

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA



285
181

ESTUDIO COMPARATIVO DE SECCIONES PRETENSADAS
PARA SUPERESTRUCTURAS DE PUENTES.

T E S I S

Que Para Obtener el Título de
INGENIERO CIVIL

P r e s e n t a :

GABRIEL SANTANA ECHEAGARAY

DONADO POR D.G.B. - B.C

México, D. F.,

Mayo de 1984



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis 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.

ESTUDIO COMPARATIVO DE SECCIONES PRETENSADAS PARA SUPERESTRUCTURAS DE PUENTES

INTRODUCCION	1
CAPITULO I. CONCEPTOS BASICOS DEL CONCRETO PRESFORZADO	8
1) DEFINICION; CONCEPTOS GENERALES	8
2) TIPOS DE PRFSFUERZO	14
3) PERDIDAS DE PRESFUERZO	17
CAPITULO II. SOLICITACIONES	23
1) ESPECIFICACIONES GENERALES Y CONSIDERACIONES	23
2) CARGAS MUERTAS	24
SECCIONES TRANSVERSALES DE LOS PUENTES	26
3) CARGA VIVA EN LOS PUENTES	44
TABLA DE FACTORES DE DISTRIBUCION	50
CAPITULO III. DISEÑO ESTRUCTURAL	53
NOTACION	53
1) ESPECIFICACIONES Y CONSIDERACIONES	55
2) PROPIEDADES GEOMETRICAS DE LAS SECCIONES	63
3) EJEMPLO DE DISEÑO	72
3.1) PROPIEDADES GEOMETRICAS	72
3.2) CALCULO DE ESFUERZOS EN CONDICION ELASTICA.	75
3.3) DISTRIBUCION DE CARGAS POR VIGA	78
3.4) REVISION A LA RUPTURA	81
a) Momento Flexionante	
b) Fuerza Cortante	
3.5) REVISION DE CORTANTE HORIZONTAL	86
TABLA DE TORONES DE PRESFUERZO POR VIGA	87
TABLA DE ESFUERZOS REALES EN LAS VIGAS	88
TABLAS DE CONDICION DE RUPTURA EN FLEXION	89

TABLAS DE REVISION DE RUPTURA EN CORTANTE	91
TABLAS DE SEPARACION DE ESTRIBOS DE CORTANTE	94
ARMADOS TÍPICOS DE TRABES	96
CAPITULO IV. PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS	100
1) PREFABRICACION EN PLANTA Y OBRA	100
PRETENSADO Y POSTENSADO	
2) TRANSPORTE DE ELEMENTOS	103
3) MONTAJE	108
CAPITULO V. CONCLUSIONES	111
1) CONSIDERACIONES	111
2) COMPARACION EN FUNCIONAMIENTO ESTRUCTURAL	111
3) COMPARACION EN CONSUMO DE MATERIALES	112
4) COMPARACION EN PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS	113
5) CONCLUSION FINAL	114
TABLA DE MATERIALES PARA UNA VIGA	116
TABLA DE MATERIALES PARA TODO EL PUENTE	117
GRAFICAS COMPARATIVAS	118
APENDICE	
TABLA DE LONGITUD - CONSUMO DE MATERIALES PARA CADA PUENTE	127
TABLA DE MOMENTOS Y CORTANTES EN DIFERENTES LONGITUDES PARA CARGA VIVA T3-S3	128
GRAFICA COMPARATIVA DE CARGAS T3-S3 VS. HS-20-44	129
BIBLIOGRAFIA	130

INTRODUCCION

INTRODUCCION

La Actividad humana en todas las épocas se ha caracterizado por el intercambio de pensamientos, ideas y maneras distintas de ver y concebir la realidad. Este intercambio entre todos ha sido la base del desarrollo social y tecnológico de nuestro mundo. Crecemos y progresamos gracias a que existen más personas que complementan y enriquecen nuestras ideas.

Es por ello que el desarrollo de un país como México, requiere del esfuerzo conjunto y la comunicación de todos los mexicanos, con un afán constante de superación y resolución de nuestros problemas.

La Ingeniería tiene su campo ahí, en la creación de la infraestructura adecuada, es decir: economía, funcional, competitiva y duradera, que haga posible la consecución constante de estos caros objetivos que nos lleven a una manera mejor y más justa de vivir y progresar.

Hoy en día no se puede hablar de un país en vías de desarrollo, sin ligarlo a su infraestructura de comunicación. Esta infraestructura, llámese carretera, ferroviaria, aérea, marítima, etc., marca, define y encauza su desarrollo, haciéndolo armónico, organizado y perene.

El presente estudio habrá de referirse a la infraestructura caminera, que por cierto, es la mayor de todas en nuestro país.

La red caminera de México ha crecido considerablemente a través de los años. Empezó desde mucho tiempo antes con pequeños caminos, veredas; muchos de ellos, que comunicaban a la Capital con pequeños centros cercanos a ella. El crecimiento de la población fue haciendo que aquellos pequeños caminos fueran insuficientes para las muchas necesidades que se iban requiriendo.

Los medios de transporte, asimismo fueron siendo mayores y más sofisticados, y aunado a lo anterior, los caminos se vieron en la necesidad de irse transformando.

Así pasamos de los pequeños caminos o veredas a caminos de herradura, y más adelante a aquellos por los que ya podían circular las llamadas "corridas" o pequeños autobuses para 15 ó 20 pasajeros.

Se dice que una vez que un camino se construye, nunca detiene su crecimiento y modernización, máxime cuando dicho camino permite, aumenta y sostiene el intercambio social y comercial de los polos que une. Pequeñas comunidades o rancherías, son ahora ciudades importantes gracias al auge que en ellas provoca la llegada de un camino o medio de comunicación. Y muchas otras se ven detenidas en su evolución, a pesar de su riqueza, por la ausencia de dicha infraestructura.

La primera manifestación de un crecimiento sistematizado de la red caminera de México es la construcción de la llamada Red Troncal de Caminos de México, que unía la capital del país con las capitales de los Estados.

A partir de ella, se crearon las Redes Sub-troncales que igualmente unirían dichas capitales con los polos o focos de

desarrollo más importantes de cada región.

Así contamos ahora con una red de caminos, que si bien en muchos casos es incompleta e ineficiente, nos permite ir ya a muchos lugares antes marginados.

En relación a lo anterior, podemos decir que No hay Camino sin "Puentes".

El puente es sin duda lo que hace de una carretera una obra Ingenieril completa. Se dice que es la obra de arte del camino; el puente lo hace funcional, lo decora y adorna.

En muchas ocasiones la construcción de un camino se supedita a la posibilidad de construir los puentes que necesita.

Por ello el crecimiento en la construcción de caminos es -- también un crecimiento en la construcción de puentes.

La necesidad de caminos más directos que permitan un ahorro en distancia y tiempo ha impulsado la tecnología a franquear obstáculos antes infranqueables y a desarrollar técnicas -- constructivas más modernas que bajo un criterio económico -- exigente por las posibilidades de nuestro país, hicieran posible la realización de dichas obras.

Tal es el caso de los puentes carreteros. Si bien antes -- era necesario rodear muchos kilómetros para poder cruzar -- una barranca, un río, un lago, etc., hoy ya no es necesario gracias a ellos.

La evolución de los puentes ha sido a su vez paulatina. Al principio se construían de materiales rudimentarios como es el caso de la madera, las lianas, la piedra. Abundaban a--

quellos de tipo colgante, hechos con cables de manila (o acero posteriormente) que unían tablas de madera, permitiendo así el tránsito sobre ellos. Dichos sistemas son todavía utilizados como estructuras provisionales que permiten el paso de la maquinaria y equipo necesarios para la construcción de las obras definitivas.

Un paso representativo en la construcción de puentes e la aparición del concreto reforzado. Gracias a él se pudo intentar salvar claros mayores, e incluir a la estructura mayor durabilidad, así como una forma más agradable y estética.

Con el concreto reforzado se lograba salvar claros mayores, con menor empleo de materiales, menor acarreo y por ende menor costo. La Ingeniería empieza una etapa donde el empirismo queda atrás, dando paso a una era donde el diseño permitiría la creación de obras mejor adaptadas y por ello más económicas en la solución de los problemas.

La inquietud constante de técnicos y científicos, "obligados" por la necesidad de progreso y eficiencia mayores se manifiesta en el Ing. Eugenio Freyssinet, que en el año de 1928, en Francia, logra producir e industrializar las primeras vigas de concreto presforzado.

El concreto presforzado consiste básicamente en introducir a la viga esfuerzos de compresión en las zonas donde se desarrollan los esfuerzos de tensión bajo la carga, dichos esfuerzos resistirán o anularán los esfuerzos de tensión mencionados. De esta manera el concreto reacciona como si tuviese una alta resistencia a la tensión propia y en tanto que los esfuerzos de tensión no exceden a los esfuerzos de precompresión, no podrán presentarse agrietamientos en la -

parte inferior de la viga.

Aunque el concreto presforzado se utiliza lo mismo en losas de edificios, cubiertas de grandes claros, silos, durmientes de ferrocarril, etc., es sin duda en los puentes donde más expresa su bondad y eficacia.

Hoy en día los puentes de grandes claros solo pueden construirse gracias al Acero y al Concreto Presforzado. Pueden citarse múltiples ventajas y desventajas de cada material:

DEL ACERO

VENTAJAS

- Ligereza
- Alta resistencia estructural (compresión y tensión) que permite salvar grandes claros con poco peralte.
- Facilidad en transporte y colocación de estructuras.

DESVENTAJAS

- Poca resistencia a la corrosión.
- Poca resistencia al fuego.
- Uniones y conexiones de apoyos relativamente complicados y costosos.
- Se requiere de mano de obra especializada.

DEL CONCRETO

VENTAJAS

- Moldeable

DESVENTAJAS

- Muy pesado

- Alta resistencia a la compresión.
- Alta resistencia al fuego.
- Se puede variar su resistencia.
- Económico.
- Mano de obra no especializada.
- No recuperable.
- Casi nula resistencia a la tensión.
- Dificultad para hacer uniones monolíticas -- con elementos prefabricados.

En el presente trabajo se analizarán algunos aspectos relacionados con el diseño de puentes presforzados:

1) ESTRUCTURACION:

Se estudiarán dos alternativas que pueden solucionar los casos más comunes de puentes carreteros, mediante la prefabricación de elementos estructurales presforzados. Tales son las vigas sección I de la American Association of Highways: Transportation Officials (A.A.S.H.T.O.) y la trabe de sección celular tipo Cajón con Aletas.

Para ello se presenta un análisis de solicitaciones comunes en dichos puentes, una descripción de cada sección, su diseño para cada caso y tablas comparativas de funcionamiento estructural, de consumos de materiales y de procedimientos constructivos.

En este estudio se considera la nueva carga viva para -- Puentes Tipo T3-S3 de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes.

2) AYUDAS DE DISEÑO:

Tales como tablas de cargas muertas, tablas comparativas de carga móvil con los elementos mecánicos en una amplia gama de longitudes, etc.

3) Señalar la importancia del Ingeniero como un profesionalista cuya función social está en la búsqueda constante de nuevos caminos que con espíritu crítico y analítico encuentre la solución óptima de los retos que su afán por dominar la naturaleza le marcan una manera de proceder en el ejercicio diario de su profesión.

CAPITULO I

CONCEPTOS BASICOS DEL CONCRETO PRESFORZADO

CONCEPTOS BASICOS DEL CONCRETO PRESFORZADO

1) DEFINICION; CONCEPTOS GENERALES:

El concreto presforzado representa uno de los pasos más importantes que se han dado en el campo de las estructuras de concreto.

Tomando la definición del "Comité de Concreto Presforzado, del Instituto Americano del Concreto" (A.C.I.), que según T. Y. Lin es una de las mejores definiciones del concreto presforzado: "Es el concreto en el cual se han introducido esfuerzos internos de tal magnitud y distribución, que los esfuerzos resultantes de las cargas externas dadas se equilibran hasta un grado deseado. En los miembros de concreto reforzado, el presfuerzo se introduce generalmente dando -- tensión al acero de refuerzo".

A partir de esta definición, se pueden hacer los siguientes comentarios:

- a) El presfuerzo es una fuerza activa que actúa en el miembro desde el momento en que ésta se transfiere.
- b) Dicha fuerza producirá en la viga esfuerzos que tenderán a ser de la misma magnitud que los provocados por las -- cargas o acciones externas y capacitará al miembro es--- tructural para resistirlas y trabajar adecuadamente en - cuanto a esfuerzos y deformaciones finales.

c) El concreto presforzado, -o aún mejor-, el presfuerzo, - no es más que un refuerzo al que se le ha introducido -- una tensión inicial y que al recuperar la deformación su frida por dicha tensión, transmite o transfiere al con-- creto esfuerzos de compresión preliminares a los esfuer-- zos que producirán las acciones externas.

Como se mencionó anteriormente, la aplicación más grande -- del presfuerzo se ha dado en elementos que sufrirán esfuer-- zos de flexión muy elevados, como son vigas y/o losas.

Representado mediante diagramas de esfuerzos, las distintas etapas a las que está sujeta una viga, podría decirse que -- son las siguientes:

1a) TRANSFERENCIA DEL PRESFUERZO:

El diseño de la viga ha determinado el número de cables o -- alambres, que al aplicarles la tensión inicial que resisten y ser transmitida al concreto de alguna manera (1) producen en él:

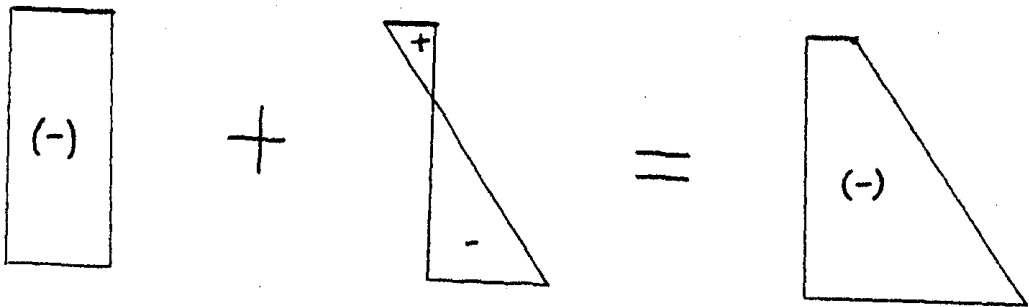
- a) Una compresión axial.
- b) Un momento de transporte de la fuerza presforzante al -- centroide del miembro, si es que el presfuerzo es aplicado en forma excéntrica.

Sumando dichos esfuerzos mediante la fórmula de la Escua-- dría según la teoría elástica:

(1) Ver "Tipos de Presfuerzo". Cap. II, número 2.

Esf. por la Compresión Axial + Esf. por el Mom. Transp = σ Presfuerzo

$$- \frac{T_o}{A} + \frac{T_o X e}{S_i \text{ o } S_s} = \sigma \text{ presf.}$$



donde:

(-): Compresión (+): Tensión

T_o : Tensión inicial total transferida al concreto por los cables de presfuerzo.

A : Area de la sección transversal de la viga.

S_i y S_s : Módulos de sección de la viga (inferior y superior)

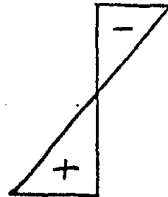
Así como la fuerza presforzante produce esfuerzos, sólo de compresión, el momento de transporte podrá producir esfuerzos de compresión y tensión según la fibra de la sección transversal que se analice.

Inmediatamente después de la transferencia del presfuerzo,

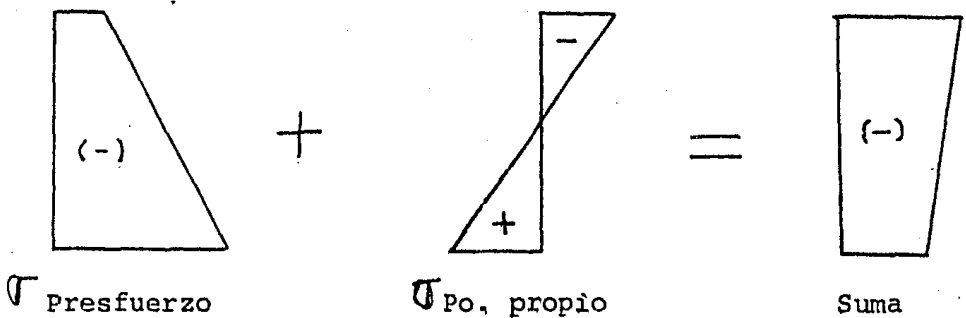
se presentan en la viga los esfuerzos de peso propio, en virtud de la deformación o contraflecha provocada por los cables.

Estos pueden representarse como:

$$\sigma_{\text{popo}} = \frac{\text{Momento de popo}}{S_i \text{ o } S_s}$$



Sumando los esfuerzos provocados por el presfuerzo y los del peso propio:



La suma de estos dos esfuerzos, es decir, presfuerzo y peso propio de la viga, representan el esfuerzo total al que está sometida la viga en la etapa llamada TRANSFERENCIA -- el presfuerzo. Los esfuerzos reales en la Transferencia -- deberán compararse con los esfuerzos permisibles que para

esta etapa marcan los reglamentos.

Nota: Algunos autores consideran que para la revisión de la etapa de transferencia, deben considerarse algunas pérdidas de presfuerzo en los cables; tales son: la pérdida por fricción en postensado, y la de absorción o corrimiento del anclaje, tanto en postensado como en pretensado. También los de contracción de fraguado y los de deformación elástica.

2a) BAJO CARGAS DE SERVICIO:

Por cargas de servicio se entenderán aquellas que sustentará la viga después que ha sido colocada en su posición definitiva.

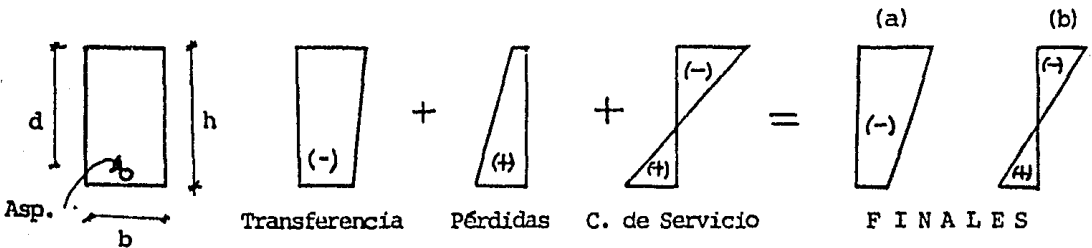
En el caso de puentes, que es lo que ocupa este estudio, dichas cargas son: Carga viva móvil y Carga viva sobre banquetas, parapetos, guarniciones, carpeta asfáltica y el sistema de piso propio del puente.

Adicionalmente, en el diseño de Puentes se requiere conocer los efectos de cargas accidentales tales como el viento y el sismo, así como la fuerza centrífuga de los vehículos -- (para aquellos situados en curva horizontal) y otras semejantes.

A medida que se van presentando las cargas de servicio, el presfuerzo de la viga va sufriendo una serie de pérdidas -- provocadas por diversas razones, como son la contracción elástica del concreto, la deformación plástica del mismo, la deformación plástica del acero y las pérdidas por flexión del miembro, que sumadas a las que ya se citaron (fricción

y absorción del anclaje), hacen que la fuerza presforzante disminuya, y por lo tanto, la capacidad de la viga para resistir cargas sea mermada.

Estas pérdidas, así como la acción de las solicitaciones externas, pueden representarse mediante diagramas de esfuerzos, que sumados al diagrama de la etapa de transferencia, nos proporcionan el Diagrama Final de Esfuerzos de la Viga.



Como se aprecia en la figura, el Estado Final de Esfuerzos puede resultar solo de compresión (a) o de compresión y tensión (b). Generalmente, se admiten tensiones en el concreto, y por ello es más común y más económico encontrar Estados Finales de Esfuerzos como el caso (b).

Estos esfuerzos finales deberán compararse con los esfuerzos permisibles para esta etapa.

Por la gran magnitud de los esfuerzos que provoca la carga móvil en los puentes, suele revisarse el esfuerzo antes de la carga móvil y después de ella, teniendo así, la "Etapa en Vacío" y la "Etapa en Plena Carga".

2) TIPOS DE PRESFUERZO:

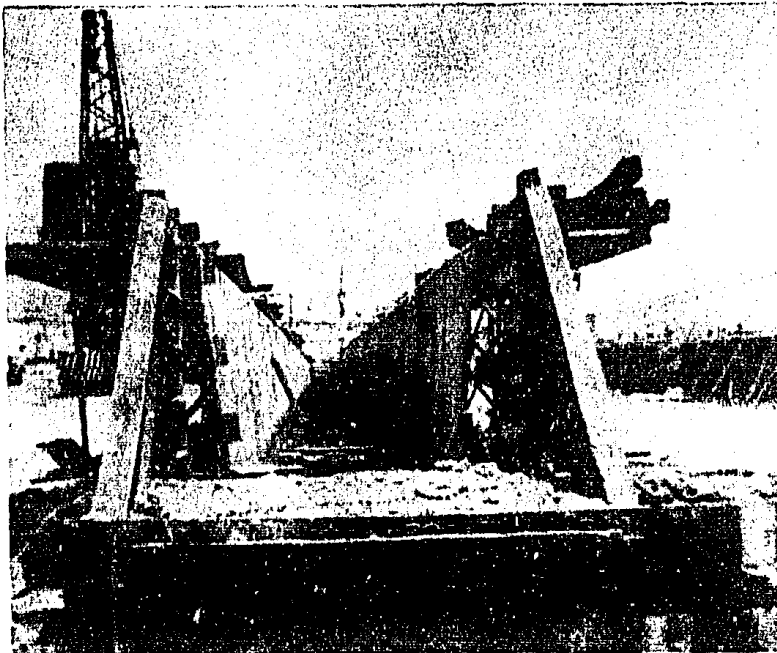
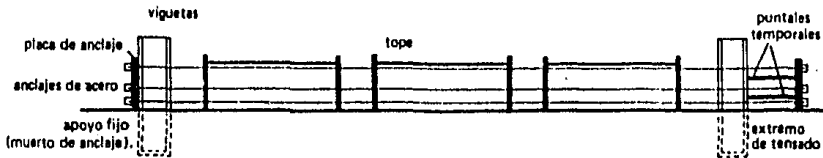
Dependiendo de la forma en que se aplique la fuerza presforzante al elemento estructural, se distinguirán dos tipos de presfuerzo: el Pretensado y el Postensado.

2.1) PRETENSADO:

Consiste básicamente en tensar los cables de presfuerzo antes de que el elemento o viga sea colada. Para ello se cuenta -- con una instalación llamada Mesa de Tensado. Esta mesa tiene en sus extremos dos cabezales formados por mesas de concreto, que están enterrados y que resisten la tensión de los cables; a estos cabezales comúnmente se les llama "Muertos".

Una vez que se han tensado los cables y que han quedado anclados en los cabezales, se cuela la viga dentro de moldes metálicos (generalmente), que rodean la mesa de tensado; se espera la resistencia adecuada del concreto, y se cortan los extremos de los cables, transfiriendo así la fuerza presforzante a la viga por la adherencia de los cables con el concreto. Este sistema de presfuerzo es en especial utilizado para la prefabricación de elementos estándar.

Las plantas prefabricadoras cuentan con varias mesas de tensado de 100 metros de longitud o más, en las que tienen diferentes moldes instalados, en virtud de fabricar varios tipos de piezas simultáneamente.



Instalación para fabricar elementos pretensados.

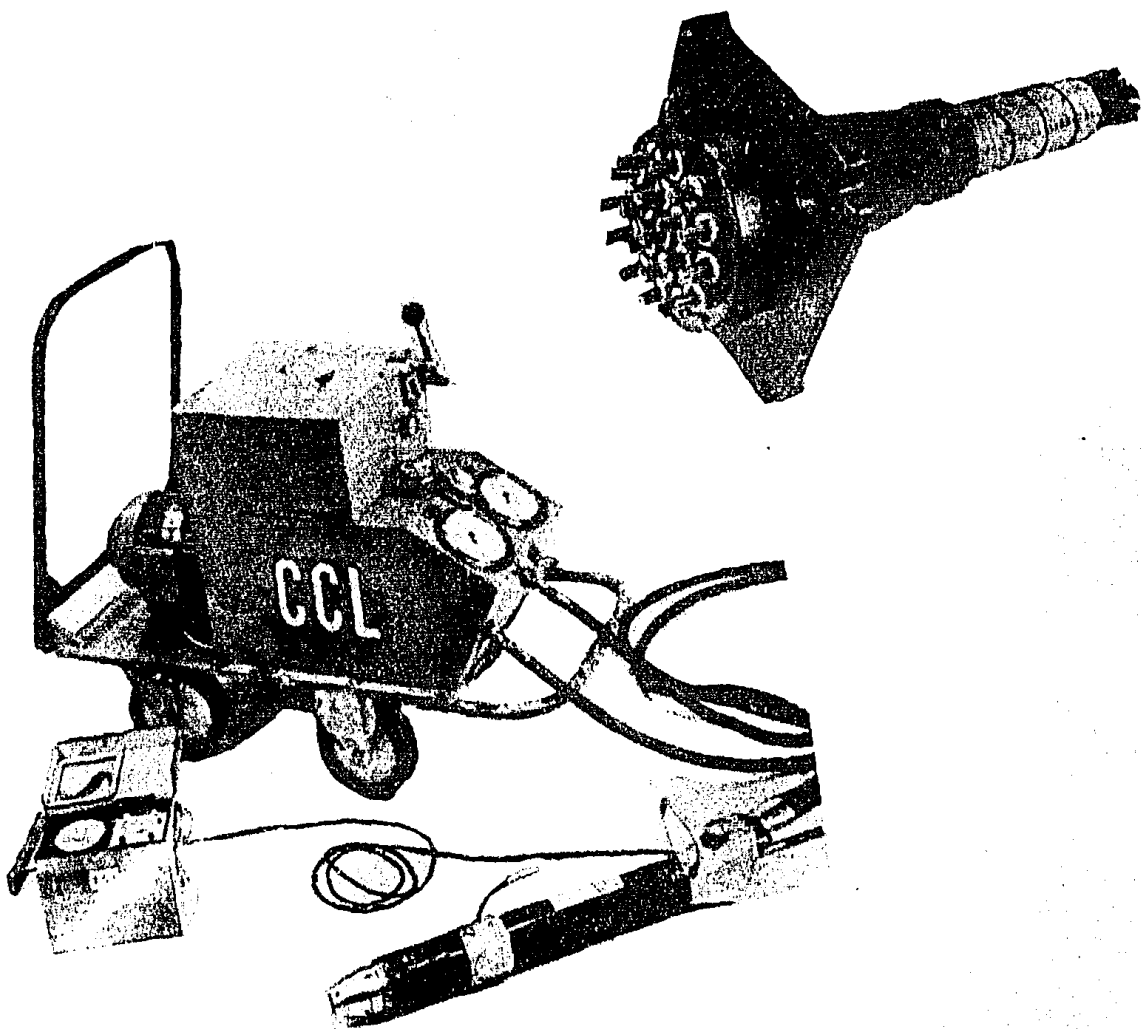
2.2) POSTENSADO:

Por el contrario, el postensado consiste en tensar los cables apoyándose directamente sobre el elemento que ya cuenta con la resistencia adecuada, sin necesidad de tener los Muertos de Concreto.

La transferencia del presfuerzo al concreto se logra mediante elementos especiales, colocados en los extremos de los cables que se llaman anclajes. Los cables a su vez, van colocados dentro de ductos de plástico o lámina que se han dejado "aho-

gados" en el concreto con este efecto.

