



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES

“ARAGON”

EFECTOS DE LA TEMPERATURA EN PUENTES

TESIS PROFESIONAL

Que para obtener el Título de:

INGENIERO CIVIL

Presentan:

LEONARDO LUNA ALDAMA

MARCO A. JIMENEZ CAMPOS

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

San Juan de Aragón, Méx. 1991



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

C O N T E N I D O

CAPITULO I .- INTRODUCCION

CAPITULO II .- INVESTIGACIONES RECIENTES SOBRE LOS EFECTOS DE LA TEMPERATURA EN PUENTES

- 2.1 Introducción
- 2.2 Distribución de temperaturas de diseño
- 2.3 Análisis de esfuerzos de secciones no agrietadas
 - 2.3.1 Esfuerzos térmicos longitudinales
 - 2.3.2 Variación transversal de temperatura
- 2.4 Análisis de esfuerzos en secciones agrietadas
 - 2.4.1 Puentes de concreto reforzado
 - 2.4.2 Puentes parcialmente presforzados
- 2.5 Influencia de la carga térmica ambiental en el estado límite último
- 2.6 Deflexiones por temperatura
- 2.7 Diseño para evitar esfuerzos térmicos
- 2.8 Calor de hidratación
- 2.9 Propiedades del concreto para análisis térmicos
 - 2.9.1 Módulo de elasticidad
 - 2.9.2 Coeficiente de expansión térmica lineal
 - 2.9.3 Propiedades térmicas

CAPITULO III .- ANALISIS DE UN PUENTE CONTINUO TIPICO CONSIDERANDO
LA TEMPERATURA CON NORMAS AASHO

- 3.1 Descripción
- 3.2 Datos de proyecto
 - 3.2.1 Cargas de proyecto
 - 3.2.2 Secciones propuestas
- 3.3 Propiedades de secciones (superestructura)
 - 3.3.1 Propiedades geométricas tramo extremo
 - 3.3.2 Propiedades geométrica elásticas tramo extremo
 - 3.3.3 Propiedades geométricas tramo intermedio
 - 3.3.4 Propiedades geométrica elásticas tramo intermedio
 - 3.3.5 Rigideces y factores de transporte
 - 3.3.6 Factores de distribución
- 3.4 Análisis por carga muerta (determinación de cargas)
 - 3.4.1 Peso propio
 - 3.4.2 Cargas de servicio
- 3.5 Etapas de construcción
- 3.6 Momentos de empotramiento
- 3.7 Análisis por carga móvil
- 3.8 Análisis por sismo
 - 3.8.1 Determinación de "S" en sentido longitudinal
- 3.9 Análisis por temperatura
- 3.10 Grupos de cargas

CAPITULO IV .- DISEÑO DE UN PUENTE CONTINUO TIPICO INCLUYENDO
EFECTOS DE TEMPERATURA SEGUN NORMAS AASHO

- 4.1 Diseño de columnas
- 4.1.1 Diseño por cortante

CAPITULO V .- CRITICA DE LA PRACTICA ACTUAL PARA DISEÑO POR
TEMPERATURA

- 5.1 Efecto del gradiente térmico
 - 5.1.1 Según normas AASHO
 - a) Sobre la pila
 - b) Al centro del claro
 - 5.1.2 Según criterio de Nueva Zelanda
 - a) Sobre la pila
 - b) Al centro del claro
- 5.2 Efecto del agrietamiento
 - 5.2.1 Determinación del momento de inercia efectivo (I_e)
para la sección sobre la pila
 - 5.2.2 Determinación del momento de inercia efectivo (I_e)
para la sección al centro del claro
- 5.3 Determinación de las propiedades geométricas de la
sección agrietada para columnas
- 5.4 Análisis de resultados

5.4.1 Efecto del gradiente térmico

5.4.2 Efecto del agrietamiento en superestructura

5.4.3 Efecto del agrietamiento en pilas

CAPITULO VI .- CONCLUSIONES

APENDICE A .- GRAFICA PARA DETERMINAR LAS PROPIEDADES GEOMETRICAS DE SEGMENTOS CIRCULARES

APENDICE B .- CAMIONES TIPO QUE SE UTILIZAN PARA EL ANALISIS DE PUENTES CARRETEROS

BIBLIOGRAFIA

C A P I T U L O I

INTRODUCCION

La observación del comportamiento de las estructuras de puentes ha permitido constatar la importancia que en ellos tiene la variación de la temperatura. Es frecuente apreciar daños como la ruptura de apoyos, la fractura de juntas de dilatación, y el desportillamiento de los bordes del concreto, que pueden atribuirse a una deficiencia de la estructura para tomar las dilataciones y contracciones inducidas por los cambios de temperatura.

Para prevenir esos problemas, los ingenieros de puentes han tenido que desarrollar diseños de apoyos y juntas de dilatación en los que se incorporan los avances tecnológicos de la ingeniería de materiales, a fin de que esos dispositivos sean más resistentes y más durables aún en regiones de clima severo en las que se presentan cambios de temperatura muy amplios.

Otra tendencia para mejorar el comportamiento térmico de las estructuras se encamina hacia la supresión de las juntas de dilatación formando estructuras continuas en las que las pilas forman un marco rígido con la superestructura.

C A P I T U L O I I

INVESTIGACIONES RECIENTES SOBRE LOS EFECTOS DE LA TEMPERATURA EN PUENTES

2.1 Introducción

El diseño de puentes de concreto por temperatura se había-- considerado hasta hace poco, de una manera simple. Los movimien-- tos longitudinales inducidos por los cambios esperados, general-- mente $\pm 20^{\circ}$ C, se tomaban mediante juntas de dilatación, apoyos-- deslizantes o pilas flexibles. Sin embargo, recientemente los -- esfuerzos inducidos por la temperatura en las estructuras de -- puentes han sido objeto de especial atención. Esto se debe a la aparición de puentes de concreto presforzado, que son más sensi-- bles a la temperatura.

El problema se origina principalmente por el calentamiento-- diario de puentes continuos. Los niveles de radiación solar a -- medio día sobre la superficie de la calzada pueden ser mayores -- que 1.1 Kw/m^2 y la temperatura de la losa superior de una sec--- ción cajón puede ser hasta 30°C mayor que la de losa inferior. -- Esta diferencia produce una flexión hacia arriba sobre los apoyos intermedios. La carga muerta o las reacciones en los anclajes -- restringen esta tendencia, induciendo momentos flexionantes posi-- tivos que generan esfuerzos de tensión de magnitud significativa en la losa inferior.

Las temperaturas inducidas tienen una distribución no lineal que causa esfuerzos locales internos que se suman a los efectos descritos arriba.

Otra fuente de temperatura es el calor liberado por la hidratación del cemento durante el fraguado y curado del concreto, importante en secciones grandes en las que existe una baja disipación de calor. La acumulación del calor y el subsiguiente enfriamiento, pueden causar el agrietamiento del concreto y esfuerzos excesivos en el acero de refuerzo. Este problema principalmente se presenta en estructuras masivas tales como presas y zapatas de cimentación, así como en vigas y diafragmas de puentes grandes.

El análisis completo de estructuras de concreto por temperatura es muy complejo. Los esfuerzos inducidos por los cambios de temperatura dependen de la fluencia y de las propiedades mecánicas del material (módulo de elasticidad, resistencia a la tensión y coeficiente de expansión térmica). Estas propiedades dependen de la edad del concreto. Las propiedades mecánicas del material, la fluencia, la contracción y la edad del concreto dependen a su vez de la variación de la temperatura durante el tiempo.

La Fig.(1) muestra las principales variables que deben tomarse en cuenta en un análisis completo. En esa figura se incluyen tres fuentes de calor: calor ambiental, calor de hidratación y calor funcional. En este último la estructura se calienta o enfría como consecuencia de que su principal función es la de contener líquidos o gases, calientes o fríos.

Cuando la fuente predominante es el calor ambiental, la Fig.(1) puede simplificarse y el procedimiento reducirse a los pasos secuenciales independientes en la ruta central de la figura.

La respuesta de un puente a la temperatura ambiental depende de muchos factores, como se indica en la Fig.(2). Además de la radiación solar influyen la temperatura ambiente, la velocidad del viento, los materiales, las características de la superficie y la forma de la sección.

El diseño puede dividirse en tres fases:

Primera.- Definición de la distribución de temperaturas para diseño con base en las características ambientales locales (variación de la radiación solar, temperatura ambiente, velocidad del viento).

Segunda.- Cálculo de los esfuerzos inducidos en la estructura del puente por las temperaturas de diseño.

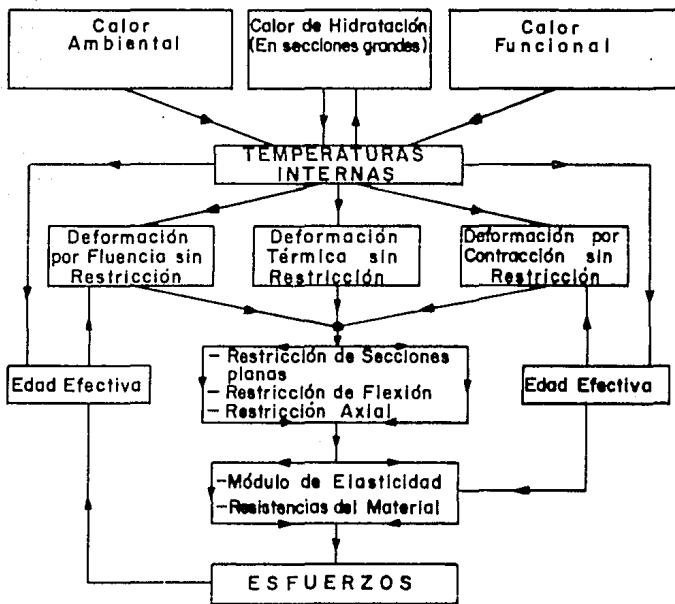


Fig. 1. Influencia de la carga térmica en los esfuerzos en puentes de concreto

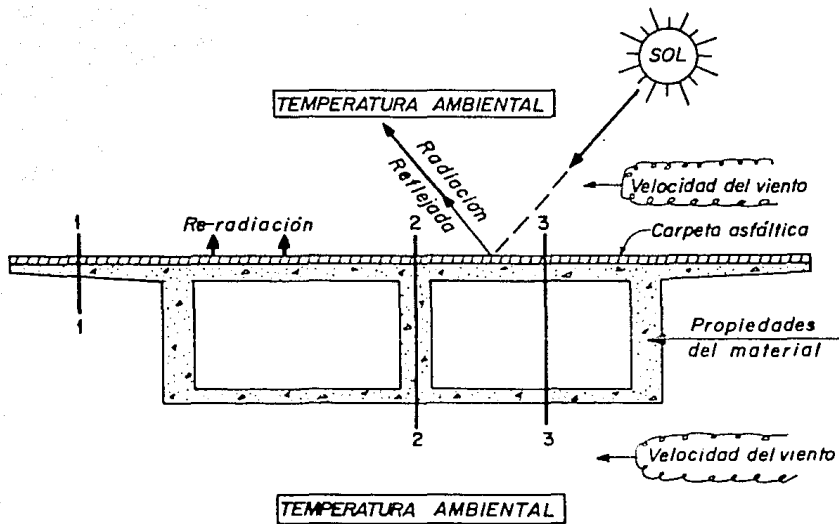


Fig.2. Factores que afectan la respuesta térmica de un puente de concreto

Tercero.- Evaluación de la importancia de los esfuerzos inducidos por temperatura en las condiciones de servicio y de resistencia último.

2.2 Distribución de temperaturas de diseño

Generalmente, las distribuciones para diseño se especifican en los reglamentos de construcción para diseño de puentes.

Raras veces será necesario que el proyectista realice un análisis para determinar la distribución de temperaturas para diseño. Esto puede requerirse cuando los datos de diseño no hayan sido especificados con anterioridad o cuando la sección del puente sea tan rara que las distribuciones calculadas sean de aplicación dudosa.

En la Fig. (3) se presentan las distribuciones de temperaturas especificadas para el diseño de puentes comunes en los E.U., en el Reino Unido y en Nueva Zelanda. Es sorprendente la marcada diferencia entre la distribución propuesta en E.U. (Fig. 3a) y la adoptada en Nueva Zelanda (Fig. 3c) ya que ambos países se ubican en rangos similares de latitud.

La distribución de diseño de Nueva Zelanda se desarrolló mediante un estudio paramétrico por computadora que tomó en cuenta la velocidad del viento, la temperatura ambiente, el espesor de la carpeta asfáltica y la absorbencia superficial de la radiación

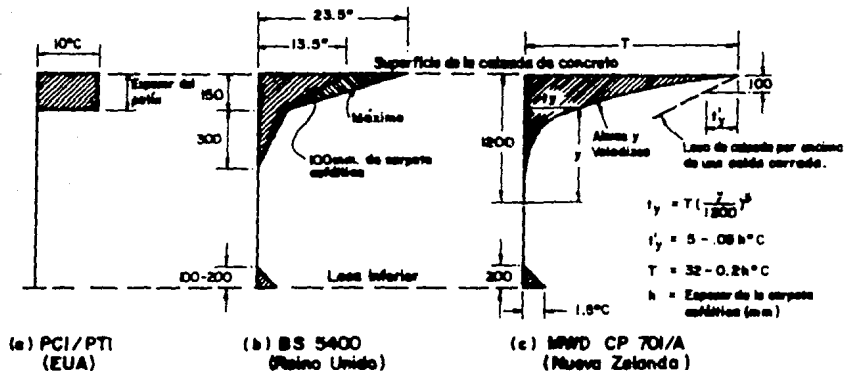


Fig. 3. Distribuciones de temperaturas para diseño de puentes de concreto

solar. Se encontró que las condiciones críticas ocurren en días con una alta radiación solar, y una velocidad bajo del viento. - La colocación de una carpeta asfáltica por encima de la calzada - de concreto produce un efecto de aislamiento térmico, ya que una parte de la energía solar aportada se destina a aumentar la temperatura de la carpeta antes de que el puente sea afectado. La consecuencia, pueda esperarse que al aumentar el espesor de la carpeta se reduzca el efecto térmico.

Los análisis indicaron que las condiciones térmicas críticas podían representarse para fines de diseño con la distribución simple que se muestra en la Fig. (3c). La distribución tiene dos componentes principales: Un decremento a la quinta potencia de temperatura a partir de la temperatura máxima T (cuyo valor depende del espesor de la carpeta asfáltica) que ocurre en la superficie de la calzada, hasta una profundidad de 1200 mm. inferiores de la sección. Para superestructuras con peralte inferior a 1400 mm., estas dos componentes se traslapan. Para losas de calzada que estén encima de una celda cerrada con aire, se considera la distribución diferente que se muestra con líneas punteadas en la Fig (3c), con el objeto de tomar en cuenta el efecto aislante de la cámara de aire.

La distribución de diseño de la Fig. (3c), se basa en la premisa de que los efectos térmicos críticos en puentes de concreto - son los esfuerzos de tensión producidos por temperatura en la losa inferior de puentes continuos. La distribución crítica es por

lo tanto el perfil térmico que maximiza los esfuerzos de tensión en la losa inferior y no necesariamente la que presenta los diferenciales máximos por temperatura en la sección.

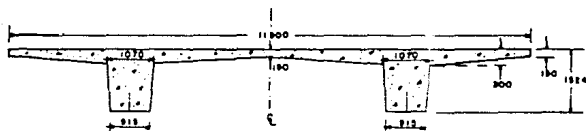
En la Fig. (4) se muestra la influencia del viento, de la variación de la temperatura ambiental, del espesor de la carpeta asfáltica y de la absorbencia superficial de la radiación solar, en la respuesta térmica de una viga continua de sección doble T. Se observa que un incremento en la velocidad del viento de 0 a 16 m/seg. (Fig. 4a) disminuye notoriamente el gradiente térmico de diseño y los niveles de esfuerzo. El efecto de aumentar el rango de fluctuación de la temperatura ambiental diaria (Fig. 4b) es más complejo, ya que aumentan los esfuerzos de tensión en el alma, pero disminuyen en la losa inferior. Si se aumenta el espesor de la carpeta asfáltica disminuye la respuesta térmica. La Fig. (4c) indica que la temperatura y los esfuerzos disminuyen en 30 % al colocar encima de la losa una carpeta de 50 mm. La absorbencia superficial de la radiación solar (Fig. 4d) que correlaciona la cantidad de energía solar absorbida con la radiación normal total incidente, depende del color de la superficie y es significativa en losas sin ninguna protección. El concreto fresco de color gris claro tiene una absorbencia de aproximadamente 0.6 y como indica la Fig. (4d) estará sujeto a menores esfuerzos térmicos que el concreto viejo, que tiene una alta absorbencia como consecuencia de haberse oscurecido por la acción de las llantas, los aceites de motor y el envejecimiento.

Las tendencias mostradas en la Fig. (4) pueden utilizarse para modificar los perfiles de la Fig (3c), en aquellos lugares en los que los valores básicos difieren de los adoptados al prepararse la Fig. (3c), (velocidad del viento de 1.5 m/seg, variación de la temperatura ambiente de 10° C y absorbercia superficial de 0.9).

2.3. Análisis de esfuerzos de secciones no agrietadas

Con la distribución de temperaturas especificadas, los esfuerzos de temperatura se pueden calcular por la aplicación directa de los principios de mecánica estructural, aplicando las siguientes suposiciones:

- I) Las propiedades del material son independientes de la temperatura.
- II) El comportamiento es homogéneo e isotrópico. En consecuencia, los esfuerzos de temperatura son independientes de los esfuerzos o deformaciones impuestas por otras cargas y es aplicable el principio de superposición. Aunque -- ésta suposición es razonable para puentes con presfuerzo total, debe modificarse para tomar en cuenta la influencia del agrietamiento en estructuras con presfuerzo parcial o con refuerzo convencional.
- III) Las secciones inicialmente planas permanecen planas después de la acción térmica.



Sección Transversal Dimensiones en mm.

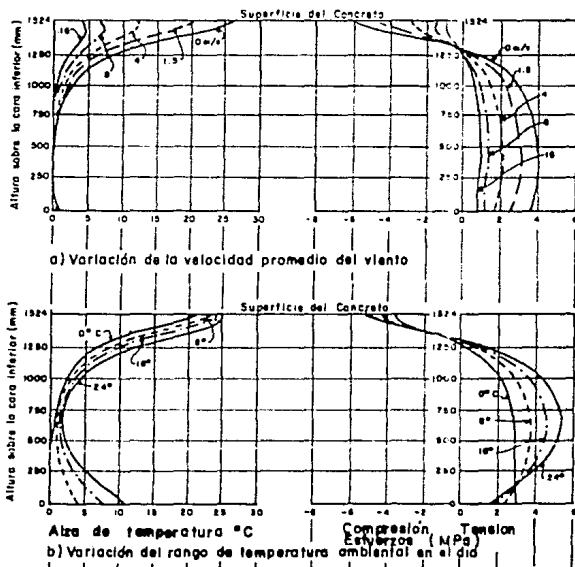


Fig. 4. Influencia de algunas variables en la temperatura y en los esfuerzos térmicos de un puente continuo de sección doble T.

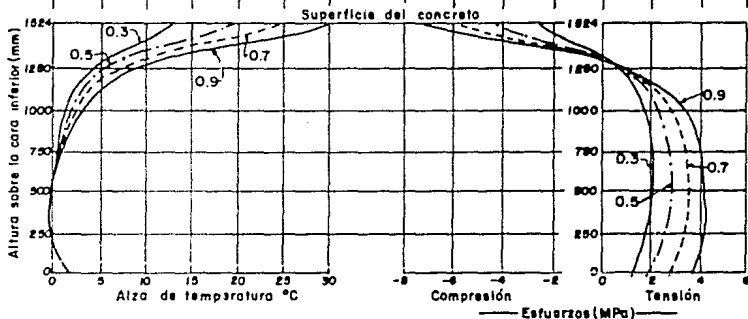
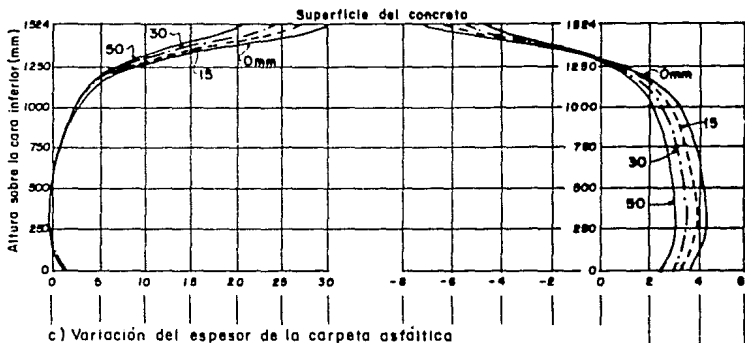


Fig. 4. (Continuación)

- IV) puede definirse una distribución de temperatura a lo largo de la estructura para la cual son nulos los esfuerzos por temperatura.

