



24
27

Universidad Nacional Autónoma de México

FACULTAD DE INGENIERIA

APUNTES DE LA CLASE
DE DISEÑO DE PUENTES

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A :

Jesús Humberto Lobato Pérez

MEXICO, D. F.

1982.



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



Señor JESUS HUMBERTO LOBATO PEREZ,
P r e s e n t e ,

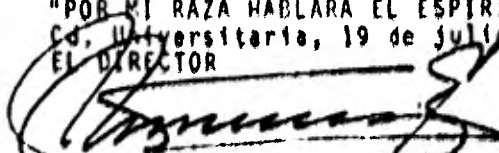
En atención a su solicitud, me es grato hacer de su conocimiento el tema que aprobado por esta Dirección, propuso el Profr. Ing. José Ma. Riobóo Martín, para que lo desarrolle como tesis para su Examen Profesional de la carrera de Ingeniero CIVIL.

"APUNTES DE LA CLASE DE DISEÑO DE PUENTES"

- I. Estudios preliminares.
- II. Estructuración.
- III. Subestructura y cimentación.
- IV. Solicitaciones.
- V. Líneas de influencia.
- VI. Métodos de distribución transversal de cargas.
- VII. Tipos de apoyos de puentes y detalles complementarios.

Ruego a usted se sirva tomar debida nota de que en cumplimiento con lo especificado por la Ley de Profesiones, deberá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito indispensable para sustentar Examen Profesional, así como de la disposición de la Coordinación de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de los ejemplares de la tesis, el título del trabajo realizado.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria, 19 de Julio de 1982
EL DIRECTOR



ING. JAVIER JIMENEZ ESPINO

JJE/OBLH/ser

I N D I C E

	Pág.
INTRODUCCION	1
CAPITULO I ESTUDIOS PRELIMINARES	3
I.1 Aspectos generales de planeación	4
I.2 Elección del cruce	5
I.3 Elección del tipo de puente	20
CAPITULO II ESTRUCTURACION	33
II.1 En función de la carga viva	43
II.2 En función del claro	42
II.3 En función del material	55
CAPITULO III SUBESTRUCTURA Y CIMENTACION	56
III.1 Subestructura	57
III.2 Cimentación	63
CAPITULO IV SOLICITACIONES	76
IV.1 Criterios de diseño	77
IV.2 Carga muerta	103
IV.3 Carga viva	104
IV.4 Impacto	112
IV.5 Carga de viento	113
IV.6 Fuerzas por cambio de temperatura	114
IV.7 Presión debida a la corriente de agua y a cuerpos flotantes	114
IV.8 Presiones debidas al empuje de tierra	115

IV.9	Fuerzas longitudinales	116
IV.10	Distribución de cargas vivas	117
IV.11	Diseño de losas de concreto	125
IV.12	Puentes de ferrocarril	130
CAPITULO V LINEAS DE INFLUENCIA		135
V.1	Puentes isostáticos	137
V.2	Puentes hiperestáticos (método de Muller-Breslau)	147
V.3	Líneas de influencia en vigas continuas (Método del Ing. Hererto Castillo)	152
V.4	Aplicaciones a puentes isostáticos	163
V.5	Aplicaciones a vigas continuas	177
V.6	Aplicación de los invariantes estructurales	192
CAPITULO VI METODOS DE DISTRIBUCION TRANSVERSAL DE CARGA		204
CAPITULO VII TIPOS DE APOYOS DE PUENTES Y DETALLES COMPLEMENTARIOS		265
VII.1	Tipos de apoyos	266
VII.1.1	Apoyos directos	267
VII.1.2	Apoyos de plomo	268
VII.1.3	Apoyos de placas planas de acero	269
VII.1.4	Apoyos con placas de acero curvas	270
VII.1.5	Apoyos de rodillos de acero	272
VII.1.6	Apoyos de mecadores de acero	273
VII.1.7	Rodillos y mecadores de concreto	274

VII.1.8	Apoyos de neopreno	276
VII.1.9	Apoyos fijos articulados de acero	278
VII.1.10	Apoyos de teílón	279
VII.2	Articulaciones	280
VII.3	Ménsulas en puentes	282
VII.4	Juntas de expansión	285
VII.5	Losas de aproximación	291
VII.6	Diseño de aleros	296
VII.7	Diáframas extremos	299
BIBLIOGRAFIA		306

INTRODUCCION

Para que un país pueda aspirar a un cierto nivel de desarrollo, debe tener una infraestructura que le sirva de apoyo a todo este proceso económico.

Los caminos y carreteras son parte fundamental de este proceso al servir de enlace entre los centros productores y los centros consumidores permitiendo además, el transporte de personas de un lugar a otro y a posibles centros turísticos.

Desde los primeros caminos que se construyeron el puente siempre ha sido parte importante del mismo, permitiendo salvar ríos, barrancas, etc.; con el crecimiento de las poblaciones y las ciudades, se han construido puentes para paso de peatones, puentes para automóviles en áreas urbanas y además, puentes para ferrocarril.

Con el desarrollo de la tecnología y las teorías para análisis y diseño de puentes, ha sido posible construir puentes de longitud muy grande que cumplen con los requisitos necesarios de seguridad y funcionalidad, además que gran parte de ellos son de gran belleza arquitectónica.

Los profesionistas encargados del diseño y construcción de puentes, concretamente los ingenieros civiles, deben tener los conocimientos y la capacidad técnica necesaria para realizar estas obras. Teniendo en cuenta lo anterior, en la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México se imparte la materia de Diseño de Puentes; los objetivos que se persiguen son:

- a) Que los alumnos conozcan los criterios que se siguen en la elección del cruce cuando el puente atraviesa una corriente.
- b) Que de una manera general conozca las estructuraciones más empleadas.
- c) Los tipos de cimentación empleados y los criterios para la elección del tipo más apropiado.
- d) Conocer y aplicar las solicitaciones especificadas por los reglamentos vigentes para el diseño de puentes.
- e) Comprender los criterios para determinar la línea de influencia de diferentes tipos de puentes.
- f) Conocer los métodos empleados para distribuir transversalmente las cargas actuantes en los puentes.
- g) Conocer los apoyos utilizados en puentes.

El trabajo que a continuación se expone tiene como finalidad ser utilizado por los alumnos de la facultad de Ingeniería en la clase de Diseño de Puentes.

Se pretende que de una manera general el alumno se introduzca en el estudio de diseño de puentes, exponiendo criterios generales que posteriormente les sirvan de guía en este campo tan amplio de la Ingeniería Civil.

CAPITULO I ESTUDIOS PRELIMINARES

I.1.- ASPECTOS GENERALES DE PLANEACION

En cualquier proyecto de Ingeniería es necesario realizar estudios de planeación que permitan prever la situación económica y social que se derivará de él, con el fin de establecer si su realización será justiciable, no sólo por sí mismo, sino al compararlo con otras alternativas en proyectos a nivel regional y nacional.

Los estudios de planeación permitirán establecer metas concretas a un plazo determinado y la asignación adecuada de los medios para poder lograr los objetivos deseados, -- así como los programas para el desarrollo de las acciones planeadas.

La conveniencia de construir el puente proyectado no -- puede analizarse separadamente del tramo carretero en el -- cual se ubica, ya que por sí solo sería inoperante. Por -- tal razón los estudios de planeación se refieren al tramo carretero en toda su longitud.

Los beneficios que se derivan de la construcción de un tramo carretero dependen del medio económico en que se aplican, es decir, las consecuencias serán muy distintas -- si la inversión se realiza en una zona con cierto grado de desarrollo, o en otra en la que apenas se inicie un proceso de incorporación a la economía de mercado. Según lo anterior la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas (SAHOP) clasifica las carreteras como sigue:

- a) Carreteras de función social.
- b) Carreteras de penetración económica.
- c) Carreteras para zonas en pleno desarrollo.

El patrón de medida y los procedimientos de cálculo para cuantificar los beneficios serán diferentes para cada tipo de camino, aunque puede darse el caso de emplear métodos de uno y otro tipo de camino.

I.2.- ELECCION DEL CRUCE.

Una vía de comunicación no solo exige una adecuada planeación económica y la selección de la ruta y materiales de construcción más convenientes, sino también requiere de un diseño racional de sus obras de drenaje que permitan desalojar en cualquier momento y en forma eficiente los volúmenes de escurrimiento aportados por las lluvias en cualquier tramo de la carretera, así como permitir el paso de los cauces de drenaje natural sin obstruir considerablemente el escurrimiento.

El agua de lluvia que se precipita sobre la carretera y las laderas adyacentes debe recogerse y eliminarse sin provocar inundaciones o destrucciones a las mismas. Esto se evita en la carretera construyéndola con una pendiente transversal que permita el drenaje a los lados del pavimento; el agua colectada debe eliminarse sobre los taludes si no se ocasionan problemas de erosión y en caso contrario deberá conducirse en la dirección del camino dentro de cunetas o mediante bordillos para posteriormente eliminarse. Cuando la carretera tiene cortes permeables, la eliminación de los escurrimientos puede exigir el empleo de drenes de zanja, de tubo ranurado, que permitan desaguar las infiltraciones producidas desde los taludes.

La sección transversal de una carretera en corte cuenta normalmente con contracunetas y zanjas de intersección que capturan el agua de escurrimiento proveniente de los taludes para evitar erosiones y exceso de agua en las cunetas. En algunas ocasiones una contracuneta mal proyectada o sin conservación (impermeabilización) puede ser el punto de -- partida de una superficie de falla, por lo que, si no son muy necesarias es mejor evitarlas.

Generalmente las carreteras cruzan cauces de drenaje natural a los cuales se les debe permitir el paso sin causar daños a la propiedad aguas arriba y aguas abajo. El paso -- se efectúa por medio de alcantarillas, vados, puentes vado o puentes.

En el caso de los puentes, cuando la corriente que se -- cruza es importante, es probable que el costo de la estructura sea elevado en comparación con el costo de los accesos; lo cual obliga a buscar el sitio de la corriente en -- donde el costo del conjunto carretera-puente sea el mínimo.

La determinación del lugar en que la carretera cruzará el río es una parte muy importante de un proyecto carretero, ya que de su adecuada elección dependerá el buen funcionamiento del conjunto carretera-puente, tanto en lo relativo al servicio que presta, al aspecto técnico del mismo. Para lograr esto se deberá tomar en cuenta la economía general del camino y un balance adecuado de los problemas de alineamiento, movimiento de tierras, operación de la ruta, funcionamiento hidráulico y geología de la zona.

La ubicación del cruce depende principalmente de los siguientes factores:

- a) Alineamiento general del camino.
- b) Aspecto hidráulico.
- c) Aspecto topográfico.
- d) Aspecto geológico.

a) Alineamiento General del Camino.

El lugar del cruce está determinado fundamentalmente por el alineamiento general del camino, ya que alejarse de éste ocasionará mayores gastos de construcción y mayores -- tiempos de recorrido. Así pues, se seleccionará entre aquellas secciones que sean adecuadas para el cruce desde los puntos de vista hidráulico, topográfico, geológico, etc., y que se ajusten lo más posible al alineamiento general -- del camino.

Se podrá elegir un cruce fuera del alineamiento general del camino, siempre que los ahorros producidos por alejarse del alineamiento original sean mayores que los costos.- Debe considerarse también el tipo de camino, ya que de su importancia depende que pueda o no alejarse del alineamiento general, puesto que para volúmenes bajos de tránsito como los que se presentan en caminos de tipo social o de penetración económica, no son muy considerables las molestias ocasionadas por un aumento en el tiempo de recorrido como en el caso de un camino con altos volúmenes de tránsito.

b) Aspecto Hidráulico.

El puente como obra de drenaje deberá permitir salvar - el río en todo tiempo sin ocasionar problemas en el funcionamiento hidráulico del mismo, por lo que es recomendable elegir para el cruce un tramo del río que nos proporcione cierta certeza de que no se afectará notablemente dicho funcionamiento. Para esto es necesario tomar en cuenta los siguientes factores al elegir el cruce:

b.1) Tramo del río con cauce recto en las inmediaciones del cruce, ubicado éste lo más alejado posible de curvas - aguas arriba o abajo, pero principalmente de las de aguas arriba. Esto es con el fin de que la estructura no quede - en zonas que puedan ser erosionadas por el cambio de dirección del agua, figura 1.1

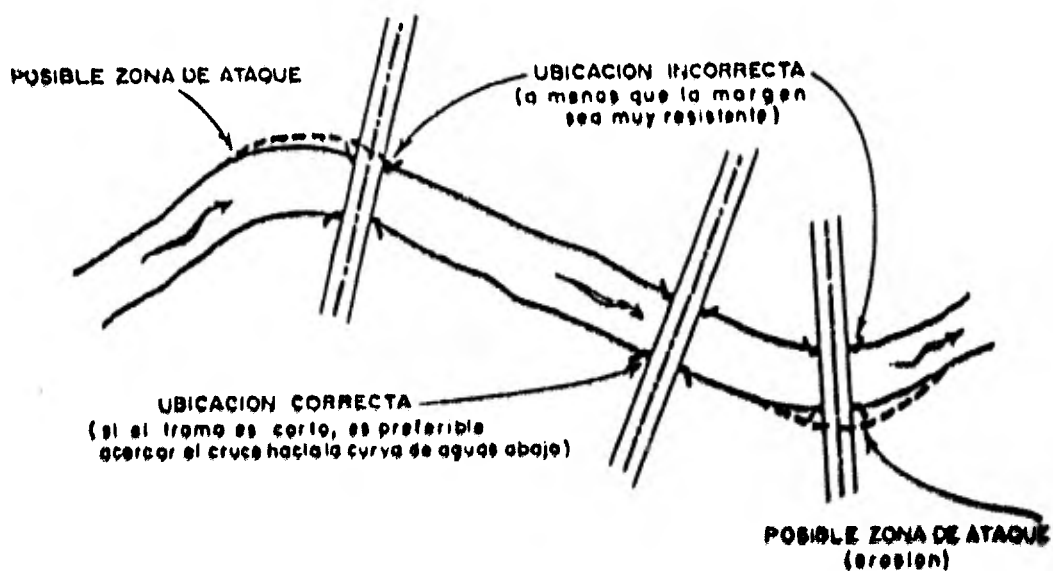


Fig. 1.1

b.2) Sección de cruce estable, es decir, que no sea propensa a sufrir erosiones laterales que hagan que el cauce cambie de ubicación, figura 1.2

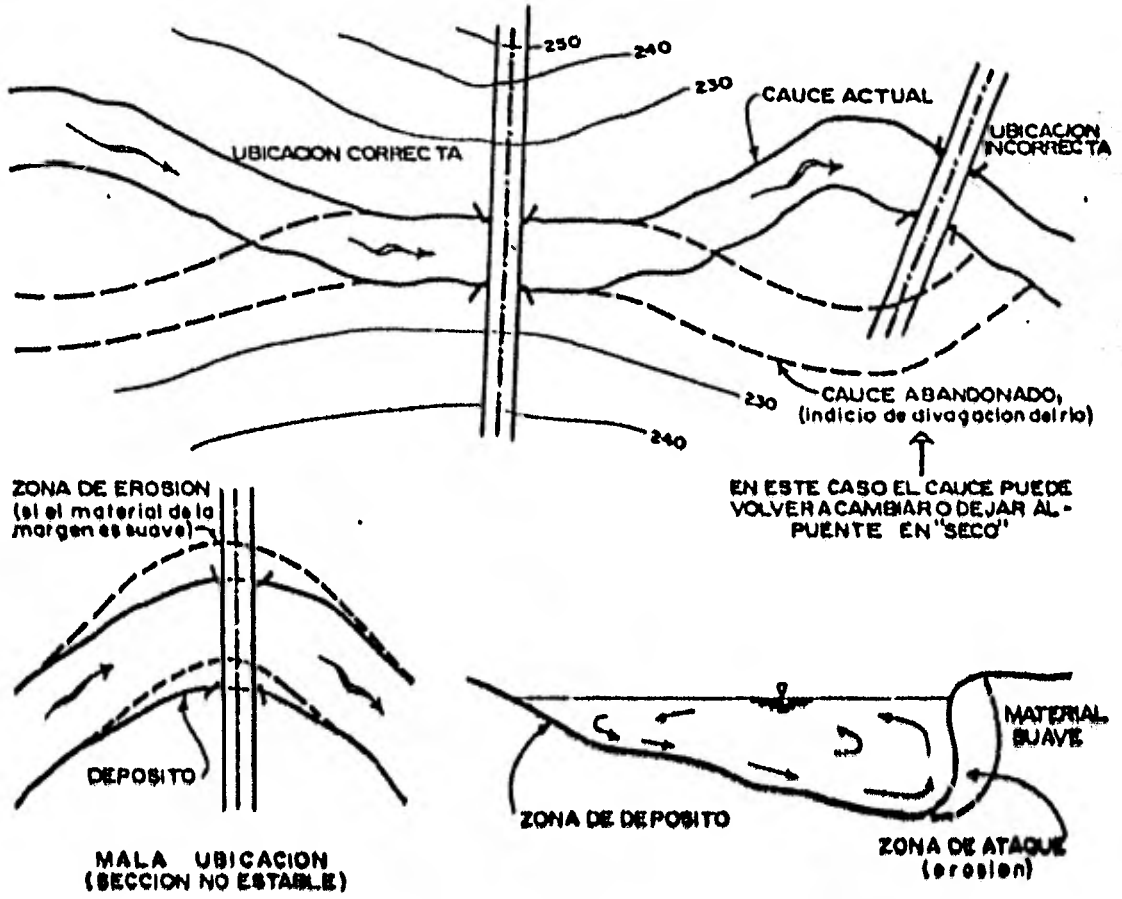


Fig. 1.2

b.3) Tramo del río que no tenga desbordamientos o llanuras de inundación, figura 1.3

b.4) Tramo con pendiente longitudinal uniforme, es decir sin rápidos ni remansos para que no se presenten erosiones o depósitos bajo la estructura, figura 1.4

En la medida que estas condiciones no se cumplan los -- problemas del cruce aumentarán y podrá requerir de obras complementarias, de defensa o encauzamiento, que harán que los costos de la estructura aumenten.

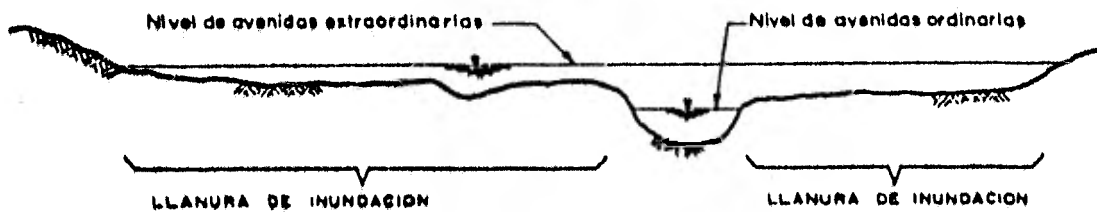


Fig. 1.3

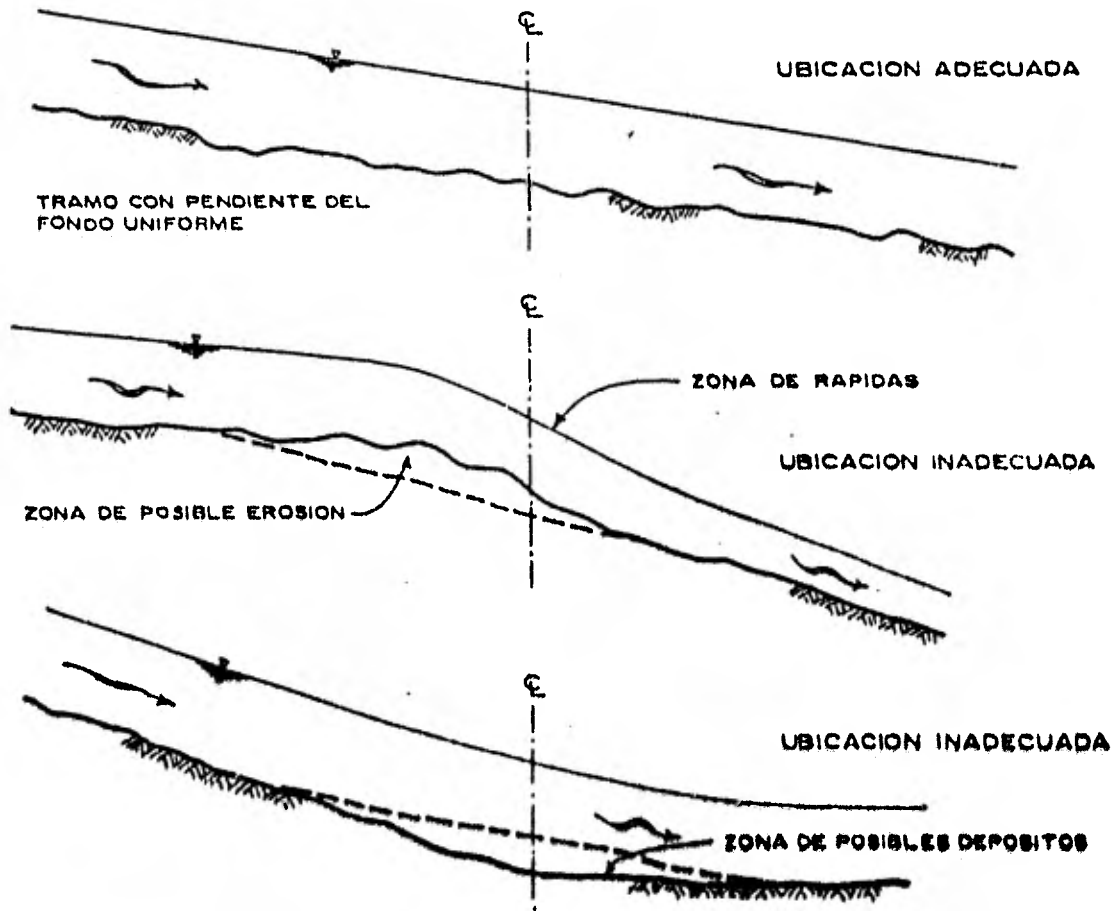


Fig. 1.4

c) Aspecto topográfico.

En relación al aspecto topográfico, la ubicación del -- puente debe ser tal que el volumen de cortes y terraplenes sea el mínimo posible, con lo que se busca lograr un menor costo de construcción y conservación; así mismo convendrá observar que las características geométricas sean las adecuadas para asegurar el buen funcionamiento de la carretera.

Cuando se cruza una corriente pequeña será necesaria una obra menor y el cruce, comúnmente, estará definido por el trazo general del camino requiriéndose a veces solo pequeñas modificaciones locales para mejorar algunos cruces en particular. Esto es diferente cuando se trata de cruzar una corriente importante ya que el costo de la estructura probablemente será elevado en comparación con el costo del camino, por lo que se deberá buscar el sitio de la corriente en donde la obra resulte más económica haciendo necesario, para lograr esto, un análisis de costos de construcción y conservación entre las alternativas que puedan plantearse para el cruce. Los factores a tomar en cuenta son los siguientes:

c.1) El cruce no debe obligar a que el camino se proyecte con curvas horizontales de entrada y salida que sean muy forzadas, figura 1.5

c.2) El mejorar el alineamiento puede requerir mayores longitudes de camino y por tanto mayores costos. Sin embargo, si éstos costos no son excesivamente mayores que los del trazo original deberá preferirse el que mejora el alineamiento.

Es recomendable que la carretera cruce en forma perpendicular el río, ya que reduce la longitud del puente cuyo costo es más elevado, aunque no se debe descartar el análisis de obras esviadas con las que se puede lograr mejores trazos y menores longitudes de camino, figura 1.6

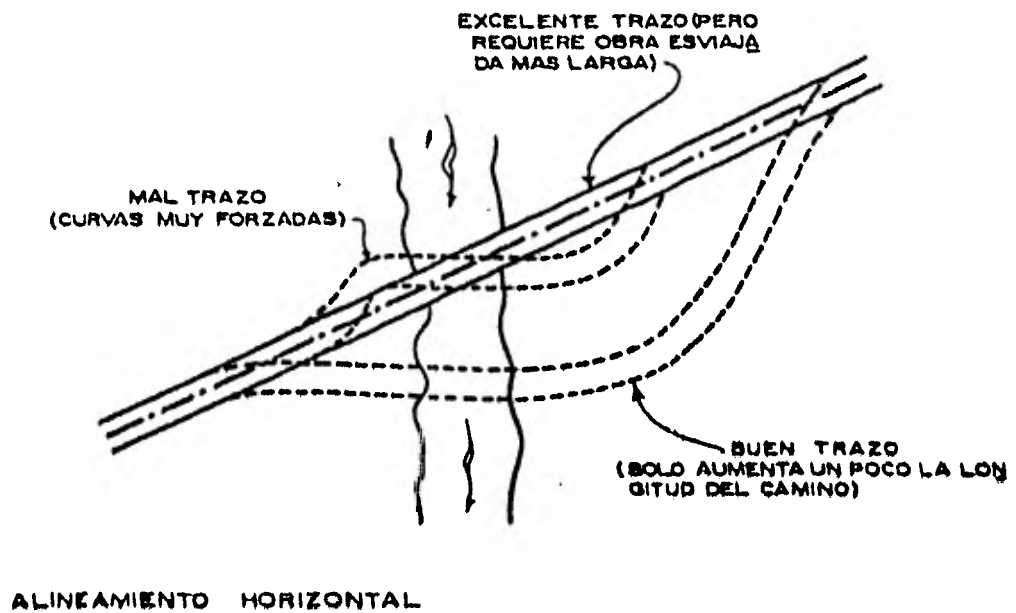


Fig. 1.5

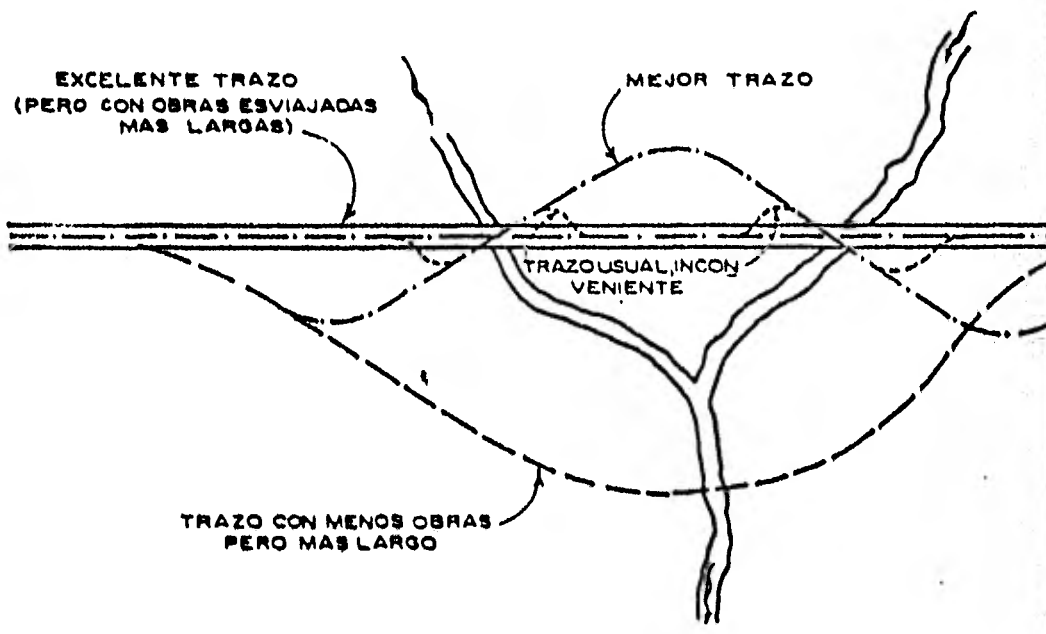
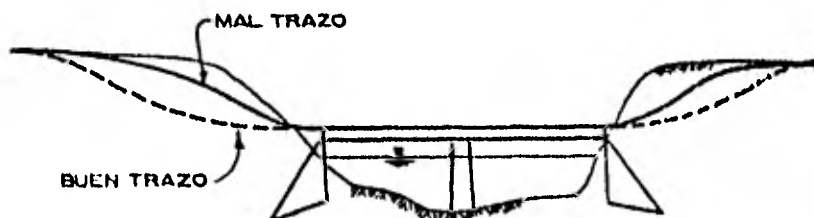
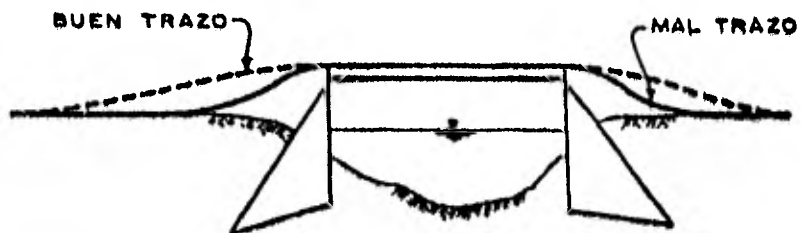


FIG. 1.6

c.3) El cruce no debe obligar a que el camino se proyecte con curvas verticales en entrada y salida que sean muy forzadas, figura 1.7



ALINEAMIENTO VERTICAL



ESTRUCTURA ALTA PARA PERMITIR
EL PASO DE CUERPOS FLOTANTES.

FIG. 1.7

c.4) El cruce debe ubicarse en forma tal que permita al camino conservar en lo posible el alineamiento tanto horizontal como vertical que predomine en los tramos de acceso a la obra.

c.5) Sección transversal del río angosta, tratando de - que la longitud del puente sea lo menor posible, figura 1.8

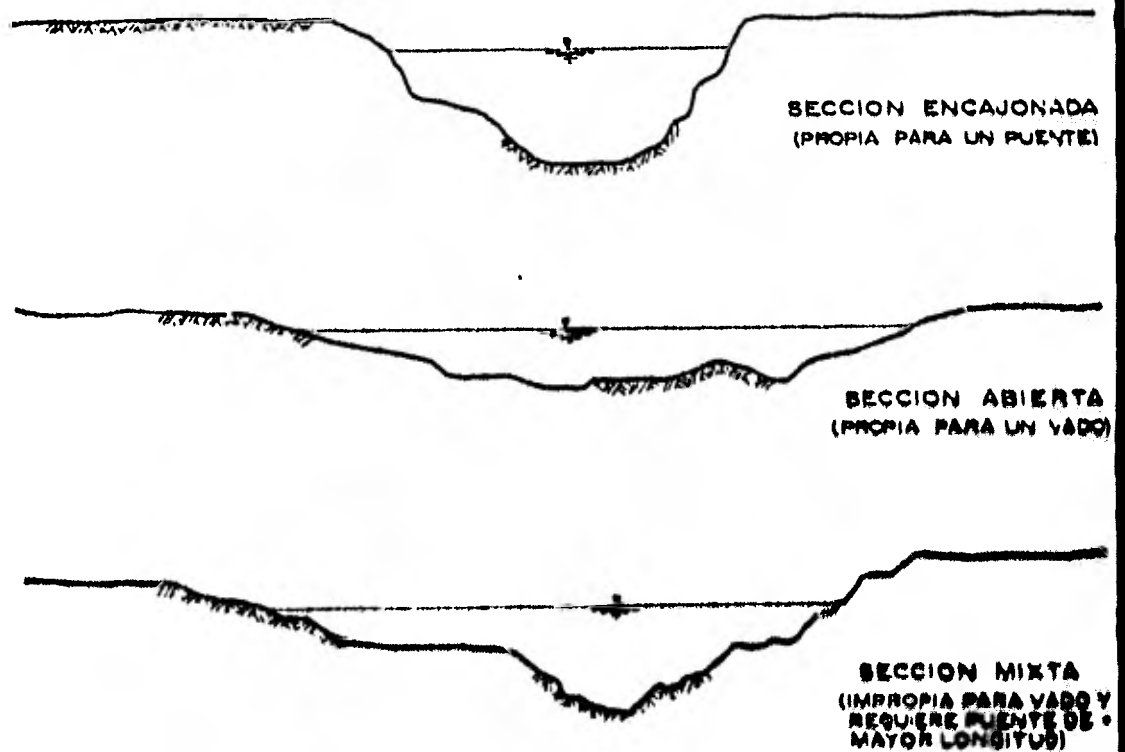


Fig. 1.0

c.6) Sección transversal tal que la obra no sea demasiado alta, para así disminuir el costo de los apoyos.

c.7) Ubicación tal que no requiera de terraplenes o cortes excesivamente grandes en los accesos al puente.

d) Aspecto Geológico.

El conocimiento de la geología de la zona del cruce es muy importante, ya que nos proporciona algunas características fundamentales a considerar en el proyecto de un puente como son: el nivel de socavación probable en el fondo del río, la erosión en las márgenes, la capacidad de carga del suelo, la estabilidad de las márgenes del río, la deformabilidad del suelo, etc., mediante los estudios de mecánica de Suelos correspondientes.

Estas características determinarán algunos aspectos del puente, como las siguientes:

- El sistema de cimentación, puede ser superficial o profunda,
- La longitud de los claros parciales del puente, a medida que las pilas son más costosas, conviene emplear claros más grandes.
- El tipo de superestructura, puesto que para diferentes claros conviene en general emplear diferentes superestructuras: trabes de concreto armado, de concreto pretensado, de acero, armaduras metálicas, arco de concreto, arcos de acero, etc.

Las condiciones de cimentación pueden prestarse para -
 usar superestructuras continuas o hacer recomendable el em-
 pleo de trabes o arcos isostáticos.

Por otra parte, el principal fracaso de un puente es de-
 bido a la socavación. En un puente, si el desplante de la
 subestructura (pilas, estribos, caballetes) no queda a sal-
 vo de la socavación, se producirá la falla de la estructu-
 ra y la pérdida total o parcial de la inversión. Si se des-
 conoce la profundidad de la socavación, no es recomendable
 profundizar exageradamente la cimentación ya que se aumen-
 ta considerablemente su costo.

Los aspectos geológicos que deben tomarse en cuenta pa-
 ra la elección del cruce son:

a.1) Sección no socavable o que presente un mínimo de -
 problemas de este tipo. Como guía se tiene:

material del fondo	características
arena	muy socavable
arcilla	socavable
roca	no socavable

d.2) Sección no erosionable lateralmente.

d.3) Sección formada en materiales con capacidad de car-
 ga relativamente alta, para tratar de que la cimentación -
 del puente sea superficial.

d.4) Sección con afloramientos rocosos que permitan des-
 plantar en ellos los apoyos. En el caso de presentarse --
 afloramientos rocosos en los cuales no puedan desplantarse

todos los apoyos, es conveniente no hacer cimentaciones -- mixtas para evitar asentamientos diferenciales considerables, figura 1.9

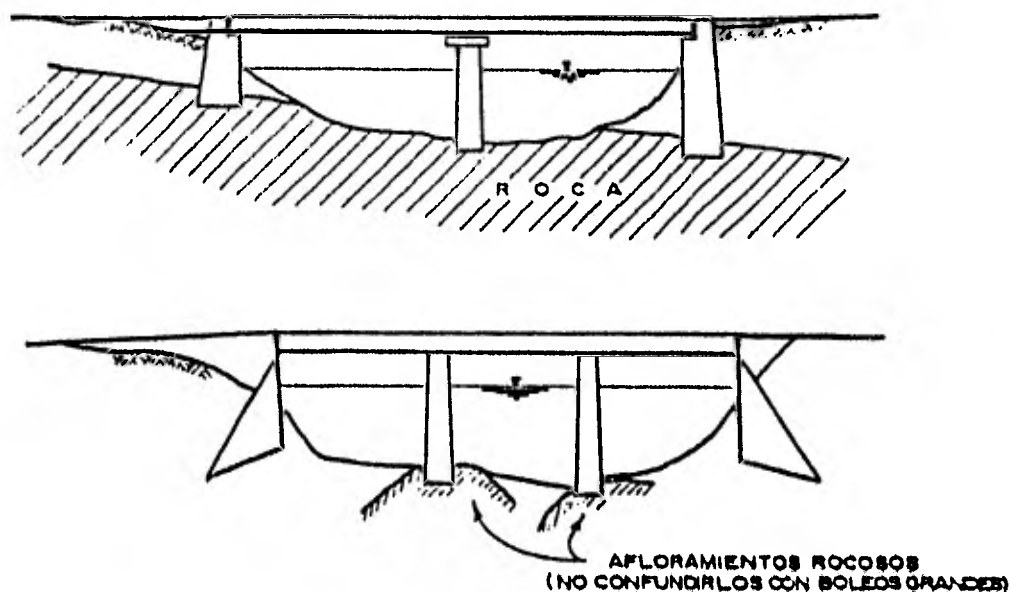


Fig. 1.9

El objeto de la presentación de éstos factores es dar - al ingeniero encargado de localizar el cruce un esquema general de los elementos a considerar para llegar a elegir - el cruce que mejor equilibre estos factores.

I.3.- ELECCION DEL TIPO DE PUENTE.

Todo proyecto de Ingeniería requiere de la realización de ciertos estudios que nos darán los elementos necesarios para obtener un diseño racional del mismo. Para un proyecto dado no existirán soluciones únicas sino razonables, -- que cumplan con los diferentes parámetros por satisfacer, -- pensando siempre en permanecer dentro de los límites de -- economía y seguridad que el proyecto requiera; éstas soluciones se desprenden de los resultados de dichos estudios.

Para contar con resultados reales se deben considerar -- en forma correcta los estudios y datos necesarios para -- aplicar posteriormente los criterios que nos llevarán a la obtención de un proyecto racional.

La elección del tipo de puente es muy importante y a la vez lo más difícil en el proyecto de puentes, pues se logra una mayor economía con una buena elección que con refinamientos de diseño.

Para el proyecto de puentes se deben realizar los siguientes estudios:

- a) Estudios Topográficos.
- b) Estudios Hidrológicos.
- c) Estudios Hidráulicos.
- d) Estudios de Mecánica de Suelos.
- e) Estudios de Tránsito.

Estos estudios nos permitirán conocer los factores topográficos, hidrologicos, hidráulicos y geológicos en la zona de cruce para poder decidir respecto a los tipos más -- convenientes de subestructura y superestructura a utilizar.

a) Estudios Topográficos.

Los estudios topográficos se realizan con el objeto de conocer la sección transversal, longitudinal y la planta -- en general en la zona de cruce, elementos que serán útiles principalmente para el estudio del funcionamiento hidráulico del río.

Paralelamente a los estudios topográficos se realizan -- algunas observaciones de tipo general que servirán para el proyecto del puente y que se incluyen en los informes complementarios.

Los estudios topográficos son una serie de trabajos que se pueden dividir en:

- 1) Trabajos de Campo.
- 2) Trabajos de Gabinete.

Los Trabajos de Campo son:

- 1.1) Retrazo o trazo del eje del camino.
- 1.2) Nivelación del camino en la zona del cruce.
- 1.3) Poligonal de apoyo, trazo y nivelación de la zona de cruce para obtener la configuración topográfica
- 1.4) Trazo y nivelación de la pendiente del fondo, para realizar los estudios hidráulicos correspondientes
- 1.5) Obtención de secciones hidráulicas auxiliares, es-

to es con el objeto de conocer la forma más real - posible del funcionamiento hidráulico del río.

Los Trabajos de Gabinete son:

- 2.1) Cálculo de las libretas.- Consiste en calcular a partir de los datos anotados en campo las cotas -- del perfil del eje del camino, del eje de la poligonal de apoyo, de la pendiente del cauce, de las secciones hidráulicas y de los monumentos de concreto, refiriendo éstas al banco de arranque.
- 2.2) Dibujo de la sección transversal en el eje del camino.- Es la representación del terreno sobre el trazo del eje del camino.
- 2.3) Dibujo de la planta general y detallada.- Estos -- planos tienen por objeto juzgar ciertos aspectos del funcionamiento hidráulico del río en avenidas como son: parte más efectiva del cauce, dirección general de la corriente, zonas de simple inundación (por las que escurre sólo una parte mínima del gasto), si alguna está expuesta más o menos a ser erosionada, etc.
- 2.4) Dibujos de pendientes y secciones hidráulicas.
- 2.5) Realización de informes complementarios.

Los informes complementarios son aquellos que servirán para elaborar el anteproyecto del puente, éstos informes son:

2.5.1) Informe General.- Se hace una descripción del río en estudio indicando el recorrido del mismo a partir de donde nace, cuales arroyos se le unen, si son de importancia, etc.- Se mencionan también en éste informe la existencia de obras hidráulicas que puedan regular la corriente, algunos datos de escurrimiento y precipitación, períodos ciclónicos, duración y temporadas de estiaje y una descripción del cauce entre otras cosas.

2.5.2) Informe para Proyecto de Puentes.- Este informe está formado por los siguientes datos:

- de localización.
- hidráulicos.
- hidrológicos.
- de cimentación.
- de construcción.
- de tránsito.

Datos de localización.- Se incluyen tramo, camino, kilometraje, origen, esviamiento, descripción y elevación del banco de nivel y observaciones generales de ingeniero encargado de realizar dichos informes.

Datos Hidráulicos.- Se mencionan las elevaciones de los niveles de agua máximos, ordinarios y mínimos, así como las pendientes medias del fondo y de la superficie del agua, velocidad del agua, materiales de arastre, frecuencia y duración de las corrientes, cauce estable o divagable, existencia de socavación ó depósito, posibles canalizaciones y posible afectación de propiedades vecinas. Tam-

bién se incluye la longitud del claro y espacio libre vertical necesario para permitir el paso de cuerpos flotantes y si existen puentes cercanos, su fecha de construcción y su funcionamiento general.

Datos Hidrológicos.- Se dan características de la cuenca tales como área, pendiente, geología, permeabilidad media, etc.- Se incluye también información respecto a la pendiente media del cauce, región hidrológica a la que pertenece la cuenca, distribución de la vegetación e información respecto a la existencia de estaciones hidrométricas cercanas.

Datos de Cimentación.- Se mencionan las características generales de los materiales que forman el fondo y las márgenes del cauce, así como la cantidad de agua en excavaciones y métodos empleados en bombeos.

Datos de Construcción.- Estos datos nos dan a conocer el precio, calidad, lugar de abastecimiento, distancia y condiciones de acarreo de los materiales de construcción respecto a la zona de cruce. Los datos más importantes son:

- materiales y elementos disponibles en cantidad, calidad y costo
- equipo disponible
- mano de obra en cantidad, calificación y costo
- ancho propuesto para la calzada del puente
- banquetes (si son necesarios)
- guarniciones
- parapetos

2.5.3) Informe Fotográfico.- Es una serie de fotografías de la zona del cruce y de las secciones hidráulicas auxiliares que pueden servir de orientación al ingeniero proyectista al elegir los coeficientes de rugosidad para el cálculo de la velocidad del agua en las crecientes. Está formado por fotografías del cruce visto desde la márgen izquierda, desde la márgen derecha, panorámica del cruce visto de aguas arriba y aguas abajo y panorámicas de las secciones hidráulicas auxiliares.

b) Estudios Hidrológicos.

Tienen como finalidad el conocimiento de los probables gastos que tendrán lugar en el cruce, su frecuencia y más específicamente la determinación del gasto de diseño, es decir, aquel gasto para el cual deberá garantizarse la ausencia de daños en el cruce y las zonas de influencia -- aguas abajo y arriba.

El determinar el gasto de diseño tiene efecto directo en el costo del puente y de sus obras de protección, ya que, para cada gasto se requerirá de una estructura que proporcione características de elevación, longitud y resistencia adecuadas a éste gasto, así como obras de protección a la socavación, etc., acordes a los efectos que produzca el paso del mismo. Así pues, un gasto de diseño muy grande traerá consigo mayores costos, pero también una mayor certidumbre de que la obra correrá menos riesgos de fallar; un gasto bajo implicará menores costos iniciales, pero un riesgo mayor a ser afectado por gastos mayores, oca-

sionando costos de reparación y los derivados de la suspensión del tránsito y hasta quizás su reconstrucción.

De acuerdo a lo anterior, el ingeniero proyectista deberá determinar el riesgo que está dispuesto a correr de que el gasto que elija como el de diseño sea excedido durante el lapso de tiempo en que el puente estará funcionando, -- buscando la relación entre riesgo y costo más conveniente.

c) Estudios Hidráulicos.

Los estudios hidráulicos del río en la zona del cruce -- nos darán los factores que influyen en las características del puente por proyectar, ya que en general la altura y la longitud de un puente dependen del área hidráulica, del tirante, etc., que deben tenerse para permitir el paso de -- una cierta avenida en el río. De estos estudios se realiza el diseño hidráulico que permite determinar las dimensiones necesarias del puente de tal manera que permita el paso de los volúmenes de agua aportados por las lluvias o como producto de la infiltración en el subsuelo, atendiendo a la eficiencia que se requiera en la eliminación de -- las aguas.

Un primer estudio hidráulico consiste en conocer el gasto máximo que ha pasado por el río en cuestión, con base -- en datos proporcionados por los lugareños o por huellas de juncos por éstas crecientes. El conocimiento de este gasto máximo nos podrá ser útil para la selección del gasto de -- diseño, ya que dará una idea del orden de las avenidas extraordinarias, aunque es un dato incierto ya que puede ser

que hayan pasado avenidas muy grandes y no queden huellas y no se tenga noticia de ella.

Para determinar el gasto máximo que ha pasado por el río es estudio se acostumbra utilizar el método de Sección y Pendiente, por la sencillez con que puede aplicarse.

Con el fin de comparar el gasto que se obtiene en la sección de estudio se hace uso de secciones hidráulicas auxiliares localizadas aguas arriba y aguas abajo de la sección de cruce en tramos del río que reúnan las características requeridas para la aplicación del método de Sección y Pendiente.

La diferencia permisible de gasto entre secciones es generalmente del 5% aunque esta diferencia varía de acuerdo con el criterio del proyectista, pues debido a las diferentes condiciones físicas que puedan presentarse en el cauce, puede aumentar o disminuir éste porcentaje.

Otro estudio hidráulico es el que se realiza una vez que se conoce el gasto de diseño, y se hace con el objeto de conocer el tirante y la velocidad del agua que se tendría con éste gasto en la sección de estudio, esto es con la finalidad de comparar posibles alternativas para la elección del cruce.

A partir del estudio anterior, se analiza la posibilidad de hacer un estrechamiento. La construcción de un puente que ocupe todo el ancho de la sección transversal del cauce puede resultar antieconómica, por lo que conviene considerar la posibilidad de diseñar terrepuestas de acceso que provoquen un cierto estrechamiento de la sección, pa-

ra reducir la longitud del puente. Si bien, la longitud de éste es uno de los factores que casi siempre intervienen más en el costo; hay que considerar que por el efecto de un estrechamiento aumentará el costo de los apoyos del puente, ya que se requerirá, tal vez, de una profundidad de desplante mayor por el incremento de la profundidad de socavación debida al aumento de la velocidad del agua; se necesitará que el puente sea más alto para considerar la sobre-elevación del nivel del agua producida por el remanso y se deberán hacer obras de encauzamiento y de protección a los terraplenes de acceso.

Una reducción muy grande de la sección del cauce puede aumentar el costo del cruce por requerir obras complementarias y, además, puede provocar inundaciones aguas arriba que pueden ser importantes si se tienen obras urbanas o de producción agrícola. Una reducción pequeña o nula dará como resultado que no se requiera de obras de protección pero dará lugar a un puente muy largo que resulte antieconómico. Entre los dos extremos estará la solución más económica.

d) Estudios de mecánica de suelos.

Los objetivos de los estudios de mecánica de suelos son:

- a) Elegir el tipo de cimentación que asegure la estabilidad del puente, procurando que sea lo más económica posible.
- b) Determinar el procedimiento constructivo o colaborar

para que el procedimiento seleccionado resulte seguro, funcional y económico.

Se pueden clasificar los factores que determinan el tipo de cimentación en tres categorías:

1. Características de la superestructura.
 - a) Dimensiones y forma
 - b) Magnitud, tipo y distribución de las cargas.
 - c) Sensibilidad de la estructura.
 - d) Destino y condiciones de funcionamiento requeridas.

2. Condiciones del subsuelo.
 - a) Estratigrafía y propiedades mecánicas.
 - b) Condiciones hidráulicas.
 - c) Comportamiento bajo la acción de agentes o fuerzas externas.

3. Factores económicos.

Se buscará que el costo de la cimentación sea acorde -- con la importancia de la superestructura.

En lo referente a los requisitos que deben satisfacer una cimentación, en orden de importancia se tiene:

- a) Localización adecuada de la cimentación, para evitar cualquier influencia futura que pudiera afectar su comportamiento.
- b) Deberá proporcionar seguridad contra fallas por resistencia al corte.
- c) No inducirá deformaciones intolerables a la estructura.

Se debe establecer un balance entre el número de apoyos, su profundidad y la longitud de los claros; tomando en cuenta que en la medida que los claros sean más grandes, el puente resulta más costoso y las descargas a los apoyos -- aumentan, y en la medida que la cimentación es más profunda su costo también aumenta.

Por lo expuesto anteriormente es necesario que el proyectista tenga una idea razonablemente exacta de las propiedades físicas y tipo de suelo en la zona de cruce.

A través de los estudios de Mecánica de Suelos se debe conocer la capacidad de carga, los hundimientos diferenciales y la permeabilidad del suelo. Para conocer estas propiedades es necesario realizar pruebas de laboratorio, pero para llegar en el laboratorio a resultados confiables, es necesario la obtención de muestras de suelo apropiadas para la realización de las correspondientes pruebas.

Los programas preliminares de exploración y muestreo se proyectan con objeto de definir los perfiles estratigráficos que permiten conocer los depósitos que forman el subsuelo y de esta forma al conocer el tipo de suelo se podrán programar las pruebas necesarias para la obtención de los datos de proyecto.

Los tipos principales de sondeos que se emplean en mecánica de Suelos, en general, son los siguientes:

Métodos de exploración preliminares.

- a) Pozos a cielo abierto, con muestreo alterado o inalterado.
- b) Perforaciones con posteadora, barrenos helicoidales ó métodos similares.
- c) Métodos de lavado.
- d) Método de penetración cónica.
- e) Método de penetración estándar.
- f) Perforaciones en boleos y gravas.

Métodos de sondeo definitivo.

- a) Pozos a cielo abierto con muestreo inalterado.
- b) Métodos con tubo de pared delgada.
- c) Métodos rotatorios para roca.

Métodos geofísicos.

- a) Sísmico.
- b) De resistencia eléctrica.
- c) magnético y gravimétrico.

La ubicación de los sondeos preliminares está definida por el trazo del cruce y los puntos donde se hayan de situar pilas y estritos; los sondeos deben llevarse a una profundidad tal que los esfuerzos transmitidos desde la superficie ya no produzcan efectos de importancia.

La profundidad mínima de la cimentación de una pila de un puente viene determinada por la condición de que la cota de la misma debe hallarse por debajo del nivel hasta el cual el río puede socevar en una creciente máxima.

e) Estudios de Tránsito.

Los estudios de tránsito tienen por objeto determinar - el volumen de tránsito, tanto el generado localmente como el de largo itinerario, dato necesario para el proyecto y operación del camino.

Una medida de la eficiencia con la que una carretera - presta servicio a la demanda de tránsito es conocida como capacidad, es decir, es el número máximo de vehículos que pueden circular por el camino durante un período de tiempo determinado bajo ciertas condiciones del propio camino, - así como de la operación del tránsito; todo esto de acuerdo a un nivel de servicio seleccionado de antemano.

El conocimiento de la capacidad (volumen de tránsito) - sirve para fines de proyecto e influye directamente en la determinación de las características geométricas de un camino. En general, la capacidad de un camino depende de:

1. Las condiciones establecidas por las características físicas del camino como son: los alineamientos horizontal y vertical, el número y ancho de carriles; ya que éstos no pueden ser cambiados a menos que se lleve a cabo una reconstrucción del camino.

2. Condiciones que dependen de la naturaleza del tránsito en el camino; éstas pueden cambiar o ser cambiadas de - hora en hora, ó durante ciertos períodos del día.

Una forma de determinar el volumen de tránsito para los caminos de penetración económica es determinar el número - de camiones que serían necesarios para mover la producción que se genere. Esto se logra cuando se cuenta con el valor

de la producción en toneladas y considerando una capacidad media de los camiones. En caso de no contar con éste dato, otra forma sería observar una carretera de características semejantes, o la carretera por proyectar, que ya se encuentre operando en la región.

Al mismo tiempo que se determina la capacidad del camino es necesario fijar el nivel de servicio con el que operará dicho camino.

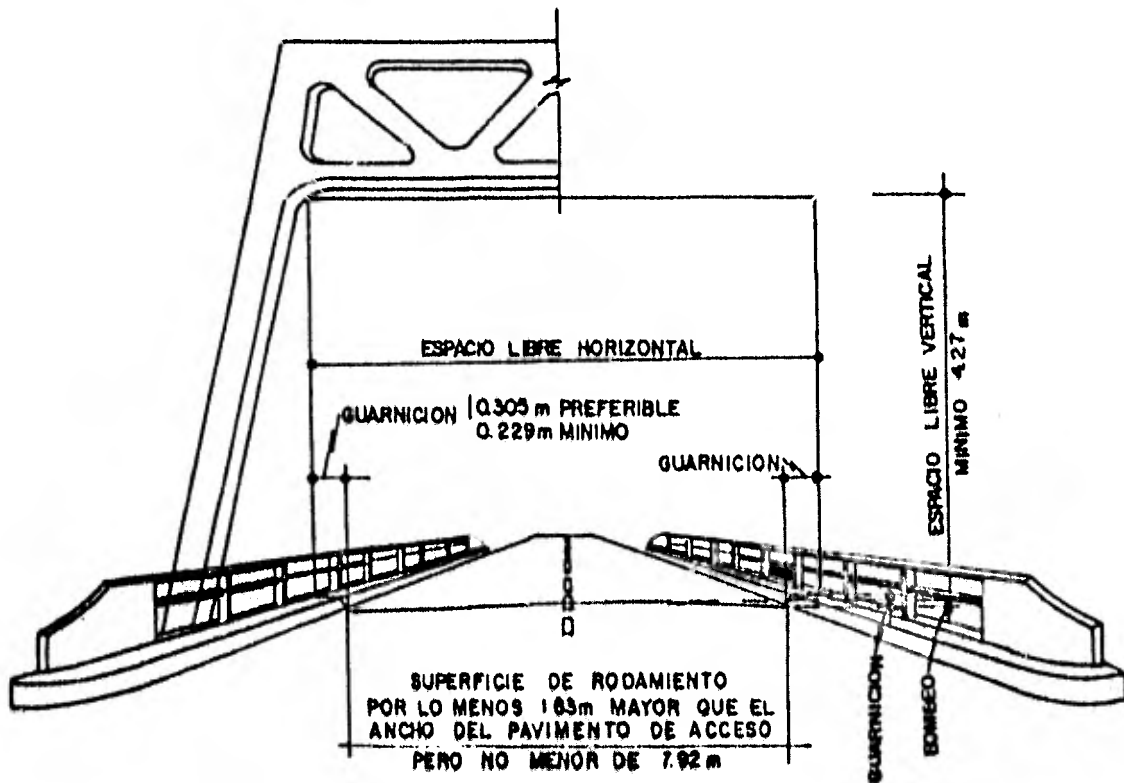
El término "nivel de servicio" se usa para describir las condiciones que un conductor experimentará durante su viaje por una carretera cuando aloja varios volúmenes de tránsito. Es una medida cualitativa del efecto de una serie de factores tales como la velocidad, el tiempo de recorrido, las interrupciones de tránsito, la libertad de manejo, la seguridad, la comodidad y los costos de operación.

Los diferentes niveles de servicio de un camino específico son funciones del volumen y composición del tránsito, así como de las velocidades que puedan alcanzarse en ese camino.

A medida que el camino sirve a poblaciones más importantes con tráfico más intenso, se hará necesario que los puentes cambien sus características acorde con la importancia del camino.

Es recomendable que al elegir el ancho de camino en la estructura se mantenga el mismo número de bandas de circulación del camino, teniendo en cuenta que el ancho de calzada otorgada siempre a un mismo número cerrado de bandas de circulación.

Las figuras 1.10 y 1.11 muestran algunas recomendaciones de tipo geométrico.



**DIAGRAMA DE GALIBO MINIMO
TRANSITO EN CAMINO DE DOS CARRILES**

Fig. 1.10

NOTAS.- Para caminos con tránsito pesado se recomienda que los anchos de las superficies de rodamiento sean mayores que el mínimo anotado arriba.

Si se usan guarniciones de seguridad o banquetas adyacentes, o si los anchos de los carriles de tránsito son mayores que 3.66 m , el ancho de la superficie de rodamiento se podrá reducir en 0.61 m del calculado en la figura 1. Si concurren esas dos condiciones se podrá hacer una reducción de 1.22 m .

En los casos especiales en que la longitud del puente es mayor de 305 m y cuando el tránsito es ligero se permitirá poner un ancho de superficie de rodamiento de 7.31 m .

