



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES

ARAGÓN

“COMPARACIÓN DE ALTERNATIVAS DE VIGAS
PRETENSADAS PARA CARGA RODANTE
EXTRAORDINARIA”

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL
PRESENTAN:

GASTON CONDE ROMERO
JOSE ISMAEL VENEGAS TORRES

ASESOR DE TESIS :
ING. AMILCAR GALINDO SOLORZANO

MEXICO

1998

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

259191

8
2ej.



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES

ARAGÓN

DIRECCION

GASTON CONDE ROMERO
PRESENTE.

En contestación a la solicitud de fecha 6 de junio del año en curso, presentada por José Ismael Venegas Torres y usted, relativa a la autorización que se les debe conceder para que el señor profesor, Ing. AMILCAR GALINDO SOLÓRZANO pueda dirigirles el trabajo de Tesis denominado, "COMPARACIÓN DE ALTERNATIVAS DE VIGAS PRETENSADAS PARA CARGA RODANTE EXTRAORDINARIA", con fundamento en el punto 6 y siguientes, del Reglamento para Exámenes Profesionales en esta Escuela, y toda vez que la documentación presentada por usted reúne los requisitos que establece el precitado Reglamento; me permito comunicarle que ha sido aprobada su solicitud.

Aprovecho la ocasión para reiterarle mi distinguida consideración.

ATENTAMENTE
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPÍRITU"
San Juan de Aragón, México., 18 de junio de 1997
EL DIRECTOR

M en I CLAUDIO C. MERRIFIELD CASTRO



c c p Jefe de la Unidad Académica.
c c p Jefatura de Carrera de Ingeniería Civil.
c c p Asesor de Tesis.

CCMC' AIR'IIa.

[Handwritten signatures]



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ARAGÓN
DIRECCION

JOSÉ ISMAEL VENEGAS TORRES.
PRESENTE.

En contestación a la solicitud de fecha 6 de junio del año en curso, presentada por Gaston Conde Romero y usted, relativa a la autorización que se les debe conceder para que el señor profesor, Ing. AMILCAR GALINDO SOLÓRZANO pueda dirigirles el trabajo de Tesis denominado, "COMPARACIÓN DE ALTERNATIVAS DE VIGAS PRETENSADAS PARA CARGA RODANTE EXTRAORDINARIA", con fundamento en el punto 6 y siguientes, del Reglamento para Exámenes Profesionales en esta Escuela, y toda vez que la documentación presentada por usted reúne los requisitos que establece el precitado Reglamento; me permito comunicarle que ha sido aprobada su solicitud.

Aprovecho la ocasión para reiterarle mi distinguida consideración.

ATENTAMENTE
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPÍRITU"
San Juan de Aragón, México., 18 de junio de 1997
EL DIRECTOR

En CLAUDIO C. MERRIFIELD CASTRO



c c p Jefe de la Unidad Académica.
c c p Jefatura de Carrera de Ingeniería Civil.
c c p Asesor de Tesis.

CCMC'AIR'IIa.

Con un gran cariño y como
un pequeño agradecimiento
para mis padres.

Sra. PETRA ROMERO TREJO

Sr. MELQUIADES CONDE CONSTANTINO

Quienes me apoyaron durante
mi vida universitaria,
muchas gracias.

A mis hermanos:

Ismael

Rocio

Trinidad

Adolfo

José Trinidad

José Alberto

Guadalupe

porque siempre sigan superándose.

A mis FAMILIARES

Beatriz B.

Catarino R.

Rafael M.

Con quienes siempre he contado.

A los amigos

Joel C.

Margarito M.

Quienes en su momento
ayudaron en la realización
de este trabajo.

Y en especial a Ismael
Venegas T. y Familia.

GRACIAS.

A la UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MÉXICO

A la ESCUELA NACIONAL ESTUDIOS PROFESIONALES
ARAGÓN

A mis PROFESORES

De quienes recibí parte
de sus conocimientos para
mi formación profesional.

A mi asesor de tesis

Sr. Ing. Amilcar Galindo Solorzano

por su dirección y ayuda en la
realización de este trabajo.

GRACIAS.

GASTON CONDE ROMERO

Doy gracias muy especialmente a mi madre
por todo su apoyo para poder terminar la
carrera así como este trabajo de titulación.

Gracias madre:

Sra. ROMANA TORRES AYALA.

A mis hermanas que estuvieron
interesadas en todo mi trabajo de
tesis:

Silvia
Sonia
Norma
Ivonne

Karlita; continua estudiando para ser mejor en la vida,
el conocimiento es algo que no nos pueden quitar.
En mi encontraras un apoyo cuando lo requieras.

A mis compañeros de generación no dejen de dar este paso muy importante en su vida profesional.

Gracias al Sr. Cirilo Venegas, cada vez que necesite de una mano amiga el me la brindo desinteresadamente.

A todas las personas que directamente e indirectamente me ayudaron a titularme.

Gracias a:

LA UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTONOMA DE MÉXICO

LA E.N.E.P. "ARAGÓN"

LOS PROFESORES

Gracias al C. Ing. Amilcar Galindo Solorzano
a pesar de ser una persona muy ocupada, nos
brindo un poco de su valioso tiempo.

GRACIAS

JOSE ISMAEL VENEGAS TORRES

I N D I C E

	Pag .
I INTRODUCCIÓN	3
II CONCEPTOS GENERALES DEL PRESFUERZO	7
2.1. CONCEPTOS BÁSICOS DEL PRESFUERZO	7
2.2. COMPARACIÓN CON EL CONCRETO REFORZADO	10
2.3. MÉTODOS DE APLICACIÓN DEL PRESFUERZO	11
2.4. ECUACIÓN FUNDAMENTAL DEL PRESFUERZO	15
2.5. PÉRDIDA PARCIAL DE PRESFUERZO	21
III NORMAS DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN	31
3.1. MÉTODOS DE DISEÑO	32
3.2. CONCEPTOS GENERALES	45
3.3. ESFUERZOS PERMISIBLES	50
3.4. RECOMENDACIONES DE CONSTRUCCIÓN	50
3.5. TOLERANCIAS	62
IV DISEÑO PARA CARGA VIVA ORDINARIA	71
4.1. CONSIDERACIONES ADICIONALES PARA LA SECCIÓN COMPUESTA	71
4.2. GEOMETRÍA DE LAS TRABES	77
4.3. SECCIÓN COMPUESTA	79
4.4. ANÁLISIS DE CARGA	80
4.5. OBTENCIÓN DE MOMENTOS Y CORTANTES	81
4.6. OBTENCIÓN DE ESFUERZOS ADMISIBLES	82
4.7. OBTENCIÓN DE ESFUERZOS POR PRESFUERZO PERMANENTE	83
4.8. OBTENCIÓN DE ESFUERZOS ACTUANTES EN EL CENTRO DEL CLARO	84
4.9. SUPERPOSICIÓN Y REVISIÓN DE ESFUERZOS	85
4.10. PÉRDIDAS DE TENSIÓN POR DEFORMACIÓN EN EL CONCRETO	87
4.11. REVISIÓN POR RESISTENCIA A LA FLEXIÓN	90
4.12. LONGITUD DE DESADHERENCIA DE LOS TORONES	92
4.13. REVISIÓN DE ESFUERZOS EN LA SECCIÓN	94
4.14. DISEÑO POR CORTANTE	106
4.15. ANÁLISIS DE LOSA	113
4.16. DISEÑO DE LOSA	115
4.17. REVISIÓN POR ACERO MÍNIMO	117
4.18. ANÁLISIS DE LA SOLUCIÓN ESTÁNDAR PARA CARGA HS-40	122

	Pag.
V ALTERNATIVAS PARA CARGA VIVA EXTRAORDINARIA	131
5.1. PRIMERA ALTERNATIVA	131
5.2. SEGUNDA ALTERNATIVA	134
5.3. TERCERA ALTERNATIVA	157
5.4. CUARTA ALTERNATIVA	166
5.5. QUINTA ALTERNATIVA	175
5.6. SEXTA ALTERNATIVA	181
VI COMPARACIÓN DE ALTERNATIVAS	189
VII CONCLUSIONES	195
APENDICE	201
TABLA 1.3.1. (B)	203
BIBLIOGRAFIA	207

CAPITULO I

INTRODUCCIÓN

La empresa minera MICARE (Minera Carbonífera de Río Escondido) ubicada en el Estado de Coahuila requirió la construcción de un puente en un camino de acceso a una de las minas que explota.

El puente debía de estar constituido por un solo tramo de 18 m de claro apoyado sobre estribos de mampostería. El ancho de la calzada debía ser de 8 m, para alojar dos carriles de circulación y debía disponerse de dos guarniciones de 0.5 m de ancho a cada lado, para tener un ancho total de 9.0 m.

Con el objeto de agilizar la construcción se decidió que la superestructura estuviera formada por vigas de concreto presforzado, la que se encargaron a una planta de prefabricados que se ubica en las cercanías de Texcoco, Estado de México.

Normalmente, esa planta fabrica vigas pretensadas para puentes carreteros y tiene soluciones estándar para la carga viva tipo HS-20 de las normas norteamericanas para puentes.

Sin embargo, en este caso particular la solución estándar no era aplicable porque la empresa Carbonífera requiere mover en el camino de acceso mencionado camiones especiales con gran capacidad de carga para poder transportar el mineral de carbón de una manera económica. Los camiones especiales de referencia producen efectos que son aproximadamente el doble de los causados por la carga viva típica HS-20, por lo que por fines de cálculo estructural, la carga viva de diseño requerida por MICARE es la HS-40.

En esta tesis se presenta el estudio que se realizó para definir la solución más conveniente para la superestructura del puente mencionado.

Con el objeto de sentar las bases para el estudio, en primer término se presentan los conceptos generales del concreto presforzado, los que se incluyen en el capítulo II; además se estimó necesario presentar las normas para el diseño y construcción de estructuras presforzadas, las que se presentan en el capítulo III.

A continuación se procedió al cálculo de la solución estándar, la que, como puede verse en el capítulo IV consta de 5 vigas de 1.15m de peralte con sección tipo III de AASHTO y concreto de $f'c = 350 \text{ kg./cm}^2$. En ese capítulo se analiza dicha solución para la carga normal HS-20 y se demuestra que no cumple con las normas de diseño si se le aplica la carga HS-40. Este resultado obligó al estudio de otras alternativas de solución de la superestructura que permitieran satisfacer los requerimientos del cliente. Estas alternativas se calculan en el capítulo V y son las siguientes:

- 1.- Misma solución estándar pero con concreto de $f'c = 400 \text{ kg./cm}^2$.
- 2.- Mismas vigas de la solución estándar pero aumentando su número a 6.
- 3.- Uso de 5 vigas de 1.37 m de peralte (sección IV de AASHTO).
- 4.- 4 vigas de 1.37 m de peralte (sección IV de AASHTO).
- 5.- Misma solución estándar pero con presfuerzo escalonado, considerando que el 50% es pretensado en taller y el otro 50% es postensado en obra.
- 6.- Misma solución estándar pero con presfuerzo parcial (combinación de acero de presfuerzo y acero de refuerzo).

En cada solución se calcularon los esfuerzos en la sección transversal en los diferentes etapas constructivas y se demostró que cumplían con las normas de diseño.

Posteriormente, en el capítulo VI se hizo una comparación de las alternativas estudiadas, tomando en cuenta su costo, su facilidad constructiva y algunos aspectos de su comportamiento y durabilidad. De esta comparación se concluyó que la más conveniente de las alternativas era la número 2, que fue la que finalmente se le proveyó al cliente.

El estudio que se presenta, que corresponde a un caso práctico y real, permitió a los autores conocer los fundamentos para el diseño y construcción de superestructuras de puentes carreteros así como algunas de las posibilidades de aplicación de la técnica del presfuerzo en estructuras.

CAPITULO II

CONCEPTOS GENERALES DEL PRESFUERZO

INTRODUCCION

El concreto es resistente a la compresión pero débil a la tensión, su resistencia a la tensión varía de un 8 a 14% de la resistencia de compresión. Debido a la baja capacidad de tensión, se desarrollan grietas de flexión en las primeras etapas de carga. Para reducir o prevenir tal desarrollo de las grietas, se aplica una fuerza concéntrica o excéntrica en dirección longitudinal del elemento estructural. Esta fuerza impide el desarrollo de las grietas eliminándolas o reduciéndolas considerablemente; el esfuerzo de tensión está en el punto crítico de la mitad del claro, y es provocada por las cargas de servicio, por eso se aumentan las capacidades de la sección para mejorar la resistencia a la flexión, al cortante y la torsión. Las secciones son capaces de comportarse elásticamente, y así la capacidad total del concreto en compresión podrá ser utilizada eficientemente en toda la altura de la sección del concreto cuando las cargas actúan en la estructura.

Tal fuerza aplicada longitudinalmente es llamada fuerza presforzante, una fuerza compresiva que presfuerza a lo largo de la sección del claro al elemento estructural antes de aplicación de las cargas de gravedad muerta y viva o de las cargas accidentales horizontales para así mejorar su comportamiento. La magnitud de la fuerza presforzante es difícil de definir junto con su posición, dependen del tipo de estructura, de la longitud del claro y la esbeltez de la sección. Cuando la fuerza presforzante se aplica longitudinalmente al eje de miembro, el presfuerzo se conoce comúnmente como presfuerzo lineal.

2.1. CONCEPTOS BASICOS DEL PRESFORZADO

El concreto presforzado también puede definirse como concreto precomprimido; esto es, que a un miembro de concreto **antes** de empezar su vida de trabajo, se le aplica un esfuerzo de

compresión en aquellas zonas donde se desarrollaran los esfuerzos de tensión bajo las cargas de trabajo.

Considérese una viga de concreto simple soportando una carga. Ver la figura 2-1.

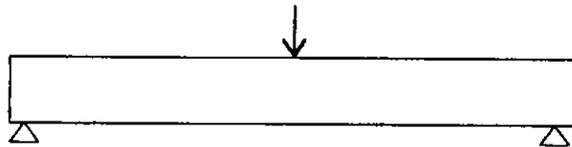


Figura 2-1

Al incrementar la carga, la viga se deflexiona ligeramente y después falla repentinamente. Bajo la carga, los esfuerzos en la viga serán de compresión en las fibra superiores, y de tensión en las fibras inferiores.

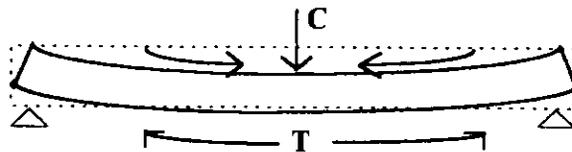


Figura 2-2

La viga de concreto simple es probable que se agriete en la parte inferior y sufra rupturas, aún con carga relativamente pequeñas debido a la baja resistencia a la tensión del concreto. Existen dos formas de contrarrestar estas fallas: con empleo de refuerzo o presforzado.

En el concreto **reforzado**, debe colocarse refuerzo en forma de varillas de acero en las zonas donde se desarrollan esfuerzos de tensión bajo la carga. El refuerzo absorbe toda la tensión y si se limita al esfuerzo con el acero, el agrietamiento en el concreto se podrá mantener dentro de los límites aceptables.

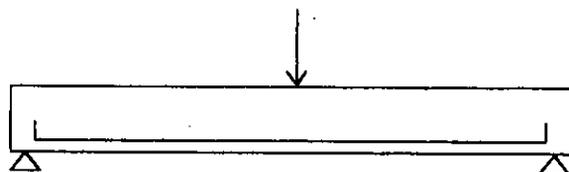


Figura 2-3

En el concreto **presforzado**, se introducen esfuerzos de compresión en las zonas donde se desarrollan los esfuerzos de tensión bajo la carga, para resistir o anular los esfuerzos de tensión. 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 excedan los esfuerzos de compresión, no podrán presentarse agrietamientos en la parte inferior de la viga.

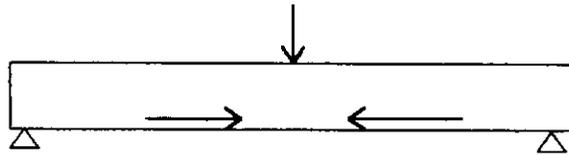


Figura 2-4

Una viga presforzada sujeta a carga experimenta una flexión y su compresión disminuye gradualmente. Al retirar la carga se restituye la compresión y la viga regresa a su condición original, demostrando la resistencia del concreto presfuerzo. Es decir el presforzado dota a la viga de una gran resistencia a la fatiga.

Si en la viga de concreto presforzado se sobrepasan las cargas de trabajo los esfuerzos de tensión resultarán mayores que el presfuerzo, por lo tanto surgirán grietas. Si embargo si se retira la carga, aún después de que una viga ha sido cargada hasta un nivel muy cercano a su capacidad última, se obtiene como resultado una clausura total de las grietas, las cuales no reaparecen bajo cargas de trabajo.

Un ejemplo cotidiano del principio fundamental del presfuerzo lo utiliza una persona que transporta varios tabiques con el fin de acomodarlos verticalmente, uno tras otro y soportarlos por los extremos. (ver fig. 2-5).

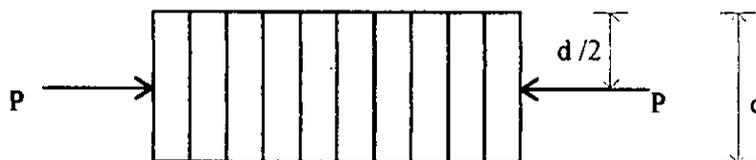


Figura 2-5 Presfuerzo en una hilera de tabiques.

Los tabiques pueden levantarse y moverse en una fila horizontal ejerciendo presión con una mano en cada extremo. La resistencia a la tensión de la hilera de tabiques es nula, pero si se aplica una presión suficiente, toda la hilera puede levantarse de conjunto. Si la presión se utiliza cerca del extremo superior se descubrirá que la "unidad" no es muy estable y tenderá a abrirse en la parte inferior. Pero con objeto de levantar los tabiques con menor presión, instintivamente la persona coloca sus manos un poco más abajo, así mismo será posible colocar tabiques en su parte superior, de tal manera que dicha "unidad" soportará una carga. Mientras mayor sea la carga que se coloca encima, mayor será la presión requerida en cada extremo.

La idea fundamental de usar varias unidades separadas se transforma en una solución estructural muy práctica, cuando es necesario salvar un gran claro. Sobre una obra falsa, se izan unidades prefabricadas de concreto, se presionan unas contra otras y se retira la obra falsa. Si se mantiene la presión, se tendrá un miembro capaz de soportar cargas.

2.2. COMPARACION CON EL CONCRETO REFORZADO

Es claro que la fuerza permanente en el miembro estructural presforzado se crea antes de colocar todas las cargas muertas y vivas, y se aplica para eliminar o reducir considerablemente los esfuerzos netos de tensión causados por las cargas. Con el concreto reforzado, se supone que la fuerza de tensión en el concreto es insignificante y despreciable. Esto es porque el esfuerzo de tensión resulta de los momentos flexionantes, los que son resistidos por la adherencia del refuerzo. Las grietas y deflexiones son por lo tanto esencialmente irreversibles en el concreto reforzado, una vez que el miembro ha alcanzado su límite estado de servicio.

El acero de refuerzo en el miembro de concreto no ejerce una fuerza propia, al contrario de la acción del acero de presfuerzo. El acero requerido para producir la fuerza presforzante en un miembro presforzado el que actúa activamente sobre el miembro. Una vez que la capacidad de tensión del concreto es excedida, el miembro presforzado comienza a actuar en forma semejante a un elemento de concreto reforzado.

2.3. METODOS DE APLICACIÓN DEL PRESFUERZO

Por la forma de aplicar el presfuerzo los miembros de concreto presforzado se clasifican en dos tipos: Pretensados y Postensados.

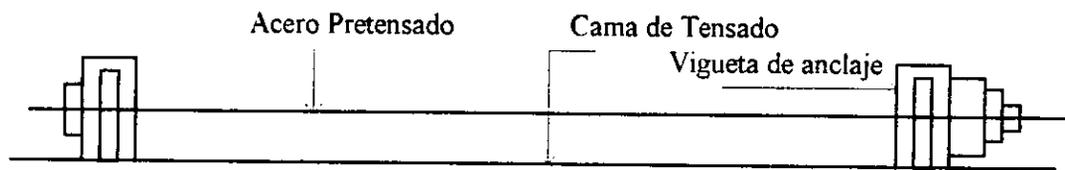
Los miembros pretensados son aquellos en que los tendones se tensan antes de verter el concreto y quedan anclados a dos bancos por fuera del elemento que se esta fabricando. Se vierte el concreto sobre los tendones tensados, el acero se adhiere a los tendones. Una vez que el acero fragua y adquiere resistencia suficiente, se liberan los tendones de sus anclajes e intentan acortarse pero ya no pueden hacerlo porque se lo impide el concreto endurecido. La fuerza presforzante se transmite de los tendones al concreto por medio de esfuerzos de adherencia.

Los miembros postensados son aquellos que se construyen sobre una obra falsa dejando ductos en el seno del concreto que se vierte en los moldes. Una vez que el concreto ha endurecido y adquirido la resistencia necesaria, se ensartan los tendones en los ductos y se tensan mediante gatos hidráulicos que actúan en las paredes extremas del miembro de concreto. Cuando el tendón se ha alargado en una longitud tal que indica que ya tiene la tensión deseada, se le sujeta mediante un anclaje que presiona contra la pared de la cuña y se retira el gato. El tendón trata de acortarse, pero se lo impide el anclaje. En este caso la fuerza presforzante se transmite por presión del anclaje contra el concreto.

PRETENSADO

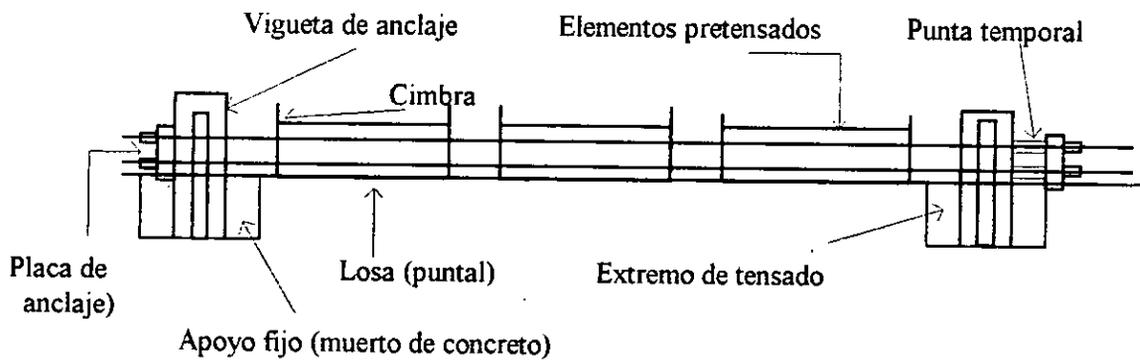
El pretensado puede usarse en una obra cuando se requiere un gran número de unidades prefabricadas, que normalmente se fabrican en una planta donde existen camas permanentes de tensado. El método más efectivo, es el de producción a gran escala; en la que un cierto número de unidades análogas se producen simultáneamente. Los tendones de acero que por lo común consisten de alambre para unidades pequeñas y de torones para las más grandes, mediante gatos se tensan entre las placas de anclaje situadas en cada extremo de una cama larga de tensado. Dichas placas se encuentran soportadas por grandes secciones de acero ahogadas en un macizo de concreto (muerto de anclaje) en cada extremo de la superficie de colado. La losa en la base puede servir como puntal entre estos macizos de concreto sin embargo; en las mesas largas de tensado,

los macizos se construyen lo suficientemente voluminosos con el objeto de que sean estables, es decir para que no resbalen o se volteen. En uno de los extremos, la placa de anclaje se apoyan directamente en las viguetas de acero soportante, denominado apoyo fijo. En el otro extremo, del tendido se introducen puntales de acero temporales entre la placa de anclaje y las viguetas de apoyo. Generalmente las placas de anclaje son de acero grueso por donde los alambres o torones pueden introducirse o anclarse. Los extremos de cada unidad tienen un tope que se taladran de acuerdo a la colocación de torones y al diámetro requerido. (ver fig. 2-2 b).



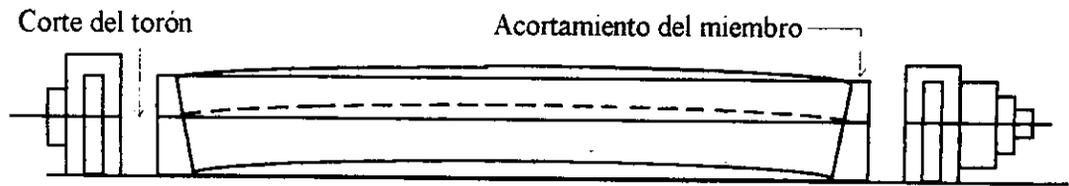
(a)

PASO 1.- Alambres tensados antes de verter el concreto.



(b)

PASO 2.- Vertido del concreto



(c)

PASO 3.- Transmisión del presfuerzo por adherencia.

Fig. 2-6. Concreto Pretensado

Como el acero tiende a regresar a su longitud original; la adherencia entre el acero y el concreto evita que suceda esto, de tal manera que el concreto queda sometido a compresión. Si las unidades tienen la facilidad para deslizarse a lo largo de la cama, se afloja la tensión en el acero entre ellas, lo que permite que el acero se corte sin peligro en los extremos de las unidades. En estos puntos los tendones recobran su diámetro original, de modo que también existe una acción de cuña, además de la adherencia. La fuerza en cada tendón se transfiere al concreto en una cierta longitud denominada longitud de transmisión. Esta longitud se afecta considerablemente por las condiciones de la superficie con respecto a los alambres, pero sufre menor variación si se trata de torones. Sin embargo, en cualquiera de las dos, la longitud se afecta según el grado de compactación del concreto.

Otro método consiste en que los tendones se tensan simultáneamente. En este caso, los gatos se insertan entre las placas de anclaje y las viguetas de acero en lugar de los puntales provisionales en seguida se accionan los gatos para tensar todos los tendones, ya que los gatos se usan para reducir los esfuerzos y normalmente constituyen parte integrante de la cama de tensado.

Por lo general todos los tendones en los procedimientos descritos anteriormente se han mantenido rectos, continuamente adheridos al concreto. Aún cuando la mayoría de las unidades pretensadas se construyen de esta manera -lo cual demuestra que es una práctica económicamente factible-, no representa el uso más eficientemente de la fuerza de presfuerzo, en lo que respecta a miembros de sección constante.

En unidades grandes donde es importante el peso propio, resultará ventajoso incrementar la excentricidad de los tendones cerca de la zona central del claro. La excentricidad de un tendón es la distancia desde el centro del mismo al centro de gravedad de la sección .

Si la sección de una unidad se conserva constante en toda su longitud puede verse fácilmente que, con tendones rectos la excentricidad es constante en toda la longitud de la unidad, ya que la efectividad de la fuerza de presfuerzo es función del producto de la magnitud de dicha fuerza por su excentricidad, pudiendo incrementarse la efectividad si se aumenta la excentricidad para el mismo valor de la fuerza. Opcionalmente, puede lograrse la misma efectividad con una fuerza menor y una mayor excentricidad. Este principio constituye el criterio fundamental del postensado, aunque es posible aplicarlo al pretensado si se desvían los tendones o si algunos no son adheridos al concreto.

Como los tendones se encuentran tensados entre los apoyos, solamente es necesario sujetarlos en posiciones más abajo o más arriba y en puntos intermedios de su longitud, aún cuando se conserve una línea recta entre estos puntos.

El proceso de tendones no adheridos no requiere de un equipo muy sofisticado. Se reduce en los extremos de la unidad la fuerza de presfuerzo, introduciendo alguno de los tendones en tubos de plástico para así evitar que queden adheridos. Por lo tanto la longitud de transmisión se inicia en el extremo del tubo.

POSTENSADO

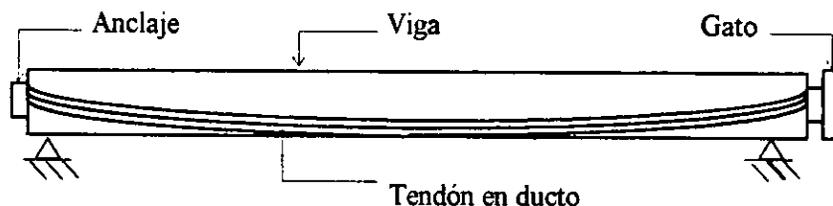
En este sistema de presforzado generalmente se colocan en los moldes o formas de la viga ductos huecos que contienen a los tendones no esforzados, y que siguen el perfil deseado previamente diseñado, antes de vaciar el concreto. Los tendones pueden ser alambres paralelos atados en haces, cable torcidos de torones, o varillas de acero.

El ducto se sujeta con alambres al refuerzo auxiliar de la viga (estribos sin esforzar) para prevenir su desplazamiento accidental, luego se vacía el concreto. Cuando éste ha adquirido suficiente resistencia, se usa la viga misma para proporcionar la reacción para el gato de

esforzado. Se tensa el acero, creando esfuerzos; luego se ancla en el extremo de aplicación del gato. La tensión o la fuerza de tensado se evalúa midiendo tanto la presión del gato como la elongación del acero. Los tendones normalmente se tensan uno a la vez, aunque cada tendón puede constar de varios torones o alambres.

Una vez que el miembro ha sido colocado a su posición final se tensan los tendones para posteriormente inyectar mortero a presión hasta que dicho mortero aparezca en el otro extremo del elemento, esto se hace para evitar la corrosión del acero. Cuando ha endurecido el mortero se une el tendón con la superficie interior del conducto, permitiendo la transmisión de la fuerza de presfuerzo al concreto, la aplicación del mortero mejora el comportamiento del miembro por si éste fuera sobre cargado, y aumenta su resistencia máxima a la flexión.

Una ventaja significativa de los sistemas de postensado es la facilidad con la cual puede variarse la excentricidad de los tendones a lo largo del claro



Viga con ducto hueco embebido en el concreto.

Figura 2-7. Concreto postensado

2.4. ECUACIÓN FUNDAMENTAL DEL PRESFUERZO

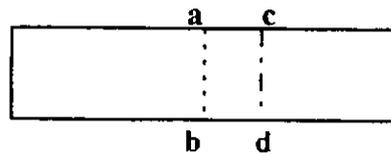
DEDUCCIÓN DE LA FÓRMULA DE LA FLEXIÓN

Primero se establece la relación entre los esfuerzos en las fibras y el momento resistente interno, lo cual se puede hacer de la siguiente manera:

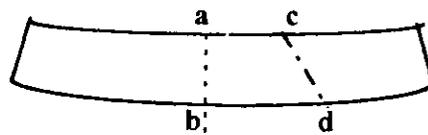
A.- Se analiza una fibra localizada a una distancia cualquiera y a partir del eje neutro, se determina la fuerza ejercida en la fibra debido a su esfuerzo, y el momento de esta fuerza con respecto al eje neutro.

B.- Se obtiene la suma de los momentos de todas las fibras, con respecto al eje neutro. El resultado será el momento resistente de la viga. La deducción tiene la forma siguiente:

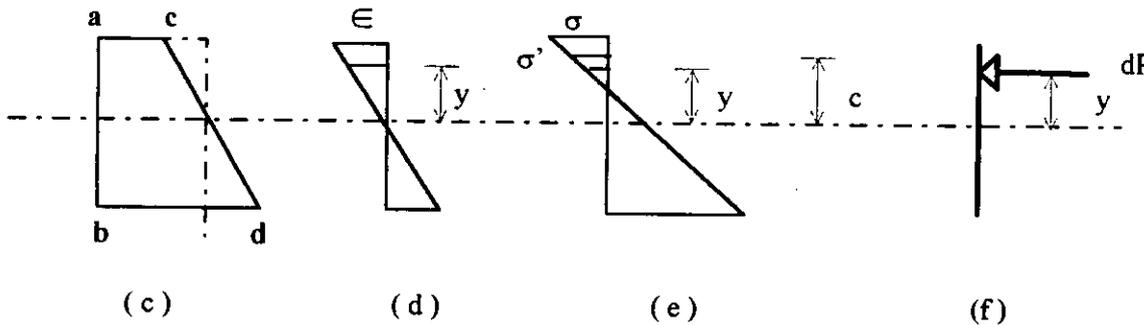
1.- Considérese una sola fibra de área dA localizada a una distancia y del eje neutro ver fig. 2-4 Si el esfuerzo que actúa sobre esta fibra σ' , el esfuerzo que actúa sobre la fibra extrema es σ , y la distancia desde eje neutro a la fibra extrema es c entonces, por los triángulos semejantes en la figura, se tiene:



(a)



(b)



$$\sigma' / y = \sigma / c \quad \text{o} \quad \sigma' = \sigma (y / c).$$

Figura 2-8

2.- Conociendo el esfuerzo sobre esta fibra y su área dA , se determina la fuerza ejercida por esta fibra:

$$\sigma = P / A \quad ; \quad dP = \sigma' (dA) = \sigma (y / c) dA$$

3.- El momento de esta fuerza dP con respecto al eje neutro es:

$$dM = dP * y = (\sigma (y / c) dA) y ,$$

$$dM = (\sigma / c) y^2 dA$$

4.- sumando los momentos de cada una de las fibras de la viga se obtiene:

$$\int dM = \int (\sigma / c) y^2 dA$$

$$M = (\sigma / c) \int y^2 dA$$

El término $\int y^2 dA$ es, por definición, el momento de inercia I de la sección transversal. La fórmula de la flexión entonces se convierte en:

$$M = (\sigma / c) I$$

$$\sigma = Mc / I$$

donde:

σ = esfuerzos en las fibras extremas de la viga.

M = momento flexionante interno de la viga.

I = momento de inercia de la sección transversal.

c = distancia desde el eje neutro de la viga hasta las fibras extremas.

Debe notarse que el eje neutro siempre coincide con el centroide de la sección transversal si la viga está sujeta a esfuerzos menores a los del punto de fluencia y no se presentan fuerzas axiales.

La fórmula de la flexión se puede usar para determinar los esfuerzos máximos en las fibras de la viga en las cuales se conocen: M , c , e , I ó éstos se pueden determinar a partir de las cargas dadas y de las dimensiones.

ESFUERZO EN EL CONCRETO DEBIDO AL PRESFUERZO

De acuerdo con la práctica actual los esfuerzos en el concreto debido al presfuerzo siempre se calculan por la teoría elástica. Considerar el presfuerzo F que existe en el momento bajo discusión, ya sea el valor inicial o el final. Si F se aplica en el centroide de la sección de concreto, y si la sección considerada esta suficientemente lejos del punto de aplicación del presfuerzo, entonces, por el principio de St Venant, el presfuerzo unitario en el concreto es uniforme a lo largo de esa sección y esta dado por la fórmula usual:

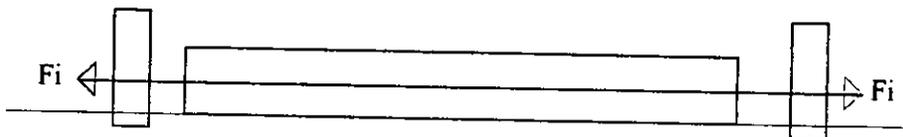
$$f = F/A$$

donde: A = área de esa sección de concreto.

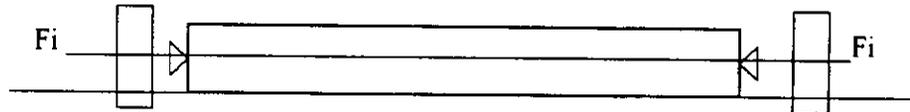


Figura 2-9.

Después de la transferencia del presfuerzo, aparecerán pérdidas adicionales debidas a la deformación plástica y a la contracción del concreto. Teóricamente, todas esas pérdidas deberían calcularse basándose en una sección transformada, tomando en consideración el área del acero. Pero esto se hace rara vez, la práctica es suponer que equivalen a un porcentaje aproximado. En otras palabras, siempre se usa la fórmula simple $f = F/A$, estimando el valor de F para la condición dada, y utilizando el área gruesa de concreto para A . Para un miembro postensado, es válido el mismo razonamiento.



antes de la transferencia



durante la transferencia

Fig. 2-10. Transmisión del esfuerzo concéntrico en un miembro pretensado

ESFUERZOS EN EL CONCRETO DEBIDO A LAS CARGAS

Para calcular los esfuerzos en el concreto producidos por un momento flexionante externo, ya sea debido al peso propio de la viga o a cualquier carga externa, se obtiene por la teoría elástica

$$f = F/A$$

Para una viga pretensada, el acero siempre está adherido al concreto antes de aplicarse cualquier momento externo. Por lo tanto, la sección que resiste el momento externo es la sección combinada. Es decir los valores de y e I deberían calcularse basándose en una sección transformada, considerando al concreto y al acero. Por aproximación, sin embargo, pueden utilizarse en los cálculos ya sea la sección gruesa o la sección neta de concreto; la magnitud del error involucrado se puede estimar y no será peligrosa, excepto en casos especiales.

Cuando la viga es postensada y hay adherencia, para cualquier carga aplicada después de que ha tenido lugar la adherencia, debería utilizarse la sección transformada como en las vigas pretensadas. Sin embargo, si la carga o el peso propio de la viga se aplica antes de la adherencia, actúan en la sección neta del concreto, la cual debería ser usada por lo tanto, para el cálculo del esfuerzo. Para vigas postensadas sin adherencia, la sección neta de concreto es la apropiada para todos los cálculos de esfuerzos. Debe tenerse en mente, sin embargo, que cuando la viga no es adherida, cualquier flexión de la viga puede cambiar el presfuerzo general en el acero, cuyo efecto debe calcularse separadamente.

A menudo solamente se desea los esfuerzos resultantes en el concreto, debidos tanto al presfuerzo como a la carga, en lugar de sus valores separados. Estos están dados por la siguiente fórmula:

$$f = F/A \pm F_e y / I \pm M_y / I$$

Consideremos una viga rectangular presforzada por un tendón a través de un eje central y con cargas externas, (ver figura 2-6). Debido al presfuerzo F , se producirá un esfuerzo uniforme:

$$f = F/A$$

sobre toda la sección que tiene un área A . Si M es el momento externo en una sección debido a la carga y al peso de la viga, se tiene que el esfuerzo en cualquier punto de esta sección debido a M es:

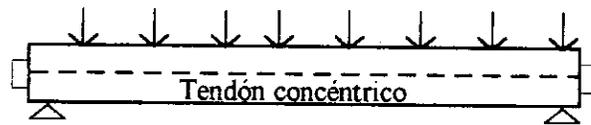
$$f = My / I$$

donde: y = distancia desde el eje centroidal.

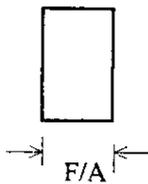
I = momento de inercia de la sección.

Por lo tanto la distribución del esfuerzo resultante está dada por:

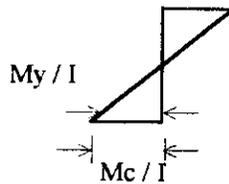
$$f = F/A \pm My / I$$



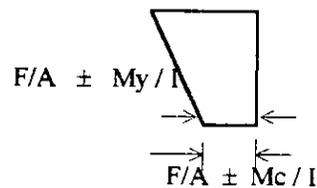
viga presforzada y cargada



Debido al presfuerzo F .



Debido al momento exterior



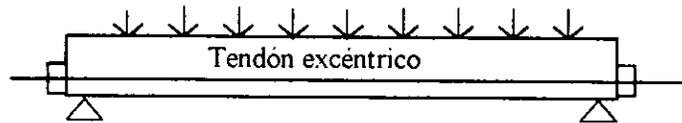
Debido a F y M

Figura 2-11 Diagramas de esfuerzos a través de una sección de concreto presforzado concéntricamente.

Cuando se pone el tendón excéntricamente con respecto al centroide de la sección de concreto. Ver figura sig. 2-12. Debido a un presfuerzo excéntrico, el concreto está sujeto a un

momento así como a una carga directa. El momento producido por el presfuerzo es F_e , y los esfuerzos debido a este momento son:

$$f = F_e y / I$$



Viga presforzada y cargada excéntricamente

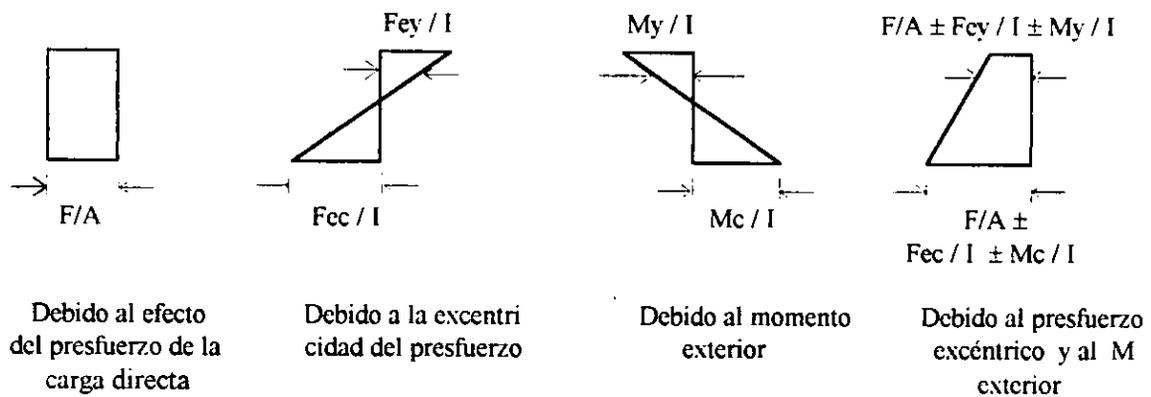


Fig. 2-12. Distribución de esfuerzo a través de una sección de concreto presforzado excéntrico. Así, la distribución de esfuerzos está dada por:

$$f = F/A \pm F_e y / I \pm M y / I$$

2.5. PERDIDA PARCIAL DE PRESFUERZO

La magnitud de la fuerza de presfuerzo que se aplica a los tendones no se mantiene constante durante toda la vida útil del elemento, si no que tiende a reducirse, quedando una fuerza efectiva finalmente.

Las pérdidas en la fuerza presforzante se pueden agrupar en dos categorías: aquellas que ocurren inmediatamente durante la construcción del miembro, y aquellas que ocurren a través de un extenso periodo de tiempo. La fuerza que aplica el gato se llama (P_j) fuerza de tensado, puede reducirse inmediatamente debido a las pérdidas por fricción (solo para postensado), deslizamiento del anclaje y el acortamiento elástico del concreto comprimido (en elementos pretensados y postensados solo si hay dos o más tendones). La fuerza presforzante permanente después de ocurridas estas pérdidas se llama fuerza inicial (P_i). A medida que transcurre el tiempo, se reduce más gradualmente, primero rápidamente y posteriormente más lentamente; debido a los cambios longitudinales provenientes de la contracción y al flujo del concreto y al relajamiento del acero sujeto a tensión. Después de un periodo de muchos meses, o inclusive años el cambio posterior se vuelve insignificante, y se alcanza un valor casi constante de la fuerza presforzante. A la cual se llama fuerza efectiva (P_e).

La fuerza que aplica el gato al tendón será la mayor de todas las fuerzas que soporte el tendón durante toda la vida normal del miembro. La operación de tensado se puede considerar como una prueba del comportamiento del tendón

Para los miembros pretensados, las fuerzas aplicadas por el gato nunca actúan en el concreto, sino únicamente en los anclajes permanentes de la cama del colado. Adicionalmente la fuerza en el acero se reduce inmediatamente después de la transferencia, por el acortamiento elástico del concreto.

Para miembros postensados, la fuerza del gato se aplica al concreto durante el tensado, pero solo existe con su valor real en el extremo donde se realiza el tensado. La reducción de la fuerza ocurre es inmediatamente después de la transferencia, y es provocada por el desplazamiento del anclaje, que se suma a las pérdidas por acortamiento elástico.

Las pérdidas dependientes del tiempo específicamente aquellas debidas al flujo plástico, a la contracción, y al relajamiento, afectan tanto a miembros pretensados como a postensados.

Las pérdidas reales, pueden ser mayores o menores que las pérdidas estimadas, lo cual no tienen efecto en la resistencia última a la flexión de un viga presforzada. Sin embargo, las pérdidas afectan las características del comportamiento bajo cargas de servicio tales como la deflexión, la carga de agrietamiento, así como las deformaciones en la construcción. La sobreestimación de las

pérdidas del presfuerzo que aparentemente parecería estar del lado conservador, puede ser tan perjudicial como la subestimación. La subestimación puede conducir al diseñador a especificar demasiado presfuerzo, lo implica un excesivo combeo y movimientos horizontales problemáticos en las estructuras.

La suma de las pérdidas del presfuerzo tanto inmediatas así como dependientes del tiempo, representa una porción del 25 al 35 % de la fuerza de tensado, es decir la aplicada por el gato, dicho porcentaje sólo es aproximado. Las ecuaciones para calcular cada una de las pérdidas son proporcionadas por las Normas AASHTO. Las pérdidas más importantes son las siguientes:

- CONTRACCIÓN DEL CONCRETO
- ACORTAMIENTO ELÁSTICO
- ESCURRIMIENTO PLÁSTICO DEL CONCRETO
- RELAJACIÓN DEL ACERO
- PÉRDIDAS DEBIDAS A LA FRICCIÓN

- CONTRACCIÓN DEL CONCRETO

Se puede suponer dos tipos de contracción:

1.- La contracción por secado (variación de la humedad) del concreto provoca una reducción en la deformación de acero de presfuerzo que es igual a la contracción del concreto (dependiente del tiempo). La reducción de esfuerzo resultante en el acero constituye una componente importante de la pérdida de presfuerzo.

2.- La contracción provocada por las reacciones químicas de los elementos que forman el concreto, está tiene un valor menor que la primera.

Por lo tanto solo se considera la contracción por secado. Solo se necesita considerar la parte de la contracción que ocurre después de la transferencia de la fuerza de presfuerzo al miembro. Para la construcción pretensada comúnmente ocurre 24 hrs. después del colado, y casi toda la contracción ocurre después de ese plazo. Sin embargo, los miembros postensados raramente son esforzados antes de los 7 días, y a menudo mucho tiempo después.

Las Normas AASHTO mencionan que las pérdidas por contracción se producen al fraguar el concreto y se deben a la reacción química entre el agua y el cemento. Para calcular esta pérdida del presfuerzo se emplea la siguiente fórmula.

$$\text{Elemento Pretensado } CC = 117.21 - 1.034 \text{ HR} \quad (\text{en MPa.})$$

$$\text{Elemento Postensado } CC = 0.80 (117.21 - 1.034 \text{ HR}) \quad (\text{en MPa.})$$

HR = promedio de la humedad relativa anual en porciento.

- ACORTAMIENTO ELÁSTICO

Cuando la fuerza de presfuerzo se transfiere al concreto éste sufre una deformación elástica a medida que se comprime.

En los elementos pretensados donde los tendones se encuentran adheridos al concreto, cuando ocurre la transferencia se acorta la pieza y con ella se pierde deformación el acero, provocada por la fuerza que aplica el gato. La pérdida de deformación del acero es la misma de compresión del concreto al nivel del centro de gravedad de acero. Es necesario señalar que el comportamiento para miembros postensados donde hay varios tendones cuando se tensan todos al mismo tiempo, la deformación elástica del concreto ocurre cuando se aplica la fuerza con el gato; y existe una compensación automática para pérdidas por acortamiento elástico, las cuales no necesitan calcularse. Es claro que el comportamiento es diferente para elementos pretensados que para postensado. En los pretensados el esfuerzo de compresión provocado por el presfuerzo se transfiere al concreto y el elemento se acorta y el acero junto con él. La pérdida del presfuerzo debido al acortamiento elástico varía a lo largo del elemento, por lo general es seguro calcular las pérdidas en la sección o secciones donde ocurren el máximo momento.

Pero para elementos donde se usan tendones múltiples y la fuerza de tensado se aplica al concreto gradualmente, el acortamiento aumento a medida que se va aplicando la fuerza y por lo tanto la pérdida es variable en cada tendón,

El primer tendón sufrirá la máxima pérdida de esfuerzo debido al acortamiento, por la aplicación de presfuerzo, y el segundo sufrirá pérdidas de esfuerzo cuando se tense el tercero y así

sucesivamente. El último tendón no sufrirá ninguna pérdida; porque todo el acortamiento se presenta cuando se haya medido el presfuerzo en el último tendón. La pérdida por acortamiento elástico puede calcularse para cada tendón, comenzando con el último tendón donde no existirán pérdidas. Pero el cálculo se torna tedioso cuando existen varios tendones y se complica más debido a la incertidumbre sobre cuando introducir el efecto del peso propio. En casos prácticos es recomendable calcular las pérdidas del primer tendón y emplear este valor para calcular la pérdida promedio de todos los cables.

Para el empleo combinado de presfuerzo y postensado no debe despreciarse la pérdida en los cables pretensados e medida que se aplique el postensado.

Para el calculo de la pérdida por acortamiento elástico según Normas AASHTO se puede utilizar la fórmula siguiente:

$$AE = E_c / (E_{ci} * f_{ci}) \dots\dots\dots \text{ en MPa.}$$

- **ESCURRIMIENTO PLÁSTICO EN EL CONCRETO**

Es una propiedad de muchos materiales, que consiste en que se presenta una deformación diferida si a que están sometidos a un estado de carga o esfuerzos permanentes, estos materiales continúan deformándose durante un lapso considerable de tiempo.

Se caracteriza principalmente por que la velocidad de incremento de la deformación es grande al principio y disminuye con el tiempo. Es decir, la máxima velocidad de deformación se presenta en los primeros instantes de haber colocado la carga e ira decreciendo, hasta que después de un tiempo la deformación alcanza un valor constante asintóticamente.

En el concreto presforsado, la pérdida del acero debido a la deformación esta en función de los esfuerzos del concreto al nivel del centro del centro de gravedad de éste y de la relación de dichos esfuerzos con la ruptura del concreto.

Se ha encontrado que la deformación por escurrimiento plástico en el concreto depende no solo del tiempo, si no que también depende de las proporciones de la mezcla, de la humedad, de las condiciones de curado, y de la edad del concreto a la cual comienza a ser cargado. La

deformación por escurrimiento plástico es casi directamente proporcional a la intensidad del esfuerzo.

El esfuerzo en el concreto, en el cual se basan los cálculos de las pérdidas por escurrimiento plástico; es aquel correspondiente al centro de gravedad del acero, cuando se encuentra actuando la fuerza de presfuerzo excéntrica más todas las cargas sostenidas.

Para los miembros pretensados y postensados a los que se les han inyectado mortero; la pérdida del presfuerzo debida al flujo plástico o escurrimiento plástico depende del esfuerzo en el concreto en la sección particular que sea de interés; estas pérdidas por lo general se calculan donde existe el máximo momento que es en el centro del claro de cualquier elemento.

Para el cálculo de pérdida por Escurrimiento Plástico en el Concreto, se recomienda emplear:

$$C_{RC} = 12 f_r - 7 f_{cd} \text{en MPa.}$$

• RELAJAMIENTO DEL ACERO.

Cuando el acero del presfuerzo se esfuerza hasta los niveles que son usuales durante el tensado inicial y al actuar las cargas de servicio, se presenta una propiedad que se conoce como relajamiento. El relajamiento se define como la pérdida de esfuerzo en un material esforzado manteniendo con longitud constante, el relajamiento no es un fenómeno que ocurra en un corto periodo de tiempo. De la evidencia que se tiene disponible, resulta que continúa casi indefinidamente, aunque con una velocidad constante, la pérdida por relajamiento debe tomarse en cuenta en el diseño ya que produce una pérdida significativa en la fuerza.

El relajamiento varía con el acero de diferentes composiciones y tratamientos, pero los parametros más significativos son el tiempo y la intensidad del esfuerzo inicial.

Las características aproximadas de esfuerzo- relajamiento, se conocen para la mayoría de los aceros de presfuerzo en el mercado. El porcentaje de deformación plástica aumenta con el incremento del esfuerzo y cuando un acero está sometido a un esfuerzo bajo, la deformación plástica es despreciable.

La resistencia a la ruptura por tensión se refiere a la resistencia real de ruptura del alambre, lo cual es frecuentemente del 10% o aún más alta que la resistencia a la ruptura mínima

especificada. Por consiguiente, cuando un acero se esfuerza al 80% de su ruptura especificada, puede esforzarse realmente a sólo el 70% de la resistencia real a la ruptura.

Para la mayoría de las clases de acero existentes en el mercado, esforzados a los valores tolerables usuales, el porcentaje de deformación plástica varía del 1 hasta el 5%, y una aproximación es el promedio de 3%. Lo mejor para el ingeniero es conocer las características de deformación plástica del acero y tomar por lo menos, las precauciones ordinarias para disminuir al mínimo la deformación plástica, de lo contrario puede presentarse la deformación plástica excesiva.

Teóricamente para que ocurra la mayoría de la deformación ó relajamiento del acero es posible esforzarlo a un cierto nivel y mantenerlo así por unos cuantos días. En la práctica una vez que haya sucedido la mayor parte de la relajación; se puede emplear el retensado de los cables, pero esto no es recomendable ya que el costo e inconveniencia implicados en estas operaciones sólo es justificable bajo circunstancias especiales

Se han plateado dudas acerca si hay alguna diferencia de deformación plástica entre el acero adherido y el acero no adherido, cabe mencionar que no hay datos experimentales a cerca de lo anterior, parece ser que la deformación plástica en el acero depende de sus propiedades mismas, y no de su adherencia con el concreto.