Después que la pieza se ha colado, se introducen los cables - dentro de los ductos, y ya debidamente colocados los anclajes, se procede al tensado. Como el elemento de apoyo para los cables es la propia viga, el tensado y la transferencia se realizan simultáneamente.



Sistema "Postensado"

2.3) VENTAJAS DE CADA SISTEMA:

El pretensado se utiliza comunmente para fabricar elementos - tipo que por su gran número justifican un molde metálico y -- una instalación de muertos y mesa de tensado. De esta manera puede construirse la cimentación y subestructura de la obra - simultáneamente con la superestructura, logrando así un importante ahorro de tiempo que en épocas inflacionarias representa ahorro en costo. Esto aunado a que la obra puede empezar a producir antes de lo normal.

El postensado en cambio, al no necesitar de instalaciones importantes, puede utilizarse cuando las vigas se fabrican en - la obra al pie de su sitio, o inclusive directamente en él, a plicando después la fuerza presforzante al elemento. También se utiliza en Losas de Edificios que por su magnitud no pue-- den fabricarse en planta, y que por su claro o sus cargas requieren de presfuerzo.

Mediante la prefabricación de elementos estructurales, se elimina el uso de cimbras en ocasiones muy costosas; por ejemplo, en puentes que cruzan ríos o barrancas muy profundas. Sin embargo, un inconveniente de los prefabricados son las conexiones de estos elementos con otros; dichas conexiones deberán - estudiarse cuidadosamente para evitar fallas locales.

3) PERDIDAS DE PRESFUERZO:

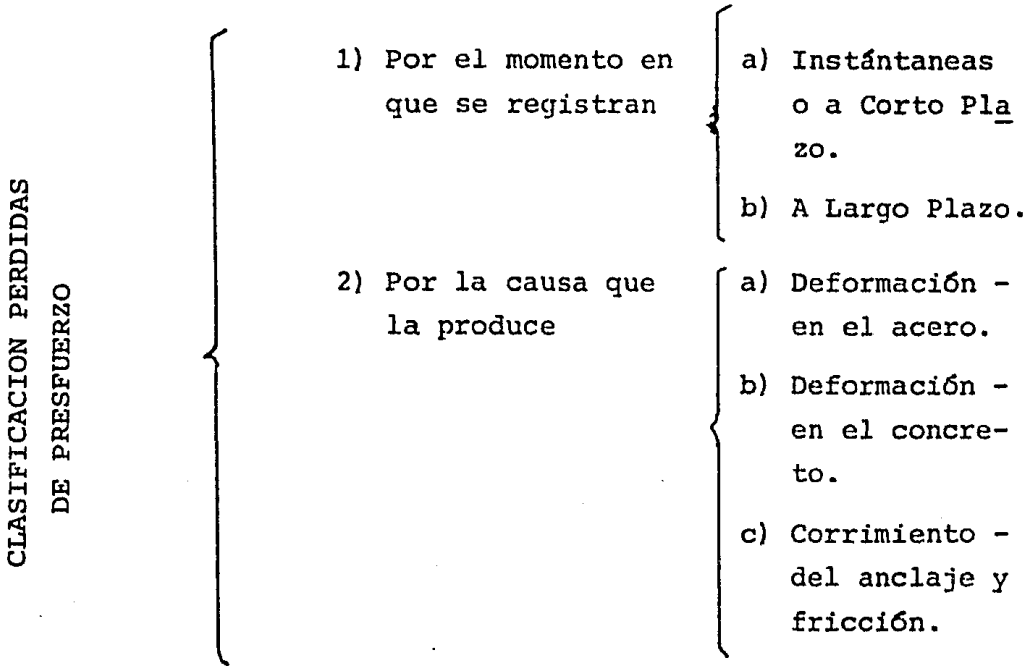
Cuando empezó a utilizarse la técnica de presfuerzo, se ob-- servó que aunque aparentemente tenía muchas ventajas, las vigas presforzadas se agrietaban al ser cargadas y sufrían deformaciones grandes, mayores inclusive que en las vigas reforzadas. Después de analizar las causas de ello se concluyó -

en que era por dos razones principalmente:

- a) La poca resistencia del acero que se utilizaba.
- b) Las pérdidas que se registraban en la fuerza presforzante.

Es por ello, que en el Presfuerzo, el capítulo de pérdidas es sumamente importante, y en muchas ocasiones rige el diseño de los elementos.

Las pérdidas pueden clasificarse de diferentes maneras:



Ciertamente no se cuenta aún con uniformidad de criterios para el cálculo de las Pérdidas de Presfuerzo, sin embargo, se ha llegado a algunas expresiones para calcularlas:

3.1) PERDIDA POR FRICCIÓN:

Se registra solamente en vigas y elementos postensados. La -

genera, como su nombre lo indica, la fricción entre los cables de presfuerzo al momento de ser tensados.

El efecto de la pérdida por fricción en los cables de postensado puede calcularse por medio de:

$$T_o = T_x e^{(Kl + \mu\alpha)}$$

T_o = tensión que proporcionan los gatos de tensado a los cables, leída en el manómetro de los gatos en Kg.

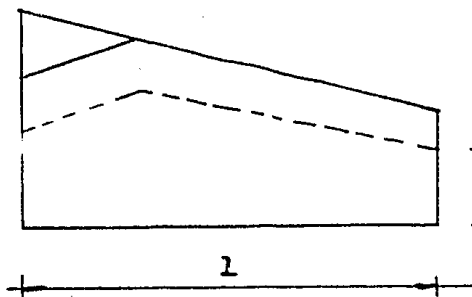
T_x = tensión de los cables en un punto x , en Kg.

l = longitud del cable desde el gato hasta el punto de cálculo en cm.

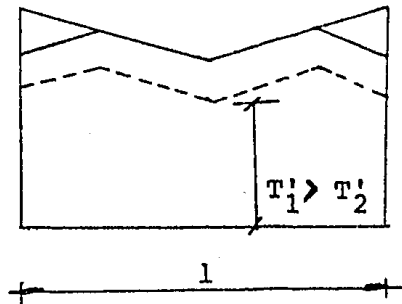
μ = coeficiente de fricción por curvatura de los cables. (fricción entre el cable y el ducto).

K = coeficiente por exentricidad accidental en el perfil de los cables.

α = cambio angular total del perfil del cable de presfuerzo en radianes desde el extremo del gato hasta cualquier punto x . Como el cálculo se realiza comunmente dividiendo el cable en intervalos, se tomará como ángulo entre las tangentes al ducto en los puntos extremos del intervalo donde se calcula la pérdida; se expresa en radianes.



Tensado por un extremo



Tensado por ambos extremos

El Reglamento del A.A.S.H.T.O. presenta la siguiente tabla de valores de μ y K en función del tipo de acero y ducto utilizado (art. 1.6.7).

<u>Tipo de Acero</u>	<u>Tipo de Ducto</u>	<u>K</u>	<u>—</u>
	* Metal laminado pulido	0.0066	0.30
	* Metal laminado galvanizado	0.0049	0.25
Cable o torón No Galvanizado	* Engrasado o asfaltado cubierto	0.0066	0.30
	* Rígido galvanizado	0.0007	0.25
Barras de Alta Resistencia	* Metal laminado pulido	0.0010	0.020
	* Metal laminado galvanizado	0.0007	0.15

3.2) PERDIDAS POR ABSORCION DEL ANCLAJE:

" Cuando un cable se tensa hasta su resistencia completa, se releva el gato y el presfuerzo se transfiere al anclaje; ésto sucede para la mayoría de los sistemas de postensado. Las piezas del anclaje que están sujetas a los esfuerzos durante esta transferencia, tenderán a deformarse, permitiendo, simultáneamente, que se afloje el cable. Las cuñas de fricción, que se emplean para sostener los alambres, se deslizarán una distancia pequeña antes de sujetar firmemente a los alambres' (T. Y. Lin, 1959).

El deslizamiento estará en función del tipo de cuña de fricción que se utilice y del esfuerzo en los cables, teniendo un valor promedio de 1/10 de pulgada (2.54mm). Para sistemas de anclajes iguales en ambos extremos, como el CCL, se acostumbra un valor de deslizamiento igual a 6mm.

A partir de la ley de Hooke, puede determinarse la deformación que tendrá el cable completo al ser tensado.

$$\Delta = \frac{Pl}{AE}$$

Mediante una "regla de tres", conociendo la deformación total, la fuerza que la ocasionó y suponiendo una deformación debida al corrimiento del anclaje, puede conocerse la caída de tensión en los cables.

3.3) OTRAS PERDIDAS:

Como ya se mencionó, aparte de las pérdidas principales de fricción y absorción del anclaje, se presentan otras más, que están en función de muchas variables. Por ello, se acostumbra considerar un porcentaje de presfuerzo inicial como pérdida.

A continuación se presenta una tabla propuesta por T. Y. Lin que muestra dichos porcentajes:

PERDIDA	PRETENSADO %	POSTENSADO %
*Acortamiento elástico y flexión del concreto	3	1

PERDIDA	PRETENSADO %	POSTENSADO %
* Deformación plástica del concreto	6	5
* Contracción de fraguado del concreto	7	6
* Deformación plástica del acero	2	3
	<u>18</u>	<u>15</u>

CAPITULO II

SOLICITACIONES

SOLICITACIONES

1) ESPECIFICACIONES GENERALES Y CONSIDERACIONES:

El diseño de puentes es sin duda un tema muy amplio dentro -- de la Ingeniería estructural; y es por ello que en la actualidad se cuenta con un buen número de criterios de análisis y - diseño, que si bien no son contradictorios entre sí, establecen diferencias importantes en los resultados que arrojan.

Para el presente estudio se tomarán en cuenta los siguientes manuales:

- a) Standard Specifications for Highway Bridges
adoptado por:
The American Association of State Highway
and Transportation Officials (A.A.S.H.T.O.)
12a. Edición; 1977.

- b) Especificaciones para Proyecto de Puentes
México, D.F.
1978.

Así también para el Diseño del Concreto Reforzado y Presfor-- zado:

- a) Reglamento de las Construcciones de Concreto Reforzado (A.C.I.- 318-77) y Comentarios.

- b) Reglamento de Construcciones del Departamento del D.F.

Oportunamente se mencionará durante el estudio exactamente que artículo o capítulo de cada uno se utilizó.

2) CARGAS MUERTAS:

Por cargas muertas se entenderá todas aquellas sollicitaciones sobre el puente que permanezcan fijas en un sólo lugar y que actuen permanentemente en él, sin estar sujetas a variaciones con el tiempo. Tales son las que se mencionan a continuación:

- + Peso propio de los largueros o vigas.
- + Losa superior o sistema de piso del puente.
- + Parapetos y guarniciones.
- + Carpeta asfáltica.

Las siguientes tablas muestran los valores de cargas muertas - obtenidos de acuerdo a los criterios que se presentan en seguida:

- a) Peso propio de las vigas: se muestran ya los pesos de los dos tipos de vigas que representan las alternativas a considerarse en este estudio, es decir, Viga I A.A.S.H.T.O. y Viga Cajón con Aletas.
- b) Losa superior o sistema de Piso: la que se obtenga, según - ubicación, de acuerdo a los espesores que ahí se mencionan.
- c) Guarniciones y Parapeto: de acuerdo a los proyectos tipo -- del plano No. T-9.20 de la S.O.P. (1974) serán parapetos y guarniciones de concreto; tipo I sobre la Losa de $0.09 \text{ m}^3/\text{m}$ (216 Kg/m).

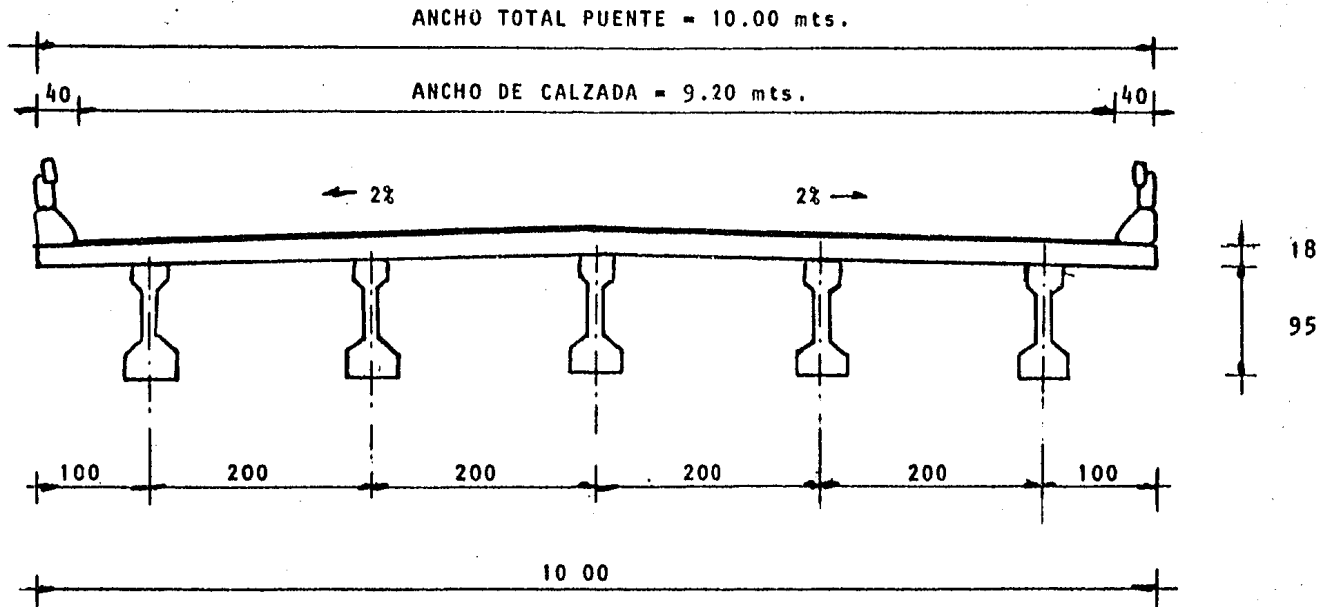
d) Carpeta Asfáltica: se consideró una carpeta de 10 cms. de espesor previendo posibles reparaciones y reencarpetamientos.

La distribución de Vigas tipo I de A.A.S.H.T.O. y Cajón con - Aletas para cada longitud se muestra en las siguientes figuras:

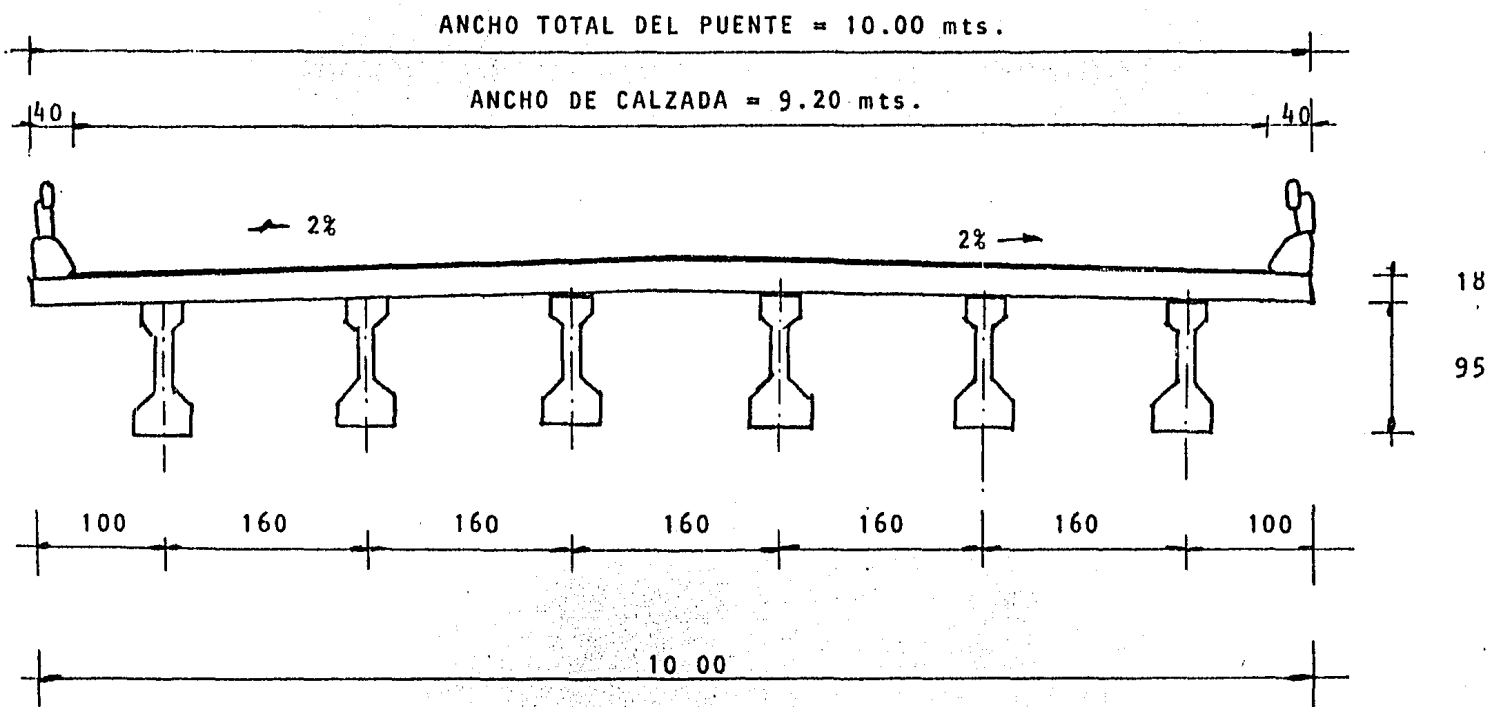
LONGITUD	VIGAS I		VIGA CAJON	
	PERALTE	# PIEZAS	PERALTE	# PIEZAS
15.00	95	5	95	4
17.50	95	6	95	4
20.00	95	7	95	4
22.50	115	6	115	4
25.00	115	7	115	5
27.50	135	5	135	4
30.00	135	6	135	5

SECCION TRANSVERSAL DE LOS PUENTES

VIGAS I DE A.A.S.H.T.O.

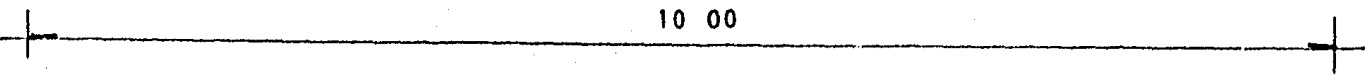
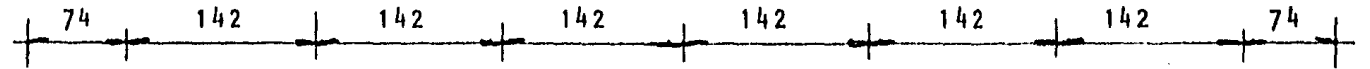
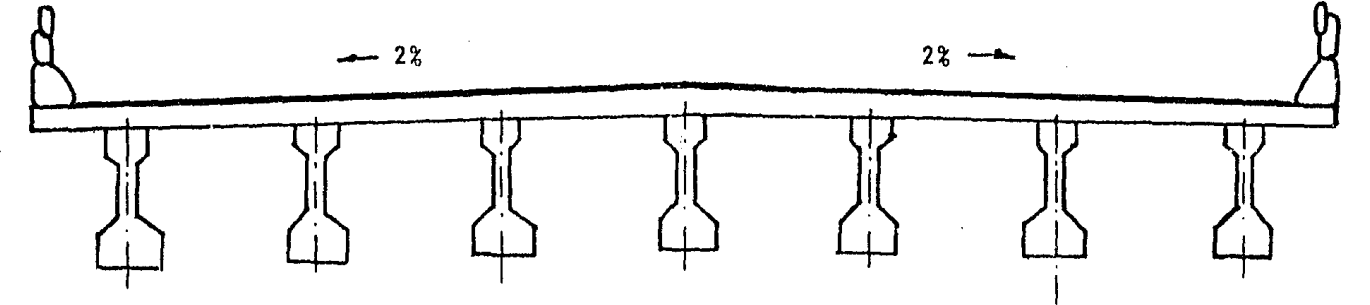
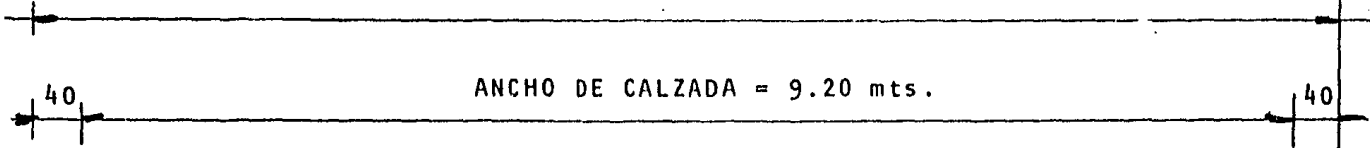


CLARO DE 15.00 MTS.

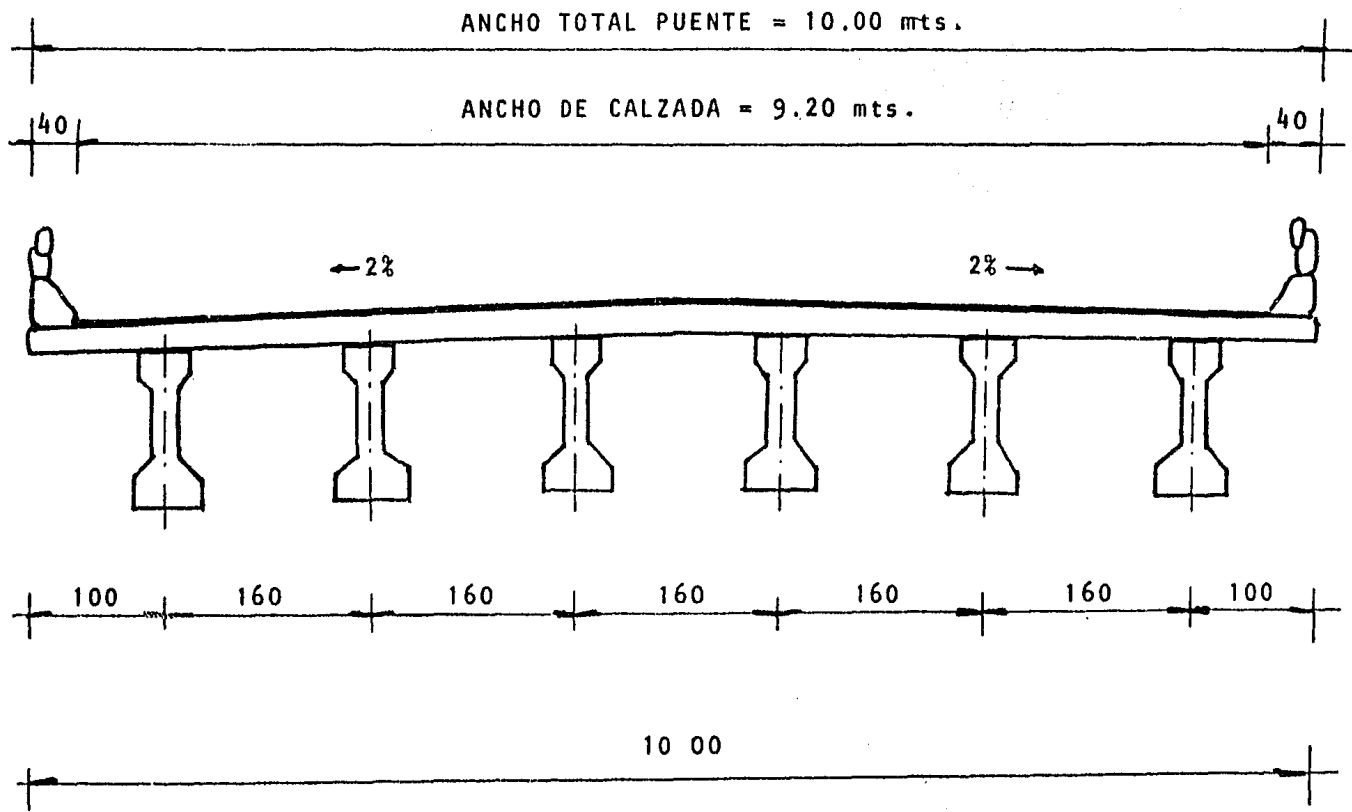


CLARO DE 17.50 MTS.

ANCHO TOTAL DEL PUENTE = 10.00 mts.

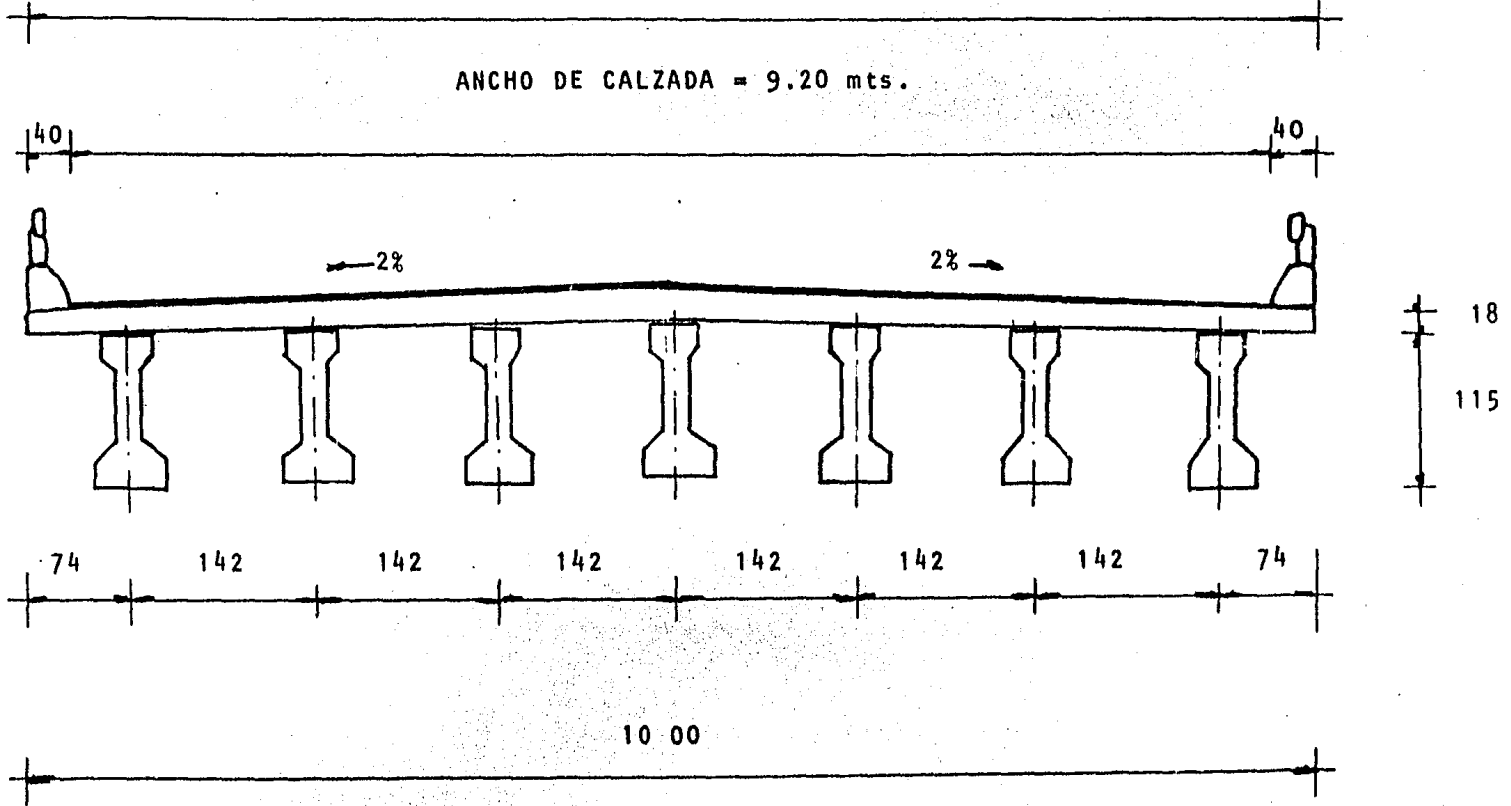


CLARO DE 20.00 MTS.

