



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ARAGON

7
Ej

**SUPERESTRUCTURAS PARA PUENTES
CARRETEROS DE LOSA CONTINUA
SOBRE VIGAS LIBREMENTE APOYADAS**

TESIS PROFESIONAL
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A

OSCAR GUSTAVO FARFAN DE AQUINO

FALLA DE ORIGEN



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

INDICE

1.- INTRODUCCION

1.1.- Puentes libremente apoyados	2
1.2.- Puentes continuos	3
1.3.- Puentes tipo Gerber	7
1.4.- Comparación de traves prefabricadas y traves coladas en el lugar	7
1.5.- Objetivos de esta tesis	8

2.- DISEÑO DE UN EJEMPLO CON EL SISTEMA TRADICIONAL

2.1.- Ejemplo de diseño	11
2.2.- Fundamentos y especificaciones de vigas presforzadas para puentes	
2.2.1. Fundamentos del presfuerzo	12
2.2.2. Criterios de diseño	15
2.2.3. Condiciones de diseño	17
2.2.4. Cargas y materiales	18
2.2.5. Pérdidas en el presfuerzo	21
2.3.- Proyecto completo de superestructura con tramos libremente apoyados	26

3.- FUNDAMENTOS DE LA INNOVACION PROPUESTA

3.1.- Características del sistema innovativo	65
3.2.- El efecto del flujo plástico	68
3.3.- El efecto de la contracción	80
3.4.- Refuerzo para los momentos inducidos	85

4.- APLICACION DEL SISTEMA INNOVATIVO AL EJEMPLO

4.1.- Dedución de las fórmulas generales para el ejemplo	92
4.2.- Desarrollo del ejemplo	107

5.- COMPARACION DE LOS SISTEMAS	
5.1.- Costos en inversión inicial	127
5.2.- Costos en el mantenimiento	130
6.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	
6.1.- Conclusiones	132
6.2.- Recomendaciones	132
BIBLIOGRAFIA	134

CAPITULO I

INTRODUCCION

1.1.- PUENTES LIBREMENTE APOYADOS

La gran mayoría de los puentes que se construyen en nuestro país están constituidos por tramos de vigas simplemente apoyadas, pudiendo estas vigas ser prefabricadas o coladas en el sitio. La razón de esta preponderancia se explica por la facilidad de -- construcción que estos elementos implican, esta facilidad está -- definida porque se pueden tener unidades de obra terminadas rápidamente, con la posibilidad del empleo repetido de la cimbra y -- obra falsa, y con la opción de abrir simultáneamente varios frentes de construcción. A estas ventajas se suman las de carácter estructural: la viga libremente apoyada es estáticamente determinada y de gran facilidad de análisis, además cuando existen -- hundimientos diferenciales en la cimentación como consecuencia de la escasa resistencia de los mantos de apoyo, los hundimientos no producen solicitaciones mecánicas adicionales en la superestructura a la cual puede, mediante gatos hidráulicos, renivelarse y colocarse otra vez en su posición adecuada.

Sin embargo, las vigas libremente apoyadas presentan desventajas de tipo estructural comparadas con las vigas continuas. Los momentos flexionantes son, para claros iguales, mayores en los tramos libres que en los continuos, esto representa un mayor consumo de materiales (acero y concreto) en los proyectos que usan tramos libres.

En el caso particular de los puentes, los mayores momentos pueden requerir de peraltes mayores, lo que obligará a elevar la rasante o a disminuir el espacio libre, lo que representa mayores costos totales de la obra o más problemas en la operación. Aunque esta desventaja es importante, desde el punto de vista estructural, es todavía más importante la escasa reserva de resistencia que las vigas libremente apoyadas poseen. En ellas el colapso es inmediato en el instante en que se agota la resistencia de la sección de momento máximo negativo y por lo que se refiere a la acción de las fuerzas horizontales, como las producidas por el --

sismo y el viento, en las vigas libremente apoyadas, cada tramo debe ser capaz por sí mismo de resistir las fuerzas laterales - que a él se aplican.

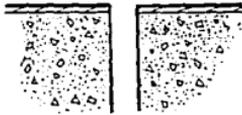
Falta señalar una de las desventajas más importantes de las vigas libremente apoyadas, el de las juntas de dilatación. Los tramos sucesivos deben quedar separados por holguras que permitan la expansión y contracción de la estructura por el efecto - de los cambios de temperatura; pero a la vez estas holguras deben sellarse con un material que no permita el paso del agua a la zona de apoyos y que absorba los movimientos de expansión y contracción. En la figura 1.1 se aprecian algunos tipos de - juntas.

Se han hecho muchas investigaciones en diversos países para encontrar el material ideal; los polímeros y el poliestireno parecen ser la mejor solución, aunque limitados por su corta durabilidad y su alto costo. Como las juntas representan una discontinuidad en la superficie de rodamiento, frecuentemente ésta se ve sujeta al golpe de las llantas de los vehículos, ya que no es posible lograr un alineamiento perfecto entre uno y otro lado de la junta. Los golpes van destruyendo paulatinamente la junta, a estos daños se suman los causados por el agua, la tierra y la basura que se infiltra y acumulan sobre ella. Lo anterior obliga a la necesidad de efectuar en los tramos con vigas libremente apoyadas, frecuentes trabajos de mantenimiento - para reparar o sustituir las juntas. Este problema se reduce considerablemente en los puentes de tramos continuos, en los - que se suprimen las juntas sobre las pilas y únicamente se conservan sobre los estribos.

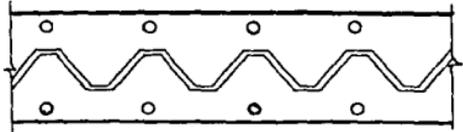
1.2.- PUENTES CONTINUOS

Los tramos contínuos, estáticamente indeterminados, presentan una mayor reserva de resistencia. Las secciones de máximo momento son frecuentemente las que se encuentran sobre los apoyos;

ABIERTAS:

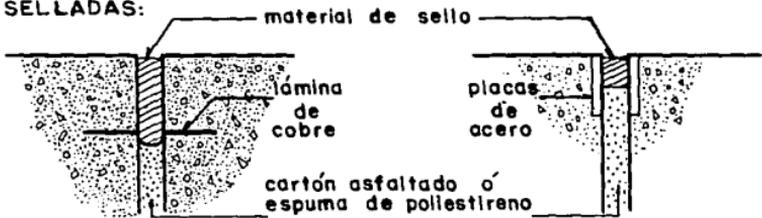


ELEVACION



PLANTA

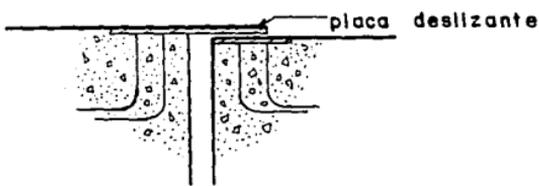
SELLADAS:



ELEVACION

ELEVACION

TAPADAS:



ELEVACION

FIG. 1.1 TIPOS DE JUNTAS DE DILATACION

ante cargas verticales crecientes, las fallas de estas secciones no producen la falla inmediata de la estructura, ya que ésta posee una capacidad de carga adicional trabajando como una viga libre entre las articulaciones definidas por las secciones falladas.

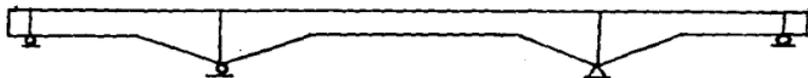
El trabajo ante cargas horizontales es también mejor en las vigas continuas, sobre todo cuando la continuidad se extiende a las columnas y la estructura forma marcos rígidos. En estas condiciones las cargas laterales se distribuyen entre todos los elementos verticales en función de su rigidez. En las columnas, los momentos que se generan son menores en el caso de continuidad porque se flexionan en doble curvatura. La capacidad a carga axial de estas columnas es también mayor, porque la longitud de pandeo se reduce por la restricción en la parte superior de la viga que da la continuidad.

Todas las ventajas anteriores de las vigas continuas quedan opacadas por la dificultad constructiva que implica la necesidad de colarlas por etapas, disponiendo juntas de colado en las que el acero de refuerzo longitudinal sobresale con barbas que permiten anclarlo con las varillas del colado posterior. La construcción no puede ya tomar cualquier orden, ya que queda supeditada a la secuencia original adoptada.

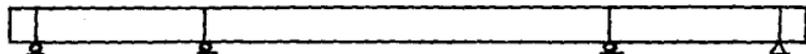
Los tramos continuos tienen una mejor adaptabilidad a las condiciones geométricas especiales que puedan presentarse en un puente. En puentes curvos la mayor resistencia a la torsión de los tramos continuos los hace más apropiados que los tramos libres. Pueden emplearse superestructuras con vigas curvas que dan un mejor aspecto estético. En la figura 1.2 se muestran ejemplos de puentes continuos.



ARMADURA CONTINUA



TRABE CONTINUA



VIGA LAMINADA CONTINUA

FIG. 1.2 ESTRUCTURAS CONTINUAS

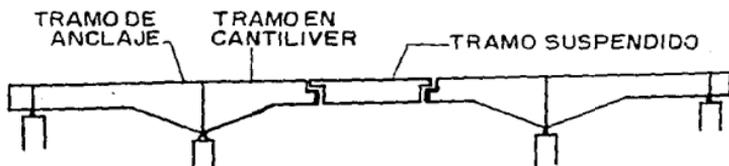


FIG. 1.3 ESTRUCTURA TIPO GERBER

1.3.- PUENTES TIPO GERBER

Son puentes contruidos con un sistema combinado a base de tramos simples y prolongaciones en voladizo a ambos lados, a continuación se colocan tramos suspendidos que se apoyarán en los voladizos. En la figura 1.3 aparece un ejemplo de un puente tipo Gerber.

Este tipo de puentes combina las ventajas de los puentes libremente apoyados y las de los continuos, ya que los momentos que se desarrollan son menores que en los tramos libres y conservan la propiedad de ser estáticamente determinados. Por otro lado la inconveniencia de las juntas de dilatación también está presente en estos puentes; otra desventaja es que el análisis de las ménsulas de los voladizos implica el empleo de métodos complejos, mientras que actualmente se analizan con precedimientos simplificadorios que acarrearán incertidumbre en cuanto a la distribución de los esfuerzos en esta zona, esto se refleja en el diseño porque muchas veces deja zonas escasas de refuerzo en perjuicio de la estructura. Por los problemas ya descritos, se recomienda la construcción de los puentes Gerber, sólo en casos especiales.

1.4.- COMPARACION DE TRABES PREFABRICADAS Y TRABES COLADAS EN EL LUGAR

El uso de los elementos prefabricados surge como una respuesta a los problemas de tipo económico, de calidad y de tiempo, debido a que en este sistema el uso de los materiales se hace en forma racional y eficiente, permitiendo reducir sus cantidades, controlar su calidad y agilizar el ritmo de construcción, ahorrando tiempo y dinero.

Cuando se trata de trabes para puentes, su uso se determina por las características ya descritas, además de la accesibilidad a la zona de construcción, la ventaja de no emplear cimbras, la

simultaneidad de varios frentes de construcción, la facilidad y rapidez de montaje, etc.

Se opta por colar las trabes en el lugar, cuando el acceso al lugar de la obra es difícil y no se pueden transportar elementos prefabricados, cuando el uso de cimbras y moldes se hace a alturas moderadas sin el requerimiento de un complicado sistema de apoyo para las cimbras, cuando se tiene libertad en el tiempo de ejecución, etc. Además de todo lo anterior, no se requiere de mano de obra especializada y el control de la calidad es menor que en los prefabricados.

1.5.- OBJETIVOS DE ESTA TESIS

Cuando se decide el uso de prefabricados en puentes, se cae invariablemente en los libremente apoyados o en los de tipo Gerber, pero evaluando las ventajas y desventajas de los tipos de puentes ya descritos, se concluye que las ventajas económicas y estéticas de los puentes continuos son dominantes. Se han desarrollado varios sistemas para dar continuidad a los puentes con elementos prefabricados y al mismo tiempo evitar los problemas ya descritos.

En este trabajo de tesis, se abordará uno de esos sistemas que fue desarrollado en base a una investigación de la Asociación de Cemento Portland (P.C.A.), los resultados de esta investigación se publicaron en el boletín al que se refiere la bibliografía (No. 1). La P.C.A. propone un sistema en el que se utilizan trabes presforzadas prefabricadas, con varillas de refuerzo en las zonas extremas inferiores que se enlazan a las de las trabes adyacentes y que absorben los efectos de contracción, fluencia y los momentos positivos por carga viva, estas varillas son ahogadas en concreto, formando un diafragma grueso sobre la pila, en la parte superior de este diafragma se colocan otras varillas para absorber los momentos negativos por carga viva. El sistema así formado se comporta como simplemente apoyado para

cargas muertas y como continuo para las cargas vivas.

Para ejemplificar y comparar el sistema innovativo con un sistema libremente apoyado, se decidió elaborar el diseño completo de la superestructura del puente "Holanda". En el capítulo 2 de este trabajo se diseña la superestructura del puente de ejemplo, mediante el método tradicional que se maneja actualmente; en el capítulo 3 se describen las bases teóricas y de investigación que dan origen al sistema propuesto; en el 4 se hace una aplicación práctica, tomando como ejemplo el diseño a la misma superestructura del puente "Holanda", en el 5 se hace una comparación de costos de los sistemas empleados; finalmente, el capítulo 6 da las conclusiones del tema desarrollado y propone recomendaciones para el mejoramiento y el empleo del sistema innovativo en nuestro país.

CAPITULO 2

DISEÑO DE UN EJEMPLO CON EL SISTEMA TRADICIONAL

2.1.- EJEMPLO DE DISEÑO

Con el fin de ilustrar las ventajas del sistema propuesto respecto al tradicional, se escogió como ejemplo un puente típico para diseñarlo aplicando los dos sistemas. A continuación se da un panorama general del lugar donde se localizará el puente, además de una descripción del mismo.

Holanda es una población de 5 000 habitantes que forma parte del municipio de Apatzingán, en el Estado de Michoacán. La principal actividad económica de Holanda y varias comunidades cercanas son la fruticultura y la horticultura, con una gran variedad de cultivos que van desde el melón y la sandía hasta el chile jalapeño. Para comercializar sus productos, los agricultores del distrito de riego de Apatzingán-Buenavista, en donde se localiza Holanda, tienen necesidad de transportarlos a la ciudad de Apatzingán, para de ahí, por la carretera federal No. 120, distribuirlos al resto del Estado de Michoacán e incluso a los Estados vecinos de Colima, Jalisco y Guanajuato. Este propósito encuentra un obstáculo natural en el cauce del río Tepalcatepec, cuya anchura y caudal son de gran importancia como veremos más adelante.

Es por lo anterior que el Gobierno del Estado de Michoacán ha contemplado la posibilidad de construir un puente carretero para salvar el cauce del río Tepalcatepec y de este modo acelerar la incorporación de esta importante zona agrícola a la actividad económica del resto del Estado.

Con base en los estudios topográficos, hidráulicos y de cimentación realizados en el cruce, se definió que este puente debería tener una longitud de 180 metros, repartida en 6 tramos iguales de 30 metros de claro; su ancho de calzada debería ser suficiente para alojar 2 bandas de tránsito, la carga móvil en este caso está contemplada para HS-20.

La superestructura, tomando en cuenta conveniencias constructivas y económicas, se resolvió con tramos de vigas prefabricadas presforzadas de sección "I", que en su parte superior reciben una losa de concreto reforzado. Se anexa en la figura 2.1 un plano general de este puente.

En esta tesis se estudiarán dos posibilidades para la losa sobre las trabes:

- a).- Losa con juntas de dilatación encima de cada pila y estribo (solución tradicional).
- b).- Losa continua sobre las pilas y con juntas de dilatación solamente sobre los estribos (solución innovativa).

2.2.- FUNDAMENTOS Y ESPECIFICACIONES DE VIGAS PRESFORZADAS PARA PUENTES

2.2.1.- FUNDAMENTOS DEL PRESFUERZO.

El presforzado puede definirse como un artificio mediante el cual, a un material, se le provocan esfuerzos internos con anterioridad a la aplicación de cargas exteriores o simultáneamente a éstas, en magnitud y distribución tal, que combinados con los que originan las cargas exteriores, se produzcan esfuerzos comprendidos dentro de los límites que el material pueda soportar.

Por consiguiente una estructura presforzada difiere de una que no lo es por su comportamiento. Una viga simplemente apoyada se flexiona bajo el efecto de su propio peso, deformación que se incrementa al aplicarle en igual sentido otras fuerzas exteriores, al flexionarse las fibras longitudinales se deforman, acortándose las situadas arriba del eje neutro, y alargándose las que quedan abajo de éste, como resultado de los esfuerzos -

de compresión y tensión respectivamente.

El artificio del concreto presforzado permite que el comportamiento de la viga bajo las condiciones antes descritas sea diferente, ya que se logra que toda la sección esté sujeta únicamente a esfuerzos de compresión permanentes, aprovechándose íntegramente y evitando el agrietamiento.

En efecto, el concepto original del concreto presforzado consistió en introducir en las vigas suficiente precompresión -- axial para que se eliminaran en el miembro cargado todos los posibles esfuerzos de tensión que obraran en el concreto. Sin embargo, a medida que se ha desarrollado el conocimiento de esta forma de construcción, se ha visto claramente que esta concepción es innecesariamente restrictiva, y en la práctica -- actual de diseño se permite que haya esfuerzos de tensión en el concreto, y hasta cierto agrietamiento limitado. Haciendo variar el monto del presfuerzo de compresión puede limitarse a la cantidad deseada el número y el ancho de las grietas, igualmente puede controlarse la deflexión del miembro. Desde el punto de vista de las condiciones de servicio, tal presforzado parcial presenta una mejoría substancial, no sólo en la construcción convencional de concreto armado, sino también en la forma original del presforzado completo, el cual, si bien eliminaba el agrietamiento bajo las cargas de servicio, producía a menudo una combadura hacia arriba que causaba problemas.

Pero no es sólo por las condiciones de servicio que el presforzado ha alcanzado importancia. Por el control del agrietamiento y la deflexión bajo las cargas de servicio, el presforzado hace posible emplear el económico y eficaz refuerzo de acero de alta resistencia a la tensión, y el concreto de alta resistencia.

En consecuencia, no es sólo por la mejoría del comportamiento bajo la carga de servicio, por el control del agrietamiento

y la deflexión, por lo que el concreto presforzado es conveniente, sino también porque permite la utilización de materiales eficientes de alta resistencia. Pueden usarse miembros de menores resistencias y más ligeros. Se reduce la relación de la carga muerta a la carga viva, se aumentan los claros y se amplía considerablemente la gama de aplicaciones posibles del concreto estructural.

2.2.2.- CRITERIOS DE DISEÑO

Elementos de una superestructura

Las superestructuras compuestas de traveses de concreto presforzado con losa de concreto reforzado son tipos muy usados en la construcción de puentes. Su popularidad se deriva en su moderado costo, facilidad y rapidez de construcción, limpieza en su apariencia y relativa facilidad en el diseño. Las traveses de concreto transfieren las cargas en la dirección del eje del puente, mientras que la losa de concreto las transmite en la dirección transversal.

Al conectar la losa a la trabe, ésta actúa como una cubreplaca ayudando a la trabe a tomar las cargas en la dirección longitudinal, resultando una superestructura de traveses compuestas con las ventajas de lograr aumento en la resistencia y rigidez del sistema. Una trabe compuesta presforzada está compuesta por:

Losa de concreto reforzado.- Actúa según ya se mencionó, como una gran cubreplaca muy efectiva en el patín superior de la trabe, aprovechando la alta resistencia a la compresión del concreto. La f_c del concreto generalmente usada es de 250 kg/cm².

Sus dimensiones dependen del espaciamiento entre traveses y la capacidad para transmitir carga en la dirección transversal, siendo su diseño independiente de la sección compuesta, considerando su claro efectivo igual a la distancia entre los bordes de

los patines más la mitad del ancho del patín de la trabe. Para el ejemplo de diseño, y con el fin de calcular la carga muerta, se considera una losa de 20 cm. de espesor y carpeta asfáltica - de 10 cm.

Trabes de concreto presforzado.- Una de las características del diseño del concreto presforzado es la libertad de poder escoger las proporciones de la sección transversal y las dimensiones en forma tal que se acomoden a los requisitos de la obra en cuestión. En la práctica la primera dimensión que se elige es el peralte, basándose en la relación de claro a peralte, o en los requerimientos de alturas libres y gálibos. Para trabes de puentes simplemente apoyadas que se encuentren entre los 18 y 36 metros de claro, Guyon sugiere que el peralte no sea menor que $L/25$ más 10 cm, para claros mayores ésta relación deberá incrementarse.

Después que el peralte de una viga ha sido escogido, se aplica la relación de módulo de sección al área de concreto, S/A_c , para conocer la eficiencia a la flexión de la sección transversal. Una trabe que tenga una elevada relación S/A_c representará un uso más eficiente del material que una con una relación baja. Entonces la sección transversal más eficiente es la que tiene el más grande radio de giro, o lo que es lo mismo, aquella en la cual el -- área de concreto se encuentra confinada lo más posible hacia los extremos superior e inferior de la trabe. El espesor mínimo del alma se fija frecuentemente por los espacios mínimos requeridos - por los torones del presfuerzo y el refuerzo auxiliar y por los - requisitos de recubrimiento. Normalmente un ancho del alma de - 15 cm debe ser el mínimo práctico, ya que espesores menores conllevan problemas en su colado al correr el riesgo de producir vacíos o trampas de aire.

A través de los años se han desarrollado ciertas formas para las secciones transversales de trabes de puentes carreteros de claros cortos y medianos; estas formas estándar pueden producirse en forma masiva en plantas fabriles usando métodos de producción en se

rie. Es posible obtener grandes ahorros en el costo en comparación con la construcción que requiere de cimbra especial. - Es por esto, que frecuentemente se usan secciones estándar, - aún cuando sus propiedades puedan no ser óptimas para condiciones particulares de diseño, pero en general las propiedades de una sección estándar seleccionada para un caso particular excederán los requisitos mínimos, y por esto el diseñador tendrá alguna libertad para elegir la fuerza pretensota y su excentricidad.

2.2.3.- CONDICIONES DE DISEÑO

Con fines de diseño un puente estructurado con secciones compuestas se supone que está formado por una serie de traves "T" cada una constituida por una trabe de concreto presforzado y una porción de la losa de concreto unidas por medio de varillas de corte que no permiten ningún movimiento relativo entre la trabe y la losa.

La porción de la losa que se considera participa en la acción de la trabe, está controlada por especificaciones. Para puentes carreteros, AASHTO fija que el ancho máximo del patín deberá ser el valor menor de las siguientes condiciones:

- La cuarta parte del claro de la trabe.
- Distancia centro a centro de las traves, en el sentido transversal.
- Doce veces el espesor de la losa más el ancho del alma de la trabe.

El análisis del ejemplo se hará para una trabe interior, considerando que son las que toman mayor carga, se revisará esta trabe pensando en que todas se construirán igual para abatir costos de fabricación.

Los esfuerzos en las secciones se calculan por medio de la teo-

ria elástica aplicando la fórmula de la escuadría. Los esfuerzos debidos al presfuerzo se pueden calcular considerando a la trabe como una columna cargada excéntricamente con una carga -- igual al presfuerzo y aplicada en el centroide de los torones.

Una trabe compuesta experimenta su máxima carga en el instante - del aplastamiento de la losa de concreto; para calcular el momento resistente último, la AASHTO recomienda seguir el siguiente - procedimiento: se calcula el peralte efectivo:

$$1.4 dp \frac{f_{su}}{f'_c}$$

Si el valor obtenido es menor que el espesor del patín, es que - la sección funciona como sección rectangular y se calcula el momento resistente como:

$$M_{RU} = A_s f_{su} d \left(1 - \frac{0.6 p f_{su}}{f'_c} \right)$$

$$\text{Siendo } f_{su} = f'_s \left(1 - \frac{0.5 p f'_s}{f'_c} \right)$$

Para la flexión última se obtiene el momento

$$M_U = 1.30 \left(M_{CM} + \frac{5}{3} M_{CV} + I \right)$$

finalmente se hace la compración en el que M_{RU} debe ser mayor que M_U .