Para el cálculo de la pérdida por relajación del acero se aplica fórmula dada por las Normas AASHTO.

$$C_{RS} = 137.9 - 0.4 EA - 0.2 (CC + C_{RC}) \dots\dots\dots \text{en MPa.}$$

CAPITULO III

NORMAS DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

La construcción de concreto presforzado requiere de alta calidad en los materiales, una ejecución precisa y un cuidadoso diseño. La decisión de imponer el uso del presforzado en un diseño, implica; la responsabilidad para comprobar cuidadosamente el comportamiento de la estructura en todas las etapas de su vida. Para cumplir con todas estas responsabilidades el ingeniero debe de conocer el comportamiento básico de las estructuras de concreto presforzado.

El propósito del presforzado es mejorar la respuesta del miembro a las cargas externas y utilizar eficientemente la alta resistencia de los materiales. El presfuerzo produce un sistema de autoequilibrio de fuerzas externas considerando una gran fuerza de tensión en los tendones presforzados y una fuerza de compresión en el concreto. A causas de estas fuerzas de autoequilibrio el proceso de diseño para concreto presforzado es diferente del que se usa para otros elementos de construcción. En el concreto presforzado es necesario considerar todas las etapas críticas en la vida del miembro mientras se toma en cuenta adecuadamente las fuerzas de autoequilibrio esto es, por ejemplo, es posible perder presfuerzo en el miembro de concreto durante la operación de tensado. Así un miembro presforzado puede fallar cuando el momento externo y la carga axial externa o ambas sean cero. Para comprobar la seguridad durante la operación de pretensado se calcula la fuerza en el tendón presforzado y en el concreto, y éstos se comparan con los límites aceptables en vez de comparar el momento de factores externos con el factor de capacidad de flexión.

3.1. METODOS DE DISEÑO

Para poder tratar adecuadamente el proceso mediante el cual se determinan las dimensiones y características que deben tener los elementos estructurales y para cumplir con una determinada función con un grado de seguridad razonable y de manera que su comportamiento bajo condiciones de servicio sea adecuado. Es necesario plantear el diseño en términos que permitan identificar contra qué se pretende tener seguridad.

El problema de la determinación de acción-respuesta para estructuras cualesquiera sujetas a toda la gama posible de acciones y combinaciones de éstas acciones, no se puede resolver debido al número infinito de combinaciones que pueden presentarse. Esta situación ha hecho necesario el desarrollo de métodos mediante los cuales pueda basarse el estudio de una estructura en conjunto, basados en el estudio del comportamiento de sus distintas partes o elementos, por medio de los cuales se pueden determinar las acciones internas en cada uno de los miembros de una estructura, resultantes de la aplicación de las solicitaciones exteriores a la estructura total. Esta consideración permite reducir el problema de la determinación de las características, que pueden determinar el rango de solicitaciones bajo las cuales los elementos se comportan satisfactoriamente.

De las consideraciones sobre las finalidades de diseño, se deduce que la primera condición que debe cumplir la estructura es, que sea lo suficientemente resistente a condiciones de trabajo. En términos de las características de acción-respuesta de un elemento estructural o estructura, la resistencia a una acción determinada se define como, el máximo valor que puede alcanzar dicha acción.

Generalmente se tiene la tendencia de diseñar todo elemento de concreto reforzado o presforzado a flexión y posteriormente al esfuerzo cortante o a la combinación de esfuerzo cortante y flexión, como si ésta fuera una falla secundaria y prácticamente imposible. En muchas ocasiones, un diseño por flexión se dimensiona adecuadamente por cortante, pero en otros casos el cortante puede determinar el dimensionamiento de la pieza. Específicamente esto sucede cuando se tienen núcleos muy delgados, cuando se tienen grandes relaciones peralte/claro, cuando se tienen una combinación de momento flexionante grande y cortante pequeño como en vigas

continuas o voladizos, cuando se tienen asentamiento de los apoyos en vigas pedantadas, etc., por lo que nunca hay que olvidar el cortante en un diseño preliminar.

Esta tendencia de diseñar elementos presforzados restando importancia al cortante, se debe a que en la actualidad no se puede definir con precisión la resistencia de una sección a cortante, lo que en cambio, prácticamente se ha logrado a flexión. Sin embargo, debido, a la falta de mayor conocimiento sobre el esfuerzo cortante, no es un impedimento para diseñar elementos de concreto presforzado por cortante, de la misma manera que no lo es para concreto reforzado.

Cabe mencionar, que los elementos de concreto presforzado tiene una gran capacidad en lo que respecta a resistir esfuerzos cortantes, en comparación con los de concreto reforzado. Esto se debe a que el presfuerzo generalmente prevendrá la ocurrencia de agrietamiento diagonal que puede destruir la resistencia a cortante en los elementos de concreto reforzado. Puesto que se ha diseñado tantas vigas de concreto presforzado y construido, basándose en unas teorías supuestas para la resistencia al cortante, se presentan dos métodos de diseño, uno elástico, aplicable a secciones no agrietadas, y el otro a ruptura; estos métodos han demostrado su eficacia a través de su uso, sin que se haya presentado más que muy pocas fallas por corte; por lo que se concluye que los métodos de diseño son seguros.

Para tener un buen diseño tomando en cuenta lo anterior, en las estructuras de ingeniería civil se aplican dos métodos principalmente: el método de los esfuerzos de trabajo o "método elástico" y el método de las resistencias últimas o "método plástico". En ambos métodos se analiza la flexión y el cortante.

3.1.1 DISEÑO ELASTICO

FLEXIÓN:

Por medio de un comportamiento elástico lineal se calculan las acciones internas, inducidas en los distintos elementos de una estructura, estas acciones se producen por las solicitaciones de servicio o trabajo. Posteriormente se calculan los esfuerzos de trabajo producidos en las distintas secciones de la estructura, por las acciones internas; utilizando la fórmula básica (escuadría). Los

esfuerzos de trabajo que se presentan bajo la carga de servicio ocurrirán en la fibra más esforzada (compresión para concreto, tensión para el acero), los esfuerzos calculados deben mantenerse por debajo de los esfuerzos permisibles que se consideran aceptables.

En otras palabras; en este caso se calculan los esfuerzos que las cargas aplicadas producen en las secciones críticas de las estructuras. Estos esfuerzos, llamados "esfuerzos de trabajo" deben ser menores que los esfuerzos admisibles, los que son iguales a los esfuerzos de ruptura determinados en probetas de los materiales; divididos entre un factor de seguridad. Normalmente en los puentes el factor es de 2 para el acero y 2.5 para el concreto.

El método es razonable en estructuras de materiales con un comportamiento esencialmente elástico. Sin embargo, cuando los materiales son de naturaleza inelástica como sucede con el concreto reforzado, tiene limitaciones obvias. El diseño por esfuerzos admisibles tiene la ventaja de plantear la revisión de seguridad en términos de dos cantidades sencillas que tienen un significado físico claro. Cabe mencionar, es mucho menos flexible en cuanto a la posibilidad de ajustar el factor de seguridad al valor más apropiado a las características de una situación dada. Además puede inducir al error de considerar que los esfuerzos así calculados son los máximos que se presentan en la sección crítica para determinada condición de carga, mientras la mayoría de los casos, estos esfuerzos no son más que los valores convencionales con los cuales se pretende lograr un cierto nivel de seguridad. Una crítica frecuente, es que no permite diseñar con un criterio uniforme de seguridad, puesto que el mantener una determinada relación entre los esfuerzos de ruptura y los permisibles no es garantía de que exista la misma relación entre las resistencias últimas y las solicitaciones de trabajo.

CORTANTE:

CONSIDERACIONES GENERALES.

Considérese la siguiente viga que se muestra la figura 3-1, la cual es presforzada mediante un cable inclinado. El diagrama de cuerpo libre en la sección A-A muestra que la fuerza de presfuerzo se puede descomponer en una fuerza horizontal y una vertical. La fuerza vertical ayuda

al concreto a resistir la fuerza cortante exterior. Por ello, la fuerza cortante del concreto se puede valorar como:

$$V_c = V - V_p$$

Esto puede compararse con las vigas de concreto reforzado, en las que se colocan barras inclinadas para ayudar a resistir el cortante.

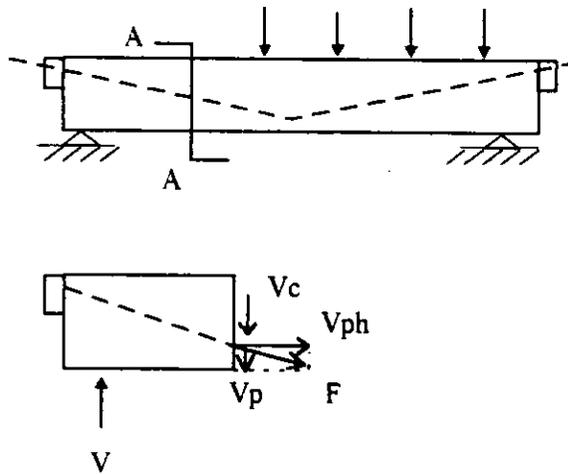


Figura 3-1

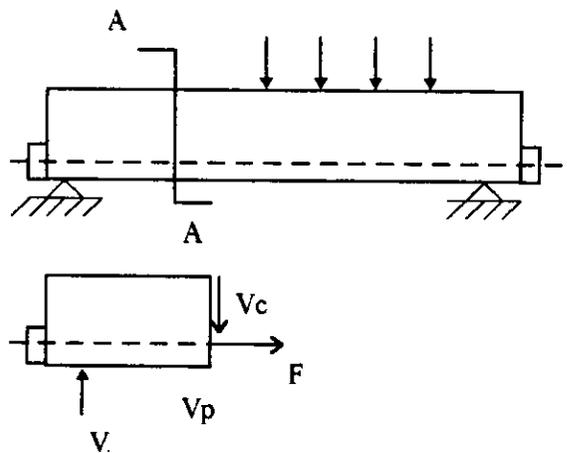


Figura 3-2.

Si el cable es perpendicular a la dirección del cortante, no existirá componente que ayude al concreto. Este es el caso de vigas de eje recto, con tendones rectos, ver figura 3-2.

Es conveniente hacer notar que, en algunos casos, no muy frecuentes, la componente transversal del presfuerzo incrementa el cortante en el concreto.

Siguiendo el procedimiento de carga balanceada, se pueden dimensionar vigas que no estén sometidas a fuerza cortante bajo una condición dada de carga. Sin embargo el trazado del cable no siempre es simple para esa condición de carga, y es casi imposible hacerlo en la práctica.

Una vez determinada la fuerza cortante que actúa en el concreto, el siguiente paso es la determinación de la resistencia a cortante del concreto.

A continuación se explica el método elástico:

La resistencia a cortante del concreto es calculada en base a la suposición de que las vigas de concreto, reforzado o presforzado, no fallan por cortante directo, si no que fallan como resultado de esfuerzos de tensión producidos por el cortante, conocidos como de tensión diagonal en concreto reforzado y como tensiones principales en presforzado.

Antes del agrietamiento, se considera al concreto presforzado como un material homogéneo, por lo que se le pueden aplicar los métodos de resistencia de materiales para el cálculo de los esfuerzos principales de tensión. Es decir, utilizar primero la teoría de Jouravsky, y posteriormente el círculo de Mohr. Es importante notar que la teoría mencionada sólo es aplicable para materiales homogéneos, y dentro del límite elástico.

Después del agrietamiento del concreto, y con adición de refuerzo en el alma, el problema se complica aún más. Por un lado la teoría de Jouravsky es ya menos aplicable debido a que el material es cada vez menos homogéneo; si las cargas se incrementan más allá de límite elástico, fallan todas las hipótesis de la teoría. Además en las pruebas de laboratorio en vigas de concreto reforzado y presforzado, se ha observado que cuando existe una falla por cortante, la resultante última es afectada, no solo por el cortante, si no también, por el momento en esa sección. En estos casos es mejor aplicar el método de ruptura, que se verá mas adelante

DISEÑO DE UNA SECCION AGRIETADA.

Un método simple de diseñar por cortante es el cálculo del esfuerzo principal de tensión en el alma de la viga y limitar éste esfuerzo a un valor permisible. El calculo del esfuerzo de tensión

principal mediante la teoría de Jouravsky es un procedimiento correcto mientras la sección no esté agrietada; la comparación de la tensión principal con un esfuerzo permisible no es un procedimiento muy exacto ya que la resistencia es variable, dependiendo de la magnitud de la compresión axial. Si embargo, se ha observado que si la compresión axial es menor de $0.5 f'c$, el valor de la resistencia a la tensión principal del elemento es aproximadamente constante. Por lo cual, este procedimiento de cálculo debe ser utilizado si las condiciones de esfuerzo están dentro de la llamada zona de esfuerzos de trabajo.

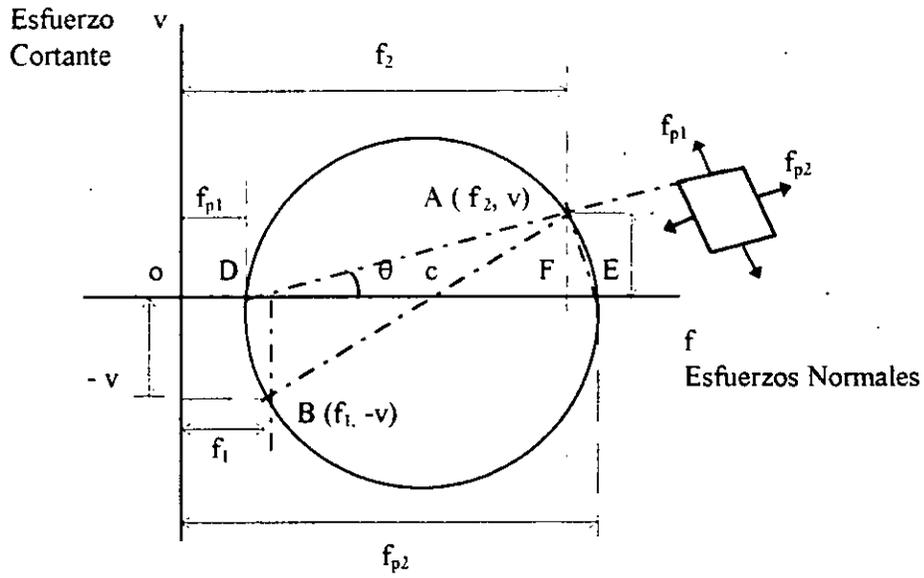
CONSTRUCCIÓN DEL CÍRCULO DE MOHR, PARA LOS ESFUERZOS.

El círculo de Mohr para los esfuerzos es ampliamente usado para obtener los esfuerzos normales y cortantes en planos que forman un ángulo con el plano de carga. A continuación se hace un breve recordatorio de su construcción.

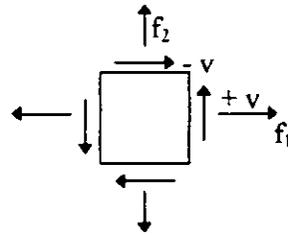
Para trazar el círculo de Mohr hay que seguir los siguientes pasos:

1. Elaboración de un dibujo del elemento en el cual los esfuerzos normales y cortantes son conocidos
2. En un sistema de ejes coordenados; esfuerzo normal-esfuerzo cortante, trazar los esfuerzos de las caras del elemento. Con ello se obtienen los puntos A y B, la intersección de la recta que los une con el eje de esfuerzos normales, da el centro del círculo C, y con ello se traza el círculo.

Ver figura 3-3.



b)



a)

Figura 3-3

3. En el círculo anterior, al girar el elemento, por ejemplo para que el esfuerzo cortante sea cero, se localizará el punto D ó E; el ángulo formado por ADF es precisamente lo que gira la componente horizontal del punto A para llegar a D, entonces la molécula habrá girado ese ángulo θ , para que los esfuerzos cortantes sean cero. Estos esfuerzos normales, cuando los cortantes son cero, se denominan esfuerzos principales.

METODO DEL ESFUERZO PRINCIPAL DE TENSION.

1.- Con la fuerza cortante externa V y la componente vertical de la fuerza de presfuerzo V_p , calcular la fuerza que actúa en el concreto V_c como se indicó en el párrafo anterior.

$$V_c = V - V_p$$

2.- Para obtener el esfuerzo cortante debido a la fuerza cortante anterior se utiliza la teoría de Jouravsky, la cual da la fórmula

$$v = \frac{V B^{y_{\max}}}{I b}$$

donde:

v = El esfuerzo cortante en el concreto al nivel considerado en la figura 3-4 marcado con la letra y .

V_c = La fuerza cortante en el concreto calculada en el primer inciso.

$B^{y_{\max}}$ = Momento estático respecto al centroide de la sección del área arriba del nivel donde se calculan los esfuerzos.

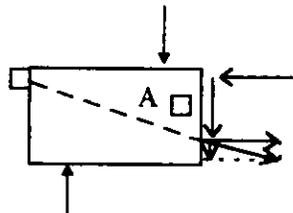
I = Momento de inercia de la sección total.

b = Ancho de la sección al nivel y .

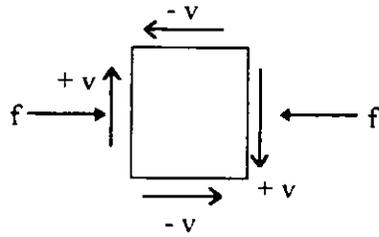
3.- Es necesario calcular los esfuerzos normales debidos al Momento externo M , la fuerza de presfuerzo y su excentricidad e , mediante la formula de flexión:

$$f = F/A \pm (Fe/I)y \pm (M/I)y$$

4.- Con los pasos 2 y 3 se determinaron los esfuerzos cortantes y normales en diferentes puntos de la sección de la viga en estudio. Ver figura 3-4 a y b. Para calcular la tensión principal se procede a dibujar el círculo de Mohr como se muestra en la figura 3-4 c.



a) Diagrama de cuerpo libre de una porción de viga



b) Elemento A dentro de la viga

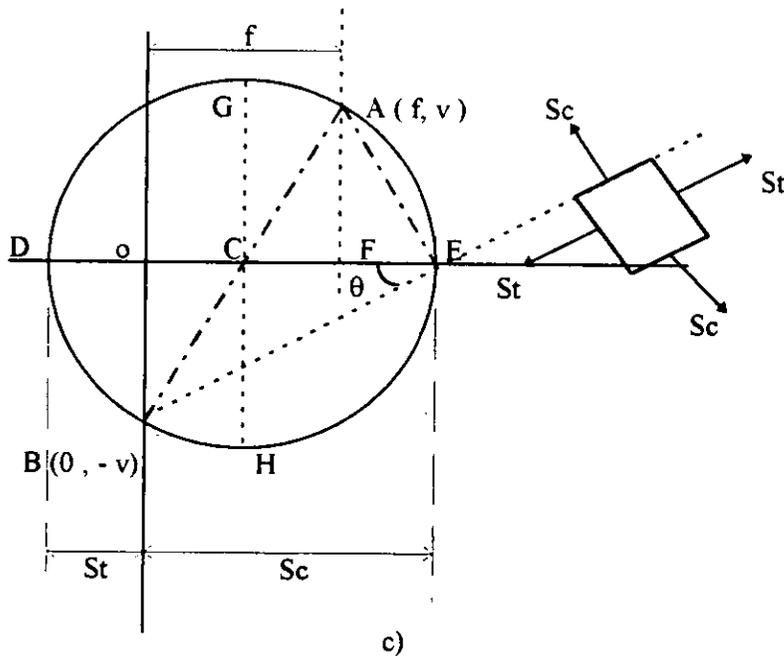


Figura 3-4

Del círculo de Mohr se obtienen, en forma simple, los valores de los esfuerzos máximos de compresión y tensión, así como la orientación del plano al que están asociados. Debe notarse que en este método se desprecia que el esfuerzo de compresión principal es mayor que el calculado por flexión; tampoco se toman en cuenta los puntos en que hay esfuerzos cortantes máximos G y H.

El esfuerzo principal de tensión y el ángulo de inclinación del plano también pueden ser obtenidos analíticamente mediante las fórmulas:

$$St = \sqrt{v^2 + (f/2)^2} - (f/2) ; \text{ tang } \theta = 2v / f$$

El esfuerzo principal de tensión máximo no necesariamente ocurre en el eje centroidal donde los esfuerzos cortantes son máximos: en muchas ocasiones este esfuerzo principal es máximo donde f_c es menor. En vigas de sección I, una zona frecuentemente crítica es la unión del alma con el patín de tensión.

5.- El esfuerzo principal de tensión se compara con los esfuerzos permisibles estipulados en los reglamentos.

6.- Cálculo del refuerzo por cortante necesario y / o el espaciamiento de este refuerzo. El refuerzo más común son estribos verticales, en los que la fuerza que toma cada estribo es la componente vertical de la fuerza de tensión S , $bs \cos \theta$ la cual es: S , bs . Como se en la figura 3-6.

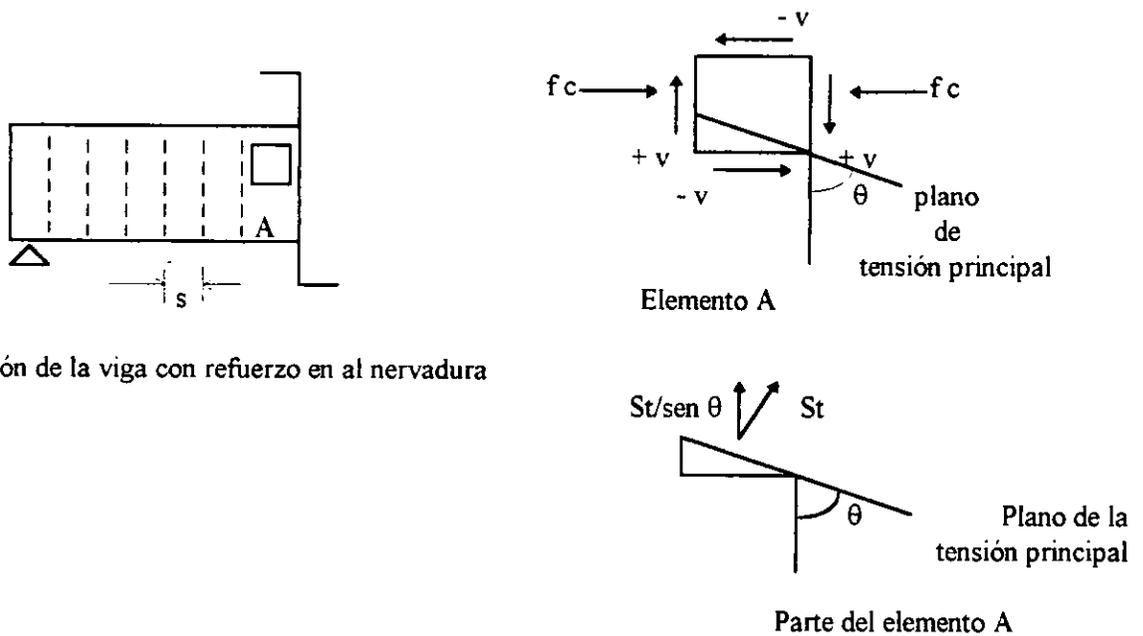


Figura 3-5

Igualando esta fuerza con la fuerza resistente del estribo se obtiene

$$A_v f_v = S t b s$$

$$A_v = (S t b s) / f_v \quad \text{ó} \quad s = (A_v f_v) / (S t b)$$

DISEÑO PLÁSTICO (diseño a la ruptura)

Si las cargas se incrementan más allá del momento de agrietamiento, el método anterior no es aplicable ya que fallan las hipótesis de la teoría de Jourasvsky. Se puede aplicar aún el método del reglamento ACI 318-71. Este método se basa en distinguir dos tipos de falla o agrietamiento de la sección. Estas fallas son: falla por cortante puro (tensión diagonal) y falla por flexión-cortante.

En la falla por cortante puro, el agrietamiento ocurre en el alma cuando la tensión que resiste el concreto. Esta falla ocurre cerca de los apoyos de las vigas, principalmente en aquellas cuyas almas son delgadas, y están además, altamente presforzadas. Ver figura 3-6 (tipo 2).

La falla por flexión cortante es aquella que empieza con un agrietamiento por flexión, el cual se propaga verticalmente hacia el alma; al ocurrir posteriormente una combinación crítica de esfuerzos de flexión y cortante, se desarrolla una grieta inclinada en el elemento cerca de la parte superior de la grieta. Ver figura (tipo 1).

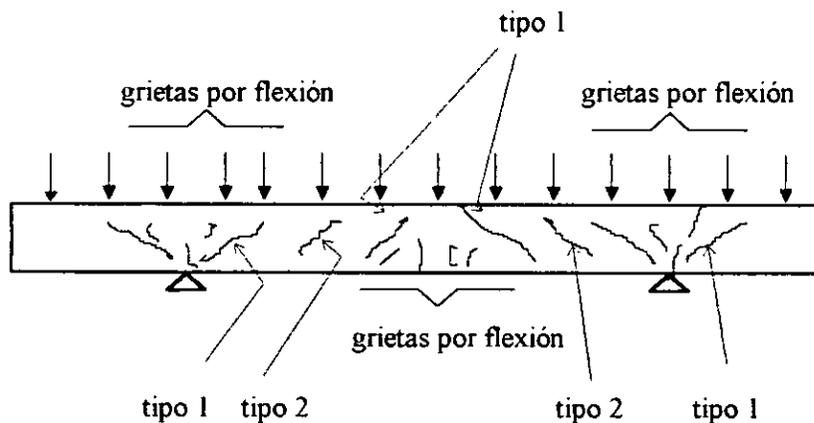


Figura 3-6 Tipos de grietas inclinadas que se presentan en un miembro de concreto presforzado.

El criterio que ha seguido el Reglamento es calcular la capacidad de resistencia al cortante del concreto, en forma separada; es decir, tener una fórmula que nos de la resistencia a agrietamientos tipo 1, y otra al tipo 2.

La resistencia del concreto al agrietamiento tipo 1 se considera igual a:

$$V_{ci} = 0.16\sqrt{f'_c} \cdot b' \cdot d + V_{CM} + (V_i(M_{agr}/M_{m\acute{a}x}) \geq 0.45 \sqrt{f'_c}$$

donde:

V_{ci} = Resistencia del concreto al agrietamiento

b' = Ancho del alma de un elemento con patines, en cm

d = Distancia de la fibra más alejada a compresión al centroide de la fuerza de presfuerzo; en cm

V_{CM} = Fuerza cortante por las cargas de servicio, en kg.

$M_{m\acute{a}x}$ = Momento máximo último debido a las cargas aplicadas externas, en kg./cm²

V_i = Fuerza cortante última debido a las cargas que actúan simultáneamente con $M_{m\acute{a}x}$, en kg./cm²

$V_i(M_{agr}/M_{m\acute{a}x})$ = Cortante por carga viva requerida para ocasionar el agrietamiento inicial por flexión.

M_{agr} = Momento de agrietamiento de la sección. en kg./cm²

El momento de agrietamiento se obtiene mediante la expresión:

$$M_{agr} = I/Y_t(0.16\sqrt{f'_c} + f_{pe} - f_{CM})$$

donde:

I = Momento de inercia de la sección; en cm⁴.

Y_t = Distancia del eje centroidal de la sección de la fibra extrema de tensión; en cm

f_{pe} = Esfuerzo de compresión en el concreto, debido únicamente al presfuerzo, en la fibra extrema inferior; en kg./cm².

f_{CM} = Esfuerzo de tensión debido a la carga muerta en la fibra extrema; en kg./cm²

Si existe el tipo 2 de agrietamiento, la resistencia al cortante del concreto está dada por la fórmula:

$$V_{cw} = (0.93\sqrt{f'_c} + 0.3f_{pc})b' \cdot d + V_p$$

donde:

V_{cw} = Resistencia al cortante del concreto

f_{pc} = Esfuerzo de compresión en el concreto en el centroide de la sección transversal después de las pérdidas.

f'_c = Resistencia a la ruptura del concreto en compresión; en kg./cm²

La anterior fórmula no es más que una simplificación de la fórmula elástica, obtenida del círculo de Mohr, para los esfuerzos principales, es decir es el método para obtener la tensión principal.

DISEÑO PLÁSTICO

FLEXIÓN

En este método se calculan los elementos mecánicos producidos en las secciones críticas de la estructura por las cargas últimas que son cargas de servicio multiplicadas por un factor de carga. Los elementos mecánicos así obtenidos se denominan “elementos mecánicos últimos” deben ser menores que los elementos mecánicos nominales de las secciones críticas. Estos elementos mecánicos se obtienen mediante fórmulas empíricas establecidas por medio de experimentos de laboratorio, pero afectada esta fórmula por un factor de reducción que toma en cuenta la variabilidad en la cantidad de los materiales y la dispersión de los resultados de laboratorio por diversos factores.

Los factores de carga varían según los reglamentos de construcciones de que se trate. Según AASHTO, valen 1.3 para carga muerta y 2.2 para carga viva; el factor de reducción depende del tipo de sollicitación mecánica, variando desde 0.9 para vigas a flexión pura hasta 0.7 para columnas de estribos a compresión axial.

El diseño de resistencia última, constituye un planteamiento más claro de los objetivos que se persiguen al diseñar una estructura y permite identificar más claramente donde se toman los factores de seguridad y que magnitud tienen estos. Además, el desglosar el factor de seguridad total en diversos factores parciales (de carga de reducción de resistencia y valores nominales) proporciona una gama mucho más amplia de los factores de seguridad global que permiten lograr un nivel de seguridad cercano al óptimo para una gran variedad de situaciones de diseño; las acciones internas que las sollicitaciones externas producen en la estructura se determinan por medio de un análisis elástico. Los elementos de la estructura se dimensionan de tal manera que su resistencia a las diversas acciones de trabajo a las que va estar sujetas, sean igual a dichas acciones multiplicadas por un factor de carga, de acuerdo con el grado de seguridad deseado. El diseño plástico no requiere de módulo de elasticidad, eliminándose así las incertidumbres que derivan de

la gran variabilidad de este parámetro. La dificultad principal de diseñar con este método es elegir un factor carga o seguridad.

3.2. CONCEPTOS GENERALES

El diseño de una sección se basa en un conocimiento de su análisis. Por consiguiente el diseñador o calculista debe estar familiarizado con los métodos antes dominar los métodos de diseño.

En una sección de una viga de concreto presforzado debe existir la acción del par resistente. Por las leyes de la estática, el momento resistente interno en una viga presforzada, así como una viga reforzada, debe ser igual al momento exterior. El momento interno se representa por un par, C-T. Donde T es el centroide del presfuerzo o tensión en el acero; y C es el centro de presión o el centro de compresión en el concreto, esto es para una sección de concreto presforzado o reforzado.

Existe una diferencia esencial entre el comportamiento de una sección de una viga de concreto presforzado y el de una de concreto reforzado. A continuación se enuncian:

1.- En una sección de viga de concreto reforzado, a medida que el momento flexionante externo aumenta, se supone que la magnitud de las fuerzas C y T aumentan en proporción directa, mientras que el brazo de palanca jd entre las dos fuerzas permanece invariable ver fig. 3-7.

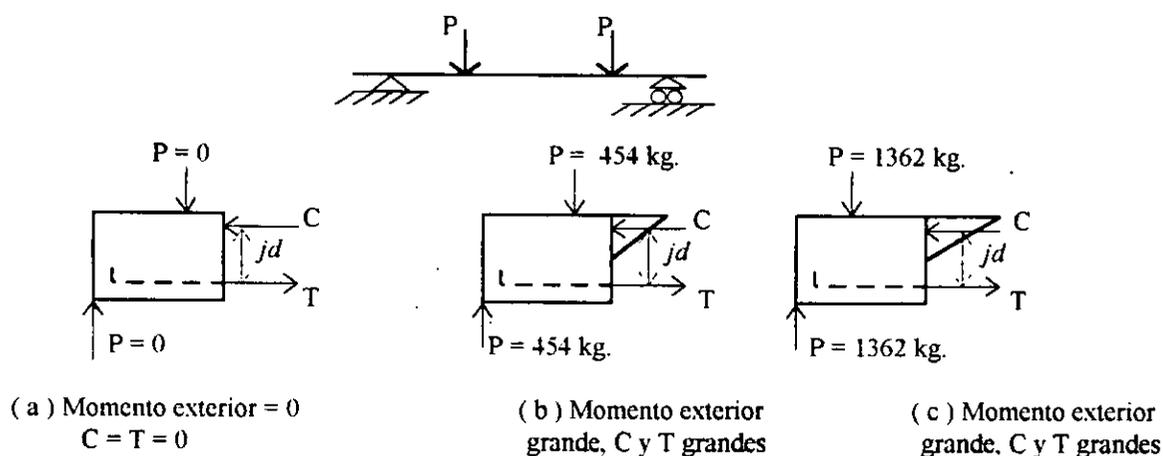


Fig. 3-7. Constante jd en una viga de concreto reforzado.

2.- En una sección de viga de concreto presforzado, bajo la carga de trabajo, mientras el momento flexionante externo aumenta, la magnitud de C y T se supone que permanece prácticamente constante mientras que el braza de palanca a se alarga casi proporcionalmente fig. 3-8.

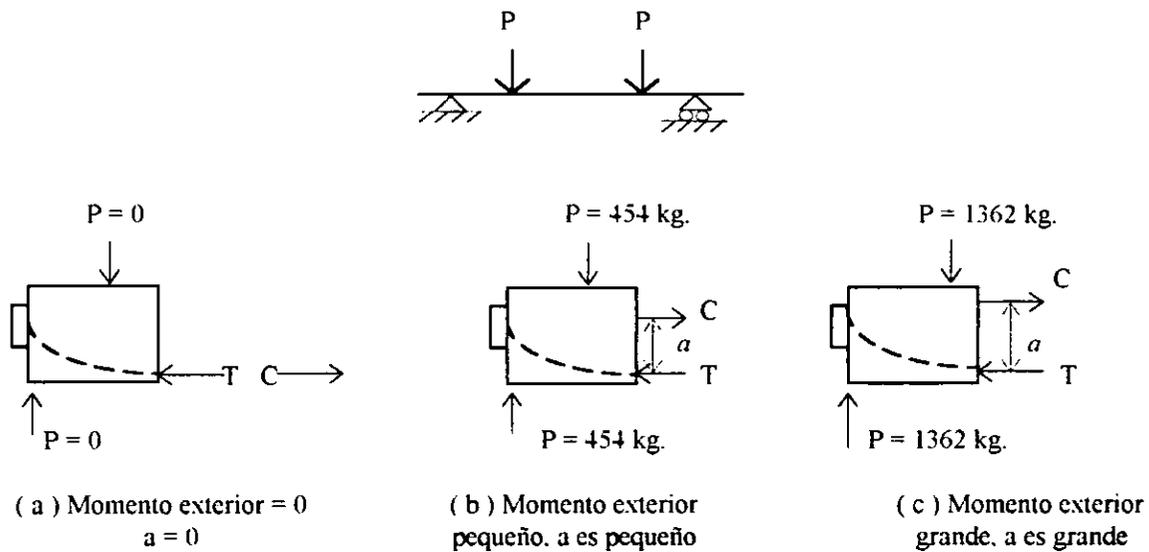


Fig. 3-8. La variable a en una viga de concreto presforzado

De la figura de la sección presforzada se observa que la posición de T permanece fija, no así C, ya que está varía cuando el momento flexionante cambia. Para un momento dado M, se puede localizar fácilmente C, puesto que:

$$Ca = Ta = M$$

$$a = M/C = M/C \dots\dots\dots \text{Ec. 3-1}$$

Si $M = 0$, $a = 0$, y por lo C coincide con T; si M es pequeña a también es pequeña; si M es grande, a también es grande. Ver fig. 3-8b y 3-8c.

En una viga de concreto presforzado la magnitud del presfuerzo inicial F_0 se mide y se conoce con bastante exactitud. En el momento de la transferencia del presfuerzo, $T = F_0$. Después de que a tenido lugar las pérdidas $T = F$. Aunque el valor de T cambia mientras la viga se flexiona bajo la carga, el cambio es pequeño dentro del margen de trabajo y se puede tomar en cuenta o despreciarse en el diseño.

Para obtener la distribución de esfuerzos a través de la sección de concreto por la teoría elástica o plástica, aunque por lo general se sigue la teoría elástica, se debe conocer la magnitud de T para calcular el valor de a por la ecuación 3-1 para cualquier valor de M y así localizar C .

De acuerdo con la teoría elástica se mencionan algunas de las simples relaciones entre la distribución del esfuerzo y la localización de C :

Si C coincide con la parte superior o la inferior del núcleo central, la distribución del esfuerzo será triangular, con un esfuerzo nulo en la fibra superior o en la inferior, respectivamente.

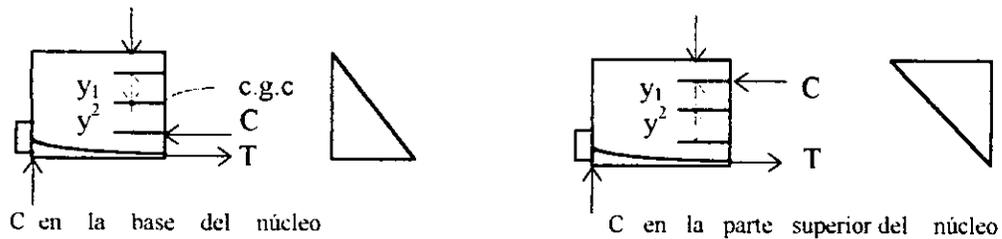


Fig. 3-9.

Si C cae dentro del núcleo central, la sección entera estará bajo compresión; si esta fuera del núcleo, habrá tensión fig. a, c y f.

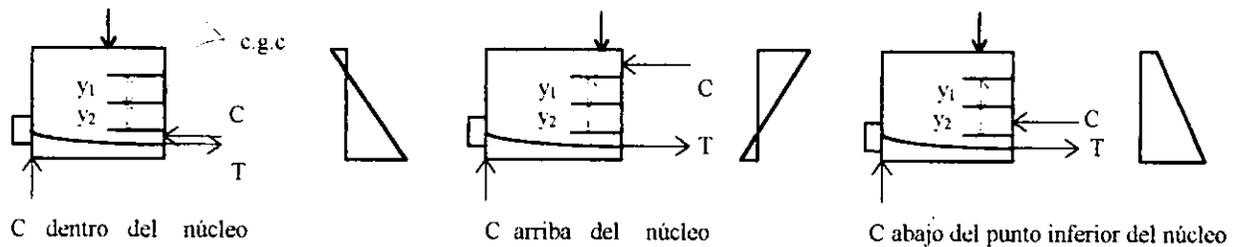


Fig. 3-10.

Si C coincide con el centro de gravedad (c.g.c.) el esfuerzo será uniforme sobre la sección entera del concreto. Ver fig. 3-11.

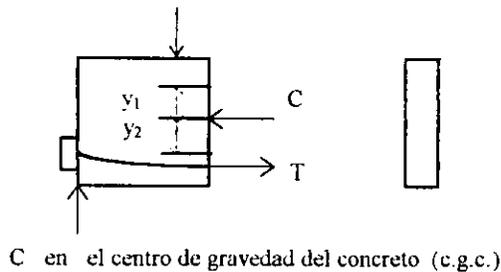


Fig. 3-11 .

Se ha encontrado que el mejor procedimiento es el de tanteo para el diseño real de las secciones de concreto presforzado suponiendo:

- 1.- El peso muerto del miembro antes iniciar los cálculos de los momentos.
- 2.- Un diseño de la estructura como principio, el cual se puede ir modificando según progresa el diseño.
- 3.- La forma aproximada de la sección gobernada por consideraciones prácticas y teóricas.

Con estas relaciones conocidas se facilitan los resultados finales sin un trabajo excesivo.

3.2.1. DISEÑO PRELIMINAR

Para obtener un diseño preliminar de una viga de concreto presforzado a la flexión se realiza mediante un procedimiento basado en el conocimiento de un par interno C - T que actúa en la sección. En la práctica la profundidad de h de la sección está dada se conoce o se supone, así como el momento total de la sección (M_T). Bajo la carga de trabajo el brazo del par interno podrá variar entre 30 y 80 % de la altura total h y generalmente vale 0.65 h. Por consiguiente el presfuerzo efectivo (F_e) requerido puede calcularse por la ecuación:

$$F = T = M_T / (0.65 h) \dots\dots\dots \text{Ec. 3-2}$$

Si el presfuerzo unitario es f_s para el acero, entonces el área de acero requerida es:

$$A_s = F / f_s = M_T / (0.65 h f_s) \dots\dots\dots \text{Ec. 3-3}$$

El presfuerzo total $A_s f_s$ es también la fuerza C en la sección. Esta fuerza producirá un esfuerzo unitario promedio en el concreto de:

$$C / A_c = T / A_c = (A_s f_s) / A_c$$

Para el diseño preliminar, de este esfuerzo promedio puede suponerse de un 50 % de esfuerzo máximo admisible f_c , bajo la carga de trabajo se tiene:

$$(A_s f_s) / A_c = 0.50 f_c$$

$$A_c = (A_s f_s) / (0.50 f_c) \dots\dots\dots \text{Ec. 3-4}$$

El diseño preliminar descrito anteriormente es para carga de trabajo con muy poca tensión o ninguna en el concreto.

Al estimar el peralte de una sección presforzada, un arreglo aproximado es el de utilizar el 70 % del peralte correspondiente para la construcción convencional del concreto reforzado.

El peralte de las vigas de proporciones usuales puede aproximarse por la formula siguiente:

$$h = k \sqrt{M}$$

en donde:

h = peralte de la viga en cm;

M = momento flexionante máximo en kg-m; y

k = coeficiente que varía entre 1.5 y 2.0.

Un diseño preliminar más exacto se obtiene si se conoce el momento de la trabe M_G además del momento total M_T . Cuando M_G es mayor del 20 o 30 % del M_T , la condición inicial bajo M_G normalmente no el diseño y es necesario hacer el cálculo preliminar solo con M_T , cuando M_G es relativamente pequeño en comparación con M_T , entonces el c.g.s. no se puede localizar muy lejos del núcleo central, y el diseño se controla por $M_L = M_T - M_G$. En este caso, el brazo de palanca resistente para M_L está dado aproximadamente por $k_i + k_b$, el cual vale 0.50 h . Por consiguiente el presfuerzo requerido es

$$F = M_L / 0.50 h$$

Cuando M_T/M_G es pequeña, debería utilizarse esta ecuación en lugar de la Ec. 3-2. Todavía es aplicable la Ec. 3-4.

3.3. ESFUERZOS PERMISIBLES

Las Normas AASHTO indican los siguientes esfuerzos admisibles tanto para concreto como para acero de presfuerzo.

° En el concreto:

CONDICION INICIAL (inmediatamente después de la transferencia)

Tensión: con acero dulce $2 \sqrt{f'_{ci}}$

Compresión: $0.6 f'_{ci}$

donde:

$$f'_{ci} = 0.8 f'_{c}$$

CONDICION FINAL (condiciones de servicio)

Tensión: con acero dulce, condición normal = $1.6 \sqrt{f'_{c}}$

Compresión: $0.4 f'_{c}$

° En el acero:

a) ESFUERZOS TEMPORALES.

1.- Debido a la fuerza temporal de los gatos si es mayor que máximo recomendado por el fabricante (al tensar): $0.8 f'_{c}$

2.- Los tendones de pretensado inmediatamente después de la transferencia, o los tendones de postensado inmediatamente después del anclaje (al anclar): $0.7 f'_{c}$.

b) ESFUERZO EFECTIVO

Esfuerzo final: $0.6 f'_{c}$.

3.4. RECOMENDACIONES DE CONSTRUCCIÓN

Los elementos de concreto precolado y pretensado se fabrican generalmente en una planta permanente, raras veces se instala una planta provicional en el lugar de la obra. La fabricación requiere de una dirección y planeación muy cuidadosa. A continuación se mencionan algunos principios.

Comunicaciones: La comunicación permanente entre el punto en donde se coloca el concreto en las cimbras y la planta de proporcionamiento y mezclado; es esencial el uso de radios transmisores-receptores ha sido muy útil. Así mismo, se necesitan tener comunicaciones con los vehículos que transportan los materiales, así como con las revolvedoras.

El flujo de los materiales: Las distancias deben proyectarse para que el desplazamiento de los materiales sean mínimos y evitar los gastos por acarreo máximo.

Las Camas: Deben diseñarse para permanecer niveladas y precisas, a pesar de las cargas repetidas y del humedecimiento constante del terreno. La altura de la cama debe fijarse al mejor nivel de trabajo, especialmente donde se requiere mucho trabajo manual.

Almacenamiento Adecuado: Para mantener limpios y secos el acero de presfuerzo, el acero de refuerzo y los insertos. Todo el material debe estar debidamente ordenado y clasificado por la persona encargada del almacén.

Caminos y Drenajes Adecuados: Tanto en las áreas de trabajo y almacenamiento son muy importantes para eliminar las marcas profundas de las ruedas, o de los agujeros, que pueden ocasionar la volcadura de una grúa o un montacargas, probablemente, lastimando a un trabajador o dañando el producto o el equipo.

Los servicios Deben llevarse al área de trabajo mediante salidas convenientes. Para mantener limpias y secas dichas salidas y los receptáculos, deben instalarse cajas protegiéndolas contra impactos accidentales. Para el trabajo nocturno debe contar con una adecuada instalación de iluminación a modo de iluminar lo mejor posible el área de trabajo.

Los gatos hidráulicos y los dispositivos de anclaje de los cables: Debe estar en buen estado de conservación el gato de tensado ya que en ocasiones debido a esto no proporciona la fuerza correcta de tensión. Para los dispositivos de anclaje, debido a su uso en varias operaciones de tensado se deterioran y por lo tanto a veces ya no sujetan adecuadamente el cable, lo cual presenta el peligro de que puede soltarse el cable y dañar a algún trabajador.

Los planos y las instrucciones especiales completas: Antes de comenzar la fabricación de algún elemento se deben contar con la información detallada con respecto al elemento por fabricar, para que los ingenieros estudien los detalles, dicha información debe ser la más actual, en

caso de haber modificación de último instante canalizarla al ingeniero responsable de patio. Así se evitan posibles modificaciones al producto o el caso drástico de desechar éste. Los planos deben ser legibles, deben proporcionar los detalles constructivos y por lo menos deben existir en la planta tres copias de ellos. Los planos deben estar en un punto accesible del lugar de trabajo.

Las cimbras: Deben diseñarse para utilizarlas varias veces y por lo tanto deben ser de acero, se debe prestar especial atención en los traslapes y juntas de cimbras, ya que las salientes o irregularidades pueden producir agrietamientos incipientes o al momento de llevar a cabo la extracción del elemento ocasionan desprendimiento de recubrimiento. Las superficies para las juntas y el molde deben mantenerse rígidamente alineados.

El acero de presfuerzo. Debe estar cerca de los moldes para evitar en lo que más sea posible de hacer movimientos de acarreo de los rollos de acero.

Los elementos deben almacenarse sobre apoyos firmes, colocados tan cerca como sea posible de los puntos de apoyo finales o de los puntos especificados.

El establecimiento de una planta de precolado, para la producción de concreto presforzado, tiene como objeto lograr la utilización más eficiente de la mano de obra; para lograr este propósito se requiere un programa de trabajo cuidadosamente elaborado y la manera más eficaz de obtenerlo es elaborando programas de fabricación de los elementos.

SECUENCIA TÍPICA PARA LA FABRICACIÓN DE ELEMENTOS PRESFORZADOS

1.-LIMPIEZA DE CIMBRAS.

Cada vez que se ha extraído un elemento se debe limpiar el molde, prestando especial atención en la eliminación de la lechada, puntos de soldadura que se colocaron para mantener fijas las tapas de los extremos etc... Como los moldes para la fabricación de elementos son de metal principalmente, salvo algunas tapas de los extremos que son de madera; la limpieza se debe llevar a cabo con discos con "cerdas" de alambre o en dado caso con lija para metal. Cuando se comienza la fabricación de un nuevo producto muchas ocasiones el molde presenta el efecto de oxidación, ya que el molde no se ha utilizado últimamente, éste se limpia generalmente utilizando el método de chorro de arena o "sanblast" que consiste en aplicar arena a presión, dejando una

superficie limpia de oxido, el proceso se realiza dos o tres ocasiones, o según sea necesario. La limpieza de los moldes se debe hacer minuciosamente, concentrándose en las juntas; con la inspección del ingeniero encargado de producción.

2.- ACEITADO DE CIMBRAS.

Se aplica principalmente diesel al molde, para facilitar la extracción de la pieza, no es recomendable utilizar aceite “quemado” como comúnmente se hace ya que el aceite se impregna en el concreto. El aceitado debe hacerse por lo menos dos veces, una inmediatamente después de la extracción, claro una vez de la limpieza del molde, y la otra cuando se coloca el armado del acero de refuerzo. Lo anterior es recomendable porque los moldes están expuestos al sol, lo cual provoca que se pierda el aceitado por el efecto del calor, que consiste en diesel.

3.- TRAZO DEL ELEMENTO.

Se refiere a marcar la geometría de la pieza en el molde, es decir, su longitud, ancho, así como detalles. Cuando son elementos demasiados voluminosos es recomendable apoyarse en una brigada de topografía, en caso contrario sólo debe tenerse cuidado de respetar las medidas especificadas en los planos.

4.- COLOCACIÓN DE ACERO PREESFORZADO Y DE REFUERZO Y DE DETALLES (Accesorios ahogados en el concreto).

En los elementos pretensados la colocación del acero debe coincidir tanto como sea posible con los planos constructivos, esto se refiere a que todo el acero del pretensado se debe colocar con exactitud y asegurar adecuadamente su posición. Para lograr la ubicación exacta de los torones, se fabrican previamente las tapas para los extremos con los orificios por donde pasaran los torones de acuerdo a las especificaciones de los planos constructivos; a dichas tapas se les

conoce como tapas guía. Los torones desadheridos deben cumplir con su longitud especificada en los planos.

En la mayor parte de las construcciones coladas in situ los tendones se insertan después de que ha endurecido el concreto; los ductos deben estar limpios de lechada. Los tendones se insertan en los ductos colocando una protección en el extremo; como alternativa, puede meterse una guía de alambre galvanizado.

Sujeto a la aprobación del ingeniero diseñador y siempre que sea compatible con el sistema de presfuerzo adoptado y con las cimbras, a menudo es conveniente aplicar un pequeño grado de presfuerzo poco después del colado (p. ejem. De 12 a 24 hrs. después); con esto se elimina la contracción y se evita que aparezcan grietas por este efecto. Cuando el concreto alcance su resistencia especificada para presfuerzo, puede aplicarse a los tendones el valor total.

Los tendones no deben dejarse en el ducto durante el curado con vapor; si esto fuera necesario, deben tomarse medidas extremas para evitar la corrosión, incluyendo el sello de los extremos de los ductos y la posible inyección de grasa soluble.

El acero de refuerzo se utiliza por lo general para tomar los esfuerzos secundarios y los esfuerzos cortantes, pero también se puede utilizar como acero adicional principal para obtener una mayor capacidad máxima, o para controlar el funcionamiento del miembro.

Como un principio general, se puede decir que los miembros pretensados se comportarán según fueron ideados, únicamente si el acero de refuerzo se detalla y se coloca adecuadamente; un refuerzo apropiado servirá para integrar el miembro y, de hecho, forzarlo a funcionar de la manera que fue diseñado. Así, el refuerzo elimina muchas de las variables desconocidas en el diseño y construcción, (p. ejem. el cortante, la torsión, etc.). Su instalación, posición y fijación adecuada son de importancia fundamental. En caso de necesidad, el cambio de la distribución del acero se puede hacer previamente con una autorización. La colocación del acero de refuerzo en los extremos se debe colocar exactamente, y solo debe haber el recubrimiento especificado; ya que con demasiado recubrimiento se presentarán grietas longitudinales al momento de la transferencia del presfuerzo.

La ubicación de los ganchos de izaje debe ser especificada en los planos de detalles, ya que se debe tomar en cuenta la longitud del elemento y así no provocar alguna falla en el instante de la extracción, o más aún, el colapso del elemento totalmente. Cuando los elementos son demasiado grandes por lo general se fabrican los ganchos de izaje especiales y si son relativamente pequeños se puede usar torones trenzados debidamente sujetos al armado. Nunca se debe utilizar como gancho de izaje acero dulce, así como nunca se deben fijar los ganchos con los torones tensados.

Los detalles ahogados es decir, los accesorios que se colocarán en el concreto deben ser fabricados en los talleres especiales de la planta, de acuerdo con los planos para accesorios proporcionados por el gabinete de calculo.

Cuando se mencionan accesorios se refiere, en el caso de trabes; dispositivos de apoyo, accesorios para conectarse entre sí, así como accesorios para fijar estas. Para elementos arquitectónicos, existen conectores sísmicos, y también accesorios para fijar los elementos, entre otros.

