de Materiales. Uteha, S.A. de C.V. 1979.

- 16) LADISLAV CERNY. Elementary Statics and Strength of Materials.
International Student Edition, Mc Graw - Hill 1981.
- 17) FERNANDO RODRIGUEZ - AVIAL AZCUNAGA. Resistencia de Materiales.
Segunda Edición Ampliada, Escuela técnica de Ingenieros Industriales de Madrid, España. Sección de publicaciones 1978.
- 18) CHU - KIA WANG. Statically Indeterminate Structures.
International Student Edition, Mc Graw - Hill 1953.
- 19) LOUIS A. HILL JR. Fundamentos de Diseño Estructural. Representaciones y Servicios de Ingeniería, S.A. México 1978.
- 20) FERDINAND P. BEER Y E. RUSSELL JOHNSTON, JR. Mechanics of Materials.
International Student Edition, Mc Graw - Hill 1981.
- 21) STAFF OF RESEARCH AND EDUCATION ASSOCIATION, DR. M. FOGIEL DIRECTOR. Problem Solver in Strength of Materials and Mechanics of Solids.
REA, Nueva York, revised printing 1986.
- 22) JEFFREY P. LAIBLE. Análisis Estructural.
1ª Edición Mc Graw - Hill Book Company 1988.
- 23) PHIL M. FERGUSON. Teoría Elemental del Concreto Reforzado.
C.E.C.S.A Séptima impresión 1978.

- 24) GEORGE WINTER Y ARTHUR H. NILSON. Design of Concrete Structures.
International Student Edition, Mc Graw - Hill. Eighth Edition 1972.
- 25) J.J.WADDELL. Concrete Construction Handbook.
Second edition Mc Graw - Hill, Book Company 1974.
- 26) G. FRANZ. Tratado del Hormigón Armado, tomos I y II.
Segunda edición. Editorial Gustavo Gili, S.A. 1970.
- 27) W. Mc GUIRE. Steel Structures.
Prentice - Hall 1968.
- 28) L.S.BEEDLE. Structural Steel Design.
The Ronald Press 1964.
- 29) GAYLORD, E.H. Y GAYLORD, C.N. Design of Steel Structures.
Second edition, Mc Graw - Hill Book Company 1972.
- 30) GAYLORD, E.H. Y GAYLORD, C.N. Structural Engineering Handbook.
Second edition, Mc Graw - Hill Book Company 1979.
- 31) JACK C. Mc CORMAC. Diseño de Estructuras Metálicas,-
Segunda edición.
Representaciones y servicios de ingeniería, S.A. México 1972.
- 32) JOSEPH E. BOWLES. Diseño de acero estructural.
Primera edición, Editorial Limusa 1984.

- 33) BRESLER, LIN Y SCALZI. Diseño de Estructuras de acero.
Editorial Limusa 1978, tercera reimpresión.
- 34) FRANZ HART. El atlas de la construcción metálica.
Editorial Gustavo Gili, S.A. 1983.
- 35) PAUL SCHIMPCKE, HANS A. HORN Y J. RUGE. Tratado general de soldadura.
Editorial Gustavo Gili S.A. 1983.
- 36) EVERARD / TANNER. Diseño de concreto armado (Schaum).
Mc Graw - Hill 1976.
- 37) CARLOS CRESPO VILLALAZ. Vías de Comunicación.
Editorial Limusa 1980.
- 38) FREDERICK S. MERRIT. Guía práctica para el ingeniero civil.
Primera edición Mc Graw - Hill Book Company 1988.
- 39) TYLER G. HICKS. Standard Handbook of Engineering -- Calculations.
Segunda edición, Mc Graw - Hill 1985.