2.2.4.- CARGAS Y MATERIALES

Las cargas muertas consideradas con las que proporcionan las trabes de concreto, la losa, los diafragmas, las guarniciones, banquetas, parapetos y otras partes de la superestructura. Todas las cargas que se coloquen en el puente después que la losa haya adquirido el 75% de su resistencia, se supone que son tomadas -

por la sección compuesta.

En cuanto a las cargas vivas, la losa de concreto es capaz de distribuir las cargas de rueda transversalmente a varias trabes, por lo que una viga "T" puede recibir más o menos carga, dependiendo de su colocación. Los factores de distribución se dan en las especificaciones o se pueden calcular aplicando alguna teoría reconocida como la de Leonhardt o Courbon.

Las cargas vivas son generalmente de corta duración y son soportadas siempre por la sección compuesta. Por lo tanto, cuando se calculan los esfuerzos debidos a cargas vivas se deben usar las propiedades de la sección compuesta. Las cargas aplicadas son especificadas por la AASHTO o la S.C.T.

Además de los casos de carga que deben estudiarse, existen etapas de trabajo en que deben revisarse los esfuerzos, estas etapas son:

- a).- Etapa inmediatamente después del pretensado, previos a las pérdidas. La sección efectiva, para este caso, es la sección con los huecos del cable, quedando éste fijo en los extremos por medio de los anclajes sin la inyección del mortero.
- b).- Etapa antes de entrar en operación, cuando ya se han verificado las pérdidas y la estructura se encuentra lista para entrar en servicio.

A continuación se indican los casos de cargas principales, las cuales hay que tomar en cuenta en el cálculo:

- 1.- Peso propio.
- 2.- Peso de la losa y el diafragma.
- 3.- Cargas adicionales (asfalto, parapeto, etc.).
- 4.- Carga móvil
- 5.- Presfuerzo

Para proyectos de elementos presforzados generalmente se utiliza un concreto con resistencia de $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$, pero estará a criterio del proyectista aumentar este valor si es que considera posible obtener dicha resistencia, en todo caso estará sujeto a las siguientes especificaciones:

A).- Esfuerzos permisibles temporales en el concreto, antes que ocurran las pérdidas:

- Para compresión

Miembros pretensados $0.60 f'ci$

Miembros postensados $0.55 f'ci$

- Para tensión

Ambas condiciones $0.8 \sqrt{f'ci}$

$f'ci$ = Resistencia del concreto al momento de tensar los cables.

B).- Esfuerzos permisibles para cargas de servicio, posteriores a las pérdidas:

- Para compresión $0.40 f'c$

- Para tensión $1.6 \sqrt{f'c}$

Como acero de presfuerzo se pueden utilizar cables formados por alambres o torones, o bien éstos últimos se pueden utilizar individualmente; para comprender fácilmente cual es la diferencia entre los distintos tipos de presentación del acero de presfuerzo, a continuación se definen:

Alambres: son los tendones de presfuerzo cuyo diámetro va de 4 mm a 10 mm y son tipo unifilar, es decir, su sección transversal está compuesta en su totalidad de acero

Torones: son los tendones de presfuerzo cuyo diámetro oscila entre 9.5 mm a 15.3 mm y son de tipo multifilar.

Cables: son los tendones de presfuerzo de diámetros multivariados, de tipo multifilar, es decir, su sección transversal está compuesta por más de dos alambres o torones.

El acero de presfuerzo comúnmente usado en el Grado 270 K, es decir que tiene un esfuerzo a la ruptura de $f's = 19000 \text{ kg/cm}^2$.

Los esfuerzos permisibles para este acero son los siguientes:

- Esfuerzo temporal al tensar $0.8 f's$
- Esfuerzo temporal al anclar $0.7 f's$
- Esfuerzo permisible en operación $0.6 f's$

2.2.5.- PERDIDAS EN EL PRESFUERZO

La cantidad de la fuerza de presfuerzo en un miembro de concreto no es constante, sino que toma diferentes valores durante la vida del miembro. Algunos de estos cambios son casi instantáneos, otros dependen del tiempo y otros más dependen de la carga adicional; todos estos cambios deben considerarse en el diseño y es a lo que se le llama pérdidas de presfuerzo. En los siguientes párrafos se describen algunas de las principales características de dichas pérdidas y el modo de calcularlas.

a).- Deformación instantánea del concreto o deformación elástica.

Es aquella que sufre el concreto al comprimirse simultáneamente a la aplicación de la fuerza de presfuerzo, y por lo tanto, al acortarse la longitud del miembro, el tendón pierde parte de la deformación que se le dió para lograr el esfuerzo previsto.

En la práctica se acostumbra calcular una pérdida promedio para todos los cables, entonces:

$$\text{Para pretensado} \quad f_i = \frac{E_s}{E_{ci}} f_{cgi}$$

f_{cgi} = Esfuerzo en el centro de gravedad de los tendones en el momento inicial de transferencia del presfuerzo.

E_s = Módulo de elasticidad del acero.

E_{ci} = Módulo de elasticidad del concreto.

$$\text{Para postensado} \quad f_i = \frac{N - 1}{2N} \frac{E_s}{E_{ci}} f_{cgi}$$

N = Número de tendones iguales tensados uno tras otro.

b).- Deformación diferida del concreto o deformación por flujo Plástico.

Es aquella que se verifica en el concreto, debida a la aplicación permanente de carga o esfuerzo y que se caracteriza por una variación decreciente, siendo máxima en los primeros instantes y tendiendo a cero conforme pasa el tiempo. Está en función de la resistencia del concreto, las condiciones del ambiente, etc. y está determinada por:

$$f = \frac{2 E_s}{E_{ci}} f_{cgm}$$

f_{cgm} = Esfuerzo en el centro de gravedad de los tendones, en operación y en vacío (no existen cargas vivas, sólo permanentes).

c).- Deformación por contracción del concreto.

Esta contracción se debe a la variación de la humedad ambiente y al efecto de las reacciones químicas entre los elementos del concreto durante el proceso de fraguado. El acortamiento resultante produce una pérdida de tensión en los tendones que se

valúa por:

$$f_s = E_c \cdot E_s$$

E_c = Deformación unitaria por contracción de fraguado del concreto, los valores que pueden tomarse son:

Clima	E_c
Bajo el agua	0.0
Clima húmedo	0.0001 Sureste del país
Clima moderado	0.0002 D.F. y zona centro
Clima seco	0.0003 Norte del país

Para elementos pretensados puede tomarse un 80% de los valores anteriores.

d).- Deformación por relajación del acero

Estas deformaciones se generan por un comportamiento viscoelástico del material, producido por la intensidad y el tiempo de aplicación de una carga. Su magnitud depende del tipo y grado de acero, pero los parámetros más significativos son el tiempo y la intensidad del esfuerzo inicial. Para encontrar esta pérdida se emplea la relación:

$$f_{re} = f_{pi} \frac{\log t}{10} - \frac{f_{pi}}{f_{py}} - 0.55$$

t = Tiempo en horas

f_{pi} = Esfuerzo en el acero en el momento de la liberación

f_{py} = Esfuerzo de fluencia en el acero de presfuerzo

e).- Fricción

La pérdida de presfuerzo por fricción es originada por el rozamiento entre el cable y el ducto que lo contiene, y depende en gran medida de la longitud y curvatura del cable, también es -

función de otros factores como la distribución de los alambres que forman el cable, la diferencia de diámetros entre el cable y el ducto, forma y material del ducto, etc. Se han desarrollado fórmulas para calcular las pérdidas por fricción en las que se han supuesto comportamientos teóricos del cable y, como es de suponerse, no se han tomado en cuenta varios factores - que afectan la fricción, por lo que estas fórmulas caen en lo empírico.

La fórmula que aceptan muchos investigadores es la siguiente:

$$T_o = T_x e^{(\mu\theta + KL)}$$

Donde:

- T_o = Fuerza del tendón aplicada en el gato
- T_x = Fuerza del tendón en el punto x
- θ = Ang $\tan \frac{L}{R}$
- L = Longitud del tendón desde el gato al punto x
- R = Radio de curvatura en el punto x
- K = Coeficiente de fricción lineal por metro de acero de presfuerzo
- μ = Coeficiente de fricción por curvatura por radián

Si el valor $\theta + KL$ es menor que 0.30 esta expresión se puede simplificar como:

$$T_o = T_x (1 + \mu\theta + KL)$$

El A.C.I. recomienda para cables los siguientes valores:

- $K = 0.0016 - 0.006$ en 1/m
- $\mu = 0.15 - 0.25$ en 1/rad

f).- Deslizamiento del anclaje

Esta pérdida se debe al deslizamiento de los alambres que forman el cable en el dispositivo de anclaje, se verifica inmediatamente después de la operación de anclaje; depende de la longitud del cable, del sistema de anclaje y del valor de la fricción que exista. Puede calcularse como:

$$f \text{ anc.} = E_p \cdot \Delta L / L$$

Donde:

- E_p = Módulo de elasticidad del acero de presfuerzo
 ΔL = Cantidad de deslizamiento
 L = Longitud del cable.

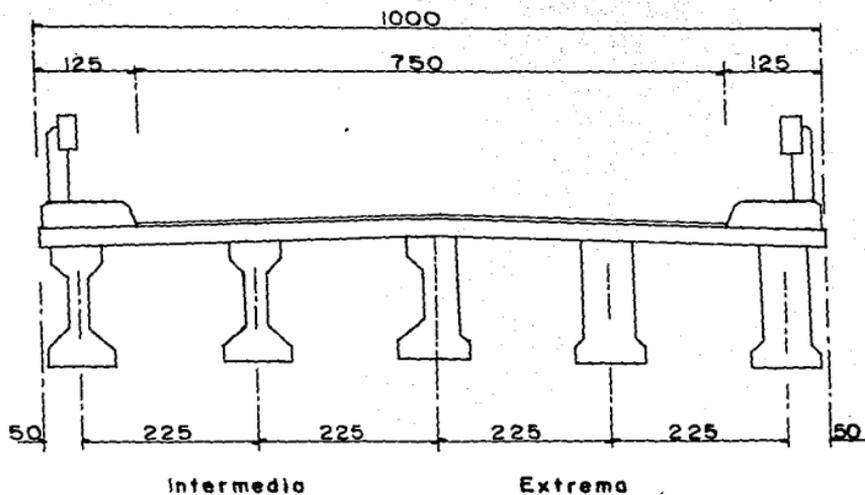
Los valores promedios de ΔL son:

Sistema BBRV	2 mm
Sistema Stronghold	4 mm
Sistema Freyssinet	7 mm

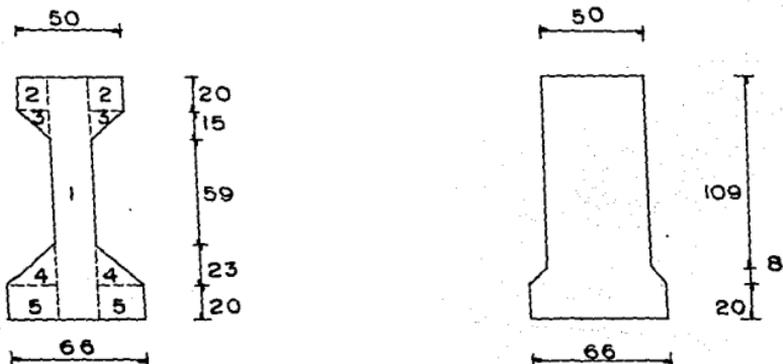
2.3.- PROYECTO COMPLETO DE SUPERESTRUCTURA CON TRAMOS LIBREMENTE APOYADOS

La superestructura estará formada por seis tramos de losa y losetas de de concreto reforzado sobre traveses de concreto presforzado, los datos para diseño son los siguientes:

Claro -----	30.00 m.
Longitud total -----	30.50 m.
Ancho de calzada -----	7.50 m.
Ancho de banquetas -----	1.25 m.
Ancho Total -----	10.00 m.
Número de traveses presforzados por tramo -----	5
Carga móvil -----	HS-20
Acero de presfuerzo -----	$f_y=19000 \text{ kg/cm}^2$
Acero de refuerzo -----	$f_y=4000 \text{ kg/cm}^2$
Concreto en losa y losetas -----	$f'_c=250 \text{ kg/cm}^2$
Concreto en traveses presforzados -----	$f'_c=350 \text{ kg/cm}^2$
Bandas de tránsito -----	2



SECCION TRANSVERSAL



DIMENSION DE LA TRABE

- PROPIEDADES GEOMETRICAS DE LA SECCION AL C

a) Viga sola

fig.	Area (cm ²)	Y (cm)	AY (cm ³)	Yo (cm)	A Yo ² (cm ⁴)	Io (cm ⁴)
1	2 740	68.50	187 690	5.11	71 547	4 285 588
2	600	10.00	6 000	63.61	2 427 739	20 000
3	225	25.00	5 625	48.61	531 660	2 813
4	529	109.33	57 837	35.72	674 961	15 547
5	920	127.00	116 840	53.39	2 622 453	30 667
	5 014		373 992		6 328 360	4 354 615

$$Y_s = \frac{373\,992}{5\,014} = 74.59 \text{ cm}$$

$$S_s = \frac{10\,682\,975}{74.59} = 143\,223 \text{ cm}^3$$

$$Y_i = \quad = 62.41 \text{ cm}$$

$$S_i = \quad = 171\,174 \text{ cm}^3$$

$$I = 10'682\,975 \text{ cm}^4$$

b) Viga sola con ductos

Ductos de $\emptyset = 6.5 \text{ cm}$

$$A = 33.183 \text{ cm}^2 \times 4 = 132.7 \text{ cm}^2$$

$$Y = 137 - 8.625 = 128.375 \text{ cm} \quad \therefore$$

$$AY = 17\,035 \text{ cm}^3$$

$$Y_s = \frac{373\,992 - 17\,035}{5\,014 - 133} = \frac{356\,957}{4\,881} = 73.13 \text{ cm}$$

$$Y_i = 63.87 \text{ cm}$$

$$Y_o = 128.375 - 73.13 = 55.245 \text{ cm} \quad \therefore$$

$$AY_o^2 = 405\,917 \text{ cm}^4$$

RESUMIENDO: $A = 4\,881 \text{ cm}^2$

$$Y_i = 63.87 \text{ cm}$$

$$S_s = 140\,531 \text{ cm}^3$$

$$Y_s = 73.13 \text{ cm}$$

$$I = 10'277\,058 \text{ cm}^4$$

$$S_i = 160\,906 \text{ cm}^3$$

c) Sección Compuesta

Ancho del patín según AASHO

$$12t + b = 12(20) + 66 = 306 \text{ cm}$$

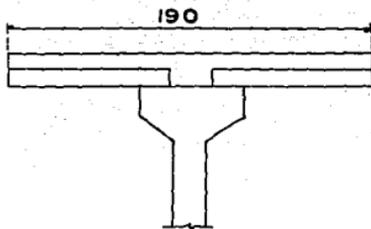
$$c. a. c. = 225 \text{ cm}$$

$$L/4 = 3000/4 = 750 \text{ cm}$$

El ancho efectivo de la losa que trabaja con la trabe es:

$$b' = \sqrt{\frac{f'c \text{ (losa)}}{f'c \text{ (trabe)}}} (b1)$$

$$b' = \sqrt{\frac{250}{350}} (225) = 190 \text{ cm}$$



Sección	Area (cm ²)	Y (cm)	AY (cm ³)	Yo (cm)	A Yo ² (cm ⁴)	Io (cm ⁴)
sola	5014	74.59	373 994	36.47	6'668 925	10'682 975
losa	3800	-10.00	-38 000	48.12	8'799 031	126 667
	8814		335 994		15'467 956	10'809 642

$$IT = 26'277 598 \text{ cm}^4$$

$$Y_s = \frac{335 994}{8814} = 38.12 \text{ cm}$$

$$S_s = 689 339 \text{ cm}^3$$

$$Y_i = 98.88 \text{ cm}$$

$$S_i = 265 752 \text{ cm}^3$$

$$Y's = 58.12 \text{ cm}$$

$$S's = 452 127 \text{ cm}^3$$

CARGAS**a) Peso propio**

$$W_{pp} = 0.5014 \text{ n}^2 \times 2.4 \text{ Ton/m}^3 = 1.203 \text{ Ton/m}$$

$$M_{pp} = \frac{1.203 (30)^2}{8} = 135.34 \text{ Ton - m}$$

$$V_{pp} = 1.203 \left(\frac{30}{2} \right) = 18.05 \text{ Ton}$$

b) Peso de la losa

$$W_L = 2.25 \times 0.20 \times 2.4 = 1.080 \text{ Ton/m}$$

$$M_L = \frac{1.08 (30)^2}{8} = 121.50 \text{ Ton - m}$$

$$V_L = 108 \left(\frac{30}{2} \right) = 16.20 \text{ Ton}$$

c) Peso del diafragma

$$1.75 \times 0.20 = 0.350 \text{ m}^2$$

$$\frac{1}{2} (2.05 + 1.75) \times 0.15 = 0.285 \text{ m}^2$$

$$2.05 \times 0.59 = 1.210 \text{ m}^2$$

$$\frac{1}{2} (2.05 + 1.59) \times 0.23 = 0.419 \text{ m}^2$$

$$2.264 \text{ m}^2$$

$$2.264 \times 0.20 \times 2.4 = 1.087 \text{ Ton}$$

$$MD = \frac{1.087 (30)}{4} = 8.15 \text{ Ton} - m$$

$$VD = 1.087 + \frac{1.087}{2} = 1.631 \text{ Ton}$$

d) Carga adicionales

- Parapeto $0.08 \text{ m}^3 \times 2.4 \times 2 + 5 = 0.0768 \text{ Ton/m}$
- Banqueta $0.22 \text{ m}^3 \times 2.4 \times 2 + 5 = 0.2112 \text{ Ton/m}$
- Asfalto $2.25 \times 0.10 \times 2.2 = 0.495 \text{ Ton/m}$
- Peatones $0.300 \text{ Ton/m} \times 2 + 5 = 0.1200 \text{ Ton/m}$

$$WCA = 0.903 \text{ Ton/m}$$

$$MCA = \frac{0.903 (30)^2}{8} = 101.59 \text{ Ton} - m$$

$$VCA = 0.903 \left(\frac{30}{2} \right) = 13.55 \text{ Ton}$$

e) Carga viva HS - 20

$$\text{Impacto} = \frac{15.24}{30 + 38.10} = 0.224$$

$$\text{Factor de concentración} = \frac{S}{1.68} = \frac{225}{1.68} = 1.34/\text{eje}$$

$$F_c = 0.67/\text{carril}$$

Del apéndice de las AASHTO se obtienen los siguientes elementos mecánicos para un claro de 30.0 m.

$$M = 206.793 \text{ Ton} - m$$

$$V = 29.563 \text{ Ton}$$

Estos elementos se ven afectados por el impacto y el factor de concentración

$$M_{cv} + I = 206.793 \times 1.224 \times 0.67 = 169.587 \text{ Ton} - m$$

$$V_{cv} + I = 29.563 \times 1.224 \times 0.67 = 24.244 \text{ Ton}$$

ESFUERZOS DEBIDOS A LAS CARGAS

a) Por peso propio (descontando los ductos)

$$f_s = \frac{M}{S_s} = \frac{135.34 \times 10^5}{140\ 531} = 96.31 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_i = \frac{M}{S_i} = \frac{135.34 \times 10^5}{160\ 906} = - 84.11 \text{ kg/cm}^2$$

b) Por losa

$$f_s = \frac{121.5 \times 10^5}{143\ 223} = 84.83 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_i = \frac{121.5 \times 10^5}{171\ 174} = - 70.98 \text{ kg/cm}^2$$

c) Por diafragma

$$f_s = \frac{8.15 \times 10^5}{143\ 223} = 5.69 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_i = \frac{8.15 \times 10^5}{171\ 174} = - 4.76 \text{ kg/cm}^2$$

d) Por cargas adicionales

$$f_s = \frac{101.59 \times 10^5}{689\ 339} = 14.74 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_i = \frac{101.59 \times 10^5}{265\ 752} = - 38.23 \text{ kg/cm}^2$$

$$f's = \frac{101.59 \times 10^5}{452\ 127} = 22.47 \text{ kg/cm}^2$$

e) Por carga móvil

$$f_s = \frac{169.59 \times 10^5}{689\ 339} = 24.60 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_i = \frac{169.59 \times 10^5}{265\ 752} = - 63.82 \text{ kg/cm}^2$$

$$f's = \frac{169.59 \times 10^5}{452\ 127} = 37.51 \text{ kg/cm}^2$$

Resumen de esfuerzos:

CARGAS	fs	fi	f's
Peso propio	96.31	84.11	
Losa	84.83	70.83	
Diafragmas	5.69	4.76	
Cargas adicionales	14.74	38.23	22.47
Carga móvil	24.60	63.82	37.51
	226.17	-261.90	59.98

PRESFUERZO

La fuerza de presfuerzo necesaria para nuestro sistema de cargas es:

$$P = \frac{A \sum f_i}{1 + \frac{Ae}{St}}$$

$$A = 5014 \text{ cm}^2$$

$$\sum f_i = 261.90 \text{ kg/cm}^2$$

$$Si = 171\,174 \text{ cm}^3$$

$$e = 62.41 - 8.7 = 53.71 \text{ cm}$$

$$P = \frac{5014 (261.90)}{1 + \frac{5014 \times 53.71}{171174}} = 510\,312 \text{ kg}$$

La calidad del acero de presfuerzo que usaremos es de 19000 kg/cm^2 , en operación el esfuerzo permisible del acero de presfuerzo es de $0.6 f_y = 0.6 (19000) = 11400 \text{ kg/cm}^2$.

Se usarán torones de $\frac{1}{2}$ " \emptyset con un área de 0.987 cm^2 , entonces:

$$\text{No. torones} = \frac{510\,312}{0.987 \times 11400} = 45.4$$

Se optará por usar cables formados por 12 torones de $\frac{1}{2}$ " \emptyset que tienen $0.987 \times 12 = 11.84 \text{ cm}^2$, entonces tendremos $12 \times 4 = 48$ torones que sobra -
pasa nuestro requerimiento.

Fuerza permanente en los cables:

$$P = 4(11\ 400) (11.84) = 539\ 904 \text{ kg}$$

$$P = 3(11\ 400) (11.84) = 404\ 928 \text{ kg}$$

3 de los cables se tensarán en taller, mientras que el restante se tensará en campo.

**ESFUERZOS PERMISIBLES EN EL CONCRETO PARA CARGAS DE SERVICIOS, DES -
PUES DE LAS PERDIDAS**

- **Compresión:** $0.40 f'c = 0.40 (350) = 140.0 \text{ kg/cm}^2$

- **Tensión:** $1.6 \sqrt{f'c} = 1.6 \sqrt{350} = 29.93 \text{ kg/cm}^2$

Esfuerzos en las etapas del tensado.

1er. tensado: $f_s = \frac{404\ 928}{4881} - \frac{404\ 928 (55.17)}{140\ 531} = -75.01 \text{ kg/cm}^2$

$$f_i = \frac{404\ 928}{4881} + \frac{404\ 928 (55.17)}{160\ 906} = 221.80 \text{ kg/cm}^2$$

2º tensado: $f_s = \frac{134\ 976}{8814} - \frac{134\ 976 (90.18)}{165\ 752} = -2.34 \text{ kg/cm}^2$

$$f_i = \frac{134\ 976}{8814} + \frac{134\ 976 (90.18)}{265\ 752} = 61.12 \text{ kg/cm}^2$$

- Revisión de esfuerzos al centro del claro.