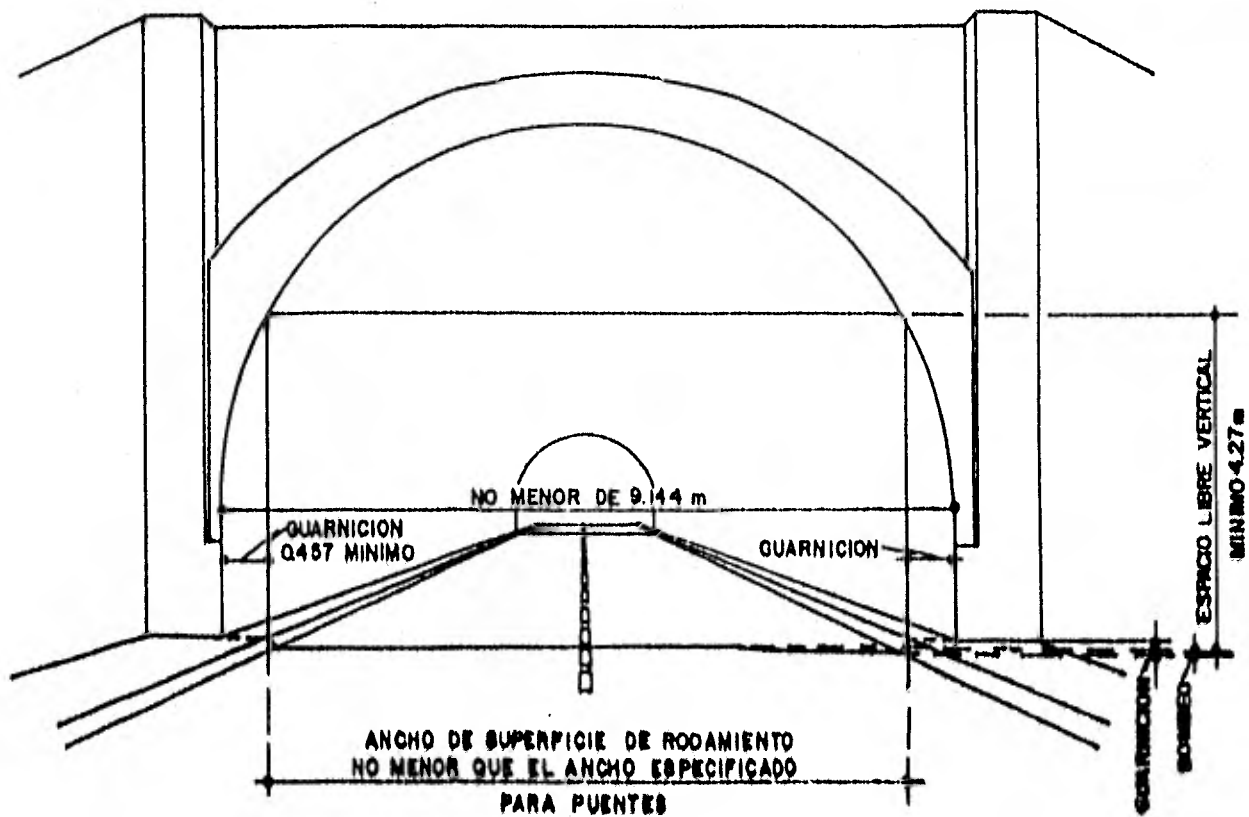


DIAGRAMA DE GALIBO PARA TUNELES
TRANSITO EN CAMINO DE DOS CARRILES

FIG. 1.11

Al determinar las características de la vía de comunicación, se fijan las bases para definir las características fundamentales del puente, tales como:

- bandas de circulación
- ancho de calzada
- banquetas
- guarniciones
- parapetos
- tipo de vehículos que van a transitar
- velocidad de operación, etc.

Así por ejemplo, en un camino que tenga por primordial objeto servir a pequeñas comunidades, los puentes pueden proyectarse para permitir sólo el tránsito de una banda de vehículos, procurando que haya buena visibilidad en los tramos cercanos a la estructura.

Hasta ahora solo se ha mencionado los requisitos generales necesarios para proyectar un puente, se ha dicho que para determinar el tipo de estructura es necesario contar con ciertas condiciones físicas y que además el puente debe cumplir con ciertos requisitos de funcionalidad. Tomando en cuenta todo lo anterior, se deben considerar las condiciones locales donde se va a construir el puente, algunos de éstos requisitos son:

1.- Capacidad geométrica y de carga que debe tener el puente para resolver el problema local de tránsito.

2. Coordinación entre la localización del puente y el alineamiento tanto vertical como horizontal de la línea, antes y después del puente.

3. Tipo arquitectónico adoptado, se procura que además de cumplir con requisitos generales y locales, se debe elegir un tipo de estructura que armonice lo más que se pueda con la arquitectura local cuando el puente se encuentra cerca de poblaciones.

CAPITULO II ESTRUCTURACION

Con apoyo de todos los estudios preliminares se determinan en gabinete las características generales del puente, - las más importantes son:

- a) Geometría.- longitud total, ancho de calzada, ancho total y altura mínima necesaria.
- b) Tipo de carga.
- c) Tipo de cimentación.
- d) Indicar el procedimiento constructivo,- Las etapas - por construir se deben proponer de tal forma, que cada etapa produzca momentos similares a los que tendría el puente una vez terminado.

Con los datos anteriores se puede decir que se inicia - la elección del tipo de estructura.

Se define un sistema estructural como la parte de la estructura que debe resistir las cargas aplicadas; su objetivo es transmitir las fuerzas desde el punto de aplicación hasta la cimentación.

Los factores que se deben tomar en cuenta cuando se elige un sistema estructural son:

- La forma en que la estructura transmite las cargas a la cimentación.
- Las deformaciones y esfuerzos que se producen por la transmisión de las fuerzas.
- La forma de una estructura sin comprometer su función técnica.

Las partes que integran el sistema estructural de un puente son:

- a) Superestructura.
- b) Subestructura.
- c) Infraestructura ó Cimentación.

La figura 2.1 muestra cada una de estas partes del puente.

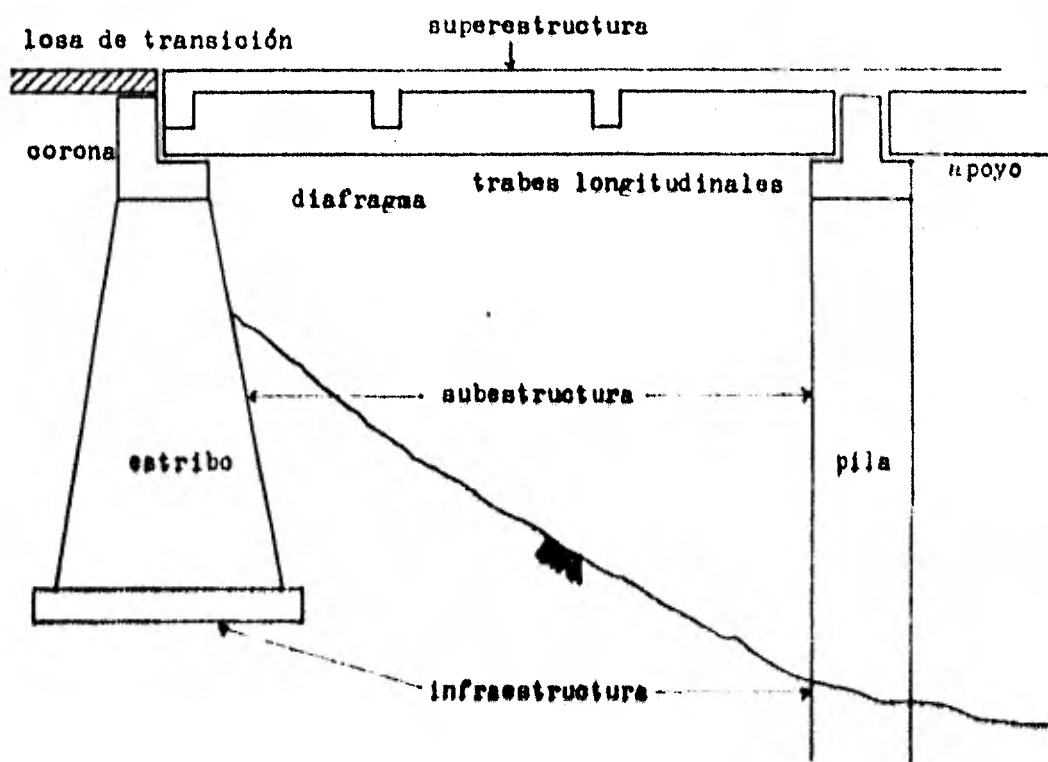


Fig. 2.1

a) Superestructura.

Es la parte del puente que soporta la calzada y transmite las acciones de la carga viva y su peso propio a los apoyos. Generalmente está formada por la losa, traveses longitudinales, diafragmas, etc.

Dependiendo del tipo de estructuración empleada los puentes se pueden clasificar en:

- 1.- Puentes isostáticos.
- 2.- Puentes hiperestáticos exteriormente
y en general son hiperestáticos interiormente.

Los puentes isostáticos pueden ser:

- 1.a.- Libremente apoyado
- 1.b.- Continuo (Gerber)
- 1.c.- Arco
- 1.d.- Marco triarticulado
- 1.e.- Armadura
- 1.f.- Viga sobre pilas

Los puentes hiperestáticos pueden ser:

- 2.a.- Continuo
- 2.b.- Armadura hiperestática
- 2.c.- Viga cerrada

b) Subestructura.

Es la parte del puente que transmite las acciones de la superestructura a la cimentación, estando integrada por pilas, estrizos y cajalletes.

c) Infraestructura ó Cimentación.

Es la parte del puente que queda en contacto con el terreno, sirviendo de apoyo al puente, puede ser superficial o profunda.

La estructuración de un puente es función de muchas variables, pero las más importantes son:

II.1.- EN FUNCION DE LA CARGA VIVA.

De acuerdo al tipo de carga rodante en los puentes, la solución más eficiente para claros que se encuentran entre 4 y 40 m es el empleo de traveses longitudinales paralelas al tránsito, soportando una losa cuyo espesor mínimo es de 15 cm; con este criterio el número de traveses y su separación dependerá del claro máximo que pueda aceptar la losa. - El refuerzo de la losa será en sentido perpendicular al tránsito.

Los traveses longitudinales se ligan entre sí por medio de diafragma que se ubican en sentido perpendicular al tránsito, generalmente se colocan en el centro del claro del puente y en función de su longitud pueden agregarse diafragma intermedios.

La función de los diafragma es recibir las cargas concentradas en los traveses longitudinales y reducir los momentos torsionantes producidos por la deformación de la losa de piso, así como lograr una mayor rigidez de conjunto.

También se construyen en los apoyos de los puentes una viga diafragma que, en general, son de mayor calibre que

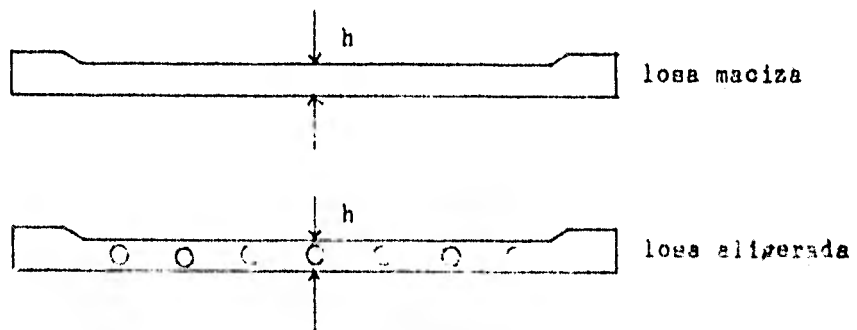
las centrales; su función es evitar la concentración de carga producida por las ruedas debido a la escasa área tributaria que brindan los bordes de la losa y, además, sirven para sujetar las vigas en los apoyos.

Cuando el claro del puente es mayor de 12 m es económico el empleo de concreto preesforzado, ésta solución facilita el uso de vigas prefabricadas, placas y losa colada en sitio; aunque la longitud de las vigas se limita a 20 m por problemas de transporte.

II.2.- EN FUNCION DEL CLARO.

Las secciones recomendadas en función del claro son:

1) Puentes con losas de concreto reforzado.



a) Relación peralte-claro.

a.1.- Losas simplemente apoyadas $h/L \geq 0,065$

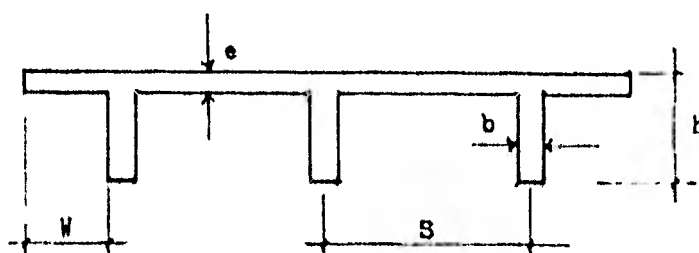
a.2.- Losas continuas $0,042 \leq h/L \leq 0,052$

b) Claros usuales.

b.1.- Losas macizas $5 \leq L \leq 14 \text{ m}$

b.2.- Losas aligeradas $12 \leq L \leq 20 \text{ m}$

2) Puentes con traveses de concreto reforzado de sección "T"



a) Relación peralte-claro.

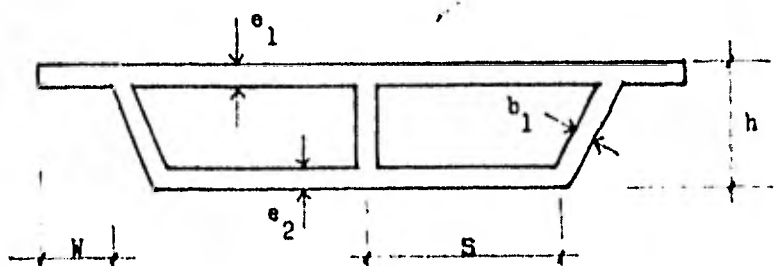
a.1.- Losas simplemente apoyadas $h/L \leq 0.07$

a.2.- Losas continuas $h/L \leq 0.065$

b) Claros usuales

$$l \leq L \leq 25 \text{ m}$$

3) Puentes de sección cajón de concreto reforzado.



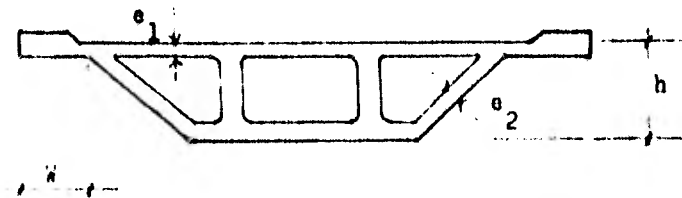
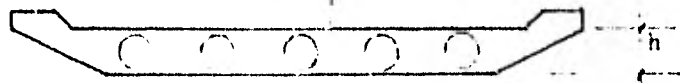
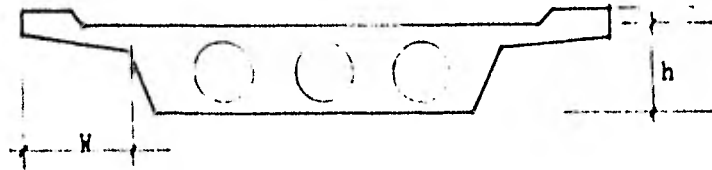
a) Relación peralte-claro.

a.1.- Puentes simplemente apoyados $h/L \leq 0.06$ a.2.- Puentes continuos $h/L \leq 0.055$

b) Claros usuales.

 $25 \leq L \leq 60 \text{ m}$

4) Puentes con losas de concreto postensado (colado en sitio).



а) Relación vórtice-claro,

а.1.- Puentes simplemente apoyados

а.2.- Puentes continuos (doble voladizo)

$$h/L \neq 0.025$$

generalizada

$$h/L \neq 0.33$$

б) Claros de luces

б.1.- Sección maciza

hasta 24 m

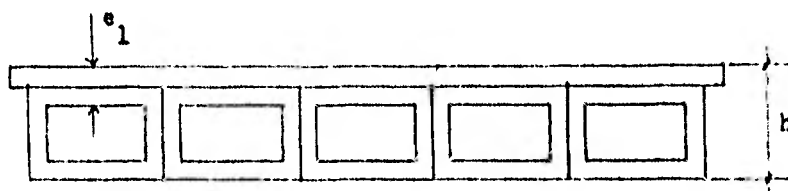
б.2.- Sección aligerada (circular)

hasta 45 m

б.3.- Sección aligerada (en sección)

más de 45 m

5) Puentes con losas de concreto pretensado (prefabricado)



$$e_1 = 7.6 \text{ cm}$$

a) Relación peralte-claro,

$$0.03 \leq h/L \leq 0.04$$

b) Claros usuales,

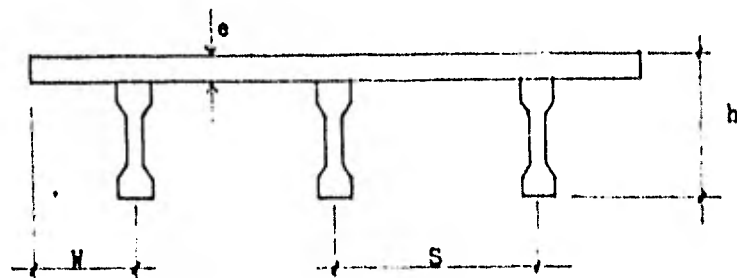
b.1.- Secciones macizas

$$b \leq L \leq 7 \text{ m}$$

b.2.- Secciones aligeradas

$$7 \leq L \leq 24 \text{ m}$$

6) Puentes con traveses de concreto postensado (colado en sitio).



a) Relación peralte-claro.

a.1.- Claros simplemente apoyados $h/L = 0.045$

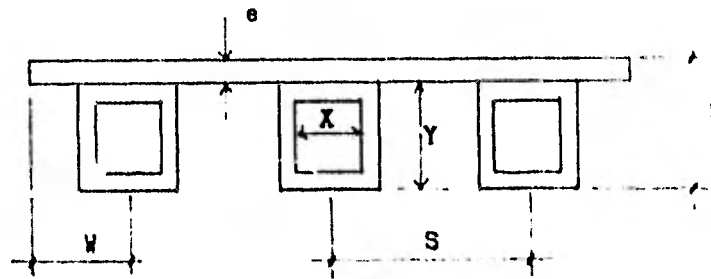
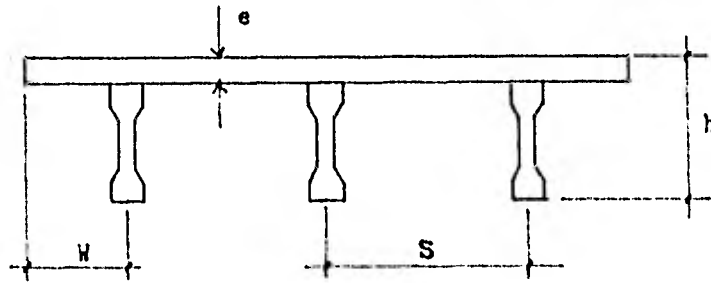
a.2.- Claros continuos $h/L = 0.04$

(mínimo $h/L = 0.03$)

b) Claros aciales.

$24 \leq L \leq 300$ m

7) Puentes con traveses de concreto pretensado (prefabricadas).



a) Relación peralte-claro

Secciones "I"

a.1.- Claros simplemente apoyados $h/L \geq 0.055$

a.2.- Claros continuos $h/L \geq 0.050$

Secciones cajón

separadas:

a.1.- Claros simp. apoyados $h/L \geq 0.055$

a.2.- Claros continuos $h/L \geq 0.045$

juntas:

a.1.- Claros simp. apoyados $h/L \geq 0.040$

a.2.- Claros continuos $h/L \geq 0.031$

b) Claros usuales

$$l \leq L \leq 4l \text{ m}$$

8) Puentes con marcos rígidos.

9) Puentes en arco.

b) Claros usuales

$$L \leq 300 \text{ m}$$

10) Puentes en armaduras.

a) Relación peralte-claro

$$h/L \leq 0,10$$

b) Claros usuales

$$35 \leq L \leq 75 \text{ m}$$

11) Puentes colgantes.

b) Claro máximo empleado

$$L \leq 346 \text{ m}$$

Dimensión tentativa de losas y otros elementos de puentes.

A continuación se presentan las magnitudes para dimensionar tentativamente las losas y elementos de un puente.- Las cantidades se encuentran indicadas en las figuras del inciso 1 al 7.

1.- Longitud del voladizo w .

$$\frac{S}{3} \leq w \leq \frac{S}{2}$$

2.- Separación de traveses S .

2.1.- Secciones "T" e "I" $2 \leq S \leq 3$ m

2.2.- Sección cajón $2 \leq S \leq 3.5$ m

2.3.- Sección "I" pretensada $2.5 \leq S \leq 5$ m

2.4.- Sección cajón pretensado $2 \leq S \leq 3.7$ m

3.- Espesor de losa e_1 para cargas HS20-44

S (m)	e_1 (cm)
1.80	16.00
2.10	16.50
2.40	18.00
2.70	19.00
3.00	20.00
3.40	20.50
3.70	21.50
4.00	22.00
4.30	23.00
4.60	25.00
4.90	25.50

4.- Espesor inferior de losa e_2

$$e_2 \leq L/16$$

$$14 \text{ cm} \leq e_2 \leq e_1$$

5.- Ancho de traves b.

5.1.- Elementos reforzados

Claros simplemente apoyados $b \geq 28 \text{ cm}$ Claros continuos $b \geq 28 \text{ cm}$

(para acomodo del acero negativo)

5.2.- Elementos preesforzados

 $b \geq 30 \text{ cm}$

6.- Espesor de traves cajón.

 $b_1 \geq 20 \text{ cm}$

7.- Recubrimientos.

7.1.- Recubrimiento mínimo inferior 2.50 cm

7.2.- Recubrimiento mínimo superior 5.0 cm

8.- Ancho de traves cajón X.

 $0.30 \leq X \leq 1.20 \text{ m}$

9.- Perfilte de traves cajón Y.

 $0.50 \leq Y \leq 1.20 \text{ m}$

II.3.- EN FUNCION DEL MATERIAL.

- | | | | | |
|----------------|---|--------------|---|------------|
| | | Preesforzado | } | Pretensado |
| a) Concreto | } | Mixto | | Postensado |
| | | Reforzado | | |
| b) Acero | | | | |
| c) Mampostería | | | | |
| d) Madera | | | | |

Para elegir el tipo de estructura más conveniente, cuando sea necesario, se deberán elaborar varios anteproyectos, tomando muy en cuenta los tipos de materiales existentes - en la zona, las condiciones de acceso al lugar de la obra y el procedimiento constructivo.

Se elegirá aquel anteproyecto cuya solución resulte más económica.

CAPITULO III SUBESTRUCTURA Y CIMENTACION

III.1.- SUBESTRUCTURA.

La subestructura está compuesta por elementos estructurales sobre los cuales se apoya directamente la superestructura del puente y éstos, a su vez, se apoyan sobre el terreno resistente recomendado. La subestructura está compuesta por:

- a) Estribos de mampostería.
- b) Caballetes {
 - De extremo
 - Intermedio
- c) Pilas. {
 - mampostería
 - Concreto Reforzado

a) Estribos de mampostería.

Son elementos masivos desplantados por gravedad, que reciben directamente las cargas de la superestructura, estando solicitados también por empuje de tierras.

Su función es servir de apoyo extremo de la superestructura, de muro de contención del terraplén de acceso y sirven para evitar que los terraplenes derramen más allá de ciertos límites. Los estribos tienen aleros, que son muros laterales de contención, generalmente unidos con el cuerpo del estribo.

Se denominan estribos de tipo de gravedad a los que resisten las fuerzas que actúan sobre ellos, principalmente por su peso propio; pueden ser de mampostería, de concreto simple ó de concreto ciclópeo.

Los estribos de mampostería son económicos hasta alturas de 10 a 11 m como máximo. La figura 3.1 muestra algunos tipos de estribos.

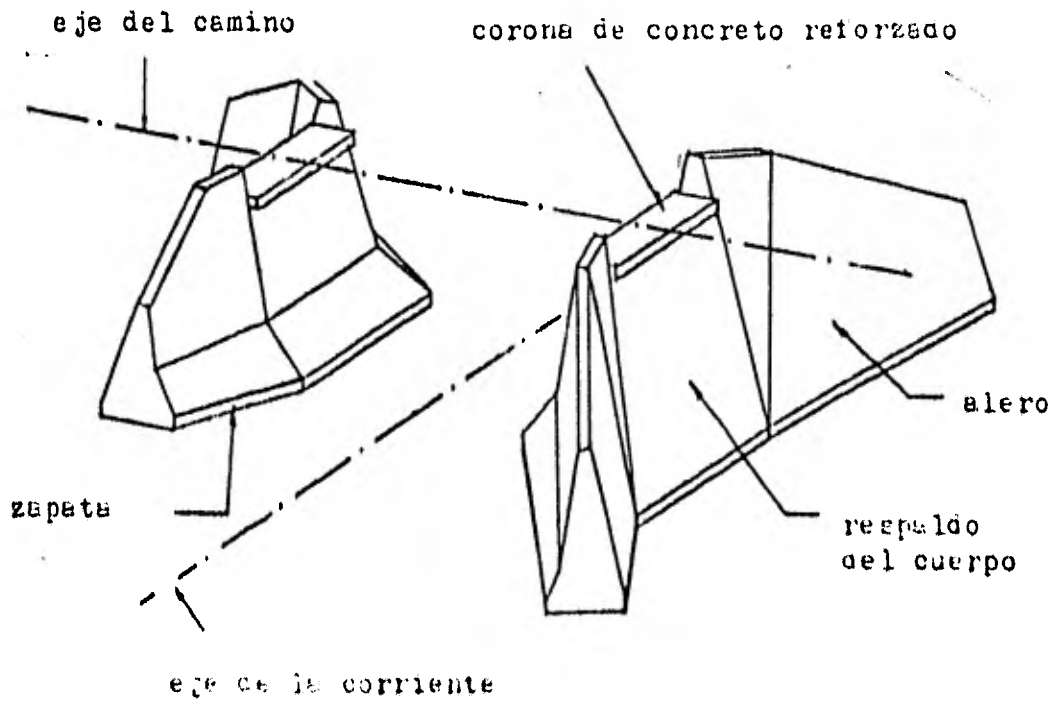


Fig. 3.1 Abutro de mampostería

b.1) Caballetes Extremos.

Se diseñan para soportar las cargas de la superestructura, su peso propio y el empuje de tierras de los terraplenes de acceso, así como otro tipo de solicitaciones debidas a empujes de viento, frenaje, fricción, etc.

Los caballetes pueden desplantarse por superficie o sobre cimentación profunda, cuando se desplante por superficie se debe revisar que no se presenten tensiones en la base.

Los caballetes extremos son recomendables cuando los estribos dejan de ser económicos. Ver figura 3.2

b.2) Caballetes Intermedios.

Son estructuras generalmente desplantadas por superficie, de gran altura que sirven de apoyos intermedios para puentes muy altos o viaductos.

Los caballetes tanto extremos como intermedios se construyen de concreto reforzado.

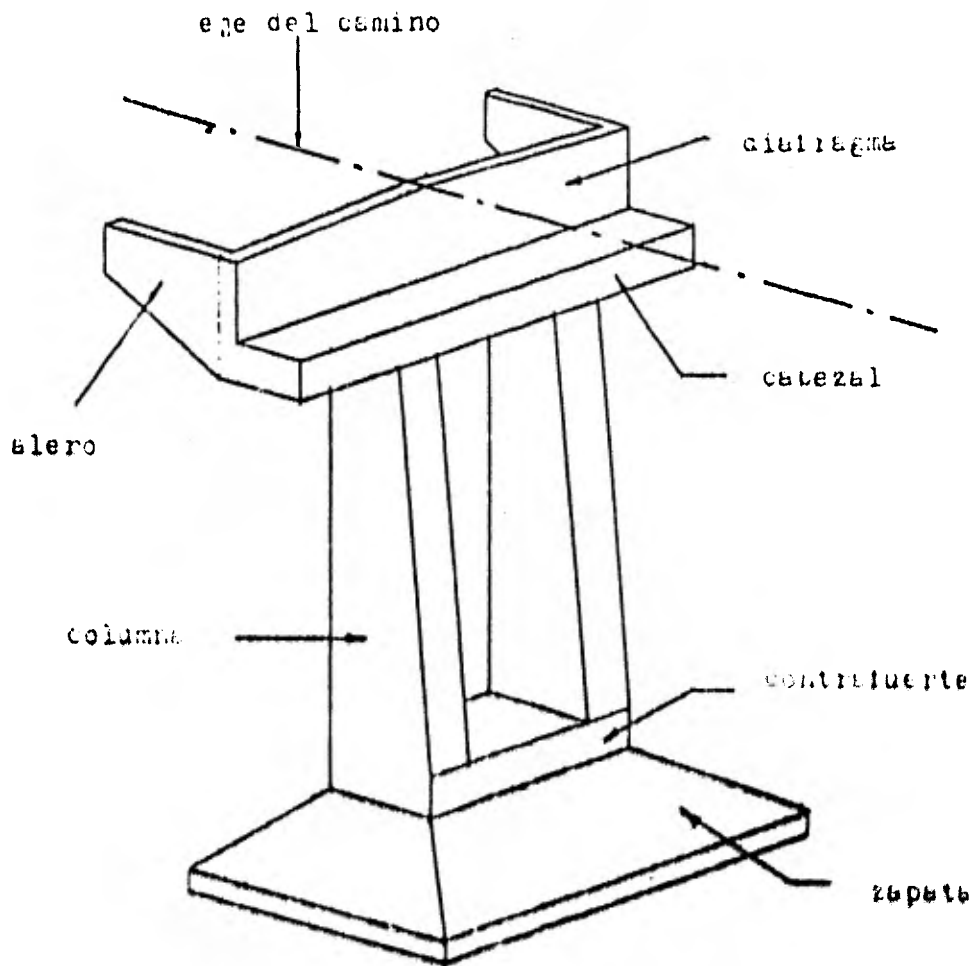


Fig. 3.2

c.1) Pilas de Mampostería.

Son estructuras simples intermedias de soporte en las cuales se apoyan los extremos de dos tramos de superestructura.

Las pilas de mampostería, al igual que los estribos, resisten las fuerzas exteriores principalmente a la fuerza estabilizante de su propio peso y se desplantan por superficie. Son económicas hasta alturas de 14 a 16 m.

c.2) Pilas de Concreto Reforzado.

Estas estructuras, como en el caso de caballetes, pueden desplantarse por superficie o sobre cimentación profunda. Se utilizan, además de por razones estéticas, por motivos de altura; generalmente son altas sobre todo en el caso de puentes, no tanto así para pasos a desnivel, ver figura 3.3

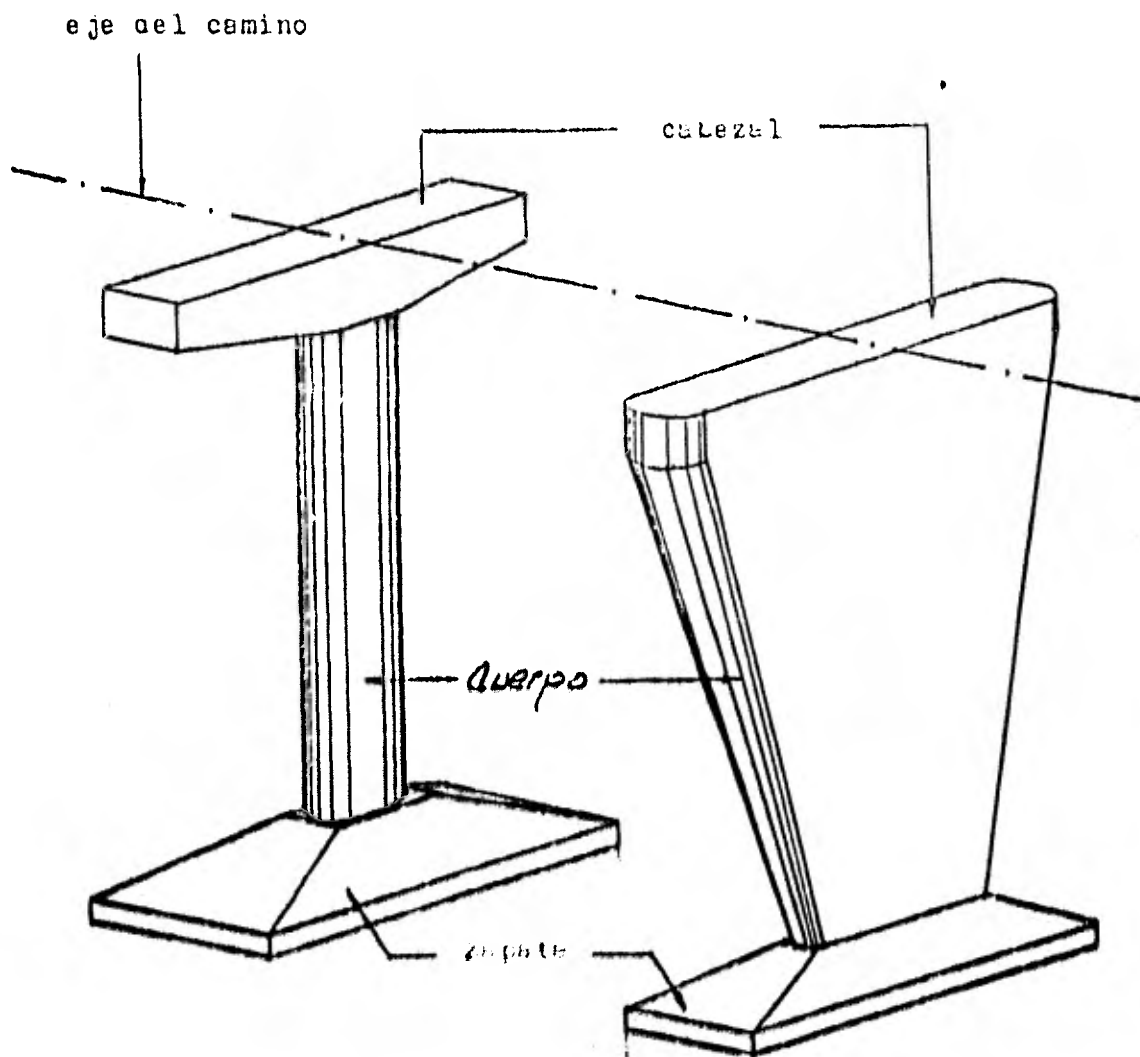


Fig. 3.3 Piles de Concreto Reforzado

III.2) CIMENTACION.

Los puentes, como toda obra de ingeniería, requiere de una cimentación adecuada para poder desplantarse sobre ésta.

Se entiende por cimentación la estructura necesaria para apoyar en ella el resto de la obra. En el caso de puentes se consideran los siguientes tipos de cimentación:

I.- Superficiales.

II.- Profundas.

I.- Cimentaciones Superficiales.

Constituyen la subestructura del puente, reciben directamente las cargas de la superestructura y se apoyan en estratos poco profundos suficientemente resistentes del suelo, o en roca.

Generalmente se clasifican en:

- | | | |
|-------------------------|---|--------------------------|
| a) Zapatas | { | Aisladas |
| | | Corridas |
| b) Losas de Cimentación | | |
| c) Cylones | { | Totalmente compensados |
| | | Parcialmente compensados |
| | | Sobre compensados |

a.1) Zapatas Aisladas.

Son apoyos rígidos que comúnmente tienen forma rectangular o cuadrada que se construyen bajo las columnas con el objeto de transmitir la carga de éstas al terreno en una mayor área para lograr una presión apropiada.

Las zapatas aisladas se construyen de concreto reforzado.

a.2) Zapatas Corridas.

Son elementos longitudinales que soportan la carga de una serie de columnas entrelazadas por una trabe de cimentación. Se utilizan cuando se requiere controlar la magnitud de los hundimientos diferenciales cuando el suelo ofrece una resistencia baja que obligue al empleo de mayores áreas de repartición, esto es en el caso de que deban transmitirse al suelo grandes cargas.

b) Losas de Cimentación.

Cuando la resistencia del terreno sea muy baja o las cargas sean muy altas, las áreas requeridas para apoyo de la cimentación deben aumentarse, de tal forma que lleguen a ocupar toda el área construida. En este caso, la carga de la estructura se considera como uniformemente repartida en toda el área ocupada, con lo que se disminuye la presión de contacto, en tanto que los hundimientos diferenciales son controlados por la rigidez de la losa.

Se debe considerar que aún cuando la losa reduce la presión de contacto y controla los hundimientos diferenciales,

al ocupar un área más extensa su bulbo de presiones puede afectar capas más profundas que, en caso de ser compresibles, aportarán una cierta deformación.

c) Cajones de Cimentación.

Se utilizan en suelos de compresibilidad media o alta - con el fin de reducir la descarga neta, evitando con ello elevados incrementos de presión que pudieran provocar asentamientos intolerables en la estructura.

Generalmente están contruídos por un cajón subterráneo rígido de concreto reforzado, formado por las losas de cimentación y tana, muros de contención y en ocasiones retícula de trabes.

Cuando el manto freático se encuentra a una profundidad menor que la de desplante es necesario garantizar la estanquidad del cajón para aprovechar el efecto de flotación.

En este tipo de cimentación pueden distinguirse tres -
CASOS:

c.1.- Totalmente Compensado.- Cuando la presión efectiva al nivel de desplante y el efecto de flotación, en caso de existir, equilibran la descarga total de la estructura.

c.2.- Parcialmente Compensado.- Cuando existe cierta --
descarga neta, es decir, el efecto de flotación y la presión efectiva al nivel de desplante no son suficientes para contrarrestar el peso total de la construcción.

c.3.- Sobrecompensado.- En el caso de que la descarga - total de la estructura sea mayor que la suma de los efectos mencionados se emplea este tipo de cajones, siendo importante el control de los movimientos verticales ascendentes.

Los cajones parcialmente compensados son una alternativa adecuada cuando el diseño sin compensación, alguna da lugar a bajos factores de seguridad, en cuanto a capacidad de carga o asentamientos. Es frecuente que debido a éstos últimos factores se combinen la compensación parcial con pilotes de fricción.

Las cimentaciones totalmente compensadas y sobre compensadas dependen de la necesidad de espacio subterráneo utilizable, por ejemplo en los pasos a desnivel, el metro en sus tramos subterráneos y la necesidad de proporcionar sótanos para estacionamiento a edificios con numerosos usuarios.

El diseño y construcción de cajones requiere de un conocimiento detallado del perfil estratigráfico, de las condiciones hidráulicas y de las propiedades mecánicas del suelo hasta una profundidad donde el incremento de presión no sea significativo, lo cual será utilizado para el control de los niveles piezométricos, los análisis de estabilidad tanto del fondo de la excavación como de sus paredes, la elección de la profundidad de desplante y el cálculo de deformaciones (expansiones y asentamientos).

II.- Cimentaciones Profundas.

Cuando las capas superficiales del subsuelo son muy compresibles, de tal forma que un cajón de cimentación razonablemente económico sea insuficiente para controlar los asentamientos totales, se utilizan cimentaciones profundas.

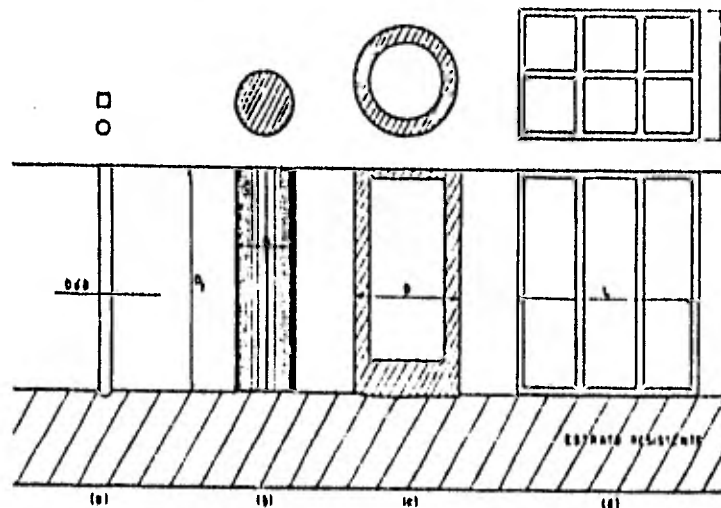
Las cimentaciones profundas están construidas por elementos alargados que transmiten el peso de la estructura a capas profundas resistentes, o a capas menos compresibles que las superiores, o bien para poder desarrollar la fricción necesaria para estabilizar el elemento de cimentación.

También se suele optar por la cimentación profunda cuando el material del fondo del cauce de un río es socavable, lo cual obliga a profundizar la cimentación.

Las cimentaciones profundas se pueden clasificar en:

- | | | |
|--------------|---|--|
| a) Pilotes | { | De punta
De fricción y/o adherencia
Mixtos |
| b) Pilas | | |
| c) Cilindros | | |
| d) Cajones | | |

En la figura 3.4 aparecen los tipos de cimentación descritos.



- a) Pilote
- b) Pila
- c) Cilindro (corte)
- d) Cajón de 6 celdas (corte)

Fig. 3.4

a) Pilotes.

Los pilotes son elementos esbeltos, de sección transversal comprendida generalmente entre 0.30 y 0.60 m y cuya forma puede ser circular, hexagonal, cuadrada, triangular, I o H; el material de que están formados, comúnmente es -- concreto reforzado o pretensificado, acero y madera, aunque en la actualidad el uso de pilotes de madera es cada vez -- menor. Los pilotes de concreto, a su vez, pueden ser precolados o colados en el lugar.

En general se usan los pilotes de cimentación cuando se requiere:

1. Transmitir las cargas de la estructura a través de un espesor de suelo blando o a través del agua, hasta un estrato de suelo resistente que garantice el apoyo adecuado.

2. Transmitir la carga a un cierto espesor de suelo blando, utilizando para ello la fricción lateral que se produce entre suelo y pilote.

3. Proporcionar el debido anclaje lateral o resistir -- fuerzas laterales que se ejerzan sobre la superestructura del puente, en éstos casos es común recurrir a pilotes inclinados.

a.1.- Pilotes de Punta.- Son elementos estructurales cuya punta está debidamente rigidizada con el fin de lograr penetración o bien un apoyo en la capa resistente. El hincado de los mismos se efectúa generalmente con una perforación previa, salvo los casos en que las capas superficiales sean muy blandas y permitan la penetración a base de golpes.

a.2.- Pilotes de Adherencia y/o Fricción.- El principio en que se basa este tipo de pilotes, es transmitir las cargas mediante la adherencia y/o fricción que se genera entre el área de contacto lateral del pilote y el subsuelo, siendo relativamente menor la carga soportada por la punta.

Si la fuerza resistente del terreno se debe a la cohesión, como en el caso de pilotes hincados en arcilla, se les denomina pilotes de adherencia. Asimismo, serán pilotes de

fricción si la fuerza resistente es producto de la fricción entre pilote y un suelo granular.

Es práctica común hacer una perforación previa de menor dimensión que el diámetro del pilote.

En ocasiones cuando el subsuelo es muy compresible los pilotes de adherencia y/o fricción se utilizan en combinación con un cajón superficial que compense parte del peso de la estructura.

a.3.- Pilotes Mixtos.- Son aquellos pilotes donde se combina el trabajo de punta con el de fricción y/o adherencia, siendo los dos efectos de importancia similar.

Grupo de Pilotes.

El comportamiento de un pilote aislado es diferente al de un grupo de pilotes, tanto en la capacidad de carga como en asentamientos. la figura 3.5 muestra éste efecto.

El esfuerzo que envía al suelo un pilote aislado actúa en una cierta área y su vecindad, mientras que la influencia de un grupo de pilotes, (acción de grupo) se extiende a una distancia bastante mayor lateralmente y hacia abajo de la punta de los pilotes, si los pilotes se apoyan en arcillas los efectos resultantes en la resistencia última e la carga y en el hundimiento total son muy importantes.

Los hundimientos pueden ser importantes si el estrato de apoyo está formado por arena o grava y no tienen importancia si están apoyados en roca.

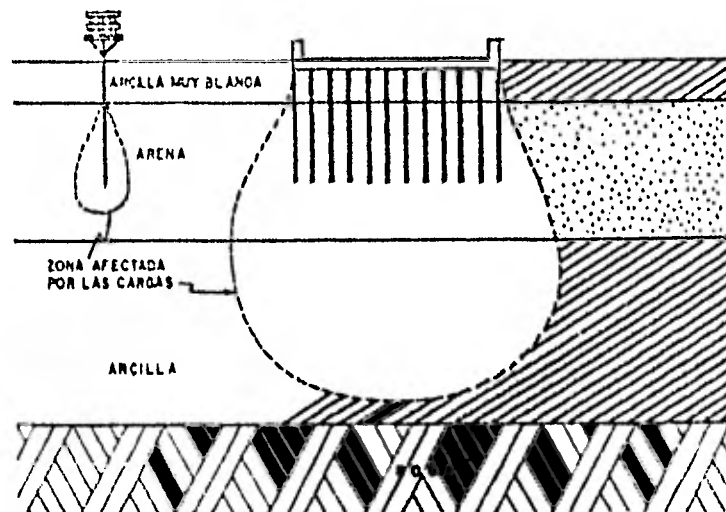


Fig. 3.5 Diferencia entre la influencia de un pilote y de un grupo de pilotes en lo referente a asentamientos.

La información sobre capacidad de carga de un grupo de pilotes es escasa, reduciéndose a una serie de reglas:

1.- Para pilotes de punta apoyados en un estrato resistente no subyacente por suelos compresibles, la capacidad de carga del grupo es igual a la suma de las capacidades de los pilotes individuales, siempre y cuando se respete una separación centro a centro de 2,5 a 3 veces el diámetro o lado mayor de la sección del pilote; esto se hace con el objeto de que cada pilote desarrolle su propia zona de esfuerzos y capacidad de carga completa sin interferirse unos con otros. Una separación menor puede provocar le-

vantamiento de pilotes previamente hincados, haciéndoles perder su apoyo, o bien una interferencia entre pilotes adyacentes por desviación durante el hincado.

2.- Cuando el estrato resistente que servirá de apoyo está apoyado por suelos suaves, la capacidad de carga del grupo queda limitada por la capacidad de carga de dichos suelos y por los asentamientos que aumentan notablemente con el ancho del área piloteada.

3.- En el caso de pilotes de fricción, la capacidad de carga del grupo será la menor entre la suma de las cargas individuales y la capacidad de carga de un bloque de geometría igual a la envolvente del grupo de pilotes y colocado al nivel de desplante del grupo.

Problemas durante el hincado de pilotes.

El método usual para construir cimentaciones piloteadas es la hincada de pilotes precolados, aunque en ocasiones también se recurre a colocarlos en el sitio de la obra, el hincado de éstos pilotes se comentará más adelante al hablar de pilas.

Los problemas durante la hincada de pilotes precolados son:

a) Verticalidad.- La baja resistencia de suelos arcillosos favorece que se produzcan desviaciones en verticalidad pequeñas, aún cuando la hincada se realice con cuidado y los tramos de pilote estén unidos con juntas resistentes.

Es difícil hacer un estudio analítico confiable para de-
terminar estas desviaciones, y las observaciones directas
son escasas, es posible aceptar que la pérdida de vertica-
lidad durante la hincada no representa un problema de tra-
scendencia, siempre y cuando esté dentro de límites razona-
bles.

Se recomienda que la desviación no exceda del 2% de su
longitud, cuidando la verticalidad mediante alguna guía en
el catezal de la máquina piloteadora o alguna guía indepen-
diente.

b) Desplazamientos Verticales.- Cuando se hincan un pilo-
te a través de una masa de suelo blando como arcilla, limo
o arena suelta, se produce un desplazamiento del suelo de-
bajo la punta y alrededor del pilote. Este desplazamiento --
afecta una zona de suelo vecina al pilote, produciendo una
gran distorsión de la estructura original que se tenía an-
tes del hincado, que en el caso de arena suelta disminuye
su volumen compactándose.

La disminución de volumen en la zona afectada será ma-
yor conforme la arena esté más suelta, pero nunca llega a
ser igual al volumen del pilote hincado, lo cual conlleva a
que siempre se producirá un desplazamiento en la superfi-
cie del terreno alrededor del pilote.

Por otro lado, si el suelo es una arcilla saturada muy
sensible al remojado, alterará la estructura original y
disminuirá, por lo menos temporalmente su resistencia al
corte, esto es particularmente importante en caso de traba-

jar con pilotes de fricción, ya que su comportamiento depende del contacto suelo-pilote.

La única forma de reducir estas expansiones es mediante una perforación previa, la cual debe ejecutarse cuidando - de no reducir la capacidad de carga de coherencia, tan importante en pilotes de fricción. Por lo general, se hace una perforación previa de $\frac{2}{3}$ del diámetro del pilote, y es llevada hasta una profundidad no menor de $\frac{2}{3}$ la longitud del mismo, ó hasta 0.90 de la longitud del pilote.

En pilotes de punta, el desplazamiento del suelo produce un levantamiento en la superficie del terreno y éste, - al subir, arrastra los pilotes haciendo que pierdan el apoyo en la capa resistente. Al cargar los pilotes con el peso de la superestructura éstos bajan nuevamente, pero como los desplazamientos ascendentes son diferentes de un pilote a otro, se pueden provocar asentamientos diferenciales imprevistos que dañan la estructura.

Para pilotes de punta se recomienda una perforación de 10% a 15% menor que la sección transversal del pilote.

c) Desplazamientos Horizontales.- En base a lo anterior, es de esperarse que también se presenten desplazamientos horizontales del suelo, y en ocasiones su magnitud es mucho mayor que la de los desplazamientos verticales.

El efecto de un grupo de pilotes se obtiene sumando vectorialmente los efectos de cada uno de los pilotes, siendo la precisión de $\pm 25\%$. La única forma de reducir este efecto es mediante la ejecución de una perforación previa, con las características antes mencionadas,

Recomendaciones para el hincado de pilotes:

a) El hincado de los pilotes debe hacerse en forma continua una vez iniciado el mismo, sobre todo en suelos de alta sensibilidad, pues un retardo de horas puede generar recuperación de la adherencia, requiriendo una mayor energía para reiniciar el hincado.

b) Es conveniente llevar un registro del número de golpes contra profundidad para cada pilote, a fin de garantizar, en el caso de pilotes de punta, la profundidad de desplante de proyecto mediante la "energía de rechazo" especificada, y en el caso de pilotes de fricción, para conocer la variación de la adherencia durante el hincado. En el caso de detectar lentes o capas de materiales compactos a una profundidad menor que la de desplante, es conveniente recurrir a una perforación previa que atraviese éstos materiales y permita el paso del pilote.

En cuanto a la energía de rechazo, pueden tolerarse resistencias a la penetración de unos 2 cm en los últimos 10 golpes, siempre y cuando se haya alcanzado la profundidad de desplante.

c) Los pilotes pueden ser dañados estructuralmente agrietándose o rompiéndose durante la maniobra de izado e hincado; en el primer caso es posible detectar el daño, pero cuando ocurre luego la acción del martinete puede ocurrir que la rotura se presente en la parte ya hincada, siendo difícil detectarla. Por ello la energía de hincado no debe ser excesiva, siendo conveniente reforzar las partes extremas del pilote.

d) Es frecuente que se coloquen capas de madera blanda sobre la cabeza del pilote a fin de protegerlo durante el hincado.

b) Pilas.

Las pilas son elementos de cimentación, parecidos a los pilotes, estructuralmente sometidos a compresión y que -- transmiten las cargas directamente a estratos resistentes y profundos del suelo.

Mediante una perforación previa en el suelo, se vuelan en el lugar con acero de refuerzo si lo requieren estructuralmente, o por lo menos, con refuerzo por temperatura; no obstante en algunos casos se han construido pilas de concreto simple. Para el diseño de la pila se procede como si fuera una columna corta, ya que el suelo confina a la pila, aumentando en cierta manera la resistencia a la compresión del concreto.

Las pilas suelen ser de sección circular con diámetros desde 0.60 hasta 3.0 m y pueden o no tener una ampliación en su extremo inferior llamada campana; las profundidades alcanzadas son del orden de 7 hasta 30 m.

La cimentación por medio de pilas requiere de un detalle de exploración previa, puesto que el costo de las pilas es muy sensible a las variaciones de la estratigrafía del suelo y gran parte de las dificultades en el campo se deben a resultados incompletos de los sondeos exploratorios.

Es necesario que el programa de exploración incluya suficientes sondeos, pozos a cielo abierto, etc., para esta-

blecer la continuidad de los estratos que las perforaciones atravesarán. Los sondeos y pruebas de penetración deberán profundizarse dentro del manto de apoyo una distancia suficiente para establecer la capacidad del estrato afectado por los esfuerzos transmitidos por las pilas.

Las pilas se emplean en casos que, por necesidades del proyecto, se tienen grandes concentraciones de carga que no pueden ser soportadas por otro tipo de cimentación; cuando por facilidad y economía en el procedimiento constructivo es preferible a otro tipo de cimiento o bien por determinarlas con las condiciones estratigráficas y mecánicas del suelo.

Las pilas presentan las siguientes ventajas con respecto a los pilotes:

a) Se pueden construir en suelos que presenten cierta resistencia a la penetración de los pilotes.

b) Su construcción no causa vibración o cesamiento en el suelo.

c) El equipo de construcción es más liviano.

d) Se puede comprobar la resistencia de la capa de desplante.

e) Es una solución, en términos generales, más económica que el empleo de pilotes acoplados, ya que una sola pila puede reemplazar a un grupo de pilotes; se elimina además el dago de cimentación que cubre a otros pilotes.

Sin embargo, el empleo de pilas, puede ocasionar asentamientos en la superficie del terreno si durante su construcción no se evita el flujo de agua hacia la perforación. Además, al contrario de los pilotes, cuyo hincado mejora la compacidad del estrato granular de apoyo, en el fondo de la excavación para una pila la compacidad puede reducirse si hay fuerzas de filtración ascendentes.

Actualmente se pueden construir cuatro tipos de pilas, las cuales aunque son de construcción similar difieren en la forma de trabajo, éstos diferentes tipos son:

1. Pilas de fuste o cuerpo recto trabajando por punta.- Desarrollan su capacidad en el extremo inferior y se apoyan en roca, gravas y arenas muy compactas y suelos resistentes. En el caso de que la pila se apoye sobre roca, se considera que el suelo sobre ésta, no contribuye para soportar la carga impuesta por la pila.

2. Pilas de fuste recto, trabajando por fricción dentro de un manto de apoyo.- Son pilas que atraviesan suelos sin capacidad para tomar carga, hasta penetrar dentro del manto de apoyo, desarrollando carga mediante la fricción entre el perímetro de la pila y el manto mencionado.

3. Pilas de fuste recto por punta y fricción.- Es la combinación de los dos casos anteriores.

4. Pilas escalonadas o con ampliación en su base.- Estas se construyen únicamente en seco; la columna proporciona mayor capacidad de carga y disminuye la fricción negativa.

La perforación del suelo para el colado de las pilas - puede ser mecánica o manual, dependiendo de las condiciones del subsuelo. En cualquier método de excavación para pilas, la estabilidad del fondo es de vital importancia durante los preparativos finales para el colado del concreto sobre el estrato de apoyo. Esto se debe a que en investigaciones realizadas sobre asentamientos severos de pilas han revelado que el concreto fué fuertemente contaminado por el suelo caído antes o durante el colado del mismo.

La estabilidad del fondo de la excavación de una pila - está determinada por los mismos factores que gobiernan el fondo de una excavación a cielo abierto, por lo tanto, se puede presentar la falla de fondo.

En perforaciones donde haya necesidad de bombear agua - hacia el exterior, se puede romper la estabilidad del fondo debido a la influencia de las presiones de filtración - ascendentes. En arenas compactas no se presenta esta situación, debido a que las presiones sufren un incremento sumamente pequeño. En arena suelta, la carga hidráulica provocada por el nivel freático produce un incremento importante de la presión hidroestática que ocasiona la estabilización de éstos suelos.

El colado de las pilas puede ser en seco o bajo el agua.
Concreto Colado en Seco.

El método seco se aplica donde es posible efectuar la perforación sin la presencia de agua, siendo adoptado cuando el manto freático se encuentra a una profundidad mayor

que la de desplante o cuando las filtraciones son reducidas y no se originan en el fondo de la perforación.

El procedimiento seguido es: una vez realizada la perforación y limpiado el fondo de la misma con una cuchara especial para literales de los azolves contaminantes, se coloca el acero de refuerzo siguiendo las especificaciones de proyecto en cuanto a recubrimiento y localización; dicho refuerzo debe anclarse para que al momento de colar el concreto no sea expulsado hacia la superficie. La figura 3.0 muestra el armado típico de una tina.

El colado de concreto se realiza mediante tuberías, procurando que su extremo inferior siempre esté anclado en el concreto con el fin de evitar la aspiración de aire y su contaminación.

Concreto Colado en el fondo.

En los casos donde se intermite el nivel freático o las paredes de la perforación no son estables, es frecuente el uso de tuberías perforadas simultáneamente a la perforación para permitir esta operación de limpieza de los azolves durante el proceso de excavación, procediendo posteriormente a la colocación del concreto, que deberá quedar compactado y asentado, finalmente se realiza el colado mediante tuberías, a las cuales se les coloca provisionalmente un neumático en su parte inferior para evitar que el concreto se aleje durante el colado.

El extremo inferior de la tubería deberá estar anclado en el centro del concreto ya colado, con el fin de promover

que se mezcle con el fluido estabilizador. Al progresar el colado, la diferencia de densidades ocasionará que el concreto ocupe el espacio del lodo bentonítico.

Se deberá colar un tramo extra por encima de la cota de proyecto, procediendo posteriormente a su demolición; ya que es la parte final de contacto con lodos bentoníticos y en consecuencia está contaminada.