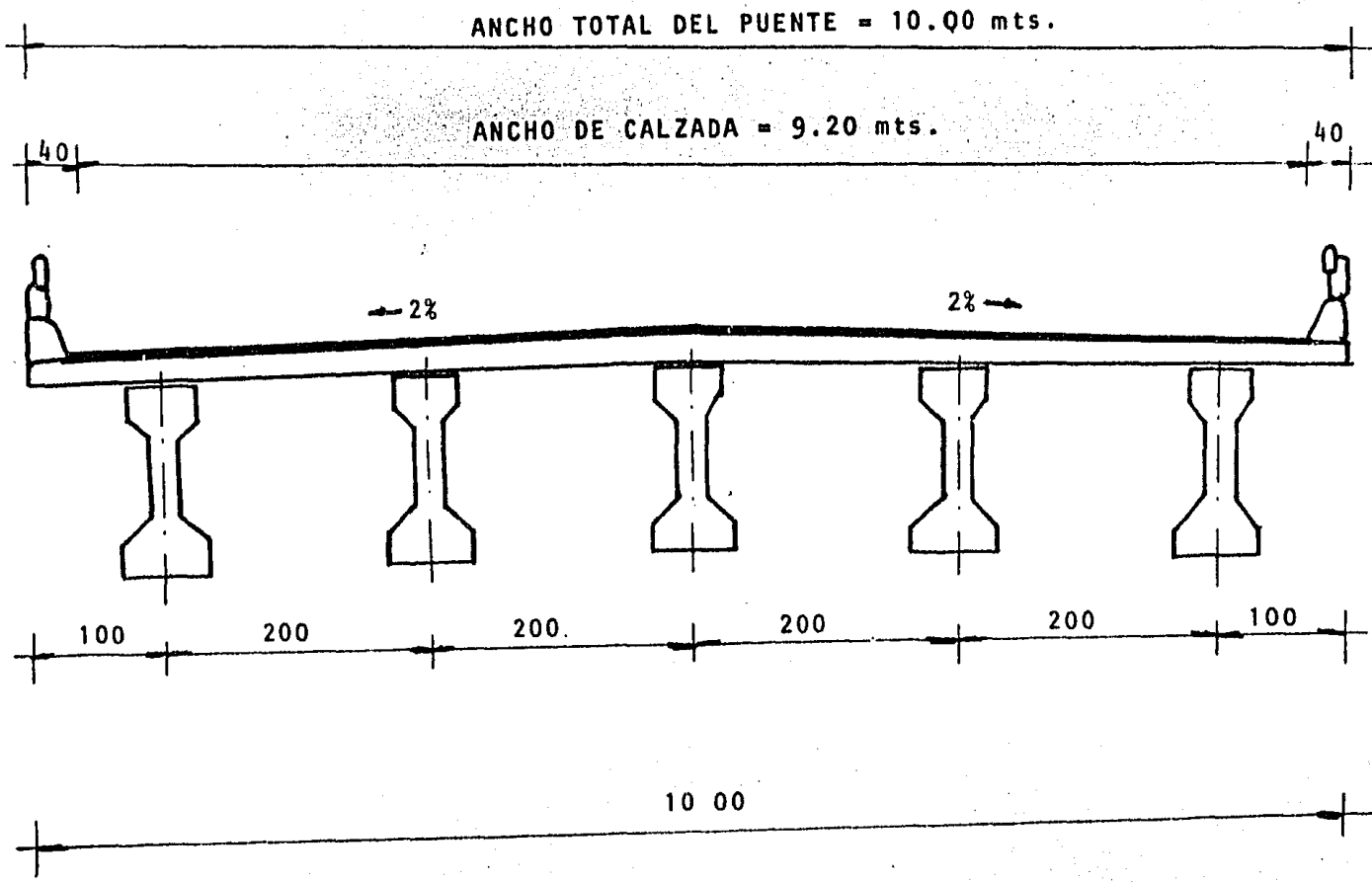


ANCHO TOTAL DEL PUENTE = 10.00 mts.

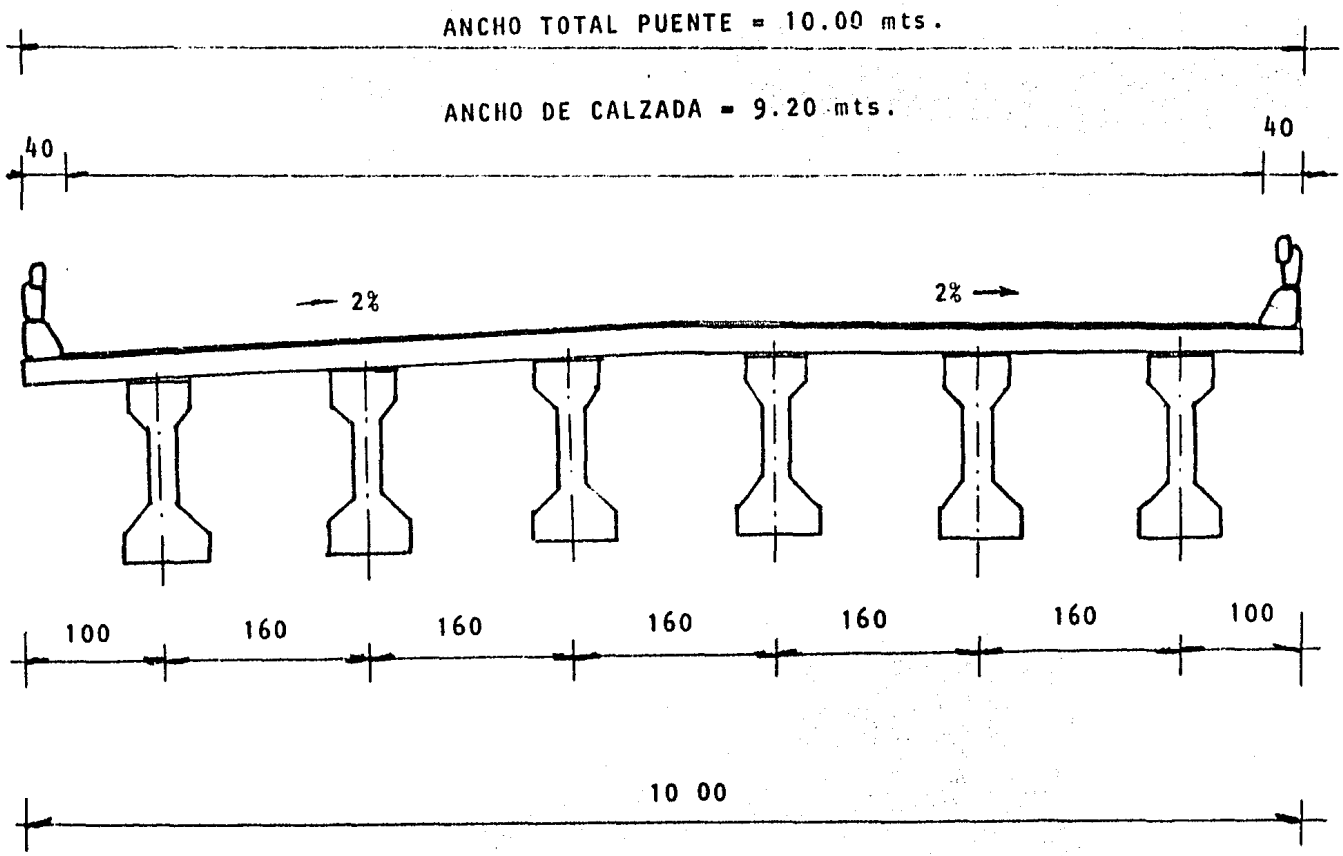
ANCHO DE CALZADA = 9.20 mts.



CLARO DE 25.00 MTS.



CLARO DE 27.50 MTS.



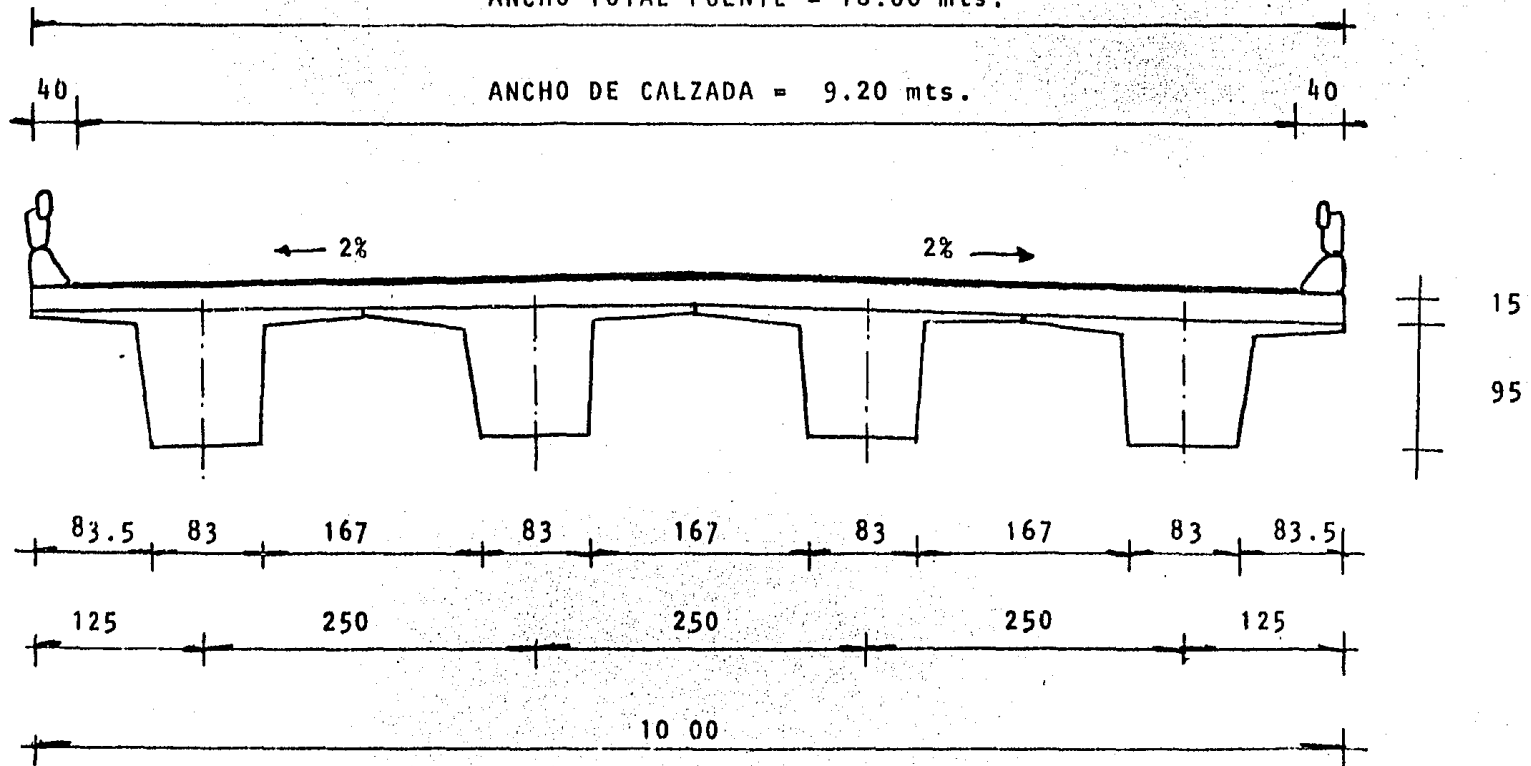
CLARO DE 30.00 MTS.

SECCION TRANSVERSAL DE LOS PUENTES

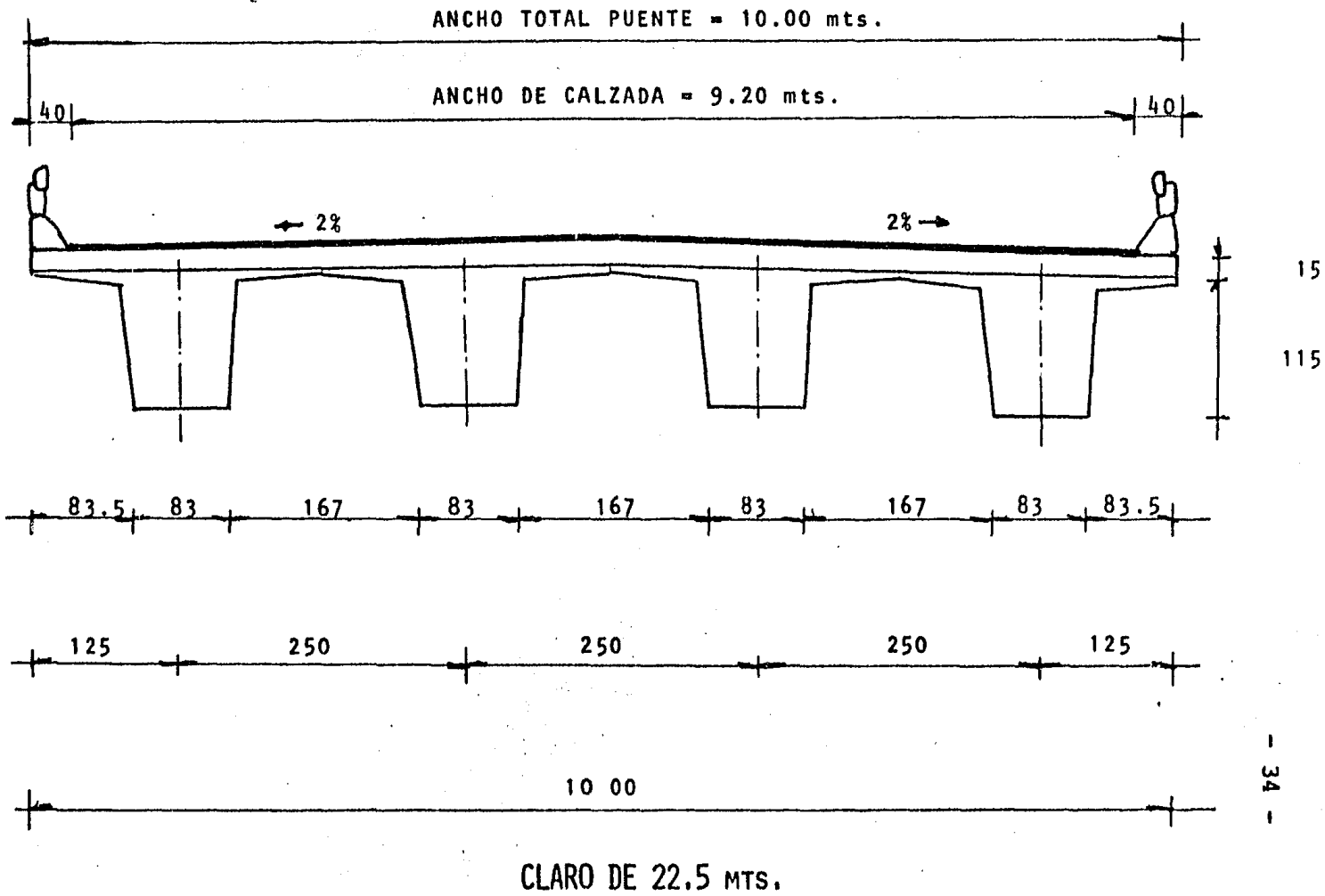
VIGAS CAJON CON ALETAS

ANCHO TOTAL PUENTE = 10.00 mts.

ANCHO DE CALZADA = 9.20 mts.

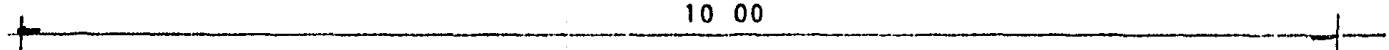
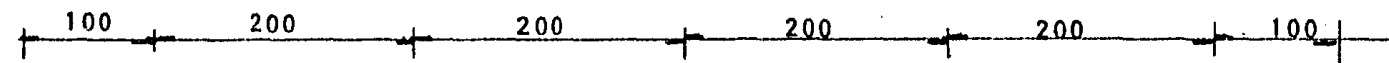
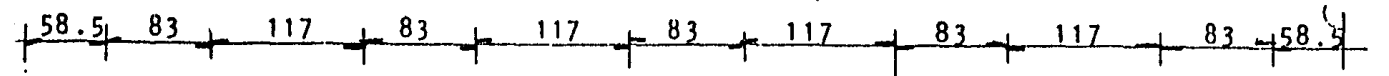
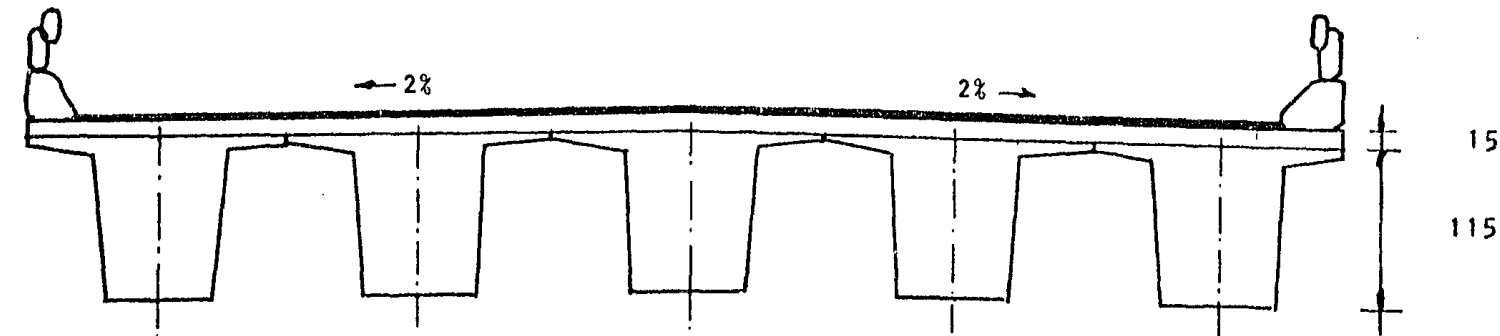
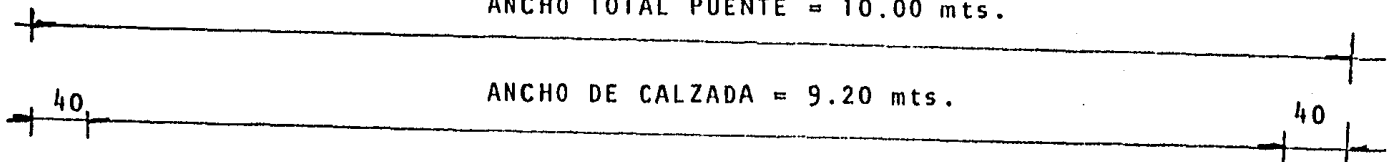


CLAROS DE 15, 17.5 Y 20 MTS.

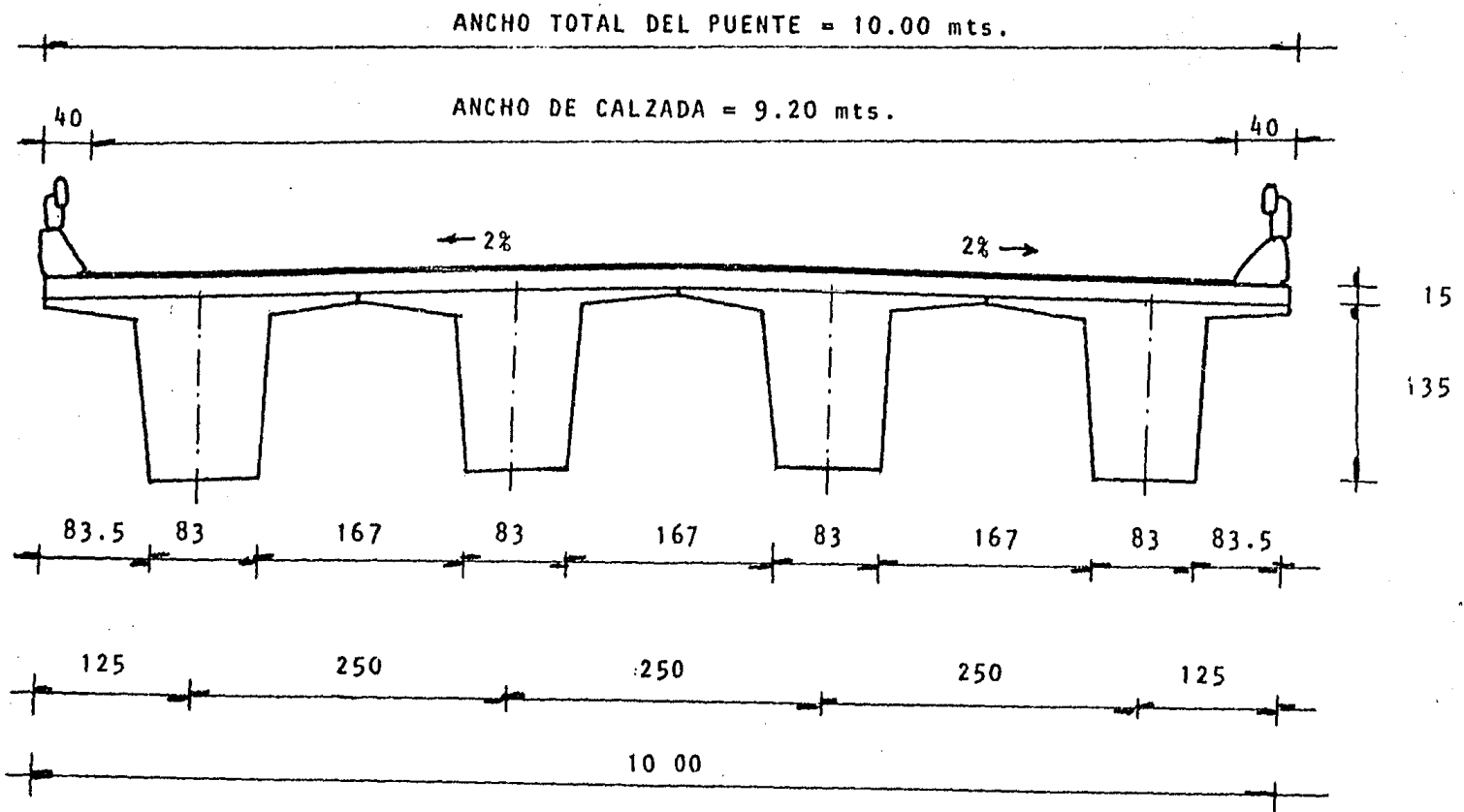


ANCHO TOTAL PUENTE = 10.00 mts.

ANCHO DE CALZADA = 9.20 mts.



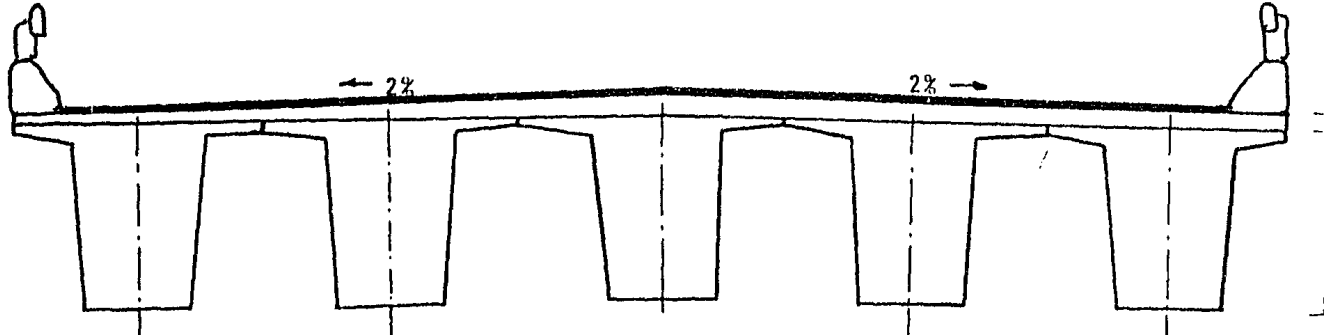
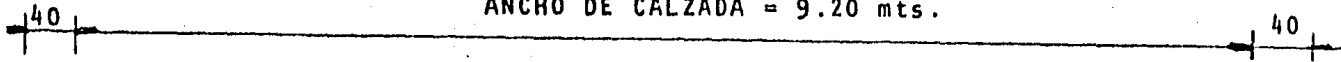
CLARO DE 25.00 MTS.



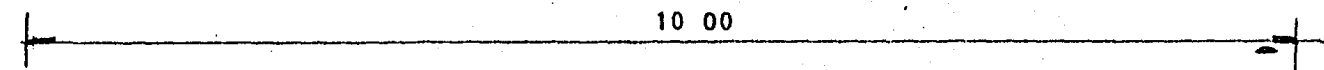
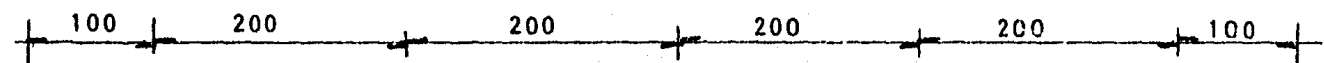
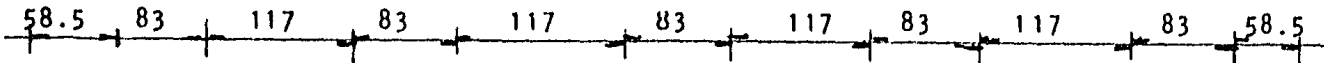
CLARO DE 27.50 MTS.

ANCHO TOTAL PUENTE = 10.00 mts.

ANCHO DE CALZADA = 9.20 mts.



15
135



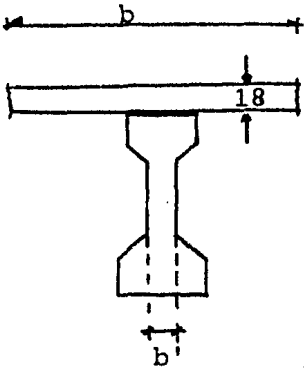
CLARO DE 30.00 MTS.

A) PESO PROPIO DE VIGAS

VIGA SECCION I DE A.A.S.H.T.O.

LONGITUD (MTS)	TIPO	PERALTE (CMS)	# PIEZAS	AREA SECCION TRANSVERSAL POR PIEZA (CM ²)	PESO POR METRO DE PUENTE (KG/M)
15.00	II	95	5	2443	2932
17.50	II	95	6	2443	3518
20.00	II	95	7	2443	4105
22.50	III	115	6	3629	5226
25.00	III	115	7	3629	6096
27.50	IV	135	5	4974	5968
30.00	IV	135	6	4974	7162

Para determinar el ancho efectivo en las vigas I de A.A.S.H. T.O. se calculó analizando las tres posibilidades.



$$b \text{ es la menor de } \begin{cases} 16t + b' = I \\ \frac{l}{4} = II \\ \text{c.a.c.} = III \end{cases}$$

La siguiente tabla muestra el cálculo de los valores:

l	t	b'	I	II	III	b
15.00	18	15	303	375	200	200
17.50	18	15	303	437.5	160	160
20.00	18	15	303	500	142	142
22.50	18	18	306	562.5	160	160
25.00	18	18	306	625	142	142
27.50	18	20	308	687.5	200	200
30.00	18	20	308	750	160	160

Por lo que se concluye que siempre regirá la distancia de -- centro a centro de viga.

