

32
2ej.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
" A R A G O N "

"PROYECTO ESTRUCTURAL DEL PUENTE "ÉL
MESON" APLICANDO EL METODO DE P. D. CART
PARA LA DISTRIBUCION TRANSVERSAL DE LA
CARGA VIVA".

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A :

Roberto Ramírez Chávez

FALLA DE ORIGEN

San Juan de Aragón, Edo. de Méx.

1988



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.

INDICE.

	PAG.
INTRODUCCION.....	1
I.-GENERALIDADES.	
1.1. Descripción de la carretera.....	3
1.2. descripción del puente existente.....	4
1.3. Evaluación del puente existente.....	4
1.4. Selección del cruce.....	5
1.5. Definición de las características del puente nuevo.....	6
1.6. Discusión de alternativas de superestructura.....	8
II.-CALCULO DE LA SUPERESTRUCTURA.	
2.1. Base de cálculo.....	18
2.2. Carga muerta.....	18
2.3. Carga viva.....	18
2.4. Impacto.....	20
2.5. Distribución de cargas.....	20
2.6. Carriles de tránsito.....	20
2.7. Esfuerzos permisibles.....	21
2.8. Losas en voladizo.....	21
2.9. Acero de distribución.....	22
2.10. Acero de refuerzo por temperatura.....	22
2.11. Método de diseño.....	22
2.12. Nomenclatura.....	24
2.13. Diseño de la superestructura.....	25
III.-DISTRIBUCION TRANSVERSAL DE LA CARGA VIVA POR EL METODO DE P.D. , CART.	
3.1. Generalidades del método de Cart.....	42
3.2. Aplicación del método de P.D. Cart.....	47
3.3. Líneas de influencia.....	84
IV.-CALCULO DE LA SUBESTRUCTURA.	
4.1. Diseño del estribo.....	87

4.2. Condiciones de estabilidad	88
4.3. Esfuerzos permisibles.....	88
4.4. Cargas actuantes sobre la estructura.....	89
4.5. Análisis del estribo.....	91
4.6. Diseño de diafragma y corona.....	100
4.7. Diseño de apoyos.....	102
4.8. Trazo de estribo y aleros.....	104
CONCLUSIONES.....	107
BIBLIOGRAFIA.....	108

topográficos, hidráulicos y de cimentación, así como los resultados del análisis de diferentes alternativas estructurales factibles para construir la superestructura.

En el capítulo dos se diseña la superestructura conforme a las normas de AASHTO; en el capítulo tres el análisis se realiza conforme al método de Cart y comparan resultados con los obtenidos por el método tradicional.

En el capítulo cuatro se diseña la subestructura y finalmente se establecen algunas conclusiones del trabajo.

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

En esta tesis se desarrollará el proyecto estructural del puente " El Mesón" ubicado en la carretera México-Nogales en el tramo Hermosillo-Nogales.

El puente que se proyecta será paralelo a un puente preexistente. La construcción del nuevo puente se hace necesaria por la ampliación de la carretera a cuatro carriles de tránsito.

La estructura consistirá en una losa con cuatro nervios de concreto reforzado, de 16m. de claro, apoyada sobre dos estribos de mampostería.

Para la elaboración de este proyecto se aplicarán las normas técnicas para proyecto de puentes carreteros de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes que son muy semejantes a las de AASHTO (Asociación Americana de Funcionarios Estatales de Carreteras y Transportes).

Dichas normas proporcionan reglas empíricas para valuar los efectos de la carga viva en los diferentes elementos de la superestructura. Sin embargo, existen métodos más sofisticados para realizar esta evaluación, la que es un problema complejo por su alta hiperestaticidad.

Uno de esos métodos es el desarrollo en Francia en 1970 por el investigador P.D. Cart. Las recomendaciones de AASHTO fueron verificadas en esta tesis aplicando el método de Cart.

En el primer capítulo se definen las dimensiones y características generales del puente, tomando en cuenta los datos aportados por los estudios

CAPITULO I

GENERALIDADES

1.1 Descripción de la carretera

La carretera México-Nogales constituye uno de los ejes troncales más importantes del país, pues comunica las regiones industriales del centro de la República con las regiones agrícolas de la Costa Noroeste del Pacífico y es la vía de acceso más directa al Estado de California, próspera entidad de los Estados Unidos de América, con la que nuestro país tiene relaciones comerciales y culturales de gran importancia.

El tramo entre Hermosillo, capital del Estado de Sonora y Nogales, puerto fronterizo, es uno de los más transitados en el país por lo que se ha planteado la necesidad de ampliarlo para que en lugar de los dos carriles de circulación que actualmente tiene, cuente con cuatro, alojado en dos cuerpos, uno para cada sentido del tránsito.

En la mayor parte de su longitud la carretera existente funcionará como uno de los cuerpos de la carretera nueva. En estas condiciones, se conservan los puentes de la vieja carretera y se hace necesario construir el puente gemelo para el paso del cuerpo nuevo.

En esta tesis se desarrollará el proyecto del puente necesario para el cruce de dicho cuerpo nuevo con el arroyo "El Mesón", cruce que se ubica en el km 198+328 del tramo mencionado, siendo el origen del cadenamamiento la ciudad de Hermosillo, Son.

Para definir los datos del proyecto de dicho puente nuevo es necesario en primer término evaluar el funcionamiento de puente existente en el cruce

de la carretera vieja con el mismo arroyo.

1.2 Descripción del puente existente

La estructura tiene una longitud total de 16 m, con 3 claros de 5.33 m de longitud cada uno y 1.8 m de espacio vertical.

La superestructura está formada por losas nervuradas de concreto reforzado, apoyadas en 2 estribos de mampostería y 2 pilas de concreto ciclópeo.

La obra fue construida hace 35 años.

1.3 Evaluación del puente existente

a) Datos hidráulicos

Se realizó un estudio hidrológico utilizando los datos de la estación pluviográfica "Imuris" que cuenta con 14 años de registro y se localiza a 10 km del cruce.

Se realizó un estudio hidráulico empleando el método de sección y pendiente apoyado en dos secciones, ubicadas a 819 y 1139 m aguas abajo del cruce; dicho estudio arrojó un gasto promedio de 35 m³/s y una velocidad máxima de 1.5 m/s en la sección más cercana al cruce.

Se adoptará como gasto de diseño 35 m³/s, el cual se considera confiable ya que los niveles de agua utilizados en los cálculos fueron señalados por gentes del lugar que tienen más de 25 años de habitar en las cercanías del cruce.

Para drenar dicho gasto, se recomienda construir un puente de las mismas dimensiones que el existente en el camino actual. Con una obra de tales dimensiones se provocaría una sobreelevación de 0.15 m y una velocidad de 2.2 m/s debajo del puente.

El funcionamiento hidráulico ha sido satisfactorio, los cuerpos flotantes que arrastra la corriente están constituidos por arbustos y ramazón; para permitir el paso de dichos cuerpos deberá dejarse un espacio libre vertical de 1 m, como mínimo medido del NAME a la base inferior de la superestructura.

b) Datos geotécnicos

En el sitio del cruce se observa el afloramiento de mantos rocosos formados de granito interperizado. El puente existente está desplantado por superficie a 1.5 m bajo el fondo del cauce, en un manto de granito semialterado. Conservadoramente a ese manto puede asignársele un esfuerzo de trabajo a compresión normal de 30 ton/m².

En vista del satisfactorio funcionamiento que han tenido los elementos de la subestructura del puente existente, ya que no presentan indicios de socavación ni de asentamientos diferenciales, se resuelve cimentar el nuevo puente en la misma forma:

- Cimentación superficial a base de zapatas corridas.
- Profundidad de desplante: 1.5 m bajo el fondo del cauce.
- Esfuerzo normal admisible a compresión: 30 ton/m².

1.4 Selección del cruce

Por tratarse de un puente de poca importancia el cruce quedó obligado por el proyecto del trazo del nuevo cuerpo. Dicho trazo cruza al arroyo "El Mesón" en forma normal y se ubica 96 m aguas abajo del puente existente. Esta separación permite que no existan interferencias entre el puente nuevo y el puente viejo; por otro lado, facilita la construcción porque el tránsito puede operar en el puente viejo mientras se construye el puente nuevo.

Otro aspecto que es importante señalar es que por el clima semidesértico de la región el régimen hidráulico del arroyo se caracteriza por avenidas poco frecuentes (con períodos de retorno mayores de un año) y de corta duración. Esto permite construir estructuras de concreto coladas en el sitio sobre obra falsa, ya que la mayor parte del tiempo el cauce está totalmente seco.

1.5 Definición de las características del puente nuevo

a) Longitud

La longitud del puente viejo, de 16 m, resulta la mínima adecuada para drenar el gasto de diseño de 35 m³/s. Por esta razón se decide que el nuevo puente tenga esa misma longitud. De acuerdo con la planta topográfica levantada en el cruce se observa que la parte más profunda del cauce se ubica en la estación 198+329. Se hará coincidir el centro del puente con dicha estación, por lo que la obra se ubicará entre las estaciones 198+321 y 198+337.

b) Altura

La rasante de la obra será la que figure en el proyecto de alineamiento vertical del nuevo cuerpo, ya que como se demuestra enseguida queda sobrada hidráulicamente.

Altura de la rasante según proyecto de carretera:	887.38 m
Espesor supuesto de superestructura incluyendo bombeo y carpeta asfáltica:	- 1.43 m
Sobreelevación hidráulica:	- 0.15 m
Altura de N.A.M.E. :	<u>884.30 m</u>
Espacio libre vertical disponible:	1.50 m
Espacio que es mayor que el recomendado en el estudio hidráulico (1 m).	

Desde el punto de vista del puente, la rasante podría bajarse 50 cm pero esto no resulta conveniente ya que el proyecto del camino resulta más económico con la rasante alta, por lo que se conserva a la rasante en la elevación 887.38 m.

El fondo del cauce está aproximadamente a la elevación 882.50 m, por lo que la subestructura se desplantará a la elevación 881.00 m. La altura de los estribos de la rasante a la corona será en consecuencia:

887.38 m
<u>- 881.00 m</u>
6.38 m

c) Claro

No es conveniente conservar los tres claros del puente viejo ya que cada uno de ellos es demasiado pequeño y puede propiciar la acumulación de ramazón y otros objetos depositados al bajar la creciente. También desde el punto de vista económico no es favorable tener un gran número de apoyos en la subestructura. Por estas razones, se decide que la estructura del puente nuevo tenga un solo claro, de 16 m.

d) Ancho

El nuevo cuerpo tiene un ancho de corona de 11 m. En virtud de las altas especificaciones adoptadas para el proyecto de este cuerpo nuevo, es conveniente que ese ancho se conserve íntegro a lo largo del puente. Si a este ancho se agregan las guarniciones, se define un ancho total para el puente de 12 m. No se colocarán banquetas por la existencia de amplios acotamientos.

e) Tipo de subestructura

La subestructura estará constituida por dos estribos formados de mampostería de 3era. clase con mortero de cemento 1:5, corona y diafragma de con

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

La razón de que los estribos sean de mampostería es la abundancia de piedra en el sitio y el menor costo de este material con relación al concreto armado. La única desventaja de la mampostería es su lentitud de ejecución, pero en este caso la presencia del puente viejo elimina este problema.

(ver fig. 1)

1.6 Discusión de alternativas de superestructura

Por tratarse de un claro relativamente corto, existen varias alternativas factibles para el proyecto de la superestructura, correspondientes cada uno de ellas a sistemas estructurales de uso común en puentes.

Las alternativas que se plantean son las siguientes:

- a) Losa aligerada de concreto reforzado
- b) Losa de concreto reforzado sobre traveses de acero
- c) Tridílosa
- d) Losa sobre traveses presforzados y losetas precoladas
- e) Losa nervurada de concreto reforzado

A continuación se presentan a nivel de anteproyecto, croquis transversales de la sección de superestructura propuesta para cada una de estas alternativas, se discuten las ventajas y desventajas de cada una de ellas para las condiciones del puente en estudio y después de este análisis se escoge la alternativa más conveniente.

a) Losa aligerada de concreto reforzado

En la figura (2), se presenta la sección transversal propuesta para esta alternativa. Se observa que consiste en una losa de gran peralte aligerada con tubos de cartón comprimido y provisto en ambos

lados de losas en voladizo.

Ventajas:

Esta losa tiene como ventaja resolver el claro con un peralte relativamente pequeño por lo que es adecuada cuando se tienen problemas de rasante o de gálibo. Adicionalmente tiene ventajas estéticas ya que su apariencia exterior es más satisfactoria que la de otra solución.

Desventajas:

Las desventajas principales son de carácter constructivo:

- Al colar los tubos que aligeran, crean dificultad en el armado del acero de refuerzo.
- Al colar la losa, los tubos llegan a flotar provocando que el acero de refuerzo quede sin recubrimiento.
- También el agregado muchas veces no llega a la parte inferior de los tubos, lo que ocasiona cavidades y corrosión con el transcurso del tiempo.

Otra desventaja importante es el costo, como tienen gran peralte el refuerzo es mayor que el necesario en otras soluciones y eso las encarece. Los tubos por dificultad constructiva que implican, son otro factor de encarecimiento.

Aplicación:

En el caso del nuevo puente "El Mesón" esta solución no es conveniente porque:

- No se tiene problema de espacio libre vertical (ya se demostró que hidráulicamente esta sobrado).
- Por tratarse de un puente a campo abierto la estética no es un factor importante.

- El costo y las dificultades constructivas eliminan ésta solución en este caso.

b) Losas de concreto reforzado sobre traveses de acero

En la figura (3), se muestra la sección transversal correspondiente a esta solución. En el pasado esta era una de las alternativas más socorridas para puentes de claro pequeño.

Ventajas:

La construcción es de gran rapidez y simplicidad. Las traveses se lanzan y sobre ellas se apoyan los moldes de la losa, por lo que no se requiere obra falsa para construir la superestructura.

Desventajas:

Para un claro de 16 m y para cargas HS-20, no es posible que las traveses sean viguetas laminadas de sección completa sino que deben ser traveses armadas, formadas por varias placas soldadas entre sí, las que son considerablemente más caras.

Aplicación:

Esta solución no es aplicable a nuestro caso por su alto costo.

c) Tridilosa

En la figura (4), se muestra la sección transversal para esta alternativa llamada "Tridilosa". Consiste en una losa de concreto conectada mediante diagonales de acero que corren en tres direcciones a varillas longitudinales que funcionarán como cuerda inferior de una armadura tridimensional, en tanto que la losa trabaja como cuerda superior. Los elementos diagonales están constituidos por perfiles de acero estructural de sección angular.

Ventajas:

Esta solución no requiere de la construcción de obra falsa, ya que los elementos de acero pueden lanzarse o montarse y sobre ellos se cuela la losa.

Desventajas:

El principal inconveniente de este tipo de estructura es por una parte su gran flexibilidad (acusan deformaciones importantes bajo cargas vivas pesadas) y por otra parte su ligereza (lo que los hace vulnerables a los incrementos de carga viva).

Aplicación:

Esta solución no es aplicable a nuestro caso ya que como se ha dicho, el puente que nos ocupa estará integrado a una carretera troncal con altos volúmenes de tránsito y en la que la probabilidad de que circulen cargas excesivamente pesadas es muy alto.

d) Losa de traves presforzadas sobre losetas precoladas

En la figura (5), se muestra la sección transversal propuesta para esta alternativa. Consiste en vigas de sección I, según el proyecto tipo III de AASHTO. Estas vigas pueden ser pretensadas (con alambres) o postensadas (con cables). Las vigas se fabrican en un taller o al pie de obra y se montan en su posición definitiva con equipo adecuado. Sobre las vigas se colocan losetas precoladas que pueden ser pretensadas o simplemente reforzadas. Estas losetas sirven de cimbra perdida para colar la losa.

Ventajas:

Esta es una de las soluciones más difundidas en los puentes que actualmente se construyen. Permiten una gran rapidez de ejecución y gran ca

lidad, ya que gran parte de la estructura se produce en una planta. Económicamente compiten con soluciones coladas en el sitio, sobre todo en el caso de obras urbanas o a distancias relativamente cortas (50km) de las plantas de prefabricación. Adicionalmente al no requerir obra falsa esta solución esta indicada para pasos a desnivel o para aquellos casos en que existan dificultades para la colocación de dicha obra falsa, por ejemplo, puentes sobre ríos con aguas permanentes.

Desventajas:

Requieren equipo y mano de obra especializada. Se encarecen notoriamente con la distancia de la planta al sitio.

Aplicación:

En nuestro caso no es aplicable esta solución porque las plantas de prefabricación nacionales más cercanas al sitio están en Culiacán, Sin. a 900 km de distancia, por lo que los fletes resultarían excesivamente costosos. Podría pensarse en recurrir a plantas de prefabricación en el Estado de Arizona, a distancias menores a la indicada, pero esto traería como efecto desfavorable la fuga de divisas. Por estas razones no se aplica esta solución.

e) Losa nervurada de concreto reforzado

En la figura (6), se muestra la sección transversal para esta alternativa. Esta solución es de las más frecuentemente usadas en los puentes nacionales y surgió como una evolución de la losa sobre viguetas múltiples de acero cuando el desarrollo de concreto de alta resistencia permitió sustituir las costosas vigas de acero por elementos de concreto reforzado.

Ventajas:

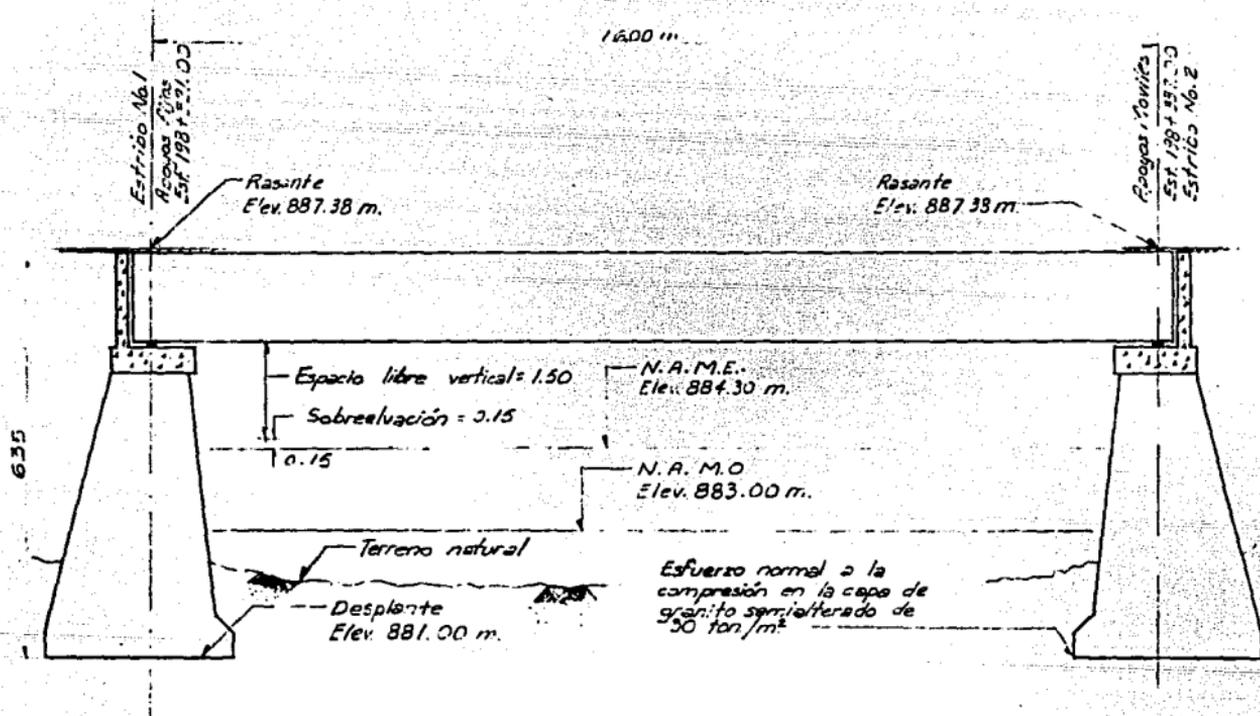
Los materiales de construcción están disponibles casi en cualquier sitio. La mano de obra es poco especializada y también se encuentra con relativa facilidad. Las nervaduras pueden aumentar su peralte hasta donde convenga, reduciéndose en consecuencia la cuantía necesaria de refuerzo, lo que abaratará la obra.

