

14129



Universidad Nacional Autónoma de México

Facultad de Ingeniería

Estudio experimental sobre cortante en extremos de vigas presforzadas

FALLA DE ORIGEN

T E S I S

Que para obtener el título de
I N G E N I E R O
P r e s e n t a

Marco Antonio Traslosheros Frías





Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

INTRODUCCION

Se observa que en el Reglamento de construcción del D.D.F para el diseño de vigas presforzadas se usa el método simplificado para la determinación del cortante presentado por el ACI-63 que es una expresión que no toma en consideración la cantidad de presfuerzo ni la inclinación de los cables actuando sobre la sección de la viga de concreto.

El reglamento del Distrito Federal es conservador en le caso de vigas presforzadas porque en nuestro medio es práctica común engrasar algunos cables en los extremos de las vigas para evitar primeramente trayectorias curvilíneas de los cables y para evitar concentraciones de esfuerzos superiores a los permisibles en los extremos de las vigas para evitar fallas que dañen éstas en las primeras etapas.

En éstas zonas donde los cables no se encuentran adheridos al concreto (debido al engrasado) el reglamento de construcción para el D.F. especifica que las vigas en esas secciones se deberán diseñar como vigas de concreto reforzado despreciando de ésta manera toda contribución del esfuerzo de compresión producida por el presfuerzo de los cables adheridos y no engrasados.

La finalidad del presente trabajo es hacer un estudio teórico en cuanto a investigación de los tipos de falla de vigas de concreto presforzadas así como la de proponer el análisis experimental de vigas diseñas mediante métodos del ACI , para validar las especificaciones de cortante del reglamento del D.F. y proponer en su caso recomendaciones adicionales.

En cada uno de los capitulos se asienta como justificación los

antecedentes teóricos necesarios para la elaboración e interpretación de los ensayos y resultados obtenidos.

Se dan a conocer en el primer capítulo los mecanismos de falla por cortante ubicando así al que proyecta una viga de este tipo cuales son los tipos de agrietamiento a considerar así como también cual es el comportamiento general de una viga de concreto presforzada, para tal efecto es necesario considerar como afecta el presfuerzo al estado de esfuerzos principales, para luego diseñarla, por cortante con el método que diferencia a cada uno de los tipos de agrietamiento así como también con el procedimiento indicado por el método simplificado.

Se comparan los resultados obtenidos por los distintos métodos de diseño hechos en investigaciones precedentes con resultados experimentales para diversos tipos de vigas.

En los capítulos subsecuentes se diseñan vigas por medio de esfuerzos permisibles calculando así su momento último a flexión, haciendo un minucioso análisis Momento-Curvatura para vigas presforzadas, cada una de las vigas varían en su sección una de otra así como de la cantidad de presfuerzo, las secciones se propusieron como aquellas que más se utilizan: La primera es una viga T, la segunda TT (doble T) y la tercera una viga tipo AASHTO. En las dos primeras vigas el acero fue propuesta mediante un criterio empírico comparándola con un momento resistente determinado sin superar los esfuerzos permisibles, variando el número de torones, diámetro y posición.

Después del diseño y revisión de cada una de las vigas se procedió a analizar el comportamiento teórico a flexión de cada

una, mediante la configuración de la gráfica Momento-Curvatura que se forma con la relación existente entre el par interno resistente (entre el acero y el concreto) contra la profundidad del eje neutro, lo anterior fue para calcular el momento último resistente, analizar el comportamiento del concreto y del acero a medida que se incrementaba la deformación de la fibra superior a compresión.

Por último se revisan las vigas por esfuerzo cortante mediante los métodos dados por el ACI, el primero es el método detallado el cual define de manera clara el modo en que falla la estructura y el otro el método simplificado de diseño, que es el que se utiliza actualmente en el reglamento de construcciones del D.D.F. pudiéndose comparar de manera clara los métodos antes descritos.

En el capítulo VI, con todos los resultados obtenidos en el análisis se propone la metodología para la instrumentación de las vigas así como el proceso para los ensayos que se llevarán a efecto para validar las especificaciones de cortante del reglamento del D.F.

CAPITULO II

2.1.- CONSIDERACIONES GENERALES

2.2.- MECANISMOS DE AGRIETAMIENTO

2.3.- EVALUACION DE ESFUERZOS PRINCIPALES

2.4.- DISEÑO POR FUERZA CORTANTE

2.5.- METODO SIMPLIFICADO DE DISEÑO

2.6.- COMPARACION CON ESTUDIOS EXPERIMENTALES

2.7.- CONSIDERACIONES DEL R.C.D.F.- 87

CONSIDERACIONES GENERALES SOBRE ESFUERZO
CORTANTE EN VIGAS PRESFORZADAS.

La resistencia a la flexión de las vigas de concreto presforzado se conoce de manera definida, pero no puede predecirse con precisión la que corresponde al esfuerzo cortante.

La misma situación prevalece en vigas de concreto reforzado, con la única excepción de que se han hecho numerosas pruebas de las que se han derivado métodos empíricos para calcularla.

Es claro suponerse que a pesar de este panorama del estado actual del conocimiento respecto al esfuerzo cortante, no impide calcular vigas de concreto presforzadas. Esto es porque muchas vigas han sido calculadas y construidas sobre bases de algunas teorías supuestas para esfuerzo cortante. Por lo anterior no se prueba la seguridad de las estructuras, cuando se sobrepasan las proporciones y las cargas más allá del dominio actual de la práctica los efectos adversos pueden ocurrir en cualquier momento.

De hecho puede ser determinado que las vigas de concreto presforzado poseen mayor seguridad en resistencia de cortante que las vigas de concreto simplemente reforzadas, porque el presfuerzo prevendrá la aparición ó disminuirá las grietas que podrían en un momento dado destruir la resistencia de vigas de concreto reforzado. Puesto que muchas vigas presforzadas han sido diseñadas y construidas en base a muchas teorías para cortante, y puesto que las vigas no han fallado por cortante es posible concluir que los actuales métodos de diseño (básicamente desde el

reglamento ACI-630) son seguros.

El grado de seguridad del concreto presforzado empleados en métodos convencionales usados antes de 1963 varían mucho. Algunas si fueron muy seguras otras no, aún cuando todas parecían funcionar muy bien bajo cargas usuales de servicio.

La resistencia a la acción del cortante contribuida por el concreto fue calculada de ecuaciones de diseño que fueron una extensión de la experiencia con miembros de concreto reforzado. Mientras que el método de diseño era simple de usar, éste no tomaba en cuenta la influencia del presfuerzo en miembros presforzados. El actual reglamento del ACI en su parte para cortante es más complejo que los anteriores (ACI-53), pero está basado en teorías y pruebas que muestran mas claramente el actual comportamiento.

La cercanía ahora obtenida en el ACI, tiene una base racional para considerar los modos en que la falla por cortante puede desarrollarse en miembros de concreto presforzado. Los mecanismos de agrietamiento supuestos son aquellos que han sido verificados por pruebas para vigas simples y vigas continuas.

Todavía el diseño es semiempírico por lo que algunos términos de las ecuaciones están basados en datos de pruebas.

A continuación se muestra un panorama general del cortante en una viga presforzada:

Considerese tres vigas que soportan cargas transversales como se muestran en la fig. (1). La viga (a) está presforzada por un cable recto, tomando una sección A-A, el cortante V es tomado

enteramente por el concreto, y nada por el cable que esta esforzado en dirección perpendicular al cortante. La viga (b) está esforzada con un cable inclinado, la sección B-B muestra que la componente transversal del tendón toma parte del esfuerzo cortante, dejando solamente una porción para ser tomada por el concreto; esto es:

$$V_c = V - V_p$$

Lo anterior puede ser comparado con vigas de concreto reforzado con varillas dobladas donde la porción inclinada del acero toma algo de cortante. Debe notarse que cuando tenemos un tendón horizontal aunque inclinado con el eje de la viga no toma nada de cortante vertical como se ilustra en la viga (c) en la sección C-C. Siempre que el tendón no esté perpendicular a la dirección del cortante, entonces éste tomará parte en llevar algo de cortante, por ejemplo, la sección D-D.

Es interesante notar que en algunos casos raros la componente vertical del presfuerzo, aumenta el esfuerzo cortante en el concreto.

En el concreto presforzado es posible algunas veces diseñar una viga con un esfuerzo de cortante nulo para el concreto bajo una condición de carga dada. Tomando por ejemplo la fig. (2a) si la viga simple que lleva una carga uniformemente repartida se presfuerza por un cable parabólico con una catenaria (o curvatura) igual a:

$$y_0 = \frac{v l^2}{8 F}$$

donde F es la fuerza de presfuerzo en el cable, entonces la componente transversal del cable iguala al cortante en cualquier punto, y por lo tanto no hay esfuerzo cortante que lleve el concreto. Para vigas que soportan cargas concentradas, o para vigas continuas sobre soportes intermedios Fig. (2b) el problema es más complicado porque el tendón no puede doblarse tan pronunciadamente para adaptarse al cambio teórico inesperado del cortante en los puntos de cargas concentradas, pero puede verse que el cambio real en el esfuerzo cortante bajo una carga concentrada no es tan abrupto, aunque su variación sea poco conocida.