La reducción del ancho b por la diferencia de concretos de la trabe y la losa se consideró en el cálculo de las propiedades geométricas.

VIGA SECCION CAJON CON ALETAS

LONG. (MTS)	CLAVE	PERALTE (CMS)	# PIEZAS	AREA SECCION TRANSVERSAL POR PIEZA (CM ²)	PESO POR METRO DE PUENTE (KM/M)
15.00	CA-250/95-10	95	4	4936	4739
17.50	CA-250/95-15	95	4	5274	5063
20.00	CA-250/95-15	95	4	5274	5063
22.50	CA-250/115-15	115	4	5631	5406
25.00	CA-200/115-15	115	5	5256	6307
27.50	CA-250/135-15	135	4	5989	5750
30.00	CA-200/135-15	135	5	5613	6735

2) SOBRECARGAS MUERTAS
POR VIGA (T/M)

LONG.	VIGAS I AASHTO			VIGA CAJON CON ALETAS		
	LOSA SUPERIOR (18cm)	CARPETA ASFALTICA (10cm)	GUARNICION Y PARAPETO	LOSA SUPERIOR (15cm)	CARPETA ASFALTICA (10cm)	GUARNICION Y PARAPETO
15.00	864	400	87	900	500	108
17.50	692	320	72	900	500	108
20.00	614	284	62	900	500	108
22.50	692	320	72	900	500	108
25.00	614	284	62	720	400	87
27.50	864	400	87	900	500	108
30.00	692	320	72	720	400	87

MOMENTOS MAXIMOS
CARGAS MUERTAS
POR VIGA (TON.M)

VIGAS I DE A.A.S.H.T.O.

Longitud (mts)	Popo	Losa Superior	Carpeta Asfáltica	Guarnición y Parapeto
15.00	16.49	24.30	11.25	2.45
17.50	22.45	26.49	12.25	2.76
20.00	29.32	30.70	14.20	3.10
22.50	55.12	43.79	20.25	4.56
25.00	68.04	47.97	22.19	4.84
27.50	112.85	81.68	37.81	8.22
30.00	134.30	77.85	36.00	8.10

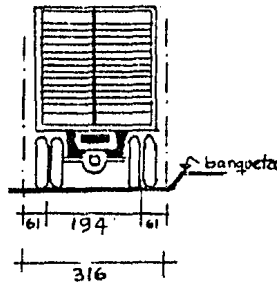
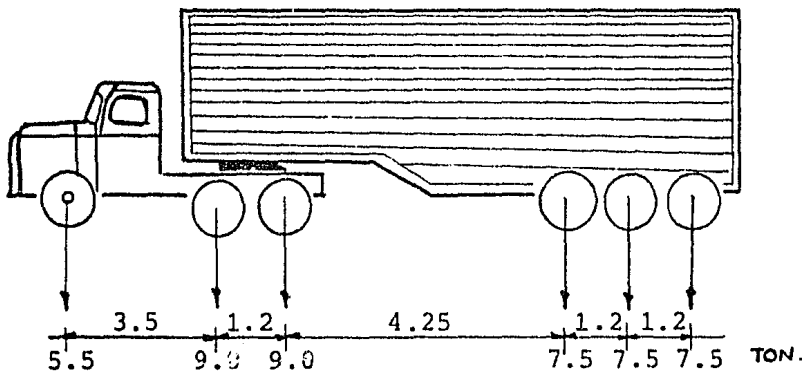
MOMENTOS MAXIMOS
CARGAS MUERTAS
POR VIGA (TON·M)

VIGAS CAJON CON ALETAS

Longitud (mts)	Popo	Losa Superior	Carpeta Asfáltica	Guarnición y Parapeto
15.00	33.32	25.31	14.06	3.04
17.50	48.45	34.45	19.14	4.13
20.00	63.29	45.00	25.00	5.40
22.50	85.52	56.95	31.64	6.83
25.00	98.55	56.25	31.25	6.80
27.50	135.88	85.08	47.27	10.21
30.00	151.55	81.00	45.00	9.79

3) CARGA VIVA EN LOS PUENTES:

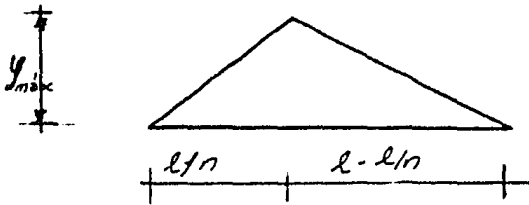
De acuerdo con las nuevas normas de la S.C.T. y conforme a la publicación en el diario oficial, la Carga Viva en Puentes para caminos tipo A, es decir autopistas y caminos troncales -- con ellas, las carga viva móvil será la denominada T3-S3. Consiste en un Camión con remolque de 46 toneladas de peso -- bruto distribuidas en seis ejes como se muestra en la figura:



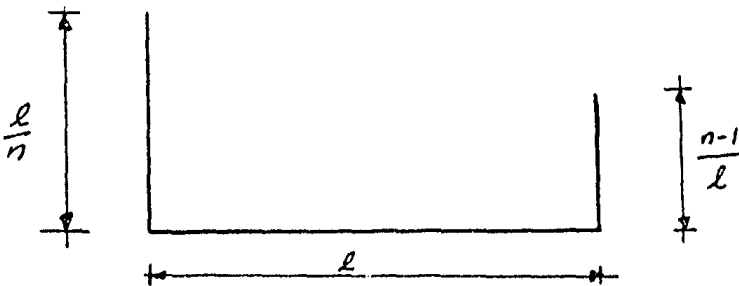
La obtención de Momentos y Fuerzas Cortantes se hizo mediante el procedimiento de líneas de influencia que se explica detalladamente a continuación:

La línea de influencia es un diagrama que se dibuja sobre la viga, en el cual las ordenadas tienen valores en distancias - y se traza de la siguiente manera:

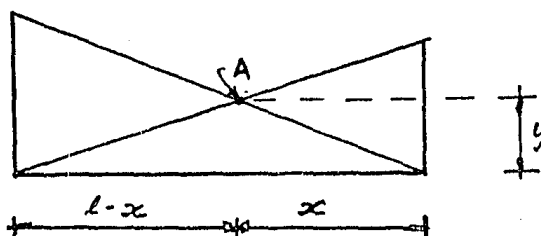
Línea de Influencia de Momento Flexionante para una sección a la distancia de l/n del apoyo:



a) Se trazan dos líneas perpendiculares al eje de la viga, -- una sobre cada apoyo, con valor igual a l/n para el iz-- quierdo y $n-1/l$ para el derecho (o viceversa)



b) Se unen los extremos de estas líneas con el apoyo contrario, determinando el punto A:

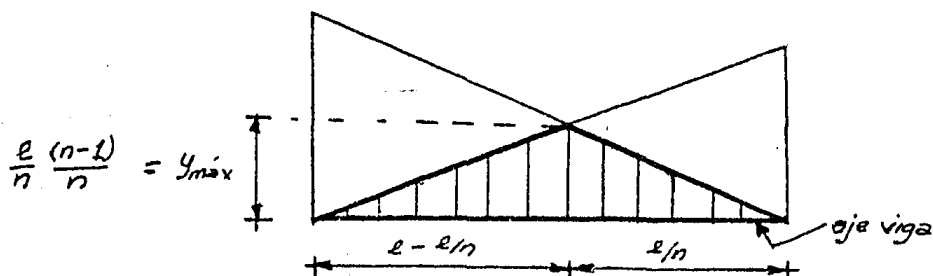


c) La distancia "x" del diagrama, por construcción, es igual a l/n , y la distancia "y" se calcula por comparación de triángulos:

$$\frac{l/n}{l} = \frac{y}{\frac{n-1}{n} l}$$

$$y = \frac{l}{n} \frac{(n-1)}{n}$$

d) De esta manera la línea de influencia para una sección a la distancia l/n del apoyo será la siguiente:



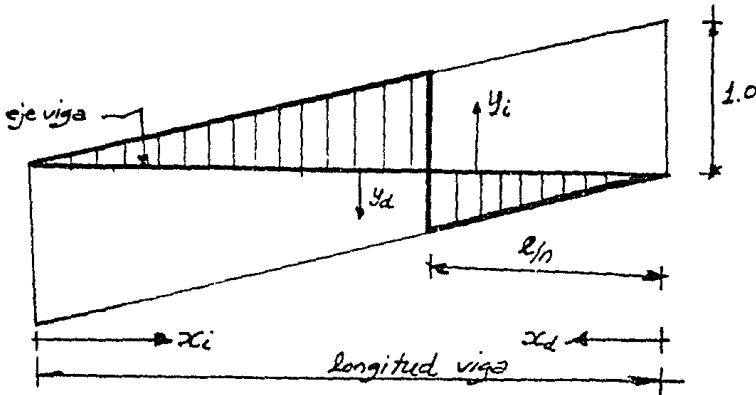
Para obtener el valor del Momento Flexionante que produce una carga concentrada colocada en esa sección bastará con multiplicar el valor de la carga (F) por la ordenada del diagrama (d), teniendo así el producto

$$M = F \cdot d \text{ en unidades de Momento.}$$

Ejemplo:

Si $n = 2$

- c) La línea de influencia para cortante en la sección a una distancia de l/n del apoyo será la zona ashiurada.



- 1) La reacción se obtiene con el diagrama de la línea de influencia del inciso (a)
- 2) La fuerza cortante en cualquier sección se obtiene del diagrama del inciso (c); pero como el camión puede entrar al puente tanto de izquierda a derecha, como de derecha a izquierda, dicho diagrama será simétrico, o bien se tomarán siempre los productos que obtengan valores mayores.

Las expresiones para calcular el cortante son:

- a) Cargas P_i en el tramo izquierdo, conociendo x_i :

$$y_i = P \left(\frac{x_i}{l} \right)$$

- b) Cargas P_d en el tramo derecho, conociendo x_d :

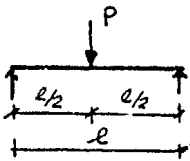
$$y_d = P_d \left(\frac{x_d}{l} \right) \text{ (con signo contrario, pues el cortante es negativo)}$$

y el cortante total será:

$$V = \sum P_i + \sum P_d$$

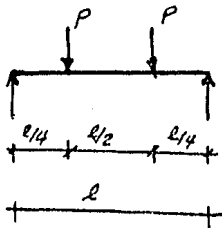
Ejemplo:

* si $n = 2$ y siendo sólo una carga P .



$$y_i = P \left(\frac{1/2}{I} \right) = \frac{P}{2}$$

* si $n = 2$



$$y_i = P \left(\frac{1/4}{I} \right) = \frac{P}{4}$$

$$y_d = P \left(\frac{1/4}{I} \right) = \frac{P}{4} ; \quad y_d = -\frac{P}{4}$$

$$V = \frac{P}{4} + \left(-\frac{P}{4} \right)$$

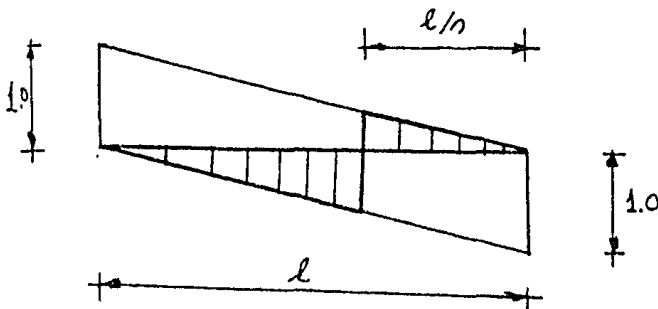
$$V = 0$$

$$y = \frac{1}{2} \left(\frac{2-1}{2} \right) = \frac{1}{4}$$

$$M = P \frac{1}{4}$$

en $x = 2$

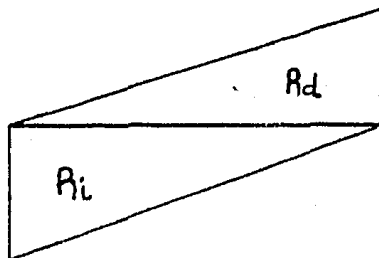
LINEA DE INFLUENCIA DE FUERZA CORTANTE PARA UNA SECCIÓN A LA DISTANCIA l/n DEL APOYO:



a) Se trazan las líneas de influencia de las reacciones de la viga, considerando una carga puntual unitaria para la sección extrema, es decir el apoyo.



b) Se colocan ambas líneas de influencia como se muestra en la figura:



e) Resistencia última por flexión.

Como el eje neutro de las secciones cae comúnmente dentro del espesor del firme, se podrá diseñar la viga como sección rectangular, considerando el $f'c$ del firme, mediante la siguiente expresión:

$$M_u = A_s f_{su} d \left(1 - 0.6 \frac{p^* f_{su}}{f'c} \right)$$

donde:

$$f_{su} = f'_s \left(1 - 0.5 \frac{p^* f'_s}{f'c} \right)$$

Si el momento último resistente que se obtuviera con los cables de presfuerzo fuera menor que el M_u actuante, se pondrán barras de acero "dulce" que colaborarán a resistir la totalidad del momento; por lo que el momento resistente total será:

$$T_{\text{presfuerzo}} = A_{s \text{ pr.}} \times f_{su}$$

$$T_{\text{refuerzo}} = A_{s \text{ ref.}} \times f_y$$

$$T_{\text{total}} = T_{\text{presf}} + T_{\text{ref.}}$$

$$a = \frac{T_{\text{total}}}{f'c \cdot b \cdot k_1} \quad (k_1 = 0.85)$$

$$M_u = T_{\text{tot}} \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

y deberá cumplirse:

$$M_u \leq \phi M_u$$

$$\phi = 1.0 \text{ por ser elementos fabricados en planta}$$

f) Esfuerzo Cortante.

sente estudio, y oscilan entre el 18 y el 22% del valor de la fuerza presforzante efectiva.

d) Flexión.

"Se considera que los miembros de concreto presforzado actúan como elementos no agrietados sujetos a la combinación de esfuerzos axiales y de flexión y bajo cargas específicas de servicio" (A.A.S.H.T.O. 1.6.8).

Por lo tanto se calcularon las propiedades geométricas de las secciones utilizadas con el fin de revisar su comportamiento en condiciones de servicio, es decir, en la etapa elástica -- por medio de la fórmula de la escuadría:

* Para la etapa de transferencia (sin pérdidas):

$$\sigma_i = -\frac{P_o}{A} - \frac{P_o e}{I} y_i + \frac{M_{p0} p_o}{I} y_i$$

$$\sigma_s = -\frac{P_o}{A} + \frac{P_o e}{I} y_s - \frac{M_{p0} p_o}{I} y_s$$

* Para cargas de servicio (con pérdidas):

$$\sigma'_i = \sum_{a=1}^n \frac{M_a}{I'} y'_i$$

$$\sigma'_s = \sum_{a=1}^n \frac{M_a}{I'} y'_s$$

$$\sigma^* = \sum_{a=1}^n \frac{M_a}{I'} y^*$$

* Concreto:

• Temporales, previas a las pérdidas.

- Compresión $0.6 f'ci$, donde $f'ci = 0.8 f'c$.

- Tensión (sin refuerzo de adherencia). $0.8\sqrt{f'ci}$

- Tensión (con refuerzo de adherencia) hasta $1.99\sqrt{f'ci}$

• Para cargas de servicio, posteriores a las pérdidas.

- Compresión $0.45 f'c$

- Tensión $1.6\sqrt{f'c}$

Para concreto $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ que es el más comunmente utilizado en Plantas Prefabricadoras de elementos estructurales, - los esfuerzos permisibles serían los siguientes:

Esfuerzos permisibles en Concreto $f'c=350 \text{ kg/cm}^2$ (en kg/cm^2).			
ETAPA	TENSION		COMPRESION
Transferencia (temporales)	sin refuerzo	13.39	168
	con refuerzo	33.30	
Permanentes (después de pérdidas)	29.93		157.5

c) Pérdidas de Presfuerzo.

Se consideraron las pérdidas anotadas en el punto 3.3 del pre

DISEÑO ESTRUCTURAL

1) ESPECIFICACIONES Y CONSIDERACIONES:

De acuerdo al Reglamento A.A.S.H.T.O. el diseño de las vigas se hará conforme al Capítulo 6, es decir: "... se basará en la resistencia última y en el comportamiento, bajo condiciones de servicio, en todas las etapas de carga que puedan ser críticas durante la vida de la estructura, desde el momento en que se inicia el presfuerzo".

a) Factores de Carga.

Se utilizarán los siguientes factores de carga:

$$\text{Acción última} = \frac{1.3}{\phi} (\text{C.M.} + \frac{5}{3} (\text{C.V.} + \text{I}))$$

$$\phi = 1.0 \text{ para Momento Flexionante (1.6.5).}$$

$$\phi = 0.9 \text{ para Cortante}$$

b) Esfuerzos permisibles.

* Acero de presfuerzo:

$$\cdot \text{Esfuerzo último} = f's = 19,000 \text{ kg/cm}^2 \text{ (G 270 K).}$$

$$\cdot \text{Esfuerzo promedio en los cables "al gateo"} = 0.76 f's = 14,500 \text{ kg/cm}^2.$$

CAPITULO III

DISEÑO ESTRUCTURAL

- M_{popo} = Momento por peso propio de la viga al centro del cl
ro.
- M_a = Momento por cualquier carga.
- M_u = Momento último en la sección.
- M_{ur} = Momento último resistente de la sección.
- N_L = Número de líneas de tránsito en la calzada del puen-
te.
- N_v = Número de vigas en la sección transversal del puente.
- P_o = Fuerza del presfuerzo inicial.
- p^* = porcentaje de acero de presfuerzo de la sección.
- S = separación a ejes de las trabes del puente.
- s = separación de estribos para cortante.
- T_p = fuerza de tensión debida al presfuerzo.
- T_r = fuerza de tensión debida al refuerzo.
- V_u = cortante último en la sección.
- $V_{c_1}, V_{c_2},$
 V_{c_3} = cortante que resiste el concreto dado por su expre-
sión.
- W = ancho de calzada del puente.
- $y_1, y_2, y_2',$
etc. = distancias del centroide de la sección a las dife-
rentes fibras que se tratan.
- $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3,$
etc. = esfuerzos reales en las diferentes fibras de la sec
ción.

DISEÑO ESTRUCTURAL

NOTACION

- A = área de la sección simple de la viga.
- A' o Ac = área de la sección compuesta de la viga.
- A*s = área de acero de presfuerzo.
- Av = área de acero requerida en el alma para esfuerzo cortante.
- b = ancho superior de la viga compuesta que se considerará para el volumen del bloque de compresiones en la ruptura.
- b' = ancho total del alma de la viga.
- C.M. = Carga Muerta.
- C.V. = Carga Viva.
- d = distancia de la fibra extrema en compresión al centroide del acero en tensión.
- e = distancia del centroide del acero de presfuerzo al centroide de la sección simple de la viga.
- f's = esfuerzo último a la ruptura del acero de presfuerzo = $19,000 \text{ kg/cm}^2$.
- f*s_u = esfuerzo promedio de trabajo en cables de presfuerzo.
- f_y = esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo = 4000 kg/cm^2 .
- f'c = resistencia a la compresión del concreto.
- f'ci = esfuerzo a la compresión del concreto al momento de la transferencia del presfuerzo
- I = Momento de inercia respecto al centroide de la sección simple.
- I' = Momento de inercia respecto al centroide de la sección compuesta.
- j = relación de la distancia entre los centroides de compresión y tensión al peralte d de una sección
- L = longitud del claro de la viga.

CARGA VIVA T3- S3
VIGAS CAJON CON ALETAS

LONG.	MOMENTO MAXIMO (Tm)		REACCION EXTREMA (TON)	
	POR BANDA (1)	POR VIGA (2)	POR BANDA (1)	(POR VIGA (3))
15.00	94.73	54.94	31.34	20.21
17.50	121.61	70.53	33.43	21.23
20.00	150.35	87.21	35.00	22.05
22.50	179.11	104.23	36.23	22.64
25.00	207.86	92.50	37.20	23.06
27.50	236.61	136.78	38.00	23.37
30.00	265.36	118.09	38.67	23.59

- (1) Total sin distribuir.
- (2) Por rueda más impacto, distribuida.
- (3) Por rueda más impacto, sin distribuir.

3) CARGA VIVA T3-S3

" VIGAS I DE A.A.S.H.T.O. "

LONG.	MOMENTO MAXIMO (Tm)		REACCION EXTREMA (TON)	
	POR BANDA (1)	POR VIGA (2)	POR BANDA (1)	POR VIGA (3)
15.00	94.73	72.74	31.34	20.21
17.50	121.61	73.36	33.43	21.23
20.00	150.36	80.52	35.00	22.05
22.50	179.11	106.36	36.23	22.64
25.00	207.86	109.54	37.20	23.06
27.50	236.61	173.23	38.00	23.37
30.00	265.36	153.78	38.67	23.59

(1) Total sin distribuir.

(2) Por rueda más impacto, distribuida.

(3) Por rueda más impacto, sin distribuir.

FACTOR DE DISTRIBUCION (D.F.)
DE LA CARGA VIVA POR RUEDA
PARA CADA VIGA DEL PUENTE

LONG. (mts)	I DE A.A.S.H.T.O.		CAJON CON ALETAS	
	Separación a ejes de trabes (cm)	D.F. (1)	Separación a ejes de trabes (cm)	D.F. (2)
15.00	200	1.19	250	0.90
17.50	160	0.95	250	0.91
20.00	142	0.85	250	0.92
22.50	160	0.95	250	0.93
25.00	142	0.85	200	0.72
27.50	200	1.19	250	0.94
30.00	160	0.95	200	0.73

$$(1) DF = \frac{S}{1.68}$$

$$(2) DF = \frac{2 NL}{NV} + k \frac{S}{L}$$

(Ver Capítulo III)

- 4) - El área mínima de refuerzo vertical no será menor que -- el área de dos varillas del No. 3, espaciadas a cada -- 30 cms, es decir $4.73 \text{ cm}^2/\text{m}$.
 - 5) - El espaciamiento de los estribos verticales no deberá -- ser mayor que cuatro veces el espesor medio del patín de la losa que forma la sección compuesta y en ningún caso mayor que 60 cm.
- El esfuerzo cortante último horizontal deberá calcularse y limitarse como se indica:

$$v = \frac{VuQ}{Ib}$$

Esfuerzos permisibles v.

- 1) si solo cumple los requisitos mínimos de 2,4 y 5 5 kg/cm².
- 2) si además cumple con 1 21 kg/cm².

Esfuerzos por contracción.

La contracción diferencial de la losa y la viga puede influir sobre la carga de agrietamiento y en la deflexión o flecha de la viga. Cuando estos factores son particularmente significativos, los efectos por contracción diferencial deben añadirse a los efectos de las cargas.

- i) Recubrimiento y espaciamiento del acero.
 - Recubrimiento mínimo

El cortante por carga viva en $x = d$ se considerará por rueda + impacto, sin distribuir; ésto es debido a que aún no se han de formado totalmente los diafragmas del puente, y por lo tanto, no se puede considerar la distribución teórica por viga.

g') Esfuerzo Cortante en $x = l/4$.

Para considerar el efecto combinado del Momento Flexionante y la Fuerza Cortante, deberá revisarse la sección del cuarto del claro, donde el M.F. tiene un valor considerable; la siguiente expresión nos da el Vc_1 para dicho efecto combinado:

$$Vc_1 = \phi \left(0.16\sqrt{f'c} + 49 \frac{Vud}{Mu} \right) b' d ; \frac{Vud}{Mu} \leq 1.0$$

además $Vc_1 \leq Vc_2$; $Vc_2 = 0.06 f'c b' j d \leq 12.6 b' j d$

El cálculo de V_s y de S es semejante al inciso anterior. La separación de estribos obtenida en $x = l/4$ se mantendrá en -- los cuartos centrales.

h) Estructuras compuestas.

. Para poder transmitir efectivamente el cortante horizontal entre la viga y la losa colada en sitio, se deberán cumplir los siguientes requisitos:

- 1) - Superficies de contacto limpias y artificialmente rugosas.
- 2) - Estribos totalmente anclados dentro de las partes interconectadas.
- 3) - El alma de las vigas se diseñará para resistir todo el cortante vertical.

- El espaciamiento del refuerzo del alma no excederá de $3/4$ del peralte del elemento.
- La sección crítica para cortante, es una viga simplemente apoyada, generalmente no se localiza en el extremo del claro donde el cortante es máximo, sino en puntos distantes -- del extremo en donde se producen momentos de consideración.
- Al diseñar el refuerzo del alma de una viga simplemente apoyada que soporte cargas móviles, se recomienda analizar también el cortante en el centro del claro.
- El refuerzo del alma en los cuartos extremos deberá ser el mismo que para el resto del claro.

g) Esfuerzo cortante en $x = d$.

A una distancia de un peralte del apoyo, comúnmente no está adherido completamente el refuerzo, y es por ello que deberá diseñarse la viga por cortante como si fuera únicamente reforzada:

$$V_{c_3} = 0.53 \sqrt{f'c} b'd$$

$$\phi V_{c_3} \geq V_u ; \phi = 0.90$$

Si $V_u > V_{c_3}$, implica

$$V_s = V_u - V_r$$

$$A_v = \frac{V_s s}{2f_y j d}$$

La separación de estribos obtenida en $x = d$ se mantendrá hasta $x = l/4$.

- Acero de presfuerzo y refuerzo principal 3.8 cm.

- Acero de refuerzo en losas
 - lecho superior 3.8 cm.
 - lecho inferior 2.5 cm.

- Estribos y conectores 2.5 cm.

• Espaciamiento mínimo

- Acero pretensado; la mayor de:

◇ 3 veces el diámetro de los cables.

◇ $\frac{4}{3}$ de la dimensión máxima del agregado.

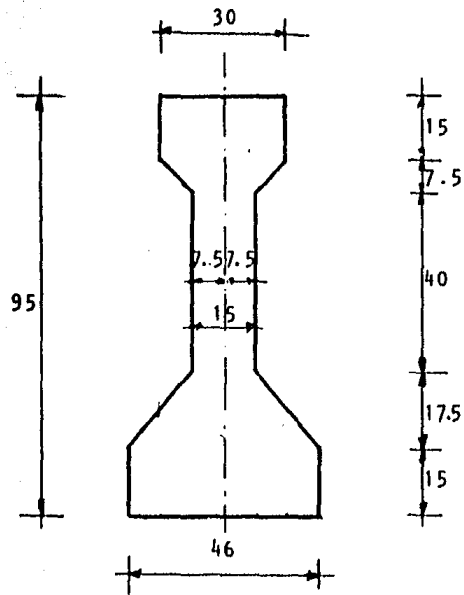
2) PROPIEDADES GEOMETRICAS

VIGAS I DE A.A.S.H.T.O.