Desventajas:

Requieren de obra falsa y moldes de ejecución lenta y costosa. En ocasiones la concentración del refuerzo en las nervaduras representan problemas constructivos. El tiempo global de ejecución es más largo que para otras soluciones.

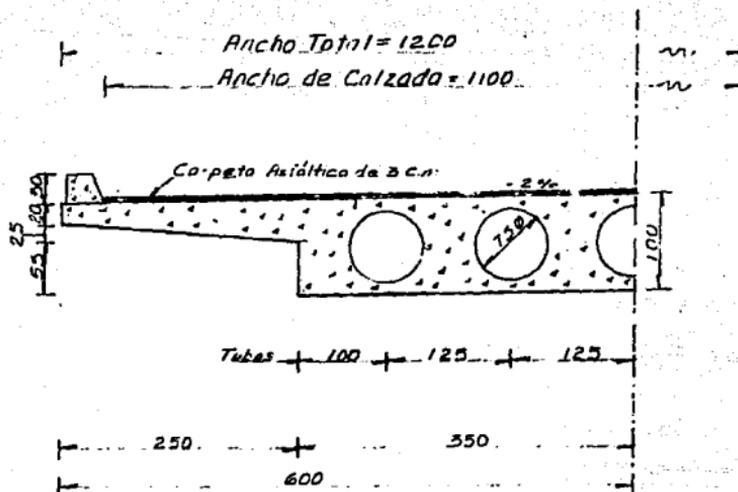
Aplicación:

Se considera que esta solución es la más conveniente para el caso en estudio porque el tiempo de ejecución no es en este caso un factor determinante ya que el tránsito puede operar sobre el puente existente. La altura relativamente baja de la rasante sobre el fondo del cauce determina que la obra falsa no sea costosa. En las cercanías del sitio existen bancos de agregados de buena calidad y se dispone también de agua adecuada para concreto. También hay posibilidad de adquirir cemento y acero de refuerzo en poblaciones cercanas. Todos estos factores contribuyen a que esta solución resulte la más económica.



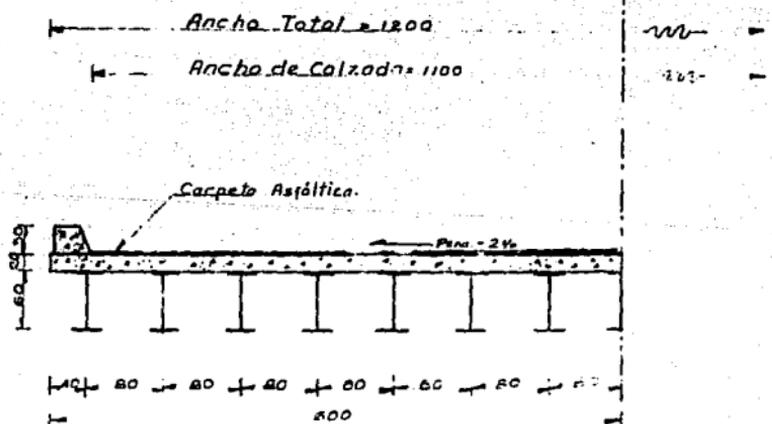
CARACTERÍSTICAS GENERALES DEL PUENTE

Fig. 1



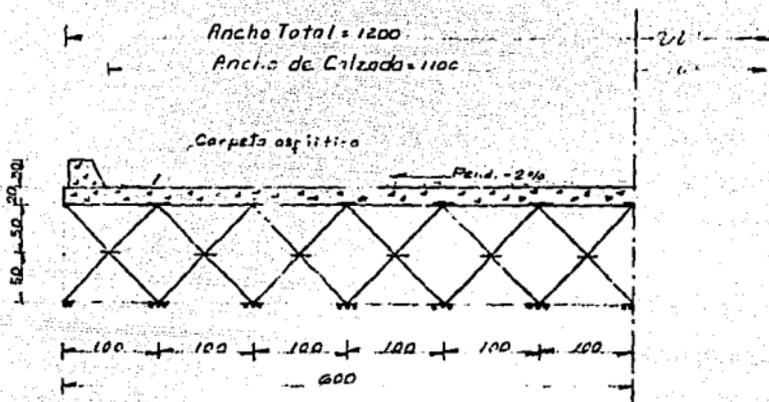
LOSA ALIGERADA DE CONCRETO REFORZADO

Fig. 2



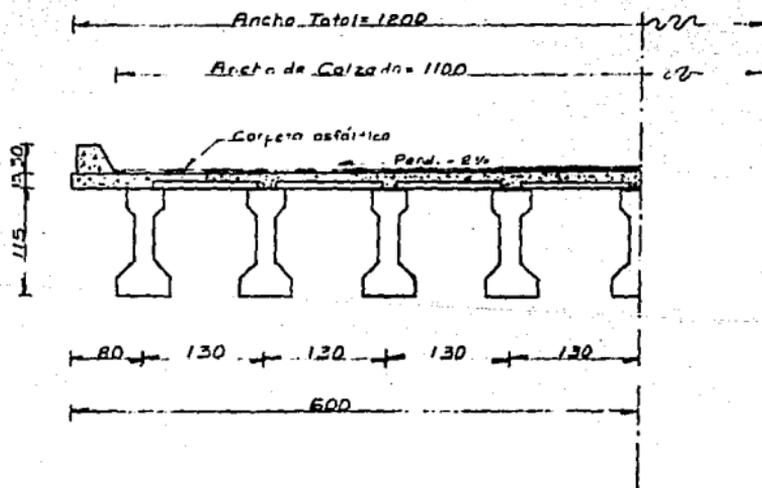
LOSA DE CONCRETO REFORZADO SOBRE
TRABES DE ACERO

Fig. 3



TRIDILOSA

Fig. 4



LOSA SOBRE TRABES PREFORZADAS
Y LOSETAS PRECOLADAS

Fig. 5

CAPITULO II

CALCULO DE LA SUPERESTRUCTURA

2.1 Bases de cálculo

Para realizar los cálculos, se cuenta con especificaciones de la "Asociación Americana de Funcionarios Estatales de Carreteras y Transportes" AASHTO.

2.2 Carga muerta

La carga está formada por el peso propio de la estructura, carpeta asfáltica, gurniciones, parapetos, tuberías, conductos y demás instalaciones para servicios públicos.

2.3 Carga viva

La carga viva dependerá en el peso de la carga de aplicación, correspondiente al tipo de móvil que se realizará.

Las cargas vivas que actúen sobre la calzada de los puentes serán las establecidas para camiones tipo o carga uniforme por carril, equivalente a un convoy de camiones.

La carga HS-20 (figura 7) consiste en un camión tractor con semirremol que o la carga uniforme equivalente sobre un carril. La separación entre los ejes se condicionará variable, con el objeto de obtener mayor aproximación con los tipos de semirremolques que se fabrican actualmente. El espaciamiento variable hace que la carga actúe más satisfactoriamente en los claros continuos, ya que así las cargas pesadas de los ejes se pueden colocar en los claros adyacentes, provocando los momentos máximos negativos.

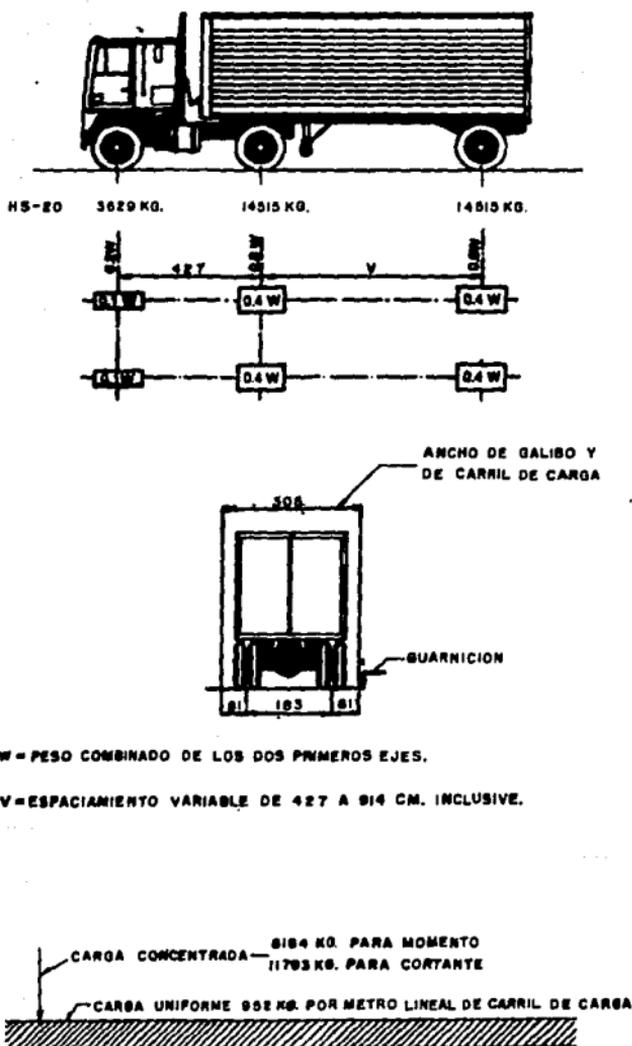


FIG. 7

2.4 Impacto

Las superestructuras están expuestas a efectos dinámicos, vibratorios y de impacto. Ya que los móviles al cruzar por un puente llegan con cierta masa y velocidad que provocan una fuerza que actúa sobre la estructura.

La cantidad permisible en que se incrementa los esfuerzos se expresa como una fracción de los esfuerzos por cargas vivas y se determina con la fórmula:

$$I = \frac{15.24}{L + 38.1} \leq 30 \%$$

donde:

I = Impacto en por ciento

L = Longitud del claro (m)

2.5 Distribución de cargas

La distribución de la carga por rueda en nervadura exterior, se utilizará la expresión $\frac{S}{1.83}$, la cual permite el proyecto para dos o más carriles de tránsito.

2.6 Carriles de tránsito

Se supondrá que la carga por carril o la de camión-tipo ocupa un ancho de 3.05 m. Dichas cargas se colocarán sobre los carriles de tránsito para proyecto con un ancho, y no se usarán fracciones de camión ni fracciones del ancho de carga por carril;

$$A = \frac{Ac}{N}$$

donde:

A = Ancho de carril de tránsito para proyecto

Ac = Ancho de calzada

N = Número de carriles de tránsito para proyecto

2.7 Esfuerzos permisibles

a) Del concreto

El esfuerzo de compresión admisible en la fibra extrema del concreto:

$$f_c = 0.4 f'_c = 100 \text{ kg/cm}^2$$

b) Del acero de refuerzo

La tensión admisible para aceros con límite elástico igual o mayor que 4000 kg/cm², se ha tomado de 1800 kg/cm² en el centroide del área del acero, pero sin exceder de 2000 kg/cm² en la capa más alejada.

2.8 Losas en voladizo

Cada carga por rueda sobre el elemento perpendicular a la dirección del tránsito se distribuirá de acuerdo con la fórmula:

$$E = 0.8 x + 1.143 \text{ (m)}$$

Momento por metro de ancho de losa = $\frac{P}{E} x$ (kg-m)

x = distancia en metros, desde la carga hasta el punto de apoyo.

Las especificaciones consideran que la posición más desfavorable de una rueda es a 30.5 cm del paño de la guarnición.

2.9 Acero de distribución

Las especificaciones indican que deberá colocarse en el lecho inferior de las losas, transversalmente a la dirección del refuerzo principal, para lograr una distribución lateral de las cargas vivas concentradas.

La cantidad será un porcentaje del refuerzo principal requerido al momento positivo. Dicho porcentaje esta dado por la siguiente fórmula:

$$\text{Porcentaje} = \frac{220}{\sqrt{3.285}} \leq 67 \%$$

S = Claro efectivo de la losa (m)

2.10 Acero de refuerzo por temperatura

El reglamento A.C.I., indica que se coloquen en el lecho superior de las losas, transversalmente a la dirección del refuerzo principal, para prevenir el agrietamiento excesivo por variaciones de temperatura:

$$A_{s_t} = 0.0015 bh$$

2.11 Método de diseño

En el diseño estructural se utiliza la experiencia obtenida en construcciones realizadas con o sin éxito y de resultados de investigaciones de laboratorio, para obtener la geometría y las dimensiones de estructuras que se comporten de una manera segura y eficiente, que sean económicas en construcción y mantenimiento.

a) Método elástico o de esfuerzo de trabajo

Consiste en calcular, por medio de un análisis elástico, las acciones internas que producen las solicitaciones de servicio o de trabajo en los diversos elementos estructurales y en comparar los esfuer

zos ocasionados por esas acciones.

Se supone que el estado interno de esfuerzos en la estructura puede definirse considerando que tiene un comportamiento elástico lineal y los esfuerzos son proporcionales a las cargas.

Los esfuerzos máximos producidos por las cargas de servicio, no deben sobrepasar a los esfuerzos admisibles:

$$f_a = \frac{f_y}{C.S} \quad \text{ó} \quad f_a = \frac{f_{rc}}{C.S}$$

donde:

f_a = es el esfuerzo admisible

f_y = es el esfuerzo de fluencia del acero, el coeficiente de seguridad se toma = 2

f_{rc} = esfuerzo de ruptura a compresión, el coeficiente de seguridad para puentes se toma = 2.5

C.S = es el coeficiente de seguridad, siempre mayor que uno

b) Hipótesis de diseño elástico

1a. Establece que toda sección plana antes de la deformación permanece plana después de ella. En consecuencia las deformaciones son proporcionales a su distancia al eje neutro y siguen una ley de variación lineal.

2a. Los esfuerzos son proporcionales a las deformaciones y su ley de variación es lineal. Dentro de los esfuerzos de trabajo los módulos de elasticidad del concreto (E_c) y del acero (E_s), son constantes dentro de los límites fijados.

3a. Las tensiones serán tomadas íntegramente por el acero y se considerarán aplicables en el centro de gravedad del área de refuerzo.

4a. La adherencia entre el acero y concreto es perfecta.

2.12 Nomenclatura.

f_s = esfuerzo a tensión en el acero de refuerzo longitudinal.

f_c = esfuerzo a compresión en la fibra extrema del concreto.

E_s = módulo de elasticidad del acero.

E_c = módulo de elasticidad del concreto.

M = momento flexionante.

A_s = área de la sección transversal efectiva del acero de refuerzo a tensión.

b = ancho de patín.

b' = ancho del alma.

t = espesor del patín.

d = peralte efectivo o peralte desde el lecho a compresión de la sección al centro de gravedad del acero de refuerzo a tensión.

k = relación de la profundidad del eje neutro a d , peralte efectivo.

j = relación del brazo de palanca del par resistente, al peralte d .

jd = $d - z$ = brazo de palanca del par resistente.

p = relación del área efectiva del refuerzo a tensión, al área efectiva del concreto en la viga $p = A_s/bd$.

z = profundidad a partir del lecho a compresión de la sección, a la resultante de los esfuerzos a compresión.

K_d = posición del eje neutro.

V = esfuerzo cortante total.

V' = esfuerzo cortante en cualquier sección después de deducir el que es tomado por el concreto.

v = esfuerzo cortante unitario.

μ = esfuerzo de adherencia por unidad de área de la superficie de varilla.

Σc = suma de perímetros de las varillas de un grupo.

2.13 Diseño de la superestructura

Losa nervurada de concreto reforzado

Datos de la Superestructura de Proyecto (ver fig. /6)

Longitud del claro	16.00 m
Longitud total	16.60 m
Ancho de calzada	11.00 m
Ancho total	12.00 m
Carpeta asfáltica proyecto	0.03 m
cálculo	0.10 m
Carga de aplicación	HS-20
Nº de nervaduras	4
Esviajamiento	0°
Nº bandas de circulación	2
Guarnición	No. T-33.1.1
Parapeto	No. T-34.2.1

Materiales

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

Acero de refuerzo L.E $\geq 4000 \text{ kg/cm}^2$

Peso volumétrico de los materiales

Concreto = 2400 kg/cm³

Asfalto = 2200 kg/cm³

Tierra = 1600 kg/cm³

Cargas muertas

Peso propio

$$W_{pp} = \left[\frac{(.20 + .15 \times 1.35 \times 2)}{2} + (0.2 \times 9.30) + (0.3 \times 1 \times 4) \right] 2.4 =$$

$$W_{pp} = 8.478 \text{ ton/m}$$

Guarnición, parapeto y carpeta asfáltica

$$W = \left[(0.3 + 0.25) 0.3 \times 0.5 \times 2.4 + 0.15 + 5.50 \times 0.1 \times 2.2 \right] 2 =$$

$$W = 3.116 \text{ ton/m}$$

Carga muerta por nervadura

$$W_{c,m} = 8.478 + 3.116/4 = 2.90 \text{ ton/m}$$

Elementos mecánicos por carga muerta

$$M_{c,m} = \frac{w l^2}{8} = \frac{2.90 (16)^2}{8} = 92.80 \text{ ton-m/nervadura}$$

$$V_{c,m} = \frac{w l}{2} = \frac{2.90 (16)}{2} = 23.20 \text{ ton/nervadura}$$

Impacto

$$I = 15.24/L + 38.1$$

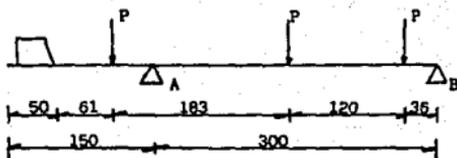
$$I = 15.24/16 + 38.1 = 0.282 = 28.2 \% \leq 30 \%$$

Factor de concentración. Tabla 1.3.1 (B) AASHTO.

$$F_c = \frac{S}{1.83} = \frac{3.00}{1.83} = 1.639/\text{rueda} = 0.820/\text{carril}$$

Para nervaduras exteriores:

Se supone que la otra rueda del camión del otro carril se acerca a 1.20 m.



$$\sum M_A = R_A (300) - P (339) - P (156) - P (36)$$

$$R_A = 1.77/\text{rueda} = 0.885/\text{carril}$$

$$\therefore F_c = 0.820/\text{carril}$$

Capacidad total

$$0.8220(4 \text{ nervaduras}) = 3.28 \text{ carriles}$$

$$A = \frac{11.00}{3.05} = 3.61 \text{ carriles}$$

∴ $3.28 \leq 3.61$ carriles

Concluyendo el puente será de 2 carriles, con acotamientos.

Para carga tipo HS-20 del apéndice "A" de las normas AASHTO, para un claro de 16 m tenemos:

$$M_{cv} = 92.927 \text{ ton-m/carril}$$

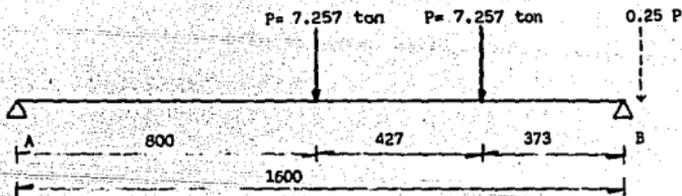
$$V_{cv} = 26.863 \text{ ton /carril}$$

Obtención de los elementos mecánicos afectados por impacto y factor de concentración:

$$M_{c.v} + I + F_c = 92.93 (1.282) (0.820) = 97.6 \text{ ton-m/nervadura.}$$

$$V_{c.v} + I + F_c = 26.86 (1.282) (0.820) = 28.20 \text{ ton/nervadura.}$$

Cortante al centro del claro por carga móvil (HS-20)



$$R_a = 5.32 \text{ ton}$$

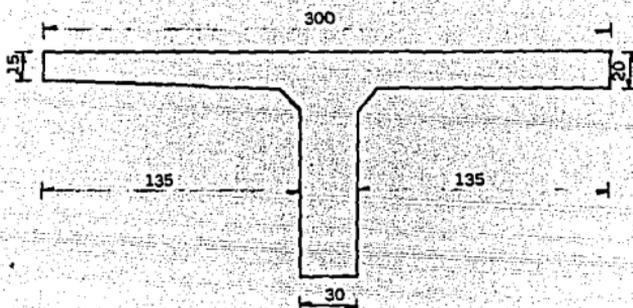
$$V_c = 5.32 (1.282) (0.987) = 6.73 \text{ ton/nervadura.}$$

Elementos mecánicos totales:

$$M_c = 92.80 + 97.6 = 190.40 \text{ ton-m/nervadura}$$

$$V_c = 23.20 + 28.2 = 51.40 \text{ ton/nervadura}$$

Diseño de las nervaduras.