Habiendo sido determinada la magnitud de cortante actuante en el concreto, el siguiente paso es calcular la resistencia al cortante del concreto. En general las vigas pretensadas al igual que las reforzadas, prácticamente nunca fallan bajo el cortante directo o bajo penetración, su falla es debida por esfuerzos de tensión producidos por cortante, conocido como TENSION DIAGONAL en concreto reforzado y como TENSION PRINCIPAL en concreto presforzado.

Antes del agrietamiento el concreto puede considerarse como un material homogéneo, y el cálculo de los esfuerzos de tensión principal pueden ser hechos con el método usual en resistencia de materiales para el estado de esfuerzos. Aunque la tensión principal puede ser calculada, la resistencia del concreto a tales esfuerzos no está bien definida puesto que existen muchas teorías de falla, en la que la teoría del esfuerzo máximo de tensión es solo una. Después del agrietamiento del concreto y con

la adición del refuerzo en el alma, el problema se vuelve aún más complicado.

Las pruebas en vigas presforzadas y reforzadas indican que no solamente el esfuerzo cortante actúa para producir la falla por cortante sino también el momento en esa sección. Por ejemplo la viga en la fig. (3) muestra una viga sometida a 2 fuerzas concentradas que actúan en puntos correspondientes a los tercios de la viga. La parte de la viga entre el soporte y punto de acción de la carga concentrada es la región donde se encuentra presente tanto el momento como la fuerza de cortante. Esta región es el CLARO DE CORTANTE y aquí es donde se producen los esfuerzos combinados. La parte de la viga entre estas 2 fuerzas es la parte de flexión donde la proporción de corte por peso propio es pequeña.

La determinación de la magnitud y dirección de los esfuerzos principales cuando la región de esfuerzos combinados se encuentran sin agrietar es relativamente simple. Los esfuerzos cortantes para esta etapa de carga pueden calcularse suponiendo que los esfuerzos de flexión se encuentran distribuidos linealmente con relación a la profundidad.

2.2- MECANISMOS DE AGRIETAMIENTO

Existen esencialmente dos tipos de agrietamiento por cortante: uno en el que las grietas empiezan en el alma como resultado de una alta tensión principal (esfuerzos principales), en una región de la viga donde el momento es pequeño y el

cortante actuante es grande. Y otro en el que las grietas verticales a flexión ocurren primero y se desarrollan en grietas inclinadas por la presencia del cortante.

En las primeras etapas de carga, el comportamiento de la viga es el mismo que para la viga que falla en flexión, y normalmente no existen grietas en la sección sometida a momento flexionante y esfuerzo cortante. Sin embargo, a medida que se incrementa la carga el esfuerzo principal a tensión máximo puede aparecer en el alma en alguna parte de la región de los esfuerzos combinados, dependiendo de la magnitud relativa de las variables implicadas (fuerza de presfuerzo, tipo de carga, área de la sección así como de su forma).

La región de esfuerzos combinados tiene la peculiaridad de tener un estado distinto de esfuerzos en cada sección, por la variación de la relación de momento y fuerza cortante.

La sección 1-1 de la viga de la fig. (4) muestra el agrietamiento en el alma de la viga en la región donde la relación de momento flexionante a fuerza cortante es pequeña. La sección 2-2 de la misma figura muestra el agrietamiento por cortante en regiones donde la relación de momento flexionante a fuerza cortante es grande.

Estas grietas pueden dar lugar a la falla de la viga en la región de esfuerzos combinados antes de que se haya desarrollado completamente la resistencia a flexión. Un análisis preciso es muy complicado aquí por el hecho de que los métodos clásicos para calcular esfuerzos principales para una sección sin agrietas no sería apropiado usarlos después de agrietado el concreto. Para

determinar la resistencia a cortante se usa el ACI que son métodos semiempíricos.

En resumen, en alguna parte del claro de cortante, las grietas a flexión formadas en la fibra inferior siempre se presentan primero, inicialmente son verticales, pero se vuelven inclinadas conforme aumenta la carga, (fig. 5). La propagación de éste agrietamiento por lo general origina que la viga falle por corte-compresión.

Cuando la fuerza cortante es de una magnitud elevada, las grietas debidas a la tensión principal (grietas en el alma) se desarrollarán mas rápido que las grietas por flexión , figura 6.

Para el 1er tipo de falla se usa la Teoria de "esfuerzos principales" que es lo que se desarrolla a continuación, el segundo está discutido mas adelante.

2.3- EVALUACION DE ESFUERZOS PRINCIPALES

Es necesario hacer notar que en esta etapa el concreto no se ha agrietado, por lo que la primer parte del método consiste en calcular el esfuerzo de tensión principal con el cálculo clásico de esfuerzos principales de tensión. La segunda parte de este método, limitando la tensión principal a un valor definitivo, no es una aproximación verdadera, porque hay evidencias experimentales que muestran que la resistencia del concreto a la tensión principal no es un valor constante y que varia con la magnitud de la compresión axial aplicada por el presfuerzo, pero parece, sin embargo que cuando la fuerza axial es menor que el

50% de $f'c$, la resistencia del concreto a estos esfuerzos principales es más o menos constante. Las vigas de concreto presforzado tienen una compresión axial menos que $0.5 f'c$, Por lo tanto el cálculo de la tensión principal puede verse como un criterio apropiado.

El método puede ser esquematizado como sigue:

1.- Del cortante total externo V , se debe restar el cortante V_p que lo toma el tendón, para obtener V_c que es lo que va a resistir el concreto:

$$V_c = V - V_p$$

2.- Cálculo de la distribución de V_c de la sección transversal por la fórmula general:

$$u = \frac{V_c Q}{I b}$$

donde u = esfuerzo cortante unitario a cualquier nivel,

Q = momento estático de la sección (área de la sección transversal arriba o abajo del eje centroidal).

b = ancho de la sección a ese nivel

I = momento de inercia

3.- Cálculo de la distribución de esfuerzos en las fibras de la sección debido al momento externo M , al presfuerzo F , y a su excentricidad e , por la fórmula:

$$f_c = -\frac{F}{A} \pm \frac{F e}{I} y \pm \frac{M}{I} y$$

4.- El máximo esfuerzo principal a tensión f''_t correspondientes a u y a f_c , está dado por la fórmula :

$$f''_t = \sqrt{u^2 + (f_c/2)^2} - f_c/2$$

gráficamente se puede obtener por el círculo de Mohr para esfuerzos. Una ventaja de éste es que muestra inmediatamente el plano en que actúa este esfuerzo.

2.4 DISEÑO POR FUERZA CORTANTE

El método convencional para analizar el estado de esfuerzos principales basados en un material homogéneo es un método limitado al caso en el que el concreto no se ha agrietado. En consecuencia, este método no es satisfactorio ya que la resistencia del concreto a los esfuerzos principales a tensión, puede cambiar también por la magnitud de los esfuerzos en compresión producidos por el presfuerzo.

Con el objeto de obtener un diseño más racional en cortante, es necesario que el diseño esté basado en su resistencia bajo factores de carga. Los esfuerzos en condiciones de servicio deben ser chequeados para evitar agrietamientos y un buen comportamiento en general.

El diseño de la resistencia última a cortante basado en el ACI, está basado en pruebas extensivas de laboratorio y ha dado estructuras seguras desde su adopción en 1963. Primero se completa el diseño por flexión del miembro y la resistencia al cortante es entonces evaluada. De este modo, el procedimiento actual es un análisis para determinar la resistencia al cortante del concreto v_c , comparándolo con el esfuerzo de cortante actuante v_u . Puesto que la resistencia a cortante puede estar

gobernada por alguno de los dos tipos de mecanismos de falla (debido a los diferentes tipos de agrietamiento descritos anteriormente) ambos deberán ser considerados. El que resulte menor de los dos gobernará la resistencia a cortante v_c en una sección dada.

El esfuerzo cortante que forma las grietas inclinadas es designado V_{ci} , y el esfuerzo cortante relacionado con la formación de grietas de tensión principal en el alma es designado V_{cw} , los estribos serán diseñados por la diferencia entre $(V_u - V_c)$ y donde V_c es el menor de V_{cw} ó V_{ci} .

2.4.1- Evaluación de V_{cw} (agrietamiento del alma por cortante)

La ecuación del ACI para la evaluación de V_{cw} es una aproximación de la expresión más compleja que se usaría para calcular el esfuerzo de tensión principal en el centroide de una viga de concreto presforzada simple. Los estudios experimentales en vigas de este tipo mostraron que el inicio de grietas en el alma por cortante correlacionadas con un esfuerzo de tensión principal en el centroide de la sección igual a $1.044 \sqrt{f'_c}$. Esto da una base para calcular la resistencia a cortante del concreto cuando el inicio del agrietamiento es en el alma: $(V_{cw} = u_{cw} bd)$

La capacidad a tensión del miembro es alcanzada si:

$$f''_t = \sqrt{u_{cw}^2 + \left(\frac{f_p}{2}\right)^2} - \left(\frac{f_p}{2}\right)$$

donde f''_t = resistencia de tensión del concreto,

u_{cw} = esfuerzo de cortante.

f_p = esfuerzo a compresión debido al presfuerzo.