LONG. (mts.)	SECCION SIMPLE					SECCION COMPUESTA				
	PESO (Kg/ml.)	AREA (cm ²)	I (cm ⁴)	y1 (cm)	y2 (cm)	A' (cm ²)	I' (cm ⁴)	y1' (cm)	y2' (cm)	y2*
15.00	587	2443	2'343,042	41.30	53.70	5485	7'751,672	76.08	18.92	36.92
17.50	587	2443	2'343,042	41.30	53.70	4876	7'201,670	72.60	22.40	40.40
20.00	587	2443	2'342,042	41.30	53.70	4602	6'908,141	70.73	24.27	42.27
22.50	871	3629	5'257,697	51.21	63.79	6063	13'042,821	80.43	34.57	52.57
25.00	871	3629	5'257,697	51.21	63.79	5789	12'491,045	78.37	36.63	54.63
27.50	1194	4974	10'261,069	61.49	73.51	8016	23'196,163	92.80	42.20	60.20
30.00	1194	4974	10'261,069	61.49	73.51	7408	21'453,757	88.60	46.40	64.40

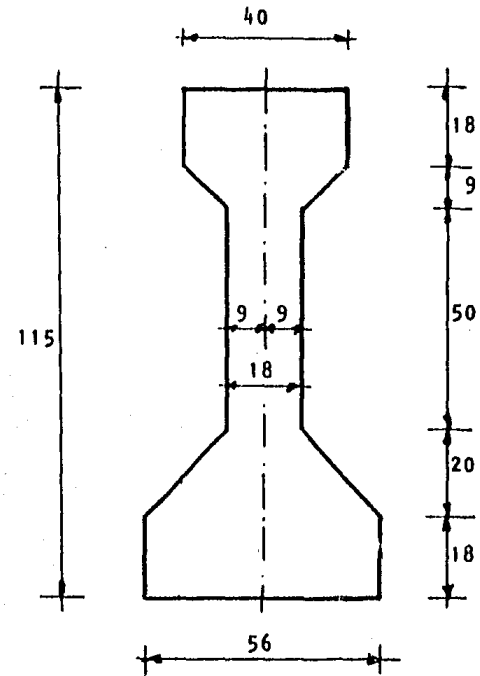
VIGAS I DE A.A.S.H.T.O.

TIPO II



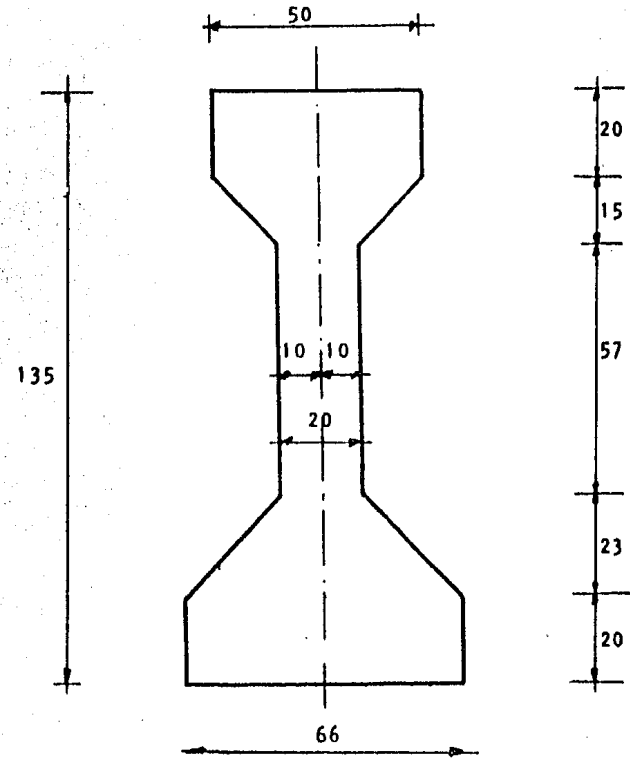
CLAROS DE 15.00, 17.50 Y 20 MTS.

TIPO III



CLAROS DE 22.50 Y 25 MTS.

TIPO IV

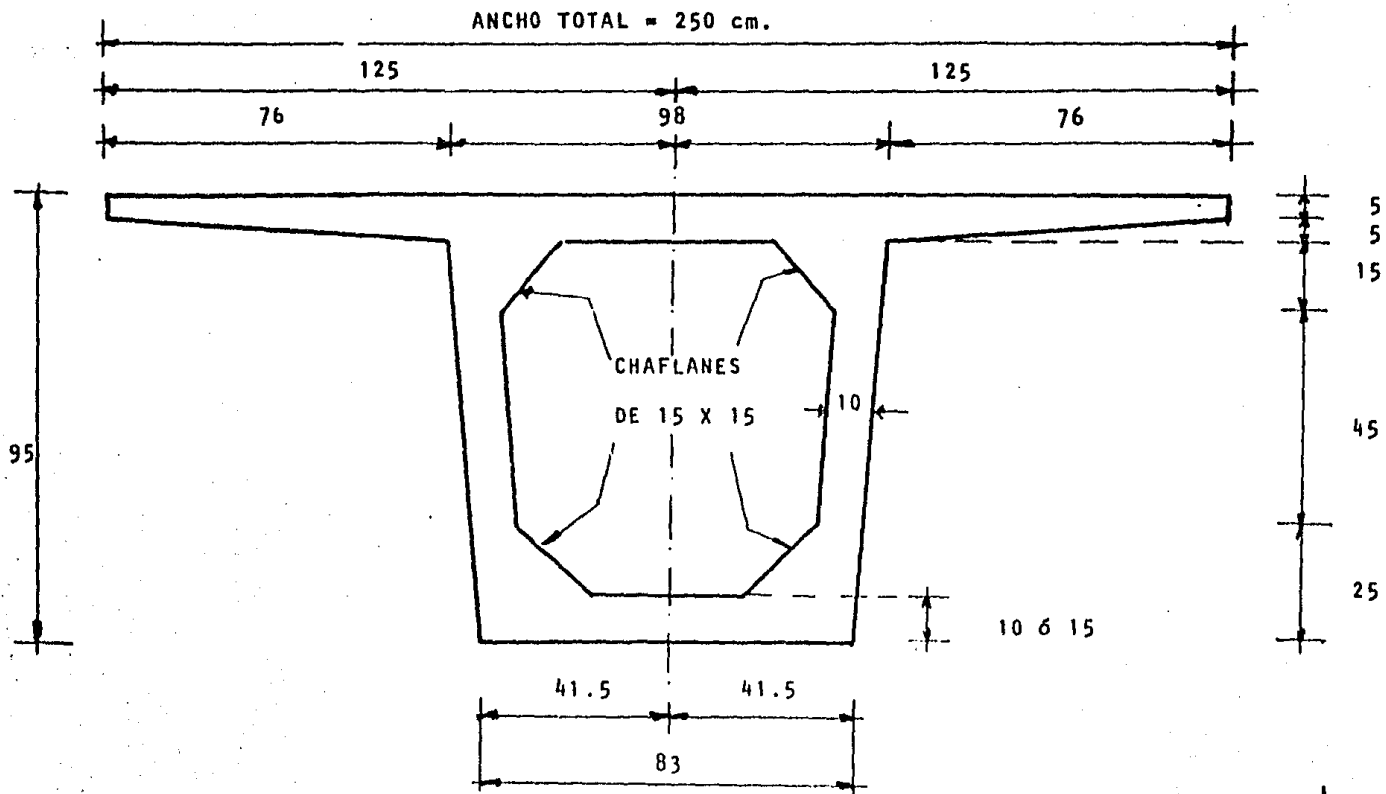


CLAROS DE 27.50 Y 30.00 MTS.

PROPIEDADES GEOMETRICAS
VIGA CAJON CON ALETAS

SECCION SIMPLE						SECCION COMPUESTA				
LONG. (mts.)	PESO (Kg/ml.)	AREA (cm ²)	I (cm ⁴)	y1 (cm)	y2 (cm)	A' (cm ²)	I' (cm ⁴)	y1' (cm)	y2' (cm)	y2* (cm)
15.00	1185	4935	6'079,952	58.77	36.23	8105	9'830,014	75.87	19.13	34.13
17.50 y 20.00	1266	5273	6'677,974	56.00	39.00	8443	11'017,557	73.46	21.54	36.54
22.50	1352	5631	10'559,578	67.53	47.47	8800	16'747,462	87.32	27.68	42.68
25.00	1262	5256	9'794,281	64.42	50.58	7791	15'611,922	83.32	31.68	46.68
27.50	1438	5988	15'438,993	79.01	55.99	9157	23'851,496	100.99	34.01	49.01
30.00	1348	5613	14'351,051	75.53	59.47	8148	22'231,104	96.37	38.63	53.63

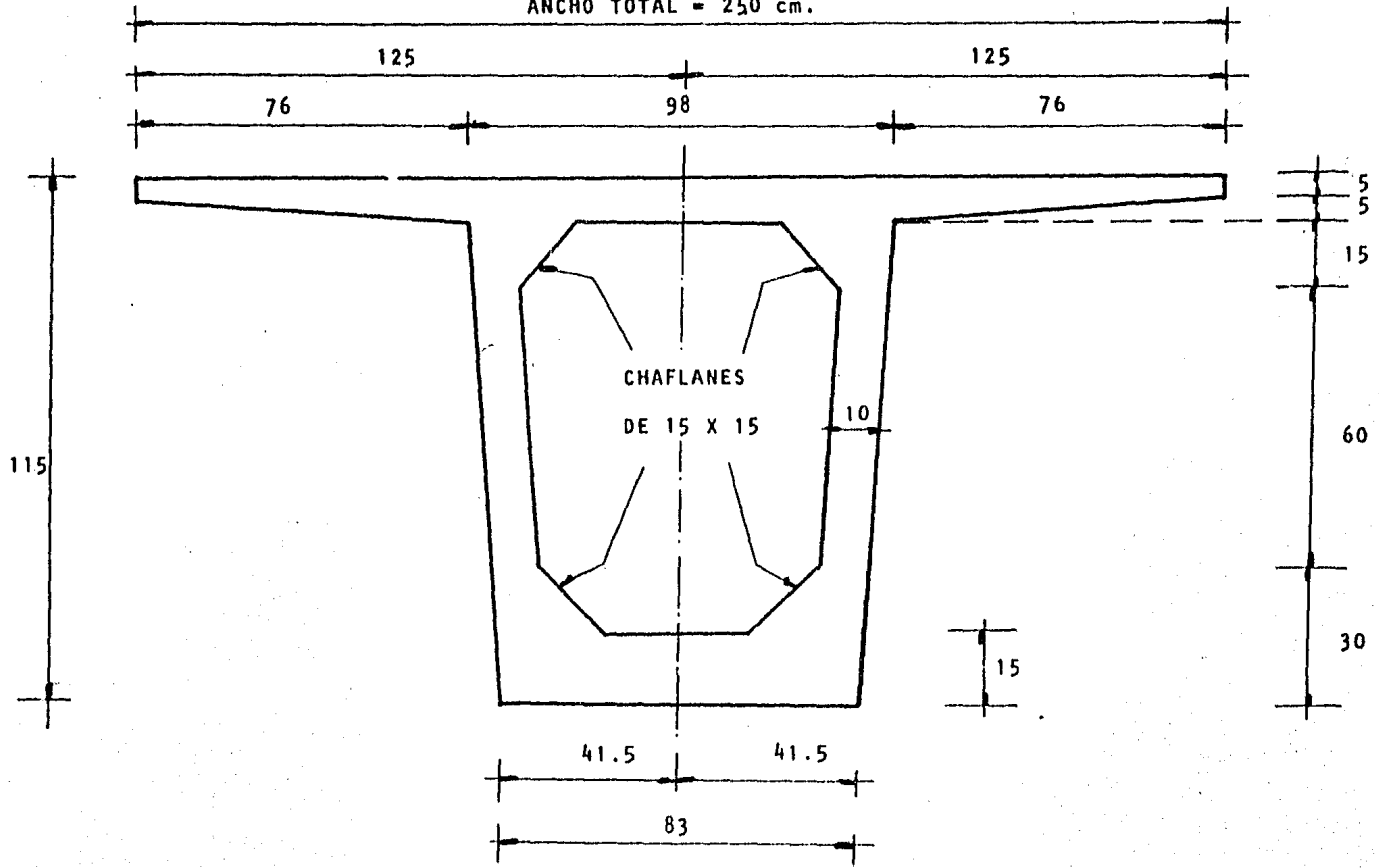
CA-250/95-10 ó CA-250/95-15



CLAROS DE 15.00, 17.50 Y 20 MTS.

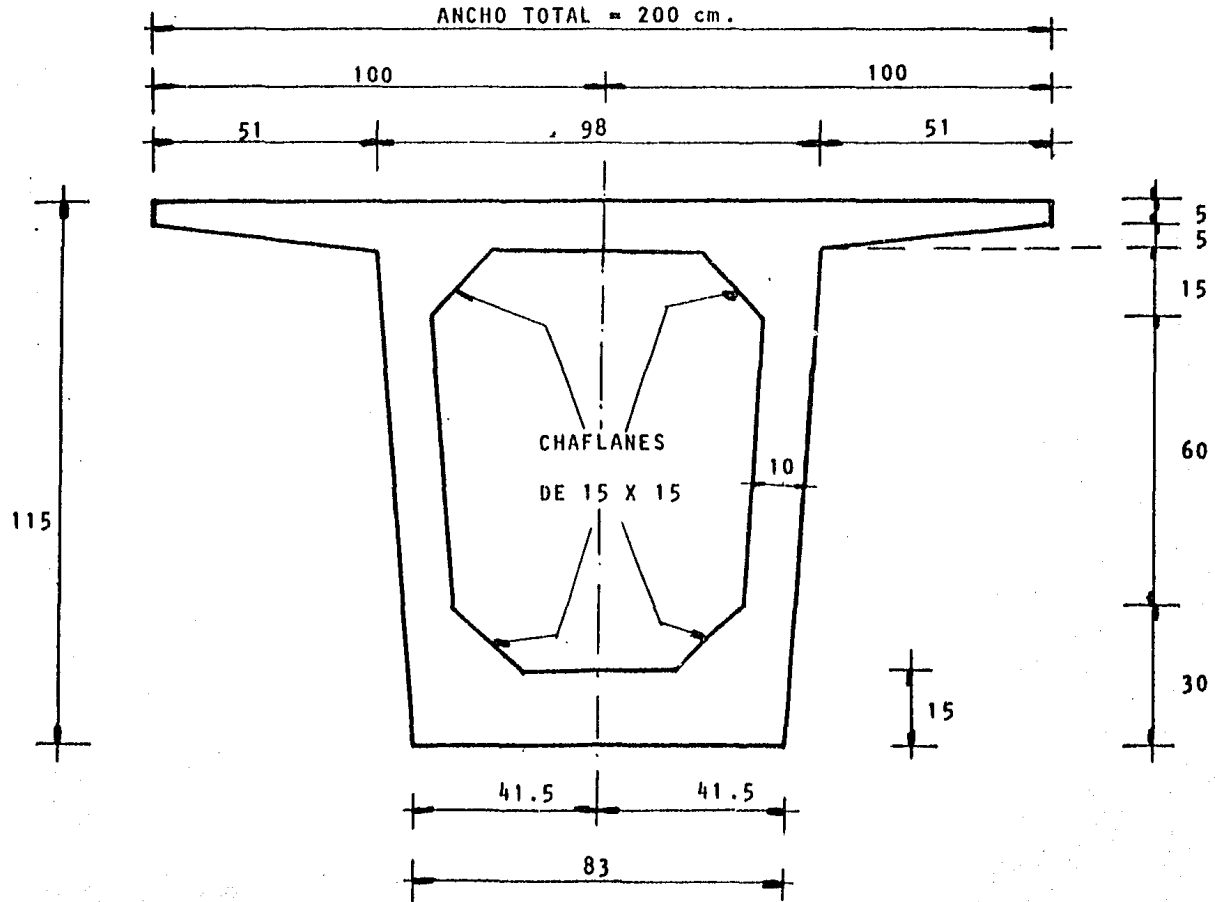
CA-250/115-15

ANCHO TOTAL = 250 cm.



CLARO DE 22.50 MTS.

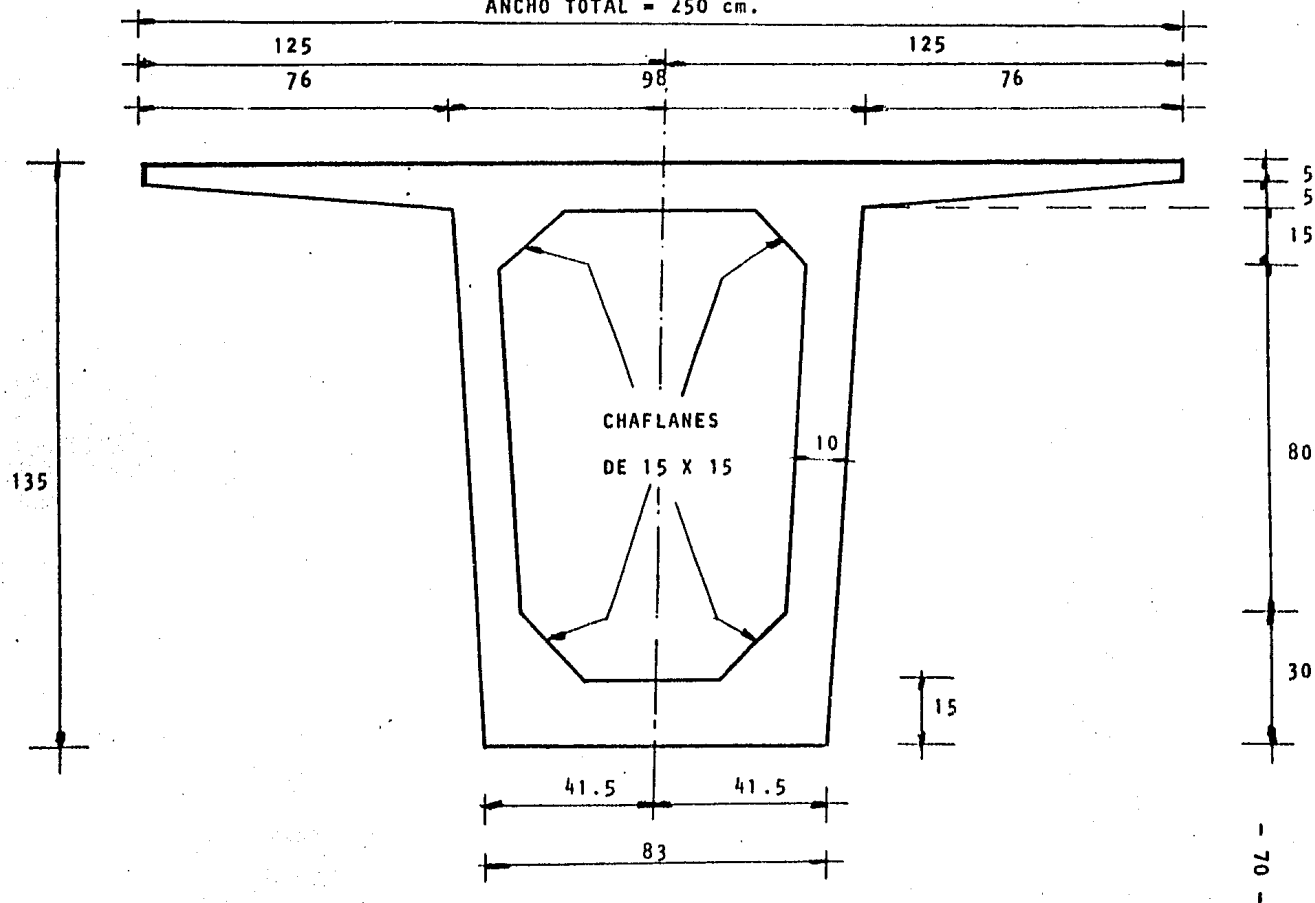
CA-200/115-15



CLARO DE 25 MTS.

CA-250/135-15

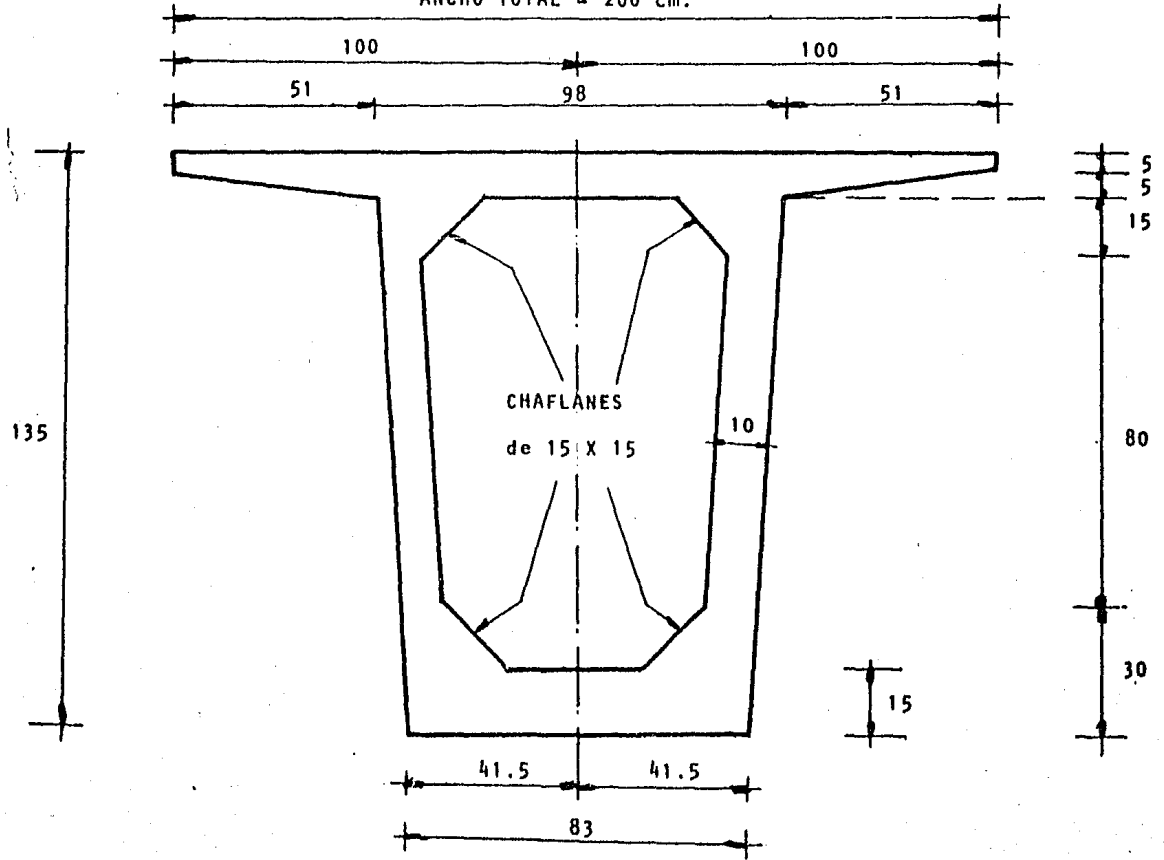
ANCHO TOTAL = 250 cm.



CLARO DE 27,50 MTS.

CA-200/135-15

ANCHO TOTAL = 200 cm.



CLARO DE 30 MTS.

3) EJEMPLO DE DISEÑO:

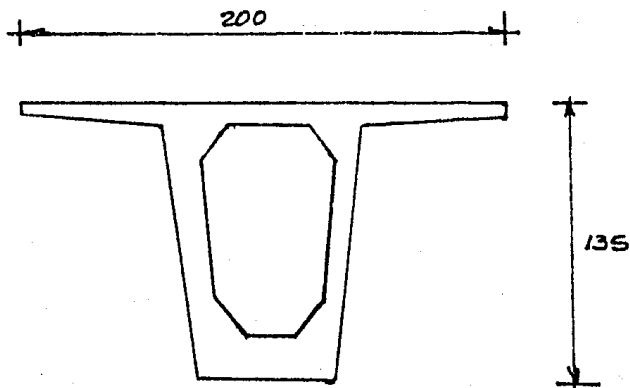
Datos:

- Longitud Claro = 30.00 mts.
- Ancho Total = 10.00 mts.
- Ancho Calzada = 9.20 mts.
- Número líneas = 2
- Sección = Cajón con aletas

De acuerdo al Capítulo "Solicitaciones", se usarán 5 vigas CA-200/135-15.

3.1) PROPIEDADES GEOMETRICAS:

a) SECCION SIMPLE:



Nº	Croquis	Signo	Area	\bar{y}	$A\bar{y}$	d	Ad^2	I_o
1		+	1,000	132.5	132,500	56.97	3'245,581	2,083
2		+	745	127.79	95,203	52.26	2'058,102	1,491.7
3		+	11,312	64.23	726,569	11.30	1'444,429	14'696,096
4		-	7,893	71.17	561,747	4.36	150,042	8'091,073
5		+	225	120	27,000	44.47	444,956	2,812
6		+	225	20	4,500	55.53	693,805	2,812

$$A_{tot} = 5614 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = \frac{\sum A\bar{y}}{A_t} = \frac{424,025}{5,614} = 75.53 \text{ cm}$$

$$y_2 = 135 - 75.53$$

$$y_2 = 59.47$$

$$S_1 = 190,004.65 \text{ cm}^3$$

$$S_2 = 241,315.81 \text{ cm}^3$$

$$I = \sum Ad^2 + \sum I_o$$

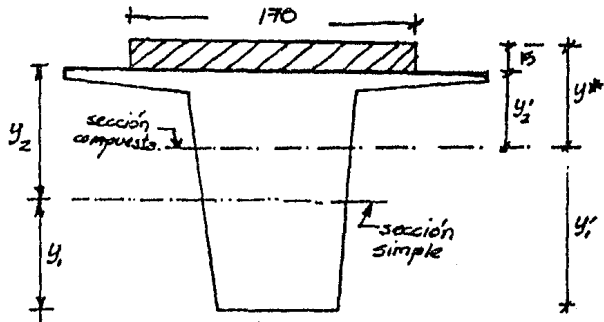
$$I = 7'736,830 + 6'614,221$$

$$I = 14'315,051$$

b) SECCION COMPUESTA:

$$n = \frac{15000 \sqrt{250}}{15000 \sqrt{350}}$$

$$n = 0.85$$



Sección	Area	y	Ay	d	Ad ²	I _o
Firme	2534	142.5	361,095	46.14	5'394,631	49,570
Viga	5614	75.53	424,025	20.83	2'435,852	14'351,051

$$A' = 8148 \text{ cm}^2$$

$$y'_1 = 96.36 \text{ cm}$$

$$y'_2 = 38.64 \text{ cm}$$

$$y^* = 53.64 \text{ cm}$$

$$I' = 7'830,483 + 14'400,621$$

$$I' = 22'231,104 \text{ cm}^4$$

$$S'_1 = 230,708 \text{ cm}^3$$

$$S'_2 = 575,339 \text{ cm}^3$$

$$S^* = 414,450 \text{ cm}^3$$

3.2) CALCULO DE ESFUERZOS EN CONDICION ELASTICA:

a) POR PESO PROPIO:

$$\sigma_1 = \frac{M_{\text{propio}}}{S_1} = \frac{15'155,000}{190,004}$$

$$\sigma_1 = 79.76 \text{ kg/cm}^2 \text{ (tensión)}$$

$$\sigma_2 = -\frac{M_{\text{propio}}}{S_2} = -\frac{15'155,000}{241,315}$$

$$\sigma_2 = -62.80 \text{ kg/cm}^2 \text{ (compresión)}$$

b) POR PRESFUERZO:

Con 28 torones \varnothing 1/2"

$$T_o = 28 \times 14500 \times 1.0 = 406,000 \text{ Kg.}$$

$$\sigma_1 = -\frac{P}{A} - \frac{Pxe}{S_1} = -\frac{406,000}{5,614} - \frac{406,000 \times (75.53 - 7.5)}{190,004}$$

$$\sigma_1 = -72.32 - 145.37$$

$$\sigma_1 = -217.69 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = -\frac{406,000}{5,614} + \frac{27'620,180}{241,315}$$

$$\sigma_2 = +42.14 \text{ Kg/cm}^2$$

c) POR LOSA SUPERIOR:

$$\sigma_1 = \frac{M_{losa}}{S_1} = \frac{8'100,000}{190,004}$$

$$\sigma_1 = 42.63 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = -\frac{8'100,000}{241,315}$$

$$\sigma_2 = -33.57 \text{ kg/cm}^2$$

d) POR CARGAS MUERTAS:

$$\sigma'_1 = \frac{M_{cargas.}}{S'_1} = \frac{5'479,000}{230,708}$$

$$\sigma'_1 = 23.75 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_2 = \frac{5'479,000}{575,339}$$

$$\sigma'_2 = -9.52 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma^* = -\frac{5'479,000}{414,450}$$

$$\sigma^* = -13.22 \text{ kg/cm}^2$$

e) POR CARGA VIVA: (Ver inciso 3 del presente capítulo)

$$\sigma_1 = \frac{M_{civiva}}{S'_1} = \frac{11'809,000}{230,708}$$

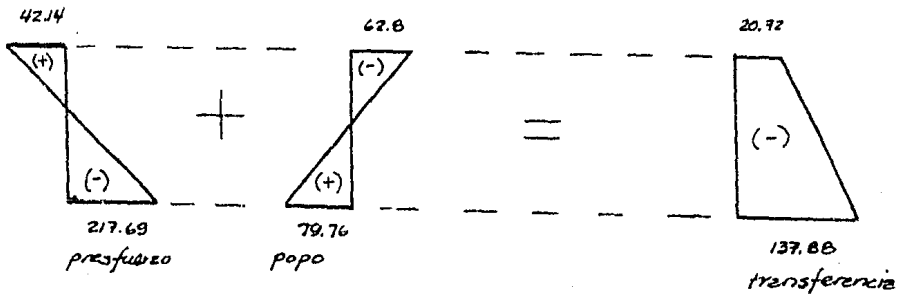
$$\sigma'_1 = 51.19 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_2 = 20.53 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma^* = 28.49 \text{ kg/cm}^2$$

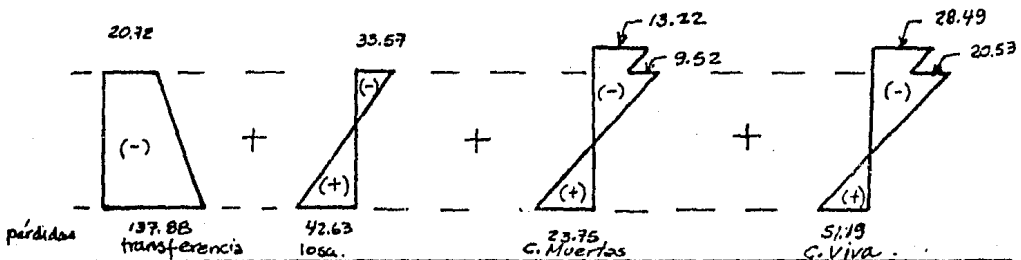
*ETAPA DE TRANSFERENCIA:

Se considera la acción del presfuerzo y del peso propio de la viga; sin pérdidas *.