Ancho efectivo del patín

$$12t + b = 12 (17.5) + 30 = 240 \text{ cm (rige)}$$

$$\text{distancia c.a.c. entre nervaduras} = 300 \text{ cm}$$

$$\text{longitud del claro}/4 = 400 \text{ cm}$$

$$b = 240 \text{ cm}$$

$$b' = 30 \text{ cm}$$

$$d = 120 \text{ cm}$$

$$t = 17.5 \text{ cm}$$

Cálculo del espesor promedio.

$$t = \frac{15 + 20 (135) + 20 (135)/300}{2} = 16.88 \text{ cm}$$

$$t = 17.0 \text{ cm}$$

$$k = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{nfc}}$$

donde:

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

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2.1 \times 10^6}{15000 \sqrt{250}} = 8.854$$

$$f_s \text{ medio} = 1800 \text{ kg/cm}^2 \text{ y } f_s \text{ max} = 2000 \text{ kg/cm}^2$$

$$k = 1/1 + \frac{1800}{8.854 (100)} = 0.33$$

$$J = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.33}{3} = 0.89$$

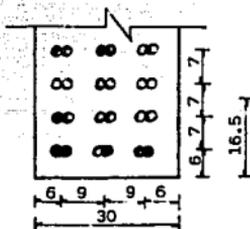
$$K = \frac{1}{2} f_c k J = \frac{1}{2} (100) (0.33) (0.89) = 14.69 \text{ kg/cm}^2$$

Acero de refuerzo

$$A_s = \frac{M}{f_s (d - t)} = \frac{190.4 \times 10^5}{1800 (120 - \frac{17.0}{2})} = 95.00 \text{ cm}^2$$

Se colocarán varillas del # 8

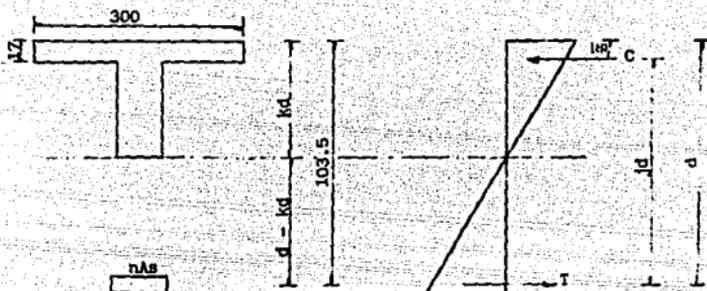
$$N^{\circ} \text{ vars.} = \frac{95.0}{5.07} = 18.72 \approx 24 \text{ varillas} \therefore A_s = 121.68 \text{ cm}^2$$



Centro de gravedad de las varillas:

$$e = \frac{6 (6) + 13 (6) + 20 (6) + 27 (6)}{24} = 16.5 \text{ cm}$$

Posición del eje neutro.



$$K_d = \frac{2 n A_s d + b t^2}{2 n A_s + 2 b t} = \frac{2 (8.854) (121.68) (103.5) + 300 (17.0)^2}{2 (8.854) (121.68) + 2 (300) (17.0)} = 25.07$$

$$K_d = 25.07 \text{ cm} > 17.0 \text{ cm} \therefore \text{ es viga T}$$

Profundidad de la resultante de compresión:

$$\bar{x} = \frac{t}{3} \left[\frac{3 K_d - 2t}{2 K_d - t} \right] = \frac{17.0}{3} \left[\frac{3 (25.07) - 2 (17.0)}{2 (25.07) - 17.0} \right] = 7.05$$

Brazo de palanca del par resultante.

$$j d = d - \bar{x} = 103.5 - 7.05 = 96.45 \text{ cm}$$

$$d - k d = 103.5 - 25.07 = 78.43 \text{ cm}$$

Esfuerzos de tensión en el refuerzo longitudinal

$$f_s = \frac{M}{A_s j d} = \frac{190.4 \times 10^5}{121.68 \times 96.45} = 1623.2 \text{ kg/cm}^2 \ll 1800 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzos de tensión máximos en el acero

$$f_{s_{\max}} = \left[\frac{(d - k d) + n}{d - k d} \right] f_s = \frac{(78.43 + 8.854) 1623.2}{78.43} = 1806.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{s_{\max}} = 1806.5 \text{ kg/cm}^2 \leq 2000 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzos de compresión en la fibra extrema del concreto

$$f_c = \frac{f_s}{n} \left(\frac{kd}{d - kd} \right) = \frac{1623.2/8.854 (25.07)}{79.43} = 58.60 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c = 58.60 \text{ kg/cm}^2 \leq 100 \text{ kg/cm}^2$$

Revisión por cortante

$$V_{\max} = V_t \text{ apoyos/bd} \leq 1.29 \sqrt{f'_c}$$

$$V_{\max} = 51400/30 (120) = 14.28 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow 1.29 \sqrt{250} = 20.4 \text{ kg/cm}^2$$

$$\therefore 14.28 \leq 20.4 \text{ kg/cm}^2$$

Revisión por adherencia

La adherencia entre el concreto y las varillas de refuerzo en secciones de concreto reforzado se calculará por la fórmula:

$$\mu = \frac{V}{\sum o J d} \leq \frac{2.29 \sqrt{f'_c}}{D}$$

donde:

V = Cortante total

$\sum o$ = Suma de perímetros de las varillas

Jd = Brazo de palanca del par resistente

Esfuerzo permisible por adherencia:

$$\mu = \frac{51400}{60.96 (96.31)} = 8.74 \text{ kg/cm}^2 \leq \frac{2.29 \sqrt{(250)}}{2.54} = 14.26 \text{ kg/cm}^2$$

$$8.74 \leq 14.26 \text{ kg/cm}^2$$

Tensión diagonal

Todo el cortante se tomará con acero de refuerzo.

Se colocará a todo lo largo 1/3 del refuerzo principal, el resto se doblará por pares a 45°, en combinación con estribos verticales.

Cálculo de las distancias mínimas a las que podrán doblarse los pares de varillas (desde el centro del claro suponiendo variación parabólica del momento flexionante).

$$d = \frac{L}{2} \sqrt{\frac{Ad}{At}} \quad \therefore \quad At = 2d$$

Varillas dobladas	Distancia (m)
2	2.31
4	3.27
6	4.00
8	4.62
10	5.16
12	5.66
14	6.11
16	6.53

Refuerzo por cortante: varillas dobladas

Capacidad de 2 varillas # 8 dobladas a 45° @ 60 cm.

$$V' = \frac{2 A_s f_s j d \sqrt{2}}{S}$$

$$V' = \frac{2 (5.07) (2000) (96.45) \sqrt{2}}{60} = 46.04 \text{ ton}$$

Estribos

Capacidad de estribos # 4 @ 40 cm.

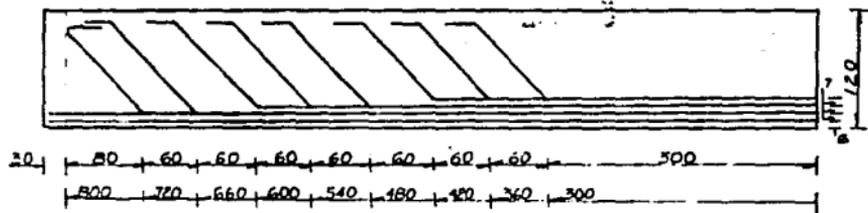
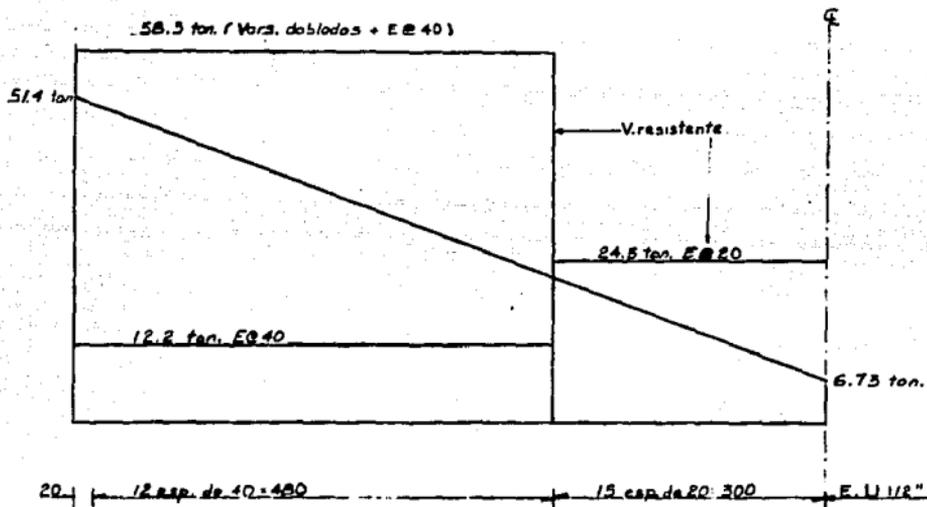
$$V' = \frac{A_v f_s j d}{S}$$

$$V' = \frac{2 (1.27) (2000) (96.45)}{40} = 12.23 \text{ ton.}$$

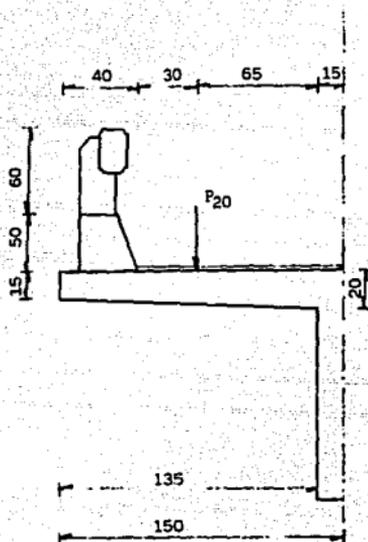
Capacidad de estribos # 4 @ 20 cm.

$$V' = \frac{2 (1.27) (2000) (96.45)}{20} = 24.46 \text{ ton.}$$

Eje de apoyos Envolvente de Cortante (Medio corte longitudinal)



Losa en voladizo.



Análisis de la losa en voladizo.

Carga muerta

Concepto		Brzo (m)	Momento (ton-m)
Losa	$= (0.175) (1.35) (2.4)$	$= 0.57$	0.385
Asfalto	$= (0.95) (0.10) (2.2)$	$= 0.21$	0.100
Guarnición	$= \frac{(0.30 + 0.25) (0.3) (2.4)}{2}$	$= 0.20$	1.100
Parapeto	$=$	$= 0.15$	1.150

$$M_{c,m} = 0.878 \text{ ton.m/m}$$

Carga viva HS-20 (Normas Técnicas)

$$E = 0.8 \times 1.143 \text{ (m)}$$

$$E = 0.8 (0.65) + 1.143 = 1.663 \text{ m}$$

Momento por metro de ancho de losa = $\frac{P}{E}$ x ton-m incluyendo impacto.

$$M_{c.v} + I = \frac{(7.257) (0.65) (1.282)}{1.663} = 3.636 \text{ ton-m/m}$$

$$M_{total} = 0.878 + 3.636 = 4.514 \text{ ton-m/m}$$

Losa entre nervaduras.

Análisis de la losa entre nervaduras.

Carga muerta

$$W_{c.m} = (0.20) (2.4) + (0.10) (2.2) = 0.70 \text{ ton/m}$$

$$M_{c.m} = (0.70) (3.00)^2 / 10 = 0.63 \text{ ton.m/m}$$

Carga viva HS-20 (Normas Técnicas)

$$M_{c.v} + I = \frac{S + 0.61}{9.74} P(20) I$$

$$M_{c.v} + I = \frac{3.00 + 0.61}{9.74} (7.257) (1.282) = 3.448 \text{ ton-m/m}$$

$$M_{tot} = 0.63 + 3.448 = 4.078 \text{ ton.m/m}$$

Diseño de la losa en voladizo y entre nervaduras.

Constantes de diseño.

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

$$n = 8.854$$

$$k = 0.33$$

$$J = 0.69$$

$$K = 14.69 \text{ kg/cm}^2$$

Revisión de peralte

$$d = \sqrt{\frac{M_t}{K_b}} = \sqrt{\frac{4.514 \times 10^5}{14.69 \times 100}} = 17.53 \text{ cm}$$

$$H = d + r = 17.53 + 2.5 = 20.03 \text{ cm} \approx 20.00 \text{ cm}$$

$$d = \sqrt{\frac{M_t}{K}} = \sqrt{\frac{4.078}{14.69}} = 16.66 \text{ cm}$$

$$H = 16.66 + 2.5 = 19.16 \text{ cm}$$

Acero de refuerzo por flexión

$$A_s(-) = \frac{M}{f_s J_d} = \frac{4.514 \times 10^5}{1800 (0.89) (17.53)} = 16.07 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_s(+) = \frac{4.078 \times 10^5}{28083.06} = 14.52 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Usando vars. # 6 @ 18

$$\text{sep} = \frac{100 a_s}{A_s} = \frac{100 (2.85)}{16.07} = 17.73 \approx 18 \text{ cm}$$

Acero de distribución

$$\text{Porcentaje} = \frac{220}{\sqrt{3.28 \times 2.70}} = 73.9 \% > 67 \%$$

$$S = 3.00 - 0.3 = 2.70 \text{ m}$$

$$A_{sd} = 0.67 (16.07) = 10.77 \text{ cm}^2/\text{m}$$

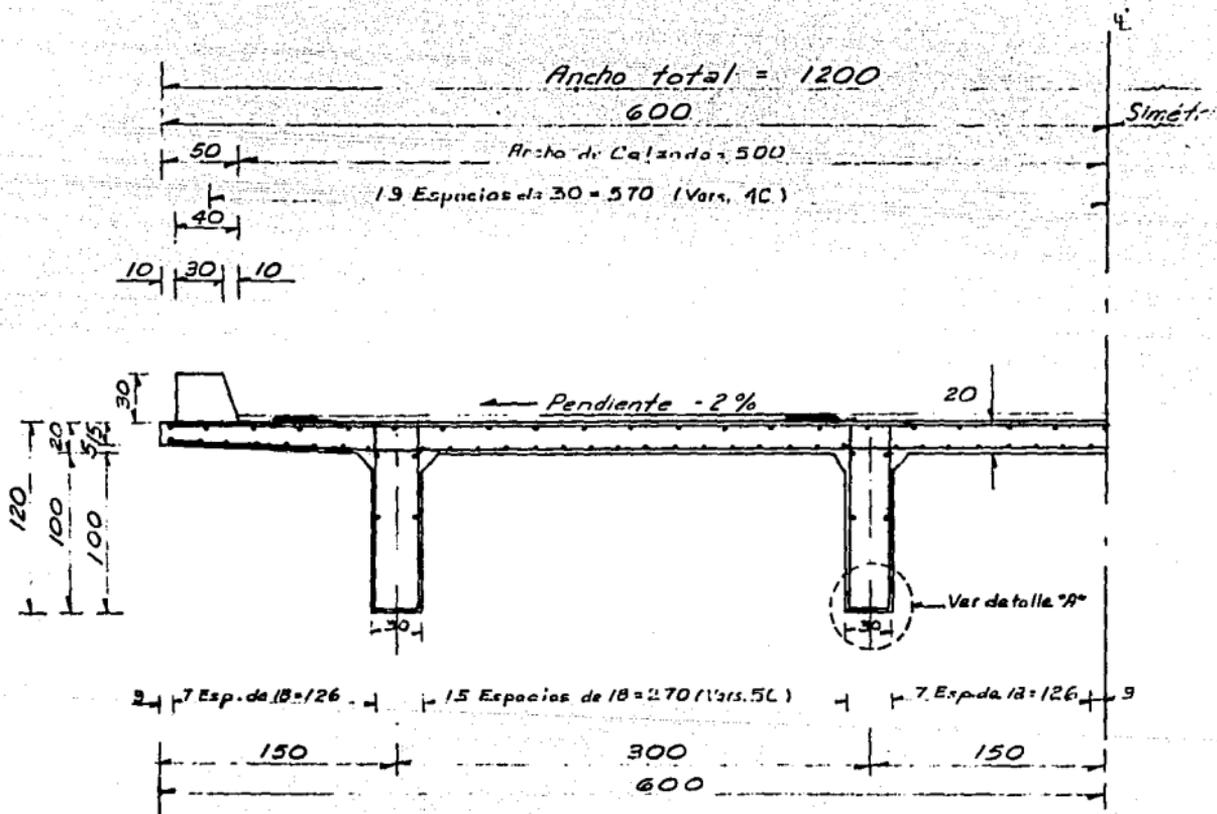
Usando vars. # 5 @ 18

$$\text{Sep} = \frac{100 (1.98)}{10.77} = 18.38 \approx 18 \text{ cm}$$

Acero de temperatura

$$A_{st} = 0.0015bh = 0.0015 (100) (20) = 3.0 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Usando vars. # 4 @ 30



Sección transversal

CAPITULO III

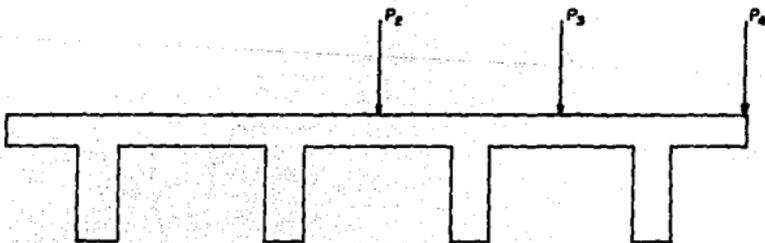
DISTRIBUCION TRANSVERSAL DE LA CARGA VIVA POR EL METODO DE P.D. CART.

3.1 Generalidades del método de Cart.

Se considerará un tablero simplemente apoyado de longitud entre eje de apoyos igual a "L", formado por "n" traveses o nervaduras paralelas de sección constante, unidas transversalmente por una losa, que forma el patín superior y por dos diafragmas extremos.

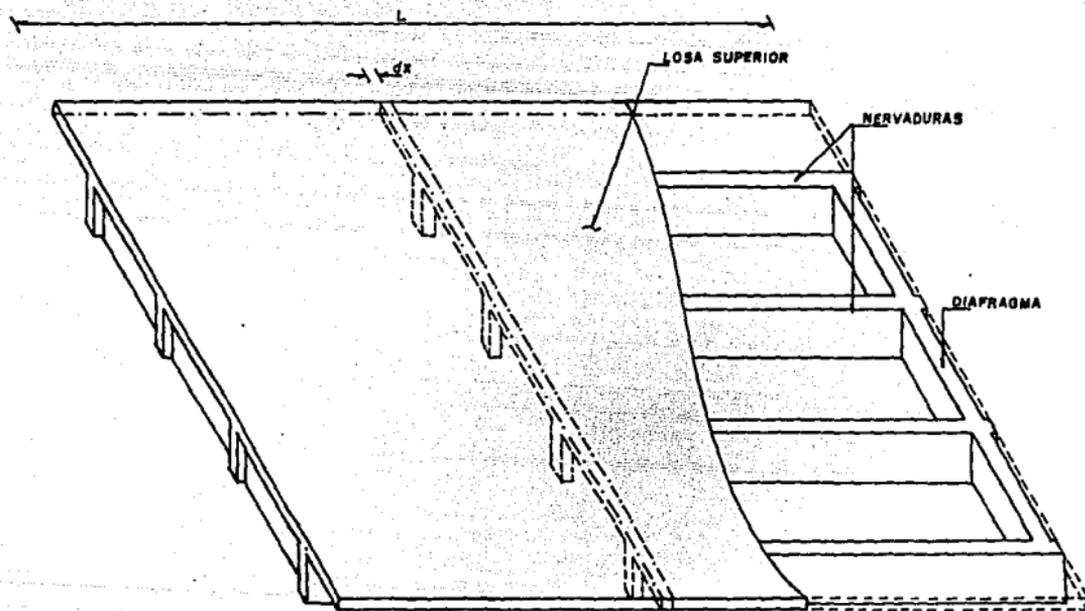
Se asimilará a la losa superior, entre las nervaduras, a una serie de diafragmas infinitamente delgados, unidos y empotrados en las vigas como lo muestra la figura del tablero de puente. Analizando el tablero se podrán establecer las ecuaciones de deformación de la viga "i", así como las constantes de apoyo de izquierda y derecha, que no dependen más que de las características geométricas y mecánicas.