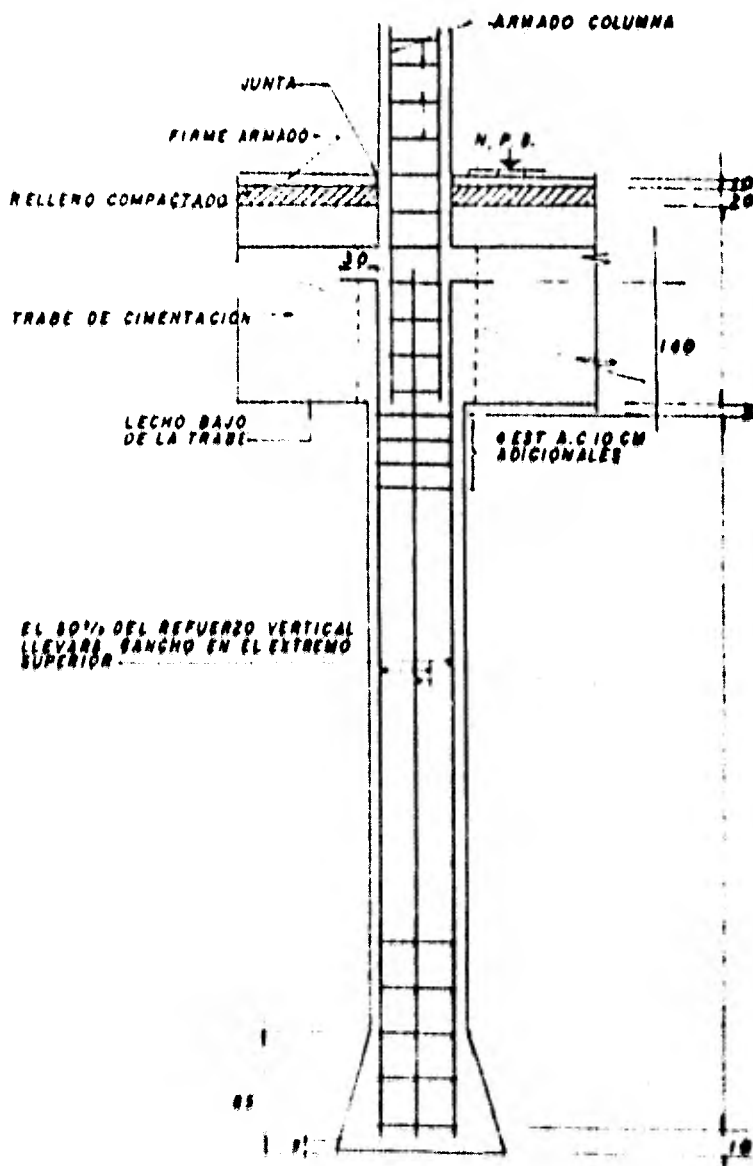


Fig. 3.6
Armadura típica de
una pile

Una variante de los métodos anteriores es el uso de ademe o camisa metálica en suelos blandos, los cuales son inestables y pueden ocasionar desprendimientos o deformarse excesivamente, ver figura 3.7

El ademe o camisa puede recuperarse a medida que avanza el colado, extrayéndolo con la máquina de perforación o bien puede dejarse ahogado según lo implique la fricción del suelo.



Figura 3.7

Sección por el método (a) y sección por el método (b).

En cuanto al empleo del concreto o lodos bentónicos se recomienda:

- a) El concreto debe ser fluido con un alto revenimiento (aproximadamente 15 cm) para garantizar su fluidez y acomodo dentro de la perforación.
- b) Deberá evitarse la segregación.
- c) El colado del concreto será continuo.
- d) El lodo bentónico tendrá una viscosidad de 50 seg. La densidad de sólidos oscilará entre 1.05 y 1.07 ton/m^3 .

c) Cilindros.

Los cilindros de cimentación son elementos huecos de -- grandes dimensiones (del orden de 3 m o mayores, el espesor de su pared es alrededor de 0.60 m) cuya capacidad de carga es elevada, utilizándose generalmente para apoyo de puentes con claros muy grandes y otras estructuras pesadas.

Los casos de utilización económica de éstos tipos de cimentación son los siguientes:

1.- Cuando existen grandes concentraciones de carga en una zona de la cimentación, como ocurre cuando los puentes son de claros muy grandes.

2.- En cimentaciones con grandes cargas en donde existe importante tirante de agua permanente.

3.- Cuando existen problemas muy grandes de control de agua en cualquier excavación que hubiera que efectuar co-

mo alternativa.

4.- Cuando el elemento de cimentación vaya a estar sujeta a severas fuerzas horizontales.

5.- Cuando se requiere una cimentación profunda de cualquier clase, pero la presencia de boleos o cualquier otro obstáculo haga difícil el hincado de pilotes.

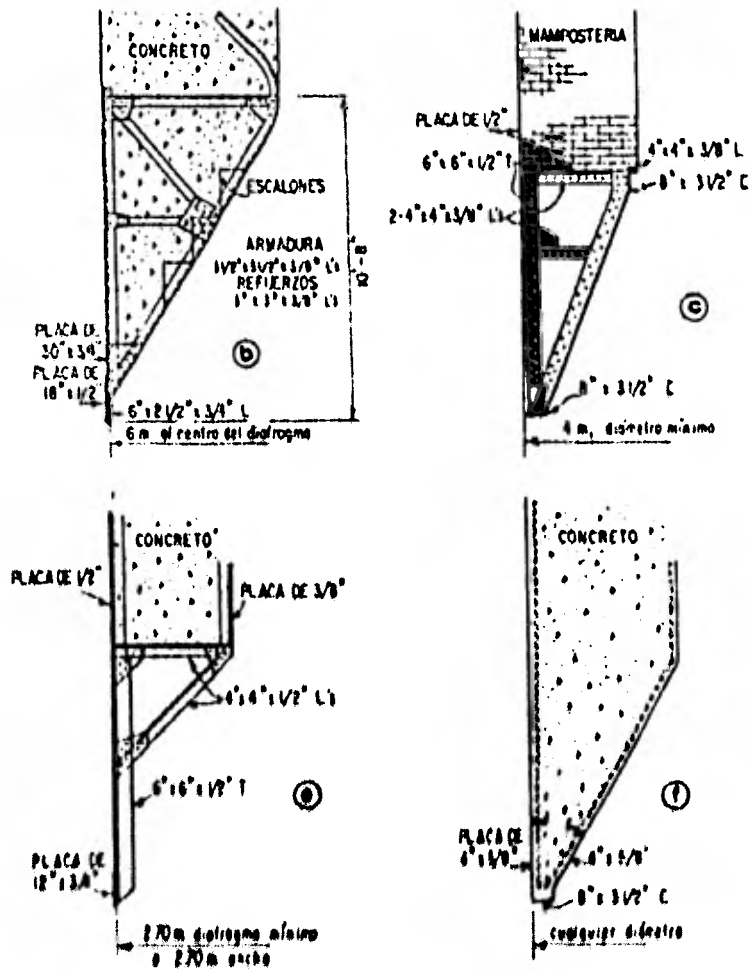
Las partes que forman un cilindro de cimentación son las siguientes:

a) Cuchilla cortadora.- Es de acero estructural, localizada en la parte inferior; es el elemento de ataque para cortar el material donde se va hincando. Se fabrican estas cuchillas con una altura de 0.30 m, de sección tronco-cónica para formar la transición entre la cuchilla propiamente dicha y la pared de el cilindro; la transición se hace de concreto, formando parte de la pared. La figura 2.3 muestra una serie de cuchillas.

b) Paredes.- Forman el cuerpo del cilindro son de concreto reforzado en función, además de ser el cuerpo necesario para el desplazamiento de hincado, es la de transmitir los cargas al terreno inferior.

Las paredes de los cilindros varían de 0.30 a 1.0 m y quedan con 15 cm de espesor, más que por el aspecto estructural, en su parte superior para el peso propio del hincado y la capacidad para resistir los golpes de la equipo durante el hincado. Los diámetros más usuales en la construcción de cilindros son de 4.0, 5.0 y 6.0 m.

En algunos casos se coloca tubería ahogada en las paredes para chiflonear o barrer el material de excavación - en la pared interior cuando así se requiere.



Note: Las dimensiones de los perfiles laminados están en pulgadas.

Fig. 3.6 Formas típicas de excelsior para fondo de excavación

c) Tapón Inferior.- Generalmente se construye de concreto simple debido a que por su gran espesor y corto claro - no requiere refuerzo, el colado se realiza bajo agua. Su función es transmitir las cargas del terreno y evitar la penetración del cilindro en el mismo; su altura normal es de 1.50 a 2.0 m y abarca desde el nivel inferior de la cuchilla cortadora hasta donde termina la sección tronco-cónica.

d) Relleno Interior.- Sólo en algunos casos se coloca, es de material graudado o material disponible; su función es aumentar el peso o bien facilitar la construcción del tapón superior evitando una obra falsa demasiado difícil y costosa.

e) Tapón Superior.- Es de concreto reforzado, su función es transmitir a las paredes la carga de los elementos que sobre él se apoyan. El tapón sella el cilindro en su parte superior después del colado del tapón inferior y de las inspecciones requeridas, su espesor normalmente varía de 1.0 a 3.0 m.

La cimentación por cilindros de concreto reforzado está basada en el antiguo sistema llamado pozo indio, ideado para la construcción de pozos de agua.

Este sistema consiste básicamente en la construcción de un elemento de forma cilíndrica o cuadrangular con paredes perimetrales y hueco al centro, que permite mediante el uso de un equipo apropiado la excavación y la extracción -

del material. Esta excavación provoca que el elemento construido se vaya hundiendo debido a su peso propio y a la -- falta de apoyo, en ésta forma se continúa hasta que se llega con la cuchilla al nivel de desplante. La figura 3.9 - muestra este procedimiento.

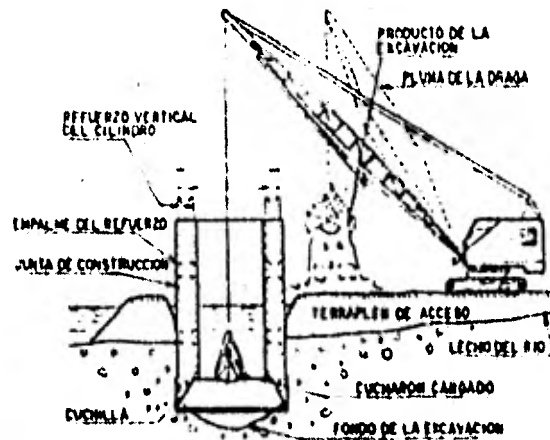


Fig. 3.9 Excavación por el método del pozo seco con cilindros y cuneros.

Al concluirse el hincado y tener el cilindro al nivel - del proyecto se cuela el tapón inferior después de efectuar una limpieza mediante un cucharón sin dientes o mediante un eyector; el colado por lo regular hay que hacerlo la jo agua utilizando botes de colado de fondo móvil o tubos Tremi.

Cuando el concreto alcanza una resistencia aceptable se desagua el interior y se hace una inspección para determinar el estado del tapón y las paredes, procediéndose después a rellenarlo de agua o con el material indicado en el proyecto y por último colar el tapón superior. Para la construcción del tapón superior se emplea generalmente una cimbra perdida que se apoya o cuelga del brocal del cilindro.

Cuando se está llegando con el hincado al nivel de proyecto conviene que los colados finales se hagan de menor altura puesto que existe la probabilidad de que no sea posible bajar hasta el nivel de desplante y si no tiene colado totalmente el cilindro habrá que cambiar la parte obrante.

Antes de la colocación de los moldes se requiere fijar perfectamente el desplante que lleva la parte ya construida de cilindro, con el fin de darle la misma inclinación a la sección por colar que tanto como máximo un desplante del 2% de la longitud del cilindro; ya que en caso de colocar los niveles moldes verticalmente, se ocasiona que se vaya torciendo una línea horizontal y surge el caso de que no sea posible continuar en sentido recto a la curvatura que presenta. Este caso surge todo cuando la parte interior se encuentra llena de agua.

Es difícil dar reglas generales para los procedimientos a seguir en el hincado de cilindros, puesto que la forma de hincado depende más que nada del tipo y la composición de los materiales que se atraviesan y que presentan problemas muy distintos.

Las diversas formas de hincar un cilindro son:

- a) Con gente
- b) Con arietes
- c) Con bombas
- d) Con martillo
- e) Con chiflones
- f) Con dinamita
- g) Con cueros

Normalmente es necesaria la combinación de varios procedimientos de hincado, ya que por lo regular no se encuentra material de un sólo tipo. Para facilitar los hincados hay que tomar en cuenta una serie de datos y controles, primeramente el tipo de materiales por los que se está atravesando y los espesores; lo que en un momento dado será el factor determinante para elegir el tipo de equipo y procedimiento que debe seguirse.

Los problemas más difíciles en los trabajos de hincado se presentan en toleos de tamaños grandes, ya que en ocasiones no es posible extraerlos con los equipos normales que se utilizan y requieren que se fragmenten mediante la ayuda de cueros y dinamita; además, al apoyarse la cuchilla sobre ellos se provocan fuertes desplomes en los elementos que se están hincando. También los embarramientos en roca, sobre todo cuando los mantos son inclinados, presentan serios problemas para evitar que la cuchilla se apoye y se desvíe del cilindro.

Durante la construcción e hincado de los cilindros se debe tomar en cuenta las siguientes consideraciones:

a) Estabilidad del fondo durante la excavación.

Es común, cuando se tienen arenas que los sondeos de exploración previos determinen una alta compactación de ellos, y que durante su excavación para lograr que el cilindro penetre, se encuentra que dicha compactación no existe, las arenas se sienten sueltas y existe la duda de si servirán como elemento de apoyo seguro del cilindro. La experiencia y la teoría indican que basta colar el tabón interior del cilindro y confinar las arenas para que éstas tiendan a recuperar rápidamente la compactación original.

La razón de esto es que el flujo de las partículas sólidas de la arena, producto en ocasiones, del desnivel entre las superficies libres del agua freática dentro y fuera del cilindro y también a la extracción rápida del elemento excavador.

Para evitar éste efecto se puede recurrir a mantener el agua en el interior del cilindro siempre a un nivel superior al que tiene fuera del cilindro, o bien, a disminuir la permeabilidad del suelo de apoyo; para este caso, en ocasiones se ha recurrido a colocar alrededor del cilindro costales llenos de arcilla, ver figura 3.10

En el caso de que el suelo en el fondo del cilindro sea fino, como por ejemplo la arcilla, la falla de fondo es relativamente benéfica, pues facilita el hincado del cilindro; pero debe cumplirse que el volumen del suelo que fe-

lla sea semejante al que sustituye el cilindro, si no es así, se corre el peligro de que queden oquedades entre el suelo y la superficie lateral del cilindro, o bien se produzcan asentamientos en el terreno superficial alrededor del mismo. La experiencia indica que es más adecuado no -- provocar la falla de fondo, manteniendo siempre el tirante de agua en el interior del cilindro.

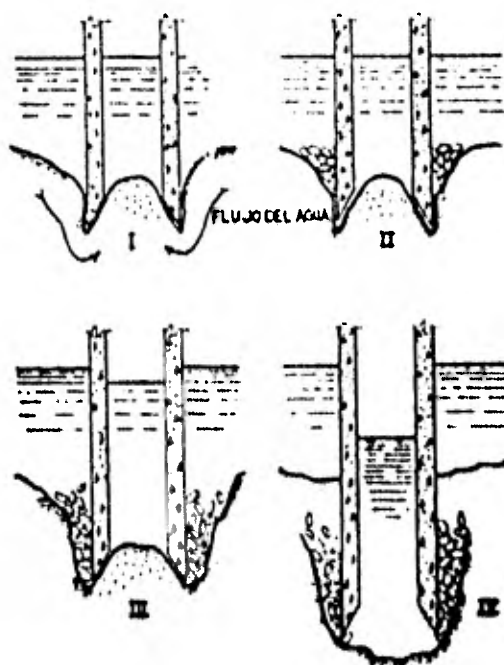


Fig. 1.10

b) Fricción lateral.

De acuerdo con el procedimiento constructivo, los cilindros se introducen venciendo la fricción lateral con su peso propio, por ello desde el diseño debe tenerse en cuenta que se produce esta condición. En el caso de los suelos gruesos inclusive con fragmentos de roca, es decir para materiales de comportamiento francamente friccionante, la

teoría determina que la fricción lateral debe incrementarse proporcionalmente con la profundidad, sin embargo experiencias realizadas indican que por debajo de los 7 u 8 m adquiere valores prácticamente constantes.

En el caso de los suelos finos, como por ejemplo las arcillas, la fricción lateral es provocada por una adherencia entre la pared exterior del cilindro y el suelo fino; en éste caso, la adherencia se considera en el cálculo -- prácticamente constante con la profundidad, siendo su valor aproximadamente igual a la cohesión en el caso de arcillas poco resistentes. A medida que la resistencia de la arcilla se incrementa, también lo hace la adherencia, pero no llega a sobrepasar las 2 ton/m² según algunas medidas realizadas.

Con el objeto de disminuir la fricción lateral, se han recurrido a varios métodos, como son:

- 1.- Disminución de la adherencia con utilización de -- electrolisis.
- 2.- Disminución de la fricción en los suelos arcillosos mediante inyecciones de agua a través de cañones.
- 3.- Disminución de la coherencia de la estructura del -- suelo fino.

En algunos casos se recurre a tratar de incrementar el peso del cilindro con sobrecargas externas, o bien mediante el uso de anillos interiores.

c) Verticalidad.

Una de las condiciones que debe cumplir el cilindro es que sus paredes sean verticales, pero en la práctica esta condición frecuentemente es difícil de cumplir. Las razones son la heterogeneidad en cuanto a resistencia y deformación del suelo de cimentación y también en el procedimiento constructivo.

En la práctica se han tenido graves problemas a este respecto, que han ocasionado desde dejar el cilindro inclinado, hasta abandonar este tipo de cimentaciones.

Para enderezar los cilindros se han recurrido a procedimientos tales como sobrecargas excéntricas, disminución de la adherencia en un lado del cilindro, empujes horizontales, etc.

d) Cajones.

Los cajones de cimentación se diferencian de los cilindros sólo por su geometría. Los problemas teóricos y de aplicación de la Mecánica de Suelos son similares en ambos casos.

Se pueden distinguir dos tipos de procedimiento constructivos que exista o no un tirante de agua en el lugar.

Si no hay agua, el cajón de una o varias celdas sigue un procedimiento similar al descrito para los cilindros cuidando que las celdas sean de dimensiones adecuadas para permitir la excavación.

Si existe un tirante de agua, se puede utilizar un molde de acero que constituirá la sección inferior del cajón, y sobre él se vacía concreto para ir formando los muros de las celdas. Este concreto hará las veces de lastre y provocará que el molde de acero llegue al fondo. Así, se inicia la extracción del material de las celdas con lo que se introducirá en el suelo hasta la profundidad deseada bajo el tirante de agua.

Otro procedimiento es el cajón neumático, se utilizan cuando el procedimiento de pozo incho pueda causar pérdida del terreno alrededor del elemento, cuando la hincada vertical se vea impedida por obstáculos o cuando, en el caso de cimentaciones bajo agua, haya el riesgo de que los materiales arcillosos o arenas finas fluyan bajo las cuchillas -- cortadoras hacia el interior.

En estos cajones, la cámara de trabajo está bajo aire comprimido a una presión tal que balancea o supera ligeramente a la presión hidrostática en el exterior; con esto se impide el flujo de agua y suelo hacia adentro. Además, debe tenerse la precaución de que las cuchillas vayan lo suficientemente abajo de la superficie interior del suelo para evitar serias pérdidas de aire, también debe asegurarse que la construcción de las puntas deba hacerse con mucho cuidado para evitar que haya agua dentro del cajón.

Con los cajones neumáticos las excavaciones pueden efectuarse a mano en el interior de una cámara de trabajo seca, esto permite atacar todos los obstáculos que pudieran presentarse durante el hincado. Los colados, al efectuarse en

seco, se hacen en condiciones ideales.

Las desventajas que presenta este procedimiento, es que el proceso de incaudo es lento y los hombres que trabajan - en el interior no pueden permanecer mucho tiempo expuestos a las elevadas presiones de aire que se requiere, lo que - limite la profundidad de hincado en la práctica, a no más de 30 m. La figura 3.11 muestra este procedimiento.

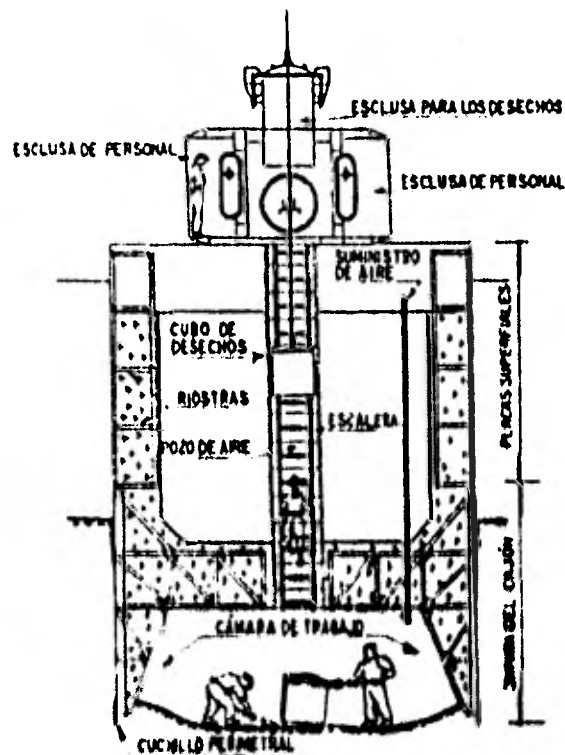


Fig. 3.11 Esquema típico de un cajón neumático

CAPITULO IV SOLICITACIONES

IV.1.- CRITERIOS DE DISEÑO.

Para el diseño de puentes se consideran en general tres estados límite:

- | | | |
|---|---|---------------|
| a) Resistencia | } | Deformaciones |
| b) Comportamiento bajo cargas de servicio | | Agrietamiento |
| c) Fatiga | | Vibraciones |

a) Resistencia.- Para el diseño por resistencia se establecen grupos de carga que representan varias combinaciones de cargas y fuerzas a las que puede estar sujeta una estructura. Se hace el dimensionamiento para todas las combinaciones de éstas fuerzas y se diseña la sección máxima requerida.

Los factores de carga para cada grupo son:

a.1.- Para estructuras en donde rige la condición de carga vertical.

grupo I $1.3 [D + 5/3 (L + I)]$ para cargas \geq de H20

grupo I-A $1.3 [D + 2.2 (L + I)]$ para cargas $<$ de H20

a.2.- Para estructuras sujetas a fuerzas laterales.

grupo II $1.3 [D + W + F + SF + E + S + T]$
en zonas sísmicas sustituir " por EQ

a.3.- Para estructuras sujetas a carga vertical y fuerzas laterales.

$$\text{grupo III} \quad 1.3 \left[D + (L + I) + CF + 0.30 W + WL + F + LF \right]$$

En las ecuaciones anteriores:

D = carga muerta

L = carga viva

I = impacto de la carga viva

W = carga de viento

F = fuerza longitudinal por fricción o resistencia al cortante

SF = fuerza por flujo de una corriente

T = fuerza originada por cambios de temperatura

CF = fuerza centrífuga

WL = fuerza de viento sobre la carga viva

LF = fuerza longitudinal por carga viva

EQ = fuerza por sismo

Los factores de carga antes mencionados son los que especifican las normas AASHO.

De los factores de carga anteriores se observa que se especifica un factor de carga menor para la carga muerta y mayor para la carga viva.

Simultáneamente con los factores de carga se establecen factores de reducción por resistencia. Las resistencias calculadas de acuerdo con la teoría usual debe multiplicarse por los siguientes factores:

para flexión	$\phi = 0.90$				
para cortante	$\phi = 0.85$				
miembros en compresión	} <table> <tr> <td>refuerzo helicoidal</td> <td>$\phi = 0.75$</td> </tr> <tr> <td>estribos</td> <td>$\phi = 0.70$</td> </tr> </table>	refuerzo helicoidal	$\phi = 0.75$	estribos	$\phi = 0.70$
refuerzo helicoidal		$\phi = 0.75$			
estribos	$\phi = 0.70$				
para apoyos	$\phi = 0.70$				

o) Condiciones de servicio.- Una vez que se ha diseñado por resistencia una estructura, es necesario revisar el funcionamiento de los elementos estructurales bajo condiciones de servicio. Generalmente se revisan los siguientes aspectos:

b.1.- Deformaciones.- Las deflexiones no representen por lo general un factor limitante en el diseño, a no ser que las vibraciones del puente sean excesivas.

Las normas AASHTO establecen que si se usan los siguientes peralte mínimos, no es necesario revisar las deflexiones.

tipo de elemento	peralte mínimo (cm)
------------------	---------------------

Losas con refuerzo paralelo y perpendicular a la dirección del tránsito	$t = 10 + S/30, t \geq 16.5$
---	------------------------------

Vigas "T", $S =$ claro efectivo en cm	$t = 15 + S/10$
---------------------------------------	-----------------

Vigas en cajón	$t = 15 + S/20$
----------------	-----------------

Los valores anteriores son para claros continuos. Para claros libremente apoyados, deben aumentarse en 10%.

Para efectos de calcular la contraflecha, es necesario estimar las deflexiones instantáneas y las de larga duración. Las primeras pueden calcularse usando las ecuaciones de Resistencia de materiales con un momento de inercia -- efectivo dado por la siguiente ecuación:

$$I_{ef} = \left[\frac{M_{ag}}{M_{máx}} \right]^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{ag}}{M_{máx}} \right)^3 \right] I_{ag}$$

donde:

M_{ag} = es el momento de agrietamiento de la sección homogénea de concreto, calculado con la fórmula de la escuadría y suponiendo que el módulo de ruptura es $2\sqrt{f'_c}$

$M_{máx}$ = momento flexionante máximo

I_g = momento de inercia de la sección completa (sin considerar el refuerzo)

I_{ag} = momento de inercia de la sección agrietada transformada

Las deflexiones a largo plazo se calculan multiplicando las instantáneas por un factor.

5.2.- Agrietamiento.- Se especifica que cuando el acero de refuerzo tenga un límite de fluencia superior a 2 500 - Kg/cm^2 , los anchos calculados de grietas no excedan de los siguientes valores:

Anchos permisibles, en cm, a nivel del acero de refuerzo y bajo cargas de trabajo.

condiciones de exposición	compresión	tensión
aire, o cuando existe memoria de protección sobre la superficie	0.030	0.025
aire salado, agua y suelo	0.025	0.020
clima húmedo tropical	0.020	0.015
agua de mar; ciclos de saturación y secado	0.020	0.015

El ancho de las grietas puede calcularse con la siguiente fórmula:

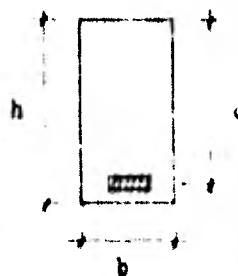
$$w_{\text{máx}} = 2.6 \sqrt[4]{A} f_s 10^{-6} \quad (\text{cm})$$

donde:

$$A = \frac{\text{área efectiva}}{\text{número de varillas}}$$

$$f_s = \frac{M}{A_s z} = \frac{M}{A_s \frac{7}{8} d}$$

$$\text{área efectiva} = 2D (h - d)$$



0.3.- Vibraciones.- Es muy difícil que en puentes de -- concreto se presenten problemas de vibraciones por fuerzas dinámicas, como en puentes de acero. Para que no existan -- vibraciones excesivas bajo el peso de vehículos, se reco-- mienda que la frecuencia de vibración esté comprendida en-- tre 2.0 y 0.5 ciclos por segundo, aproximadamente.

c) Fatiga.- Se especifica limitar el intervalo de varia-- ción de esfuerzos de compresión en el concreto, por el pa-- so de carga viva más impacto y fuerza centrífuga, a nivel de cargas de servicio, a $0.50 f'_c$ en los puntos de inflexi-- ón y en secciones donde ocurren inversiones de esfuerzos.

El intervalo de variación de esfuerzos en varillas de -- refuerzo rectas, causados por un paso de carga viva más im-- pacto, debe limitarse a 1400 Kg/cm^2 . Deben evitarse dobles-- ces de varillas en zonas de esfuerzos elevados.

Para llevar a cabo el diseño y construcción de un puente, en México se emplean comúnmente las siguientes especificaciones:

- a) Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas "Especificaciones de Puentes para Caminos", México Diciembre de 1960.
- b) American Association of Highway Officials.- "Standar - Specifications for Highway Bridges", Washington 1973
- c) American Railroad Engineering Association.- "Especificaciones de Puentes para Ferrocarriles" (ARBA).

Para el caso de puentes de caminos, tanto las especificaciones de SAHOP como las especificaciones americanas -- AASHTO, señalan que los elementos estructurales de un puente, deben ser diseñados para soportar ciertas cargas o acciones. Se enlistan a continuación algunas de ellas:

IV.2.- CARGAS PERMANENTES O CARGA MUERTA.

Consiste en el peso de la estructura, incluyendo las superficies de rodamiento, banquetas, parapetos, vías, tuberías, conductos, cables y otras instalaciones para servicios públicos.

En la tabla adjunta se indican los pesos volumétricos - que se emplean para determinar las cargas muertas:

Acero o acero fundido	7550 Kg/m ³
Hierro fundido	7500 "
Aluminio, aleaciones	2500 "
madera (tratada o sin tratar)	500 "

Cocreto simple	2300 Kg/m ³
Concreto reforzado	2400 "
Mampostería de piedra, sillar	2720 "
Arens, tierra, grava o balasto compactados	1920 "
Arena, tierra y gravas sueltas	1600 "
Macadam o grava, compactadas con aplanchadora	2240 "
Relleno de escorias	960 "
Pavimento que no sea bloque de madera	2400 "
Tablón asfáltico (25 mm de espesor)	1730 "
Vía de F.C. (riel, guardarriel y accesorios de vía) por m lineal de vía	290 Kg

IV.3.- CARGA VIVA.

Corresponde al peso de la carga móvil aplicada, correspondiente a camiones, coches o peatones.

I.- Carga viva de camiones.- Esta carga viva se define mediante camiones tipo o bien, mediante carga uniformemente distribuida sobre un carril que equivale a un convoy de camiones.

Carga tipo H

Consiste en camiones de dos ejes o bien carga uniforme actuando sobre un carril, se designa por la letra H seguida de un número que indica el peso bruto del camión en toneladas inglesas.

Se tienen tres tipos de cargas:

- H 20-44
- H 15-44
- H 10-44

En las figuras 4.1 y 4.2 se muestran éstas cargas.

Carga tipo HS

Consiste en un camión tractor con semiremolque o carga uniformemente distribuida sobre un carril. Se designa por las letras HS seguidas del peso bruto del camión en toneladas inglesas.

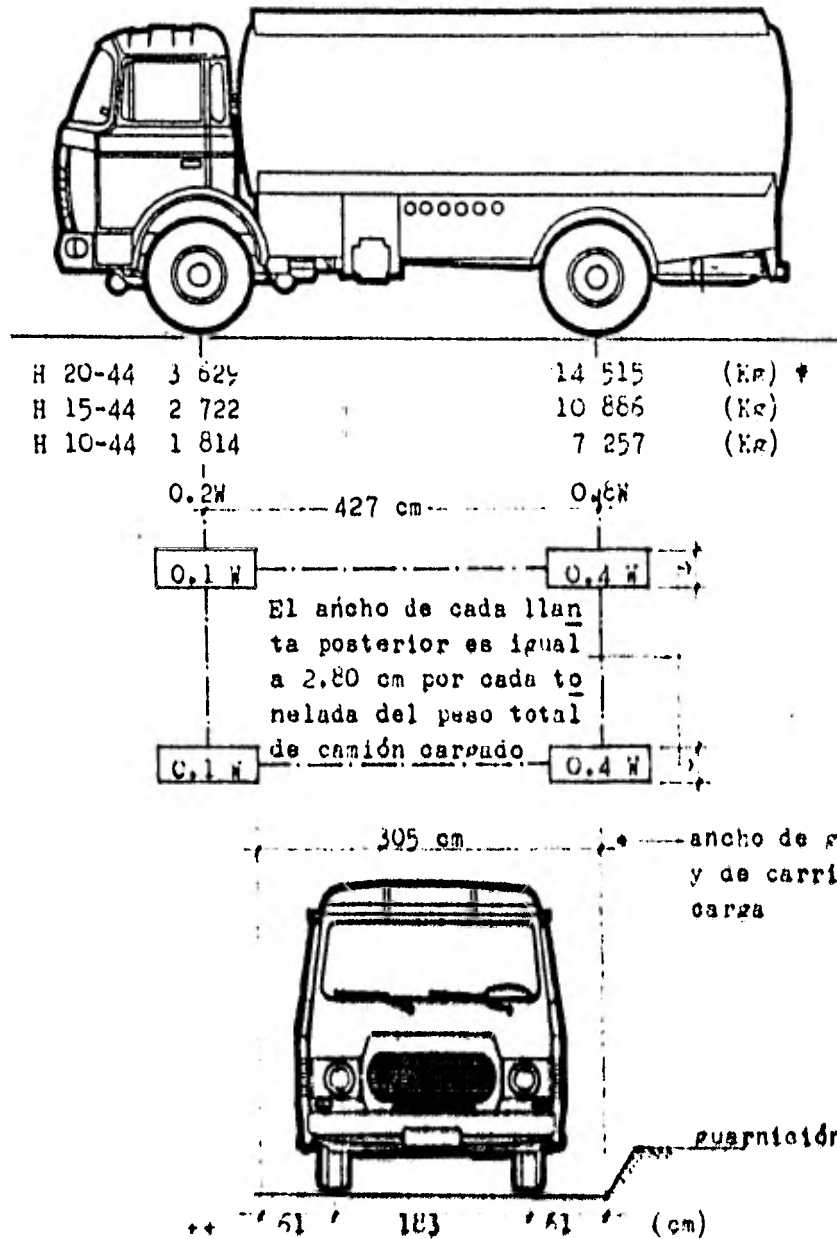
Se tienen dos tipos de carga:

- HS 20-44
- HS 15-44

El número 44 significa el año de adopción de la carga - (1944). En la figura 4.3 se indican las cargas señaladas.

Se observa que el espaciamiento del eje posterior es variable de 4.20 m a 9.0 m decidiendo usarse el que produzca las condiciones más críticas.

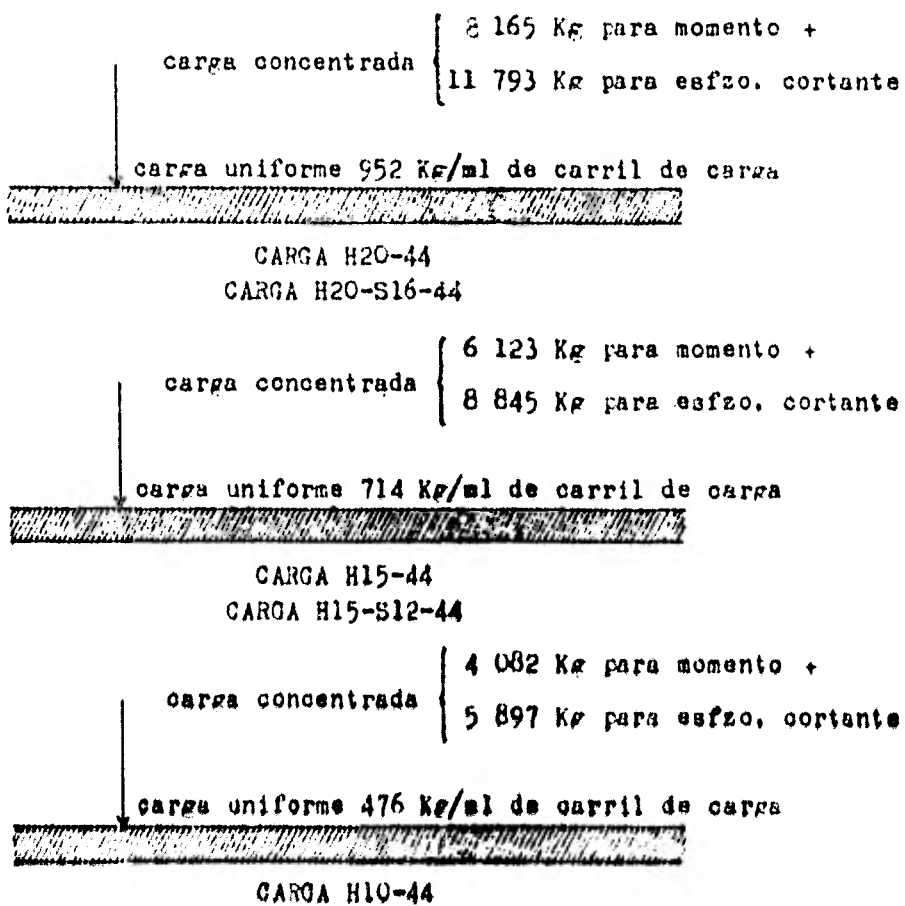
Fig. 4.1 Camión Tipo H



* En el proyecto se pisan (losas de concreto, pisos de parilla de acero y pisos de madera) para cargas H 20 y H 20-16. se podrá usar una carga axial de 10 000 Kg o dos cargas axiales de 7 257 Kg cada una espaciadas 122 cm entre sí, seleccionando la que produzca el mayor esfuerzo, en vez de la carga axial de 14 515 Kg que se ilustra.

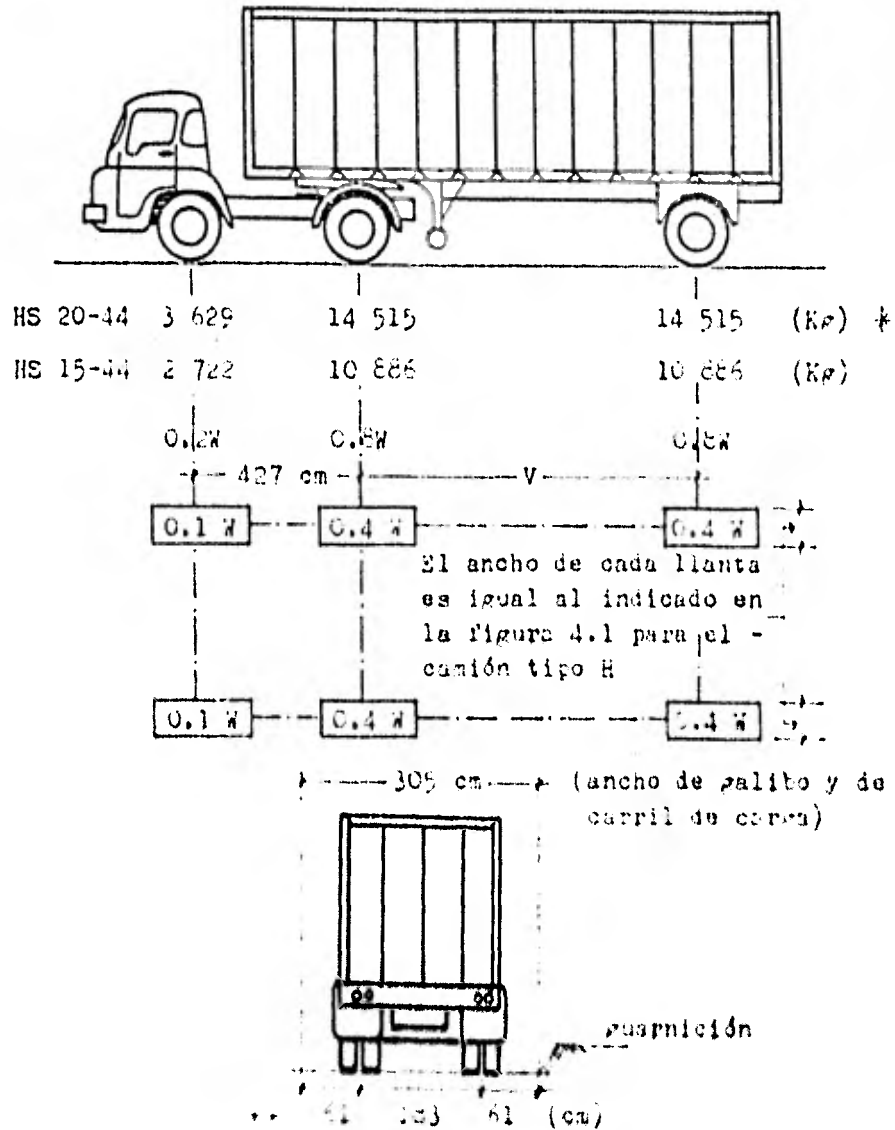
** Para proyectar losas se supondrá que el eje vertical central de la rueda quede a 30,5 cm de la cara de la puernición.

Fig. 4.2

Cargas para carril B y carril HS

+ **NOTA.** - Para las cargas sobre claros continuos que incluyen cargas de carril vease el artículo 2, c(3) del Reglamento para Proyecto de Fuentes (SAHOP) que toma en cuenta una carga concentrada.

Fig. 4.3 Camión Tipo H-3



* En el proyecto de pisos (losas de concreto, pisos de parrilla de acero y pisos de madera, para cargas H 20 o 19 20, se podrá usar una carga axial de 10 886 Kp o dos cargas axiales de 7 257 Kp cada una separadas 120 cm entre sí, seleccionando la que produzca el mayor esfuerzo, en vez de la carga axial de 14 515 Kp que se ilustra.

++ Para proyectar losas se supondrá que el eje vertical central de la rueda queda a 10,5 cm de la cara de la suarnición.

En la figura 4.1

W = Peso total del camión y carga.

En la figura 4.3

H = Peso combinado de los dos primeros ejes, igual al que tiene el camión tipo H correspondiente.

V = Espaciamiento variable de 427 cm a 914 cm - inclusive. El espaciamiento que se use será el que produzca los esfuerzos máximos.

Carga Mínima.

Para caminos principales o aquellos en los que circulen camiones pesados, la carga mínima aplicable es HS 15-44.

Carriles de Tránsito.

La carga tipo antes especificada, ocupa un ancho de -- 3.05 m, sin embargo debido a que el ancho de calzada se establece por otras condiciones, se puede considerar que el ancho de cada carril de tránsito es el que se obtiene de la siguiente ecuación:

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

donde:

Ac = ancho de calzada entre guarniciones sin contar la faja central

n = número de carriles de tránsito (de acuerdo con la siguiente tabla)

A = ancho de carril de tránsito para proyecto

	Ac	n
de 6.10	7.14 m	2
de 9.15	12.00 m	3
de 12.01	16.40 m	4
de 16.47	20.12 m	5
de 20.13	23.77 m	6
de 23.70	27.43 m	7
de 27.44	31.09 m	8
de 31.10	34.75 m	9
de 34.76	38.40 m	10

Los camiones podrán ocupar cualquier posición dentro de su carril individual de tránsito para proyecto (A), estableciendo la posición que produzca la condición crítica.

Reducción de Intensidad de la Carga Viva.

Se podrán reducir los efectos de la carga viva de camión actuando en cada línea debido a que la posibilidad de que se produzca simultáneamente las condiciones críticas en todas las líneas, es muy remota. La reducción se hace de acuerdo con la siguiente tabla:

1 y 2 carriles	100%
3 carriles	90%
4 ó más carriles	75%

II.- Carga viva sobre banquetas.- Esta carga viva se establece de acuerdo con las siguientes condiciones:

A.- Para el diseño de pilos, largeros y apoyos inmediatos a las banquetas se debe considerar una carga viva de peatones de 415 Kg/m^2 por área de banqueta.

b.- Para traveses de sección compuesta, armaduras principales, etc., la carga viva considerada será de acuerdo con lo siguiente:

- claros de 0 a 7.62 m 415 Kg/m^2
- claros de 7.63 a 30.40 m 273 "
- claros de más de 30.41 m, de acuerdo con la siguiente fórmula:

$$P = \left[146 + \frac{4464}{L} \right] \left[\frac{16.76 - A}{15.24} \right] \leq 293 \text{ kg/m}^2$$

donde:

L = longitud de banquetta cargada en metros

A = ancho de banquetta en metros

P = carga viva sobre banquetta en kg/m^2

III.- Carga viva sobre guarnición.- Se diseñen las guarniciones para resistir una fuerza de 745 kg/m de guarnición aplicada a 25 cm del piso.

IV.- Carga viva sobre banquetta de emergencia.- Para anchos menores o iguales a 60 cm no se considera carga viva aplicada sobre ella.

Para anchos mayores de 60 cm se establece una carga viva como la indicada en el punto II.

V.- Carga viva sobre parapetos.- Los parapetos se deberán diseñar para resistir una fuerza lateral horizontal de 223 kg/m y una fuerza vertical de 150 kg/m aplicadas ambas en la parte superior del parapeto.

IV.4.- IMPACTO.

Los elementos integrantes de la superestructura de un -

puede, así como las columnas de acero o concreto, torres de acero, etc., y algunos casos los pilotes de cimentación, se deberán diseñar incrementando los efectos de la carga viva en un cierto porcentaje debido a los efectos de impacto, efecto dinámico y efecto vibratorio de acuerdo con la siguiente fórmula:

$$I = \frac{15.24}{L + 30.10} \leq 30\%$$

donde:

I = impacto en por ciento

L = longitud en metros del claro cargado

IV.5.- CARGA DE VIENTO.

a) Carga de viento sobre estructura.- Se debe considerar una carga horizontal de viento actuando sobre la estructura que puede variar de 244 a 366 kg/m^2 del área expuesta del puente, con un mínimo de 447 kg/m lineal de puente. El área expuesta del puente es la suma de todas las proyecciones verticales de las áreas de todos los elementos que integran el puente y que están sometidos a la acción del viento.

b) Carga de viento sobre carga viva.- Se debe considerar una carga de viento de 147 kg/m actuando sobre la carga viva.

IV.6.- FUERZAS DEBIDAS A CAMBIOS DE TEMPERATURA.

Se deberán tomar en cuenta los esfuerzos o movimientos que resulten de las variaciones de temperatura. Se fijará el aumento o disminución de la temperatura para la localidad en que vaya a ser construída la estructura, dichas variaciones se calcularán a partir de una temperatura supuesta al tiempo de efectuarse la construcción.

Se tendrá muy en cuenta el retraso entre la temperatura del aire y la temperatura interior de miembros pesados de concreto o estructuras. La variación de temperatura será generalmente como sigue:

a) Estructuras de acero.

para clima moderado de -15 a 43 °C
 para clima frío de -34 a 43 °C

b) Estructuras de concreto.

	aumento de temperatura	disminución de temperatura
para clima moderado	17 °C	22 °C
para clima frío	19 °C	25 °C

IV.7.- PRESION DEBIDA A LA CORRIENTE DE AGUA Y A CUERPOS FLOTANTES.

Todas las pilas y otras partes de estructura que estén sujetas al empuje de la corriente de agua, del hielo flotante o de los materiales de arrioste, se calcularán para resistir los máximos esfuerzos provocados por éstos empujes

La presión debida a la corriente de agua sobre las pilas se calcula con la siguiente fórmula:

$$P = 52.55 KV^2$$

donde:

P = presión en Kg/m²

V = velocidad del agua en m/seg

K = una constante que vale 1.33 para extremos rectangulares, 0.50 para extremos con parteaguas en que el ángulo es de 30' o menos y 0.67 para pilas de sección circular.

IV.8.- PRESIONES DEBIDAS AL EMPUJE DE TIERRA.

Las estructuras que sirven para contener los rellenos de la tierra se diseñarán para resistir las presiones dados por la fórmula de Rankine, pero ninguna estructura se proyectará para una presión menor que la equivalente a la de un fluido con peso de 480 Kg/m³.

En los marcos rígidos, un máximo de 0.50 del momento causado por la presión de tierra (lateral) se puede considerar efectivo para reducir el momento positivo en las vigas, en la losa de la parte superior e inferior, según sea el caso.

Quando el tránsito del camino pueda llegar a quedar dentro de una distancia, a partir de la parte superior de la estructura, igual a la mitad de la altura de ésta; la presión se aumentará con una presión debida a una sobrecarga viva de no menos de 60 cm de espesor de tierra.

Cuando se ponga una losa de acceso, de concreto reforzado, proyectada debidamente y que se apoye en el extremo del puente, no es necesario considerar sobrecarga viva para el empuje antes mencionado.

En todos los proyectos se tendrá cuidado de poner el drenaje suficiente y adecuado para los rellenos, por medio de agujeros de escurrimiento y colocación de piedra triturada o grava, por medio de tubos para drenar, drenes de grava o drenes perforados.

IV.9.- FUERZAS LONGITUDINALES.

Se tendrá en cuenta el efecto de una fuerza longitudinal del 5% de la carga viva sobre todos los carriles que lleven tránsito de vehículos en la misma dirección. Para los puentes que se considere que lleguen a ser en un futuro de una sola dirección, se considerarán cargados en todos sus carriles. La carga usada será la carga por carril con la carga concentrada para momento especificadas en el art. IV.2, sin impacto y con la reducción especificada para cuando haya varios carriles cargados.

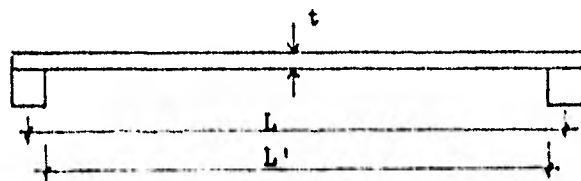
El centro de gravedad de la fuerza longitudinal se supondrá que se encuentre a 1.22 m arriba de la losa del piso y que se transmite a la subestructura a través de la superestructura.

IV.10.- DISTRIBUCION DE CARGAS VIVAS.

1.- Longitudes de los claros.

a) Para los claros simples (los libremente apoyada), - la longitud del claro será la distancia centro a centro de los apoyos, pero sin que exceda el claro libre (luz) más el espesor de la losa, ver figura 4.4

b). Para claros continuos, en losas monolíticas con las vigas (sin acortamiento), el claro será igual a la luz, - ver figura 4.5



$$L_d \leq \begin{cases} L \\ L' + t \end{cases}$$

Fig. 4.4 Libremente apoyada

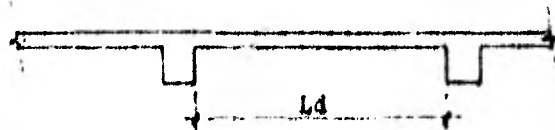


Fig. 4.5 Claros continuos

2.- Distancia a la orilla de una carga por rueda.

Al proyectar losas, la línea del centro de una carga - por rueda (carga por eje entre 2) se supondrá que queda a 30 cm de la cara de la guarnición, si no se tienen guarniciones ni banquetas, la carga por rueda se considerará a 30 cm desde la cara del parapeto. Los esfuerzos combinados debidos a carga muerta, carga viva e impacto deberán ser menores que los esfuerzos permisibles.

Al diseñar banquetas, losas y elementos portantes, la carga de rueda localizada en la banqueta deberá considerarse a 30 cm de la cara del parapeto. Los esfuerzos combinados debidos a carga muerta, carga viva e impacto deberán ser menores que el 150% de los esfuerzos permisibles. Las cargas de rueda no se aplicarán en banquetas protegidas por barreras de tráfico.

3.- momento flexionante.

El momento flexionante por metro de ancho de losa, se calculará de acuerdo con los métodos dados en los casos A y B, a menor que se emplee otro método más exacto.

En los casos A y B:

S = longitud efectiva del claro, en metros.

E = ancho de la losa sobre la que se distribuye una carga por rueda, en metros.

P_{15} }
 P_{20} } Cargas de las ruedas tracción de los camiones tipo.

$$P_{15} = 5\,443 \text{ KE/rueda}$$

$$P_{20} = 7\,257 \text{ KE/rueda}$$

Caso A.- Refuerzo principal perpendicular al tránsito
(claros de 0.61 a 7.31 m)

El momento para carga viva para claros simplemente apoyados se determinará de acuerdo con las siguientes fórmulas (no se incluye impacto).

$$\text{Para carga HS 20-44} \quad M = \left[\frac{S + 0.61}{32} \right] 3.28 P_{20}$$

$$\text{Para carga HS 15-44} \quad M = \left[\frac{S + 0.61}{32} \right] 3.28 P_{15}$$

En las losas continuas con vías de 3 apoyos, se multiplicarán los momentos positivos y negativos obtenidos anteriormente por el factor 0.80

Caso B.- Refuerzo principal paralelo al tráfico.

Distribución de carga de rueda:

$$E = 1.22 + 0.06 S \leq 2.13 \text{ m}$$

Las cargas de línea se distribuyen en un ancho de $2E$. - Las losas longitudinalmente reforzadas, deberán ser diseñadas para la carga HS correspondiente.

Para claros simples, el momento flexionante máximo por metro de ancho de losa, sin impacto, es aproximadamente -- igual al indicado con las siguientes fórmulas:

Carga HS 20-44

a) Claros hasta de 15.24 m $M = 408 S$

b) Claros de 15.24 a 30.48 m

$$M = 453.6 (1.30 S - 6.10)$$

Carga HS 15-44

El momento será igual al 75% del indicado por la carga HS 20-44.

Los momentos en los claros continuos se determinan por medio de los métodos de análisis comunes empleando la carga de camión de línea adecuada.

Vigas marginales (longitudinales).

Todas las losas con refuerzo principal paralelo al tránsito deberán tener vigas marginales.

La viga marginal podrá ser parte de la losa con un refuerzo adicional, una viga colada integralmente y de mayor peralte que la losa o una sección colada integralmente con la losa y la fundición.

Esta viga deberá ser capaz de resistir un momento de carga viva de acuerdo con la siguiente ecuación:

a) Para elementos simplemente apoyados.

$$M = 0.10 P S^2$$

donde:

P = carga de rueda en Kg (P₁₅ ó F₂₀)

S = claro en metros

b) Para elementos continuos.

El valor de M se puede reducir en un 20%.

4.- Acero de refuerzo para distribución.

En el lecho inferior de todas las losas se pondrá acero de refuerzo transversalmente a la dirección del refuerzo principal para realizar una distribución lateral de las cargas vivas concentradas, excepto en las losas de alcanturillas o de puentes que tengan encima un colchón con espesor mayor de 61 cm. La cantidad será un porcentaje del acero de refuerzo principal necesario para momento positivo, dicho porcentaje está dado por la siguiente fórmula:

a) Para refuerzo principal paralelo al tránsito.

$$\% = \frac{100}{\sqrt{3.28 S}} \leq 50\%$$

donde: S = claro efectivo de la losa en metros.

b) Para refuerzo principal perpendicular al tránsito.

$$\% = \frac{270}{\sqrt{3.28 S}} \leq 67\%$$

donde: S = claro efectivo en metros (de la losa)

Para refuerzo principal perpendicular al tránsito, el acero cuyo porcentaje se especifica anteriormente deberá ser colocado en el medio central de la losa, y en los cuartos extremos, deberá colocarse el 50% del porcentaje señalado.

5.- Esfuerzo cortante y de adherencia en las losas.

Las losas que se proyecten para momentos flexionantes - de acuerdo con todo lo anterior, se considerará satisfactorias en lo que se refiere a adherencia y esfuerzo cortante.

6.- Bordes u orillas transversales sin soporte.

Las suposiciones para proyecto hechas en éste artículo no toman en cuenta el efecto de las cargas cerca de las orillas sin apoyo. Por consiguiente, en los extremos del puente y en los puntos intermedios donde se rompe la continuidad de la losa, los torques se apoyarán sobre diafragma o sobre otros medios adecuados.

Los diafragma se proyectarán para resistir el momento y esfuerzo cortante total producidos por las cargas por rueda que puedan pasar sobre ellos.

7.- Losas en voladizo.

a) Cargas de camión.- En las siguientes fórmulas, para la distribución de cargas sobre losas en voladizo, la losa se proyecta para soportar la carga independientemente del apoyo que dé la orilla a lo largo del extremo del voladizo. La distribución aquí incluye el efecto de las ruedas sobre elementos paralelos.

Caso A.- Refuerzo perpendicular al tránsito.

Cada rueda sobre el elemento perpendicular al tránsito se distribuirá de acuerdo con la siguiente fórmula:

$$E = 0.80 \lambda + 1.143 \quad (\text{m})$$

$$\text{Momento por metro de ancho de losa} = \frac{P}{E} \lambda \quad (\text{Kg-m})$$

donde:

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

Caso B.- Refuerzo paralelo al tránsito.

La distribución para cada carga por rueda sobre el elemento paralelo al tránsito será como sigue:

$$E = 0.36 \lambda + 0.91 \leq 2.13 \text{ m}$$

$$\text{Momento por metro de ancho de losa} = \frac{P}{E} \lambda \quad (\text{Kg-m})$$

b) Cargas de parapeto.- Se deberá considerar la longitud efectiva de la losa, soportando las cargas de los postes - indicada a continuación:

- Cuando no se tiene parapeto $E = 0.80 \lambda + 1.14$

- Cuando se tiene parapeto $E = 0.80 \lambda + 1.52$

donde:

λ = distancia en metros desde el centro del poste hasta el punto en que se desean analizar los elementos de cónicos.

8.- Losas apoyadas sobre 4 lados.

Para el caso de losas apoyadas sobre 4 lados y reforzadas en ambas direcciones, la proporción de la carga transmitida por el claro menor se supondrá dada por las siguientes ecuaciones:

$$\text{Para la carga distribuida uniformemente} \quad P = \frac{a^4}{a^4 + b^4}$$

$$\text{Para carga concentrada en el centro} \quad P = \frac{a^3}{a^3 + b^3}$$

donde:

P = proporción de la carga transmitida por el claro menor.

a = longitud del claro menor de la losa.

b = longitud del claro mayor de la losa.

Cuando la longitud de la losa excede de 1-1/2 veces su ancho, se supondrá que el total de la carga será transmitido por el refuerzo transversal.

El ancho de distribución para la carga correspondiente a cualquiera de los dos claros, se determinará de acuerdo con lo señalado para otras losas. Los momentos obtenidos se usarán para proyectar la luz media central de las losas menor y mayor, en los cuartos exteriores de la losa en el sentido del claro menor, así como en el mayor, se podrá reducir en 50% el área de acero necesaria para la luz central. Para el proyecto de las vigas que sirven de apoyo, se tomará en cuenta el hecho de que las cargas transmitidas a dichas vigas, no están uniformemente distribuidas a lo largo de ellas.

IV.11.- DISEÑO DE LOSAS DE CONCRETO.

A continuación se presentan algunas de las especificaciones AASHTO para el diseño de losas de concreto.

1.- Ganchos estándares.

a) Un doblaje a 180° más una extensión adicional de cuando menos 4 veces el diámetro de la varilla, pero no menor de 7 cm.

b) Un doblaje a 90° más una extensión adicional de cuando menos 12 diámetros de la varilla.

2.- Diámetro mínimo de doblado de varillas.

Se considera el diámetro interior de las varillas.

Diámetro de la varilla	Diámetro mínimo
No. 3 al No. 8	6 dv
No. 9, 10 y 11	8 dv
No. 14 y No. 16	10 dv
Diámetro mínimo de doblado de varillas	5 dv

3.- Separación mínima de refuerzo.