5.- APLICACIÓN DEL ESFUERZO EN LOS TENDONES

PRESFORZADO MECANICO: El método más común para esforzar los tendones es el empleo de gatos. En el pretensado, los gatos se usan para jalar el acero contra cabezales o moldes y en el postensado, se usan para jalar el acero contra el concreto endurecido. Para llevar a cabo la operación de tensado se usan gatos hidráulicos, debido a su alta capacidad y a la fuerza relativamente pequeña para aplicar presión. Las placas pueden resultar convenientes cuando se van a tensar alambres muy pequeños y se hacen individualmente.

La capacidad de los gatos varía, existiendo desde 3 toneladas hasta 100 toneladas o aún más. Un cable con diámetro nominal de 3.81 cm puede resistir una tensión inicial de 90 toneladas; sería entonces deseable tener dos gatos con una capacidad de 60 toneladas para el tensado, y así tener un amplio margen de seguridad. Deberá tenerse cuidado de ver que el gato esté montado apropiadamente en las placas de apoyo en los extremos y que tenga suficiente lugar en los extremos de tensado para acomodar los dispositivos del gato.

La fuerza del presfuerzo de diseño se determinará principalmente por medio de dos observaciones: 1.- Midiendo la elongación del toron, la cual se ha calculado previamente aplicando la ley de Hooke, dicha ley involucra la longitud del molde, área efectiva del cable, módulo de elasticidad del acero de presfuerzo y carga de tensado, 2.- Revisando la presión del gato en un medidor calibrado o por el uso de un dinamómetro calibrado exactamente. Los requisitos de alargamiento se tomarán de las curvas de esfuerzo-deformación para el acero utilizado, proporcionadas por el fabricante.

6.- VIBRADO Y COMPACTACIÓN DEL CONCRETO.

Las mezclas generalmente secas que se emplean generalmente en el concreto presforzado, necesitan un vibrado intenso para consolidarlo a fondo y asegurar de que no existan huecos, especialmente en áreas congestionadas; comúnmente, el vibrado intenso es el método más efectivo ya que se asegura la compactación alrededor de los tendones, del acero ahogado, los anclajes, etc. Por lo general se emplean frecuencias de 9000 r.p.m.

El vibrado exterior se puede utilizar eficientemente en elementos delgados particularmente en el caso de elementos precolados en cimbras pesadas de acero. Este tipo de vibrado ayuda definitivamente a la colocación de concreto y produce superficies excelentes por la cara que se vibró. Los vibradores colocados uno frente a otro tienden a eliminar sus buenos efectos por lo que es mejor cambiar su localización.

El vibrado debe ser tal que acomode el concreto de una manera uniforme, sin ocasionar el efecto de segregación, cuando hay un lapso de tiempo relativamente largo entre vaciado y vaciado de concreto se creará una junta, para evitar esto se recomienda aplicar una lechada de cemento.

COMPACTACIÓN: Actualmente con las frecuencias utilizadas en el vibrado se compacta sólo el agregado grueso; para compactar la arena y aún las partículas de cemento, pueden utilizarse frecuencias ultrasónicas. En la práctica, el problema ha sido el desarrollo de vibradores de este tipo con suficiente potencia; sin embargo existen y se pueden explotar desde el punto de vista comercial; estos vibradores desarrollaran grandes presiones dentro de las cimbras por lo que

será necesario contar con cimbras más rígidas, así como un diseño cuidadoso de sus detalles para evitar las fallas por fatiga.

7.- ACABADO DE LA SUPERFICIE

Dependiendo del tipo de elemento que se fabrique será la superficie de acabado, puesto que para miembros arquitectónicos principalmente su acabado es pulido o un acabado específico como puede ser grano expuesto. Para miembros estructurales la superficie de montaje es principalmente rugosa y con el acero de refuerzo visible como marcan los planos

8.- CURADO CON VAPOR.

Terminando el colado, la superficie fresca del concreto, expuesta al sol o al viento, puede perder tal cantidad de agua que ocasione su fraguado y contracción, aún cuando el concreto esté todavía en estado plástico; para evitar esto se utiliza uno de los siguientes medios:

a.- Rociar la superficie con niebla de vapor de agua, esta solución se adopta especialmente a superficies grandes y planas.

b.- Cubrir con yute o polietileno; algunos constructores prefieren éste último porque debido al calor del sol genera calor dentro de la cubierta, y esto mejora el curado.

c.- Cubrir todo el elemento e inyectar vapor a baja temperatura y baja presión.

El curado debe suministrar suficiente humedad para permitir la terminación de las reacciones químicas que producen un concreto resistente y durable.

El calor acelera el curado, los medios prácticos para suministrarlos son el vapor a baja y alta presión. En general el curado con vapor a baja presión, aplicado adecuadamente, mejora la calidad de los productos de concreto, así como en algunos casos reduce la contracción.

El ciclo óptimo generalmente aceptado es:

1.- Un periodo de demora de 3 a 4 horas hasta que el concreto llegue a su fraguado inicial; durante este periodo el concreto se debe proteger para evitar su secado.

2.- Un periodo de calentamiento con una elevación de temperatura de 22 a 33° C. por hora, hasta una temperatura de 63 a 70° C.

3.- Un periodo de vaporizado de 6 a 10 horas, de 63 a 70° C.

El curado con vapor tiene los siguientes efectos en los productos precolados:

a.- Puede reducir la contracción, dependiendo de la presencia de yeso en el cemento.

b.- Reduce el flujo plástico si el presfuerzo se aplica al concreto cuando su resistencia es mayor.

c.- Incrementa la resistencia a la compresión a diferentes edades.

d.- Hay indicios de que el rápido incremento en la resistencia a la compresión obtenido por el curado de vapor no es igualado por el incremento de la resistencia a la tensión. A los pocos días de colado el concreto y curado con vapor puede no tener la resistencia a la tensión que tiene un concreto de la misma resistencia a la compresión curado con agua, por esto puede ser más propenso a los agrietamientos por contracciones de secado; de aquí que si a un concreto curado a base de vapor se le da un curado adicional a base de agua, mejora su resistencia a la tensión.

e.- Con un ciclo adecuado el curado adicional a base de agua, el concreto curado con vapor tiene la misma duración aproximadamente igual a la del concreto curado en una cámara de niebla.

9.- DESCIMBRADO.

Cuando el concreto endurece, se descimbra parcialmente el miembro; se retiran las cimbras laterales, pero se deja en su lugar la inferior. Como habrá contracción, las cimbras que permanezcan fijas deben diseñarse para permitir que tenga lugar ese cambio de volumen. Al aplicar el presfuerzo se acortará el miembro y se produce la contraflecha por lo que las cimbras deben diseñarse y construirse para permitir dicho acortamiento, tomando en cuenta la contraflecha y también el cambio en la distribución del peso propio del miembro.

La extracción del elemento deberá llevarse a cabo cuando haya alcanzado el 80% de su $f'c$ de diseño. Si la producción consta de un número considerablemente grande de elementos y el tiempo es apremiante se aplica vapor (el método se mencionó anteriormente).

El elemento es cubierto totalmente para la aplicación de vapor y con éste se introducen cilindros que serán necesarios para llevar acabo la prueba de compresión (prueba Proctor), según especificación de supervisión se debe hacer la prueba a 4 cilindros, comenzando la prueba después de las 6 hrs. de iniciar la aplicación de vapor observando como aumento la resistencia. También influye la experiencia del ingeniero responsable de producción para determinar en que momento realizar la extracción del elemento.

Una vez que el elemento ha alcanzado la resistencia necesaria para la extracción, se lleva a cabo el corte del acero de presfuerzo, previamente retirado la cimbra, el corte debe realizarse de ambos extremos, al mismo tiempo y el mismo número de torón, para lograr la transferencia uniforme y evitar daños al elemento.

10.- ALMACENAMIENTO

Como la fabricación de cualquier elemento sigue el orden de montaje de la obra, su almacenamiento de ser tal que permita embárcalos sin realizar movimientos innecesarios de otros elementos contiguos y que permitiendo la entrada del equipo de carga y transporte. En el patio de almacenamiento se realizan los trabajos de detallado como son cortar los torones salientes producto del tensado, la clasificación, entre otros.

11.- EMBARQUE

El embarque debe llevar el orden de montaje, la planta de fabricación cantará con equipo de diferentes capacidades para cargar y transportar los elementos a la obra, estos deben ser revisados antes de salir en caso de haber algún detalle repararlo lo antes posible.

Se hacen recomendaciones en cada etapa de fabricación de elementos principalmente presforzados.

RECOMENDACIONES DE SEGURIDAD

El presforzado implica el uso de fuerza muy altas, con el acero y el concreto trabajando a esfuerzos que llegan a porcentajes muy altos de su carga última; frecuentemente, en las estructuras de concreto presforzado existen masas pesadas y altas distancias de izaje, además, durante la construcción y el montaje, fuerzas hidráulicas, vibración, fallas de balance y fuerzas dinámicas.

La seguridad del personal y del equipo puede lograrse solamente por medio de acciones positivas de planeación, contraventeo temporal adicional, instalación de protecciones de seguridad y advertencia y capacitación de los trabajadores mediante un programa continuo de seguridad.

“Las personas que se encuentran expuestas constantemente a situaciones peligrosas están propensas a perder sus temores conscientes, a menos que se le recuerden constantemente dichas situaciones”. La seguridad no debe subordinarse nunca a la rapidez de la producción.

Los tendones pueden estar bajo esfuerzos de tensión con valores hasta de 12 600 kg/cm² (180 000 lb/plg²), lo cual representa un tremendo almacenamiento de energía, que puede convertir a un anclaje en un proyectil mortal.

Sin querer minimizar el valor de los estudios y la implementación de las referencias mencionadas, se establecerá a continuación una lista abreviada de reglas, la mayor parte de las cuales se basan en la bibliografía anotada.

Medidas de seguridad para todas las operaciones de tensado

- a) En la operación de tensado hay más posibilidad de accidentes graves, que en todas las demás fases de la construcción combinadas. Las siguientes reglas aplicables al tensado, deben incluirse en los requisitos de seguridad de todas las plantas.
- b) Antes de aplicar el tensado debe darse una señal visible y audible, haciendo que todo el personal que no intervenga directamente en el tensado abandone el área inmediata.
- c) Los gatos deben sujetarse de manera que no se suelten longitudinalmente o lateralmente en caso de fallar el tendón.
- d) Nunca debe permitirse que el personal se pare en alguno de estos extremos del miembro (o de la cama) en línea directa con el tendón que se está tensado.

- e) El personal no debe pararse sobre los tendones que se están tensando, para medir los alargamientos; preferentemente, estas medidas deben tomarse por medio de montaduras o plantillas colocadas en los lados, o bien desde atrás de algún tipo de protección.
- f) El personal empleado en las operaciones de acuñamiento y anclaje deben protegerse los ojos contra los pedazos de acero que puedan volar.
- g) No se permita ningún tipo de soldadura cerca del acero de presfuerzo de alta resistencia a la tensión; este tipo de material no debe usarse para conectar a tierra ningún tipo de equipo eléctrico.
- h) Manténgase todo el equipo completamente limpio y en condiciones de trabajo; el equipo mal conservado siempre puede causar problemas y consecuentemente es peligroso.
- i) Téngase cuidado de mantener limpias las cuñas y el interior de los conos de agarre de los anclajes, para que las cuñas puedan moverse libremente dentro de éstos.
- j) Dispónganse las operaciones de modo que el *presforzado* se haga lo más pronto posible después de que las mordazas se han colocado en posición.
- k) Al ensamblar los cables, revíse cada uno de los alambres para encontrar cualquier falla evidente.

Otras medidas para el pretensado.

- a) Evítese los rizos o las melladuras en los torones. Téngase cuidado al manejar los torones, para evitar dañarlos; no se aplique tensión a los torones mellados.
- b) Evítese el calentamiento accidental de un torón ya tensado. Manténganse todos los sopletes y equipos de soldadura lejos de los torones tensados.
- c) No permita que el personal exponga ninguna parte de su cuerpo por encima de los puntos de fijación de los torones flexionados. Colóquense bloques de protección directamente por encima de dichos puntos, para evitar que puedan moverse accidentalmente durante el vibrado; las fijaciones son proyectiles potenciales.
- d) Deben suministrarse protecciones en ambos extremos de la cama para el personal empleado en el tensado; estas protecciones deben ser de acero estructural, concreto, o madera gruesa.

Durante el tensado

- a) No descuidarse sólo por que ya se haya tensado cientos de cables antes; las fuerzas que están manejando son enormes y el descuido puede conducir a la pérdida de la vida.
- b) La revisión de las mangueras hidráulicas del gato de tensado es esencial y el aceite del depósito de la bomba debe drenarse y filtrarse regularmente.
- c) Úsense solamente coples autosellantes para los tubos hidráulicos a presión y téngase especial cuidado en que no se apliquen esfuerzos de flexión a las conexiones de los extremos.
- d) Es preferible utilizar solamente el equipo hidráulico suministrado con una válvula de tres pasos, la cual se calibra con anterioridad a una carga máxima de seguridad, antes de aplicar el esfuerzo; la carga máxima de seguridad no debe ser más de 90% de la resistencia última especificada como mínimo para los tendones.
- e) No pararse nunca detrás de un gato durante las operaciones de esforzado.
- f) No golpear con un martillo para alinear un gato cuando la carga esta aplicada.

Relleno en los ductos para postensado

- a) El operador debe usar una mascarilla transparente durante las operaciones de relleno.
- b) Antes de aplicar el relleno, revisense todos los ductos usando aire comprimido, para asegurarse que no están bloqueados.
- c) Es preferible usar solamente conectores roscados entre las boquillas utilizadas para el relleno y para los puntos de relleno; un chorro repentino de lechada a presión pueden causar lesiones serias, especialmente los ojos.
- d) No asomarse a los agujeros de los ductos para confirmar si la lechada está fluyendo, pues está puede atascarse temporalmente y, si se aplica presión, puede salir repentinamente por los agujeros, o por el extremo distante del ducto, causando lesiones serias.

Informes y juntas de seguridad

- a) Debe informarse adecuadamente de todos los accidentes y lesiones, aun de aquellos que no sean de naturaleza seria; es frecuente que un accidente serio
- b) sea precedido por varias llamadas de atención y atendiendo a éstas pueden aplicarse medidas preventivas.
- c) Debe tenerse una junta de seguridad breve, pero rigurosa, una vez por semana y antes de iniciar cualquier operación nueva o de usar equipo nuevo.

3.5. TOLERANCIAS

Las tolerancias se establecen como una referencia de trabajo, para el control dimensional de la construcción de concreto prefabricado. Se proyectan para proteger el concreto presforzado y prefabricado colado en la planta o colado o en situ y para mejorar el control de las dimensiones en productos.

La información que se menciona deberá ser utilizada por ingenieros, arquitectos, contratistas en general, fabricantes de concreto presforzado y prefabricado, agencias de control de calidad y encargados de montaje.

Los detalles finales del componente deben de someterse a los grupos de tolerancias que se tienen establecidas como parte del diseño de concreto prefabricado. Estos son:

1.- TOLERANCIAS EN EL PRODUCTO:

Las tolerancias en el producto son definidas como aquellas tolerancias relativas a las dimensiones y a la relación dimensional en los miembros individuales de concreto prefabricado.

2.- TOLERANCIAS DE MONTAJE:

Las tolerancias de montaje se definen como aquellas tolerancias que se requieren para permitir el acoplamiento adecuado de los miembros prefabricados después de ser montados.

3.- TOLERANCIAS EN LAS INTERFASES:

Las tolerancias en las superficies de interfase son las que se asocian con otros materiales en contacto con o en cercana proximidad con el concreto prefabricado antes o después de montar la pieza.

Las tolerancias descritas se requieren por las siguientes razones de tolerancias definidas arriba son:

1.- Estructural:

Para asegurar que el diseño estructural no sea alterado por los factores de variación del control dimensional. Como ejemplo se incluyen las condiciones de carga excéntrica, superficies de apoyo, localización de equipo y dispositivos de apoyo, posición del acero de presfuerzo y del acero de refuerzo.

2.- Factibilidad:

Para asegurar el comportamiento aceptable de las juntas de los materiales en la superficie de acabado de la estructura.

3.- Visuales:

Para asegurar que la variaciones podrán ser controladas y lograr un aspecto aceptable de la estructura:

4.- Economía:

Para asegurar facilidad y velocidad en la producción y montaje de los elementos asegurando un grado de exactitud en las dimensiones de productos prefabricados.

5.- Legal:

Para evitar conflictos legales.

6.- Contractuales:

Para establecer un rango de aceptabilidad y también para establecer una responsabilidad sobre los valores aceptables de variabilidad.

RANGO DE ACEPTABILIDAD DE LAS TOLERANCIAS.

Debe ser comprendido por los interesados en el diseño y procesos de construcción, que las tolerancias deben ser consideradas como una guía para la aceptar los elementos y no como límites para rechazarlos.

Las tolerancias son, los miembros ser aceptados, si no se cumplen, los miembros pueden ser aceptados con cualquier de los siguientes criterios: (a) Al exceder las tolerancias no se afectan la integridad estructural o el funcionamiento arquitectónico del miembro.

(b) El miembro puede ser obligado a satisfacer las tolerancias por métodos satisfactorios desde el punto de vista estructural o arquitectónico.

(c) El conjunto total de los elementos montados puede adaptarse para satisfacer todos los requerimientos estructurales y arquitectónicos.

DEFINICIONES:

TOLERANCIA: la definición puede incluir:

a).- La variación permitida de una dimensión o una cantidad básica, como por ejemplo es la longitud o el ancho del miembro.

b).- El rango de variación permitido respecto una dimensión básica, como una tolerancia de alineamiento.

c).- Una variación permitida de localización o alineamiento.

VARIACION: La diferencia entre la dimensión real y la nominal. Las variaciones pueden, negativo (menos) o positivo (mas).

HOLGURA: La separación en la interface entre dos piezas. Normalmente se especifica para permitir variación de dimensión, y para prever movimientos.

DIMENSIONES TEORICAS O NOMINALES: Las dimensiones que muestran en los planos o se mencionan en las especificaciones. Las dimensiones teóricas se relacionan con el tamaño, la localización y la localización relativa, y pueden ser llamadas también dimensiones "nominales".

DIMENSIONES DE TRABAJO: Las dimensiones planeadas del miembro obtenidas de la suma de las dimensiones básicas, y las holguras previstas. A esta dimensión planeada es a la que se le aplican las tolerancias especificadas.

DIMENSION REAL: Las dimensiones medidas del miembro después del colado, que difieren de las dimensiones de trabajo debido a la construcción y a la variación de los materiales.

LADO DE ALINEAMIENTO: El lado de un elemento precolado que va a alinearse con del elemento adyacente o principal.

SUPERFICIE PRIMARIA DE CONTROL: Una superficie de un elemento precolado, cuya localización es específicamente señalada y controlada en los procesos de montaje. Las holguras generalmente se prevén para que la superficie primaria de control se pueda lograr dentro las tolerancias establecidas.

SUPERFICIE SECUNDARIA DE CONTROL: Una superficie en un elemento precolado, cuya localización dimensional depende de las tolerancias de la superficie primaria de control más las tolerancias principales del miembro. Un ejemplo sería, la posición de las mensulas de un segundo piso, en una columna de pisos múltiples en el que, la ménsula del primer piso ha sido seleccionado como control principal

TOLERANCIA LOCAL: La tolerancia dimensional de una característica secundaria como una ménsula o un bloque, con respecto a las dimensiones principales del miembro.

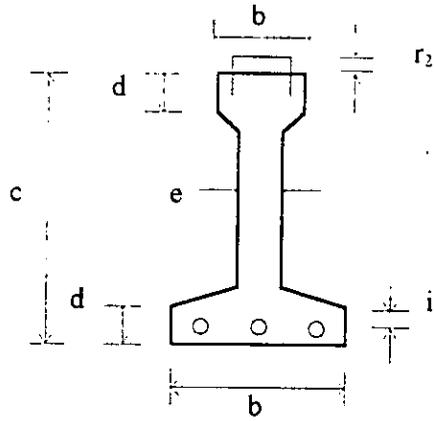
TOLERANCIAS EN VIGAS I:

A continuación se muestran las tolerancias dimensionales para una viga de sección I, AASHTO estándar de concreto presforzado que es la que se utiliza en el presente trabajo. Cabe mencionar que para diferentes tipos de productos pretensados existen otras tolerancias. Debe hacerse énfasis que éstas solo son guías y que cada producto debe ser considerado individualmente para garantizar que las tolerancias mostradas sean permisibles.

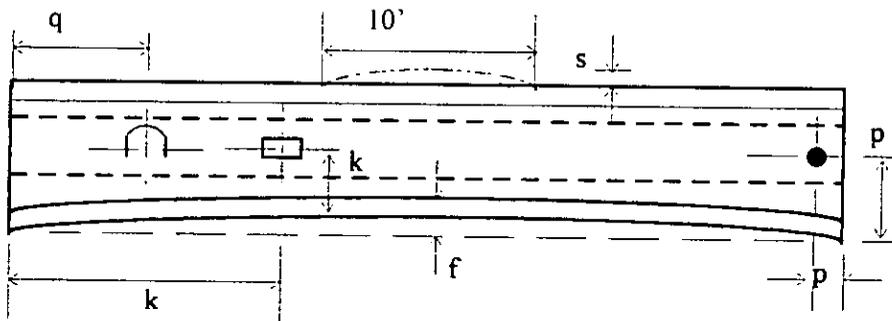
a = Longitud	± 6 mm	por 10.5 m, ± 25 mm
b = Ancho (total)		+ 9.5 mm., - 6 mm
c = Altura (total)		+ 13 mm., - 6 mm
d = Altura (base)		± 6 mm
e = Ancho (alma)		+ 9.5 mm., - 6 mm
f = Curvatura (variación de la línea paralela a la línea centro del miembro)		3 mm. por 3 m
g = Variación de especificaciones y forma o esviaje	± 5 mm.	por 300 mm., ± 25 mm. máx.
h = Variación de la comba a partir del diseño de la comba		± 3 mm. por 3 m. ± 13 mm. máx. Aumentar 24 m. longitud. ± 25 mm. máx. Hasta 80 pies (24 m) longitud.
i = posición de los tendones (torones)		
	individual	± 6 mm
	en conjunto	± 13 mm
		continua...

j	= posición diseñada para la localización de desviación de puntos para el cable desviado.	
k	= posición de las placas.....	± 25 mm
l	= posición de las placas de apoyo.....	± 16 mm
m	= inclinación e irregularidad de placas.....	± 6 mm
n	= inclinación e irregularidad de placas de apoyo.....	± 3 mm
o	= posición de los ductos de postensado.....	± 6 mm
p	= posición de accesorios para conexiones estructurales.....	± 13 mm
q	= posición de los dispositivos de manejo	
	paralelo a la longitud.....	± 150 m
	transversal a la longitud.....	± 25 mm
r	= posición de estribos	
	r ₁ = espacio longitudinal.....	± 50 m
	r ₂ = proyección sobre la superficie superior.....	± 19 mm
s	= la suavidad local de cualquier superficie	
	no es aplicable a superficies superiores que se dejan intencionalmente rugosas para recibir una capa de recubrimiento o para superficies que van a quedar ocultas a la vista	6 mm. en 3 m

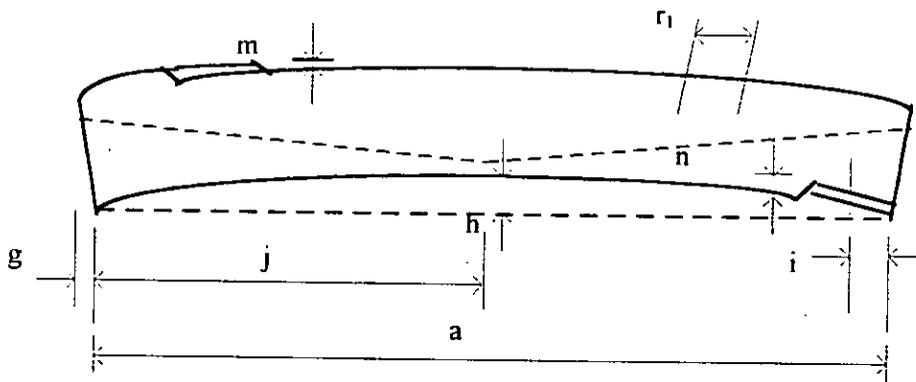
En la figura 3-13 se muestra la ubicación de las anteriores literales, para la viga AASHTO.



SECCION TRANSVERSAL



PLANTA



ELEVACION

Figura 3-13

CAPITULO IV

DISEÑO PARA CARGA VIVA ORDINARIA

En este capítulo se presenta el diseño de la solución estándar que normalmente se aplica para puentes de concreto presforzado de la red carretera para un claro de 18.0 m. Esta solución emplea 5 traveses de sección I tipo III de AASHTO.

Con el objeto de aclarar los conceptos que se manejan, se incluye una explicación general en los cuales se basa el cálculo de las traveses de sección compuesta; es decir de aquellas en que la losa de la calzada trabaja en colaboración con las vigas para resistir las cargas aplicadas. Se incluye también algunos conceptos generales sobre esfuerzos admisibles, estimación de pérdidas y procedimiento de cálculo.

Posteriormente en el siguiente capítulo se presentan alternativas de solución para la carga viva de proyecto a la cual se le ha denominado carga extraordinaria que actúa sobre el puente objeto de esta tesis. En estas alternativas ya no se explican los conceptos generales expuestos en este capítulo.

4.1. CONSIDERACIONES ADICIONALES PARA LA SECCION COMPUESTA

En el diseño de todo miembro de concreto presforzado es necesario considerar las diferentes etapas en la vida del miembro. Para miembros no compuestos los esfuerzos en el concreto son usualmente revisados para dos etapas, la etapa final y la etapa inicial. Para construcciones compuestas es necesario revisar las siguientes tres etapas (ver fig. 4-1).

Etapas 1 - Condiciones iniciales en la transferencia

En esta etapa la fuerza presforzante tiene el máximo valor, P_i , el concreto tiene relativamente una baja resistencia, f_{ci} , y el momento externo es bajo, causado solo por el peso propio de la viga.

El esfuerzo en la fibra superior de la viga:

$$f_s = -P_i/A_{ss} + (P_i \cdot e)/S_{sss} - M_{ppv}/S_{sss} \quad \text{Ec. 4-1}$$

El esfuerzo en la fibra inferior de la viga es:

$$f_i = -P_i/A_{ss} - (P_i \cdot e)/S_{iss} - M_{ppv}/S_{iss} \quad \text{Ec. 4-2}$$

donde A, e, S_s y S_i se refieren a las propiedades de la sección de la viga simple y M_{pv} es el momento debido al peso de la viga.

Estos esfuerzos calculados deben satisfacer los esfuerzos admisibles iniciales para la viga de concreto.

Etapa 2. Esfuerzos provocados por carga muerta (peso de la losa)

Para el caso usual, cuando la viga no es soportada durante la construcción, la viga sola debe soportar su peso propio más el peso del concreto fresco (losa). En esta etapa, que ocurre algún tiempo después de la transferencia del presfuerzo, la resistencia del concreto puede alcanzar el valor f'_c, en tanto la fuerza presforzante es posible que se encuentre entre la fuerza inicial, P_i, y la fuerza final P_f. Como una simplificación, la fuerza presforzante se toma conservadoramente igual a la final, P_f. Los esfuerzos en esta etapa se pueden calcular con las siguientes ecuaciones:

$$f_s = -P_f/A + (P_f \cdot e)/S_s - (M_{ppv} + M_{pl})/S_s \quad \text{Ec. 4-3}$$

$$f_i = -P_i/A + (P_f \cdot e)/S_i - (M_{ppv} + M_{pl})/S_i \quad \text{Ec. 4-4}$$

donde:

M_{pv} = es el momento por peso propio de la viga y

M_{pl} = es el momento causado por el peso de la carga muerta (losa) y asociado a la forma de trabajo. Estos esfuerzos deben satisfacer los límites de esfuerzos finales para la viga de concreto presforzado.

Etapa 3. Condición final.

El endurecimiento del concreto colado en el lugar da como resultado una sección compuesta con una gran capacidad para resistir todas las cargas futuras, trabajando el elemento precolado y la losa colada en el lugar como una unidad.

El comportamiento real de una viga compuesta es un poco complejo, ya que con el tiempo habrá una redistribución de esfuerzos entre el concreto colado in situ y el precolado debido a la deformación y a la contracción diferencial.

Para propósitos de diseño un procedimiento típico usado para evaluar los esfuerzos en el concreto, es suponer que los esfuerzos debido al presfuerzo (Pf), peso propio de la viga y el peso del concreto colado en el lugar permanecen iguales a los calculados para la etapa 2. Los esfuerzos debidos a la carga muerta adicional y a la carga viva se calculan suponiendo que son resistidos por la sección compuesta.

En el cálculo de las propiedades (área y momento de inercia) de la sección compuesta el área concreto colado en el lugar con un módulo de elasticidad de E_s se trasforma en a una área equivalente de concreto precolado, con un módulo elástico E_c (módulo de elasticidad del concreto).

La fuerza en la fibra superior de la sección compuesta es f_{ts} , es:

$$f_{ts} = (M_{c.m.adic.} + M_{c.v.})/S_{sc} \cdot E_s/E_c \dots\dots\dots Ec. 4-5$$

donde:

$M_{c.m.adic.}$ es el momento debido a la carga muerta adicional aplicada después del endurecimiento del concreto colado en el lugar, $M_{c.v.}$ es el momento por carga viva y S_{sc} es módulo de sección compuesta.

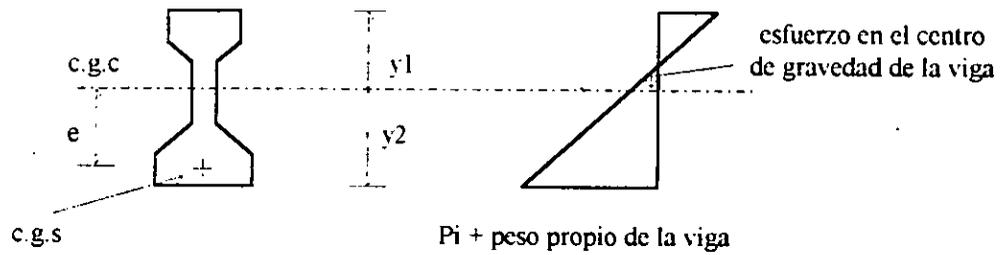
El esfuerzo en la fibra superior de la viga precolada es:

$$f_{ss} = P_f/A - (P_f \cdot e)/S_{sss} - (M_{ppv} + M_{pl})/S_{sss} - M_{c.m.adic.} + M_{pl}/S_{ssc} \dots\dots\dots Ec. 4-6$$

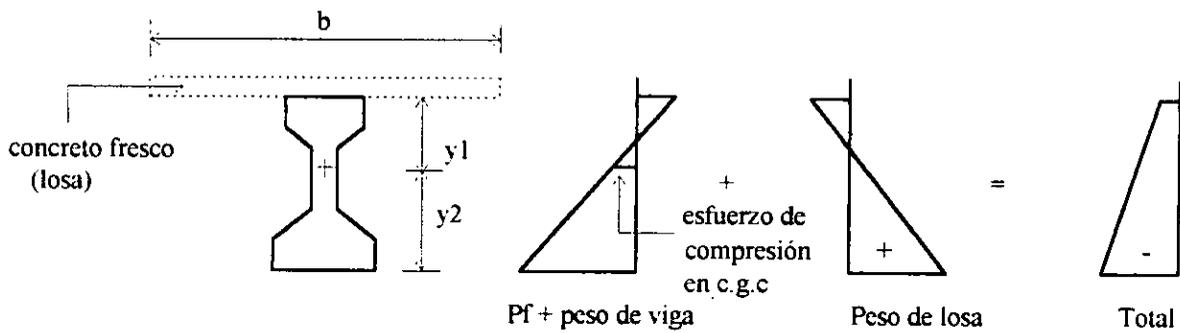
El esfuerzo en la fibra inferior de la viga precolada es:

$$f_{is} = P_f/A - (P_f \cdot e)/S_{iss} - (M_{ppv} + M_{pl})/S_{iss} - M_{c.m.adic.} + M_{pl}/S_{isc} \dots\dots\dots Ec. 4-7$$

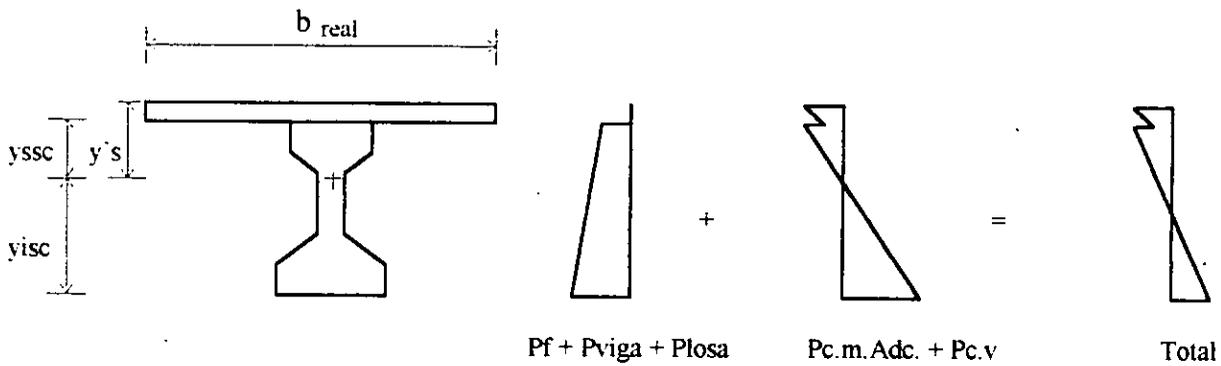
donde: S_{ssc} y S_{isc} son el módulo de sección de la sección compuesta transformada, para calcular el esfuerzo de flexión en la fibra de contacto entre los dos concretos y en la fibra inferior respectivamente. Estas fuerzas calculadas deben satisfacer los esfuerzos admisibles finales para los dos diferentes concretos. Esto es útil para controlar el esfuerzo de tensión en la fibra inferior. La ecuación 4-7, a menudo rige para los cambios de la fuerza presforzante.



Etapa 1- Condiciones iniciales en la transferencia



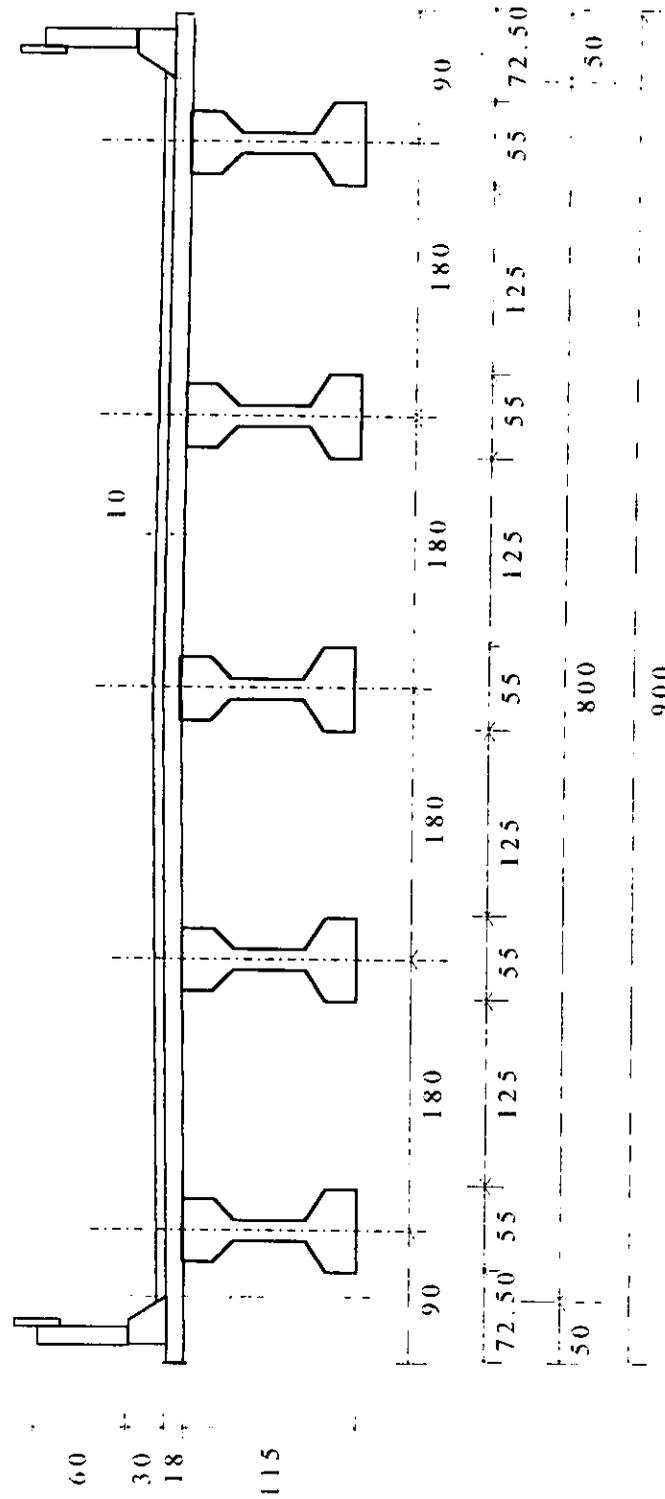
Etapa 2-Esfuerzos provocados por carga muerta (losa).



Etapa 3- Condiciones finales. Sección compuesta

Figura 4-1. Obtención de esfuerzos en el concreto para una viga compuesta.

Dimensiones generales del proyecto:



Acol:cm
S/Esc.

Figura 4-2

SIMBOLOGÍA

- A_{ss} = Area de la sección simple.
- A_{sc} = Area sección compuesta
- d_1 = Distancia del centroide de la sección compuesta a centro de gravedad de la losa
- d_2 = Distancia del centroide de la sección simple al centroide de la sección compuesta
- e = Excentricidad del acero de presfuerzo
- f_{spp} = Esfuerzo superior por presfuerzo permanente
- f_{ipp} = Esfuerzo inferior por presfuerzo permanente
- f_{sppv} = Esfuerzo superior por peso propio de viga
- f_{ippv} = Esfuerzo inferior por peso propio de viga
- f_{slosa} = Esfuerzo superior por peso de losa
- f_{illosa} = Esfuerzo inferior por peso de losa
- $f_{sc.m.adic.}$ = Esfuerzo superior por carga muerta adicional
- $f_{ic.m.adic.}$ = Esfuerzo inferior por carga muerta adicional
- f_s = Esfuerzo actuante en la fibra inferior de la losa
- $f_{sc.v.impc.}$ = Esfuerzo superior por carga viva mas impacto
- $f_{ic.v.impc.}$ = Esfuerzo inferior por carga viva mas impacto
- f_{sip} = Esfuerzo superior iniciales por presfuerzo
- f_{iip} = Esfuerzo inferior iniciales por presfuerzo
- f_{stpp} = Esfuerzo superior temporales previos a las pérdidas
- f_{itpp} = Esfuerzo inferior temporales previos a las pérdidas
- h = Peralte de la viga
- I_{sc} = Momento de inercia de la sección compuesta

DATOS DE PROYECTO:

Longitud del claro.....	18.00 m
Ancho de calzada.....	8.00 m
Ancho total.....	9.00 m
Carga móvil tipo.....	HS-20
Concreto en traves.....	$f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$
Concreto en losa.....	$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$
Acero de presfuerzo	
... torones $\frac{1}{2}$ pulg. \varnothing de L.R. \geq	19000 kg/cm^2
Acero de refuerzo.....	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
Número de traves AASHTO	5, tipo III

El diseño se basa en las Especificaciones AASHTO para puentes.

SOLUCION ESTÁNDAR

Al siguiente diseño se le llamara la “solución estándar”, por que generalmente se emplea una carga móvil HS-20. La “solución estándar” se revisará posteriormente para una carga extraordinaria HS-40.

4.2. GEOMETRIA DE LAS TRABES :

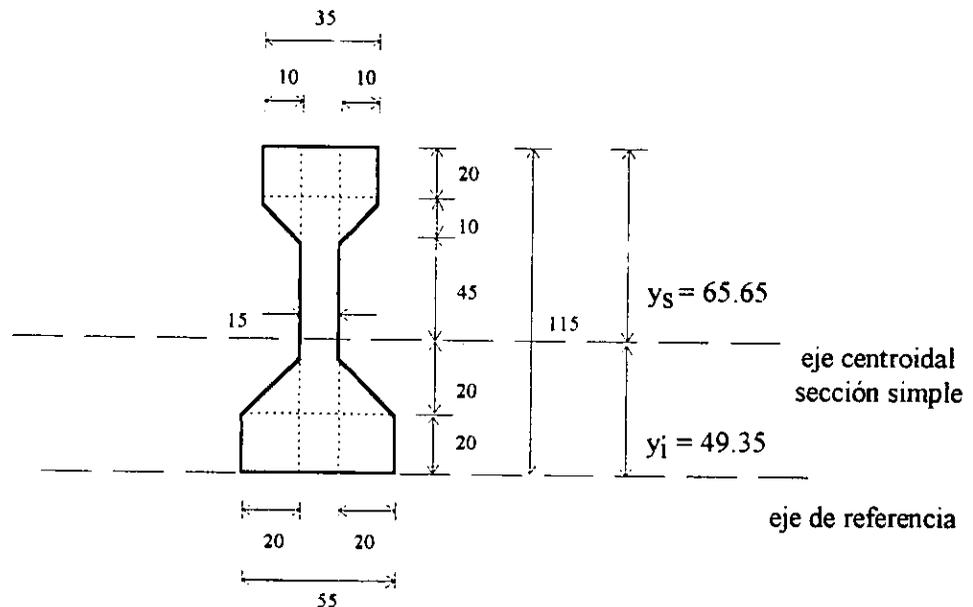


Figura 4-3

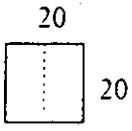
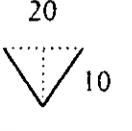
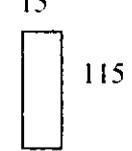
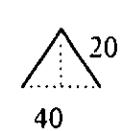
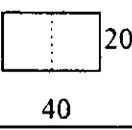
FORMA	AREA cm ²	y cm	A·y cm ³		d cm	A·d cm ²	Io cm ⁴
	400.00	105.00	42 000.00		55.65	1 238 769.00	13 333.33
	100.00	91.67	9 166.67		42.32	179 098.24	555.56
	1725.00	57.50	99 187.50		8.15	114 578.81	1 901 093.70
	400.00	26.67	10 666.67		22.68	205 752.92	8 888.89
	800.00	10.00	8 000.00		39.35	1 238 738	26 666.67
Σ =	3 425 cm ²		169 020.84 cm ³			2 976 936.97 cm ²	1 950 537.90 cm ⁴

Tabla 4-1

- De la tabla se obtienen las siguientes distancias centroidales:

$$y_{iss} = \Sigma A \cdot y / \Sigma A$$

$$= (169\,020.84 / 3\,425) = 49.35 \text{ cm}$$

$$y_{sss} = 115 - 49.35 = 65.65 \text{ cm}$$

- Momento de Inercia con respecto al eje centroidal.

$$I = I_o + A \cdot d^2$$

$$= 1\,950\,537.90 + 2\,976\,936.97 = 4\,927\,474.87 \text{ cm}^4$$

- Modulo de sección:

$$S_{iss} = I / y_{iss}$$

$$= 4\,927\,474.87 / 49.35 = 99\,847.52 \text{ cm}^3$$

$$S_{sss} = I / y_{sss}$$

$$= 4\,927\,474.87 / 65.65 = 75\,056.74 \text{ cm}^3$$

4.3. SECCION COMPUESTA.

- Ancho contribuyente de la losa:

$b =$ ancho efectivo del patin

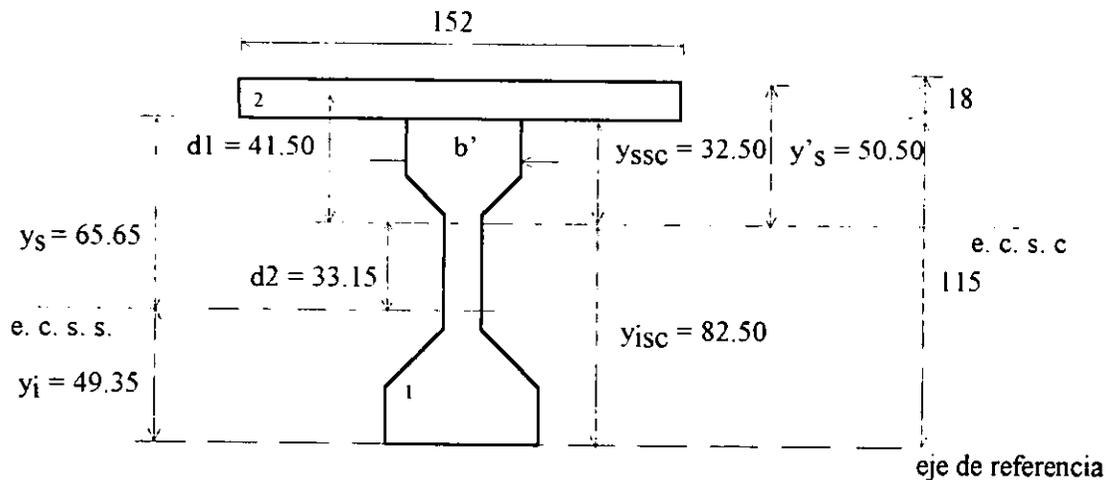
longitud c.a.c. entre trabes = 180 cm

$$b = \text{claro}/4 = 1800/4 = 450 \text{ cm}$$

$$b' + 12 \cdot t = 35 + 12 \times 18 = 251 \text{ cm}$$

por lo tanto $b = 180 \text{ cm}$; rige la menor.

$$b_{\text{real}} = b \sqrt{(f'c \text{ losa} / f'c \text{ trabe})} = 180 \sqrt{250/350} \cong 152 \text{ cm}$$



S/ESCALA
ACOTACIONES: cm

Figura 4-4

SECCION	AREA cm ²	y cm	A·y cm	d cm	A·d ² cm ⁴	Io cm ⁴
1	2 736.00	124.00	339 264.00	41.50	4 712 076.00	73 872.00
2	3 425.00	49.35	169 023.75	33.15	3 763 809.56	4 927 474.87
Σ	6 161.00		508 287.75		8 475 885.56	5 001 346.87

Tabla 4-2

- De la tabla anterior se obtienen las siguientes distancias centroidales:

$$y_{isc} = \frac{\sum A \cdot y}{\sum A}$$

$$= 508\,287.75 / 6\,161 = 82.50 \text{ cm}$$

$$y_{ssc} = 115 - 82.50 = 32.50 \text{ cm}$$

$$y's = y_{ssc} + t$$

$$= 32.50 + 18.0 = 50.50 \text{ cm}$$

$$d1 = y_{ssc} - t/2$$

$$= 32.50 + 18.0/2 = 41.50 \text{ cm}$$

$$d2 = y_{isc} - y_{iss}$$

$$= 82.50 - 49.35 = 33.15 \text{ cm}$$

- Momento de inercia (Isc)

$$I_{sc} = \sum A \cdot d^2 + \sum I_o$$

$$= 3\,763\,809.56 + 4\,927\,474.87 = 13\,477\,232.43 \text{ cm}^4$$

- Modulo de sección.

$$S_{ssc} = I_{sc} / y_{ssc}$$

$$= 13\,477\,232.43 / 32.50 = 414\,684.07 \text{ cm}^3$$

$$S_{isc} = I_{sc} / y_{isc}$$

$$= 13\,477\,232.43 / 50.50 = 266\,875.89 \text{ cm}^3$$

4.4. ANALISIS DE CARGA

Las cargas muertas se calculan a partir de los pesos volumétricos de los materiales.

Para el análisis se usará un ancho tributario de un metro.

Viga:

$$W_{pv} = A \cdot W_c = 0.3425 \cdot 2.4 = 0.822 \text{ ton/m}$$

Losa:

$$W_l = b \cdot t \cdot W_c = 1.80 \cdot 0.18 \cdot 2.4 = 0.778 \text{ ton/m}$$

Carga muerta adicional:

Guarnición	=	$A \cdot W_c \cdot 2^*$	=	$0.12 \cdot 2.4 \cdot 2$	=	0.576 ton/m
Parapeto	=	$0.15^{**} \cdot 2^*$	=	$0.15 \cdot 2$	=	0.30 ton/m
Carpeta asfáltica	=	$A \cdot W_{asf.}$	=	$0.80 \cdot 2.2$	=	<u>1.76 ton/m</u>
						2.636 ton/m

$$W_{c.m.adic.} = 2.636/5 \text{ vigas} = 0.527 \text{ ton/m/viga}$$

80 ** Peso de parapeto aprox. 0.15 ton./ml

* Por tratarse de 2 parapetos y dos guarniciones

Carga Móvil + Impacto:

Impacto: Es un porcentaje en que se incrementan los efectos de la carga viva para tener en cuenta el comportamiento dinámico según AASHTO , se determina con la fórmula siguiente.

$$I = 15.24/(L + 38) \leq 30\%$$

donde: I = Impacto en %

L = Longitud del claro del miembro, entre centros de apoyo en metros

$$I = 15.24/(18.00 + 38) = 0.272 \quad \Rightarrow \quad I = 27\% < 30\% \quad \text{Bien.}$$

Factor de concentración: Representa la distribución de las cargas de ruedas entre las vigas que tiene el tablero. De la tabla 1.3.1 B de la AASHTO para pisos de concreto y trabes de concreto presforzado, se tiene:

$$F.C. = S/1.68 \quad \text{donde } S = \text{Espacio promedio entre vigas en metros}$$

$$F.C. = 1.80/1.68 = 1.071/\text{rueda}$$

Se toma $\frac{1}{2}$ del F.C para pasar de carga de carril a carga de rueda.

$$\therefore F. C. = 0.5355/\text{rueda}$$

4.5. OBTENCIÓN DE MOMENTOS Y CORTANTES:

Viga:

$$M_{ppv} = Wl^2/8 = (0.822 \cdot 18.0^2)/8 = 33.3 \text{ ton.-m}$$
$$= 3\,330\,000.0 \text{ kg.-cm}$$

$$V_{ppv} = Wl/2 = (0.822 \cdot 18.0)/2 = 7.4 \text{ ton.}$$
$$= 7\,400.0 \text{ kg.}$$

Losa:

$$Ml = Wl^2/8 = (0.657 \cdot 18.0^2)/8 = 31.5 \text{ ton.-m}$$
$$= 3\,150\,000.0 \text{ kg.-cm}$$

$$Vl = Wl/2 = (0.657 \cdot 18.0)/2 = 7.0 \text{ ton.}$$
$$= 7\,000.0 \text{ kg.}$$

Carga muerta adicional:

$$\begin{aligned} \text{Mc.m.adic.} &= Wl^2/8 = (0.527 \cdot 18.0^2)/8 = 21.3 \text{ ton.-m} \\ &= 2\,130\,000.0 \text{ kg.-cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Vc.m.adic.} &= Wl/2 = (0.527 \cdot 18.0)/2 = 4.7 \text{ ton.} \\ &= 4\,700.0 \text{ kg.} \end{aligned}$$

Carga Móvil + Impacto:

Del apéndice "A" de las Normas AASHTO se tiene que para un claro de 18.0 m y por carga viva HS - 20 le corresponde un momento y un cortante de carga viva (c.v.) de:

$$\text{MC.V.} = 109.175 \text{ ton.-m (por carril)}$$

$$\text{VC.V.} = 27.492 \text{ ton. (por carril)}$$

Por lo que finalmente el momento y cortante por c.v. será igual a:

$$\begin{aligned} \text{Mc.v.} &= \text{MC.V.} \cdot I \cdot \text{F.C} \\ &= 109.175 \cdot 1.27 \cdot 0.5355 = 74.2 \text{ ton.-m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Vc.v.} &= \text{VC.V.} \cdot I \cdot \text{F.C.} \\ &= 27.492 \cdot 1.27 \cdot 0.5355 = 18.7 \text{ ton} \end{aligned}$$

4.6. OBTENCIÓN DE ESFUERZOS ADMISIBLES

°- Concreto:

Condición Inicial

$$\text{tensión: con acero dulce: } 2\sqrt{f'_{ci}} = 2\sqrt{280} = 33.5 \text{ kg./cm}^2$$

$$\text{compresión: } 0.6 \cdot f'_{ci} = 0.6 \cdot 280 = 168.0 \text{ kg./cm}^2$$

$$f'_{ci} = 0.8 \cdot f'_c = 0.8 \cdot 350 = 280 \text{ kg./cm}^2$$

Condición Final

tensión: con acero dulce y ambiente normal (poco agresivo):

$$0.8\sqrt{f'_c} = 0.8 \sqrt{350} = 14.97 \text{ kg./cm}^2 \cong 15.0 \text{ kg./cm}^2$$

$$\text{compresión: } 0.4 \cdot f'_c = 0.4 \cdot 350 = 140.0 \text{ kg./cm}^2$$

°- Acero

$$\text{Al tensar } 0.8 \cdot f'_s = 0.8 \cdot 19\,000.0 = 15\,200.0 \text{ kg./cm}^2$$

$$\text{Al anclar } 0.7 \cdot f'_s = 0.7 \cdot 19\,000.0 = 13\,300.0 \text{ kg./cm}^2$$

$$\text{Al final } 0.6 \cdot f'_s = 0.6 \cdot 19\,000.0 = 11\,400.0 \text{ kg./cm}^2$$

El esfuerzo inicial del concreto, $f_{ci} = 280.0 \text{ kg./cm}^2$ representa es la resistencia que debe alcanzar el concreto para que se puedan cortar los torones.