Tomando en cuenta la simetría de la sección transversal, se aplicarán los siguientes estados de carga.



Estas cargas permiten plantear las ecuaciones generales de reparto que consideran a las constantes de apoyo de izquierda y derecha para poder obtener la distribución transversal de los elementos mecánicos.

La metodología a seguir para la obtención de las constantes de apoyo de izquierda y derecha, así como para las ecuaciones generales de reparto, se desarrolla en el artículo editado por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes denominado: Distribución Transversal de la Carga Viva por el Método de P.D. Cart.



TABLERO DE PUENTE

NOMENCLATURA

A_i = Apoyo " i " .

a_i, b_i, c_i = Coeficientes de flexibilidad de la nervadura " i " .

D = Rigidez a flexión de una nervadura

d_i = Semiclaro efectivo de la losa " i " entre dos nervaduras.

E = Módulo de elasticidad del concreto.

e = Espesor de la losa del tablero del puente.

G = Módulo de cortante del concreto.

I = Momento de inercia a flexión de una nervadura.

I_T = Momento de inercia a torsión de una nervadura.

K_i = Parámetro de flexión del apoyo " i " .

K_T = Rigidez a torsión de una nervadura.

L = Claro del puente a ejes de apoyo.

l = Entre eje de nervaduras longitudinales.

M_i = Momento flexionante transversal a la derecha del apoyo " i " .

M_i' = Momento flexionante transversal a la izquierda del apoyo " i " .

P_i = Carga puntual externa vertical, actuando sobre el puente.

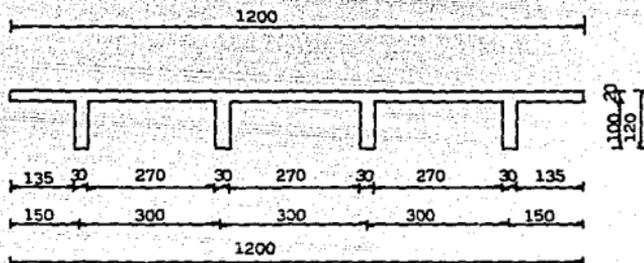
R_i = Densidad de carga vertical que absorbe la nervadura " i " .

T_i = Fuerza cortante transversal a la derecha del apoyo " i " .

- T_i = Fuerza cortante transversal a la izquierda del apoyo " i ".
- t_i = Reacción en el apoyo " i ", en la viga isostática asociada.
- t_{i-1} = Reacción en el apoyo " i - 1 ", en la viga isostática asociada.
- W_i = Rotación de la sección sobre el apoyo " i ".
- x = Abscisa;
- Y_i = Desplazamiento vertical del apoyo " i ".
- α_i = Parámetro de torsión del apoyo " i ".
- η_i, ϕ_i, f_i = Constantes de apoyo de izquierda relativas al apoyo " i "
- η_i', ϕ_i', f_i' = Constantes de apoyo de derecha relativas al apoyo " i ".
- N_i, ϕ_i, F_i = Constantes de apoyo de izquierda relativas al apoyo " i ", cuando este es capaz de absorber un momento elástico.
- N_i', ϕ_i', F_i' = Constantes de apoyo de derecha relativas al apoyo " i ", cuando este es capaz de absorber un momento elástico.
- θ_i, θ_{i-1} = Rotaciones de la viga isostática asociada.
- μ_1, μ_2, μ_T = Momentos flexionantes transversales en los extremos y en el centro del claro de la losa respectivamente.
- ΔM_i = Densidad de par de torsión actuando sobre la nervadura " i ".

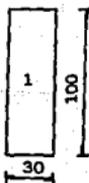
3.2 APLICACION DEL METODO DE P.B. CART

Se considera un tablero de 16 m de claro simplemente apoyado, cuya sección transversal es la siguiente:



a) Características geométricas y mecánicas:

Sección sola

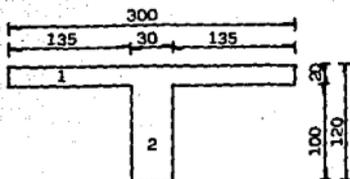


Secc.	Area	Y	A · Y
1	0.30	0.50	0.15

$$Y_1 = \frac{0.15}{0.30} = 0.5 \text{ m}$$

$$Y_2 = 1.00 - Y_1 = 0.5 \text{ m}$$

Sección compuesta



Secc.	A	Y_s	$A \cdot Y_s$	\bar{Y}	$A\bar{Y}^2$	I_o
	(m ²)	(m)	(M ³)	(m)	(m ³)	(m ⁴)
1	0.60	0.10	0.060	0.20	0.024	0.002
2	0.30	0.70	0.210	0.40	0.048	0.025
	0.90		0.270		0.072	0.027

$$Y_s = \frac{A \cdot Y_s}{A} = \frac{0.270}{0.90} = 0.30 \text{ m}$$

$$Y_i = 1.20 - 0.30 = 0.90 \text{ m}$$

$$I_x = A\bar{Y}^2 + \Sigma I_o = 0.072 + 0.027 = 0.099 \text{ m}^4$$

Rigidez de la losa superior; a la flexión transversal por unidad de longitud:

$$\Delta = \frac{E s^3}{12 (1 - \nu^2)}$$

$$\Delta = \frac{E \times (0.20)^3}{12 (1 - 0.15^2)} = 0.682 \times 10^{-3} \text{ m}$$

Rigidez de una viga a la flexión:

$$D = E I_x$$

$$I_x = 0.099 \text{ m}^4$$

Rigidez de una viga a la torsión:

$$K_T = G I_T$$

$$\frac{G}{E} = \frac{E}{2(1+\nu)E} = \frac{1}{2(1+0.15)} = 0.435$$

$$\frac{K_T}{E} = 0.435 \left[0.15 \times 1.20 \times (0.3)^3 + \frac{1}{2} \times \frac{1}{3} \times 2.70 \times (0.20)^3 \right] = 0.0037 \text{ m}^4$$

Las deformaciones de la viga "1" son:

$$\frac{1}{K_I} = \left(\frac{m \pi}{L} \right)^4 \quad D_1$$

$$K_1 = \left(\frac{m \pi}{L} \right)^2 \quad K_{T1}$$

Sustituyendo valores tenemos:

$$\frac{1}{K_I} = \left(\frac{1 \times \pi}{16} \right)^4 \times 0.099 = 1.4715 \times 10^{-4} \text{ E}$$

$$K_I \text{ E} = 6795.87$$

$$K_1 = \left(\frac{\pi}{16} \right)^2 \times 0.0037 = 1.4265 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

Coefficientes de flexibilidad de la viga "1":

$$a_1 = C_1 = \frac{d}{6\Delta} \left(3 + 4 \frac{d^2}{l^2} \right)$$

$$b_i = \frac{d}{6\Delta} (3 - 4 \frac{d^2}{l^2})$$

$$a_i = C_i = \frac{2.70}{6 \times 0.682 \times 10^{-3}} (3 + 4 (\frac{2.70}{3})^2) = 2217.01 \text{ m}^{-3}$$

$$b_i = 659.82 (3 - 4 (\frac{2.70}{3})^2) = 1741.94 \text{ m}^{-3}$$

b) Cálculo de las constantes de apoyo

Comenzando por la izquierda

Constantes de apoyo de la izquierda iniciales

$$I_0 = 0$$

$$N_0 = \frac{1}{\alpha_0} = \frac{1}{1.4265 \times 10^{-4}} = 7010.16$$

$$F_0 = K_0 = 6795.87$$

Conocidas I_0 , N_0 , F_0 calculamos ρ_1 y σ_1

$$\rho_1 = \frac{b_i - \frac{F_{i-1} + K_i}{l_i^2} - \frac{I_{i-1}}{l_i}}{N_{i-1} + \frac{2I_{i-1}}{l_i} + a_i + \frac{F_{i-1} + K_i}{l_i^2}}$$

y

$$\sigma_1 = \frac{\frac{K_i}{l_i^2}}{N_{i-1} + \frac{2I_{i-1}}{l_i} + a_i + \frac{F_{i-1} + K_i}{l_i^2}}$$

Haciendo $i = 1$, se tiene :

$$\rho_1 = \frac{1741.94 - \frac{2(6795.87)}{(3)^2}}{7010.16 + 2217.01 + \frac{2(6795.87)}{(3)^2}} = 0.0216$$

$$\Gamma_1 = \frac{\frac{6795.87}{(3)^2}}{7010.16 + 2217.01 + \frac{2(6795.87)}{(3)^2}} = 0.0703$$

Calculamos η_1 , f_1 , r_1

$$\eta_1 = c_1 + \frac{F_1 - 1}{\rho_1^2} + \frac{K_1}{\rho_1^2} (1 - \frac{\rho_1^2}{\Gamma_1}) ; \phi_1 = \frac{K_1}{\rho_1} (1 - \rho_1)$$

$$\eta_1 = 2217.01 + \frac{6795.87}{(3)^2} + \frac{6795.87}{(3)^2} (1 - \frac{(0.0216)^2}{0.0703}) = 3722.19$$

$$\phi_1 = \frac{6795.87}{3} (1 - 0.0216) = 2216.36$$

$$f_1 = K_1 (1 - \Gamma_1)$$

$$f_1 = 6795.87 (1 - 0.0703) = 6318.12$$

$$N_1 = \frac{\eta_1}{1 + \alpha_1 \eta_1}$$

$$N_1 = \frac{3722.19}{1 + (1.4265 \times 10^{-4} \times 3722.19)} = 2431.26$$

$$I_1 = \frac{\phi_1}{1 + \alpha_1 \eta_1}$$

$$I_1 = \frac{2216.36}{1 + (1.4265 \times 10^{-4} \times 3722.19)} = 1447.68$$

$$F_1 = f_1 - \frac{\rho_1 \phi_1^2}{1 + \rho_1 \eta_1}$$

$$F_1 = 6318.12 - \frac{1.4265 \times 10^{-4} \times (2216.36)^2}{1 + (1.4265 \times 10^{-4} \times 3722.19)} = 5860.42$$

$$i = 2$$

$$\rho_2 = \frac{1741.94 - \frac{5860.42 + 6795.87}{(3)^2} - \frac{1447.68}{3}}{2431.26 + \frac{2(1447.68)}{3} + 2217.01 + \frac{5860.42 + 6795.87}{(3)^2}}$$

$$\rho_2 = -0.0209$$

$$V_2 = \frac{\frac{6795.87}{(3)^2}}{2431.26 + \frac{2(1447.68)}{3} + 2217.01 + \frac{5860.42 + 6795.87}{(3)^2}}$$

$$V_2 = 0.1076$$

$$\eta_2 = 2217.01 + \frac{5860.42}{(3)^2} + \frac{6795.87}{(3)^2} (1 - \frac{(-0.0209)^2}{0.1076}) = 3620.20$$

$$\phi_2 = \frac{6795.87}{3} (1 - (-0.0209)) = 2312.63$$

$$f_2 = 6795.87 (1 - 0.1076) = 6064.63$$

$$N_2 = \frac{3620.20}{1 + (1.4265 \times 10^{-4} \times 3620.20)} = 2387.33$$

$$K_2 = \frac{2312.63}{1 + (1.4265 \times 10^{-4} \times 3620.20)} = 1525.06$$

$$F_2 = 6064.63 - \frac{(1.4265 \times 10^{-4} \times (2312.63)^2)}{1 + (1.4265 \times 10^{-4} \times 3620.20)} = 5561.52$$

$$i = 3$$

$$\rho_3 = \frac{1741.94 - \frac{5561.52 + 6795.87}{(3)^2} - \frac{1525.06}{3}}{2387.33 + 2217.01 + \frac{2(1525.06)}{3} + \frac{5561.52 + 6795.87}{(3)^2}}$$

$$\rho_3 = -0.0199$$

$$U_3 = \frac{\frac{6795.87}{(3)^2}}{2387.33 + 2217.01 + \frac{2(1525.06)}{3} + \frac{5561.52 + 6795.87}{(3)^2}}$$

$$U_3 = 0.1080$$

$$\eta_3 = 2217.01 + \frac{5561.52}{(3)^2} + \frac{6795.87}{(3)^2} (1 - (-0.0199)^2) = 3587.28$$

$$\theta_3 = \frac{6795.87}{3} (1 - (-0.0199)) = 2310.37$$

$$f_3 = 6795.87 (1 - 0.1080) = 6061.92$$

$$N_3 = \frac{3587.28}{1 + (1.4265 \times 10^{-4} \times 3587.28)} = 2372.97$$

$$K_3 = \frac{2310.37}{1.5117} = 1528.30$$

$$F_3 = 6061.92 - \frac{1.4265 \times 10^{-4} \times (2310.37)^2}{1.5117} = 5558.23$$

Ahora por la derecha

$$I_3' = 0$$

$$N_3' = 7010.16$$

$$F_3' = K_3 = 6795.87$$

$$\rho_3' = \frac{b_3 - \frac{F_3 + K_3}{l_3^2} - \frac{K_3}{F_3}}{N_3 + C_3 + \frac{F_3 + K_3}{l_3^2} + \frac{2 K_3}{l_3}} = 0.0216$$

$$\sigma_3' = \frac{\frac{K_3}{l_3^2}}{N_3 + C_3 + \frac{F_3 + K_3}{l_3^2} + \frac{2 K_3}{l_3}} = 0.0703$$

$$\eta_2' = a_3 + \frac{F_3}{l_3^2} + \frac{K_3}{l_3^2} \frac{(1 - \rho_3'^2)}{F_3} = 3722.19$$

$$\theta_2' = \frac{K_3}{l_3} (1 + \rho_3') = 2216.36$$

$$r_2' = K_3 (1 - \sigma_3') = 6318.12$$

$$N_2' = \frac{\eta_2'}{1 + \alpha_2 \eta_2'} = 2431.26$$

$$I_2' = \frac{\theta_2'}{1 + \alpha_2 \eta_2'} = 1447.68$$

$$F_2' = \frac{r_2' - \alpha_2 (\theta_2')^2}{1 + \alpha_2 \eta_2'} = 5860.42$$

$$\eta_0' = 3587.28$$

$$\rho_2' = -0.0209$$

$$N_1' = 2387.33$$

$$\theta_0' = 2310.37$$

$$\sigma_2' = 0.1076$$

$$I_1' = 1525.06$$

$$r_0' = 6061.92$$

$$\eta_1' = 3620.20$$

$$F_1' = 5561.52$$

$$N_0' = 2372.97$$

$$\theta_1' = 2312.63$$

$$\rho_1' = -0.0199$$

$$I_0' = 1528.30$$

$$r_1' = 6064.63$$

$$\sigma_1' = 0.1080$$

$$F_0' = 5558.23$$

Resumiendo los resultados anteriores, se puede observar la simetría de la sección transversal del tablero:

Constantes de apoyo de izquierda	Constantes de apoyo de derecha
$I_0 = 0$	$I'_3 = 0$
$N_0 = 7010.16$	$N'_3 = 7010.16$
$F_0 = 6795.87$	$F'_3 = 6795.87$
$\rho_1 = 0.0216$	$\rho'_3 = 0.0216$
$\sigma_1 = 0.0703$	$\sigma'_3 = 0.0703$
$\eta_1 = 3722.19$	$\eta'_2 = 3722.19$
$\theta_1 = 2216.36$	$\theta'_2 = 2216.36$
$f_1 = 6318.12$	$f'_2 = 6318.12$
$N_1 = 2431.26$	$N'_2 = 2431.26$
$I_1 = 1447.68$	$I'_2 = 1447.68$
$F_1 = 5860.42$	$F'_2 = 5860.42$
$\rho_2 = -0.0209$	$\rho'_2 = -0.0209$
$\sigma_2 = 0.1076$	$\sigma'_2 = 0.1076$
$\eta_2 = 3620.20$	$\eta'_1 = 3620.20$
$\theta_2 = 2312.63$	$\theta'_1 = 2312.63$

Constantes de apoyo
de izquierda

$$f_2 = 6064.63$$

$$N_2 = 2387.33$$

$$I_2 = 1525.06$$

$$F_2 = 5561.52$$

$$\rho_3 = -0.0199$$

$$\sigma_3 = 0.1080$$

$$\tau_3 = 3587.28$$

$$\phi_3 = 2310.37$$

$$f_3 = 6061.92$$

$$N_3 = 2372.97$$

$$I_3 = 1528.30$$

$$F_3 = 5558.23$$

Constantes de apoyo
de derecha

$$f_1' = 6064.63$$

$$N_1' = 2387.33$$

$$I_1' = 1525.06$$

$$F_1' = 5561.52$$

$$\rho_1' = -0.0199$$

$$\sigma_1' = 0.1080$$

$$\tau_0' = 3587.28$$

$$\phi_0' = 2310.37$$

$$f_0' = 6061.92$$

$$N_0' = 2372.97$$

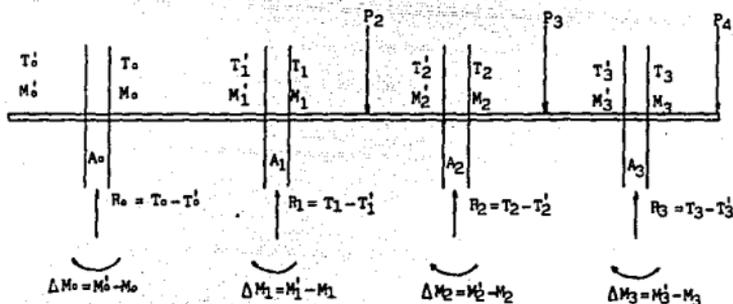
$$I_0' = 1528.30$$

$$F_0' = 5558.23$$

c) Planteamiento de las ecuaciones generales de reparto.