A partir de ésta expresión se puede obtener la siguiente fórmula:

$$u_{cw} = f''_t \sqrt{1 + \frac{f_p}{f''_c}}$$

Si se reemplaza a f''_t por $1.044 \sqrt{f'_c}$ que es un valor obtenido de estudios experimentales, además de multiplicarlo por un factor de reducción se obtiene el valor de u_{cw} :

$$u_{cw} = 0.93 \sqrt{f'_c} \left(\sqrt{1 + \frac{f_p}{0.93 \sqrt{f'_c}}} \right)$$

La curva que representa esta ecuación es graficada en la fig. (7) como una línea sólida. La ecuación puede ser simplificada a la forma:

$$u_{cw} = 0.93 \sqrt{f'_c} + 0.3 f_p .$$

Que se muestra con líneas punteadas de la fig.7

Si los torones están desviados se debe incrementar la aportación de ésta desviación como su componente vertical, así que el ACI- 83 indica:

$$v_{cw} = (0.93 \sqrt{f'c} + 0,3 f_p) b_w d + V_p \text{ -----(1)}$$

Esta ecuación es la (11.13) del reglamento

f_p = esfuerzo a que está sujeto el concreto debido al presfuerzo.

V_p es la aportación de los torones desviados.

V_p se calcula como :

$$V_p = \text{sen } \alpha F_e$$

donde α es el ángulo de la desviación de los torones.

2.4.2- EVALUACION DE V_{ci} (agrietamiento de flexión inclinada)

Este análisis fue introducido como parte del reglamento del ACI en 1963 . Este cortante V_{ci} que se forma después del agrietamiento por flexión se correlaciona con la formación de una grieta por flexión a una distancia $d/2$ de la sección bajo consideración más un cortante que es función de las dimensiones de la sección transversal y de la resistencia del concreto. Esto se expresa como sigue:

$$V_{ci} = 0.16 b_w d \sqrt{f'c} + \frac{M_{cr}}{\frac{M}{V} - \frac{d}{2}} + V_d$$

donde V_d es el cortante debido a la carga muerta

La figura 8 muestra la relación entre esta ecuación propuesta en el reglamento ACI 318-63 y los resultados experimentales disponibles.

El segundo término involucra M_{cr} . (explicado anteriormente) que es el Momento debido a la aplicación de cargas cuando las grietas a flexión aparecen. Este término por lo tanto da, el cortante debido a la aplicación de cargas cuando las grietas a flexión aparecen, aún cuando esté expresado en términos de Momento.

El momento de agrietamiento fue demostrado por medio de pruebas que se correlaciona conservadoramente con el valor de $1.6\sqrt{f'c}$ que se conoce como módulo de ruptura del concreto.

$$M_{cr} = \frac{I}{y_t} (1.6\sqrt{f'c} + f_{pc} - f_d) \quad \text{----- (2)}$$

(ecuación 11.12 del reglamento ACI318-83)

En el ACI 318-77 un cambio simplificadorio ha sido hecho en la ecuación para V_{ci} . El denominador de la ecuación le fue suprimido $d/2$ resultando la ecuación 11.11 del ACI:

$$V_{ci} = 0.16 b_w d \sqrt{f'c} + \frac{V_u M_{cr}}{M_u} + V_d \quad \text{----- (3)}$$

2.5- METODO SIMPLIFICADO DE DISEÑO

Otro procedimiento de diseño para evaluar la resistencia a fuerza cortante del concreto es determinar V_c con la expresión propuesta originalmente en el reglamento ACI 318-70:

$$V_c = \left(0.16\sqrt{f'c} + 49 \frac{V_u d}{M_u} \right) b_w d \quad \text{----- (4)}$$

En el reglamento ACI 318-83 aparece como la ecuación 11.10.

Esta ecuación no es más que un método simplificado de diseño en el que no se necesita calcular V_{ci} ni V_{cw} . En realidad ésta ecuación es una simplificación de la ecuación 11.11 para determinar V_{ci} presentada anteriormente.

La ecuación del método simplificado se compara en la figura 9 con resultados experimentales de vigas presforzadas que fallaron en cortante y que no contenían acero de refuerzo en el alma. Estos datos incluyen miembros con una gran variedad de nivel de presfuerzo y de resistencia del concreto. El factor de reducción en ésta figura es supuesto como de uno.

En la figura 9 los puntos llenos representan resultados experimentales para miembros con un presfuerzo efectivo mayor o igual que 0.4 fpu (fpu igual a fsr) . Los puntos vacíos corresponden a un presfuerzo menor de 0.4 fpu. Dentro de ésta información también se incluyen varios ensayos en los que no había presfuerzo.

Como se puede observar, solamente las vigas con un presfuerzo efectivo de más de 0.4 fpu fallaron a un esfuerzo cortante inferior que el establecido por la fórmula del método simplificado.

2.6 COMPARACION CON ESTUDIOS EXPERIMENTALES

La ecuación de diseño del método simplificado y las ecuaciones para determinar V_{ci} y V_{cw} se utilizaron para ilustrar el diseño por cortante de vigas T invertidas, vigas doble T y

secciones tipo AASHTO en I. Los ejemplos se ilustran en las figuras 10, 11 y 12 respectivamente, se establecen las comparaciones al calcular la contribución del concreto a la resistencia del cortante por medio de la ecuación (11.10) y el cortante equivalente calculado de la ecuaciones para V_{ci} y V_{cw} .

Para las vigas T invertidas y las doble T se consideraron tres casos correspondientes a presfuerzo ligero, moderado e intenso. En la viga T invertida, estos casos diferentes se obtuvieron haciendo variar el peralte de la sección, mientras se mantenía constante el número de torones. En la viga doble T, la sección se mantuvo constante y el número de torones se hizo variar. La resistencia del concreto f'_c se supuso igual a 350 kg/cm^2 en todos los casos.

Las vigas T invertidas se consideraron que tenían cargas uniformemente repartidas y simplemente apoyadas en un claro de 9.1 metros fig.10. Para el caso de presfuerzo moderado e intenso v_c calculado con la ecuación del método simplificado se muestra con líneas punteadas y es semejante al v_c obtenido con el cortante equivalente de las expresiones v_{cw} y v_{ci} .

Para el caso de presfuerzo ligero, la ecuación del método simplificado es menos conservadora. Sin embargo en los tres casos v_c es mayor que el esfuerzo cortante v_u necesario para agotar la capacidad a flexión al centro de la viga.

La viga doble T se consideró también como si tuviera una carga uniforme y como simplemente apoyada sobre un claro de 9.1 metros como se muestra en la figura 11, la comparación de la ecuación del método simplificado con la menor del cálculo de v_{ci}

y v_{cr} es muy buena para el caso de presfuerzo ligero. Se vuelve mas conservadora para el caso de presfuerzo moderado e intenso.

Para la sección tipo AASHTO mostrada en la figura 12 se consideró una carga de H20-516-44. Como se puede apreciar, los valores propuestos por el reglamento ACI son muy conservadoras en este caso.

2.7 CONSIDERACIONES DEL R.C.D.F. - 87

Las expresiones de diseño para estimar la resistencia a la fuerza cortante del concreto se encuentran contenidas en la parte 2.1.5 del reglamento, en esta parte se dedica en la sección IVa presentar las expresiones para miembros de concreto presforzado:

" En secciones con presfuerzo total, donde los tendones estén adheridos y no estén situados en la zona de transferencia, la fuerza V_{cr} se calculará con la expresión:

$$V_{cr} = F_R b d \left(0.15 \sqrt{f^*c} + 50 \frac{V d_p}{M} \right) \text{ ----- (2.19)}$$

Sin embargo, no es necesario tomar V_{cr} menor que:

$$0.5 F_R b d \sqrt{f^*c}$$

Ni deberá tomarse mayor que:

$$1.3 F_R b d \sqrt{f^*c}$$

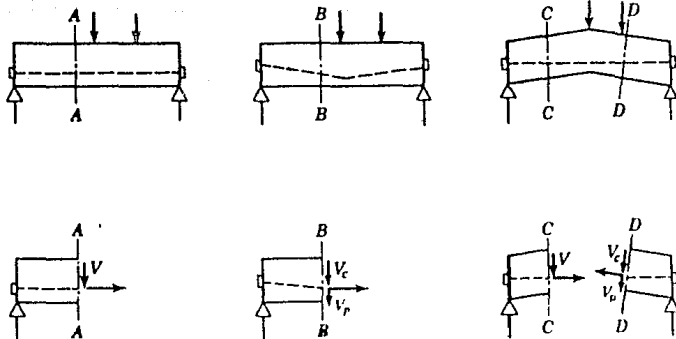
En la expresión 2.19, M y V son el momento flexionante y la fuerza cortante que actúan en la sección y d_p es la distancia de la fibra extrema a compresión al centroide de los tendones de presfuerzo. El peralte efectivo d , es la distancia de la fibra

extrema a compresión al centroide de los tendones situados en la zona de tensión, sin que tenga que tomarse menor que 0.8 veces el peralte total ".