A.- Sentido horizontal

a) Para losas coladas en sitio

S	>		1.50 dv	(VALOR MÁXIMO DE AGREGADO)
			1.50 dm	
			3.75 cm	

b) Para losas prefabricadas.

$$S \geq \begin{cases} 1.33 T_{\text{MÁ}} \\ 2.50 \text{ cm} \end{cases}$$

B.- Sentido vertical

$$S' \geq 2.50 \text{ cm}$$

Las separaciones antes señaladas deberán tener en cuenta los traslapes de las varillas.

C.- Separación especial en losas (máxima)

$$S \leq \begin{cases} 1.50 t \\ 45 \text{ cm} \end{cases}$$

t = espesor de la losa

4.- Recubrimientos.

Refuerzo superior ————— 5.0 cm

Refuerzo inferior ————— 2.5 cm

5.- Refuerzo a flexión mínimo.

El porcentaje de acero mínimo será tal que sea el necesario para tener resistencia de momento flexionante igual al menos 1.2 veces el momento de agrietamiento calculado de acuerdo con el módulo de rotura.

$$\rho_{\text{mín}} = \frac{10-17}{y} \quad \text{y} \quad 17 = 2 \sqrt{f'_c}$$

$$\rho_{\text{mín}} = 1.20 \rho_c$$

En el caso particular de losas, el porcentaje de refuerzo principal en la dirección del tránsito debe ser al menos igual a 0.002

6.- Refuerzo por temperatura.

El área mínima requerida por temperatura y contracción es de 2.66 cm^2 por metro y la separación máxima es 1.5 veces el espesor de la losa, pero no más de 45 cm.

7.- Longitud de desarrollo y traslapes de varillas.

a) Sección crítica.- La sección crítica para el desarrollo del refuerzo en elementos a flexión son los puntos -- de máximos esfuerzos, los puntos en que se termina el acero rayacente o se dobla.

b) Prolongación del acero de refuerzo.- El acero de refuerzo se debe prolongar del punto en que no se requiere -- por flexión una longitud de acuerdo con lo siguiente:

- El peralte efectivo del elemento
- 15 veces el diámetro de la varilla
- $1/20$ del claro libre

Excepto en los apoyos de elementos simplemente apoyados y en voladizos.

c) Refuerzo por continuidad.- Este refuerzo deberá tener una longitud de anclaje de por lo menos l_d (desarrollo) después del punto en que se dobla o que no se requiere refuerzo de tensión para resistir la flexión.

d) Refuerzo positivo.- El refuerzo positivo se deberá prolongar al menos $1/3$ del refuerzo positivo en claros simples y $1/4$ en claros continuos.

e) Refuerzo negativo.- El refuerzo a tensión en elementos continuos o en voladizos deberá ser anclado en ó a través de los apoyos por medio de longitud de anclaje adecuados, ganchos o anclajes metálicos.

Al menos $1/3$ del refuerzo total necesario para momento negativo en un apoyo deberá ser extendido más allá del punto de inflexión, pero no menos que el peralte efectivo del elemento o que 12 veces el diámetro de la varilla ó $1/16$ del claro libre.

3.- Módulo de elasticidad.

Concreto normal	$E_c = 15 \cdot 10^6 \sqrt{f'_c}$	(Kg/cm ²)
Acero	$E_s = 2 \cdot 10^6$	"

9.- Cálculo de deflexiones.

a) Las deflexiones deberán ser determinadas considerando la sección transversal de la superestructura en conjunto sin incluir aquellos elementos que no hayan sido colocados monolíticamente con ella.

b) El cálculo de la deflexión debido a la carga viva se hará en la hipótesis de que los elementos de la superestructura trabajan en conjunto y tienen la misma deflexión.

La carga viva consistirá en tener sobre los carriles -

cargados (tomando en cuenta la reducción de cargas especificada anteriormente).

La carga viva se considera uniformemente distribuida en todos los elementos longitudinales.

c) Cálculo de la deflexión instantánea.- Cuando se vayan a calcular las deflexiones, aquellas que ocurran instantáneamente por la aplicación de la carga deberán calcularse por los métodos o fórmulas usuales para las deflexiones elásticas. A menos que los valores se obtengan por un análisis más comprensivo, las deflexiones deberán calcularse tomando el módulo de elasticidad del concreto, que se especifica en la Sección 5.3.1, del reglamento ACI, para concreto de peso normal o ligero; el momento de inercia será el indicado en artículo IV.1 de éste capítulo.

d) Claros continuos.- Para claros continuos, el momento de inercia efectivo se puede tomar como el promedio de los valores obtenidos en el inciso anterior, para las secciones críticas de momento negativo y positivo.

e) Cálculo de las deflexiones de larga duración.- A menos que se obtengan los valores por un análisis más comprensivo, la deflexión adicional de larga duración para elementos de concreto de peso ligero y normal sujetos a flexión, se puede obtener multiplicando la deflexión instantánea provocada por la carga sostenida considerada, calculada de acuerdo con la Sección 5.3.2.2, por el factor:

$$\left[1 + 1.2 \left(\frac{A_s'}{A_s} \right) \right] \geq 0.6$$

IV.12.- PUENTES DE FERROCARRIL.

Tanto las especificaciones vigentes en nuestro país, como las especificaciones americanas AREA establecen las secciones externas a las que pueden estar sometidos los elementos de los puentes para el paso de ferrocarriles. A continuación se indican algunas de las cargas consideradas:

1.- Carga muerta.- Está compuesta por:

- peso propio
- lastro
- instalaciones
- riel
- durmientes

2.- Carga viva.- La carga viva para puentes de ferrocarril se puede clasificar como sigue:

CARGA VIVA	Cooper E-72	}	Diesel
			Vapor
	Cooper E-50	}	Mantenimiento
Eléctricos (metro)	Servicio		
			Mantenimiento

Para las cargas estándar Cooper E-72 y E-50 tiene cada una de ellas dos alternativas. La primera consiste en dos locomotoras pesadas enganchadas entre sí, seguidas cada una de ellas por un tandem que arrastran un tren de carros de intensidad de carga uniforme. La segunda alternativa consiste únicamente en dos ejes, cada uno de ellos con

cargas de 90 000 libras, separados 7 pies; la figura 4.4 - muestra la carga viva para cada caso.

Reducción de carga viva.

Se podrán reducir los efectos de la carga viva en cada vía, debido a que la posibilidad de que se produzcan simultáneamente las condiciones críticas en todas las vías, es poco probable. La reducción se hace de acuerdo con la siguiente tabla:

2 vías	——	carga viva completa
3 "	——	carga viva completa en 2 vías y 1/2 en la otra
4 "	——	carga viva completa en 2 vías, 1/2 en la tercera y 1/4 en la restante

3.- Impacto.

Para el caso de puentes de ferrocarril, se consideran los efectos de impacto de acuerdo con la siguiente fórmula:

$$I = \frac{L}{L + D} \times 100$$

donde:

L = carga viva

D = Carga muerta

I = % de impacto

$$\left\{ \begin{array}{l} I = 50\% \text{ para vapor} \\ I = 60\% \text{ para diesel} \end{array} \right.$$

4.- Fuerza centrífuga.

Se deberá tomar en cuenta los efectos de la fuerza centrífuga para puentes de ferrocarril de acuerdo con la siguiente tabla:

D	E (mm)	S (Km/h)	C %
0° 10'	4	193	2.81
20'	44	193	5.62
30'	84	193	8.42
40'	125	193	11.23
50'	165	193	14.04

donde:

D = grado de la curva

E = sobre-elevación

S = velocidad

C = porcentaje que se aplica a la carga viva para obtener la fuerza centrífuga.

Se considera que la fuerza centrífuga está aplicada a 1.83 m del nivel de la vía.

5.- Fuerza longitudinal.

La fuerza longitudinal puede considerarse de dos tipos:

a) fuerza de frenaje, - se considera que es el 1% de la carga viva sin incluir impacto.

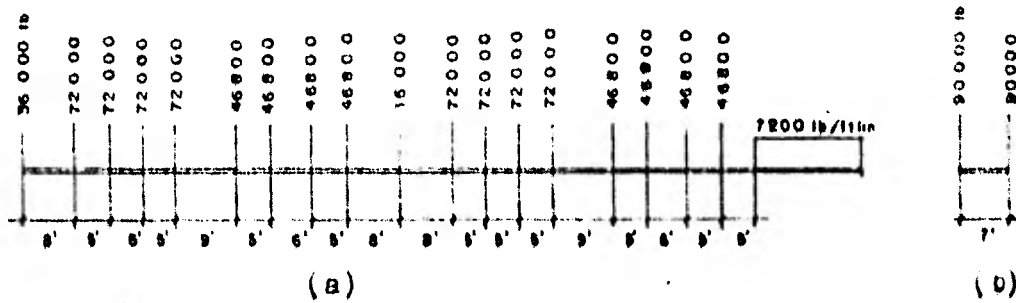
b) fuerza de arranque, - se considera que es 1% del peso que actúa sobre las ruedas motrices.

Para los casos anteriores la fuerza longitudinal está aplicada a 1.83 m de altura sobre el nivel de la vía.

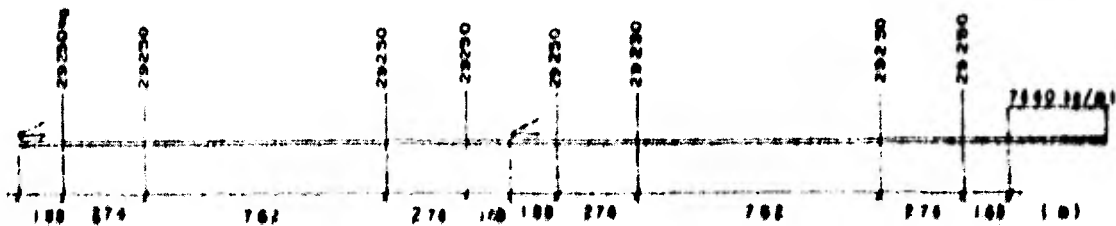
6.- Viento.

Se especifican cargas de viento de acuerdo con lo siguiente:

- a) Carga de viento sobre el puente.- se consideraran -- 146 Kg/m^2 para la superficie expuesta del puente.
- b) Carga de viento sobre el tren.- se indica una carga de 446 kg/m lineal de tren expuesto en una vía. Esta fuerza está aplicada a 2.44 m de altura sobre el nivel de la vía.

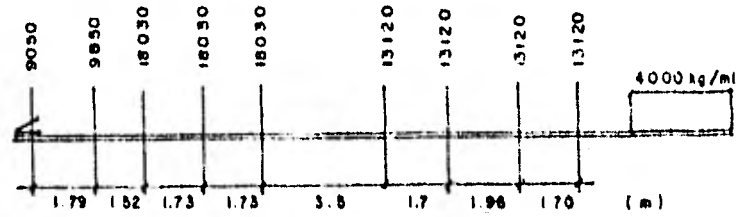


1.- Carga Cooper E-72

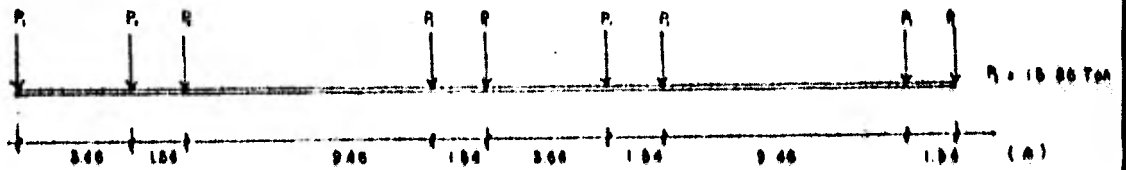


2.- Locomotora Diesel

Fig 4.4 Tren tipo para puentes de ferrocarril



3.- Locomotora de vapor. (Las cifras indicadas son para cada eje)



4.- Tren de servicio



5.- Tren de mantenimiento

Fig. 4.4

CAPITULO V LINEAS DE INFLUENCIA

Los esfuerzos máximos en los miembros de un puente dependen no sólo del peso de un vehículo en movimiento, sino también de su posición en el puente. Por lo tanto, tienen que determinarse las posiciones críticas de los vehículos en movimiento que producen las fuerzas máximas en diferentes puntos a lo largo del puente. Esto generalmente, se hace con las líneas de influencia.

Líneas de Influencia.

Las líneas de influencia se construyen siempre para un valor unitario de la carga en movimiento; representan el lugar geométrico de todos los puntos cuya suma del producto de las ordenadas por la magnitud de la carga correspondiente, se obtiene el elemento mecánico deseado, es decir, el efecto total es $\sum P_i y_i$, donde P_i son las cargas y y_i son las ordenadas correspondientes de la línea de influencia, ver la figura 5.1

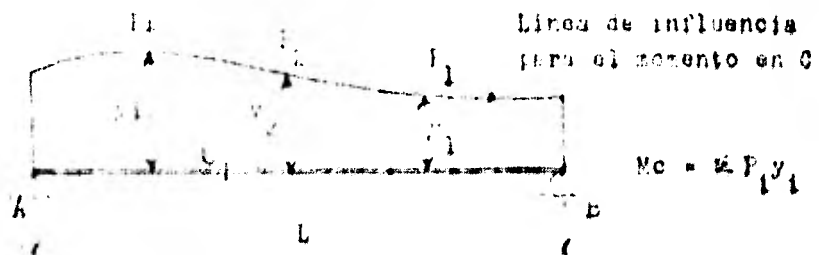


Fig. 5.1

La sumatoria $\sum P_i y_i$ se puede ampliar para abarcar las cargas distribuidas; si la carga distribuida w actúa entre dos puntos A y B (Fig. 5.1) en la viga, el efecto total es $\int_a^b w(x) y(x) dx$, donde $y(x)$ es la ordenada de la línea de influencia.

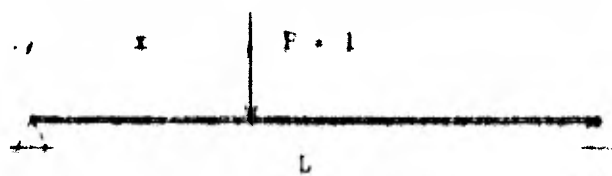
Para una carga uniformemente distribuida, $w = \text{cte}$, la expresión anterior es igual a $w \int_a^b y(x) dx$, que es igual a w veces el área bajo la línea de influencia entre A y B.

Es importante tener en cuenta que una línea de influencia siempre se refiere a la variación de un sólo elemento mecánico, en una posición fija. El uso de las líneas de influencia en las estructuras indeterminadas se limita al comportamiento elástico lineal.

Las líneas de influencia se aplican a puentes isostáticos y a puentes hiperestáticos.

V.1.- PUENTES ISOSTATICOS.

a) Línea de influencia para la reacción en A.- se elige como considerando el cambio de su valor a medida que una carga unitaria va recorriendo la viga.



$$\sum M_B = 0$$



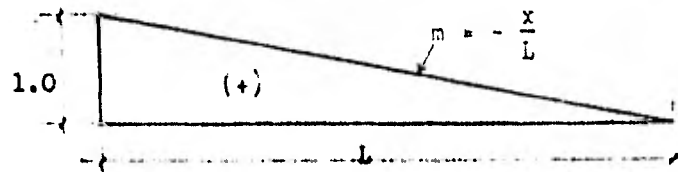
$$R_A L - P(L - x) = 0$$

$$R_A = \frac{(L - x) P}{L}$$

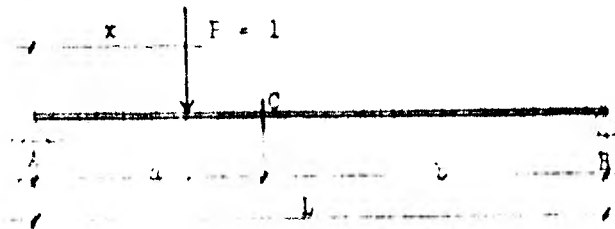
como $P = 1$

$$R_A = \frac{L - x}{L} = 1 - \frac{x}{L}$$

(1)



c) Línea de influencia para el cortante en C



Cuando la carga esté en $0 \leq x \leq a$:

$$V_C = R_A - P$$

Sustituyendo el valor de R_A (ec. 1)

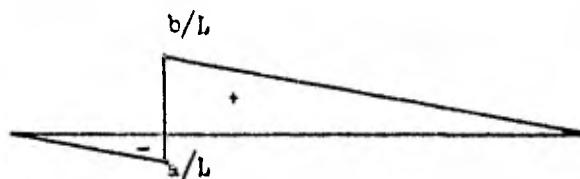
$$V_C = \left[1 - \frac{x}{L} \right] - P$$

pero $P = 1$ $V_C = 1 - \frac{x}{L} - 1$

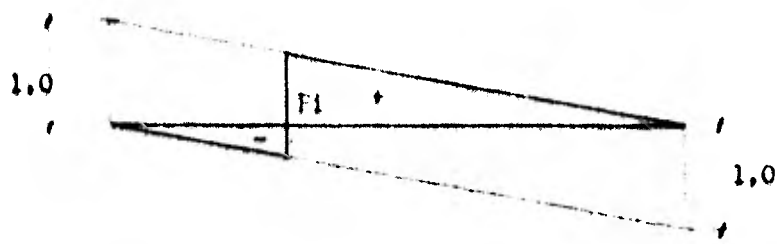
$$V_c = -\frac{x}{L} \quad \text{si} \begin{cases} x = 0 & V_c = 0 \\ x = a & V_c = -\frac{a}{L} \end{cases}$$

Cuando la carga unitaria está en $a < x \leq L$:

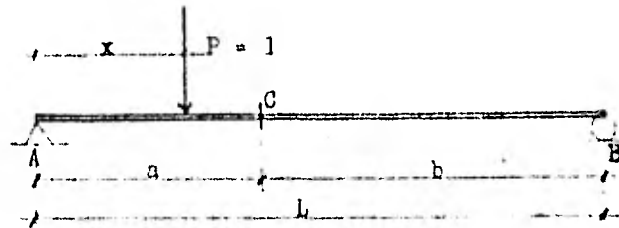
$$V_c = R_b = 1 - \frac{x}{L} \quad \text{si} \begin{cases} x = a & V_c = \frac{b}{L} \\ x = L & V_c = 0 \end{cases}$$



Generalizando, la envolvente de cortante para cualquier carga concentrada en cualquier punto, es el diagrama siguiente:



c) Líneas de influencia para momento en C



Cuando la carga unitaria está en $0 \leq x \leq a$:

$$M_C = R_A(a) - P(a - x)$$

Sustituyendo los valores de $R_A = 1 - \frac{x}{L}$ y $P = 1$

$$M_C = \left[1 - \frac{x}{L} \right] a - (a - x)$$

$$= a - \frac{ax}{L} - a + x$$

$$= x \left[1 - \frac{a}{L} \right] = x \left[\frac{L - a}{L} \right]$$

$$= \frac{xL}{L}$$

$$\text{Si } x = 0 \quad M_C = 0$$

$$\text{Si } x = a \quad M_C = \frac{aL}{L}$$

Cuando la carga unitaria está en $a < x \leq L$:

$$M_C = R_A(a) = \left[1 - \frac{x}{L} \right] a$$

$$\text{Si } x = a \quad M_C = \frac{aL}{L}$$

$$\text{Si } x = L \quad M_C = 0$$

La siguiente figura muestra el diagrama de líneas de influencia para el momento en C



Las unidades de los diagramas de las líneas de influencia son de acuerdo al elemento mecánico que se estudia. Así, para líneas de influencia de cortante o reacción el diagrama será dimensional y para momento tendrá unidades de longitud, de tal forma que al multiplicar el valor de la carga por la ordenada correspondiente, se tengan unidades de ton y ton-m respectivamente.

d) Sección de momento máximo.- Cuando se diseña un --
puente es necesario conocer el valor del máximo momento --
que se produce para un cierto vehículo de diseño, y la po-
sición de ése valor máximo.

Considerando una viga simplemente apoyada, la primera -
conjetura es que probablemente el punto donde se produce -
el momento máximo sea a la mitad del claro. Aunque con fre-
cuencia ésta suposición resulta adecuada para fines de di-
seño, se demostraré que el momento máximo positivo no se -
produce a la mitad del claro.

Se tiene una viga con un conjunto de cargas rodantes, -
que tienen una resultante w . ver figura 5.2, supóngase que
el momento máximo ocurre bajo la rueda P_1 , por lo regular -
 P_1 es adyacente a w , a una distancia a , mientras que la -
distancia conocida entre la resultante w y el apoyo dere-
cho es λ .

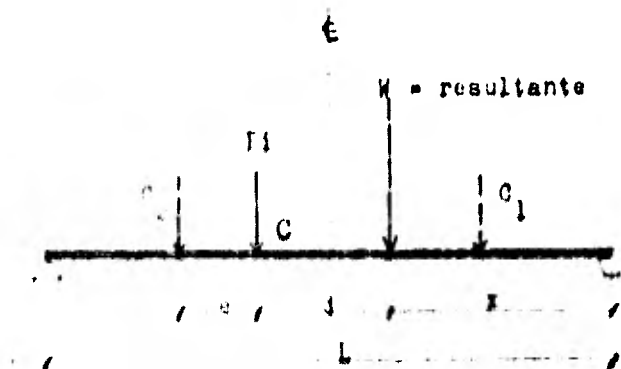


FIG. 5.2

C_2, C_1 = resultantes de carga a la izquierda y derecha del
punto C.

Obteniendo momentos con respecto al punto C:

$$M_c = R_B(L - a - x) - C_2(e) \quad (2)$$

En donde $R_B = wx/L$, sustituyendo éste valor en la ec. 2

$$M_c = \frac{wx}{L}(L - a - x) - C_2(e) \quad (3)$$

Para obtener la posición del momento máximo se debe cumplir $\frac{dM_c}{dx} = 0$, aplicando la derivada en la ec. 3

$$\frac{dM_c}{dx} = w - \frac{wx}{L} - \frac{2wx}{L} = 0$$

$$w \left(1 - \frac{a}{L} - \frac{2x}{L} \right) = 0$$

$$L - a - 2x = 0$$

$$x = \frac{L - a}{2}$$

$$x = \frac{L}{2} - \frac{a}{2}$$

Por lo tanto, el centro de la viga debe quedar a la mitad de la distancia entre la resultante de las cargas w y la carga crítica P_1 , y el momento máximo ocurre bajo esta carga (y no a la mitad del claro). Por lo regular la rueda P_1 es la más pesada de las dos cargas de rueda adyacentes a la resultante, ver figura 5.3

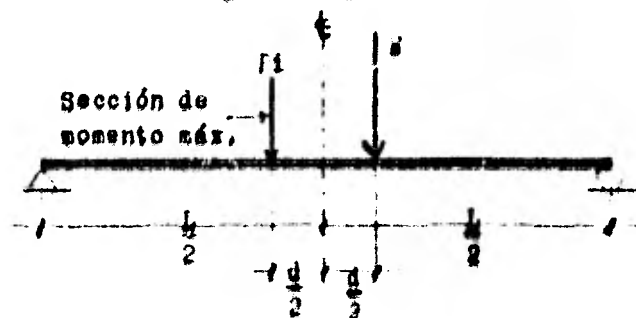


FIG. 5.3

e) Obtención del momento para una sección, utilizando la resultante de carga, ver figura 5.4

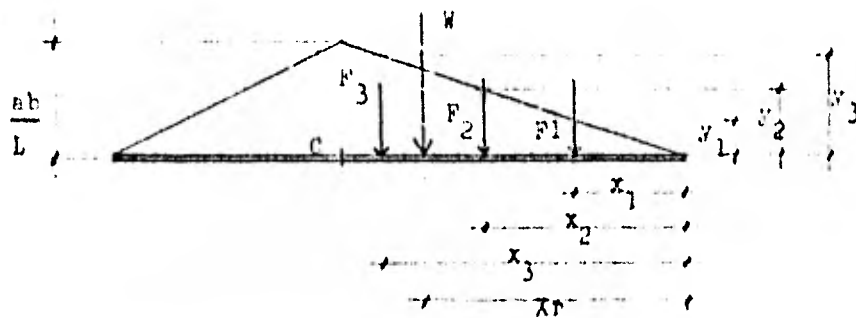


Fig. 5.4

$$M_C = F_1 y_1 + F_2 y_2 + F_3 y_3 \quad (1)$$

La ordenada de cualquier fuerza F_i , para valores de x_1 es:

$$\frac{ab/L}{L} = \frac{y_i}{x_i} \quad ; \quad y_i = \frac{b}{L} x_i \quad (2)$$

Sustituyendo la ec. 2 en la ec. 1

$$\begin{aligned} M_C &= F_1 \left[\frac{b}{L} x_1 \right] + F_2 \left[\frac{b}{L} x_2 \right] + F_3 \left[\frac{b}{L} x_3 \right] \\ M_C &= \frac{b}{L} \left[F_1 x_1 + F_2 x_2 + F_3 x_3 \right] \quad (3) \end{aligned}$$

La aplicación de la resultante será:

$$\chi_r = \frac{F_3 x_3 + F_2 x_2 + F_1 x_1}{F_3 + F_2 + F_1}$$

Pero $n = F_3 + F_2 + F_1$

$$n \chi_r = F_3 x_3 + F_2 x_2 + F_1 x_1 \quad (4)$$

Sustituyendo la ecuación 4 en la ecuación 3

$$M_C = \frac{b}{L} n \chi_r \quad (5)$$

El valor de la abscisa del diagrama de línea de influencia (para el momento en C) de la resultante, es función de la ordenada:

$$\frac{aL/L}{b} = \frac{Y_r}{\chi_r} ; \quad \chi_r = Y_r \left[\frac{L}{a} \right] \quad (6)$$

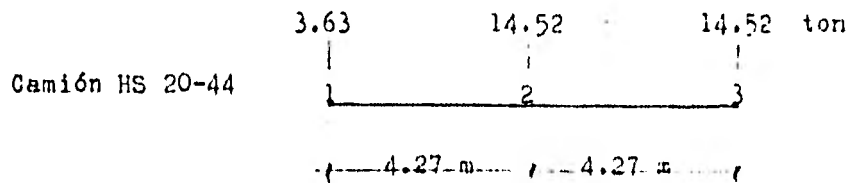
Sustituyendo la ec. 6 en la ec. 5

$$M_C = \frac{b}{L} \left[n Y_r \left(\frac{L}{a} \right) \right]$$

$$\therefore M_C = n Y_r$$

• El momento en C será igual a multiplicar la resultante por su ordenada correspondiente del diagrama de línea de influencia.

La figura 5.5 muestra los efectos máximos debidos a las cargas concentradas de los vehículos.



Línea de Influencia = LI

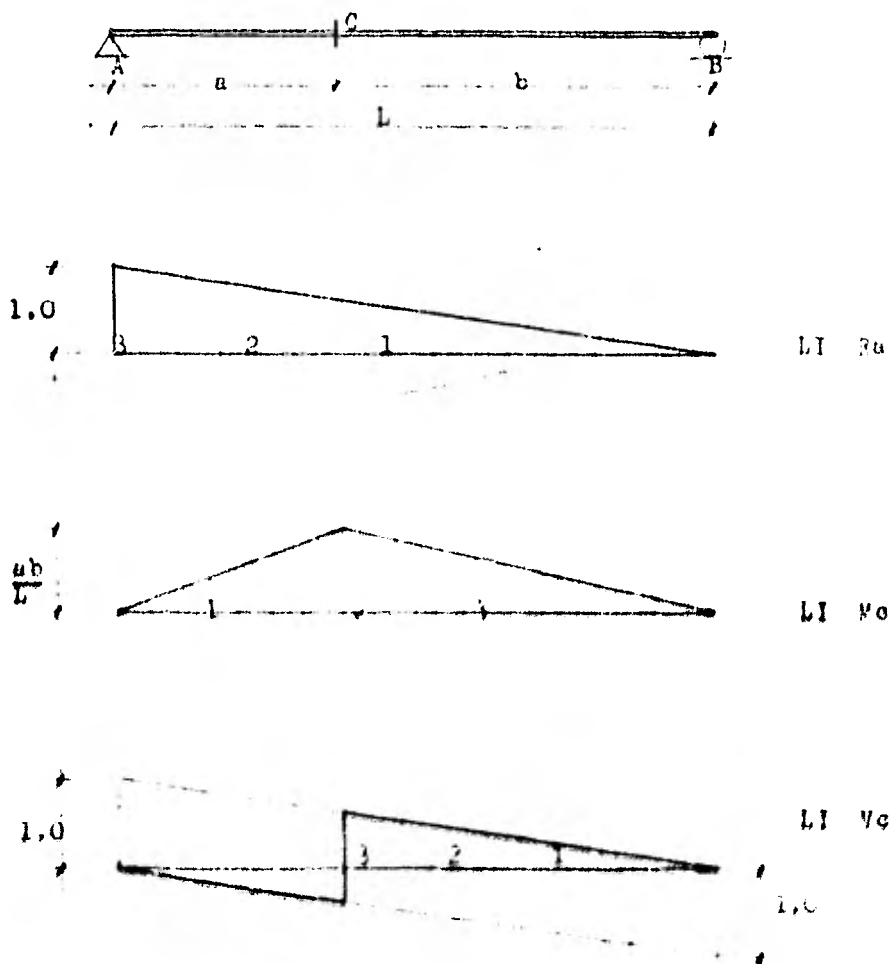


FIG. 5.5

V.2.- PUENTES HIPERESTÁTICOS (Método de Muller-Breslau)

El principio de Muller-Breslau es la base para determinar la mayor parte de las líneas de influencia para estructuras indeterminadas, independientemente de que el método seleccionado sea matemático o experimental. El empleo de éste método es especialmente útil cuando sólo interesa la forma de la línea de influencia.

Este principio puede enunciarse como sigue: Si una componente de esfuerzo interno o una componente de reacción se considera aplicada a lo largo de una pequeña distancia y que dicha aplicación flexione o desplace una estructura, la curva de la estructura flexionada será, en escala proporcional, la línea de influencia para los esfuerzos o componentes de reacción.

El método de Muller-Breslau se aplica a vigas, marcos continuos, estructuras articuladas; sin embargo, para estructuras determinadas se limita a aquellas para las que es válido el principio de superposición.

Como demostración de éste principio se obtendrá la línea de influencia para momento, para un punto E entre el apoyo entre los apoyos de la viga continua mostrada en la figura 5.6



Fig. 5.6

De acuerdo con el principio de Muller-Breslau, la componente de esfuerzo interno para el cuál se desea la línea de influencia se suprime de la viga; en otras palabras, la capacidad de la viga para resistir momentos en la sección E se anula. Lo anterior se logra suponiendo una articulación en E, así la componente de esfuerzo cortante y la de esfuerzo axial (que no existe en éste caso) no se eliminan.

Se aplica una carga unitaria en cualquier punto D a lo largo de la viga, que se flexiona como se muestra en la figura 5.7

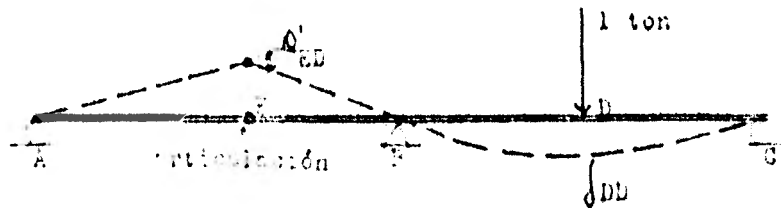


fig. 5.7

Q'_{EB} = momento producido en el punto E debido a una carga unitaria en D

La carga unitaria se retira y se aplican dos pares unitarios a la viga actuando en ambos lados de la articulación. De ésta acción resulta la viga flexionada de la figura 5.0

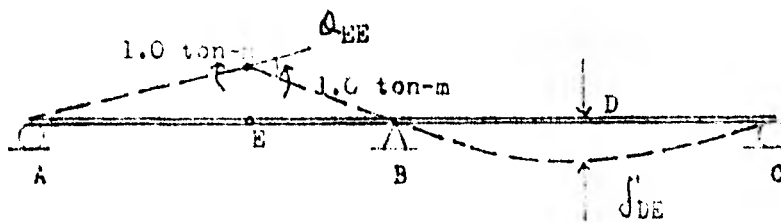


FIG. 5.0

δ'_{ED} = desplazamiento producido en D, debido a un par unitario aplicado en E

Planteando la ecuación de compatibilidad de deformaciones en E:

$$M_E Q_{EE} - \delta'_{ED} = 0$$

$$M_E = \frac{\delta'_{ED}}{Q_{EE}}$$

Pero, según el teorema de la deflexión recíproca:

$$\delta'_{DE} = \delta'_{ED}$$

$$\therefore M_E = \frac{\delta'_{DE}}{Q_{EE}}$$

De la ecuación anterior se observa que la curva de la viga flexionada es, en escala proporcional, la línea de influencia para el momento en E.

Como ejemplo adicional, se requiere encontrar la línea de influencia para cortante en el punto E de la viga de la figura 5.6

En éste caso, debe suponerse que la viga se encuentra cortada en E y que se inserta un dispositivo de deslizamiento, que permita una deflexión transversal relativa entre los dos extremos cortados de la viga pero que, al mismo tiempo, mantenga los dos extremos de la viga con la misma pendiente. En otras palabras, la resistencia de la viga a cortante se ha eliminado en E, pero no la resistencia a flexión.

En la figura 5.9 se aplica una fuerza de 1 ton en D, lo que produce una deflexión lineal relativa δ en E



Fig. 5.9

Se retira la carga unitaria en B y se aplican dos fuerzas de 1 ton en E y la viga se flexiona como se muestra en la figura 5.10

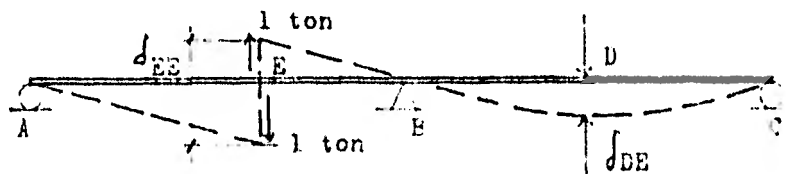


FIG. 5.10

Como anteriormente:

$$V_E d_{EE} - d'_{ED} = 0$$

$$V_E = d'_{ED} / d_{EE}$$

$$d'_{ED} = d_{DE}$$

$$\therefore V_E = \frac{d_{DE}}{d_{EE}}$$

Es obvio, que la curva de la viga flexionada de la figura 5.10 es, a la escala que d_{EE} represente 1 ton, la línea de influencia para el cortante en B.

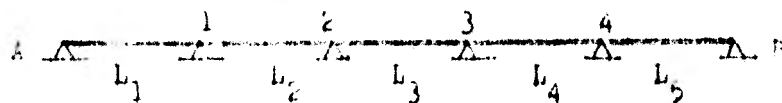
V.3.- LINEAS DE INFLUENCIA EN VIGAS CONTINUAS.
(Método del Ing Heberto Castillo)

Nos interesa obtener la línea de influencia para el momento flexionante y la fuerza cortante en una sección A -- cualquiera de una viga continua de n nudos. Si llamamos r al número de orden del claro respectivo, la sección A podrá ser identificada por 2 números: la distancia en dicha sección del apoyo inmediato izquierdo y el número de orden del claro respectivo; esto es, la sección $A(z,r)$.

z = distancia de A al apoyo izquierdo más próximo

r = número de orden del claro

Supongamos ahora una viga continua de n nudos, sea de $n = 4$ para fijar ideas. Llamaremos l_r a la longitud del claro correspondiente a (r) .



El tensor estructural singular

$$T_{kh} = \begin{bmatrix} d_{11} & d_{12} & d_{13} & d_{14} \\ d_{21} & d_{22} & d_{23} & d_{24} \\ d_{31} & d_{32} & d_{33} & d_{34} \\ d_{41} & d_{42} & d_{43} & d_{44} \end{bmatrix}$$

determine el vector desbalanceado $\Psi_i = [\varphi_1, \varphi_2, \varphi_3, \varphi_4]$
 para cualquier sistema de carga $m_1 = [m_1, m_2, m_3, m_4]$

El momento de barra sobre nudo en el extremo (i) de una barra (i) (j) cualquiera es:

$$m_{ij} = -\frac{K_{ij}}{l_{ij}} (2\varphi_i + \varphi_j)$$

donde:

φ_i, φ_j = giros en los nudos (i) y (j)

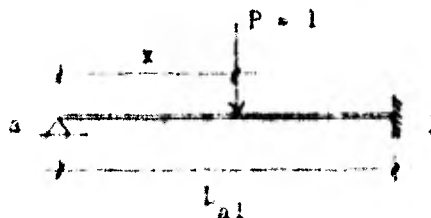
$K_{ij} = 2EI$ para la barra en cuestión

Supongamos, ahora que la carga $P = 1$ rueda en el ciclo (r). Sean

φ_i^r y φ_j^r los giros en (i) y (j) producidos por la carga rodando en (r)

m_1^r el momento de desequilibrio en (i) cuando la carga rueda en (r)

a) Hagamos $r = 1$



$$\begin{aligned}
 m_1^1 &= - \frac{x^2 (l_{e1} - x)}{l_{e1}^2} - \frac{1}{2} \frac{x (l_{e1} - x)^2}{l_{e1}^2} \\
 &= - \frac{x (l_{e1} - x)}{2 l_{e1}^2} (2x + l_{e1} - x) \\
 &= - \frac{x (l_{e1}^2 - x^2)}{2 l_{e1}^2}
 \end{aligned}$$

$$m_2^1 = m_3^1 = m_4^1 = 0$$

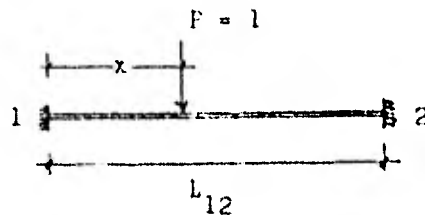
Por lo cual el vector desplazador para la carga rotando en (1) es:

$$m_1^1 = [m_1^1, 0, 0, 0]$$

y el desplazamiento correspondiente es:

$$\begin{aligned}
 \delta_1^1 &= [m_1^1 \alpha_{11}, m_1^1 \alpha_{21}, m_1^1 \alpha_{31}, m_1^1 \alpha_{41}] \\
 &= [\delta_1^1, \delta_2^1, \delta_3^1, \delta_4^1]
 \end{aligned}$$

b) Cuando la carga está en el claro $r=2$



$$M_1^2 = \frac{x(L_{12} - x)^2}{L_{12}^2} ; \quad M_2^2 = -\frac{x^2(L_{12} - x)}{L_{12}^2}$$

$$M_3^2 = M_4^2 = 0$$

El vector desplazador es:

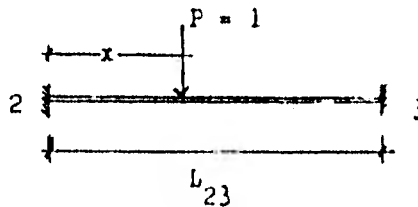
$$m_1^2 = [M_1^2, M_2^2, 0, 0]$$

y el desplazamiento correspondiente es:

$$\phi_1^2 = [M_1^2 \alpha_{11} + M_2^2 \alpha_{12}, M_1^2 \alpha_{21} + M_2^2 \alpha_{22}, \\ M_1^2 \alpha_{31} + M_2^2 \alpha_{32}, M_1^2 \alpha_{41} + M_2^2 \alpha_{42}]$$

$$\phi_1^2 = [W_1^2, W_2^2, W_3^2, W_4^2]$$

c) Cuando la carga está en el claro $r=3$



$$M_1^3 = 0 \quad ; \quad m_2^3 = + \frac{x(L_{23} - x)^2}{L_{23}^2}$$

$$m_3^3 = - \frac{x^2(L_{23} - x)}{L_{23}^2} \quad ; \quad m_4^3 = 0$$

El vector desplazor es:

$$m_1^3 = [0, m_2^3, m_3^3, 0]$$

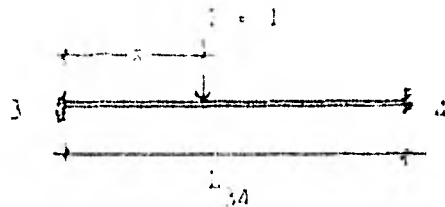
y el desplazamiento correspondiente es:

$$\phi_1^3 = [m_2^3 \alpha_{12} + m_3^3 \alpha_{13}, m_2^3 \alpha_{22} + m_3^3 \alpha_{23},$$

$$m_2^3 \alpha_{32} + m_3^3 \alpha_{33}, m_2^3 \alpha_{42} + m_3^3 \alpha_{43}]$$

$$\phi_1^3 = [\theta_1^3, \theta_2^3, \theta_3^3, \theta_4^3]$$

d) Cuando la carga está en el claro $r=4$



$$M_1^4 = M_2^4 = 0 \quad ; \quad M_4^4 = - \frac{x^2(L_{34} - x)}{L_{34}^2}$$

$$M_3^4 = + \frac{x(L_{34} - x)^2}{L_{34}^2}$$

El vector desplazador es:

$$u_1^4 = [0, 0, u_3^4, u_4^4]$$

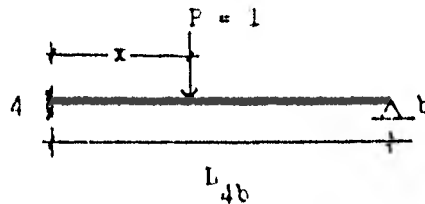
y el desplazamiento correspondiente es:

$$\phi_1^4 = [u_3^4 \alpha_{13} + u_4^4 \alpha_{14}, u_3^4 \alpha_{23} + u_4^4 \alpha_{24}$$

$$u_3^4 \alpha_{33} + u_4^4 \alpha_{34}, u_3^4 \alpha_{43} + u_4^4 \alpha_{44}]$$

$$\phi_1^4 = [k_1^4, k_2^4, k_3^4, k_4^4]$$

e) Finalmente, si la carga rueda en el claro $r=b$



$$M_4^5 = \frac{x(L_{4b} - x)^2}{L_{4b}^2} + \frac{1}{2} \frac{x^2(L_{4b} - x)}{L_{4b}^2}$$

$$w_4^5 = \frac{x(L_{4b} - x)}{L_{4b}^2} (2L_{4b} - x) ; \quad m_1^5 = m_2^5 = m_3^5 = 0$$

El vector desplazor es:

$$u_1^5 = [0, 0, 0, u_4^5]$$

y el desplazamiento correspondiente es:

$$\psi_1^5 = [u_4^5 \alpha_{14}^5, u_4^5 \alpha_{24}^5, u_4^5 \alpha_{34}^5, u_4^5 \alpha_{44}^5]$$

$$\psi_1^5 = [\psi_1^5, \psi_2^5, \psi_3^5, \psi_4^5]$$

Si consideramos la matriz w_{ij} ($i = 1, 2, 3, 4$; $j = 1, 2, 3, 4, 5$) siendo i el número de nudos y j el número de claros, el producto matricial:

$$(d_{ii})(w_{ij}) = (\Phi_{ik}) \quad \begin{array}{l} i = 1, 2, 3, 4 \\ k = 1, 2, 3, 4, 5 \end{array}$$

conduce a una matriz que determina los giros en los nudos para cualquier posición de la carga. Esto es:

$$\begin{bmatrix} d_{11} & d_{12} & d_{13} & d_{14} \\ d_{21} & d_{22} & d_{23} & d_{24} \\ d_{31} & d_{32} & d_{33} & d_{34} \\ d_{41} & d_{42} & d_{43} & d_{44} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} w_1^1 & w_1^2 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & w_2^2 & w_2^3 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & w_3^3 & w_3^4 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & w_4^4 & w_4^5 \end{bmatrix} =$$

$$\begin{bmatrix} w_1^1 & w_1^2 & w_1^3 & w_1^4 & w_1^5 \\ w_2^1 & w_2^2 & w_2^3 & w_2^4 & w_2^5 \\ w_3^1 & w_3^2 & w_3^3 & w_3^4 & w_3^5 \\ w_4^1 & w_4^2 & w_4^3 & w_4^4 & w_4^5 \end{bmatrix}$$

Océrvase que esta matriz está en función de x referida a 4 sistemas coordenados.

Sea el tramo ij de la viga. Calculemos el momento de carga sobre nudo en i

$$M_{ij} = \overline{M}_{ij} - \frac{2EI}{L_{ij}} (2\theta_1^r + \theta_j^r)$$

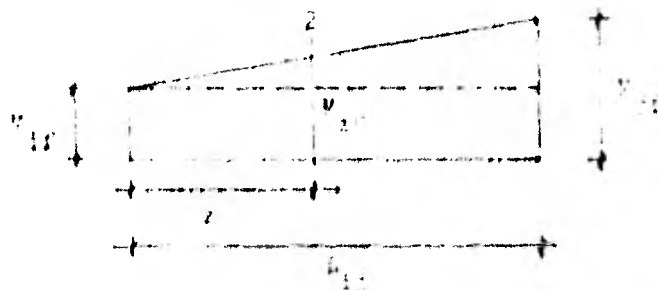
en donde (r) es el número de orden del claro respectivo.

\overline{M}_{ij} = momento debido a la carga rodante cuando (i) y (j) están empotrados

De igual forma:

$$M_{ji} = \overline{M}_{ji} - \frac{2EI}{L_{ij}} (2\theta_j^r + \theta_1^r)$$

El diagrama de momentos debido al giro en (i) y en (j) es:



$$M_{2F} = -M_{1F} + \frac{M_{jF} - M_{iF}}{L_{ij}} (z_r)$$

pero:

$$M_{1F} = -M_{1j} = \frac{2EI}{L_{ij}} (2\theta_1^r + \theta_j^r)$$

$$M_{jF} = M_{ji} = -\frac{2EI}{L_{ij}} (2\theta_j^r + \theta_1^r)$$

sustituyendo:

$$M_{2F} = \frac{2EI}{L_{ij}} (2\theta_1^r + \theta_j^r) + \frac{-\frac{2EI}{L_{ij}} (2\theta_j^r + \theta_1^r)}{L_{ij}} (z_r) -$$

$$-\frac{\frac{2EI}{L_{ij}} (2\theta_1^r + \theta_j^r)}{L_{ij}} (z_r)$$

$$M_{2F} = \frac{2EI}{L_{ij}} (2\theta_1^r + \theta_j^r) - \frac{2EI}{L_{ij}^2} (3\theta_j^r + 3\theta_1^r) z_r$$

$$M_{2F} = M(\theta)_2 = \frac{2EI}{L_{ij}} (2\theta_1^r + \theta_j^r) - \frac{6EI}{L_{ij}^2} (\theta_j^r + \theta_1^r) z_r$$

$$\therefore M_2 = \bar{M}_2 + \frac{2EI}{L_{ij}} (2\theta_1^r + \theta_j^r) - \frac{6EI}{L_{ij}^2} (\theta_1^r + \theta_j^r) z_r$$

$$T_2 = \bar{T}_2 - \frac{6EI}{L_{ij}^2} (\theta_1^r + \theta_j^r)$$

que determina el momento flexionante y la fuerza cortante para cualquier sección de cualquier claro de la viga continua.

$$\text{Si } K_r = \frac{2EI}{L_{ij}} ; \quad S_r = \frac{6EI}{L_{ij}^2}$$

$$M_z = \bar{M}_2 + K_r (2\theta_i^r + \theta_j^r) - S_r (\theta_i^r + \theta_j^r) z_r$$

$$T_z = \bar{T}_2 - S_r (\theta_i^r + \theta_j^r)$$

Donde:

M_z = momento flexionante en la sección A a una distancia z del apoyo izquierdo del claro (r)

T_z = fuerza cortante idem

\bar{M}_2 = momento flexionante de empotramiento en la misma sección

\bar{T}_2 = fuerza cortante de empotramiento en la misma sección

θ_i^r = giro en (i) cuando la carga se mueve en el claro (r) (función de x_r)

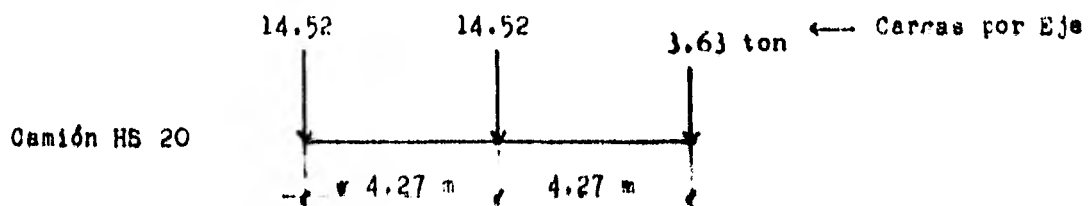
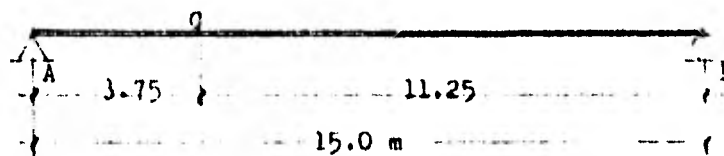
θ_j^r = giro en (j) cuando la carga se mueve en el claro (r) (función de x_r)

r = claro definido por los nudos (i) y (j)

V.4.- APLICACIONES A PUENTES ISOSTATICOS.

Ejemplo 1

Se obtendrá el momento en C y el cortante en el mismo punto de la siguiente viga, utilizando las líneas de influencia. Se considerará una carga viva de camión HS 20.

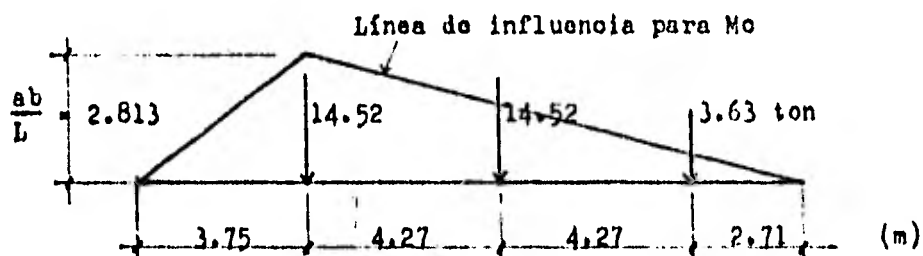


* El reglamento dice que el espacio entre las ruedas del remolque varía entre $4.27 \text{ m} \leq y \leq 7.14 \text{ m}$, pero el ejemplo se supondrá $y = 4.27 \text{ m}$.

Se utilizarán 2 condiciones de carga, la primera como carga de línea y la segunda para la carga uniformemente repartida más una carga concentrada.

a) Obtención del momento en C para las dos condiciones de carga.

a.1.- Carga de Línea.



$$\frac{ab}{L} = \frac{3.75 (11.25)}{15.0} = 2.8125 \approx 2.813$$

Las ordenadas del diagrama de línea de influencia para el momento en C son:

$$\frac{2.813}{11.25} = \frac{y_1}{x_1} \quad | \quad y_1 = \frac{2.813}{11.25} x_1$$

$$x_1 = 2.71 \text{ m} \quad y_1 = 0.677 \text{ m}$$

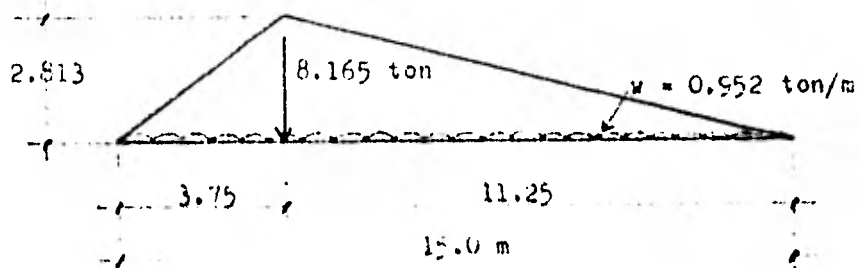
$$x_2 = 6.98 \text{ m} \quad y_2 = 1.745 \text{ m}$$

$$x_3 = 11.25 \text{ m} \quad y_3 = 2.813 \text{ m}$$

$$M_C = 14.53 (2.813) + 14.52 (1.745) + 3.63 (0.677)$$

$$M_C = 60.64 \text{ ton-m}$$

2.2.- Carga uniformemente repartida más carga concentra
da.



$$M.C = 0.952 \left[\frac{15.0 \times 2.813}{2} \right] + 8.165 (2.813)$$

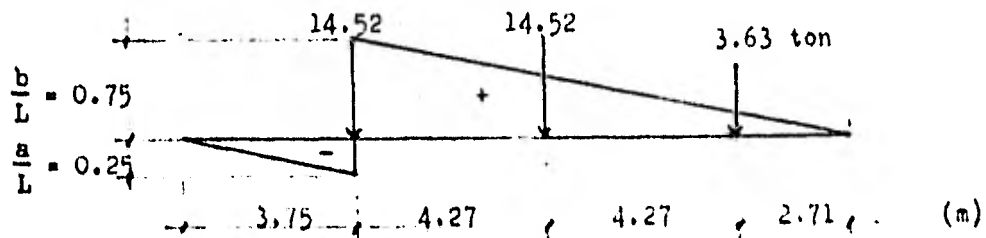
$$M.C = 43.05 \text{ ton-m}$$

haga la carga de línea.

$$\therefore M.C = 60.64 \text{ ton-m}$$

b) Obtención del cortante en C para las dos condiciones de carga.

b.1.- Carga de Líneas.



$$\frac{b}{L} = \frac{11.25}{15.0} = 0.75$$

$$\frac{a}{L} = \frac{3.75}{15.0} = 0.25$$

Las ordenadas del diagrama de línea de influencia para el cortante en C son:

$$\frac{0.75}{11.25} = \frac{y_1}{x_1}$$

$$y_1 = \frac{0.75}{11.25} x_1$$

$$x_1 = 2.71 \text{ m}$$

$$y_1 = 0.181 \text{ m}$$

$$x_2 = 0.90 \text{ m}$$

$$y_2 = 0.465 \text{ m}$$

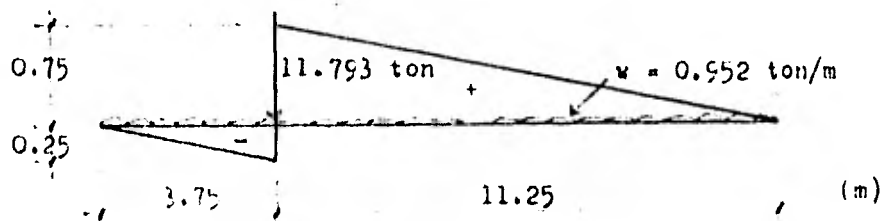
$$x_3 = 11.25 \text{ m}$$

$$y_3 = 0.75 \text{ m}$$

$$V_C = 14.52 (0.75) + 14.52 (0.465) + 3.63 (0.181)$$

$$V_C = 20.21 \text{ ton}$$

0.2.- Carga uniformemente repartida más carga concentrada.



$$V_c = 0.952 \left[\frac{11.25 \times 0.75}{2} \right] - 0.952 \left[\frac{3.75 \times 0.25}{2} \right] + 11.793 (0.75)$$

$$V_c = 12.41 \text{ ton}$$

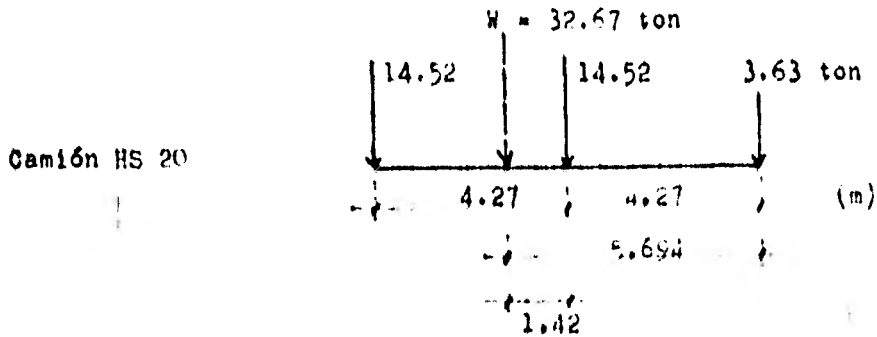
b. Rige la carga de línea.

$$V_c = 10.29 \text{ ton}$$

Ejemplo 2

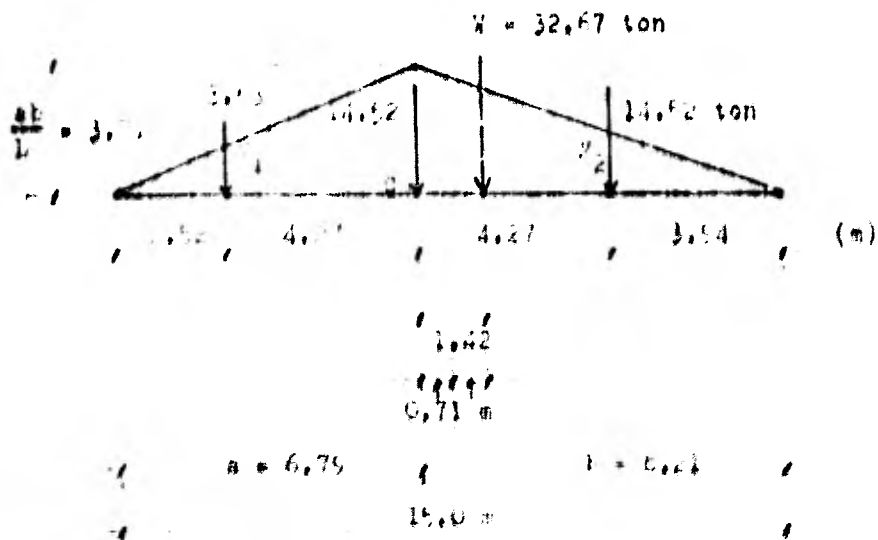
Se obtendrá la posición y el valor del momento máximo - para la viga del ejemplo 1, la carga será la misma.

e) Posición de la resultante.



$$\lambda = \frac{14.52(4.27) + 14.52(4.27 \times 2)}{14.52 + 14.52 + 3.63} = 5.034$$

$$W = 14.52 + 14.52 + 3.63 = 32.67 \text{ ton}$$



$$\frac{a \cdot b}{L} = \frac{6.75 \cdot (5.25)}{12.0} = 3.710 \text{ m}$$

b) Obtención del momento máximo.

$$y_1 = \left[\frac{3.716}{6.73} \right] 2.52 = 1.373$$

$$y_2 = \left[\frac{3.716}{6.21} \right] 3.34 = 1.703$$

$$M_c = 14.52 (1.703) + 14.52 (3.716) + 3.63 (1.373)$$

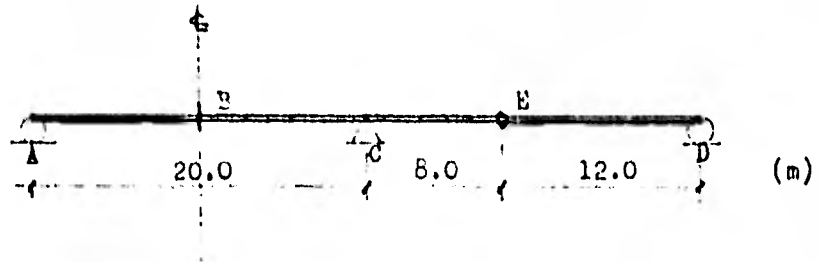
$$M_c = 64.05 \text{ ton-m}$$

- La sección donde se presenta el momento máximo se encuentra a 0.71 m a la izquierda del centro del claro.

$$- M_{\text{máx}} = 64.05 \text{ ton-m}$$

Ejemplo 3

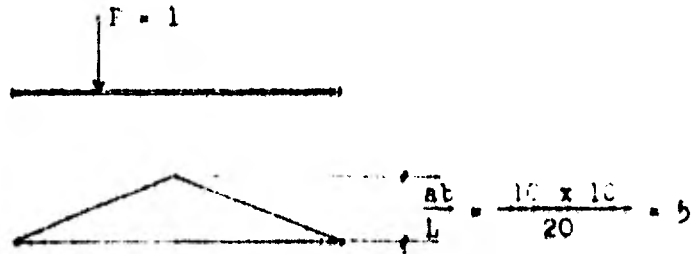
Obtener la línea de influencia para el momento en b, la reacción en C y el cortante en C de la siguiente viga.