Tomando en cuenta la simetría de la sección, se estudiarán los siguientes estados de carga:

- Carga puntual (P_2) solicitando a la trabe $\overline{A_1 A_2}$
- Carga puntual (P_3) solicitando a la trabe $\overline{A_2 A_3}$
- Carga puntual (P_4) solicitando al volado derecho



Ecuaciones generales de reparto considerando las constantes de apoyo de izquierda:

$$\Delta M_1 = -\alpha_1 N_1 M_1 + \alpha_1 I_1 T_1$$

$$M_1 = \frac{M_1}{1 + \alpha_1 \gamma_1} + \alpha_1 I_1 T_1$$

$$M_{i-1} = \frac{-P_i}{1 + \alpha_i \gamma_i} M_i - (\rho_i \alpha_i I_i + \sigma_i I_i) T_i$$

$$T_i' = \frac{1 + \rho_i}{l_i (1 + \alpha_{i-1} \eta_i)} M_i + \frac{(\sigma_i + (1 + \rho_i) \alpha_{i-1} E_i)}{l_i} T_i$$

para $i = 3, i = 2, i = 1$

Ecuaciones generales de reparto considerando las constantes de apoyo de la derecha:

$$\Delta M_{i-1} = \alpha_{i-1} (M_{i-1} + E_{i-1} T_{i-1})$$

$$M_{i-1} = \frac{M_{i-1}}{1 + \alpha_{i-1} \eta_{i-1}} - \alpha_{i-1} E_{i-1} T_{i-1}$$

$$M_i' = \frac{-\rho_i}{1 + \alpha_{i-1} \eta_{i-1}} M_{i-1} + (\rho_i \alpha_{i-1} E_{i-1} + \sigma_i l_i) T_{i-1}$$

$$T_i' = \frac{-(1 + \rho_i)}{l_i (1 + \alpha_{i-1} \eta_{i-1})} M_{i-1} + \frac{(\sigma_i + (1 + \rho_i) \alpha_{i-1} E_{i-1})}{l_i} T_{i-1}$$

para $i = 1, i = 2, i = 3$

Sustituyendo los valores de las constantes de apoyo en la expresiones anteriores, se tienen los siguientes resultados:

Ecuaciones que reparten la carga hacia la izquierda

$$\Delta M_3 = -0.3385 M_3 + 0.2180 T_3$$

$$M_3' = 0.6615 M_3 + 0.2180 T_3$$

$$M_2 = 0.0132 M_3 - 0.3197 T_3$$

$$T_3' = 0.2161 M_3 + 0.1792 T_3$$

Ecuaciones que reparten la carga hacia la derecha

$$\Delta M_0 = 0.3385 M_0' + 0.2180 T_0'$$

$$M_0 = 0.6615 M_0' - 0.2180 T_0'$$

$$M_1' = 0.0132 M_0' + 0.3197 T_0'$$

$$T_1' = -0.2161 M_0' + 0.1792 T_0'$$

$$\Delta M_2 = -0.3406 M_2 + 0.2175 T_2$$

$$M_2' = 0.6594 M_2 + 0.2175 T_2$$

$$M_1 = -0.0138 M_2 - 0.3183 T_2$$

$$T_2' = 0.2152 M_2 + 0.1786 T_2$$

$$\Delta M_1 = -0.3468 M_1 + 0.2065 T_1$$

$$M_1' = 0.6532 M_1 + 0.2065 T_1$$

$$M_0 = -0.0141 M_1 - 0.2154 T_1$$

$$T_1' = 0.2224 M_1 + 0.1406 T_1$$

$$\Delta M_0 = 0.0141 M_1 + 0.2154 T_1$$

$$\Delta M_0 = -M_0$$

$$R_0 = T_0 - T_0'$$

$$R_1 = T_1 - T_1'$$

$$R_2 = T_2 - T_2'$$

$$R_3 = T_3 - T_3'$$

$$T_3' = T_2$$

$$T_2' = T_1$$

$$T_1 = T_0$$

$$\Delta M_1 = 0.3406 M_1' + 0.2175 T_1'$$

$$M_1 = 0.6594 M_1' - 0.2175 T_1'$$

$$M_2' = 0.0138 M_1' + 0.3183 T_1'$$

$$T_2' = -0.2152 M_1' + 0.1786 T_1'$$

$$\Delta M_2 = 0.3468 M_2' + 0.2065 T_2'$$

$$M_2 = 0.6532 M_2' - 0.2065 T_2'$$

$$M_3' = -0.0141 M_2' + 0.2154 T_2'$$

$$T_3' = -0.2224 M_2' + 0.1406 T_2'$$

$$\Delta M_3 = -0.0141 M_2' + 0.2154 T_2'$$

$$\Delta M_3 = M_3'$$

$$R_0 = T_0 - T_0'$$

$$R_1 = T_1 - T_1'$$

$$R_2 = T_2 - T_2'$$

$$R_3 = T_3 - T_3'$$

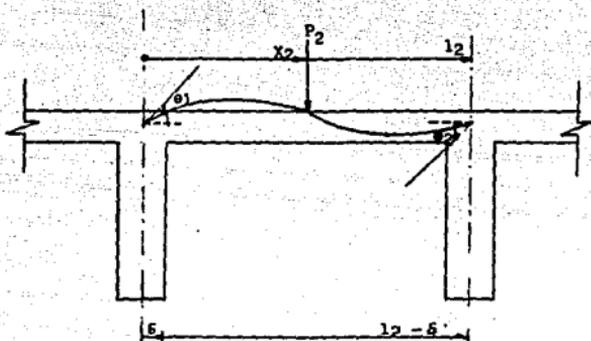
$$T_0 = T_1'$$

$$T_1 = T_2'$$

$$T_2 = T_3'$$

d) Primer caso, trabe $A_1 - A_2$ cargada con P_2

Consideremos el esquema siguiente:



Las rotaciones isostáticas de la viga simplemente apoyada están dadas por las expresiones siguientes:

$$\theta_{i-1} = -\frac{P}{6\Delta l_1} \left\{ \frac{2s^3}{l_1} \left(1 - \frac{2x_1}{l_1}\right) - 3s^2 \left(1 - \frac{x_1}{l_1}\right) + x_1^2 \left(\frac{x_1}{l_1} - 3\right) + 2x_1 l_1 \right\}$$

$$\theta_i = \frac{P}{6\Delta l_1} \left\{ \frac{2s^3}{l_1} (2x_1 - 1) - 3s^2 x_1 + x_1 l_1^2 \left(1 - \left(\frac{x_1}{l_1}\right)^2\right) \right\}$$

Utilizando las ecuaciones para el caso en que únicamente la viga "i" se encuentra cargada

$$\frac{1}{l_1^2} \left[\frac{F_i + F_i'}{\sigma_1} \right] M_{i-1} + \left[b_i - \frac{H_{i-1} + I_i'}{l_1} - \frac{F_{i-1} + F_i'}{l_1^2} \right] M_i =$$

$$\theta_{i-1} + \left(\frac{H_{i-1} + F_{i-1}}{l_1} \right) t_{i-1} + \frac{F_i'}{l_1} t_i$$

Estas dos ecuaciones nos permiten calcular M_{i-1} y M_i .

Sustituyendo valores y haciendo $i = 2$, se obtiene:

$$\begin{aligned} 6913.68 M_1 - 525.50 M_2' &= e_1 + 3401.15 t_1 + 1953.47 t_2' & \text{-----} \\ - 525.50 M_1 + 6913.68 M_2' &= - e_2' - 1953.47 t_1 - 3401.15 t_2' & \text{-----} \end{aligned} \quad (I)$$

Además las fuerzas cortantes se pueden calcular con :

$$T_i' = t_i' + \frac{M_i' - M_{i-1}}{l_i}$$

$$T_{i-1} = t_{i-1} + \frac{M_i' - M_{i-1}}{l_i}$$

para $i = 2$

$$T_2' = t_2' + \frac{M_2' - M_1}{3}$$

$$T_1 = t_1 + \frac{M_2' - M_1}{3}$$

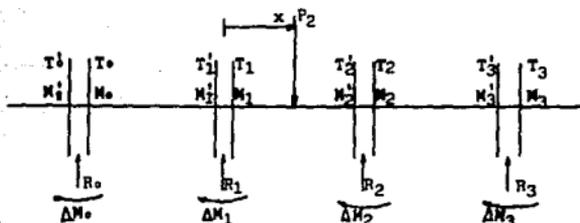
Analizando las ecuaciones (I), vemos que las incógnitas M_1 y M_2' , dependen del valor de la rotación y el de la fuerza cortante de la viga isostática asociada y estas a su vez, de la posición de la carga $P_2 = 1$ en la trabe 2. Se hará variar la carga P_2 a lo largo de la trabe 2, calculando para cada posición de ella el valor de las rotaciones y fuerzas cortantes así como el de las incógnitas M_1 , M_2' , T_1 y T_2' . Los resultados se agrupan en las tablas siguientes:

x_2/l_2	ROTACION ISOSTATICA		REACCIONES	
	θ_1	θ_2	t_1	t_2
0	0	0	1	0
0.25	- 709.59	511.09	0.75	- 0.25
0.50	- 816.53	816.53	0.50	- 0.50
0.75	- 511.09	709.59	0.25	- 0.75
1	0	0	0	- 1

Resolviendo por ecuaciones simultáneas tenemos:

x_2/l_2	M_1	M_2	T_1	T_2
0	0.4732	- 0.2466	0.7601	- 0.2399
0.25	0.1844	- 0.1488	0.6389	- 0.3611
0.50	- 0.0145	- 0.0145	0.5000	- 0.5000
0.75	- 0.1488	0.1844	0.3611	- 0.6389
1	- 0.2466	0.4732	0.2399	- 0.7601

Consideremos el esquema siguiente:

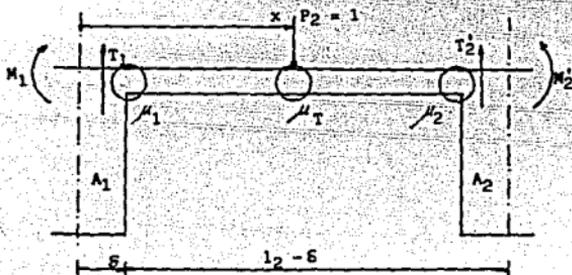


Bajo esta condición de carga, la fuerza cortante T_0 y el momento flexionante M_0 son nulos, debido a que no existe carga externa aplicada en lo volado; lo mismo sucede para T_3 y M_3 .

Conocidos estos valores y los correspondiente a M_1 , T_1 , T_2 y M_2 , se pueden aplicar las ecuaciones generales de reparto que distribuyen la carga hacia la izquierda con lo que se obtendrán las incógnitas restantes.

Finalmente, para obtener la distribución de la carga entre los apoyos A_1 , es necesario proceder como se indica a continuación:

Analizando la misma condición de carga, se separará la viga $\overline{A_1 A_2}$:



Se determinarán los valores de los momentos flexionantes transversales en el centro del claro (μ_T) y en las secciones de empotramiento (μ_1, μ_2):

Cálculo de μ_1 :

$$0 \leq x \leq 6$$

$$\mu_1 = M_1 + T_1 x - P_2 (6 - x)$$

$$6 \leq x \leq l_2$$

$$\mu_1 = M_1 + T_1 x$$

Cálculo de μ_T :

$$0 \leq x \leq l_2/2$$

$$\mu_T = M_1 + T_1 \cdot 12/2 - P_2 (12/2 - x)$$

$$12/2 \leq x \leq 12$$

$$\mu_T = M_1 + T_1 \cdot 12/2$$

Cálculo de μ_2

$$0 \leq x \leq (12 - \delta)$$

$$\mu_2 = M_1 + T_1 (12 - \delta) - P_2 [(12 - \delta) - x]$$

$$(12 - \delta) \leq x \leq 12$$

$$\mu_2 = M_1 + T_1 (12 - \delta)$$

Sustituyendo los valores de δ , 1_2 , P_2 obtenemos las expresiones siguientes:

$$0 \leq x \leq 0.15$$

$$\mu_1 = M_1 + 0.15 T_1 - (0.15 - x)$$

$$0.15 \leq x \leq 3.0$$

$$\mu_1 = M_1 + 0.15 T_1$$

$$0 \leq x \leq 1.5$$

$$\mu_T = M_1 + 1.5 T_1 - (1.5 - x)$$

$$1.5 \leq x \leq 3.0$$

$$\mu_T = M_1 + 1.5 T_1$$

$$0 \leq x \leq 2.85$$

$$\mu_2 = M_1 + 2.85 T_1 - (2.85 - x)$$

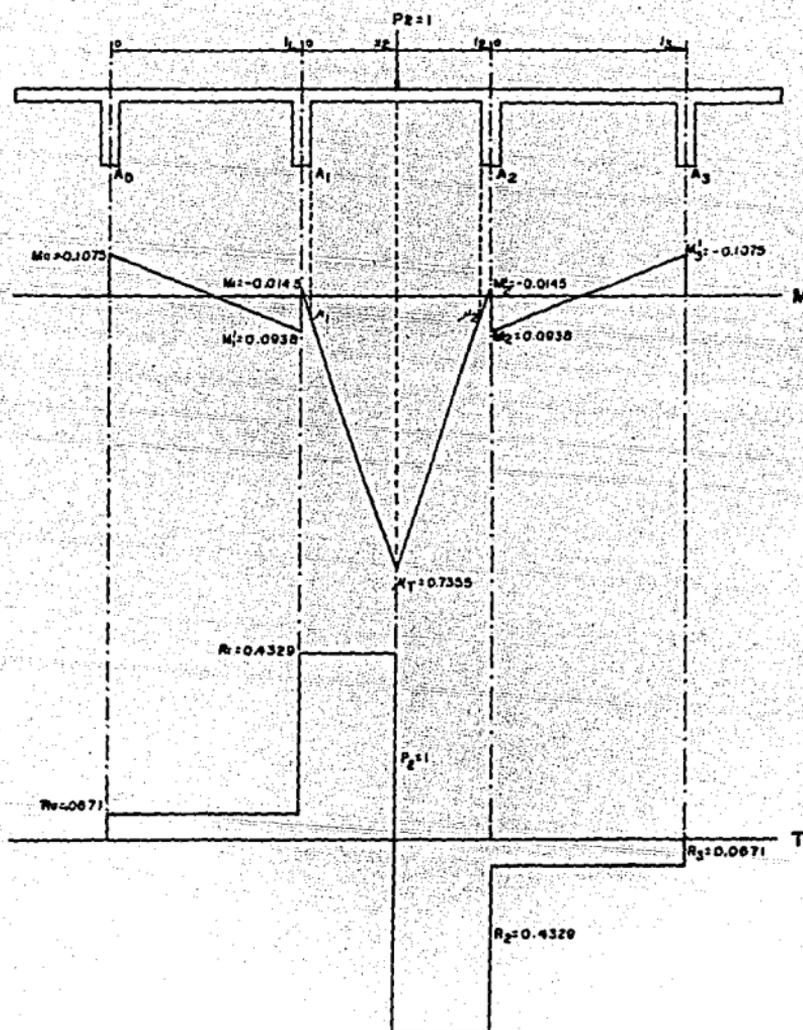
$$2.85 \leq x \leq 3.0$$

$$\mu_2 = M_1 + 2.85 T_1$$

Reemplazando los valores de M_2 , T_2 , M_1 y T_1 en las expresiones que reparten la carga hacia la izquierda y en estas últimas, se obtendrá la repartición transversal de la carga $P_2 = 1$. Los resultados se muestran en la tabla siguiente:

X_2/l_2	M_0	T_0	M_1'	T_1'	M_1	T_1	M_2'	T_2'
0	- 0.1704	0.2121	0.4661	0.2121	0.4732	0.7601	- 0.2466	- 0.2399
0.25	- 0.1402	0.1308	0.2524	0.1308	0.1844	0.6389	- 0.1488	- 0.3611
0.50	- 0.1075	0.0671	0.0938	0.0671	- 0.0145	0.5000	- 0.0145	- 0.5000
0.75	- 0.0757	0.0177	- 0.0226	0.0177	- 0.1488	0.3611	0.1844	- 0.6388
1	- 0.0482	- 0.0211	- 0.1115	- 0.0211	- 0.2466	0.2399	0.4732	- 0.7601

X_2/l_2	R_0	R_1	R_2	R_3	ΔM_0	ΔM_1	μ_1	μ_T	μ_2
0	0.2121	0.5480	0.2610	- 0.0211	0.1704	0.0071	0.4372	0.1134	- 0.2105
0.25	0.1308	0.5081	0.3434	0.0177	0.1402	0.0680	0.2802	0.3928	- 0.0947
0.50	0.0671	0.4329	0.4329	0.0671	0.1075	0.1083	0.0605	0.7355	0.0605
0.75	0.0177	0.3434	0.5081	0.1308	0.0757	0.1262	- 0.0946	0.3928	0.2803
1	- 0.0211	0.2610	0.5406	0.2195	0.0482	0.1351	- 0.2106	0.1134	0.4371



DIAGRAMAS DE MOMENTO Y FUERZA CORTANTE TRANSVERSAL
DEBIDOS A LA CARGA P_2

e) Segundo caso, trabe $A_2 A_3$ cargado con P_2

Se procede de la misma forma del primer caso y utilizando las ecuaciones de rotación isostática de la viga simplemente apoyada y las ecuaciones para el caso en que únicamente la viga " 1 " se encuentra cargada.

Sustituyendo valores y haciendo $i = 3$, podemos calcular M_2 y M_3' .

$$\begin{aligned} 6991.64 M_2 - 139.46 M_3' &= \theta_2 + 3378.90 t_2 + 2265.29 t_3' & \text{-----} \\ - 139.46 M_2 + 10603.91 M_3' &= - \theta_3' - 1853.84 t_2 - 2265.29 t_3' & \text{-----} \end{aligned} \quad \text{(II)}$$

Analizando las ecuaciones (II), vemos que las incógnitas M_2 y M_3' , dependen del valor de la rotación y el de la fuerza cortante de la viga isostática asociada y estas a su vez, de la posición de la carga $P_3 = 1$ en la trabe 3.

Se hará variar la carga P_3 a lo largo de la trabe 3, calculando para cada posición de ella el valor de las rotaciones y fuerzas cortantes así como el de las incógnitas M_2 , M_3' , T_2 y T_3' . Los resultados se condensan en las tablas siguientes:

X_3/l_3	ROTACION ISOSTATICA		REACCIONES	
	θ_2	θ_3'	t_2	t_3'
0	0	0	1	0
0.25	- 709.59	511.09	0.75	- 0.25
0.50	- 816.53	816.53	0.50	- 0.50
0.75	- 511.09	709.59	0.25	- 0.75
1	0	0	0	- 1

$X_3/13$	M_2	M_3	T_2	T_3
0	0.4799	- 0.1685	0.7839	- 0.2161
0.25	0.1775	- 0.1236	0.6496	- 0.3504
0.50	- 0.0363	- 0.0581	0.4934	- 0.5056
0.75	- 0.1943	0.0470	0.3304	- 0.6696
1	- 0.3198	0.2094	0.1764	- 0.8236

Ahora se determinarán los valores de los momentos flexionantes transversales en el centro del claro (μ_T) y en las secciones de empotramiento (μ_1, μ_2):

$$0 \leq x \leq 0.15$$

$$\mu_1 = M_2 + 0.15 T_2 - (0.15 - x)$$

$$0.15 \leq x \leq 3.0$$

$$\mu_1 = M_2 + 0.15 T_2$$

$$0 \leq x \leq 1.5$$

$$\mu_T = M_2 + 1.5 T_2 - (1.5 - x)$$

$$1.5 \leq x \leq 3.0$$

$$\mu_T = M_2 + 1.5 T_2$$

$$0 \leq x \leq 2.85$$

$$\mu_2 = M_2 + 2.85 T_2 - (2.85 - x)$$

$$2.85 \leq x \leq 3.0$$

$$\mu_2 = M_2 + 2.85 T_2$$

Reemplazando los valores de M_3 , T_3 , M_2 , T_2 , M_1 y T_1 en las expresiones que reparten la carga hacia la izquierda y en estas últimas, se obtendrá la repartición transversal de la carga $P_3 = 1$. Los resultados se muestran en la tabla siguiente:

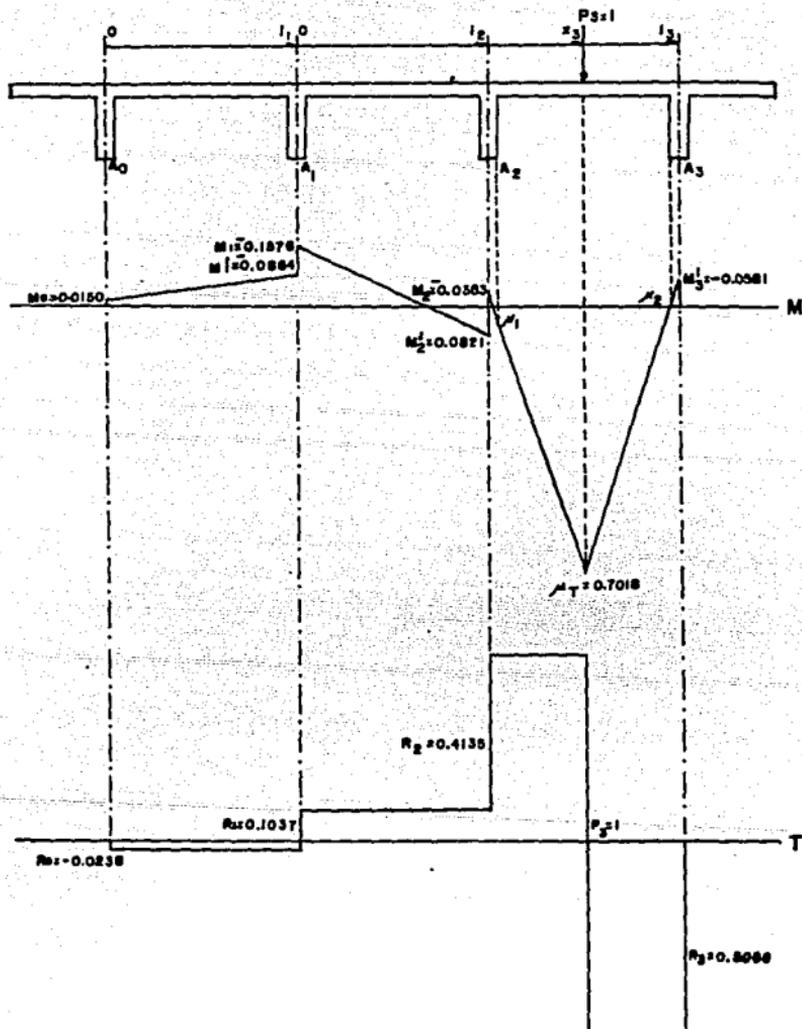
X_3/l_3	M_0	T_0	M_1'	T_1'	M_1	T_1
0	- 0.0490	- 0.0198	- 0.1084	- 0.0198	- 0.2429	0.2433
0.25	- 0.0303	- 0.0238	- 0.1016	- 0.0238	- 0.2043	0.1542
0.50	- 0.0150	- 0.0238	- 0.0864	- 0.0238	- 0.1576	0.0799
0.75	- 0.0022	- 0.0216	- 0.0669	- 0.0216	- 0.1078	0.0172
1	0.0089	- 0.0187	- 0.0473	- 0.0187	- 0.0606	- 0.0373

X_3/l_3	M_2'	T_2'	M_2	T_2	M_3'	T_3'
0	0.4869	0.2433	0.4799	0.7839	- 0.1665	- 0.2161
0.25	0.2583	0.1542	0.1775	0.6496	- 0.1236	- 0.3504
0.50	0.0821	0.0799	- 0.0383	0.4934	- 0.0581	- 0.5066
0.75	- 0.0563	0.0172	- 0.1943	0.3304	0.0470	- 0.6696
1	- 0.1725	- 0.0373	- 0.3198	0.1764	0.2094	- 0.8236

$X_3/13$	R_0	R_1	R_2	R_3
0	- 0.0198	0.2631	0.5406	0.2161
0.25	- 0.0238	0.1780	0.4954	0.3504
0.50	- 0.0238	0.1037	0.4135	0.5066
0.75	- 0.0216	0.0388	0.3132	0.6696
1	- 0.0187	-0.0186	0.2137	0.8236

$X_3/13$	M_0	ΔM_1	ΔM_2	ΔM_3
0	0.0490	0.1345	0.0070	- 0.1685
0.25	0.0303	0.1027	0.0808	- 0.1236
0.50	0.0150	0.0712	0.1204	- 0.0581
0.75	0.0022	0.0409	0.1380	0.0470
1	- 0.0089	0.0133	0.1473	0.2094

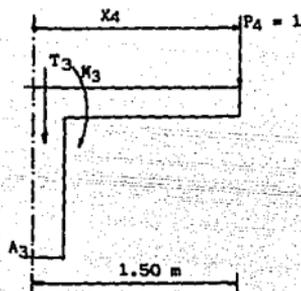
$X_3/13$	M_1	M_2	M_3
0	0.4475	0.1558	- 0.1360
0.25	0.2749	0.4019	- 0.0711
0.50	0.0357	0.7018	- 0.0179
0.75	- 0.1447	0.3013	0.1473
1	- 0.2933	0.0552	0.1829



DIAGRAMAS DE MOMENTO Y FUERZA CORTANTE TRANSVERSAL
DEBIDOS A LA CARGA P_3

f) Tercer caso; carga sobre el volado de la derecha

Condición de carga:



Por condiciones de equilibrio, se puede observar que:

$$M_3 = - P_4 \cdot X_4 = - X_4$$

$$T_3 = P_4 = 1$$

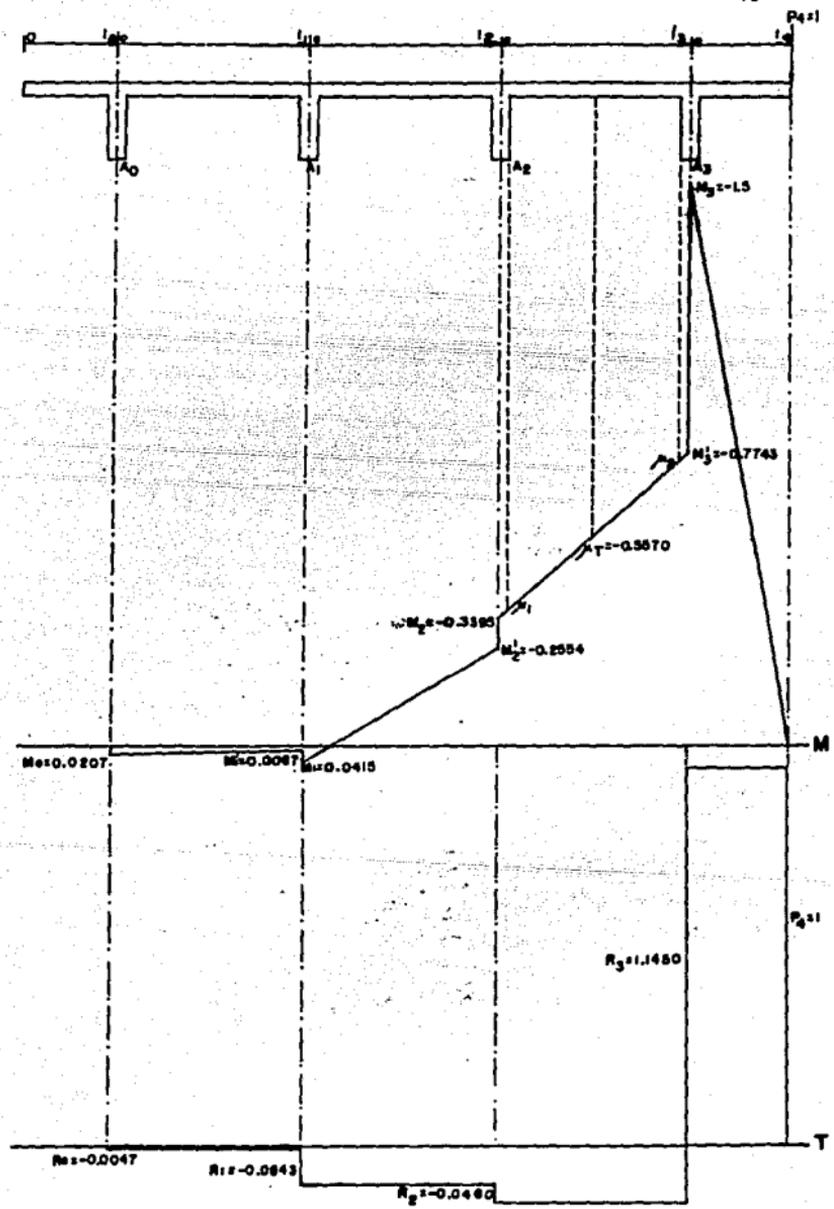
Calculados estos valores, es posible conocer la distribución transversal de $P_4 = 1$, utilizando las ecuaciones que distribuyen la carga hacia la izquierda y aquellos que fueron deducidas para la obtención de los momentos flectores μ_1, μ_T, μ_2 .

En la hoja siguiente se presentan los resultados así obtenidos en forma tabular.

X_4	M_0	T_0	M_1^i	T_1^i	M_1	T_1	M_2^i	T_2^i
0	0.0088	- 0.0189	- 0.0478	- 0.0189	- 0.0615	- 0.0368	- 0.1718	- 0.0368
1.5	0.0207	- 0.0047	0.0067	- 0.0047	0.0415	- 0.0990	- 0.2554	- 0.0990

X_4	M_2	T_2	M_3^i	T_3^i	R_0	R_1	R_2	R_3
0	- 0.3197	0.1792	0.2180	0.1792	- 0.0189	- 0.0179	0.2160	0.8208
1.5	- 0.3395	- 0.1450	- 0.7743	- 0.1450	- 0.0047	- 0.0943	- 0.0460	1.1450

X_4	ΔM_0	ΔM_1	ΔM_2	ΔM_3	μ_1	μ_T	μ_2
0	- 0.0088	0.0137	0.1479	0.2180	- 0.2928	- 0.0509	0.1910
1.5	0.0207	- 0.0348	0.0841	0.7258	- 0.3613	- 0.5570	- 0.7528



DIAGRAMAS DE MOMENTO Y CORTANTE TRANSVERSAL DEBIDOS A LA CARGA P_0 .

g) Utilización de las constantes de apoyo de derecha.

g.1) Segundo caso: trabe $\overline{A_2 A_1}$ cargada con $P_1 = 1$

De la misma forma que en caso anterior, se deberán utilizar las expresiones deducidas para el caso de la trabe " i " cargada. Considerando $i = 1$.

Remplazando valores se tiene:

$$\begin{aligned} 10603.91 M_0 - 139.46 M_1' &= \Theta_0 + 2265.29 t_0 + 1853.84 t_1' \\ - 139.46 M_0 + 6991.64 M_1' &= -\Theta_1' - 2265.29 t_0 - 3378.90 t_1' \end{aligned} \quad (I')$$

Además se sabe que:

$$T_1' = t_1' + \frac{M_1' - M_0}{3}$$

$$T_0 = t_0 + \frac{M_1' - M_0}{3}$$

En función de la posición de la carga $P_1 = 1$ se pueden calcular, de la misma manera que en el caso anterior, el valor de las rotaciones y fuerzas cortantes, de la trabe isostática asociada y con esto los valores de M_0 , M_1' , T_0 y T_1' , utilizando las ecuaciones (I'). Los resultados se muestran en la siguiente tabla:

X_1/l_1	ROTACION ISOSTATICA		REACCION	
	θ_0	θ_1^i	t_0	t_1^i
0	0	0	1	0
0.25	- 709.59	511.09	0.75	- 0.25
0.50	- 816.53	816.53	0.50	- 0.50
0.75	- 511.09	709.59	0.25	- 0.75
1	0	0	0	- 1

X_1/l_1	M_0	M_1^i	T_0	T_1^i
0	0.2094	- 0.3198	0.8236	- 0.1764
0.25	0.0470	- 0.1943	0.6696	- 0.3304
0.50	- 0.0581	- 0.0383	0.5066	- 0.4934
0.75	- 0.1236	0.1775	0.3504	- 0.6496
1	- 0.1685	0.4799	0.2161	- 0.7839

Para calcular el efecto de esta carga sobre las traveses adyacentes, se utilizarán las expresiones generales que reparten la carga hacia la derecha.

Siendo $T_0^i = T_2 = M_0^i = M_2 = 0$ y conocidos los valores de M_1^i , T_1^i , M_0 y T_0 , es posible determinar las incógnitas restantes.

También se determinarán valores de los momentos flexionantes transversales en el centro del claro (μ_T) y en las secciones de empotramiento (μ_1 y μ_2) con sus expresiones correspondientes.

Los resultados se tabulan en la siguiente hoja:

X_1/l_1	ROTACION ISOSTATICA		REACCION	
	θ_0	θ_1'	t_0	t_1'
0	0	0	1	0
0.25	- 709.59	511.09	0.75	- 0.25
0.50	- 816.53	816.53	0.50	- 0.50
0.75	- 511.09	709.59	0.25	- 0.75
1	0	0	0	- 1

X_1/l_1	M_0	M_1'	T_0	T_1'
0	0.2094	- 0.3198	0.8236	- 0.1764
0.25	0.0470	- 0.1943	0.6696	- 0.3304
0.50	- 0.0581	- 0.0383	0.5066	- 0.4934
0.75	- 0.1236	0.1775	0.3504	- 0.6496
1	- 0.1685	0.4799	0.2161	- 0.7839

Para calcular el efecto de esta carga sobre las traveses adyacentes, se utilizarán las expresiones generales que reparten la carga hacia la derecha.

Siendo $T_0' = T_2 = M_0' = M_2 = 0$ y conocidos los valores de M_1' , T_1' , M_0 y T_0 , es posible determinar las incógnitas restantes.

También se determinarán valores de los momentos flexionantes transversales en el centro del claro (μ_T) y en las secciones de empotramiento (μ_1 y μ_2) con sus expresiones correspondientes.

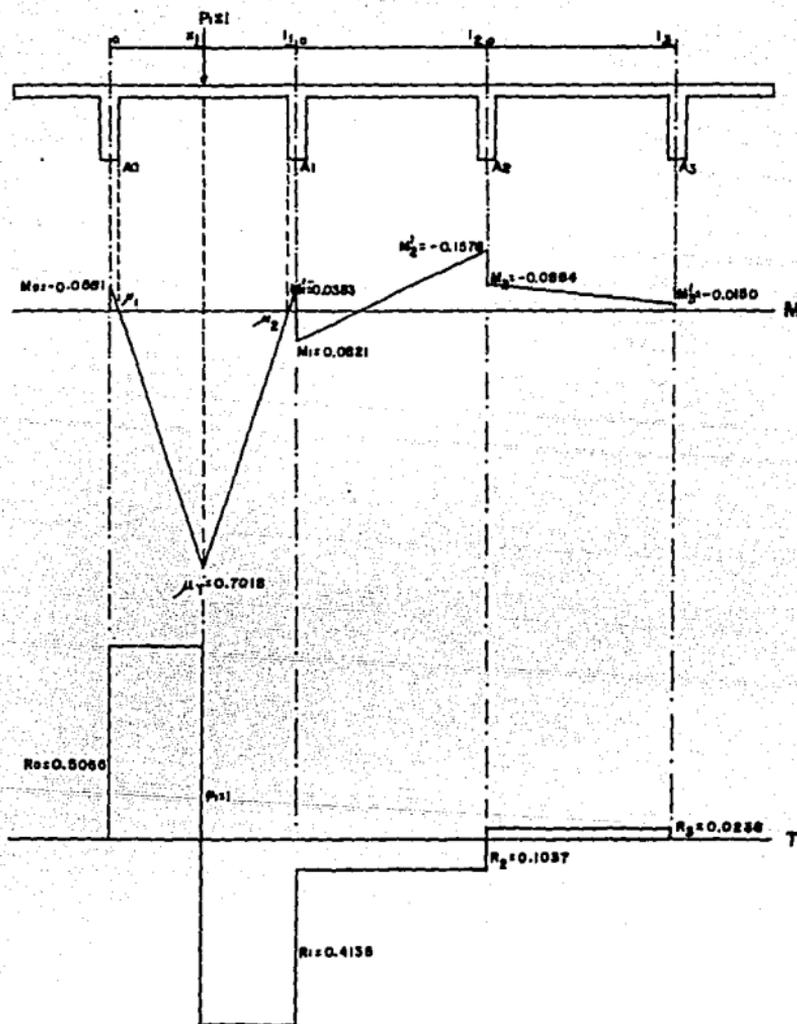
Los resultados se tabulan en la siguiente hoja:

X_1/l_1	M_e	T_e	M_1^i	T_1^i	M_1	T_1	M_2^i	T_2^i
0	0.2094	0.8236	0.3198	0.1764	0.1725	0.0373	0.0606	0.0373
0.25	0.0470	0.6696	- 0.1943	- 0.3304	- 0.0563	- 0.0172	- 0.1078	- 0.0172
0.50	- 0.0581	0.5066	- 0.0383	- 0.4934	0.0821	- 0.0799	- 0.1576	- 0.0799
0.75	- 0.1236	0.3504	0.1775	- 0.3466	0.2583	- 0.1542	- 0.2043	- 0.1542
1	- 0.1685	0.2161	0.4799	- 0.7839	0.4869	- 0.2433	- 0.2429	- 0.2433

X_1/l_1	M_2	T_2	M_3^i	T_3^i	R_e	R_1	R_2	R_3
0	- 0.0473	0.0187	0.0089	0.0187	0.8236	0.2137	- 0.0186	- 0.0187
0.25	- 0.0669	0.0216	0.0052	0.0216	0.6696	0.3132	0.0388	- 0.0216
0.50	- 0.0864	0.0238	- 0.0150	0.0238	0.5066	0.4135	0.1037	- 0.0238
0.75	- 0.1016	0.0238	- 0.0303	0.0238	0.3504	0.4954	0.1780	- 0.0238
1	- 0.1084	0.0198	- 0.0490	0.0198	0.2161	0.5-06	0.2631	- 0.0198

x_1/l_1	M_0	ΔM_1	ΔM_2	ΔM_3	μ_1	μ_T	μ_2
0	- 0.2094	0.1473	- 0.0133	0.0089	- 0.1360	- 0.0552	0.4475
0.25	- 0.0470	- 0.1380	- 0.0409	- 0.0022	- 0.0711	0.3013	0.2749
0.50	0.0581	- 0.1204	- 0.0712	- 0.0150	- 0.0719	0.7018	0.0357
0.75	0.1236	- 0.0808	- 0.1027	- 0.0303	0.1473	0.4019	- 0.1447
1	0.1685	- 0.0070	- 0.1345	- 0.0690	0.1829	0.1558	0.2833

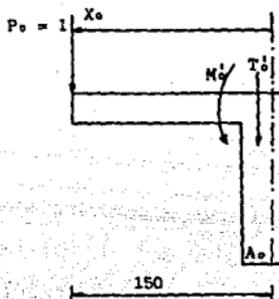
ESTE TEXTO NO DEVE
 SER DE LA BIBLIOTECA 79



DIAGRAMAS DE MOMENTO Y FUERZA CORTANTE TRANSVERSAL
DEBIDOS A LA CARGA P_1

g.2) Tercer caso: carga sobre el volado de la izquierda.