4.7. OBTENCIÓN DE LOS ESFUERZOS POR PRESFUERZO PERMANENTE

La obtención de estos esfuerzos es por medio de tanteos, en los que se aumenta o disminuye el número de torones según los resultados que se vayan obteniendo. Después de haber realizado algunos se tiene, que 16 torones cumplen con las condiciones de los esfuerzos permisibles tanto para el concreto como para el acero.

La convención de signos es: positivo para compresión (+) y negativo para tensión (-).

Los esfuerzos por presfuerzo permanente se obtienen por medio de la siguiente fórmula:

$$f = F[1/A \pm e/S]$$

Pero $S = I/y$ sustituyendo en la formula anterior se obtiene:

$$f = F[1/A \pm (e \cdot y)/I]$$

- Carga total de presfuerzo

$$F = 0.7 \cdot f'_s = 0.7 \cdot 19\,000.0 = 13\,300.0 \text{ kg./cm}^2$$

Pérdidas estimadas 24% de $13\,300.0 \text{ kg./cm}^2$ que es el esfuerzo al anclar $13\,300.00 \cdot 0.24 = 3\,192.0 \text{ kg./cm}^2$, por ser un valor teórico las pérdidas podrán ser un poco menores y se toma un valor de $3\,160.0 \text{ kg./cm}^2$

$$\begin{array}{rcl} F & = & 13\,300.0 \text{ kg./cm}^2 \\ \text{Pérdidas estimadas} & = & \underline{-3\,160.0 \text{ kg./cm}^2} \\ Fe & = & 10\,140.0 \text{ kg./cm}^2 \end{array}$$

$$F_t = Fe \cdot A_s \cdot n$$

donde:

Fe = fuerza efectiva de tensado en kg./cm^2

A_s = área efectiva de torón = 0.987 cm^2

n = número de torones

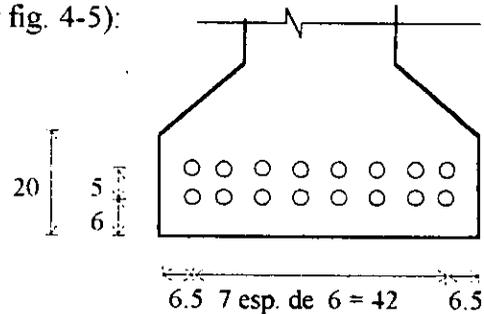
F_t = carga total de presfuerzo en kg./cm^2

$$F_{\text{total}} = 10\,140.0 \cdot 0.987 \cdot 16 = 160\,131.0 \text{ kg./cm}^2$$

- Distribución y excentricidad de presfuerzo (ver fig. 4-5):

$$y' = (6 \cdot 8) + (11 \cdot 8)/16 = 8.5 \text{ cm}$$

$$e = y_{iss} + y' = 49.35 - 8.5 = 40.85 \text{ cm}$$



Sustitución de valores en la fórmula de esfuerzos:

Figura 4-5

$$f = F [1/A \pm (e \cdot y)/I]$$

esfuerzo en fibra superior:

$$f_{spp} = F [1/Ass - (e \cdot y_s)/Iss]$$

$$= 160\,131.0 [1/3\,425 - (40.85 \cdot 65.65)/4\,927\,474.87] = -40.4 \text{ kg./cm}^2$$

esfuerzo en fibra inferior:

$$f_{ipp} = F [1/Ass + (e \cdot y_i)/Iss]$$

$$= 160\,131.0 [1/3\,425 + (40.85 \cdot 49.35)/4\,927\,474.87] = 112.3 \text{ kg./cm}^2$$

4.8. OBTENCIÓN DE ESFUERZOS ACTUANTES EN EL CENTRO DEL CLARO

Se obtendrán según las etapas constructivas ocasionadas por las diferentes cargas.

- Sección simple

Viga:

$$f_{sppv} = (M_{ppv}/Iss)y_{sss}$$

$$= (3\,300\,000.0/4\,927\,474.87)65.65 = 44.4 \text{ kg./cm}^2$$

$$f_{ippv} = (M_{ppv}/Iss)y_{iss}$$

$$= (3\,300\,000.0/4\,927\,474.87)49.35 = 33.4 \text{ kg./cm}^2$$

Losa:

Los esfuerzos producidos por la losa actuarán sobre sección simple únicamente.

$$f_{slosa} = (M_{pl}/Iss)y_{sss}$$

$$= (3\,150\,000.0/4\,927\,474.87)65.65 = 42.0 \text{ kg./cm}^2$$

$$f_{ilosa} = (M_{pl}/Iss)y_{iss}$$

$$= (3\,150\,000.0/4\,927\,474.87)49.35 = 31.5 \text{ kg./cm}^2$$

- Sección compuesta:
Carga muerta adicional:

En esta etapa comienza a trabajar como sección compuesta ya que la losa contribuye a la resistencia de los esfuerzos, así mismo se requiere conocer los esfuerzos producidos en la unión losa-viga ($f's$), para sumar los esfuerzos de la sección simple y comparar con los permisibles.

$$f_{s.c.m.adic.} = (M_{c.m.adic.}/I_{sc})y_{ssc}$$

$$= (2\,130\,000.0/13\,477\,232.43)32.50 = 5.1 \text{ kg./cm}^2$$

$$f_{i.c.m.adic.} = (M_{c.m.adic.}/I_{sc})y_{isc}$$

$$= (2\,130\,000.0/13\,477\,232.43)82.50 = 13.0 \text{ kg./cm}^2$$

$$f's = (M_{c.m.adic.}/I_{sc})y's$$

$$= (2\,130\,000.0/13\,477\,232.43)50.50 = 8.0 \text{ kg./cm}^2$$

Carga Viva + Impacto:

$$f_{s.c.v.imp.} = (M_{c.v}/I_{sc})y_{ssc}$$

$$= (7\,420\,000.0/13\,477\,232.43)32.50 = 17.9 \text{ kg./cm}^2$$

$$f_{i.c.v.imp.} = (M_{c.v}/I_{sc})y_{isc}$$

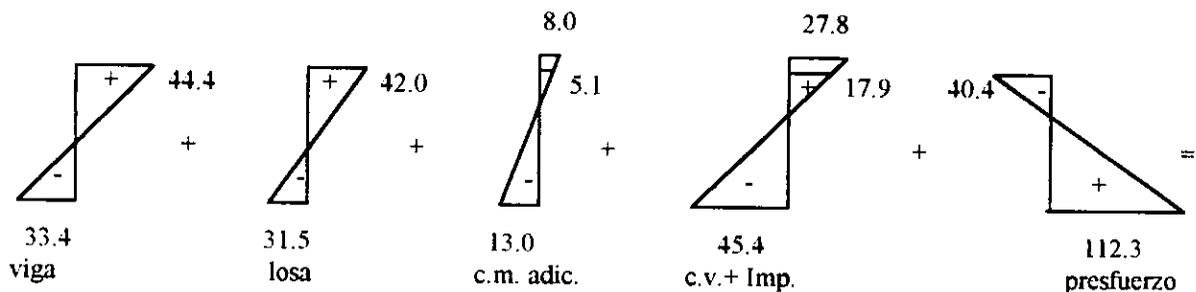
$$= (7\,420\,000.0/13\,477\,232.43)82.50 = 45.4 \text{ kg./cm}^2$$

$$f's = (M_{c.v}/I_{sc})y's$$

$$= (7\,420\,000.0/13\,477\,232.43)50.50 = 27.8 \text{ kg./cm}^2$$

4.9. SUPERPOSICIÓN Y REVISIÓN DE ESFUERZOS

- Superposición de esfuerzos



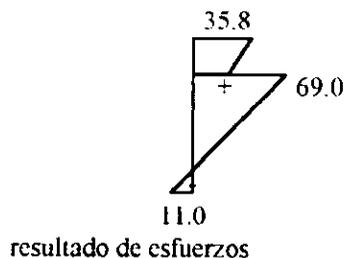
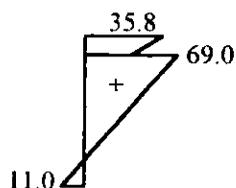


Figura 4-6

CARGA	ESFUERZOS					
	fs kg./cm ²		fi kg./cm ²		f's kg./cm ²	
	PARCIAL	ACUMUL.	PARCIAL	ACUMUL.	PARCIAL	ACUMUL.
Presfuerzo	-40.4		112.3			
Peso propio	44.4	4.0	-33.4	78.9		
Losa	42.0	46.0	31.5	47.4		
C.M.Adic.	5.1	51.1	-13.0	34.4	8.0	
C.V.Imp.	17.9	69.0	-45.4	11.0	27.8	35.8

Tabla 4-3 Otra manera de presentar la acumulación de esfuerzos.

- Comparando los esfuerzos acumulados con los admisibles en condición final:



$$< 100.0 = 0.4 f_c = 0.4 \cdot 250.0 \text{ kg.cm}^2$$

$$< 140.0 \text{ kg.cm}^2$$

$$< 15.0 \text{ kg.cm}^2$$

Es decir:

$$f_{\text{adm. C}} = 140.0 \text{ kg.cm}^2 > 69.0 \text{ kg.cm}^2$$

$$f_{\text{adm. T}} = 15.0 \text{ kg.cm}^2 > 11.0 \text{ kg.cm}^2$$

BIEN

- Esfuerzos iniciales por presfuerzo

Se suponen pérdidas del 24%.

En consecuencia, el presfuerzo final es de 76% del inicial y el presfuerzo inicial es de $1/0.76 = 1.31$ del final.

Por lo que los esfuerzos debidos al presfuerzo inicial son como se muestran:

$$f_{sip} = f_{spp}(1.31) \\ = - 40.4 \cdot 1.31 = - 52.9 \text{ kg./cm}^2$$

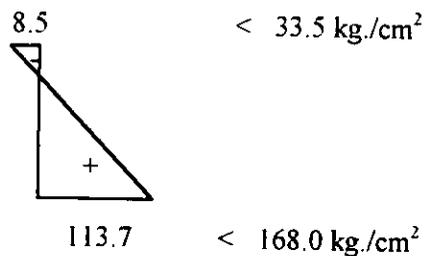
$$f_{iip} = f_{ipp}(1.31) \\ = 112.3 \cdot 1.31 = 147.1 \text{ kg./cm}^2$$

- Esfuerzos temporales previos a las pérdidas:

$$f_{stpp} = f_{sppv} - f_{sip} \\ = 44.4 - 52.9 = - 8.5 \text{ kg.cm}^2$$

$$f_{itpp} = f_{iss} - f_{iip} \\ = - 33.4 + 147.1 = 113.7 \text{ kg./cm}^2$$

- Comparando con los esfuerzos admisibles:



Es decir:

$$f \text{ adm. T} = 33.5 \text{ kg./cm}^2 > 8.5 \text{ kg./cm}^2 \\ f \text{ adm. C} = 168.0 \text{ kg./cm}^2 > 113.7 \text{ kg./cm}^2$$

BIEN

4.10. PÉRDIDAS DE TENSIÓN POR DEFORMACIÓN EN EL CONCRETO

Según Normas AASHTO

El total de las pérdidas está dado por la suma de todas las pérdidas parciales.

$$\Delta f_s = CC + AE + CR_c + CR_s$$

donde:

Δf_s = Pérdida total de tensión por deformación en el concreto (en MPa)

CC = Pérdida por contracción del concreto (en MPa)

AE = Pérdida por acortamiento elástico (en MPa)

CRc = Pérdida debido al escurrimiento plástico del concreto (en MPa)

CRs = Pérdida por relajación del acero (en MPa)

- Contracción del concreto:

$$CC = 117.21 - 1.034 \text{ HR}$$

donde:

HR = Promedio de la humedad relativa anual en por ciento = 50%

$$CC = 117.21 - 1.034(50) = 65.510 \text{ MPa} = 655.1 \text{ kg./cm}^2$$

- Acortamiento elástico:

$$AE = (E_s/E_{ci})f_{cr}$$

donde:

E_s = Módulo de elasticidad del acero $2.1 \cdot 10^6 \text{ kg./cm}^2$

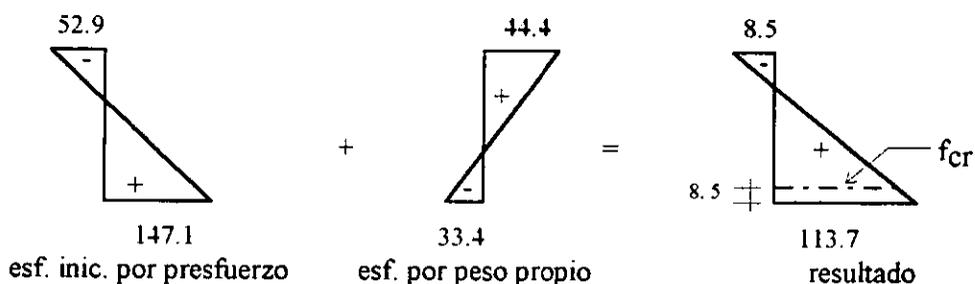
E_{ci} = Módulo de elasticidad del concreto en la transferencia del esfuerzo

$$= 15000.00 \sqrt{f'_{ci}}$$

f_{cr} = Esfuerzo del concreto en el centro de gravedad del acero de presfuerzo debido a la fuerza presforzante y carga muerta de la viga inmediatamente después de la transferencia, f_{cr} deberá calcularse en la sección o secciones de máximo momento (se determina del diagrama de los esfuerzos temporales previos a las pérdidas).

$$AE = (E_s/E_{ci})f_{cr} = (2.1 \cdot 10^6 \text{ kg./cm}^2)/(15\ 000.0 \text{ kg./cm}^2 \sqrt{f'_{ci}}) f_{cr}$$

Determinación de f_{cr} :



Por triángulos semejantes se obtiene f_{cr} :

$$f_{cr} = [((8.5 + 113.7)(115 - 8.5))/115] - 8.5 = 104.7 \text{ kg./cm}^2$$

$$\begin{aligned} \therefore AE &= (2.1 \cdot 10^6 / (15\,000.0 \cdot \sqrt{280})) 104.7 = 876.0 \text{ kg./cm}^2 \\ &= 87.6 \text{ MPa} \end{aligned}$$

- Ecurrimiento plástico en el concreto:

$$CRc = 12 f_{rc} - 7 f_{cd}$$

donde:

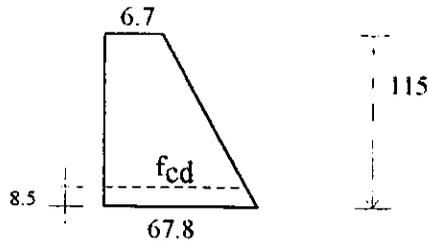
f_{cd} = Esfuerzo de compresión del concreto en el centro de gravedad del acero de presfuerzo bajo carga muerta total, excepto la carga muerta presente al aplicar la fuerza presforzante.

f_{rc} = Definida anteriormente, la cual tiene un valor de 104.7 kg./cm^2

A continuación se obtiene el valor de f_{cd}

$$\begin{aligned} f_s &= f_{spp} + f_{slosa} + f_{s.c.m.adic.} \\ &= -40.4 + 42.0 + 5.1 = 6.7 \text{ kg./cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_i &= f_{ipp} + f_{ilos} + f_{i.c.m.adic.} \\ &= 112.3 - 31.5 - 13.0 = 67.8 \text{ kg./cm}^2 \end{aligned}$$



Por triángulos semejantes se obtiene f_{cd} :

$$(67.8 - 6.7/115) = f_{cd}/(115 - 8.5)$$

$$\begin{aligned} \therefore f_{cd} &= 56.6 \text{ kg./cm}^2 \\ &+ \frac{6.7 \text{ kg./cm}^2}{63.3 \text{ kg./cm}^2} \end{aligned}$$

$$\therefore f_{cd} = 63.3 \text{ kg./cm}^2$$

Sustituyendo los valores en la ecuación de escurrimiento plástico:

$$\begin{aligned} CRc &= 12(104.7) - 7(63.3) = 813.3 \text{ kg./cm}^2 \\ &= 81.33 \text{ MPa} \end{aligned}$$

- Relajación del acero:

$$\begin{aligned} CRs &= 137.9 - 0.4 \cdot AE - 0.2 (CC + CRc) \\ &= 137.9 - 0.4(87.6) - 0.2(65.51 + 81.33) = 73.5 \text{ MPa} \end{aligned}$$

- Pérdidas totales:

$$\Delta fs = (65.51 + 87.6 + 81.33 + 73.5) = 307.9 \text{ MPa} = 3\,079.0 \text{ kg./cm}^2$$

Porcentaje de pérdidas:

$$3\,079/13\,000 = 23.1\% \cong 24\%$$

Bien, se concluye, que las pérdidas obtenidas son ligeramente menores que las supuestas. Las pérdidas propuestas ($3\,160.0 \text{ kg./cm}^2$) se encuentran del lado conservador.

4.11. REVISIÓN POR RESISTENCIA A LA FLEXIÓN

De acuerdo a la ubicación de el eje neutro se analizará como:

- a) Sección Rectangular ó
- b) Sección "T"

- a) Sección Rectangular:

Para sección rectangular o **con patín** cuyo eje neutro quede contenido dentro del espesor de dicho patín (esto ocurre cuando el espesor del patín es mayor que $1.4((d \cdot p^* \cdot f^*_{su})/f^*_{c})$), el momento resistente último por flexión se determinará por:

$$M_u = A^*s \cdot f^*_{su} \cdot d [1 - 0.06 ((p^* \cdot f^*_{su})/f^*_{c})]$$

Se determinará si el espesor del patín es mayor que: $1.4((d \cdot p^* \cdot f^*_{su})/f^*_{c})$ Ec. 4-8

donde:

d = Distancia de la fibra más alejada a compresión al centro de gravedad de la fuerza de presfuerzo en cm

b_{real} = 152 cm.

A*s = Área de acero de presfuerzo en cm².

p* = A*s/(b · d) porcentaje de acero de refuerzo.

$f^*_{su} = f_s[1 - 0.5(p^* \cdot f_s)/f_c]$ esfuerzo medio en el acero de presfuerzo en la carga última.

Por lo tanto:

$$d = 133 - 8.50 = 124.5 \text{ cm}$$

$$p^* = 15.792 / (152 \cdot 124.5) = 0.0008345$$

$$f^*_{su} = 19\,000.00 [1 - 0.5(0.0008345 \cdot 19\,000.00) / 350] = 18\,569.6 \text{ kg./cm}^2$$

Sustituyendo valores en la Ec. 4-8

$$1.4((124.5 \cdot 0.0008345 \cdot 18\,569.6) / 350) = 7.717 \text{ cm}$$

∴ Se compara el peralte del patín que es $b = 20 \text{ cm}$

$$b = 20 \text{ cm} > 7.7 \text{ cm}$$

Esto implica que se trata de una viga rectangular y se calculara como tal.

b) Sección "T" ver Normas de diseño.

Calculo del Momento Último Resistente:

$$\begin{aligned} M_u &= A \cdot s \cdot f^*_{su} \cdot d [1 - 0.6((p^* \cdot f^*_{su}) / f_c)] \\ &= 15.792 \cdot 18\,569.6 \cdot 124.5 [1 - 0.06((0.0008345 \cdot 18\,569.6) / 350)] \\ &= 35\,539\,877.9 \text{ kg.-cm} \cong 355.4 \text{ ton.-m} \end{aligned}$$

Momento Último Actuante

Por Normas AASHTO se tiene lo siguiente:

$$M_{u \text{ act.}} = 1.3 / \phi (\sum M_{C.M} + 5/3 M_{c.v.})$$

donde:

$\sum M_{C.M}$ = Suma de momentos por carga muerta.

$\phi = 0.9$, para elementos prefabricados en planta

$$M_{C.M} = 33.3 + 31.5 + 21.3 = 86.1 \text{ ton.-m}$$

$$M_{c.v. \text{ Imp.}} = 74.2 \text{ ton.-m}$$

$$\therefore M_{u \text{ act.}} = 1.3 / 0.9 (86.1 + 5/3 \cdot 74.2) = 303.0 \text{ ton.-m}$$

Resumiendo la revisión por resistencia a la flexión:

Si el momento último actuante es menor que el resistente, entonces el diseño propuesto es correcto, de lo contrario se tendrá que proponer un nuevo diseño.

$$M_{u \text{ act.}} 303.0 \text{ ton.-m} < 355.4 \text{ ton.-m}$$

Bien el diseño de presfuerzo es aceptable.

4.12. LONGITUD DE DESADHERENCIA DE LOS TORONES

Como el diagrama de momentos tiene una forma aproximadamente parabólica se propone desadherir los torones de la manera siguiente, la longitud de desadherencia queda a criterio del ingeniero calculista.

- Características generales de la viga.

Obtención del momento total y peso total en la viga:

$$\begin{aligned} M_t &= M_{ppv} + M_{losa} + M_{c.m.adic.} + M_{c.v.Imp.} \\ &= 33.3 + 31.5 + 21.3 + 74.2 = 160.3 \text{ ton.-m} \end{aligned}$$

pero como: $M = (w \cdot l^2)/8$

entonces $160.3 = (w \cdot l^2)/8$

$$\begin{aligned} w &= (160.3 \cdot 8)/18.0^2 \\ w &= 3.96 \text{ ton.} \end{aligned}$$

Obtención de reacciones:

$$R_1 = R_2 = 73.3/2 = 35.7 \text{ ton.}$$

Obtención de momentos a una distancia "x"

La ecuación de momentos de la viga a una distancia "x" es:

$$M_x = w \cdot x(l - x)/2; \quad \text{donde: } l = \text{longitud total de la viga en m.}$$

sustituyendo valores propuestos para una distancia "x", se obtiene la siguiente tabla:

x (m)	M (ton.m)
9.00	160.4
6.00	142.6
4.50	120.3
3.50	100.5
2.20	68.8

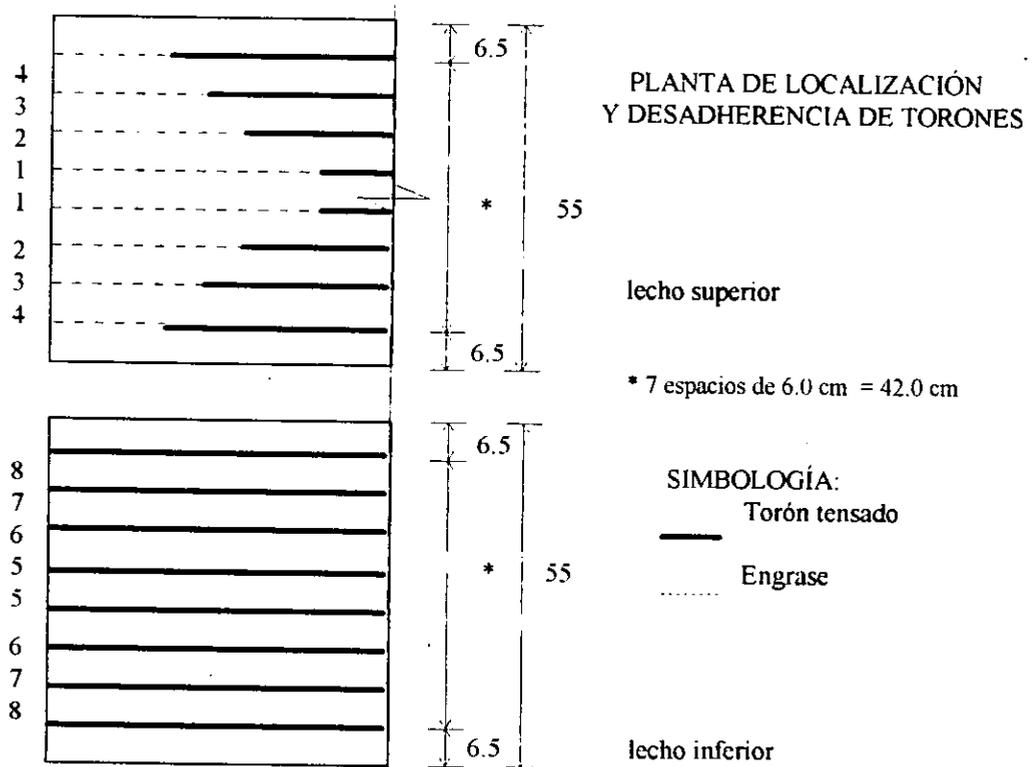
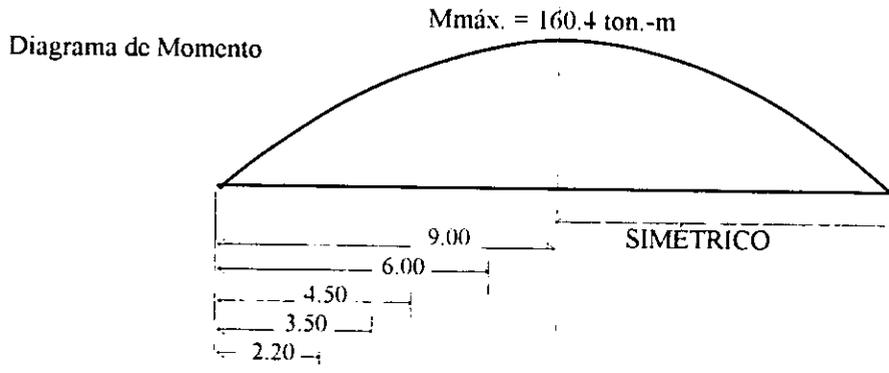
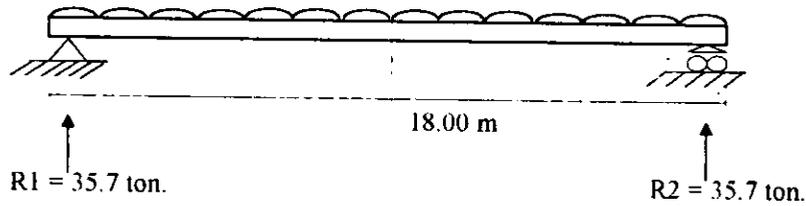
Tabla 4-4

La figura 4-7 muestra la longitud de desadherencia de torones propuesta.

Por normas se deben correr mínimo un 1/3 del total de torones a todo lo largo de la viga.

Figura 4-7

wt = 3.96 ton/ml



Nº DE TORÓN	LONG. DE TENSADO (m) C	LONG. DE ENGRASE EN CADA EXTREMO (m)
1	3.00 : 3.00	6.00
2	4.50 : 4.50	4.50
3	5.50 : 5.50	3.50
4	6.80 : 6.80	2.20
5, 6, 7, 8	9.00 : 9.00	0.00

Tabla 4-5. Longitudes de tensado y engrase de torones.

Corte transversal

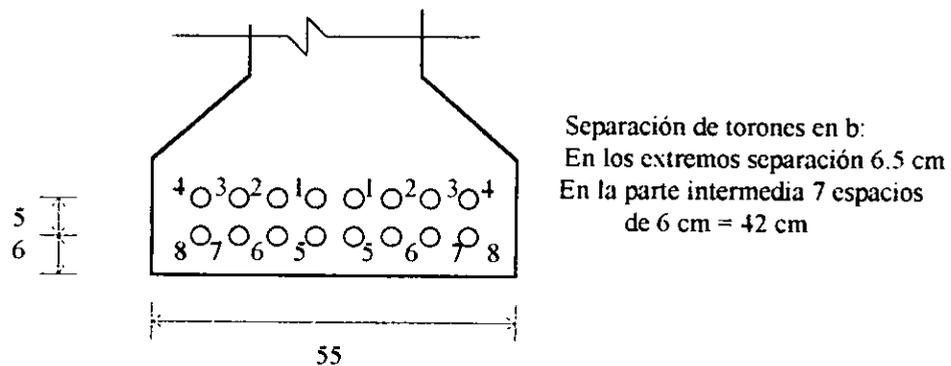


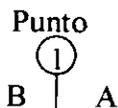
Figura 4-8. Numeración y distribución de torones

4.13. REVISIÓN DE ESFUERZOS EN LA SECCIÓN

La revisión se realiza conforme a la numeración de torones, la cual indica que la desadherencia es del centro hacia los extremos partiendo del lecho superior, y se continúa de la misma manera con el siguiente lecho. Esto es generalmente valido para n lechos.

- Revisión de la sección a 3.00 m de C, se lleva a cabo con 14 torones ya que estos provocan esfuerzos a partir de dicha longitud.

La revisión se realiza sólo para un extremo ya que la viga es simétrica.



El lado A la revisión es el cálculo de los esfuerzos con los 16 torones. En el lado B solo trabajan 14 torones a partir de la línea del punto 1. De acuerdo a la figura 4-9.

Localización de puntos de desadherencia:

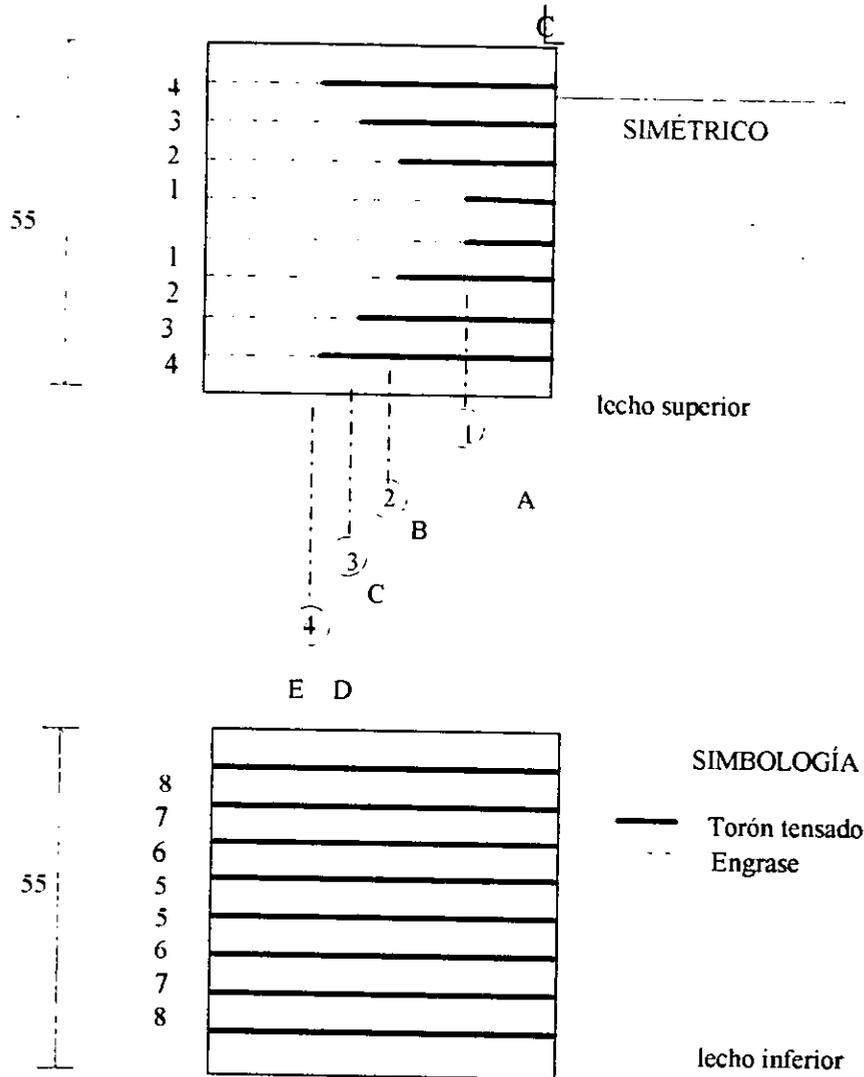


Figura 4-9 Puntos de desadherencia

La secuencia del cálculo es la misma, como se realizó anteriormente.

Carga total de presfuerzo:

$$F_t = F_e \cdot A_s \cdot n$$

$$F_t = 10\,140.0 \cdot 0.987 \cdot 14 \cong 140\,115.0 \text{ kg.}$$

Distancia centroidal y excentricidad del acero

$$y' = ((6 \cdot 8) + (11 \cdot 8))/14 = 8.14 \text{ cm}$$

$$e = y_{iss} - y' = 49.35 - 8.14 = 41.21 \text{ cm}$$

Obtención de los esfuerzos por presfuerzo permanente:

esfuerzo en fibra superior:

$$f_{spp1} = F[1/Ass - (e \cdot y_s)/Iss] \\ = 140\,115.0[1/3\,425 - (41.21 \cdot 65.65)/4\,927\,474.87] = -36.0 \text{ kg./cm}^2$$

esfuerzo en fibra inferior:

$$f_{ipp1} = F[1/Ass + (e \cdot y_i)/Iss] \\ = 140\,115.0[1/3\,425 + (41.21 \cdot 49.35)/4\,927\,474.87] = 98.7 \text{ kg./cm}^2$$

Cálculo de esfuerzos actuantes provocados por las cargas:

Utilizando la siguiente ecuación se obtiene el momento actuante en el punto de desadherencia del torón.

$$M = w \cdot x(1 - x)/2$$

Se consideran los pesos "W" calculados en el análisis de carga.

Viga:

$$M_{ppv} = ((0.822 \cdot 12)(18.0 - 12))/2 = 29.6 \text{ ton.-cm} \\ = 2\,960\,000.0 \text{ kg.-cm}$$

$$f_{sppv} = (M_{ppv}/Iss) y_{sss} \\ = (2\,960\,000.0/4\,927\,474.87)65.65 = 39.4 \text{ kg./cm}^2$$

$$f_{ippv} = (M_{pv}/Iss) y_{iss} \\ = (2\,900\,000.0/4\,927\,474.87)49.35 = 29.6 \text{ kg./cm}^2$$

Losa:

$$M_{ppl} = ((0.657 \cdot 12)(18 - 12))/2 = 28.0 \text{ ton.-cm} \\ = 2\,800\,000.0 \text{ kg.-cm}$$

$$f_{slosa} = (M_{ppl}/Iss) y_{sss} \\ = (2\,800\,000.0/4\,927\,474.87)65.65 = 37.3 \text{ kg./cm}^2$$

$$f_{illosa} = (M_{pl}/Iss) y_{iss} \\ = (2\,800\,000.0/4\,927\,474.87)49.35 = 28.0 \text{ kg./cm}^2$$

Carga muerta adicional:

$$M_{c.m.adic.} = ((0.527 \cdot 12)(18 - 12))/2 = 19.0 \text{ ton.-m} \\ = 1\,900\,000.0 \text{ kg.-cm}$$

$$f_{c.m.adic.} = (M_{c.m.adic.}/I_{sc})y_{ssc} \\ = (1\,900\,000.0/13\,477\,232.43)32.50 = 4.6 \text{ kg./cm}^2$$

$$f_{i.c.m.adic.} = (M_{c.m.adic.}/I_{sc})y_{isc} \\ = (1\,900\,000.0/13\,477\,232.43)82.50 = 11.6 \text{ kg./cm}^2$$

$$f's = (Mc.m.adic./Isc)y's$$

$$= (1\ 900\ 000.00/13\ 477\ 232.43)50.50 = 7.1\ \text{kg./cm}^2$$

Carga Viva + Impacto:

$$Mc.v. = 74.2\ \text{ton.-m}$$

$$= 7\ 420\ 000.0\ \text{kg.-cm} \dots \dots \text{ de análisis de carga}$$

como: $M = (w \cdot l^2)/8$, entonces $W = (8 \cdot 74.2)/18^2 = 1.8\ \text{ton.-m}$

$$Mc.v. = ((1.833 \cdot 12)(18 - 12))/2 = 64.8\ \text{ton.-m}$$

$$= 6\ 480\ 000.0\ \text{kg.-cm}$$

$$f's.c.v.imp. = (Mc.v./Isc)y'ssc$$

$$= (6\ 480\ 000.0/13\ 477\ 232.43)32.50 = 15.6\ \text{kg./cm}^2$$

$$f'i.c.v.imp = (Mc.v./Isc)y'isc$$

$$= (6\ 480\ 000.0/13\ 477\ 232.43)82.50 = 40.3\ \text{kg./cm}^2$$

$$f's = (Mc.v./Isc)y's$$

$$= (6\ 480\ 000.00/13\ 477\ 232.43)50.50 = 24.3\ \text{kg./cm}^2$$

Carga	ESFUERZOS							
	LADO A				LADO B			
	fs (kg./cm ²)		fi (kg./cm ²)		fs (kg./cm ²)		fi (kg./cm ²)	
Parcial	Acumul.	Parcial	Acumul.	Parcial	Acumul.	Parcial	Acumul.	
Presfuerzo	-40.4		112.3		-36.0		98.7	
Peso propio	39.4	-1.0	-29.6	82.7	39.4	3.4	-29.6	69.1
Losa	37.3	36.3	-28.0	54.7	37.3	40.7	-28.0	41.1
C.M.Adic.	4.6	40.9	-11.6	43.1	4.6	45.3	-11.6	29.5
C.V.Imp.	15.6	56.5	-39.7	3.4	15.6	60.9	-39.7	-10.2

Tabla 4-6 Resumen de esfuerzos del punto 1

Revisando por condición final de acuerdo a los resultados:

Lado A $56.5\ \text{kg./cm}^2 < 140.0\ \text{kg./cm}^2 = f\ \text{adm. C}$
 $3.4\ \text{kg./cm}^2 < 140.0\ \text{kg./cm}^2 = f\ \text{adm. C}$

Lado B $60.9\ \text{kg./cm}^2 < 140.0\ \text{kg./cm}^2 = f\ \text{adm. T}$
 $10.2\ \text{kg./cm}^2 < 15.0\ \text{kg./cm}^2 = f\ \text{adm. C}$

BIEN

Esfuerzos iniciales por presfuerzo:

Pérdidas estimadas 24% ver pag. 74

$$\text{Lado B } f_{sip1} = f_{spp1}(1.31) = 36.0 \cdot 1.31 = 47.2 \text{ kg./cm}^2$$

$$f_{iip1} = f_{ipp1}(1.31) = 98.7 \cdot 1.31 = 129.3 \text{ kg./cm}^2$$

Esfuerzos temporales previos a las pérdidas:

$$\text{Lado } f_{stp} = f_{sppv} - f_{sip} = 39.4 - 52.9 = 13.4 \text{ kg./cm}^2$$

$$f_{itp} = -f_{ippv} + f_{iip} = -29.6 + 147.1 = 117.5 \text{ kg./cm}^2$$

$$\text{Lado B } f_{stp} = f_{sppv} - f_{sip1} = 39.4 - 47.2 = 7.8 \text{ kg./cm}^2$$

$$f_{itp} = -f_{ippv} + f_{iip1} = -29.6 + 129.3 = 99.7 \text{ kg./cm}^2$$

Revisión por condición inicial:

$$\text{Lado A } 13.4 \text{ kg./cm}^2 < 33.5 \text{ kg./cm}^2 = f \text{ adm. T}$$

$$117.5 \text{ kg./cm}^2 < 168.0 \text{ kg./cm}^2 = f \text{ adm. C}$$

$$\text{Lado B } 7.8 \text{ kg./cm}^2 < 33.5 \text{ kg./cm}^2 = f \text{ adm. T}$$

$$99.7 \text{ kg./cm}^2 < 168.0 \text{ kg./cm}^2 = f \text{ adm. C}$$

BIEN

Por lo tanto, los esfuerzos son menores que los admisibles y se aceptan.

• Revisión de la sección a 4.50 m de C, se lleva a cabo con 12 torones ya que estos provocan esfuerzos a partir de dicha longitud.

Solo para un extremo ya que la viga es simétrica.

Punto



El lado B la revisión es el cálculo de los esfuerzos con los 14 torones. En el lado C solo trabajan 12 torones a partir de la línea del punto 2. De acuerdo a la figura 4-9.

La secuencia del cálculo es la misma ya anteriormente realizada.

Carga total de presfuerzo:

$$F_t = F_e \cdot A_s \cdot n$$

$$F_t = 10 \cdot 140.00 \cdot 0.987 \cdot 12 \cong 120 \, 098.0 \text{ kg.}$$

Distancia centroidal y excentricidad del acero:

$$y' = ((6 \cdot 8) + (11 \cdot 4))/12 = 7.67 \text{ cm}$$

$$e = y_{iss} - y' = 49.35 - 7.67 = 41.68 \text{ cm}$$

Obtención de los esfuerzos por presfuerzo permanente:

esfuerzo en fibra superior:

$$\begin{aligned} f_{spp2} &= F[1/Ass - (e \cdot y_s)/Iss] \\ &= 120\,098.0[1/3\,425 - (41.68 \cdot 65.65)/4\,927\,474.87] = -31.6 \text{ kg./cm}^2 \end{aligned}$$

esfuerzo en fibra inferior:

$$\begin{aligned} f_{ipp2} &= F[1/Ass + (e \cdot y_i)/Iss] \\ &= 120\,098.0[1/3\,425 + (41.68 \cdot 49.35)/4\,927\,474.87] = 85.2 \text{ kg./cm}^2 \end{aligned}$$

Cálculo de esfuerzos actuantes provocados por las cargas.

Viga:

$$\begin{aligned} M_{ppv} &= (0.822 \cdot 13.5)(18.0 - 13.5)/2 = 25.0 \text{ ton.-cm} \\ &= 2\,500\,000.0 \text{ kg.-cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{sppv} &= (M_{ppv}/Iss) y_{sss} \\ &= (2\,500\,000.0/4\,927\,474.87)65.65 = 33.3 \text{ kg./cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{ippv} &= (M_{ppv}/Iss) y_{iss} \\ &= (2\,500\,000.0/4\,927\,474.87)49.35 = 25.0 \text{ kg./cm}^2 \end{aligned}$$

Losa:

$$\begin{aligned} M_{pl} &= (0.778 \cdot 13.5)(18.0 - 13.5)/2 = 23.6 \text{ ton.-cm} \\ &= 2\,360\,000.0 \text{ kg.-cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{slosa} &= (M_{pl}/Iss) y_{sss} \\ &= (2\,360\,000.0/4\,927\,474.87)65.65 = 31.4 \text{ kg./cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{illosa} &= (M_{pl}/Iss) y_{iss} \\ &= (2\,360\,000.0/4\,927\,474.87)49.35 = 23.6 \text{ kg./cm}^2 \end{aligned}$$

Carga muerta adicional:

$$\begin{aligned} M_{c.m.adic.} &= ((0.527 \cdot 13.5)(18 - 13.5))/2 = 16.0 \text{ ton.-m} \\ &= 1\,600\,000.0 \text{ kg.-cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{sc.m.adic.} &= (M_{c.m.adic.}/I_{sc})y_{ssc} \\ &= (1\,600\,000.0/13\,477\,232.43)32.50 = 3.9 \text{ kg./cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{ic.m.adic.} &= (M_{c.m.adic.}/I_{sc})y_{isc} \\ &= (1\,600\,000.0/13\,477\,232.43)82.50 = 9.8 \text{ kg./cm}^2 \end{aligned}$$

Carga Viva + Impacto:

$$Mc.v. = 74.2 \text{ ton.-m}$$

$$= 7\,420\,000.0 \text{ kg.-cm} \dots \text{ de análisis de carga}$$

$$\text{como: } M = (w \cdot l^2)/8, \text{ entonces } W = (8 \cdot 74.248)/18^2 = 1.8 \text{ ton.-m}$$

$$Mc.v. = (1.8 \cdot 13.5)(18.0 - 13.5)/2 = 54.7 \text{ ton.-m}$$

$$= 5\,470\,000.0 \text{ kg.-cm}$$

$$fs_{c.v.Imp.} = (Mc.v/Is_c)y_{ssc}$$

$$= (5\,470\,000.0/13\,477\,232.43)32.50 = 13.2 \text{ kg./cm}^2$$

$$fi_{c.v.Imp.} = (Mc.v/Is_c)y_{isc}$$

$$= (5\,470\,000.0/13\,477\,232.43)82.50 = 33.5 \text{ kg./cm}^2$$

ESFUERZOS								
Carga	LADO B				LADO C			
	fs (kg./cm ²)		fi (kg./cm ²)		fs (kg./cm ²)		fi (kg./cm ²)	
	Parcial	Acumul.	Parcial	Acumul.	Parcial	Acumul.	Parcial	Acumul.
Presfuerzo	-36.0		98.7		-31.6		85.2	
Peso propio	33.3	-2.7	-25.0	73.7	33.3	1.7	-25.0	60.2
Losa	31.4	28.7	-23.6	50.1	31.4	33.1	-23.6	36.6
C.M.Adic.	3.9	32.6	-9.8	40.3	3.9	37.0	-9.8	26.8
C.V.Imp.	13.2	45.8	-33.5	6.8	13.2	50.2	-33.5	-6.7

Tabla 4-7 Resumen de esfuerzos del punto 2

Revisando por condición final de acuerdo a los resultados:

$$\text{Lado B} \quad 45.8 \text{ kg./cm}^2 < 140.0 \text{ kg./cm}^2 = f \text{ adm. C}$$

$$6.8 \text{ kg./cm}^2 < 140.0 \text{ kg./cm}^2 = f \text{ adm. C}$$

$$\text{Lado C} \quad 50.2 \text{ kg./cm}^2 < 140.0 \text{ kg./cm}^2 = f \text{ adm. C}$$

$$-6.7 \text{ kg./cm}^2 < 15.0 \text{ kg./cm}^2 = f \text{ adm. T}$$

BIEN

Esfuerzos iniciales por presfuerzo:

Pérdidas estimadas 24% ver pag. 74

$$\text{Lado C} \quad fs_{ip2} = fs_{pp2}(1.31) = 31.6 \cdot 1.31 = 41.4 \text{ kg./cm}^2$$

$$fi_{ip2} = fi_{pp2}(1.31) = 85.2 \cdot 1.31 = 111.6 \text{ kg./cm}^2$$

Esfuerzos temporales previos a las pérdidas:

$$\text{Lado B} \quad fstp = fs_{ppv} - fs_{ip1} = 33.3 - 47.2 = 13.9 \text{ kg./cm}^2$$

$$fitp = -fi_{ppv} + fi_{ip1} = -25.0 + 129.3 = 104.3 \text{ kg./cm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Lado C} \quad f_{stp} &= f_{sppv} - f_{sip2} = 33.3 - 41.4 = 8.1 \text{ kg./cm}^2 \\ f_{itp} &= -f_{ippv} + f_{ip2} = -25.0 + 111.6 = 86.6 \text{ kg./cm}^2 \end{aligned}$$

Revisión por condición inicial:

$$\begin{aligned} \text{Lado B} \quad 13.9 \text{ kg./cm}^2 &< 33.5 \text{ kg./cm}^2 = f_{adm. T} \\ 104.3 \text{ kg./cm}^2 &< 168.0 \text{ kg./cm}^2 = f_{adm. C} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Lado C} \quad 8.1 \text{ kg./cm}^2 &< 33.5 \text{ kg./cm}^2 = f_{adm. T} \\ 86.6 \text{ kg./cm}^2 &< 168.0 \text{ kg./cm}^2 = f_{adm. C} \end{aligned}$$

BIEN

Por lo tanto, los esfuerzos son menores que los admisibles y se aceptan.

- Revisión de la sección a 5.50 m de \bar{C} , se lleva a cabo con 10 torones ya que estos provocan esfuerzos a partir de dicha longitud.

Solo para un extremo ya que la viga es simétrica.

Punto



El lado C la revisión es el cálculo de los esfuerzos con los 12 torones. En el lado D solo trabajan 10 torones a partir de la línea del punto 3. De acuerdo a la figura 4-9.

La secuencia del cálculo es la misma ya anteriormente realizada.

Carga total de presfuerzo:

$$F_t = F_e \cdot A_s \cdot n$$

$$F_t = 10 \cdot 140.00 \cdot 0.987 \cdot 10 \cong 100 \, 082.0 \text{ kg.}$$

Distancia centroidal y excentricidad del acero:

$$y' = ((6 \cdot 8) + (11 \cdot 2))/12 = 7.00 \text{ cm}$$

$$e = y_{iss} - y' = 49.35 - 7.00 = 42.35 \text{ cm}$$

Obtención de los esfuerzos por presfuerzo permanente:

esfuerzo en fibra superior:

$$f_{spp3} = F[1/A_{ss} - (e \cdot y_s)/I_{ss}]$$

$$= 100 \, 082.0[1/3 \, 425 - (41.68 \cdot 65.65)/4 \, 927 \, 474.87] = -26.4 \text{ kg./cm}^2$$

esfuerzo en fibra inferior:

$$f_{ipp3} = F[1/A_{ss} + (e \cdot y_i)/I_{ss}] \\ = 100\,082.0[1/3\,425 + (41.68 \cdot 49.35)/4\,927\,474.87] = 71.0 \text{ kg./cm}^2$$

Cálculo de esfuerzos actuantes provocados por las cargas.

Viga:

$$M_{ppv} = ((0.822 \cdot 14.5)(18.0 - 14.5))/2 = 20.9 \text{ ton.-cm} \\ = 2\,090\,000.0 \text{ kg.-cm}$$

$$f_{sppv} = (M_{ppv}/I_{ss}) y_{sss} \\ = (2\,090\,000.0/4\,927\,474.87)65.65 = 27.8 \text{ kg./cm}^2$$

$$f_{ippv} = (M_{pv}/I_{ss}) y_{iss} \\ = (2\,090\,000.0/4\,927\,474.87)49.35 = 20.9 \text{ kg./cm}^2$$

Losa:

$$M_{pl} = ((0.778 \cdot 14.5)(18.0 - 14.5))/2 = 19.7 \text{ ton.-cm} \\ = 1\,970\,000.0 \text{ kg.-cm}$$

$$f_{slosa} = (M_{pl}/I_{ss}) y_{sss} \\ = (1\,970\,000.0/4\,927\,474.87)65.65 = 26.2 \text{ kg./cm}^2$$

$$f_{ilos} = (M_{pl}/I_{ss}) y_{iss} \\ = (1\,970\,000.0/4\,927\,474.87)49.35 = 19.7 \text{ kg./cm}^2$$

Carga muerta adicional:

$$M_{c.m.adic.} = ((0.527 \cdot 14.5)(18.0 - 14.5))/2 = 13.4 \text{ ton.-cm} \\ = 1\,340\,000.0 \text{ kg.-cm}$$

$$f_{s.c.m.adic.} = (M_{c.m.adic.}/I_{sc}) y_{ssc} \\ = (1\,340\,000.0/13\,477\,232.43)32.50 = 3.2 \text{ kg./cm}^2$$

$$f_{i.c.m.adic.} = (M_{c.m.adic.}/I_{sc}) y_{isc} \\ = (1\,340\,000.0/13\,477\,232.43)82.50 = 8.2 \text{ kg./cm}^2$$

Carga Viva + Impacto:

$$M_{c.v.} = 74.2 \text{ ton.-cm} \\ = 7\,420\,000.0 \text{ kg.-cm} \dots\dots\dots \text{ de análisis de carga} \\ \text{como: } M = (w \cdot l^2)/8, \text{ entonces } W = (8 \cdot 74.2)/18^2 = 1.8 \text{ ton.-cm}$$

$$M_{c.v.} = ((1.8 \cdot 13.5)(18 - 13.5))/2 = 54.7 \text{ ton.-cm} \\ = 5\,470\,000.0 \text{ kg.-cm}$$

$$f_{s.c.v.imp.} = (M_{c.v.}/I_{sc}) y_{ssc} \\ = (5\,470\,000.0/13\,477\,232.43)32.50 = 13.2 \text{ kg./cm}^2$$

$$f_{i \text{ c.v. imp.}} = (M_c.v/lsc)_{yisc}$$

$$= (5\ 470\ 000.0/13\ 477\ 232.43)82.50 = 33.5 \text{ kg./cm}^2$$

Carga	ESFUERZOS							
	LADO C				LADO D			
	fs (kg./cm ²)		fi (kg./cm ²)		fs (kg./cm ²)		fi (kg./cm ²)	
Parcial	Acumul.	Parcial	Acumul.	Parcial	Acumul.	Parcial	Acumul.	
Presfuerzo	- 31.6		85.2		- 26.4		71.0	
Peso propio	27.8	- 3.8	- 20.9	64.3	27.8	1.4	- 20.9	50.1
Losa	26.2	22.4	-19.7	-44.6	26.2	28.2	-19.7	30.4
C.M.Adic.	3.2	25.6	- 8.2	36.4	3.2	31.4	- 8.2	22.2
C.V.Imp.	13.2	38.8	-33.5	2.9	13.2	44.6	-33.5	-11.3

Tabla 4-8 Resumen de esfuerzos del punto 3

Revisando por condición final de acuerdo a los resultados:

Lado C $38.8 \text{ kg./cm}^2 < 140.0 \text{ kg./cm}^2 = f \text{ adm. C}$
 $2.9 \text{ kg./cm}^2 < 140.0 \text{ kg./cm}^2 = f \text{ adm. C}$

Lado D $44.6 \text{ kg./cm}^2 < 140.0 \text{ kg./cm}^2 = f \text{ adm. C}$
 $11.3 \text{ kg./cm}^2 < 15.0 \text{ kg./cm}^2 = f \text{ adm. C}$

BIEN

Esfuerzos iniciales por presfuerzo.