*ETAPA FINAL:

Considerando 20% de pérdidas de presfuerzo.



* Las pérdidas de presfuerzo se consideran inmediatamente después de la etapa de transferencia por considerar que es lo más desfavorable para la viga.

*COMPARACION DE ESFUERZOS REALES CON ESFUERZOS PERMISIBLES:

	Esfuerzo permisible Transferencia	VS	Esfuerzo Real Transferencia
Fibra Inferior	+33.30	>	-137.88
Fibra Superior	+33.30	>	- 20,72
	Esfuerzo permisible Final	VS	Esfuerzo Real Final
Fibra Inferior	+29.93	>	+ 23.44
Fibra Superior	-157.5	>	-92.79 y -41.71

Se observa que todos los Esfuerzos Reales son menores a los Esfuerzos Permisibles, tanto en la etapa de transferencia como en la etapa final; por lo tanto el área de acero propuesta es correcta.

3.3) DISTRIBUCION DE SOBRECARGAS MUERTAS Y CARGA VIVA POR VIGA:

A) SOBRECARGAS MUERTAS:

Según el artículo 1.3.1(B) de A.A.S.H.T.O., se consideró que -- las cargas como carpeta asfáltica, guarnición y parapeto se colocarán después del fraguado de la losa, y por lo tanto se distribuyeron igualmente en todas las vigas.

B) CARGA VIVA:

- VIGAS SECCION CAJON CON ALETAS:

Conforme a la tabla 1.3.1(B) de A.A.S.H.T.O., se tomó el valor del renglón "trabes de concreto presforzado con sección de Cajón", refiriéndonos al Art. 1.6.24(A) que consigna el valor:

$$D.F. = \frac{2NL}{Nv} + k \frac{S}{L}$$

donde $k = 0.02W - NL (0.10 NL - 0.26) - 0.20 Nv - 0.12$

$$NL = \frac{Ac}{A} = \frac{9.20}{3.16} = 2.92 \Rightarrow 2 \text{ líneas de tránsito}$$

$$Nv = 5$$

$$S = 2$$

$$L = 30$$

$$W = 9.20$$

$$k = 0.02 (9.20) - 2(0.10 \times 2 - 0.26) - 0.2(5) - 0.12$$

$$k = -1.24$$

$$D.F. = \frac{2(2)}{5} + (-1.24) \frac{2}{30}$$

$$D.F. = 0.73$$

* Momento por banda:
del apéndice:

$$M = 265.36 \text{ Ton} \times \text{m}$$

* Momento por viga:

$$Mviga = \frac{Mbanda}{2} (D.F.) = \frac{265.36}{2} \times 0.73$$

$$Mviga = 96.86 \text{ Ton x m}$$

$$\text{Impacto} = \frac{15.24}{L + 38.10} \quad (\text{en por ciento } \leq 30\%) \quad (\text{Art. 1.2.12(C)})$$

$$I = \frac{15.24}{30 + 38.10} = 0.22$$

$$I = 1.22$$

$$Mviga + \text{impacto} = 96.86 \times 1.22 = 118.09 \text{ Ton x m}$$

- VIGAS SECCION I DE A.A.S.H.T.O.:

Según tabla 1.3.1(B) se tomó el valor correspondiente a "Piso de concreto sobre largueros o viguetas de acero y traves de concreto presforzado".

$$D.F. = \frac{S}{1.68}$$

Ejemplo para claro de 30 mts:

$$Mbanda = 265.36 \text{ Ton x m}$$

$$Mviga = \frac{265.36}{2} \times \frac{1.6}{1.68} \times 1.22$$

$$Mviga = 154.16 \text{ Ton x m}$$

3.4) REVISION A LA RUPTURA:

a) MOMENTO FLEXIONANTE:

Continuando con el ejemplo de la Viga sección Cajón con Aletas. El momento resistente será:

$$M_r = A^* s f^*_{su} \left(1 - 0.6 \frac{p^* f^*_{su}}{f'c} \right)$$

$$A^* s = 28 \times 1.0 = 28 \text{ cm}^2$$

$$f^*_{su} = f'_s \left(1 - \frac{0.5 p^* f'_s}{f'c} \right)$$

Como el eje neutro comúnmente cae dentro del espesor del firme, se considerará $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$.

$$p^* = \frac{A^* s}{A_c} = \frac{28}{8148}$$

$$p^* = 3.44 \times 10^{-3}$$

$$f'_s = 19,000$$

$$f^*_{su} = 19,000 \left(1 - \frac{0.5 \times 3.44 \times 10^{-3} \times 19,000}{250} \right)$$

$$f^*_{su} = 16,519 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_r = 28 \times 16,519 \times 142.5 \left(1 - 0.6 \frac{3.44 \times 10^{-3} \times 16,519}{250} \right)$$

$$M_r = 569.22 \text{ Ton x m}$$

$$Mu = 1.3 (C.M. + 5/3 C.V. + I)$$

$$Mu = 1.3 ((151.55 + 81 + 45 + 9.79) + 5/3 (118.09))$$

Mu = 629.40 Ton x m > Mur, por lo tanto, requiere acero dulce.

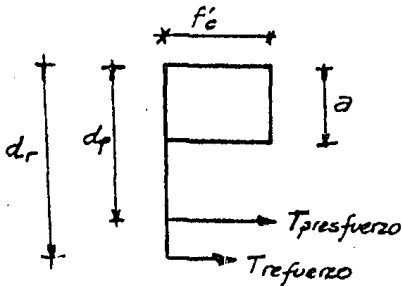
con 2 VS #3 (As = 1.42 cm²)

$$T_{tot} = T_{presfuerzo} + T_{refuerzo}$$

$$T_{presfuerzo} = 28 \times 1.0 \times 16,519 = 462,532 \text{ kg}$$

$$T_{refuerzo} = 2 \times 0.71 \times 4000 = 5,680 \text{ Kg}$$

$$468,212 \text{ Kg}$$



$$C = T$$

$$C = a b f'c k'$$

$$T = a b f'c k'$$

$$a = \frac{T}{b f'c k'} = \frac{468,212}{200 \times 250 \times 0.85}$$

a = 11.02 cm < 15, por lo tanto, caé en el firme y f'c = 250 es correcto.

$$Mr_{total} = Mr_{presf} + Mr_{ref.}$$

$$462,532 \times \left(142.5 - \frac{11.02}{2} \right) = 633.62 \text{ Ton x m}$$

$$5680 \times \left(145 - \frac{11.02}{2} \right) = \frac{7.92 \text{ Ton x m}}{641.54 \text{ Ton x m}}$$

$$M_u \leq M_{ur} \phi$$

$$\phi M_{ur} = 1.0 \times 641.54 = 641.54$$

Como $M_u = 629.40 < M_{ur} = 641.54 \text{ Tm.}$, por lo tanto, está correcto.

b) FUERZA CORTANTE:

* en $x = d$

$$V_{c\text{muerta}} = W(1/2 - x); \quad x = d$$

$$V_{c\text{muerta}} = (1.35 + 0.72 + 0.4 + 0.087) \left(\frac{30}{2} - 1.50 \right)$$

$$V_{c\text{muerta}} = 34.52 \text{ Ton.}$$

$$V_{c\text{viva}} (\text{por banda}) = 36.37 \text{ Ton.}$$

$$V_{c\text{viva}} (\text{por rueda} + \text{Impacto sin distribuir}) = \frac{36.37}{2} \times 1.22$$
$$= 22.19 \text{ Ton}$$

$$V_u = 1.3 (34.52 + 5/3 (22.19))$$

$$V_u = 92.95 \text{ Ton}$$

$$V_{c_3} = \phi 0.53 \sqrt{f'_c} b'd$$
$$= 0.9 (0.53 \sqrt{350} \times 20 \times 140.92)$$

$$V_{c_3} = 25.15 \text{ Ton}$$

$$V_s = V_u - V_{c_3}$$
$$= 92.95 - 25.15$$

$$V_s = 67.80 \text{ Ton.}$$

$$S_{\#3} = \frac{2 \times 0.71 \times 4000 \times 140.92}{67,800}$$

$$S_{\#3} = 11.81 \text{ cm} \Rightarrow \text{EU} \#3 @ 11 \text{ cm}$$

* en $x = 1/4$

$$V_{\text{muerta}} = 2.56 \left(\frac{30}{2} - 7.5 \right)$$

$$V_{\text{muerta}} = 19.20 \text{ Ton}$$

$$V_{\text{viva}} = 27.17 \text{ Ton (por banda)}$$

$$V_{\text{viva}} = \frac{27.17}{2} \times 1.22 \times 0.73 = 12.10 \text{ (por rueda + impacto y distribuido)}$$

$$V_u = 1.3 \left((19.20 + 5/3 (12.10)) \right)$$

$$V_u = 51.17 \text{ Ton}$$

$$\begin{aligned} M_{\text{muerta}} &= \frac{w}{2} (lx - x^2) \\ &= \frac{2.56}{2} \left((30)(7.5) - (7.5)^2 \right) \end{aligned}$$

$$M_{\text{muerta}} = 216 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{viva}} = \frac{208.57}{2} \times 1.22 \times 0.73$$

$$M_{\text{viva}} = 92.88 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

$$M_u = 1.3 (216 + 5/3 (92.88))$$

$$M_u = 482.04 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

$$V_{c1} = \phi \left(0.16 \sqrt{f'c} + 49 \frac{V_{ud}}{M_u} \right) b'd$$

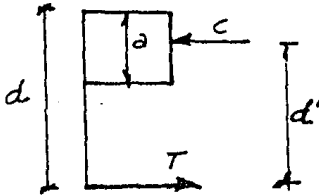
$$\frac{V_{ud}}{M_u} = \frac{(51.17)(1.4025)}{(482.04)} = 0.15 < 1.00, \text{ por lo tanto, está correcto.}$$

$$Vc_1 = 0.9 (0.16 \times \sqrt{350} + 49 \times 0.15) 20 \times 140.25$$

$$Vc_1 = 26.11 \text{ Ton}$$

$$Vc_2 = \emptyset (0.06 f'c b'jd) \leq 12.6 b'jd$$

$$j = \frac{d'}{d}$$



$$d' = d - a/2 = 142.5 - \frac{12.21}{2} = 136.40$$

$$j = \frac{136.40}{140.25} = 0.97$$

$$Vc_2 = 0.9 (0.06 \times 350 \times 20 \times 0.97 \times 140.25)$$

$$Vc_2 = 51.56 \text{ Ton}$$

6

$$Vc_2 = 0.9 (12.6 \times 20 \times 0.97 \times 140.25)$$

$$Vc_2 = 30.85 \text{ Ton} \quad 51.56; \text{ por lo tanto, rige.}$$

V resistente será entonces la menor de:

$$Vc_1 = 26.11 \text{ Ton.}$$

$$Vc_2 = 30.85 \text{ Ton, rige } Vc_1$$

por lo tanto:

$$V_s = 51.17 - 26.11$$

$$V_s = 25.06 \text{ Ton}$$

$$S_{\#3} = \frac{2 \times 0.71 \times 4000 \times 140.25}{25,060}$$

$$S_{\#3} = 31.79 \Rightarrow E \text{ U } \#3 @ 30 \text{ cm}$$

3.5) REVISION DE CORTANTE HORIZONTAL:

$$v = \frac{VuQ}{Ib}$$

Vu = cortante último máximo

Q = Momento estático respecto al centroide de la sección, del área que se encuentra por arriba del eje neutro.

Calculando el momento estático Q :

$$\bar{y} = \frac{250,406}{9,432} = 26.55 \text{ cm}$$

$$Q = 9432 \times 26.55$$

$$Q = 250,419.6 \text{ cm}^3$$

$$v = \frac{100,910 \times 250,419.6}{22'231,104 \times 170}$$

$$v = 6.69 \text{ kg/cm}^2 < 21 \text{ kg/cm}^2, \text{ por lo tanto, está correcto.}$$

TORONES DE PRESFUERZO DE 1/2" DE DIAMETRO Y 1.0CM² DE
AREA EFECTIVA (CALIDAD G 270 K) PARA CADA VIGA

LONG. (mts)	VIGAS I DE A.A.S.H.T.O			VIGAS CAJON CON ALETAS		
	Torones por viga	Número de vigas	Total torones	Torones por viga	Número de vigas	Total torones
15.00	11	5	55	10	4	40
17.50	13	6	78	14	4	56
20.00	16	7	112	20	4	80
22.50	19	6	114	21	4	84
25.00	22	7	154	22	5	110
27.50	31	5	155	27	4	108
30.00	32	6	192	28	5	140

TABLA DE ESFUERZOS REALES EN LAS VIGAS
CONDICION ELASTICA
(EN KG/CM²)

LONG. (mts)	I DE A.A.S.H.T.O.				CAJON CON ALETAS			
	Transferencia		Finales		Transferencia		Finales	
	Fibra inferior	Fibra superior	Fibra inferior	Fibra superior	Fibra inferior	Fibra superior	Fibra inferior	Fibra superior
15.00	-135.73	+26.27	+24.49	- 63.18	- 72.53	- 2.78	+19.78	-34.46
17.50	-153.19	+21.67	+23.33	- 81.98	- 84.67	- 6.33	+27.06	-48.35
20.00	-168.00	+14.67	+29.84	-108.98	-122.29	- 8.12	+25.61	-62.62
22.50	-139.79	- 3.65	+23.83	- 98.86	-117.87	- 9.23	+24.08	-63.69
25.00	-155.32	- 3.92	+25.90	-119.49	-116.70	-16.72	+23.94	-78.66
27.50	-163.61	- 2.81	+24.81	-118.68	-139.27	-13.02	+26.92	-78.59
30.00	-157.68	-16.30	+24.49	-132.96	-137.88	-20.72	+23.43	-92.79

REVISION A LA RUPTURA

- FLEXION -

VIGAS I DE A.A.S.H.T.O.

LONG. (mts)	Mu (Ton)	As presfuerzo (cm ²)	A' (cm ²)	d (cm)	Mr (T·m)	Acero refuerzo adicional		d (cm)	b (cm)	Mr (Ton x m)
						Forma	Area			
15.00	228.50	11	5485	107.10	189.31	2#8	10.14	108	200	234.39
17.50	242.16	13	4876	106.50	210.60	2#5	3.98	108	160	245.19
20.00	274.97	16	4602	105.00	238.91	2#4	2.54	108	142	275.23
22.50	391.13	19	6063	125.60	349.14	2#4	2.54	128	160	396.56
25.00	423.28	22	5789	124.82	380.21	2#3	1.42	128	142	431.82
27.50	688.19	31	8016	143.81	613.87	2#3	1.42	148	200	700.62
30.00	666.36	32	7408	143.62	609.71	2#3	1.42	148	160	699.28

REVISION A LA RUPTURA
- FLEXION -

VIGAS CAJON CON ALETAS

LONG. (mts)	Mu (Ton)	As presfuerzo (cm ²)	A ¹ (cm ²)	d (cm)	Mr (T x m)	Acero refuerzo adicional		d (cm)	b (cm)	Mr (Ton x m)
						Forma	Area			
15.00	217.49	10	8105	105	179.95	2#8	10.14	105	250	218.50
17.50	290.84	14	8443	105	243.16	2#8	10.14	105	250	296.36
20.00	369.25	20	8443	103.5	322.7	2#8	10.14	105	250	377.12
22.50	461.05	21	8800	123.33	403.19	2#6	5.74	125	250	461.97
25.00	451.12	22	7791	123.18	408.33	2#3	1.42	125	200	451.60
27.50	658.41	27	9157	142.59	571.98	2#6	2.87	145	250	661.27
30.00	629.40	28	8148	142.50	569.31	2#3	1.42	145	200	641.58

REVISION A LA RUPTURA

CORTANTE EN $X = d$

$$V_{c_3} = \phi (0.53 \sqrt{f'c} b'd) = 8.92 b'd$$

LONG. (mts)	VIGAS I DE A.A.S.H.T.O.			VIGAS CAJÓN CON ALETAS		
	b' (cm)	d (cm)	V_{c_3} (Kg)	b' (cm)	d (cm)	V_{c_3} (Kg)
15.00	15	103.30	13,828	20	102.75	18,339
17.50	15	103.80	13,828	20	102.75	18,339
20.00	15	102.30	13,694	20	101.25	18,071
22.50	18	122.90	19,742	20	121.08	21,610
25.00	18	122.12	19,616	20	120.93	21,583
27.50	20	141.11	25,185	20	140.34	25,047
30.00	20	140.92	25,151	20	140.25	25,031

REVISION A LA RUPTURA

CORTANTE EN $X=L/4$

VIGAS I DE A.A.S.H.T.O.

$$\phi = 0.9$$

LONG. (mts)	V c.muerta (kg)	V c. viva (Kg)	M c.muerta (Kg·cm)	M c.viva (kg·cm)	d (cm)	Vc ₁ (Kg)	Vc ₂ (Kg)
15.00	7,268	15,307	4'087,969	6'097,630	103.30	20,411	17,045
17.50	7,310	13,158	4'797,980	6'045,600	103.80	18,206	17,126
20.00	7,735	12,455	5'801,250	6'482,960	102.30	16,013	16,880
22.50	10,977	14,838	9'278,613	8'632,800	122.90	24,060	24,334
25.00	11,444	13,364	10'729,000	8'602,880	122.12	21,846	24,180
27.50	17,500	19,345	18'043,700	13'651,730	141.11	29,017	31,044
30.00	17,085	15,760	19'220,625	12'097,060	140.92	26,873	31,002

$$Vc_1 = \phi \left(0.16\sqrt{f'c} + 49 \frac{Vu d}{Mu} \right) b' d$$

$$Vc_2 = \phi (0.06 f'c b'jd) \leq \phi (12.6 b'jd)$$

REVISION A LA RUPTURA

CORTANTE EN $X=L/4$

VIGAS CAJON CON ALETAS

$$\phi = 0.9$$

LONG. (mts)	V C.muerta (Kg)	V c.viva (kg)	M c.muerta (kg·cm)	M c.viva (Kg·cm)	d (cm)	Vc ₁ (Kg)	Vc ₂ (Kg)
15.00	10,000	11,530	5'680,550	4'593,020	102.75	26,007	22,605
17.50	12,137	12,725	7'964,414	5'844,000	102.75	23,075	22,605
20.00	13,870	13,630	10'402,500	7'095,000	101.25	20,339	22,275
22.50	16,090	14,343	13'574,000	8'345,000	121.08	25,342	26,637
25.00	15,430	11,565	14'466,800	7'445,000	120.93	23,172	26,604
27.50	20,254	15,370	19'563,300	10'847,000	140.34	28,731	30,875
30.00	19,163	12,227	21'558,000	9'386,000	140.25	25,997	30,854

$$Vc_1 = \phi \left(0.16 \sqrt{f'c} + 49 \frac{Vu d}{Mu} \right) b' d$$

$$Vc_2 = \phi (0.06 f'c b'jd) \leq \phi (12.6 b'jd)$$

SEPARACION DE ESTRIBOS

$$s = \frac{2 \times Av \times fy \times dj}{Vs}$$

VIGAS I DE A.A.S.H.T.O.

LONG. (mts)	x = d				x = l/4			
	Vu (kg)	Vr * (Kg)	Vs (Kg)	Separación estribos #3 (cm)	Vu (Kg)	Vr ** (Kg)	Vs (Kg)	Separación estribos #3 (cm)
15.00	55,590	13,828	41,762	14.00	42,613	17,045	25,568	22.00
17.50	59,120	13,828	45,292	13.00	38,012	17,126	20,886	27.00
20.00	62,733	13,694	49,039	11.00	37,042	16,013	21,029	27.00
22.50	71,247	19,742	51,505	13.00	46,445	24,060	22,385	30.00
25.00	73,845	19,616	54,229	12.00	43,833	21,846	21,987	31.00
27.50	88,484	25,185	63,299	12.00	64,665	29,017	35,648	22.00
30.00	88,687	25,151	63,536	12.00	56,358	26,873	29,485	26.00

* Según Vc₃

** La menor de Vc₁ y Vc₂

SEPARACION ESTRIBOS

$$s = \frac{2 \times Av \times fy \times dJ}{Vs}$$

VIGAS CAJON CON ALETAS

LONG. (mts)	x = d				x = l/4			
	Vu (Kg)	Vr * (Kg)	Vs (Kg)	Separación estribos #3 (cm)	Vu (Kg)	Vr ** (Kg)	Vs (Kg)	Separación estribos #3 (cm)
15.00	61,940	18,339	43,601	13.00	38,112	22,605	15,507	37.00
17.50	70,227	18,339	51,888	11.00	43,350	22,605	21,045	27.00
20.00	77,046	18,071	58,975	9.00	47,563	20,339	27,224	20.00
22.50	83,095	21,610	61,485	11.00	51,994	25,342	26,652	25.00
25.00	83,297	21,583	61,714	11.00	45,117	23,172	21,945	30.00
27.50	94,904	25,047	69,857	11.00	59,632	28,731	30,901	25.00
30.00	93,672	25,031	68,641	11.00	51,404	25,997	25,407	30.00

* Según Vc₃

** La menor de Vc₁ y Vc₂

ARMADO TÍPICO DE TRABES I DE A.A.S.H.T.O.