Como puede apreciarse, la fórmula 2.19 del R.C.D.F. para estimar la contribución del concreto a la resistencia por cortante es la misma que la expresión (4) presentada anteriormente y que corresponde al método simplificado de diseño del reglamento del ACI.

Sin embargo, en el criterio de diseño que presenta mayor diferencia es en las secciones de elementos de concreto con presfuerzo parcial, y en secciones con presfuerzo total donde los tendones no están adheridos o situados en la zona de transferencia. Ya que éstas secciones el R.C.D.F. considera que se deberán diseñar como elementos de concreto reforzado, despreciando la contribución del presfuerzo. Ofreciendo con esto un criterio bastante conservador.

El reglamento del ACI especifica por el contrario que en esas secciones la reducción del presfuerzo debe tenerse en cuenta cuando se calcule V_{cw} . Este valor de V_{cw} se debe considerar también como el límite máximo para la ecuación (4). Este criterio es aparentemente más racional que el presentado por el R.C.D.F.

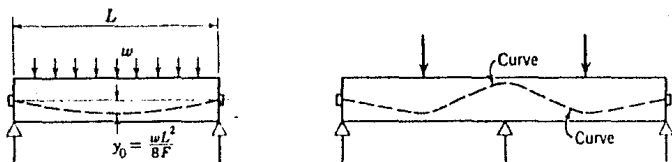


a) viga con torón recto

b) viga con torón inclinado

c) viga con eje axial inclinado pero con torón recto

Fig. 1.- Cortante llevado por el concreto y tendones



a) viga sin cortante en el concreto

b) viga continua con cargas concentradas

Fig. 2.- Variación de la inclinación de los cables para tomar cortante

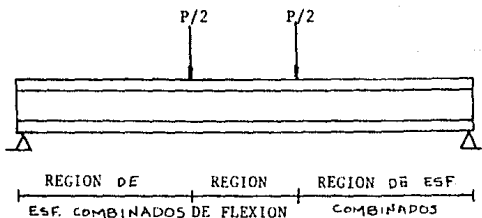
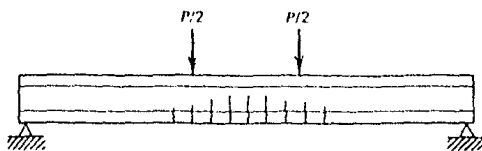
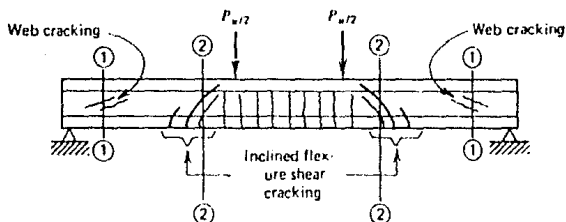


FIG..3



(a) Initial Flexural Cracking (P slightly more than service load for typical beam)



(b) Flexure--Shear Cracking at Factored Load

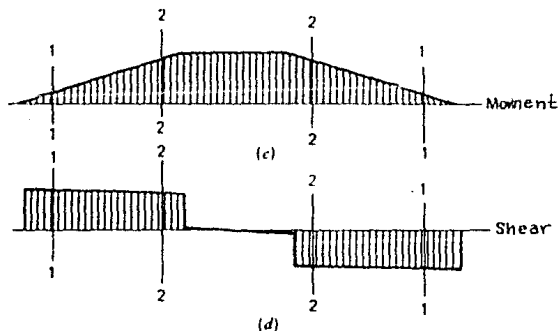


Fig. 4 Desarrollo de las grietas por cortante

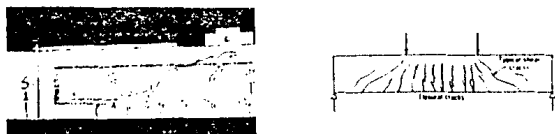


Fig. 5 grietas de tensión inclinadas originadas de grietas de flexión

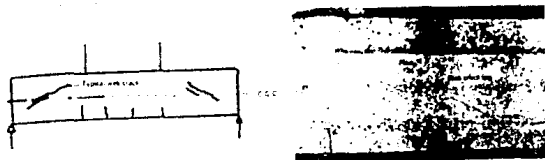


Fig. 6 grietas de tensión inclinadas originadas en el alma

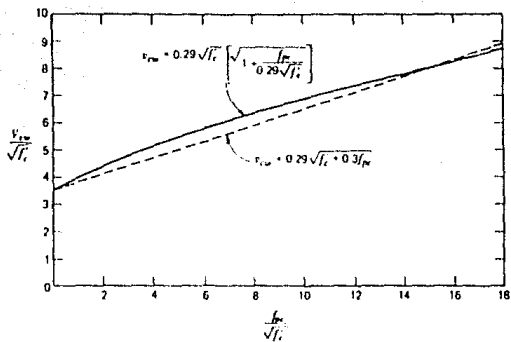


Fig. 7 Relación entre esfuerzo nominal de cortante (en el alma) y esfuerzo de compresión en el centroide. (cw)

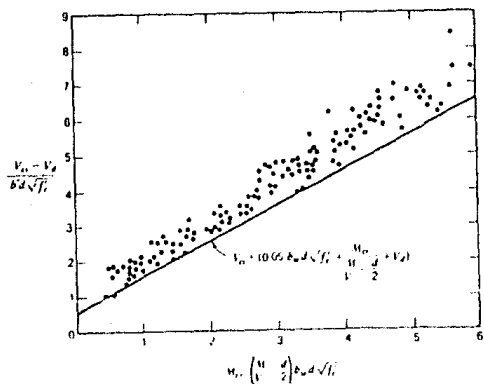
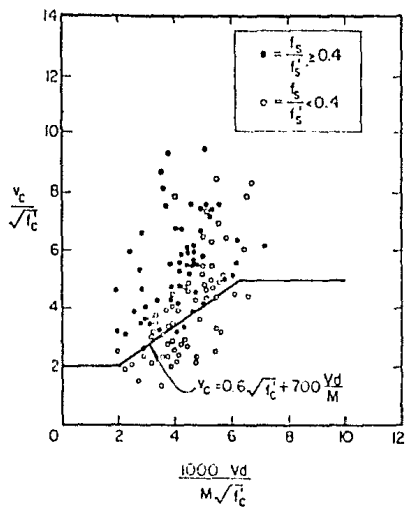
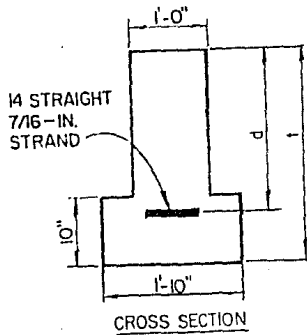


Fig. 8 agrietamiento diagonal en aquellas regiones de la viga en donde previamente han aparecido las grietas a flexión.



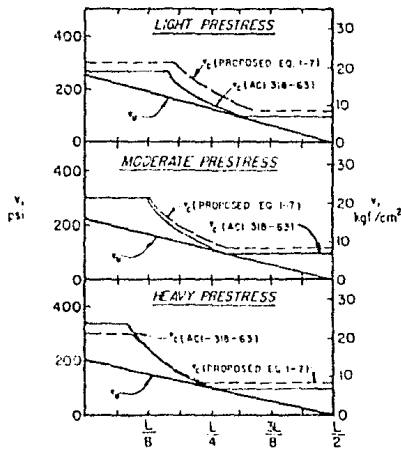
Vigas Presforzadas ●
y no Presforzadas ○

FIGURA_9



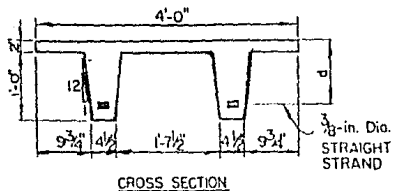
VIGA "T" INVERTIDA

PRESTRESS	t in.	d in.	$\frac{A_s}{A_g}$ percent	M_u ft-kips
LIGHT	48	37	0.16	878
MODERATE	32	24	0.25	514
HEAVY	24	18	0.36	350



DISTANCE FROM SUPPORT, $L=3011$ (9.1 m)

FIG.10



VIGA DOBLE "T"

FRESTRESS	NO OF STRAND	d in.	$\frac{A_s}{A_g}$ percent	M_u ft-kips
LIGHT	8	11	0.28	137
MODERATE	12	10	0.42	178
HEAVY	16	9	0.56	205