Los esfuerzos por temperatura no se generan directamente por los cambios de temperatura sino por las restricciones a las expansiones y contracciones inducidas térmicamente. El principio de los esfuerzos inducidos térmicamente queda ilustrado en su forma más simple en la figura (5), donde una viga prismática de longitud L , empotrada en ambos extremos, queda sujeta a un incremento uniforme de temperatura. Si la viga está en libertad de expandirse el aumento de longitud debido a θ será :

$$\Delta L = \alpha \theta L \quad (1)$$

donde α es el coeficiente de expansión térmica lineal. Si esta deformación está en libertad de ocurrir, no habrá esfuerzos por temperatura. Sin embargo puesto que esta expansión está impedida por los apoyos rígidos, se generan fuerzas C de compresión que generan una contracción ΔL igual y contraria. Es decir que al remover la expansión incompatible ΔL se genera una deformación unitaria de compresión que vale :

$$\epsilon_c = \frac{\Delta L}{L} = \alpha \theta \quad (2)$$

y por lo tanto un esfuerzo de compresión :

$$\sigma_c = E \alpha \theta \quad (3)$$

si el área de la sección es A , la fuerza de compresión C vale :

$$C = E A \alpha \theta \quad (4)$$

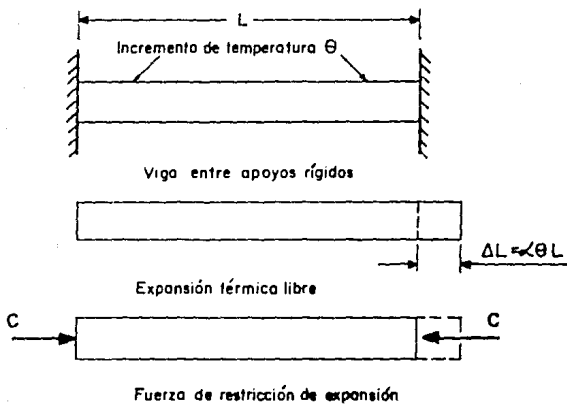


Fig. 5 . Incremento uniforme de temperatura en una viga prismática.

Se observa que la restricción de un incremento de temperatura induce esfuerzos de compresión e inversamente la restricción con un decremento de temperatura induce esfuerzos de tensión.

Se harán suposiciones adicionales para facilitar el análisis:

V) La temperatura varía con la profundidad, pero es constante para todos los puntos de igual elevación.

VI) La respuesta transversal y longitudinal del puente se pueden considerar independientemente y superponer los resultados. Esto es, los campos de esfuerzos térmicos longitudinal y transversal se suponen uniaxiales, sin interacción.

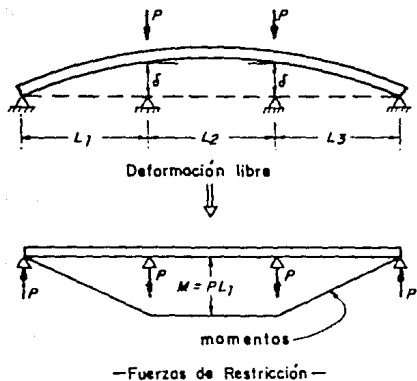
2.3.1. Esfuerzos térmicos longitudinales

Es conveniente separar la respuesta térmica longitudinal en dos componentes y superponer los resultados. Primero, la estructura por analizar se convierte en estáticamente determinada removiendo un número suficiente de redundancias internas y se calculan los esfuerzos debidos a la no-linealidad del perfil de temperaturas. Estos esfuerzos se conocen generalmente como esfuerzos primarios de temperatura. Las deformaciones incompatibles que se inducen en los sitios de ubicación de las redundancias eliminadas, se remueven ahora aplicando las fuerzas apropiadas. Los esfuerzos inducidos por el restablecimiento de la compatibilidad se conocen como esfuerzos secundarios de temperatura. Por el principio de superposición, el estado total de esfuerzos es la suma de los esfuerzos-

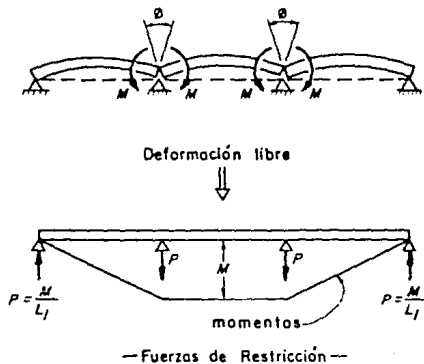
primarios y secundarios.

La Fig. (6) muestra este proceso para un puente de tres claros en el que el calentamiento de la losa produce en la superestructura una tendencia a combarse hacia arriba. Se muestran dos métodos posibles para eliminar la redundancia. En la Fig. (6a) se liberan las deformaciones verticales de los apoyos intermedios, lo que permite que el puente trabaje en un solo claro de estribo a estribo. Se calculan enseguida los esfuerzos térmicos primarios y las deflexiones correspondientes. Los desplazamientos verticales redundantes inducidos por los esfuerzos primarios se remueven aplicando reacciones verticales de compatibilidad en los apoyos intermedios y se calculan los esfuerzos térmicos secundarios correspondientes a los momentos resultantes que así se inducen. Un método alternativo de mayor utilidad, que se ilustra en la Fig. (6b), consiste en liberar los giros en los extremos de cada claro y en imponer momentos de continuidad M para eliminar las rotaciones de distorsión que se inducen en cada apoyo intermedio por los esfuerzos primarios.

Esfuerzos primarios de temperatura : Considérese la sección que aparece en corte en la fig. (7) sujeta a cambios de temperatura a partir de un perfil de referencia libre de esfuerzos térmicos. Aún cuando la sección corresponde a una viga cajón, el método es general y aplicable a todo tipo de secciones. Inicialmente se supondrá que todos los puntos de elevación constante "y" tienen el mismo cambio de temperatura $\theta(y)$. Para --



(a) LIBERACION DE DEFLEXIONES INTERNAS



(b) LIBERACION DE GIROS INTERNOS

Fig. 6. Fuerzas térmicas de continuidad por eliminación de las redundancias internas.

una expansión totalmente sin restricciones en todas las elevaciones, el perfil de deformaciones libres será :

$$\epsilon_f = \alpha \theta_{(y)} \quad (5)$$

donde α es el coeficiente de expansión térmica lineal del concreto. Puesto que las secciones inicialmente planas permanecen planas, el perfil final de deformaciones $\epsilon(y)$ que se muestra sombreada en la Fig. (7) debe ser lineal. La diferencia entre la deformación sin restricciones $\alpha \theta_{(y)}$ y la deformación final $\epsilon(y)$ que se muestra sombreada en la Fig. (7), implica esfuerzos de restricción igual a :

$$f_p(y) = E_c (\epsilon_f - \alpha \theta_{(y)}) \quad (6)$$

donde E_c es el módulo elástico del concreto.

La integración de la ecuación (6) sobre el peralte de la sección "d" da por resultado la fuerza axial :

$$F = E_c \int (\epsilon_f - \alpha \theta_{(y)}) b_{(y)} dy \quad (7)$$

donde $b_{(y)}$ es el ancho neto de la sección a la altura "y". - Igualmente, tomando momentos de la distribución de esfuerzos primarios $f_p(y)$, respecto al eje neutro NA en la elevación $y=n$ el momento interno inducido por $\theta(y)$ será;

$$M = E_c \int (\epsilon_f - \alpha \theta_{(y)}) b_{(y)} (y-n) dy \quad (8)$$

ahora como se muestra en la Fig. (7), la distribución lineal de deformaciones lineales puede expresarse como :

$$\epsilon(y) = \epsilon_0 + \psi y \quad (9)$$

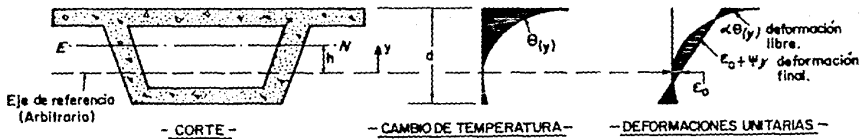


Fig. 7 Deformaciones primarias térmicas

donde ϵ_0 es la deformación final a la altura $y=0$ y ψ es la curvatura final de flexión. Puesto que no actúan fuerzas externas y la estructura se ha hecho estáticamente determinada por la remoción de suficientes redundancias internas, como se muestra en la Fig. (5), se deduce que las fuerzas y momentos implícitas en las ecuaciones (10) y (11) no se pueden desarrollar por lo tanto -- $P = M = 0$. Sustituyendo la ecuación (12) en (10) y (11), haciendo ambas igual a cero y considerando que:

$$\int y u_{(y)} dy = n A \quad (10)$$

y

$$\int y^2 u_{(y)} dy = I + n^2 A \quad (11)$$

se obtienen las siguientes ecuaciones :

$$\psi = \frac{\alpha}{I} \int \theta_{(y)} u_{(y)} (y - n) dy \quad (12)$$

y

$$\epsilon_0 = \frac{\alpha}{A} \int \theta_{(y)} u_{(y)} dy - n\psi \quad (13)$$

donde n es el área de la sección y I es el momento de inercia de la sección en torno al eje neutro. Los esfuerzos primarios dados por la ecuación (5.6) pueden calcularse como :

$$f_{Ry} = E\epsilon(\epsilon_0 + \psi y - \alpha\theta_{(y)}) \quad (14)$$

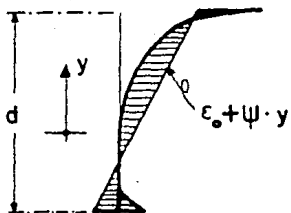
Esfuerzos secundarios de temperatura : Para vigas continuas la curvatura que resulta de la respuesta térmica está parcialmente restringida por los apoyos intermedios, lo que induce esfuerzos térmicos secundarios. La Fig.(8) muestra el método de análisis para calcular los momentos de continuidad que resultan de esta restricción para una viga de tres claros, usando el método de las redundancias al giro mostrado en la Fig.(6b). En primer lugar, "se corta" la viga en cada apoyo intermedio y se le permite compararse hacia arriba o hacia abajo con la curvatura térmica ψ dada por la ecuación (12). Se aplican entonces momentos de restricción M en el extremo de cada claro para eliminar los giros incompatibles. Para vigas prismáticas se requieren en cada claro los siguientes momentos de empotramiento :

$$M = - E_c \cdot I \cdot \psi \quad (15)$$

La etapa final del análisis es liberar los momentos de restricción extremos, si este es adecuado, y calcular los momentos finales M' mediante una distribución de momentos o un método similar para obtener un diagrama de momentos de la forma que se muestra al pie de la Fig.(8). Los esfuerzos producidos por M' serán :

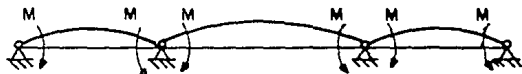
$$f_s(y) = \frac{M' (y - n)}{I} \quad (16)$$

donde y se mide a partir del eje de referencia arbitrario que se muestra en la Fig.(7). Los esfuerzos totales de temperatura debidos al gradiente térmico vertical son los esfuerzos combinados debidos a la distribución no lineal de la temperatura según



Deformaciones primarias

Momento de restricción $M = EI \psi$



Puente de 3 claros: Restricción para combarse hacia arriba



Momentos distribuidos

$$M' \approx 1.17 M$$

Fig. 8. Momentos de continuidad por cargas térmicas.

la ecuación (14) y los esfuerzos de continuidad de la ecuación (19). Esto es,

$$r_t(y) = E_c (\epsilon_0 + \psi y - \alpha \theta(y)) + \frac{M' (y - n)}{I} \quad (17)$$

La Fig.(9) ilustra este procedimiento, y muestra la forma típica de las distribuciones de los esfuerzos térmicos primarios secundarios y totales.

En la fig. (10) se resume un ejemplo típico de la respuesta térmica longitudinal. El puente de concreto presforzado de vigas y losas queda sujeto a un incremento de temperatura que se distribuye verticalmente y que disminuye con una curva de quinta potencia desde un nivel máximo de 30°C al nivel de la calzada hasta un valor cero a una profundidad de 1.2 m.

Este perfil es una versión simplificada del perfil de la Fig. (3c). Las propiedades del material se consideran $\alpha = 10^{-5}/^{\circ}\text{C}$, $E_c = 30 \text{ GPa}$. Debido a la repetición de elementos en esta sección es suficiente considerar el área sombreada de la Fig. (10b). - Para esta área las propiedades de la sección son : $A = 1.12 \text{ m}^2$, $I = 0.2319 \text{ m}^4$ y $n = 0.752$ sobre el eje de referencia, que por simplicidad de cálculo se toma en la base del perfil de temperatura. Con esta referencia el aumento de temperatura es :

$$\text{Para } y \leq 0 \quad \theta(y) = 0$$

$$\text{Para } 0 < y \leq 1.2 \text{ m.} \quad \theta(y) = \frac{30 y^5}{1.2^5} = 12.06 y^5 \text{ } ^{\circ}\text{C}$$

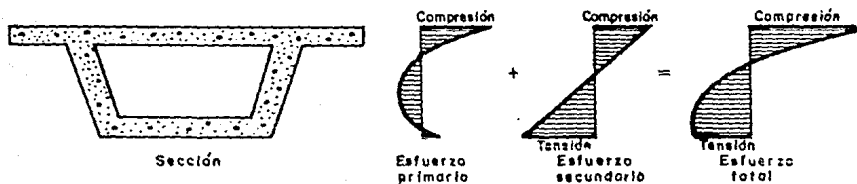


Fig. 9. Distribución de esfuerzos térmicos para una viga continua de sección cajón.

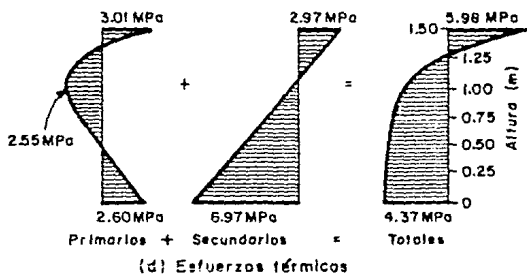
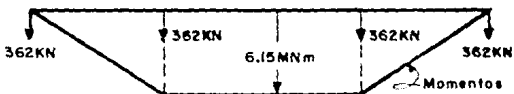
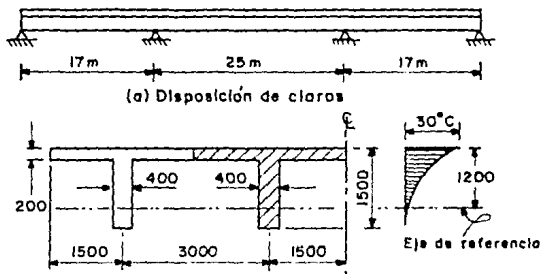


Fig.10 Respuesta térmica de un puente de losa nervada

Sustituyendo esta distribución de temperaturas y las propiedades de la sección indicados arriba en las ecuaciones (12), (13) se obtienen la curvatura ψ y la deformación ϵ_0 a la altura $y=0$, siguientes:

$$\psi = 19.1 \times 10^{-5} \text{ m}^{-1} \qquad \epsilon_0 = -2.95 \times 10^{-5} \text{ m/m}$$

En consecuencia los esfuerzos térmicos son:

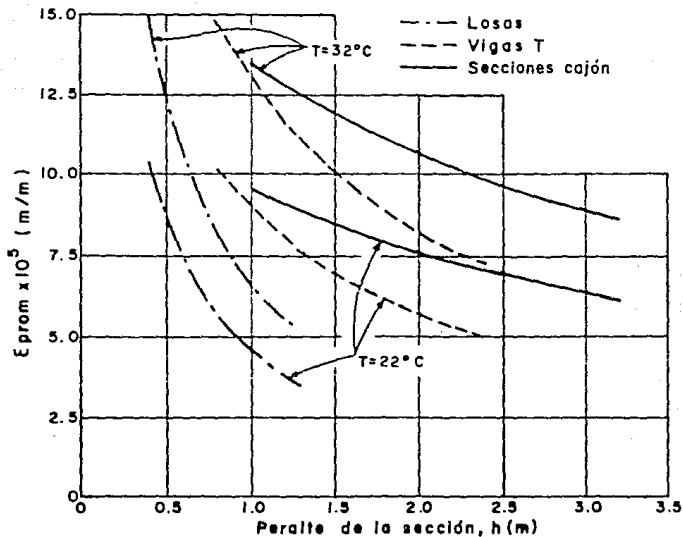
$$f_p(y) = 0.3(-2.95 + 19.1y - \theta(y)) \text{ MPa}$$

El momento para restringir la curvatura interna será:

$$M = Ec I \psi = 30 \times 10^{-9} \times 0.2319 \times 19.1 \times 10^{-5} \text{ Nm} = 1.33 \text{ MNm}$$

Distribuyendo los momentos externos de desequilibrio y multiplicando por 4, los momentos flexionantes finales para la sección transversal completa son los mostrados en la Fig. (10c). -- Los esfuerzos térmicos primarios, secundarios y totales resultantes se incluyen en la Fig. (10d). Obsérvese que la magnitud -- final de los esfuerzos térmicos en el lecho inferior, de 4.37 MPa, es similar a lo esperado para la carga viva máxima.

Análisis aproximado de esfuerzos longitudinales : El cálculo de los esfuerzos térmicos primarios puede ser tedioso, especialmente cuando se trata de secciones de forma complicada, por lo que las ayudas de diseño resultan muy útiles. En la Fig.(11) se resumen los resultados de los cálculos de la curvatura térmica ψ , y de la deformación térmica en el eje neutro de la sección ϵ_{NA} inducida por la distribución de temperatura que se muestra en la Fig. (3c), para el caso de una losa típica, una viga "T" y vigas de sección cajón de peralte variable. La ----



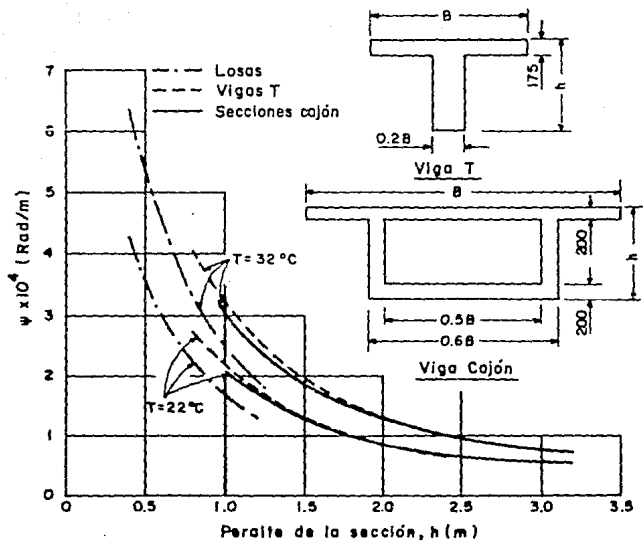
(b) Deformación no restringida en el eje neutro, ϵ_{prom}

Fig. II . Respuesta térmica no restringida de diferentes secciones a la distribución de temperaturas – para diseño de la Fig. 5c.

viga "T" y la sección cajón tienen las dimensiones y proporciones que se incluyen en la Fig. (11) para efectos de análisis. --

Aún cuando la viga cajón está representada por un cajón de una sola celda, para un cajón de celdas múltiples se obtienen los mismos resultados si el ancho total de las almas es el 10% de la calzada y el ancho de la losa inferior es el 60% del ancho de la losa superior. Se consideraron dos casos: una temperatura de $T = 32^{\circ}\text{C}$ en la superficie de la calzada que corresponde a una losa sin recubrimiento y una temperatura de $T = 21^{\circ}\text{C}$ en la misma superficie, que corresponde a una losa con una carpeta asfáltica de 50 mm. de espesor. Los valores para otros espesores de carpeta asfáltica pueden calcularse interpolando o extrapolando entre estos dos grupos de valores. En la elaboración de la Fig. (11), se ha supuesto un coeficiente $\alpha = 10^{-5}/^{\circ}\text{C}$. Los resultados para un coeficiente diferente de concreto pueden obtenerse por proporción directa.

Se observará que las variaciones de la curvatura con la forma de la sección no son especialmente pronunciadas. En consecuencia, la fig. (11a) puede usarse para vigas "T" o secciones cajón de proporciones diferentes a las supuestas, lo que dará errores pequeños. La variación de la deformación en el eje neutro con el tipo de sección es más pronunciada, lo que se debe principalmente a el cambio de posición del eje neutro para secciones diferentes del mismo peralte.



(a) Curvatura térmica no restringida, ψ
 Fig. 11 (a)

Las curvas de la Fig. (11) son suficientemente aproxima--
das para predecir la respuesta térmica longitudinal en dise--
ños preliminares y en muchos casos serán suficientes con pro--
pósitos de diseño final.

2.3.2 Variación transversal de temperatura : En algunos ca -
sos puede ocurrir una variación transversal de temperatura co
mo resultado de que la radiación solar caliente sólo uno de -
los lados del puente o como consecuencia de la forma de la -
sección.

En esos casos, las ecuaciones (12) a (14) pueden generalizar
se considerando que la temperatura en la sección varía trans-
versalmente (en la dirección X , fig. 7) y verticalmente.