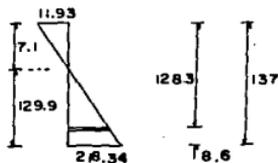
CARGA	fs		fi	
	Parcial	Acumulado	Parcial	Acumulado
1er. tensado	-76.01		221.80	
Peso propio	96.31	20.30	-84.11	137.69
Losa	84.83	105.13	-70.96	66.71
Diafragmas	5.69	110.82	- 4.75	61.95
2° tensado	- 2.34	108.48	61.12	123.07
Cargas adicionales	14.74	123.22	-38.23	84.84
Carga móvil	24.60	147.82	-63.82	21.02

Todos los esfuerzos son aceptables

- PERDIDAS DEL PRESFUERZO OCASIONADAS POR DEFORMACIONES EN EL CONCRETO Y EL ACERO

- a) Deformación instantánea o deformación elástica del concreto

$$\text{Viene dada por } Af = \frac{N-1}{2N} \frac{E_s}{E_{ci}} f_{cgi}$$



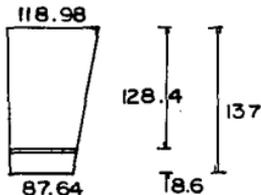
$$\frac{E_s}{E_{ci}} = \frac{2.1 \times 10^6}{15\,000 \cdot 350} = 748$$

$$\frac{218.34}{129.9} = \frac{f_{cgi}}{121.275} = f_{cgi} = 203.84 \text{ kg/cm}^2$$

$$Af = \frac{4-1}{2(4)} (7.48) (203.84) = 571.8 \text{ kg/cm}^2$$

b) Deformación diferida del concreto o deformación por flujo plástico

Está dada para concretos de $f'c$ 300 kg/cm² como



$$Af = 2 \frac{Es}{Ec} f_{cgm}$$

$$\frac{31.34}{137} = \frac{f'}{8.625} = f_{cgm} = 87.64 + f'$$

$$f_{cgm} = 87.64 + 1.97 = 89.61 \text{ kg/cm}^2$$

$$Af = 2(7.48) (89.61) = 1340 \text{ kg/cm}^2$$

c) Deformación por contracción del concreto

$$Af = \epsilon_c \cdot Es$$

$$Af = 0.0002 \times 2.1 \times 10^6 = 420 \text{ kg/cm}^2$$

d) Relajación del acero

$$Af = \frac{\log t}{10} \left[\frac{f_{pi}}{f_{py}'} - 0.55 \right] f_{pi}$$

donde t = Tiempo en horas

f_{pi} = Esfzo. en el acero en el momento de la liberación

f_{py}' = Esfzo. de fluencia en el acero de presfuerzo

En este caso tenemos $f_{py}' = 19\ 000 \text{ kg/cm}^2$ y tomamos

$$f_{pi} = 0.7 (19\ 000) = 13\ 300 \text{ kg/cm}^2$$

Entonces para un tiempo de 1000 horas:

$$\frac{\log 1000}{10} \left[\frac{13\ 300}{19\ 000} - 0.55 \right] = 0.045$$

$$\therefore Af = 0.045 (13\ 300) = 598.5 \text{ kg/cm}^2$$

Resumiendo las pérdidas tenemos que $Af =$

$$= 572 + 1\,340 + 420 + 590 = 2930 \text{ kg/cm}^2$$

Las pérdidas por rozamiento de los tendones en las vainas se calcularán posteriormente, mientras que las demás pérdidas se pueden despreciar.

Los esfuerzos en las traveses al tensar (en condición inicial) serán:

$$P = 3 \times 11.84 (11\,400 + 2\,930) =$$

$$P = 509\,002 \text{ kg. (en 1a 1ª etapa de colado)}$$

$$P = 1 \times 11.84 (14\,330) = 169\,667 \text{ kg}$$

- Esfuerzos en las etapas del tensado

1er. tensado $f_s = \frac{-509\,002}{4881} - \frac{509\,002 (56.87)}{140\,531} = -101.70 \text{ kg/cm}^2$

$$f_i = \frac{509\,002}{4881} + \frac{509\,002 (56.87)}{160\,906} = 284.18 \text{ kg/cm}^2$$

2º tensado $f_s = \frac{169\,667}{8814} - \frac{169\,667 (85.38)}{689\,339} = -1.76 \text{ kg/cm}^2$

$$f_i = \frac{169\,667}{8814} + \frac{169\,667 (85.38)}{265\,752} = 73.76 \text{ kg/cm}^2$$

- Revisión de esfuerzos al ζ sin que se hayan verificado las pérdidas

C A R G A	f _s		f _i	
	P	A	P	A
1er. tensado	-101.70		284.18	
Peso propio	96.31	- 5.39	- 84.11	200.07
Losa	84.83	79.44	- 70.98	129.09
Diafragmas	5.69	85.13	4.76	124.33
2° tensado	- 1.76	83.37	73.76	198.09
Cargas adicionales	14.74	98.11	- 38.32	159.86
Carga móvil	24.60	122.71	- 63.82	96.04

Los cables no se tensarán hasta que el concreto haya alcanzado una resistencia de proyecto original de $f'ci = 350 \text{ kg/cm}^2$.

En este caso los esfuerzos permisibles serán de:

- **Compresión** $0.55 (350) = 192.5 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow 200.07 \text{ kg/cm}^2$
- **Tensión** $0.8\sqrt{350} = -14.97 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow - 5.39 \text{ kg/cm}^2$

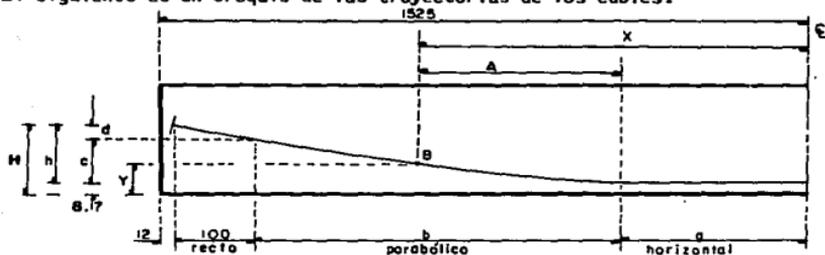
Los esfuerzos de compresión andan ligeramente arriba de los permisibles, pueden aceptarse tomando en cuenta la incertidumbre en cuanto al cálculo de las pérdidas.

- Trazado de cables (trayectorias y coordenadas)

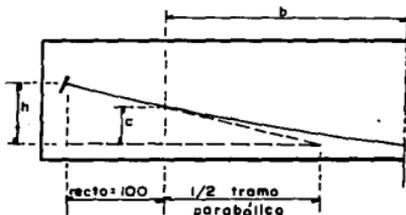
Se propone que los cables tendrán un tramo horizontal en el centro del claro, a continuación se levantarán siguiendo una trayectoria parabólica y al final saldrán en la zona de anclaje con un tramo recto de 1.00 m. de longitud.

Las coordenadas para el trazo de los cables se referirán a un eje cartesiano cuya coordenada coincidirá con el centro del claro y la abscisa con el paño inferior de la trabe.

El siguiente es un croquis de las trayectorias de los cables.



Para obtener el valor C

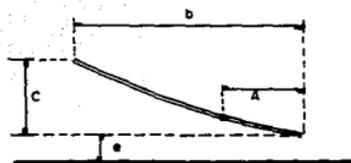


$$\frac{h}{\frac{b}{2} + 100} = \frac{c}{\frac{b}{2}}$$

$$= \frac{\frac{b}{2}(h)}{\frac{b}{2} + 100} = \frac{\frac{bh}{2}}{\frac{b + 200}{2}}$$

$$c = \frac{bh}{b + 200}$$

Para las cotas en el tramo parabólico se usará la ecuación de la parábola.



$$c = kb^2 = \therefore k = \frac{c}{b^2}$$

Para cualquier cota sobre la parábola

$$Y = e + KA^2$$

Del croquis sobemos que el angulo del tramo recto es:

$$\theta = \text{Ang. Tan. } \frac{d}{100} ; \text{ siendo } P1 = \frac{d}{100} \quad \theta = \text{Ang. Tan. } P1$$

Así que para el ángulo de una línea tangente en cualquier punto es igual a

$$\theta = \text{Arc. Tan. } \frac{d}{100} \times \frac{A}{b} = \text{Arc. Tan. } P1 \frac{A}{B}$$

$$\text{Haciendo } P = \frac{d}{100} \times \frac{A}{b} \quad \therefore \theta x = \text{Ang. Tan. } P$$

Para los 4 cables se proponen los siguientes valores

Cable	a	b	H	h	c	d	θ	P1
1 izq. 1 der.	350	925	137	123.5	101.5	22.0	12°24'	0.220
2 izq. 2 der.	450	958	110	103	85.2	17.8	10°05'	0.178
3 izq. 4 der.	550	858	70	63	51.10	11.9	6°47'	0.119
4 izq. 3 der.	650	758	30	23	18.2	4.8	2°44'	0.048

Se calcularán coordenadas al 0.0, 250, 500, 750, 1000, 1250, 1408, 1508 a - partir del centro del claro.

Coordenadas del cable no. 1

 $b = 1925$; $p1 = 0.220$ y $k = 0.0001186$

X	A	A / b	P	Y	θ	Rad
0.00	0.00	0.00	0.0	13.5	0°00'	0.0
350	0.00	0.00	0.0	13.5	0°00'	0.0
500	150	0.1622	0.0357	16.2	2°02'	0.0357
750	400	0.4324	0.0951	32.5	5°26'	0.0948
1000	650	0.7027	0.1546	63.6	8°47'	0.1534
1250	900	0.9730	0.2141	109.6	12°04'	0.2109
1275	925	1.0000	0.2200	115.0	12°24'	0.2166
1375			0.220	137.0	12°24'	0.2166

Coordenadas del cable no. 2

 $b = 958$, $p1 = 0.178$; $k = 0.0000928$

X	A	A / b	P	Y	θ	Rad
0.00	0.0	0.0	0.0	7	0°00'	0.0
450	0.0	0.0	0.0	7	0°00'	0.0
500	50	0.0522	0.0093	7.2	0°31'	0.00902
750	300	0.3132	0.0557	15.3	3°11'	0.05556
1000	550	0.5741	0.1022	35.1	5°50'	0.10181
1250	800	0.8351	0.1486	66.4	8°27'	0.14748
1408	958	1.0000	0.1780	92.2	10°05'	0.17599
1508			0.178	110.0	10°05'	0.17599

Coordenadas del cable no. 3

b= 858 ; $p1= 0.119$ y $k= 0.0000694$

X	A	A / b	P	Y	θ	Rad
0.00	0.0	0.0	0.0	7	0°00'	0.0
550	0.0	0.0		7	0°00'	0.0
750	200	0.2331	0.0277	9.8	1°35'	0.02763
1000	450	0.5245	0.0624	21.1	3°34'	0.06225
1250	700	0.8159	0.0971	41.9	5°32'	0.09657
1408	858	1.0000	0.1190	58.1	6°47'	0.11839
1508			0.1190	70.0	6°47'	0.11839

Coordenadas del cable no. 4

b= 758 ; $p1= 0.048$ y $k= 0.0000317$

X	A	A / b	P	Y	θ	Rad
0.0	0.0	0.0	0.0	7	0°00'	0.0
650	0.0	0.0	0.0	7	0°00'	0.0
750	100	0.1319	0.0063	7.3	0°21'	0.00611
1000	350	0.4617	0.1222	10.9	1°16'	0.02211
1250	600	0.7916	0.0380	18.4	2°10'	0.03782
1408	758	1.0000	0.0480	25.2	2°44'	0.04771
1508			0.0480	30.0	2°44'	0.04771

En resumen los cables tendrán las siguientes coordenadas

Cable	1508	1408	1250	1000	750	500	250	0.000
1 izq. = 1 der.	137.0	115.0	109.6	63.6	32.5	16.2	13.5	13.5
2 izq. = 2 der.	110.0	92.2	66.4	35.1	15.3	7.2	7.0	7.0
3 izq. = 4 der.	70.0	58.1	41.0	21.1	9.8	7.0	7.0	7.0
4 izq. = 3 der.	30.0	25.2	18.4	10.9	7.3	7.0	7.0	7.0

- Longitud de los cables.

Para el tramo recto:

$$LR = \frac{100}{\cos \theta}$$

Tramo parabólico:

$$LP = b \left[1 + \frac{8}{3} \left(\frac{c}{2b} \right)^2 - \frac{32}{5} \left(\frac{c}{2b} \right)^4 \right]$$

Tramo horizontal

$$Lh = a$$

De la pag. 41 se resume que:

Cable	a	b	c	θ
1 izq. = 1 der.	350	925	101.5	12° 24'
2 izq. = 2 der.	450	958	85.2	10° 05'
3 izq. = 4 der.	550	858	51.1	6° 47'
4 izq. = 3 der.	650	758	18.2	2° 44'

Para el cable no. 1

$$LR = \frac{100}{\cos 12^{\circ} 24'} = 102 \text{ cm}$$

$$LP = 925 \left[1 + \frac{8}{3} \left(\frac{101.5}{2 (925)} \right)^2 - \frac{32}{5} \left(\frac{101.5}{2 (925)} \right)^4 \right] = 933 \text{ cm}$$

$$Lh = 350 \text{ cm}$$

$$\text{Longitud total} = 2 (102 + 933 + 350) = 2770 \text{ cm}$$

Para el cable no. 2

$$LR = \frac{100}{\cos 10^{\circ} 05'} = 102 \text{ cm}$$

$$LP = 958 \left[1 + \frac{8}{3} \left(\frac{85.2}{2 (958)} \right)^2 - \frac{32}{5} \left(\frac{85.2}{2 \times 958} \right)^4 \right] = 963$$

$$Lh = 450 \text{ cm}$$

$$LT = 1 (102 + 963 + 450) = 3030 \text{ cm}$$

Para el cable 3 y 4

$$LR_3 = \frac{100}{\cos 6^{\circ} 47'} = 101 \text{ cm}$$

$$LP_3 = 858 \left[1 + \frac{8}{3} \left(\frac{51.1}{2 \times 858} \right)^2 - \frac{32}{5} \left(\frac{51.1}{2 \times 858} \right)^4 \right] = 860 \text{ cm}$$

$$LP_4 = 758 \left[1 + \frac{8}{3} \left(\frac{18.2}{2 \times 758} \right)^2 - \frac{32}{5} \left(\frac{18.2}{2 \times 758} \right)^4 \right] = 758 \text{ cm}$$

$$Lh_3 = 550 \text{ cm} \quad ; \quad Lh_4 = 650 \text{ cm}$$

$$LT_3 = LT_4 = 101 + 860 + 550 + 100 + 758 + 650 \\ = 3019 \text{ cm}$$

Esfuerzos de tensión en el centro del claro

El esfuerzo permisible del acero de presfuerzo en operación es de ---
 $0.6 f_y = 0.6 (19000) = 11400 \text{ kg/cm}^2 = T_{fp}$.

El esfuerzo de tensión inicial que se aplicará será el permisible mas -
 las pérdidas de tensión por las deformaciones del concreto y del acero
 ($A_{fp} = 2930 \text{ kg/cm}^2$), entonces:

$$T_i = T_{fp} + A_{fp} = 11400 + 2930 = 14\ 330 \text{ kg/cm}^2$$

- Cálculo de los esfuerzos de tensión para el cable no. 1

Para T2 y T3

$$a) = 3.50 \text{ m.}$$

$$T_2 = 14\ 330 \left[1 + (0.006 \times 3.50) \right] = 14\ 631 \text{ kg/cm}^2$$

$$T_3 = 14\ 330 \left[1 - (0.006 \times 3.50) \right] = 14\ 029 \text{ kg/cm}^2$$

Para T1 y T4

$$b1 = 9.25 \text{ m.}$$

$$\theta1 = 0.2166 \text{ rad.}$$

$$T1 = 14631 \left[1 + (0.25 \times 0.2166 + 0.006 \times 9.25) \right] = 16\,235 \text{ kg/cm}^2$$

$$T4 = 14029 \left[1 - (0.25 \times 0.2166 + 0.006 \times 9.25) \right] = 12\,491 \text{ kg/cm}^2$$

Para To y T5

$$To = 16\,235 \left[1 + (0.006 \times 1.00) \right] = 16\,332 \text{ kg/cm}^2$$

$$T5 = 12\,491 \left[1 - (0.006 \times 1.00) \right] = 12\,416 \text{ kg/cm}^2$$

Para los otros cables se hace la misma consideración

Resumen de los esfuerzos

CABLE	To	T1	T2	Ti	T3	T4	T5	Tf	
1	16 332	16 235	14 631	14 330	14 029	12 491	12 416	11 400	
3	16 095	16 003	14 803	14 330	13 771	12 980	12 902	11 400	
	11 400	12 453	12 528	13 943	14 330	14 717	16 210	16 307	2
	11 400	12 902	12 980	13 771	14 330	14 803	16 003	16 099	4
	Tf	T5	T4	T3	Ti	T2	T1	To	CABLE

- Caidas de tensión por el deslizamiento del anclaje

El área sombreada representa el deslizamiento del anclaje (ver página 52)

y está dada por:

$$A = \left[(T_o - T_x) + (T_1 - T_x) \right] L_o + (T_1 - T_x) (L_x - L_o)$$

La pendiente entre T1 y T2 es:

$$P_x = \frac{T_1 - T_2}{L_1}$$

Por lo que $T_x = T_1 - P_x (L_x - L_o)$

Sustituyendo esta última expresión en la fórmula del área tenemos:

$$L_x = \sqrt{\frac{A - L_o (T_o - T_1 - P_x \cdot L_o)}{P_x}}$$

Se hará la introducción de fuerzas mediante el sistema **Stronghold** en el que el deslizamiento vale 4mm. Teniendo una E del acero de $2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ entonces $A = 2.1 \times 10^6 \times 0.4 = 840\,000 \text{ kg/cm}$

Entonces para el cable no. 1

$$A = 840 \text{ kg/cm}$$

$$T_o = 16\,332 \text{ kg/cm}^2$$

$$T_i = 16\,235 \text{ kg/cm}^2$$

$$T_2 = 14\,631 \text{ kg/cm}^2$$

$$L_o = 100$$

$$L_1 = 925$$

$$L_2 = 350$$

$$P_x = \frac{16\,235 - 14\,631}{925} = 1.734$$

$$L_x = \sqrt{\frac{840\,000 - 100 [16\,332 - 16\,235 - 1.734 (100)]}{1.734}}$$

$$L_x = 699 \text{ cm}$$

$$T_x = 16\,235 - 1.734 (699 - 100) \Rightarrow T_x = 15\,196 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = (16\,332 - 15\,196 + 16.235 - 15\,196) 100 + (16\,235 - 15\,196)(699 - 100)$$

$$A = 839\,900 \text{ kg/cm}^2 \approx 840\,000 \text{ kg/cm}^2$$

Siguiendo el mismo procedimiento para los demás cables obtenemos los siguientes valores.

CABLE	To'	Tl'	Tx	
1	14 060	14 157	15 196	
3	14 013	14 109	15 056	
	15 217	14 224	14 127	2
	15 004	14 005	13 909	4
	Tx	Tl'	To'	CABLE

- Revisión de los esfuerzos por flexión en la zona de apoyos, haciéndolo de izquierda a derecha

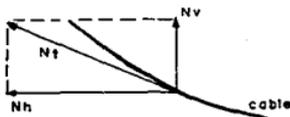
Las fuerzas efectivas que se tomarán en cuenta son:

$$T'' = T' - Afp$$

$$F = NT = T''As$$

$$N_v = NT \text{ Sen } \theta$$

$$N_H = NT \text{ Cos } \theta$$



El brazo de los cables respecto al C.G. de la sección compuesta está dado por $Y = Y_i - H$

Entonces los momentos estarán dados por $MH = NH Y$

CABLE No.	To' kg/cm ²	Afp kg/cm ²	As ₂ cm ²	NT kg	θ	NV kg	NH kg	Y cm	MH kg - cm
2	12 453	2 930	11.84	112 752	10.093	19 759	111 007	-47.59	-5 282 843
3	14 013	2 930	11.84	131 223	6.786	15 505	130 303	- 7.59	- 989 003
4	12 902	2 930	11.84	118 068	2.748	5 661	117 933	32.41	3 822 199
						40 925	359 243		-2 339 647

Cálculo de los esfuerzos por presfuerzo

Area de la viga sola = 5014 cm²

$S_i = 171\,174\text{ cm}^3$; $S_s = 143\,223\text{ cm}^3$

$$f_s = \frac{359\,243}{5014} - \frac{(-2\,449\,647)}{143\,223} = 88.75\text{ kg/cm}^2$$

$$f_i = \frac{359\,243}{5014} + \frac{(-2\,449\,647)}{171\,174} = 57.34\text{ kg/cm}^2$$

- Revisión de los esfuerzos temporales por flexión en la zona de apoyo

En este caso $F = NT = ToAs$

CABLE No.	To Kg/cm ²	As cm ²	NT kg	θ	NV kg	NH kg	Y cm	MH kg - cm
2	12 453	11.84	147 444	10.093	25 839	145 162	-47.59	-6 908 249
3	16 099	11.84	190 612	6.786	22 523	189 277	- 7.59	-1 436 611
4	12 902	11.84	152 760	2.748	7 324	152 584	32.41	4 945 248
						487 023		-3 399 612

Los esfuerzos temporales por presfuerzo son:

$$f_s = \frac{487\,023}{5014} - \frac{(-3\,399\,612)}{143\,223} = 120.87 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_i = \frac{487\,023}{5014} + \frac{(-3\,399\,612)}{171\,174} = 77.27 \text{ kg/cm}^2$$

- Revisión de los esfuerzos por flexión al cuarto del claro

Para el cable No. 1

$$T_2 = 14\,631 \text{ kg/cm}^2 \quad ; \quad b = 4.00 \text{ m} \quad \text{y} \quad \theta = 0.0948 \text{ rad}$$

$$T_i = 14\,631 \left[1 + (0.25 \times 0.0948 + 0.006 \times 4.0) \right] = 15\,329 \text{ kg/cm}^2$$

$$T_i' = 2(T_x) - T_i = 2(15\,196) - 15\,329 = 15\,063 \text{ kg/cm}^2$$

$$T_i'' = T_i' - A_{fp} = 15\,063 - 2\,930 = 12\,133 \text{ kg/cm}^2$$

Para el cable no. 2

$$T_3 = 13\,943 \text{ kg/cm}^2 \quad ; \quad b = 3.00 \quad ; \quad \theta = 0.0556 \text{ rad}$$

$$T_1' = 13\,943 \left[1 - (0.25 \times 0.0556 + 0.006 \times 3.0) \right] = 13\,498 \text{ kg/cm}^2$$

$$T_1'' = 13\,498 - 2\,930 = 10\,568 \text{ kg/cm}^2$$

Para el cable no. 3

$$T_2 = 14\,803 \text{ kg/cm}^2 \quad ; \quad b = 2.00 \quad ; \quad \theta = 0.0276 \text{ rad}$$

$$T_1' = 14\,803 \left[1 + (0.25 \times 0.0276 + 0.006 \times 2.0) \right] = 15\,083 \text{ kg/cm}^2$$

$$T_1'' = 2(15\,056) - 15\,083 = 15\,029 \text{ kg/cm}^2$$

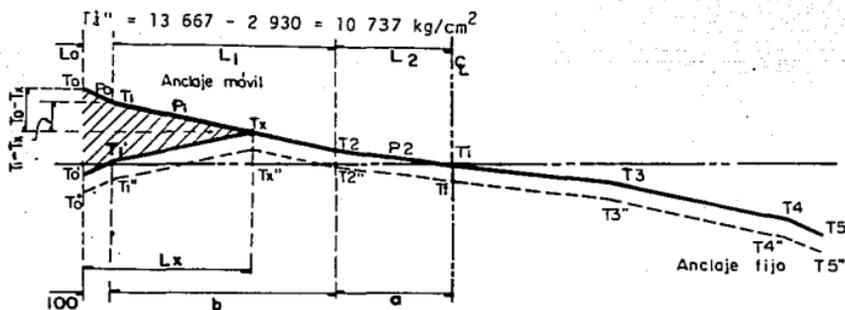
$$T_1''' = 15\,029 - 2\,930 = 12\,099 \text{ kg/cm}^2$$

Para el cable no. 4

$$T_3 = 13\,771 \text{ kg/cm}^2 \quad ; \quad b = 1.00 \quad ; \quad \theta = 0.00611 \text{ rad}$$

$$T_1' = 13\,771 \left[1 - (0.25 \times 0.00611 + 0.006 \times 1.0) \right] = 13\,667 \text{ kg/cm}^2$$

$$T_1'' = 13\,667 - 2\,930 = 10\,737 \text{ kg/cm}^2$$



De los valores obtenidos arriba se hace la revisión de los esfuerzos por flexión al cuarto del claro.