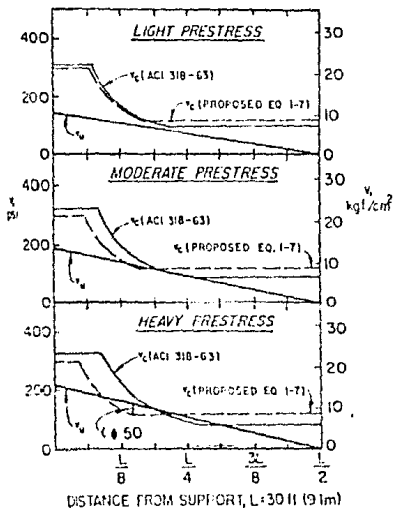
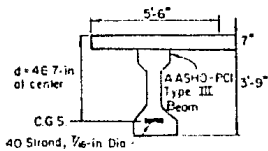
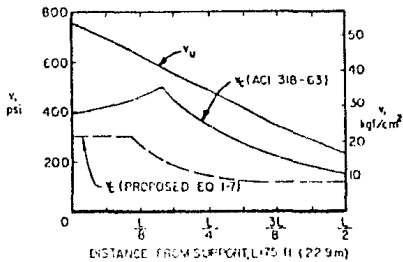


FIG-11



CROSS SECTION

NOTE: CGS Deflected upward at 10 ft either side centering to 4'-6 7/8 in at the supports.
 To convert to cm, multiply by 2.54
 To convert ft to cm, multiply by 30.48

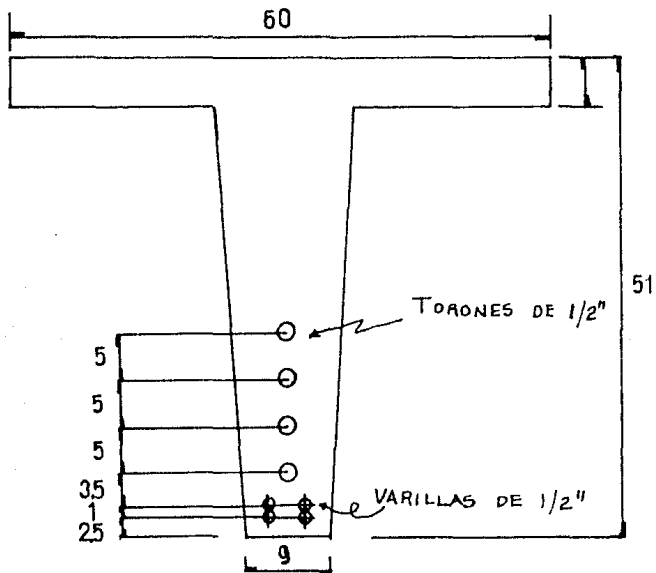


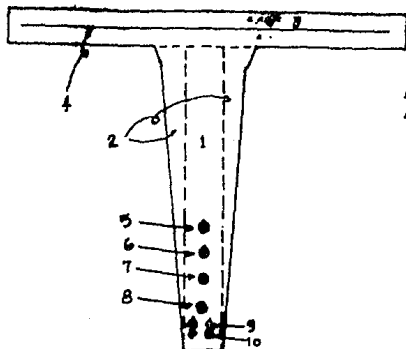
Vigas tipo para Puentes

FIG.12

CAPITULO III

" DISEÑO DE UNA VIGA T "





Area de torones = 0.99cm^2
 Area de Varillas = 1.27cm^2

$n=6$

Malla de 5/16 a/c 10 cm

$(n-1)A_s$ donde: $A_s = 0.49 \times 6 = 2.94\text{cm}^2$
 $= 14.7\text{cm}^2$

Torón de 1/2'' $A_s = 0.99\text{cm}^2$

$(n-1)A_s = 5 \times 0.99 = 4.95\text{cm}^2$

Varilla de 1/2'' $A_s = 1.27\text{cm}^2$

$(n-1)A_s = 5 \times 1.27 = 6.35 \times 2 \text{ varillas} = 12.7\text{cm}^2$

Elem	A	\bar{y}	$A\bar{y}$	d	d^2	Ad^2	\bar{I}
1	414	23	9522	9.23	85.1	35269.9	73002
2	138	30.66	4231.08	1.57	2.47	340.86	16222.67
3	300	48.5	14550	16.27	264.7	79410	625.0
4	14.7	48.5	712.95	16.27	264.7	3891.28	---
5	4.95	22.5	111.37	9.73	94.67	468.63	---
6	4.95	17.5	86.62	14.73	216.97	1074.02	---
7	4.95	12.5	61.88	19.73	389	1926.9	---
8	4.95	7.5	37.125	24.73	611	3027.29	---
9	12.7	3.5	44.45	28.73	825	10482.74	---
10	12.7	2.5	31	29.73	883	11225.19	---
	911.9		29389.23			147116.81	89849.67

De lo anterior:

$$y_{1ss} = \frac{\overline{Ay}}{A} = \frac{29389.23}{911.99} = 32.23 \text{ cm}$$

$$I_{ss} = \int Ad^2 + \int I = 236966.48 \text{ cm}^4$$

ESFUERZOS PERMISIBLES EN CONDICIONES DE SERVICIO

El esfuerzo cortante máximo actúa un metro del apoyo, por lo

tanto: $M = 1(P) = P$, (por metro)

$$\left. \begin{aligned} f_1 &= \frac{MA}{I_{ss}} y_{1ss} = \frac{P(32.23)100}{236966.48} = 0.0014P \\ f_2 &= \frac{MA}{I_{ss}} y_{2ss} = \frac{P(18.77)100}{236966.48} = 0.0079P \end{aligned} \right\} \text{ ec. (1)}$$

donde: f_1 = esfuerzo en la fibra extrema inferior (a tensión)

f_2 = esfuerzo en la fibra extrema superior (a compresión)

ESFUERZOS ACTUANTES Y PERMISIBLES EN EL ACERO DE PRESFUERZO

- Se utiliza acero de presfuerzo tipo 270K = 18900 kg/cm^2

- Se aplicará a los cables un pretensado igual al 70% de su capacidad a tensión

$$f_0 = 0.70 f_{sr} = 0.70(18900) = 13230 \text{ kg/cm}^2$$

f_0 = esfuerzo neto inicial

f_{sr} = índice del acero de presfuerzo que indica su resistencia máxima

Pérdidas totales del 20% :

$$f_e = f_0 \times 0.8 = 13230 \times 0.8 = 10617 \text{ kg/cm}^2 \quad f_e = \text{esfuerzo efectivo}$$

$$F = A_{sp} f_e = 0.99 \times 10617 = 10511 \text{ kg} \quad F = \text{fuerza efectiva aplicada al elemento por cada torón}$$

Al elemento se le aplicará una fuerza efectiva (en condiciones de servicio) de:

$$P = 4(10511.4)$$

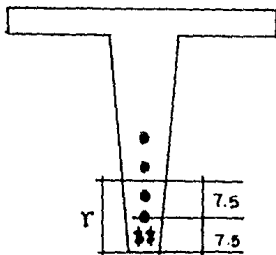
$$P = \underline{42045 \text{ kg}}$$

Y en la primera etapa (inmediatamente después de la transferencia):

$$F_0 = 0.99(13230) = 13097.7 \text{ kg}$$

$$P_0 = 4(13097) = \underline{52390.8 \text{ kg}}$$

EXCENRICIDAD (e):



$$r = 15 \text{ cm}$$

$$e = y_{1,2} - r = \underline{17.23 \text{ cm}}$$

1) ESFUERZOS ACTUANTES EN LA PRIMER ETAPA

-En esta etapa solo se consideran los esfuerzos provocados por el presfuerzo inicial (antes de la carga viva)

-Inmediatamente después de la transferencia

$$\sigma_{1,2} = \frac{F_0}{A} \pm \frac{P_0 e}{I} y_{1,2}$$

$$\sigma_1 = \frac{52390.8}{911.9} + \frac{52390.8(17.23)}{236966.48} \quad (32.23) = 179.32 \text{ kg/cm}^2 < 0.6f'_{ci}$$

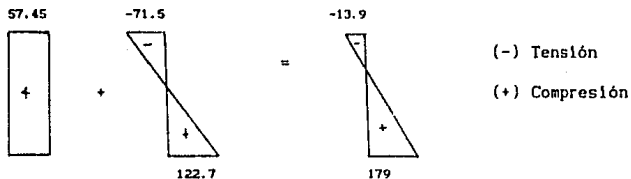
$$\sigma_2 = \frac{52390.8}{911.9} - \frac{52390.8(17.23)}{236966.48} \quad (18.77) = -13.19 \text{ kg/cm}^2 < 0.9\sqrt{f'_{ci}}$$

f'_{ci} = esfuerzo del concreto inmediatamente después de la transferencia y es el 80% de su resistencia máxima

$0.9\sqrt{f'_{ci}}$ = es el esfuerzo permisible para concreto en la fibra superior en la primera etapa (a tensión)

$0.6f'_{ci}$ = esfuerzo permisible del concreto en la fibra inferior en la primera etapa (compresión)

Diagramas de esfuerzo debido solo al presfuerzo:



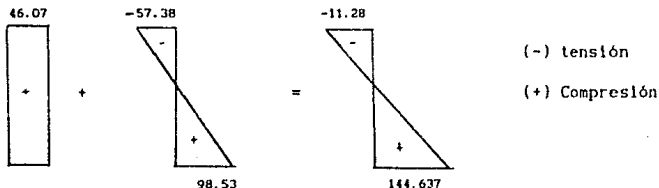
2) ESFUERZOS ACTUANTES EN CONDICIONES DE SERVICIO

(Debidos solamente al presfuerzo, e incluyendo las pérdidas totales del 20% aprox.)

$$f_{es} = \frac{42045}{911.9} + \frac{42045(17.23)}{236966.48} (32.23) = 144.637 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{el} = \frac{42045}{911.9} - \frac{42045(17.23)}{236966.48} (18.77) = -11.28 \text{ kg/cm}^2$$

Aquí no se comparan con los esfuerzos permisibles porque faltan las cargas externas.