En tal caso la temperatura puede expresarse como $\theta(x, y)$
y las expresiones se modifican como sigue :

$$\psi = \frac{\alpha}{I} \iint \theta(x, y) (y-n) dx dy \quad (18)$$

$$\epsilon_0 = \frac{\alpha}{h} \iint \theta(x, y) dx dy - n \psi \quad (19)$$

y

$$f_p(x, y) = E_c (\epsilon_0 + \psi y - \alpha \theta(x, y)) \quad (20)$$

Los esfuerzos térmicos secundarios dependerán del valor -
de ψ que da la ecuación (18) y pueden calcularse por los métodos
presentados anteriormente.

Esfuerzos térmicos transversales

El caso típico de una sección viga cajón puede utilizarse para ilustrar la producción de esfuerzos transversales " desacoplados " de los esfuerzos longitudinales.

Considérese un puente de sección cajón de una sola celde - preforzada transversalmente. Bajo una distribución vertical de la temperatura, la losa de la calzada estará sujeta a una vg riación por temperatura mayor que la losa inferior. Si la losa de calzada es relativamente delgada (damos menos de 250 mm de espesor), es razonable suponer un gradiente de temperatura cons tante en su espesor.

Para analizar la respuesta transversal, se supone que la losa de la calzada se remueve del resto de la sección y puede - deformarse libremente. Como se muestra en la figura (12) la de- formación térmica sin restricciones de la losa calentada consi- tirá de dos componentes: Un incremento promedio de la longitud transversal igual a :

$$\Delta = bc\alpha(\theta_1 + \theta_2) / 2 \quad (21)$$

y una curvatura hacia arriba de

$$\gamma = \alpha(\theta_1 - \theta_2) / h_s \quad (22)$$

donde θ_1 y θ_2 son el aumento de temperatura en las caras supe- rior e inferior de la losa de la calzada respecto a la losa infe- rior, bc es la distancia entre los ejes de las almas y h_s es el espesor de la losa de la calzada.

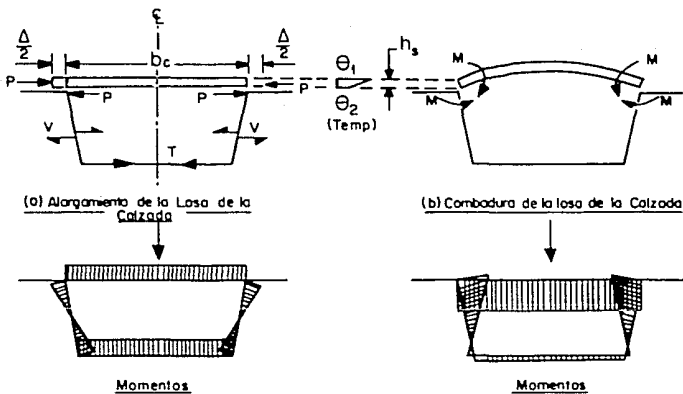


Fig.12. Momentos transversales en una sección cajón causados por la restricción a las distorsiones de la losa de la calzada debidas a la temperatura.

En este estado " libre ", no se inducen esfuerzos térmicos, puesto que la distribución de temperaturas es lineal. Sin embargo, se inducen esfuerzos térmicos secundarios por las restricciones al alargamiento de la losa de la calzada y a su combadura hacia arriba. El alargamiento puede tratarse como un problema de desajuste inicial como se ve en la fig. (12a): la compresión P inducida en la losa de la calzada -- debe ser igual a la tensión T en la losa inferior así como al cortante V en las almas, la suma de la deformación axial de las losas superior e inferior más la deformación por flexión y por cortante de las almas debe ser igual al alargamiento inicial libre de la losa superior. Los esfuerzos inducidos por la restricción a la combadura, fig. (12b), pueden analizarse calculando los momentos requeridos para impedir totalmente el giro de las uniones alma-losa de la calzada y luego distribuyéndolos alrededor de la sección. Los esfuerzos transversales totales son la suma de los resultantes en los dos componentes.

2.4 Análisis de esfuerzos en secciones agrietadas

La teoría desarrollada en el capítulo 2.3 se basa en la suposición de que el material es homogéneo, isotrópico y elástico, lineal. De esta manera puede considerarse que es aplicable a secciones con presfuerzo total. Sin embargo, puesto que los esfuerzos térmicos en estructuras estáticamente indeterminadas se deben principalmente a momentos flexionantes -- que son funciones de E , I y ψ , cualquier agrietamiento del concreto que produzca una reducción del momento de inercia de

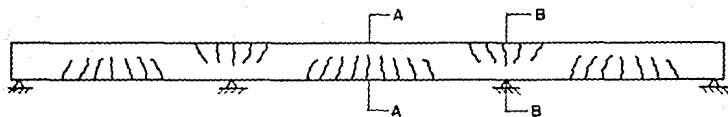
la sección, tendrá una influencia significativa en la reducción de los momentos térmicos. Por lo tanto, es conveniente considerar una modificación de la teoría expuesta en el capítulo 2.3. para hacerla aplicable a puentes con refuerzo convencional y a puentes parcialmente presforzados, los que presumiblemente se agrietarán bajo cargas de diseño.

2.4.1 Puentes de concreto reforzado

Considérese un puente de concreto reforzado que presente zonas extensas de agrietamiento bajo cargas normales de servicio. Se adoptan las hipótesis siguientes :

- I) Los esfuerzos en el concreto y en el acero permanecen en el rango elástico.
- II) El concreto no agrietado puede resistir esfuerzos de tensión tan altos como el módulo de ruptura.
- III) Las secciones planas permanecen planas bajo la carga térmica.

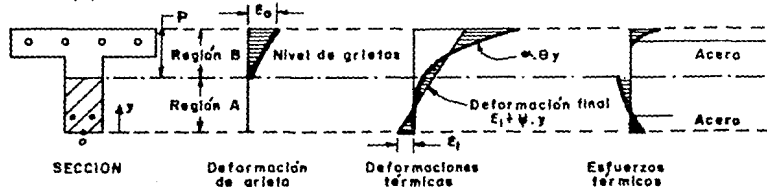
La fig. (13a) muestra la distribución típica de grietas causadas por carga muerta y viva en un puente de tres claros. La sección mostrada corresponde a la cuarta parte de un puente típico de losa nervada.



(a) PATRON TÍPICO DE GRIETAS BAJO CARGAS DE SERVICIO



(b) RESPUESTA DE LA SECCION A-A



(c) RESPUESTA DE LA SECCION B-B

Fig.13 Esfuerzos térmicos primarios en un puente de concreto reforzado, agrietado.

Esfuerzos térmicos primarios : Se utiliza el mismo enfoque adoptado en el capítulo 2.3.1. para secciones no agrietadas. La estructura se convierte en estáticamente determinada removiendo redundancias internas y se calculan los esfuerzos que resultan de la distribución no lineal de la temperatura. Las figuras (13b) y (13c) resumen el criterio para secciones en el centro del claro y en el apoyo respectivamente. La penetración p de la grieta se calcula con base en el nivel actual de carga viva y muertas aplicadas, y en la anterior historia de la carga. Se calcula una deformación equivalente promedio por la grieta ϵ_0 , en la fibra extrema de tensión,

$$\epsilon_0 = \frac{(M_D + M_L) \bar{y}}{I_T \epsilon_c} \quad (23)$$

donde M_D = momento por carga muerta, M_L = momento por carga viva, \bar{y} = distancia del eje neutro a la fibra extrema a tensión e I_T = momento de inercia de la sección transformada en puro concreto, de la sección agrietada. Se supone una distribución lineal de la deformación equivalente a la grieta en función de la distancia a partir de la raíz de la grieta.

Como en el caso de la sección no agrietada, los esfuerzos térmicos se producen por la diferencia entre la deformación térmica libre $\alpha \Delta T(y)$ y la distribución final lineal de deformaciones $\epsilon_1 + \psi y$.

La distribución de esfuerzos térmicos en el concreto y en el acero puede obtenerse ahora sumando los dos diagramas de deformación. La distribución de esfuerzos es discontinua en la raíz de la grieta debido al agrietamiento, como se muestra en las figuras (13b) y (13c). En la región no agrietada de la sección (región A) pueden coportarse esfuerzos tan altos como f' .

No se pueden desarrollar esfuerzos de tensión en la región agrietada previamente (región B) pero se desarrollarán esfuerzos de compresión si la deformación por compresión térmica es mayor que la deformación efectiva por agrietamiento en este nivel. Por lo tanto, para la región B la deformación ϵ_c que induce esfuerzos en el concreto puede escribirse

$$\epsilon_c = \epsilon_1 + \psi y - \alpha t(y) - \epsilon_{cr}(y) \geq 0 \quad (24)$$

debiendo tomarse el valor cero si el resultado es una deformación de tensión. La deformación efectiva por la grieta en la ecuación (35) está dada por:

Sección A-A:

$$\epsilon_{cr}(y) = \epsilon_o \frac{(p-y)}{p} ; \quad 0 \leq y \leq p \quad (25a)$$

Sección B-B:

$$\epsilon_{cr}(y) = \epsilon_o \frac{(p+y-d)}{p} ; \quad (d-p) \leq y \leq d \quad (25b)$$

Para satisfacer el equilibrio bajo carga térmica se requiere que la fuerza axial P y el momento flexionante M generados por la distribución térmica en un sistema estáticamente determinado sean cero, ya que no se pueden desarrollar fuerzas externas que equilibren a P y M . En consecuencia, integrando en total la sección:

$$P = E_c \int^A (\epsilon_1 + \psi y - \alpha_c \theta_{(y)}) b_{(y)} dy + E_s \int^B \epsilon_{cb} b_{(y)} dy + E_s \sum_{i=1}^m (\epsilon_1 + \psi y_i - \alpha_s \theta_{i1}) A_{s_i} = 0 \quad (26)$$

$$M = E_c \int^A (\epsilon_1 + \psi y - \alpha_c \theta_{(y)}) b_{(y)} y dy + E_s \int^B \epsilon_{cb} b_{(y)} y dy + E_s \sum_{i=1}^m (\epsilon_1 + \psi y_i - \alpha_s \theta_{i1}) y_i A_{s_i} = 0 \quad (27)$$

donde m = número de lechos del acero de refuerzo, α_c, α_s = coeficientes de expansión térmica del concreto y del acero respectivamente, E_c, E_s = módulos de elasticidad del concreto y del acero respectivamente, y_i = altura del lecho i de refuerzo, el que tiene un área A_{s_i} , un cambio de temperatura θ_{i1} , y los integrales se extienden sobre las regiones "A" y "B", según se indica.

Las únicas variables independientes en las ecuaciones (26) y (27) son ϵ_1 y ψ por lo tanto hay una sola solución. Sin embargo, puesto que ϵ_c depende de los valores finales ϵ_1 y ψ no es posible encontrar la solución de manera directa y es necesario emplear una técnica iterativa. Obsérvese también que el esfuerzo máximo de tensión en el concreto de la región A no debe ser mayor que f'_t . En consecuencia, la penetración de las grietas puede incrementarse como resultado de la carga térmica, requiriéndose una iteración para calcular el valor final de P .

Esfuerzos térmicos secundarios : Para calcular los esfuerzos térmicos secundarios se calculan primero los momentos requeridos de restricción en los extremos de cada tramo, para impedir totalmente las rotaciones por temperatura y posteriormente se distribuyen los momentos de desequilibrio en los nudos para obtener los momentos finales por continuidad.

Considérese el tramo típico que se muestra en la fig. (14a) La variación del momento de inercia, la curvatura no restringida por temperatura y los desplazamientos por flexión del tramo se muestran en las figuras (14b), (14c) y (14d) respectivamente. Las rotaciones extremas ϕ_{VA} y ϕ_{VU} pueden calcularse integrando la expresión de la curvatura, utilizando el método del área de momentos, como se hizo en el capítulo 2.3.1 para ---

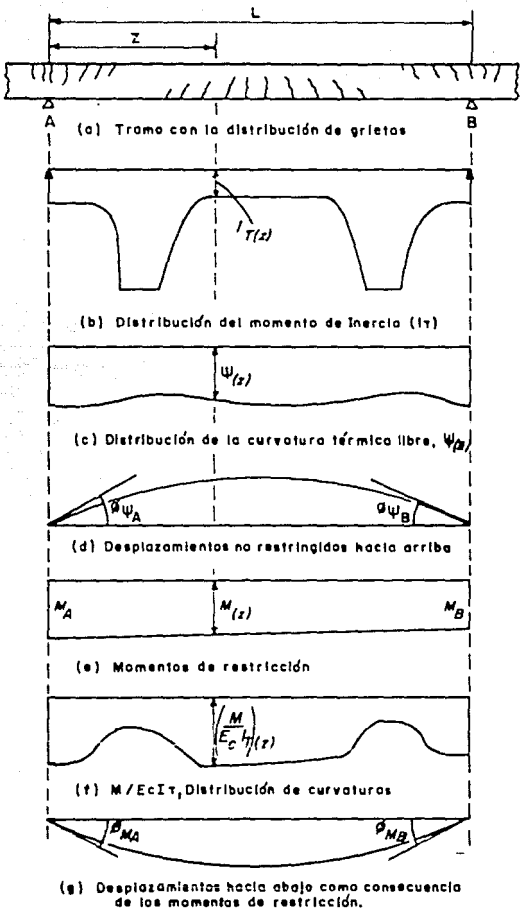


Fig. 14 Momentos térmicos secundarios para claros continuos de un puente de concreto reforzado.

puentes de sección variable. De este modo :

$$\beta \psi_A = \frac{1}{L} \int_0^L \psi(z) (L-z) dz \quad (28)$$

$$\beta \psi_B = \frac{1}{L} \int_0^L \psi(z) z dz \quad (29)$$

Para restringir estas rotaciones, se requerirán los momentos $M(z)$ de la fig. (21e) . La distribución de los momentos de restricción a lo largo del tramo, debe ser por supuesto, lineal.

Usando el método del área de momentos, se traza la gráfica $M(z)/Ec I(z)$ fig. (14f) y se calculan las rotaciones extremas inducidas por los momentos de empotramiento.

$$\beta_{M_A} = \frac{1}{LEc} \int_0^L \frac{M(z)}{I(z)} (L-z) dz \quad (30)$$

$$\beta_{M_B} = \frac{1}{LEc} \int_0^L \frac{M(z)}{I(z)} z dz \quad (31)$$

Para la restricción completa de las rotaciones extremas :

$$\beta_{M_A} = -\beta \psi_A \quad \text{y} \quad \beta_{M_B} = -\beta \psi_B$$

Por lo que es posible despejar a M_A y M_B y después de distribuir momentos en los nudos internos encontrar los momentos térmicos secundarios.

Los esfuerzos térmicos secundarios en una sección Z , -
serán entonces :

$$\text{Concreto : } f_{cy} = \frac{M_{(z)} (y - \bar{y})}{I_{(z)}} \quad (32)$$

$$\text{Acero : } f_{sy} = \frac{E_s M_{(z)} (y - \bar{y})}{L_c I_{(z)}} \quad (33)$$

donde f_{cy} y f_{sy} son los esfuerzos en el concreto y en el -
acero en una fibra a una altura "y" por encima del lecho infe
rior; \bar{y} es la altura del eje neutro por encima del lecho ine
ferior.

Esfuerzos térmicos totales : Los esfuerzos térmicos to-
tales, nuevamente se calculan sumando los esfuerzos prima--
rios y secundarios. Sin embargo, en vista de que los momentos
térmicos secundarios afectarán la penetración de grietas y -
las deformaciones efectivas por agrietamiento, influirán en -
los esfuerzos térmicos primarios y en las curvaturas no res--
tringidas por lo que se necesita un proceso de iteración adi-
cional hasta que finalmente se obtiene una solución compati--
ble

Método simplificado de diseño : Puede proponerse un método simplificado de diseño para puentes convencionales de concreto reforzado:

- (1) Los esfuerzos térmicos primarios pueden despreciarse. Los esfuerzos térmicos primarios en el refuerzo serán normalmente de compresión, por lo que en forma conservadora pueden despreciarse al calcular la tensión máxima de diseño en el refuerzo. Aún cuando la omisión de los esfuerzos térmicos primarios traerá como consecuencia una subestimación de los esfuerzos máximos superficiales de compresión, esto no es importante ya que los esfuerzos térmicos son inducidos por deformaciones y son por lo tanto, proporcionales al módulo de elasticidad tangente del concreto. Por lo tanto, los esfuerzos térmicos de compresión disminuirán si existe una tendencia a sobrecargar el concreto a compresión.
- 2) Las curvaturas térmicas libres pueden calcularse con base en la sección no agrietada.
- 3) Los momentos de continuidad térmica y los esfuerzos térmicos secundarios pueden calcularse a partir de la distribución de los momentos de inercia de la sección transformada, obtenida con la distribución esperada

del agrictamiento, bajo cargas de servicio.

Este método simplificado dará resultados con una aproximación del 10% respecto a la solución completamente teórica.

Debe observarse que este método simplificado será apropiado para el análisis transversal de puentes tales como los de sección cajón, en los que puede existir presfuerzo longitudinal pero que transversalmente están reforzados en forma convencional. Para relaciones típicas de refuerzo transversal, de 1 a 2 %, esto significara una reducción sustancial de los fuerzas transversales inducidos.

2.4. Puentes parcialmente presforzados:

Estudios analíticos y experimentales semejantes a los descritos arriba, han sido realizados para puentes parcialmente presforzados.

Sin embargo, parece que un método simplificado de diseño, similar al propuesto en el capítulo 2.4.1 para puentes de concreto reforzado convencionales, no puede adoptarse en este caso. El método simplificado para refuerzo convencional se basa en la observación de que las curvaturas térmicas no restringidas son casi independientes de la altura de penetración de la grieta. Desafortunadamente, una aproximación semejante no es válida para miembros parcialmente presforzados.

Por otra parte, la subdivisión de la longitud del puente en zonas agrietadas y no agrietadas no es posible hasta que se conoce la magnitud del momento térmico y la penetración de la grieta dependen más de la magnitud del momento total aplicado que en el caso de un puente con refuerzo convencional. Por lo tanto, es difícil calcular la distribución de rigidez a lo largo del puente, que deba emplearse en un método de diseño simplificado.

Los argumentos expuestos indican que es imposible desarrollar un método de aplicación general que incluya la influencia del agrietamiento en la respuesta térmica.

En muchas situaciones de proyecto, el prefuerzo parcial se adoptará solamente hasta el grado en que se permita el agrietamiento bajo carga viva completa más carga térmica, pero se prohíbe el agrietamiento para combinaciones de carga menos severas (por ejemplo, bajo carga muerta más viva). En esas circunstancias, la reducción de momentos térmicos como resultado del agrietamiento será generalmente menor que 10 a 15 % y es improbable que sea significativa al compararse con las incertidumbres que se tienen en las propiedades del material tales como E y α que afectan directamente al momento térmico.

Por lo tanto se recomienda que los puentes diseñados para agrietarse en combinaciones que incluyan la temperatura, pero que no se agrietarán para combinaciones de carga menos severas, se calculen de manera que los momentos térmicos sean los resultantes de aplicar las rigideces y curvaturas adecuadas para secciones no agrietadas. Los esfuerzos térmicos resultantes de la no linealidad del perfil de temperaturas (esfuerzos térmicos primarios) pueden de una manera conservadora, despreciarse.

2.5 Influencia de la carga térmica ambiental en el estado límite último

Existe entre los proyectistas la tendencia a considerar los efectos térmicos en los puentes en función de fuerzas o momentos equivalentes, aún cuando esto resulte aceptable para cargas de servicio, puede conducir a un concepto equivocado de la importancia de la carga térmica en el comportamiento último. Por ejemplo, la fig. (15) muestra la importancia de la carga térmica tanto en el nivel de servicio como en el de cargas últimas.

Para cargas de servicio, el efecto total se encuentre sumando la deformación térmica T a la deformación inducida por la carga muerta más la carga viva. La fuerza térmica equivalente será entonces la diferencia de ordenadas entre las dos líneas horizontales superiores que limitan las zonas sombreadas de la

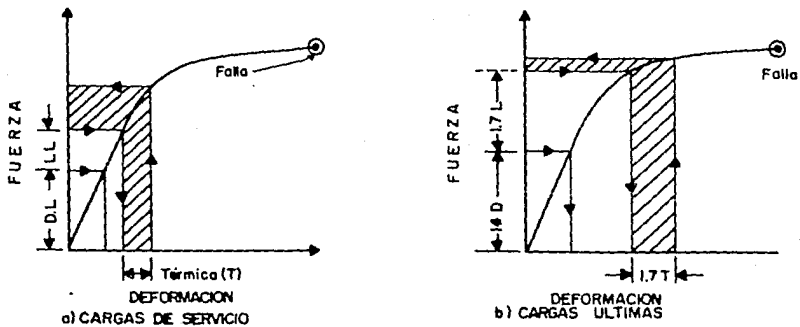


Fig.15. Influencia de la carga térmica en la capacidad última.