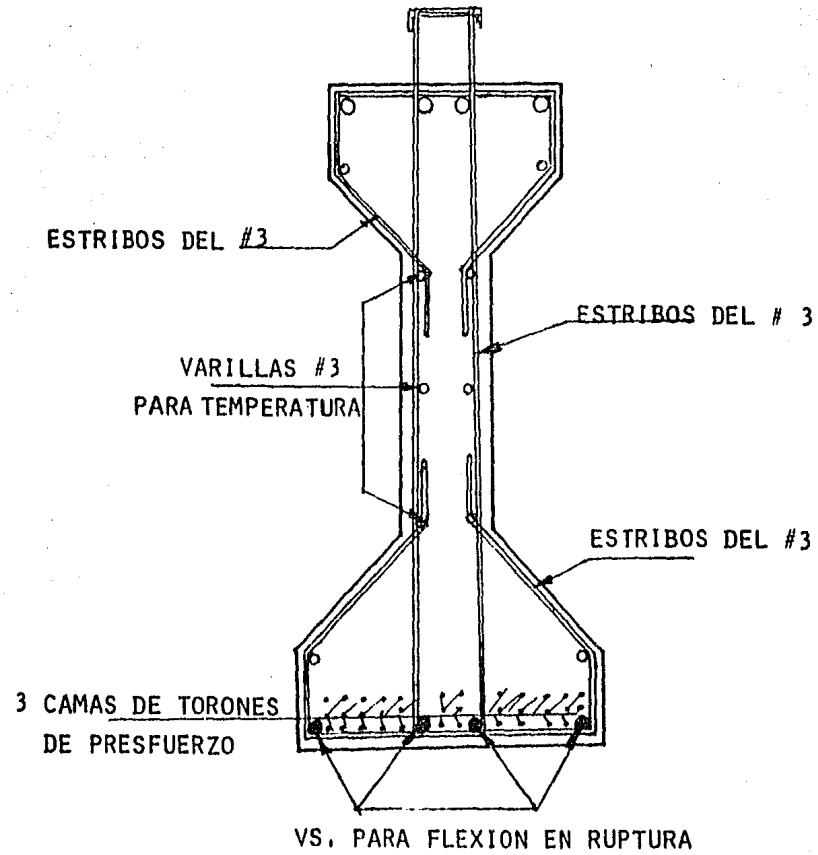
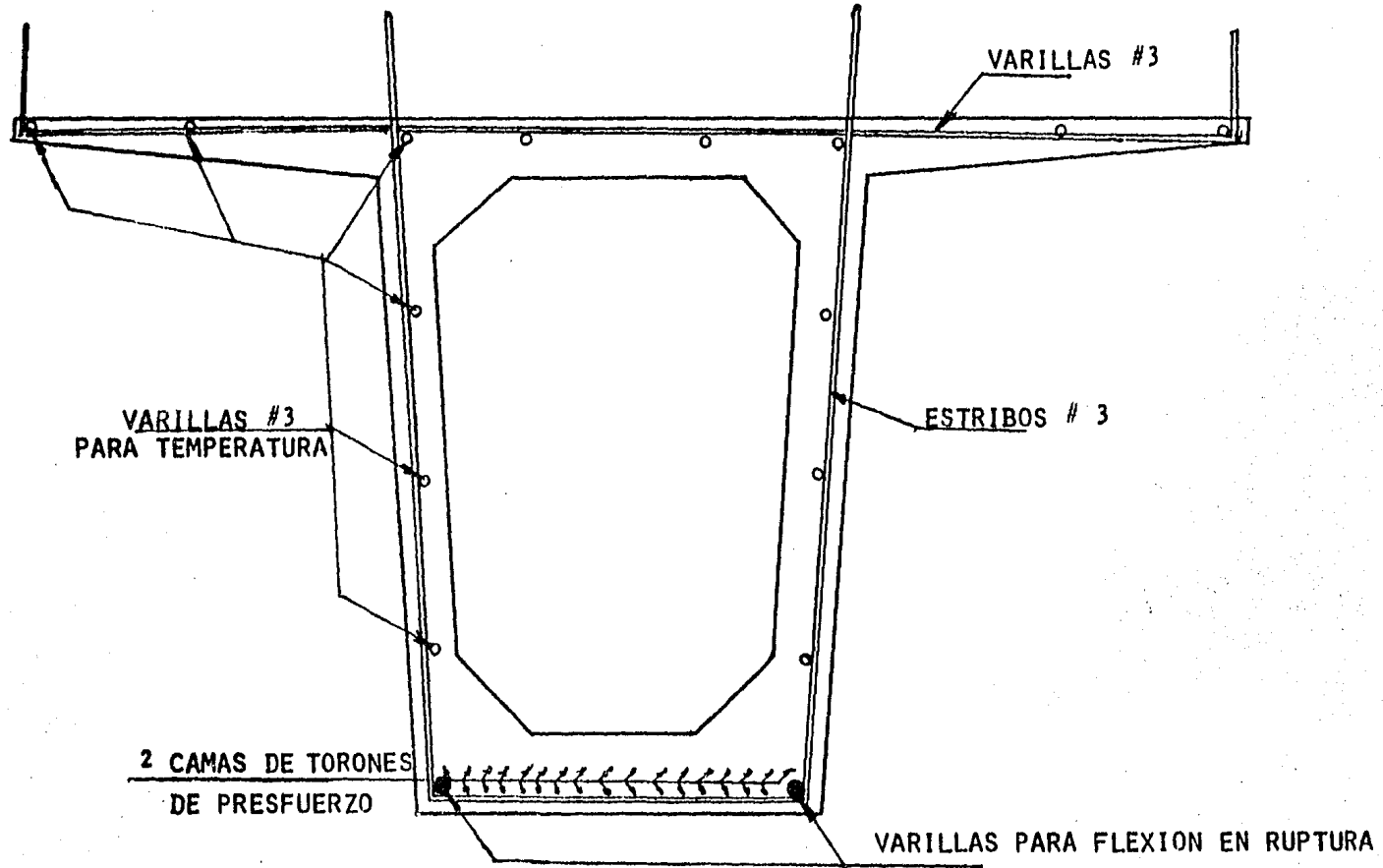


TABLA No. 1 : ARMADOS DE VIGAS

LONG. (mts)	Acero de Presfuerzo Ø1/2" G270K	ACERO DE REFUERZO $f_y=4000 \text{ kg/cm}^2$				
		Principal (longitudinal)			Para Cortante (transversal)	
		Superior	Inferior	Temperatura	Cuartos Extremos	Cuartos Centrales
15.00	11	2#4C+2#3C	2#8C	8#3C	#3C @ 14 cm	#3C @ 22 cm
17.50	13	2#4C+2#3C	2#5C	8#3C	#3C @ 13 cm	#3C @ 27 cm
20.00	16	2#4C+2#3C	2#4C	8#3C	#3C @ 11 cm	#3C @ 27 cm
22.50	19	2#4C+2#3C	2#4C	8#3C	#3C @ 13 cm	#3C @ 30 cm
25.00	22	2#4C+2#3C	2#3C	8#3C	#3C @ 12 cm	#3C @ 31 cm
27.50	31	2#4C+2#3C	2#3C	10#3C	#3C @ 12 cm	#3C @ 22 cm
30.00	32	2#4C+2#3C	2#3C	10#3C	#3C @ 12 cm	#3C @ 26 cm

ARMADO TÍPICO DE TRABES CAJON CON ALETAS

- 98 -



VIGAS CAJON CON ALETAS

- 99 -

TABLA No , 1 : ARMADOS DE VIGAS

LONG. (mts)	Acero de Presfuerzo Ø 1/2" G270K	ACERO DE REFUERZO					fy= 4000 kg/cm ²	
		Principal (longitudinal)			Para Cortante (Transversal)			
		Superior	Inferior	Temperatura	Cuartos Extremos		Cuartos Centrales	
15.00	10	-	2#8C	12#3C	#3C @ 13 cm		#3C @ 37 cm	
17.50	14	-	2#8C	12#3C	#3C @ 11 cm		#3C @ 27 cm	
20.00	20	-	2#8C	12#3C	#3C @ 9 cm		#3C @ 20 cm	
22.50	21	-	2#6C	14#3C	#3C @ 11 cm		#3C @ 25 cm	
25.00	22	-	2#3C	14#3C	#3C @ 11 cm		#3C @ 30 cm	
27.50	27	-	2#6C	16#3C	#3C @ 11 cm		#3C @ 25 cm	
30.00	28	-	2#3C	16#3C	#3C @ 11 cm		#3C @ 30 cm	

CAPITULO IV

PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS

PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS

1) PREFABRICACION EN PLANTA Y OBRA:

El atractivo que representa poder salvar un claro hasta de -- 30 mts con elementos que pueden colocarse en solo algunas horas de trabajo, es sin duda lo que ha provocado que los puentes de hoy en día de estas dimensiones se hagan mayoritaria-- mente con trabes precoladas presforzadas.

Cada obra tiene sus problemas particulares que deben considerarse desde el proyecto de ésta. Generalmente de estas condi ciones depende la decisión de fabricar los elementos en una - planta o taller, o colarlos en la obra postensándolos.

Los principales elementos a considerar pueden ser los siguien tes:

- * El acceso a la obra para transportar los elementos si son - prefabricados en planta.
- * La disponibilidad y economía con que podrían obtenerse los materiales para fabricar a pie de obra.
- * La posibilidad del montaje de los elementos, para colarlos ya en su sitio o no.
- * La disponibilidad de Mano de Obra económica y de supervi-- sión de los trabajos, etc.

La prefabricación de elementos en una planta permite ahorros muy importantes como son los siguientes:

- * Uso repetido de moldes metálicos o de concreto para elementos tipo, lo cual lleva a un cargo muy reducido de amortización del molde por cada elemento.
- * Evitar los ductos y anclajes para el postensado de la trabe, pues los cables de presfuerzo se anclan en los muertos de las mesas de tensado.
- * Los desperdicios son mínimos.
- * Existe mayor control de calidad en todos los materiales y productos terminados.
- * Se puede producir con mayor eficiencia, pues se cuenta con todos los equipos necesarios, y a éstos se les puede dar mejor mantenimiento; etc.

La prefabricación en planta, sin embargo, está frenada por la poca estandarización que existe en los proyectos de puentes. Cada cruce, barranca o río es diferente, y todos son de distintas dimensiones; pero aunque el reto es difícil, ¿no podríamos ir dando pasos para buscar ajustarnos a claros predeterminados, ya sea acercando o alejando solo un poco nuestros apoyos? Hemos logrado la estandarización en otras cosas, por ejemplo, el asbesto cemento, la modulación en losas precoladas, la maquinaria, etc. ¿Qué no lo podremos lograr en los puentes? Este estudio presenta los proyectos de superestructuras, cuyas longitudes varían en intervalos de 2.50 mts, lo cual quiere decir que la diferencia máxima que arrojaría cualquier claro que se tenga es de 1.25 mts; un metro veinticinco centímetros es la distancia que nos falta recorrer para lle--

gar a la estandarización!

Hablar de Industria es hablar de producción continua; por ello solo podrá existir una verdadera Industria prefabricadora de elementos de concreto cuando exista la estandarización.

Si una empresa prefabricadora de elementos puede producir traveses para puentes en una gran gama de longitudes y peraltes predeterminados a sabiendas de que tarde o temprano se utilizarán, se ahorraría cantidad de diseños técnicos, pues podría tenerlos ya tipificados; si se produce hoy a un precio menor que mañana, existe un ahorro inminente, mayor seguramente que el costo de reposición.

Se podrían tener existencias suficientes para surtir muchos pedidos casi de inmediato; solo habría que subir las vigas a un camión y enviarlas a la obra.

Por otro lado, el postensado de piezas coladas en la propia obra constituye una herramienta más que permite aplicar la técnica del presfuerzo en casi todos los casos. Sitios muy alejados de las plantas prefabricadoras donde resultaría antieconómico el acarreo de las piezas es donde este sistema es la solución ideal.

En los puentes de grandes claros ha tomado mucho auge el procedimiento del "doble voladizo" hecho a base de dovelas que se "postensan" apoyándose sobre las adyacentes anteriores; - ésto se realiza por ambos lados del cruce hasta terminar con una dovela de cierre. Sin la herramienta del postensado ésto sería prácticamente imposible.

En ocasiones, y cuando el volumen de trabajo de una obra lo justifica pueden montarse plantas prefabricadoras de elemen-

tos pretensados en el sitio de la obra y producir ahí todas las vigas. Esto se hace cuando se logra amortizar toda la - instalación requerida con las piezas que se fabricarán.

Tiene la ventaja de ahorrarse el único posible inconveniente del prefabricado en planta que es el acarreo de las piezas.

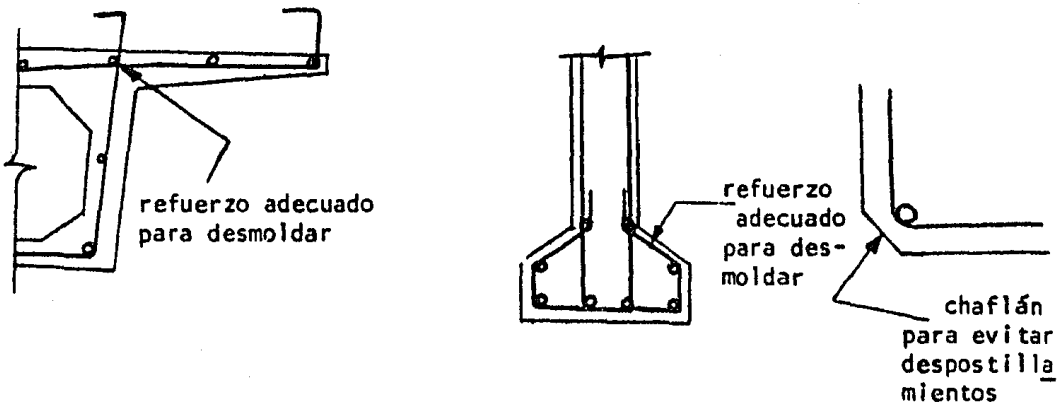
En resumen si el costo de todos los acarreos de las piezas es mayor a lo que costaría montar una planta en la obra, seguramente ésto es lo más apropiado en ese caso.

Todo proyecto debe evaluar qué es lo que más conviene en cada caso, usando un criterio económico y de factibilidad de realización.

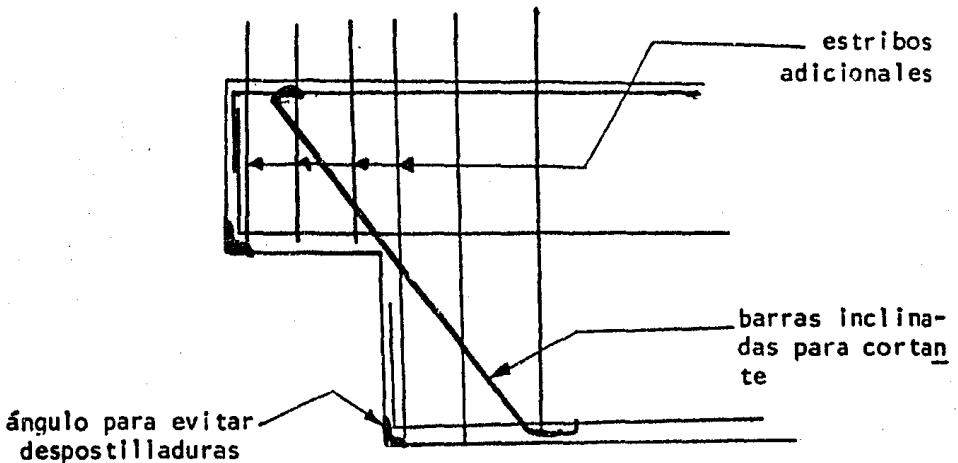
2) TRANSPORTE DE ELEMENTOS:

Toda viga prefabricada debe ser diseñada para resistir los esfuerzos que sufrirá al extraerla del molde donde se fabricó y al ser transportada a su sitio. Generalmente, rige el diseño de la viga a plena carga, pero hay muchos efectos locales en estas etapas que deben ser contemplados. Por ejemplo, cuando es necesario reducir el presfuerzo de la viga en los extremos por el poco momento positivo del peso propio, puede quedar ésta desprovista de cierta capacidad a tensión ahí, y al extraerla del molde sufriría fisuras por los esfuerzos que se generan al apoyarse la viga en ese extremo. Se recomienda usar a cero de adherencia que no incrementa el esfuerzo negativo y proporciona la resistencia necesaria. De la misma manera, aún con el empleo de buenos desmoldantes, es común que las vigas se adhieran demasiado al molde y al extraerlas se produzcan - momentos muy altos en algunos lugares como son los patines o

aletas; por ello debe vigilarse que no haya espacios muy grandes desprovistos de refuerzo, así como todas las puntas, patines y chaflanes tengan acero que impida su ruptura. Debe cuidarse que las esquinas sean con chaflanes para evitar despostilladuras.

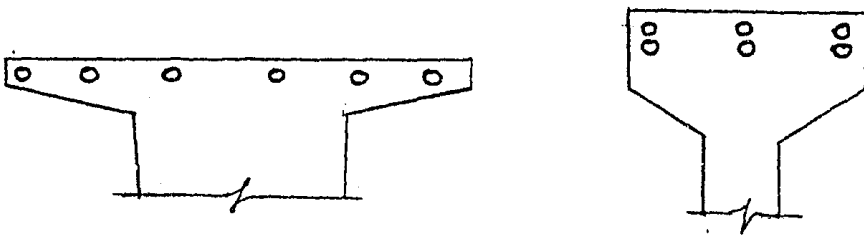


Las trabes que por proyecto requieran de disminuciones del peralte en el extremo o desbastes, deberán ser perfectamente reforzadas para ello, mediante estribos de cortante y barras inclinadas como se muestra en la figura, éstas deberán diseñarse para su trabajo normal y para resistir los esfuerzos del desmolde.

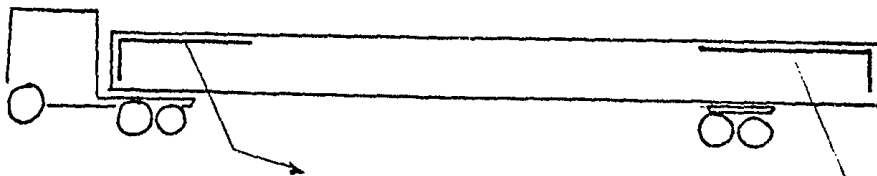


Refuerzo típico de desbaste

Para las traveses cuya longitud excede los 25 mts, es conveniente reforzarlas para poder colocar el apoyo trasero de la trabe un poco más cerca del centro del claro de la viga y disminuir así su longitud para transporte. Se recomienda que este refuerzo tenga alrededor de 5 mts de longitud y varía según la sección transversal de la viga entre 20 y 30 cm² de acero $f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$.

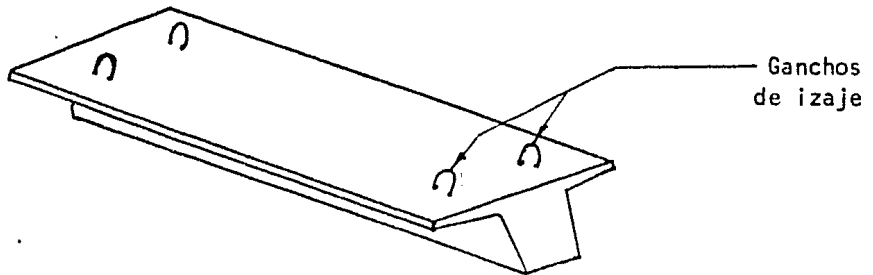


Localización del refuerzo adicional para transporte



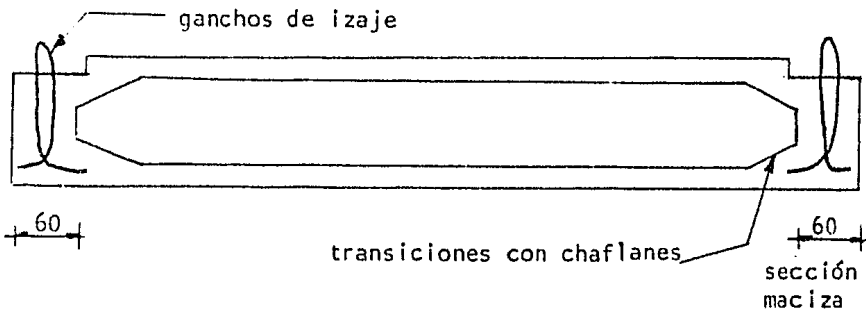
El refuerzo adicional debe colocarse en ambos extremos para evitar errores

Para el manejo de las piezas deben ahogarse en ellas ganchos de izaje formados de torón de presfuerzo de 1/2" de diámetro como mínimo; es conveniente que éstos sean por pares en cada extremo y formen una gasa dentro del concreto, cuya longitud de desarrollo no sea menor de 2.5 a 3 veces el peralte de la viga o más si por la adherencia se requiere.



Estos ganchos de izaje deberán ahogarse en el alma de la trabe y no en sus patines o aletas, pues éstas no resistirían los esfuerzos.

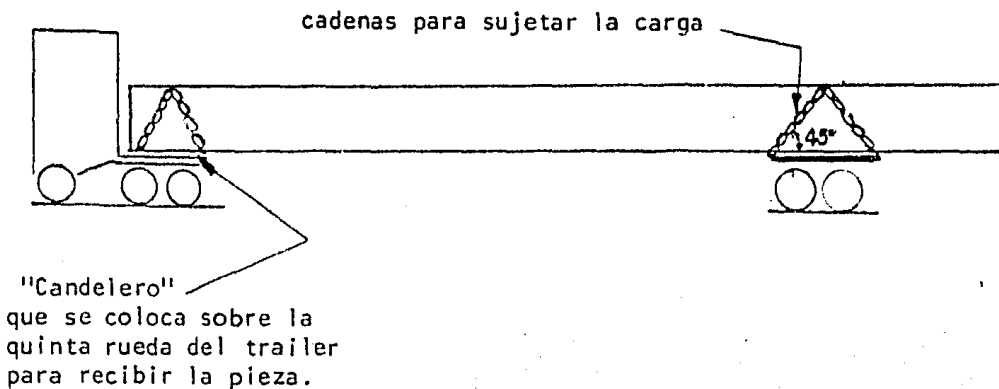
Las vigas sección cajón, deberán tener en sus extremos una -- sección maciza de 60 cms de ancho como mínimo; ésto es con ob_jeto de resistir los altos esfuerzos de las reacciones y de -- ahogar ahí los ganchos de izaje.



Debido a las posibles torsiones que sufren las piezas duran-- te el transporte, es conveniente que no haya en la viga espa-- cios muy grandes sin estribos verticales, así como varillas -- longitudinales separadas 40 cms como máximo.

El equipo de transporte debe ser cuidadosamente seleccionado con el fin de que pueda realizar adecuadamente el trabajo. Las vigas pueden transportarse mediante tracto-camiones con motores de 300 o más caballos de fuerza para poder remolcar

pesos hasta de 45 tons (en claros de 30 mts con vigas cajón). Se colocará un extremo de la viga sobre la "quinta rueda" del trailer y el otro sobre un remolque que puede ser la plataforma del camión previamente desenganchada o un dispositivo llamado comúnmente "Dolly" que consiste en un par de ejes sin tracción y una "estructura" metálica que le da forma de remolque. De esta manera la viga servirá como chasis.



Los "Dollies" o remolques traseros deben quedar unidos al sistema de frenos mediante mangueras, para evitar que la carga se proyecte sobre la cabina en algún frenaje brusco. Asimismo, las cadenas para sujetar la carga deberán formar un ángulo de 45° con la horizontal y por pares con efecto de evitar que la carga se mueva hacia adelante o hacia atrás, pues las cadenas proyectarían así componentes de fuerza que lo impedirían.

3) MONTAJE:

Debido al gran peso de los elementos prefabricados (desde 17 hasta 45 tons) y al elevado peso de los equipos y maquinaria de montaje (entre 40 y 60 tons) se justifica perfectamente - construir un acceso adecuado para que las máquinas puedan -- transitar, moverse y maniobrar por el interior de la obra y realizar el montaje de la manera más simple posible. Comúnmente el costo de los arreglos necesarios que hay que hacer es muy inferior a lo que costarían las horas extras de las - máquinas de montaje que se generarían al hacerlo en condiciones adversas, además de los peligros que ésto representa para los operarios y para los mismos elementos.

Deben conocerse perfectamente bien las condiciones propias - de cada obra, planear la manera más sencilla de realizar el montaje y adecuar las circunstancias del terreno en resistencia y espacios libres. Es conveniente que el personal que - realizará el montaje se cerciore de que se han cubierto los requisitos indispensables antes de enviar las piezas y el equipo para evitar tiempos muertos de maquinaria.

Es muy común que los puentes se monten utilizando una sola - grúa que colocada perpendicularmente a las vigas pueda tomarlas el camión y montarlas en su sitio. O bien, cuando la -- longitud es muy grande, las puede lanzar desde un extremo.

Sin embargo, en ocasiones es imposible que la grúa pueda quedar colocada como se mencionó y también es imposible lanzarla, para lo cual, el problema se puede resolver de las siguientes maneras:

- a) Cuando se cuenta con un puente antiguo paralelo o se trata de una ampliación, el camión podrá estacionarse sobre

la construcción ya hecha, y mediante dos grúas, una en cada extremo, izar la pieza por puntas y colocarla en su lugar.

- b) Si no se cuenta con dicho puente paralelo, el montaje puede resolverse lanzando la grúa la pieza por un extremo -- hasta donde le sea posible; llegando a ese punto descansará el extremo, que aún se encuentra en el aproche, sobre el piso y sostendrá el otro. Este último extremo lo sujetará la otra grúa y recogerá cable de su malacate hasta - dejar sin tensión el estrobo de la otra grúa; en ese momento la pieza está sostenida en un extremo por la segunda grúa y en el otro por el piso. Así puede entonces, la grúa que inició la maniobra, soltar la pieza y tomar la punta que está sobre el suelo y girando la caseta ésta, y recogiendo pluma la otra grúa, colocar la pieza en su lugar, pues ambas solamente cargan la mitad del peso de la viga.

En todo caso debe revisarse que el momento de volteo de la grúa y la capacidad de su pluma y malacate sean menores o iguales a lo sumo de los que asignan sus tablas de manejo y sus manuales. Generalmente éstos indican el peso al levantar y el radio de giro máximo al que pueden lanzar la carga con una longitud de pluma dada. A este radio de giro deberá restársele la distancia que hay desde el extremo de la grúa hasta su centro de rotación.

Deberá revisarse continuamente el estado de los cables del malacate, los estrobos, grilletes y todos los aparejos que utilicen en el montaje; asimismo, que éstos sean los adecuados para las diferentes cargas que resistirán.

El mantenimiento de las grúas es indispensable. Casi todas - ellas poseen sistemas hidráulicos de precisión que si bien -- con muy eficientes lo son también delicados. Si una grúa falla es inminente un problema serio que pone en peligro vidas humanas y piezas de costo muy elevado.

CONCLUSIONES

1) CONSIDERACIONES

Evidentemente es muy difícil concluir este estudio diciendo simplemente qué viga es mejor en cada caso: la I de A.A.S.H.T.O. o el Cajón con Aletas. Está sujeto a un sinnúmero de factores que citamos en el capítulo anterior y a otros más.

Por ello, se tratará simplemente de hacer comparaciones objetivas en diferentes aspectos; éstas pueden servir para apoyar decisiones y así tomar la mejor alternativa en cada caso concreto.

2) COMPARACION DE FUNCIONAMIENTO ESTRUCTURAL

Como se puede observar en la tabla de propiedades geométricas del Capítulo 3, la sección cajón en forma simple posee un promedio del 60% de su Inercia total desde el momento en que sale del molde. La I de A.A.S.H.T.O. sobre el 40%. Esto se traduce en que el Cajón difícilmente presenta problemas para su transporte y montaje, siendo en cambio una sección más pesada. La I, por tener menor resistencia inicial y debido a su esbeltez en claros mayores a 22.50 mts, debe maniobrarse con sumo cuidado pues de lo contrario podría fisurarse permanentemente.

De la tabla de esfuerzos en condición elástica, puede observarse que así como la I presenta tensiones al momento de la transferencia, lo cual debe preverse y tomar medidas adecua-

das para ello (refuerzo superior, resistencia adecuada del concreto al destensor, etc.), el Cajón permanece en estado de --compresión en toda la sección, hasta que recibe la Carga Viva. Para el concreto sin duda, ésto resulta más benéfico.

Las Vigas Cajón con Aletas no requieren diafragmas interme--dios (a excepción de la viga de 30 mts que requiere uno al --centro del claro), pues poseen un alto momento de inercia respecto al eje vertical de la viga, lo cual se traduce en una -alta resistencia a la torsión. Las I en cambio, por su esbeltez, requieren de diafragmas intermedios para que la Carga Viva pueda distribuirse adecuadamente.

3) COMPARACION EN CONSUMO DE MATERIALES

En las gráficas siguientes puede apreciarse que en claros hasta de 27.50 mts la viga I "consume" menos concreto que el Ca--jón (promedio de 30% menos). En cuanto a acero de presfuerzo, el Cajón requiere de menor cantidad en todos los claros, sien--do el ahorro promedio de un 40%. Ambas secciones utilizan --prácticamente la misma cantidad de acero de refuerzo, siendo las pequeñas diferencias en favor del Cajón.

La Viga I requiere cimbra inferior para el colado de la losa superior del puente, no así el Cajón que la "trae integrada" a su sección simple; es por ello, y por el mayor número de -diafragmas de la I, que la cantidad de cimbra en obra que consume, ésta es de 8 ó 9 veces más que el Cajón, que solo re--quiere cimbra en el borde de la losa y en los diafragmas.

El consumo total de concreto en el puente es menor para la I en claros hasta de 20.00 mts; el promedio de ahorro es de 7%. En claros mayores el Cajón ahorra en promedio un 9% de concreto en la superestructura del puente.

CAPITULO V

CONCLUSIONES

TABLA N°. 2 : MATERIALES PARA UNA VIGA

LONG. (mts)	I DE A.A.S.H.T.O.				CAJON CON ALETAS			
	Concreto (m ³)	Acero Presfuerzo (Kg)	Acero Refuerzo (Kg)	Peso (Ton)	Concreto (m ³)	Acero Presfuerzo (Kg)	Acero Refuerzo (Kg)	Peso (Ton)
15.00	3.82	134	473	9.2	7.9	122	547	18.9
17.50	4.44	185	460	10.7	9.7	199	695	23.2
20.00	5.04	260	541	12.1	11.0	324	895	26.4
22.50	8.59	347	626	20.6	13.3	383	875	32.0
25.00	9.49	446	694	22.8	13.8	446	806	33.1
27.50	14.32	691	954	34.4	17.4	591	1127	41.7
30.00	15.57	778	997	37.4	17.7	681	1057	42.6

De las siguientes tablas y gráficas pueden obtenerse otras - comparaciones interesantes.