CABLE No.	T* kg/cm ²	As cm ²	NT kg	θ	NV kg	NH kg	Y cm	MH kg - cm
1	12 133	11.84	143 655	5.433	13 601	143 009	29.91	4 277 410
2	10 568	11.84	125 125	3.183	6 948	124 932	47.11	5 885 550
3	12 099	11.84	143 252	1.583	3 957	143 197	52.61	7 533 620
4	10 737	11.84	127 126	0.350	776	127 124	55.11	7 005 788
					25 282	538 262		24 702 368

Los esfuerzos por presfuerzo al cuarto del claro son:

Para la 2ª etapa de tensado, en el cable no. 1

$$f_s = \frac{143\ 009}{8814} - \frac{4\ 227\ 410}{689\ 339} = 10.09 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_i = \frac{143\ 009}{8814} + \frac{4\ 227\ 410}{265\ 852} = 32.13 \text{ kg/cm}^2$$

Para la primera etapa de tensado, cables 2, 3, 4

$$f_s = \frac{395\ 253}{5014} - \frac{20\ 474\ 958}{143\ 223} = -64.13 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_i = \frac{395\ 253}{5014} + \frac{20\ 474\ 958}{171\ 174} = 198.44 \text{ kg/cm}^2$$

Los esfuerzos por los distintos tipos de carga al cuarto del claro se tomarán disminuyendo los esfuerzos de la pag. 34 en un 25%.

Cargas	f_s (kg/cm ²)	f_e (kg/cm ²)	$f's$ (kg/cm ²)
Peso propio	72.23	63.08	
Losa	63.62	53.24	
Diafragmas	4.27	3.57	
Cargas adicionales	11.06	28.67	16.85
Carga móvil	18.45	47.87	28.13
	169.63	196.43	44.98

Revisando los esfuerzos al cuarto del claro en sus distintas etapas de carga.

C A R G A	f_s		f_i		$f's$	
	Parcial	Acumulado	Parcial	Acumulado	Parcial	Acumulado
1er. tensado	-64.13		198.44			
Peso propio	72.23	8.10	-63.08	135.36		
Losa	63.62	71.72	-53.24	82.12		
Diafragmas	4.27	75.99	- 3.57	78.55		
2° tensado	10.09	86.08	32.13	110.68	6.76	
Carga adicional	11.06	97.14	-28.67	82.01	16.85	23.61
Carga móvil	18.45	115.59	-47.87	34.14	28.13	51.74

Resistencia última por flexión.

Tenemos los siguientes datos:

$$A_s = 11.84 \times 4 = 47.36 \text{ cm}^2$$

$$b = 190 \text{ cm}$$

$$d = 128.375 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{47.36}{190 \times 128.375} = 0.00194$$

$$f_{su} = f'_s \left(1 - \frac{0.5 \rho f'_s}{f'_c} \right) = 19000 \left[1 - \frac{0.5 (0.00194)(19000)}{350} \right]$$

$$f_{su} = 17999 \text{ kg/cm}^2$$

El espesor efectivo del patín: $t' = 1.4 \text{ d.p. } \frac{f_s}{f'_c}$

$$t' = 1.4 (128.375)(0.00194)(17999) / 350$$

$$t' = 17.93 \text{ cm} < t = 20 \text{ cm}$$

Por lo tanto funciona como una sección rectangular.

El momento resistente se calcula cómo:

$$MR_u = A_s f_{su} d \left(1 - \frac{0.6 \rho f_{su}}{f'_c} \right)$$

$$MR_u = 47.36 \times 17999 \times 128.375 \left[1 - \frac{0.6(0.00194)(17999)}{350} \right]$$

$$MR_u = 1028.806 \text{ Ton}$$

Las combinaciones de carga para la flexión última son:

$$M_u = 1.30 \left[MCM + \frac{5}{3} MCV + I \right]$$

Siendo $MCM = 366.58 \text{ Ton} - \text{m}$ y $MCV + I = 169.59 \text{ Ton} - \text{m}$

$$M_u = 1.30 \left[366.58 + \frac{5}{3} (169.59) \right] = 843.999 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_u = 843.999 < MR_u = 1028.806 \text{ Ton} - \text{m}$$

- Revisión de la capacidad al cortante máximo.

$$\text{Resumiendo } VCM = 8.50 \text{ Ton} ; \quad Vcv + I = 24.24 \text{ Ton}$$

El cortante último está dado por:

$$V_u = \frac{1.30}{\phi} \left(VCM + \frac{5}{3} Vcv + I \right)$$

$$V_u = \frac{1.30}{0.90} \left[8.50 + \frac{5}{3} (24.24) \right] = 70.63 \text{ Ton}$$

mientras que el esfuerzo cortante último es:

$$f_{vu} = \frac{V_u Q}{I b}$$

Donde Q es el momento estático respecto al centro de gravedad de la sección, dada por el área localizada arriba de la fibra en estudio.

$$Q = 190 \times 20 \times (58.12 - 10) = 182 \ 856 \text{ cm}^3$$

$$f_{vu} = \frac{70 \ 630 \times 182 \ 856}{26'277 \ 598 (20)} = 24.57 \text{ kg/cm}^2$$

Por especificación la capacidad del concreto al cortante es de:

$$V = 1.3 \sqrt{f'c} = 1.3 \sqrt{350} = 24.32 \text{ kg/cm}^2$$

En cuestión del cortante andamos en el límite.

- Revisión del cortante
- Revisión del cortante en el apoyo

Para una trabe intermedia tenemos los siguientes valores

Peso propio = 18.05 Ton
 Peso Losa = 16.20 Ton
 Diafragma = 1.63 Ton
 Carga adicional = 13.55 Ton

Cortante por presfuerzo = - 40.93 Ton

El cortante por cargas muertas es $VCM = 8.50 \text{ Ton}$

Carga Móvil = $Vcv = 24.24 \text{ Ton}$

El cortante último es $Vu = \frac{1.3}{\phi} (VCM + \frac{5}{3} CV + I)$

$$Vu = \frac{1.3}{0.9} \left[8.50 + \frac{5}{3} (24.24) \right] = 70.63 \text{ Ton}$$

La excentricidad (ver pag. 50) es:

$$e = \frac{- 2 \ 449 \ 647}{359 \ 243} = 6.82 \text{ cm}$$

$$Y = 62.41 + 6.82 = 69.23 \text{ cm}$$

$$d = 157.0 - 69.23 = 87.77 \text{ cm} \quad ; \quad j = 0.89$$

$$Jd = 0.89 \times 87.77 = 78.12 \text{ cm}$$

El cortante que toma el concreto es:

$$V_c = 0.6f'cb'Jd \leq 12.6 b'Jd$$

$$V_c = 0.6 \times 350 \times 20 \times 78.12 = 328\,104 \text{ kg}$$

$$V_c = 12.6 \times 20 \times 78.12 = 19\,686 \text{ kg}$$

Se toma el valor menor

El área de acero que se necesita es:

$$A_v = \frac{(V_u - V_c) S}{2f_y Jd} = \frac{(70\,630 - 19\,686) 100}{2 \times 4000 \times 78.12}$$

$$A_v = 8.15 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Usando estribos de dos ramas con varillas del 3C ($s = 0.71 \text{ cm}^2$)

$$S = \frac{2 \times 0.71 \times 100}{8.15} = 17.4 \text{ cm}$$

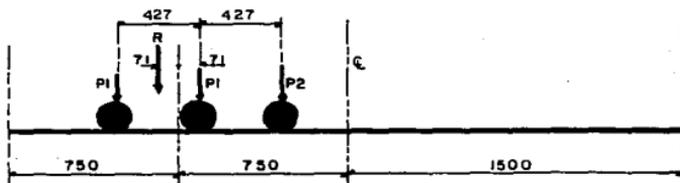
En una longitud de 6.0 metros en los extremos de la viga se colocarán estribos de 2 ramas de 3/8" @ 15 cm, mientras en el resto de la longitud se colocarán @ 25.

- Revisión del cortante al cuarto del claro

En el cuarto del claro tenemos los valores de cortante siguientes.

$$\text{Peso propio} = W_{pp} \left(\frac{L}{2} - x \right) = 1.203 \left(\frac{30.00}{2} - 7.5 \right) = 9.02 \text{ Ton}$$

Peso losa = 8.10 Ton
 Diafragma = 1.63 Ton
 Carga adicional = 6.77 Ton
 Cortante por presfuerzo = -25.28 Ton
 Cortante total por carga muerta = 0.24 Ton



Para obtener el cortante por carga viva en el cuarto del claro es importante recordar que el máximo cortante en cualquier punto ocurre cuando la distancia de la resultante R al punto en estudio es igual a la distancia del eje más próximo al punto en estudio.

Siendo P1 = 14 515 kg y P2 = 3 629 kg tenemos que

$$V1 = \frac{22.50 - 0.71 + 4.27}{30.00} \times 14\ 515 = 12\ 609 \text{ kg}$$

$$V2 = \frac{22.50 - 0.71}{30.00} \times 14\ 515 = 10\ 543 \text{ kg}$$

$$V3 = \frac{22.50 - 0.71 - 4.27}{30.00} \times 3\ 629 = \frac{2\ 119 \text{ kg}}{25\ 271 \text{ kg}}$$

Este cortante se ve afectado por el impacto y el factor de concentración

$$V_{cv} + I = 25\ 271 \times 1.224 \times 0.67 = 20\ 724 \text{ kg}$$

Entonces:

$$Vu = \frac{1.3}{0.9} \left[0.24 + \frac{5}{3} (20.724) \right] = 50.24 \text{ Ton}$$

La excentricidad (ver pag. 53) es:

$$e = \frac{24\ 702\ 368}{538\ 262} = 45.89 \text{ cm}$$

$$Y = 62.41 - 45.89 = 16.52 \text{ cm}$$

$$d = 157 - 16.52 = 140.48 \text{ cm}$$

$$Jd = 0.89 \times 140.48 = 125.03 \text{ cm}$$

El cortante que toma el concreto es:

$$Vc = 12.6 (20) (125.03) = 31\ 508 \text{ kg}$$

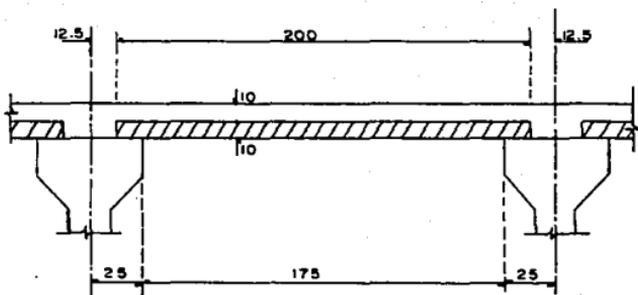
Necesitamos una área de acero de:

$$Av = \frac{(50\ 240 - 31\ 508) 100}{2 \times 4000 \times 125.03} = 1.87 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$Av = \frac{7b's}{fy} = \frac{7 (20) (100)}{4000} = 3.5 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Tomando el valor mayor nos damos cuenta que el espaciamiento de estribos de dos ramas de 3C @ 25 cubre con creces el requerimiento de área de acero por metro lineal.

Armado de losa

- **Peso propio:**

$$WT = 0.20 \times 2400 = 480 \text{ kg/m/m}$$

$$M = \frac{480 (2.0)^2}{10} = 192 \text{ kg-m/m}$$

Se propone un armado para la loseta precolada, en este caso proponemos varillas 6C @ 25 cm.

$$A_s = \frac{100 (2.87)}{25} = 11.48 \text{ cm}^2/\text{m}$$

El esfuerzo en el acero es:

$$f_s = \frac{M}{A_s J_d} = \frac{19200}{11.48 \times 0.89 \times 5} = 376 \text{ kg/cm}^2$$

- **Carga muerta, adicional**

$$\text{Parapeto } 0.80 \times 2 \ 400 \times 2 \div 7.5 = 51.2 \text{ kg/m}$$

$$\text{Banqueta } 0.22 \times 2 \ 400 \times 2 \div 7.5 = 140.8 \text{ kg/m}$$

$$\text{Asfalto } 2 \ 200 \times 0.10 = 220.0 \text{ kg/m}$$

$$\text{Peatones } 300 \times 2 \div 7.5 = 80.0 \text{ kg/m}$$

$$\text{WT (CN adicional)} = 492 \text{ kg/m}$$

$$M = \frac{492 (2.0)^2}{10} = 196.8 \text{ kg-m}$$

- **Carga móvil**

$$\begin{aligned} \text{Mcv} + I &= \left(\frac{s + 0.61}{9.74} \right) P20 \cdot I \\ &= \frac{2.0 + 0.61}{9.74} (7258) 1.3 \\ &= 2528.4 \text{ kg-m/m} \end{aligned}$$

$$\text{MCM ad} + \text{Mcv} = 196.80 + 2 \ 528.4 = 2 \ 725.20 \text{ kg-m/m}$$

$$f's = \frac{272 \cdot 520}{11.48 (0.89) (16)} = 1 \ 667 \text{ kg/cm}^2$$

$$fs + f's = 376 + 1 \ 667 = 2 \ 043 \text{ kg/cm}^2 \approx 2 \ 000 \text{ kg/cm}^2$$

- **Acero:** $M (-) = \frac{480 (2.25)^2}{10} + 2 \ 725.20 = 2 \ 968.2 \text{ kg-m/m}$

$$As (-) = \frac{296 \ 820}{2 \ 043 (0.89) (16)} = 10.20 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Usando varillas 5C = $S = \frac{100 (1.99)}{10.20} = 19.51 \text{ cm}$

Acero de distribución:

$$\% = \frac{220}{3.28(5)} \leq 67\%$$

$$\frac{220}{3.28(2.25)} = 81\% \quad ; \quad \text{se usará el } 67\%$$

$$A_{sd} = 0.67 (11.48) = 7.69 \text{ cm}^2$$

$$\text{Usando varillas \# 4C} \quad ; \quad s = \frac{100 (1.27)}{7.69} = 16.51 \text{ cm}$$

Acero por temperatura:

$$A_{st} = 0.0015b'd = 0.0015 (100)(16) = 2.40 \text{ cm}^2$$

$$\text{Usando varillas \# 3C} \quad ; \quad s = \frac{100 (0.71)}{2.4} = 30 \text{ cm}$$

CAPITULO 3

FUNDAMENTOS DE LA INNOVACION PROPUESTA

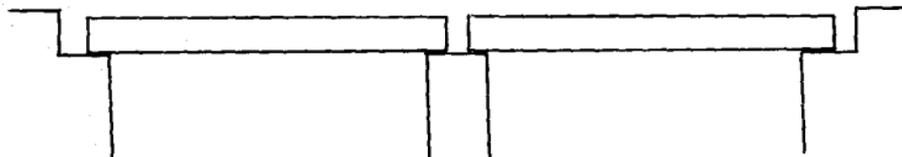
3.1.- CARACTERISTICAS DEL SISTEMA INNOVATIVO

El sistema que se propone, es una combinación de vigas prefabricadas y la construcción en la obra de una losa continua; de esta manera se crea una estructura que se comporta como un sistema hiperestático para las sobrecargas y las cargas adicionales introducidas después que se efectúa la continuidad sobre las pilas.

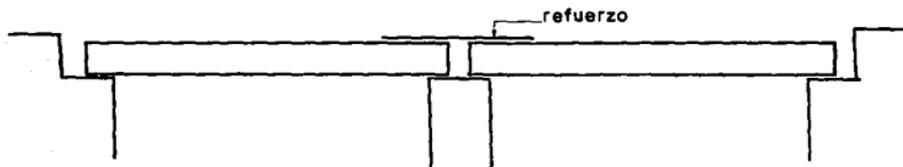
La secuencia de construcción para este tipo de puentes bajo estas consideraciones se muestra en la figura 3.1. La continuidad se logra para los momentos por carga viva más impacto por el empleo de refuerzo no pretensado o acero dulce en la losa y los diafragmas sobre la zona de apoyo de las pilas.

Una de las características singulares en este tipo de consideraciones para el diseño, es que sobre las pilas se desarrolla un momento positivo que es causado básicamente por dos situaciones: el efecto del flujo plástico en las vigas presforzadas y el efecto de la carga viva en los tramos más alejados del puente. Estos movimientos positivos son contrarrestados parcialmente por los momentos negativos que resultan de la contracción diferencial entre la losa de calzada colada "in situ" y las vigas prefabricadas. Los momentos positivos sobre las pilas debidos a la aplicación de cargas vivas en los tramos alejados, se calculan por procedimientos convencionales.

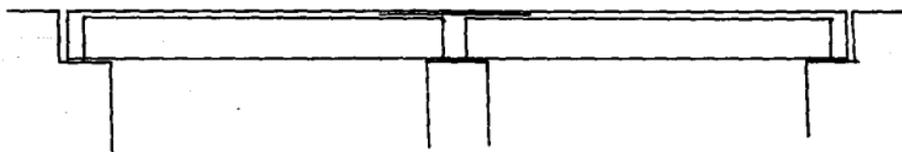
Excepto para la determinación del momento por carga viva más impacto que regirá, el diseño del refuerzo pretensado para puentes de losa continua se ajusta al bien conocido procedimiento usado para el diseño de puentes libremente apoyados. El uso de la continuidad en la losa permite una reducción entre el 5 y 15 por ciento en la sollicitación de la fuerza de pretensado -- cuando lo comparamos al diseño de tramos simplemente apoyados. Las reducciones más amplias ocurren cuando se trata de tramos cortos de puentes, donde el momento por carga viva más impacto es una parte importante del momento total de diseño.



Viga prefabricada colocada sobre la subestructura

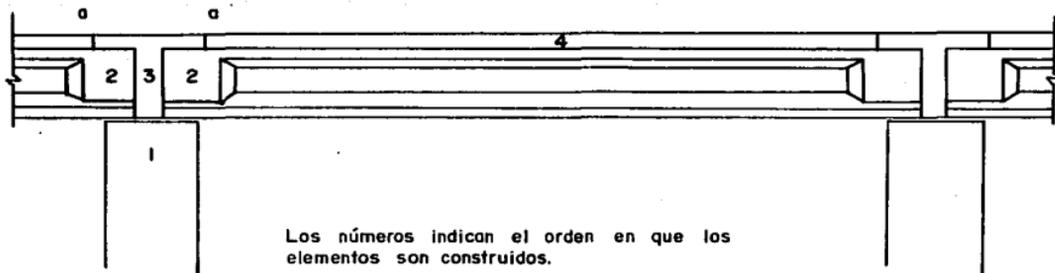


Varillas de refuerzo colocadas sobre la pila



Losa de rodamiento y diafragma colados en el lugar

Fig. 3.1a Secuencia de construcción para un puente de dos tramos con traves presforzadas y losa continua para carga viva.



Los números indican el orden en que los elementos son construidos.

- 1 -- Pilas
- 2 -- Vigas presforzadas
- 3 -- Concreto entre traves para continuidad
- 4 -- Resto de la losa
- a -- Juntas de construcción

Fig. 3.1b -Estructura del nuevo tipo de puente

Para puentes que se construyen a base de una serie de tramos iguales, el momento regidor por carga viva más impacto, encuentra su valor máximo aproximadamente a las $2/5$ partes de la longitud del claro o incluso a la mitad del tramo extremo, mientras el momento al centro de los claros interiores es considerablemente menor. Por lo tanto, en algunos casos, es posible que el diseño del presfuerzo se haga para los tramos exteriores y luego para los tramos interiores, es decir, por separado.

Otra alternativa, cuando el ingeniero calculista tiene la libertad de jugar con la longitud de los claros, es acortar los claros exteriores para obtener la misma cuantía de acero de presfuerzo, tanto para los tramos interiores como para los exteriores.

3.2.- EL EFECTO DEL FLUJO PLASTICO

El escurrimiento o flujo plástico es la propiedad de muchos materiales, mediante la cual éstos continúan deformándose a través de espacios considerables de tiempo bajo un constante estado de esfuerzo o carga. La velocidad del incremento de la deformación es grande al principio, pero disminuye con el tiempo, hasta que después de muchos meses alcanza un valor constante.

Se ha encontrado que la deformación por flujo plástico en el concreto, depende no solamente del tiempo, sino que también de las proporciones de la mezcla, de la humedad, de las condiciones del curado y de la edad del concreto, llamando "edad" al tiempo que ha transcurrido desde la colocación del concreto en la obra hasta su primera sollicitación por una carga exterior.

La deformación por flujo plástico es casi directamente proporcional a la intensidad del esfuerzo. Por lo tanto, es posible relacionar a la deformación por flujo plástico con la deformación elástica inicial mediante un coeficiente de flujo plástico definido como:

$$\varphi = \frac{E_f}{E_e} = \frac{\text{Deformación plástica unitaria}}{\text{Deformación elástica unitaria}}$$

El factor φ nos dá entonces el valor por el cual se tiene que multiplicar la deformación elástica para obtener la deformación plástica en un determinado tiempo. φ_{∞} es el máximo valor de φ , el cual se obtiene después de varios años. Ver figura 3.2.

E_e es la deformación elástica que ocurre inmediatamente después de la aplicación de la carga.

El fenómeno de la formación del momento positivo sobre el apoyo debido al proceso de flujo plástico, se puede explicar físicamente, según la ley general que cualquier impedimento de una deformación provoca en reacción un momento o una fuerza. Por ejemplo, se puede producir un momento en el extremo de una viga simplemente apoyada mediante una restricción a la formación del ángulo de giro.

Si no se hubiera cerrado la junta sobre el apoyo central, el ángulo de apertura se habría ampliado de α_e a α_t (ver figura 3.3). Por el cierre de la junta, para darle continuidad, el giro de las caras extremas en el apoyo central queda impedido, con lo que se genera un momento que sigue creciendo con el aumento de las deformaciones por el efecto del flujo plástico.