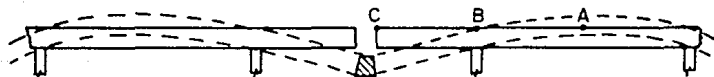
figure (15a).— Para condiciones últimas se aplica el mismo criterio. Esto es, la deformación térmica factorizada ($1.7 T$) se suma a la deformación inducida por las cargas de servicio factorizadas ($1.4D + 1.7L$). La fuerza térmica equivalente de nuevo es la diferencia de ordenadas entre las dos líneas horizontales superiores que limitan la zona sombreada de la figura (15b). Se observa que esta fuerza tiene ahora menos importancia que para cargas de servicio, debido a la no linealidad de la curva fuerza-deformación. Cuando esta curva presenta una rama horizontal antes de la falla, la fuerza térmica última será cero y su única importancia en el comportamiento último es una pequeña reducción de la ductilidad y de la capacidad de redistribución. Obsérvese que si se factorizará la fuerza térmica equivalente en vez de la deformación de las cargas de servicio en la figura (15a), se vaticinaría erróneamente una falla para la combinación de cargas últimas.

En todos los casos prácticos, la carga térmica ambiental puede por lo tanto despreciarse en los cálculos de esfuerzo último sin incurrir en un error significativo.

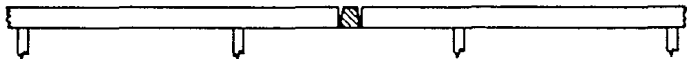
2.6 Deflexiones por temperatura ambiental

En general, las deflexiones inducidas por la temperatura - tienen poca probabilidad de ser significativas. Sin embargo en la construcción de dovelas en voladizo que se autoportan --- pueden tenerse deflexiones grandes debidas a la flexión térmica. En consecuencia, pueden tenerse dos efectos adversos: Durante la construcción por dovelas es práctica normal verificar las -- deflexiones después de cada colado para compensar en el siguiente colado los errores que aparecieran respecto al perfil vertical requerido. Es claro que estas correcciones no deben basarse en deflexiones resultantes de una respuesta térmica transitoria. Un segundo efecto puede ser la fijación de deformaciones inaceptables por su alta magnitud en el momento del colado de - cierre.

En la fig. (16a), el colado de cierre ha sido realizado -- con un gradiente térmico alto actuando sobre el puente, lo que ha producido los desplazamientos, de flexión hacia arriba que - se muestran. Si el concreto alcanza su endurecimiento inicial con el gradiente actuando todavía sobre el puente, ocurrirá un agrietamiento de la superficie de la calzada durante la noche - cuando ese gradiente desaparezca, como se muestra en la fig. -- (16a). Cuando se aplique presfuerzo de continuidad al colado - de cierre, se cerraran los grietas, introduciendo nuevamente -- las deflexiones que existían cuando se colo el tramo de cierre.



(a) Flexión térmica durante el colado de cierre



(b) Agrietamiento al desaparecer el gradiente

Fig. 16. Respuesta térmica durante una construcción por dovelas en voladizo.

En este caso las deformaciones locales durante el colado de cig rre pudieron haber sido altas y los esfuerzos quedarán fijados. Sin embargo, puesto que dichos esfuerzos quedarón sujetos a la relajación por fluencia en general no serán significativos.

Los efectos de la radiación solar pueden reducirse sustancialmente cubriendo la calzada con una lona húmeda y permitiendo que la evaporación enfríe la superficie. Alternativamente, la superficie puede protegerse con una capa temporal aislante o reflejante.

2.7 Diseño para evitar esfuerzos térmicos

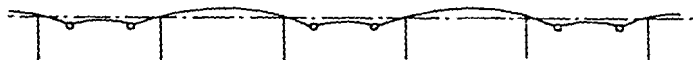
Los ejemplos que se discutieron en el capítulo 2.3.1 indicaron que los esfuerzos térmicos secundarios pueden tener una magnitud importante y que pueden dominar el diseño al incrementar los esfuerzos de tensión en la losa inferior hasta niveles inaceptables. En algunos, casos cuando los problemas de durabilidad asociados con las juntas pueden ser resueltos, es conveniente considerar la adopción de un sistema estructural que elimine esos esfuerzos. Para ello se requiere una estructura estáticamente determinada que no imponga restricciones a la deformación térmica. La solución obvia, a base de tramos libremente apoyados, es ineficiente en su capacidad soportar las cargas viva y muerta.

Un diseño que mantiene la mayor parte de las características deseadas del puente continuo es el formado por tramos de - anclaje provistos de voladizos en los que se apoyan tramos suspendidos que se colocan alternadamente, como se muestra en la figura (17a). Aún cuando esta estructura es estáticamente determinada, los esfuerzos por carga viva y muerta son semejantes a los que se tienen en una estructura continua equivalente.

Como se muestra en la figura (17b), la estructura no presenta restricción a la deformación térmica, al se articula la - conexión entre el cantiliver y el tramo suspendido. En este - caso, la carga térmica sólo induce esfuerzos térmicos primarios y no es necesario considerarla, excepto para investigar - su posible influencia en la resistencia al cortante.



(a) Arreglo de tramos



(b) Perfil de deformación térmica

Fig. 17 Estructura formada por tramos de anclaje y tramos suspendidos para reducir los esfuerzos térmicos.

2.8 Calor de hidratación

Como es bien sabido, la reacción de cemento con agua es exotérmica y libera una gran cantidad de calor durante el curado. Aún cuando los miembros estructurales esbeltos, con una relación alta de superficie expuesta al volumen, son capaces de disipar el calor por conducción y convección a partir de la superficie, impidiendo así un aumento significativo de la temperatura, el calor liberado por la hidratación en miembros gruesos de concreto no puede ser conducido al exterior a una velocidad suficiente para impedir la acumulación de temperatura. Se han medido aumentos de temperatura al centro de elementos robustos hasta de 50 - 60 °C.

En general, el aumento real de temperatura no es particularmente significativo por sí mismo, ya que las propiedades mecánicas del material son efectivamente independientes de la temperatura dentro del rango del interés. Sin embargo, las deformaciones inducidas por el aumento de temperatura y por el enfriamiento subsiguiente, necesitan ser permitidas y por lo tanto requieren ser calculadas. La restricción de la expansión térmica libre y de la contracción subsiguiente (por ejemplo, mediante la colocación de concreto fresco sobre concreto ya curado, o como resultado de una distribución no lineal de temperatura sobre la sección) puede inducir esfuerzos térmicos de suficiente magnitud para causar el agrietamiento. El agrietamiento térmico inducido por

el calor de hidratación puede ser significativo en los diafragmas de los puentes, ubicados sobre pilas intermedias, en pedestales - de cimentación o en general en miembros estructurales robustos. Sin embargo, para calcular adecuadamente las distribuciones de -- temperatura, los esfuerzos y las deflexiones térmicas así como -- para estimar la posibilidad de agrietamiento, se requieren análisis adicionales más detallados, particularmente cuando la sección es lo suficientemente grande para resistir los efectos de la --- hidratación, pero es todavía pequeña para ser influida significativamente por las fluctuaciones ambientales de la temperatura. El análisis térmico completo de las estructuras de concreto que se - hallan en estas condiciones, es extremadamente complejo. En general, el flujo de calor es un fenómeno tridimensional, aún cuando en muchos casos reales será suficiente, de nuevo, considerar un - comportamiento de flujo de calor unidimensional o bidimensional. Debido a la temprana edad del concreto que se hidrata, deben considerarse todas las interacciones que se muestran en la fig. (1) - En particular la fluencia, que es poco significativa para carga - térmica ambiental diurna, será un factor principal para reducir - los esfuerzos térmicos inducidos por los efectos del calor de --- hidratación.

Cuando se anticipen problemas por el calor de hidratación, los -- efectos de éste pueden reducirse utilizando agregados congelados y añadiendo hielo al agua de la mezcla, así como evitando calar - el concreto bajo temperaturas ambientales altas. Ambas medidas -- reducirán la velocidad de liberación del calor de hidratación. La

práctica de hacer circular agua fría por tuberías embebidas en el concreto, no es particularmente efectiva, puesto que puede inducir localmente elevados esfuerzos de tensión en la vecindad de los tubos enfriadores. De hecho se ha demostrado que puede esperarse un mejor comportamiento aislando las superficies libres de los colados grandes para reducir la rapidez de pérdida de calor. Aún cuando esto puede aumentar la temperatura máxima inducida por el calor de hidratación, reduce el diferencial de temperatura máxima entre el centro caliente de la masa de concreto y las superficies más frías. Es la diferencia de temperaturas la causa principal del agrietamiento. La disminución en la rapidez del cambio de temperatura permite también incrementar la relajación por fluencia de los niveles máximos de esfuerzos.

2.9 Propiedades del concreto para análisis térmicos

Los esfuerzos producidos por fuerzas, tales como los debidos al preesfuerzo y a las cargas muertas y móvil, son relativamente independientes de las propiedades del material. La precisión de los esfuerzos calculados para cargas conocidas depende principalmente de la exactitud de las teorías de análisis estructural que se apliquen. No puede decirse lo mismo de los esfuerzos inducidos por la temperatura que resultan por restricciones a la deformación. Las ecuaciones (14) a (15) indican que la magnitud del esfuerzo térmico producido por un gradiente de perfil conocido es directamente -

proporcional al módulo de elasticidad E_c y al coeficiente de expansión térmica α . En general estas propiedades del material no serán conocidas con exactitud durante la etapa de diseño y en consecuencia, la precisión con la que pueden calcularse los esfuerzos de temperatura es inferior a la de los esfuerzos ocasionados por fuerzas. Las dificultades señaladas se ven aumentadas por los efectos de la fluencia y por la dependencia de la temperatura en algunas propiedades relevantes del material que se analizan en la siguiente sección.

2.9.1 Módulo de elasticidad

Para concretos de peso normal, el ACI recomienda la siguiente relación para calcular el módulo de elasticidad:

$$E_c = 4730 \sqrt{f'_c} \quad \text{MPa} \quad (34)$$

donde: f'_c es la resistencia cilíndrica a compresión en MPa. En Europa se emplea una expresión diferente, contenida en las recomendaciones CEB/FIP:

$$E_c = 9500 (f'_c + 8)^{1/3} \quad \text{MPa} \quad (35)$$

Para concretos de resistencia típica, la ecuación (35) da valores de E_c aproximadamente 20 a 25 % mayores que la ecuación (34), lo que se refleja en los valores calculados de los esfuerzos térmicos. Debe observarse también que el valor de f'_c que tradicionalmente se usa para calcular E_c es el especificado a 28 días de edad.

La resistencia real alcanzada por muestras de control excederá --- este valor probablemente, debido a la práctica común de diseñar la mezcla para una resistencia aproximadamente 20 % mayor que la --- especificada, para tener en cuenta las desviaciones de calidad.

También debe tenerse en cuenta que la resistencia del concreto en una estructura varía con la posición y con el tiempo. Las evidencias proporcionadas por las pruebas indican que la ecuación (35) --- dará estimaciones más realistas que la ecuación (34), pero que es -- probable que todavía subestime el módulo.

Por ejemplo, en una prueba de carga viva realizada en un puente de sección cajón, los problemas del concreto curado en el sitio dieron una resistencia de $f'_c = 34.5$ MPa. A partir de la comparación entre las deformaciones y deflexiones medidas, se pudo calcular el valor promedio de E_c para el concreto en el sitio. Este cálculo se realizó mediante varios procedimientos, de complicación variable, desde la consideración de una viga simple hasta la aplicación de técnicas tridimensionales de elemento finito. Los valores de E_c calculados de esta manera se compararon con los obtenidos a partir de las expresiones de ACI y de CEB/FIP y con los valores experimentales obtenidos en pruebas a compresión de cilindros curados en el sitio, teniéndose los siguientes resultados:

- Pruebas en cilindros de 200 x 100 mm $E_c = 34.6$ GPa
- Ecuación 35 de CEB/FIP para $f'_c = 34.5$ MPa $E_c = 33.1$ GPa
- Resultados de las pruebas de carga viva en el sitio $E_c = 43.1$ GPa

En muchos casos, los valores altos del módulo elástico definidos en el sitio pueden carecer de significación, ya que el aumento en la resistencia a tensión puede compensar el aumento en E_c . Sin embargo cuando las normas de diseño requieren que existan compresiones residuales para todas las combinaciones de carga de servicio, es aconsejable que se adopte un valor realista de E_c con base en la resistencia cilíndrica probable, usando la ecuación US.

2.9.2 Coefficiente de expansión térmica lineal

El coeficiente de expansión térmica lineal del concreto, puede variar entre $5 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ y $15 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$, dependiendo principalmente del tipo de agregado. Las andesitas y las calizas dan típicamente los valores más bajos, en tanto que las cuarcitas los valores más altos. La tabla 1 proporciona los valores promedio típicos para concretos curados con agua a 20°C , para diferentes tipos de agregados.

T A B L A 1

AGREGADO	COEFICIENTE ($10^{-6}/^{\circ}\text{C}$)
Andesito	6.5
Basalto	9.5
Dolerita	8.5
Escoria espumosa	9
Granito	9
Vacío gris	11
Caliza	6
Pumita	7
Cuarcita	13
Arenisca	10

Cuando no se conozca el tipo de agregado, para un uso general puede adoptarse el valor $\alpha = 10^{-5}/^{\circ}\text{C}$, que resultará un promedio razonablemente conservador.

2.9.3 Propiedades térmicas

En general el proyectista no necesitará preocuparse de las propiedades térmicas (conductividad, calor específico y densidad) - excepto en casos relativamente raros en los que se requiere un análisis del flujo de calor para determinar los gradientes térmicos de diseño. En tales casos se deben consultar textos especializados - o, cuando sea posible, se deben realizar pruebas para determinar las propiedades térmicas del concreto que se usará en la obra.

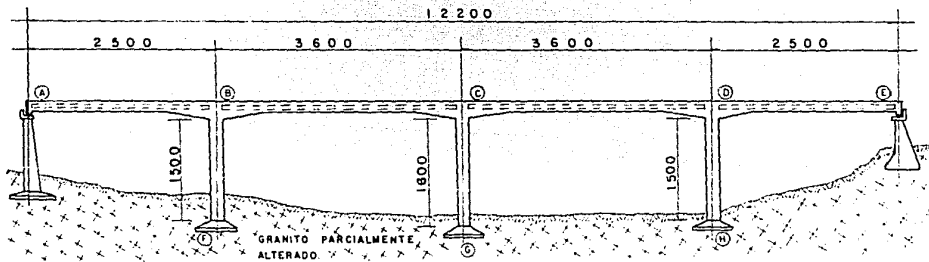
CAPITULO III

ANALISIS DE UN PUENTE CONTINUO TIPICO CONSIDERANDO LA TEMPERATURA
CON NORMAS AASHO.

3.1) DESCRIPCION

El puente que sirve como ejemplo está formado por una ---
superestructura de losa plana aligerada con tubos de cartón, de ---
peralte variable y cuatro tramos simétricos, formando marco con ---
tres columnas de sección circular huecas, las cuales se encuen---
tran desplantadas por superficie y apoyadas libremente en los ---
extremos en un caballete de concreto reforzado, desplantado por ---
superficie y en un estribo de mampostería de 3^{ra} clase, ver la ---
figura 1.

La región sísmica donde se ubica el puente es la "A" sobre
un tipo de terreno firme formada de granito parcialmente alterado
(tipo de suelo I) las características climatológicas de la ---
región son extremas por lo cual afectan de manera significativa
la estructura del puente.



SECCION LONGITUDINAL
FIGURA 1

ACOT: CM

3.2) DATOS DE PROYECTO

3.2.1 CARGAS DE PROYECTO

Carga viva:

Un camión T3-S2-R4 y dos camiones HS-20.

Cargas muertas:

Concreto de 2.4 ton/m^3 .

Carpetas asfálticas de 2.2 ton/m^3 ($h = 10 \text{ cm}$).

3.2.2 SECCIONES PROPUESTAS

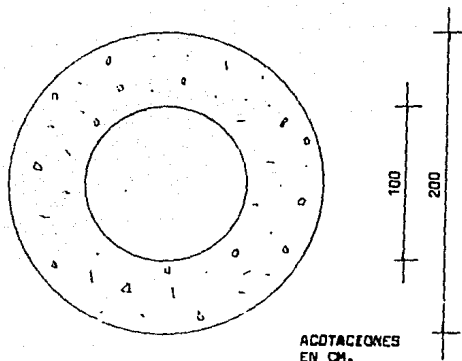
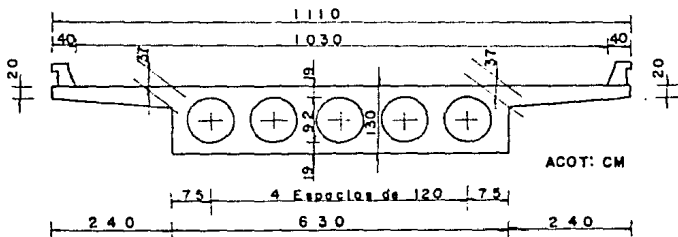


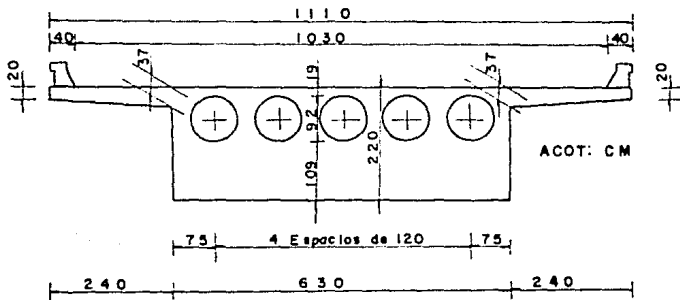
FIGURA 2 SECCION TRANSVERSAL COLUMNAS

SECCION TRANSVERSAL SUPERESTRUCTURA



SECCION EN CENTRO DE CLAROS

FIGURA 3



SECCION EN EJE DE PILAS

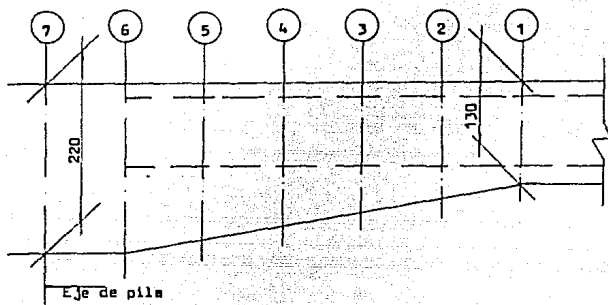
FIGURA 4

3.3) PROPIEDADES DE SECCIONES (SUPERESTRUCTURA)

Para determinar las propiedades geométricas (Área, Momento de Inercia y Centro de Gravedad) se aplicó el teorema de - Steiner o de los ejes paralelos, por comodidad se tomaron secciones transversales a cada metro resultando 7 secciones para el tramo extremo y 8 secciones para el tramo intermedio. El cálculo de las propiedades geométrico elásticas se determina de la siguiente forma:

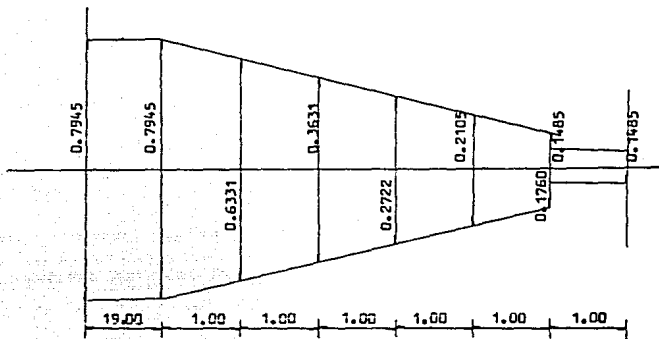
- 1 .- Tomando los inversos de los momentos de inercia se calculo para cada bloque el área elástica (A) comprendida -- entre dos secciones.
- 2 .- \bar{X} (distancia del eje de la pila al centro de gravedad - de cada bloque).
- 3 .- Se determino el producto del área elástica por la distancia del eje de la pila al centro de gravedad de cada bloque al cuadrado.
- 4 .- Cálculo del momento de inercia de cada bloque.
- 5 .- Suma de los pasos 3 y 4 para cada bloque (\bar{X}_N).
- 6 .- Suma total de momentos de inercia.
- 7 .- El momento de inercia total de la secciones se utilizo en las expresiones del inciso 3.3.5 para determinar rigidez angular, rigidez lineal y factor de transporte de la --- superestructura.