Condición de carga:



Por equilibrio:

$$M_0^i = - P_0 X_0 = - X_0$$

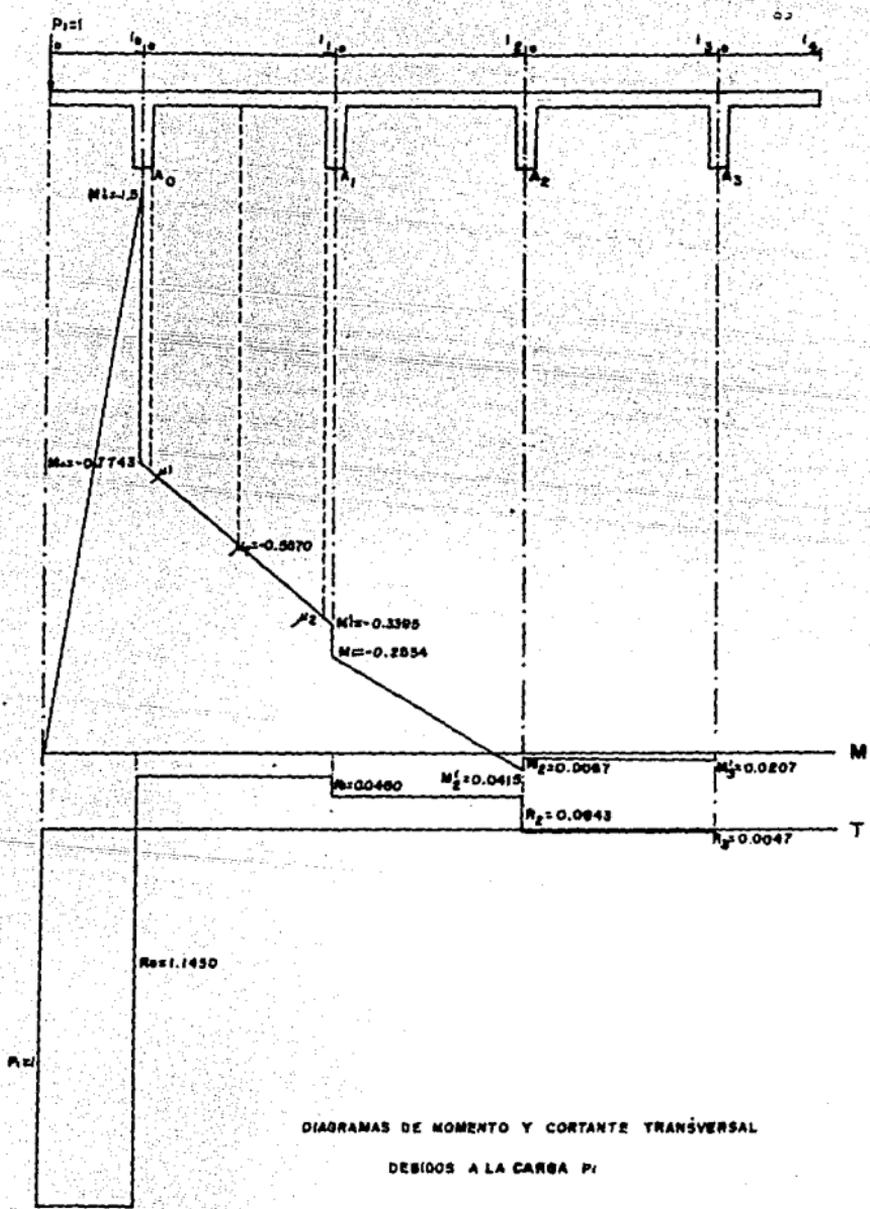
$$T_0^i = - P_0 = -1$$

De la misma manera que en los casos anteriores, se aplican las ecuaciones que reparten la carga hacia la derecha, obteniendo los resultados que se presentan en la tabla siguiente:

X_0	M_0	T_0	M_1'	T_1'	M_1	T_1	M_2'	T_2'
0	0.2180	- 0.1792	- 0.3197	0.0368	- 0.1718	- 0.1792	- 0.0615	0.0368
1.5	- 0.7743	0.1450	- 0.3395	0.0990	- 0.2554	0.1450	0.0415	0.0990

X_0	M_2	T_2	M_3'	T_3'	R_0	R_1	R_2	R_3
0	- 0.0478	0.0189	0.0088	0.0189	0.8208	0.2160	- 0.0179	- 0.0189
1.5	0.0067	0.0047	0.0207	0.0047	1.1450	- 0.0460	- 0.0943	- 0.0047

X_0	M_0	ΔM_1	ΔM_2	ΔM_3	μ_1	μ_T	μ_2
0	0.2180	0.1479	0.0137	- 0.0088	- 0.2928	- 0.0509	0.1910
1.5	0.7258	0.0841	- 0.0348	- 0.0207	- 0.3613	- 0.5570	- 0.7528

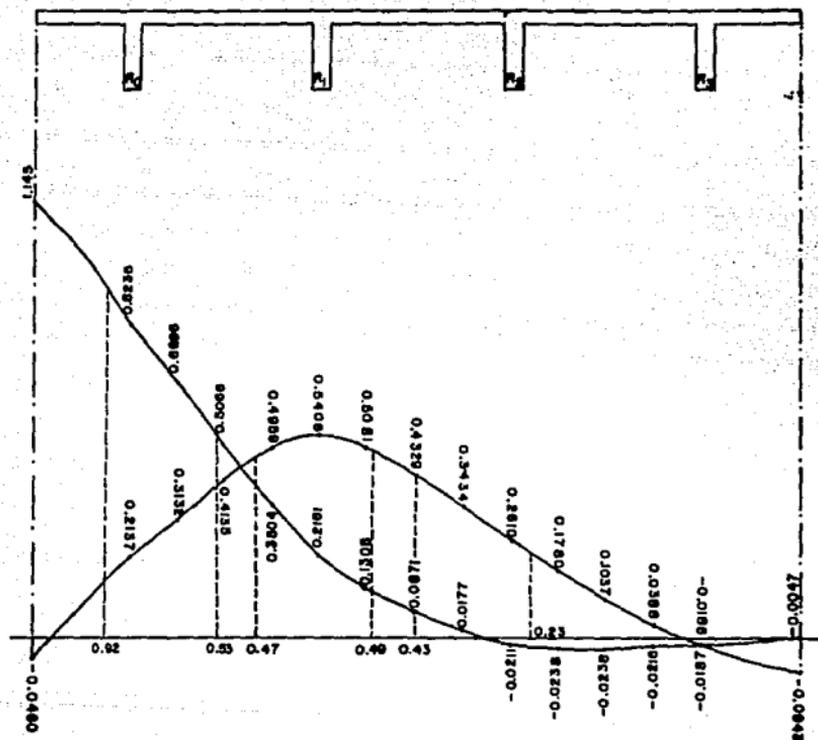


DIAGRAMAS DE MOMENTO Y CORTANTE TRANSVERSAL
 DEBIDOS A LA CARGA P_1

3.3 Líneas de Influencia.

En las tablas anteriores, se obtuvieron los elementos mecánicos que aparecen cuando una carga unitaria " P_i ", recorre transversalmente el tablero del puente. Esto fue realizado con el objeto de poder graficar las líneas de influencia para dicha condición ya que constituyen los elementos indispensables para poder determinar la posición más desfavorable de la carga viva y con ello los elementos mecánicos a considerar en el diseño de la estructura.

Posteriormente se graficarán las líneas de influencia de los diferentes elementos mecánicos calculados.



LINEAS DE INFLUENCIA DE RI.

Con base a las líneas de influencia de las reacciones en la nervadura extrema e intermedia procederá a valorar los elementos mecánicos por carga viva en cada una de ellas.

Para nervadura extrema

$$F_{c,v} = 0.92 + 0.53 = 1.45$$

$$M_{c,v} = 92.93 (1.282) (0.73) = 86.97 \text{ ton-m/nervadura}$$

$$V_{c,v} = 26.68 (1.282) (0.73) = 25.14 \text{ ton/nervaduras}$$

Del análisis por AASHTO se había obtenido:

$$M_{c,v} = 97.6 \text{ ton-m/nervadura}$$

$$V_{c,v} = 28.2 \text{ ton/nervadura}$$

Valores que son conservadores a las del método de Cart.

Para nervadura intermedia

$$F_{c,v} = 0.47 + 0.49 + 0.43 + 0.23 = 1.62$$

$$M_{c,v} = 92.93 (1.282) (0.81) = 96.50 \text{ ton-m/nervadura}$$

$$V_{c,v} = 26.86 (1.282) (0.81) = 27.89 \text{ ton/nervadura}$$

Del análisis por AASHTO se obtuvieron valores que son aproximadamente iguales a los del método de P.D. Cart.

C A P I T U L O I V

C A L C U L O D E L A S U B E S T R U C T U R A

El capítulo se basará en las especificaciones (AASHTO) .

En este proyecto se diseñarán estribos de gravedad, cuya función es transmitir al terreno las cargas debidas al peso de la superestructura, la carga móvil, el peso propio del estribo, el empuje de tierras, fuerzas debidas al viento y fuerzas longitudinales debidas a la fricción que se desarrolla en los apoyos.

Los aleros de los estribos evitan que los terraplenes de acceso derramen sobre el cauce del río. El ángulo que forman los aleros con el cuerpo del estribo es de 30° .

El estribo se desplantará en la elevación 881.00m sobre la capa de granito semialterado con un esfuerzo normal a la compresión de 30 ton/m² .

Elevación N.A.M.E.	884.30 m.
Sobreelevación	0.15 m.
Espacio libre vertical	1.50 m.
Peralte de la superestructura	1.40 m.
Carpeta asfáltica	<u>0.03 m.</u>
Elevación de Rasante	887.38 m.

4.1 DISEÑO DEL ESTRIBO

Carga Viva	HS-20
Corona y Diafragma	Concreto reforzado
Cuerpo y Aleros	Mampostería de 3ª clase con mortero de cemento de 1:5

Esfuerzo Permisible

$$\text{Compresión} = 9.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Tensión} = 0.8 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Cortante} = 2.0 \text{ kg/cm}^2$$

4.2 Condiciones de estabilidad

a) Condiciones de volteamiento

La suma de los momentos producidos por las fuerzas verticales debe ser igual o mayor de la suma de los momentos producidos por las fuerzas horizontales con respecto a un mismo punto.

Coefficiente de volteamiento (Cv)

$$Cv = \frac{\sum Mv}{\sum Mh} \geq 2$$

b) Condición de deslizamiento

La suma de las fuerzas verticales deberá ser mayor de la suma de las fuerzas horizontales.

Coefficiente de deslizamiento (Cd)

$$Cd = \frac{\sum Fv}{\sum Fh} \geq 2$$

4.3 Esfuerzos permisibles

Para revisar los esfuerzos, se aplicará la fórmula de la escuadría.

$$f = \frac{P}{A} \pm \frac{M}{I} y$$

Desglosando la expresión queda :

$$f = \frac{P}{BH} \left(1 \pm \frac{6e}{H} \right)$$

e = la excentricidad de la resultante de todas las fuerzas, con respecto del eje centroidal "y" de la sección resistente.

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\sum M_v - \sum M_h}{\sum F_v}$$

4.4 Cargas Actuantes sobre la subestructura

Para la revisión del estribo se considerarán todas las fuerzas verticales y horizontales que intervienen en su estabilidad, valuadas para un espesor unitario de 1.00 m.

Carga muerta.- Peso propio de la superestructura y subestructura.

Carga viva .- Es el peso de la carga de aplicación.

Impacto .- Las especificaciones indican que no deberá aplicarse a elementos del grupo B, que son estribos, muros de contención y pilas.

Vientos sobre la estructura.- Las fuerzas debidas a la presión del viento, por metro cuadrado de área expuesta y se supondrá una carga uniformemente distribuida y aplicada horizontalmente a 90° con respecto al eje longitudinal de la estructura y se tomará el valor de 249 kg/cm², aplicada en el centro de gravedad de la superestructura.

Viento sobre la carga viva.- Se aplicará con 149 kg/m transversalmente y 60 kg/m longitudinalmente a 1.83 m arriba de la losa.

Fuerzas longitudinales.- Las fuerzas de fricción debidas a la carga permanente se considerará del 5% de la carga viva en todos los carriles destinados al tránsito en una misma dirección. El centro de gravedad de la fuerza longitudinal se supondrá a 1.83 m arriba de la losa de piso.

Empuje de tierras.- Las estructuras destinadas a contener los rellenos de tierra, se proyectarán para resistir las presiones dadas por la fórmula de Rankine. Cuando los vehículos lleguen a quedar dentro de una distancia horizontal igual a la mitad de la altura de la estructura, medida desde la parte superior, la presión se incrementa con una presión debida a una sobrecarga viva de no me nos de 61cm de espesor de tierra.

Esta sobrecarga viva no será necesaria cuando se colg que una losa de acceso de concreto reforzado.

Esfuerzo por sismo.- No consideraremos este esfuerzo puesto que el puente esta proyectado en una zona de baja sismicidad.

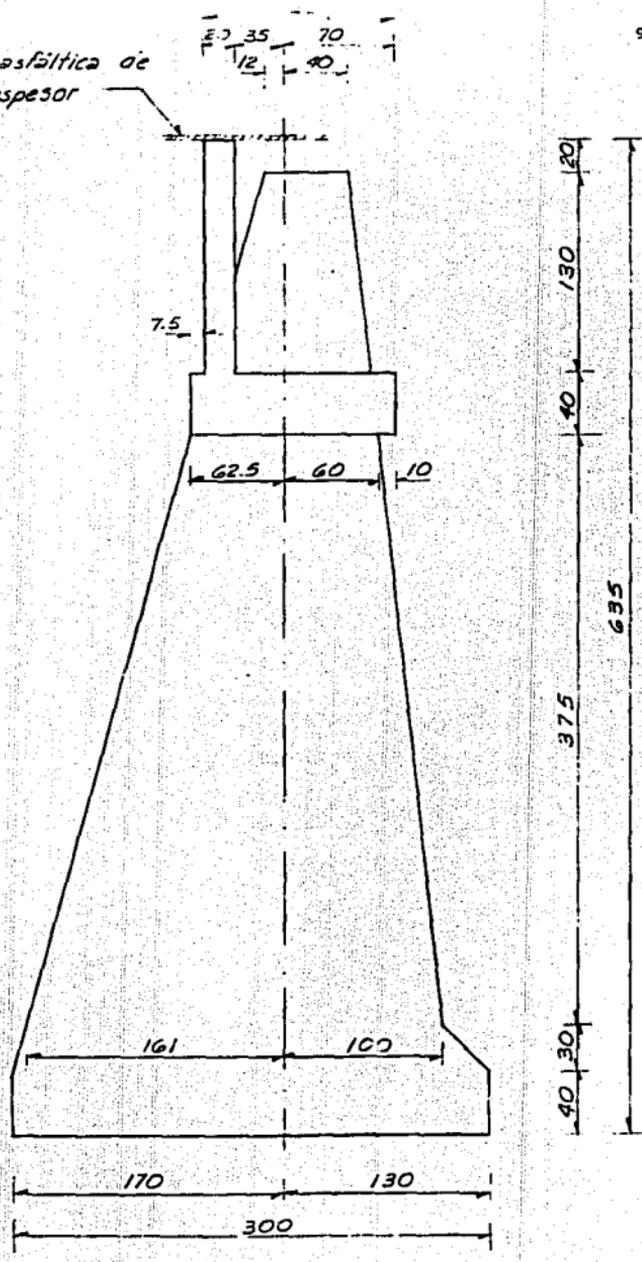
COMBINACION DE CARGAS	Esfuerzos Unitarios
GRUPO I = CM + CV + I + ET + S + PC	100 %
GRUPO II = CM + ET + S + PC + VE	125 %
GRUPO III = Grupo I + FL + F + 30% VE + VCV + FC	125 %

donde :

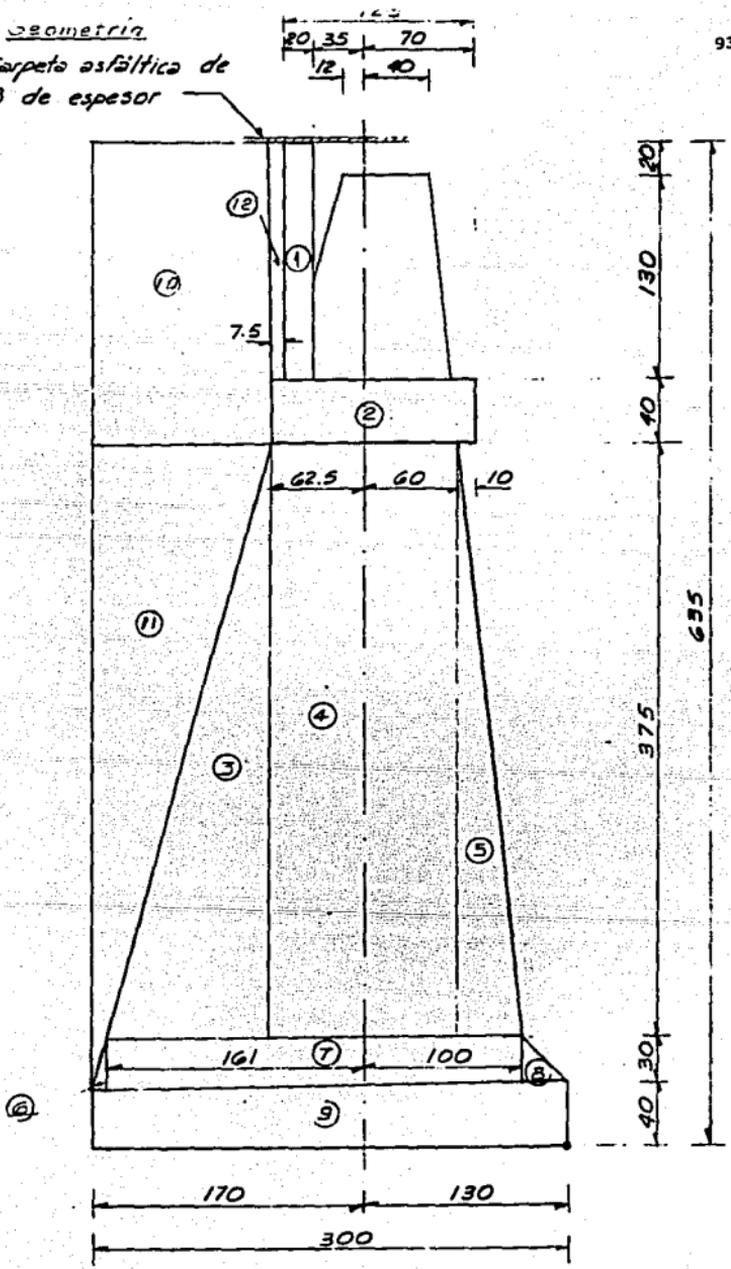
C.M	=	Carga Muerta
C.V	=	Carga Viva
I	=	Impacto por carga viva
ET	=	Empuje de tierras
S	=	Subpresión
PC	=	Presión de la corriente
VE	=	Viento sobre la estructura
FL	=	Fuerza longitudinal por carga viva
F	=	Fuerza longitudinal debida a la fricción
VCV	=	Viento sobre la carga viva
FC	=	Fuerza centrífuga

4.5 ANALISIS DEL ESTRIBO

Carpeta asfáltica de
3 de espesor



Geometria
 Carpeta asfáltica de
 3 de espesor



Cargas Verticales.-

a) Cargas Permanentes.

$$\text{Peso propio de superestructura} = 8.478 \frac{\text{ton}}{\text{m}} \times 16.00\text{m} = 135.648 \text{ ton.}$$

$$\text{Guarnición, Parapeto y Carpeta} = 3.116 \frac{\text{ton}}{\text{m}} \times 16.00\text{m} = \underline{49.856 \text{ ton.}} \\ \text{Asfáltica.}$$

$$\text{Peso total de la subestructura} = 185.504 \text{ ton.}$$

Reacción por apoyo

$$R = 185.504/2 = 92.752 \text{ ton.}$$

b) Longitud de distribución.

$$L_d = 12.00 \text{ m.}$$

$$\text{Carga Permanente por metro} = 92.752/12 = 7.729 \text{ ton/m.}$$

Brazo con respecto al punto de momentos,

$$b = 1.30 \text{ ton.}$$

$$m = 7.729 \times 1.30 = 10.05 \text{ ton.m.}$$

c) Carga Viva HS-20

$$V = 26.86 \text{ ton / carril}$$

$$M = 92.93 \text{ ton.m. / carril}$$

Reacción por apoyo y 2 carriles.

$$R_{c.v} = 26.86 (2) = 53.72 \text{ ton.}$$

$$R_{c.v} = 53.72/12.0 = 4.48 \text{ ton.}$$

$$b = 1.30 \text{ m.}$$

$$M_{c.v} = 4.48 \times 1.30 = 5.82 \text{ ton.m.}$$

Análisis de la Subestructura.