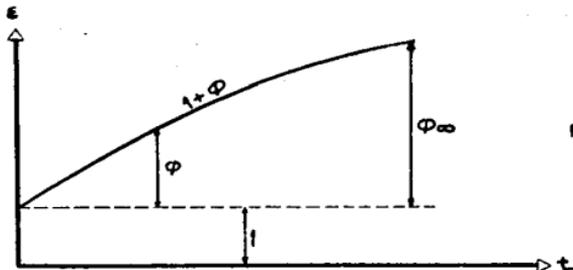


Fig. 3.2

Tabla 3.1 Datos de fluencia para vigas tipo AASHTO

Tipo de viga AASHTO-PCI	Relación Vo/sup. en cm.	Factor de corrección
I	7.6	1.28
II	8.6	1.25
III	10.2	1.20
IV	11.9	1.16
V	11.2	1.16
VI	11.2	1.16

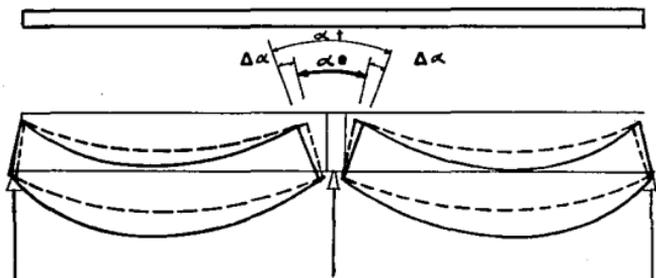


Fig.3.3 - Restricción del ángulo de apertura por el flujo plástico

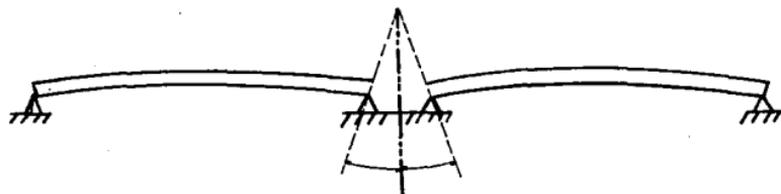
Las deformaciones y los momentos restringidos que son inducidos en las vigas de continuidad de dos tramos por el flujo plástico son ilustrados en la figura 3.4. Debido a que el flujo plástico depende del tiempo, con la mayor rapidez de deformación, verificándose durante las primeras etapas de carga, la magnitud del momento positivo restringido que es provocado por la fuerza del pretensado, depende de la edad del concreto en que se hace la conexión de continuidad, así como del potencial de flujo -- plástico inherente a la mezcla de concreto, a las condiciones -- de exposición ambiental y a la relación volumen a superficie -- del miembro presforzado.

El método más confiable para obtener datos de flujo plástico es por la extrapolación de un valor que resulta de una muestra de laboratorio preparada de antemano y obtenida de la mezcla real que será usada en la fabricación de las vigas presforzadas. En los casos donde se requiere la fabricación de muchas vigas, puede optarse por tomar observaciones de la primera viga fabricada y desarrollar los datos necesarios de flujo plástico para las restantes vigas por fabricar.

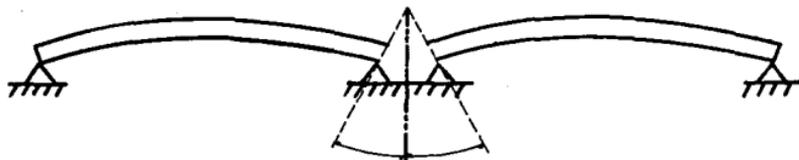
Sin embargo, para la mayor parte de los diseños, será suficiente con confiar en los datos disponibles de una investigación -- realizada por el Laboratorio de Investigación y Desarrollo de -- La Asociación de Cemento Portland en los Estados Unidos -- (P.C.A.)

Tal investigación indica que el valor básico de flujo plástico para cargas a los 28 días pueden predecirse del módulo de elasticidad de acuerdo a las curvas mostradas en la figura 3.5. -- Con fines de diseño, la curva de flujo plástico a los 20 años -- puede considerarse como la fluencia última.

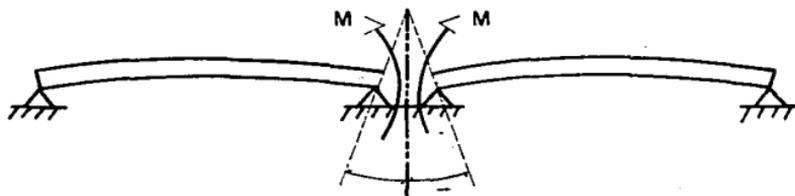
El valor de fluencia última para la carga a los 28 días que se muestra en la figura 3.5., debe ajustarse para tomar en cuenta la "edad" a la que las vigas son pretensadas y para la relación



Deformación inicial



Deformación final



Deformación final y momentos de restricción si los tramos se hacen continuos después del presfuerzo.

Fig. 3.4 - Deformación y momentos de restricción por el flujo bajo presfuerzo en dos tramos continuos.

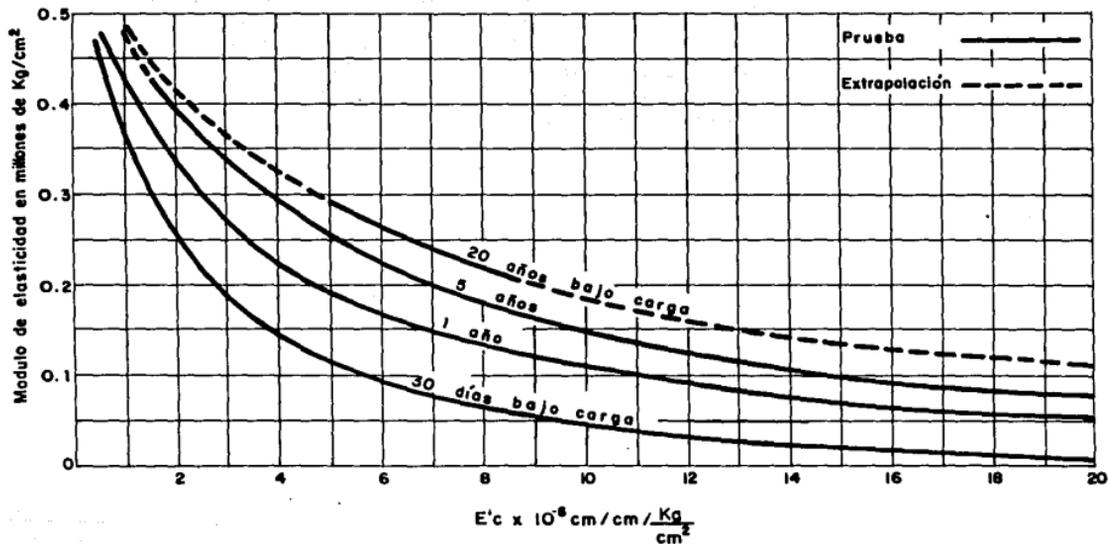


Fig. 3.5 Predicción de la fluencia plástica básica basado en el módulo de elasticidad.

volumen/superficie de las vigas. La variación del flujo plástico con la "edad" a la carga se da con la curva de la figura 3.6.

Para cargas cuando el concreto tiene un día de edad, por ejemplo, se supone que el flujo plástico tiene un valor 1.8 veces de la curva a los 20 años. La variación del flujo plástico con la relación volumen/superficie se muestra en la figura 3.7. La relación volumen/superficie de las vigas I tipo AASHTO-PCI y el referido factor de corrección de fluencia plástica se correlacionan en la tabla 3.1. La cantidad de fluencia plástica que aparecerá después que haya sido establecida la conexión de continuidad puede encontrarse en la figura 3.8. Por ejemplo, para una conexión que se hace a los 28 días, aproximadamente el 40% de las deformaciones por flujo plástico han tomado lugar, quedando un remanente del 60% para desarrollar los momentos en la conexión.

Se muestra que los efectos del flujo plástico bajo presfuerzo y por carga muerta pueden evaluarse por un análisis elástico suponiendo que la viga y la losa fueron coladas y presforzadas como una viga monolítica continua. Los momentos que se obtienen de este análisis se multiplican por un factor $1 - e^{-\theta}$ para el efecto del flujo plástico. El factor θ es la relación entre la deformación por flujo plástico y la deformación elástica (ver página 69). Este valor puede evaluarse como lo muestra la secuencia:

- 1.- Por ejemplo, para el tipo VI de traveses I AASHTO-PCI con un módulo de elasticidad al momento de liberar los tendones de $0.281316 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$, el flujo plástico para cargas a los 28 días puede obtenerse de la curva de carga a 20 años en la figura 3.5 como $4.834421 \times 10^{-6} \text{ cm/cm/kg/cm}^2$.
- 2.- Suponiendo la liberación del tendón 2 días después del colado del concreto, el factor de multiplicación obtenido en la

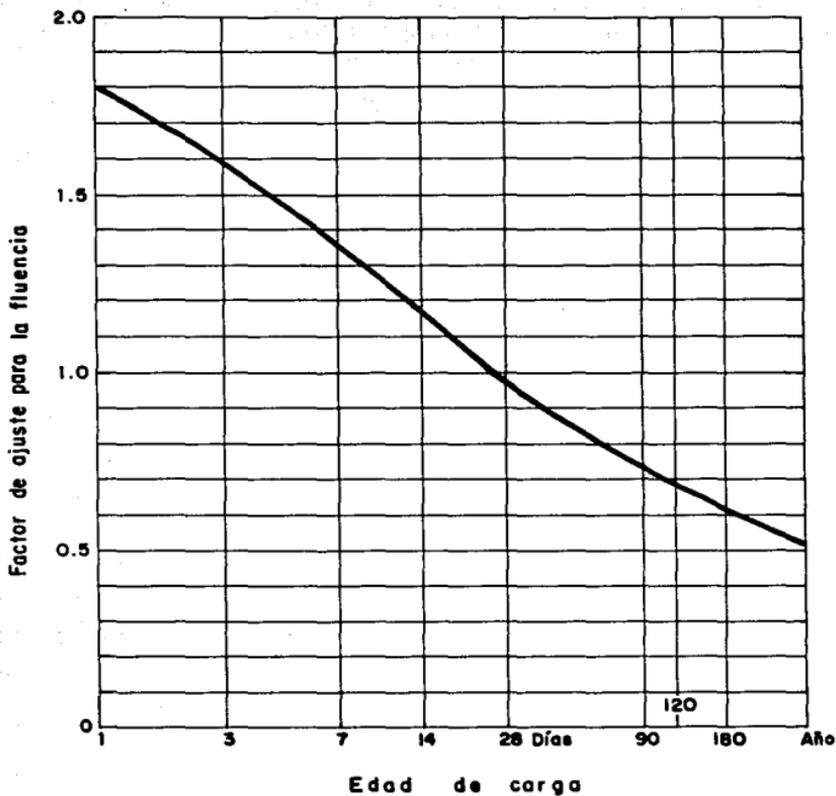


Fig. 3.6 Fluencia vs. edad de carga

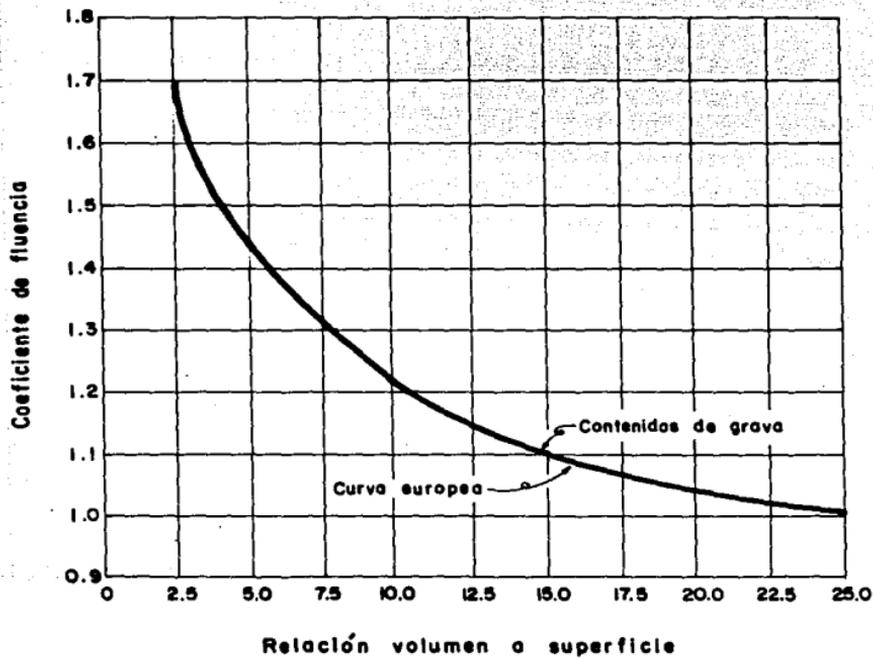


Fig. 3.7 Fluencia vs. volumen/superficie

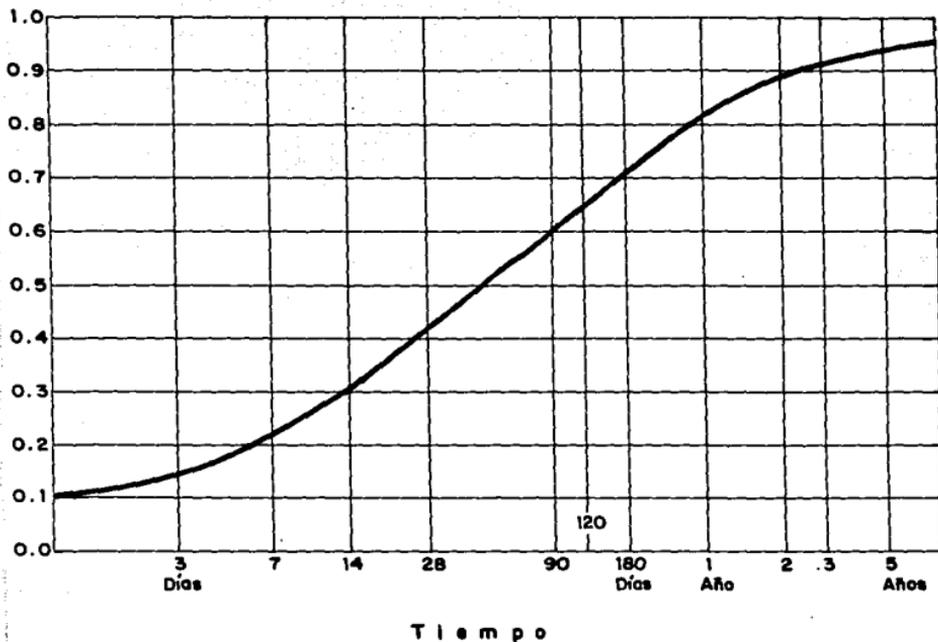


Fig. 3.8 Proporción de la contracción o fluencia final vs. tiempo.

figura 3.6, es decir alrededor de 1.7, resultando un factor de fluencia ajustado de:

$$1.7 \times 4.834421 \times 10^{-6} = 8.218516 \times 10^{-6} \text{ cm/cm/kg/cm}^2$$

- 3.- La relación volumen/superficie para una viga VI AASHTO-PCI es de 11.20 y el factor de corrección dado por la figura 3.7 es de 1.18, por lo tanto el ajuste adicional de la fluencia plástica se convierte en:

$$1.18 \times 8.218516 \times 10^{-6} = 9.697849 \times 10^{-6} \text{ cm/cm/kg/cm}^2$$

- 4.- Suponiendo que la conexión para momento positivo se realiza a los 28 días, la figura 3.8 indica que el 40% de la fluencia plástica última ya habrá ocurrido al momento que se efectúa la conexión. Entonces esta conexión tendrá que ser capaz de desarrollar momentos que resulten del 60% remanente, esto es:

$$0.60 \times 9.697849 \times 10^{-6} = 5.818709 \times 10^{-6} \text{ cm/cm/kg/cm}^2$$

Entonces tenemos que:

$$\Phi = \frac{E_{\text{plástica}}}{E_{\text{elástica}}} \quad \text{y} \quad E = \frac{1}{E_{\text{elástica}}}$$

$$\Phi = E_{\text{plástica}} \times E$$

$$\Phi = 5.8 \times 10^{-6} \times 0.281 \times 10^6 = 1.63$$

Así pues, para una conexión a los 28 días después de efectuado el presforzado, las deformaciones plásticas todavía deberán ocurrir 1.63 veces la deformación elástica original.

- 5.- Habiendo evaluado , el valor de $1-e^{-\Phi}$ puede tomarse directamente de la figura 3.9. Esta figura también contie-

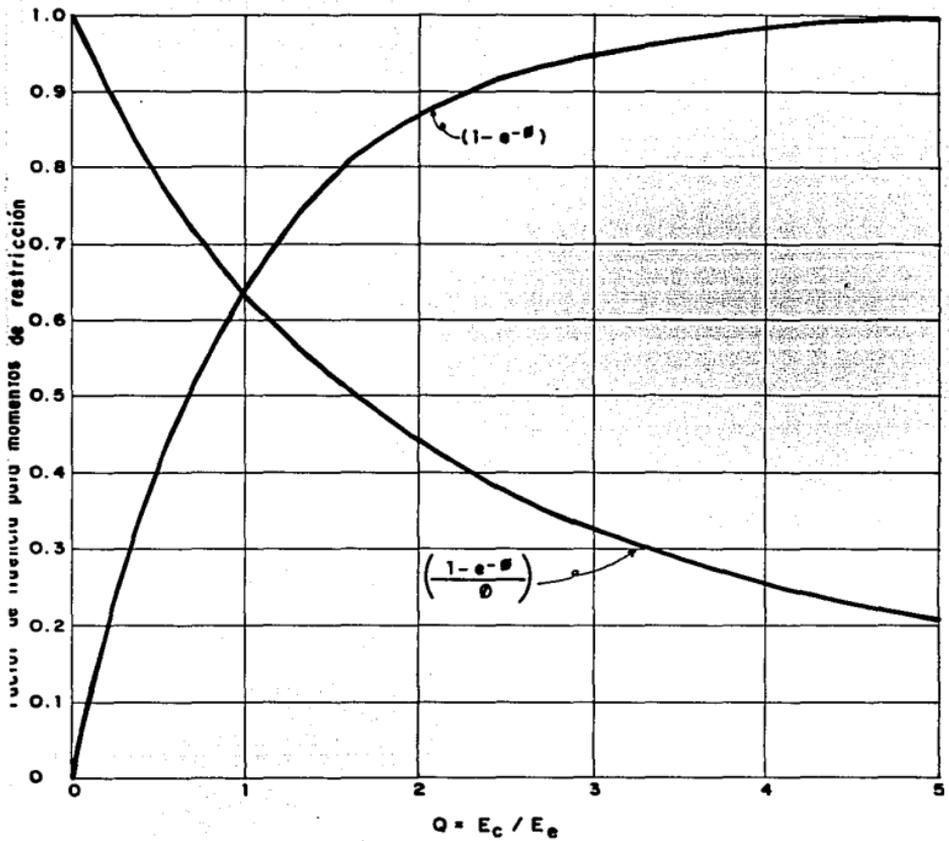


Fig. 3.9 Factores de fluencia y contracción para los momentos de restricción.

ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

ne una curva del factor $1-e^{-\delta}$, el cual se usa para tomar en cuenta el efecto del flujo plástico en el cálculo del momento negativo restringido por la contracción.

La fluencia plástica por carga muerta contrarresta parcialmente la fluencia plástica por el presfuerzo, esto se debe a que la carga muerta produce tensiones en las fibras inferiores precomprimidas. La cantidad de fluencia por la flexión, depende del gabinete de esfuerzos de compresión residuales bajo carga muerta. Por esta razón es muy probable que la mayor fluencia plástica ocurra en puentes de claros cortos, donde el mayor porcentaje de trabajo de precompresión se efectúa en la parte inferior de las vigas bajo la acción de la carga muerta.

3.3.- EL EFECTO DE LA CONTRACCION

La contracción es un fenómeno que se origina debido a que, por lo general, las mezclas para concreto normal contienen mayor cantidad de agua que la que se requiere para la hidratación del cemento. Esta agua libre se evapora con el tiempo, la velocidad y la terminación del secado dependen de múltiples factores. El secado del concreto es acompañado de una disminución de su volumen, ocurriendo este cambio con mayor velocidad al principio que al final, en que se alcanzan sus dimensiones casi permanentes.

Para la formación de un panorama general se indican los factores más importantes que ejercen una influencia desfavorable sobre la contracción, ésta aumenta con:

- 1.- Una mayor cantidad en la proporción de cemento de la mezcla.
- 2.- Elevadas relaciones agua-cemento.
- 3.- Reducidas dimensiones del miembro.
- 4.- Mayor cantidad de poros en el concreto.

cribe en la fórmula del siguiente párrafo).

E_b = Módulo de elasticidad para losas de concreto en kg/cm^2 .

A_b = Área de la sección transversal de la losa de calzada en cm^2 .

$Y_{s+\frac{t}{2}}$ = Distancia entre el medio peralte de la losa y el centro de de la sección compuesta en cm.

t = Espesor de la losa de calzada.

El procedimiento más confiable para estimar el valor de la contracción es por medio de la observación y prueba de especímenes elaborados con la mezcla de concreto que se usará en la construcción de la estructura. Con el resultado de las observaciones, los valores finales de contracción pueden proyectarse suponiendo que la curva contracción-tiempo puede representarse por la siguiente ecuación

$$E_s = \frac{E_{su} \cdot T}{N_s + T}$$

Donde:

E_s = Deformación por contracción en un tiempo cualquiera T en días.

E_{su} = Deformación por contracción última cuando $T = \infty$

N_s = $26 e^{0.36V/S}$

V/S es la relación volumen/superficie del elemento bajo estudio (ver la tabla 3.1 para las relaciones vol./sup. de las vigas I AASHTO-PCI.)

Cuando los datos de las pruebas no son aprovechables, la contracción última bajo una exposición ambiental equivalente al 50% de la humedad relativa puede estimarse como 0.600×10^{-3} . Este valor debe ser corregido para medios ambientes muy húmedos o muy secos, multiplicándolo por un factor de corrección por humedad como se indica en la figura 3.10. La deformación diferencial por contracción entre losa y trabes para un lapso de tiempo dado entre los colados puede obtenerse entonces usando -

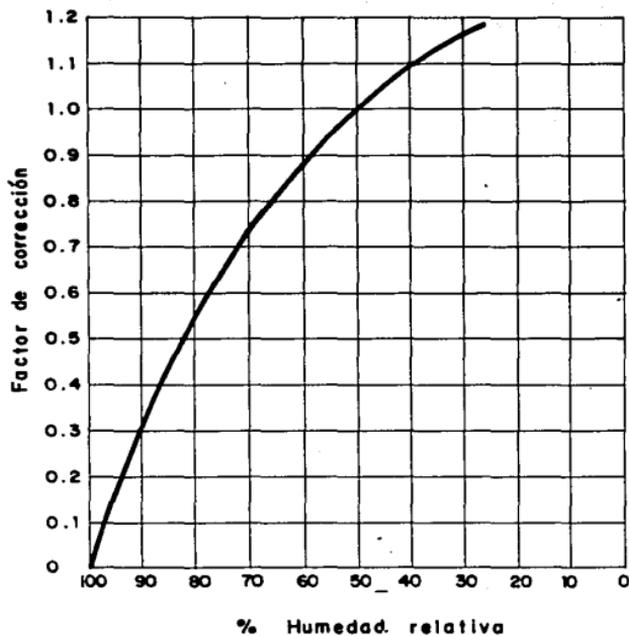


Fig. 3.10 Factor de corrección para la contracción por humedad.

la relación tiempo-contracción de la figura 3.8. Por ejemplo, con un lapso de 35 días entre los colados de la viga y de la losa, la figura 3.8 indica que aproximadamente el 42% de la contracción de la viga ya se ha llevado a cabo.

Entonces una losa expuesta al 50% de la humedad relativa tendrá: $0.42 \times 0.600 \times 10^{-3} = 0.252 \times 10^{-3}$ cm/cm de mayor contracción remanente que la viga. El valor de 0.252×10^{-3} se usaría para Es en la fórmula anterior para obtener Ms. Este valor se acerca en forma muy aproximada al valor de 0.245×10^{-3} cm/cm obtenido en la investigación de la P.C.A. en la que se usaron especímenes de prueba de 3.0 metros de largo para medir la contracción libre de la losa y la trabe, con un tiempo entre coladas de 35 días.

Después de calculado el momento elástico negativo sobre las pilas debido a la contracción, debe ser modificado por el efecto de fluencia plástica multiplicándolo por el factor $(1-e^{-\delta})/\delta$, - una gráfica de este factor con respecto a δ se presenta en la figura 3.9.

- Suma de momentos de restricción.