3.3.1 Propiedades geométricas tramo extremo



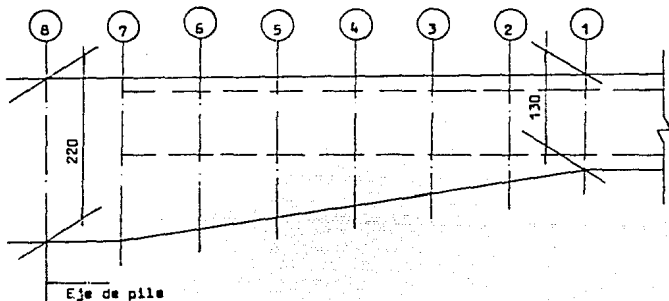
SECCION	A (M) ²	y ₁ (M)	y ₂ (M)	I _x (M ⁴)	x ₁ (M)	x ₂ (M)	I _y (M ⁴)	$\frac{I_x}{I_y}$ ($\frac{1}{M^2}$)
1	6.233	0.5396	0.7604	1.2507	5.55	5.55	42.4565	0.7945
2	7.368	0.670	0.810	1.5796	5.55	5.55	46.2285	0.6331
3	8.502	0.791	0.869	2.7540	5.55	5.55	49.9809	0.3631
4	9.636	0.886	0.954	3.6730	5.55	5.55	53.7328	0.2722
5	10.770	1.011	1.009	4.7501	5.55	5.55	57.4844	0.2105
6	11.9042	1.116	1.084	5.6808	5.55	5.55	61.2361	0.1760
7	15.228	1.014	1.186	6.7324	5.55	5.55	70.9887	0.1485

3.3.2 Propiedades geométrico elásticas tramo extremo



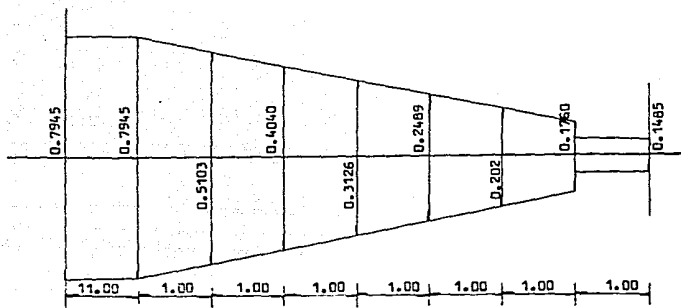
								SUMAS
L(M)	19.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	25.00
$\frac{A}{\Delta}$	15.6596	0.7138	0.4981	0.3177	0.2414	0.1933	0.1485	17.7724
\bar{x}	9.500	20.1911	21.1649	22.1864	23.1887	24.1955	25.2100	
$\frac{A}{\Delta}(x)^2$	1520.8764	291.0024	223.1254	156.3835	129.8046	113.1621	94.3783	
\bar{y}	505.9586	0.0552	0.0406	0.0265	0.0200	0.0161	0.0124	
\bar{z}	2027.8350	291.0616	223.1660	156.4100	129.8246	113.1781	94.3907	3035.866

3.3.3 Propiedades geométricas tramo intermedio



SECCION	$A(M^2)$	$Y_1 (M)$	$Y_2 (M)$	$I_x (M^4)$	$x_1 (X)$	$x_2 (M)$	$I_y (M^4)$	$\frac{I_y}{I_x} (\frac{M^4}{M^4})$
1	6.2330	0.5396	0.7604	1.2587	5.55	5.55	42.4565	0.7945
2	7.1792	0.6497	0.8003	1.9596	5.55	5.55	45.5874	0.5103
3	8.1242	0.7514	0.8486	2.4749	5.55	5.55	48.7144	0.4040
4	9.0692	0.8477	0.9023	3.1988	5.55	5.55	51.8412	0.3126
5	10.0142	0.9396	0.9604	4.0173	5.55	5.55	54.9677	0.2489
6	10.9592	1.0291	1.0209	4.9446	5.55	5.55	58.0941	0.2022
7	11.9042	1.1160	1.0840	5.6808	5.55	5.55	61.2361	0.1760
8	15.228	1.0140	1.1860	6.7324	5.55	5.55	70.9887	0.1485

3.3.4 Propiedades geométrico elásticas tramo intermedio



									SUMAS
$\Delta L (M)$	11.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	18.00
$\bar{\Delta}$	8.739	0.6524	0.4572	0.3583	0.2807	0.2255	0.1891	0.1485	11.0507
\bar{x}	5.50	11.4637	12.4806	13.4787	14.4811	15.4827	16.4884	17.5	
$\bar{\Delta}(x)^2$	264.3547	85.7361	71.2159	65.0943	58.8634	54.0555	51.4101	45.4781	
\bar{I}	88.1233	53.51^{-3}	37.92^{-3}	29.69^{-3}	23.29^{-3}	18.73^{-3}	15.73^{-3}	12.37^{-3}	
\bar{I}_N	352.478	85.7896	71.2538	65.1240	58.8867	54.0742	51.4258	45.4905	784.5226

3.3.5. RIGIDECES Y FACTORES DE TRANSPORTE:

Tramo extremo

$$r_{\#} = \frac{L^2 E}{\Sigma I} = \frac{(25.71)^2 E}{3035.866} = 0.2177E \quad ; \quad t_{\#} = 0$$

$$r_1 = \frac{L E}{\Sigma I} = \frac{(25.71)E}{3035.866} = 0.0085E \quad ; \quad t_1 = 0$$

Tramo intermedio

$$r_{\#} = -\frac{E}{2 \Delta} + \frac{L^2 E}{\Sigma I} = \frac{E}{(2)(11.0507)} + \frac{(18)^2 E}{(2)(784.5226)} = 0.2517E$$

$$t_{\#} = 0.633$$

$$r_1 = \frac{L E}{2 \Sigma I} = \frac{18E}{(2)(784.5226)} = 0.0115E \quad ; \quad t_1 = -1.00$$

Columnas

$$D = 2.00 \text{ m} \quad , \quad d = 1.00 \text{ m}$$

$$A = \frac{\pi}{4} (D^2 - d^2) = 2.356 \text{ m}^2.$$

$$r_{\#} = \frac{4EI}{h}$$

$$I = \frac{\pi}{64} (D^4 - d^4) = 0.7363 \text{ m}^4.$$

$$r_1 = \frac{6EI}{h^2}$$

PILA	r_e	t_e	r_i	t_i
BF	0.1963	0.5	0.0196	1.00
CG	0.1841	0.5	0.0173	1.00
DH	0.1963	0.5	0.0196	1.00

3.3.6 FACTORES DE DISTRIBUCION:

$$F.D = \frac{r_n}{\sum r}$$

MUJO	CUERPO	TRABE IZQ.	TRABE DER.	COLUMNA
B	**	0.3270	0.3781	0.2949
C	**	0.3661	0.3661	0.2678
d	**	0.3781	0.3270	0.2949

3.4) ANALISIS POR CARGA MUERTA (DETERMINACION DE CARGAS)

3.4.1 Peso propio:

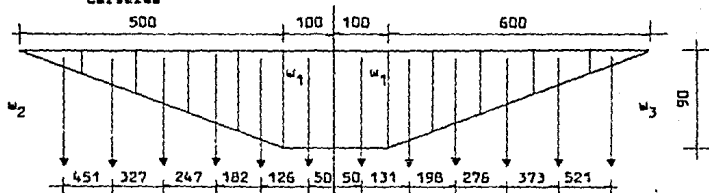
Sección sin tubos

$$w_1 = (6.231 + 3.324)2.4 = 22.932 \text{ Ton/m}$$

Tubos

$$w_2 = (-3.324)(2.4) = -7.978 \text{ Ton/m}$$

Carteras



$$w_1 = (6.3)(1)(0.9)(2.4) = 13.61 \text{ Ton}$$

$$w_2 = (6.3)(5)(0.9)(2.4)/10 = 6.8 \text{ Ton}$$

$$w_3 = (6.3)(6)(0.9)(2.4)/10 = 8.17 \text{ Ton}$$

Las carteras son --
divididas en tramos
de igual peso (5 -
tramos).

3.4.2 Cargas de servicio

Comprende guarniciones, parapeto y carpeta asfáltica.

$$\text{Guarnición } (0.08)(2.4)(2) = 0.384$$

$$\text{Parapeto } (0.04 + (0.02/1.6))(2.4) = 0.126$$

$$\text{Carpeta asfáltica } (10.4)(0.1)(2.2) = 2.288$$

$$w_s = 2.798 \text{ Ton/m}$$

3.5) ETAPAS DE CONSTRUCCION

Se proponen 4 etapas de construcción como se indica en el siguiente croquis.

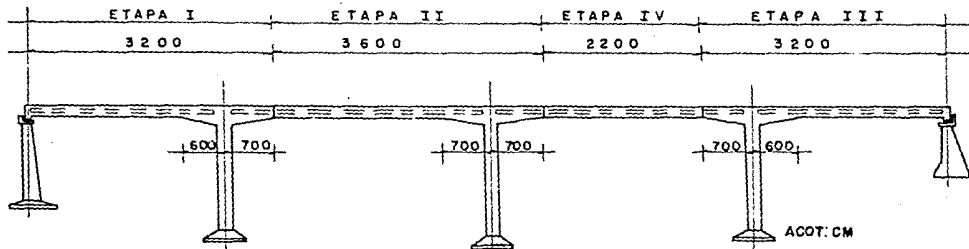


FIGURA 5 ETAPAS DE CONSTRUCCION

3.6) MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO

Los momentos de empotramiento se obtuvieron para cada una de las 4 etapas de construcción por peso propio, se consideraron 2 etapas más, las cuales consisten en contemplar la posibilidad de que el puente fuera colado y descimbrado completo, esto para el análisis por peso propio (etapa V) y para el análisis por -- carga de servicio (etapa VI), ya que el puente al estar totalmente construido sufre una redistribución de momentos y por lo tanto una relajación en los nudos.

Para el ejemplo se consideraron solamente las etapas V y VI, -- dado que los momentos resultantes son menores en relación con -- las 4 etapas anteriores por lo mencionado anteriormente.

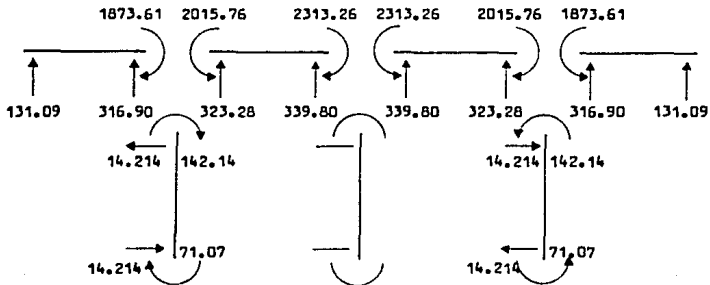
RESUMEN DE MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO								
ETAPA	AB	BA	BC	CB	CD	DC	DE	ED
I	0	-1716	500					
II			1559	-1971	500			
III						-500	1716	0
IV					1504	-1504		
V	0	-1716	2198	-2198	2198	-2198	1716	0
VI	0	-303	351	-351	351	-351	303	0

En las siguientes tablas se presentan el análisis y los elementos mecánicos producidos por peso propio y cargas de servicio.

	T=0.633			T=0.633					
	T.I.	C.	T.D.	T.I.	C.	T.D.	T.I.	C.	T.D.
F.D.	0.3270	0.2949	0.3781	0.3661	0.2678	0.3661	0.3781	0.2949	0.3270
M.E.	-1716	0	2198	-2198	0	2198	-2198	0	1716
	-157.61	-142.14	-182.24	0	0	0	182.24	142.14	157.61
	0	0	0	-115.36	0	115.36	0	0	0
	0	0	0	0	0	0	0	0	0
M.F.	-1873.61	-142.14	2015.76	-2313.36	0	2313.36	-2015.76	142.14	1873.61
M.E.		0			0			0	
		-71.07			0			71.07	
M.F.		-71.07			0			71.07	

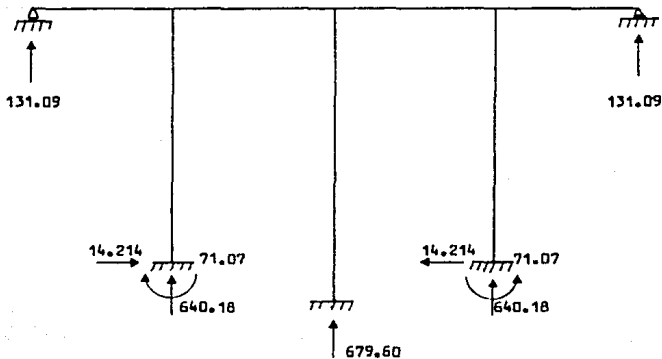
DISTRIBUCION DE MOMENTOS POR PESO PROPIO

Elementos mecánicos internos en ton y ton-m



RESUMEN DE ELEMENTOS MECANICOS INTERNOS (PESO PROPIO)

Reacciones en ton y ton-m

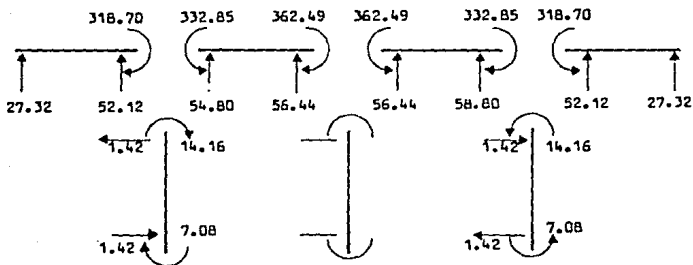


RESUMEN DE REACCIONES (PESO PROPIO)

		T=0.633			T=0.633					
		T.I.	C.	T.D.	T.I.	C.	T.D.	T.I.	C.	T.D.
F.D.		0.3270	0.2949	0.3781	0.3664	0.2678	0.3661	0.3781	0.2949	0.3270
M.E.		-303	0	351	-351	0	351	-351	0	303
		-15.70	-14.16	-18.15	0	0	0	18.15	14.16	15.70
		0	0	0	-11.49	0	11.49	0	0	0
		0	0	0	0	0	0	0	0	0
M.F.		-318.70	-14.16	332.85	-362.49	0	362.49	-332.85	14.16	318.70
M.E.			0			0			0	
			-7.08			0			7.08	
M.F.			-7.08			0			7.08	

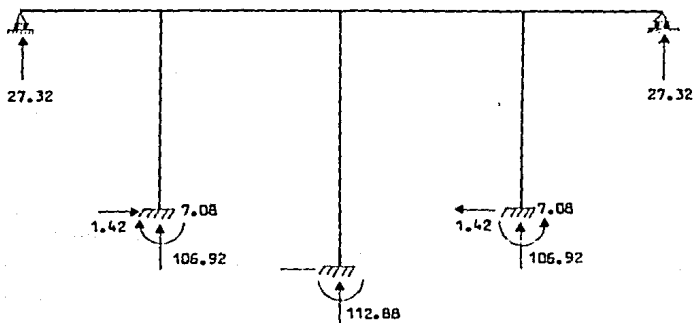
DISTRIBUCION DE MOMENTOS PARA CARGAS DE SERVICIO

Elementos mecánicos internos en ton y ton-m



RESUMEN DE ELEMENTOS MECANICOS INTERNOS (CARGAS DE SERVICIO)

Reacciones en ton y ton-m



RESUMEN DE REACCIONES (CARGAS DE SERVICIO)

ELEMENTOS MECANICOS POR C.M. EN COLUMNAS (PILAS)					
ETAPA	PILA	R. (TON)	V. (TON)	M.S. (T-M)	M.I. (T-M)
PESO PROPIO	BF	640.18	14.214	142.14	71.07
	CG	679.60	0	0	0
	DH	640.18	14.214	142.14	71.07
CARGA SERVICIO	BF	106.92	1.42	14.16	7.08
	CG	112.88	0	0	0
	DH	106.92	1.42	14.16	7.08
SUMA CARGA MUERTA	BF	747.10	15.634	156.30	78.15
	CG	792.48	0	0	0
	DH	747.10	15.634	156.30	78.15

PESO PROPIO		
PILA	H (M)	W (TON)
BF	15.00	84.82
CG	16.00	90.47
DH	15.00	84.82

$$W = \gamma H A$$

$$\gamma = 2.4 \text{ TON/M}^3$$

$$A = 2,3562 \text{ M}^2$$

3.7) ANALISIS POR CARGA MOVIL

El análisis de los efectos por carga móvil se realizó aplicando el concepto de líneas de influencia. Estos cálculos quedan fuera del objetivo primordial de esta tesis por lo que solamente se muestra un resumen de los efectos que se producen en las pilas por carga viva.

COLUMNA	R (TON)	M.S. (T-M)	M.I. (T-M)	V (TON)
BF	78.84	213.64	-76.48	-22.30
CG	81.45	-265.89	156.89	26.42
DH	78.84	-213.64	76.48	22.30

3.8) ANALISIS POR SISMO

Los efectos del sismo se determinarán por el método de la fuerza estática equivalente que se propone en las especificaciones AASHO ; $S=C F w$, en donde:

S = Fuerza horizontal estática equivalente

C = Coeficiente sísmico

F = Factor de marco

w = Peso muerto total de la estructura

Para la estructura estudiada se tiene $F = 0.8$ en el sentido longitudinal. El valor de "C" se determinara en función de la zona donde se ubique el puente (zona "A"), del tipo de suelo donde se desplante (tipo I, granito parcialmente alterado) y del periodo de vibración "T" de la estructura.

3.8.1 Determinación de " S " en sentido longitudinal:

Para obtener el periodo de vibración se resolvera la estructura del puente con un momento ficticio de 100 T-M el cual se produce por una fuerza de 100 TON supuesta que se aplica en el cabezal, dado que la columna intermedia tiene una rigidez diferente a las columnas extremas se determinará el momento que se produce en ella:

$$M_{fic.} = 100 \text{ T-M.}$$

$$F_{fic.} = 100 \text{ Ton.}$$

$$\Delta_{fic.} = \frac{ML^2}{6EI} = \frac{(100)(15)^2}{6EI} = 0.00216 \text{ mts.}$$

$$M_{CG} = \frac{6EI}{L^2} \Delta = \frac{6EI}{(16)^2} (0.00216) = 87.9 \text{ T-M} \approx 88 \text{ T-M}$$

$$M_{CG} = 88 \text{ T-M}$$

Resolviendo el marco con estos momentos se obtiene una fuerza horizontal en el cabezal de $F_H = 31.29 \text{ Ton.}$

De aqui se obtiene un factor de corrección α que es igual:

$$\alpha = \frac{F_{fic.}}{F_H} = \frac{100}{31.29} = 3.196 \therefore$$

$$\Delta_{100} = \alpha \Delta_{pic.} = (3.196)(0.00216) = 0.0069 \approx 0.007 \text{ mts.}$$

$$\Delta_{100} = 0.007 \text{ mts.}$$

$$\text{Rígidez ; } K = \frac{F}{\Delta_{100}} = \frac{100}{0.007} = 14285.7 \frac{\text{Ton.}}{\text{M}}$$

$$\text{Masa ; } m = \frac{W}{g} = \frac{2644.92}{9.81} = 269.61 \frac{\text{Ton.} \cdot \text{seg}^2}{\text{M}}$$

$$\text{Periodo ; } T = 2\pi\sqrt{\frac{m}{K}} = 0.86 \text{ seg.}$$

El espectro de diseño se determinará considerando que el puente se ubica en la zona sísmica "A", tipo de suelo I (granito ---- parcialmente alterado), periodo de vibración $T = 0.86$ seg., un factor de importancia de 1.3 y factor de comportamiento sísmico $Q=3$ (losa plana).

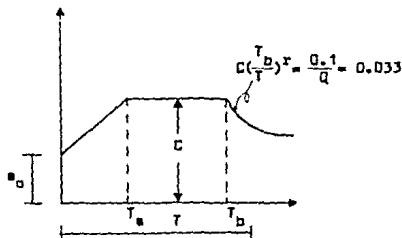
$$C = (0.08)(1.3) = 0.104$$

$$a_D = (0.03)(1.3) = 0.039$$

$$T_a = 0.3$$

$$T_b = 0.8$$

$$r = 0.5$$



$$0.039 > 0.033 \therefore \text{rige } 0.039$$

Entonces:

$$S = (0.039)(0.8)(2644.92) = 82.52 \text{ Ton.} \approx 83 \text{ Ton.}$$

$$B = 83 \text{ Ton.}$$

Los efectos producidos por sismo serán iguales a los producidos por la fuerza supuesta de 100 Ton. pero afectados por el siguiente factor de corrección:

$$F_c = \frac{S}{F_H} = \frac{83}{31.29} = 2.65$$

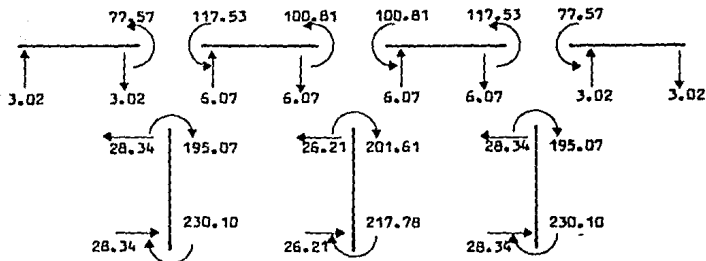
$$F_c = 2.65$$

En las siguientes tablas se presentan el análisis y los elementos mecánicos producidos por el sismo.