Para resolver este ejemplo se colocará una carga unitaria en cada tramo de la viga y se obtendrá la línea de influencia para cada tramo en forma sucesiva.

a) Línea de influencia para M_b .

Tramo AC



Tramo CE



$$\sum F_y = 0$$

$$-R_E + R_C - 1 = 0 \quad (1)$$

$$\sum M_C = 0$$

$$-20 R_E + P x = 0$$

∇

$$R_a = \frac{Px}{20} ; \quad \text{pero } P = 1$$

$$R_a = \frac{x}{20} \quad (2)$$

Sustituyendo la ec.2 en la ec.1

$$R_c = 1 + R_a$$

$$R_c = 1 + \frac{x}{20}$$

El momento en B en función de x, obtenido a partir de la cerecha de B, es:

$$M_L(x) = -P(x + 10) + 10 R_c$$

Sustituyendo valores:

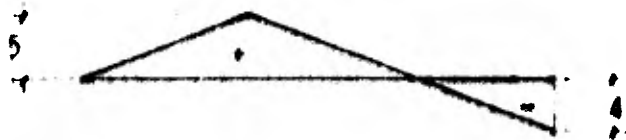
$$M_L(x) = -1(x + 10) + 10 \left[\frac{x}{20} + 1 \right]$$

$$= -x - 10 + \frac{10x}{20} + 10$$

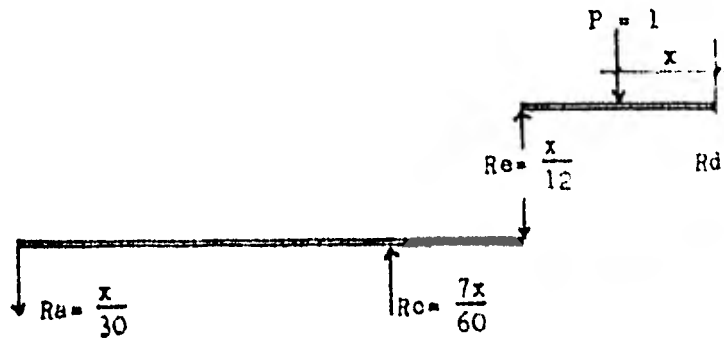
$$= -x + \frac{x}{2}$$

$$= -\frac{x}{2}$$

$$B1 \begin{cases} x = 0 & M_L = 0 \\ x = 0 & M_L = -4 \end{cases}$$



Tramo ED



$$\sum M_d = 0$$

$$Re(L) - P(x) = 0$$

$$Re = \frac{Px}{L} = \frac{1(x)}{12} = \frac{x}{12}$$

$$\sum F_y = 0$$

$$-R_a + R_c = \frac{x}{12} \quad (1)$$

$$\sum M_c = 0$$

$$-30 R_a + 0 \cdot \frac{x}{12} = 0 \quad (2)$$

Substituyendo la eq. 2 en la eq. 1

$$R_c = \frac{x}{12} + \frac{x}{30}$$

$$R_c = \frac{7x}{60}$$

$$\sum M_a(x) = 10 R_c = 10 \cdot \frac{7x}{60}$$

$$= 10 \left[\frac{7x}{60} \right] = \frac{10x}{60} = \frac{1x}{6} - \frac{1x}{6} = -\frac{x}{6}$$

$$= -\frac{x}{6}$$

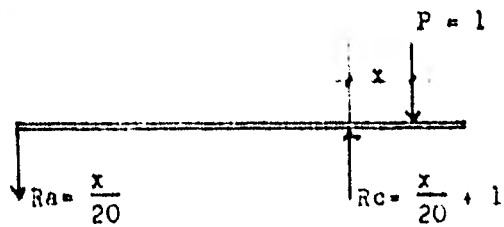
$$\text{si } \begin{cases} x = 0 & Mb = 0 \\ x = 6 & Mb = -2 \\ x = 12 & Mb = -4 \end{cases}$$

∴ La línea de influencia para Mb es:

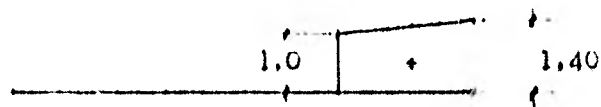


b) Línea de influencia para la reacción en C (a la derecha).

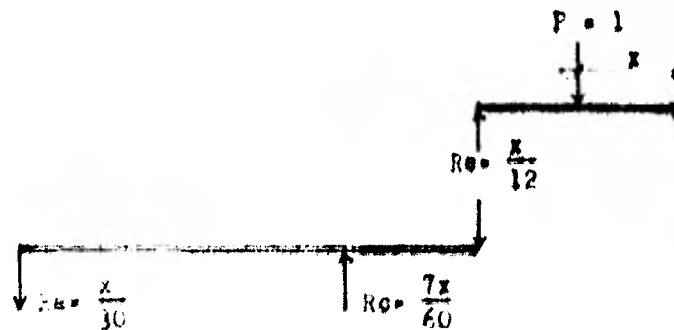
Tramo CE



$$R_C(x) = \frac{x}{20} + 1 \quad \text{si} \quad \begin{cases} x = 0 & R_C = 1 \\ x = 20 & R_C = 1.40 \end{cases}$$

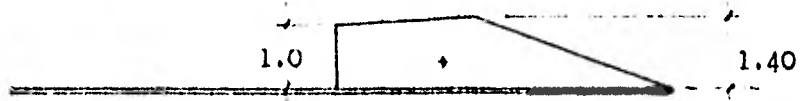


Tramo EL



$$R_C(x) = \frac{7x}{60} \quad \text{si} \quad \begin{cases} x = 0 & R_C = 0 \\ x = 6 & R_C = 0.70 \\ x = 12 & R_C = 1.40 \end{cases}$$

La línea de influencia para R_c (a la derecha) es:



c) Línea de influencia para el cortante en C (a la derecha).

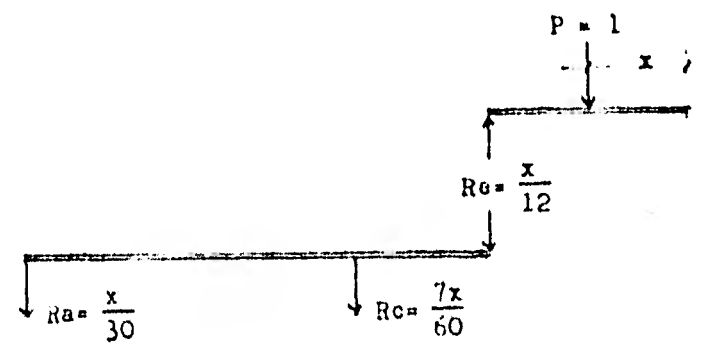
Tramo CE



Por simple inspección, cuando la carga rodante se encuentre en el tramo CE, el cortante en C será igual a 1



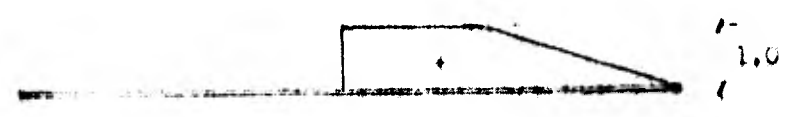
Tramo ED



$$V_c(x) = \frac{x}{12}$$

$$\text{es } \begin{cases} x = 0 & V_c = 0 \\ x = 6 & V_c = 0.50 \\ x = 12 & V_c = 1.0 \end{cases}$$

La línea de influencia para el cortante en C (V_c), a la derecha, es:



V.5.- APLICACIONES A VIGAS CONTINUAS.

Para los ejemplos que se desarrollen a continuación, se ocupará el método de la viga conjugada para calcular las ordenadas de líneas de influencia para vigas.

Ejemplo 1

Calcular las ordenadas, a cada 0.75 m, de la línea de influencia para la reacción en A, para la viga de la figura 5.11. El momento de inercia es constante.

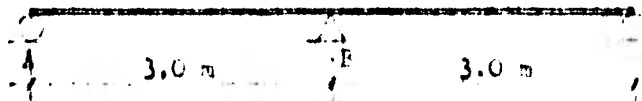


Fig. 5.11

Se suprime la reacción rotacional en A, y se aplica en su lugar una fuerza vertical de 1 ton, que puede moverse hacia arriba o hacia abajo.

La viga se flexionará como se muestra por la línea interrumpida en la figura 5.12.



Fig. 5.12

Se calcularán las reacciones y el diagrama de momentos para la viga anterior.

$$\begin{aligned} \sum M_b = 0 & \quad 1(3) - 3R_c = 0 \\ R_c & = 1 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sum F_y = 0 & \quad 1 - R_b + R_c = 0 \\ R_b & = 1 + 1 = 2 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$A \leq x \leq B \quad m(x) = 1(x) \quad \text{si} \begin{cases} x = 0 & M_A = 0 \\ x = 3 & M_B = 3 \end{cases}$$

$$B \leq x \leq C \quad m(x) = 1(x) - 2(x - 3) \quad \text{si} \begin{cases} x = 3 & M_B = 3 \\ x = 6 & M_C = 0 \end{cases}$$

DMB



Las condiciones de apoyo y el diagrama de carga de la viga conjugada para calcular las deflexiones en las diferentes secciones de la viga, se muestran en la figura 5.13

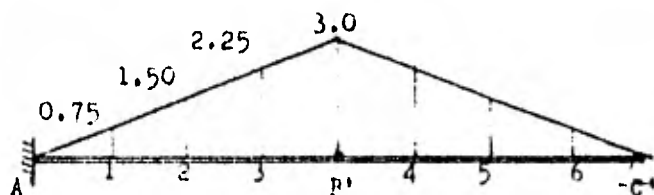
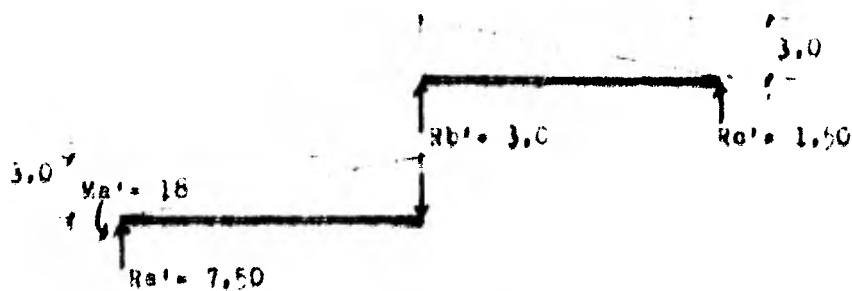


Fig. 5.13

Las ordenadas de la carga en esta viga conjugada, e intervalos de 0.75 m, se encuentran indicadas en ton-m; el factor EI se omite por simplificación.

Método de la Viga Conjugada: "La deflexión dada de una viga cargada, con relación a su posición original, es igual al momento flexionante de la sección correspondiente de la viga conjugada".



$$R_C' = \frac{w L_A B'}{2} (1/3) = \frac{3 \times 3}{2} (1/3) = 1.50$$

$$R_D' = \frac{w L_A B'}{2} (2/3) = \frac{3 \times 3}{2} (2/3) = 3.0$$

$$R_E' = \frac{w L_A B'}{2} + R_D' = \frac{3 \times 3}{2} + 3 = 7.50$$

$$\begin{aligned} M_E' &= \frac{w L_A B'}{2} \left[\frac{2}{3} L \right] + R_D' L \\ &= \frac{3 \times 3}{2} \left[\frac{2}{3} \times 3 \right] + 3 \times 3 \\ &= 18.0 \end{aligned}$$

Los cálculos para los momentos en las diversas secciones son:

$$M_0 = 1.50 (0.75) - \left[\frac{0.75 \times 0.75}{2} \right] \frac{0.75}{3} = 1.055$$

$$M_1 = 1.50 (1.50) - \left[\frac{1.50 \times 1.50}{2} \right] \frac{1.50}{3} = 1.600$$

$$M_2 = 1.50 (2.25) - \left[\frac{2.25 \times 2.25}{2} \right] \frac{2.25}{3} = 1.447$$

$$M_3 = 1.50 (3.0) - \left[\frac{3 \times 3}{2} \right] \frac{3}{3} = 0.0$$

$$M_4 = 1.50 (0.75) + (2.25 \times 0.75) \frac{0.75}{2} +$$

$$+ \left[\frac{0.75 \times 0.75}{2} \right] \frac{2}{3} \times 0.75 = 3.023$$

$$M_2 = 3.0 (1.50) + (1.50 \times 1.50) \frac{1.50}{2} + \\ + \left[\frac{1.50 \times 1.50}{2} \right] \frac{2}{3} \times 1.50 = 7.313$$

$$M_1 = 3.0 (2.25) + (0.75 \times 2.25) \frac{2.25}{2} + \\ + \left[\frac{2.25 \times 2.25}{2} \right] \frac{2}{3} \times 2.25 = 12.445$$

Los momentos calculados arriba son proporcionales a las deflexiones en las secciones correspondientes de la viga - de la figura 5.12

Puesto que una carga de 1 ton aplicada en A sobre la viga de la figura 5.11 causará una reacción en A de 1 ton, - el momento M_A' representa una ordenada unitaria. La curva de deflexión de la viga es la línea de influencia deseada.

Por lo tanto, las ordenadas de la línea de influencia - para otras secciones a lo largo de la viga se obtienen dividiendo los momentos de la viga conjugada por $M_A' = 10.0$. La línea de influencia resultante se muestra en la figura 5.14



Fig. 5.14

Ejemplo 2

Calcular las ordenadas, a cada 0.75 m, de la línea de influencia para el momento en el punto medio del claro BC para la viga mostrada en la figura 5.15. El momento de inercia es constante.

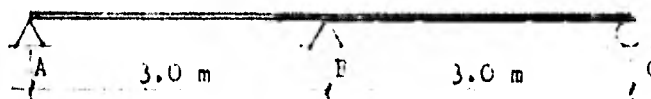


Fig. 5.15

La capacidad de la viga para resistir momentos en la sección para la cual se desea la línea de influencia de momento se elimina suponiendo una articulación en ese punto. Se aplican pares unitarios a la viga a cada lado de la articulación. La viga modificada, que se flexionará como lo indica la línea interrumpida, se muestra en la figura 5.16

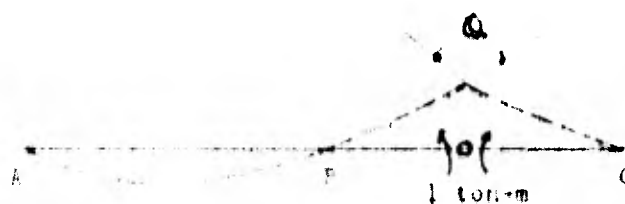
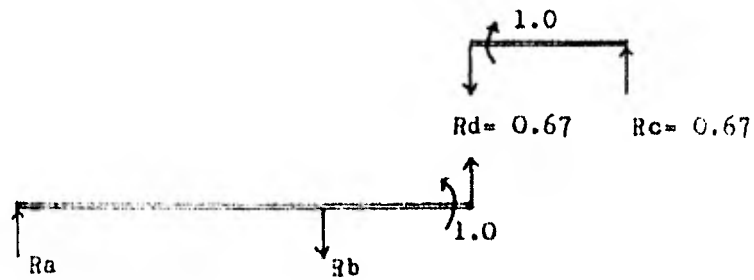


Fig. 5.16

Se calcularán las reacciones y el diagrama de momentos para la viga anterior.



Tramo DC

$$\sum M_c = 0 \quad 1 - R_a(1.50) = 0$$

$$R_a = \frac{1}{1.5} = 0.67$$

$$\sum F_y = 0 \quad R_c - R_d = 0$$

$$R_d = R_c = 0.67$$

Tramo AD

$$\sum M_D = 0 \quad 3R_B - 0.67(1.50) - 1 = 0$$

$$R_B = \frac{1 + 0.67(1.50)}{3} = 0.67$$

$$\sum F_y = 0 \quad R_B + 0.67 - R_D = 0$$

$$R_D = R_B + 0.67 = 0.67 + 0.67 = 1.34$$

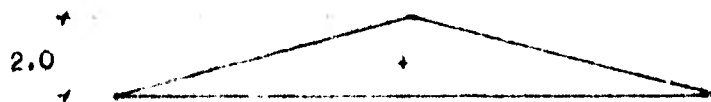
Diagrama de momentos flexionantes:

$$A \leq x \leq B \quad M(x) = R_B(x) = 0.67(x) \quad \text{si} \begin{cases} x = 0 & M_A = 0 \\ x = 3 & M_B = 2 \end{cases}$$

$$B \leq x \leq D \quad M(x) = 0.67(x) - 1.34(x - 3) \quad \text{si} \begin{cases} x = 3 & M_B = 2 \\ x = 4.5 & M_D = 1 \end{cases}$$

$$D \leq x \leq C \quad M(x) = -R_C(x - 4.5) + 1 \\ = -0.67(x - 4.5) + 1 \quad \text{si} \begin{cases} x = 4.5 & M_D = 1 \\ x = 6 & M_C = 0 \end{cases}$$

DMP.



La viga con cargas y apoyos se muestra en la figura 5.17, con las magnitudes de las ordenadas en las secciones requeridas, indicadas en ton-m; el factor kl se omite por simplificación.

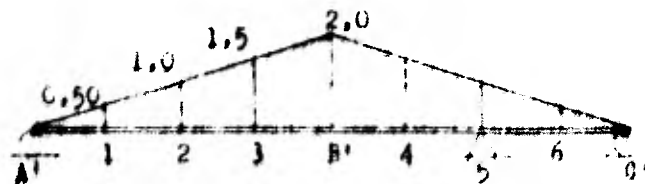
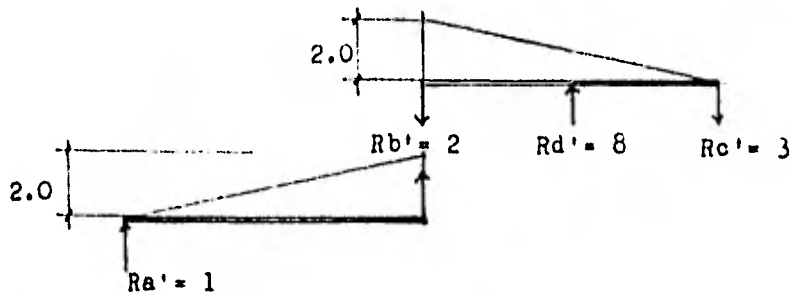


FIG. 5.17

Cálculo de las reacciones de la viga conjugada:



$$R_{b'} = \frac{w L_{AB}}{2} (2/3) = \frac{2 \times 3}{2} (2/3) = 2.0$$

$$R_{a'} = \frac{w L_{AB}}{2} (1/3) = \frac{2 \times 3}{2} (1/3) = 1.0$$

Tramo B'C'

$$\sum M_A = 0$$

↷

$$-2.0(1.50) - \frac{2 \times 3}{2} \left[1.50 - \frac{3}{3} \right] + 1.5R_{c'} = 0$$

$$R_{c'} = \left[2(1.50) + \frac{2 \times 3}{2} (0.50) \right] / 1.50 = 3.0$$

$$\sum F_y = 0$$

$$-R_{b'} + R_{d'} - R_{c'} - \frac{2 \times 3}{2} = 0$$

$$R_{d'} = R_{b'} + R_{c'} + 3 = 2 + 3 + 3 = 8.0$$

La suma de los cortantes en la viga conjugada, a la izquierda y derecha del apoyo B, será la reacción en éste - punto de la viga conjugada y será también el valor relativo del ángulo θ en la figure 5.16

$$\theta = R_{d'} = 8.0$$

Los momentos para cada sección de la viga conjugada son:

$$M_1 = 1(0.75) - \frac{0.50 \times 0.75}{2} \left(\frac{0.75}{3}\right) = 0.703$$

$$M_2 = 1(1.50) - \frac{1.0 \times 1.50}{2} \left(\frac{1.50}{3}\right) = 1.125$$

$$M_3 = 1(2.25) - \frac{1.50 \times 2.25}{2} \left(\frac{2.25}{3}\right) = 0.904$$

$$M_{0'} = 1(3.0) - \frac{2 \times 3}{2} \left(\frac{3}{3}\right) = 0.0$$

$$M_4 = -2.0(0.75) - (1.5 \times 0.75) \frac{0.75}{2} - \frac{0.50 \times 0.75}{2} \frac{2}{3} \times 0.75 = -2.237$$

$$M_5 = -2.0(1.50) - (1.0 \times 1.50) \frac{1.5}{2} - \frac{1.0 \times 1.5}{2} \frac{2}{3} \times 1.5 = -4.875$$

$$M_6 = -3.0(0.75) - \frac{0.50 \times 0.75}{2} \left(\frac{0.75}{3}\right) = -2.237$$

El valor de la ordenada de la línea de influencia en cada una de las secciones indicadas arriba, se calcula dividiendo cada momento por $\Delta = 0.0$. La línea de influencia resultante se muestra en la figura 5.17

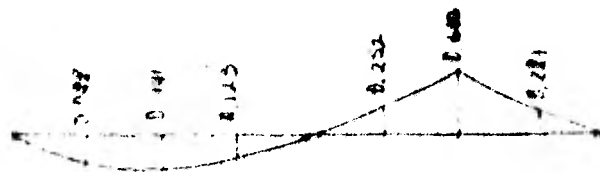


FIG. 5.17

Ejemplo 3

Calcular las ordenadas, a intervalos de 0.75 m. de la línea de influencia para cortante en el punto medio del claro BC para la viga que se muestra en la figura 5.10.- El momento de inercia es constante.



Fig. 5.10

La resistencia al corte de la viga en el punto medio del claro BC debe eliminarse. Sin embargo, la resistencia al momento no debe alterarse, esto se puede obtener cortando la viga en esta sección e insertando un dispositivo de deslizamiento que permite un desplazamiento vertical relativo entre las dos vigas adyacentes al corte, pero que asegura que los dos extremos tengan la misma pendiente en la viga deformada.

Cuando tal dispositivo se inserta en el punto medio del claro BC y se aplican fuerzas opuestas de 1 ton a los dos extremos adyacentes al corte, la viga se flexiona como se muestra en la figura 5.11

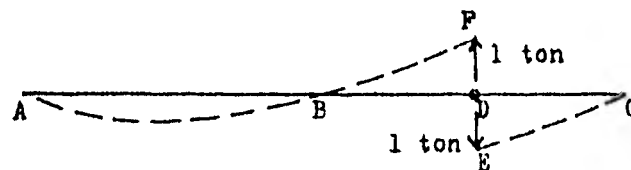
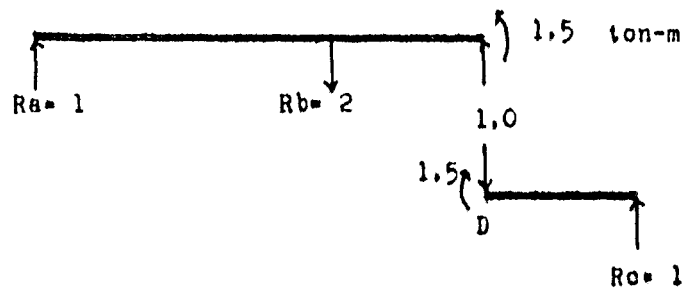


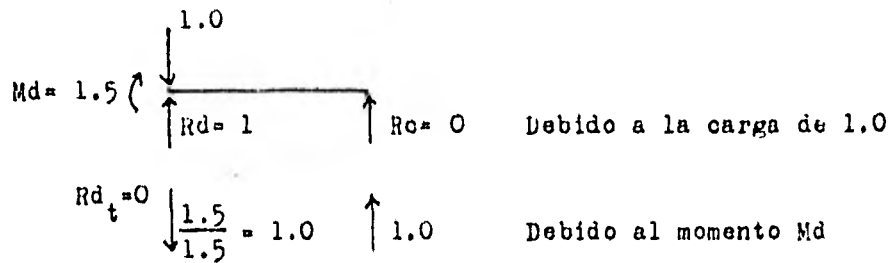
Fig. 5.19

El cortante que actúa en el punto D tendrá que ser igual a 1 ton.



Tremo DC: Para que se cumpla la continuidad de corte en D, deberán haberse los momentos en ambos extremos de la sección.
Se debe cumplir que la reacción en D tenga un valor 1.0.

El valor de M_d se obtiene por inspección



$$\therefore R_d = 0.0$$

$$R_c = 1.0$$

$$M_d = 1.50$$

Tiramo AD

$$\sum M_C = 0$$

$$-1(1.5) + 3R_B - 1.5 = 0$$

$$R_B = \frac{1.5 + 1.5}{2} = 1.0$$

$$\sum F_y = 0$$

$$R_B - R_D + 1 = 0$$

$$R_D = R_B + 1 = 1 + 1 = 2.0$$

$$R_B = 1.0$$

$$R_D = 2.0$$

Diagrama de momentos flectores:

Tiramo AB

$$M(x) = R_D(x) = 1(x)$$

$$\begin{cases} x = 0 & M_A = 0 \\ x = 3 & M_B = 3 \end{cases}$$

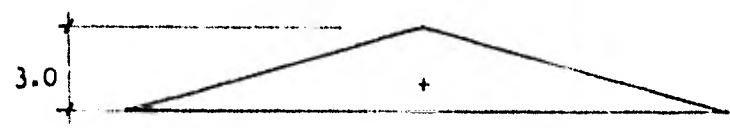
Tiramo BC

$$M(x) = R_B(x) - R_C(x - 3)$$

$$= 1(x) - 2.0(x - 3)$$

$$\begin{cases} x = 3 & M_C = 3 \\ x = 4.5 & M_D = 1.50 \\ x = 6 & M_E = 0.0 \end{cases}$$

DMF



La viga conjugada se muestra en la figura 5.20, nótese en la figura el momento M_1^0 en la sección b. El factor EI se omite por simplificación.

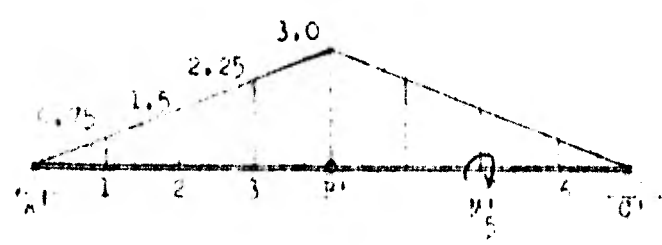


Fig. 5.20

En la figura 5.20 los puntos b y c se flexionan entre sí, cuando se aplica M_1^0 en la parte superior y la de M_2^0 hacia abajo. En la figura 5.20, en consecuencia, el momento inmediatamente a la izquierda de la sección correspondiente debe ser diferente al signo y proporcionalmente también en DMF al momento inmediatamente a la izquierda de la sección. Además, puesto que la tangente a la viga flexionada en b debe ser paralela a la tangente de la viga flexionada en c, el cortante inmediatamente a la derecha de la sección

ón correspondiente en la viga conjugada debe ser igual en magnitud al cortante inmediatamente a la izquierda. La acción del momento m_2^1 cumplirá éstos requisitos.

Los valores de las reacciones de la viga conjugada R_E^1 , R_C^1 , el cortante V_C^1 sobre la articulación y el momento -- m_2^1 se calculan a continuación.

$$R_E^1 = \frac{w L_{AB}^3}{2} (1/3) = \frac{3 \times 3}{2} (1/3) = 1.50$$

$$V_C^1 = \frac{w L_{AC}^3}{2} (2/3) = \frac{3 \times 3}{2} (2/3) = 3.0$$

$$R_C^1 = \frac{w L_{AC}^3}{2} - R_E^1 = \frac{3 \times 6}{2} - 1.50 = 7.50$$

$$m_2^1 = -R_E(3.0) + R_C^1(3.0) = -1.50(3) + 7.50(3) = 18.0$$

El sentido correcto para m_2^1 se determina por inspección y se indica en la figura 5.20. La deflexión relativa entre los puntos E y F está representada por w_2^1 .

Los momentos en la viga conjugada para cada sección intermedia se calculan como sigue:

$$m_1 = 1.5(0.75) - \left[\frac{0.75 \times 0.75}{2} \right] \frac{0.75}{3} = 1.032$$

$$m_2 = 1.5(1.5) - \left[\frac{1.5 \times 1.5}{2} \right] \frac{1.5}{3} = 1.000$$

$$m_3 = 1.5(2.25) - \left[\frac{2.25 \times 2.25}{2} \right] \frac{2.25}{3} = 1.472$$

$$M_4 = -3.0(0.75) - (2.25 \times 0.75) \frac{0.75}{2} - \left[\frac{0.75 \times 0.75}{2} \right] \frac{0.75}{3}$$

$$= 2.953$$

$$M_6 = 7.5(0.75) - \left[\frac{0.75 \times 0.75}{2} \right] \frac{0.75}{3} = 5.554$$

Los momentos en la viga conjugada inmediatamente a la derecha y a la izquierda de la sección 5 son:

$$M_{5 \text{ der}} = 7.5(1.50) - \left[\frac{1.5 \times 1.5}{2} \right] \frac{1.5}{3} = 10.667$$

$$M_{5 \text{ izq}} = -18.0 + 10.667 = -7.333$$

Cada uno de los momentos anteriores debe dividirse por la deflexión relativa entre E y F, representada por m'_5 - con objeto de obtener las ordenadas requeridas. La línea de influencia resultante se muestra en la figura 5.21



Fig. 5.21

Para el diseño de una trabe simplemente apoyada se puede pasar en el momento absoluto máximo. Sin embargo, en el caso de las trabes continuas, lo anterior no tiene aplicación posible para determinar la posición de la carga viva. Comúnmente es necesario analizar la estructura y construir el diagrama de momentos a lo largo de la trabe para varias posiciones de la carga viva. Se anotan los momentos máximos positivos y negativos en cada una de las secciones, y uniendo éstos puntos se forma la envolvente de momentos para la carga viva.

A manera de ejemplo se desea construir la envolvente de momentos para una trabe continua de tres claros, para cargas vivas uniformes. Por lo regular se supone que cada claro, por separado, o tiene carga viva en toda su longitud, o no tiene, y luego se consideran todas las combinaciones posibles. Son siete las posibles maneras de cargar los tres claros, pero es evidente que el estado de la viga en cualquier punto es menos crítico cuando están completamente -- cargados todos los claros, que con cargas parciales.

Los seis diagramas de momentos restantes se muestran en la figura 5.22. La envolvente de momentos se forma con las curvas más exteriores.

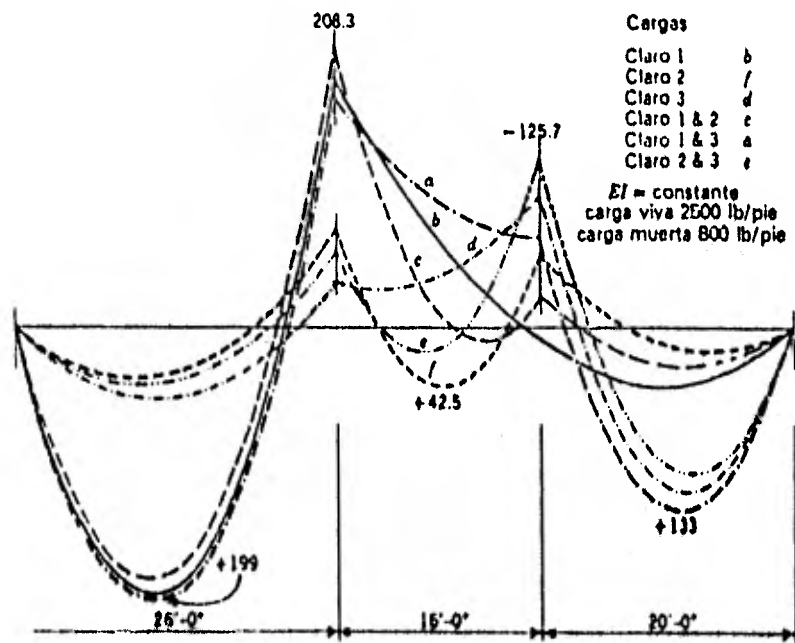
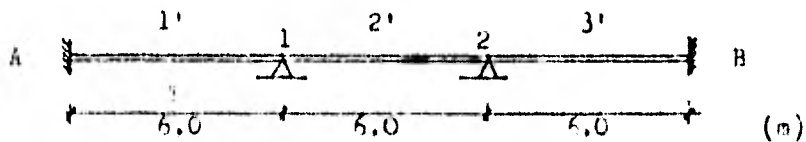


Fig. 2.11 Envolventes de los momentos para una viga de tres claros con carga uniforme

V.6.- APLICACION DE LOS INVARIANTES ESTRUCTURALES
(Método del Ing. Heberto Castillo)

1.- Obtener la línea de influencia de la viga que se muestra en la figura.



$$r_{1B} = \frac{4EI}{6} = \frac{2}{3} = 0.66$$

$$r_{2B} = \frac{4EI}{6} = \frac{2}{3} = 0.66$$

$$K_{1j} = \begin{bmatrix} 1.33 & 0.33 \\ 0.33 & 1.33 \end{bmatrix}$$

$$M_{1j} = K_{1j} \theta_{1j}$$

$$\therefore \theta_{1j} = K_{1j}^{-1} M_{1j}$$

$$K_{1j}^{-1} = \begin{bmatrix} 0.80 & -0.20 \\ -0.20 & 0.80 \end{bmatrix}$$

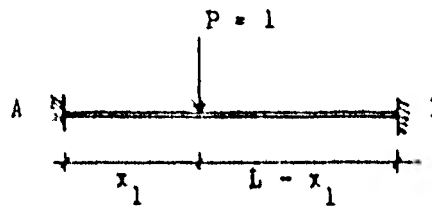
M_i^r = momento en el nudo i cuando la carga unitaria rueda en el claro r

X_r = distancia de la carga al apoyo izquierdo en el claro r

a) Carga en el claro 1

$$M_1^1 = -\frac{\lambda_1^2 (L - \lambda_1)}{L^2}$$

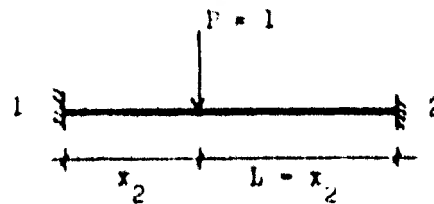
$$M_2^1 = 0$$



b) Carga en el claro 2

$$M_1^2 = \frac{\lambda_2 (L - \lambda_2)^2}{L^2}$$

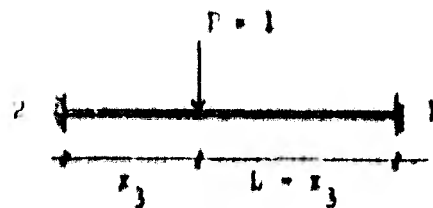
$$M_2^2 = -\frac{\lambda_2^2 (L - \lambda_2)}{L^2}$$



c) Carga en el claro 3

$$M_2^3 = \frac{\lambda_3 (L - \lambda_3)^2}{L^2}$$

$$M_1^3 = 0$$



$$M_{jr} = \begin{bmatrix} m_1^1 & m_1^2 & 0 \\ 0 & m_2^2 & m_2^3 \end{bmatrix}$$

$$M_{jr} = \begin{bmatrix} -\frac{\lambda_1^2(L - \lambda_1)}{L^2} & \frac{\lambda_2(L - \lambda_2)^2}{L^2} & 0 \\ 0 & -\frac{\lambda_2^2(L - \lambda_2)}{L^2} & \frac{\lambda_3(L - \lambda_3)^2}{L^2} \end{bmatrix}$$

$$U_{ir} = \begin{bmatrix} u_{i1}^1 & u_{i1}^2 & u_{i1}^3 \\ u_{i2}^1 & u_{i2}^2 & u_{i2}^3 \end{bmatrix} = K_{ij}^{-1} \times M_{jr}$$

$$\begin{bmatrix} 0.80 & -0.20 \\ -0.20 & 0.80 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} -\frac{\lambda_1^2(L - \lambda_1)}{L^2} & \frac{\lambda_2(L - \lambda_2)^2}{L^2} & 0 \\ 0 & -\frac{\lambda_2^2(L - \lambda_2)}{L^2} & \frac{\lambda_3(L - \lambda_3)^2}{L^2} \end{bmatrix} =$$

$$= \begin{bmatrix} \frac{-0.80 \lambda_1^2(L - \lambda_1)}{L^2} & \frac{0.80 \lambda_2(L - \lambda_2)^2}{L^2} + \frac{0.20 \lambda_2^2(L - \lambda_2)}{L^2} & \frac{-0.20 \lambda_3(L - \lambda_3)^2}{L^2} \\ \frac{0.20 \lambda_1^2(L - \lambda_1)}{L^2} & \frac{-0.20 \lambda_2(L - \lambda_2)^2}{L^2} - \frac{0.80 \lambda_2^2(L - \lambda_2)}{L^2} & \frac{0.80 \lambda_3(L - \lambda_3)^2}{L^2} \end{bmatrix}$$

$$\text{Si } L - X_i = C_i$$

$$\frac{1}{L^2} \left[\begin{array}{c|c|c} -0.80 X_1^2 C_1 & 0.80 X_2^2 C_2^2 + & -0.20 X_3^2 C_3^2 \\ & 0.20 X_2^2 C_2 & \\ \hline 0.20 X_1^2 C_1 & -0.20 X_2^2 C_2^2 - & 0.80 X_3^2 C_3^2 \\ & -0.80 X_2^2 C_2 & \end{array} \right] = \phi_{ir}$$

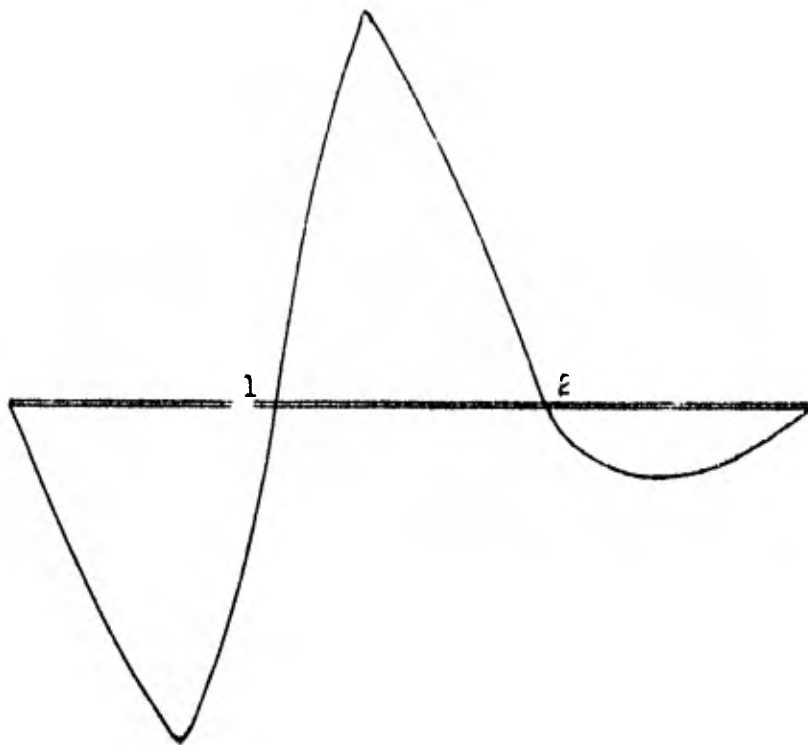
Para $\lambda=2$

$$\phi_{1,2} = \begin{array}{c} \left[\begin{array}{c|c|c} -0.35 & 0.80 & -0.18 \\ \hline 0.09 & -0.53 & 0.71 \end{array} \right] \begin{array}{l} \text{nudo 1} \\ \text{nudo 2} \end{array} \\ \begin{array}{ccc} \text{1er.} & \text{2do.} & \text{3er. tramo} \end{array} \end{array}$$

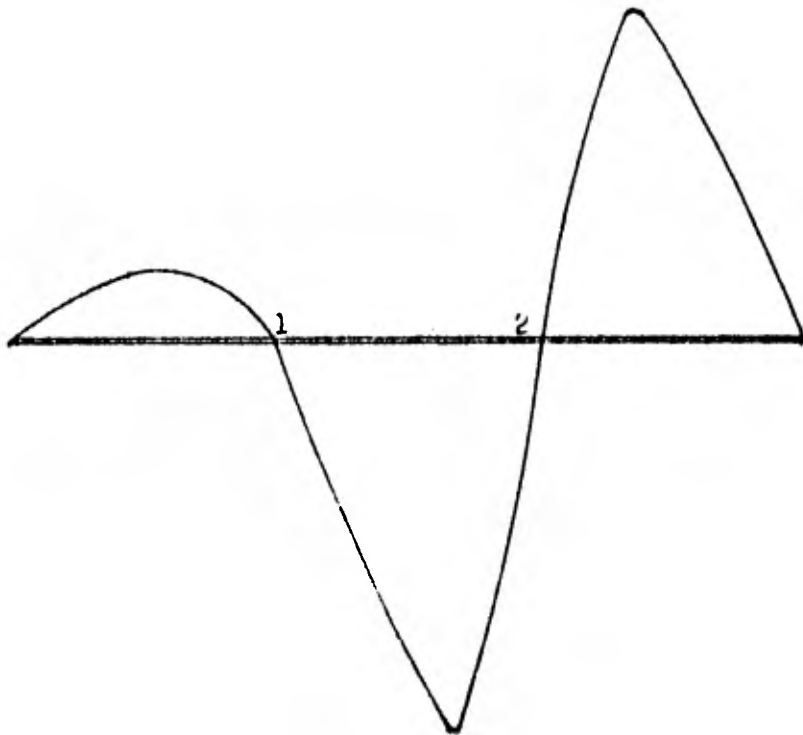
Para $\lambda=4$

$$\phi_{1,2} = \begin{array}{c} \left[\begin{array}{c|c|c} -0.71 & 0.53 & -0.09 \\ \hline 0.18 & -0.80 & 0.35 \end{array} \right] \begin{array}{l} \text{nudo 1} \\ \text{nudo 2} \end{array} \end{array}$$

Debe tomarse en cuenta que los valores de $\phi_{1,2}$ están multiplicados por el factor EI .



Línea de influencia para el giro en 1



Línea de influencia para el giro en 2

PARA CUALQUIER SISTEMA DE CARGAS QUE SE TENGA,
EL MOMENTO EN EL EXTREMO DE CADA BARRA VALE:

$$M_{ij} = \bar{M}_{ij} + \frac{2EI}{L_{ij}} (\theta_i + \theta_j)$$

CAPITULO VI METODOS DE DISTRIBUCION
TRANSVERSAL DE CARGA

La superestructura de un gran número de puentes está - constituida por una serie de traves llamadas largueros en el sentido longitudinal y otras transversales que reciben el nombre de diafragma, al estar estos elementos rígidamente unidos entre sí, el conjunto recibe el nombre de emparrillado.

Es posible hacer el análisis del emparrillado aceptando las hipótesis de la elasticidad, pero esto resulta muy laborioso debido a que generalmente esta estructura constituye un sistema altamente indeterminado. Además la forma que liga a las traves modifica el comportamiento del emparrillado, por lo que los resultados obtenidos en el análisis de éste no son del todo rigurosos.

Por lo anterior se justifica el recurrir a ciertas hipótesis que simplifiquen el problema y den lugar a resultados aceptables.

En un principio se podría pensar en dos hipótesis extremas que simplifiquen notablemente el análisis. Una de ellas sería el considerar que la rigidez de los diafragmas es nula, por lo que se calcularían los largueros como si estuvieran aislados entre sí. La otra hipótesis sería el considerar que la rigidez transversal del conjunto es infinita. Pero debido a que cualquier emparrillado se encuentra generalmente en situación intermedia con respecto a estas dos consideraciones, se hace necesario buscar criterios aproximados que tomen en cuenta las rigideces de los largueros y los diafragmas.

Existe una gran variedad de métodos para analizar emparrillados de puentes, los cuales pueden ser clasificados - en dos grupos:

- a) Métodos exactos.
- b) Métodos aproximados.

Los métodos exactos son aquellos que, despreciando la - intervención de la losa, consideran sólo la acción individual de las trabes longitudinales y transversales, tomando en cuenta sus respectivas rigideces y la flexión y torsión. Para cada nudo o intersección de dichos miembros se plantean las ecuaciones de deformación y se determina el problema utilizando las ecuaciones de equilibrio correspondientes.

Este procedimiento resulta poco práctico, debido a que en general el conjunto resulta ser de un alto grado de indeterminación, por lo que es un número excesivo de ecuaciones e incógnitas pero con el empleo de computadoras el problema se resuelve.

Los métodos aproximados pueden clasificarse en:

- Métodos basados en ciertas hipótesis que simplifican el análisis de la estructura.
- Métodos basados en la teoría de la losa ortotrópica.

Entre los primeros, se encuentran una gran diversidad de métodos que coinciden en la ventaja de que son más fáciles de aplicación debido a que los resultados de los miembros se encuentran generalmente tabulados o bajo expresiones muy simples

El segundo grupo de métodos aproximados basados en el concepto de losa ortotrópica (losa con diferentes propiedades mecánicas para cada dirección), en realidad corresponde a un solo método que se ha ido desarrollando por etapas. En este desarrollo han intervenido Guyon, Massonet y Rowe. Guyon resolvió el problema considerando que la superestructura se comporta como una losa con distintas rigideces longitudinal y transversal, debido a que la idea de emperillado no está del todo clara, ya que la losa de piso juega un papel importante. Los efectos de torsión fueron introducidos posteriormente por Massonet y, finalmente, para completar el estudio, Rowe analizó los efectos transversales en el puente.

La gran ventaja de este método es su fácil aplicación, ya que los coeficientes de distribución se encuentran graficados para un gran rango de valores. Un inconveniente del método es que se encuentra limitado a que la superestructura esté formada por un conjunto de largueros iguales entre sí y un conjunto de diazigramas iguales entre sí. Por otra parte la aplicación del método a puentes continuos no es tan sencillo y parece ser que los resultados no son muy confiables.

Otro procedimiento que se considera exacto es el utilizar la técnica de elemento finito, esto es, el dividir un número lo más grande posible de elementos constitutivos de un puente y analizar y establecer las interacciones relativas entre cada uno de ellos, éste método sólo es factible utilizar computadores; en la actualidad existe este tipo -

de programas para análisis de puentes.

Dentro de los métodos aproximados se encuentran:

- a) Método del AASHTO
- b) Método de Engesser-Courbon
- c) Método de Leonhart
- d) Método de los coeficientes de distribución inglés
Guyon- Massonet

a) Método del AASHTO.- Es totalmente empírico y en general hace distinción entre traveses longitudinales intermedios y extremos. La acción del diafragma es despreciable ya que el criterio del diseño del diafragma es el de un elemento-apoyado en las traveses longitudinales.

Traveses Extremos.- Estas deberán calcularse considerando que la reacción de la carga de rueda se apoya en un sistema de piso, el cual actúa libremente apoyado entre la travesa extrema y la travesa próxima intermedia. Fig. 6.1

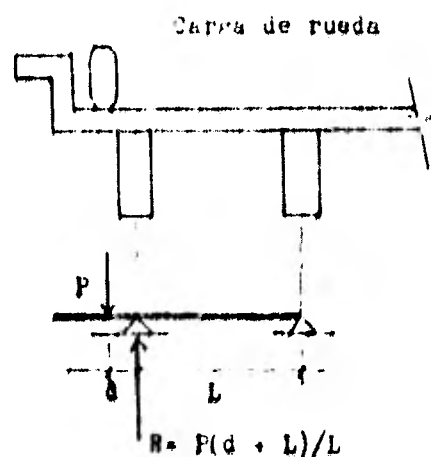


Fig. 6.1

Trabes Intermedias.- En éste caso el AASHTO distingue - el diseño para uno y dos o ambas líneas de tránsito y la - única variable que interviene es la separación entre di -- chas trabes.

Tipo de Piso	Puente diseñado para una línea de circulación.	Puente diseñado para dos ó más líneas de circu lación.
Vigas de concre- to pretensado.	S/2.13 Sí "S" ex cede los 3.5 m, - ver nota.	S/1.67 Sí "S" ex cede los 4.27 m, - ver nota.
Vigas de sección "I".	S/1.98 Sí "S" ex cede de 1.83 m, - ver nota.	S/1.83 Sí "S" ex cede de 3.07 m, - ver nota.
Vigas en cajón	S/2.44 Sí "S" ex cede de 3.65 m, - ver nota.	S/2.13 Sí "S" ex cede de 4.05 m, - ver nota.

S= Separación de trabes longitudinales en metros

NOTA: En este caso la carga sobre cada tra bre será la reacción de la carga de rueda considerando que el sistema de piso encima de los largueros actúa - como una viga simplemente apoyada.

Puentes de Concreto Prefabricado a base de Vigas Múltiples.- Este tipo de puentes se construye con elementos de concreto prefabricado, reforzado o pretensado cuya interacción entre las vigas se desarrolla por medio de una llave de cortante longitudinal o pernos laterales que pueden o no ser pretensados. La distribución de carga se determina en función de un número mayor de variables aunque ninguna de ellas interviene en la separación de los diagramas ni su cantidad de refuerzo. Se especifica que el momento flectante producido por la carga viva se obtiene multiplicando la carga de rueda por un factor denominado fracción de carga el cual se obtiene de la siguiente manera:

$$\text{Fracción de carga} = \frac{S}{D}$$

$$\text{Donde: } S = (12 N_L + 3) / k_g$$

$$D = \begin{cases} 5 + N_L/10 + (3 - 2 N_L/7)(1 - C/3)^2 & \text{si } C \leq 3 \\ 5 + N_L/10 & \text{si } C > 3 \end{cases}$$

N_L = número total de líneas de circulación

N_g = número de traveses longitudinales

C = $k (n/b)$, parámetro de rigidez

n = ancho total del puente

L = claro del puente

Valores de K para obtener el parámetro de rigidez C

Tipos de Traves y losa	K
Traves rectangulares. -----	0.70
Traves rectangulares con aligeramiento -- circular. -----	0.80
Traves de sección <u>ca</u> -- jón. -----	1.00
Traves canal -----	2.20

b) Método de Engesser-Courbon.- En éste método se considera que los diafragmas son infinitamente rígidos por lo que no se deformarán, sólo sufrirán "desplazamientos de cuerpo rígido" donde sus ejes permanecerán siempre rectos antes y después de las cargas.

La parte de carga que debe tomar cada uno de los largueros es directamente proporcional a su momento de inercia y al asentamiento en la misma trave producido por las cargas aplicadas teniendo en cuenta los desplazamientos en los diafragmas.

Supongamos la sección transversal de la superestructura de un puente que entre largueros y diafragmas constituye un emparrillado y en él se aplica una carga P con una excentricidad "e" del eje del puente, fig. 6.2.

El desplazamiento total de diafragmas se puede dividir en dos desplazamientos elementales, para esto consideremos que la carga P está situada en el eje del puente lo que se logra mediante la suma de un momento exterior ($P \cdot e$), representando así ambos efectos (carga y momento) la misma situación inicial.

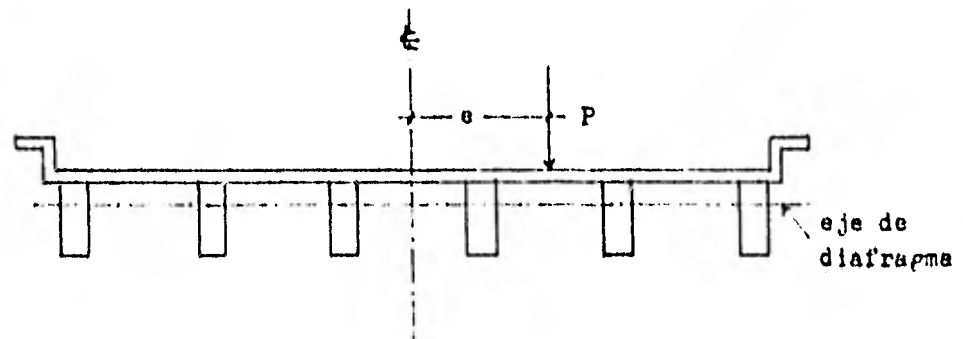


Fig. 6.2

Ahora por efecto de la carga P alojada en el eje del puente, se produce una traslación vertical del diafragma. De modo que cada larguero debe tomar por éste efecto una fracción de la carga que es directamente proporcional al número de traveses. Por efecto del momento ($P \cdot e$) se produce un giro de diafragma alrededor del eje del puente y por éste concepto cada larguero tomará una carga tal que sea proporcional a su momento de inercia y a la distancia que tenga con el eje del puente, de tal forma que los largueros simétricos toman la misma carga en valor absoluto pero de signo contrario e modo que la suma de los momentos de las cargas que toman los largueros con respecto al eje del puente sean igual al momento exterior ($P \cdot e$). Fig. 6.3.

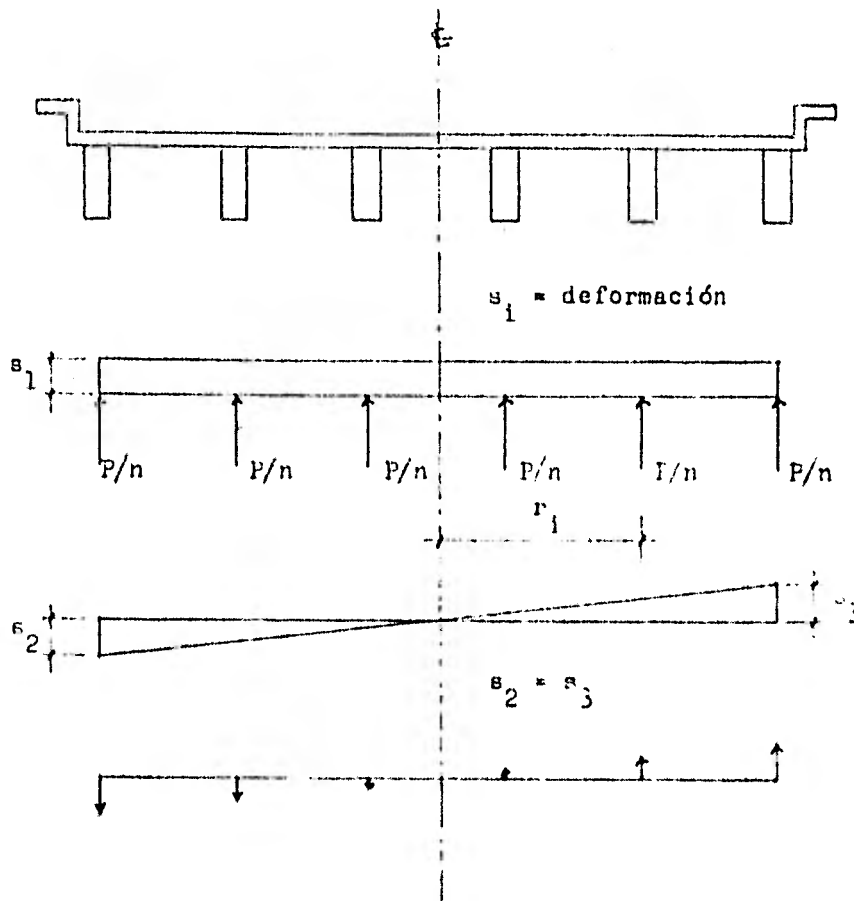


Fig. 0.3

Por lo que el desplazamiento total del sistema será - el resultado de la combinación de un movimiento de traslación y uno de rotación; y la carga total en cada larguero será la suma algebraica de los dos efectos.

Por lo anterior se puede plantear una fórmula general - para cualquier puente con un número cualquiera de largueros situados arbitrariamente entre sí pero con igual momento de inercia para dichos largueros, la fórmula es:

$$P_1 = \frac{P}{n} + \frac{P \cdot e}{\sum r_i^2} r_1 \quad (2)$$

Donde:

n = número de traves

r_1 = distancia del eje del puente al larguero considerado

$\sum_{i=1}^n r_i^2$ = suma de las distancias al cuadrado de cada larguero al eje del puente

Se puede observar una analogía evidente entre la fórmula anterior y la fórmula de la Escuadra para fuerza normal y momento flexionante contenido en un solo plano, utilizada para el análisis de esfuerzos normales en la sección transversal de una viga; esto no es de extrañarse puesto que dicha fórmula se basa en la hipótesis de Saint-Venant, de que la sección transversal de una viga es tan rígida -- que permanece plana antes y después de la deformación, por lo que el diagrama de esfuerzos normales estará representado por un plano en dicha sección.