Pérdidas estimadas 24% ver pag. 74

Lado C $f_{sip3} = f_{spp3}(1.31) = 26.4 \cdot 1.31 = 34.6 \text{ kg./cm}^2$

$f_{iip3} = f_{ipp3}(1.31) = 71.0 \cdot 1.31 = 93.0 \text{ kg./cm}^2$

Esfuerzos temporales previos a las pérdidas:

Lado C $f_{stp} = f_{sppv} - f_{sip2} = 27.8 - 41.4 = 13.6 \text{ kg./cm}^2$

$f_{itp} = - f_{ippv} + f_{iip2} = - 20.9 + 111.6 = 90.7 \text{ kg./cm}^2$

Lado D $f_{stp} = f_{spp3} - f_{sip3} = 27.8 - 34.6 = 6.8 \text{ kg./cm}^2$

$f_{itp} = - f_{ipp3} + f_{iip3} = - 20.9 + 93.0 = 72.1 \text{ kg./cm}^2$

Revisión por condición inicial:

Lado C $13.6 \text{ kg./cm}^2 < 33.5 \text{ kg./cm}^2 = f \text{ adm. T}$
 $90.7 \text{ kg./cm}^2 < 168.0 \text{ kg./cm}^2 = f \text{ adm. C}$

$$\begin{array}{l} \text{Lado D} \quad 6.8 \text{ kg./cm}^2 < 33.5 \text{ kg./cm}^2 = f_{\text{adm. T}} \\ \quad \quad 72.1 \text{ kg./cm}^2 < 168.0 \text{ kg./cm}^2 = f_{\text{adm. C}} \end{array}$$

Bien los esfuerzos son menores que los admisibles y se aceptan.

- Revisión de la sección a 6.80 m de \bar{C} , se lleva a cabo con 8 torones ya que estos provocan esfuerzos a partir de dicha longitud.

Solo para un extremo ya que la viga es simétrica.

Punto

④

E | D

El lado D la revisión es el cálculo de los esfuerzos con los 10 torones. Del lado E trabajan los 8 torones del lecho inferior a partir de la línea del punto 4. De acuerdo a la figura 4-9.

La secuencia del cálculo es la misma ya anteriormente realizada.

Carga total de presfuerzo:

$$F_t = F_e \cdot A_s \cdot n$$

$$F_t = 10 \cdot 140.0 \cdot 0.987 \cdot 8 \cong 80 \,065.0 \text{ kg.}$$

Distancia centroidal y excentricidad del acero:

$$y' = (6 \cdot 8) / 8 = 6 \text{ cm}$$

$$e = y_{iss} - y' = 49.35 - 6 = 43.35 \text{ cm}$$

Obtención de los esfuerzos por presfuerzo permanente:

esfuerzo en fibra superior:

$$\begin{aligned} f_{spp4} &= F[1/A_{ss} - (e \cdot y_s)/I_{ss}] \\ &= 80 \,065.0[1/3 \,425 - (41.68 \cdot 65.65)/4 \,927 \,474.87] = -21.1 \text{ kg./cm}^2 \end{aligned}$$

esfuerzo en fibra inferior:

$$\begin{aligned} f_{ipp4} &= F[1/A_{ss} + (e \cdot y_i)/I_{ss}] \\ &= 80 \,065.0[1/3 \,425 + (41.68 \cdot 49.35)/4 \,927 \,474.87] = 56.8 \text{ kg./cm}^2 \end{aligned}$$

Cálculo de esfuerzos actuantes provocados por las cargas.

Viga:

$$\begin{aligned} M_{ppv} &= ((0.822 \cdot 15.80)(18.0 - 15.80))/2 = 14.3 \text{ ton.- cm} \\ &= 1 \,430 \,000.0 \text{ kg.- cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{sppv} &= (M_{ppv}/I_{ss}) y_{sss} \\ &= (1 \,430 \,000.0/4 \,927 \,474.87)65.65 = 19.1 \text{ kg./cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{ippv} &= (M_{ppv}/I_{ss}) y_{iss} \\ &= (1 \,400 \,000.0/4 \,927 \,474.87)49.35 = 14.3 \text{ kg./cm}^2 \end{aligned}$$

Losa:

$$M_{pl} = ((0.778 \cdot 15.80)(18.0 - 15.80))/2 = 13.5 \text{ ton.-cm}$$

$$= 1\,350\,000.0 \text{ kg.-cm}$$

$$f_{s\text{losa}} = (M_{pl}/I_{ss}) y_{sss}$$

$$= (1\,350\,000.0/4\,927\,474.87)65.65 = 18.0 \text{ kg./cm}^2$$

$$f_{i\text{losa}} = (M_{pl}/I_{ss}) y_{iss}$$

$$= (1\,350\,000.0/4\,927\,474.87)49.35 = 13.5 \text{ kg./cm}^2$$

Carga muerta adicional:

$$M_{c.m.adic.} = ((0.527 \cdot 15.80)(18 - 15.80))/2 = 9.2 \text{ ton.-cm}$$

$$= 920\,000.0 \text{ kg.-cm}$$

$$f_{s.c.m.adic} = (M_{c.m.adic.}/I_{sc})y_{ssc}$$

$$= (920\,000.0/13\,477\,232.43)32.50 = 2.2 \text{ kg./cm}^2$$

$$f_{i.c.m.adic} = (M_{c.m.adic.}/I_{sc})y_{isc}$$

$$= (920\,000.0/13\,477\,232.43)82.50 = 5.6 \text{ kg./cm}^2$$

Carga Viva + Impacto:

$$M_{c.v.} = 74.2 \text{ ton.-cm}$$

$$= 7\,420\,000.0 \text{ kg.-cm} \dots\dots\dots \text{ de análisis de carga}$$

como: $M = (w \cdot l^2)/8$, entonces $W = (8 \cdot 74.2)/18^2 = 1.8 \text{ ton.-cm}$

$$M_{c.v.} = ((1.8 \cdot 15.80)(18.0 - 15.80))/2 = 31.3 \text{ ton.-cm}$$

$$= 3\,130\,000.0 \text{ kg.-cm}$$

$$f_{s.c.v.imp} = (M_{c.v.}/I_{sc})y_{ssc}$$

$$= (3\,130\,000.0/13\,477\,232.43)32.50 = 7.5 \text{ kg./cm}^2$$

$$f_{i.c.v.imp} = (M_{c.v.}/I_{sc})y_{isc}$$

$$= (3\,130\,000.0/13\,477\,232.43)82.50 = 19.2 \text{ kg./cm}^2$$

Carga	ESFUERZOS							
	LADO D				LADO E			
	fs (kg./cm ²)		fi (kg./cm ²)		fs (kg./cm ²)		fi (kg./cm ²)	
Parcial	Acumul.	Parcial	Acumul.	Parcial	Acumul.	Parcial	Acumul.	
Presfuerzo	-26.4		71.0		-21.1		56.8	
Peso propio	19.1	-7.3	-14.3	56.7	19.1	-2.0	-14.3	42.5
Losa	18.0	10.7	-13.5	43.2	18.0	16.0	13.5	29.0
C.M.Adic.	2.2	12.0	-5.6	37.6	2.2	18.2	-5.6	23.4
C.V.Imp.	7.5	20.4	-19.2	18.4	7.5	27.7	-19.2	4.2

Tabla 4-9 Resumen de esfuerzos del punto 4

Revisando por condición final de acuerdo a los resultados:

$$\begin{aligned} \text{Lado D} \quad 20.4 \text{ kg./cm}^2 &< 140.0 \text{ kg./cm}^2 = f \text{ adm. C} \\ 18.4 \text{ kg./cm}^2 &< 140.0 \text{ kg./cm}^2 = f \text{ adm. C} \end{aligned}$$

BIEN

$$\begin{aligned} \text{Lado E} \quad 25.7 \text{ kg./cm}^2 &< 140.0 \text{ kg./cm}^2 = f \text{ adm. C} \\ 4.2 \text{ kg./cm}^2 &< 15.0 \text{ kg./cm}^2 = f \text{ adm. C} \end{aligned}$$

Esfuerzos iniciales por presfuerzo:

Pérdidas estimadas 24% ver pag. 74

$$\begin{aligned} \text{Lado E} \quad f_{sip4} = f_{spp4}(1.31) &= 21.1 \cdot 1.31 = 27.6 \text{ kg./cm}^2 \\ f_{ip4} = f_{ipp4}(1.31) &= 56.8 \cdot 1.31 = 74.4 \text{ kg./cm}^2 \end{aligned}$$

Esfuerzos temporales previos a las pérdidas:

$$\begin{aligned} \text{Lado D} \quad f_{stp} = f_{sppv} - f_{sip3} &= 19.1 - 34.6 = 15.5 \text{ kg./cm}^2 \\ f_{itp} = - f_{ippv} + f_{ip3} &= - 14.3 + 93.0 = 78.7 \text{ kg./cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Lado E} \quad f_{stp} = f_{spp4} - f_{sip4} &= 19.1 - 27.6 = 8.5 \text{ kg./cm}^2 \\ f_{itp} = - f_{ipp4} + f_{ip4} &= - 14.3 + 74.4 = 60.1 \text{ kg./cm}^2 \end{aligned}$$

Revisión por condición inicial:

$$\begin{aligned} \text{Lado D} \quad 15.5 \text{ kg./cm}^2 &< 33.5 \text{ kg./cm}^2 \\ 78.7 \text{ kg./cm}^2 &< 168.0 \text{ kg./cm}^2 \end{aligned}$$

BIEN

$$\begin{aligned} \text{Lado E} \quad 8.5 \text{ kg./cm}^2 &< 33.5 \text{ kg./cm}^2 \\ 60.1 \text{ kg./cm}^2 &< 168.0 \text{ kg./cm}^2 \end{aligned}$$

Los valores obtenidos son menores que los admisibles por lo tanto se aceptan y se concluye que el cálculo por flexión esta bien.

4.14. DISEÑO POR CORTANTE

- Cálculo de acero de refuerzo para tomar tensiones en el patín superior:

Esté acero de refuerzo, se calcula en base a los esfuerzos iniciales por presfuerzo lado E.

Se colocará a todo lo largo de la viga, se usará un acero con esfuerzo de fluencia de $f_y = 4\ 200 \text{ kg./cm}^2$ y esfuerzo de trabajo $f_s = 2\ 000 \text{ kg./cm}^2$.

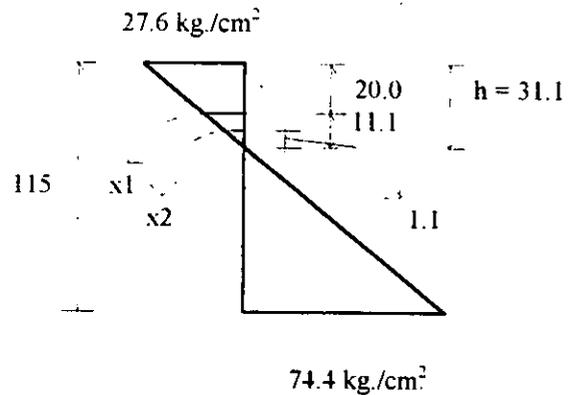
El cálculo se muestra en la figura 4-10.

$$(102.0/115) = (27.6/x)$$

$$x = 31.1 \text{ cm}$$

$$x_1 = 31.1 - 20.0 = 11.1$$

$$x_2 = 11.1 - 10.0 = 1.1$$



Obtención de los valores de h_1 y h_2 que son los esfuerzos a los puntos antes obtenidos. Los cuales se obtienen por triángulos semejantes:

$$(27.6/31.1) = h_1/(31.1-20.0)$$

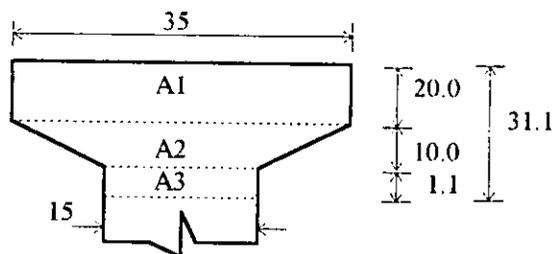
$$\therefore x_1 = 9.9 \text{ kg./cm}^2$$

$$(27.6/31.1) = h_2/(31.1 - 30)$$

$$\therefore x_2 = 1.0 \text{ kg./cm}^2$$

Figura 4-10 Obtención de esfuerzos a diferentes alturas

Se obtiene la fuerza de tensión provocada entre la losa y en el patín:



$$T = (f_{s1}p_4 + x_1)/2(A_1) + ((x_1 + x_2)/2)A_2 + (x_2/2)A_3$$

$$T = ((27.6 + 9.9)/2)(35 \cdot 20) + ((9.9 + 1.0)/2)((35 + 15)/2)10 + (1.0/2)(15 \cdot 1.0)$$

$$T = 14\,496.6 \text{ kg.}$$

Obtención de acero de refuerzo no presforzado en tensión:

$$A_s = T/f_s = 14\,496.6/2\,000 = 7.2 \text{ cm}^2$$

Se propone utilizar varillas del N° 4:

$$N^\circ \text{ vars.} = 7.2/1.27 \cong 6 \text{ varillas}$$

- Resistencia al esfuerzo cortante

Refuerzo por tensión diagonal:

Cortante último actuante (cortante de diseño)

$$V_u = 1.3/\phi [\sum V_{c.m} + 5/3 V_{c.v.Imp.}]$$

donde:

$$\phi = 0.90 \text{ factor de reducción}$$

$$\sum V_{c.m} = V_{ppv} + V_{losa} + V_{c.m.adic.}$$

$$= 7.4 + 5.9 + 4.7 = 18.0 \text{ ton.}$$

$$V_{c.v} = 18.7 \text{ ton.}$$

$$V_u = 1.3/0.9[18.0 + 5/3(18.7)]$$

$$= 71.0 \text{ ton.} = 71\ 000.0 \text{ kg.}$$

Cortante que absorbe el concreto (viga).

Se tomará el menor valor de las siguientes ecuaciones:

$$V_{ci} = 0.16\sqrt{f'_c} \cdot b' \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr}/M_{max.} \geq 0.45\sqrt{f'_c} b' \cdot d$$

$$V_{cw} = (0.93\sqrt{f'_c} + 0.3 \cdot f_{pc})b' \cdot d + V_p$$

Estas ecuaciones ya se describieron anteriormente, por lo que se realiza la sustitución de valores:

∴ Se tiene:

$$V_d = V_{ppv} + V_{losa} + V_{c.m.adic.}$$

$$= 7.4 + 5.9 + 4.7$$

$$= 18.0 \text{ ton.} = 18\ 000.0 \text{ kg.}$$

$$b' = 15 \text{ cm}$$

$$d = 115 - 8.5 + 18.0 = 124.5 \text{ cm}$$

$$V_i = V_d = 71.0 \text{ ton.} = 71\ 000.0 \text{ kg.}$$

$$Y_t = y_{isc} = 82.50 \text{ cm}$$

$$f_{pe} = f_{ipp} = 112.3 \text{ kg./cm}^2$$

$$f_d = f_{ipp} + f_{losa} + f_{c.m.adic.}$$

$$= 33.4 + 26.6 + 13.0$$

$$= 73.0 \text{ kg./cm}^2$$

$$M_{cr.} = 13\ 477\ 283.43/82.50(0.16\sqrt{350} + 112.3 - 73.0)$$

$$= 6\ 909\ 054.3 \text{ kg./cm}^2$$

M_{max} . = Correspondiente al cortante critico obtenido a partir del Mu_{act} .

La sección crítica para cortante se localiza a partir del paño de apoyo a una distancia d , pero no mayor que esta distancia.

∴ Considerando la distancia $d = 1.25$ m

Diagrama de cortante

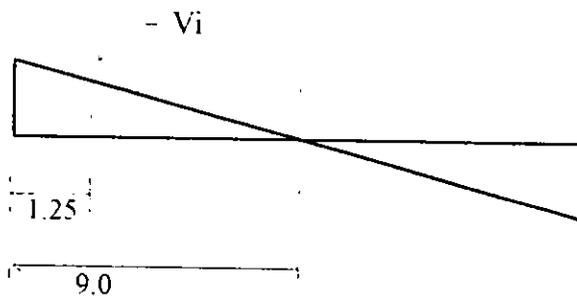
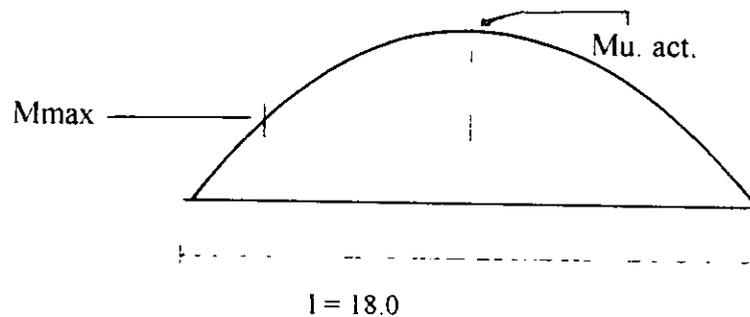


Diagrama de momento



De la anterior figura se tiene que:

$$Mu_{act.} = 266.3 \text{ ton.-m}$$

$$M = wl^2/8; \quad w = (266.3 \cdot 8)/18.0^2$$

Utilizando la ecuación de momentos de la viga a una distancia "x"

$$M = w \cdot x(1 - x)/2$$

cuando $x = 1.25$ m

$$M = 69.1 \text{ ton.-m} = M_{max.} = 69.1 \text{ ton.-m}$$

$$= 6\,910\,000.0 \text{ kg.-cm}$$

• Sustituyendo valores en la ecuación:

$$V_{ci} = 0.16\sqrt{350} \cdot 15 \cdot 124.5 + 18\,000.0 + (71\,000.0 \cdot 6\,909\,054.3)/6\,909\,054.3$$

$$= 94\,580.3 \text{ kg.}$$

$$0.45\sqrt{350} \cdot 15 \cdot 124.5 = 15\,722.0 \text{ kg.}$$

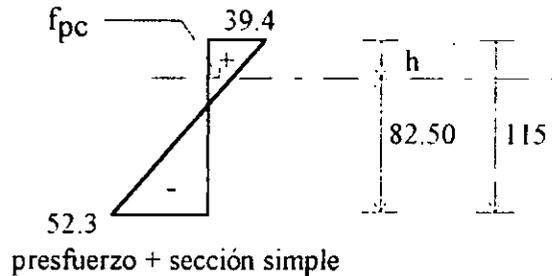
Comparando valores:

$$94\,580.3 \text{ kg.} \geq 15\,722.0 \text{ kg.} \quad \text{BIEN}$$

- Obtención de V_{cw} :

$$V_{cw} = (0.93\sqrt{350} + 0.3f_{pc})15 + 124.5 + 0$$

determinación de f_{pc} :



por triángulos semejantes:

$$h = 115 - 82.5 = 32.5$$

$$(39.4 + 52.3)/115 = f_{pc}/82.50$$

$$f_{pc} = 65.8 - 52.3 = 13.5 \text{ kg./cm}^2$$

$$V_{cw} = (0.93\sqrt{350} + 0.3 \cdot 13.5)15 + 124.5 \\ = 40\,055.5 \text{ kg./cm}^2$$

De los resultados anteriores se concluye, el cortante que rige es:

$$V_{cw} = 40\,055.5 \text{ kg./cm}^2$$

- Refuerzo por cortante.

1.- El área del refuerzo por cortante se determina mediante:

$$A_v = ((V_u - V_c)S)/f_y s \cdot d$$

condiciones:

- $(V_u - V_c)$ no debe exceder de $2.12\sqrt{f_c} b'd$
- La separación S entre estribos no debe exceder de $0.75h$ ó 60 cm
- Cuando $(V_u - V_c)$ sea mayor que $1.06\sqrt{f_c} b'd$, la separación máxima no excederá de $0.375h$ ó 30 cm
- f_y , no debe exceder de $4\,200.0 \text{ kg./cm}^2$

Por lo tanto se obtienen los valores de diseño:

$$\begin{aligned}(V_u - V_c) &= 71\,000.0 - 40\,055.5 < 2.12\sqrt{350} \cdot 15 \cdot 124.5 \\ &= 30\,944.5 \text{ kg.} < 74\,068.0 \text{ kg.} \quad \text{BIEN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_v &= (30\,944.5 \cdot S) / (4\,200.0 \cdot 124.5) \\ &= 0.052 \cdot S\end{aligned}$$

Se propone utilizar estribos del # 3

$$A_v = 2(0.71 \text{ cm}^2) = 1.42 \text{ cm}^2$$

$$\therefore 1.42 = 0.052 \cdot S$$

Separación:

$$S = 1.42 / 0.052 \cong 24.0 \text{ cm}$$

Los estribos se colocarán de la siguiente manera tomando como base la separación calculada:

en los extremos $L/4$: los primeros 5 estribos del No. 3 @ 5 cm, el resto a 10 cm
en el centro $L/2$ estribos No. 3 @ 25 cm

- Revisando la separación

$$S < 0.75h \text{ ó } 60.0 \text{ cm}$$

$$0.75(133) = 99.8 \text{ cm}$$

$$\therefore 24.0 \text{ cm} < 99.8 \text{ cm}$$

$$< 60.0 \text{ cm}$$

BIEN

$$\begin{aligned}(V_u - V_c) &= 71\,000.0 - 40\,055.5 \\ &= 30\,944.5 \text{ kg.}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}1.06\sqrt{f_c} \cdot b' \cdot d \\ = 1.06\sqrt{350} \cdot 15 \cdot 124.5 \\ = 37\,034.0 \text{ kg.}\end{aligned}$$

Comparando los valores anteriormente calculados:

$$30\,944.5 \text{ kg.} < 37\,034.0 \text{ kg.}$$

Como $(V_u - V_c)$ no es mayor que $1.06\sqrt{f_c} \cdot b' \cdot d$; no se revisará por separación máxima.

2.- El refuerzo mínimo en el alma será (área del estribo en dos ramas):

$$A_v = (3.6 \cdot b' \cdot S) / f_{sy}$$

$$A_v = (3.6 \cdot 15 \cdot S) / 4200.0 = 0.1286 S$$

$$\text{Si } A_v = 1.42 \text{ (Estribos del número 3)}$$

$$\therefore S = 1.42 / 0.1286 = 110.44$$

El mayor espaciamiento de los estribos debe ser menor de $0.75h$ en concreto presforzado, pero no mayor de 60 cm

$$\therefore 0.75 \cdot h = 0.75(133) = 99.75 > 60 \text{ cm} \quad \text{MAL.}$$

Por lo tanto se tomara como separación la obtenida anteriormente de 25 cm.

•Cortante horizontal.

Todo el refuerzo del alma de la viga se prolongará dentro de la losa de piso, cumpliendo con los requisitos mínimos especificados por las normas AASHTO.

Además las superficies de los elementos precolados serán limpias e intencionalmente rugosas.

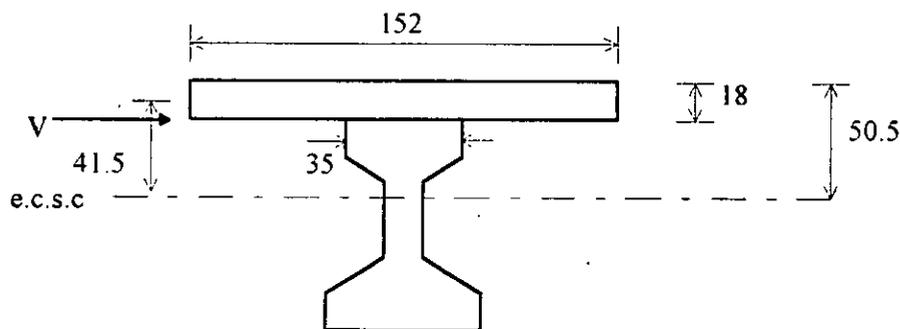


Figura 4-11. Cortante horizontal entre losa y viga.

Obtención del cortante horizontal:

$$V = (V_u \cdot Q) / (I_{sc} \cdot b)$$

donde:

Q = Al momento estático del área que se encuentra por encima del eje centroidal sección compuesta (e.c.s.c).

$$= t \cdot b_{\text{real}} \cdot y_1 = 18 \cdot 152 \cdot 41.5 = 113\,544.0 \text{ cm}^3$$

$$V = (71\,089.0 \cdot 113\,544.0) / (13\,477\,232.43 \cdot 35) = 17.1 \text{ kg./cm}^2$$

Para garantizar lo estipulado en el párrafo anterior, la resistencia al esfuerzo cortante calculado no excederá el siguiente valor:

$$V_{\text{máx.}} = 21.1 \text{ kg./cm}^2$$

Comparando:

$V < V_{\text{máx.}}$, entonces el valor de V es menor que el $V_{\text{máx.}}$ por lo tanto se acepta.

4.15. ANÁLISIS DE LOSA

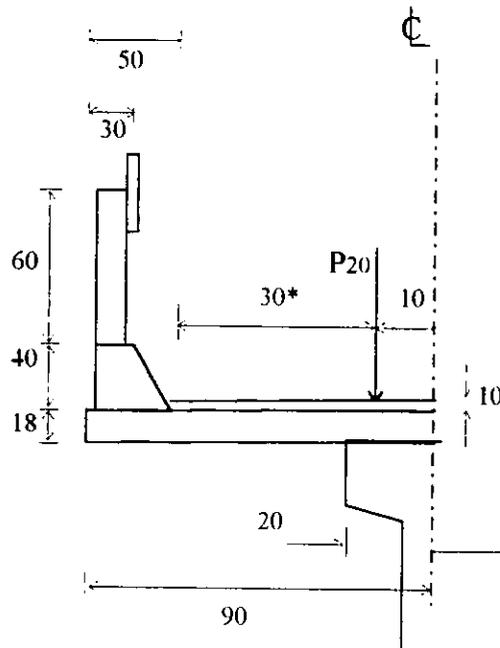


Figura 4-12. Losa en voladizo

* Distancia a la orilla a la carga por rueda:

Al proyectar las losas, deberá considerarse que la línea del centro de una carga por rueda (carga axial/2) queda a 30 cm de la cara de guarnición.

Cuando no exista guarnición ni banqueteta se considera que queda a 30 cm de la cara del parapeto. Los esfuerzos producidos por las cargas muerta, viva e impacto, no serán mayores que los permitidos.

- Análisis de carga muerta:

Parapeto	=	0.15 ton./ml	=	0.15 ton./ml
Guarnición	=	0.40 · 0.30 · 2.4	=	0.288 ton./m/ml
Asfalto	=	0.40 · 0.10 · 2.2	=	0.088 ton./m/ml
Losa	=	0.90 · 0.18 · 2.4	=	0.389 ton./m/ml

- Obtención de momentos con respecto a C:

Carga puntual:

Parapeto	=	0.15 · 0.60	=	0.09 ton.-m/ml
Guarnición	=	0.288 · 0.40	=	0.115 ton.-m/ml

Carga repartida:

Asfalto	=	(0.088 · 0.040 ²)/2	=	0.00704 ton.-m/ml
Losa	=	(0.038 · 0.90 ²)/2	=	<u>0.1575 ton.-m/ml</u>
			=	0.36954 ton.-m/ml

$$\therefore M_{c.m} = 0.37 \text{ ton.-m/ml}$$

- Obtención del momento por carga móvil HS-20.

Refuerzo perpendicular a la dirección del tránsito:

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

$$E = 0.8x + 1.143 \quad \dots\dots\dots \text{ en m}$$

donde:

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

$$E = 0.8 \cdot 0.10 + 1.143 = 1.223 \text{ m}$$

Momento por metro de ancho de losa incluyendo impacto:

$$Mc.v.Imp. = (P \cdot x)/E \cdot I$$

donde:

P = Carga sobre una rueda de camión = 7.26 ton.

I = Impacto máximo 30% de la carga viva.

$$Mc.v.Imp. = ((7.26 \cdot 0.10)/1.123)1.30 = 0.77 \text{ ton.-m/ml}$$

Momento total:

$$M_T (-) = Mc.m. + Mc.v.Imp. = 0.37 + 0.77 = 1.14 \text{ ton.-m/ml}$$

- Losa entre nervaduras

Momento por carga muerta:

$$Wc.m = W_{losa} + W_{asf.} = 1 \cdot 0.18 \cdot 2.4 + 1 \cdot 0.10 \cdot 2.2 = 0.65 \text{ ton./m}$$

$$Mc.m. = (Wc.m \cdot l^2)/10$$

donde: l es la distancia a ejes entre vigas

$$Mc.m. = (0.65 \cdot 1.8^2)/10 = 0.2 \text{ ton.-m/m}$$

Momento por carga móvil HS-20 según especificaciones AASHTO

$$Mc.v.Imp. = ((S + 0.61)/9.74)P \cdot I$$

donde S = Distancia medida a ejes entre traveses en metros

$$Mc.v.Imp. = ((1.8 + 0.61)/9.74)7.26 \cdot 1.30 = 2.3 \text{ ton.-m}$$

Momento total:

$$M_T (+) = Mc.m. + Mc.v.Imp. = 0.2 + 2.3 = 2.5 \text{ ton.-m/ml} = 250\,000.0 \text{ kg.-cm/ml}$$

4.16. DISEÑO DE LOSA:

Esta losa es la que forma la superficie compuesta, la cual se encarga de distribuir y transmitir las cargas a las vigas.

Constantes de cálculo para el concreto para una $f'c = 250 \text{ kg./cm}^2$

$$f_c = 0.45 \cdot f'c = 0.45 \cdot 250 = 112.5 \cong 110.0 \text{ kg./cm}^2$$

$$n = 9.0$$

$$k = 0.33$$

$$j = 0.90$$

$$K = fc/2 \cdot j \cdot k = 110/2 \cdot 0.90 \cdot 0.33 = 16.335 \text{ kg./cm}^2$$

Revisión del peralte:

$$\begin{aligned} dn &= \sqrt{M_T / (K \cdot b)} = \sqrt{250\,000.0 / (16.3 \cdot 100)} = 12.5 \text{ cm} + r \\ &= 12.5 + 5 \cong 18.0 \text{ cm} \end{aligned}$$

donde:

$$b = \text{Ancho unitario de losa} = 100.0 \text{ cm}$$

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

El peralte de la losa obtenido es igual al propuesto del proyecto por lo tanto se acepta.

Acero de refuerzo por flexión:

$$As(+) = M_T / (f_s \cdot j \cdot dn) = 250\,000.0 / (2\,000 \cdot 0.90 \cdot 12.5) = 11.1 \text{ cm}^2$$

Proponiendo varillas del N° 4 (1/2"):

$$\text{N}^\circ \text{ varillas} = 11.1 / 1.27 \cong 9$$

Separación:

$$S = (100 \cdot 1.27) / 11.1 \cong 12.0 \text{ cm}$$

$$As(-) = M_T / (f_s \cdot j \cdot dn) = 114\,000.0 / (2\,000 \cdot 0.9 \cdot 12.5) \cong 5.0 \text{ cm}^2$$

Proponiendo varillas del N° 4 (1/2"):

$$\text{N}^\circ \text{ varillas} = 5.0 / 1.27 \cong 4$$

Separación:

$$S = (100 \cdot 1.27) / 5 \cong 26.0 \text{ cm}$$

Acero de distribución (según normas AASHTO):

Este acero de refuerzo deberá colocarse en el lecho inferior de toda la losa, transversalmente a la dirección del refuerzo principal para lograr una distribución lateral de las cargas concentradas.

La cantidad será un porcentaje del refuerzo principal requerido para el momento positivo este porcentaje se obtendrá con la siguiente fórmula:

$$\text{Porcentaje} = 121 / \sqrt{s} \quad (\text{máximo } 67\%)$$

donde s = Longitud efectiva del claro, en m

$$= 121 / \sqrt{180} = 9\%$$

Como el porcentaje es poco se tomará un 50% del refuerzo principal requerido para momento positivo:

$$A_{s\text{dist.}} = 11.330 \cdot 0.50 = 5.6 \text{ cm}^2$$

Proponiendo varillas del N° 4 (1/2"):

$$N^{\circ} \text{ varillas} = 5.6/1.27 \cong 5$$

4.17. REVISIÓN POR ACERO MÍNIMO

La cantidad total de acero de refuerzo presforzado y no presforzado, deberá ser la adecuada para desarrollar una resistencia de diseño en flexión en la sección crítica debe ser a lo menos, 1,2 veces la carga de agrietamiento (momento de agrietamiento) calculada con base en el módulo de ruptura.

El momento que producen las primeras grietas capilares en una viga de concreto presforzado se calculan por la teoría elástica, suponiendo que el agrietamiento comienza cuando el esfuerzo de tensión en la fibra extrema alcanza su módulo de ruptura. El módulo de ruptura es solo una medida de iniciación de las grietas capilares no visibles, se requiere de un esfuerzo de tensión mayor que el módulo de ruptura para producir grietas visibles.

Se tiene por lo tanto la siguiente condición:

$$1.2 M_{ag} \leq M_{ur}$$

donde:

$$\begin{aligned} M_{ag} &= \text{Momento de agrietamiento} \\ &= M_{ppv} + M_{pl} + M_{sc \text{ ag.}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{sc \text{ ag.}} &= \text{Momento de sección agrietada} \\ &= F_e + (F \cdot I_{ss}) / (A_{ss} \cdot y_{sss}) + f' \cdot I_{ss} / y_{sss} \end{aligned}$$

donde:

$$\begin{aligned} d_1 &= \text{Distancia en centroide de sección compuesta y sección simple.} \\ &= 33.15 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f' &= \text{Módulo de ruptura que para concreto peso normal, según AASHTO} = 0.623\sqrt{f'_c} \\ &= 0.623\sqrt{350} = 11.6 \text{ kg./cm}^2 \end{aligned}$$

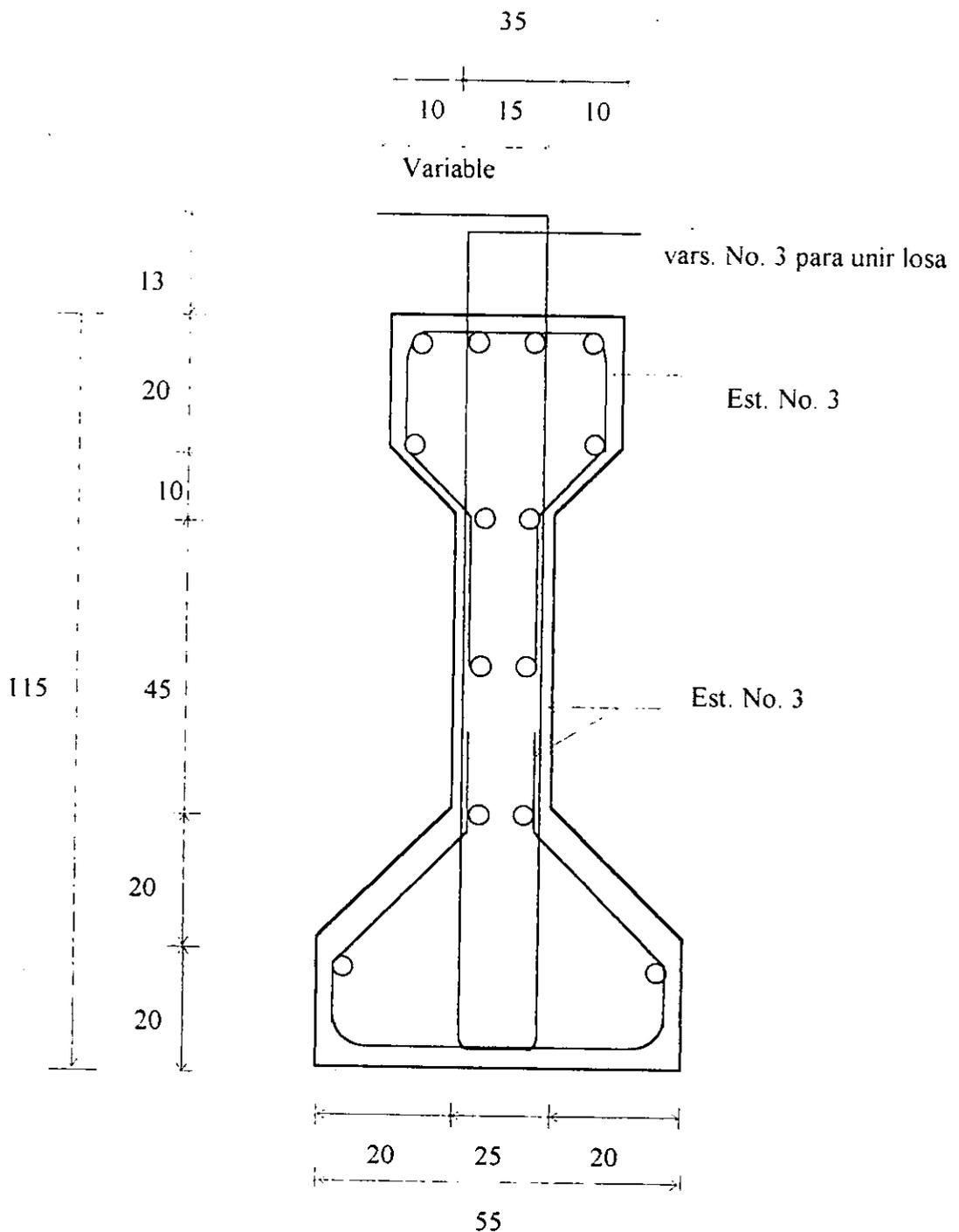
$$\begin{aligned} \therefore M_{sc \text{ ag.}} &= 160 \cdot 131.0(33.15) + ((160 \cdot 131)(4 \cdot 4927 \cdot 474.87)) / (3 \cdot 425 \cdot 49.35) + \\ & \quad (11.655 \cdot 4 \cdot 927 \cdot 474.87) / 49.35 = 11 \cdot 140 \cdot 100.0 \text{ kg.-cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{ag} &= 3\,330\,000.0 + 2\,660\,000.0 + 11\,140\,100.0 = 17\,130\,100.0 \cdot 1.2 \\ &= 20\,560\,100.0 \text{ kg.-cm} \end{aligned}$$

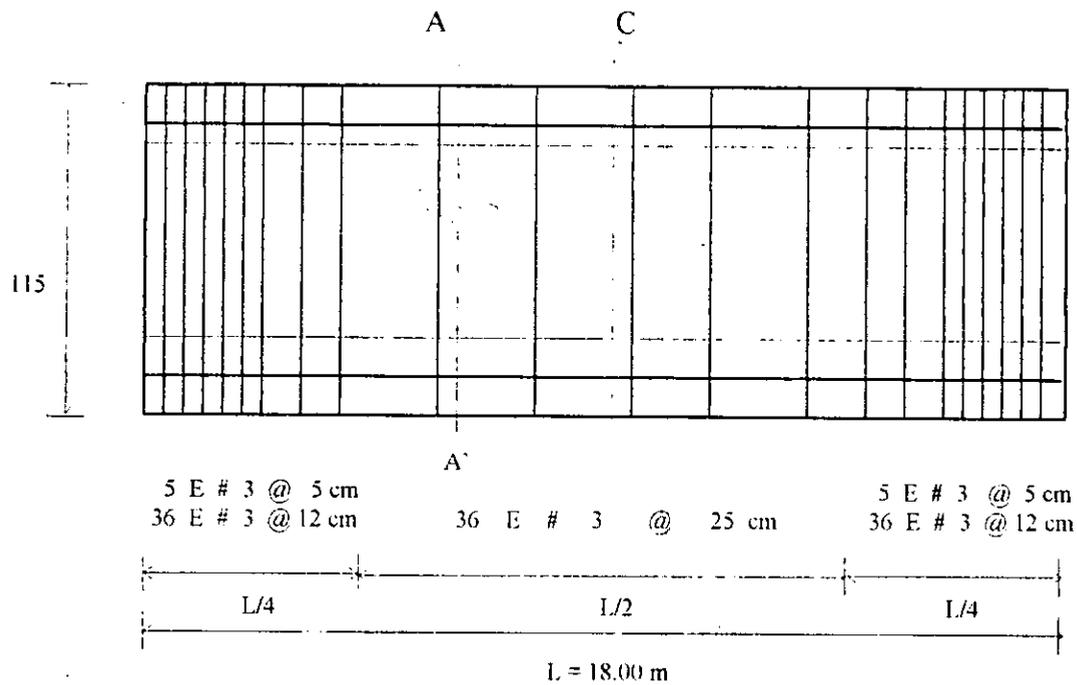
$$205.7 \text{ ton.-m} < 355.4 \text{ ton.-m}$$

Bien, con esto queda terminado el diseño de la viga y losa. Se concluye que dicho diseño se encuentra dentro de los esfuerzos admisibles.

A continuación se realiza el dibujo de armado en base a los resultados.

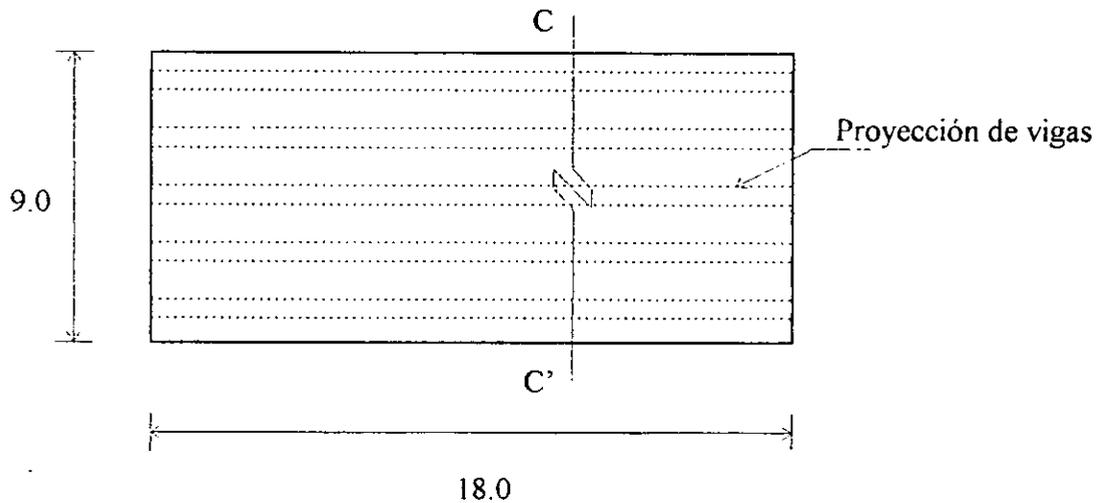


○ 8 vars. No.4 calculadas
 □ 6 vars. No.4 para completar el armado
 La ubicación de torones se muestran mas adelante
 Acot: cm
 S/Esc.

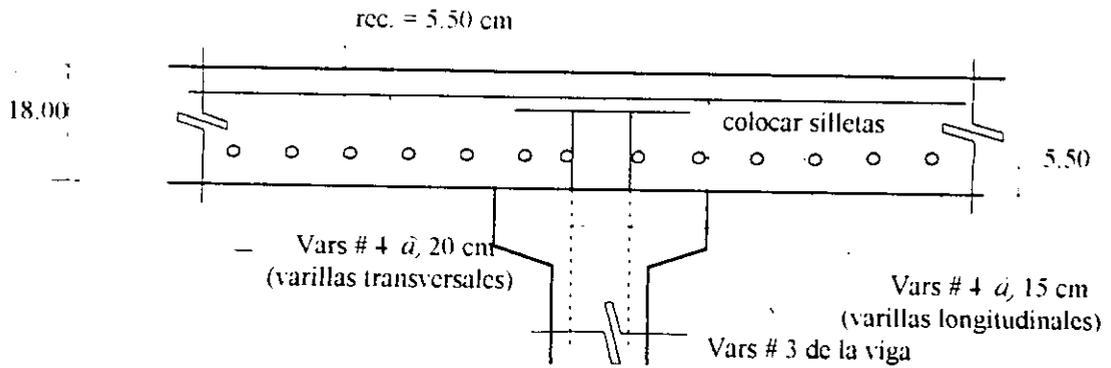


Nota: los ganchos de izaje serán de 3 torones trenzado con una longitud de desarrollo de 3.0 m y se colocarán a 2.50 m de los extremos

VISTA LATERAL DE ARMADO

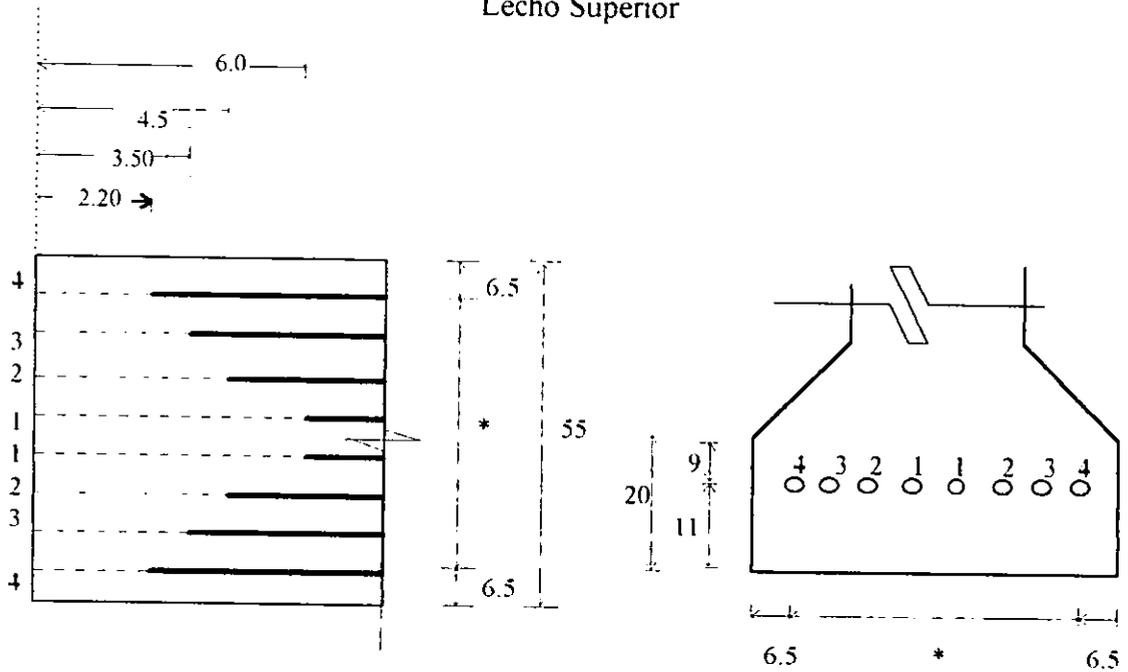


PLANTA



CORTE TRANSVERSAL C-C'
ARMADO DE LOSA

DESADHERENCIA DE TORONES Y PLANTA DE LOCALIZACIÓN
Lecho Superior



* 7 espacios de 6.0 cm = 42.0 cm

El lecho inferior los torones estarán adheridos en toda la longitud de la viga

4.18. ANÁLISIS DE LA SOLUCIÓN ESTANDAR PARA UNA CARGA HS-40

El cálculo anterior corresponde a una carga rodante HS-20 que es la que normalmente se aplica en los diseños comunes. Sin embargo, en el puente objeto de esta tesis se requiere que la carga sea tipo HS-40.

A continuación se revisará la solución estándar para la carga HS-40. Se sigue el mismo procedimiento ya expuesto únicamente se duplicara los efectos de la carga móvil.

- Análisis de carga

Viga:

$$W_{pv} = A \cdot W_c = 0.3425 \cdot 2.4 = 0.822 \text{ ton/m}$$

Losa:

$$W_l = b \cdot t \cdot W_c = 1.80 \cdot 0.18 \cdot 2.4 = 0.778 \text{ ton/m}$$

Carga muerta adicional:

Guarnición	=	$A \cdot W_c \cdot 2^*$	=	$0.12 \cdot 2.4 \cdot 2$	=	0.576 ton/m
Parapeto	=	$0.15^{**} \cdot 2^*$	=	$0.15 \cdot 2$	=	0.30 ton/m
Carpeta asfáltica	=	$A \cdot W_{asf.}$	=	$0.80 \cdot 2.2$	=	<u>1.76 ton/m</u>
						2.636 ton/m

$$W_{c.m.adic.} = 2.636/5 \text{ vigas} = 0.527 \text{ ton/m/viga}$$

Carga Móvil + Impacto:

$$I = 15.24/(L + 38) \leq 30\%$$

donde: I = Impacto en %

L = Longitud del claro del miembro, entre centros de apoyo en metros

$$I = 15.24/(18.00 + 38) = 0.272 \quad \Rightarrow \quad I = 27\% < 30\% \quad \text{Bien.}$$

Factor de concentración:

$$F.C. = S/1.68, \quad \text{donde } S = \text{Espacio promedio entre vigas en metros}$$

$$F.C. = 1.80/1.68 = 1.071/\text{rueda}$$

Se toma $\frac{1}{2}$ del F.C para pasar de carga de carril a carga de rueda.

$$\therefore F. C. = 0.5355/\text{rueda}$$

- Obtención de momentos y cortantes:

Viga:

$$M_{ppv} = Wl^2/8 = (0.822 \cdot 18.0^2)/8 = 33.3 \text{ ton.-m}$$

$$= 3\,300\,000.0 \text{ kg.-cm}$$

$$V_{ppv} = Wl/2 = (0.822 \cdot 18.0)/2 = 7.4 \text{ ton.}$$

$$= 7\,400 \text{ kg.}$$

Losa:

$$M_{pl} = Wl^2/8 = (0.778 \cdot 18.0^2)/8 = 31.5 \text{ ton.-m}$$

$$= 3\,150\,000.0 \text{ kg.-cm}$$

$$V_{pl} = Wl/2 = (0.778 \cdot 18.0)/2 = 7.0 \text{ ton.}$$

$$= 7\,000.0 \text{ kg.}$$

Carga muerta adicional:

$$M_{c.m.adic.} = Wl^2/8 = (0.527 \cdot 18.0^2)/8 = 21.3 \text{ ton.-m}$$

$$= 2\,130\,000.0 \text{ kg.-cm}$$

$$V_{c.m.adic.} = Wl/2 = (0.527 \cdot 18.0)/2 = 4.7 \text{ ton.}$$

$$= 4\,700.0 \text{ kg.}$$

Carga Móvil + Impacto:

Del apéndice "A" de las Normas AASHTO se tiene que para un claro de 18.00 m le corresponde un momento y un cortante de carga viva (c.v.) de:

$$MC.V. = 109.175 \text{ ton.-m}$$

$$VC.V. = 27.492 \text{ ton.}$$

El momento y el cortante pertenecen a una carga HS-20 y la carga de proyecto es el doble de esta, entonces se afectará por 2 para obtener los valores de diseño.

Por lo que se tiene:

$$Mc.v. = MC.V. \cdot 2 = 109.175 \cdot 2 = 218.4 \text{ ton.-m}$$

$$Vc.v. = VC.V. \cdot 2 = 27.492 \cdot 2 = 55.0 \text{ ton.}$$

Finalmente el momento y cortante por c.v. será igual a:

$$Mc.v. = MC.V. \cdot I \cdot F.C = 218.4 \cdot 1.27 \cdot 0.5355 = 148.5 \text{ ton.-m}$$

$$= 14\,850\,000.0 \text{ kg.-cm}$$

$$Vc.v. = VC.V. \cdot I \cdot F.C = 54.9 \cdot 1.27 \cdot 0.5355 = 37.4 \text{ ton.}$$

$$= 37\,400.0 \text{ kg}$$

- Carga total de presfuerzo:

$$F = 0.7 \cdot f'_s = 0.7 \cdot 19\,000.0 \text{ kg./cm}^2 = 13\,300.0 \text{ kg./cm}^2$$

Pérdidas propuestas $3\,160.0 \text{ kg./cm}^2$
 \therefore se tiene:

$$\begin{aligned} F &= 13\,300.0 \text{ kg./cm}^2 \\ \text{Pérdidas propuestas} &= \underline{-3\,160.0 \text{ kg./cm}^2} \\ F_e &= 10\,140.0 \text{ kg./cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_t &= F_e \cdot A_s \cdot n \\ &= 10\,140.0 \cdot 0.987 \cdot 16 = 160\,131.0 \text{ kg./cm}^2 \end{aligned}$$

- Distancia centroidal del acero (ver fig. 4-5):
 $y' = ((6 \cdot 8) + (11 \cdot 8))/16 = 8.5 \text{ cm}$
 $e = y_{iss} + y' = 49.35 - 8.5 = 40.85 \text{ cm}$
- Esfuerzos por presfuerzo permanente (inmediatamente después de la transferencia):
 esfuerzo en fibra superior:

$$\begin{aligned} f_{spp} &= F [1/A_{ss} - (e \cdot y_s)/I_{ss}] \\ &= 160\,131.0 [1/3\,425 - (40.85 \cdot 65.65)/4\,927\,474.87] = -40.4 \text{ kg./cm}^2 \end{aligned}$$

esfuerzo en fibra inferior:

$$\begin{aligned} f_{ipp} &= F [1/A_{ss} + (e \cdot y_i)/I_{ss}] \\ &= 160\,131.0 [1/3\,425 + (40.85 \cdot 49.35)/4\,927\,474.87] = 112.3 \text{ kg./cm}^2 \end{aligned}$$

- Obtención de esfuerzos actuantes en el centro del claro
 Se obtendrán según las etapas constructivas ocasionadas por las diferentes cargas.