CALCULO DE LA CARGA MAXIMA (DE FALLA EN CONDICIONES DE SERVICIO)

Para un concreto de resistencia $f'c=300 \text{ kg/cm}^2$ y sustituyendo la ecuación (1)

$$\sigma_s = -11.28 + 0.0079P = 300 \quad P = 39.4 \text{ T}$$

$$\sigma_1 = 144.63 - 0.0014P = -27.7 \quad P_A = 12.31 \text{ T} \quad (P \text{ de agrietamiento})$$

MOMENTO DE AGRIETAMIENTO

$$M_{cr} = \frac{I}{y_1} \left[f_{pe} - f_d + 1.6 \sqrt{f'_c} \right]$$

$f_{pe} = 144.63 \text{ kg/cm}^2$, esfuerzo debido solo al presfuerzo en la fibra inferior

$f_d = 3 \text{ kg/cm}^2$, que es el esfuerzo debido a la carga muerta

$1.6 \sqrt{f'_c}$ esfuerzo de tensión máximo en condiciones de servicio

$$M_{cr} = \frac{236966.48}{32.23} \left[144.63 - 3 + 1.6 \sqrt{300} \right] = 1245068 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$= 12.45 \text{ T} \cdot \text{m}$$

$M_{cr} \hat{=} P_k$ (como comprobación)

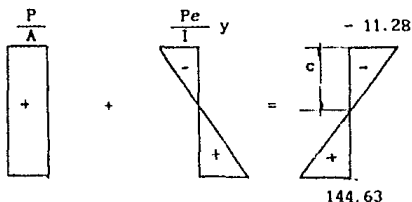
Con este momento que es igual a la carga en la cual se agrieta la viga y sustituyendo este valor en las ecuaciones (1) y sumando los esfuerzos debidos al presfuerzo en condiciones de servicio:

$$\left. \begin{aligned} f_s &= -11.28 + 0.000079(1245068) = 87.08 \text{ kg/cm}^2 \\ f_t &= 144.63 - 0.00014(1245068) = -29.68 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned} \right\} \begin{array}{l} \text{al momento en que se} \\ \text{agrieta} \end{array}$$

CALCULO DE LA CURVA MOMENTO vs CURVATURA

1) Para un momento $M=0$, $\epsilon = -\kappa$ (esta deformación es del concreto en la fibra superior a compresión), solo actúa el presfuerzo, es decir antes de las cargas de servicio pero con pérdidas del 20%

Diagramas de esfuerzos (del análisis 2)



Por triángulos semejantes:

$$\frac{11.28 + 144.63}{51} = \frac{11.28}{c}$$

$$c = \underline{3.69 \text{ cm}}$$

como $\sigma = \epsilon E_c$ y para un concreto clase II:

$$E_c = 14000 \sqrt{f'c} = 14000 \sqrt{300} = 242487.11 \text{ kg/cm}^2$$

$$\epsilon_c = \frac{-11.28}{242487.11} = -0.00004652$$

$$\phi = \frac{\epsilon}{c}$$

$$\phi = \frac{-0.00004652}{3.69} = \underline{-0.00001261} \quad \left(\text{que es el punto que se grafica} \right)$$

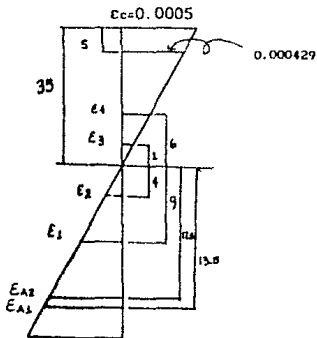
DIAGRAMAS DE DEFORMACIONES

Se hace para cada incremento de la deformación del concreto en la fibra superior (a compresión)

$$c_{1p} = \frac{f_p}{E} = \frac{18960(0.7)(0.8)}{1.9 \times 10^6} = 0.005588$$

(70% del esfuerzo al inicio y 20 % de pérdidas)

Para una deformación inicial de 0.0005 en la fibra superior del concreto y una profundidad del eje neutro (c) de 35 cm:



$$\frac{.0005}{35} = \frac{\kappa}{30}$$

DEFORMACIONES

$$c_1 = \frac{c_c}{c} (\kappa_1) + c_{1p}$$

$$c_1 = \frac{.0005}{35} (9) + 0.005588 = 0.005716$$

$$c_2 = \frac{.0005}{35} (4) + 0.005588 = 0.00565$$

$$c_3 = 0.00557$$

$$c_4 = 0.00550$$

$$c_{A1} = \frac{.0005}{35} (12.5) = 0.000193$$

$$c_{A2} = 0.000179$$

FUERZAS

$$\sigma = E\varepsilon, F = \sigma A$$

$$E \text{ acero de prefuerzo} = 1.9 \times 10^6$$

$$E \text{ acero de refuerzo} = 2.039 \times 10^6$$

$$\text{Area del torón de } 1/2'' = 0.99 \text{ cm}^2$$

$$\text{Area de la varilla de } 1/2'' = 1.27 \text{ cm}^2$$

Fuerzas actuantes en cada torón:

Torón 1

$$\sigma = 1.9 \times 10^6 (0.005716) = 10860.6 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_1 = 10860 (0.99) = 10752.87 \text{ kg}$$

$$\text{Torón 2, } F_2 = 10618.51 \text{ kg}$$

$$\text{Torón 3, } F_3 = 10484.16 \text{ kg}$$

$$\text{Torón 4, } F_4 = 10349.80 \text{ kg}$$

$$2 \text{ varillas de } , F_{A1} = 998.82 \text{ kg}$$

$$2 \text{ varillas de } , F_{A2} = 924.83 \text{ kg}$$

$$\Sigma F = \underline{44128.99 \text{ kg}}$$

Fuerzas en el concreto:

$$C_{c1} = b c f' c \frac{e}{c_0} \left[1 - \frac{e}{3c_0} \right]$$

$$e_0 = 0.003$$

$$c = 0.0005$$

$$C_{c1} = 60(35)(300) \left(\frac{0.0005}{0.003} \right) \left[1 - \frac{0.0005}{3(0.003)} \right]$$

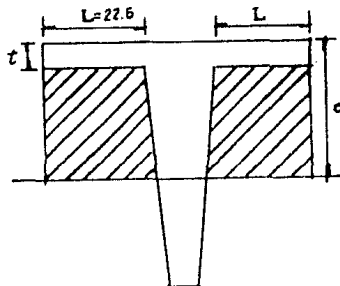
$$C_{c1} = 99166.66$$

$$C_{c2} = 45(30)(300) \left(\frac{0.000429}{0.003} \right) \left[1 - \frac{0.000529}{3(0.003)} \right]$$

$$C_{c2} = 55032.24$$

$$C_{cT} = C_{c1} - C_{c2} = \underline{44134.42 \text{ kg}} \quad \gggg \quad C = T$$

$$\phi = \frac{e}{c} = \frac{0.0005}{35} = \underline{0.000014285}$$



C_{c2} se calcula en $c-t$, y $b=60-2L$

Momento actuante :

Primero se tiene que encontrar los centroides de las fuerzas a compresión en el concreto con la siguiente ecuación:

$$\bar{x}_{1,2} = c \left[\frac{8c_o - 3c}{12c_o - 4c} \right]$$

donde: $c_o = 0.003$

$c = 0.0005$

$$\bar{x}_1 = 35 \left[\frac{8(0.003) - 3(0.0005)}{12(0.003) - 4(0.0005)} \right] = 35(0.661765) = 23.162 \text{ cm}$$

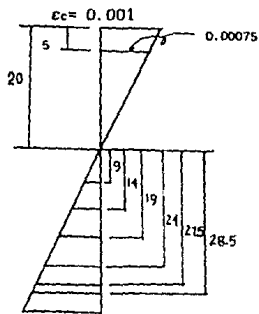
$$\bar{x}_2 = 30 \left[\frac{8(0.003) - 3(0.000428)}{12(0.003) - 4(0.000428)} \right] = 30(0.66251) = 19.875 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} M &= 99166.66(23.162) - 55032.24(19.875) + 10752.87(9) + 10618.51(4) + \\ &+ 10484.16(1) + 10349.8(6) + 998.82(13.5) + 924.83(12.5) \\ &= 1440009.69 \end{aligned}$$

$$M = \underline{14.4 \text{ T}\cdot\text{m}}$$

Para:

$$c = 0.001 \text{ y } e = 20$$



$$c_1 = 0.005588$$

Deformaciones:

Fuerzas:

$$c_3 = 0.006788$$

$$F_1 = 12768.23$$

$$c_2 = 0.006538$$

$$F_2 = 12297.98$$

$$c_3 = 0.00629$$

$$F_3 = 11822.73$$

$$E_4 = 0.006038$$

$$F_4 = 11357.49$$

$$EA_1 = 0.00143$$

$$FA_1 = 7380.16$$

$$EA_2 = 0.00138$$

$$FA_2 = 7121.21$$

$$\sum F = 62752.78$$

$$Cc_1 = 60(20)(300) \left(\frac{0.001}{0.003} \right) \left[1 - \frac{0.001}{3(0.003)} \right]$$

$$Cc_1 = 106666.667$$

$$Cc_2 = 45(15)(300) \left(\frac{0.00075}{0.003} \right) \left[1 - \frac{0.00075}{3(0.003)} \right]$$

$$Cc_2 = 46406.25$$

$$Cc_T = Cc_1 - Cc_2 = \underline{60260.42} \text{ kg}$$

$$C \approx T$$

$$\phi = \frac{0.001}{18} = \underline{0.000047619}$$

Centroides:

$$\bar{x}_1 = 20 \left[\frac{8(0.003) - 3(0.001)}{12(0.003) - 4(0.001)} \right] = 20(0.65625) = 13.126 \text{ cm}$$

$$\bar{x}_2 = 15 \left[\frac{8(0.003) - 3(0.00075)}{12(0.003) - 4(0.00075)} \right] = 15(0.6567) = 9.851 \text{ cm}$$

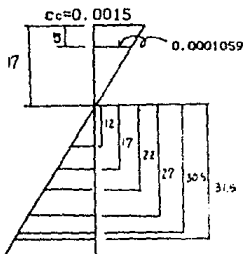
$$M = 106666.667(13.126) - 46406.25(9.851) + 12768.23(24) + 12297(19) +$$

$$+ 11827.73(14) + 11357.5(9) + 7380.16(27.5) + 7121.21(28.5) = 2156769 \text{ kg cm}$$

$$= \underline{21.57 \text{ T m}}$$

Para $c_c = 0.0015$
y $c = 17$ cm

$$c_{1p} = 0.005588$$



Deformaciones:

Fuerzas:

$$c_1 = 0.00797$$

$$F_1 = 14992.29$$

$$c_2 = 0.00753$$

$$F_2 = 14162.38$$

$$c_3 = 0.00709$$

$$F_3 = 13332.53$$

$$c_4 = 0.00665$$

$$F_4 = 12502.68$$

$$c_{A1} > 0.002$$

$$F_{A1} = 10660.00$$

$$c_{A2} > 0.002$$

$$F_{A2} = 10660.00$$

$$\sum F = \underline{76309.88 \text{ kg}}$$

Nota: c_1 y c_2 tienen una deformación mayor que la de fluencia, por lo que la fuerza máxima es de 10660 kg

$$C_{c1} = 60(17)(300) \left(\frac{0.0015}{0.003} \right) \left[1 - \frac{0.0015}{3(0.003)} \right] = 127500$$

$$C_{c2} = 45(12)(300) \left(\frac{0.001059}{0.003} \right) \left[1 - \frac{0.001059}{3(0.003)} \right] = 50449.827$$

$$C_{CT} = C_{c1} - C_{c2} = \underline{77050.17 \text{ kg}}$$

$$C_{CT} \approx \sum F$$

$$\phi = \frac{0.0015}{17} = \underline{0.000088235}$$

Centroides:

$$\bar{x}_1 = 17 \left[\frac{8(0.003) - 3(0.0015)}{12(0.003) - 4(0.0015)} \right] = 11.05 \text{ cm}$$

$$\bar{x}_2 = 12 \left[\frac{8(0.003) - 3(0.001059)}{12(0.003) - 4(0.001059)} \right] = 7.87 \text{ cm}$$

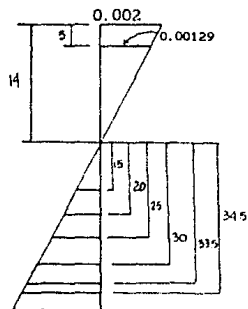
$$M = 127500(11.05) - 50449.83(7.87) + 14992.29(27) + 14162.38(22) +$$

$$+ 13332.53(17) + 12502.68(12) + 10660(30.5) + 10660(31.5) =$$

$$M = \underline{28.233 \text{ T m}}$$

Para $c_c = 0.002$

y $c = 14$ cm



Deformaciones:

$$c_1 = 0.00987$$

$$c_2 = 0.00916$$

$$c_3 = 0.00844$$

$$c_4 = 0.00773$$

$$e_{A1} > 0.002$$

$$e_{A2} > 0.002$$

Fuerzas:

$$F_1 = 18572.46$$

$$F_2 = 17228.89$$

$$F_3 = 15885.3$$

$$F_4 = 14541.74$$

$$F_{A1} = 10660$$

$$F_{A2} = 10660$$

$$\Sigma F = \underline{87548.398 \text{ kg}}$$

$$C_{c1} = 60(14)(300) \left(\frac{0.002}{0.003} \right) \left[1 - \frac{0.002}{3(0.003)} \right] = 130666.66$$

$$C_{c2} = 45(9)(300) \left(\frac{0.001286}{0.003} \right) \left[1 - \frac{0.001286}{3(0.003)} \right] = 44632.65$$

$$C_{cT} = C_{c1} - C_{c2} = \underline{86034.0 \text{ kg}}$$

$$C_{cT} \approx \Sigma F$$

$$\phi = \frac{0.002}{14.5} = \underline{0.000142857}$$

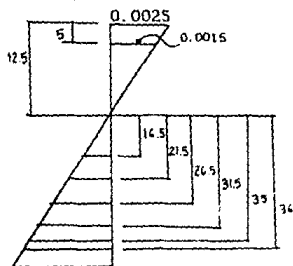
Centroides:

$$\bar{x}_1 = 14 \left[\frac{8(0.003) - 3(0.002)}{12(0.003) - 4(0.002)} \right] = 9.0 \text{ cm}$$

$$\bar{x}_2 = 9 \left[\frac{8(0.003) - 3(0.001286)}{12(0.003) - 4(0.001286)} \right] = 5.875 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} M &= 130666.00(9) - 44632.65(5.875) + 18572.46(30) + 17228.89(25) + \\ &+ 15885.3(20) + 14541.74(15) + 10660(33.5) + 10660(34.5) = \\ &= \underline{31.62 \text{ T m}} \end{aligned}$$

Para $\epsilon_c = 0.0025$
 y $c = 12.5$ cm



Deformaciones: Fuerzas:

$$\left\{ \begin{array}{ll} \epsilon_1 = 0.01188 > 0.01 & F_1 = 18770.00 \\ \epsilon_2 = 0.01080 > 0.01 & F_2 = 18770.00 \\ \epsilon_3 = 0.00989 & F_3 = 18599.30 \\ \epsilon_4 = 0.00880 & F_4 = 16718.33 \\ \epsilon_{A1} > 0.002 & F_{A1} = 10660 \\ \epsilon_{A2} > 0.002 & F_{A2} = 10660 \end{array} \right.$$

$$\sum F = \underline{94172.63 \text{ kg}}$$

* Estos torones fluyen, por estar más allá de su límite elástico

$$C_{c1} = 60(14)(300) \left[\frac{0.0025}{0.003} \right] \left[1 - \frac{0.0025}{3(0.003)} \right] = 135416.667$$

$$C_{c2} = 45(7.5)(300) \left[\frac{0.0015}{0.003} \right] \left[1 - \frac{0.0015}{3(0.003)} \right] = 42187.5$$

$$C_{CT} = C_{c1} - C_{c2} = \underline{93229.166 \text{ kg}} \quad C_{CT} = \sum F$$

$$\phi = \frac{0.0025}{12.5} = \underline{0.0002}$$

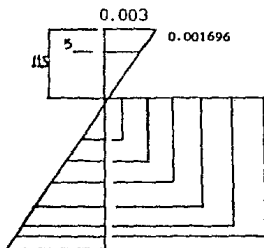
Centroides:

$$\bar{x}_1 = 12.5 \left[\frac{8(0.003) - 3(0.0025)}{12(0.003) - 4(0.0025)} \right] = 7.93 \text{ cm}$$

$$\bar{x}_2 = 7.5 \left[\frac{8(0.003) - 3(0.0015)}{12(0.003) - 4(0.0015)} \right] = 4.875 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} M &= 135416.67(7.93) - 42187.5(4.875) + 18770(31.5) + 18770(26.5) + \\ &+ 18599.5(21.5) + 116718.33(16.5) + 10660(35) + 10660(36) = \\ &= \underline{33.89 \text{ T.m}} \end{aligned}$$

Para $c_c = 0.003$
 y $c = 11.5$ cm



Deformaciones:

Fuerzas:

- $c_1 = 0.0139 > 0.01$
- $c_2 = 0.0126 > 0.01$
- $c_3 = 0.0113 > 0.01$
- $c_4 = 0.0101 > 0.01$
- $c_{A1} > 0.002$
- $c_{A2} > 0.002$