Si se quisiera generalizar aún más, se podría llegar a una expresión que considere distintos momentos de inercia entre los largueros teniendo en cuenta las hipótesis de paridad y de simetría de la expresión siguiente:

$$I_x = \frac{1}{2k} \left[1 + \frac{I_y}{2r_1^2 I_x} r_1^2 \right] \quad (2)$$

c) Método de Leonhardt.- Leonhardt desarrolló su método bajo las siguientes limitaciones:

- a) Traves longitudinales con momento de inercia constante
- b) Traves longitudinales libremente apoyadas en sus extremos
- c) Diafragma apoyado en los puntos medios de las traves longitudinales.

Al considerar la existencia de un solo diafragma ubicado en el centro del claro apoyado libremente en las traves longitudinales, desprecia los esfuerzos de torsión que se producen debido a que los elementos estructurales están rigidamente unidos.

Coefficientes de Repartición Transversal:

Consideremos un emparrillado de puente constituido por un diafragma apoyado en los puntos medios de traves longitudinales paralelas e igualmente espaciadas, sea F_k una carga vertical aplicada en el diafragma bajo la trave k según Fig. 6.4, debido a la acción de la carga F_k el conjunto se deforma creándose bajo el diafragma y debido a las traves las reacciones $\lambda_{1k}, \lambda_{2k}, \dots, \lambda_{nk}$, que a su vez son las cargas que soportarán cada traves longitudinal debido a la acción de F_k .

Para obtener dichas reacciones se debe recurrir a cualquiera de los distintos métodos hiperepistáticos, puesto que el sistema será de $(n - 2)$ grados de indeterminación, por contar siempre con las ecuaciones de la estática, Leonhardt

convirtió la carga vertical en unitaria, es decir, $P_k = 1$; y las reacciones las obtuvo igualando las deformaciones del diafragma y de las n traveses. Las reacciones debido a las cargas $P_k = 1$, se denominan "coeficientes de repartición -- transversal para la trave k " y se representan:

$$r_{1k}, r_{2k}, \dots, r_{ik}, \dots, r_{nk}$$

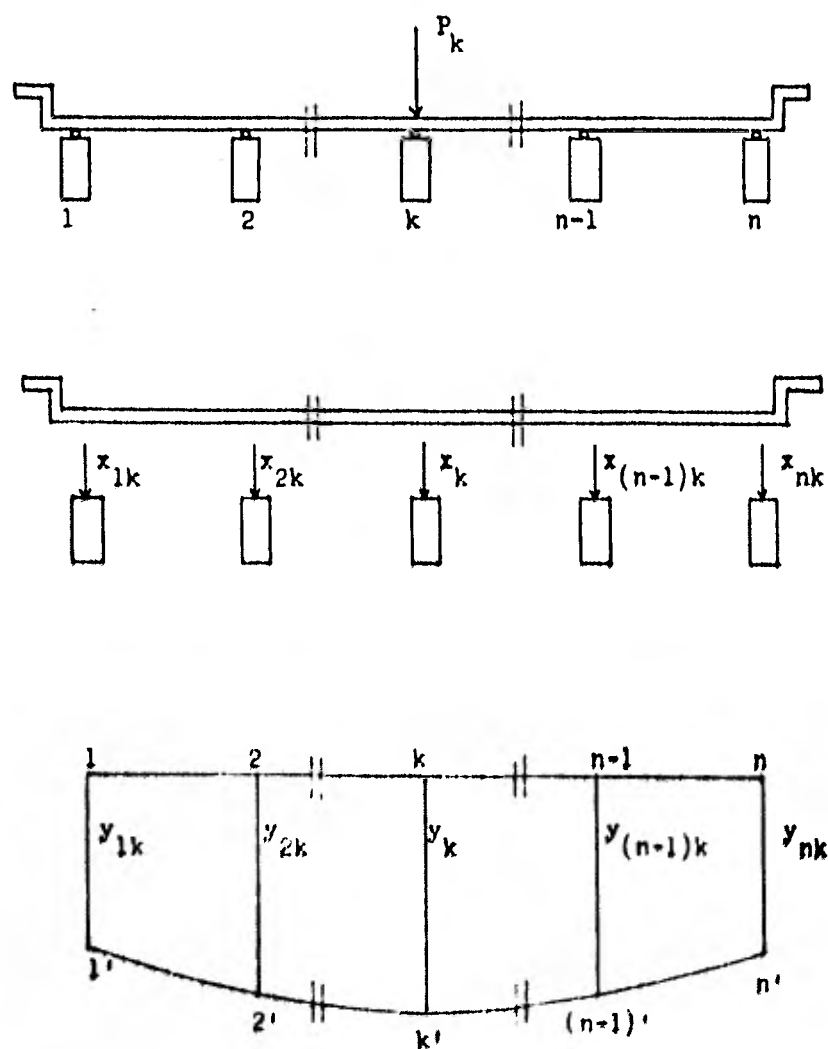


Fig. 6.4

Grado de Rigidez:

Leonhardt define como grado de rigidez (g), para tableros formados por largueros igualmente espaciados y de momento de inercia constante:

$$g = \eta / (2\lambda)^3 \quad (1)$$

donde η es la relación entre los momentos de inercia del diafragma (\bar{J}) y de las vigas principales (J)

$$\eta = \bar{J} / J \quad (2)$$

Por otra parte λ es la relación entre la separación centro a centro de largueros (e) y la longitud del puente (L)

$$\lambda = e / L \quad (3)$$

sustituyendo (2) y (3) en (1):

$$g = \frac{\bar{J} / J}{(2e/L)^3} = \frac{\bar{J}}{J} \left(\frac{L}{2e} \right)^3 \quad (4)$$

Por lo que el grado de rigidez es un parámetro que depende exclusivamente de las propiedades geométricas del puente.

Al final de éste inciso se encuentran tabulados los coeficientes de repartición transversal para los distintos grados de rigidez en emparrillados considerando arcos y hautes o traveses longitudinales tomando en cuenta las limitaciones anteriores.

Paralelamente Leonhardt amplia su estudio para tableros donde las traveses extremas tienen distinto momento de inercia con respecto a las traveses anteriores; pero iguales entre sí, por lo que:

$$J_E = J_1 - J_n \quad ; \quad J_2 = J_3 = \dots = J_{n-2} = J$$

llamando: $J = J_0 / J$ (E)

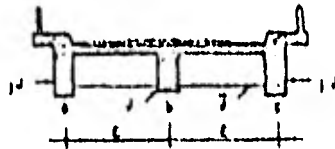
por lo que en general para éste caso:

$$r_{ik} = f(g, j)$$

Al final del inciso se encuentran las expresiones algebraicas para la obtención de los coeficientes de repartición transversal en función del grado de rigidez (g) y la relación entre los momentos de inercia exterior e interior de las traveses longitudinales (j); tomando en cuenta el caso particular de que si todas las traveses tienen el mismo momento de inercia, el valor de (j) se hace unitario ($j=1$) para tableros desde 3 hasta 6 traveses principales.

PRIMERA PARTE
EXPRESIONES GENERALES
MÉTODO DE LEONHARDT

EXPRESIONES GENERALES I
 PARA CASO DE TRES LARGUEROS



$\delta = \frac{2}{3} \left(\frac{1}{a} + \frac{1}{b} \right)^2$: L. para de los largueros

$v_a = \frac{A}{\delta}$	$v_b = \frac{B}{\delta} = \frac{2B}{3}$	$v_c = v_a$
$v_{ab} = \frac{A}{\delta}$	$v_{bb} = \frac{B}{\delta}$	$v_c = v_{bb}$
$v_{ac} = \frac{A}{\delta}$	$v_{bc} = v_{bb}$	$v_{cc} = v_{bb}$

PARA $j = 1$

$$\begin{aligned} A_0 &= 0 + 4j_0 + 0 \\ A_1 &= 2j_0 \\ A_2 &= 0 \\ B_0 &= 2j_0 \\ B_1 &= 0 + 2j_0 \\ B &= 0 + 0 + 2j_0 + 2j_0 \end{aligned}$$

PARA $j = 2$

$$\begin{aligned} A_0 &= 0 + 0 \\ A_1 &= 2j_0 \\ A_2 &= 0 \\ B_0 &= 2j_0 \\ B_1 &= 0 + 2j_0 \\ B &= 0 + 0 \end{aligned}$$

EXPRESIONES GENERALES 2
 PARA CASO DE CUATRO LARGUEROS



$$g = \frac{J}{L} \left(\frac{1}{2L} \right)^3$$

L = claro de los largueros.

$$\begin{pmatrix} v_{2a} \\ v_{2b} \end{pmatrix} = \frac{A_1}{\delta_1} + \frac{A_2}{\delta_2}$$

$$\begin{pmatrix} v_{3a} \\ v_{3b} \end{pmatrix} = \frac{A_3}{\delta_1} + \frac{A_4}{\delta_2}$$

$$\begin{pmatrix} v_{1a} \\ v_{1b} \end{pmatrix} = \frac{B_1}{\delta_1} + \frac{B_2}{\delta_2}$$

$$\begin{pmatrix} v_{4a} \\ v_{4b} \end{pmatrix} = \frac{B_3}{\delta_1} + \frac{B_4}{\delta_2}$$

PARA J = 1

$$\begin{aligned} A_0 &= 01 + 10 \\ A_1 &= 31 + 910 \\ A_2 &= 10 \\ A_3 &= 310 \\ B_0 &= 0 \\ B_1 &= 30 \\ B_2 &= 01 + 0 \\ B_3 &= 31 + 0 \\ B_4 &= 101 + 210 + 20 \\ \delta_1 &= 01 + 1010 + 20 \\ \delta_2 &= 0 + 1010 + 20 \end{aligned}$$

PARA J = 1

$$\begin{aligned} A_0 &= 0 + 0 \\ A_1 &= 3 + 90 \\ A_2 &= 0 \\ A_3 &= 30 \\ B_0 &= 0 \\ B_1 &= 30 \\ B_2 &= 0 + 0 \\ B_3 &= 3 + 0 \\ B_4 &= 10 + 00 \\ \delta_1 &= 0 + 1010 \\ \delta_2 &= 0 + 1010 \end{aligned}$$

EXPRESIONES GENERALES 3
 PARA CASO DE CINCO LARGUEROS



$q = \frac{I}{l} \left(\frac{1}{2} l \right)^2$ L = claro de los largueros.

$v_{0a} = \frac{A_1}{\Delta_1} + \frac{A_2}{\Delta_2}$	$v_{0b} = \frac{B_1}{\Delta_1} + \frac{B_2}{\Delta_2}$	$v_{0c} = \frac{C_1}{\Delta_1}$
$v_{0d} = \frac{D_1}{\Delta_1} + \frac{D_2}{\Delta_2}$	$v_{0e} = \frac{E_1}{\Delta_1} + \frac{E_2}{\Delta_2}$	$v_{0f} = \frac{C_2}{\Delta_1}$
$v_{0c} = \frac{A_3}{\Delta_1}$	$v_{0c} = \frac{B_3}{\Delta_1}$	$v_{0c} = \frac{C_3}{\Delta_1}$

PARA $l = 1$

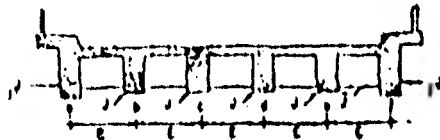
$$\begin{aligned} A_1 &= 7l + 22l^2 + 2l^3 \\ A_2 &= 0l + 0l^2 \\ A_3 &= 0l + 0l^2 \\ A_4 &= 0l^3 \\ A_5 &= -0l^2 + 0l^3 \\ B_1 &= 0l + 0l^2 \\ B_2 &= 0l^3 \\ B_3 &= 7l + 16l^2 + 2l^3 + 0l^4 \\ B_4 &= 0l + 0l^2 \\ B_5 &= 0l^3 + 0l^4 \\ C_1 &= -0l + 0l^2 \\ C_2 &= 0l^3 + 0l^4 \\ C_3 &= 10l + 0l^2 + 0l^3 + 0l^4 + 0l^5 \\ D_1 &= 0l + 0l^2 + 0l^3 \end{aligned}$$

PARA $l = 1$

$$\begin{aligned} A_1 &= 7 + 22l + 2l^2 \\ A_2 &= 0 + 0l \\ A_3 &= 0l + 0l^2 \\ A_4 &= 0l^3 \\ A_5 &= -0l^2 + 0l^3 \\ B_1 &= 0l + 0l^2 \\ B_2 &= 0l^3 \\ B_3 &= 7 + 16l + 2l^2 \\ B_4 &= 0 + 0l \\ B_5 &= 0l^2 + 0l^3 \\ C_1 &= -0l + 0l^2 \\ C_2 &= 0l^3 + 0l^4 \\ C_3 &= 10 + 0l + 0l^2 + 0l^3 \\ D_1 &= 0 + 0l + 0l^2 \end{aligned}$$

EXPRESIONES GENERALES 4

PARA CASO DE SEIS LARGUEROS



$q = \frac{7}{2} \left(\frac{1}{L_1} \right)^3$ L = claro de los largueros.

$$\begin{aligned} \left. \begin{aligned} C_1 &= \frac{A_1}{L_1} + \frac{A_2}{L_2} \\ C_2 &= \frac{A_2}{L_1} + \frac{A_3}{L_2} \\ C_3 &= \frac{A_3}{L_1} + \frac{A_4}{L_2} \end{aligned} \right\} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \left. \begin{aligned} C_4 &= \frac{A_4}{L_1} + \frac{A_5}{L_2} \\ C_5 &= \frac{A_5}{L_1} + \frac{A_6}{L_2} \\ C_6 &= \frac{A_6}{L_1} + \frac{A_7}{L_2} \end{aligned} \right\} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \left. \begin{aligned} C_7 &= \frac{C_1}{L_1} + \frac{C_2}{L_2} \\ C_8 &= \frac{C_2}{L_1} + \frac{C_3}{L_2} \\ C_9 &= \frac{C_3}{L_1} + \frac{C_4}{L_2} \end{aligned} \right\} \end{aligned}$$

PARA J = 1

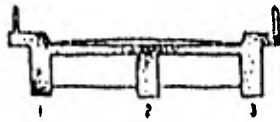
$$\begin{aligned} D_0 &= 10 + 20q + 1q^2 \\ D_1 &= 14 + 20q + 20q^2 \\ D_2 &= 12q + 1q^2 \\ D_3 &= 7q + 10q^2 \\ D_4 &= -6q + 1q^2 \\ D_5 &= -6q + 10q^2 \\ D_6 &= 1q + 9q^2 \\ D_7 &= 7q + 10q^2 \\ D_8 &= 10 + 11q + 5q + q^2 \\ D_9 &= 12 + 42q + 2q + 10q^2 \\ D_{10} &= 17q + q^2 \\ D_{11} &= 20q + 3q^2 \\ D_{12} &= -6q + q^2 \\ D_{13} &= -6q + 6q^2 \\ D_{14} &= 17q + q^2 \\ D_{15} &= 20q + 3q^2 \\ D_{16} &= 10 + 20q + 4q + q^2 \\ D_{17} &= 14 + 20q + 20q^2 \\ D_{18} &= 12q + 10q^2 + 10q + 1q^2 + 10q^2 \\ D_{19} &= 22 + 10q + 6q + 60q^2 + 20q^2 \end{aligned}$$

PARA J = 1

$$\begin{aligned} A_0 &= 10 + 20q + q^2 \\ A_1 &= 14 + 20q + 20q^2 \\ A_2 &= 12q + q^2 \\ A_3 &= 7q + 10q^2 \\ A_4 &= -6q + q^2 \\ A_5 &= -6q + 10q^2 \\ A_6 &= 1q + 9q^2 \\ A_7 &= 7q + 10q^2 \\ A_8 &= 10 + 10q + 5q + q^2 \\ A_9 &= 12 + 40q + 2q + 10q^2 \\ A_{10} &= 17q + q^2 \\ A_{11} &= 20q + 3q^2 \\ A_{12} &= -6q + q^2 \\ A_{13} &= -6q + 6q^2 \\ A_{14} &= 17q + q^2 \\ A_{15} &= 20q + 3q^2 \\ A_{16} &= 10 + 20q + q^2 \\ A_{17} &= 14 + 20q + 20q^2 \\ A_{18} &= 12q + 10q^2 + 10q + 1q^2 + 10q^2 \\ A_{19} &= 22 + 10q + 6q + 60q^2 + 20q^2 \end{aligned}$$

SEGUNDA PARTE
" TABLAS "
METODO DE LEONHART

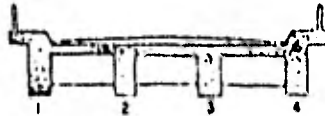
TABLA No 1
CASO DE TRES LARGUEROS



$z_1 \quad z_2 \quad z_3 \quad z_4$

η	$f_1^{(1)}/z_1$	$f_2^{(2)}/z_2$	$f_3^{(3)}/z_3$	$f_4^{(4)}/z_4$	η
0.1	0.970	0.044	-0.022	0.913	0.1
0.2	0.962	0.077	-0.039	0.846	0.2
0.3	0.948	0.104	-0.052	0.793	0.3
0.4	0.930	0.125	-0.063	0.750	0.4
0.5	0.920	0.143	-0.071	0.714	0.5
0.6	0.921	0.158	-0.079	0.684	0.6
0.7	0.913	0.170	-0.085	0.660	0.7
0.8	0.909	0.182	-0.091	0.636	0.8
0.9	0.905	0.191	-0.095	0.618	0.9
1.0	0.900	0.200	-0.100	0.600	1.0
1.1	0.885	0.211	-0.113	0.539	1.1
1.2	0.875	0.230	-0.125	0.500	1.2
1.3	0.869	0.253	-0.132	0.472	1.3
1.4	0.864	0.273	-0.136	0.455	1.4
1.5	0.860	0.280	-0.140	0.440	1.5
1.6	0.857	0.286	-0.143	0.429	1.6
1.7	0.855	0.290	-0.145	0.419	1.7
1.8	0.853	0.294	-0.147	0.412	1.8
1.9	0.851	0.297	-0.149	0.407	1.9
2.0	0.850	0.300	-0.150	0.400	2.0
2.1	0.848	0.304	-0.152	0.392	2.1
2.2	0.846	0.308	-0.154	0.386	2.2
2.3	0.845	0.311	-0.155	0.381	2.3
2.4	0.844	0.314	-0.156	0.377	2.4
2.5	0.843	0.317	-0.157	0.374	2.5
2.6	0.842	0.320	-0.158	0.371	2.6
2.7	0.841	0.323	-0.159	0.369	2.7
2.8	0.840	0.326	-0.160	0.367	2.8
2.9	0.840	0.329	-0.161	0.366	2.9
3.0	0.840	0.330	-0.161	0.365	3.0
3.1	0.840	0.331	-0.161	0.365	3.1
3.2	0.840	0.332	-0.161	0.365	3.2
3.3	0.840	0.332	-0.161	0.365	3.3
3.4	0.840	0.332	-0.161	0.365	3.4
3.5	0.840	0.332	-0.161	0.365	3.5
3.6	0.840	0.332	-0.161	0.365	3.6
3.7	0.840	0.332	-0.161	0.365	3.7
3.8	0.840	0.332	-0.161	0.365	3.8
3.9	0.840	0.332	-0.161	0.365	3.9
4.0	0.840	0.332	-0.161	0.365	4.0

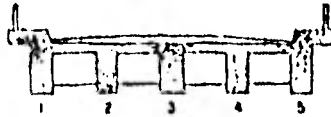
TABLA No 2
CASO DE CUATRO LARGUEROS



'21' '34' '43' '12 '32' '23 '31' '24' '42' '13

1	'11' '44	'12' '43	'13' '42	'14' '41	'22' '33	'23' '32	1
01	0 978	0 047	-0 028	0 003	0 878	0 103	01
02	0 962	0 074	-0 042	0 002	0 802	0 162	02
03	0 948	0 102	-0 048	-0 002	0 748	0 198	03
04	0 937	0 120	-0 053	-0 006	0 708	0 223	04
05	0 927	0 135	-0 057	-0 010	0 677	0 240	05
06	0 918	0 148	-0 052	-0 015	0 652	0 252	06
07	0 910	0 160	-0 050	-0 020	0 630	0 260	07
08	0 903	0 170	-0 049	-0 024	0 612	0 267	08
09	0 896	0 178	-0 048	-0 029	0 596	0 271	09
10	0 890	0 187	-0 044	-0 033	0 582	0 275	10
12	0 879	0 201	-0 039	-0 038	0 569	0 279	12
14	0 869	0 213	-0 034	-0 041	0 540	0 281	14
16	0 860	0 224	-0 029	-0 036	0 528	0 281	16
18	0 852	0 233	-0 024	-0 042	0 510	0 281	18
20	0 845	0 242	-0 019	-0 068	0 498	0 280	20
22	0 839	0 249	-0 015	-0 073	0 487	0 279	22
24	0 833	0 256	-0 011	-0 078	0 478	0 278	24
26	0 828	0 262	-0 007	-0 083	0 469	0 276	26
28	0 823	0 269	-0 003	-0 087	0 462	0 275	28
30	0 818	0 273	0 000	-0 071	0 465	0 273	30
40	0 805	0 293	0 014	-0 107	0 428	0 264	40
50	0 795	0 308	0 022	-0 120	0 409	0 258	50
60	0 776	0 319	0 034	-0 129	0 395	0 252	60
70	0 759	0 328	0 040	-0 136	0 384	0 247	70
80	0 741	0 335	0 046	-0 142	0 376	0 243	80
90	0 726	0 341	0 051	-0 147	0 369	0 240	90
100	0 712	0 345	0 054	-0 152	0 363	0 237	100
120	0 704	0 355	0 061	-0 158	0 354	0 232	120
140	0 709	0 369	0 065	-0 163	0 347	0 229	140
160	0 725	0 366	0 069	-0 167	0 342	0 226	160
180	0 731	0 367	0 072	-0 170	0 338	0 223	180
200	0 729	0 370	0 074	-0 173	0 334	0 221	200
220	0 720	0 375	0 082	-0 181	0 329	0 218	220
240	0 719	0 384	0 086	-0 186	0 319	0 211	240
260	0 710	0 389	0 091	-0 190	0 312	0 208	260
280	0 706	0 393	0 094	-0 194	0 308	0 205	280
300	0 700	0 400	0 100	-0 200	0 300	0 200	300

TABLA No 3
CASO DE CINCO LARGUEROS



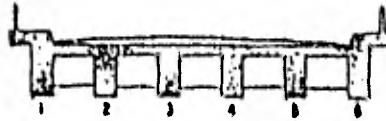
2'45"54"12
25"14"41"52

34"32"23"43
35"34"13"03

Y	1' 53	2' 54	3' 53	4' 52	5' 51	6' 44	7' 43	8' 42	9' 33	Y
10	0.890	0.178	-0.044	-0.035	0.001	0.571	0.261	0.016	0.565	10
12	0.879	0.201	-0.039	-0.039	-0.001	0.546	0.266	0.028	0.546	12
14	0.869	0.212	-0.035	-0.043	-0.004	0.528	0.270	0.035	0.520	14
16	0.860	0.222	-0.030	-0.045	-0.007	0.509	0.272	0.042	0.517	16
18	0.852	0.230	-0.026	-0.047	-0.010	0.493	0.273	0.049	0.509	18
20	0.844	0.238	-0.021	-0.048	-0.013	0.483	0.274	0.054	0.499	20
22	0.837	0.244	-0.017	-0.049	-0.016	0.472	0.274	0.059	0.488	22
24	0.831	0.250	-0.012	-0.050	-0.019	0.463	0.274	0.063	0.477	24
26	0.825	0.256	-0.008	-0.050	-0.022	0.453	0.274	0.066	0.469	26
28	0.819	0.261	-0.004	-0.051	-0.025	0.447	0.273	0.070	0.461	28
30	0.814	0.265	0.000	-0.051	-0.028	0.441	0.273	0.072	0.455	30
40	0.791	0.283	0.018	-0.050	-0.042	0.446	0.269	0.082	0.426	40
50	0.773	0.297	0.033	-0.048	-0.053	0.399	0.263	0.088	0.408	50
60	0.758	0.307	0.046	-0.046	-0.063	0.366	0.251	0.092	0.386	60
70	0.746	0.316	0.057	-0.044	-0.076	0.377	0.257	0.095	0.371	70
80	0.736	0.322	0.067	-0.043	-0.083	0.369	0.254	0.097	0.359	80
90	0.726	0.328	0.075	-0.040	-0.090	0.363	0.251	0.099	0.349	90
10	0.719	0.333	0.083	-0.039	-0.096	0.358	0.248	0.099	0.339	10
12	0.709	0.338	0.090	-0.034	-0.107	0.350	0.243	0.100	0.329	12
14	0.699	0.341	0.103	-0.031	-0.116	0.343	0.239	0.101	0.319	14
16	0.686	0.342	0.114	-0.029	-0.123	0.339	0.236	0.101	0.311	16
18	0.679	0.344	0.127	-0.027	-0.129	0.333	0.233	0.102	0.301	18
20	0.673	0.346	0.127	-0.026	-0.135	0.329	0.231	0.102	0.291	20
25	0.661	0.346	0.138	-0.027	-0.149	0.323	0.228	0.103	0.277	25
30	0.653	0.347	0.147	-0.019	-0.157	0.320	0.225	0.103	0.267	30
35	0.647	0.348	0.153	-0.016	-0.163	0.317	0.223	0.103	0.257	35
40	0.642	0.348	0.159	-0.015	-0.167	0.315	0.221	0.103	0.247	40
45	0.637	0.349	0.162	-0.013	-0.172	0.313	0.220	0.103	0.237	45
50	0.634	0.349	0.165	-0.012	-0.177	0.311	0.219	0.103	0.227	50
60	0.629	0.349	0.171	-0.010	-0.178	0.312	0.218	0.103	0.217	60
70	0.627	0.349	0.177	-0.009	-0.180	0.313	0.217	0.103	0.207	70
80	0.619	0.350	0.182	-0.007	-0.184	0.310	0.216	0.103	0.197	80
90	0.614	0.350	0.187	-0.005	-0.187	0.307	0.215	0.103	0.187	90
100	0.604	0.350	0.196	-0.001	-0.187	0.307	0.215	0.103	0.177	100
200	0.604	0.350	0.196	-0.001	-0.187	0.307	0.215	0.103	0.177	200
e	0.600	0.400	0.200	0.000	-0.200	0.300	0.200	0.100	0.200	e

TABLA No 4

CASO DE SEIS LARGUEROS



21° 56' 59" 12
26° 52' 34" 91

31° 46' 54" 13
32° 49' 54" 23

35° 53' 42" 21
36° 53' 41" 14

0	1° 56'	2° 52'	3° 46'	4° 49'	5° 46'	6° 42'	7° 38'	8° 34'	9° 30'	10° 26'	11° 22'	12° 18'	13° 14'	14° 10'	15° 06'	16° 02'	17° 00'	18° 00'
1.0	0.890	0.187	-0.042	-0.034	-0.004	0.001	0.571	0.289	0.014	-0.028	0.855	0.248	1.0					
1.2	0.879	0.201	-0.038	-0.038	-0.009	0.003	0.648	0.264	0.024	-0.028	0.834	0.254	1.2					
1.4	0.868	0.213	-0.033	-0.041	-0.018	0.009	0.725	0.261	0.032	-0.024	0.814	0.259	1.4					
1.6	0.850	0.223	-0.029	-0.044	-0.031	0.005	0.809	0.267	0.039	-0.022	0.203	0.261	1.6					
1.8	0.832	0.231	-0.024	-0.046	-0.047	0.009	0.893	0.268	0.046	-0.020	0.491	0.264	1.8					
2.0	0.814	0.238	-0.020	-0.048	-0.070	0.009	0.980	0.267	0.052	-0.018	0.480	0.264	2.0					
2.2	0.797	0.245	-0.015	-0.049	-0.102	0.003	1.069	0.267	0.057	-0.016	0.471	0.269	2.2					
2.4	0.781	0.251	-0.011	-0.049	-0.144	0.003	1.160	0.267	0.061	-0.014	0.464	0.271	2.4					
2.6	0.765	0.256	-0.007	-0.049	-0.196	0.003	1.254	0.266	0.065	-0.013	0.458	0.272	2.6					
2.8	0.750	0.261	-0.003	-0.049	-0.258	0.002	1.351	0.266	0.069	-0.011	0.454	0.272	2.8					
3.0	0.734	0.265	0.000	-0.049	-0.329	0.001	1.451	0.266	0.072	-0.009	0.451	0.273	3.0					
3.2	0.719	0.268	0.001	-0.048	-0.409	0.003	1.554	0.266	0.075	-0.007	0.448	0.273	3.2					
3.4	0.704	0.270	0.001	-0.047	-0.497	0.011	1.660	0.266	0.078	-0.005	0.445	0.273	3.4					
3.6	0.689	0.271	0.001	-0.046	-0.593	0.018	1.769	0.266	0.100	0.008	0.442	0.273	3.6					
3.8	0.674	0.271	0.004	-0.045	-0.697	0.024	1.881	0.266	0.104	0.011	0.438	0.273	3.8					
4.0	0.659	0.271	0.008	-0.044	-0.808	0.030	1.996	0.266	0.108	0.014	0.435	0.273	4.0					
4.2	0.644	0.270	0.012	-0.043	-0.925	0.036	2.114	0.266	0.112	0.016	0.432	0.273	4.2					
4.4	0.629	0.269	0.016	-0.042	-1.048	0.041	2.235	0.266	0.116	0.018	0.429	0.273	4.4					
4.6	0.614	0.268	0.020	-0.041	-1.176	0.045	2.359	0.266	0.119	0.019	0.426	0.273	4.6					
4.8	0.599	0.267	0.024	-0.040	-1.309	0.049	2.486	0.266	0.122	0.020	0.423	0.273	4.8					
5.0	0.584	0.266	0.028	-0.039	-1.446	0.053	2.616	0.266	0.125	0.021	0.420	0.273	5.0					
5.2	0.569	0.265	0.032	-0.038	-1.587	0.057	2.749	0.266	0.128	0.022	0.417	0.273	5.2					
5.4	0.554	0.264	0.036	-0.037	-1.732	0.061	2.885	0.266	0.131	0.023	0.414	0.273	5.4					
5.6	0.539	0.263	0.040	-0.036	-1.881	0.065	3.024	0.266	0.134	0.024	0.411	0.273	5.6					
5.8	0.524	0.262	0.044	-0.035	-2.033	0.069	3.166	0.266	0.137	0.025	0.408	0.273	5.8					
6.0	0.509	0.261	0.048	-0.034	-2.188	0.073	3.311	0.266	0.140	0.026	0.405	0.273	6.0					
6.2	0.494	0.260	0.052	-0.033	-2.346	0.077	3.459	0.266	0.143	0.027	0.402	0.273	6.2					
6.4	0.479	0.259	0.056	-0.032	-2.507	0.081	3.610	0.266	0.146	0.028	0.399	0.273	6.4					
6.6	0.464	0.258	0.060	-0.031	-2.671	0.085	3.764	0.266	0.149	0.029	0.396	0.273	6.6					
6.8	0.449	0.257	0.064	-0.030	-2.838	0.089	3.921	0.266	0.152	0.030	0.393	0.273	6.8					
7.0	0.434	0.256	0.068	-0.029	-3.008	0.093	4.081	0.266	0.155	0.031	0.390	0.273	7.0					
7.2	0.419	0.255	0.072	-0.028	-3.181	0.097	4.244	0.266	0.158	0.032	0.387	0.273	7.2					
7.4	0.404	0.254	0.076	-0.027	-3.357	0.101	4.410	0.266	0.161	0.033	0.384	0.273	7.4					
7.6	0.389	0.253	0.080	-0.026	-3.536	0.105	4.579	0.266	0.164	0.034	0.381	0.273	7.6					
7.8	0.374	0.252	0.084	-0.025	-3.718	0.109	4.751	0.266	0.167	0.035	0.378	0.273	7.8					
8.0	0.359	0.251	0.088	-0.024	-3.903	0.113	4.926	0.266	0.170	0.036	0.375	0.273	8.0					
8.2	0.344	0.250	0.092	-0.023	-4.091	0.117	5.104	0.266	0.173	0.037	0.372	0.273	8.2					
8.4	0.329	0.249	0.096	-0.022	-4.282	0.121	5.285	0.266	0.176	0.038	0.369	0.273	8.4					
8.6	0.314	0.248	0.100	-0.021	-4.476	0.125	5.469	0.266	0.179	0.039	0.366	0.273	8.6					
8.8	0.299	0.247	0.104	-0.020	-4.673	0.129	5.656	0.266	0.182	0.040	0.363	0.273	8.8					
9.0	0.284	0.246	0.108	-0.019	-4.873	0.133	5.846	0.266	0.185	0.041	0.360	0.273	9.0					
9.2	0.269	0.245	0.112	-0.018	-5.076	0.137	6.039	0.266	0.188	0.042	0.357	0.273	9.2					
9.4	0.254	0.244	0.116	-0.017	-5.282	0.141	6.235	0.266	0.191	0.043	0.354	0.273	9.4					
9.6	0.239	0.243	0.120	-0.016	-5.491	0.145	6.434	0.266	0.194	0.044	0.351	0.273	9.6					
9.8	0.224	0.242	0.124	-0.015	-5.703	0.149	6.636	0.266	0.197	0.045	0.348	0.273	9.8					
10.0	0.209	0.241	0.128	-0.014	-5.918	0.153	6.841	0.266	0.200	0.046	0.345	0.273	10.0					

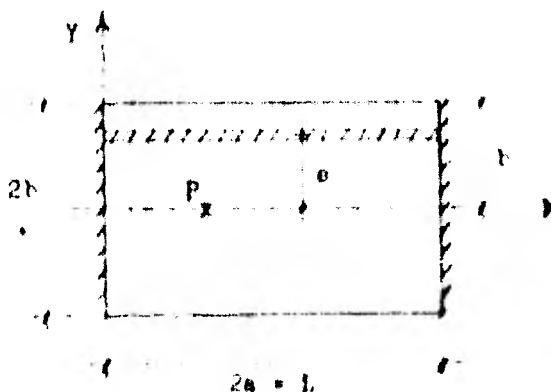
d) Método de los coeficientes de distribución inglés.

Guyon-Massonet.- Este método también es conocido como método de Guyon-Massonet-Rowe. Dado que las traveses longitudinales y transversales están ligadas entre sí, no sólo en sus intersecciones o nudos, sino también por la losa superficial; Guyon transformó la idea de emparrillado a la de una losa ortotrópica virtual o sea con rigidez diferente en las dos direcciones principales; por lo que éste método será más aproximado a medida que existe un mayor número de traveses longitudinales y transversales.

Guyon inició sus estudios resolviendo el problema de la losa de puente isotrópica, donde la carga que concierne se distribuye en serie de Fourier a lo largo de una fibra longitudinal de ancho infinitamente pequeño como así una expresión en términos senoiales variables con "x" según fig.

6.5

$$P_x = \sum_{m=1}^{\infty} H_m H_m \frac{\pi m x}{2a} \quad (1)$$



Condición de contorno:

$$\frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + 2 \frac{\partial^2 v}{\partial x \partial y} + \frac{\partial^2 v}{\partial y^2} = \frac{P_x y}{N}$$

Fig. 6.5

Para obtener la función de cargas completas se debe multiplicar la expresión (1) por otra serie de Fourier en términos de cosenos variables en "y" más una constante, quedando la función de carga completa según (2)

$$P_{xy} = \sum_{m=1}^{\infty} \frac{H_m}{b} + \sin \frac{m\pi k}{2a} \left[\frac{1}{2} + \sum_{n=1}^{\infty} \cos \frac{n\pi (y/c)}{b} \right] \quad (2)$$

Llevando la expresión (2) a la ecuación de Lagrange e integrando, teniendo en cuenta las condiciones de frontera que son bordes de apoyo paralelos. De este modo se obtienen los desplazamientos verticales en cualquier punto.

Guyon amplía su estudio para la losa ortotrópica definiendo el parámetro "Q" coeficiente de entrecruzamiento - que tiene en cuenta la relación de claro a ancho del puente y las rigideces a flexión en las dos direcciones perpendiculares, y en función de éste parámetro dió unas gráficas considerando la hipótesis de que los efectos de torsión son nulos.

El coeficiente de entrecruzamiento es

$$Q = \frac{b}{2a} \sqrt{\frac{I_x}{I_y}} \quad (4)$$

Donde:

$2a$ = Ancho total del puente

$2b$ = Claro total del puente

$$i = \frac{I}{p}$$

I = momento de inercia a la flexión de un larguero

p = distancia c.a.c. entre largueros

$$j = \frac{J}{q}$$

J = momento de inercia a la flexión de un diafragma

q = distancia c.a.c. entre diafragmas

Massonet consideró los efectos de torsión en los nudos, introduciendo un coeficiente " α " de torsión que toma en cuenta la relación de coeficientes de elasticidad longitudinal y transversal y la relación de rigideces a torsión - en las dos direcciones principales, interviniendo también las rigideces a flexión, consideradas en el coeficiente de Guyon.

El coeficiente de torsión es:

$$\alpha = \frac{G}{2E} \frac{i_0 j_0}{\sqrt{ij}} \quad (5)$$

Donde:

E = módulo de elasticidad debido a esfuerzo normal del material del puente

G = módulo de elasticidad debido a esfuerzo cortante del material del puente

$$i_0 = \frac{I_0}{p} \quad I_0 = \text{momento de inercia a la torsión de un larguero}$$

p = distancia c.a.c. entre largueros

$$j_0 = \frac{J_0}{q} \quad J_0 = \text{momento de inercia a la torsión de un diafragma}$$

q = distancia c.a.c. entre diafragmas

El coeficiente α varía desde cero, caso límite teórico de no existir rigidez torsional, hasta 1 para el caso de losa isotrópica. MASONET obtuvo los factores de distribución para los dos valores extremos de α ; dando una fórmula de interpolación para los casos intermedios.

La fórmula de interpolación de MASONET del coeficiente de distribución para valores intermedios es:

$$K = K_0 + (K_1 - K_0) \sqrt{\alpha} \quad (6)$$

donde:

K_0 y K_1 son los coeficientes de distribución cuando α vale 0 y 1 respectivamente.

Estos factores sirven para determinar el momento flexionante total considerando la estructura longitudinal de una sola pieza.

La facilidad que ofrece este método reside en que se han graficado los valores de los factores de distribución para una fuerza unitaria en nueve puntos equidistantes --

Fig. 6.6, en función de σ en la sección transversal del centro del claro, aunque puede servir para cualquier otra, ya que la deformación de todas las secciones transversales son semejantes; habiendo una gráfica distinta por punto y en las dos hipótesis límites de $\alpha = 0$ y $\alpha = 1$. Estas gráficas aparecen al final del inciso.

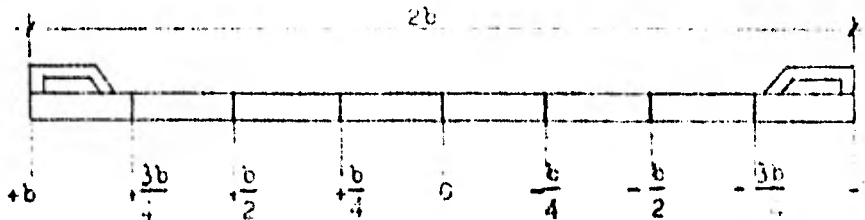


Fig. 6.6

Las gráficas se han establecido como se ha indicado, en puntos o estaciones en los octavos del ancho de la sección transversal los cuales, salvo caso accidental, no coinciden con los ejes de los largueros; por lo tanto existen dos ajustes; el primero del tipo α que la línea de acción de las cargas exteriores no sean en las estaciones, por lo que habrá que efectuar un transporte de cargas, suponiendo que los tramos entre cada estación se encuentran debidamente articulados. El segundo ajuste consiste en que ya obtenidos los coeficientes de distribución en cada estación habrá que efectuar una interpolación, suponiendo que la variación de los coeficientes de distribución es lineal en los tramos comprendidos entre cada estación y, de este modo se obtienen los coeficientes de distribución para cada larguero.

Quedan recomendados incrementalmente los momentos flexionantes.

longitudinales obtenidos en un 10% para tener en cuenta -- que en los desarrollos en serie de Fourier se han tomado -- los primeros términos, lo que, si es bastante aproximado -- en flechas, no lo es tanto en momentos flexionantes ya que difieren entre sí por medio de una doble integración.

Para el cálculo de momentos transversales, Rowe introduce el coeficiente de Poisson " μ " quedándose una expresión de la forma:

$$M_y = \sum_{m=1}^{\infty} \mu_{m0} b H_m \sin \frac{m\pi x}{2a} \quad (7)$$

donde H_m varía según el tipo de carga en estudio, en la -- Fig. 6.7, se encuentran los distintos valores para H_m dependiendo de algunos tipos de cargas conocidas.

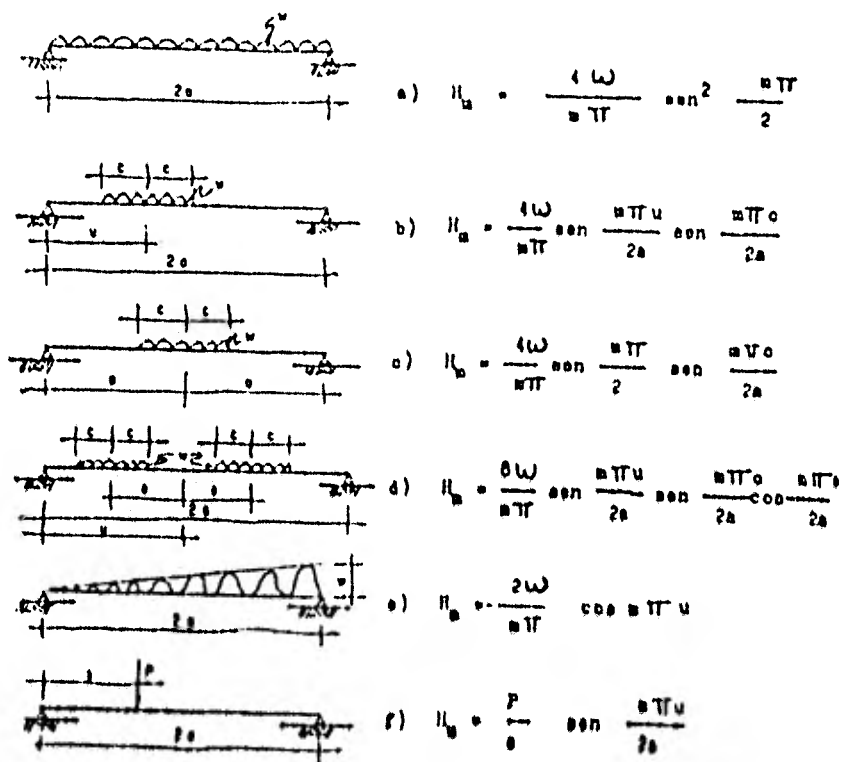


FIG. 6.7

Considerando la situación (f) reiteradamente, dependiendo de un número (n) de ejes de carga en estudio y aplicando la expresión (7); Rowe encuentra el momento transversal máximo:

$$M_{y_{máx}}' = \frac{Pb}{a} \left\{ \sum_{\mu=0}^{\infty} \left(\mu \frac{\pi U_1}{2a} + \mu \frac{\pi U_2}{2a} + \dots + \mu \frac{\pi U_n}{2a} \right) - \sum_{\mu=0}^{\infty} \left(\mu \frac{3\pi U_1}{2a} + \mu \frac{3\pi U_2}{2a} + \dots + \mu \frac{3\pi U_n}{2a} \right) + \sum_{\mu=0}^{\infty} \left(\mu \frac{5\pi U_1}{2a} + \mu \frac{5\pi U_2}{2a} + \dots + \mu \frac{5\pi U_n}{2a} \right) - \dots \right\} \quad (8)$$

Para el cálculo del momento transversal la convergencia de la serie es más lenta que en caso de los momentos longitudinales y se requieren por tanto por lo menos 5 términos y a veces se puede llegar incluso hasta 7 términos.

Los parámetros μ están en función de σ y α , y se tienen expresiones de μ en función del parámetro α (se encuentran en el Anexo del Apéndice) para cada situación, considerando en cada caso los valores límites de $\alpha = 0$ y $\alpha = 1$. -- Rowe encuentra los momentos máximos transversales expresados en la situación central "C" tal lo que los gráficos de la situación central de la figura 3.11 de Rowe y de otros gráficos también utilizados en el presente Apéndice.

De este modo, con los valores que se obtienen de μ en las situaciones correspondientes la serie constante en la situación central se puede utilizar para fines de diseño.

cia para la estación "o" de los valores de μ en la estación transversal en estudio.

Teniendo ya esas líneas de influencia se puede estudiar ubicación de la carga viva de tal modo que se produzca el momento flexionante máximo.

La fórmula para interpolar el valor de μ en función -- del coeficiente de torsión α es:

$$(\sum \mu \alpha)_{na} + [(\sum \mu_1)_{na} - (\sum \mu_0)_{na}] \sqrt{\alpha} \quad (3)$$

donde μ_0 y μ_1 son los módulos de Poisson cuando α vale 0 y 1 respectivamente.

Rowe considera que se puede obtener de manera aproximada los momentos transversales en los demás puntos del puente a partir del obtenido en el centro del claro, estación "o" y tomando en cuenta las distribuciones que aparecen en la Fig. 6.8.

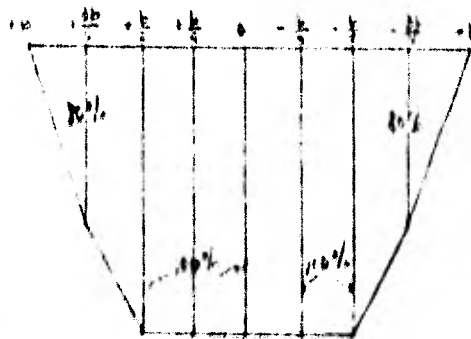
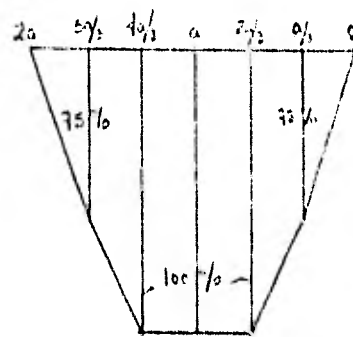


FIG. 6.0

MÉTODOS DE LOS COEFICIENTES

DE DISTRIBUCION INGLES

(GUYON-MASSONET)

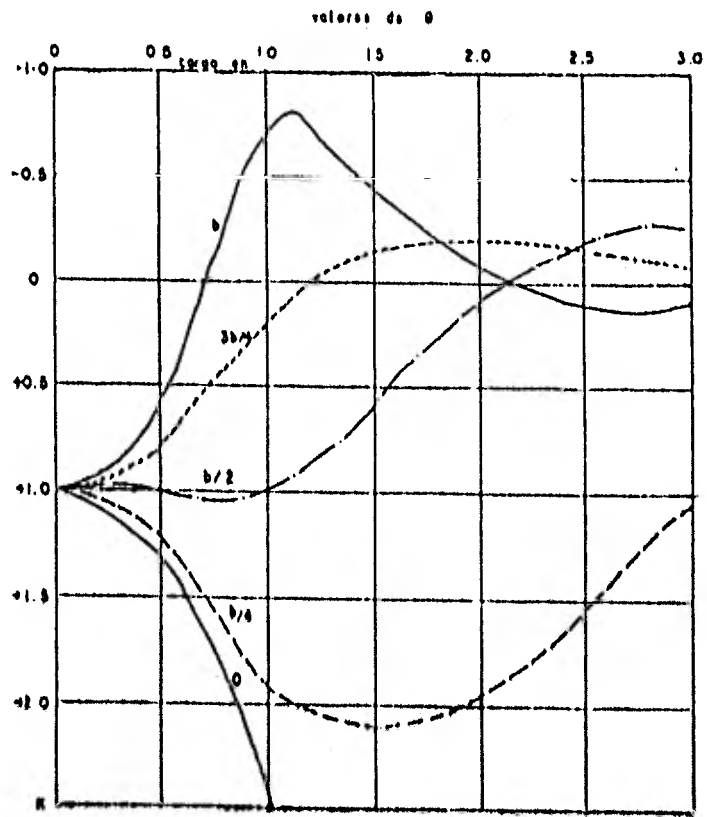
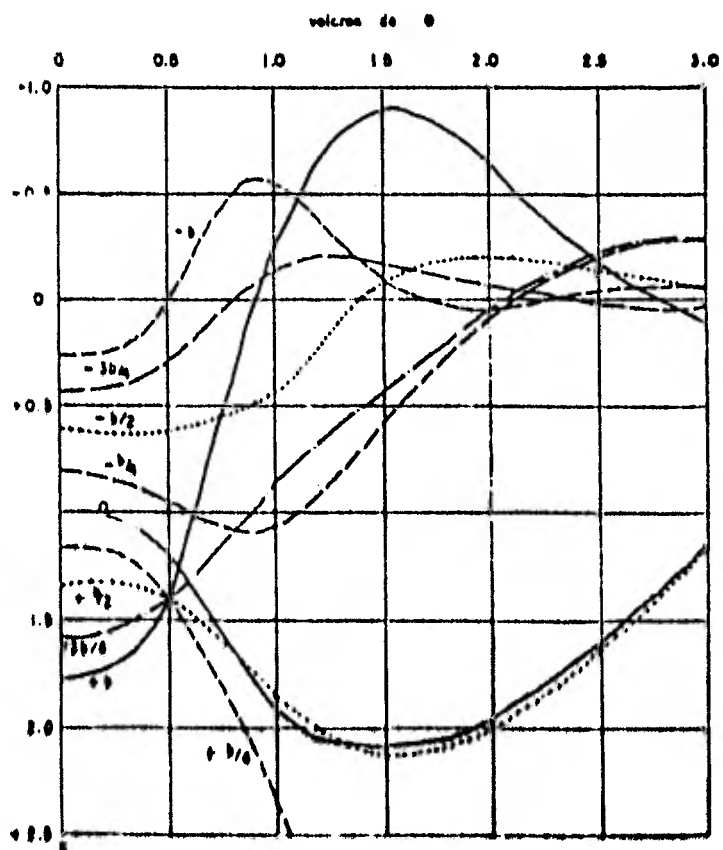
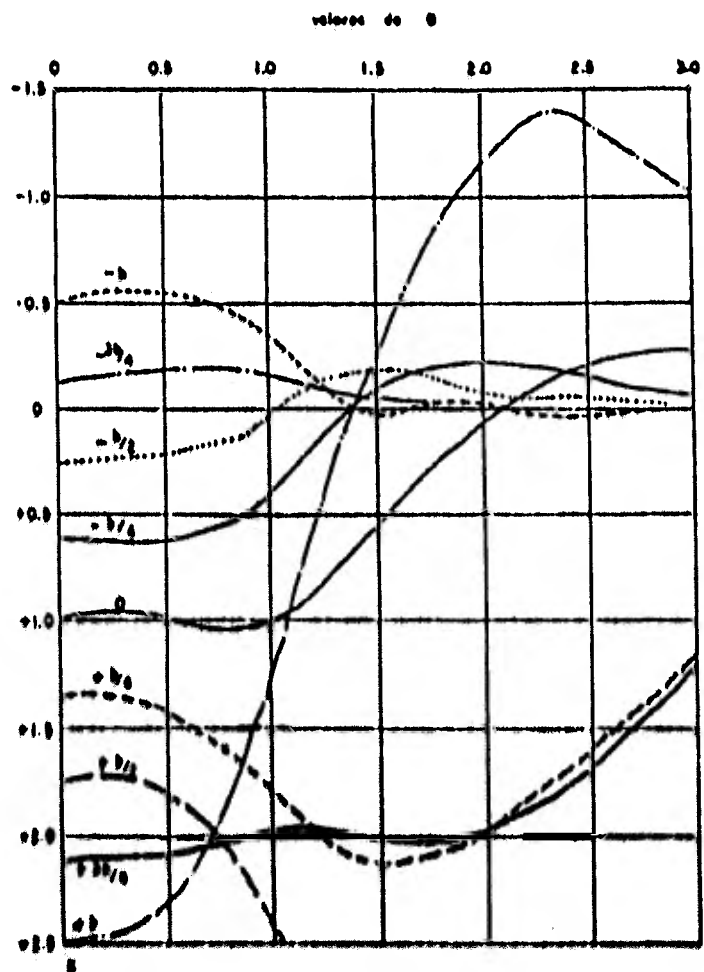


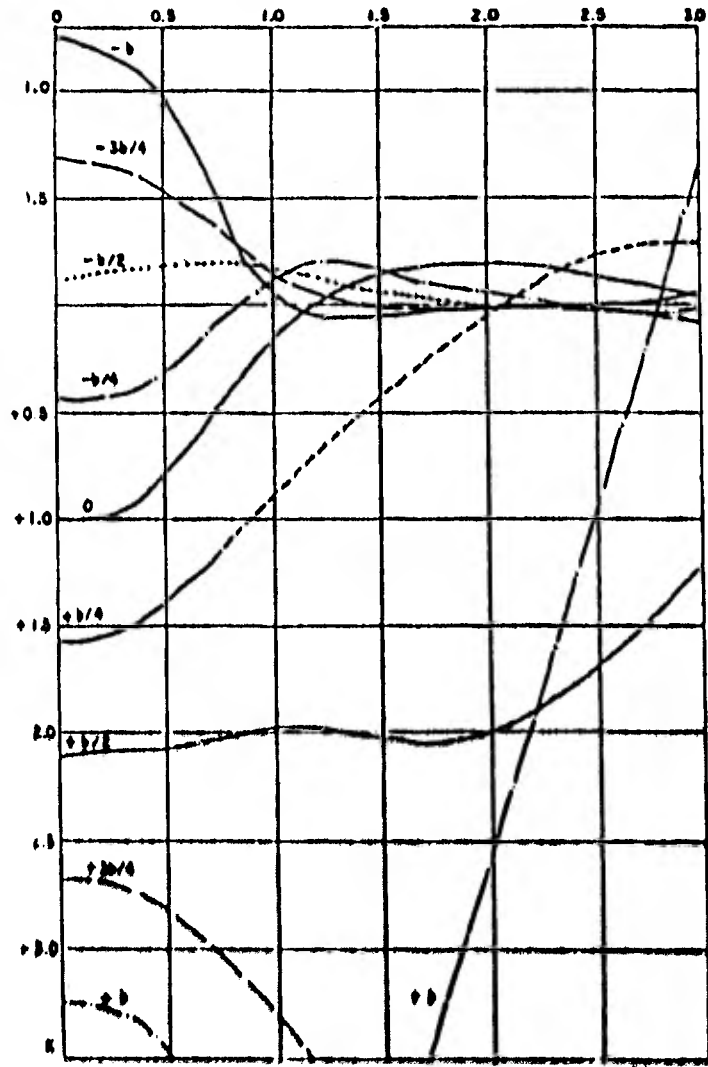
FIG. 1. Coeficientes de distribución K_x referidos a la estación 0 para varias excentricidades de la carga.



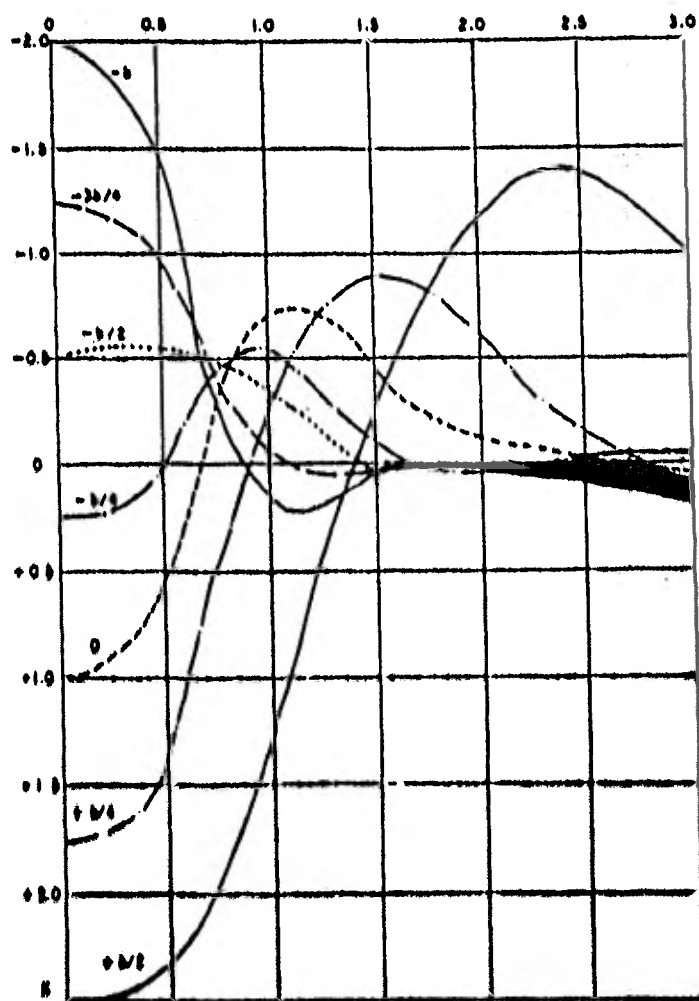
GRAFICA II — Constantes de distribución de referido a la rotación θ para varias excentricidades de la carga.



GRÁFICA III. Coeficientes de distribución K_1 referidos a la rotación θ para varias condiciones de la carga.



GRAFICA IV Coeficientes de distribución de esfuerzos a lo largo de la sección $\frac{b}{4}$ para varias posiciones de la carga.