Sección simple:

Viga:

$$\begin{aligned} f_{sppv} &= (M_{ppv}/I_{ss}) y_{sss} \\ &= (3\,330\,000.0/4\,927\,474.87)65.65 = 44.4 \text{ kg./cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{ippv} &= (M_{ppv}/I_{ss}) y_{iss} \\ &= (3\,330\,300.0/4\,927\,474.87)49.35 = 33.4 \text{ kg./cm}^2 \end{aligned}$$

Losa:

Los esfuerzos producidos por la losa actuarán sobre sección simple únicamente.

$$\begin{aligned} f_{slosa} &= (M_{pl}/I_{ss}) y_{sss} \\ &= (3\,150\,000.0/4\,927\,474.87)65.65 = 42.0 \text{ kg./cm}^2 \end{aligned}$$

$$f_{losa} = (Mpl/I_{ss}) y_{iss}$$

$$= (3\ 150\ 000.0/4\ 927\ 474.87)49.35 = 31.5\ \text{kg./cm}^2$$

Sección compuesta:

Carga muerta adicional:

$$f_{sc.m.adic} = (Mc.m.adic./I_{sc})y_{ssc}$$

$$= (2\ 130\ 000.0/13\ 477\ 232.43)32.50 = 5.1\ \text{kg./cm}^2$$

$$f_{c.m.adic} = (Mc.m.adic./I_{sc})y_{isc}$$

$$= (2\ 130\ 000.0/13\ 477\ 232.43)82.50 = 13.0\ \text{kg./cm}^2$$

$$f'_s = (Mc.m.adic./I_{sc})y'_s$$

$$= (2\ 130\ 000.0/13\ 477\ 232.43)50.50 = 8.0\ \text{kg./cm}^2$$

Carga Viva + Impacto:

$$f_{sc.v.imp.} = (Mc.v./I_{sc})y_{ssc}$$

$$= (14\ 850\ 000.0/13\ 477\ 232.43)32.50 = 35.8\ \text{kg./cm}^2$$

$$f_{c.v.imp.} = (Mc.v./I_{sc})y_{isc}$$

$$= (14\ 850\ 000.0/13\ 477\ 232.43)82.50 = 90.9\ \text{kg./cm}^2$$

$$f'_s = (Mc.v./I_{sc})y'_s$$

$$= (14\ 850\ 000.0/13\ 477\ 232.43)50.50 = 55.6\ \text{kg./cm}^2$$

• Revisión y superposición de esfuerzos:

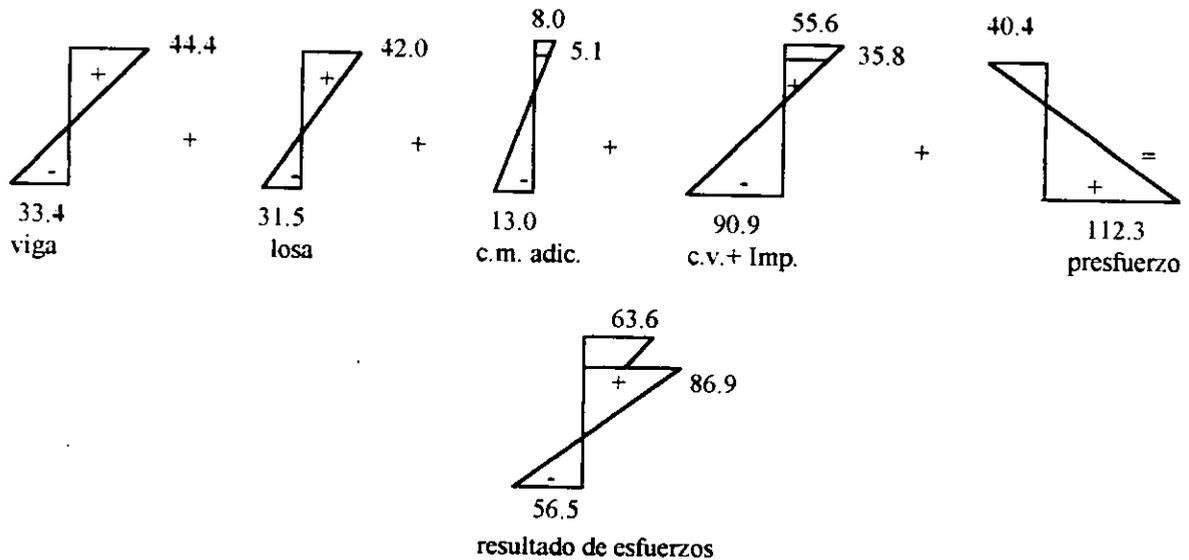


Figura 4-13

- Comparando los esfuerzos acumulados con los admisibles en condición final:

Es decir:

$$\begin{aligned} f_{adm. C} &= 100.0 \text{ kg.cm}^2 > 63.6 \text{ kg.cm}^2 \\ f_{adm. C} &= 140.0 \text{ kg.cm}^2 > 86.9 \text{ kg.cm}^2 \\ f_{adm. T} &= 15.0 \text{ kg.cm}^2 \ll 56.5 \text{ kg.cm}^2 \end{aligned}$$

Mal, por condición final la tensión es mucho mayor que la admisible.

- Esfuerzos iniciales por presfuerzo:

Se suponen pérdidas 24%

$$\begin{aligned} f_{sip} &= f_{spp}(1.31) \\ &= -40.4 \cdot 1.31 = -52.9 \text{ kg./cm}^2 \end{aligned}$$

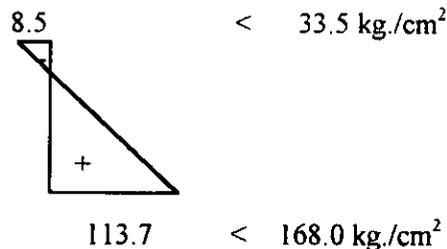
$$\begin{aligned} f_{iip} &= f_{ipp}(1.31) \\ &= 112.3 \cdot 1.31 = 147.1 \text{ kg./cm}^2 \end{aligned}$$

- Esfuerzos temporales previos a las pérdidas:

$$\begin{aligned} f_{stpp} &= f_{sppv} - f_{sip} \\ &= 44.4 - 52.9 = -8.5 \text{ kg.cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{tpp} &= -f_{ppv} + f_{iip} \\ &= -33.4 + 147.1 = 113.7 \text{ kg./cm}^2 \end{aligned}$$

- Comparando con los esfuerzos admisibles:



Es decir:

$$\begin{aligned} f_{adm. T} &= 33.5 \text{ kg./cm}^2 > 8.5 \text{ kg./cm}^2 \\ f_{adm. C} &= 168.0 \text{ kg./cm}^2 > 113.7 \text{ kg./cm}^2 \end{aligned} \quad \text{BIEN}$$

- Pérdidas de tensión por deformación en el concreto (Según Normas AASHTO)

El total de las pérdidas está dada por la suma de todas las pérdidas parciales.

$$\Delta f_s = CC + AE + CRc + CRs$$

Contracción del concreto:

$$CC = 117.21 - 1.034 \text{ HR}$$

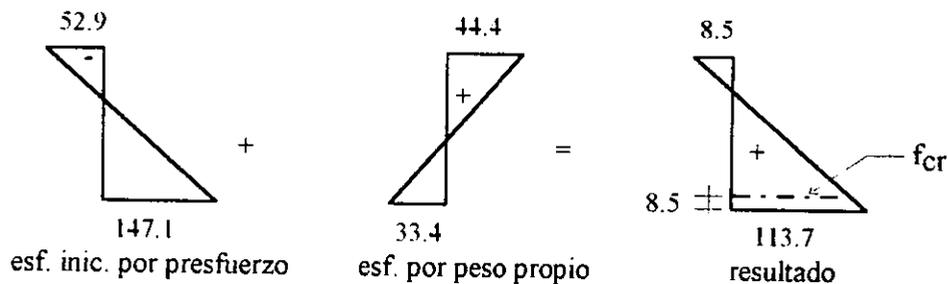
donde HR = Promedio de la humedad relativa anual en porciento = 50%

$$CC = 117.21 - 1.034(50) = 65.51 \text{ MPa}$$

Acortamiento elástico:

$$AE = (Es/Eci)f_{cr} = (2.1 \cdot 10^6 \text{ kg./cm}^2 / (15\,000.0 \text{ kg./cm}^2 \cdot \sqrt{f'_{ci}})) f_{cr}$$

Determinación de f_{cr} :



por triángulos semejantes se obtiene f_{cr} :

$$f_{cr} = [((8.5 + 113.7)(115 - 8.5))/115] - 8.5 = 104.7 \text{ kg./cm}^2$$

$$\therefore AE = 2.1 \cdot 10^6 / (15\,000.0 \cdot \sqrt{280}) 104.7 \text{ kg./cm}^2 = 876.0 \text{ kg./cm}^2 = 87.6 \text{ MPa}$$

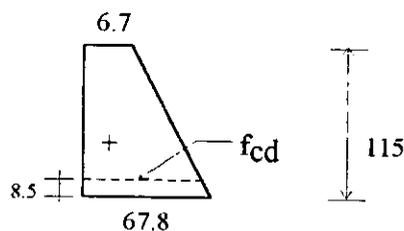
Escurrecimiento plástico en el concreto:

$$CRc = 12 f_{rc} - 7 f_{cd}$$

A continuación se obtiene el valor de f_{cd}

$$f_s = f_{spp.} + f_{slosa} + f_{s.c.m.adic.} \\ = -40.4 + 42.0 + 5.1 = 6.7 \text{ kg./cm}^2$$

$$f_i = f_{ipp.} + f_{ilosca} + f_{i.c.m.adic.} \\ = 112.3 - 31.5 - 13.0 = 67.8 \text{ kg./cm}^2$$



Por triángulos semejantes se obtiene f_{cd} :

$$(74.5 / 115) = f_{cd} / (115 - 8.5)$$

$$\therefore f_{cd} = \frac{69.0 \text{ kg./cm}^2 + 6.7 \text{ kg./cm}^2}{75.7 \text{ kg./cm}^2}$$

$$\therefore f_{cd} = 75.7 \text{ kg./cm}^2$$

Se sustituyendo los valores en la ecuación de escurrimiento plástico:

$$\begin{aligned} CRc &= 12(104.7) - 7(75.7) = 726.5 \text{ kg./cm}^2 \\ &= 72.65 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Relajación del acero:

$$\begin{aligned} CRs &= 137.9 - 0.4 \cdot AE - 0.2(CC + CRc) \\ &= 137.9 - 0.4(87.6) - 0.2(65.51 + 72.65) = 75.23 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Pérdidas totales:

$$\Delta fs = (65.51 + 87.6 + 72.65 + 75.23) = 300.99 \text{ MPa} = 3009.9 \text{ kg./cm}^2$$

BIEN

Porcentaje de pérdidas:

$$3009 / 13300.0 = 22.6\% \cong 23\%$$

Las pérdidas obtenidas son menores que las propuestas (3160.0 kg./cm^2), sin embargo por tensión admisible no pasa, por lo que esta solución se desecha.

CAPITULO V

ALTERNATIVAS PARA CARGA VIVA EXTRAORDINARIA

En este capítulo se analizaron 6 alternativas diferentes de diseño para que la superestructura del puente en cuestión sea capaz de soportar la carga especificada HS-40.

5.1 PRIMERA ALTERNATIVA

Se mantiene la sección de la solución estándar (5 traveses de 1.15 m de peralte) pero se incrementa el presfuerzo de 16 a 22 torones por traveses.

- Análisis de cargas

Viga:

$$W_{pv} = A \cdot W_c = 0.3425 \cdot 2.4 = 0.822 \text{ ton/m}$$

Losa:

$$W_l = b \cdot t \cdot W_c = 1.80 \cdot 0.18 \cdot 2.4 = 0.778 \text{ ton/m}$$

Carga muerta adicional:

Guarnición	=	$A \cdot W_c \cdot 2^*$	=	$0.12 \cdot 2.4 \cdot 2$	=	0.576 ton/m
Parapeto	=	$0.15^{**} \cdot 2^*$	=	$0.15 \cdot 2$	=	0.30 ton/m
Carpeta asfáltica	=	$A \cdot W_{asf.}$	=	$0.80 \cdot 2.2$	=	<u>1.76 ton/m</u>
						2.636 ton/m

$$W_{c.m.adic.} = 2.636/5 \text{ vigas} = 0.527 \text{ ton/m/viga}$$

Carga Móvil + Impacto:

$$I = 15.24/(L + 38) \leq 30\%$$

donde: I = Impacto en %

L = Longitud del claro del miembro, entre centros de apoyo en metros

$$I = 15.24/(18.0 + 38) = 0.272 \quad \Rightarrow \quad I = 27\% < 30\% \quad \text{Bien.}$$

Factor de concentración:

$$F.C. = S/1.68 \quad \text{donde } S = \text{Espacio promedio entre vigas en metros}$$

$$F.C. = 1.80/1.68 = 1.071/\text{rueda}$$

Se toma $\frac{1}{2}$ del F.C para pasar de carga de carril a carga de rueda.

$$\therefore F. C. = 0.5355/\text{rueda}$$

- Obtención de momentos :

Viga:

$$\begin{aligned} M_{ppv} &= Wl^2/8 = (0.822 \cdot 18.0^2)/8 = 33.3 \text{ ton.-m} \\ &= 3\,330\,000.0 \text{ kg.-cm} \end{aligned}$$

Losa:

$$\begin{aligned} M_{pl} &= Wl^2/8 = (0.778 \cdot 18.0^2)/8 = 31.5 \text{ ton.-m} \\ &= 3\,150\,000.0 \text{ kg.-cm} \end{aligned}$$

Carga muerta adicional:

$$\begin{aligned} M_{c.m.adic.} &= Wl^2/8 = (0.527 \cdot 18.0^2)/8 = 21.3 \text{ ton.-m} \\ &= 2\,130\,000.0 \text{ kg.-cm} \end{aligned}$$

Carga Móvil + Impacto:

Del apéndice "A" de las Normas AASHTO se tiene que para un claro de 18.00 m le corresponde un momento de carga viva (c.v.) de:

$$MC.V. = 109.175 \text{ ton.-m}$$

El momento pertenece a una carga HS-20 y la carga de proyecto es el doble de esta, entonces se afectará por 2 para obtener los valores de diseño.

Por lo que se tiene:

$$Mc.v. = MC.V. \cdot 2 = 109.175 \cdot 2 = 218.35 \text{ ton.-m}$$

Finalmente el momento por c.v. será igual a:

$$\begin{aligned} Mc.v. &= MC.V. \cdot I \cdot F.C = 218.35 \cdot 1.27 \cdot 0.5355 = 148.5 \text{ ton.-m} \\ &= 14\,850\,000.0 \text{ kg.-cm} \end{aligned}$$

- Carga total de presfuerzo:

$$F = 0.7 \cdot f'_s = 0.7 \cdot 19\,000.0 \text{ kg./cm}^2 = 13\,300.0 \text{ kg./cm}^2$$

Pérdidas supuestas $3\,160.0 \text{ kg./cm}^2$

\therefore se tiene:

$$\begin{aligned} F &= 13\,300.0 \text{ kg./cm}^2 \\ \text{Pérdidas propuestas} &= \underline{-3\,160.0 \text{ kg./cm}^2} \\ F_e &= 10\,140.0 \text{ kg./cm}^2 \end{aligned}$$

$$F_t = F_e \cdot A_s \cdot n$$

$$= 10\,140.0 \cdot 0.987 \cdot 22 = 220\,180.0 \text{ kg}$$

- Distribución de torones y distancia centroidal (ver fig. 5-1):

$$y' = ((5 \cdot 10) + (10 \cdot 10) + (15 \cdot 2)) / 22 = 8.18 \text{ cm}$$

$$e = y_{iss} + y' = 49.35 - 8.18 = 41.17 \text{ cm}$$

4 esp. de 5 = 20 cm

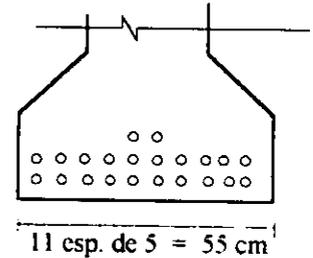


Figura 5-1

- Esfuerzos por presfuerzo permanente:
esfuerzo en fibra superior

$$f_{spp} = F [1/A_{ss} - (e \cdot y_s) / I_{ss}]$$

$$= 220\,180.0 [1/3425 - (41.17 \cdot 65.65) / 4\,927\,474.87]$$

$$= -56.5 \text{ kg./cm}^2$$

esfuerzo en fibra inferior:

$$f_{ipp} = F [1/A_{ss} + (e \cdot y_i) / I_{ss}]$$

$$= 220\,180.0 [1/3425 + (40.85 \cdot 49.35) / 4\,927\,474.87]$$

$$= 155.1 \text{ kg./cm}^2$$

- Obtención de esfuerzos actuantes en el centro del claro.

Se obtendrán según las etapas constructivas ocasionadas por las diferentes cargas.

Sección simple:

Viga:

$$f_{sppv} = (M_{ppv} / I_{ss}) y_{sss}$$

$$= (3\,330\,000.0 / 4\,927\,474.87) 65.65 = 44.4 \text{ kg./cm}^2$$

$$f_{ippv} = (M_{ppv} / I_{ss}) y_{iss}$$

$$= (3\,330\,000.0 / 4\,927\,474.87) 49.35 = 33.4 \text{ kg./cm}^2$$

Losa:

Los esfuerzos producidos por la losa actuarán sobre sección simple únicamente.

$$f_{slosa} = (M_{pl} / I_{ss}) y_{sss}$$

$$= (3\,150\,000.0 / 4\,927\,474.87) 65.65 = 42.0 \text{ kg./cm}^2$$

$$f_{ilos} = (M_{pl} / I_{ss}) y_{iss}$$

$$= (3\,150\,000.0 / 4\,927\,474.87) 49.35 = 31.5 \text{ kg./cm}^2$$

Sección compuesta:

Carga muerta adicional:

$$f_{sc.m.adic.} = (Mc.m.adic./Isc)y_{ssc}$$

$$= (2\ 130\ 000.0/13\ 477\ 232.43)32.50 = 5.1\text{ kg./cm}^2$$

$$f_{ic.m.adic.} = (Mc.m.adic./Isc)y_{isc}$$

$$= (2\ 130\ 000.0/13\ 477\ 232.43)82.50 = 13.0\text{ kg./cm}^2$$

$$f's = (Mc.m.adic./Isc)y's$$

$$= (2\ 130\ 000.0/13\ 477\ 232.43)50.50 = 8.0\text{ kg./cm}^2$$

Carga Viva + Impacto:

$$f_{sc.v.imp} = (Mc.v./Isc)y_{ssc}$$

$$= (14\ 850\ 000.0/13\ 477\ 232.43)32.50 = 35.8\text{ kg./cm}^2$$

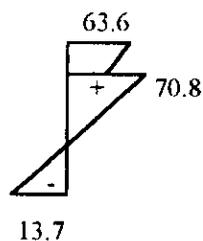
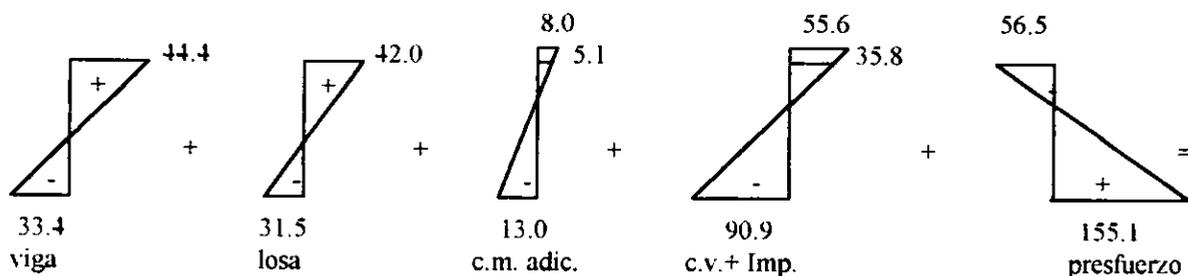
$$f_{ic.v.imp} = (Mc.v./Isc)y_{isc}$$

$$= (14\ 850\ 000.0/13\ 477\ 232.43)82.50 = 90.9\text{ kg./cm}^2$$

$$f's = (Mc.v./Isc)y's$$

$$= (14\ 850\ 000.0/13\ 477\ 232.43)50.50 = 55.6\text{ kg./cm}^2$$

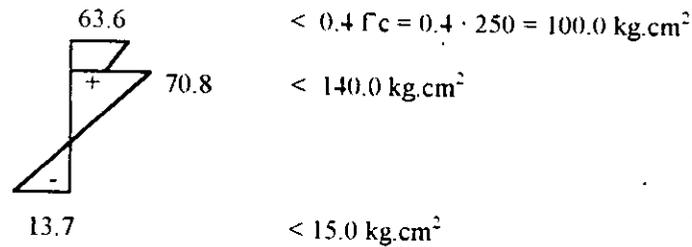
• Revisión y superposición de esfuerzos:



resultado de esfuerzos

Figura 5-2

- Comparando los esfuerzos acumulados con los admisibles en condición final:



Es decir:

$$f_{\text{adm. C}} = 140.0 \text{ kg.cm}^2 > 70.8 \text{ kg.cm}^2$$

$$f_{\text{adm. T}} = 15.0 \text{ kg.cm}^2 > 8.8 \text{ kg.cm}^2$$

Bien los esfuerzos obtenidos son menores que los admisibles.

- Esfuerzos iniciales por presfuerzo:

Se proponen pérdidas de 24%

$$f_{s_{ip}} = f_{s_{pp}}(1.31)$$

$$= -56.5 \cdot 1.31 = -74.0 \text{ kg./cm}^2$$

$$f_{i_{ip}} = f_{i_{pp}}(1.31)$$

$$= 155.1 \cdot 1.31 = 203.2 \text{ kg./cm}^2$$

- Esfuerzos temporales previos a las pérdidas:

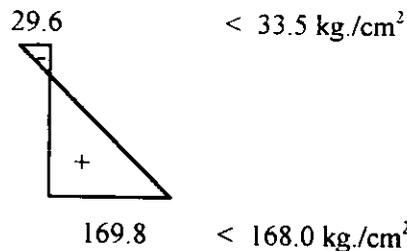
$$f_{stpp} = f_{s_{ppv}} - f_{s_{ip}}$$

$$= 44.4 - 74.0 = -29.6 \text{ kg.cm}^2$$

$$f_{itpp} = -f_{i_{ppv}} + f_{i_{ip}}$$

$$= -33.4 + 203.2 = 169.8 \text{ kg./cm}^2$$

- Comparando con los esfuerzos admisibles:



Es decir:

$$f_{\text{adm. T}} = 33.5 \text{ kg./cm}^2 > 29.6 \text{ kg./cm}^2$$

$$f_{\text{adm. C}} = 168.0 \text{ kg./cm}^2 > 169.8 \text{ kg./cm}^2$$

BIEN.

- Pérdidas de tensión por deformación en el concreto

Según Normas AASHTO

El total de las pérdidas está dada por la suma de todas las pérdidas parciales.

$$\Delta f_s = CC + AE + CR_c + CR_s$$

Contracción del concreto:

$$CC = 117.21 - 1.034 HR$$

donde:

$$HR = \text{Promedio de la humedad relativa anual en porcentaje} = 50\%$$

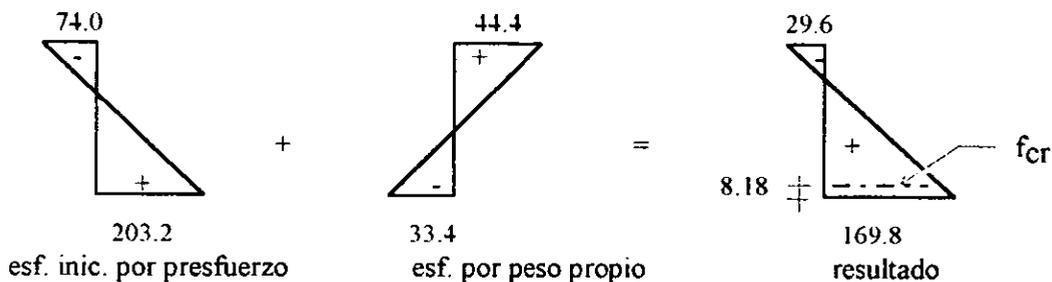
$$CC = 117.21 - 1.034(50) = 65.51 \text{ MPa}$$

Acortamiento elástico:

$$AE = (E_s/E_{ci}) f_{cr}$$

$$= (2.1 \cdot 10^6 \text{ kg./cm}^2) / (15\,000.0 \text{ kg./cm}^2 \cdot \sqrt{f'_{ci}}) f_{cr}$$

Determinación de f_{cr} :



por triángulos semejantes se obtiene f_{cr} :

$$f_{cr} = [((29.6 + 169.8)(115 - 8.18)) / 115] - 29.6 = 155.6 \text{ kg./cm}^2$$

$$\therefore AE = (2.1 \cdot 10^6) / (15\,000 \cdot \sqrt{280}) 155.6 \text{ kg./cm}^2 = 1\,301.8 \text{ kg./cm}^2 = 130.18 \text{ MPa}$$

Escurrecimiento plástico en el concreto:

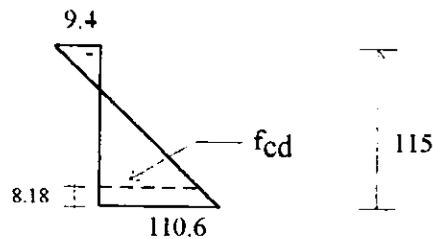
$$CR_c = 12 f_{rc} - 7 f_{cd}$$

A continuación se obtiene el valor de f_{cd}

$$\begin{aligned} f_s &= f_{spp} + f_{slosa} + f_{sc.m.adic} \\ &= -56.5 + 42.0 + 5.1 = -9.4 \text{ kg./cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 f_i &= f_{i\text{pp.}} + f_{i\text{losa}} + f_{i\text{c.m.adic.}} \\
 &= 155.1 - 31.5 - 13.0 = 110.6 \text{ kg./cm}^2
 \end{aligned}$$

De acuerdo a los resultados anteriores se tiene:



Por triángulos semejantes se obtiene f_{cd} :

$$(120.0/115) = f_{cd} / (115 - 8.18)$$

$$\therefore f_{cd} = 111.5 \text{ kg./cm}^2$$

$$\begin{array}{r}
 - 9.4 \text{ kg./cm}^2 \\
 \hline
 102.1 \text{ kg./cm}^2
 \end{array}$$

$$\therefore f_{cd} = 102.1 \text{ kg./cm}^2$$

Se sustituyendo los valores en la ecuación de escurrimiento plástico:

$$\begin{aligned}
 CR_c &= 12 (155.6) - 7 (102.1) = 1\ 152.5 \text{ kg./cm}^2 \\
 &= 115.25 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Relajación del acero:

$$\begin{aligned}
 CR_s &= 137.9 - 0.4 \cdot AE - 0.2 (CC + CR_c) \\
 &= 137.9 - 0.4(130.18) - 0.2(65.51 + 115.25) = 49.7 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Pérdidas totales:

$$\Delta f_s = (65.51 + 130.18 + 115.25 + 49.7) = 360.6 \text{ MPa} = 3\ 606.0 \text{ kg./cm}^2$$

Se observa que los esfuerzos tanto en la etapa inicial como final queda dentro de los límites permisibles; sin embargo las pérdidas calculadas son mayores que las supuestas por lo que es necesario reajustar el cálculo incrementando el presfuerzo. Se incrementa el presfuerzo de 22 a 24 torones por trabe además se incrementa la resistencia a compresión del concreto (f'_c) de 350 kg./cm² a 400 kg./cm².

5.1.1 Reajuste de la primera alternativa.

Las variantes son:

- * De 22 a 24 torones
- * Aumentar la $f'c$ de 350 kg./cm^2 a 400 kg./cm^2
- * Las pérdidas calculadas anteriormente se toman como propuestas.

Al aumentar $f'c$ cambia b_{real} por lo tanto se tiene una nueva sección compuesta:

$$\therefore b_{\text{real}} = b \sqrt{(f'c_{\text{losa}}/f'c_{\text{trabe}})} = 180 \sqrt{250/400} \cong 142.0 \text{ cm}$$

SECCION	AREA cm ²	y cm	A·y cm	d cm	A·d ² cm ⁴	Io cm ⁴
1	2 556.00	124.00	316 944.00	42.75	4 671 249.75	69 012.00
2	3 425.00	49.35	169 023.75	31.902	3 485 314.25	4 927474.87
Σ	5 981.00		485 967.75		8 156 564.0	4 996 486.87

Tabla 5-1

- De la tabla anterior se obtienen las siguientes distancias centroidales:

$$y_{\text{isc}} = \Sigma A \cdot y / \Sigma A$$

$$y_{\text{isc}} = 485\,967.75 / 5\,981 = 81.25 \text{ cm}$$

$$y_{\text{ssc}} = 115 - 81.252 = 33.748 \text{ cm}$$

$$y'_{\text{s}} = y_{\text{ssc}} + t$$

$$= 33.748 + 18.0 = 51.75 \text{ cm}$$

$$d_1 = y_{\text{ssc}} + t/2$$

$$= 33.748 + 18.0/2 = 42.75 \text{ cm}$$

$$d_2 = y_{\text{isc}} - y_{\text{iss}}$$

$$= 81.252 - 49.35 = 31.90 \text{ cm}$$

- Momento de inercia (Isc)

$$I_{\text{sc}} = \Sigma A \cdot d^2 + \Sigma I_o$$

$$= 8\,156\,564.0 + 4\,996\,486.87 = 13\,153\,050.87 \text{ cm}^4$$

- Análisis de carga y obtención de momentos:

Por tratarse de un reajuste se omitirán el calculo de los valores pertenecientes a este punto, los cuales se mantienen iguales ya previamente obtenidos. Sin embargo la carga total de presfuerzo, como ahora se tienen las pérdidas calculadas como propuestas ($3\ 606.0\ \text{kg./cm}^2$) ; nuevamente se obtiene dicha carga; así mismo involucrando los cambios ya mencionados al inicio del reajuste.

- Carga total de presfuerzo:

$$F = 0.7 \cdot f'_{cs} = 0.7 \cdot 19\ 000.0\ \text{kg./cm}^2 = 13\ 300.0\ \text{kg./cm}^2$$

Pérdidas propuestas $3\ 606.0\ \text{kg./cm}^2$

∴ se tiene:

$$\begin{array}{r} F = 13\ 300.0\ \text{kg./cm}^2 \\ \text{Pérdidas propuestas} = -3\ 606.0\ \text{kg./cm}^2 \\ \hline F_e = 9\ 694.0\ \text{kg./cm}^2 \end{array}$$

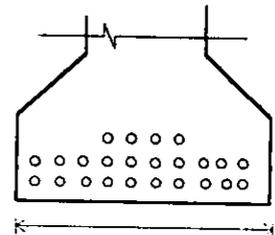
$$\begin{aligned} F_t &= F_e \cdot A_s \cdot n \\ &= 9\ 694.0 \cdot 0.987 \cdot 24 \cong 229\ 631.0\ \text{kg.} \end{aligned}$$

- Distribución de torones y distancia centroidal (ver fig. 5-3):

$$y' = ((5 \cdot 10) + (10 \cdot 10) + (15 \cdot 4)) / 24 = 8.75\ \text{cm}$$

$$e = y_{iss} + y' = 49.35 - 8.75 = 40.60\ \text{cm}$$

4 esp. de 5 = 20 cm



11 esp. de 5 = 55 cm:

Figura 5-3

- Esfuerzos por presfuerzo permanente :
esfuerzo en fibra superior

$$\begin{aligned} f_{spp} &= F[1/A_{ss} - (e \cdot y_s)/I_{ss}] \\ &= 229\ 631.0[1/3\ 425 - (40.60 \cdot 65.65)/4\ 927\ 474.87] \\ &= -57.2\ \text{kg./cm}^2 \end{aligned}$$

esfuerzo en fibra inferior:

$$\begin{aligned} f_{ipp} &= F[1/A_{ss} + (e \cdot y_i)/I_{ss}] \\ &= 229\ 631.0[1/3\ 425 + (40.60 \cdot 49.35)/4\ 927\ 474.87] \\ &= 160.4\ \text{kg./cm}^2 \end{aligned}$$

- Obtención de los esfuerzos actuantes al centro del claro:

Los esfuerzos provocados por el peso de la viga y losa permanece sin variar (sección simple). Como se obtuvo una nueva sección compuesta se calcularán nuevamente los esfuerzos pertenecientes a esta (carga muerta adicional, carga viva más impacto).

Sección simple.

Viga:

$$f_{spv} = 44.4 \text{ kg./cm}^2; \quad f_{ppv} = 33.4 \text{ kg./cm}^2$$

Losa:

Los esfuerzos producidos por la losa actuarán sobre sección simple únicamente.

$$f_{losa} = 42.0 \text{ kg./cm}^2; \quad f_{llosa} = 31.5 \text{ kg./cm}^2$$

Sección compuesta.

Carga muerta adicional:

$$\begin{aligned} f_{c.m.adic.} &= (M_{c.m.adic.}/I_{sc})y_{ssc} \\ &= (2\,130\,000.0/13\,153\,050.84)33.75 = 5.5 \text{ kg./cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{i.c.m.adic.} &= (M_{c.m.adic.}/I_{sc})y_{isc} \\ &= (2\,130\,000.0/13\,153\,050.84)81.25 = 13.2 \text{ kg./cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f'_{s} &= (M_{c.m.adic.}/I_{sc})y'_{s} \\ &= (2\,130\,000.0/13\,153\,050.84)51.75 = 8.4 \text{ kg./cm}^2 \end{aligned}$$

Carga Viva + Impacto:

$$\begin{aligned} f_{c.v.imp.} &= (M_{c.v.}/I_{sc})y_{ssc} \\ &= (14\,850\,000.0/13\,153\,050.84)33.75 = 38.1 \text{ kg./cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{i.c.v.imp.} &= (M_{c.v.}/I_{sc})y_{isc} \\ &= (14\,850\,000.0/13\,153\,050.84)81.25 = 91.7 \text{ kg./cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f'_{s} &= (M_{c.v.}/I_{sc})y'_{s} \\ &= (14\,850\,000.0/13\,153\,050.84)51.75 = 58.4 \text{ kg./cm}^2 \end{aligned}$$

•Revisión y superposición de esfuerzos:

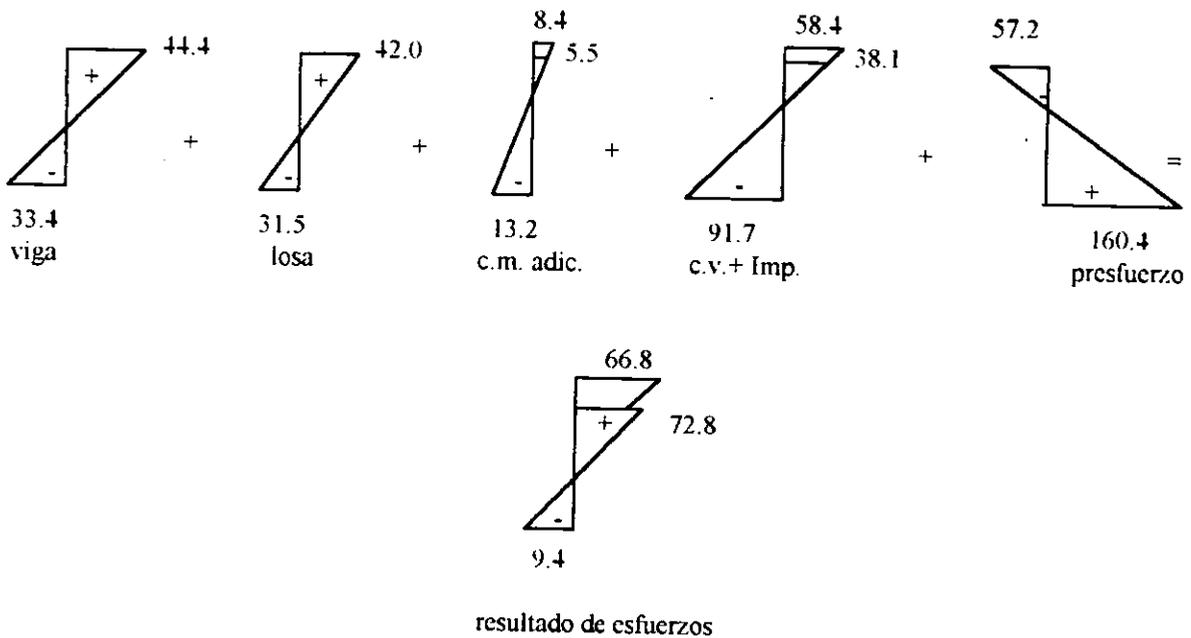
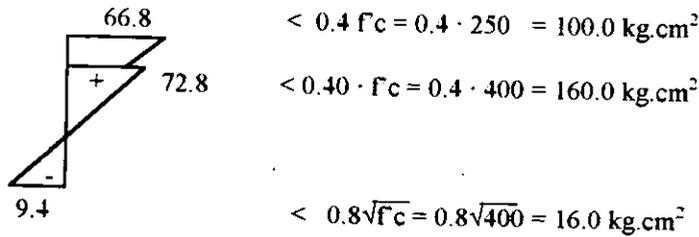


Figura 5-4

•Comparando los esfuerzos acumulados con los admisibles en condición final:



Es decir:

$$f_{adm. C} = 160.0 \text{ kg.cm}^2 > 72.8 \text{ kg.cm}^2$$

$$f_{adm. T} = 16.0 \text{ kg.cm}^2 > 9.4 \text{ kg.cm}^2$$

Bien los esfuerzos obtenidos son menores que los admisibles.

• Esfuerzos iniciales por presfuerzo:

Pérdidas propuestas 24%

$$f_{sip} = f_{spp}(1.31)$$

$$= - 57.2 \cdot 1.31 = - 74.9 \text{ kg./cm}^2$$

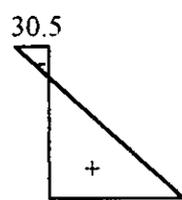
$$f_{ip} = f_{ipp}(1.31) \\ = 160.4 \cdot 1.31 = 210.1 \text{ kg./cm}^2$$

- Esfuerzos temporales previos a las pérdidas:

$$f_{stpp} = f_{sppv} - f_{sip} \\ = 44.4 - 74.9 = -30.5 \text{ kg./cm}^2$$

$$f_{tpp} = -f_{sppv} + f_{ip} \\ = -33.4 + 210.6 = 176.7 \text{ kg./cm}^2$$

- Comparando con los esfuerzos admisibles:



$$< 2\sqrt{f'_{ci}} = 2\sqrt{320} = 35.8 \text{ kg./cm}^2$$

$$f'_{ci} = 0.8 \cdot f_c = 0.8 \cdot 400 \\ = 320 \text{ kg./cm}^2$$

$$< 0.6 \cdot f'_{ci} = 0.6 \cdot 320 = 192.0 \text{ kg./cm}^2$$

Es decir:

$$f_{adm. T} = 35.8 \text{ kg./cm}^2 > 30.5 \text{ kg./cm}^2$$

$$f_{adm. C} = 192.0 \text{ kg./cm}^2 > 176.7 \text{ kg./cm}^2$$

BIEN

- Pérdidas de tensión por deformación en el concreto

Según Normas AASHTO

El total de las pérdidas está dada por la suma de todas las pérdidas parciales

$$\Delta f_s = CC + AE + CR_c + CR_s$$

Contracción del concreto:

$$CC = 117.21 - 1.034 \text{ HR}$$

donde:

$$\text{HR} = \text{Promedio de la humedad relativa anual en porciento} = 50\%$$

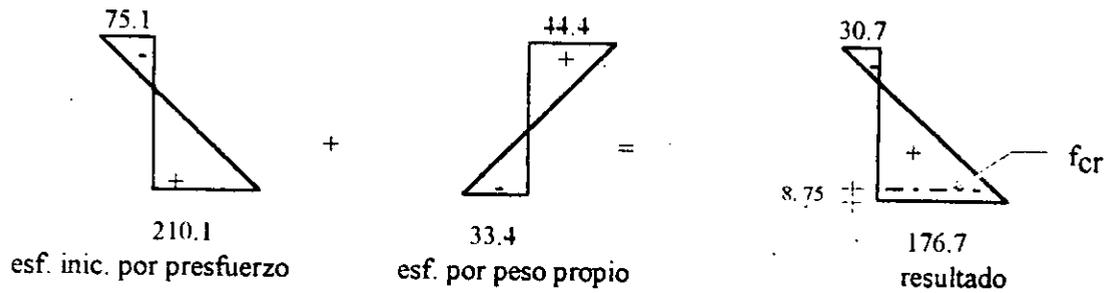
$$CC = 117.21 - 1.034(50) = 65.510 \text{ MPa}$$

Acortamiento elástico:

$$AE = (E_s/E_{ci})f_{cr}$$

$$= ((2.1 \cdot 10^6 \text{ kg./cm}^2)/(15\,000.0 \text{ kg./cm}^2 \cdot \sqrt{f'_{ci}})) f_{cr}$$

Determinación de f_{cr} :



por triángulos semejantes se obtiene f_{cr} :

$$f_{cr} = [((30.5 + 177.2)(115 - 8.75))/115] - 30.7 = 160.9 \text{ kg./cm}^2$$

$$\therefore AE = ((2.1 \cdot 10^6)/(15\,000.0 \cdot \sqrt{320}))160.9 \text{ kg./cm}^2 = 1\,259.2 \text{ kg./cm}^2$$

$$= 125.92 \text{ MPa}$$

Escurrecimiento plástico en el concreto:

$$CR_c = 12 f_{rc} - 7 f_{cd}$$

A continuación se obtiene el valor de f_{cd}

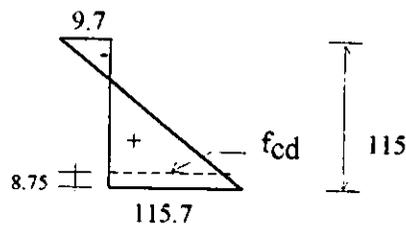
$$f_s = f_{spp} + f_{slosa} + f_{s.c.m.adic.}$$

$$= -57.2 + 42.0 + 5.5 = -9.7 \text{ kg./cm}^2$$

$$f_i = f_{ipp} + f_{i.losa} + f_{i.c.m.adic.}$$

$$= 160.8 - 31.5 - 13.2 = 115.7 \text{ kg./cm}^2$$

De acuerdo a los resultados se tiene:



Por triángulos semejantes se obtiene f_{cd} :

$$(125.4/115) = f_{cd} / (115 - 8.75)$$

$$\therefore f_{cd} = 115.9 \text{ kg./cm}^2$$

$$\underline{\quad - 9.4 \text{ kg./cm}^2}$$

$$106.2 \text{ kg./cm}^2$$

$$\therefore f_{cd} = 106.2 \text{ kg./cm}^2$$

Se sustituyendo los valores en la ecuación de escurrimiento plástico:

$$\begin{aligned} CR_c &= 12(160.9) - 7(106.2) = 1\ 187.4 \text{ kg./cm}^2 \\ &= 118.74 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Relajación del acero:

$$\begin{aligned} CR_s &= 137.9 - 0.4 \cdot AE - 0.2(CC + CR_c) \\ &= 137.9 - 0.4(125.92) - 0.2(65.51 + 118.74) = 50.7 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Pérdidas totales:

$$\Delta f_s = (65.51 + 125.92 + 118.74 + 50.7) = 360.9 \text{ MPa} = 3\ 609.0 \text{ kg./cm}^2$$

Las pérdidas obtenidas son aproximadamente iguales a las supuestas ($3\ 606.0 \text{ kg./cm}^2$) por lo tanto se consideran aceptables así como todo el reajuste de la alternativa.

5.2. SEGUNDA ALTERNATIVA

En esta alternativa se aumenta el número de traveses de 1.15 m de peralte de 5 a 6.

Se suponen 20 torones de presfuerzo por trabe. Se mantiene $f'_c = 350 \text{ kg./cm}^2$.

Las características de la sección simple son las mismas de la solución estándar no así de la sección compuesta que se calculan en seguida.

Sección compuesta:

- Ancho que contribuye la losa:

b = ancho efectivo del patin

$$b = \begin{cases} - \text{longitud c.a.c entre traveses} = 150 \text{ cm} \\ - \text{claro}/4 = 1800/4 = 450 \text{ cm} \\ - b' + 12 \cdot t = 35 + 12 \times 18 = 251 \text{ cm} \end{cases}$$

por lo tanto $b = 150 \text{ cm}$; rige la menor.

$$b_{\text{real}} = b \sqrt{f'_c \text{ losa} / f'_c \text{ trabe}} = 150 \sqrt{250/350} \cong 127.0 \text{ cm}$$

SECCION	AREA cm ²	y cm	A·y cm	d cm	A·d ² cm ⁴	I _o cm ⁴
1	2 286.00	124.00	283 464.00	4 4.77	4 581 950.73	61 722.00
2	3 425.00	49.35	169 023.75	29.88	3 057 889.32	4 927474.87
Σ	5 711.00		452 487.75		7 639 840.05	4 989 196.87

Tabla 5-2

- De la tabla anterior se obtienen las siguientes distancias centroidales:

$$y_{isc} = \frac{\sum A \cdot y}{\sum A}$$

$$= 452\,487.75 / 5\,711.0 = 79.23 \text{ cm}$$

$$y_{ssc} = 115 - y_{isc}$$

$$= 115 - 79.23 = 35.77 \text{ cm}$$

$$y'_s = y_{ssc} + t$$

$$= 35.77 + 18.0 = 53.77 \text{ cm}$$

$$d1 = y_{ssc} + t/2$$

$$= 35.77 + 18.0/2 = 44.77 \text{ cm}$$

$$d2 = y_{isc} - y_{iss}$$

$$= 79.23 - 49.35 = 29.88 \text{ cm}$$

- Momento de inercia (I_{sc})

$$I_{sc} = \sum A \cdot d^2 + \sum I_o$$

$$= 7\,639\,840.05 + 4\,989\,196.87 = 12\,629\,036.92 \text{ cm}^4$$

- Análisis de cargas

El análisis para la viga es el mismo de la primer alternativa. Por tener otra separación de c. a. c entre traves (1.50 m), se calcularan las cargas restantes:

Losa:

$$Wl = b \cdot t \cdot Wc = 1.50 \cdot 0.18 \cdot 2.4 = 0.648 \text{ ton/m}$$

Carga muerta adicional:

Guarnición	=	A · Wc · 2*	=	0.12 · 2.4 · 2	=	0.576 ton/m
Parapeto	=	0.15** · 2*	=	0.15 · 2	=	0.30 ton/m
Carpeta asfáltica	=	A · Wasf.	=	0.80 · 2.2	=	1.76 ton/m
						2.636 ton/m

$$Wc.m.adic. = 2.636/6 \text{ vigas} = 0.439 \text{ ton/m/viga}$$

Carga Móvil + Impacto:

$$I = 15.24/(L + 38) \leq 30\%$$

donde: I = Impacto en %

L = Longitud del claro del miembro, entre centros de apoyo en metros

$$I = 15.24/(18.0 + 38) = 0.272 \quad \Rightarrow \quad I = 27\% < 30\% \quad \text{Bien.}$$

Factor de concentración:

$$F.C. = S/1.68 \quad \text{donde } S = \text{Espacio promedio entre vigas en metros}$$

$$\begin{aligned} F.C. &= 1.50/1.68 = .8929/\text{rueda}/2 \text{ carriles} \\ &= 0.4465/\text{carril} \end{aligned}$$

- Obtención de momentos:

Viga:

El momento de la viga es el mismo de la primer alternativa por tal permanece sin variar.

Losa:

$$\begin{aligned} M_{pl} &= Wl^2/8 = (0.648 \cdot 18.0^2)/8 = 26.2 \text{ ton.-m} \\ &= 2\,620\,000.0 \text{ kg.-cm} \end{aligned}$$

Carga muerta adicional:

$$\begin{aligned} M_{c.m.adic.} &= Wl^2/8 = (0.439 \cdot 18.0^2)/8 = 17.8 \text{ ton.-m} \\ &= 1\,780\,000.0 \text{ kg.-cm} \end{aligned}$$

Carga Móvil + Impacto:

$$M.C.V. = 109.175 \text{ ton.-m}$$

El momento pertenece a una carga HS-20 y la carga de proyecto es el doble de esta, entonces se afectará por 2 para obtener los valores de diseño.

Por lo que se tiene:

$$M_{c.v.} = M.C.V. \cdot 2 = 109.175 \cdot 2 = 218.35 \text{ ton.-m}$$

Finalmente el momento por c.v. será igual a:

$$\begin{aligned} M_{c.v.} &= M.C.V. \cdot I \cdot F.C = 218.35 \cdot 1.27 \cdot 0.4465 = 123.8 \text{ ton.-m} \\ &= 12\,380\,000.0 \text{ kg.-cm} \end{aligned}$$

- Carga total de presfuerzo:

$$F = 0.7 \cdot f'_s = 0.7 \cdot 19\,000.0 \text{ kg./cm}^2 = 13\,300.0 \text{ kg./cm}^2$$

Pérdidas propuestas 3 160.0 kg./cm²

∴ se tiene:

$$\begin{aligned} F &= 13\,300.0 \text{ kg./cm}^2 \\ \text{Pérdidas propuestas} &= \frac{-3\,160.0 \text{ kg./cm}^2}{10\,140.0 \text{ kg./cm}^2} \\ Fe &= 10\,140.0 \text{ kg./cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Ft &= Fe \cdot As \cdot n \\ &= 10\,140.0 \cdot 0.987 \cdot 20 = 200\,164.0 \text{ kg.} \end{aligned}$$

- Distribución de torones y distancia centroidal (ver fig. 5-5):

$$y' = ((5 \cdot 10) + (10 \cdot 10))/20 = 7.5 \text{ cm}$$

$$e = y_{iss} + y' = 49.35 - 7.5 = 41.85 \text{ cm}$$

- Esfuerzos por presfuerzo permanente: 2 esp. de 5 = 20 cm²

$$\begin{aligned} f_{spp} &= F[1/Ass - (e \cdot y_s)/Iss] \\ &= 200\,164.0[1/3\,425 - (41.85 \cdot 65.65)/4\,927\,474.87] \\ &= -53.2 \text{ kg./cm}^2 \end{aligned}$$

esfuerzo en fibra inferior:

$$\begin{aligned} f_{ipp} &= F[1/Ass + (e \cdot y_i)/Iss] \\ &= 200\,164.0[1/3\,425 + (41.85 \cdot 49.35)/4\,927\,474.87] \\ &= 142.3 \text{ kg./cm}^2 \end{aligned}$$

- Obtención de esfuerzos actuantes en el centro del claro

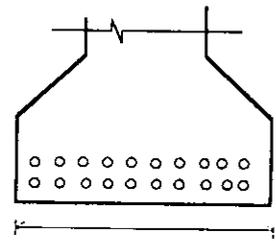
Se obtendrán según las etapas constructivas ocasionadas por las diferentes cargas.

Sección simple.

Viga:

$$f_{sppv} = 44.4 \text{ kg./cm}^2$$

$$f_{ippv} = 33.4 \text{ kg./cm}^2$$



11 esp. de 5 = 55 cm

Figura 5-5

Losa:

$$f_{s\text{losa}} = (M_{pl}/I_{ss}) y_{sss}$$

$$= (2\,620\,000.0/4\,927\,474.87)65.65 = 34.9 \text{ kg./cm}^2$$

$$f_{i\text{losa}} = (M_{pl}/I_{ss}) y_{iss}$$

$$= (2\,620\,000.0/4\,927\,474.87)49.35 = 26.2 \text{ kg./cm}^2$$

Sección compuesta.