El momento final positivo de restricción sobre las pilas se calcula como:

$$M_r = (M_c - M_{cm}) (1 - e^{-\delta}) - M_s \left(\frac{1 - e^{-\delta}}{\delta} \right) + M_{cv} + I$$

Donde:

- M_r = Momento final de restricción
- M_c = Momento de restricción sobre la pila debido a la fluencia plástica bajo presfuerzo.
- M_{cm} = Momento de restricción sobre la pila debido a la fluencia bajo carga muerta.
- M_s = Momento de restricción sobre la pila debido a la contracción diferencial entre la losa y la viga.

M_{cv+I} = Momento positivo de carga viva más impacto.

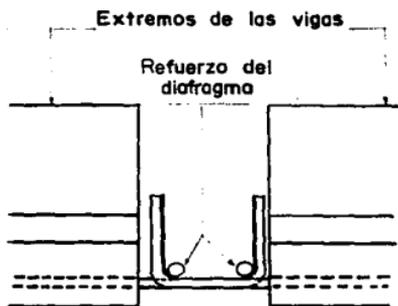
3.4.- REFUERZO PARA LOS MOMENTOS INDUCIDOS.

° Refuerzo para momento positivo, detalles de conexión.

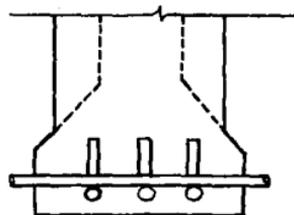
En el reporte que publicó el Departamento de Desarrollo de la P.C.A. se informa de la evaluación de las propiedades de varias conexiones que resisten el momento positivo de restricción. Una de las conexiones que se consideraron más prácticas es la que se muestra en la figura 3.11.

En la prueba que se le practicó a esta conexión, el gancho de la varilla fue doblado aproximadamente en ángulo recto y se usó una corta distancia horizontal para conservar el ancho del diafragma. Bajo la prueba de carga estática las conexiones fueron capaces de resistir momentos importantes, sin embargo, bajo la prueba de fatiga, con un rango de esfuerzos de hasta 1400 kg/cm², la mayoría de las varillas de conexión fallaron después de alrededor de 670 000 aplicaciones de carga. La varilla se fracturó de una manera frágil en la escuadra que forma el gancho; para evitar este tipo de comportamiento, el rango de esfuerzos de $cv+I$ en las varillas, en el punto donde comienza el doblado, debe ser limitado al 50% de la fuerza de fatiga. Un valor conservador para este rango de esfuerzos es de 900 kg/cm². Las conexiones diseñadas de acuerdo a estas recomendaciones usualmente estarán cumpliendo las restricciones del rango de esfuerzos.

La longitud total de empotramiento requerida para la conexión de las varillas dobladas pueden calcularse considerando un traslape para un desarrollo uniforme desde el final del doblado hasta el final de la barra. El esfuerzo unitario del traslape puede ser de 0.10 $f'c$ (máximo de 25 kg/cm²) como se recomienda en las especificaciones AASHTO. La distancia desde el paño de la viga presforzada a la cara interior del gancho deberá ser al



Varillas de refuerzo con el extremo del gancho ahogados en la viga



Reinforcement del diafragma

Fig. 3.11 - Detalles de la conexión para el momento positivo de restricción.

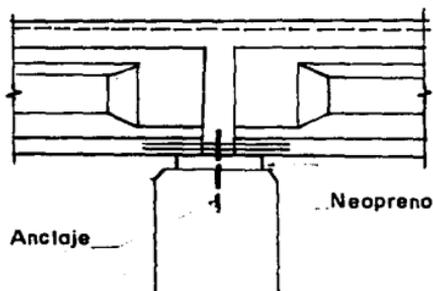


Fig. 3.12 - Detalle de soporte y conexión sobre las pilas

MOMENTOS RESISTENTES DE SECCIONES RECTANGULARES

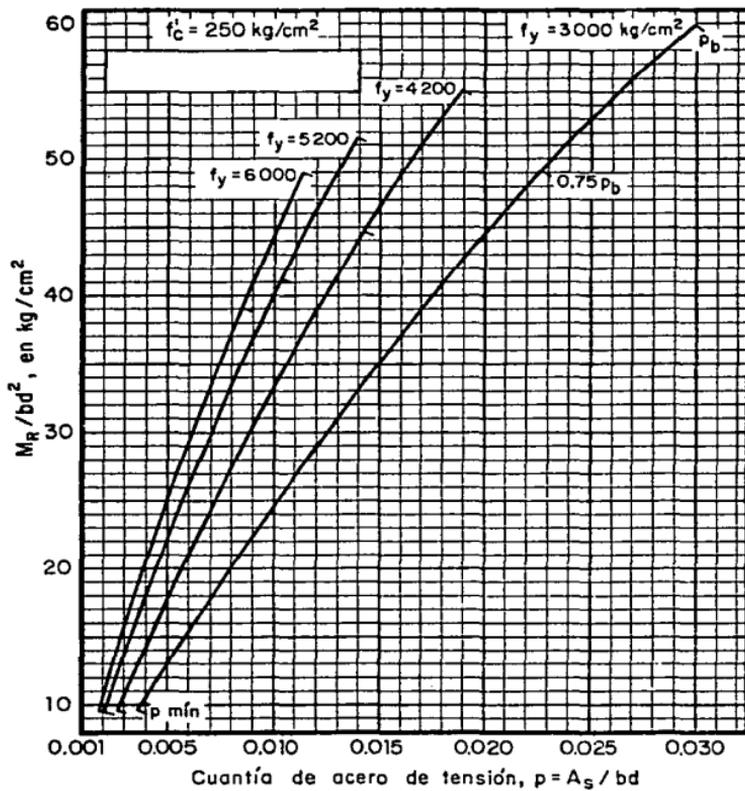


Fig 3.13

menos 12 veces el diámetro de la varilla. El mínimo radio del doblado deberá ajustarse a la tabla 3.2.

Como se determinó en la prueba de los Laboratorios P.C.A., el momento de restricción que se desarrolla sobre las pilas no afecta el factor de seguridad de la estructura. Por esta razón se sugiere que el refuerzo de continuidad del momento positivo, sea diseñado para trabajar al 75% del esfuerzo a la ruptura, cuando estos esfuerzos son el resultado de someter un tramo alejado a los valores máximos de los momentos de restricción debido a la fluencia y contracción diferencial, más el momento positivo máximo debido a $cv+I$.

Sin embargo, cuando los datos generales investigados se usan para estimar los coeficientes de fluencia plástica y contracción, se recomienda que el diseño se ajuste a un esfuerzo más bajo, en este caso 0.6 veces el esfuerzo a la ruptura. Este esfuerzo bajo reducirá el rango de esfuerzos por $cv+I$, y también proveerá una mayor seguridad contra la posibilidad del agrietamiento del diafragma.

En vista de la cantidad de consideraciones y cálculos envueltos en el diseño de conexiones para momentos positivos, como ya se describió, se sugiere que se desarrollen detalles estándar para las varias secciones presforzadas que se usan comúnmente. Una consideración práctica en el diseño de las conexiones para momentos positivos es el de indicar los detalles para facilitar el retiro, en los extremos de las trabes, de los moldes después del colado. Esto puede requerir que las varillas de conexión sean coladas rectas en las vigas y después dobladas en campo, no sin antes haber retirado los moldes de los extremos. Sin embargo, también es posible que los moldes extremos se conciben para acomodar en taller las barras ya dobladas. Si se requiere el doblado en campo, la varilla de conexión No. 8 es probablemente el máximo tipo que puede usarse.

° Refuerzo para momento negativo

Debido a que la mayor parte de los momentos por carga muerta son soportados por la viga, actuando ésta como un tramo simplemente apoyado, el cálculo del momento negativo sobre las pilas se -- hace para los efectos de $cv+I$. En algunos diseños la carga - muerta aplicada después de que se efectúa la continuidad, tam-- bién puede considerarse en el cálculo del momento negativo.

Las recomendaciones de procedimientos de diseño para calcular - el refuerzo del momento negativo, son el de usar el método plás-- tico o de esfuerzos últimos, con un factor de carga de 2.5 para cargas vivas y 1.5 para carga muerta. El efecto de la precom-- presión inicial debida al presfuerzo en las vigas puede ignorar-- se en el cálculo del momento negativo por esfuerzos últimos, si se dá la condición de que el esfuerzo máximo de precompresión - es menor que $0.4 f'c$ y si el refuerzo de continuidad es menor - que el 1.5%.

Por lo general se encontrará que el peralte del bloque de com-- presión será menor que el ancho inferior de la viga prefabrica-- da. Por esta razón, el esfuerzo que se requiere para momento negativo puede determinarse suponiendo que la viga se comporte como un elemento de sección rectangular con un ancho similar al ancho inferior de la viga en estudio. Debido a la restric--- ción lateral que proporciona el diafragma de concreto, la falla a la compresión última, en la prueba realizada por la P.C.A., - siempre ocurrió en las vigas. Sin embargo, los esfuerzos en - el diafragma de concreto fueron de aproximadamente 140 kg/cm^2 , menor que el de la viga. Por esta razón, se recomienda que el refuerzo por momento negativo se diseñe usando los esfuerzos de compresión en la viga de concreto.

° Esfuerzo cortante.

Las pruebas respecto al cortante en vigas contínuas, dirigidas por los laboratorios de la P.C.A., revelan que las actuales dis--

posiciones para cortante en las especificaciones AASHTO para puentes carreteros, proveen una estimación conservadora de la capacidad al cortante de las vigas continuas.

Sin embargo, las fórmulas para vigas continuas deben aplicarse sobre la longitud total de las vigas, y no solamente sobre la mitad de los claros, como es usual en los casos de vigas simplemente apoyadas.

Mínimo radio de dobléz de la barra

Tabla 3.2

Tipo de barra	Radio mínimo
#3, #4, #5	2½ diámetros de la barra
#6, #7, #8	3 diámetros de la varilla

CAPITULO 4

APLICACION DEL SISTEMA INNOVATIVO AL EJEMPLO

4.1.- DEDUCCION DE LAS FORMULAS GENERALES PARA EL EJEMPLO.

El ejemplo de diseño, como ya se dijo en el capítulo II, es del puente "Holanda", que consta de 6 tramos iguales. Antecediendo al cálculo de detalles se desarrollarán las fórmulas generales necesarias para obtener los momentos causados por la con-tracción y el flujo plástico. Usando el mismo procedimiento pueden hacerse planteamientos similares para puentes con cualquier número de tramos iguales o desiguales; también puede usarse cualquier otro procedimiento adecuado para el análisis de estructuras indeterminadas. Se hará uso de la teoría de la viga conjugada para calcular los momentos de restricción, los momentos finales de restricción pueden obtenerse por el método de rigideces o por distribución de momentos.

° Momento de restricción por la contracción.

Como previamente se determinó, la contracción diferencial entre la losa de rodamiento y la viga presforzada causa en la sección compuesta el siguiente momento:

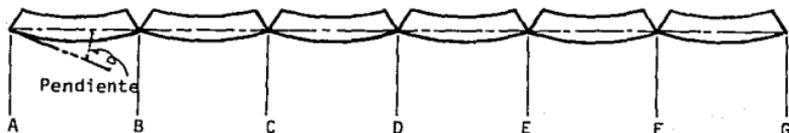
$$M_s = 1.15 E_s E_b A_b \left(Y_s + \frac{t}{2} \right)$$

Si el puente está formado por 6 tramos iguales simplemente apoyados, este momento ocasiona una flexión como se muestra en la figura 4.1.

En este punto es necesario recordar que la fuerza cortante de la viga conjugada en una sección cualquiera, es igual a la pendiente de la tangente de la viga real en ese punto.

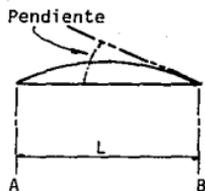
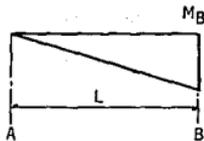
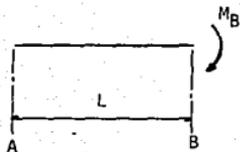
Entonces la pendiente en el tramo extremo de la viga puede obtenerse como la reacción que proporciona la carga del diagrama $-ML/EI$.

$$R_A = R_B = \frac{M_S L}{EI} \times \frac{1}{2} = \frac{M_S L}{2EI} = \text{Pendiente}$$



Aplicando momentos en los puntos B, C, D, E y F con el objeto de regresar la viga a su posición horizontal:

En el tramo extremo:



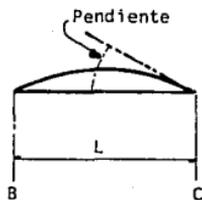
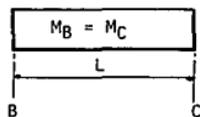
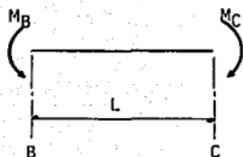
$$\sum M_A = 0$$

$$-R_B(L) - \frac{M_B L}{2EI} \times \frac{2}{3} L = 0 \quad R_B = \frac{M_B L}{3EI} = \text{Pendiente}$$

Igualando la pendiente deformada a la pendiente por contracción:

$$-\frac{M_B L}{3EI} = \frac{M_S L}{2EI} \quad M_B = \frac{3}{2} M_S$$

En el tramo interior.



$$R_B = R_C = - \frac{M_B L}{2EI} = \frac{M_C L}{2EI} = \text{Pendiente}$$

Igualando las pendientes:

$$- \frac{M_B L}{2EI} = \frac{M_S L}{2EI} \quad M_B = M_S = M_C$$

Este planteamiento se repite en el tramo C - D, entonces:

$$M_C = - M_S = M_D$$

Una vez que se aplican las diferencias de momentos para regresar las vigas a su posición horizontal, el momento resultante debe distribuirse para obtener el momento de restricción final por la contracción.

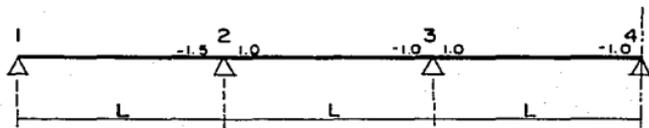
Por el método de rigideces se obtendrá el momento final de restricción por contracción

En las páginas 95 y 96 se obtienen como resultado los momentos finales (sin haberlos afectado por el factor del efecto de fluencia)

En B y F: $- 1.26923 M_S$

En C y E: $-0.9230 M_S$

En D: $-1.0385 M_S$



$$K = 2EI/L$$

a).- $M_{12} = K(2\theta_1 + \theta_2)$; $M_{21} = K(\theta_1 + 2\theta_2) - 1.5$

b).- $M_{23} = K(2\theta_2 + \theta_3) + 1.0$; $M_{32} = K(\theta_2 + 2\theta_3) - 1.0$

c).- $M_{34} = K(2\theta_3 + \theta_4) + 1.0$; $M_{43} = K(\theta_3 + 2\theta_4) - 1.0$

d).- $M_{45} = K(2\theta_4 + \theta_5) + 1.0$; $M_{54} = K(\theta_4 + 2\theta_5) - 1.0$

$$M_2 = 0; M_{21} + M_{23} = 0$$

$$I \quad K(\theta_1 + 4\theta_2 + \theta_3) - 0.5 = 0$$

$$M_3 = 0; M_{32} + M_{34} = 0$$

$$II \quad K(\theta_2 + 4\theta_3 + \theta_4) = 0$$

$$M_4 = 0; M_{43} + M_{45} = 0$$

$$III \quad K(\theta_3 + 4\theta_4 + \theta_5) = 0$$

Por simetría se sabe que: $\theta_1 = \theta_7$; $\theta_2 = \theta_6$; $\theta_3 = \theta_5$

De la ecc III; $K(\theta_3 + 4\theta_4 - \theta_3) = 0$ $K(4\theta_4) = 0$

entonces $\theta_4 = 0.0$

De la ecc. II despejamos a θ_2 sabiendo que $\theta_4 = 0.0$

$$K(\theta_2 + 4\theta_3) = 0 \quad K\theta_2 = -4K\theta_3 \quad \theta_2 = -4\theta_3$$

Sustituyendo el inciso a) y sabiendo que $M_{12} = 0$

$$K(2\theta_1 - 4\theta_3) = 0 \quad 2K\theta_1 = 4K\theta_3 \quad \theta_1 = 2\theta_3$$

Sustituyendo θ_1 y θ_2 en I

$$K(2\theta_3 - 16\theta_3 + \theta_3) = 0.5 - 13K\theta_3 = 0.5$$

$$\theta_3 = -\frac{0.5}{13K} = -\frac{1}{26K} \quad \theta_5 = \frac{1}{26K}$$

$$\text{Entonces: } \theta_1 = 2 \left[\frac{1}{26K} \right] \quad \theta_4 = -\frac{1}{13K} \quad \theta_7 = \frac{1}{13K}$$

$$\theta_2 = +4 \left[\frac{1}{26K} \right] \quad \theta_6 = +\frac{2}{13K} \quad \theta_8 = -\frac{2}{13K}$$

Los momentos finales son:

$$\begin{aligned} M_{21} &= K \left[-\frac{1}{13K} + \frac{4}{13K} \right] - 1.5 \\ &= +\frac{3}{13} - 1.5 = -\underline{1.26923 \text{ Ms}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{23} &= K \left[\frac{4}{13K} - \frac{0.5}{13K} \right] + 1.0 \\ &= \frac{3.5}{13} + 1.0 = \underline{1.26932 \text{ Ms}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{32} &= K \left[\frac{2}{13K} - \frac{1}{13K} \right] - 1.0 = \\ &= \frac{1}{13} - 1.0 = -\underline{0.923 \text{ Ms}} \end{aligned}$$

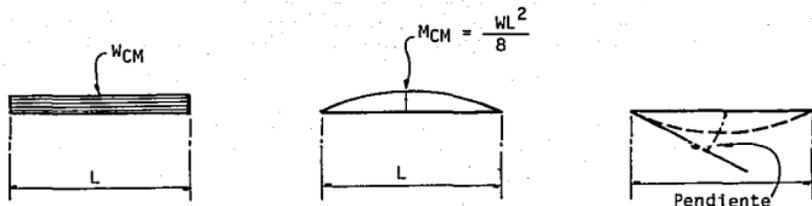
$$\begin{aligned} -M_{34} &= K \left[-\frac{1}{13K} \right] + 1.0 \\ &= \underline{0.923 \text{ Ms}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{43} &= K \left[-\frac{0.5}{13K} \right] - 1.0 \\ &= -\underline{1.0385 \text{ Ms}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{45} &= K \left[+\frac{0.5}{13K} \right] + 1.0 \\ &= \underline{1.0385 \text{ Ms}} \end{aligned}$$

- Momento de restricción por fluencia plástica bajo carga muerta.

El momento de restricción por fluencia se separa en dos componentes, uno debido a la carga muerta y el otro debido al presfuerzo. Para la carga muerta, en cualquier tramo simplemente apoyado



Carga total en el diagrama $\frac{M_{CM}L}{EI}$ de la viga conjugada:

$$W = A = \frac{2}{3} M_{CM} \times L$$

Las reacciones son: $R_1 = R_2 = \frac{2 M_{CM} \times L}{2} \times \frac{1}{2} = \frac{M_{CM}L}{3EI}$

Entonces: $R = \frac{M_{CM}L}{3EI} = \text{Pendiente.}$

Aplicando momentos en sentido inverso para regresar el extremo de la viga a la posición horizontal.

En el tramo extremo:

De la página 93 sabemos que $R_B = \frac{MBL}{3EI}$

Igualando las pendientes:

$$-\frac{M_{BL}}{3EI} = -\frac{M_{CML}}{3EI}$$

$$M_B = -M_C$$

En un tramo interior:

De la página 94 sabemos que $R_B = R_C = -\frac{M_{BL}}{2EI}$

Igualando las pendientes:

$$-\frac{M_{BL}}{2EI} = -\frac{M_{CML}}{3EI}$$

$$M_B = -\frac{2}{3} M_{CM} = M_C$$

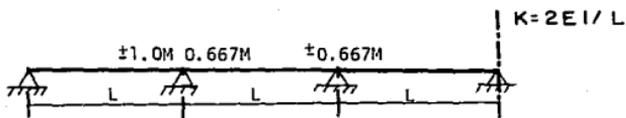
Ahora las diferencias de momentos por fluencia bajo carga muerta se distribuyen por el método de rigideces, los resultados aparecen en la página 99.

En este caso los momentos finales de restricción por la fluencia plástica bajo carga muerta (sin tomar en cuenta el factor del efecto de fluencia) son:

En B y F: $-0.84615 M_{CM}$

En C y E: $-0.6154 M_{CM}$

En D: $-0.6923 M_{CM}$



$$a) \cdot - M_{21} = K (\theta_1 + 2\theta_2) - 1.0$$

$$b) \cdot - M_{23} = k (2\theta_2 + \theta_3) + 0.667$$

$$M_{21} + M_{23} = 0$$

$$I \quad K (\theta_1 + 4\theta_2 + \theta_3) - 0.333 = 0$$

Como el planteamiento es igual al que se hizo en la página 95 tenemos que $\theta_1 = 2\theta_3$; $\theta_2 = -4\theta_3$ y $\theta_4 = 0$.

Entonces sustituyendo en la ecuación I

$$K (2\theta_3 - 16\theta_3 + \theta_3) = \frac{1}{3} \quad - 13K\theta_3 = \frac{1}{3}$$

$$\theta_3 = - \frac{1}{39K} \quad \theta_5 = \frac{1}{39K}$$

$$\theta_1 = 2 \left[- \frac{1}{39K} \right] \quad \theta_1 = - \frac{2}{39K} \quad \theta_7 = \frac{2}{39K}$$

$$\theta_2 = -4 \left[- \frac{1}{39K} \right] \quad \theta_2 = \frac{4}{39K} \quad \theta_6 = - \frac{4}{39K}$$

Los momentos finales son

$$M_{21} = K \left[- \frac{2}{39K} + \frac{8}{39K} \right] - 1.0 =$$

$$= \frac{6}{39} - 1.0 = \underline{-0.84615 \text{ MCM}}$$

$$M_{23} = K \left[\frac{8}{39K} - \frac{1}{39K} \right] + 0.667$$

$$= \frac{7}{39} + 0.667 = \underline{0.84615 \text{ MCM}}$$

$$M_{32} = K \left[\frac{4}{39K} - \frac{2}{39K} \right] - 0.667$$

$$= \frac{2}{39} - 0.677 = \underline{-0.6154 \text{ MCM}}$$

$$M_{34} = K \left[- \frac{2}{39K} \right] + 0.667$$

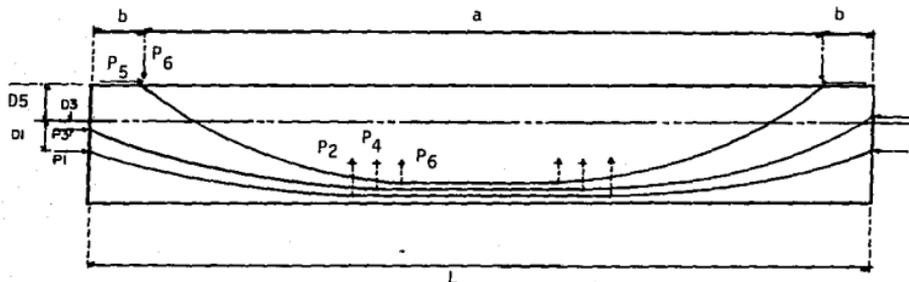
$$= - \frac{2}{39} + 0.677 = \underline{0.6154 \text{ MCM}}$$

$$M_{43} = - \frac{1}{39} - 0.677 = \underline{-0.6923 \text{ MCM}}$$

$$M_{45} = \frac{1}{39} + 0.667 = \underline{0.6923 \text{ MCM}}$$

- ° Momento de restricción por fluencia bajo presfuerzo.

La fluencia plástica bajo la fuerza de presfuerzo depende de la localización de las varias fuerzas actuantes con respecto al centro de gravedad de la sección compuesta. Para efectuar los cálculos, los tendones se reemplazarán por fuerzas equivalentes incorporadas en la trabe.