Elemento	Carga (ton.)	Brazo (m)	Momento (ton.m)
1	$1.50 \times 0.20 \times 2.4 = 0.720$	1.750	1.260
2	$0.40 \times 1.25 \times 2.4 = 1.200$	1.263	1.516
3	$3.75 \times 1.00 \times 2.2 = 8.250$	2.258	18.629
4	$3.75 \times 1.25 \times 2.2 = 10.106$	1.313	13.269
5	$3.75 \times 0.40 \times 2.2 = 3.300$	0.567	1.871
6	$0.30 \times 0.075 \times 2.2 = 0.050$	2.950	0.148
7	$0.30 \times 2.61 \times 2.2 = 1.723$	1.605	2.765
8	$0.30 \times 0.30 \times 2.2 = 0.198$	0.200	0.040
9	$0.40 \times 3.00 \times 2.2 = 2.640$	1.500	3.960
10	$1.90 \times 1.075 \times 1.6 = 3.268$	2.463	8.049
11	$4.05 \times 1.075 \times 1.6 = 6.966$	2.642	18.404
12	$1.50 \times 0.075 \times 1.6 = 0.180$	1.888	0.340
T O T A L = 38.600			70.250

Empuje de tierras.-

$$ET = 0.230 (6.35)^2 = 9.27 \text{ ton.}$$

$$B = h/3 = 6.35/3 = 2.12 \text{ m.}$$

$$M = (9.27) (2.12) = 19.62 \text{ ton.m.}$$

Empuje de la sobrecarga.

$$Es.c. = 0.230 \times 1.40 (1.40 + 2 (1.20)) = 1.22 \text{ ton.}$$

$$B = \frac{(1.40)^2 + (3 \times 1.40 \times 1.20)}{3 (1.40 + 2 (1.20))} = 0.61 \text{ m.}$$

$$M = (1.22) (0.61) = 0.75 \text{ ton.m.}$$

Viento sobre la estructura.

$$A = (16.00 \times (1.20 + 0.3)) = 24 \text{ m}^2$$

Se aplicará una fuerza de 244 kg/m² transversalmente.

$$E_{V/E} t = 244 \times 24 = 5.86 \text{ ton.}$$

$$B = 1.50 \times 0.5 = 0.75$$

$$M = 5.86 \times 0.75 = 4.40 \text{ ton.m.}$$

30% del viento sobre la estructura 30% VE

$$P = 1.76 \text{ ton.} \quad B = 0.75 \text{ m.}$$

$$M = 1.76 \times 0.75 = 1.32 \text{ ton.m.}$$

Viento sobre la carga viva.

Se aplicará una fuerza de 149 kg/m transversalmente

$$E_{V/CV} t = 16.0 \times 149 = 2.38 \text{ ton.}$$

$$B = 1.83 \text{ m.}$$

$$M = 1.83 (2.38) = 4.36 \text{ ton.m.}$$

Fricción por carga permanente en los apoyos.

Se considerará el 5% de la carga muerta.

$$F = 0.05 (92.752) = \underline{4.64} \text{ ton./11.0} = 0.42 \text{ ton.}$$

$$B = 4.85 \text{ m.}$$

$$M = 4.85 \times 0.42 = 2.05 \text{ ton.m.}$$

Fuerza longitudinal por carga móvil.

Se considera el 5% de la carga viva equivalente por cada banda de circulación.

$$Rc.v = 26.863 \text{ ton/carril} \times 2 = 53.73 \text{ ton.}$$

$$Rcv = 0.05 (53.73) = 2.69 \text{ ton/11.0} = 0.24 \text{ ton.}$$

$$B = 1.83 \text{ m.}$$

$$M = 1.83 \times 0.24 = 0.45 \text{ ton.m.}$$

GRUPO I.-

FUERZAS VERTICALES		
Concepto	Peso (ton.)	Momento (ton-m)
C.M. Super.	7.73	10.05
C.M. Estribo	38.60	70.25
C.V.	4.48	5.82
TOTAL	50.81	86.12
FUERZAS HORIZONTALES		
E.T.	9.27	19.62
E. Sobrecarga	1.22	0.75
TOTAL	10.49	20.37

$$C. \text{ volteamiento} = 86.12/20.37 = 4.23 > 2 \text{ BIEN}$$

$$C. \text{ deslizamiento} = 0.6 \times 50.81/10.49 = 2.91 > 2 \text{ BIEN.}$$

$$\text{Excentricidad} = \frac{3.00}{2} - \left(\frac{86.12-20.37}{50.81} \right) = -0.21 \text{ cm.}$$

$$\text{Esfuerzos. } f = \frac{P}{BH} \left(1 \pm \frac{6e}{H} \right)$$

$$f = \frac{50.81}{3.0} \left(1 \pm \frac{6(0.21)}{3.0} \right) = 16.94 (1 \pm 0.42)$$

$$f \text{ max.} = 16.94 (1 + 0.42) = 24.05 \text{ ton/m}^2 < 30 \text{ ton/m}^2 \text{ BIEN}$$

$$f \text{ min.} = 16.94 (1 - 0.42) = 9.83 \text{ ton/m}^2 < 30 \text{ ton/m}^2 \text{ BIEN}$$

GRUPO II.- Incremento de esfuerzos 125%

FUERZAS VERTICALES		
Concepto	Peso (ton)	Momento (ton-m)
C.M. Super.	7.73	10.05
C.M. Estribo	38.60	70.25
TOTAL	46.33	80.30
FUERZAS HORIZONTALES		
E.T.	9.27	19.62
E. Sobrecarga	1.22	0.75
V.E.	5.86	4.40
TOTAL	16.35	24.77

$$C. \text{ Volteamiento} = 80.30/24.77 = 3.24 > 1.6 \text{ BIEN}$$

$$C. \text{ Deslizamiento} = 0.6 \times 46.33/16.35 = 1.70 > 1.6 \text{ BIEN}$$

$$e = \frac{3.0}{2} - \left(\frac{80.30 - 24.77}{46.33} \right) = 0.30 \text{ cm.}$$

$$f = \frac{46.33}{3.0} \left(1 \pm \frac{6 \times 0.30}{3.0} \right) = 15.44 \left(1 \pm 0.6 \right)$$

$$f \text{ max.} = 24.70 \text{ ton/m}^2 < 37.5 \text{ ton/m}^2 \text{ BIEN}$$

$$f \text{ min.} = 6.18 \text{ ton/m}^2 < 37.5 \text{ ton/m}^2 \text{ BIEN}$$

GRUPO III.- Incremento de esfuerzos 125 %

FUERZAS VERTICALES		
Concepto	Peso (ton)	Momento (ton-m)
GRUPO I	50.81	86.12
TOTAL	50.81	86.12
FUERZAS HORIZONTALES		
30% V.E	1.76	1.32
V.C.V.	2.38	4.36
F.	0.42	2.05
F.L.	0.37	0.67
GRUPO I	10.49	20.37
TOTAL	15.42	28.77

$$C.V = 86.12/28.77 = 2.99 > 1.6 \text{ BIEN}$$

$$C.d = 0.6 (50.81)/15.42 = 1.98 > 1.6 \text{ BIEN}$$

$$e = 1.5 - \left(\frac{86.12 - 28.77}{50.81} \right) = 0.37 \text{ m.}$$

$$f = \frac{50.81}{3.0} \left(1 \pm \frac{6(0.37)}{3.0} \right) = 16.94 (1 \pm 0.74)$$

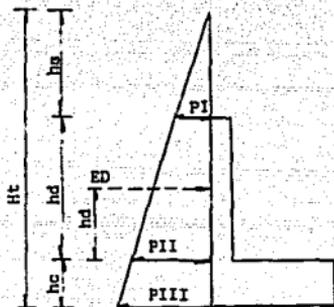
$$f \text{ max.} = 29.48 \text{ ton/m}^2 < 37.5 \text{ ton/m}^2$$

$$f \text{ min.} = 4.40 \text{ ton/m}^2 < 37.5 \text{ ton/m}^2$$

∴ Siendo los esfuerzos de trabajo menores que el permisible a la compresión, la sección propuesta es correcta.

4.6 DISEÑO DE DIAFRAGMA Y CORONA

Empuje de tierras sobre diaphragma.



$$h_c = 0.40 \text{ m.}$$

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

$$h_s = 1.20 \text{ m.}$$

$$h_t = 3.10 \text{ m.}$$

$$P_I = k w h_s = 0.286 (1.6) (1.2) = 0.549 \text{ ton/m}^2$$

$$P_{II} = k w (h_s + h_D) = 0.286 (1.6) (1.2 + 1.5) = 1.236 \text{ ton/m}^2$$

$$P_{III} = k w h_t = 0.286 (1.6) (3.1) = 1.419 \text{ ton/m}^2$$

$$d_D = \frac{2P_I + P_{II}}{P_I + P_{II}} \left(\frac{h_D}{3} \right) = \frac{2(0.549) + 1.236}{0.549 + 1.236} \left(\frac{1.50}{3} \right) = 0.654 \text{ m.}$$

$$E_D = \frac{P_I + P_{II}}{2} h_D = \frac{0.549 + 1.236}{2} \times 1.50 = 1.339 \text{ ton/m.}$$

$$M_{ED} = E_D \times d_D = 1.339 \times 0.654 = 0.876 \text{ ton.m/m}$$

$$d = \sqrt{\frac{M}{k_b}} = \sqrt{\frac{0.876 \times 10^5}{14.69 \times 100}} = 7.72 \text{ cm.}$$

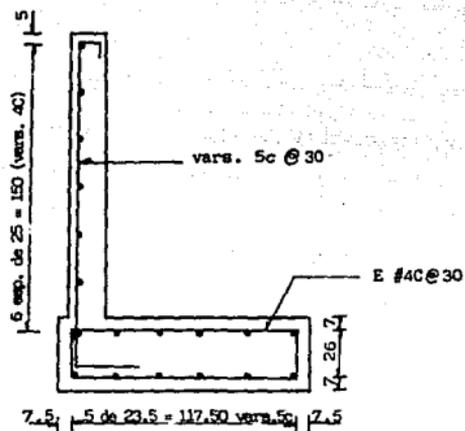
$$H = d + r = 7.72 + 5 = 12.72 \text{ cm} < 20 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{87\,600}{2\,000 \times 0.866 \times 7.72} = 6.55 \text{ cm}^2$$

$$\text{sep} = \frac{100 A_s}{A_s} = \frac{100 (1.98)}{6.55} = 30.22 \text{ cm.} \quad \underline{\underline{30 \text{ cm}}}$$

Se utilizaran varillas del N° 5C 30 cm

Armado del diafragma y corona.



4.7 Diseño de apoyos

Cortante máximo $V_{\max} = 57.20/2 = 28.60 \text{ ton}$

Se propone utilizar placas integrales de neopreno shore 60 tipo Neogar de 25 x 25 cm en planta.

1) Apoyos fijos:

$$f_{adm} = \frac{8 \times 25 \times 25}{1.3 (25 + 25)} = 76.9 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_d = \frac{28600}{25 \times 25} = 45.8 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_d \leq f_{adm} \leq f_r = 100 \text{ kg/cm}^2$$

2) Apoyos móviles .

a) Deformación total por esfuerzo

$$\Delta_{et} = 0.00085 (1600) = 1.36 \text{ cm}$$

b) Deformación por carga muerta

$$\Delta_{cm} = 1.36 \left(\frac{18.57}{18.57 + 21.08} \right) = 0.64 \text{ cm}$$

c) Deformación por contracción de fraguado y contracción diferida

$$\Delta_c = 0.000165 (1600) = 0.26 \text{ cm}$$

d) Deformación por temperatura

$$\Delta_r = 0.00011 (1600) = 0.18 \text{ cm}$$

e) Deformación máxima

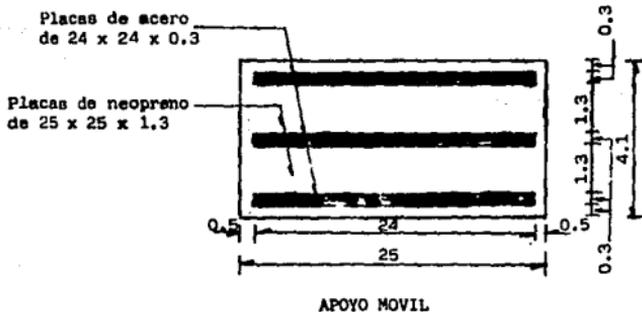
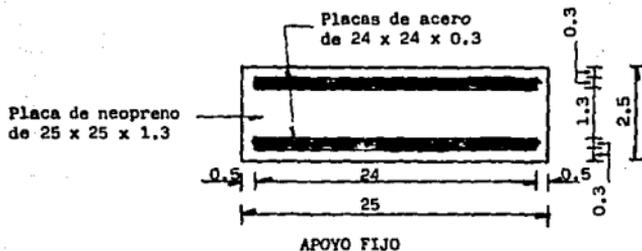
$$\text{Contracción} = 0.64 - (0.26 + 0.18) = 0.20 \text{ cm}$$

$$\text{Dilatación} = (1.36 + 0.18) - 0.26 = 1.28 \text{ cm}$$

$$\Delta_{\text{max}} = 1.28 \text{ cm}$$

$$\frac{\Delta_{\text{max}}}{T} = \frac{1.28}{4.1} = 0.31 < 0.5$$

∴ La sección propuesta es aceptada.



4.8 TRAZO DE ESTRIBO Y ALEROS

Eje de la carretera

Simétrico

Rasante Elev. 87.38 m.

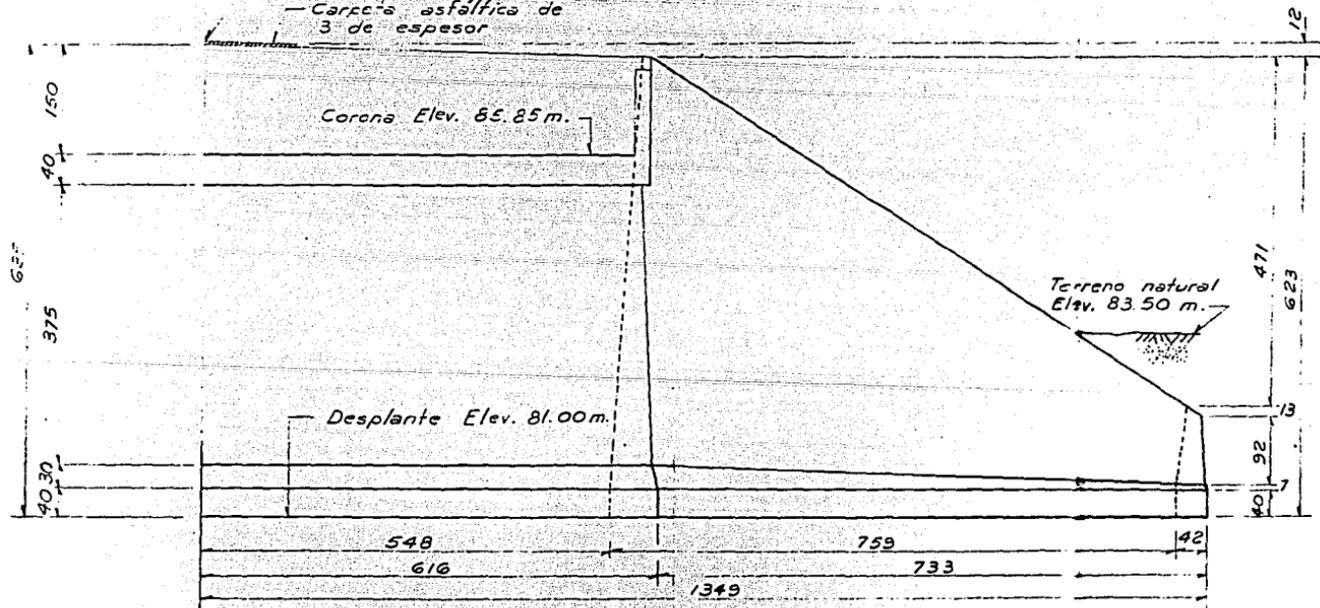
Carpeta asfáltica de 3 de espesor

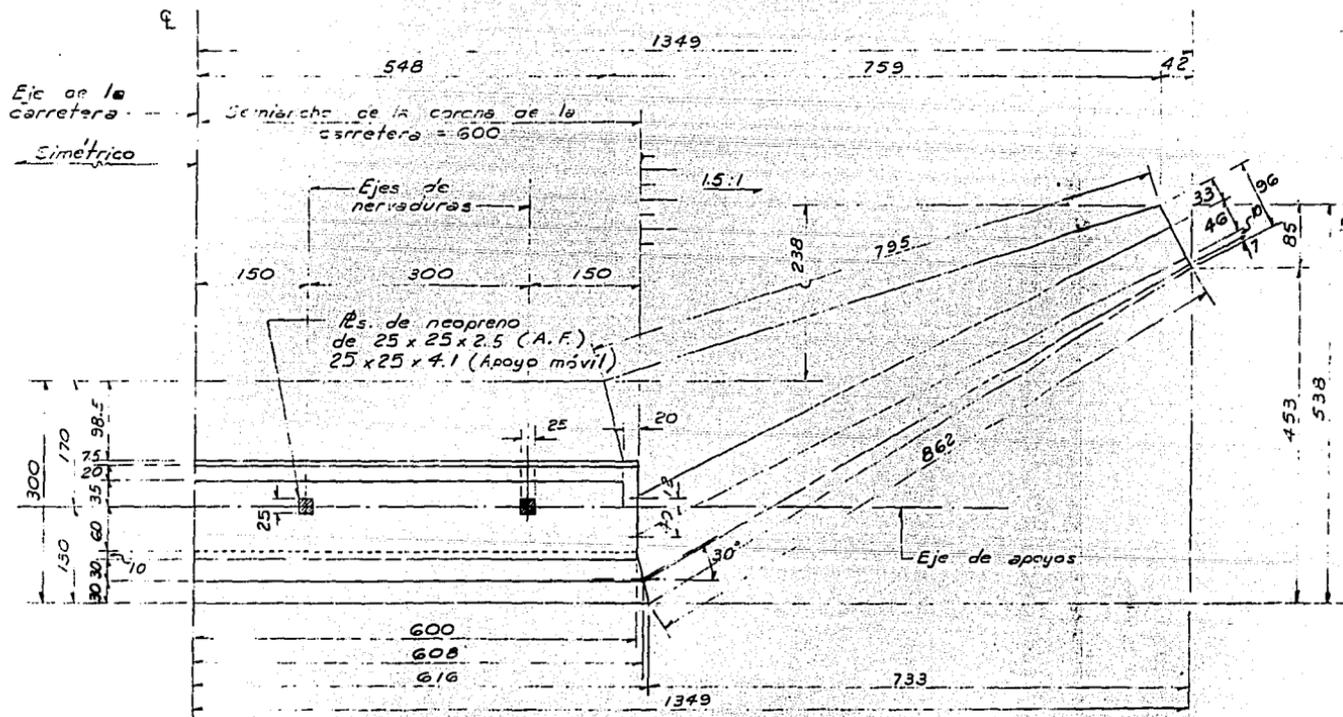
Corona Elev. 85.85 m.

Desplante Elev. 81.00 m.

Terreno natural Elev. 83.50 m.

MEDIA ELEVACION





MEDIA PLANTA

CONCLUSIONES

Respecto al tipo de puente elegido, simplemente se informa que la obra ya fue construida conforme a este proyecto sin que se hayan presentado problemas durante la construcción ni durante la operación.

Respecto a la comparación que se realizó entre el método de análisis tradicional y el método de Cart, es evidente que ambos valores dan muy próximos, por lo que a primera vista podría considerarse que el segundo método no es práctico ya que involucra cálculos demasiado elaborados. Sin embargo se podría establecer un programa de computadora, por medio del cual se obtendrían con mayor rapidez los elementos mecánicos y la porción de carga viva que tomaría cada viga longitudinal del puente. Esto permitiría probar diversas formas transversales del tablero, consiguiendo definir la distribución óptima de las vigas. Esto constituye una conexión importante dentro de la eficiencia y economía de la estructura.

También se hace notar que el resultado obtenido obedece a que la estructura que estamos considerando es de tipo y dimensiones comunes, si este no fuera el caso no habría similitud en los resultados de los dos métodos y las recomendaciones reglamentarias que se aplican tradicionalmente pueden conducir a errores importantes de cálculo. El método de Cart, como otros métodos para el análisis de sistema de pisos de puentes permiten tomar en cuenta que las superestructuras de los puentes no son sistemas lineales sino estructuras tridimensionales que bajo la carga viva están sujetos a diferentes tipos de solicitaciones en el espacio.

BIBLIOGRAFIA

S.C.T.- Distribución Transversal de la Carga Viva por el Método de P.D. Cart, México, 1984.

S.C.T.- Normas Técnicas para el Proyecto de Puentes Carreteros, Tomo I, México, 1984.

American Association of State Highway and Transportation Officials, Standard Specifications for Highway Bridges, Thirteenth Edition. Washington, D.C., 1983.

S.C.T.- Estudios de Campo del puente "El Masón". Levantamiento Topográfico, Perfil de Construcción, Estudios Hidráulicos y Estudios de Cimentación, México, 1988.