Carga muerta adicional:

$$f_{c.m.adic.} = (M_{c.m.adic.}/I_{sc})y_{ssc}$$

$$= (1\,780\,000.0/12\,629\,036.92)32.50 = 4.6 \text{ kg./cm}^2$$

$$f_{i.c.m.adic.} = (M_{c.m.adic.}/I_{sc})y_{isc}$$

$$= (1\,780\,000.0/12\,629\,036.92)82.50 = 11.6 \text{ kg./cm}^2$$

$$f'_s = (M_{c.m.adic.}/I_{sc})y'_s$$

$$= (1\,780\,000.0/12\,629\,036.92)50.50 = 7. \text{ kg./cm}^2$$

Carga Viva + Impacto:

$$f_{c.v.imp.} = (M_{c.v.imp.}/I_{sc})y_{ssc}$$

$$= (12\,380\,000.0/12\,639\,036.92)32.50 = 31.8 \text{ kg./cm}^2$$

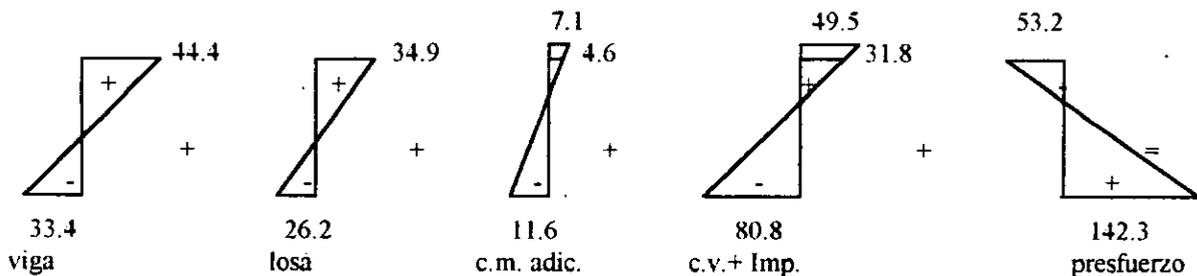
$$f_{i.c.v.imp.} = (M_{c.v.imp.}/I_{sc})y_{isc}$$

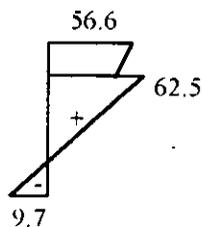
$$= (12\,380\,000.0/12\,639\,036.92)82.50 = 80.8 \text{ kg./cm}^2$$

$$f'_s = (M_{c.v.}/I_{sc})y'_s$$

$$= (12\,380\,000.0/12\,639\,036.92)50.50 = 49.5 \text{ kg./cm}^2$$

• Revisión y superposición de esfuerzos:

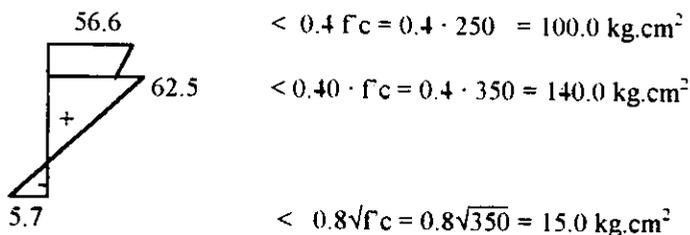




resultado de esfuerzos

Figura 5-6

- Comparando los esfuerzos acumulados con los admisibles en condición final:



$$< 0.4 f_c = 0.4 \cdot 250 = 100.0 \text{ kg.cm}^2$$

$$< 0.40 \cdot f_c = 0.4 \cdot 350 = 140.0 \text{ kg.cm}^2$$

$$< 0.8 \sqrt{f_c} = 0.8 \sqrt{350} = 15.0 \text{ kg.cm}^2$$

Es decir:

$$f_{\text{adm. C}} = 140.0 \text{ kg.cm}^2 > 62.5 \text{ kg.cm}^2$$

$$f_{\text{adm. T}} = 15.0 \text{ kg.cm}^2 > 9.7 \text{ kg.cm}^2$$

Bien los esfuerzos obtenidos son menores que los admisibles.

- Esfuerzos iniciales por presfuerzo:

Pérdidas propuestas 24%

$$\begin{aligned} f_{\text{sip}} &= f_{\text{spp}} (1.31) \\ &= -53.2 \cdot 1.31 = -69.7 \text{ kg./cm}^2 \end{aligned}$$

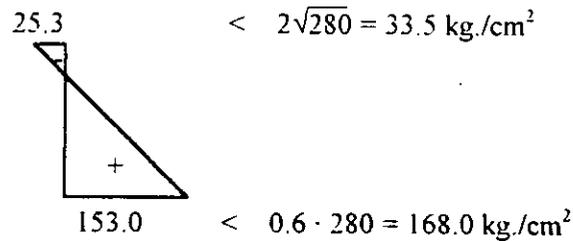
$$\begin{aligned} f_{\text{ijp}} &= f_{\text{ipp}} (1.31) \\ &= 142.3 \cdot 1.31 = 186.4 \text{ kg./cm}^2 \end{aligned}$$

- Esfuerzos temporales previos a las pérdidas:

$$\begin{aligned} f_{\text{stpp}} &= f_{\text{sppv}} - f_{\text{sip}} \\ &= 44.4 - 69.7 = -25.3 \text{ kg.cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{\text{itpp}} &= -f_{\text{ippv}} + f_{\text{ijp}} \\ &= -33.4 + 186.4 = 153.0 \text{ kg./cm}^2 \end{aligned}$$

- Comparando con los esfuerzos admisibles:



Es decir:

$$f_{\text{adm. T}} = 33.5 \text{ kg./cm}^2 > 25.3 \text{ kg./cm}^2$$

$$f_{\text{adm. C}} = 168.0 \text{ kg./cm}^2 > 153.0 \text{ kg./cm}^2 \quad \text{BIEN}$$

- Pérdidas de tensión por deformación en el concreto

Según Normas AASHTO

El total de las pérdidas está dada por la suma de todas las pérdidas parciales.

$$\Delta f_s = CC + AE + CR_c + CR_s$$

Contracción del concreto:

$$CC = 117.21 - 1.034 \text{ HR}$$

donde:

$$\text{HR} = \text{Promedio de la humedad relativa anual en porciento} = 50\%$$

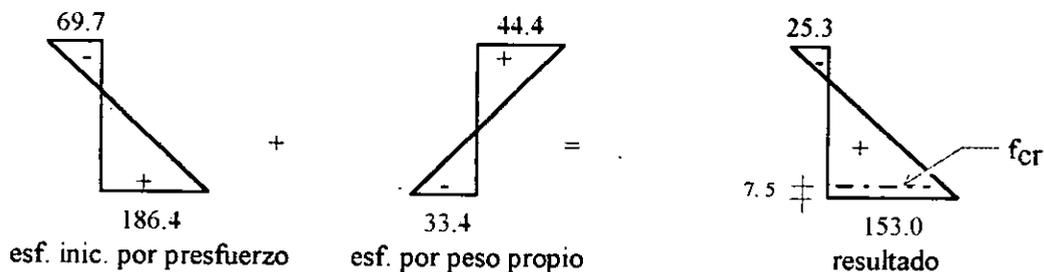
$$CC = 117.21 - 1.034(50) = 65.510 \text{ MPa}$$

Acortamiento elástico:

$$AE = (E_s/E_{ci})f_{cr}$$

$$= ((2.1 \cdot 10^6 \text{ kg./cm}^2)/(15\,000.0 \text{ kg./cm}^2 \cdot \sqrt{f'_{ci}})) f_{cr}$$

Determinación de f_{cr} :



por triángulos semejantes se obtiene f_{cr} :

$$f_{cr} = [((25.3 + 153.0)(115 - 7.5))/115] - 25.3 = 141.4 \text{ kg./cm}^2$$

$$\begin{aligned} \therefore AE &= ((2.1 \cdot 10^6)/(15\ 000.0 \cdot \sqrt{280})) 141.4 \text{ kg./cm}^2 = 1\ 183.0 \text{ kg./cm}^2 \\ &= 118.3 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Escurrecimiento plástico en el concreto:

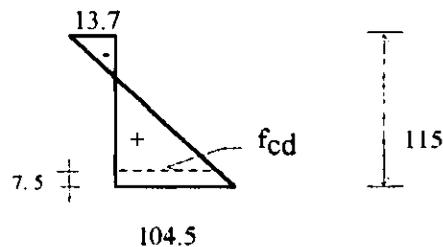
$$CRc = 12 f_{rc} - 7 f_{cd}$$

A continuación se obtiene el valor de f_{cd}

$$\begin{aligned} f_s &= f_{spp} + f_{slosa} + f_{sc.m.adic.} \\ &= -53.2 + 34.9 + 4.6 = -19.0 \text{ kg./cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_i &= f_{ipp} + f_{iiosa} + f_{ic.m.adic.} \\ &= 142.3 - 26.2 - 11.6 = 104.5 \text{ kg./cm}^2 \end{aligned}$$

De acuerdo a los anteriores resultados se tiene:



Por triángulos semejantes se obtiene f_{cd} :

$$(118.2/115) = f_{cd} / (115 - 7.5)$$

$$\therefore f_{cd} = 110.5 \text{ kg./cm}^2$$

$$\frac{-13.7 \text{ kg./cm}^2}{96.8 \text{ kg./cm}^2}$$

$$\therefore f_{cd} = 96.8 \text{ kg./cm}^2$$

Se sustituyendo los valores en la ecuación de escurrecimiento plástico:

$$\begin{aligned} CRc &= 12 (141.4) - 7 (96.8) = 1019.2 \text{ kg./cm}^2 \\ &= 101.92 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Relajación del acero:

$$\begin{aligned} \text{CRs} &= 137.9 - 0.4 \cdot \text{AE} - 0.2 (\text{CC} + \text{CRc}) \\ &= 137.9 - 0.4(118.3) - 0.2(65.51 + 101.92) = 57.2 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Pérdidas totales:

$$\Delta f_s = (65.51 + 118.3 + 101.92 + 57.2) = 342.93 \text{ MPa} = 3\,429.3 \text{ kg./cm}^2$$

Las pérdidas obtenidas son mayores a las supuestas ($3\,160.00 \text{ kg./cm}^2$). Por lo tanto se realizará nuevamente el análisis como se llevo a cabo en la primer alternativa.

5.2.1 Reajuste de la segunda alternativa.

Considerando lo siguiente:

La misma cantidad de presfuerzo (20 torones)

Las pérdidas calculadas anteriormente se toman como supuestas, $3\,429.3 \text{ kg./cm}^2$

- Análisis de cargas:

Son los mismos valores anteriormente obtenidos.

- Obtención de momentos:

Son los mismos valores anteriormente obtenidos.

- Carga total de presfuerzo:

$$F = 0.7 \cdot f'_s = 0.7 \cdot 19\,000.0 \text{ kg./cm}^2 = 13\,300.0 \text{ kg./cm}^2$$

$$\text{Pérdidas propuestas } 3\,429.3 \text{ kg./cm}^2$$

∴ se tiene:

$$\begin{array}{rcl} F & = & 13\,300.0 \text{ kg./cm}^2 \\ \text{Pérdidas propuestas} & = & \underline{-3\,429.3 \text{ kg./cm}^2} \\ \text{Fe} & = & 9\,870.0 \text{ kg./cm}^2 \end{array}$$

$$F_t = F_e \cdot A_s \cdot n$$

$$= 9\,870.0 \cdot 0.987 \cdot 20 = 194\,848.0 \text{ kg}$$

- Distribución de torones y distancia centroidal (ver fig. 5-7):

$$y' = ((5 \cdot 10) + (10 \cdot 10))/20 = 7.5 \text{ cm}$$

$$e = y_{iss} + y' = 49.35 - 7.5 = 41.85 \text{ cm}$$

- Esfuerzos por presfuerzo permanente: esfuerzo en fibra superior

$$\begin{aligned} f_{spp} &= F [1/Ass - (e \cdot y_s)/Iss] \\ &= 194\,848.0 [1/3425 - (41.85 \cdot 65.65)/4\,927\,474.87] \\ &= -51.7 \text{ kg./cm}^2 \end{aligned}$$

esfuerzo en fibra inferior:

$$\begin{aligned} f_{ipp} &= F [1/Ass + (e \cdot y_i)/Iss] \\ &= 194\,848.0 [1/3425 + (41.85 \cdot 49.35)/4\,927\,474.87] \\ &= 138.6 \text{ kg./cm}^2 \end{aligned}$$

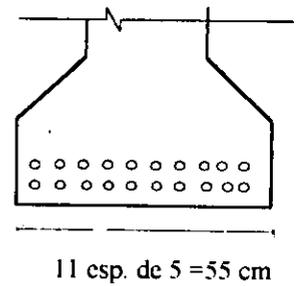
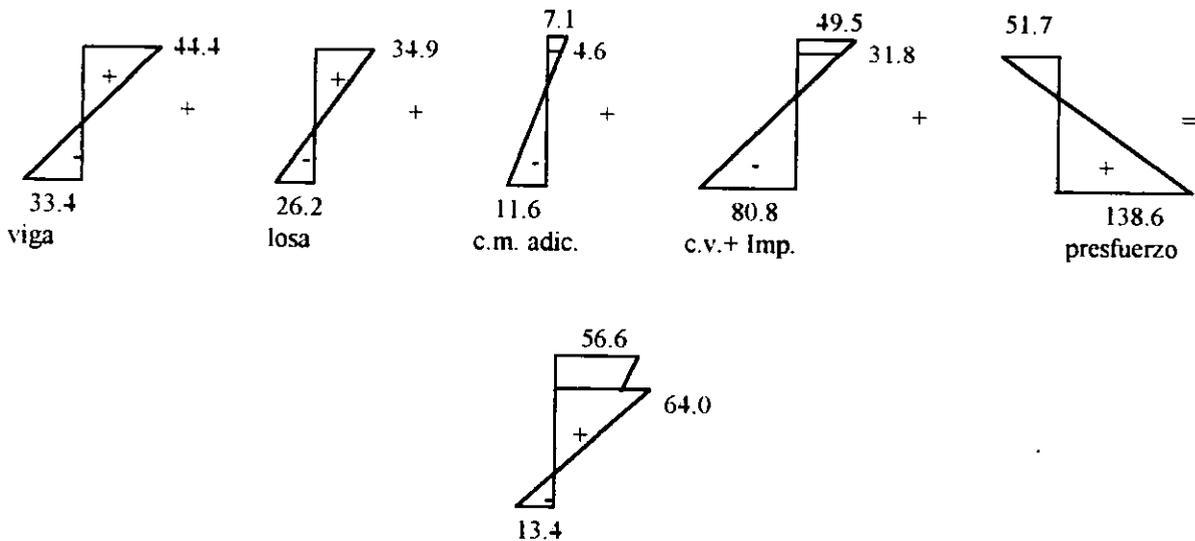


Figura 5-7

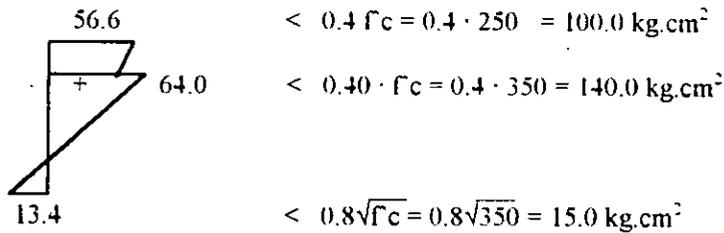
- Revisión y superposición de esfuerzos:



resultado de esfuerzos

Figura 5-8

- Comparando los esfuerzos acumulados con los admisibles en condición final:



Es decir:

$$\begin{aligned}
 f_{\text{adm. C}} &= 140.0 \text{ kg.cm}^2 > 64.0 \text{ kg.cm}^2 \\
 f_{\text{adm. T}} &= 15.0 \text{ kg.cm}^2 > 13.4 \text{ kg.cm}^2
 \end{aligned}$$

Bien los esfuerzos obtenidos son menores que los admisibles.

- Esfuerzos iniciales por presfuerzo:

Pérdidas estimadas 24%

$$\begin{aligned}
 f_{s_{ip}} &= f_{s_{pp}} (1.31) \\
 &= -51.7 \cdot 1.31 = -67.7 \text{ kg./cm}^2
 \end{aligned}$$

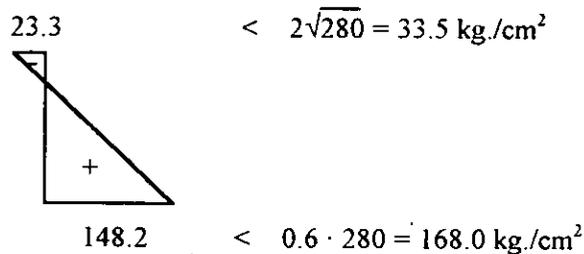
$$\begin{aligned}
 f_{i_{ip}} &= f_{i_{pp}} (1.31) \\
 &= 138.6 \cdot 1.31 = 181.6 \text{ kg./cm}^2
 \end{aligned}$$

- Esfuerzos temporales previos a las pérdidas:

$$\begin{aligned}
 f_{stpp} &= f_{s_{ppv}} - f_{s_{ip}} \\
 &= 44.4 - 67.7 = -23.3 \text{ kg.cm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 f_{itpp} &= -f_{i_{ppv}} + f_{i_{ip}} \\
 &= -33.4 + 181.6 = 148.2 \text{ kg./cm}^2
 \end{aligned}$$

- Comparando con los esfuerzos admisibles:



Es decir:

$$f_{adm. T} = 33.5 \text{ kg./cm}^2 > 23.3 \text{ kg./cm}^2$$

$$f_{adm. C} = 168.0 \text{ kg./cm}^2 > 148.2 \text{ kg./cm}^2$$

BIEN

- Pérdidas de tensión por deformación en el concreto

Según Normas AASHTO

El total de las pérdidas está dada por la suma de todas las pérdidas parciales.

$$\Delta f_s = CC + AE + CR_c + CR_s$$

Contracción del concreto:

$$CC = 117.21 - 1.034 \text{ HR}$$

donde:

HR = Promedio de la humedad relativa anual en porciento = 50%

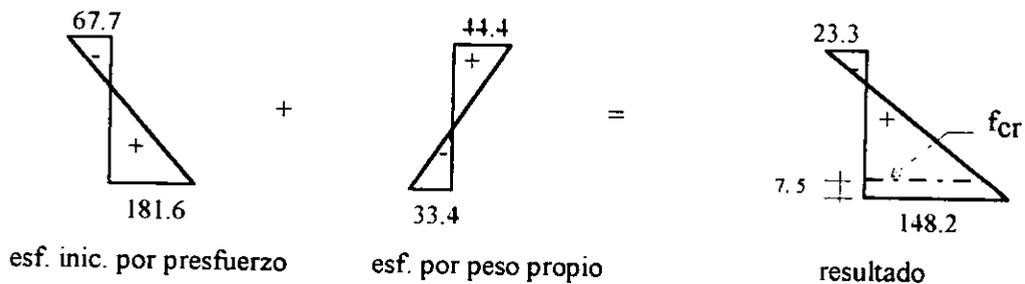
$$CC = 117.21 - 1.034(50) = 65.51 \text{ MPa}$$

Acortamiento elástico:

$$AE = (E_s/E_{ci})f_{cr}$$

$$= (2.1 \cdot 10^6 \text{ kg./cm}^2) / (15\,000 \cdot 0 \cdot \sqrt{F'_{ci}}) f_{cr}$$

Determinación de f_{cr} :



por triángulos semejantes se obtiene f_{cr} :

$$f_{cr} = [((23.3 + 148.2)(115 - 7.5))/115] - 23.3 = 137.0 \text{ kg./cm}^2$$

$$\therefore AE = ((2.1 \cdot 10^6) / (15\,000 \cdot \sqrt{280})) 137.0 \text{ kg./cm}^2 = 1\,146.2 \text{ kg./cm}^2$$

$$= 114.62 \text{ MPa}$$

Escurrecimiento plástico en el concreto:

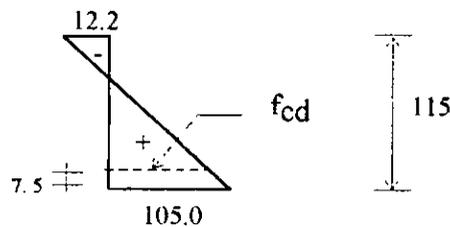
$$CRc = 12 f_{rc} - 7 f_{cd}$$

A continuación se obtiene el valor de f_{cd}

$$\begin{aligned} f_s &= f_{s\ pp} + f_{s\ losa} + f_{s\ c.m.adic.} \\ &= -51.7 + 34.9 + 4.6 = -12.2 \text{ kg./cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_i &= f_{i\ pp} + f_{i\ losa} + f_{i\ c.m.adic.} \\ &= 138.6 - 26.2 - 11.6 = 100.8 \text{ kg./cm}^2 \end{aligned}$$

De acuerdo a los anteriores resultados se tiene:



Por triángulos semejantes se obtiene f_{cd} :

$$(113.0/115) = f_{cd} / (115 - 7.5)$$

$$\begin{aligned} \therefore f_{cd} &= 105.6 \text{ kg./cm}^2 \\ &\quad - 12.2 \text{ kg./cm}^2 \\ \hline &= 93.4 \text{ kg./cm}^2 \end{aligned}$$

$$\therefore f_{cd} = 93.4 \text{ kg./cm}^2$$

Se sustituyendo los valores en la ecuación de escurrecimiento plástico:

$$\begin{aligned} CRc &= 12 (137.0) - 7 (93.4) = 990.2 \text{ kg./cm}^2 \\ &= 99.02 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Relajación del acero:

$$\begin{aligned} CRs &= 137.9 - 0.4 \cdot AE - 0.2 (CC + CRc) \\ &= 137.9 - 0.4(114.62) - 0.2(65.51 + 99.02) = 59.1 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Pérdidas totales:

$$\Delta f_s = (65.51 + 114.62 + 99.02 + 59.1) = 338.25 \text{ MPa} = 3\ 382.5 \text{ kg./cm}^2$$

Las pérdidas obtenidas son menores a las supuestas ($3\ 429.0 \text{ kg./cm}^2$). Por lo tanto se toman como aceptables.

5.3. TERCER ALTERNATIVA

En esta alternativa se propone utilizar 5 vigas tipo IV de AASHTO, con $f'c = 350 \text{ kg./cm}^2$ y peralte de 1.37 m.

- Características de la viga sola:

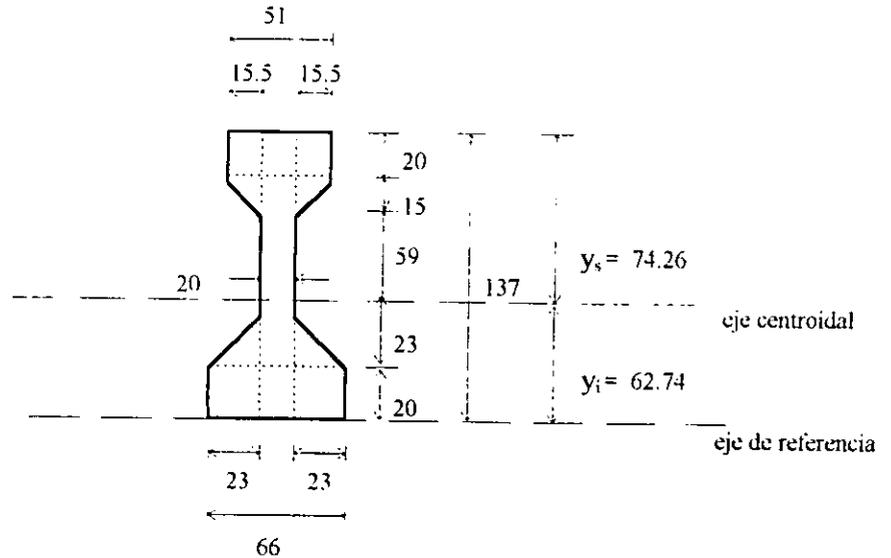


Figura 5-9

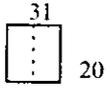
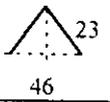
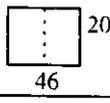
FORMA	AREA cm ²	y cm	A·y cm ³	d cm	A·d cm ²	lo cm ³
 31 20	620.00	127.00	78740.00	64.26	2 560 195.51	20 666.67
 15 15	232.50	112.00	26 400.00	49.26	564 172.32	2 906.25
 20 137	2 740.00	68.50	187 890.00	5.76	90 906.62	4 285 588.33
 23 46	529.00	26.67	14 637.43	35.07	650 619.69	15 546.72
 20 46	920.00	10.00	9 200.00	52.74	2 558 986.99	30 666.67
Σ =	5 041.50 cm²		316 307.43 cm³		6 424 881.13 cm²	4 355 374.64 cm³

Tabla 5-3

De la tabla se obtienen las siguientes distancias centroidales:

$$y = (\Sigma A \cdot y) / \Sigma A = (316\,307.43 / 5\,041.50) = 62.74 \text{ cm}$$

$$y_s = 137 - 62.74 = 74.26 \text{ cm}$$

Momento de Inercia con respecto al eje centroidal.

$$I = I_o + A \cdot d^2 = 4\,355\,374.64 + 6\,424\,881.13 = 10\,780\,255.77 \text{ cm}^4$$

- Sección compuesta.

Ancho que contribuye la losa:

b = ancho efectivo del patín

$$b = \begin{cases} - \text{longitud c.a.c entre traves} = 180 \text{ cm} \\ - \text{claro}/4 = 1800/4 = 450 \text{ cm} \\ - b' + 12 \cdot t = 51 + 12 \times 18 = 291 \text{ cm} \end{cases}$$

por lo tanto b = 180 cm; rige la menor.

$$b_{\text{real}} = b \sqrt{f'c_{\text{losa}} / f'c_{\text{trabe}}} = 180 \sqrt{250/350} \cong 152 \text{ cm}$$

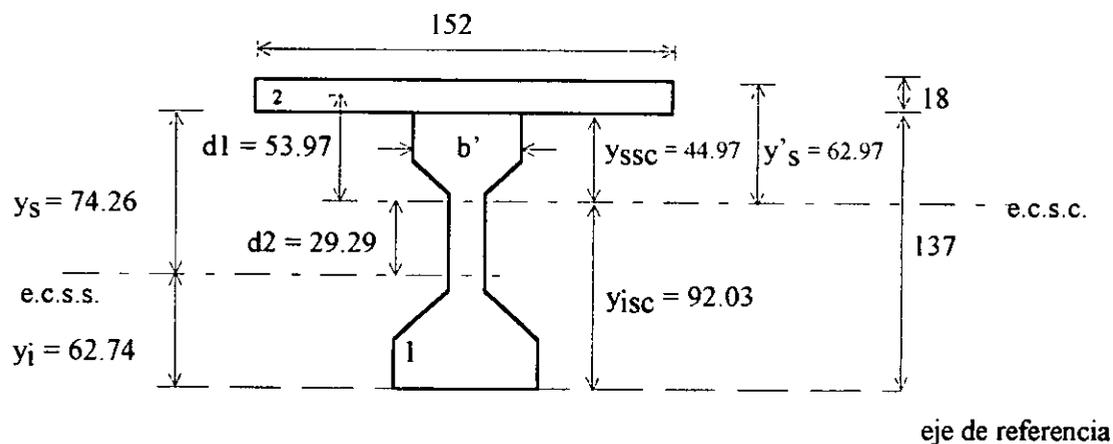


Figura 5-10

S/ESCALA
ACOTACIONES: cm

SECCION	AREA cm ²	y cm	A·y cm	d cm	A·d ² cm ⁴	I _o cm ⁴
2	2 736.0	146.0	394 456.00	53.97	7 969 313.82	73 872.00
1	5 041.5	62.74	316 303.71	29.29	4 325 123.52	10 780 255.77
Σ	7 777.5		715 759.71		12 294 437.34	10 854 127.77

Tabla 5-4

De la tabla anterior se obtienen las siguientes distancias centroidales:

$$y_{isc} = \frac{\sum A \cdot y}{\sum A}$$

$$= \frac{715\,759.71}{7\,777.50} = 92.03 \text{ cm}$$

$$y_{ssc} = 137 - 92.03 = 44.97 \text{ cm}$$

$$y'_{s} = y_{ssc} + t$$

$$= 44.97 + 18.0 = 62.97 \text{ cm}$$

$$d1 = y_{ssc} + t/2$$

$$= 44.97 + 18.0/2 = 53.97 \text{ cm}$$

$$d2 = y_{isc} - y_{iss}$$

$$= 92.03 - 62.74 = 29.29 \text{ cm}$$

Momento de inercia (I_{sc})

$$I_{sc} = \sum A \cdot d^2 + \sum I_o$$

$$= 12\,294\,437.34 + 10\,854\,127.77 = 23\,148\,565.11 \text{ cm}^4$$

- Análisis de carga

Viga:

$$W_{pv} = A \cdot W_c = 0.5041 \cdot 2.4 = 1.210 \text{ ton/m}$$

Losa:

$$W_l = b \cdot t \cdot W_c = 1.80 \cdot 0.18 \cdot 2.4 = 0.778 \text{ ton/m}$$

Carga muerta adicional:

Guarnición	=	A · W _c · 2*	=	0.12 · 2.4 · 2	=	0.576 ton/m
Parapeto	=	0.15** · 2*	=	0.15 · 2	=	0.30 ton/m
Carpeta asfáltica	=	A · W _{asf.}	=	0.80 · 2.2	=	1.76 ton/m
						<u>2.636 ton/m</u>

$$W_{c.m.adic.} = 2.636/5 \text{ vigas} = 0.527 \text{ ton/m/viga}$$

Carga Móvil + Impacto:

$$I = 15.24/(L + 38) \leq 30\%$$

donde: I = Impacto en %

L = Longitud del claro del miembro, entre centros de apoyo en metros

$$I = 15.24/(18.0 + 38) = 0.272 \quad \Rightarrow \quad I = 27\% < 30\% \quad \text{Bien.}$$

Factor de concentración:

$$F.C. = S/1.68 \quad \text{donde } S = \text{Espacio promedio entre vigas en metros}$$

$$F.C. = 1.80/1.68 = 1.071/\text{rueda}$$

• Obtención de momentos :

Viga:

$$\begin{aligned} M_{ppv} &= Wl^2/8 = (1.210 \cdot 18.0^2)/8 = 49.0 \text{ ton.-m} \\ &= 4\,900\,000.0 \text{ kg.-cm} \end{aligned}$$

Losa:

$$\begin{aligned} M_{pl} &= Wl^2/8 = (0.778 \cdot 18.0^2)/8 = 35.5 \text{ ton.- m} \\ &= 3\,150\,000.0 \text{ kg.- cm} \end{aligned}$$

Carga muerta adicional:

$$\begin{aligned} M_{c.m.adic} &= Wl^2/8 = (0.527 \cdot 18.0^2)/8 = 21.3 \text{ ton.- m} \\ &= 2\,130\,000.0 \text{ kg.- cm} \end{aligned}$$

Carga Móvil + Impacto:

Del apéndice "A" de las Normas AASHTO se tiene que para un claro de 18.00 m le corresponde un momento de carga viva (c.v.) de:

$$MC.V. = 109.175 \text{ ton-m}$$

El momento pertenece a una carga HS-20 y la carga de proyecto es el doble de esta, entonces se afectará por 2 para obtener los valores de diseño.

Por lo que se tiene:

$$Mc.v. = MC.V. \cdot 2 = 109.175 \cdot 2 = 218.35 \text{ ton.-m}$$

Finalmente el momento por c.v. será igual a:

$$M_{c.v.} = M.C.V. \cdot I \cdot F.C = 218.35 \cdot 1.27 \cdot 0.5355 = 148.5 \text{ ton.-m}$$

$$= 14\,850\,000.0 \text{ kg.-cm}$$

- Obtención de los esfuerzos por presfuerzo permanente

Carga total de presfuerzo

$$F = 0.7 \cdot f'_s = 0.7 \cdot 19\,000.0 = 13\,300.00 \text{ kg./cm}^2$$

$$F = 13\,300.0 \text{ kg./cm}^2$$

$$\text{Pérdidas propuestas} = \frac{-3\,160.0 \text{ kg./cm}^2}{F_e = 10\,140.0 \text{ kg./cm}^2}$$

Se suponen 20 torones de 1/2" de \varnothing por trabe

$$F_t = F_e \cdot A_s \cdot n$$

$$F_{\text{total}} = 10\,140.0 \cdot 0.987 \cdot 20 = 200\,164.0 \text{ kg./cm}^2$$

- Distancia centroidal y distribución de torones (ver fig. 5-11):

$$y' = ((6 \cdot 10) + (12 \cdot 10)) / 20 = 9.0 \text{ cm}$$

$$e = y_{iss} + y' = 62.74 - 9.0 = 53.74 \text{ cm}$$

$$2 \text{ esp. de } 6 = 12 \text{ cm}$$

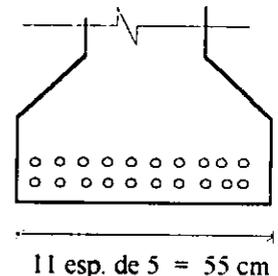


Figura 5-11

esfuerzo en fibra superior:

$$f_{spp} = F [1/A_{ss} - (e \cdot y_s)/I_{ss}]$$

$$= 200\,164.0 [1/5\,041.50 - (53.74 \cdot 74.26)/10\,780\,255.77]$$

$$= -34.4 \text{ kg./cm}^2$$

esfuerzo en fibra inferior:

$$f_{ipp} = F [1/A_{ss} + (e \cdot y_i)/I_{ss}]$$

$$= 200\,164.0 [1/5\,041.50 + (53.74 \cdot 62.74)/10\,780\,255.77]$$

$$= 102.3 \text{ kg./cm}^2$$

- Obtención de esfuerzos actuantes en el centro del claro

Se obtendrán según las etapas constructivas ocasionadas por las diferentes cargas.

Sección simple.

Viga:

$$f_{sppv} = (M_{ppv}/I_{ss}) y_{ss}$$

$$= (4\,900\,000.0/10\,780\,255.77) 74.26 = 33.8 \text{ kg./cm}^2$$

$$f_{ippv} = (M_{ppv}/I_{ss}) y_{iss}$$

$$= (4\ 900\ 000.0/10\ 780\ 255.77)62.74 = 28.5 \text{ kg./cm}^2$$

Losa:

Los esfuerzos producidos por la losa actuaran sobre sección simple únicamente.

$$f_{slosa} = (M_{pl}/I_{ss}) y_{sss}$$

$$= (3\ 150\ 000.0/10\ 780\ 255.77)74.26 = 21.7 \text{ kg./cm}^2$$

$$f_{llosa} = (M_{pl}/I_{ss}) y_{iss}$$

$$= (3\ 150\ 000.0/10\ 780\ 255.77)62.74 = 18.3 \text{ kg./cm}^2$$

Sección compuesta.

Carga muerta adicional:

$$f_{c.m.adic.} = (M_{c.m.adic.}/I_{sc}) y_{ssc}$$

$$= (2\ 130\ 000.0/23\ 148\ 565.11)44.97 = 4.1 \text{ kg./cm}^2$$

$$f_{ic.m.adic.} = (M_{c.m.adic.}/I_{sc}) y_{isc}$$

$$= (2\ 130\ 000.0/23\ 148\ 565.11)92.03 = 8.5 \text{ kg./cm}^2$$

$$f'_{s} = (M_{c.m.adic.}/I_{sc}) y'_{s}$$

$$= (2\ 130\ 000.0/23\ 148\ 565.11)62.97 = 5.8 \text{ kg./cm}^2$$

Carga Viva + Impacto:

$$f_{c.v.impa.} = (M_{c.v.impa.}/I_{sc}) y_{ssc}$$

$$= (14\ 850\ 000.0/23\ 148\ 565.11) 44.97 = 28.8 \text{ kg./cm}^2$$

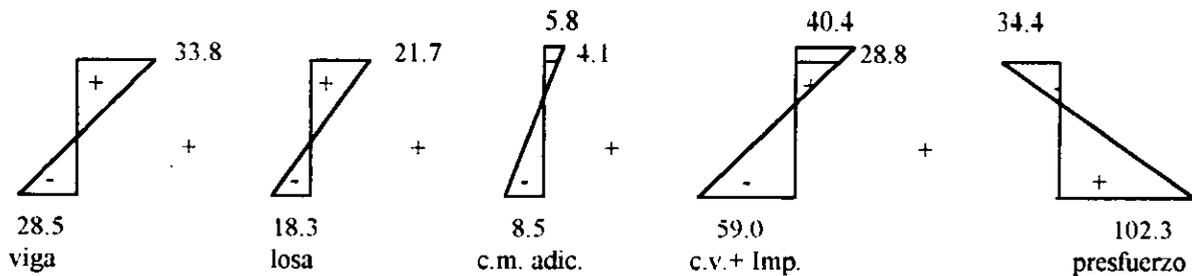
$$f_{ic.v.impa.} = (M_{c.v.impa.}/I_{sc}) y_{isc}$$

$$= (14\ 850\ 000.0/23\ 148\ 565.11)92.03 = 59.0 \text{ kg./cm}^2$$

$$f'_{s} = (M_{c.v.impa.}/I_{sc}) y'_{s}$$

$$= (14\ 850\ 000.00/23\ 148\ 565.11) 62.97 = 40.4 \text{ kg./cm}^2$$

- Superposición y revisión de esfuerzos



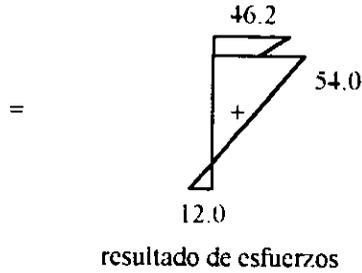


Figura 5-12

- Comparando los esfuerzos acumulados con los admisibles en condición final:

Es decir:

$$\begin{aligned} f_{adm. C} &= 250.0 \text{ kg.cm}^2 > 46.2 \text{ kg.cm}^2 \\ f_{adm. C} &= 140.0 \text{ kg.cm}^2 > 54.0 \text{ kg.cm}^2 \\ f_{adm. T} &= 15.0 \text{ kg.cm}^2 > 12.0 \text{ kg.cm}^2 \end{aligned}$$

BIEN

- Esfuerzos iniciales por presfuerzo

Se suponen pérdidas 24%

$$\begin{aligned} f_{sip} &= f_{spp} (1.31) \\ &= -34.4 \cdot 1.31 = -45.1 \text{ kg./cm}^2 \end{aligned}$$

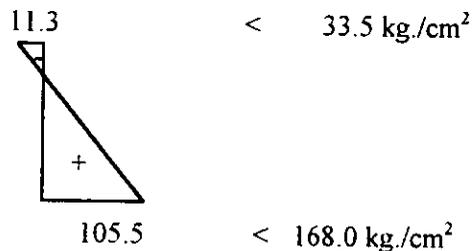
$$\begin{aligned} f_{iip} &= f_{ipp} (1.31) \\ &= 102.3 \cdot 1.31 = 134.0 \text{ kg./cm}^2 \end{aligned}$$

- Esfuerzos temporales previos a las pérdidas:

$$\begin{aligned} f_{stpp} &= f_{sppv} - f_{sip} \\ &= 33.8 - 45.1 = 11.3 \text{ kg.cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{itpp} &= -f_{ippv} + f_{iip} \\ &= -28.5 + 134.0 = 105.5 \text{ kg./cm}^2 \end{aligned}$$

- Comparando con los esfuerzos admisibles:



Es decir:

$$f_{adm. T} = 33.5 \text{ kg./cm}^2 > 11.3 \text{ kg./cm}^2$$

$$f_{adm. C} = 168.0 \text{ kg./cm}^2 > 105.5 \text{ kg./cm}^2 \quad \text{BIEN}$$

- Pérdidas de tensión por deformación en el concreto (Según Normas AASHTO)

El total de las pérdidas está dada por la suma de todas las pérdidas parciales.

$$\Delta f_s = CC + AE + CR_c + CR_s$$

- Contracción del concreto:

$$CC = 117.21 - 1.034 \text{ HR}$$

donde:

$$\text{HR} = \text{Promedio de la humedad relativa anual en porciento} = 50\%$$

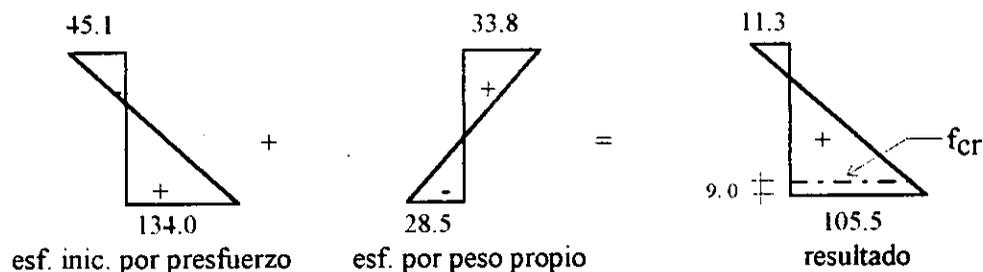
$$CC = 117.21 - 1.034(50) = 65.51 \text{ MPa}$$

- Acortamiento elástico:

$$AE = (E_s/E_{ci}) f_{cr}$$

$$= (2.1 \cdot 10^6 \text{ kg./cm}^2) / (15\,000.0 \text{ kg./cm}^2 \cdot \sqrt{f'_{ci}}) f_{cr}$$

Determinación de f_{cr} :



por triángulos semejantes se obtiene f_{cr} :

$$f_{cr} = [((11.3 + 105.5)(137 - 9.0))/137] - 11.3 = 97.8 \text{ kg./cm}^2$$

$$\therefore AE = ((2.1 \cdot 10^6) / (15\,000 \cdot \sqrt{280})) 97.8 \text{ kg./cm}^2 = 818.3 \text{ kg./cm}^2$$

$$= 81.83 \text{ MPa}$$

- Ecurrimiento plástico en el concreto:

$$CRc = 12 f_{rc} - 7 f_{cd}$$

A continuación se obtiene el valor de f_{cd}

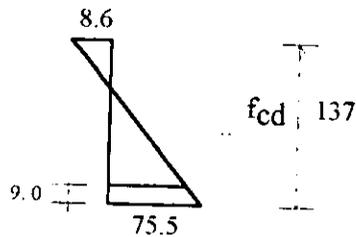
$$f_s = f_{spp} + f_{slosa} + f_{s.c.m.adic.}$$

$$= -34.4 + 21.7 + 4.1 = -8.6 \text{ kg./cm}^2$$

$$f_i = f_{ipp} + f_{i losa} + f_{i.c.m.adic.}$$

$$= 102.3 - 18.3 - 8.5 = 75.5 \text{ kg./cm}^2$$

De los resultados se tiene lo siguiente:



Por triángulos semejantes se obtiene f_{cd} :

$$(8.6/137) = f_{cd} / (137 - 9.0)$$

$$\therefore f_{cd} = 78.6 \text{ kg./cm}^2$$

$$\frac{-8.6 \text{ kg./cm}^2}{70.0 \text{ kg./cm}^2}$$

$$\therefore f_{cd} = 70.0 \text{ kg./cm}^2$$

Se sustituyendo los valores en la ecuación de escurrimiento plástico:

$$CRc = 12(97.8) - 7(70.0) = 683.6 \text{ kg./cm}^2$$

$$= 68.36 \text{ MPa}$$

- Relajación del acero:

$$CRs = 137.9 - 0.4 \cdot AE - 0.2(CC + CRc)$$

$$= 137.9 - 0.4(81.83) - 0.2(65.51 + 68.36) = 78.4 \text{ MPa}$$

- Pérdidas totales:

$$\Delta f_s = (65.51 + 81.83 + 68.36 + 78.4) = 292.7 \text{ MPa} = 2927.0 \text{ kg./cm}^2$$

Bien, se concluye, que las pérdidas obtenidas son menores que las propuestas (3 160 kg./cm²).

5.4. CUARTA ALTERNATIVA

Se suponen ahora que se colocaran 4 traveses tipo 4 de AASHTO en la sección transversal; con peralte 1.37 m . Se mantiene la $f'c$ de 350 kg./cm^2 y se consideran un presfuerzo de 24 torones de $\frac{1}{2}$ " de \varnothing por trabe.

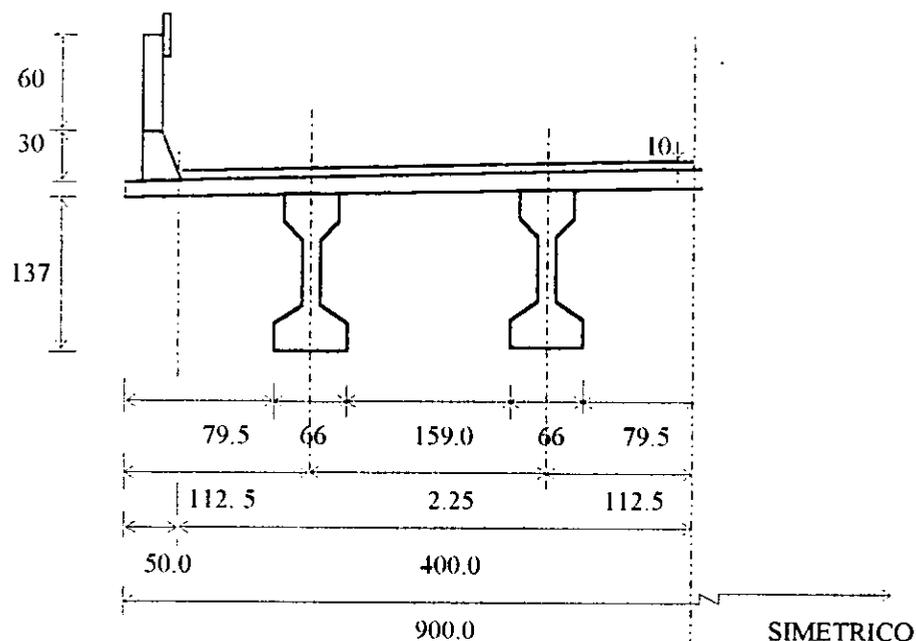


Figura 5-13

- Sección compuesta.

Ancho que contribuye la losa:

b = ancho efectivo del patín

El ancho efectivo es el de menor valor de los siguientes tres.

La nueva separación de las vigas es de 2.25 m

$$b = \begin{cases} - \text{longitud c.a.c entre traveses} = 225.0 \text{ cm} \\ - \text{claro}/4 = 1800/4 = 450 \text{ cm} \\ - b' + 12 \cdot t = 51 + 12 \times 18 = 267 \text{ cm} \end{cases}$$

por lo tanto $b = 225.00$ cm; rige la menor.

$$b_{\text{real}} = b \sqrt{f'c_{\text{losa}} / f'c_{\text{trabe}}} = 225 \sqrt{250/350} = 190.159 \text{ cm} \cong 190 \text{ cm}$$

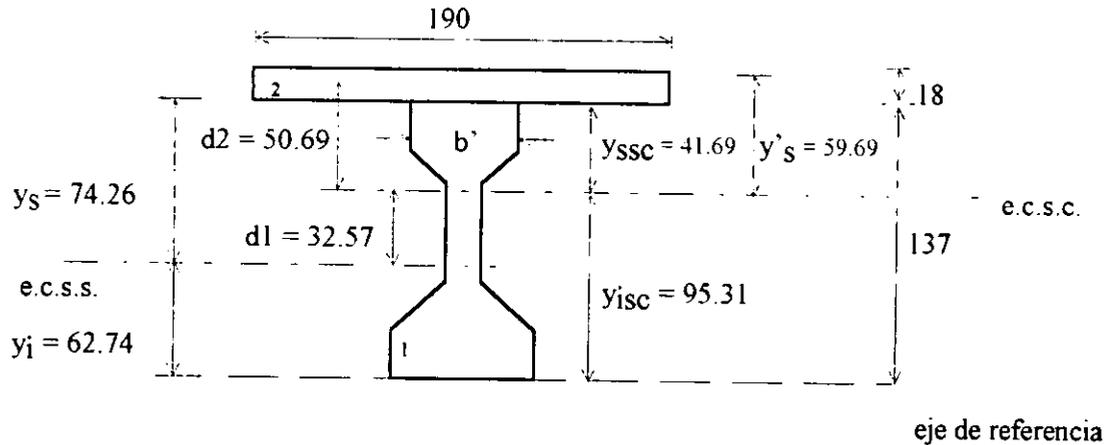


Figura 5-14

S/ESCALA
ACOTACIONES: cm

SECCION	AREA cm ²	y cm	A·y cm	d cm	A·d ² cm ⁴	I _o cm ⁴
2	3 240.00	146.00	473 040	50.69	8 325 102.564	92 340.00
1	5 041.50	62.74	316 303.71	32.57	5 348 047.90	10 780 255.77
Σ	8 281.50		789 343.71		13 673 150.46	10 782 595.77

Tabla 5-5

De la tabla anterior se obtienen las siguientes distancias centroidales:

$$y_{isc} = \frac{\sum A \cdot y}{\sum A} = \frac{789\,343.71}{8\,281.50} = 95.31 \text{ cm}$$

$$y_{ssc} = 137 - 95.31 = 41.69 \text{ cm}$$

$$y'_s = y_{ssc} + t = 41.69 + 18.0 = 59.69 \text{ cm}$$

$$d1 = y_{ssc} + t/2 = 41.69 + 18.0/2 = 50.69 \text{ cm}$$

$$d2 = y_{isc} - y_i = 95.31 - 62.74 = 32.57 \text{ cm}$$

Momento de inercia (Isc)

$$I_{sc} = \sum A \cdot d^2 + \sum I_o \\ = 13\,673\,150.46 + 10\,872\,525.77 = 24\,545\,746.23 \text{ cm}^4$$

• Análisis de carga

Viga:

$$W_{pv} = A \cdot W_c = 0.5041 \cdot 2.4 = 1.210 \text{ ton/m}$$

Losa:

$$W_l = b \cdot t \cdot W_c = 2.25 \cdot 0.18 \cdot 2.4 = 0.972 \text{ ton/m}$$

Carga muerta adicional:

Guarnición	=	$A \cdot W_c \cdot 2^*$	=	$0.12 \cdot 2.4 \cdot 2$	=	0.576 ton/m
Parapeto	=	$0.15^{**} \cdot 2^*$	=	$0.15 \cdot 2$	=	0.30 ton/m
Carpeta asfáltica	=	$A \cdot W_{asf.}$	=	$0.80 \cdot 2.2$	=	<u>1.76 ton/m</u>
						2.636 ton/m

$$W_{c.m.adic.} = 2.636/4 \text{ vigas} = 0.659 \text{ ton/m/viga}$$

Carga Móvil + Impacto:

$$I = 15.24/(L + 38) \leq 30\%$$

donde: I = Impacto en %

L = Longitud del claro del miembro, entre centros de apoyo en metros

$$I = 15.24/(18.0 + 38) = 0.272 \quad \Rightarrow \quad I = 27\% < 30\% \quad \text{Bien.}$$

Factor de concentración:

$$F.C. = S/1.68$$

donde:

S = Espacio promedio entre vigas

$$F.C. = 2.25/1.68 = 1.3393/\text{rueda} \\ = 1.3393/2 \text{ carril} = 0.6697/\text{carril}$$

• Obtención de momentos:

Viga:

$$M_{ppv} = W_l^2 / 8 = (1.21 \cdot 18.0^2) / 8 = 49.0 \text{ ton.-m} \\ = 4\,900\,000.0 \text{ kg.-cm}$$

Losa:

$$\begin{aligned} M_{pl} &= Wl^2/8 = (0.972 \cdot 18.0^2)/8 = 39.4 \text{ ton.-m} \\ &= 3\,940\,000.0 \text{ kg.-cm} \end{aligned}$$

Carga muerta adicional:

$$\begin{aligned} M_{c.m.adic.} &= Wl^2/8 = (0.659 \cdot 18.00^2)/8 = 26.7 \text{ ton.-m} \\ &= 2\,700\,000.0 \text{ kg.-cm} \end{aligned}$$

Carga Móvil + Impacto:

Del apéndice "A" de las Normas AASHTO se tiene que para un claro de 18.0 m le corresponde un momento de carga viva (c.v.) de:

$$MC.V. = 109.175 \text{ ton.-m}$$

El momento pertenece a una carga HS-20 y la carga de proyecto es el doble de esta, entonces se afectará por 2 para obtener los valores de diseño.

Por lo que se tiene:

$$Mc.v. = MC.V \cdot 2 = 109.175 \cdot 2 = 218.35 \text{ ton.-m}$$

Finalmente el momento por c.v. será igual a:

$$\begin{aligned} Mc.v. &= MC.V \cdot I \cdot F.C = 218.35 \cdot 1.27 \cdot 0.6697 = 185.7 \text{ ton.-m} \\ &= 18\,570\,000.0 \text{ kg.-cm} \end{aligned}$$

- Obtención de los esfuerzos por presfuerzo permanente

Carga total de presfuerzo:

$$F = 0.7 \cdot f'_s = 0.7 \cdot 19\,000.0 = 13\,300.0 \text{ kg./cm}^2$$

$$F = 13\,300.0 \text{ kg./cm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Pérdidas propuestas} &= \underline{-3\,160.0 \text{ kg./cm}^2} \\ F_e &= 10\,140.0 \text{ kg./cm}^2 \end{aligned}$$

$$F_t = F_e \cdot A_s \cdot n$$

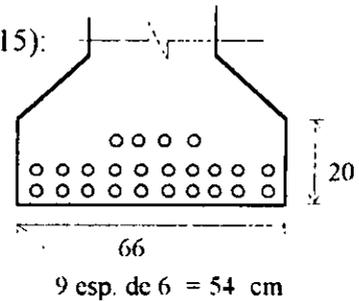
$$F_{\text{total}} = 10\,140.0 \cdot 0.987 \cdot 24 = 240\,196.0 \text{ kg./cm}^2$$

Distancia centroidal y distribución de torones (ver fig. 5-15):

$$y' = ((6 \cdot 10) + (12 \cdot 10) + (18 \cdot 4)) / 24 = 10.50 \text{ cm}$$

$$e = y_{iss} + y' = 62.74 - 10.50 = 52.24 \text{ cm}$$

$$3 \text{ esp. de } 6 = 18 \text{ cm}$$



Esfuerzos inmediatamente después de la transferencia:
esfuerzo en fibra superior

$$f_{spp} = F [1/A_{ss} - (e \cdot y_s) / I_{ss}]$$

$$= 240\,196.0 [1/5\,041.50 - (52.24 \cdot 74.26) / 10\,780\,255.77]$$

$$= -38.8 \text{ kg./cm}^2$$

En los extremos esp. de 6 cm

Figura 5-15

esfuerzo en fibra inferior:

$$f_{ipp} = F [1/A_{ss} + (e \cdot y_i) / I_{ss}]$$

$$= 240\,196.0 [1/5\,041.50 + (52.24 \cdot 62.74) / 10\,780\,255.77]$$

$$= 120.7 \text{ kg./cm}^2$$

- Obtención de esfuerzos actuantes en el centro del claro

Se obtendrán según las etapas constructivas ocasionadas por las diferentes cargas.