		T=0.633			T=0.633				
F.D.	T.I.	C.	T.D.	T.I.	C.	T.D.	T.I.	C.	T.D.
M.E.	0.3270	0.2949	0.3781	0.3664	0.2678	0.3661	0.3781	0.2949	0.3270
		100			88			100	
	-32.70	-29.49	-37.81	-32.31	-23.64	-32.31	-37.81	-29.49	-32.70
	6.69	6.03	7.73	17.52	12.82	17.52	7.73	6.03	6.69
	-3.63	-3.27	11.09	4.89	-2.62	4.89	11.09	-3.27	-3.63
	0.74	0.67	-4.19	-3.58	1.42	-3.58	-4.19	0.67	0.74
	-0.40	-0.36	-2.27	-2.65	-0.29	-2.65	-2.27	-0.36	-0.40
	0.080	0.07	0.86	1.94	0.16	1.94	0.86	0.07	0.08
	-0.05	-0.04	1.23	0.54	-0.03	0.54	1.23	-0.04	-0.05
			-0.47	-0.40		-0.40	-0.47		
			-0.25	-0.30		-0.30	-0.25		
			0.09	0.22		0.22	0.09		
			0.14	0.06		0.06	0.14		
			-0.05	-0.04		-0.04	-0.05		
M.F.	-29.27	73.61	-44.35	-38.04	76.08	-38.04	-44.35	-73.61	-29.27
		T=0.5			T=0.5			T=0.5	
M.E.		100			88			100	
		-14.75			-11.82			-14.75	
		3.02			6.41			3.02	
		-1.64			-1.31			-1.64	
		0.34			0.71			0.34	
		-0.18			-0.15			-0.18	
		0.04			0.08			0.04	
M.F.		86.83			82.18			86.83	

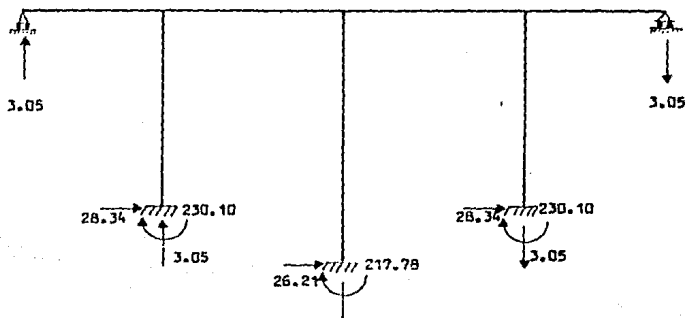
DISTRIBUCION DE MOMENTOS POR SISMO

Elementos mecánicos internos en ton y ton-m



RESUMEN DE ELEMENTOS MECANICOS INTERNOS (SISMO)

Reacciones en ton y ton-m



RESUMEN DE REACCIONES (SISMO)

3.9) ANALISIS POR TEMPERATURA

El análisis por temperatura se realizará de acuerdo con las normas AASHD-1983 especificación J23, por lo que se considerará una variación de temperatura $\Delta T = 20^{\circ}\text{C}$ dadas las características de la región donde se ubica el puente. Este efecto puede ser de dilatación o contracción.

Datos:

$$L = 36 \text{ mts}$$

$$\alpha = 11 \times 10^{-6}$$

$$\Delta T = 20^{\circ}\text{C}$$

$$E_c = 2.355 \times 10^6 \text{ ton/m}^2$$

$$r_1 = 0.020$$

Formulas:

$$\Delta L = L \alpha \Delta T \text{ mts}$$

$$M = \Delta L \ r_1 \ E_c \ \text{ton-m}$$

Sustituyendo:

$$\Delta L = (11 \times 10^{-6})(36)(20) = 0.0079 \approx 0.008 \text{ mts}$$

$$M_{BF} = M_{FB} = M_{DH} = M_{HD} = (0.008)(0.020)(2.355 \times 10^6) = 376.8 \text{ ton-m} \approx$$

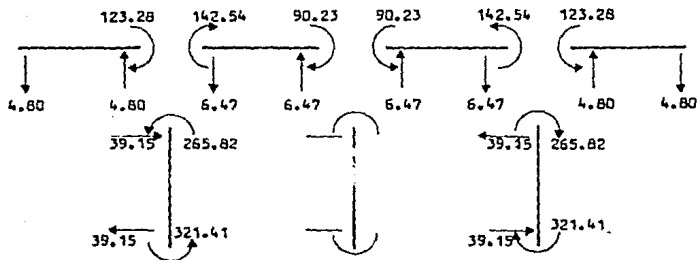
$$M_{BF} = M_{FB} = M_{DH} = M_{HD} = 377 \text{ ton-m}$$

En las siguientes tablas se presentan el análisis y los elementos mecánicos producidos por la variación de temperatura.

T=0.633				T=0.633					
	T.I.	C.	T.D.	T.I.	C.	T.D.	T.I.	C.	T.D.
F.D.	0.3270	0.2949	0.3781	0.3661	0.2678	0.3661	0.3781	0.2949	0.3270
M.E.	0	-377	0	0	0	0	0	377	0
	123.28	111.18	142.54	0	0	0	-142.54	-111.18	-123.28
	0	0	0	90.23	0	-90.23	0	0	0
	0	0	0	0	0	0	0	0	0
M.F.	123.28	-265.82	142.54	90.23	0	-90.23	-142.54	265.82	-123.28
		T=0.5			T=0.5			T=0.5	
M.E.		-377			0			377	
		55.59			0			-55.59	
M.F.		-321.41			0			321.41	

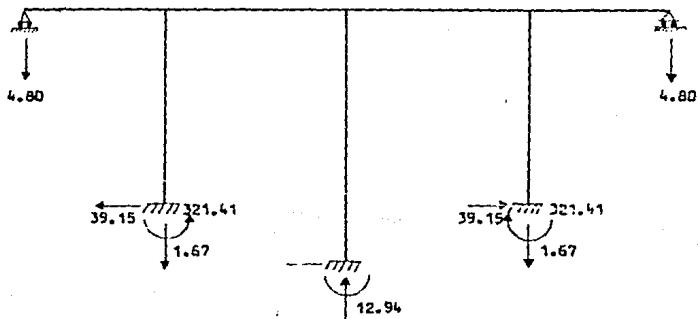
DISTRIBUCION DE MOMENTOS POR TEMPERATURA

Elementos mecánicos internos en ton y ton-m



RESUMEN DE ELEMENTOS MECANICOS INTERNOS (TEMPERATURA)

Reacciones en ton y ton-m



RESUMEN DE REACCIONES (TEMPERATURA)

3.10) GRUPOS DE CARGAS

GRUPO	CARGA	COLUMNA BF				COLUMNA CG				COLUMNA DH			
		R.	M.S.	M.I.	V.	R.	M.S.	M.I.	V.	R.	M.S.	M.I.	V.
		TON.	T-M	T-M	TON.	TON.	T-M	T-M	TON.	TON.	T-M	T-M	TON.
I	C.M.	747.10	156.30	-78.15	-15.63	792.48	0	0	0	747.10	-156.30	78.15	15.63
	T. P.P.	1.67 84.82	265.82	-321.41	-39.15	-12.94 90.47	0 0	0 0	0 0	1.67 84.82	-265.82	321.41	39.15
	SUMA	833.59	422.12	-399.56	-54.78	870.01	0	0	0	833.59	-422.12	399.56	54.78
II	C.M.	747.10	156.30	-78.15	-15.63	792.48	0	0	0	747.10	-156.30	78.15	15.63
	S.L. P.P.	3.05 84.82	195.07	-230.10	-28.34	0 90.47	-201.61	217.78	26.21	3.05 84.82	-195.07	230.10	28.34
	SUMA	834.97	351.37	-308.25	-43.97	882.95	-201.61	217.78	26.21	834.97	-351.37	308.25	43.97
III	C.M.	747.10	156.30	-78.15	-15.63	792.48	0	0	0	747.10	-156.30	78.15	15.63
	C.V.I. P.P.	78.84 84.82	213.64	-76.48	-22.30	81.45 90.47	-265.89	156.87	26.42	78.84 84.82	-213.64	76.48	22.30
	SUMA	910.76	369.94	-154.63	-37.93	964.40	-265.89	156.87	26.42	910.76	-369.94	154.63	37.93

De acuerdo a las combinaciones anteriores se concluye que el grupo I presenta los valores más críticos y son con los cuales se diseñarán las columnas.

NOTACIONES

- A = Área de la sección transversal, en m^2 .
 a_g = Aceleración del terreno/ g , donde $g = 9.81 \text{ m/seg}^2$
 C = Aceleración máxima maximorum/ g , donde $g = 9.81 \text{ m/seg}^2$
 D = Diámetro exterior de columna, en m .
 d = Diámetro interior de columna, en m .
 E_c = Módulo de elasticidad del concreto, en ton/m^2 .
 $F.D.$ = Factor de distribución
 I = Momento de inercia, en m^4 .
 L = Longitud del elemento, en m .
 M = Momento flexionante, en ton-m .
 r = Exponente adimensional
 r_θ = Rigidez angular
 r_l = Rigidez lineal
 T_a, T_b = Períodos que limitan el rango de resonancia
 w = Carga uniforme, en ton/m .
 ω = Carga puntual, en ton .
 α = Coeficiente de dilatación térmica
 γ = Peso volumétrico del concreto, en ton/m^3 .
 Δ = Desplazamiento, en m .
 ΔL = Desplazamiento producido por la variación de temperatura, m

CAPITULO IV

DISEÑO DE UN PUENTE CONTINUO TIPICO INCLUYENDO EFECTOS DE TEMPERATURA SEGUN NORMAS AASHO.

4.1) DISEÑO DE COLUMNAS

Las columnas se diseñarán a limite, sin embargo no se dispone de gráficos de interacción para sección enular por lo que se procederá de la siguiente forma:

- Sección propuesta

$$D = 2 \text{ mts}$$

$$d = 1 \text{ m}$$

El área de acero se propondrá igual a 0.005 del área de concreto;

$$A_s = 0.005 A_g$$

este porcentaje de acero es el mínimo.

- Efecto de esbeltez

Los elementos de diseño se determinarán conforme a las especificaciones AASHO.

Datos:

$$A_g = 2.3562 \text{ mts}^2$$

$$I_g = 0.7363 \text{ mts}^4$$

$$E_c = 2.355 \times 10^6 \text{ ton/m}^2$$

$$E_s = 21 \times 10^6 \text{ ton/m}^2$$

$$f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$A_s = 117.81 \text{ cm}^2$$

$$C_m = 1$$

$$\phi = 0.7$$

$$P_u = (1.3)(833.69 \text{ ton}) = 1083.667 \text{ ton}$$

$$M_u = (1.3)(422.12 \text{ ton-m}) = 548.756 \text{ ton-m}$$

El coeficiente de longitud efectiva de columna (K) se determinará con un nomograma que aparece en la página 354 del libro: "Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado" de Cuevas - Robles.

$$\psi = \frac{\sum K_{\text{col}}}{\sum K_{\text{piso}}} = \frac{0.1963}{0.4694} = 0.42 \quad \therefore \quad K = 1.06$$

$$l_u = 15 - 1.08 = 13.92 \text{ mts.}$$

$$\beta_d = \frac{156.30}{422.12} = 0.37$$

Suponiendo el acero de refuerzo distribuido en una circunferencia de $r = 92 \text{ cms.}$ se tiene que;

$$I_s = \pi r^3$$

$$r = \frac{A_s}{\text{Perimetro}} = \frac{0.011781 \text{ cm}^2}{(2)(0.92)} = 0.002038 \text{ cms.}$$

$$I_s = \pi(0.002038)(0.92)^3 = 0.0049857 \text{ cm}^4$$

$$EI = \frac{\frac{E_c I_g}{5} + E_s I_s}{1 + \beta_d} = 329560.1483 \text{ ton-m}^2$$

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(K l_u)^2} = 14939.78 \text{ ton}$$

$$\delta = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi P_c}} \geq 1.0$$

$$\delta = 1.116$$

$$P_u = \frac{1083.667 \text{ ton}}{0.7} = 1548.096 \text{ ton}$$

$$M_u = \frac{(548.756 \text{ ton-m})(1.116)}{0.7} = 874.8739 \text{ ton-m}$$

} Elementos
de
diseño

$$e_{\text{ext}} = \frac{M_u}{P_u} = \frac{874.8739 \text{ ton-m}}{1548.096 \text{ ton}} = 0.565 \text{ mts.}$$

• Construcción del diagrama de interacción

Se procederá a construir el diagrama de interacción para la sección anular propuesta, se presenta el cálculo que corresponde a la resistencia de la sección a carga axial de compresión pura y el cálculo de un punto del diagrama de interacción con una profundidad de eje neutro supuesta ya que los demás puntos se determinarán de manera semejante.

• Resistencia a carga axial pura de la sección (P_{oc});

$$P_{oc} = 0.85 f'_c A_g + A_s f_y$$

$$P_{oc} = (0.85)(250 \text{ kg/cm}^2)(23562 \text{ cm}^2) + (235.62 \text{ cm}^2)(4000 \text{ kg/cm}^2) =$$

$$P_{oc} = 5949.405 \text{ ton}$$

• Cálculo de un punto del diagrama de interacción

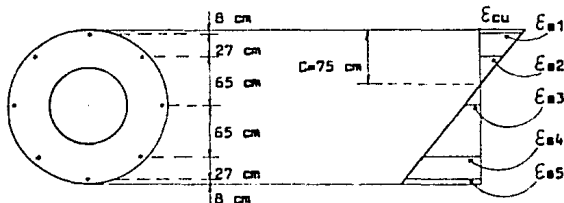
$$c = 75 \text{ cm} \text{ Profundidad de eje neutro supuesta.}$$

$$e = 0.85 c = (0.85)(75) = 63.75 \text{ cm}$$

$$A = 7950 \text{ cm}^2 \text{ Area de compresión.}$$

La distribución del acero de refuerzo se realizará como se muestra en el siguiente esquema para facilitar los cálculos;

$$As/B = 14.72625 \text{ cm}^2$$



Por triángulos semejantes para determinar las deformaciones unitarias en el acero:

$$\epsilon_{s1} = \frac{(0.003)(67)}{75} = 0.00268 > \epsilon_y$$

$$\epsilon_{s2} = \frac{(0.003)(40)}{75} = 0.0016 < \epsilon_y$$

$$\epsilon_{s3} = \frac{(0.003)(25)}{75} = 0.001 < \epsilon_y$$

$$\epsilon_{s4} = \frac{(0.003)(90)}{75} = 0.0036 > \epsilon_y$$

$$\epsilon_{s5} = \frac{(0.003)(117)}{75} = 0.00468 > \epsilon_y$$

Donde:

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{4000 \text{ kg/cm}^2}{21 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2} = 0.0019 \therefore$$

$$\text{si } \epsilon_y > \epsilon_s \quad ; \quad f_s = E_s \epsilon_{sn}$$

$$\text{si } \epsilon_y < \epsilon_s \quad ; \quad f_s = 4000 \text{ kg/cm}^2 = f_y$$

} Esfuerzos
en el
acero

- Esfuerzos en el acero:

$$f_{s1} = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{s2} = (0.0016)(21 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2) = 3360 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{s3} = (0.001)(21 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2) = 2100 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{s4} = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{s5} = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

- Fuerzas en el acero:

$$F_{s1} = A_{s1} f_{s1} = (14.72625)(4000) = 58.905 \text{ ton}$$

$$F_{s2} = A_{s2} f_{s2} = (29.4525)(3360) = 98.9604 \text{ ton}$$

$$F_{s3} = A_{s3} f_{s3} = (29.4525)(2100) = 61.85025 \text{ ton}$$

$$F_{s4} = A_{s4} f_{s4} = (29.4525)(4000) = 117.81 \text{ ton}$$

$$F_{s5} = A_{s5} f_{s5} = (14.72625)(4000) = 58.905 \text{ ton}$$

- Fuerza en el concreto:

$$C_c = 0.85 f'_c A$$

$$C_c = (0.85)(250 \text{ kg/cm}^2)(7950 \text{ cm}^2) = 1689.375 \text{ ton}$$

- Cálculo de P:

$$P = C_c + F_{s1} + F_{s2} + F_{s3} + F_{s4} + F_{s5}$$

$$P = 1689.375 + 58.905 + 98.9604 + 61.85025 + 117.81 + 58.905 =$$

$$P = 1608.67515 \text{ ton}$$

Cálculo de M:

F (ton)	Braze (cm)	Moments (ton-cm)
Cc = 1689.375	64.19	108440.9813
Fa1 = 58.905	92	5419.26
Fa2 = 98.9604	65	6432.426
Fa3 = 61.85025	0	0
Fa4 = 117.81	65	7657.65
Fa5 = 58.905	92	5419.26
		= 133369.5773 ton-cm

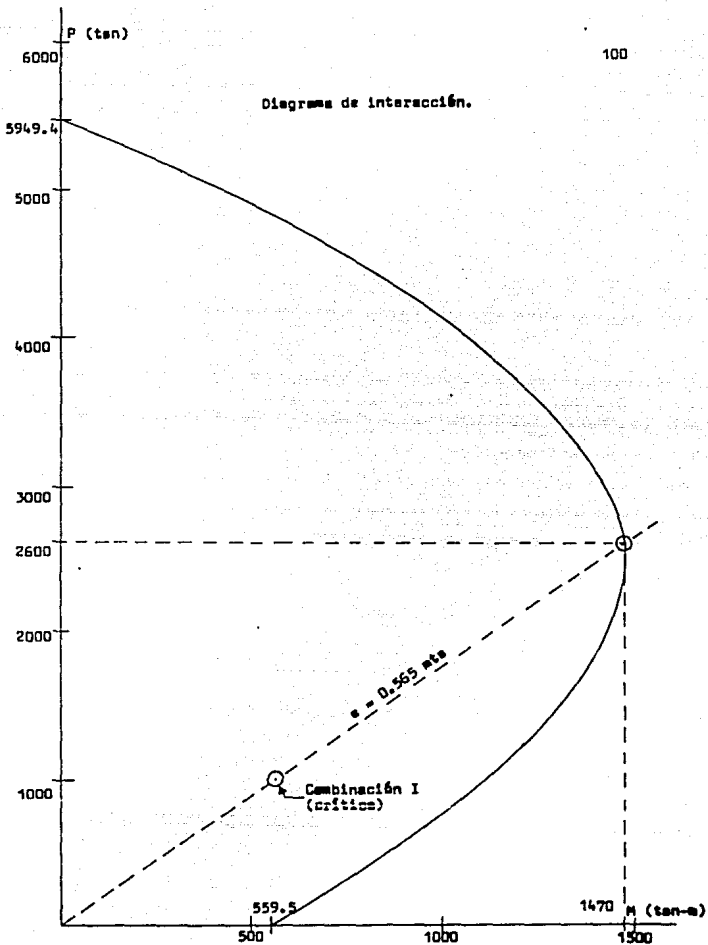
P = 1608.67515 ton

M = 1333.69577 ton-cm

Grificando estos valores se encuentra un punto del diagrama de interacción, de manera semejante se procede para construir todo el diagrama de interacción (ver diagrama).

Dado que los elementos de diseño que actúan en la columna --- producen una excentricidad $e_{ext} = 0.565$ mts. se procede a --- determinar que elementos resiste la sección propuesta para -- esa excentricidad, de la siguiente manera, se supone un valor de "P" cualquiera y se determina "M": si P = 1000 ton; ----- M = 565 ton-cm, se determina ahora la intersección de la línea con el diagrama de interacción por lo que los elementos resis- tentes son: M = 1470 ton-cm, P = 2600 ton Y $e_{int} = 0.565$ mts., per la tanto $e_{ext} = e_{int}$ y dado que los elementos resistentes son mayores que los actuantes las dimensiones de la sección y el refuerzo propuesto, son los apropiados.

Diagrama de interacción.



4.1.1 Diseño por cortante:

Se diseñará para la condición más desfavorable, columnas BF y DE, grupo I.

$$V_{\text{máx}} = 54.78 \text{ ton}$$

$$V_u = (1.3)(54.78) = 71.214 \text{ ton}$$

$$\mathcal{V}_u = \frac{4}{3} \frac{V_u}{A_g} = \left(\frac{4}{3}\right) \left(\frac{71214 \text{ kg}}{23562 \text{ cm}^2}\right) = 4.0299 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mathcal{V}_c = 0.5 \left(1 + 0.0071 \frac{M_u}{A_g}\right) \sqrt{f_c}$$

$$\mathcal{V}_c = 0.5 \left(1 + (0.0071) \left(\frac{833590 \text{ kg}}{23562 \text{ cm}^2}\right)\right) \sqrt{250 \text{ kg/cm}^2} = 9.8915 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mathcal{V}_c > \mathcal{V}_u \quad \therefore$$

Se colocarán estribos del # 5c:

$$S_{\text{estribos}} = \begin{cases} 16 \phi_{vv} = (16)(2.54 \text{ cm}) = 40.64 \text{ cm} \\ 48 \phi_{\text{est.}} = (48)(1.59 \text{ cm}) = 76.32 \text{ cm} \\ \text{D. diam. col.} = 200 \text{ cm} \end{cases}$$

Se toma
el menor

$$\frac{S_{\text{máx}}}{2} = \frac{40.64 \text{ cm}}{2} = 20.32 \text{ cm} \therefore$$

Se pondrán a cada 20 cm.