GRÁFICA V Coeficientes de distribución K_x referidos a la ecuación 6' para varias excentricidades de la carga.

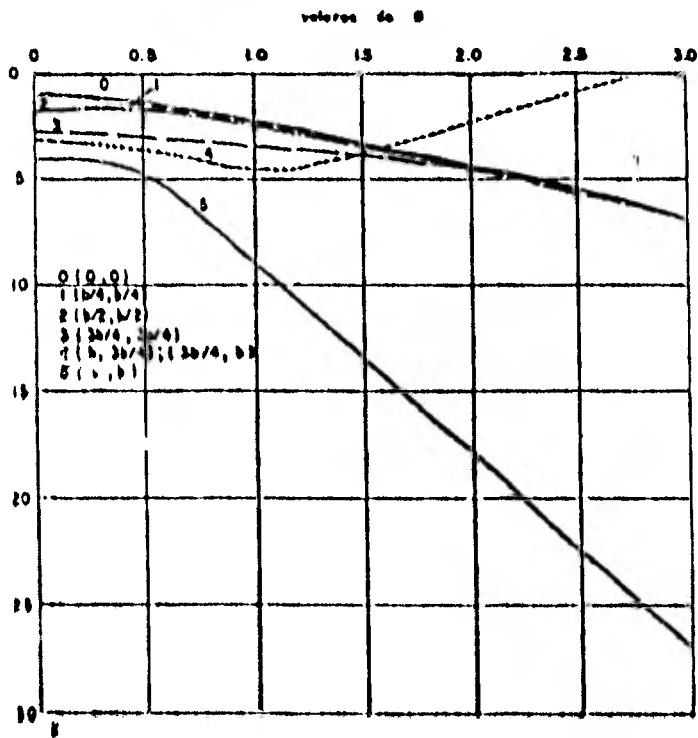
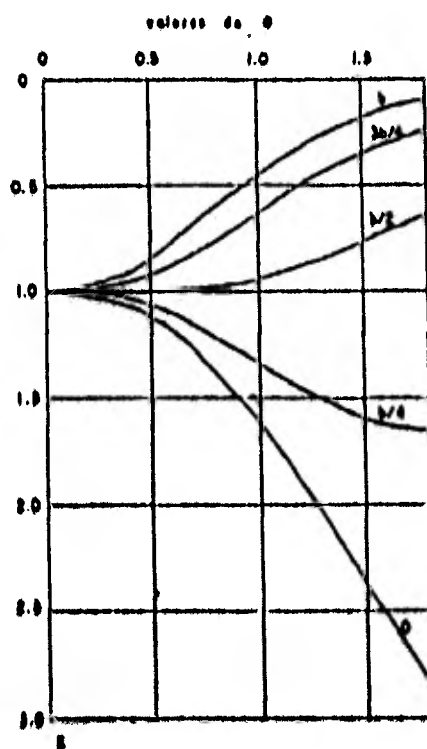
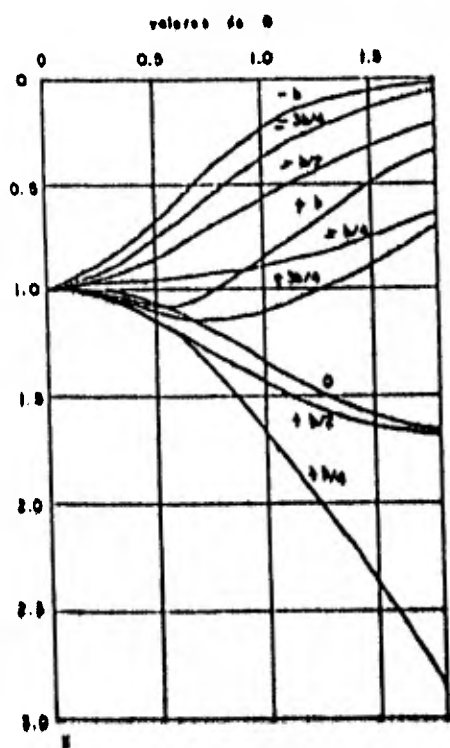


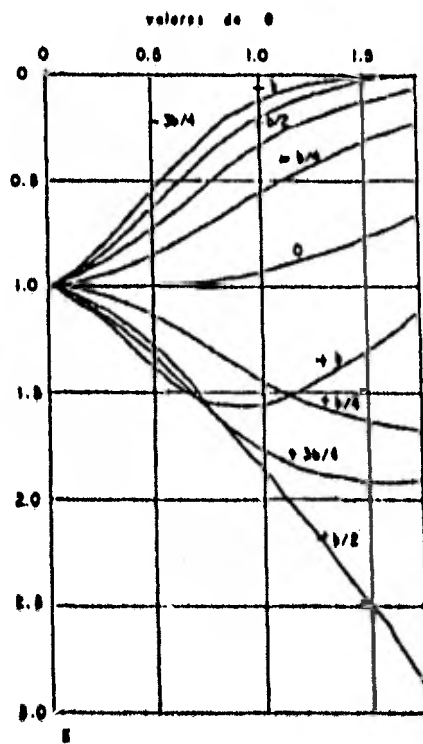
GRÁFICO VI — Contribuciones de distribución E_i para un amplio rango de valores.



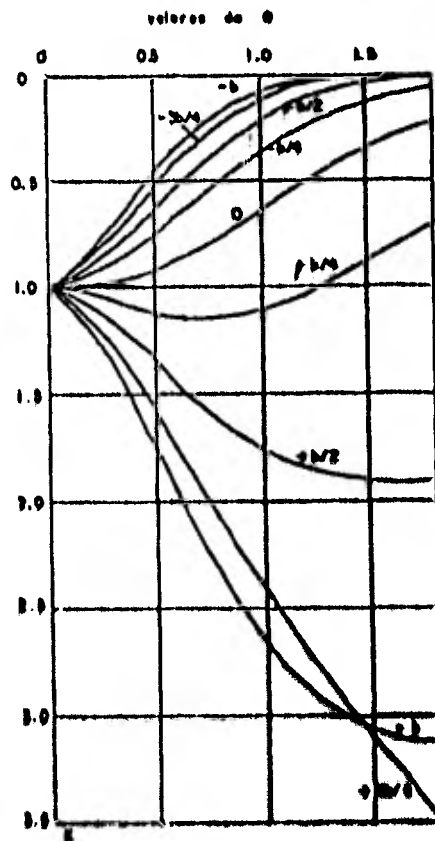
GRAFICÁ VII Cambios de distribución E , referidos a la escala θ para varias concentraciones de la carga.



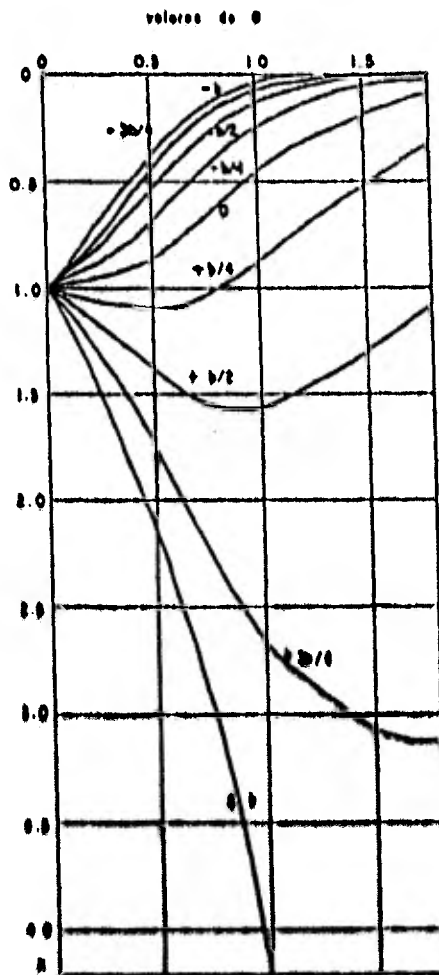
GRAFICA VII Coeficiente de distribución K , referido a la estado $\frac{1}{2}$ para varios porcentajes de la carga.



GRAFICA 18 Coeficientes de distribución K, referidos a la estación $\frac{1}{2}$ para varios ensamblados de la carga.

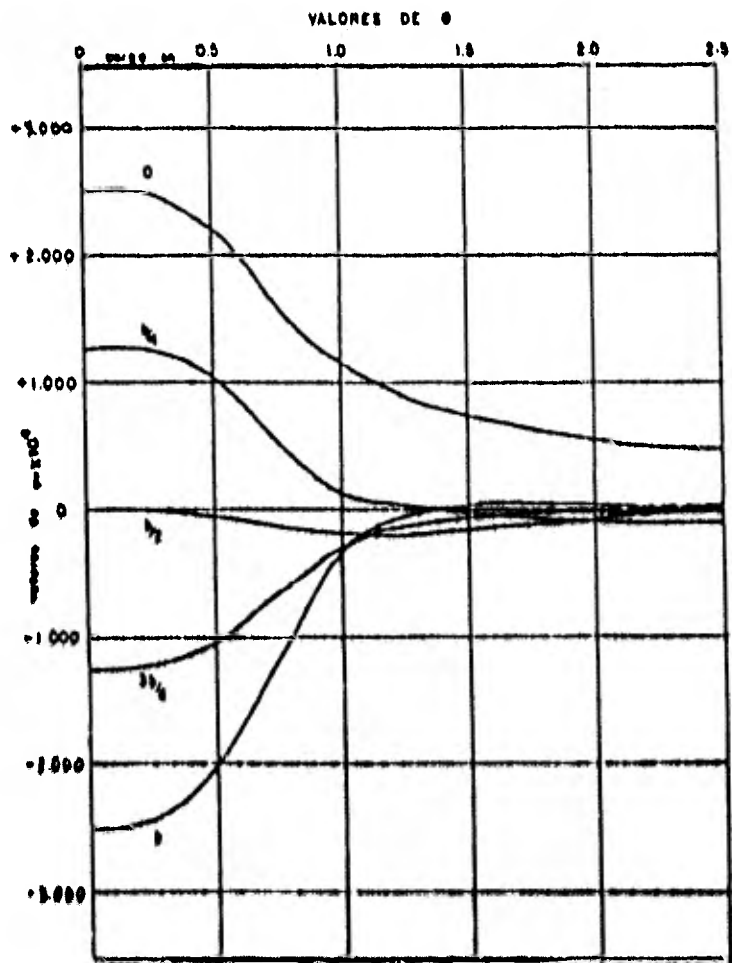


GRAFICA II Cálculos de distribución B referidos a la estación $\frac{L}{4}$ para varias concentraciones de la carga.



GRAFICA III Constantes de distribución K referidas a la sección b para varias excentricidades de la carga.

" COEFFICIENTES DE POISSON "
(GUYON-MASSONET)



GRÁFICA 1.- Cálculo de los momentos transmitidos referido a la estación 0 para varias cantidades de la carga.

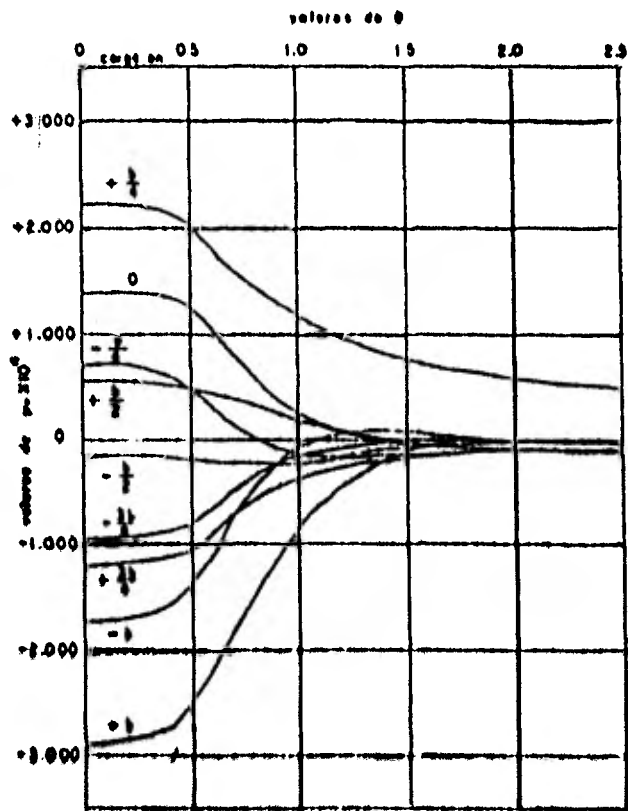
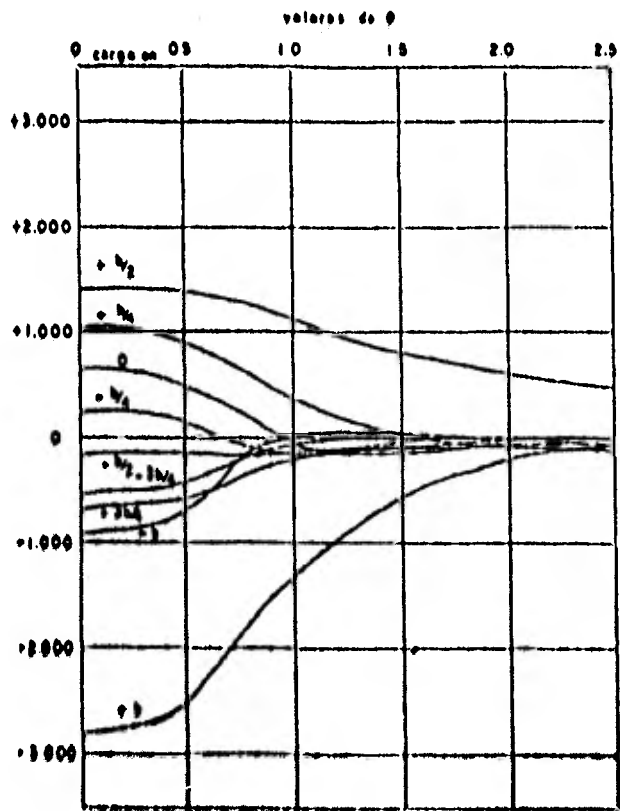
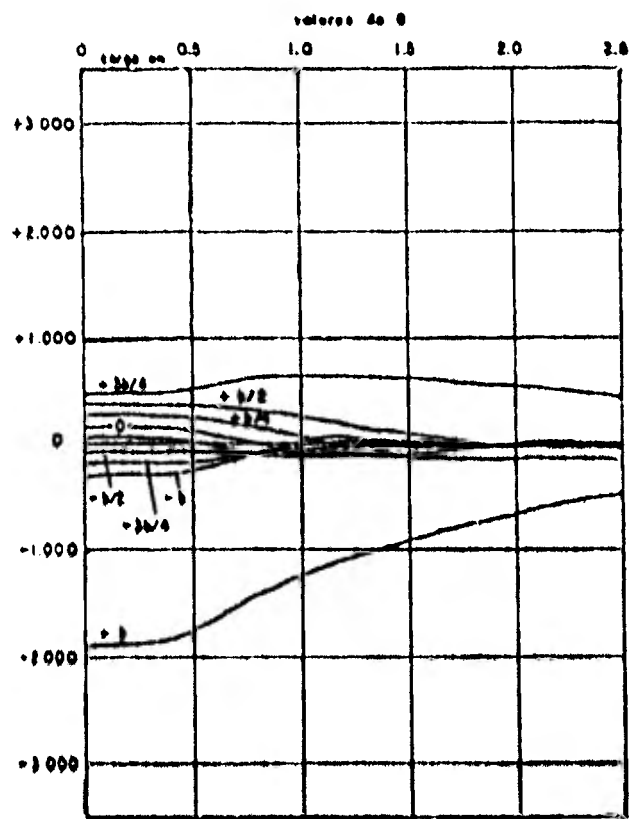


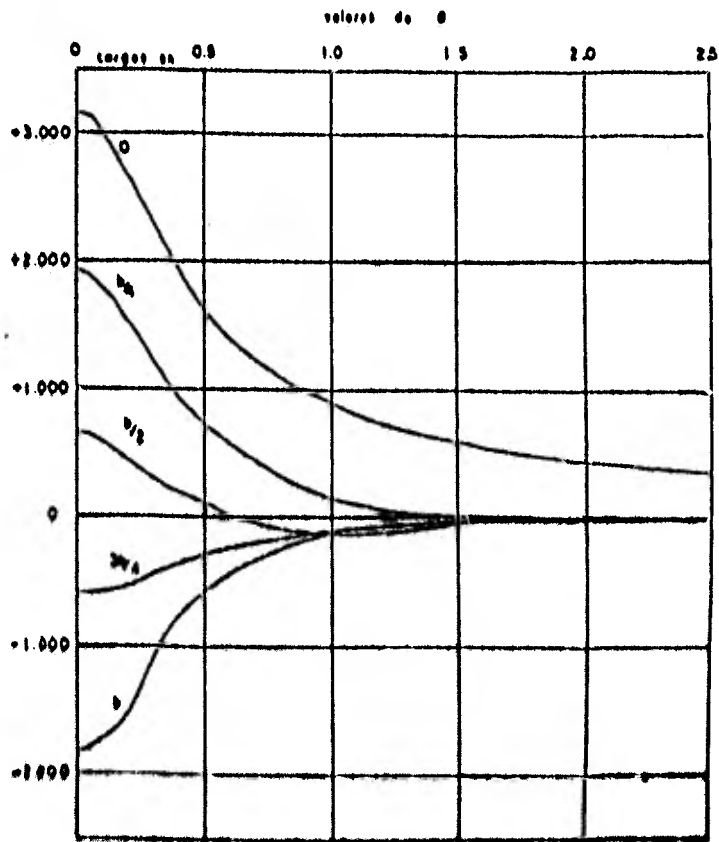
GRÁFICO 2.- Coeficiente μ para momentos transversales referido a la acción $\frac{1}{2}$ para varias desigualdades de la carga.



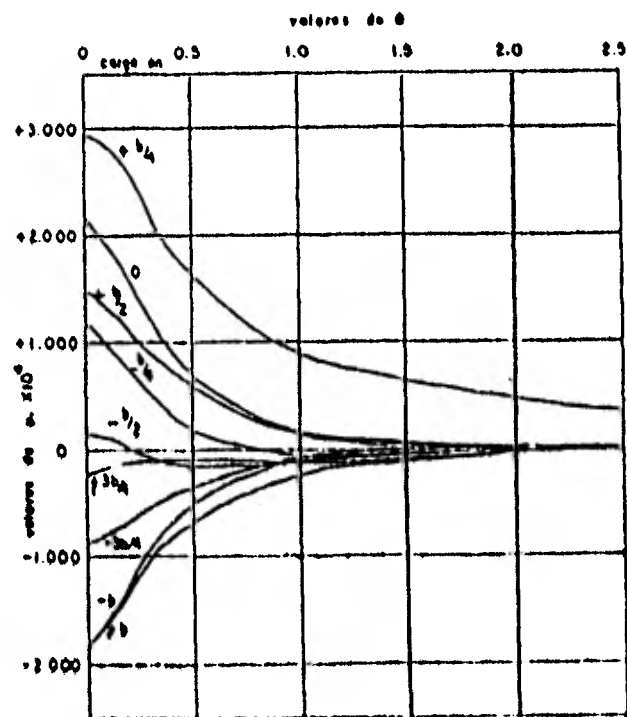
GRÁFICA 3.- Coeficiente ϕ por momentos transversales referido a la estructura \dagger para varias distribuciones de la carga.



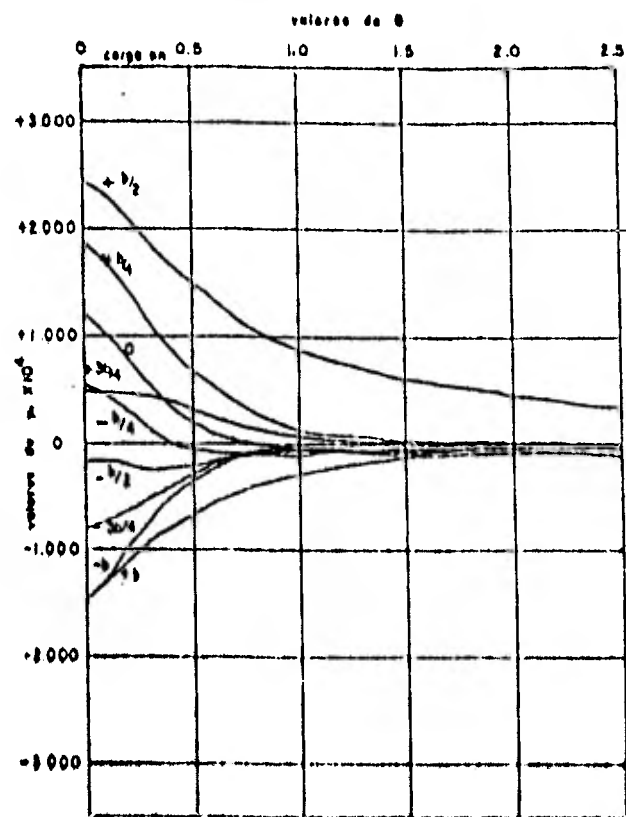
GRÁFICA 6. — Coeficiente K_x para momento transversal referido a la reacción R_1 para varias ubicaciones de la carga.



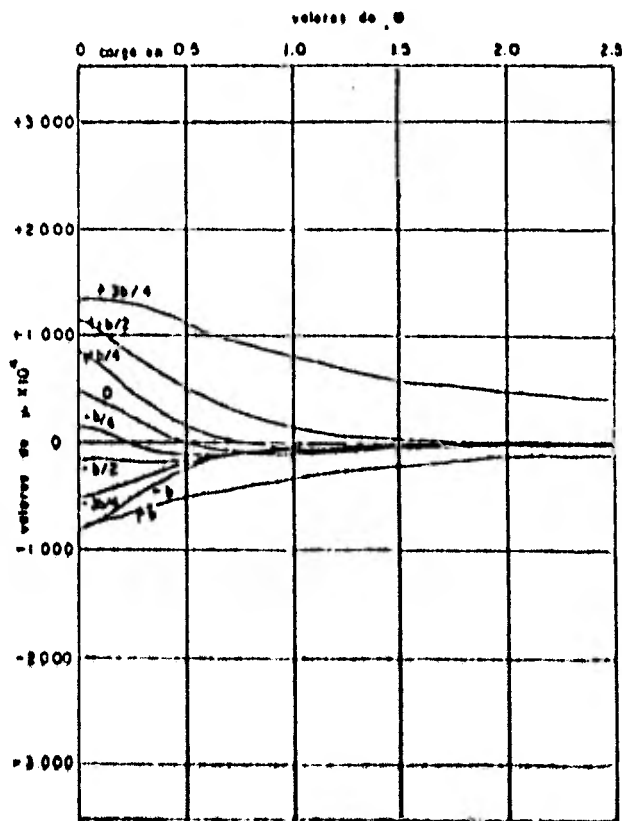
GRAFICA 9. - Cargos θ , por unidad transmitida referido a la unidad θ por serie sucesivas de la carga.



GRAFICA 8 - Coeficiente p_i para momentos transversales referido a la estirada $\frac{1}{2}$ para varios excentricidades de la carga.



GRÁFICA 7 - Coeficiente v , para momento transversal referido a la rotación θ para varias concentraciones de la carga.



GRAFICA B -- Coeficiente α , para momento momento referido a la altura $\frac{h}{4}$ para varias excentricidades de la carga.

CONCLUSIONES

TRABES LONGITUDINALES.- Después de haber realizado un estudio comparativo en un solo puente aplicando los métodos anteriormente descritos, se tuvieron los momentos mostrados en la tabla 1. Con objeto de visualizar las variaciones entre los métodos se graficaron en la Fig. 6.3.

TABLE 1

Métodos	Momentos en Kg-m de CV + I sobre los largueros					
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
ASBHTO	59 500	88 000	88 000	88 000	88 000	59 500
Engesser-Courant	72 100	66 100	60 000	60 000	66 100	72 100
Leonhardt	72 800	67 100	61 500	61 500	67 100	72 800
Coef Dist Inclúe	79 000	70 200	67 000	67 000	70 200	79 000

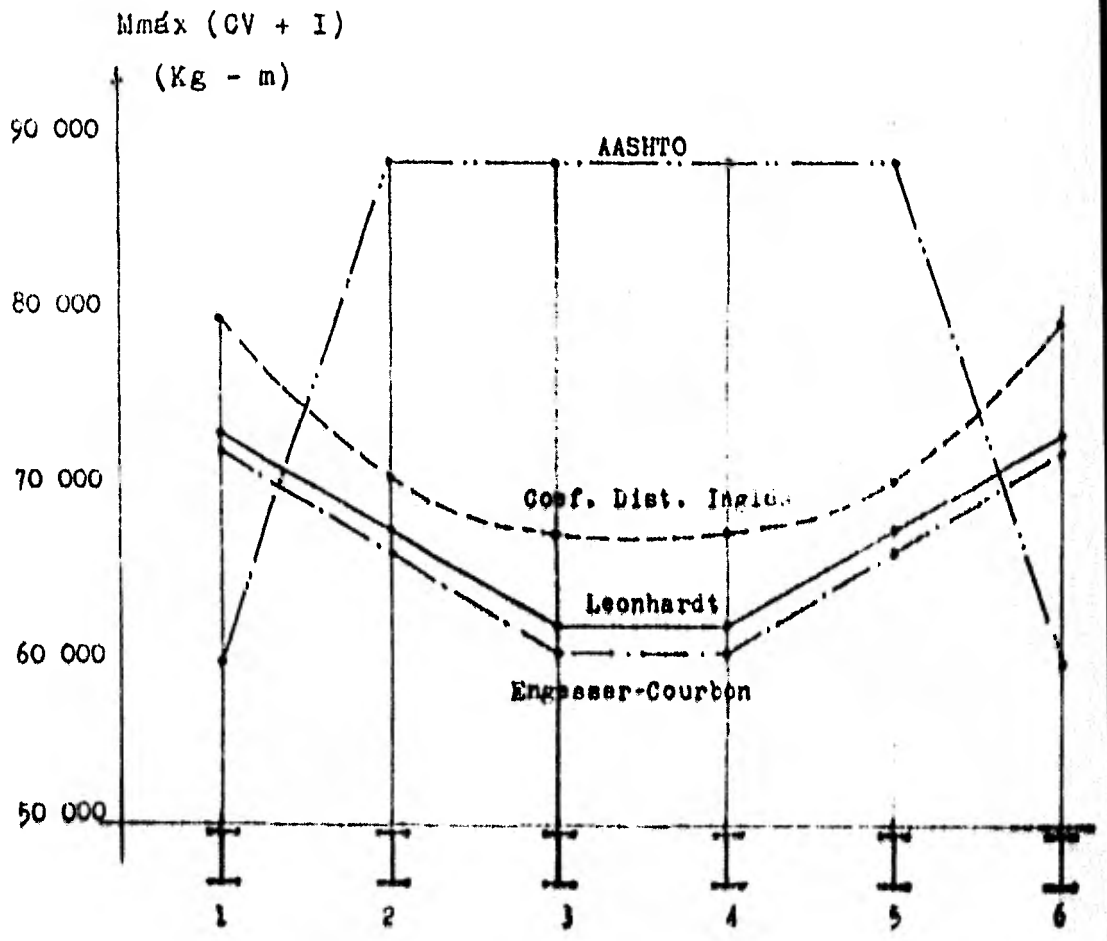


Fig. 6.1

De la gráfica 6.9, se observa lo siguiente:

- 1.- Solamente el método del AASHTO da valores que difieren totalmente a los obtenidos por los otros métodos no solo en su magnitud sino en la variación que existe entre larguero y larguero.
- 2.- Todos los métodos a excepción del AASHTO coinciden en identificar a los mismos largueros (1) y (6) como los más desfavorables, además concuerdan en que los largueros (3) y (4) son los que están sujetos a menor carga y que los traveses (2) y (5) se encuentran en situación intermedia.
- 3.- A excepción del método AASHTO los valores que arroja el método de Engesser-Courton son los menores y varían entre sí linealmente, y los mayores corresponden al método Inglés, donde su variación es curva, quedando el método de Leonhardt en situación intermedia, aunque muy próximo al de Engesser-Courton.

Se puede afirmar que el método de coeficientes de repartición del AASHTO no es recomendable debido a que se obtuvieron resultados que discrepan de modo definitivo con respecto a los valores proporcionados por los otros métodos; además en el caso de que se quisiera obtener un mayor refinamiento de manera que a cada larguero se le proporcionara la carga estrictamente necesaria, se está en peligro de que los largueros extremos queden seriamente afectados y en cambio los intermedios queden sobrecargados.

El método de Engesser-Courbon es ideal para los primeros tanteos, ya que da valores bastante aceptables con una gran sencillez en su aplicación, aunque, se debe prever que los diafragmas tengan bastante rigidez, no olvidando que se puede obtener una mayor aproximación a medida que los diafragmas sean más rígidos. Es aconsejable verificar por otro método que tome en cuenta por lo menos, las rigideces relativas de largueros y diafragmas, cuando se trate de proyectos definitivos, ya que corre el riesgo de encontrarse del lado de la inseguridad, por la posibilidad de que los diafragmas no sean suficientemente rígidos, con respecto a los largueros.

El método de Leonhardt es de mayor confianza, por tomar en cuenta las rigideces relativas de sus elementos. Además nos brinda la posibilidad de calcular puentes continuos, tener diafragmas excéntricos con respecto al centro del claro y que los largueros puedan ser de sección variable. La dificultad estriba en que sólo se tienen de 3 a 6 largueros. En el caso de que se necesite analizar emparrillados de más de 6 largueros será necesario buscar otro método, hasta tanto no se establezcan las expresiones generales que tomen en cuenta más de 6 largueros. Otra desventaja de este método con respecto a los otros es el de desprestigiar los efectos de torsión, que posiblemente en algunos casos tengan cierta importancia.

El método de los coeficientes de distribución inglés, toma en cuenta un mayor número de variables y es el método más completo de todos lo que se han estudiado, aunque para

el puente en estudio quizás sus resultados se tomen con cierta reserva, ya que éste método se basa en considerar que la superestructura del puente tiene el comportamiento de una losa ortotrópica. Dicha consideración da valores más cercanos con la realidad a medida que el emparrillado varía linealmente, en cambio lo debida el método de Leonhardt y el de los coeficientes de distribución inglés tienen una trayectoria curva, siendo mucho más pronunciada la de éste último método.

Las líneas de influencia bajo el método de Engesser-Courbon y el de Leonhardt son notablemente semejantes.

CAPITULO VII TIPOS DE APOYOS DE PUENTES
Y DETALLES COMPLEMENTARIOS

VII.1.- TIPOS DE APOYO.

Los dispositivos de apoyo de las vigas de puente tienen la función de transmitir a la subestructura las fuerzas -- que actúan sobre la superestructura. Además, idealmente, - deben permitir el libre desplazamiento y giro de los extre- mos de las vigas con el fin de evitar la generación de fuer- zas debidas a los cambios volumétricos cuando existen res- tricciones a estos movimientos.

En zonas sísmicas los apoyos deben diseñarse de manera que se cuente con un margen de seguridad razonable contra los desplazamientos exagerados que ocasionen el desplome - de la superestructura.

Los apoyos pueden ser de dos tipos:

- a) Apoyos Fijos.- Que no permiten desplazamientos.
- b) Apoyos Móviles o Libres.- Permiten desplazamientos.

Se recomienda que en una viga libremente apoyada se dis- ponga de un apoyo fijo en un extremo y uno móvil en el o-- tro. En vigas continuas conviene que todos los apoyos menos uno sean libres. En una viga continua de dos claros, el a- poyo central debe ser fijo mientras que los dos apoyos so- bre los estribos deben ser libres. En vigas continuas de tres claros se utilizan a veces apoyos fijos en los apoyos centrales, cuando se hace esto, es necesario prever los - movimientos y fuerzas que se presentaran en las pilas. Si son cuatro los claros, el apoyo fijo suele localizarse en la pila central, aunque cuando las pilas son poco rígidas pueden utilizarse en las otras dos.

A continuación se describen algunos tipos de apoyos:

VII.1.1.- Apoyos directos.

En claros mayores de 10 m. las losas o vigas de los puentes pueden apoyarse directamente sobre una superficie horizontal en los estribos. Para evitar las concentraciones de esfuerzos debidas a las irregularidades de las superficies de apoyo, pueden utilizarse una capa de mortero. En estos casos el coeficiente de fricción será alto de manera que el movimiento del sistema de piso quedará restringido mientras no se exceda la fuerza de fricción. El coeficiente de fricción puede reducirse si se emplea un material asfáltico.

Existen las opciones de dejar ambos extremos fijos utilizando algún tipo de ancla y dejar uno libre y el otro fijo. El dejar ambos extremos fijos puede ser ventajoso en claros pequeños ya que las deformaciones térmicas que pueden generarse son pequeñas y que los estribos pueden calcularse como si estuvieran apoyados tanto abajo como en su extremo superior, en lugar de tener que considerarlos como voladizos. Las dimensiones del apoyo deben ser tales que no excedan -- los esfuerzos de aplastamiento en el concreto tanto del elemento soportado como del soporte.

Debido a que las superficies de estos apoyos son horizontales y rígidas, debe tenerse en cuenta que al deformarse -- bajo cierta carga, la losa o viga adquirirá una curvatura -- que hará que el elemento soportado se apoye sobre la arista del apoyo, lo que puede ocasionar aplastamientos locales. El uso de chafLANES puede contrarrestar este efecto.

La figura 7.1 muestra éste tipo de apoyo.

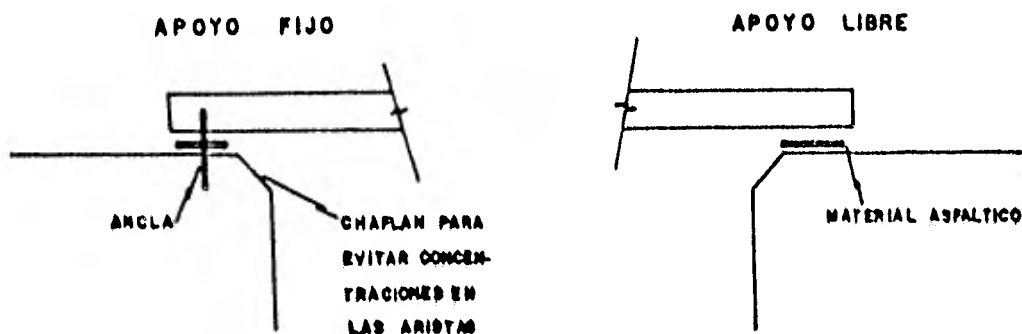


FIG. 7.1 APOYO DIRECTO

VII.1.2.- Apoyos de plomo.

Los apoyos a base de placas de plomo solían usarse con frecuencia por su bajo costo. A pesar de que permiten giros importantes por la naturaleza plástica del plomo, éstos apoyos presentan algunos inconvenientes que han hecho que vayan cayendo en desuso; están sujetos a flujo plástico que hace que las placas vayan aplastándose progresivamente y, por otra parte, el plomo en presencia de humedad reacciona químicamente con la cal del cemento y va desintegrándose.

VII.1.3.- Apoyos de placas planas de acero.

Para claros entre 10 y 15 m. pueden utilizarse apoyos - consistentes en placas de acero. El coeficiente de fricción puede variar entre 0.2 y 0.5; para disminuir éste coeficiente y evitar la oxidación a veces se utiliza una capa intermedia de bronce o teflón.

El tamaño de las placas depende del esfuerzo de aplastamiento que pueda soportar el concreto. Con éste tipo de apoyo no se permite el libre giro de los extremos. La figura 7.2 muestra este tipo de apoyo.

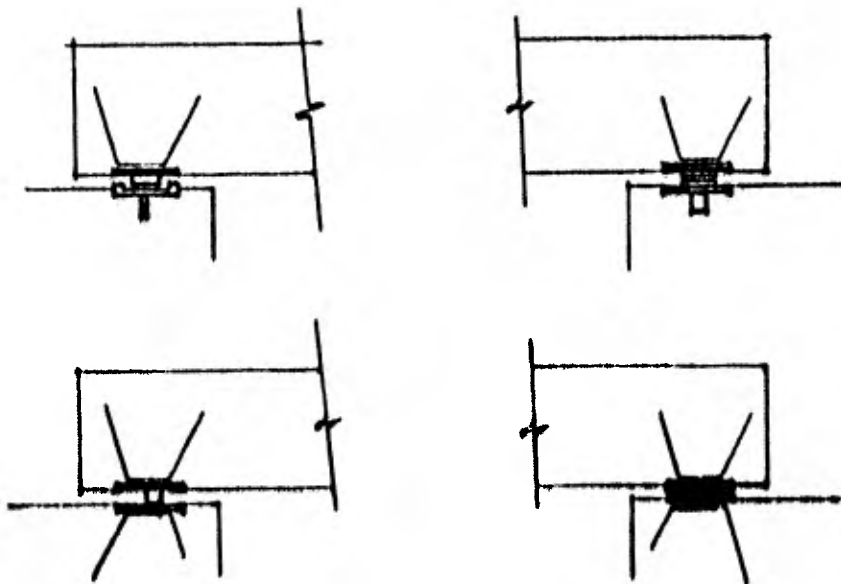


FIG. 7.2 APOYOS DE PLACAS PLANAS DE ACERO

VII.1.4.- Apoyos con placas de acero curvas.

Quando se utilizan placas planas para los apoyos pueden presentarse concentraciones de esfuerzos en los bordes, esto puede evitarse empleando una placa curva combinada con una placa plana, lo que permite el libre giro de los extremos de las vigas aunque no elimina totalmente la fricción. En puentes con claros superiores de 15 m la curvatura de las vigas es significativa. La fricción puede disminuirse revistiendo las placas con teñón o con bronce, con lo cual también se reducen los problemas de corrosión.

En este tipo de apoyo, en unos casos, la placa curva queda arriba, y en otros abajo. Para diseñar este apoyo deben considerarse los esfuerzos de aplastamiento del concreto bajo las placas de acero, la resistencia de las placas a flexión y cortante y en especial los esfuerzos que se presentan en la zona de contacto entre la placa plana y la curva, en la fig. 7.3 se muestra este tipo de apoyo.

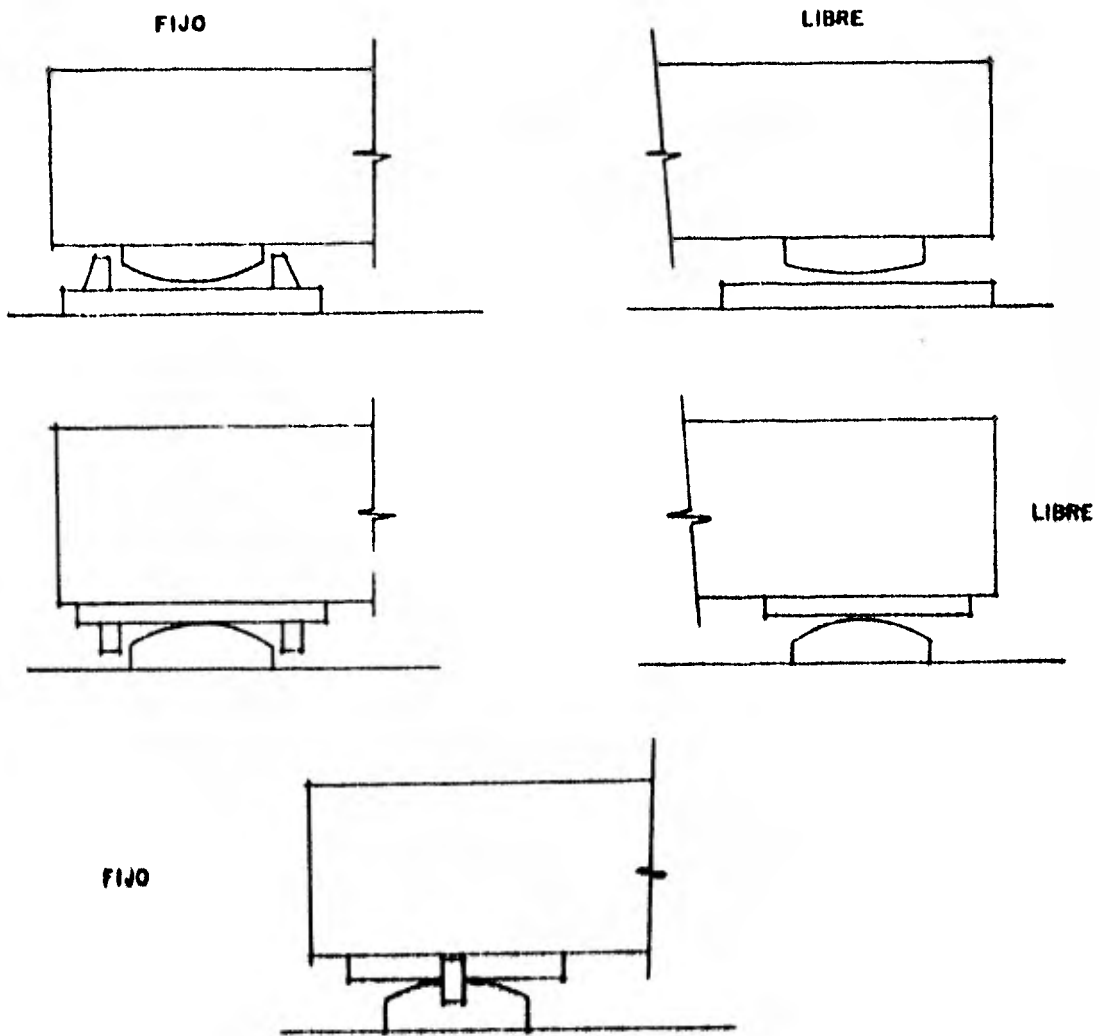


FIG. 7.3 APOYOS CON PLACAS DE ACERO CURVAS

VII.1.5.- Apoyos de rodillos de acero.

Los rodillos reducen la fricción considerablemente, pudiendo tomar como coeficiente de fricción 0.03 si el acero no está oxidado o sucio. Cuando no basta un solo rodillo - el conjunto de rodillos debe combinarse con una articulación para permitir la libertad de giro y los rodillos deben unirse para evitar que se muevan independientemente. La fig. 7.4. muestra este apoyo.

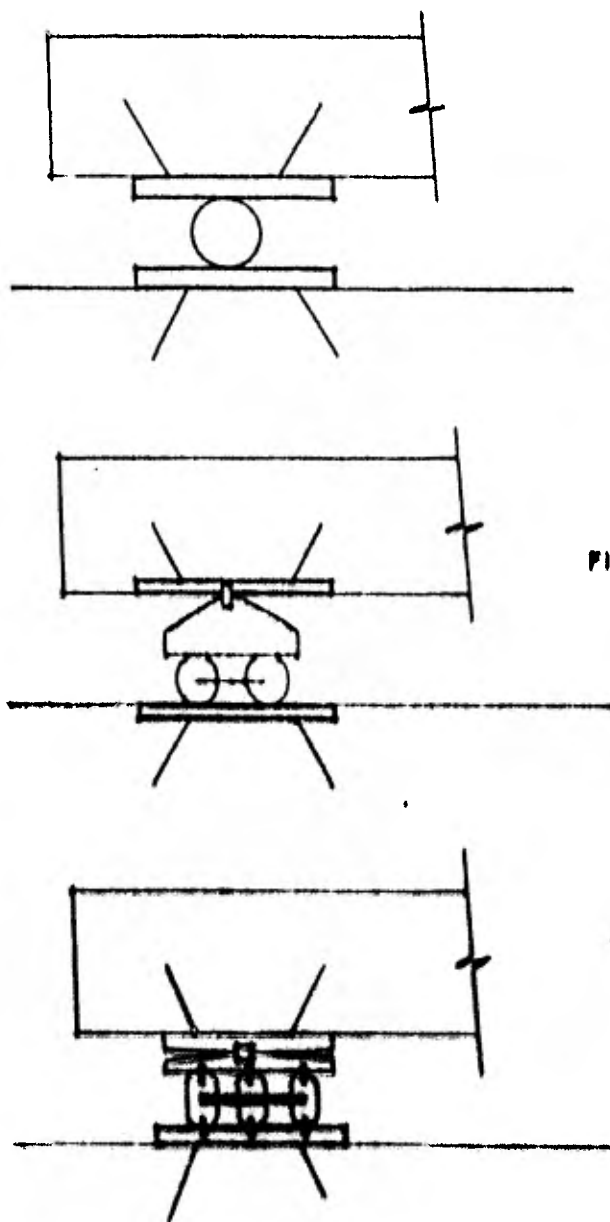


FIG. 7.4 APOYOS DE RODILLOS DE ACERO

VII.1.6.- Apoyos de mecedora de acero.

Este tipo de apoyo libre permite giros y desplazamientos considerables, por lo que es apropiado para claros -- grandes. La parte superior de la mecedora tiene una articulación y la parte inferior es una superficie de contacto -- curva. Son aplicables también en éste caso las recomendaciones del inciso VII.1.4; debe cuidarse que el desplazamiento sea compatible con la geometría de la mecedora, la figura 7.5 muestra éste tipo de apoyo.

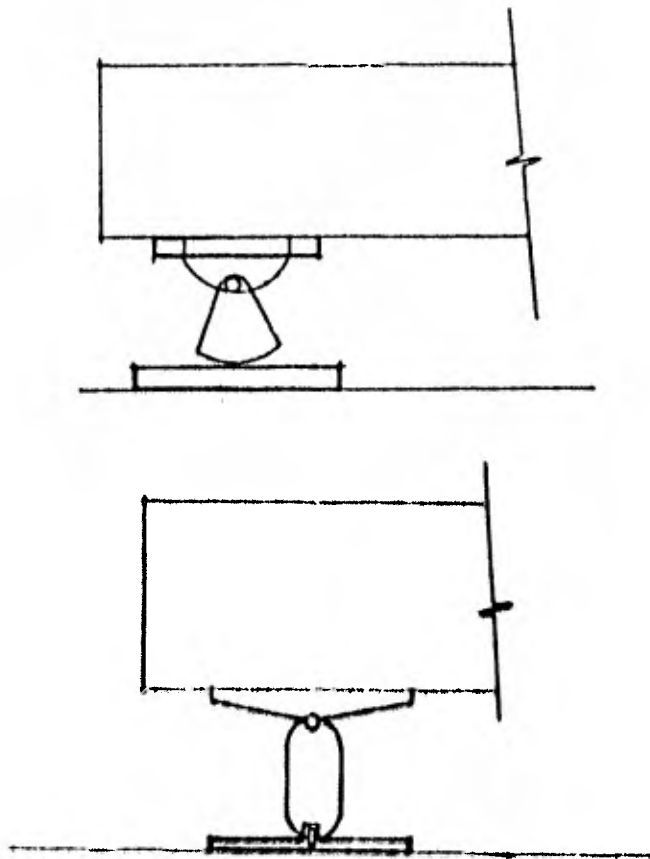


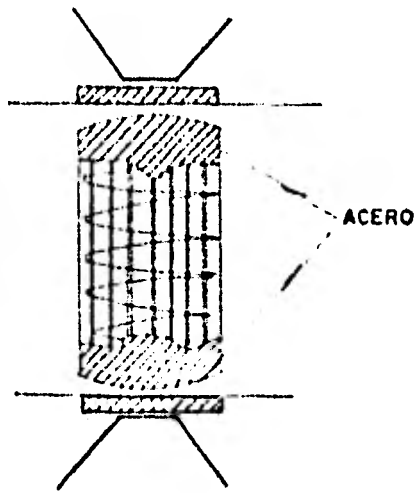
FIG. 7.5 APOYOS DE MECEDORA DE ACERO

VII.1.7.- Rodillos y mecedoras de concreto.

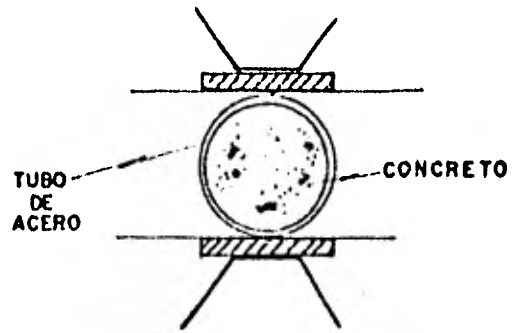
El costo de éste tipo de apoyo es bastante menor que el de dispositivos semejantes de acero. En la figura 7.6.a - se muestra una variante en la que la superficie de contacto está protegida por elementos de acero. Los esfuerzos de contacto se calculan como en el caso de rodillos totalmente de acero. En la alternativa b) de la figura 7.6 el rodillo está formado por un tubo relleno de concreto; en la parte c) de la figura la carga vertical se transmite a través de placas de plomo.

El refuerzo horizontal del bloque puede calcularse suponiendo que la carga vertical produce en el bloque una tensión horizontal igual a la tercera parte de dicha carga; - el refuerzo correspondiente se distribuye en forma uniforme en toda la altura del bloque.

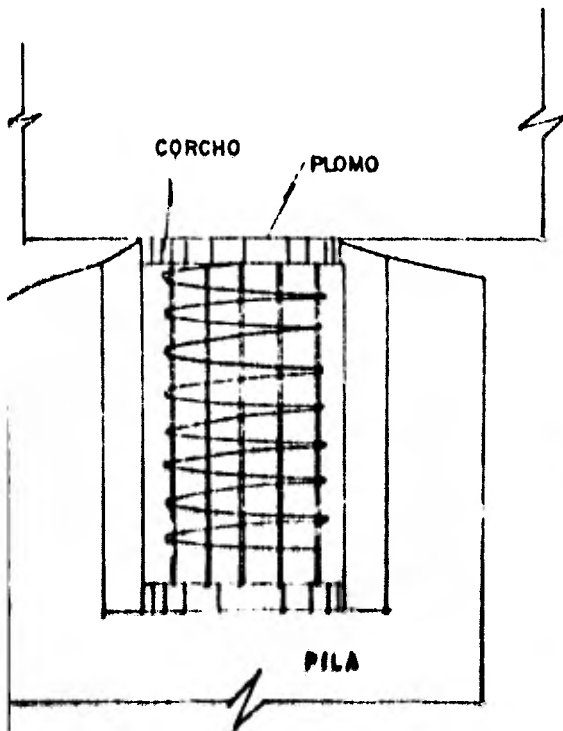
Como los bloques pueden llegar a tener dimensiones considerables a veces se alojan en un hueco previsto en la parte superior de la pila o estrilo. Este apoyo se ha utilizado con frecuencia en Europa. La figura 7.6 muestra éste tipo de apoyo.



(a)



(b)



CORTE EN SENTIDO LONGITUDINAL DEL PUNTE

(c)

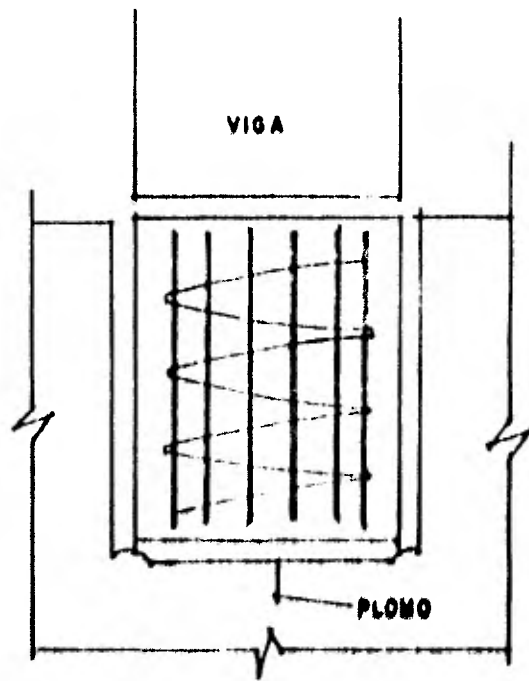


FIG. 7.6 RODILLOS Y MECEDORAS DE CONCRETO

VII.1.8.- Apoyos de neopreno.

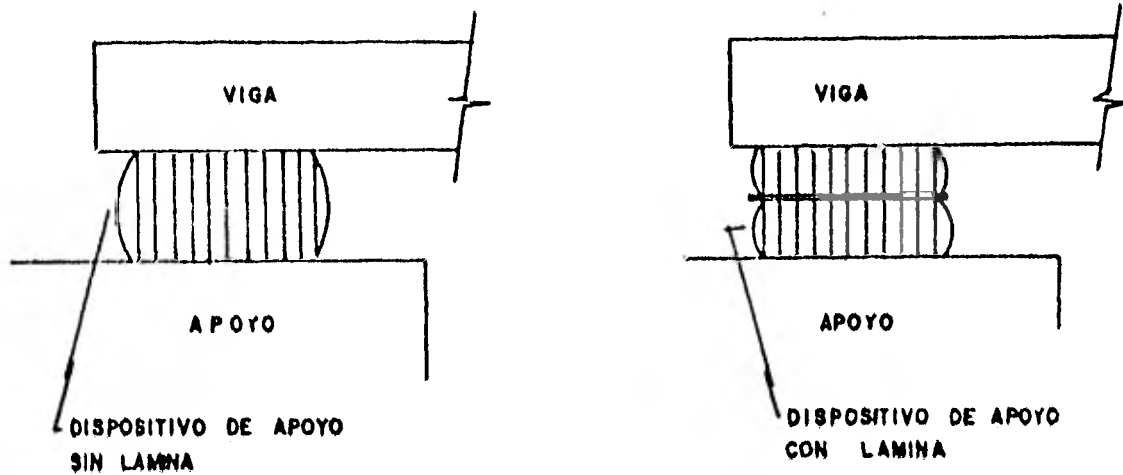
El neopreno es un hule artificial que se distingue del natural por tener una mayor durabilidad gracias a su gran resistencia a los agentes atmosféricos.

Un apoyo de neopreno consiste en una o varias placas de neopreno con un espesor aproximado de 1 a 5 cm, colocadas sobre la viga y el estrito o pila. Son económicos por su sencillez en lo que se refiere al diseño como a la fabricación y por el bajo costo del material. Técnicamente son muy eficaces, al contraerse o dilatarse la viga, la placa se deforma en cortante sin que haya deslizamiento entre ella y la pila o estrito, ni entre ella y la viga. Además se acomoda el giro de los extremos de la viga.

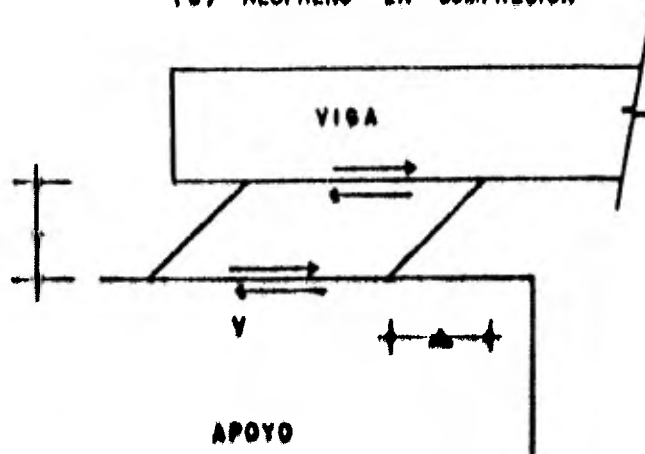
Bajo la compresión de la carga vertical el neopreno absorbe las irregularidades de la superficie de apoyo, con lo que se evitan las concentraciones de esfuerzos y se logra una presión uniforme. Puede soportar esfuerzos de compresión en condiciones de servicio del orden de 70 kg/cm^2 . El flujo plástico bajo compresión es bajo, es aproximadamente de 0.045 en promedio. La mayor parte de esta deformación plástica se presenta en los primeros 10 días bajo carga.

Con este tipo de apoyo no hay peligro de que el apoyo deje de permitir el deslizamiento debido a la corrosión como ocurre con las placas de acero. Una ventaja muy importante es que pueden absorber movimientos tanto longitudinales como transversales, lo que puede ser muy importante en puentes muy anchos.

Los apoyos de neopreno no requieren mantenimiento y su durabilidad es considerable, la experiencia indica que es razonable atribuirles una vida útil de 35 a 50 años. La figura 7.7 muestra este tipo de apoyo.



(a) NEOPRENO EN COMPRESION



(b) NEOPRENO EN CORTANTE

FIG. 7.7 DISPOSITIVOS DE APOYO DE NEOPRENO

VII.1.3.- Apoyos fijos articulados de acero.

En claros grandes es frecuente utilizar articulaciones de acero como la mostrada en la figura 7.0

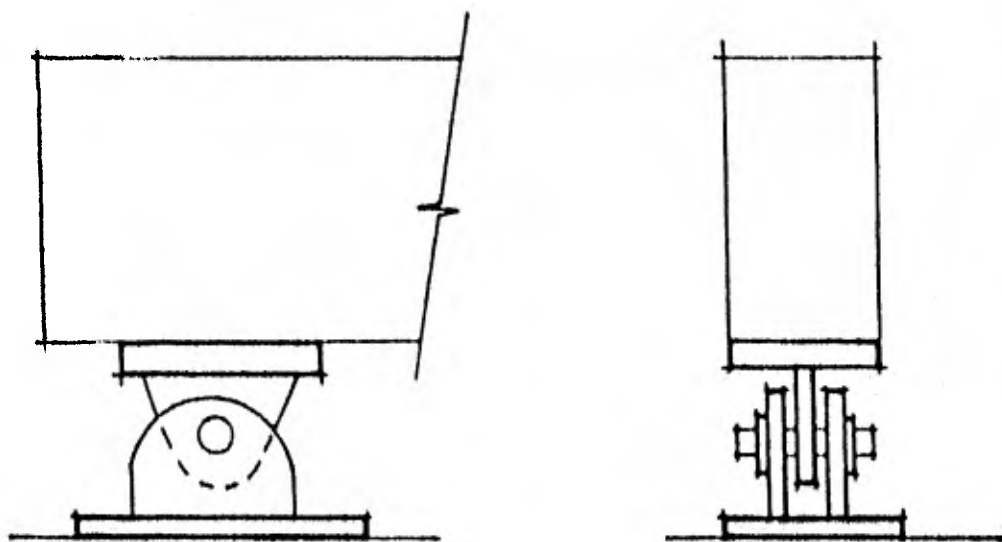


FIG. 7.0 ARTICULACION DE ACERO

VII.1.10.- Apoyos de teflón.