Sección simple:

Viga:

$$f_{sppv} = (M_{ppv} / I_{ss}) y_{sss}$$

$$= (4\,900\,000.0 / 10\,780\,255.77) 74.26 = 33.8 \text{ kg./cm}^2$$

$$f_{ippv} = (M_{ppv} / I_{ss}) y_{iss}$$

$$= (4\,900\,000.0 / 10\,780\,255.77) 62.74 = 28.5 \text{ kg./cm}^2$$

Losa:

Los esfuerzos producidos por la losa actuarán sobre sección simple únicamente.

$$f_{slosa} = (M_{pl} / I_{ss}) y_{sss}$$

$$= (3\,940\,000.0 / 10\,780\,255.77) 74.26 = 27.1 \text{ kg./cm}^2$$

$$f_{ilosla} = (M_{pl} / I_{ss}) y_{iss}$$

$$= (3\,940\,000.0 / 10\,780\,255.77) 62.74 = 22.9 \text{ kg./cm}^2$$

Sección compuesta:

Carga muerta adicional:

$$f_{c.m.adic.} = (M_{c.m.adic.} / I_{sc}) y_{ssc}$$

$$= (2\,670\,000.0 / 24\,545\,726.23) 41.69 = 4.5 \text{ kg./cm}^2$$

$$f_{c.m.adic.} = (Mc.m.adic./Isc)y_{isc}$$

$$= (2\,670\,000.0/24\,545\,726.23)95.31 = 10.4 \text{ kg./cm}^2$$

$$f'_s = (Mc.m.adic./Isc)y'_s$$

$$= (2\,670\,000.0/24\,545\,726.23)59.69 = 6.5 \text{ kg./cm}^2$$

Carga Viva + Impacto:

$$f_{c.v.imp.} = (Mc.v.imp./Isc)y_{ssc}$$

$$= (18\,570\,000.0/24\,545\,746.23)41.69 = 31.5 \text{ kg./cm}^2$$

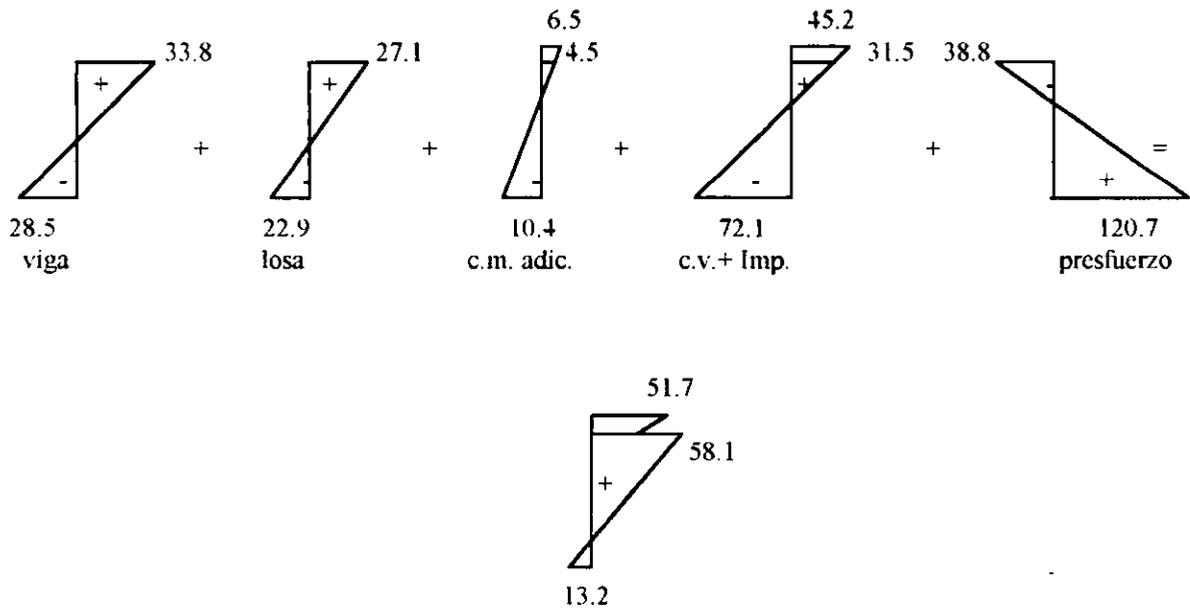
$$f_{c.v.imp.} = (Mc.v.imp./Isc)y_{isc}$$

$$= (18\,570\,000.0/24\,545\,726.23)95.31 = 72.1 \text{ kg./cm}^2$$

$$f'_s = (Mc.v./Isc)y'_s$$

$$= (18\,570\,000.0/24\,545\,726.11)59.69 = 45.2 \text{ kg./cm}^2$$

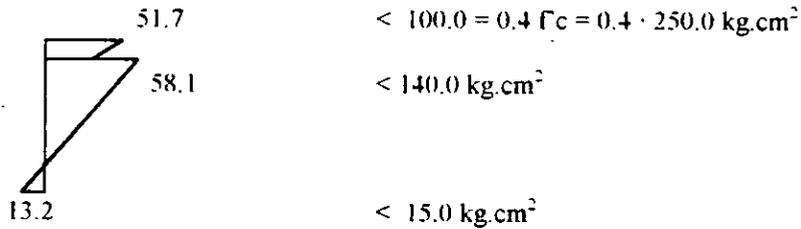
- Superposición y revisión de esfuerzos:



resultado de esfuerzos

Figura 5-16

- Comparando los esfuerzos acumulados con los admisibles en condición final:



Es decir:

$$f_{adm. C} = 140.0 \text{ kg.cm}^2 > 58.1 \text{ kg.cm}^2$$

$$f_{adm. T} = 15.0 \text{ kg.cm}^2 > 13.2 \text{ kg.cm}^2$$

BIEN

- Esfuerzos iniciales por presfuerzo

Se suponen pérdidas 24%

$$f_{sip} = f_{spp} (1.31)$$

$$= -38.8 \cdot 1.31 = -50.8 \text{ kg./cm}^2$$

$$f_{ip} = f_{ipp} (1.31)$$

$$= 120.7 \cdot 1.31 = 158.1 \text{ kg./cm}^2$$

- Esfuerzos temporales previos a las pérdidas:

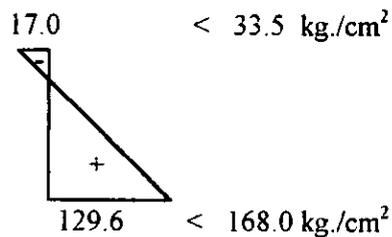
$$f_{stpp} = f_{sppv} - f_{sip}$$

$$= 33.8 - 50.8 = 17.0 \text{ kg./cm}^2$$

$$f_{itpp} = -f_{ippv} + f_{ip}$$

$$= -28.5 + 158.1 = 129.6 \text{ kg./cm}^2$$

- Comparando con los esfuerzos admisibles:



Es decir:

$$f_{adm. T} = 33.5 \text{ kg./cm}^2 > 17.0 \text{ kg./cm}^2$$

$$f_{adm. C} = 168.0 \text{ kg./cm}^2 > 129.6 \text{ kg./cm}^2$$

BIEN

- Pérdidas de tensión por deformación en el concreto

Según Normas AASHTO

El total de las pérdidas está dada por la suma de todas las pérdidas parciales.

$$\Delta f_s = CC + AE + CR_c + CR_s$$

- Contracción del concreto:

$$CC = 117.21 - 1.034 \text{ HR}$$

donde:

$$\text{HR} = \text{Promedio de la humedad relativa anual en porcentaje} = 50\%$$

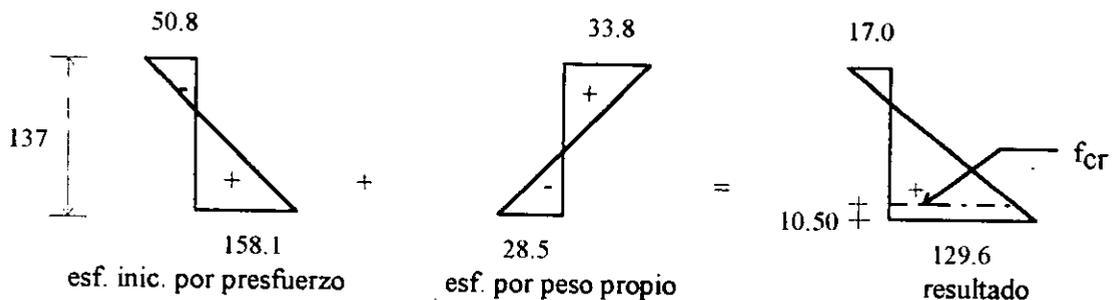
$$CC = 117.21 - 1.034(50) = 65.51 \text{ MPa}$$

- Acortamiento elástico:

$$AE = (E_s/E_{ci})f_{cr}$$

$$= 2.1 \cdot 10^6 \text{ kg./cm}^2 / (15\,000.0 \text{ kg./cm}^2 \cdot \sqrt{f_{ci}}) f_{cr}$$

Determinación de f_{cr} :



por triángulos semejantes se obtiene f_{cr} :

$$f_{cr} = [((17.0 + 129.6)(137 - 10.50))/137] - 17.0 = 118.4 \text{ kg./cm}^2$$

$$\therefore AE = 2.1 \cdot 10^6 / (15\,000.0 \cdot \sqrt{280}) 118.4 \text{ kg./cm}^2 = 990.6 \text{ kg./cm}^2$$

$$= 99.06 \text{ MPa}$$

- Escurrimiento plástico en el concreto:

$$CRc = 12 f_{rc} - 7 f_{cd}$$

A continuación se obtiene el valor de f_{cd}

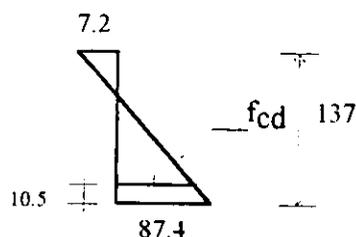
$$f_s = f_{spp.} + f_{slosa} + f_{s.c.m.adic.}$$

$$= -38.8 + 27.1 + 4.5 = -7.2 \text{ kg./cm}^2$$

$$f_i = f_{ipp.} + f_{iiosa} + f_{i.c.m.adic.}$$

$$= 120.7 - 22.9 - 10.4 = 87.4 \text{ kg./cm}^2$$

De los resultados se tiene lo siguiente:



Por triángulos semejantes se obtiene f_{cd} :

$$(96.4/137) = f_{cd} / (137 - 10.50)$$

$$\therefore f_{cd} = 87.3 \text{ kg./cm}^2$$

$$\underline{\quad - 7.2 \text{ kg./cm}^2}$$

$$80.1 \text{ kg./cm}^2$$

$$\therefore f_{cd} = 80.1 \text{ kg./cm}^2$$

Se sustituyendo los valores en la ecuación de escurrimiento plástico:

$$CRc = 12(118.3) - 7(80.1) = 860.1 \text{ kg./cm}^2$$

$$= 86.01 \text{ MPa}$$

- Relajación del acero:

$$CRs = 137.9 - 0.4 \cdot AE - 0.2 (CC + CRc)$$

$$= 137.9 - 0.4(99.06) - 0.2(65.51 + 86.01) = 68.0 \text{ MPa}$$

- Pérdidas totales:

$$\Delta f_s = (65.51 + 99.06 + 86.01 + 68.0) = 318.58 \text{ MPa} = 3185.8 \text{ kg./cm}^2$$

Bien, se concluye, que las pérdidas obtenidas son aproximadamente iguales a las propuestas (3160 kg./cm²).

5.5 QUINTA ALTERNATIVA

Se aplica ahora la misma sección de la solución estándar: 5 trabes tipo III de AASHTO, de 1.15 m de peralte, con f'_c de 350 kg./cm². El presfuerzo se introduce en dos etapas. En la primera se aplica un pretensado en el taller y en la segunda un postensado en obra con un cable de presfuerzo sobre la sección compuesta.

- Obtención de los esfuerzos por presfuerzo permanente

Carga total de presfuerzo

$$F = 0.7 \cdot f'_s = 0.7 \cdot 19\,000.0 = 13\,300.0 \text{ kg./cm}^2$$

$$F = 13\,300.0 \text{ kg./cm}^2$$

$$\text{Pérdidas propuestas} = \frac{-3\,160.0 \text{ kg./cm}^2}{}$$

$$F_e = 10\,140.0 \text{ kg./cm}^2$$

Para determinar la cantidad de acero pretensado se realizará el análisis con 10, 12 y 14 torones por lo tanto:

$$F_t = F_e \cdot A_s \cdot n$$

$$\text{Para 10} \dots\dots F_t = 10\,140.0 \cdot 0.987 \cdot 10 = 100\,082.0 \text{ kg./cm}^2$$

$$\text{Para 12} \dots\dots F_t = 10\,140.0 \cdot 0.987 \cdot 12 = 120\,098.0 \text{ kg./cm}^2$$

$$\text{Para 14} \dots\dots F_t = 10\,140.0 \cdot 0.987 \cdot 14 = 140\,115.0 \text{ kg./cm}^2$$

- Distancias centroidales y distribución de torones (ver fig. 5-17):

Para 10 torones:

$$y' = ((5 \cdot 6) + (10 \cdot 4)) / 10 = 7.0 \text{ cm}$$

$$e = y_{iss} - y' = 49.35 - 7 = 42.35 \text{ cm}$$

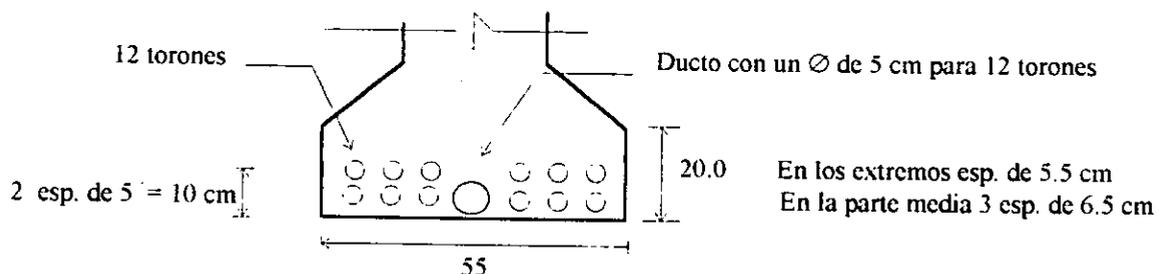


Figura 5-17

Para 12 torones:

$$y' = ((5 \cdot 6) + (10 \cdot 6))/12 = 7.5 \text{ cm}$$

$$e = y_{iss} - y' = 49.35 - 7.5 = 41.85 \text{ cm}$$

Para 14 torones:

$$y' = ((5 \cdot 8) + (10 \cdot 6))/14 = 7.14 \text{ cm}$$

$$e = y_{iss} - y' = 49.35 - 7.14 = 42.20 \text{ cm}$$

Esfuerzos inmediatamente después de la transferencia

para 10 torones:

esfuerzo en la fibra superior:

$$\begin{aligned} f_{spp} &= F [1/Ass - (e \cdot y_s)/Iss] \\ &= 100\,082.0 [1/3\,425 - (42.35 \cdot 65.65)/4\,927\,474.87] = -27.2 \text{ kg./cm}^2 \end{aligned}$$

esfuerzo en fibra inferior:

$$\begin{aligned} f_{ipp} &= F [1/Ass + (e \cdot y_i)/Iss] \\ &= 100\,082.0 [1/3\,425 + (42.35 \cdot 49.35)/4\,927\,474.87] = 71.7 \text{ kg./cm}^2 \end{aligned}$$

para 12 torones:

$$\begin{aligned} f_{spp} &= F [1/Ass - (e \cdot y_s)/Iss] \\ &= 120\,098.0 [1/3\,425 - (41.85 \cdot 65.65)/4\,927\,474.87] = -31.9 \text{ kg./cm}^2 \end{aligned}$$

esfuerzo en fibra inferior:

$$\begin{aligned} f_{ipp} &= F [1/Ass + (e \cdot y_i)/Iss] \\ &= 120\,098.0 [1/3\,425 + (41.85 \cdot 49.35)/4\,927\,474.87] = 85.4 \text{ kg./cm}^2 \end{aligned}$$

para 14 torones:

esfuerzo en fibra inferior:

$$\begin{aligned} f_{spp} &= F [1/Ass - (e \cdot y_s)/Iss] \\ &= 140\,115.0 [1/3\,425 - (42.20 \cdot 65.65)/4\,927\,474.87] = -37.9 \text{ kg./cm}^2 \end{aligned}$$

esfuerzo en fibra inferior:

$$\begin{aligned} f_{ipp} &= F [1/Ass + (e \cdot y_i)/Iss] \\ &= 140\,115.0 [1/3\,425 + (42.20 \cdot 49.35)/4\,927\,474.87] = 100.1 \text{ kg./cm}^2 \end{aligned}$$

- Obtención de esfuerzos actuantes en el centro del claro
Se retomaran los esfuerzos de la primer alternativa por tratarse del mismo tipo de viga.

Sección simple:

Viga:

$$f_{sppv} = 44.4 \text{ kg./cm}^2; \quad f_{ippv} = 33.4 \text{ kg./cm}^2$$

Losa:

$$f_{slosa} = 42.0 \text{ kg./cm}^2; \quad f_{illosa} = 31.5 \text{ kg./cm}^2$$

Sección compuesta:

Carga muerta adicional:

$$f_{s.c.m.adic.} = 5.1 \text{ kg./cm}^2; \quad f_{c.m.adic.} = 13.0 \text{ kg./cm}^2; \quad f'_s = 8.0 \text{ kg./cm}^2$$

Carga Viva + Impacto:

$$f_{s.c.v.impac.} = 35.8 \text{ kg./cm}^2; \quad f_{c.v.impac.} = 90.9 \text{ kg./cm}^2; \quad f'_s = 55.6 \text{ kg./cm}^2$$

- Esfuerzo permanente del cable postensado.

Fuerza efectiva de tensado:

$$F = 0.7 \cdot f'_s = 0.7 \cdot 19\,000.0 = 13\,300.0 \text{ kg./cm}^2$$

$$\text{Pérdidas propuestas 25 \%} = \frac{3\,325.0 \text{ kg./cm}^2}{9\,975.0 \text{ kg./cm}^2}$$

Carga total de presfuerzo para el cable formado por 12 torones de $\frac{1}{2}$ " de \emptyset

$$F_t = 9\,975.0 \cdot 0.987 \cdot 12 = 118\,144.0 \text{ kg./cm}^2$$

Distancia y excentricidad del cable:

$$y' = 6.5 \text{ cm}$$

$$e = y_{iss} - y' = 82.50 - 6.5 = 76.50 \text{ cm}$$

- Esfuerzos por presfuerzo permanente:

esfuerzo en fibra superior:

$$f_{spp} = F [1/Asc - (e \cdot y_s)/Isc] \\ = 118\,144.0 [1/6\,161 - (76.5 \cdot 32.50)/13\,477\,232.43] = -2.6 \text{ kg./cm}^2$$

esfuerzo en fibra inferior:

$$f_{ipp} = F [1/Asc + (e \cdot y_i)/Isc] \\ = 118\,144.0 [1/6\,161 + (76.5 \cdot 82.50)/13\,477\,232.43] = 74.5 \text{ kg./cm}^2$$

esfuerzo en la unión losa-viga:

$$f_s = [(f_{spp} + f_{ipp})(h/(h + t))] - f_{ipp}$$

$$= [(2.6 + 74.5)(115/(115 + 18))] - 74.5 = -7.8 \text{ kg./cm}^2$$

- Superposición y revisión de esfuerzos segunda etapa

Condición final postensado

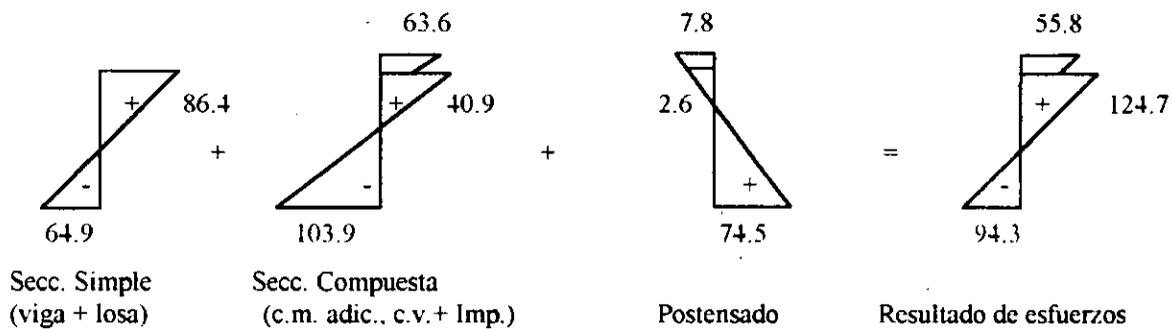


Figura 5-18

Al resultado de esfuerzos se le sumara los provocados por 10, 12 y 14 torones.

Para 10 torones:

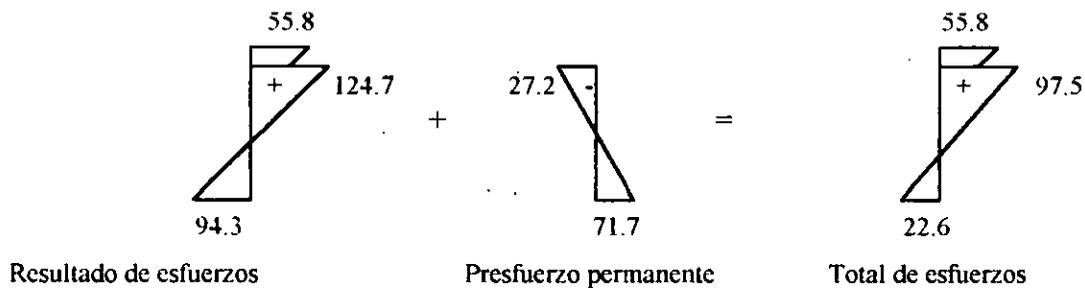


Figura 5-19

Para 12 torones:

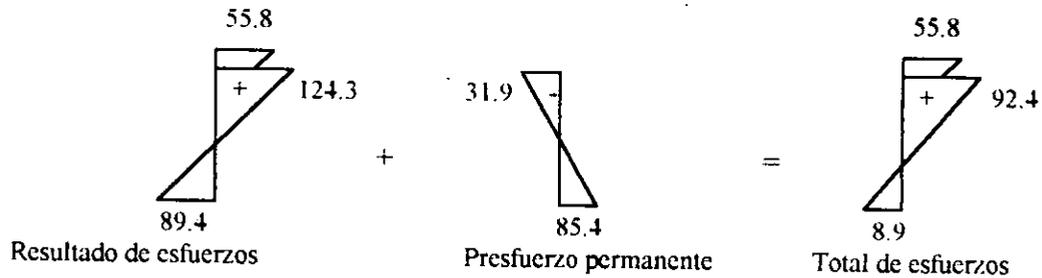


Figura 5-20

Para 14 torones:

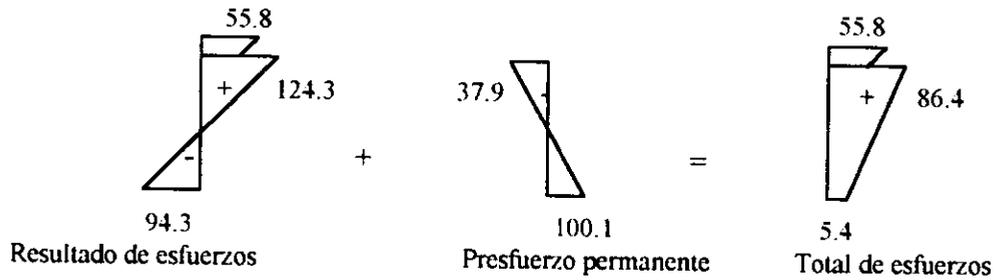


Figura 5-21

De los diagramas anteriores se observa que la mejor combinación es con 12 torones (ver fig. 5-20) ya que el diagrama final presenta compresión y tensión, además son menores que los admisibles.

Compresión	losa	55.8 kg./cm^2	<	100.0 kg./cm^2
	viga	92.4 kg./cm^2	<	140.0 kg./cm^2
Tensión	viga	8.9 kg./cm^2	<	15.0 kg./cm^2

Bien.

Una vez elegida la mejor combinación se continua la revisión de las condiciones restantes en la 2ª y 1ª etapa.

- Revisión por condición inicial:

Viga + losa + presfuerzo (con pérdidas)

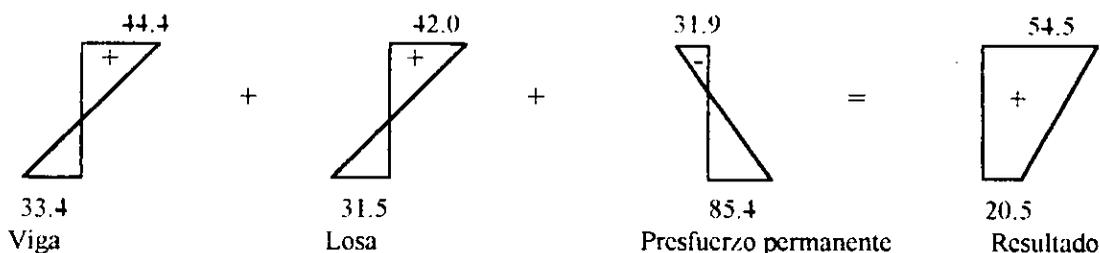


Figura 5-22

∴ Solo existe compresión:

Es decir:

$$f_{adm. C} = 168.0 \text{ kg./cm}^2 > 54.5 \text{ kg./cm}^2$$

$$f_{adm. C} = 168.0 \text{ kg./cm}^2 > 20.5 \text{ kg./cm}^2$$

- Revisando por condición final:

Losa + presfuerzo (12 torones con pérdidas)

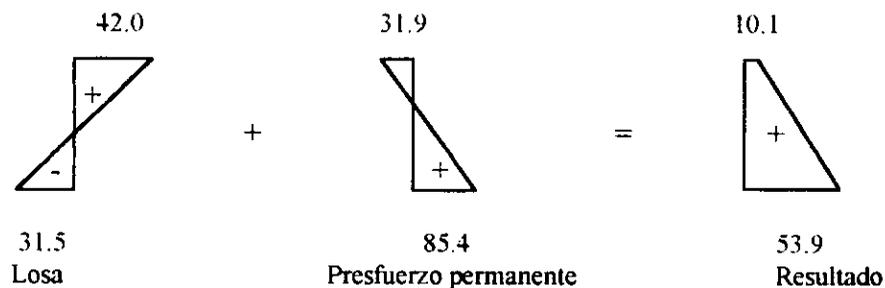


Figura 5-23

- Revisión de esfuerzos 1ª etapa
Condición inicial

Esfuerzos iniciales por presfuerzo

Se suponen pérdidas 24 %

$$\begin{aligned} f_{sip} &= f_{spp} (1.31) \\ &= -31.9 \cdot 1.31 = -41.8 \text{ kg./cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{iip} &= f_{ipp} (1.31) \\ &= 85.4 \cdot 1.31 = 111.9 \text{ kg./cm}^2 \end{aligned}$$

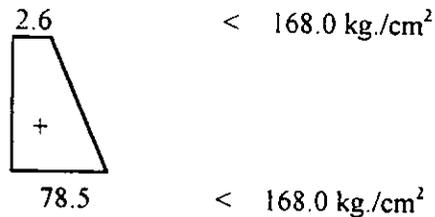
- Esfuerzos temporales previos a las pérdidas:

$$\begin{aligned} f_{stpp} &= f_{sppv} - f_{sip} \\ &= 44.4 - 41.8 = 2.6 \text{ kg./cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{itpp} &= -f_{ippv} + f_{iip} \\ &= -33.4 + 111.9 = 78.5 \text{ kg./cm}^2 \end{aligned}$$

- Comparando con los esfuerzos admisibles:

∴ Solo existe compresión



Es decir:

$$f_{adm. C} = 168.0 \text{ kg./cm}^2 > 2.6 \text{ kg./cm}^2$$

$$f_{adm. C} = 168.0 \text{ kg./cm}^2 > 78.5 \text{ kg./cm}^2$$

Bien. La combinación de 12 torones pretensados y el cable postensado con 12 torones es la más adecuada para soportar la carga de proyecto (carga extraordinaria).

5.6. SEXTA ALTERNATIVA

Al termino del cuarto capítulo se analizó la solución estándar para la carga viva extraordinaria (HS-40 y con 16 torones por trabe). Se encontró que no eran admisibles los esfuerzos finales en la fibra inferior. En esta última alternativa se aplica el concepto de “presfuerzo parcial” que consiste en colocar acero dulce en la zona de tensión para tomar esos esfuerzos que rebasan a los esfuerzos admisibles.

- Carga total de presfuerzo:

$$F = 0.7 \cdot f's = 0.7 \cdot 19\,000.0 \text{ kg./cm}^2 = 13\,300.0 \text{ kg./cm}^2$$

Pérdidas propuestas $3\ 160.0\ \text{kg./cm}^2$

∴ se tiene:

$$\begin{aligned} F &= 13\ 300.0\ \text{kg./cm}^2 \\ \text{Pérdidas propuestas} &= \frac{-3\ 160.0\ \text{kg./cm}^2}{Fe = 10\ 140.0\ \text{kg./cm}^2} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Ft &= Fe \cdot As \cdot n \\ &= 10\ 140.0 \cdot 0.987 \cdot 16 = 160\ 131.0\ \text{kg./cm}^2 \end{aligned}$$

- Distribución y distancia centroidal del acero (ver fig. 5-24):

Al colocar acero dulce en la parte inferior disminuye la excentricidad del acero de presfuerzo por lo tanto:

$$y' = ((13.20 \cdot 8) + (18.20 \cdot 8))/16 = 15.7\ \text{cm}$$

$$e = y_{iss} + y' = 49.35 - 15.7 = 33.65\ \text{cm}$$

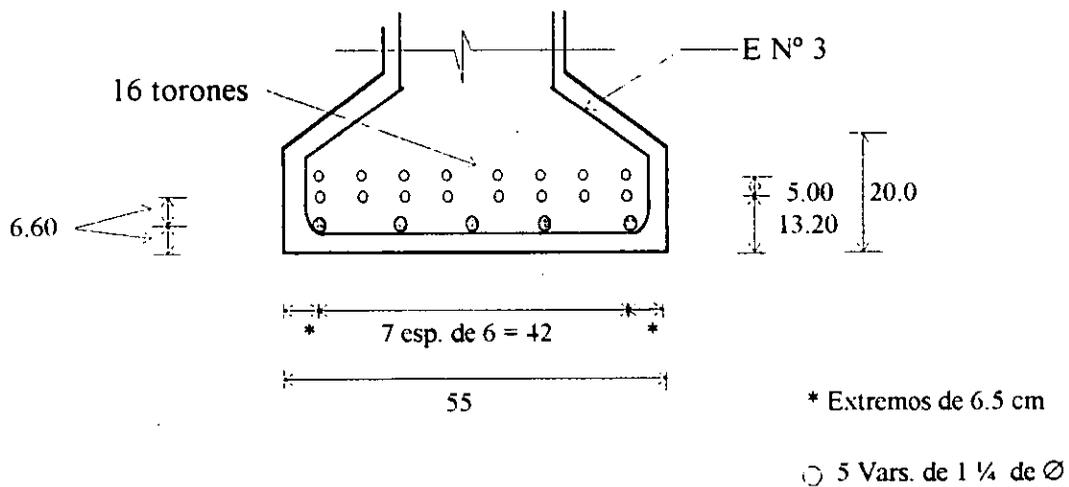


Figura 5-24

- Esfuerzos por presfuerzo permanente (inmediatamente después de la transferencia):
esfuerzo en fibra superior:

$$\begin{aligned} f_{spp} &= F [1/Ass - (e \cdot y_s)/Iss] \\ &= 160\ 131.0 [1/3\ 425 - (33.65 \cdot 65.65)/4\ 927\ 474.87] = -25.0\ \text{kg./cm}^2 \end{aligned}$$

esfuerzo en fibra inferior:

$$\begin{aligned} f_{ipp} &= F [1/Ass + (e \cdot y_i)/Iss] \\ &= 160\ 131.0 [1/3\ 425 + (33.65 \cdot 49.35)/4\ 927\ 474.87] = 100.7\ \text{kg./cm}^2 \end{aligned}$$

- Obtención de esfuerzos actuantes en el centro del claro

Sección simple:

Viga:

$$f_{sppv} = 44.4 \text{ kg./cm}^2, \quad f_{lppv} = 33.4 \text{ kg./cm}^2$$

Losa:

$$f_{slosa} = 42.0 \text{ kg./cm}^2, \quad f_{llosa} = 31.5 \text{ kg./cm}^2$$

Sección compuesta:

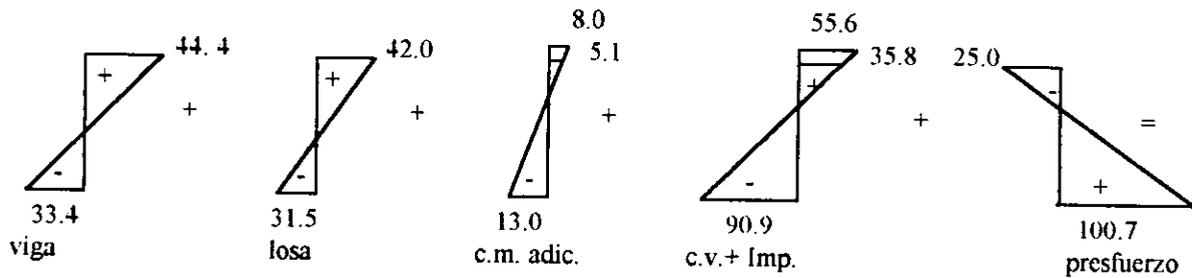
Carga muerta adicional:

$$f_{c.m.adic.} = 5.1 \text{ kg./cm}^2; \quad f_{i.c.m.adic} = 13.0 \text{ kg./cm}^2; \quad f'_{s} = 8.0 \text{ kg./cm}^2$$

Carga Viva + Impacto:

$$f_{c.v.impac.} = 35.8 \text{ kg./cm}^2, \quad f_{i.c.v.impac} = 90.9 \text{ kg./cm}^2; \quad f'_{s} = 55.6 \text{ kg./cm}^2$$

- Revisión y superposición de esfuerzos:



resultado de esfuerzos:

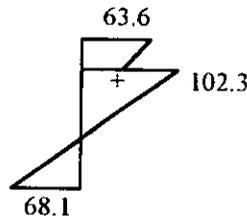
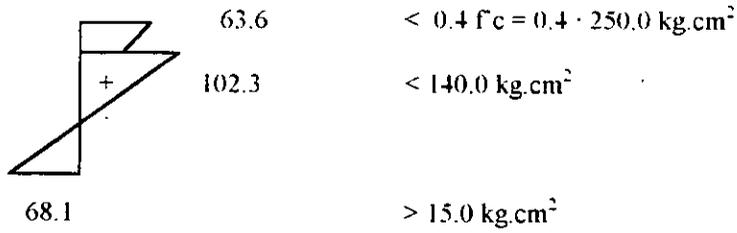


Figura 5-24

- Comparando los esfuerzos acumulados con los admisibles en condición final:



Es decir:

$$f_{adm. C} = 140.0 \text{ kg.cm}^2 > 102.3 \text{ kg.cm}^2$$

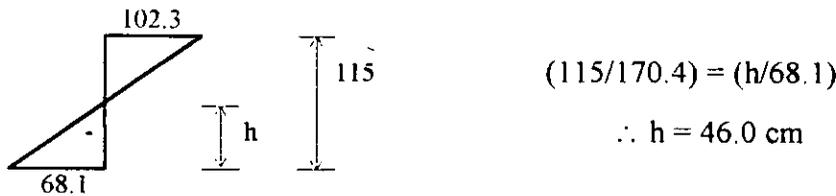
$$f_{adm. T} = 15.0 \text{ kg.cm}^2 < 68.1 \text{ kg.cm}^2$$

Mal por condición final la tensión es mucho mayor que la admisible. Por lo tanto se colocara acero de refuerzo.

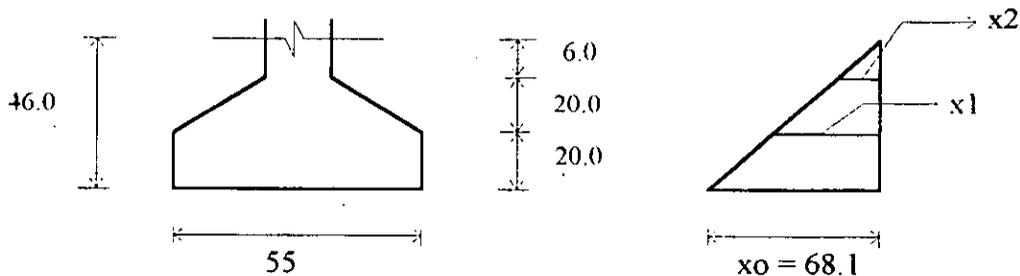
- Cálculo del acero de refuerzo:

El acero de refuerzo que es necesario para absorber tensiones se obtendrá con el esfuerzo calculado (68.1 kg/cm²). En condiciones de servicio como se muestra en la siguiente figura.

Primero se obtiene el valor de h por triángulos semejantes



Posteriormente se obtiene el valor de los esfuerzos (x1, x2) donde existe cambio de dirección de acuerdo a la sección de la viga asta el valor de h, como se muestra en seguida:



De la anterior figura por triángulos semejantes se obtiene x_1 y x_2 :

$$(68.1/46.0) = x_1/(46.0 - 20.0) \quad \therefore x_1 = 38.5 \text{ kg./cm}^2$$

$$(68.1/46.0) = x_2/(46.0 - 40.0) \quad \therefore x_2 = 6.0 \text{ kg./cm}^2$$

El esfuerzo total a la altura $h = 46.0$ cm es:

$$f_t = x_1 + x_2 = 38.5 + 8.9 = 47.4 \text{ kg./cm}^2$$

Se obtiene la fuerza a esa altura:

$$F = (68.1 + 38.5)/2 \cdot 20.0 \cdot 55.0 + (38.5 + 8.9)/2 \cdot 20.0(55.0 + 15.0)/2 + \\ (8.9 \cdot 6.0)/2 \cdot 15.0 = 75\,331.8 \text{ kg.}$$

Area de acero:

$$A_s = F/f_s = 75\,331.8/2\,000.0 = 37.7 \text{ cm}^2$$

Se propone utilizar vars. 1 ¼" de \emptyset

$$\therefore N^\circ \text{ vars.} = 37.7 / 7.94 \cong 5 \text{ vars.}$$

La ubicación de la barras se puede observar en la figura 5-10.

CAPITULO VI

COMPARACIÓN DE ALTERNATIVAS

Se presenta una tabla en la que se resumen las características de las soluciones estudiadas. El costo que se define para cada alternativa se basa en los siguientes precios unitarios:

Concreto $f'c = 350 \text{ kg./cm}^2$ incluyendo montaje: \$1 500.00/m³

Concreto $f'c = 400 \text{ kg./cm}^2$ incluyendo montaje: \$1 700.00/m³

Acero de presfuerzo incluyendo anclajes (postensado): \$ 30.00/kg.

Acero de presfuerzo (pretensado) \$ 20.00/kg.

Acero de refuerzo dulce: \$8.00/kg.

Estos costos tienen un valor únicamente comparativo.

Del examen de la tabla se deduce que las soluciones mas económicas aparentemente son la 5 (presfuerzo escalonado), la 6 (presfuerzo parcial) y la 1 (concreto de $f'c = 400 \text{ kg./cm}^2$). Sin embargo; estas soluciones deben desecharse por las siguiente razones:

- 5.- El presfuerzo escalonado tiene el inconveniente de alargar el tiempo de ejecución de la obra por las trabes deben presforzarse en el sitio una vez montadas y antes de colar la losa esto interrumpe la secuencia constructiva y puede ocasionar demora e incumplimientos del programa y efecto económico no está cuantificado en la tabla anterior.
- 6.- Presfuerzo parcial esta solución debe desecharse porque no es de la misma calidad que las alternativas anteriores. La presencia de acero dulce implica a fortiori la aparición de grietas en el concreto; y la consiguiente penetración de humedad y otros agentes destructivos que acortaran la vida de la estructura. El efecto económico de la menor duración de la obra no esta cuantificado en la tabla anterior.

1.- Concreto de $f_c = 400 \text{ kg./cm}^2$. Esta solución debe desecharse por la dificultad que se tiene en México de obtener en forma confiable concretos con esta resistencia alta. Se corre el riesgo de con cumplirlas e incidir en costos que no están incluidos en la tabla.

La solución 3 (5 traveses de 1.37 m) se desecha por su alto costo por lo que solo quedan como soluciones factibles la número 2 (6 traveses de 1.15 m) y la 4 (4 traveses de 1.37 m).

Estas dos soluciones tienen prácticamente el mismo costo, son embargo es mas ventajosa la número 2 porque implica el uso de los mismos moldes de la solución estándar (para carga viva HS-20); porque las traveses de 1.15 m de peralte son más manejables para transportarse y montarse, teniendo por lo tanto menos posibilidades de dañarse durante esas maniobra y porque al tener menos peralte que la de 1.37 m implica una menor altura de la rasante y por lo tanto menores volúmenes de terracería.

Por lo expuesto, en resumen se adopto la **solución número 2** como la más conveniente.

R E S U M E N D E A L T E R N A T I V A S

		Para toda la Superestructura							
	Viga tipo (h)	Número de vigas	f'c kg/cm ²	Presfuerzo viga toron ½" Ø	Concreto m ³ *	Acero de presfuerzo k _g *	Acero de refuerzo k _g *	Costo (M. de P.)	
ALTERNATIVAS PARA HS-40	SOLUCION ESTANDAR HS-20	III (1.15 m)	5	350	16	31.0	236.2	0.0	51.2
	1	III (1.15 m)	5	400	24	31.0	354.3	0.0	59.8
	2	III (1.15 m)	6	350	20	37.2	295.2	0.0	61.7
	3	IV (1.37 m)	5	350	20	45.5	295.2	0.0	74.2
	4	IV (1.37 m)	4	350	24	36.4	354.3	0.0	61.7
	5	III (1.15 m)	5	350	12 + 1 cable de 12	31.0	354.3	0.0	55.4
6	III (1.15 m)	5	350	16 + 5 vars. 1½"	31.0	224.9	560.3	55.5	

* No se incluyen materiales de la losa, ni acero por cortante, ni acero por temperatura por ser iguales para todas las alternativas.

- Para el presfuerzo escalonado cable con 12 torones.

CAPITULO VII

CONCLUSIONES

CONCLUSIONES GENERALES SOBRE LA TESIS

- 1 El concreto presforzado es una técnica constructiva de gran utilidad para la resolución de superestructuras de puentes, puesto que permite mayor ligereza y mayor rapidez en la ejecución que las soluciones de concreto reforzado.
- 2 Para abaratar la construcción de superestructuras de concreto presforzado es útil el desarrollo de proyectos tipos porque con ellos se estandarizan los moldes y los dispositivos para la fabricación de vigas en el taller; esta estandarización permite abatir los costos porque esos elementos se pueden utilizar varias veces para fabricar un gran número de vigas.
- 3 Sin embargo las soluciones típicas están limitadas para los casos en los que se requiere dar paso a cargas especiales. En tales casos se debe emprender un estudio específico para definir la solución mas conveniente.
- 4 El uso de traveses de mayor peralte en vez de traveses de menor peralte en mayor número, representa una alternativa de mayor costo, pero de mayor eficiencia, porque se reducen la flecha bajo carga.
- 5 El uso del presfuerzo escalonado puede ser útil en algunos casos particulares; sin embargo en general no es conveniente porque representa demoras en la ejecución ante la necesidad de aplicar postensado en el campo.
- 6 El uso del presfuerzo parcial es conveniente cuando no se tienen medios adecuados de montaje y se teme que la viga puede volcarse durante su colocación; un accidente de este tipo representa la destrucción de la viga si ésta tiene presfuerzo completo, en cambio si tiene

presfuerzo parcial la viga no sufre daños mayores. También es recomendable el presfuerzo parcial en estructuras que forman marcos dúctiles para resistir las acciones sísmicas puesto que una viga con presfuerzo parcial tiene más ductilidad que otra con presfuerzo completo. Sin embargo, al comparar soluciones con presfuerzo parcial y con presfuerzo completo no se debe perder de vista que las primeras son de menor calidad que las segundas puesto las secciones con presfuerzo parcial están necesariamente fisuradas.

- 7 En algunos casos especiales la solución mas indicada es incrementar la resistencia del concreto. Sin embargo la tecnología de los concretos de alta resistencia no está suficientemente desarrollada en nuestro país, por lo que sólo debe recurrirse a esta solución en casos contados y con cautela.

CONCLUSIONES PERSONALES

La realización de esta tesis fue motivada porque en una temporada de trabajo en una planta de prefabricación de vigas pretensadas me surgió la inquietud de conocer los fundamentos de cálculo del concreto presforzado. Aun cuando no disponía de conocimientos básicos sobre esta técnica constructiva, puesto que en el programa de la carrera de Ingeniería Civil no se imparte esa materia, los conocimientos adquiridos sobre concreto reforzado resultaron de gran utilidad para entender el comportamiento y la metodología de diseño de concreto presforzado.

Espero que esta tesis resulte de utilidad para los estudiantes de ingeniería interesados en el concreto presforzado.

ISMAEL VENEGAS TORRES

Escogí este tema de tesis porque el área de la carrera de Ingeniería Civil que más me atrajo durante mis estudios fue la de estructuras. A mi juicio, el plan de estudios de esta carrera debería modificarse para dar mayor profundidad a los temas relacionados con las estructuras: también considero que debería haber mayor número de visitas a las obras para conocer de primera mano los detalles y técnicas de construcción.

Encontré muy motivante la ejecución de este trabajo el cual me incitó a realizar estudios más profundos sobre estructuras en general y sobre el concreto presforzado en particular. Considero que este trabajo me ha permitido conocer algunas normas para el diseño de concreto presforzado pero que ahora debo conocer los fundamentos en que se basan esas normas para disipar dudas y aplicarlas con mayor seguridad en el futuro.

GASTON CONDE ROMERO

APENDICE

APENDICE "A"
CARGA TIPO HS-20-44

TABLA DE MOMENTOS FLEXIONANTES, ESFUERZOS CORTANTES Y REACCIONES, MAXIMOS.-CLAROS SIMPLES.- UN CARRIL.

Estos valores quedan sujetos a la especificación de reducción que se aplica al caso de varios carriles cargados simultáneamente. No esta incluido el impacto.

Claro en m.	Momento en ton.-m	E.C. y R en ton.(a)	Claro en m.	Momento en ton.-m	E.C. y R en ton. (a)
6	21.773 (b)	18.598	31	214.944 (b)	29.668
7	25.402 (b)	20.171	32	223.091 (b)	29.756
8	31.226 (b)	21.295	33	231.238 (b)	29.845
9	38.017 (b)	22.327	34	239.387 (b)	29.927
10	44.916 (b)	23.353	35	247.539 (b)	30.002
11	52.605 (b)	24.197	36	255.690 (b)	30.074
12	60.648 (b)	24.924	37	263.943 (b)	30.196
13	70.301 (b)	25.608	38	271.999 (b)	30.373
14	76.606 (b)	25.972	39	280.155 (b)	30.550
15	84.865 (b)	25.446	40	288.309 (b)	30.842
16	92.967 (b)	26.863	41	296.460 (b)	31.318
17	101.076 (b)	27.194	42	304.612 (b)	31.794
18	109.175 (b)	27.492	43	313.546 (b)	32.271
19	117.299 (b)	27.781	44	324.083 (b)	32.747
20	125.419 (b)	28.044	45	334.620 (b)	33.223
21	133.533 (b)	28.231	46	345.915	33.699
22	141.661 (b)	28.444	47	359.206	34.175
23	149.784 (b)	28.644	48	372.496	34.652
24	157.931 (b)	28.972	49	385.956	35.128
25	166.078 (b)	28.939	50	399.972	35.604
26	174.223 (b)	29.087	51	413.988	36.080
27	182.361 (b)	29.205	52	428.289	36.556
28	190.499 (b)	29.323	53	443.848	37.033
29	201.868 (b)	29.444	54	459.407	37.509
30	206.793 (b)	29.563	55	472.464	37.985

Claro en m.	Momento en ton.-m	E.C. y R en ton.(a)	Claro en m.	Momento en ton.-m	E C. y R. en ton. (a)
56	487.932	38.461	76	843.911	47.986
57	503.400	38.937	77	864.097	48.462
58	518.932	39.414	78	884.283	48.938
59	535.126	39.890	79	904.469	49.414
60	551.320	40.366	80	925.745	49.890
61	567.557	40.842	81	947.382	50.367
62	584.840	41.319	82	969.020	50.843
63	602.122	41.795	83	990.657	51.319
64	619.405	42.271	84	1012.294	51.795
65	636.687	42.747	85	1033.931	52.271
66	653.970	43.223	86	1056.520	52.748
67	671.252	43.700	87	1079.609	53.224
68	689.905	44.176	88	1102.698	53.700
69	708.639	44.452	89	1125.787	54.176
70	727.373	45.128	90	1148.875	54.652
71	746.107	45.604			
72	764.841	46.081			
73	783.575	46.557			
74	803.541	47.033			
75	823.726	47.509			

a).- E. C. y R.- Esfuerzo cortante y reacción en el apoyo.- La carga concentrada se considera sobre el apoyo. Las cargas usadas son las estipuladas para esfuerzo cortante.

b).- Valores máximos determinados usando las cargas de camión tipo. Cuando no se especifique de otra manera, gobierna la carga tipo por carril.

Tabla 1.3.1 (B)

Clase de piso	Puente proyectado con un solo carril de tránsito	Puente proyectado para 2 o más carriles de tránsito
De madera: (1)		
De tablonces.....	S/1.22	S/1.14
De listones de 10 cm de espesor, o varios capas con espesor mayor de 13 cm	S/1.37	S/1.22
De listones de 15 cm o más de espesor	S/1.52 Si S excede de 1.52 m véase nota ²	S/1.30 Si S excede de 1.98 véase nota ²
De concreto:		
Sobre largeros de viguetas		
De acero (3) y traveses de concreto presforzado	S/2.13 Si S excede de 3.05 m véase nota ²	S/1.68 Si S excede de 4.27 m véase nota ²
Sobre vigas T, de concreto	S/1.98 Si S excede de 1.83 m véase nota ²	S/1.83 Si S excede de 3.05 m véase nota ²
Sobre largueros de madera	S/1.83 Si S excede de 1.83 m véase nota ²	S/1.52 Si S excede de 3.05 m véase nota ²
Sobre traveses de concreto con sección de cajón (4)	S/2.44 Si S excede de 3.66 m véase nota ²	S/2.13 Si S excede de 4.88 m véase nota ²
Sobre traveses de acero con sección de cajón	Véase inciso 1.7.103	
Sobre traveses de concreto presforzado con sección de cajón ..	Véase inciso 1.6.24 (A)	
Parrilla de acero:		
Con espesor menor de 10 cm	S/1.37	S/1.22
Con espesor mayor de 10 cm	S/1.83 Si S excede de 1.83 m véase nota ²	S/1.52 Si S excede de 3.20 m véase nota ²

Notas referentes a la TABLA 1.3.1 (B)

\bar{S} = espaciamiento promedio entre largueros, en metros.

- (1) Los pisos de madera machihembrados tendrán la misma distribución que en los pisos de listones con espesor equivalente.
- (2) En este caso, la carga sobre cada larguero será la reacción de las cargas por rueda, considerando que el piso entre largueros actúan como una viga simple.
- (3) (Design of I Beam Bridges), por N. M. Newmark, Proceedings, ASCE, marzo de 1948.
- (4) La carga viva de la banqueta (véase inciso 1.2.11) se omitirá para las traveses interiores y exteriores con sección de cajón proyectadas de acuerdo con la distribución de carga por rueda aquí indicada.

BIBLIOGRAFÍA

BIBLIOGRAFÍA

- 1.- Arthur H. Nilsón
Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado
1982, editorial Limusa
- 2.- M. en C. Raúl Alamo Neidhart
Concreto Presforzado
I.M.C. y C.
- 3.- Ben C. Gerwick, Jr.
Construcción de Estructuras de Concreto Presforzado
1990, editorial Limusa Noriega
- 4.- Dan E. Brason
Diseño de Vigas de Concreto Presforzado
Serie: Concreto Estructural
I.M.C. y C.
- 5.- Edwar G. Nawy
Prestressed Concrete a Fundamental Approach
1989, by Prentice Hall, Inc.
- 6.- Roberto Meli Piralla
Diseño Estructural
1982, editorial Limusa Noriega.
- 7.- Michael P. Collins / Denis Mitchell
Prestressed Concrete Structures.
1991, by Prentice Hall, Inc.
- 8.- T.Y. Lin
Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado.
1985, editorial C.E.C.S.A.
- 9.- Michael Lanier
Tolerances for Precast and Prestressed Concrete
PCI Committee on Tolerances.
- 10.- Normas Técnicas para el Proyecto de Puentes Carreteros, Tomo I
Secretaria de Comunicaciones y Transportes
México, 1984