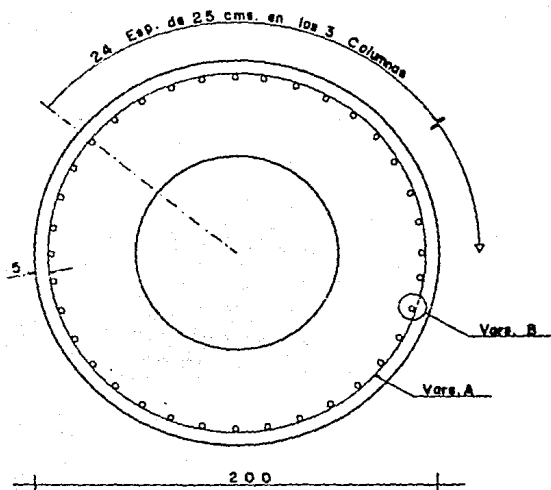


FIGURA I ARMADO DE COLUMNAS (CORTE)

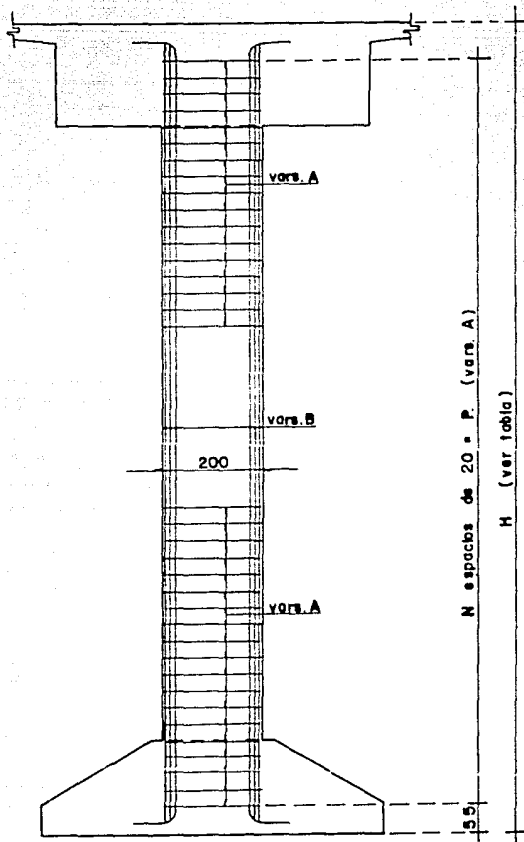
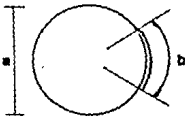



FIGURA 2 ARMADO DE COLUMNAS (ELEVACION)

ALTURAS Y LITERALES EN COLUMNAS (PILAS)			
COLUMNAS	H (cm)	n	P (cm)
BF	1920	90	1800
CG	2020	95	1900
DH	1920	90	1800

LISTA DE VARILLAS					
VARILLA	DIAMETRO	CROQUIS	a (cm)	b (cm)	
A	5ti		190	50	
B	8ci		COLUMNA		40
			BF DH	1855	
			CG	1955	

N O T A C I O N E S

A_g = Área gruesa de la sección transversal, en m^2 .

A_s = Área de acero en tensión, en m^2 .

B_d = Relación entre el momento producido por la carga muerta y la carga total.

C_m = Factor que relaciona el diagrama real de momentos con un diagrama equivalente y uniforme de momentos.

E_c = Módulo de elasticidad del concreto, en ton/m^2 .

E_s = Módulo de elasticidad del acero, en ton/m^2 .

e_{ext} = Excentricidad de la resultante de las cargas sobre la columna, medida a partir de los ejes centroidales, en m.

e_{int} = Excentricidad producida por los elementos mecánicos resistentes (M, P), en m.

f'_c = Resistencia a la compresión del concreto, en ton/m^2 .

f_y = Límite de fluencia del acero de refuerzo, en ton/m^2 .

I_g = Momento de inercia de la sección gruesa del concreto respecto a los ejes centroidales, en m^4 .

I_s = Momento de inercia del acero de refuerzo respecto a los ejes centroidales, en m^4 .

K = Coeficiente de longitud efectiva

k_{lu} = Longitud efectiva de pandeo, en m.

Σk_{col} = Suma de rigideces de columnas que concurren al nudo

Σk_{piso} = Suma de rigideces de elementos de piso que concurren al nudo

l_u = Longitud de columna, en m.

M_u = Momento flexionante en la sección considerada, multiplicado por el factor de carga apropiado, en ton-m.

N_u = Carga axial de compresión que actúa sobre el miembro, ton

P_c = Carga crítica de pandeo, en ton.

P_u = Carga axial en la sección considerada, multiplicado por el factor de carga apropiado, ton.

$V_{máx}$ = Fuerza cortante en la sección considerada, en ton.

V_u = Fuerza cortante en la sección considerada, multiplicada por el factor de carga apropiado, en ton.

δ = Factor de amplificación por momento

ϵ_{ai} = Deformación unitaria en el acero

ϵ_y = Deformación unitaria de fluencia en el acero de refuerzo correspondiente a f_y

V_c = Resistencia nominal, que corresponde a la carga de agrietamiento, en ton/m².

ϕ = Factor de reducción de resistencia

ψ = Grado de restricción

C A P I T U L O V

CRITICA DE LA PRACTICA ACTUAL PARA DISEÑO POR TEMPERATURA

De la comparación de los criterios expuestos en el capítulo II para el cálculo de efectos por temperatura en puentes y que son el fruto de investigaciones recientes, con las normas AASHO para el mismo concepto que se aplicaron en los capítulos III y IV se destacaron las diferencias siguientes:

- I) El gradiente térmico considerado implícitamente por AASHO corresponde a un incremento de 20°C constante en toda la sección, diferente del gradiente variable recomendado en la figura 3c, de las normas de Nueva Zelanda, teniendo este último valores diferentes si la losa de la calzada está protegida o no con una carpeta esfáltica.
- II) El análisis de los efectos de la temperatura según AASHO se realiza de la misma manera para puentes de concreto presforzado y reforzado. De acuerdo con lo expuesto en el capítulo II en el caso de puentes de concreto reforzado debe considerarse para el análisis la rigidez de los elementos estructurales con base en la sección agrietada. Como la introducción del agrietamiento reducirá la rigidez los efectos de temperatura serán menores que los obtenidos con secciones completas.

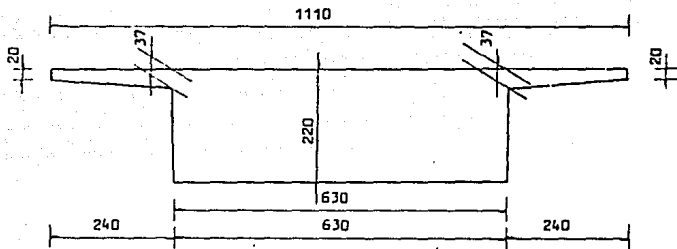
A continuación investigaremos la influencia que estas dos diferencias tienen en la respuesta térmica del presentado como ejemplo.

5.1 EFECTO DEL GRADIENTE TERMICO

5.1.1 Según normas AASHD:

Las normas AASHD considerarán un gradiente térmico constante sobre la sección lo cual produce deformaciones, esfuerzos y fuerzas axiales constantes en la sección. Estos efectos se determinarán en una sección sobre la pila y el centro del claro.

e) Sobre la pila

DATOS:

$$\alpha = 0.000011/^{\circ}\text{C}$$

$$\Delta t = 20^{\circ}\text{C}$$

$$E_c = 2.355 \times 10^6 \text{ ton/m}^2$$

$$A_g = 15.228 \text{ mts}^2$$

FORMULAS:

$$E_c = \alpha \Delta t \quad \text{----- Deformaciones}$$

$$f_c = E_c E_c \quad \text{----- Esfuerzos}$$

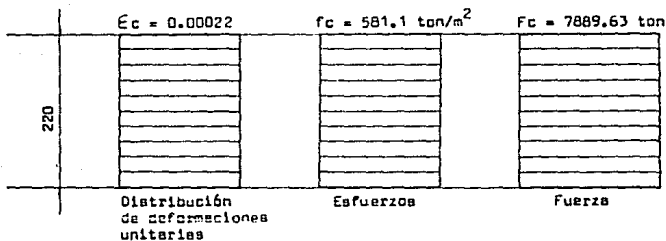
$$F_c = A_g f_c \quad \text{----- Fuerza}$$

SUSTITUYENDO:

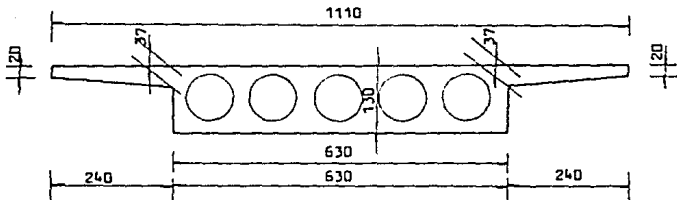
$$E_c = (0.000011/^{\circ}\text{C})(20^{\circ}\text{C}) = 0.00022$$

$$f_c = (2.355 \times 10^6 \text{ ton/m}^2)(0.00022) = 518.1 \text{ ton/m}^2$$

$$F_c = (518.1 \text{ ton/m}^2)(15.228 \text{ mts}^2) = 7889.63 \text{ ton}$$



b) Al centro del claro



DATOS:

$$\alpha = 0.000011/^{\circ}\text{C}$$

$$\Delta t = 20^{\circ}\text{C}$$

$$E_c = 2.355 \times 10^6 \text{ ton/m}^2$$

$$A_g = 6.233 \text{ mts}^2$$

FORMULAS:

$$E_c = \alpha \Delta t \quad \text{----- Deformaciones}$$

$$f_c = E_c E_c \quad \text{----- Esfuerzos}$$

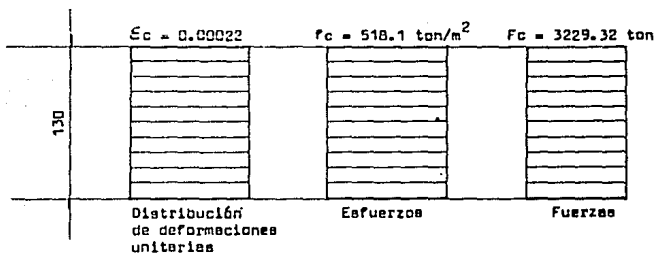
$$F_c = A_g f_c \quad \text{----- Fuerza}$$

SUSTITUYENDO:

$$E_c = (0.000011/^{\circ}\text{C})(20^{\circ}\text{C}) = 0.00022$$

$$f_c = (2.355 \times 10^6 \text{ ton/m}^2)(0.00022) = 518.1 \text{ ton/m}^2$$

$$F_c = (518.1 \text{ ton/m}^2)(6.233 \text{ mts}^2) = 3229.32 \text{ ton}$$



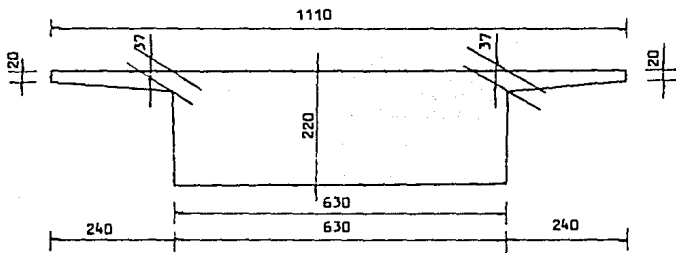
5.1.2 Según criterio de Nueva Zelanda:

Este criterio no considera una distribución constante del gradiente térmico a través de la sección, sino un decremento a la quinta potencia de temperatura a partir de la temperatura máxima (la temperatura máxima es función del --

espesor de la carpeta asfáltica) y un incremento lineal de -
temperature en los 20 cm inferiores de la sección.

Los efectos producidos, considerando este criterio, se deter-
minarán en una sección sobre la pila y al centro del claro.

a) Sobre la pila



Considerando una carpeta asfáltica de $h = 5$ cm de espesor y -
dividiendo la sección transversal en franjas de 20 cm debido
a la distribución de esfuerzos no uniformes.

En la siguiente tabla se determinarán las acciones internas ---
producidas por la distribución de temperature.

DATOS:

$$h = 50 \text{ mm}$$

$$\alpha = 0.000011/^{\circ}\text{C}$$

$$E_c = 2.355 \times 10^6 \text{ ton/m}^2.$$

FORMULA:

$$T = 32 - 0.2h \text{ } ^{\circ}\text{C} \text{ ---- Temperature máxima}$$

SUSTITUYENDO:

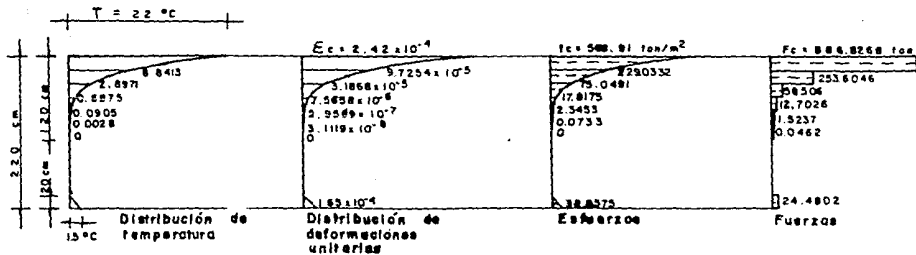
$$T = 32 - 0.2(50 \text{ mm}) = 22 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

y (mm)	$t_y = 22 \left(\frac{y}{1200} \right)^3 \text{ (}^{\circ}\text{C)}$	$\epsilon_c = \alpha t_y \text{ (}^{\circ}\text{C/}^{\circ}\text{C)}$	$f_c = \epsilon_c E_c \text{ (t/m}^2\text{)}$	A franja (m ²)	Fuerzas (ton)
0	0	0	0		
200	2.829×10^{-3}	3.1119×10^{-8}	0.0733	1.26	0.0462
400	9.0535×10^{-2}	9.9509×10^{-7}	2.3453	1.26	1.5237
600	6.875×10^{-1}	7.5658×10^{-6}	17.8175	1.26	12.7026
800	2.8971	3.1868×10^{-5}	75.0491	1.26	58.506
1000	8.8413	9.7254×10^{-5}	229.0332	1.668	253.6046
1200	22	2.42×10^{-4}	569.91	2.22	886.8268
0	1.5	1.65×10^{-4}	38.8575		
200	0	0	0	1.26	24.4802
				SUMA =	1237.6901

Determinación del punto de aplicación de la fuerza total;

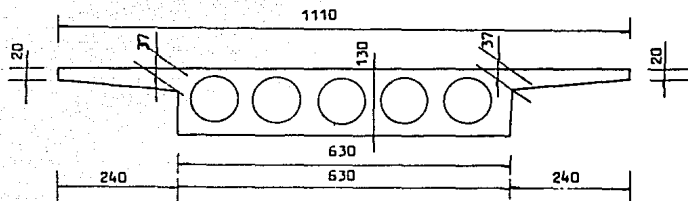
$$\bar{y} = \frac{886.83(0) + 253.6(30) + 58.51(50) + 12.7(70) + 1.52(90) + 0.05(110) + 24.48(210)}{1237.69}$$

$$\bar{y} = \frac{25573.915 \text{ ton-cm}}{1237.69 \text{ ton}} = 20.66 \text{ cm}$$



Distribución de efectos por temperatura sobre la pila

b) Al centro del claro

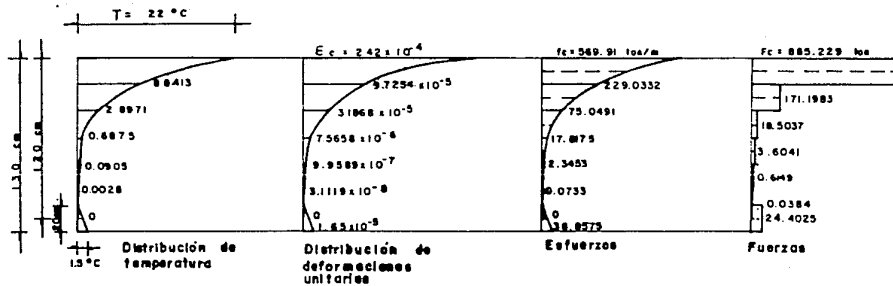


y (mm)	$t_y = 22 \left(\frac{y}{1200} \right)^5 (^\circ C)$	$E_c = \alpha t_y (^\circ C / ^\circ C)$	$f_c = E_c E_c (t/m^2)$	A franja (m ²)	Fuerzas (ton)
0	0	0	0	1.049	0.0384
200	2.829×10^{-3}	3.1119×10^{-8}	0.0733	0.5085	0.6149
400	9.0535×10^{-2}	9.9589×10^{-7}	2.3453	0.3575	3.6041
600	6.075×10^{-1}	7.5658×10^{-6}	17.8175	0.3985	18.5037
800	2.8971	3.1868×10^{-5}	75.0491	1.126	171.1983
1000	8.8413	9.7254×10^{-5}	229.0332	2.216	885.229
1200	22	2.42×10^{-4}	569.91		
0	1.5	1.65×10^{-5}	38.8575	1.256	24.4025
200	0	0	0		
				SUMA =	1103.5909

Determinación del punto de aplicación de la fuerza total;

$$\bar{y} = \frac{885.3(10) + 171.2(30) + 18.5(50) + 3.6(70) + 0.61(90) + 0.04(110) + 24.4(120)}{1103.59}$$

$$\bar{y} = \frac{18153.58 \text{ ton-cm}}{1103.59 \text{ ton}} = 16.45 \text{ cm}$$



Distribución de efectos por temperatura al centro del claro

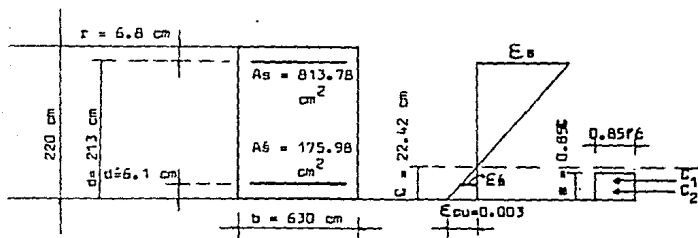
5.2 EFECTO DEL AGRIETAMIENTO

Los cambios volumétricos ocasionados por variaciones en la temperatura, producen esfuerzos de tensión, los cuales al ser --- mayores a los que soporta el concreto se presentan agrietamientos. Por lo tanto, cualquier agrietamiento que produzca una reducción del momento de inercia de la sección tendrá una influencia significativa en la reducción de los momentos térmicos, este efecto se analizará para una sección sobre la pila y al centro del claro.

5.2.1 Determinación del momento de inercia efectivo (I_e) para la sección sobre la pila:

Para el cálculo del momento de inercia efectivo se -- procederá de la siguiente manera:

- 1) La sección sobre la pila se idealizará de la siguiente -- forma;



2) Cálculo de la profundidad del eje neutro;

Para determinar la profundidad del eje neutro se tantearán diferentes profundidades de eje neutro hasta hallar el --- correcto es decir que las compresiones sean iguales a las tensiones. Se presenta únicamente el tanteo final.

DATOS:

$$f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_s = 21 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_s = 175.96 \text{ cm}^2$$

$$A_c = 813.78 \text{ cm}^2$$

$$S_i C = 22.42 \text{ cm}$$

$$C_1 = 0.85 f_c a b$$

$$C_1 = 0.85(250 \text{ kg/cm}^2)(0.85 \times 22.42 \text{ cm})(630 \text{ cm}) = 2551255.88 \text{ kg}$$

Por triángulos semejantes

$$E_s = \left(\frac{C-d'}{C}\right) E_{cu} = \left(\frac{22.42-5.1}{22.42}\right) 0.003 = 0.00218 > f_y$$

Donde:

$$E_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{4000 \text{ kg/cm}^2}{21 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2} = 0.0019 \therefore$$

$$\text{si } E_y > E_s ; f_s = E_s \quad \text{B}$$

$$\text{si } E_y < E_s ; f_s = 4000 \text{ kg/cm}^2 = f_y$$

Por lo tanto:

$$f_s = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

$$C_2 = f_s A_s = (4000 \text{ kg/cm}^2)(175.96 \text{ cm}^2) = 703920 \text{ kg}$$

$$C = C_1 + C_2 \quad \text{----- Suma de compresiones}$$

$$C = 2551255.38 + 703920 = 3255175.88 \text{ kg}$$

Por triangulos semejantes

$$\epsilon_s = \left(\frac{d-C}{C}\right) \epsilon_{cu} = \left(\frac{213.2 - 2242}{22.42}\right) 0.003 = 0.0255 > \epsilon_y$$

Por lo tanto;

$$f_s = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

$$T = f_s A_s \quad \text{----- Tensiones}$$

$$T = (4000 \text{ kg/cm}^2)(813.78 \text{ cm}^2) = 3255120 \text{ kg}$$

$$T \doteq C$$

3) El momento de inercia agrietado se determino con la ----
siguiente expresi6n;

$$I_{cr} = \left(\frac{bC^3}{3}\right) + n A_s (d-C)^2 + (n-1) A_s' (C-d')^2$$

Sustituyendo valores

$$I_{cr} = \frac{(630)(22.42)^3}{3} + \frac{(21 \times 10^5)}{2.355 \times 10^5} (813.78)(213.2 - 22.42)^2 +$$

$$\frac{(21 \times 10^5)}{2.355 \times 10^5} - 1)(175.98)(22.42 - 6.1)^2 = 266857569 \text{ cm}^4$$

$$I_{cr} = 2.6688 \text{ m}^4$$

4) Determinaci6n del momento de agrietamiento (M_{cr});

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t}$$

DONDE:

$$f_r = 2 \sqrt{f'_c} = 316 \text{ ton/m}^2$$

$$I_g = 6.7324 \text{ m}^4$$

$$y_{tsup} = 1.185 \text{ m}$$

$$y_{tinf} = 1.014 \text{ m}$$

SUSTITUYENDO:

$$Mcr_{sup} = \frac{(316 \text{ ton/m}^2)(6.7324 \text{ m}^4)}{1.186 \text{ m}} = -1793.7929 \text{ ton-m}$$

$$Mcr_{inf} = \frac{(316 \text{ ton/m}^2)(6.7324 \text{ m}^4)}{1.014 \text{ m}} = +2098.0655 \text{ ton-m}$$

Se toma Mcr_{sup} ya que lo que nos interesa son los esfuerzos a tensión.