El diagrama de momentos que generan estos cables, se dividirá - en partes para cada representación de fuerzas de cada cable, una vez obtenidos los momentos, por el método de viga conjugada se obtendrán los cortantes de cada apoyo que vendrán a representar la pendiente de la deformada. En las páginas 104 a 106 se obtienen las expresiones derivadas de la viga conjugada para obtener los cortantes.

La suma de los cortantes así obtenidos, viene a ser la pendiente provocada por el presfuerzo, entonces:

$$\text{Pendiente } P_R = \sum v_{1,2}$$

Ahora se aplicarán momentos en los puntos B, C, D, E y F para regresar los extremos de las vigas a su posición horizontal.

En el tramo extremo:

$$R_B = - \frac{MBL}{3EI}$$

Igualando pendientes $- \frac{MBL}{3EI} = \text{Pendiente } P_R$

$$M_B = - \frac{3EI}{L} (\text{Pendiente } P_R)$$

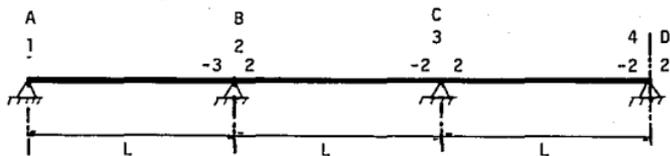
En un tramo interior:

$$R_B = R_C - \frac{M_B L}{2EI} = - \frac{M_C L}{2EI}$$

Igualando pendientes $- \frac{M_B L}{2EI} = \text{Pendiente } P_R$

$$M_B = M_C = - \frac{2EI}{L} (\text{Pendiente } P_R)$$

Los momentos finales por fluencia se obtienen al distribuirse la diferencia de momentos, en este caso es conveniente tomar los valores -3 y -2



$$I \quad M_{21} + M_{23} = 0$$

$$K (\theta_1 + 4\theta_2 + \theta_3) - 1.0 = 0$$

$$-\theta_1 = \theta_7$$

$$-\theta_2 = \theta_6$$

$$-\theta_3 = \theta_5$$

$$K = \frac{2EI}{L}$$

En este caso el planteamiento es igual a los anteriores, por lo que $\theta_1 = 2\theta_3$; $\theta_2 = -4\theta_3$ y $\theta_4 = 0$.

Sustituyendo en la ecuación I

$$K(2\theta_3 - 16\theta_3 + \theta_3) = 1.0 - 13K\theta_3 = 1.0$$

$$\theta_3 = -\frac{1.0}{13K} \quad \theta_5 = \frac{1}{13K}$$

$$\theta_1 = 2\left(-\frac{1}{13K}\right) \quad \theta_1 = -\frac{2}{13K} \quad \theta_7 = \frac{2}{13K}$$

$$\theta_2 = -4\left[-\frac{1}{13K}\right] \quad \theta_2 = \frac{4}{13K} \quad \theta_6 = -\frac{4}{13K}$$

Los momentos finales son:

$$M_{21} = K\left[-\frac{2}{13K} + \frac{8}{13K}\right] - 3.0 \quad M_{23} = K\left[\frac{8}{13K} - \frac{1}{13K}\right] + 2.0$$

$$= \frac{6}{13} - 3.0 = -2.5385 \text{ M} \quad = \frac{7}{13} + 2.0 = 2.5385 \text{ M}$$

$$M_{32} = K\left[\frac{4}{13K} - \frac{2}{13K}\right] - 2.0 \quad M_{34} = K\left[-\frac{2}{13K}\right] + 2.0$$

$$= \frac{2}{13} - 2.0 = -1.8462 \text{ M} \quad = -\frac{2}{13} + 2 = 1.8462 \text{ M}$$

$$M_{43} = K\left[-\frac{1}{13K}\right] - 2.0 \quad M_{45} = K\left[\frac{1}{13K}\right] + 2.0$$

$$= -\frac{1}{13} - 2.0 = -2.0769 \text{ M} \quad = \frac{1}{13} + 2.0 = 2.0769 \text{ M}$$

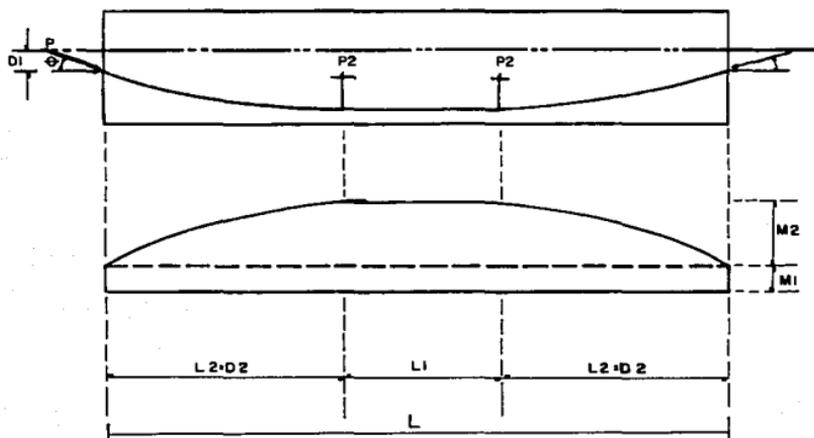
Los momentos finales de restricción por fluencia plástica debidos al presfuerzo, sin haberlos afectado por el factor del efecto de fluencia, son:

$$\text{En B y F } \frac{-2.5385EI}{L} \times \text{Pendiente } P_R$$

$$\text{En C y E } \frac{-1.8462EI}{L} \times \text{Pendiente } P_R$$

$$\text{En D } \frac{-2.0769EI}{L} \times \text{Pendiente } P_R$$

Como se puede ver, los factores de momentos son negativos y tomando en cuenta que el valor de Pendiente P_R será negativo, el momento de restricción por el presfuerzo tendrá entonces un valor positivo.



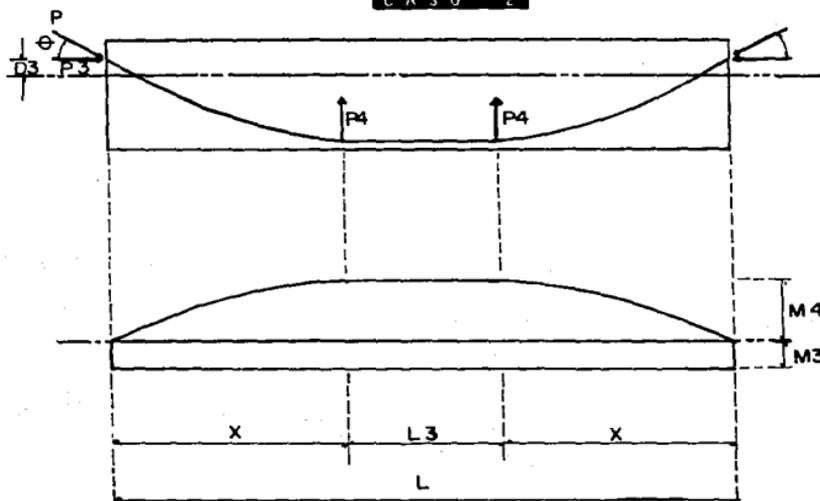
$$P_1 = P \cdot \cos \theta \quad ; \quad P_2 = P \cdot \sin \theta$$

$$M_1 = P_1 \cdot D_1 \quad ; \quad M_2 = P_2 \cdot D_2$$

$$V_{1,2} = + \frac{M_2 L_1}{2} + \frac{2}{3} M_2 L_2 + \frac{M_1 L}{2}$$

$$V_{1,2} = - \left[\frac{M_2}{6} (3L_1 + 4L_2) + \frac{M_1 L}{2} \right]$$

CASO 2



$$P_3 = P \cdot \cos \theta$$

 y

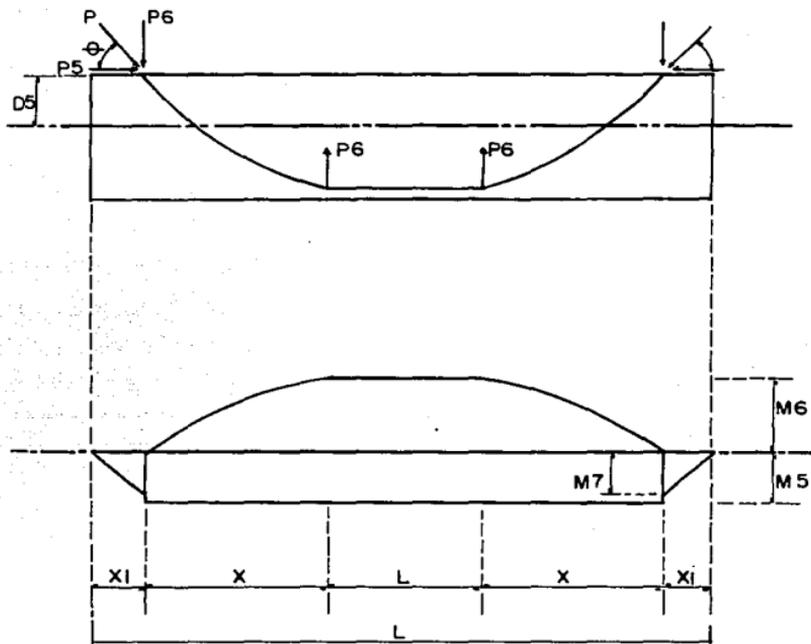
$$P_4 = P \cdot \sin \theta$$

$$M_3 = P_3 \cdot D_3$$

 y

$$M_4 = P_4 \cdot X$$

$$V_{1,2} = - \left[\frac{M_4 L_3}{2} + \frac{2}{3} M_4 X - \frac{M_3 L}{2} \right]$$



$$P_5 = P \cdot \cos \theta$$

$$M_5 = P_5 \cdot D_5$$

;

$$P_6 = P \cdot \sin \theta$$

$$M_6 = P_6 \cdot X$$

y

$$M_7 = P_6 \cdot X_1$$

$$V_{1,2} = - \left[\frac{M_6 L^4}{2} + \frac{2}{3} M_6 \cdot X - \frac{M_5 (L - 2X_1)}{2} - \frac{M_7 \cdot X_1}{2} \right]$$

4.2.- DESARROLLO DEL EJEMPLO

° Propiedades de la sección

Viga sola:

$$\begin{aligned}
 A &= 5014 \text{ cm}^2 \\
 Y_S &= 74.59 \text{ cm} \\
 Y_i &= 62.41 \text{ cm} \\
 I &= 10'682'975 \text{ cm}^4 \\
 S_S &= 143'223 \text{ cm}^3 \\
 S_i &= 171'174 \text{ cm}^3
 \end{aligned}$$

Viga interior de sección compuesta:

$$\begin{aligned}
 A &= 8814 \text{ cm}^2 & I &= 26'277'598 \text{ cm}^4 \\
 Y_S &= 38.12 \text{ cm} & S_S &= 689'339 \text{ cm}^3 \\
 Y_i &= 98.88 \text{ cm} & S_i &= 265'752 \text{ cm}^3 \\
 Y'_S &= 58.12 \text{ cm} & S'_S &= 452'127 \text{ cm}^3
 \end{aligned}$$

° Momentos y cortantes al centro de un tramo por la carga muerta (ver página 30)

Peso propio	M = 135.34 ton-m	V = 18.05 ton
Losa	M = 121.50 "	V = 16.20 "
Diafragma	M = 8.15 "	V = 1.63 "
Carga adicional	M = 101.59 "	V = 13.55 "
	<hr/> M _{CM} = 366.58 ton-m	

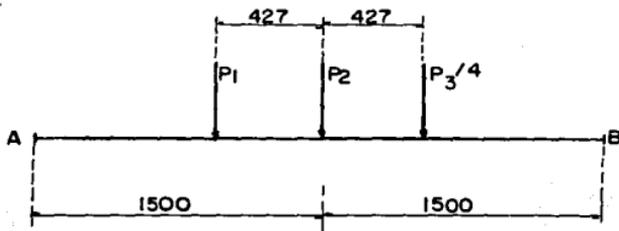
° Momento por carga viva.

De la página 31 tomamos los valores de Impacto y Factor de Concentración.

$$I = 22.4 \%$$

$$FC = 0.67 \text{ por carril}$$

$$P = 14\ 515\ \text{Kg}$$



El momento al centro del claro se obtiene usando líneas de influencia para 6 tramos iguales continuos.

$$\text{Para } P_1 \quad f_1 = 0.1374$$

$$P_2 \quad f_2 = 0.1998$$

$$P_3 \quad f_3 = 0.1290$$

$$M = (f_1 \times P_1 + f_2 P_2 + f_3 P_3) L_1$$

Entonces:

$$0.1374 \times 14\ 515 + 0.1998 \times 14\ 515 + 0.1290 \times 3619 \\ = 1994.4 + 2900.1 + 468.1 = 5362.6$$

$$M = 5362.6 \times 30.0 = 160\ 878\ \text{kg-m}$$

$$M_{CV} + I = 160\ 878 \times 0.67 \times 1.224 =$$

$$M_{CV} + I = 131\ 933\ \text{kg-m}$$

° Esfuerzos al centro de un claro

Carga	f_s	f_i	$f's$
Peso propio	96.31	84.11	
Losa	84.83	70.98	
Diafragma	5.69	4.76	
Carga adicional	14.74	38.23	22.47
Carga viva + I	19.14	49.65	29.18
	220.71	247.73	51.65
Tensión admisible	14.97	14.97	14.97
	235.68	232.76	66.62

De la parte inferior de la trabe al centro de gravedad de los cables, se propone una distancia de 8.7 cm. La excentricidad desde el centro de gravedad al centroide de la sección es:

$$e = 62.41 - 8.7 = 53.71 \text{ cm}$$

La fuerza que se requiere para proporcionar a la parte inferior un esfuerzo de 232.76 kg/cm² está dada por:

$$P = \frac{A f_i}{1 + \frac{Ae}{S_i}} \quad \begin{array}{l} A = 5014 \text{ cm}^2 \\ f_i = 232.76 \text{ kg/cm}^2 \\ S_i = 171.174 \text{ cm}^3 \end{array}$$

$$P = \frac{5014 (232.76)}{1 + \frac{5014(53.71)}{171.174}}$$

$$P = 453.532 \text{ kg}$$

Usando torones de ϕ con $A_s = 0.99 \text{ cm}^2$, los torones que se necesitan son:

$$\text{Núm. de torones} = \frac{453\ 532}{0.99 \times 11400} = 40.18 \text{ torones}$$

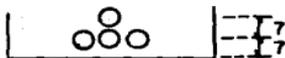
Se usarán cables formados por 10 torones de $\frac{1}{2}$ " que tienen -
 $0.99 \times 10 = 9.9 \text{ cm}^2$, cada cable tendrá una fuerza de $9.9 \times$
 $11\ 400 = 112\ 860 \text{ cm}^2$.

De los cuatro cables, 3 se tensarán en taller y el restante se tensará en campo.

$$P = 4 \times 112\ 860 = 451\ 440 \text{ kg}$$

$$\text{En taller: } P = 3 \times 112\ 860 = 338\ 580 \text{ kg}$$

Verificando el centro de gravedad de los cables:



$$1 \times 14 = 14$$

$$3 \times 7 = 21$$

$$\frac{4}{35}$$

$$\text{C.G.} = \frac{35}{4} = 8.75 \text{ cm}$$

Verificando la excentricidad en el extremo de la trabe bajo cargas actuantes para la zona sin tensión:

$$0 = \frac{451\ 440}{5014} - \frac{451\ 440}{143\ 223} e$$

$$e = 28.56 \text{ cm (33.85 cm desde la parte inferior)}$$

° Cálculo del momento de restricción por fluencia

La pendiente por el presfuerzo está dada por el cortante de la viga cargada con los momentos que causa el presfuerzo.

Para el caso 1:

Distancia del centroide de los cables a la parte inferior de la trabe = 50 cm.

$$D_1 = 98.88 - 50 = 48.88 \text{ cm}$$

$$P = 2(11.84)11\ 400 = 269\ 952 \text{ kg}$$

$$L_2 = 908 \text{ cm}$$

$$L_1 = 1200 \text{ cm}$$

$$\theta = 4.261^\circ$$

Entonces:

$$P_1 = 269\ 952 \text{ Cos } 4.261^\circ = 269\ 206 \text{ kg}$$

$$P_2 = 269\ 952 \text{ Sen } 4.261^\circ = 20\ 057 \text{ kg}$$

$$M_1 = 269\ 206 (0.4888) = 131\ 588 \text{ kg-m}$$

$$M_2 = 20\ 057 (9.08) = 182\ 118 \text{ kg-m}$$

$$V_2 = - \left[\frac{182\ 118}{6} (3 \times 12 + 4 \times 9.08) + \frac{131\ 588(30)}{2} \right]$$

$$= - 4'168\ 950 \text{ kg-m}^2$$

Para el caso 2:

$$P = 11.84 \times 11\ 400 = 134\ 976 \text{ kg}$$

$$\theta = 10.083^\circ$$

$$D_3 = 110 - 98.88 = 11.12 \text{ cm}$$

$$x = 1058 \text{ cm}$$

$$L_3 = 900 \text{ cm}$$

Aplicando las fórmulas:

$$P_3 = 134\ 976 \cos 10.083^\circ = 132\ 891 \text{ kg}$$

$$P_4 = 134\ 976 \sec 10.083^\circ = 23\ 631 \text{ kg}$$

$$M_3 = 132\ 891 \times 0.1112 = 14\ 777 \text{ kg-m}$$

$$M_4 = 23\ 631 \times 10.58 = 250\ 016 \text{ kg-m}$$

$$V_2 = - \left[\frac{250\ 016(9)}{2} + \frac{2}{3} (250\ 016) 10.58 - \frac{14\ 777(30)}{2} \right]$$

$$= 2'666\ 865 \text{ kg-m}^2$$

Para el caso 3:

$$P = 134\ 976 \text{ kg}$$

$$D_5 = s = 38.12 \text{ cm}$$

$$X = 1025 \text{ cm}$$

$$X_1 = 133 \text{ cm}$$

$$\theta = 12.40^\circ$$

$$L_4 = 700 \text{ cm}$$

Entonces:

$$P_5 = 134\ 976 \cos 12.4^\circ = 131\ 827 \text{ kg}$$

$$P_6 = 134\ 976 \operatorname{Sen} 12.4^\circ = 28\ 984 \text{ kg}$$

$$M_5 = 131\ 827 \times 0.3812 = 50\ 252 \text{ kg-m}$$

$$M_6 = 28\ 984 \times 10.25 = 297\ 086 \text{ kg-m}$$

$$M_7 = 28.984 \times 1.33 = 38\ 549 \text{ kg-m}$$

$$V_2 = - \left[\frac{297\ 086(7)}{2} + \frac{2}{3} (297\ 086) 10.25 - \frac{50\ 252(30-2.66)}{2} \right]$$

$$- \frac{38\ 549(1.33)}{2}$$

$$V_2 = 2'357\ 310 \text{ kg-m}^2$$

Por lo tanto:

$$\text{Pendiente } P_R = \sum V_{1,2} = - \frac{9'193 \ 125 \text{ kg-m}^2}{EI}$$

Los momentos finales de restricción por fluencia plástica son:

$$\text{En B} - \frac{2.5385 EI}{30} \left[- \frac{9'193 \ 125}{EI} \right] = 777 \ 892 \text{ kg-m}$$

$$\text{En C} - \frac{1.8462 EI}{30} \left[- \frac{9'193 \ 125}{EI} \right] = 565 \ 745 \text{ kg-m}$$

$$\text{En D} - \frac{2.0769 EI}{30} \left[- \frac{9'193 \ 125}{EI} \right] = 636 \ 440 \text{ kg-m}$$

° Momentos de restricción por fluencia plástica bajo carga muerta

$$\text{En B} - 0.84615 \times 366 \ 580 = - 310 \ 182 \text{ kg-m}$$

$$\text{En C} - 0.6154 \times 366 \ 580 = - 225 \ 593 \text{ kg-m}$$

$$\text{En D} - 0.6932 \times 366 \ 580 = - 253 \ 783 \text{ kg-m}$$

° Momento de restricción por contracción.

Se considera que la estructura estará en un medio ambiente en que la exposición a la humedad relativa es del 50%, se supondrá que la conexión de continuidad se efectuará 28 días después de la liberación de los cables.

Como se muestra en la página 82, al 50% de la humedad, la contracción última es de 0.0006 cm/cm. Esta contracción debe corregirse con los factores que se obtienen de las figuras 3.8 y 3.10. El factor de corrección para una conexión a los 28 días es de 0.4, y el factor con humedad relativa al 50% es de 1.0.

$$\text{Entonces: } E_s = 0.0006 \times 0.4 \times 1.0 = 0.00024$$

$$E_b = 15\,000 \sqrt{350} = 280\,624 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_b = 225 \times 20 = 4\,500 \text{ cm}^2$$

$$M_s = 1.15(0.00024)(280\,624)(4500)\left(38.12 + \frac{20}{2}\right)$$

$$M_s = 167\,715 \text{ kg-m}$$

Los momentos de restricción por contracción elástico son entonces:

$$\text{En B} - 1.26923 \times 167\,715 = 212\,869 \text{ kg-m}$$

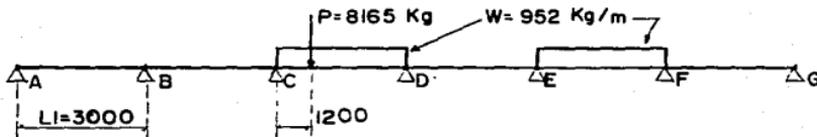
$$\text{En C} - 0.9230 \times 167\,715 = 154\,801 \text{ kg-m}$$

$$\text{En D} - 1.0385 \times 167\,715 = 174\,172 \text{ kg-m}$$

° Momentos positivos por carga viva

Se usarán las líneas de fluencia para 6 tramos iguales, para ello nos auxiliaremos de la publicación "Tablas de vigas continuas" de Otto E. Bollinger; para los tramos intermedios se obtendrán las ordenadas de las líneas de influencia de la tabla No. 88 de dicho libro.

Para el punto B tendremos la siguiente viga cargada que producirá el máximo momento.