4) COMPARACION EN PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS

Por ser ambas vigas prefabricadas con un sistema semejante, en realidad podríamos decir que no hay mucha diferencia entre ambas; sin embargo se mencionarán algunos puntos a considerar:

a) Fabricación:

* El molde para vigas I debe removerse después de cada colado, lo cual reduce el rendimiento de producción. El molde para Cajón es fijo y no necesita removerse.

* Es necesario un molde para cada tipo de I, no así en el Cajón que solo bastaría con bajar o subir el "piso" del molde para obtener cualquier peralte que se desee.

* Para dar los diferentes anchos de aleta del Cajón, es necesario soldar y desoldar las fronteras de la Aleta, no así en la I donde las secciones están estandarizadas a un ancho.

b) Transporte:

* En los peraltes considerados en este estudio, es imposible transportar más de un Cajón por viaje, no así en la I, en que puede hacerse para vigas hasta de 20 mts.

* Como ya se mencionó, el transporte del Cajón es más seguro y menos riesgoso, pues con los baches, curvas pronunciadas, topes, etc., las vigas pueden sufrir fisuras, muchas de ellas permanentes.

no quiere decir que la otra sea mala; todo lo contrario, ambas soluciones son muy económicas y representan una manera sumamente sencilla de construir la mayoría de los puentes camineros - de nuestro país.

Existe la Trabe I de la American Association of Standard Highway Transportation and Officials (A.A.S.H.T.O.) con su eficiencia más que probada. Pero también existe la solución - patente mexicana - de la Trabe Cajón con Aletas, que puede ser en muchos casos mejor.

¿Podemos ignorarlo?

Este estudio quiere ser una invitación a todos los Ingenieros Projectistas del sector público o privado a no tomar soluciones que son "tradicionalmente buenas". Nuestro carácter de Ingenieros nos debe llevar a la búsqueda, nacida de una inquietud, canalizada y madurada por nuestros conocimientos y traducida a una alta responsabilidad de encontrar mejores caminos, óptimas soluciones y sistemas que permitan a México salir nuevamente adelante.

c) Montaje:

- * Por ser más ligera la viga I, en claros hasta de 20 mts, - puede realizarse el montaje en la forma más sencilla, es - decir con una grúa de 60 tons desde un extremo de la trabe; no así en el Cajón, donde si el claro es mayor de 15.00 mts, se requiere, o bien de dos grúas (una de 60 y otra de 40 ó 60 tons) o bien de montarlas con la grúa colocada perpendicularmente a las trabes, lo cual no siempre es factible.

- * En claros mayores a 25.00 mts, el montaje de Cajones es más económico pues el número de piezas es menor en todos los ca sos.

- * Para el montaje de vigas I en claros grandes, debe tenerse mucho cuidado con el pandeo lateral, pues por la inclinación de los estrobos se transmite a la viga una carga horizontal considerable que en ocasiones las deforma demasiado. Esta situación obliga muchas veces a montar la viga por pun tas con dos grúas, pues así el izamiento puede ser totalmen te vertical y se evita la componente mencionada.

En el Cajón este efecto de pandeo es prácticamente nulo.

5) CONCLUSION FINAL

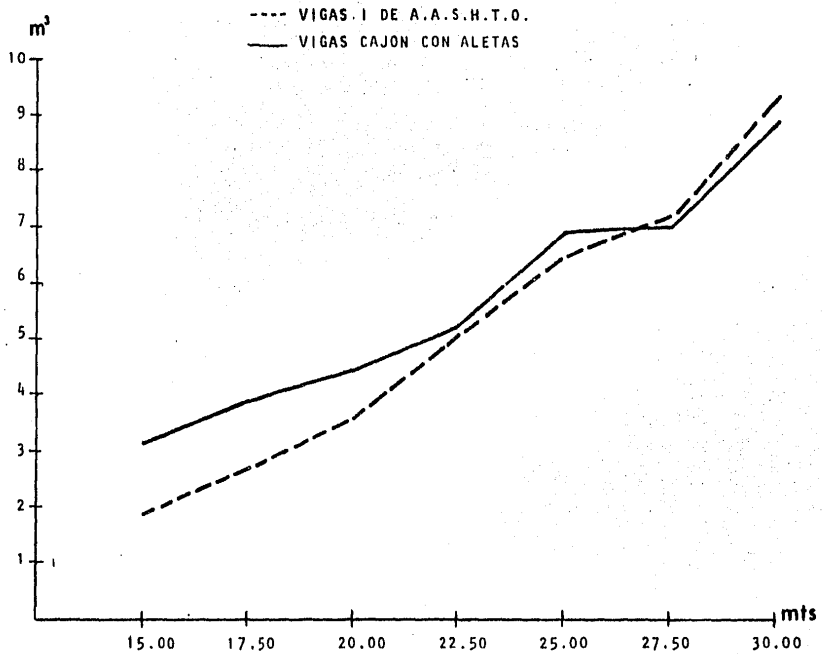
Todo parece indicar que en los claros menores a 20 mts, la vi ga I es la solución más sencilla y económica; y en claros mayores a 20 mts el Cajón puede representar una buena solución con menos riesgos, menos material y sobre todo más económica. Se estima que el ahorro en Cajón para el costo final de la su per estructura del puente puede ser hasta de 16%.

El hecho de que una alternativa u otra resulte mejor o peor,

TABLA No. 3 (CONT.): MATERIALES PARA TODO EL PUENTE

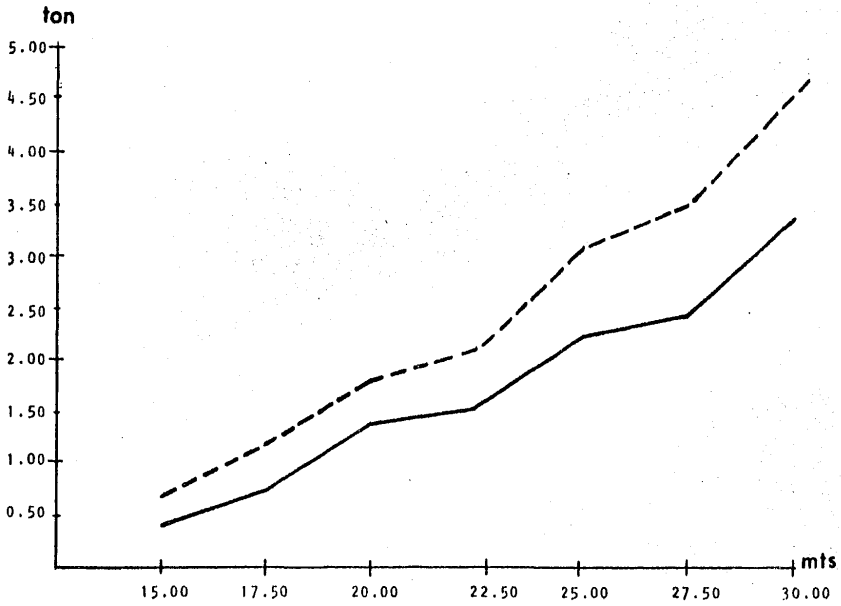
LONGITUD (Mts)	I DE A.A.S.H.T.O.					CAJON CON ALETAS				
	Concreto (m ³)		Acero de Presfuerzo (Kg)	Acero de Refuerzo (Kg)	Cimbra (m ²)	Concreto (m ³)		Acero de Presfuerzo (Kg)	Acero de Refuerzo (Kg)	Cimbra (m ²)
	f'c=350	f'c=250				f'c=350	f'c=250			
15.00	19.10	30.40	670	8735	154	31.60	24.90	488	8350	19
17.50	26.64	34.93	1110	8988	170	38.80	28.65	796	10006	19
20.00	35.28	41.14	1820	12957	200	44.00	32.40	1296	11819	19
22.50	51.54	46.24	2082	11857	218	53.20	36.65	1532	12783	23
25.00	66.43	52.93	3122	16442	246	69.00	40.21	2230	15048	22
27.50	71.60	58.58	3455	16742	281	69.60	44.65	2364	15850	27
30.00	93.42	64.80	4688	19107	300	88.50	49.77	3405	18596	39

CONCRETO $f'c = 350 \frac{kg}{cm^2}$ EN TRABES



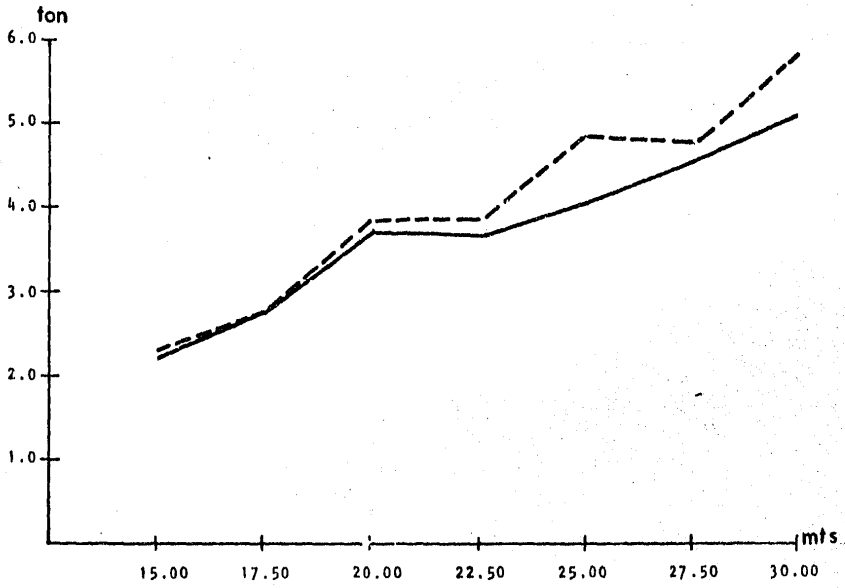
ACERO DE PRESFUERZO EN TRABES

--- VIGAS I DE A.A.S.H.T.O.
— VIGAS CAJON CON ALETAS

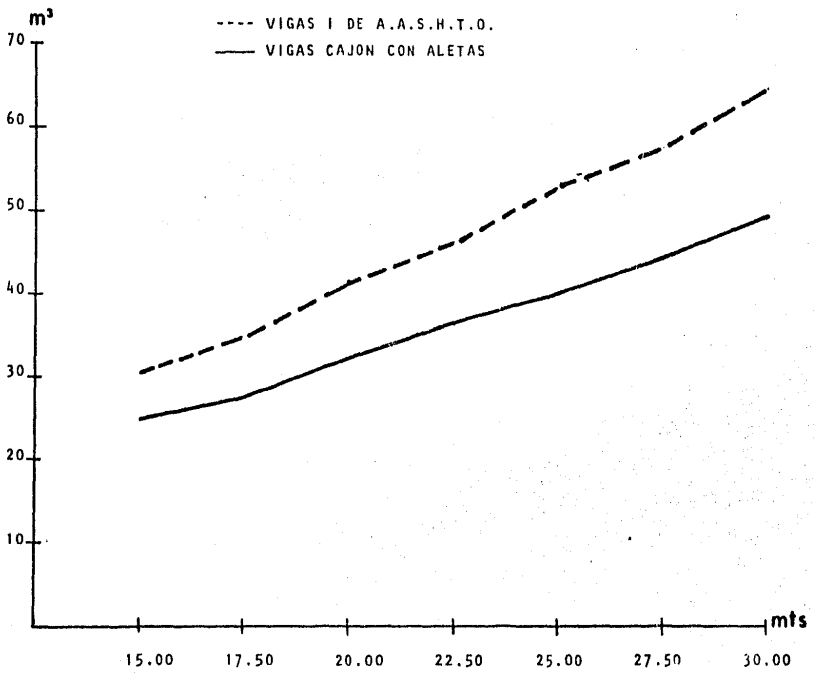


ACERO DE REFUERZO EN TRABES

--- VIGAS I DE A.A.S.H.T.O.
— VIGAS CAJON CON ALETAS

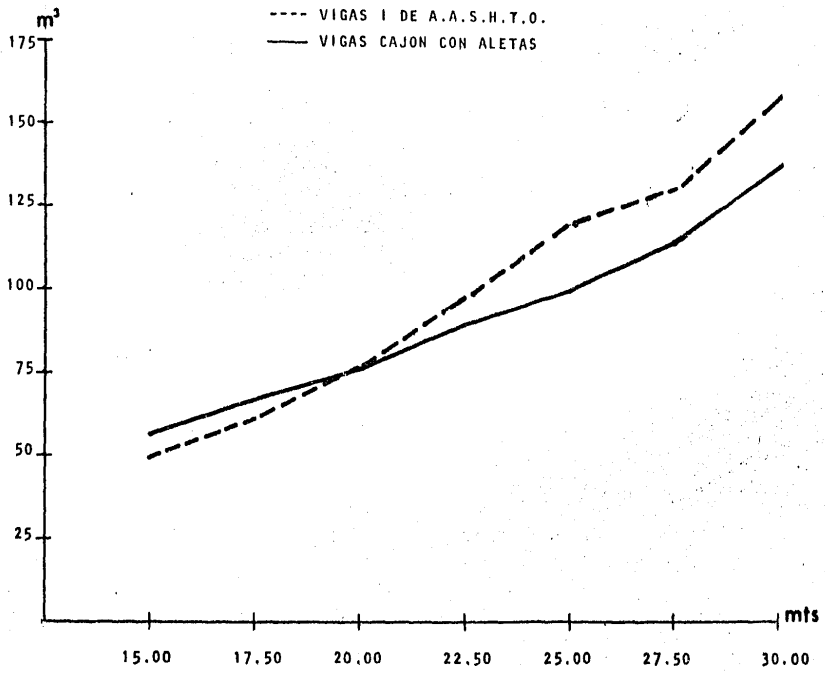


CONCRETO $f'c = 250 \frac{kg}{cm^2}$ EN LOSA Y DIAFRAGMAS



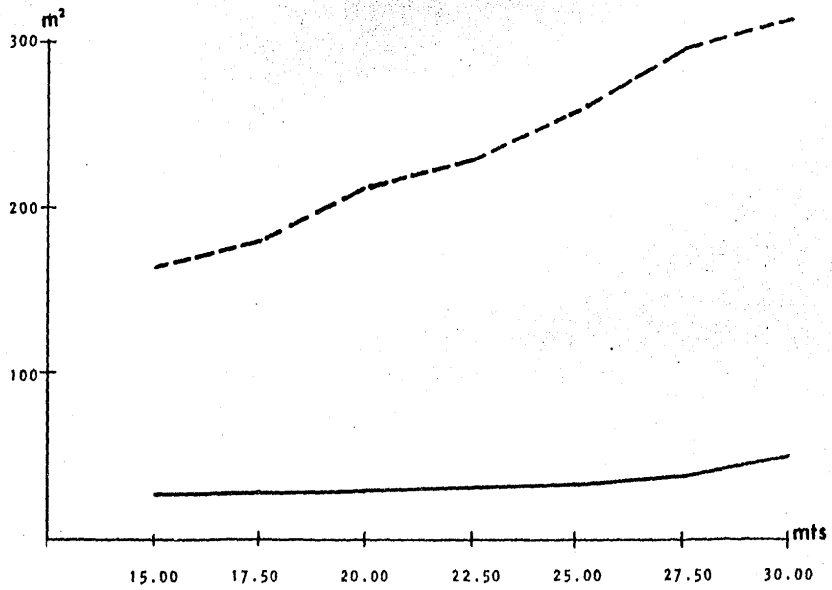
TOTAL DE CONCRETO EN EL PUENTE

- 122 -

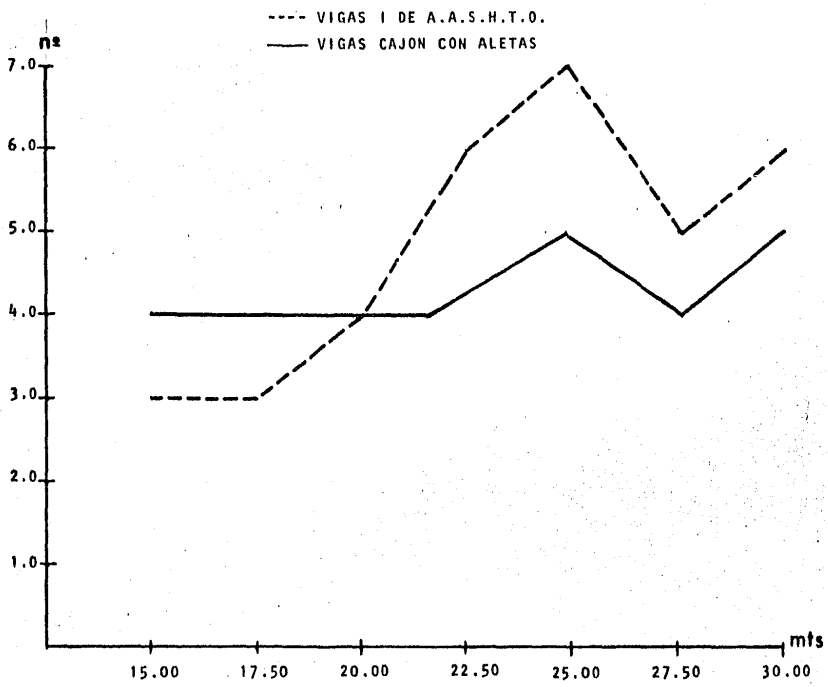


CIMBRA EN LOSAS Y DIAFRAGMAS

--- VIGAS I DE A.A.S.H.T.O.
— VIGAS CAJON CON ALETAS



FLETES DE VIGAS

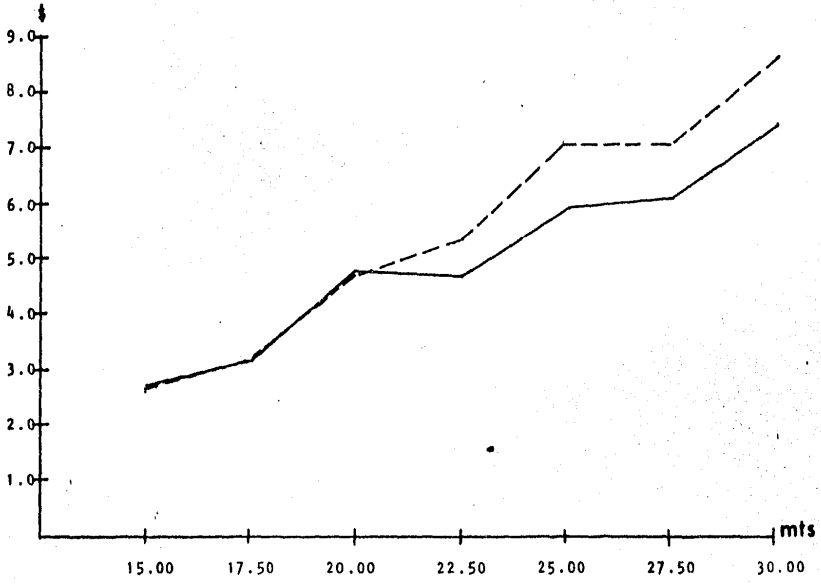


COSTO TOTAL (TRABES, LOSA Y DIAFRAGMAS)

- 125 -

(EN MILLONES DE PESOS)

--- VIGAS I DE A.A.S.H.T.O.
— VIGAS CAJON CON ALETAS



APENDICE

TABLA N°. 3 : MATERIALES PARA TODO EL PUENTE

LONG (mts)	I DE A. A. S. H. T. O.										CAJON CON ALETAS									
	N° Vigas	CONCRETO (m ³)			ACERO DE PRESFUERZO Trabes	ACERO DE REFUERZO (Kg)			CIMBRA (m ²)		N° Vigas	CONCRETO (m ³)			ACERO DE PRESFUERZO Trabes	ACERO DE REFUERZO (Kg)			CIMBRA (m ²)	
		Trabes f'c=350	Losa f'c=250	Diafrag mas		Trabes	Trabes	Losa	Diafrag mas	Losa		Diafrag mas	Trabes f'c=350	Losa f'c=250		Diafrag mas	Trabes	Trabes	Losa	Diafrag mas
15.00	5	19.10	27.00	3.40	670	2365	6046	324	136	27	4	31.60	22.50	2.40	489	2188	6046	166	7.50	19
17.50	6	26.64	31.50	3.43	1110	2760	5902	326	153	27	4	38.80	26.25	2.40	796	2780	7060	166	8.25	19
20.00	7	35.28	36.00	5.14	1820	3787	8680	490	169	42	4	44.00	30.00	2.40	1296	3580	8073	166	9.00	19
22.50	6	51.54	40.50	5.74	2082	3756	7556	545	182	47	4	53.20	33.75	2.90	1532	3500	9087	196	9.75	23
25.00	7	66.43	45.00	7.93	3122	4858	10834	750	193	66	5	69.00	37.50	2.71	2230	4030	10834	184	10.50	22
27.50	5	71.60	49.50	9.08	3455	4770	11112	860	220	75	4	69.60	41.25	3.40	2364	4508	11112	230	11.25	27
30.00	6	93.42	54.00	10.80	4608	5982	12095	1030	225	90	5	88.50	45.00	4.77	3405	5285	12988	323	12.00	39

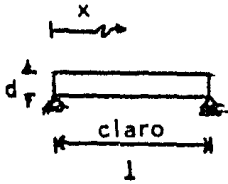


TABLA DE MOMENTOS Y CORTANTES

Vigas simples; una línea

CARGA TIPO T3-S3

CLARO	Momentos (Ton·m)		Cortantes (Ton)		
	x = 1/4	x = 1/2	Reacción extrema	x = d	x = 1/4
10.00	39.71	47.25	24.75	20.43	14.94
10.50	43.51	50.06	22.50	21.26	15.38
11.00	47.31	54.23	26.18	22.13	16.06
11.50	51.10	59.29	26.88	22.98	16.68
12.00	54.90	64.35	27.67	23.85	17.25
12.50	58.70	69.41	28.41	24.67	17.78
13.00	62.49	74.48	29.08	25.42	18.26
13.50	66.29	79.54	29.71	26.12	18.71
14.00	70.57	84.60	30.29	26.78	19.13
14.50	74.88	89.66	30.83	27.39	19.51
15.00	79.19	94.73	31.34	27.98	19.89
15.50	83.51	99.79	31.81	28.55	20.31
16.00	87.82	104.85	32.25	29.09	20.75
16.50	92.13	110.11	32.67	29.60	21.17
17.00	96.44	115.86	33.06	30.08	21.56
17.50	100.76	121.61	33.43	30.54	21.93
18.00	105.07	127.36	33.78	30.97	22.28
18.50	109.38	133.11	34.11	31.37	22.61
19.00	113.69	138.86	34.43	31.77	22.93
19.50	118.01	144.61	34.72	32.13	23.22
20.00	122.32	150.36	35.00	32.01	23.50
20.50	126.63	156.11	35.27	32.35	23.77
21.00	130.94	161.86	35.53	32.68	24.03
21.50	135.26	167.61	35.77	32.99	24.27
22.00	139.57	173.36	36.00	33.28	24.50
22.50	143.88	179.11	36.23	33.57	24.73
23.00	148.19	184.86	36.44	33.84	24.94
23.50	152.51	190.61	36.64	34.10	25.14
24.00	156.82	196.30	36.84	34.35	25.34
24.50	161.13	202.11	37.02	34.58	25.52
25.00	165.44	207.86	37.20	34.81	25.70
25.50	169.76	213.61	37.38	35.03	25.88
26.00	174.07	219.36	37.54	35.24	26.04
26.50	178.38	225.11	37.70	35.44	26.20
27.00	182.69	230.86	37.85	35.64	26.35
27.50	187.01	236.61	38.00	35.49	26.50
28.00	191.32	242.36	38.15	35.69	26.65
28.50	195.63	248.11	38.28	35.86	26.78
29.00	199.94	253.86	38.42	36.04	26.92
29.50	204.26	259.61	38.54	36.20	27.04
30.00	208.57	265.36	38.67	36.37	27.17
32.50	230.13	294.11	39.23	37.11	27.73
35.00	251.69	322.86	39.72	37.75	28.22

1.- No incluye impacto ni distribución transversal.

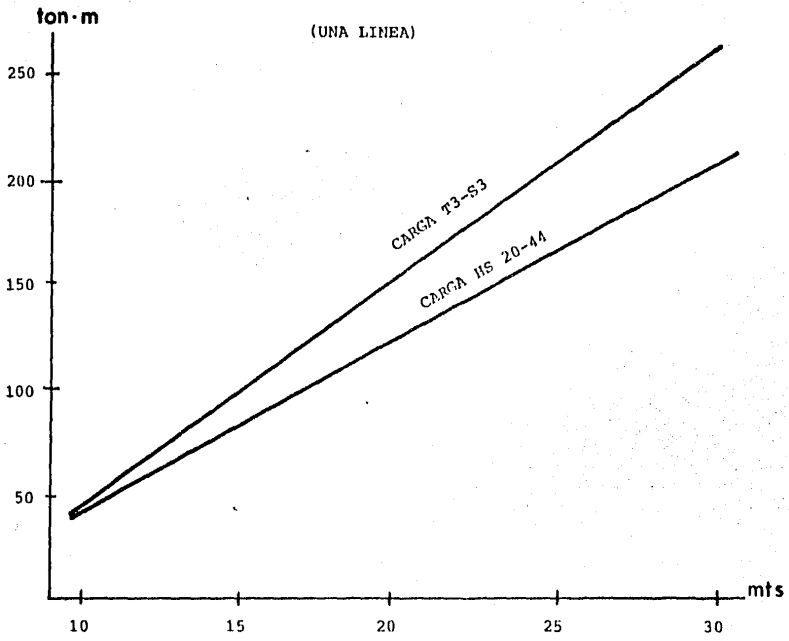
2.- Peraltes considerados para Cortante en $x = d$:

- * Para claros hasta de 20.00 mts, peralte = 1.10 mts.
- * Para claros entre 20.50 y 26.50 mts, peralte = 1.30 mts.
- * Para claros mayores de 26.50 mts, peralte = 1.50 mts.

COMPACTACION DE CAPAS

T3-S3 y HS 20-44

(UNA LINEA)



BIBLIOGRAFIA

BIBLIOGRAFIA

- Allen, A.H. Introducción al Concreto Presforzado . Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A.C. 1a. Edición en español. México, 1979.
- American Association of State Highway and Transportation Officials. Standard Specifications for Highway Bridges. Association General Offices. 12ava. Edición. Washington, D.C., 1977.
- González, O.H., Robles, F., Casillas, J., Díaz de Cossio, R. Aspectos fundamentales del Concreto Reforzado. Ed. Limusa. México, 1981.
- Instituto de Ingeniería de la U.N.A.M. Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto. Instituto de Ingeniería, U.N.A.M. 1a. Edición. México, 1977.
- Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A.C. Reglamento de las Construcciones de Concreto Reforzado (ACI-318 -77) y Comentarios. Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A.C. 1a. Edición. México, 1979.
- Lín, T.Y. El Cálculo de las Estructuras de Concreto Presforzado. Compañía Editorial Continental. 2a. Edición en español. México, 1959.
- Nilson, A.H. Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado. Ed. Limusa. 1a. Edición. México, 1982.

Prestressed Concrete Institute. PCI Design Handbook. Prestressed Concrete Institute. 1a. Edición. Chicago, Illinois, 1971.

Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas. Especificaciones para Proyecto de Puentes. Traducción de la parte primera y apendices de la undécima edición (1973) de las especificaciones de la American Association of State Highway Officials. México, 1978.

Timoshenko, S. y Young, D.H. Teoría de las Estructuras. Acme Agency. 1a. Edición. Buenos Aires, 1957.