5) Cálculo del momento de inercia efectivo (I_e);DATOS:

$$Icr = 2.6688 \text{ m}^4$$

$$I_g = 6.7324 \text{ m}^4$$

$$Mcr = 1793.7929 \text{ ton-m}$$

$$M_a = 1.4CM + 1.7CV = 1.4(2391.05 \text{ ton-m}) + 1.7(630.94 \text{ ton-m})$$

$$M_a = 4420.068 \text{ ton-m}$$

M_a se toma de la combinación de carga viva más carga muerta -- dado que esta combinación es la crítica para la superestructura.

FORMULA:

$$I_e = \left(\frac{Mcr}{M_a}\right)^3 I_g + \left(1 - \left(\frac{Mcr}{M_a}\right)^3\right) Icr \leq I_g$$

SUSTITUYENDO:

$$I_e = \left(\frac{1793.7929}{4420.068}\right)^3 (6.7324) + \left(1 - \left(\frac{1793.7929}{4420.068}\right)^3\right) (2.6688) =$$

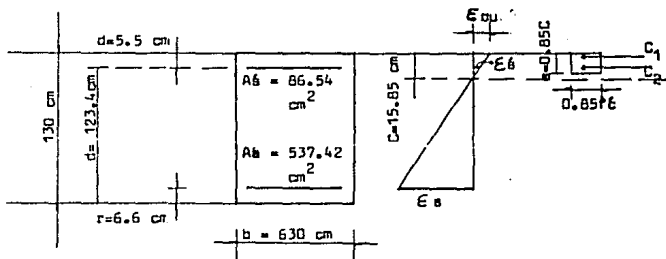
$$I_e = 0.45 + 2.2904 = 2.9404 \text{ m}^4$$

$$I_e = 2.9404 \text{ m}^4 < I_g$$

5.2.2 Determinación del momento de inercia efectiva (I_e) para la sección al centro del claro:

La secuencia de cálculo es similar a la descrita en el inciso anterior.

1) La sección sobre la pila se idealizará de la siguiente forma;



2) Cálculo de la profundidad del eje neutro;

DATOS:

$$fE = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_0 = 21 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_6 = 86.54 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 537.42 \text{ cm}^2$$

$$S_1 C = 15.85 \text{ cm}$$

$$C_1 = 0.85fE \text{ at}$$

$$C_1 = 0.85(250 \text{ kg/cm}^2)(0.85 \times 15.85 \text{ cm})(630 \text{ cm}) = 1803630.94 \text{ kg}$$

- 4) Determinación del momento de agrietamiento (M_{cr});

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t}$$

DONDE:

$$f_r = 2 \sqrt{f_c} = 316 \text{ ton/m}^2$$

$$I_g = 1.2587 \text{ m}^4$$

$$y_{t\text{sup}} = 0.7604 \text{ mts}$$

$$y_{t\text{inf}} = 0.5396 \text{ mts}$$

SUSTITUYENDO:

$$M_{cr\text{sup}} = \frac{(316 \text{ ton/m}^2)(1.2587 \text{ m}^4)}{0.7604 \text{ m}} = + 523.0789 \text{ ton-m}$$

$$M_{cr\text{inf}} = \frac{(316 \text{ ton/m}^2)(1.2587 \text{ m}^4)}{0.5396 \text{ m}} = - 737.1186 \text{ ton-m}$$

Se toma $M_{cr\text{inf}}$ ya que lo que nos interesa son los esfuerzos a tensión.

- 5) Cálculo del momento de inercia efectivo (I_e);

DATOS:

$$I_{cr} = 0.5634 \text{ m}^4$$

$$I_g = 1.2587 \text{ m}^4$$

$$M_{cr\text{inf}} = 737.1186 \text{ ton-m}$$

$$M_a = 1.4CM + 1.7CV = 1.4(943.65 \text{ ton-m}) + 1.7(390.42 \text{ ton-m})$$

$$M_a = 1984.824 \text{ ton-m}$$

Ma se tomo de la combinación de carga viva más carga muerta - dado que esta combinación es la crítica para la superestructura.

FORMULA:

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 I_g + \left(1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right) I_{cr} \leq I_g$$

Por triángulos semejantes

$$\epsilon_s = \left(\frac{C-d'}{C}\right) \epsilon_{cu} = \left(\frac{15.85-5.5}{15.85}\right) 0.003 = 0.001958 > \epsilon_y$$

Por lo tanto;

$$f_s = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

$$C_2 = f_s A_s = (4000 \text{ kg/cm}^2)(86.54 \text{ cm}^2) = 346160 \text{ kg}$$

$$C = C_1 + C_2 \text{ ----- Suma de compresiones}$$

$$C = 1803630.94 + 346160 = 2149790.94 \text{ kg}$$

Por triángulos semejantes

$$\epsilon_s = \left(\frac{d-C}{C}\right) \epsilon_{cu} = \left(\frac{123.4 - 15.85}{15.85}\right) 0.003 = 0.020036 > \epsilon_y$$

Por lo tanto;

$$f_s = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

$$T = f_s A_s \text{ ----- Tensiones}$$

$$T = (4000 \text{ kg/cm}^2)(537.42 \text{ cm}^2) = 2149680 \text{ kg}$$

$$T \doteq C$$

- 3) El momento de inercia agrietado se determino con la siguiente expresión;

$$I_{cr} = \left(\frac{bc^3}{3}\right) + n A_s (d-C)^2 + (n-1) A_s' (C-d')^2$$

Sustituyendo valores

$$I_{cr} = \frac{(630)(15.85)^3}{3} + \left(\frac{21 \times 10^5}{2.355 \times 10^5}\right) (537.42)(123.4-15.85)^2 +$$

$$\left(\frac{21 \times 10^5}{2.355 \times 10^5} - 1\right) (86.54)(15.85-5.5)^2 = 56341907.21 \text{ cm}^4$$

$$I_{cr} = 0.5634 \text{ m}^4$$

SUSTITUYENDO:

$$I_e = \left(\frac{737.1186}{1984.824}\right)^3 (1.2587) + \left(1 - \left(\frac{737.1186}{1984.824}\right)^3\right) (0.5634) =$$

$$I_e = 0.0645 + 0.5345 = 0.599 \text{ m}^4$$

$$I_e = 0.599 \text{ m}^4 < I_g$$

5.3 DETERMINACION DE LAS PROPIEDADES GEOMETRICAS DE LA SECCION AGRIETADA PARA COLUMNAS

Se determinarán estas propiedades para la condición de -- carga última correspondiente a $1.3(C.M. + T)$, para la --- sección superior que es la que se encuentra en situación más crítica;

$$P_u = 1.3(C.M. + T) = 1.3(833.59 \text{ ton}) = 1083.667 \text{ ton}$$

$$M_u = 1.3(C.M. + T) = 1.3(422.12 \text{ ton-m}) = 548.756 \text{ ton-m}$$

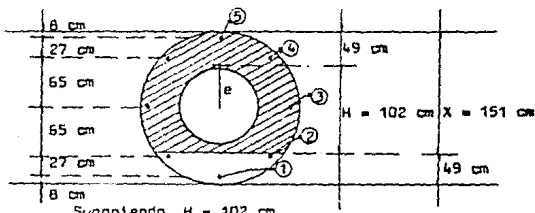
$$\therefore e = \frac{M_u}{P_u} = 0.51 \text{ mts.}$$

Ubicando en el diagrama de interacción el punto de coordenadas (M_u, P_u) se observa que queda lejos de la curva de -- falla, luego entonces bajo estas condiciones últimas la --- columna esta trabajando aún en el rango elástico, resultado que se explica porque el diseño de la sección se realizó --- colocando el armado mínimo y dejando sobrada la columna en - el peralte.

El cálculo del eje neutro se realizó por un método de aproxi maciones sucesivas, el cual consiste en suponer un valor de X y el calcular I_{pp} y S_{pp} si la relación del primero al ---

segundo nos dá una H igual a la implícitamente supuesta al suponer X, el problema está resuelto, pero si no, hay que suponer una nueva X y hacer un nuevo tanteo. Se presenta el último tanteo.

$$As/B = 117.81 \text{ cm}^2/8 = 14.73 \text{ cm}^2; n = 9$$



Suponiendo $H = 102 \text{ cm}$

Elemento	Area (cm^2)	x_{pp} (cm)	$S_{pp} = A \cdot x_{pp}$ (cm^3)	$I_{pp} = I_a + A \cdot x_{pp}^2$ (cm^4)
1	$14.73 (9) = 132.59$	143	18960.37	2711332.91
2	$29.45 (9) = 265.05$	116	30745.80	3566512.80
3	$29.45 (8) = 235.60$	-51	-12015.60	612795.60
4	$29.45 (8) = 235.60$	-14	-3298.40	46177.60
5	$14.73 (8) = 117.84$	-41	-4831.44	198089.04
		Sumas =	29560.73	7134907.95
Concreto $H = 102 \text{ cm}$ $X = 151 \text{ cm}$ $d = 200 \text{ cm}$ $\frac{X}{d} = 0.755$ $A = 0.17$ $B = 0.63$ $C = 0.405$	$A_1 = 0.63(200)^2 = 25200$ $A_2 = 0.63(100)^2 = -6300$	34 42.5	856800 -267750	$I_a = 0.405(100)^4 = 40500000$ $I_b = 0.405(50)^4 = -2531250$
		Sumas =	589050	58251825
		Suma total =	618610.73	62855482.95

$$H = \frac{\sum I_{pp}}{\sum S_{pp}} = \frac{62855482.95 \text{ cm}^4}{618610.73 \text{ cm}^3} = 101.61 \text{ cm} \approx 102 \text{ cm}$$

Los valores de las constantes A, B y C para la sección de --- concreto sombreada se determinarán de la gráfica que se muestra en el apéndice A.

5.4 ANALISIS DE RESULTADOS

Se harán relaciones de los momentos de inercia efectivos con respecto a los momentos de inercia sin agrietar de las secciones - consideradas, además de comparar los efectos internos producidos - por la acción de la temperatura considerando los criterios ---- expuestos anteriormente.

5.4.1 Efecto del gradiente térmico;

a) Según normas AASHD

Sección sobre pila $F = 7889.63 \text{ ton}$

Sección al centro del claro $F = 3229.32 \text{ ton}$

b) Según criterio de Nueva Zelanda

Sección sobre pila $F = 1237.69 \text{ ton}$

Sección al centro del claro $F = 1103.59 \text{ ton}$

$$\frac{1237.69}{7889.63} = 15.69 \% \text{ sobre pila}$$

$$\frac{1103.59}{3229.32} = 34.17 \% \text{ al centro del claro}$$

5.4.2 Efecto del agrietamiento en superestructura;

a) Momento de inercia sin agrietar

$$\text{Sección sobre pila} \quad I_g = 6.7324 \text{ m}^4$$

$$\text{Sección al centro del claro} \quad I_g = 1.2589 \text{ m}^4$$

b) Momento de inercia efectivo

$$\text{Sección sobre pila} \quad I_e = 2.9404 \text{ m}^4$$

$$\text{Sección al centro del claro} \quad I_e = 0.5990 \text{ m}^4$$

$$\frac{2.9404}{6.7324} = 43.68 \% \quad \text{sobre pila}$$

$$\frac{0.5990}{1.2589} = 47.58 \% \quad \text{al centro del claro}$$

5.4.3 Efecto del agrietamiento en pilas;

a) Momento de inercia sin agrietar

$$I_g = 0.7363 \text{ m}^4$$

b) Momento de inercia agrietado

$$I_{cr} = 0.6286 \text{ m}^4$$

$$\frac{0.6286}{0.7363} = 85.37 \%$$

Las comparaciones anteriores nos indican que los efectos térmicos pueden reducirse al 34% de los calculados conforme a AASHTO por efecto de la reducción del gradiente térmico. Por otro lado, la reducción por cambio de rigidez al considerar secciones agrietadas no resulta significativa en este

caso porque el momento de inercia de la columna agrietada es casi igual (85 %) al de la columna completa. Esto se debe a que el diseño de las columnas fue conservador.

No se realizaron los cálculos de los elementos mecánicos por temperatura porque en el puente que se escogió de ejemplo al reducirse el efecto térmico rige la acción sísmica.

NOTACIONES

- A_g = Área gruesa de la sección transversal, en m^2 .
 A_s = Área de acero en tensión, en m^2 .
 A'_s = Área de acero en compresión, en m^2 .
 C = Profundidad de eje neutro, en cm .
 E_c = Módulo de elasticidad del concreto, en ton/m^2 .
 E_s = Módulo de elasticidad del acero, en ton/m^2 .
 e = Excentricidad de la resultante de las cargas sobre la columna, medida a partir de los ejes centroidales, en cm .
 F_c = Fuerza en el concreto producida por el efecto de temperatura.
 f'_c = Resistencia a la compresión del concreto, en ton/m^2 .
 f_r = Módulo de ruptura del concreto, en ton/m^2 .
 f_s = Esfuerzo de tensión en el acero bajo las cargas de servicio, en ton/m^2 .
 f'_s = Esfuerzo de compresión en el acero bajo las cargas de servicio, en ton/m^2 .
 f_y = Límite de fluencia del acero de refuerzo, en ton/m^2 .
 I_{cr} = Momento de inercia giratorio, en m^4 .
 I_e = Momento de inercia efectiva, en m^4 .
 M_b = Momento máximo en el elemento, en la etapa para la cual se está calculando la deformación, en $ton-m$.
 M_u = Momento flexionante en la sección considerada, multiplicada por el factor de carga apropiado, en $ton-m$.
 n = Relación de módulos de elasticidad, = E_s/E_c .
 P_u = Carga axial en la sección considerada, multiplicada por el factor de carga apropiado, en ton .

t_y = Temperatura a una profundidad dada, en $^{\circ}\text{C}$

y_t = Distancia a la fibra extrema de la sección, en m.

α = Coeficiente de dilatación térmica

Δ_t = Variación de temperatura, en $^{\circ}\text{C}$

ϵ_c = Deformación en el concreto

ϵ_{cu} = Deformación unitaria máxima útil del concreto

ϵ_s = Deformación unitaria en el acero de tensión

ϵ'_s = Deformación unitaria en el acero de compresión

ϵ_y = Deformación unitaria de fluencia en el acero de refuerzo,
correspondiente a f_y

C A P I T U L O VI

CONCLUSIONES

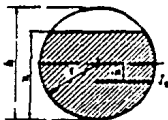
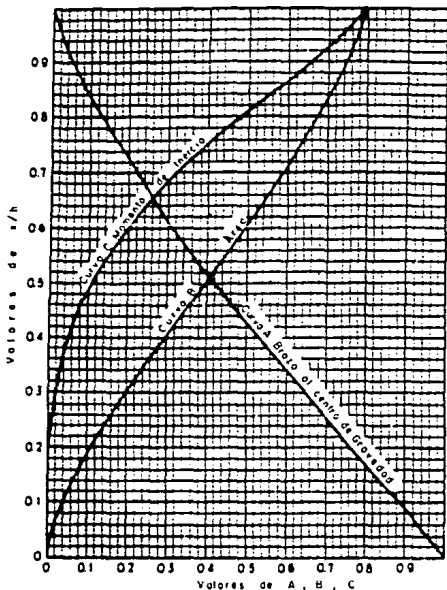
- 1 .- Los efectos de temperatura deben valerse con cuidado en el caso de puentes continuos porque pueden resultar predominantes para diseño.
- 2 .- La aplicación de las normas AASHO puede resultar excesivamente conservadora en los siguientes casos:
 - a) Estructuras de concreto reforzado (el agrietamiento de las secciones reduce las rigideces y por lo tanto disminuye los elementos mecánicos por temperatura).
 - b) Protección de la calzada (al colocar una carpeta asfáltica se disminuyen los gradientes térmicos).
 - c) Estructuras de gran peralte o de gran masa (los cambios de temperatura no alcanzan a afectar a toda la sección)
- 3 .- Es necesario que en nuestro país se realicen investigaciones sobre los efectos térmicos en las estructuras. En esta tesis se han aplicado resultados obtenidos en E.U.A., Gran Bretaña y la Nueva Zelanda que pueden ser aplicables en algunas zonas de México, pero no en otras como las zonas húmedas al sur del Trópico de Cáncer en donde las condiciones térmi-

cas son más favorables a como las zonas desérticas del Norte donde las condiciones son peores.

- 4 .- En el caso de los efectos térmicos puede resultar desfavorable para el comportamiento de la estructura sobredimensionar las columnas. Si las columnas están "sobreadas" no se puede obtener ventaja de la reducción de rigidez por agrietamiento
- 5 .- Los puentes de concreto presforzado deben ser motivo de un análisis cuidadoso de los efectos térmicos pues en ellos las condiciones de trabajo son más desfavorables que en los puentes de concreto reforzado.

APENDICE A

Gráfica para determinar las propiedades geométricas de
segmentos circulares.



Propiedades del segmento sombreado

$$\bar{i} = Ar$$

$$\text{Area} = Bh^2$$

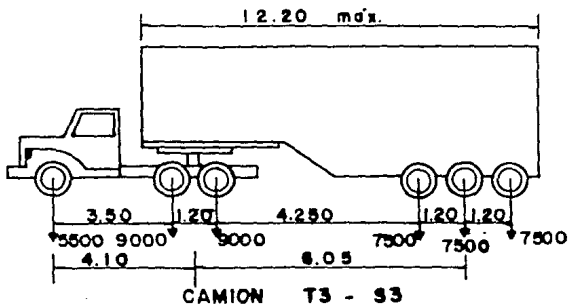
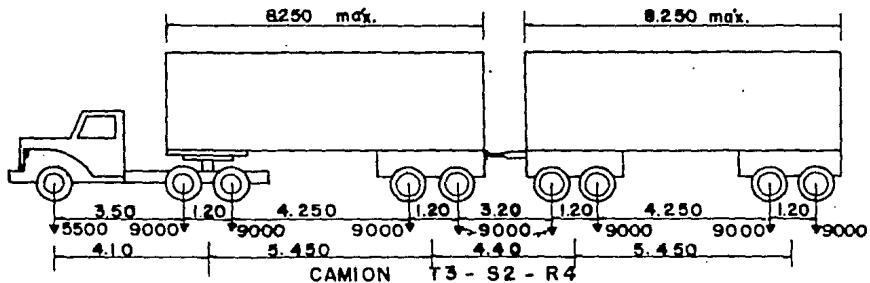
$$I_o = Cr^4$$

Los valores de A, B, C se toman de la gráfica

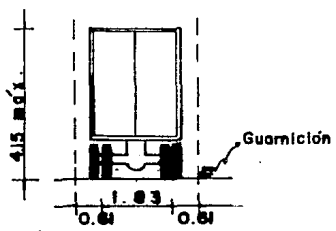
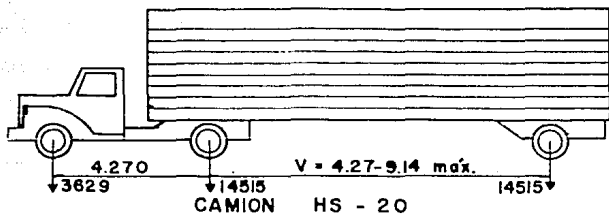
Constantes para la determinación de las propiedades geométricas de segmentos circulares. (Gráfica tomada del libro "Reinforced --- Concrete Fundamentals" de Phil M. Ferguson).

APENDICE B

Camiones tipo que se utilizan para el análisis de puentes carreteros.



(Pesos en kilogramos y por eje. Dimensiones en metros.)



3.05m ancho del galibó y del carril de carga

(Pesos en kilogramos y por eje. Dimensiones en metros.)