El teflón es un material hecho a base de resina de fluo_orocarbono. La característica del teflón que más interés -- tiene desde el punto de vista de su empleo en los dispositivos de apoyo de los puentes, es su coeficiente de fricción, que es extraordinariamente bajo. Un valor típico es 0.04. Se emplea en capas de aproximadamente 3 mm. de espesor en dispositivos de apoyo de neopreno o de acero. Las capas de teflón se pegan a estos materiales por medio de resinas epóxicas.

Otras propiedades del teflón son su alta resistencia al intemperismo y a los agentes químicos, su estabilidad térmica, su resistencia a la compresión (140 kg/cm² en apoyos confinados y 70 kg/cm² en apoyos no confinados).

VII.2.- Articulaciones.

En puentes de arcos de dos o tres articulaciones, éstos dispositivos son un elemento fundamental; también se utilizan a veces en los soportes verticales de puentes de losas y vigas, y en los tramos suspendidos de vigas Gerber, ver - figura 7.9

Las articulaciones pueden ser de acero o de concreto, - en la figura 7.10 se muestra una articulación de acero para un arco, que permite el giro en el plano del arco. En las columnas articuladas en sus extremos, a veces se utilizan apoyos a base de dispositivos esféricos ó rótulas que permiten el giro en cualquier sentido. En las figuras 10.b y 10.c se representan dos tipos de articulaciones de concreto.

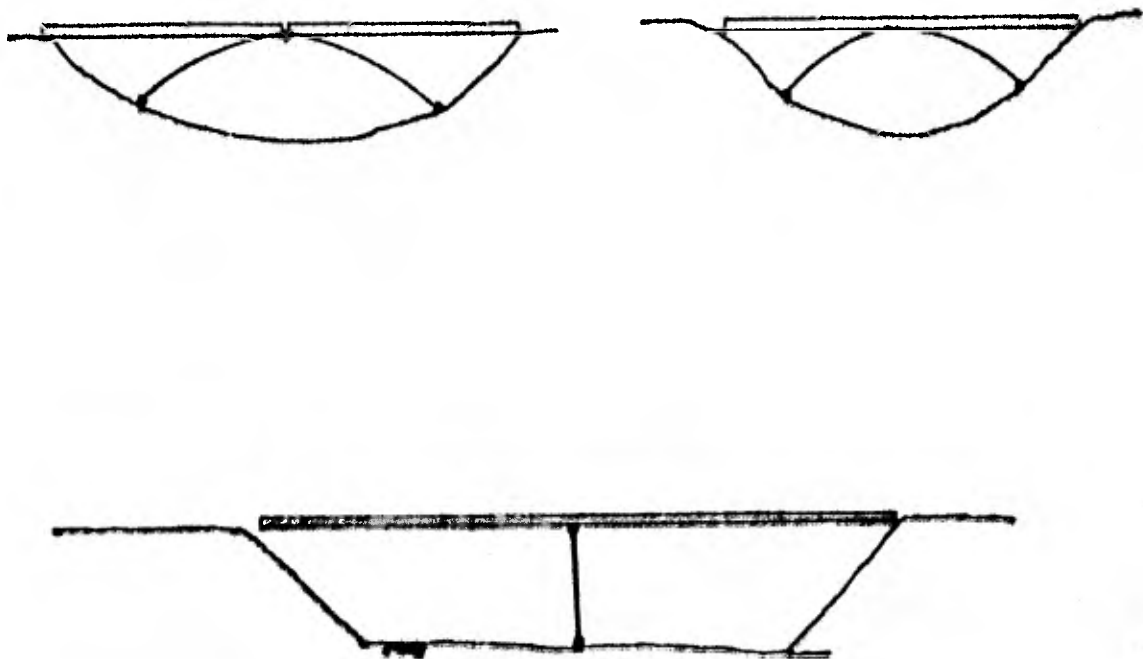
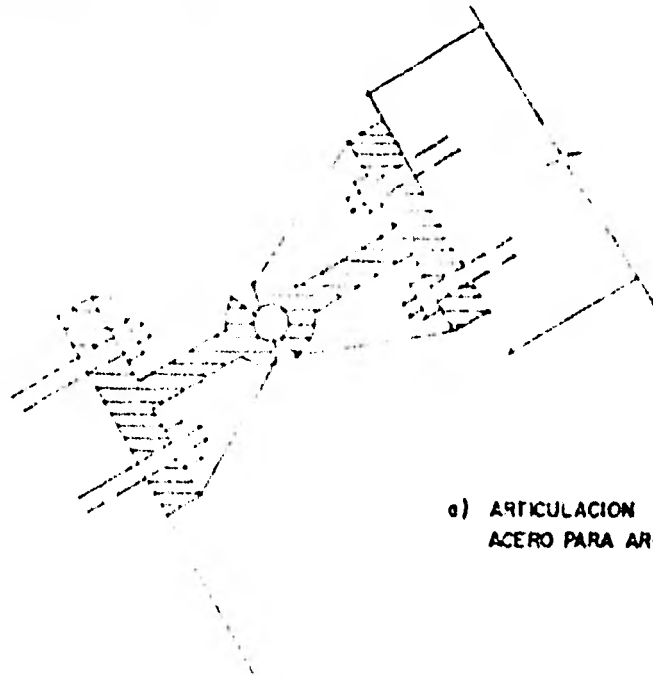
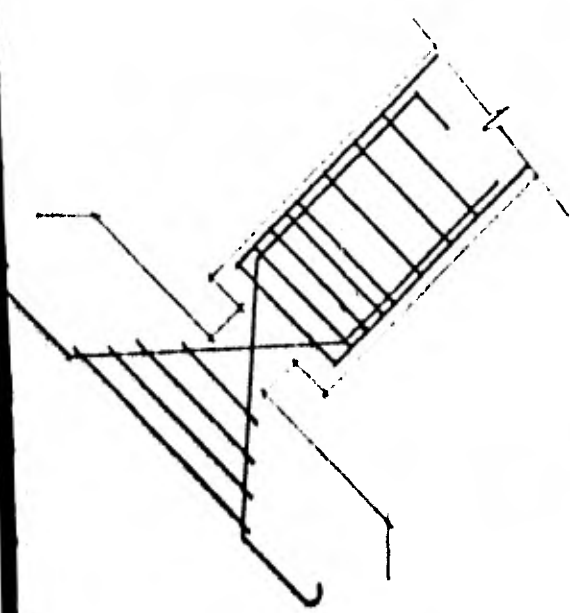


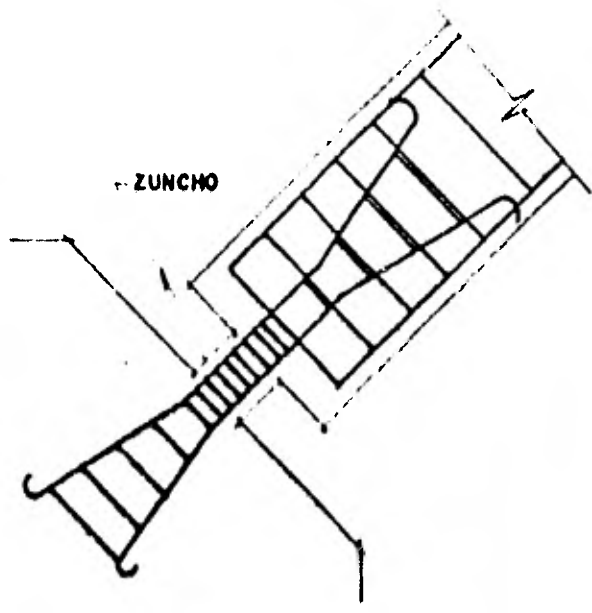
FIG. 7.9 USO DE ARTICULACIONES EN ESTRUCTURAS DE PUENTES



a) ARTICULACION DE ACERO PARA ARCO



b) ARTICULACION EN CONCRETO



c) ARTICULACION EN CONCRETO

FIG. 7.10 ARTICULACIONES

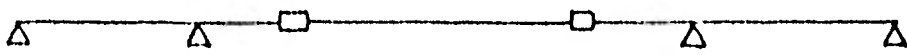
VII.3.- Ménsulas en puentes con tramos de vigas suspendidos (vigas Gerber).

Una solución estructural bastante común en la construcción de puentes se basa en el empleo de vigas Gerber. Consiste en introducir articulaciones en lugares convenientes de manera que resulta una viga isostática que conserva algunas de las ventajas de las vigas continuas sin sus inconvenientes, la figura 7.11.a muestra este tipo de vigas.

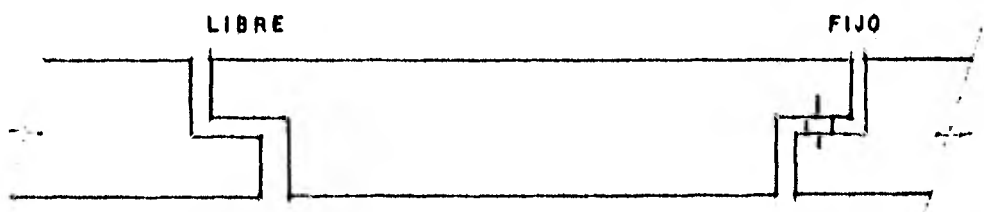
Los lugares donde se forman las articulaciones presentan problemas particulares de diseño debido a la necesidad de disminuir el peralte de la viga a la mitad, como se -- aprecia en la figura 7.11.b. El problema se complica aún más cuando se trata de vigas pretensadas o postensadas con las dificultades especiales que se presentan en sus extremos, figura 7.11.c

Bajo la acción de las cargas, las ménsulas que se disponen en los lugares de articulación se agrietan como se indica en la figura 7.12.a

En las figuras 7.12.b y 7.12.c se muestran detalles de refuerzos típicos.



a) VIGA GERBER PARA PUENTE



b) TRAMO SUSPENDIDO DE UNA VIGA GERBER

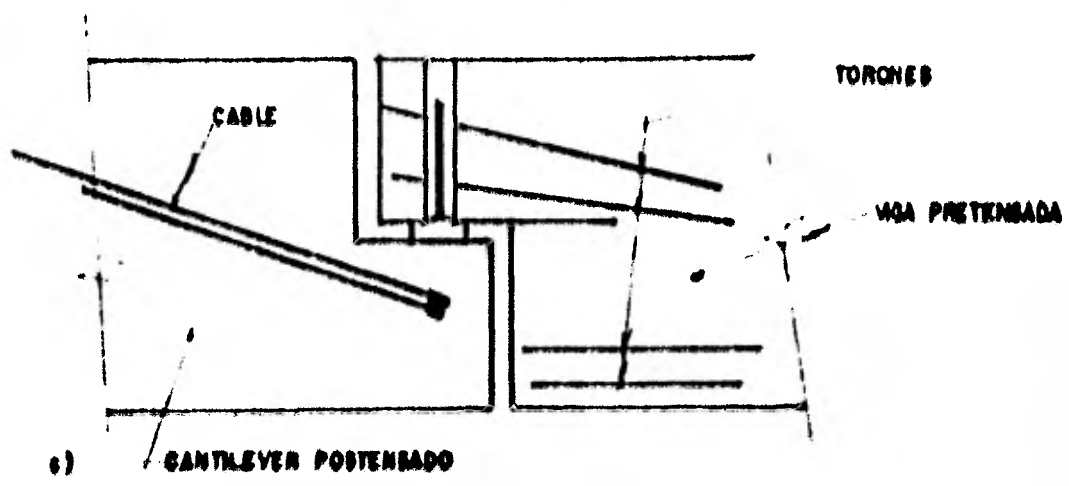
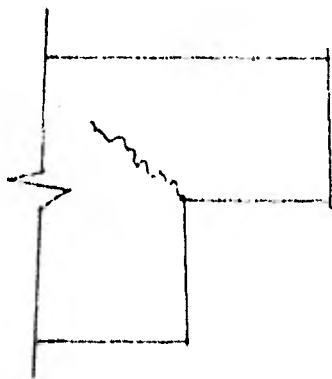
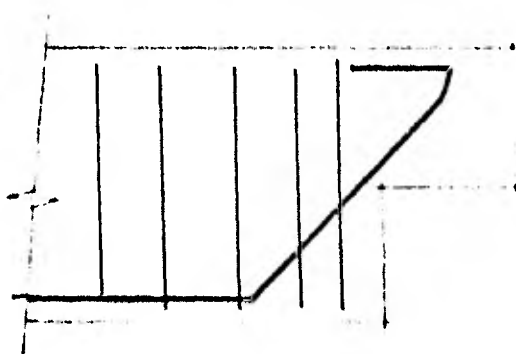


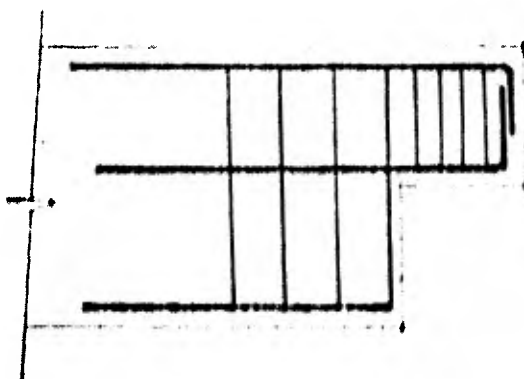
FIG. 7.11 MENSULAS EN PUENTES



a) AGRIETAMIENTO TÍPICO



b) REFUERZO CON BARRA INCLINADA



c) REFUERZO CON BARRAS VERTICALES Y HORIZONTALES

FIG. 7.18

VII.4.- Juntas de expansión.

La mayoría de los puentes se construyen de manera que - las partes que los forman puedan moverse libremente a fin de acomodar los efectos de los cambios volumétricos; esto impide que la calzada sea continua por lo que es necesario prever juntas de expansión transversales que permitan que la calzada se adapte a los movimientos de la estructura - principal.

Las juntas de los puentes no sólo deben facilitar los - movimientos de contracción y dilatación de la estructura, - sino que también deben evitar discontinuidades, permitien- do que los vehículos pasen sobre ellas sin experimentar -- golpeteo ni vibraciones excesivas. Una junta mal diseñada no sólo puede ser molesta, puede incluso llegar a producir accidentes; además el mantenimiento de la junta debe ser - fácil.

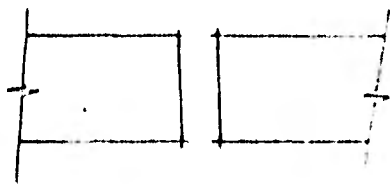
En la figura 7.13 se muestran esquemáticamente los prin- cipales tipos de juntas, que pueden clasificarse en dos -- grupos:

- a) Juntas abiertas.
- b) Juntas cerradas.

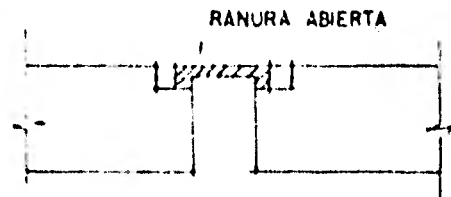
Las juntas abiertas consisten en una ranura sin elemen- tos estructurales de pandeo. En las juntas cubiertas exis- te algún tipo de tapa con capacidad para resistir cargas.- Las figuras 7.14 a la 7.17 muestran algunas juntas usuales.

JUNTAS ABIERTAS

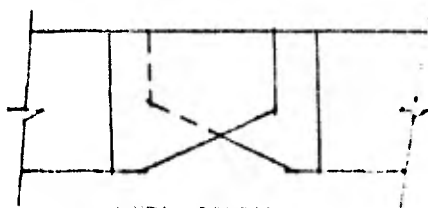
JUNTAS CUBIERTAS



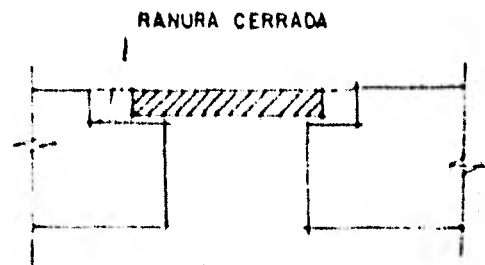
JUNTA SIMPLE



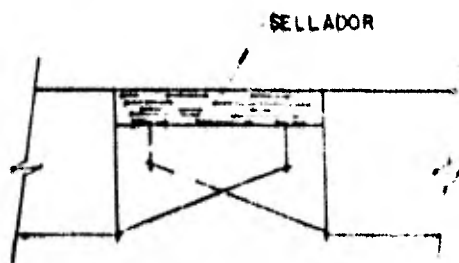
JUNTA SIMPLE DE PLACA



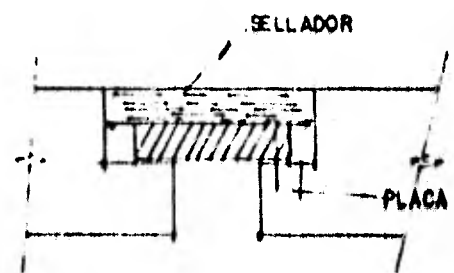
JUNTA DENTADA



JUNTA DE PLACA COMPLEJA

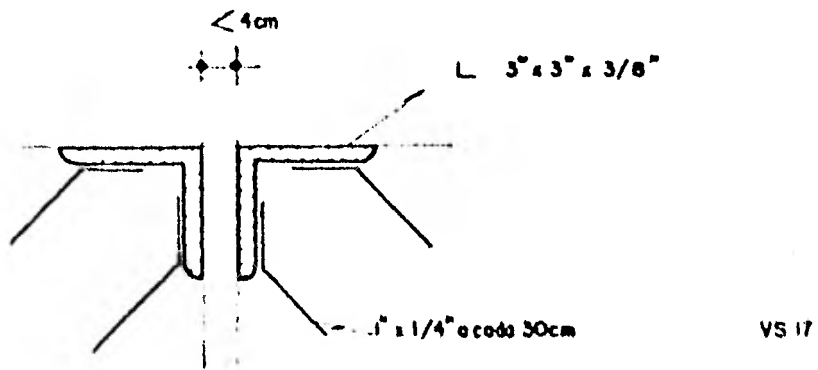


JUNTA DENTADA CON SELLADOR



JUNTA DE PLACA CON SELLADOR

FIG. 7.13 TIPOS DE JUNTAS



LA JUNTA PUEDE SELLARSE CON ALGUN PRODUCTO PLASTICO O DE HALE



FIG. 7.14

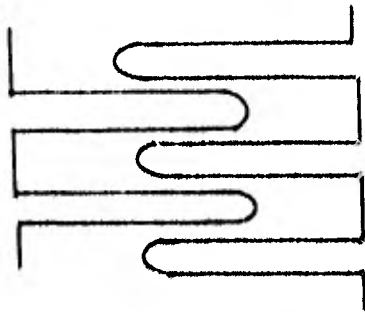
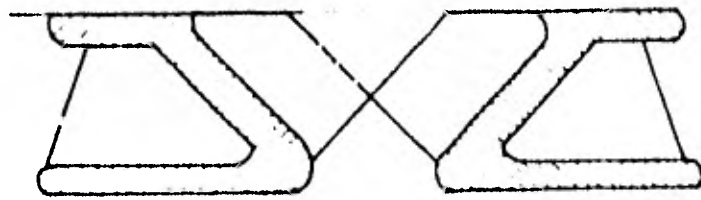


FIG. 7. 19

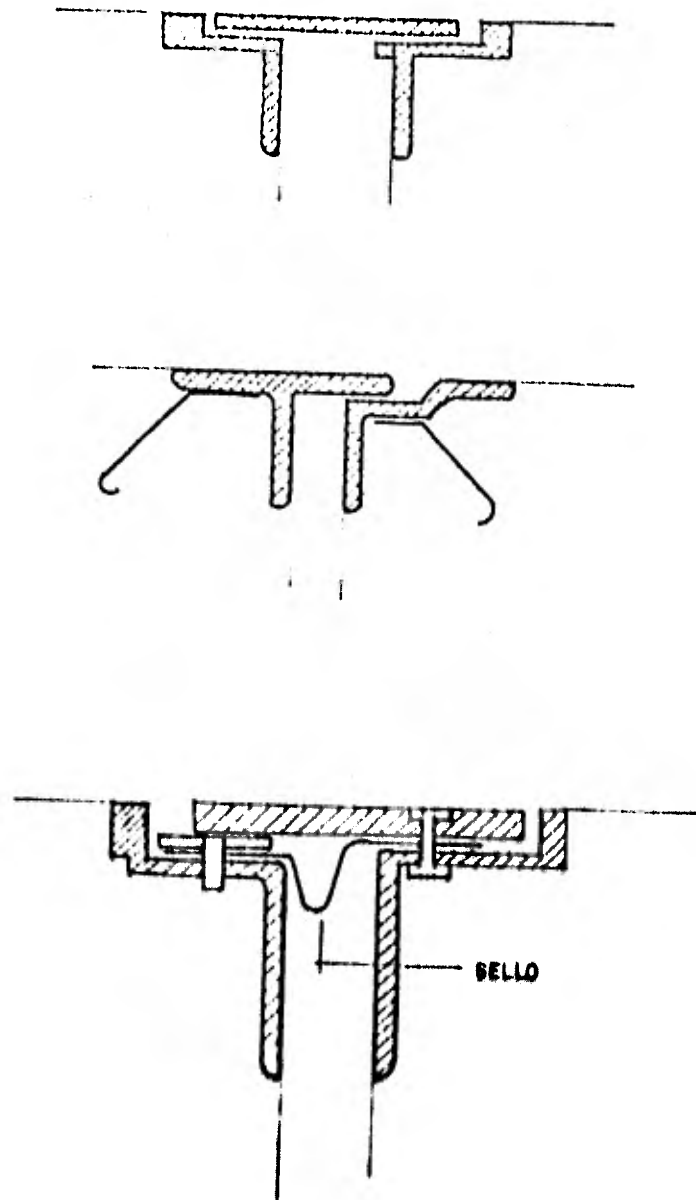


FIG. 7.10

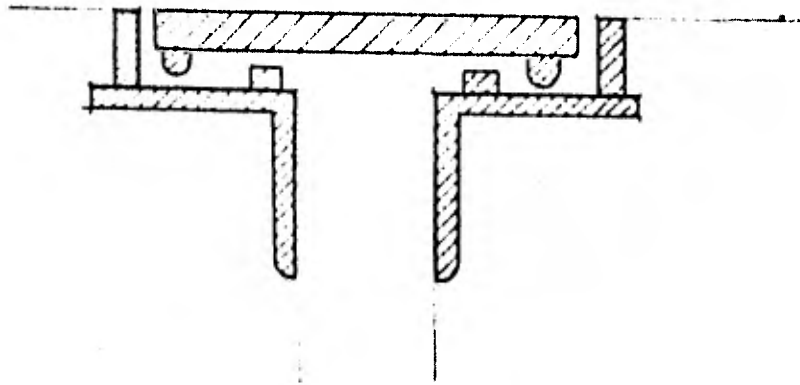


FIG. 7.17

VII.5.- Losas de aproximación.

Se llaman losas de aproximación ó losas de acceso a aquellas que proporcionan el acceso a ciertos puentes y evitan que se formen baches a la entrada del puente ya que éstos provocan que los camiones aumenten la carga por impacto.

Pueden distinguirse tres clases ó tipos de losas de acceso según su condición de apoyo:

- a) Apoyada en dos lados
- b) Apoyada en tres lados
- c) Apoyada completamente

a) Losa de acceso apoyada en dos lados.

Este tipo de losas trabajan en el sentido longitudinal del puente, apoyando uno de sus extremos sobre el terraplén y el otro extremo se apoya en el respaldo del alfiler del estribo o del caballete. La figura 7.10 muestra en corte este tipo de losas.

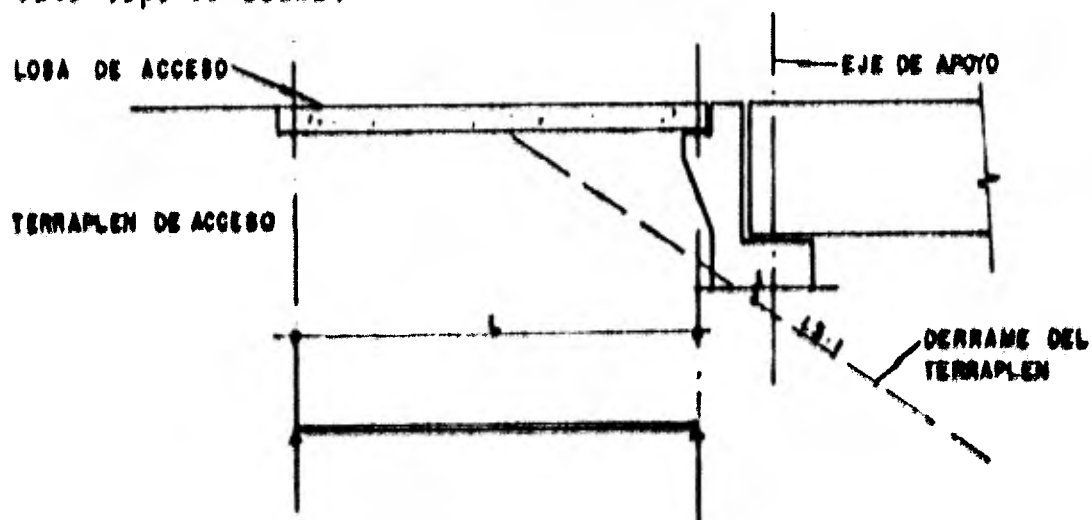


FIG. 7. 10

Este tipo de losas se calculan como una trabe apoyada, como ya se indicó, de claro L . La losa tendrá la misma sección del puente, es decir, que la calzada y guarniciones conservarán las mismas características geométricas que en el resto del puente, en la figura 7.19 se muestra la sección transversal.

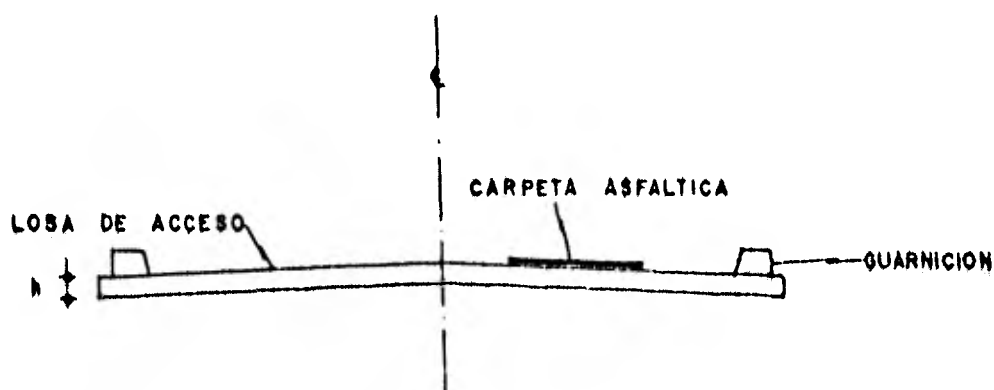


FIG. 7.19

Carga Muerta. - se analiza por metro transversal de losa y las cargas que se deben tomar en cuenta son:

- Peso de la losa.
- Carpeta asfáltica.
- Guarnición y parapeto. - deberá utilizarse la covela extrema considerando el peso por metro lineal de la guarnición y el parapeto.

El momento por carga muerta será:

$$M_{EM} = \frac{wL^2}{8}$$

Carga Viva.- Se define el tipo de carga móvil y se calcula el ancho de distribución de acuerdo al Capítulo IV, - se debe incrementar la carga por rueda por el factor de im pacto, que es el 30% para claros pequeños.

Para calcular el momento flexionante por carga viva, la losa deberá analizarse como una viga libremente apoyada, - de claro L, considerando el peso/rueda (puesto que el ancho de distribución es pequeño), por lo tanto el momento se calcula con la siguiente fórmula:

$$M_{vivo} = \frac{PI}{4E}$$

donde:

P = peso de una rueda

L = longitud del claro efectivo

I = coeficiente de impacto

E = ancho efectivo de distribución

El momento de diseño será la suma de los momentos por carga muerta más el momento por carga viva:

$$M_d = M_{mu} + M_{vivo}$$

Debe tomarse en cuenta que para completar el diseño de la losa de acero, además del acero principal, debería proporcionar los refuerzos por distribución y por temperatura.

b) Losa de acceso apoyada en tres lados.

Es el caso de losa sobre estribos en "U", como se muestra en la fig. 7.20.

Estas losas se consideran apoyadas en tres lados: sobre el cuerpo del estribo y sobre los aleros del mismo. No se toma en cuenta (estructuralmente) el apoyo sobre el terraplén por ser mucho menos rígido que los otros tres indicados.

En general, estos elementos trabajan según el claro corto, es decir, transversalmente al puente. Su cálculo estructural considera todo lo mencionado en el inciso a).

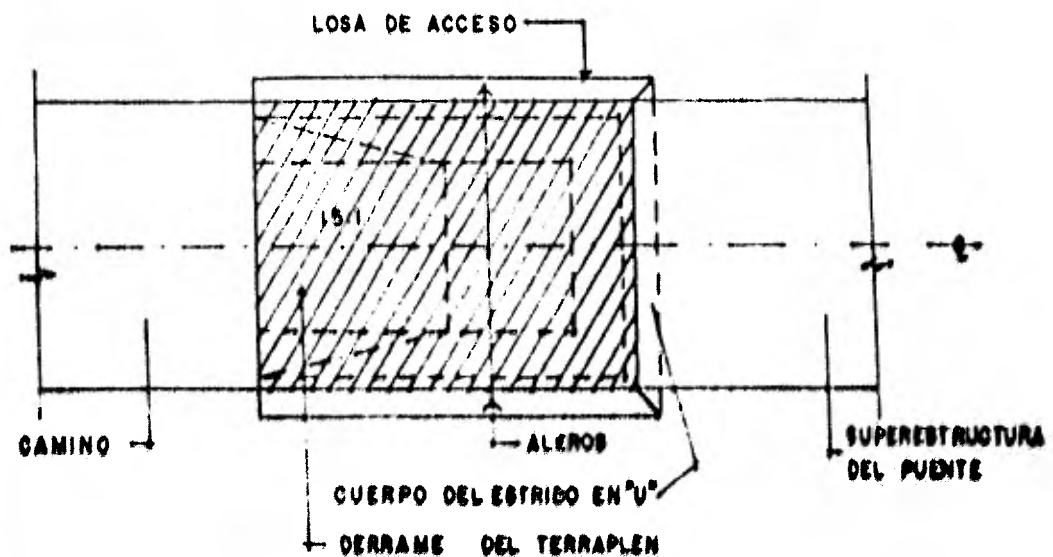


FIG. 7.20

c) Losas de acceso apoyadas completamente.

Este tipo de losas de acceso no se calculan, porque se presupone que se van a romper pasado cierto tiempo, por los asentamientos del terraplén. Solamente se arman por temperatura.

VII.6.- Diseño de aleros.

Se entiende por aleros a los elementos complementarios y monolíticos de un estribo, de un caballete extremo o de la misma superestructura del puente. Su función primordial es contener el terraplén de acceso y evitar que éste derrame más allá de ciertos límites.

Se tratará el caso de los aleros de estribos y de caballetes.

a) Aleros de estribos.

Los aleros de estribos son muros laterales de contención generalmente son monolíticos con el cuerpo del estribo.

La función de los aleros, además de soportar el empuje de tierras del terraplén, evitar, como ya se dijo, que el terraplén derrame más allá de ciertos límites.

Los aleros, generalmente no se calculan, sobre todo si son aleros "jugados", como se muestra en la fig. 7.21.

b) Aleros de caballetes.

Su función es la misma que los aleros para estribos, en tu tipo de aleros en ocasiones sirve también para apoyar - losas de acceso. La fig. 7.22 muestra este tipo de alero.

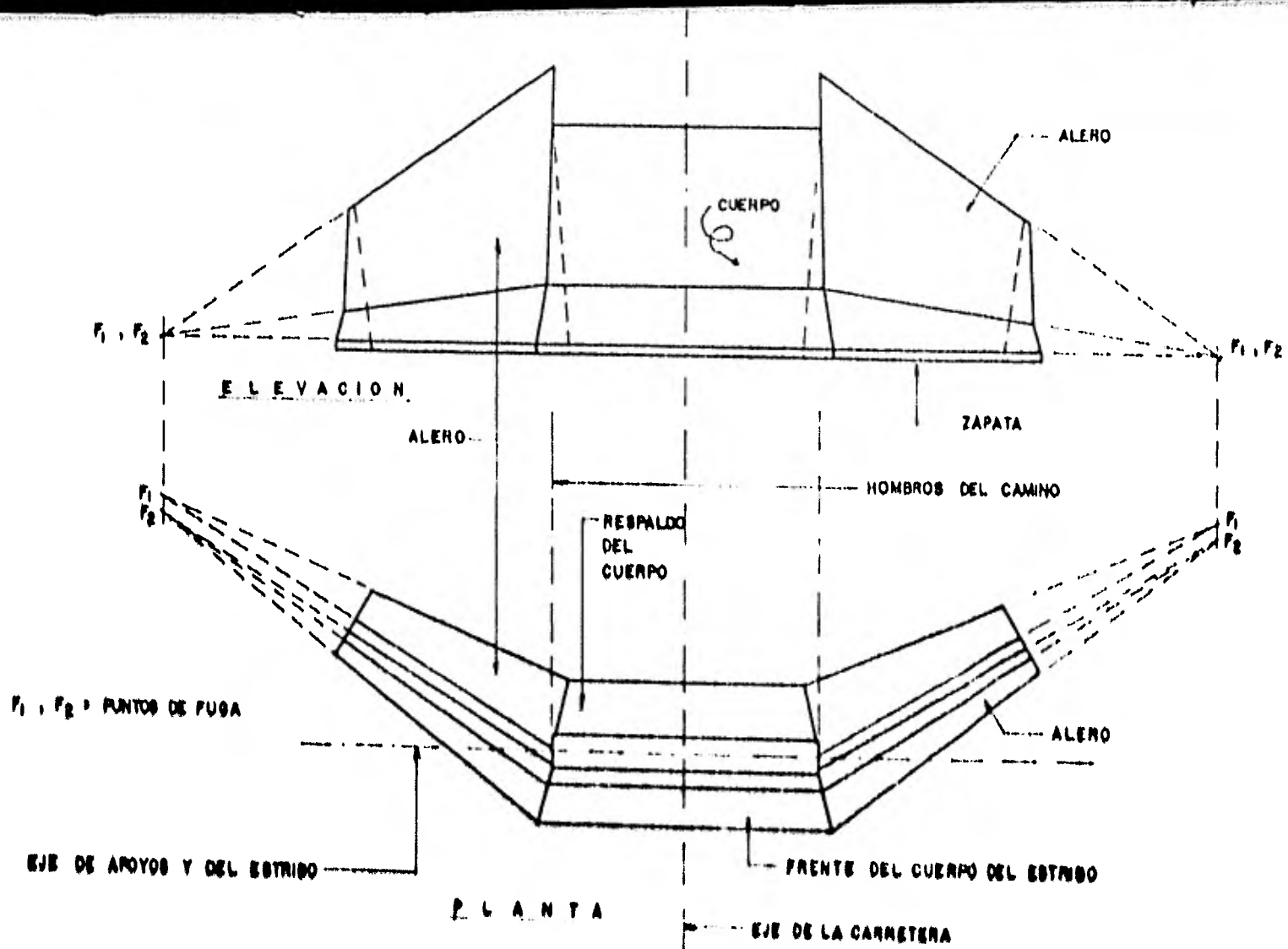


FIG. 7.81 ESTRIBO DE MAMPOSTERIA CON ALEROS

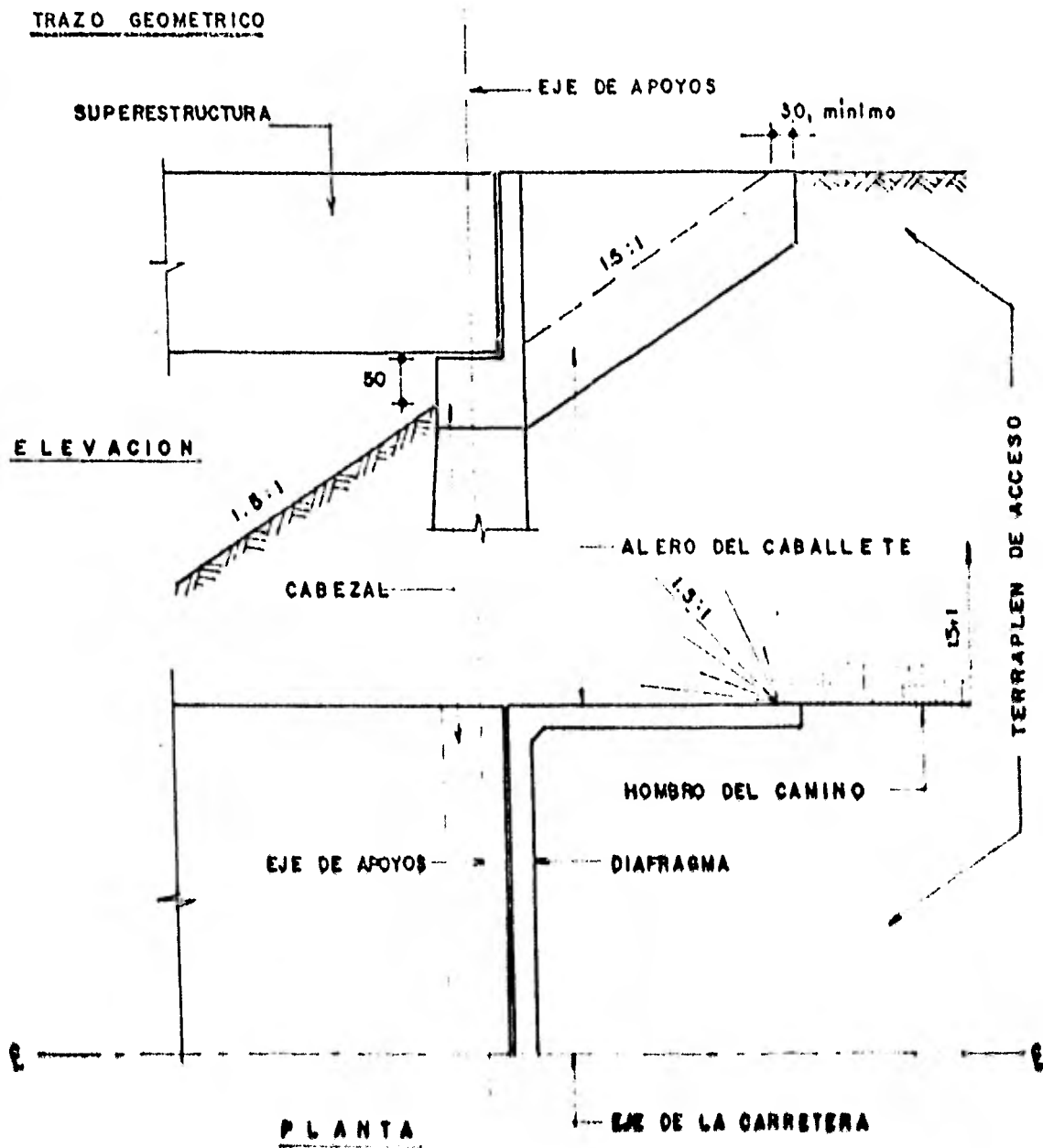


FIG. 7.22 ALEROS DE CABALLETE

VII.7.- Diafragmas extremos.

Son elementos estructurales monolíticos con otros, que se pueden dividir en los siguientes tipos:

- a) Diafragmas de losas planas +
- b) Diafragmas de losas con nervaduras +
- c) Diafragmas de estricos y caballetes
- + Colados monolíticamente con la superestructura.

u) Diafragmas de losas planas.

Su función es contener el derrame del terraplén de acceso, la fig. 7.23 muestra este tipo de diafragma.

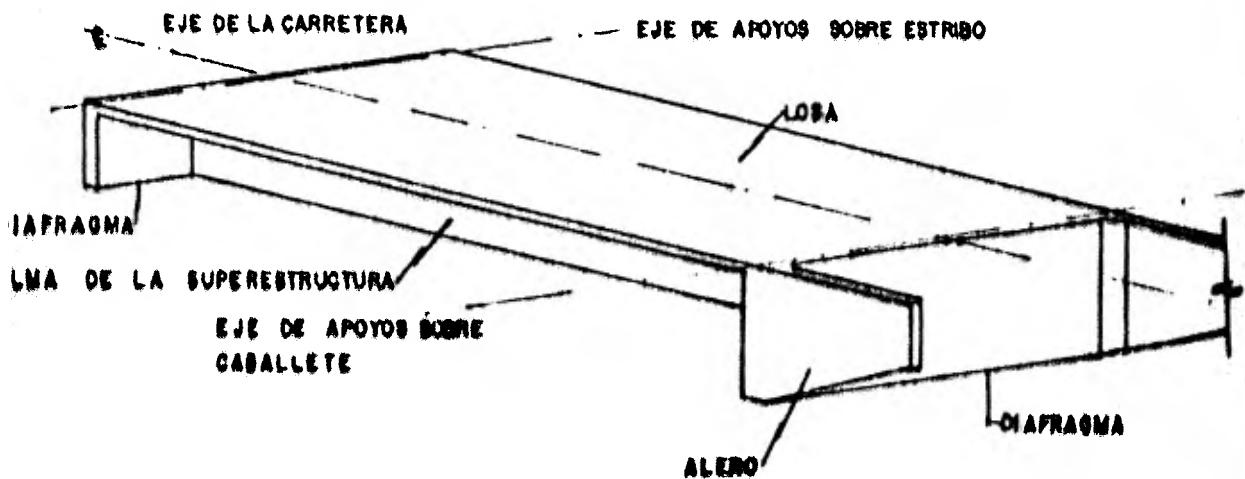
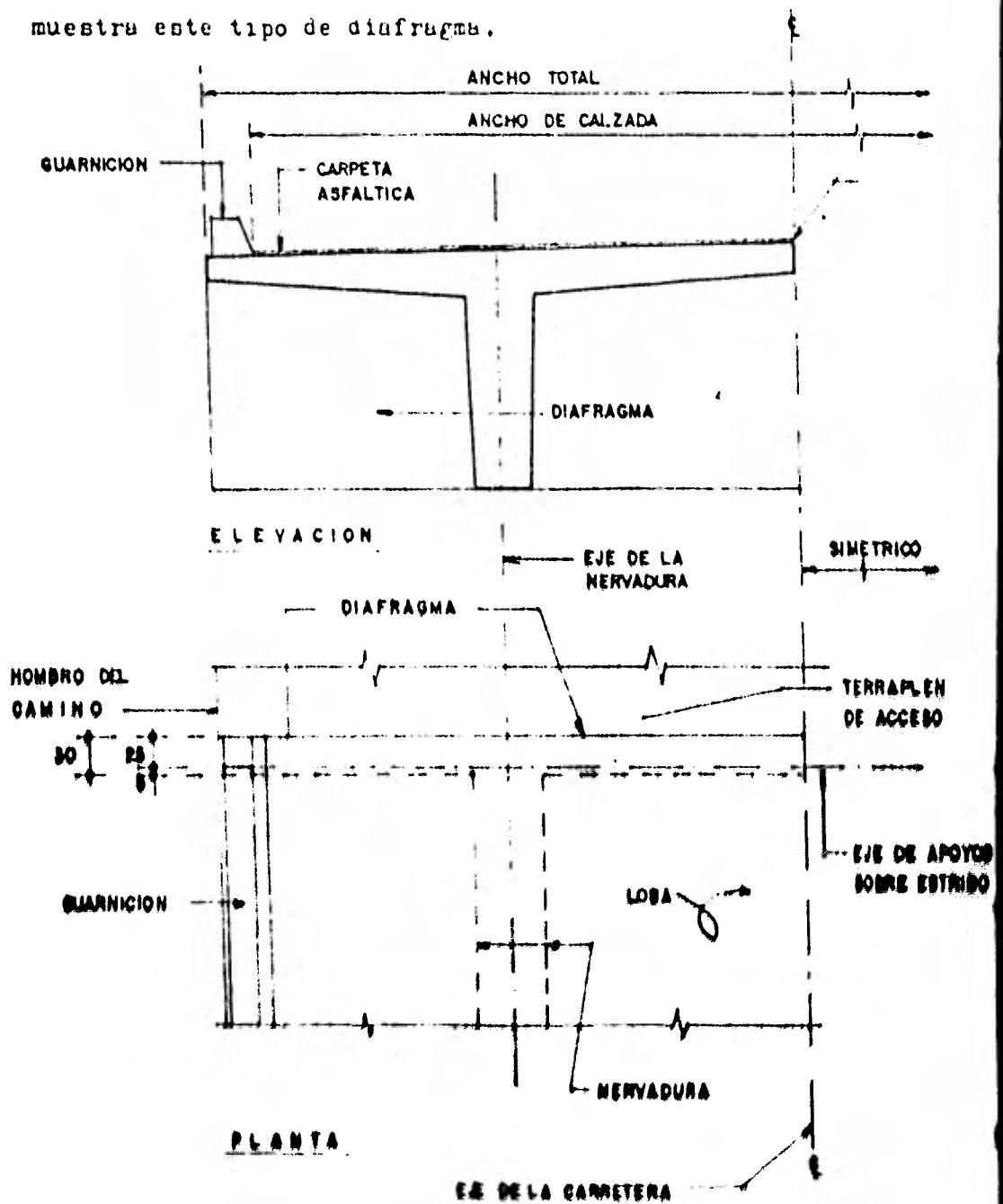


FIG. 7.23

b) Diafragmas de losas con nervaduras.

Sirven para contener el derrame del terraplén de acceso y proporcionar rigidez a la superestructura, la fig. 7.24 muestra este tipo de diafragma.



(SOBRE ESTRIBO)

FIG. 7.24

c) Diafragmas de estritos y caballetes.

Son elementos cuya función principal es contener el derrame del terraplén de acceso y, en ocasiones, se calculan para absorber las dilataciones de la superestructura del puente. La fig. 7.25 muestra este tipo de diafragma.

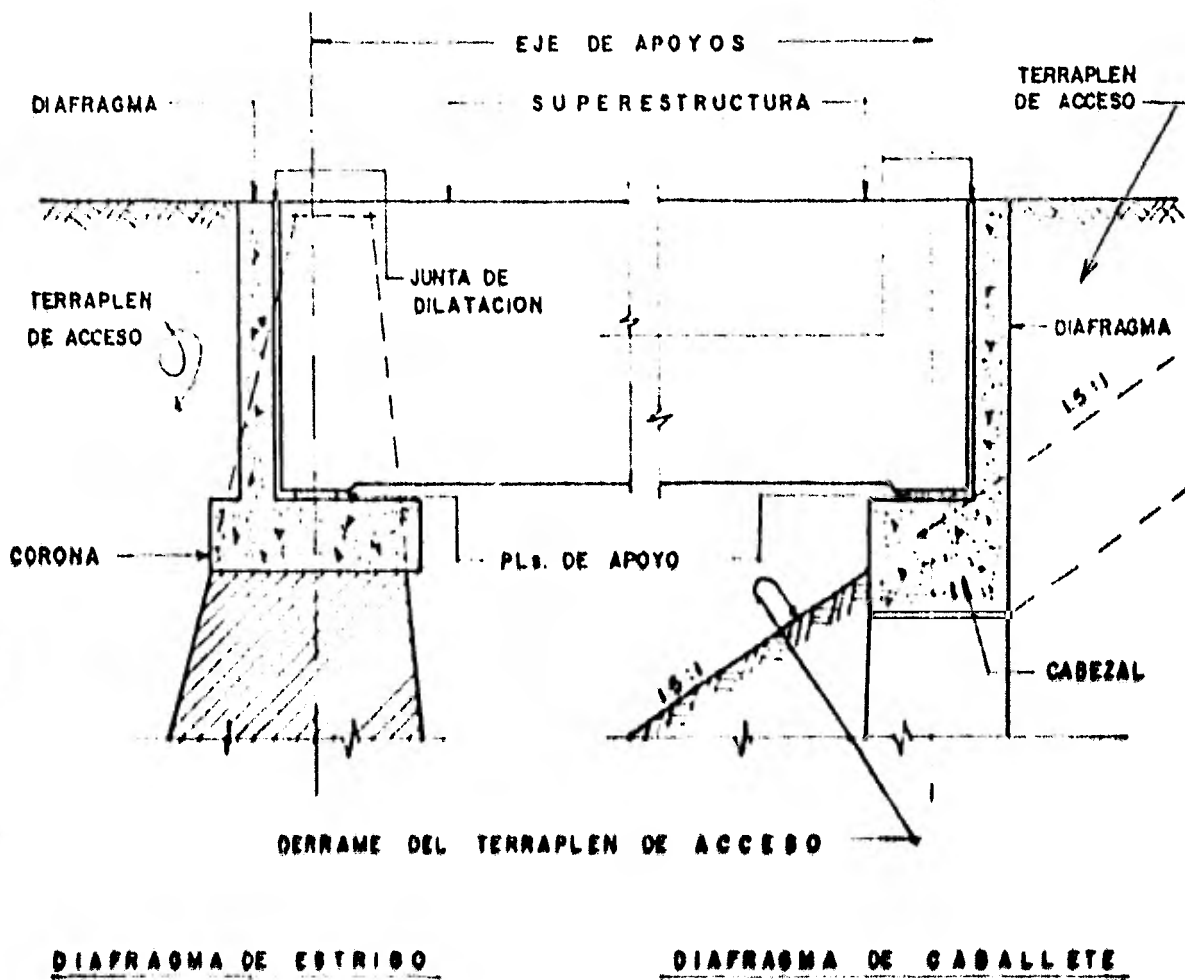


FIG. 7.25

Recomendaciones para el cálculo de los diafragmas y aleros de caballetes extremos:

a) Valuación del empuje de tierras.

Se considerará una sobrecarga por carga móvil de 1.20 m en todo el ancho de la corona del camino.

En los aleros no se considerará ninguna sobrecarga, pero se tomará en cuenta la inclinación del derrame respecto a la horizontal, en un plano normal al alero. Tómese en cuenta que estas recomendaciones son aplicables a aleros doblados 30° con respecto al eje del caballete.

b) Espesor del diafragma y los aleros.

Pueden tenerse dos casos: que el peralte efectivo quede definido por el momento de los empujes E_1 , E_2 , E_3 y E_4 , -- respecto a la sección AC (sección balanceada, con ancho -- $b = AC$); ó que dicho peralte efectivo quede definido por el momento de los empujes E_1 , E_3 y E_5 respecto a la sección DBB' (la sección resistente se considera balanceada, con ancho $b = DB$). En general, no se aceptará que la sección sea reducida ni doblemente armada. Ver fig. 7.26.

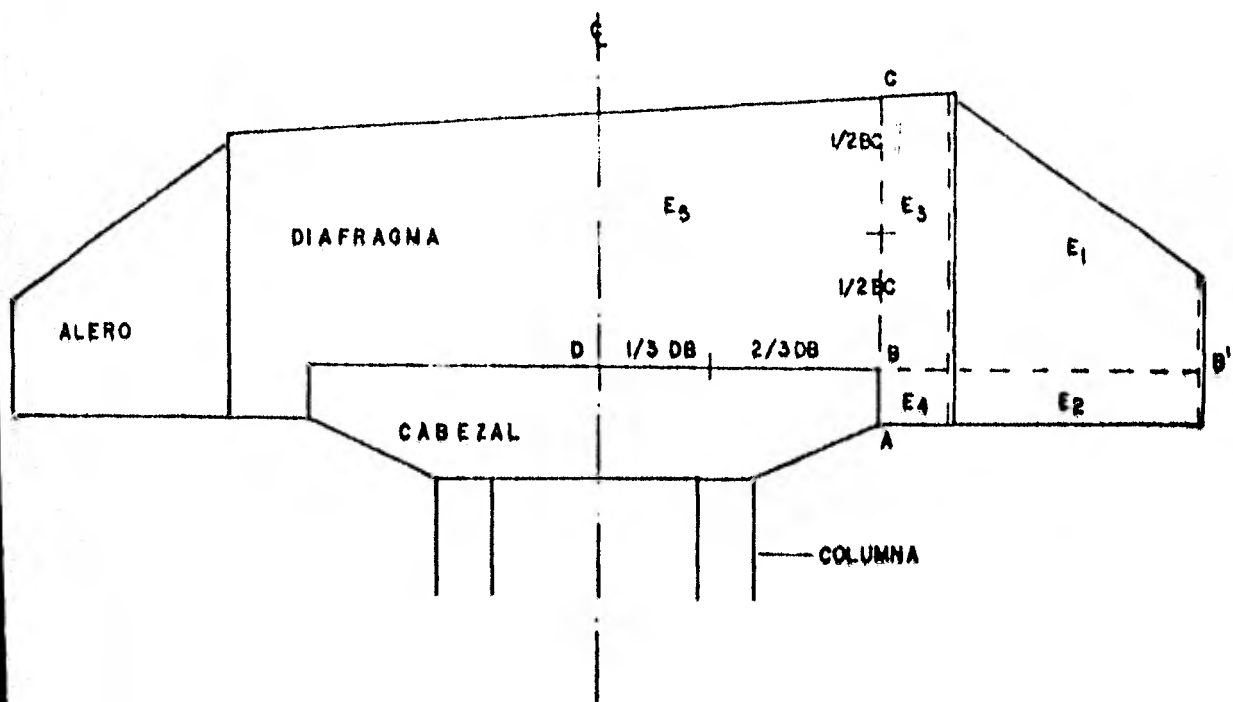


FIG. 7.20

c) Refuerzo horizontal.

Las varillas horizontales que crucen la sección AB se proporcionarán para resistir el momento flexionante de los empujes E_2 y E_4 respecto a dicha sección.

Las varillas horizontales que crucen la sección BC se proporcionarán para resistir el momento de los empujes E_1 y E_2 , respecto a esa sección, pero se distribuirán de modo $2/3$ del acero total quedan alojados en la mitad inferior de la sección BC y el tercio restante en la mitad superior.

Este refuerzo será siempre horizontal (aún cuando los aleros tengan alturas distintas) y se prolongarán de lado a lado del diafragma y aleros.

Se evitará que el acero de tensión sea continuo en la esquina inferior de la sección de dobles del acero, para lo cual se cruzarán las varillas dándoles el anclaje necesario en la zona de compresión, como se muestra en la fig. 7.27.



FIG. 7.27

d) Refuerzo vertical en el diafragma.

Las varillas verticales en la parrilla posterior, que crucen la sección DB se dimensionarán para resistir el momento de los empujes E_1 , E_3 y E_5 respecto a la sección $-DB'$, pero se distribuirán de tal forma que los $2/3$ exteriores de DB contengan el 80% del acero total y el tercio inferior sólo el 20%.

e) Refuerzo vertical en la prolongación del diafragma y en los aleros.

Para calcular este refuerzo se valorarán en la sección AC las fuerzas cortantes horizontal y vertical y el momento torsionante. El refuerzo será capaz de resistir las tensiones diagonales correspondientes a estos elementos mecánicos.

f) Refuerzo en la parrilla anterior.

Cuando el espesor del diafragma sea mayor o igual a 25 cm., se calculará refuerzo por temperatura en la parrilla anterior, tanto horizontal como vertical. Para facilidad en la presentación del armado, la separación de éstas varillas será de preferencia la misma ó múltiplo de la separación de las varillas de la parrilla posterior.

Las varillas de la parrilla anterior que crucen la sección AB, se prolongarán dentro del cucezal en la longitud de anclaje especificada.

B I B L I O G R A F I A

1.- Diseño de Puentes de Concreto

Centro de Educación Continua, División de Estudios Superiores, Facultad de Ingeniería, UNAM 1975

- Ing José M. Ricardo Martín
- Ing Adolfo Sánchez Sánchez
- Ing Constancio Rodríguez Cuatello
- Dr Oscar Manuel González Cuevas
- Ing José Ignacio Lázaro Castellet
- Ing Francisco Robles Fernández

2.- Construcción de Puentes

Centro de Educación Continua, División de Estudios Superiores, Facultad de Ingeniería, UNAM 1970

- Ing Ricardo Sánchez Bringer
- Ing Gabriel Moreno Pecero
- Ing Juan Manuel García Chávez

3.- Diseño y Construcción de Puentes

Centro de Educación Continua, División de Estudios Superiores, Facultad de Ingeniería, UNAM 1975

- Ing Constancio Rodríguez Cuatello

4.- mecánica de suelos, tomo II. Lima 1977

Eulalio Juárez Ovallo y Alfonso Rico Rodríguez

- 5.- La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres,
volumen 2. Lima 1975
Alfonso Rico Rodríguez y Hermilo del Castillo
- 6.- Ingeniería Estructural, volumen 1 y 2. Lima 1980
White, Gergely y Sexsmith
- 7.- Análisis de Estructuras Indeterminadas. CECSA 1976
J. Sterling Kinney
- 8.- Criterios de Análisis de Cimentaciones en la Ciudad
de México. Tesis, Ingeniería UNAM 1982
Alfonso Zorrilla Cangas y Sergio J. Olvera Mendera
- 9.- Diseño de un Puente. Tesis no presentada UNAM
J. Gerardo García Mendoza y Félix J. Meza Vallejos
- 10.- Consideraciones relativas al Proyecto de las Obras
de Drenaje
Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas
- 11.- Especificaciones de Puentes para Caminos
SAHOP. 1960
- 12.- Standard Specifications for Highway Bridges
American Association of Highway Bridges. 1973

- 13.- Ponencia sobre Estructuras
V Congreso Nacional de Ingeniería Civil. 1962
Herberto Castillo Martínez

- 14.- Aplicación de los Invariantes Estructurales en la
obtención de Líneas de Influencia. Tesis. Ingenie-
ría UNAM 1967
Roberto Gómez Aguado Hernández

- 15.- Apuntes de clase. Ingeniería UNAM 1967
José M. Rioboo Martín