Los factores para las cargas uniformes son:

$$\text{Para C - D } F = 0.0142$$

$$\text{Para E - F } F = 0.0010$$

Para la carga puntual es $n = 0.0227$

Las fórmulas para obtener los momentos son:

$$M_1 = F \times \omega \times L_1^2 \quad \text{y} \quad M_2 = n \times P \times L_1$$

En este caso tendremos:

$$0.0142 \times 952 \times (30)^2 = 12\,167 \text{ kg-m}$$

$$0.0010 \times 952 \times (30)^2 = 857 \text{ "}$$

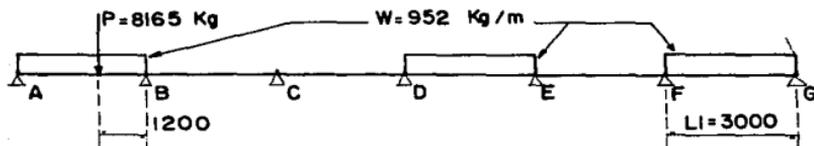
$$0.0227 \times 8165 \times 30 = 5\,560 \text{ "}$$

$$18\,584 \text{ kg-m}$$

Afectándolo por el factor de concentración y el impacto

$$M_B (CV + I) = 18\,584 \times 0.67 \times 1.224 = 15\,240 \text{ kg-m}$$

Para el punto C tendremos



Para las cargas uniformes:

$$A - B \quad F = 0.0142$$

$$D - E \quad F = 0.0142$$

$$F - G \quad F = 0.0010$$

Para la carga puntual $n = 0.0227$

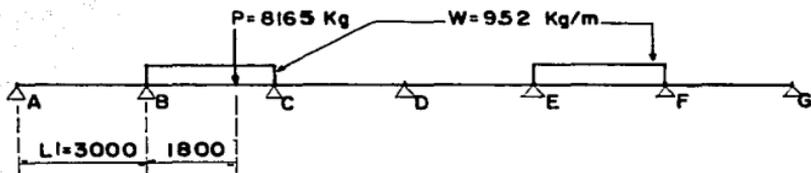
Entonces:

$$\begin{aligned}
 2 \times 0.0142 \times 952 \times (30)^2 &= 24\,333 \text{ kg-m} \\
 0.0010 \times 952 \times (30)^2 &= 857 \text{ " } \\
 0.0227 \times 8165 \times 30 &= \frac{5\,560 \text{ "}}{30\,750 \text{ kg-m}}
 \end{aligned}$$

Por lo tanto:

$$M_C (CV + I) = 30\,750 \times 0.67 \times 1.224 = 25\,217 \text{ kg-m}$$

Para el punto D



Para las cargas uniformes:

$$B - C \quad F = 0.0142$$

$$E - F \quad F = 0.0142$$

Para la carga puntual: $\Pi = 0.0227$

Entonces:

$$\begin{aligned}
 2 \times 0.0142 \times 952 \times (30)^2 &= 24\,333 \text{ kg-m} \\
 0.0227 \times 8165 \times 30 &= \frac{5\,560 \text{ "}}{29\,893 \text{ kg-m}}
 \end{aligned}$$

$$M_D (CV + I) = 29\,893 \times 0.67 \times 1.224 = 24\,515 \text{ kg-m}$$

° Cálculo del factor de fluencia plástica

Al tensar los cables, el módulo de elasticidad del concreto de be estar alrededor de $280\ 600\ \text{kg/cm}^2$; con este valor y considerando la curva de fluencia a 20 años encontramos en la figura 3.5 que el valor de la fluencia específica es de 4.98×10^{-6} - $\text{cm/cm}/\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$.

Se considera que los cables se tensan a los 3 días de haberse efectuado el colado, en base a esto se obtiene un valor de ajuste para la fluencia específica, de la figura 3.6 se obtiene el valor 1.58, entonces:

$$1.58 \times 4.98 \times 10^{-6} = 7.87 \times 10^{-6} \text{ cm/cm}/\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}.$$

Con la relación volumen/superficie se obtiene, de la tabla 3.1 y la figura 3.7, un valor de corrección para la fluencia específica que para la trabe AASHTO IV es de 1.16.

$$1.16 \times 7.87 \times 10^{-6} = 9.13 \times 10^{-6} \text{ cm/cm}/\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}.$$

Transcurridos 28 días 40% de la fluencia plástica ya ha ocurrido, según la figura 3.8, dejando por desarrollar un 60%, por lo que la fluencia específica remanente es de:

$$E_c = 0.60 \times 9.13 \times 10^{-6} = 5.48 \times 10^{-6} \text{ cm/cm}/\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}.$$

El valor de $\Phi = E_c/E_e$ para nuestra estructura con la conexión de continuidad efectuada a los 28 días será entonces:

$$\Phi = E_c/E_e = E_c \times E$$

$$\Phi = 5.48 \times 10^{-6} \times 280\ 624 =$$

$$\Phi = 1.54$$

De la figura 3.9 para $\phi = 1.54$ tenemos que:

$$1 - e^{-\phi} = 0.79 \quad \frac{1 - e^{-\phi}}{\phi} = 0.51$$

Momentos finales positivos de restricción sobre las pilas

° Contracción + fluencia

$$\begin{aligned} \text{En B} &= \\ (777\ 892 - 310\ 182) \times 0.79 &+ (-212\ 869) \cdot 0.51 \\ &= 260\ 928 \text{ kg-m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{En C} &= \\ (565\ 745 - 225\ 593) \times 0.79 &+ (-154\ 801) \cdot 0.51 \\ &= 189\ 772 \text{ kg-m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{En D} &= \\ (636\ 440 - 253\ 783) \cdot 0.79 &+ (-174\ 172) \cdot 0.51 \\ &= 213\ 471 \text{ kg-m} \end{aligned}$$

Adicionando la carga viva

$$\begin{aligned} \text{En B} &= 260\ 928 + 15\ 240 \\ B &= 276\ 168 \text{ kg-m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{En C} &= 189\ 772 + 25\ 217 \\ C &= 214\ 989 \text{ kg-m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{En D} &= 213\ 471 + 24\ 515 \\ D &= 237\ 986 \text{ kg-m} \end{aligned}$$

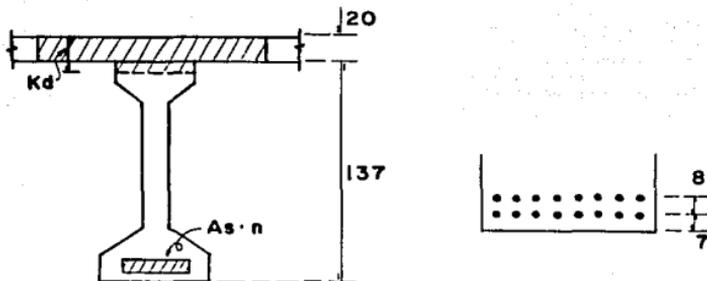
DISEÑO DE LA CONEXION PARA RESISTIR
EL MOMENTO POSITIVO

Se diseñará para el momento máximo, para ello se supondrá el valor de $J_d = 136.5$ cm y un $f_s = 0.625f_y = 2500$ kg/m², este valor de f_s es por la combinación de contracción, fluencia y otros factores:

$$A_s = \frac{27 \cdot 616800}{2500 \times 136.5} = 80.93 \text{ cm}^2$$

Se probará con 16 varillas de 8c, $s = 5.07$ cm²

$$s = 16(5.07) = 81.12 \text{ cm}^2$$



Suponiendo un $K_d = 26$ cm

SECCION	A		A	A ²	I _o
Losa: 225 x 20	4500	- 10	-45 000	450 000	150 000
Borde sup. 50 x 6	300	- 23	6 900	158 700	
Acero 81.12 x 7.5	608.4	-149.53	-90 974	13'603 350	
	5408.4		142 874	14'212 050	150 000

Para el cálculo se tomó en cuenta el área asciurada de la figura, para la sección transformada del acero se tomó en cuenta

que:

$$n = \frac{2.1 \times 10^6}{15\,000 \sqrt{350}} = 7.5$$

Entonces:

$$Kd = \frac{\sum AY}{\sum A} = \frac{142874}{5408.4} = 26.42 \text{ cm}$$

$$14'212\,050 + 150\,000 = 14'362\,040 \text{ cm}^4$$

$$- 5408.4 \times (26.42)^2 = - 3'775\,152 \text{ cm}^4$$

$$I = 10'586\,898 \text{ cm}^4$$

La distancia del eje neutro al acero es de:

$$d - Kd = 157 - 7.47 - 26.42 = 123.11 \text{ cm}$$

El valor de J_d es:

$$J_d = d - \frac{kd}{2} = 149.53 - \frac{26.42}{2} = 136.32 \text{ cm}$$

$$J_d = 136.32 \text{ cm}$$

Esfuerzo en el acero

$$f_s = \frac{M(d - Kd)}{I} n$$

$$= \frac{27'616\,800 (123.11)}{10'586\,898} \cdot 7.5$$

$$f_s = 2408 \text{ kg/cm}^2 < 2500 \text{ kg/cm}^2$$

En vista que el esfuerzo es menor que el permisible, el diseño es satisfactorio.

LONGITUD DE ANCLAJE Y DETALLES DEL DOBLADO

El esfuerzo permisible de adherencia es $0.10f'c = 0.10 (350) = 35 \text{ kg/cm}^2$, para este caso usaremos 25 kg/cm^2 . El perímetro de las varillas 8C es de 7.98 cm .

La distancia desde el paño de la trabe al paño interior del gancho se propone como:

$$d = 12D = 12(2.54) = 30.5 \text{ cm.}$$

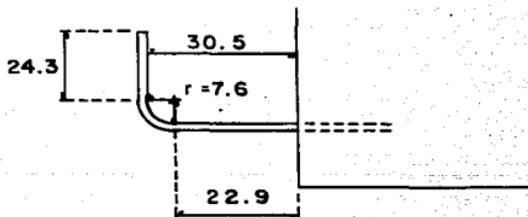
El radio mínimo del gancho es: $3 \times 2.54 = 7.6 \text{ cm}$

Longitud de anclaje requerida:

$$L_a = \frac{\Delta s f_s}{\mu p} = \frac{50.7 \times 2408}{25 \times 7.98} = 61.2 \text{ cm}$$

La longitud dobléz:

$$L_d = \frac{2r\pi}{4} = \frac{2(7.6 + 1.3)\pi}{4} = 14.0 \text{ cm}$$



$$L = 22.9 + 14 = 36.90$$

$$\text{Ext.} = 61.9 - 36.9 = 24.30$$

La longitud de empotramiento de las varillas de 40 diámetros

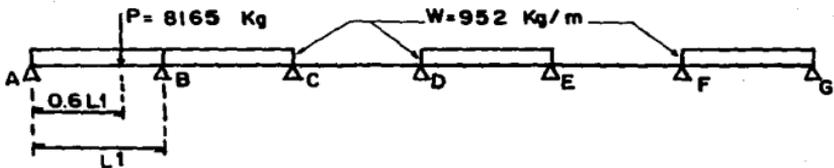
$$L_e = 40(2.54) = 102 \text{ cm}$$

Para evitar que todas las varillas de conexión terminen en un sólo punto, 8 varillas se extienden 100 cm dentro de la trabe y las otras 8 se extienden 150 cm en forma alternada.

DISEÑO DEL REFUERZO SOBRE LA PILA PARA MOMENTO NEGATIVO.

El momento negativo por carga viva sobre la pila se calcula con líneas de influencia para 6 tramos continuos.

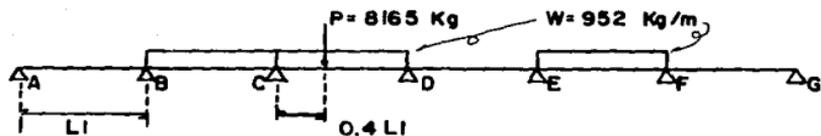
Para el punto B



- 0.0670 x 952 x (30) ²	=	-	57 406 kg-m
- 0.0528 x "	=	-	45 239 kg-m
- 0.0038 x "	=	-	3 256 kg-m
- 0.0003 x "	=	-	257 kg-m
- 0.1029 x 8165 x 30	=	-	25 205 kg-m
M_B	=	-	131 363 kg-m

$$M_B(CV+1) = 131\,363 \times 0.67 \times 1.224 = - 107\,728 \text{ kg-m}$$

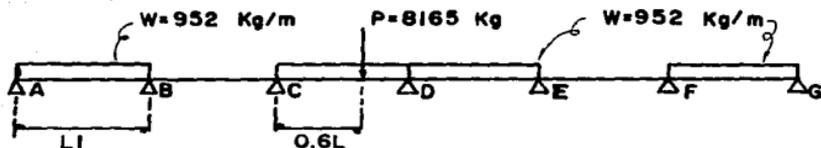
Para el punto C



$$\begin{aligned}
 & - 0.1094 \times 952 \times (30)^2 = 93\,734 \text{ kg-m} \\
 & - 0.0849 \times 8165 \times 30 = 20\,796 \text{ kg-m} \\
 \hline
 M_C & = 114\,530 \text{ kg-m}
 \end{aligned}$$

$$M_C(CV+I) = - 93\,924 \text{ kg-m}$$

Para el punto D



$$\begin{aligned}
 & - 0.1132 \times 952 \times (30)^2 = - 96\,990 \text{ kg-m} \\
 & - 0.0849 \times 8165 \times 30 = - 20\,786 \text{ kg-m} \\
 \hline
 M_D & = - 117\,786 \text{ kg-m}
 \end{aligned}$$

$$M_D(CV+I) = 96\,594 \text{ kg-m}$$

El factor de carga para el momento negativo último es 2.2, por lo que: $M_u = 107\,728 \times 2.2 = 237\,000 \text{ kg-m}$

$$\frac{M_u}{bd^2} = \frac{237\ 00000}{66 \times (147.0)^2} = 16.62$$

Con este valor obtenemos de la figura 3.13 que $p = 0.0047$ entonces: $A_s = 0.0047 \times 66 \times 147.0 = 45.60 \text{ cm}^2$

Probando con 16 varillas del 6C; $A_s = 16 \times 2.87 = 45.92 \text{ cm}^2$

La profundidad del bloque de compresión es de:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{45.92 \times 4000}{0.85 \times 250 \times 66} = 13.10 \text{ cm}$$

El eje del bloque de compresión queda dentro del patín inferior, lo que nos indica que nuestro elemento se comporta como una viga rectangular.

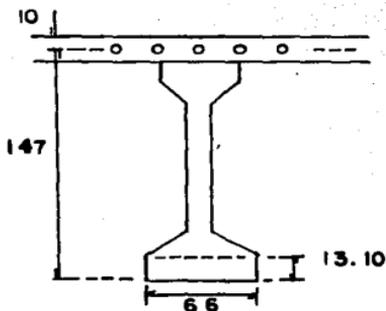
Entonces el momento último resistente es:

$$M_{UR} = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 45.92 \times 4000 \left(147.0 - \frac{13.10}{2} \right)$$

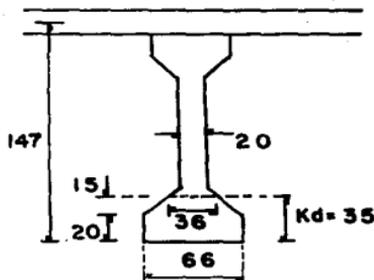
$$M_{UR} = 257\ 980$$

$$M_u \text{ propuesto} = 257\ 980 \text{ kg-m} \quad M_u \text{ requerido} = 237\ 000 \text{ kg-m}$$



Revisión del esfuerzo de compresión en la trabe sobre la pila.

Para la revisión se supondrá un $K_d = 35$ cm y un $n = 7.5$



SECCION	A	Y	AY	AY ²	I _o
Acero: 45.92 x 7.5	344.4	-147	-50 627	7'442 169	
15 x 51	765	- 27.5	-21 038	578 545	12 938
20 x 66	1320	- 10	-13 200	132 000	44 000
	2429.4		84 865	8'152 714	56 938

$$K_d = \frac{\sum AY}{\sum A} = \frac{84\ 865}{2429.4} = 34.93 \text{ cm}$$

$$8'152\ 714 + 56\ 938 = 8'209\ 652 \text{ cm}^4$$

$$- 2429.4 \times (34.93)^2 = -2'964\ 122 \text{ cm}^4$$

$$I' = 5'245\ 530 \text{ cm}^4$$

Esfuerzos:

$$f'c(CV+I) = \frac{10772800 \times 34.93}{5'245\ 530} = 71.74 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'c(\text{presfuerzo}) = \frac{451\ 440}{5014} + \frac{451440 \times 6241 \times 2856}{10'682\ 975} = 165.36 \text{ kg/cm}^2$$

$$= 237.10 \text{ kg/cm}^2$$

CAPITULO 5

COMPARACION DE LOS SISTEMAS

5.1.- COSTOS EN INVERSION INICIAL

Con base en los planos definitivos, se obtuvieron cantidades y volúmenes de obra para cada uno de los sistemas analizados, los materiales que se consideran corresponden únicamente a la superestructura que es el concepto en estudio.

Los precios unitarios que se consideran, se tomaron de los que regían en febrero de 1989 y no se requiere de mayor precisión, ya que únicamente se usarán con fines de comparación de ambos presupuestos.

Los presupuestos detallados son los siguientes:

- a).- Puente de losa de concreto reforzado sobre vigas presforzadas libremente apoyadas con juntas de dilatación sobre las pilas.

C O N C E P T O	CANTIDAD Y UNIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE EN MILLONES DE PESOS
1.- Superestructura			
- Concreto de f'c = 350 kg/cm ² en tra- bes	474 m ³	\$ 450,000	\$ 213,300
- Concreto de f'c = 250 kg/cm ² en:			
Losetas precoladas	111.60 m ³	300,000	33,480
Losa	255 m ³	300,000	76,500
Diafragmas	21.3 m ³	300,000	6,390
- Concreto asfáltico	41.40 m ³	65,000	2,691
- Acero de presfuer- zo con f's = 19000 kg/cm ² .	33 390 kg	10,000	333,900
- Acero de refuerzo con fy = 4000 kg/cm ²	70 320 kg	2,800	196,896

C O N C E P T O	CANTIDAD Y UNIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE EN MILLONES DE PESOS
2.- Apoyos de neopreno			
- Fijos	90 dm3	\$ 62,000	\$ 5,580
- Móviles	147.6 dm3	62,000	9,1512
3.- Parapeto			
- Concreto de f'c = 250 kg/cm2	19.9 m3	300,000	5,970
- Acero de refuerzo	5234 kg	2,800	14,6552
4.- Banqueta			
- Concreto de f'c = 250 kg/cm2	68.4 m3	300,000	20,520
- Acero de refuerzo	6564 kg	2,800	18,3792
5.- Junta de dilatación			
- Sikaflex 1-A de 4 de espesor	221.9 dm2	8,000	1,7752
- Acero estructural	1036 kg	6,400	6,6304
- Cartón asfaltado de 4 de espesor	19.6 m2	44,000	0.8624
			<u>= \$946,6806</u>

b).- Puente de losa continua de concreto reforzado sobre vigas libremente apoyadas

C O N C E P T O	CANTIDAD Y UNIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE EN MILLONES DE PESOS
1.- Superestructura			
- Concreto de f'c = 350 kg/cm2 en trabes	474 m3	\$ 450,000	\$ 213,300
- Concreto de f'c = 250 kg/cm2 en:			
Losetas precoladas	97.6 m3	300,000	29,280
Losa	269.6 m3	300,000	80,880
Diafragmas	28.5 m3	300,000	11,550

C O N C E P T O	CANTIDAD Y UNIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE EN MILLONES DE PESOS
- Concreto asfáltico	41.8 m3	\$ 65,000	\$ 2,717
- Acero de presfuerzo con f's = 19 000 kg/cm2	27,701 kg	10,000	277,010
- Acero de refuerzo con fy = 4000 kg/cm2	73,170 kg	2,800	204,876
2.- Apoyos de neopreno			
- Fijos	90 dm3	62,000	5,580
- Móviles	147.6 dm3	62,000	9,1512
3.- Parapeto			
- Concreto de f'c = 250 kg/cm2	19.9 m3	300,000	5,970
- Acero	5234 kg	2,800	14,6552
4.- Banqueta			
- Concreto de f'c = 250 kg/cm2	68.4 m3	300,000	20,520
- Acero	6564 kg	2,800	18,3792
			<u>\$ 893,8686</u>

Como se puede ver al comprara los costos de ambos sistemas, tenemos que el sistema innovativo tiene un costo de 5.6% menor - que el sistema tradicional, para este ejemplo, el ahorro es de 52'812,000 pesos; los costos del sistema tradicional aumentarán por el concepto del mantenimiento de las juntas de dilatación que involucra no sólo labores de limpieza, sino también, - en algunos casos, la sustitución total del sistema de juntas.

5.2.- COSTOS EN EL MANTENIMIENTO

Para el sistema tradicional, el concepto de juntas de dilatación importa un costo de \$ 9'268,000, estas juntas tienen un promedio de uso de 5 años durante los cuales sufren deterioro y degradación, lo que ocasiona que al término de este período deban remplazarse en su totalidad, durante este mismo período, las labores de limpieza e instalación de las juntas, importan un costo aproximado de \$ 10'000,000 que sumado al costo de los materiales de la junta hace un total de \$ 19'268,000, que deben aportarse cada 5 años.

Suponiendo una tasa de interés bancaria del 10% anual y tomando en consideración que la vida útil del puente es de 30 años, el capital inicial que debe tenerse para tomar en cuenta los gastos ya descritos es de:

Si C es el capital inicial, entonces:

$$C(1.1)^5 = C + 19\,268,000$$

$$C(1.1)^5 - C = 19\,268,000$$

$$C[(1.1)^5 - 1] = 19\,268,000$$

$$C = \frac{19\,268\,000}{(1.1)^5 - 1} = \$ 31'560,500$$

Este capital inicial debe sumarse al costo diferencial entre ambos sistemas y así tenemos un costo acumulado de:

- Mantenimiento, materiales y remplazo de juntas	\$ 31'560.500
- Costo diferencial	<u>52'812.000</u>
	\$ 84'372.500

Este costo representa el ahorro total del sistema innovativo respecto al sistema tradicional, en porcentaje el ahorro es del orden del 8.9%.

CAPITULO 6

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1.- CONCLUSIONES

Este trabajo propone un nuevo sistema constructivo para dar continuidad a superestructuras de puentes constituidos por traveses libremente apoyadas, prefabricadas. De lo expuesto, se desprende que el sistema innovativo estudiado por la Asociación de Cemento Portland (P.C.A.) de los Estados Unidos, presenta ciertas características ventajosas, respecto al sistema tradicional con juntas que se usa actualmente. Las características de mejor comportamiento estructural, al presentarse menores momentos flexionantes que implican menor cuantía de acero de presfuerzo en las traveses, mayor reserva de resistencia que proporciona un margen extra de seguridad, ausencia de juntas de dilatación que proporciona una superficie de rodamiento uniforme, que permite un tránsito cómodo, rápido y fluido, hacen del sistema innovativo una alternativa favorable que debe tomarse en cuenta, no sólo en el aspecto técnico, sino también, como lo vimos en el capítulo anterior, en el aspecto económico.

Es recomendable que lo anterior no se quede en el terreno de lo teórico y lo hipotético, por lo que se propone diseñar y construir un puente que se denominaría "piloto"; el cual sería un prototipo y campo de experimentación sobre el cual se instalaría un sistema de instrumentación para conocer las características de su comportamiento estructural.

Al obtener los esfuerzos y deformaciones del puente "piloto", se podrían emitir recomendaciones de diseño más reales, que se usarían en el diseño y la construcción de nuevos puentes, aprovechando las experiencias que resulten del prototipo y llegaríamos a diseños más racionales y apegados a sus verdaderas condiciones de uso.

6.2.- RECOMENDACIONES

Es obvio que las consideraciones de diseño para México deben cambiar, ya que la investigación de la P.C.A. como es natural

tomaba en cuenta las condiciones del medio ambiente, la mano de obra especializada, los materiales y las técnicas modernas de construcción que existen en los Estados Unidos.

Para adecuar a nuestro país este sistema innovador de diseño, es recomendable realizar investigaciones acerca de la contracción, el flujo plástico y otras características de los concretos y los aceros que se usan en México, de esta forma se obtendrían gráficas, tablas y otras ayudas de diseño que harían más reales los proyectos de este tipo de puentes, con lo que sería más factible la implantación de este sistema en nuestro país.

B I B L I O G R A F I A

- 1.- Portland Cement Association
Design of continuous highway bridges with precast,
prestressed concrete girders.
U.S.A., 1969.
- 2.- Secretaría de Comunicaciones y Transportes
Normas Técnicas para el Proyecto de Puentes Carreteros
México, 1984.
- 3.- Secretaría de Comunicaciones y Transportes
Ley General de Vías de Comunicación
México, 1984.
- 4.- Secretaría de Comunicaciones y Transportes
Dirección General de Proyectos, Servicios Técnicos y
Concesiones.
Estudios de Campo del cruce río "Tepalcatepec" en el
camino Apatzingán-Holanda, informe interno.
México, 1988.
- 5.- Nilson, Arthur H.
Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado
Editorial Limusa, México, 1982.
- 6.- Johannson, Johannes
Diseño y Cálculo de Estructuras Pretensadas
Editorial Marcombo, S.A., España, 1975.
- 7.- Galindo Solórzano, Amílcar
Apuntes de la clase "Concreto presforzado", impartida
en la E.N.E.P. Aragón.
- 8.- Bollinger, Otto E.
Tablas de vigas continuas
Editorial Reverté, España, 1950.