- $F_1 = 18770.00$
- $F_2 = 18770.00$
- $F_3 = 18770.00$
- $F_4 = 18770.00$
- $F_{A1} = 10660.00$
- $F_{A2} = 10660.00$

$$\sum F = \underline{\underline{94172.63 \text{ kg}}}$$

* todos los torones fluyen, así como las varillas

$$C_{c1} = 60(14)(300) \left(\frac{0.003}{0.003} \right) \left[1 - \frac{0.003}{3(0.003)} \right] = 138000$$

$$C_{c2} = 45(7.5)(300) \left(\frac{0.001696}{0.003} \right) \left[1 - \frac{0.001696}{3(0.003)} \right] = 40259.6$$

$$C_{cT} = C_{c1} - C_{c2} = \underline{\underline{97740.39 \text{ kg}}} \quad C_{cT} \approx \sum F$$

$$\phi = \frac{0.003}{11.5} = \underline{\underline{0.000261}}$$

Centroides:

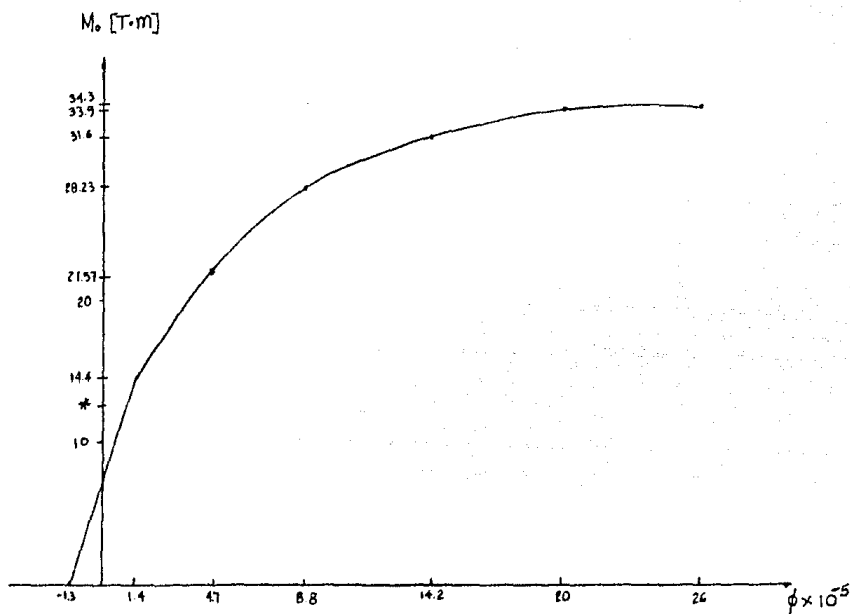
$$\bar{x}_1 = 11.5 \left[\frac{8(0.003) - 3(0.003)}{12(0.003) - 4(0.003)} \right] = 7.187 \text{ cm}$$

$$\bar{x}_2 = 7.5 \left[\frac{8(0.003) - 3(0.001696)}{12(0.003) - 4(0.001696)} \right] = 4.2076 \text{ cm}$$

$$M = 138000(7.18) - 40259.6(4.208) + 18770(32+27+22+17) + 10660(35.5+36.5) = \underline{\underline{3429485.17 \text{ kg}\cdot\text{cm}}}$$

$$M = \underline{\underline{34.30 \text{ T}\cdot\text{m}}}$$

Gráfica M vs ϕ para la viga T



* Momento de agrietamiento

REVISION POR FUERZA CORTANTE

REGLAMENTO ACI-83

PARA VIGAS T (METODO SIMPLIFICADO)

$$1) \quad V_c = \left[0.16 \sqrt{f'c} + 49 \frac{V_u}{M_u} dt \right] \left(b' d_{sp} + t^2 \right)$$

$$\begin{cases} V_c \geq 0.53 \sqrt{f'c} \left(b' d_{sp} + t^2 \right) = V_c \text{ min} \\ V_c \leq 1.3 \sqrt{f'c} \left(b' d_{sp} + t^2 \right) = V_c \text{ max} \\ \frac{V_u}{M_u} \leq 1 \end{cases}$$

Donde:

b' = b_w promedio

d_{sp} = $h - r$ r : centroide del acero = 15 cm

d_{sp} = $51 - 15 = \underline{36 \text{ cm}} = dt$

$$V_c \text{ min} = 0.53 \sqrt{300} (12 \times 36 + 5^2) = \underline{4195.2 \text{ kg}}$$

$$V_c \text{ max} = 1.3 \sqrt{300} (12 \times 36 + 5^2) = \underline{10290.1 \text{ kg}}$$

$$V_c = \left[0.16 \sqrt{300} + 49 \frac{V_u}{M_u} 36 \right] \left[12 \times 36 + 5^2 \right] =$$

$$V_c = \left[2.77 + 1764 \frac{V_u}{M_u} - 36 \right] (457) = 1266.48 + 806148 \frac{V_u}{M_u}$$

$$V_c = 1266.48 + \frac{806148}{x}$$

Reducciones por dimensiones:

1.- si $h > 0.7m$ ----- $0.7 V_c$

2.- si $h/b > 6$ ----- $0.7 V_c$

3.- si $h > 0.7m$ y $h/b > 6$ -- $0.4 V_c$

En nuestro caso no hay reducciones

V_c para concreto reforzado:

Area de acero: $4(0.99) + 4(1.27) = 9.04 \text{ cm}^2$

$P_p = \frac{A_s}{b d_{sp}} = \frac{9.04}{60 \times 36} = 0.0042$ b; ancho del patin a compresión

se usa $P < 0.01$

$$V_c = (b' d_{sp} + t^2)(0.2 + 30 P_p) \sqrt{f'c}$$

$$V_c = (12 \times 36 + 5^2)(0.2 + 30 \times 0.0042) \sqrt{300} = \underline{2580.44 \text{ kg}}$$

SECCIONES QUE DEBEN REVISARSE POR CORTANTE:

- 1.- A una distancia $h/2$ del paño interior del apoyo
- 2.- Donde se presenten cargas puntuales
- 3.- Al final de la longitud de transferencia
- 4.- Desvío de torones del pretensado
- 5.- Al centro del claro
- 6.- A cada metro a partir del centro del claro y hacia los apoyos

Longitud de transferencia:

$$l_t = 0.014 \left(f_{sp} - 0.67f \right) \phi =$$

$$f = 0.7 \times k \times f_{sr} = 10584 \text{ kg/cm}^2$$

f_{sr} = esfuerzo de tensión a que está sujeto el acero de presfuerzo

$$f_{sp} = f_{sr} \left[1 - 0.5 P_p \frac{f_{sr}}{f'_{r,c}} \right]$$

Pero como la viga está sujeta a esfuerzos últimos:

$$f_{sp} = f = 10584 \text{ kg/cm}^2$$

$$l_t = 0.014 \left[10584 - 0.67 \times 10584 \right] 0.99 = \underline{48.5 \text{ cm}}$$

Revisión por fuerza cortante en secciones de vigas presforzadas:

Se revisará en secciones a:

A - $h/2$: $51/2 = 25.5 \text{ cm}$ a partir del apoyo

B - A 48.5 cm fin de la longitud de transferencia

C - A 75 cm a partir del apoyo

D - A un metro del apoyo donde se encuentra la carga concentrada

Sustituyendo las anteriores distancias en las ecuaciones para concreto presforzado y reforzado:

Seccion:	A	B	C	D	observaciones
Vc [kg]	2580.44	—	—	—	(1)
Vc [kg]	—	17888.1	12015.12	9327.96	(2)
Vc [kg]	2580.44	10290.1	10290.1	9327.96	(3)

(1) Se calcula como concreto reforzado por estar antes de la longitud de transferencia

(2) Concreto presforzado

(3) Definitivo, y está restringido por $V_c \text{ Max}$ y $V_c \text{ Min}$

REVISION DE CORTANTE POR EL METODO ESPECIFICO

a) Flexión cortante o grietas inclinadas de flexión:

$$V_{ci} = 0.16 \sqrt{f'c} (b_w \cdot d + t^2) + \frac{V_u M_{cr}}{M_u}$$

donde M_{cr} es el momento de agrietamiento

- sustituyendo valores:

$$V_{ci} = 0.16 \sqrt{300} (12 \times 36 + 5^2) + \frac{1245068}{X}$$

Secciones a revisar:

- A - $h/2 = 25.5$ cm del apoyo
- B - 48.5 cm fin de la longitud de transferencia
- C - a 75 cm a partir del apoyo
- D - a un metro donde se concentra la carga

SECCION:	A	B	C	D
V_c [kg]	50092.7	26937.98	17867.4	13717.16

b) Cálculo del cortante máximo para el agrietamiento en el alma

$$V_{cw} = 0.93\sqrt{f'c} + 0.3 f_{pc} \left[b_w d + l^2 \right] + V_p$$

Donde: f_{pc} = esfuerzo a compresión debido al esfuerzo en el control-
de de la sección de la viga $\left(y = 0 \text{ en } \frac{F e}{I} y_1 \right)$

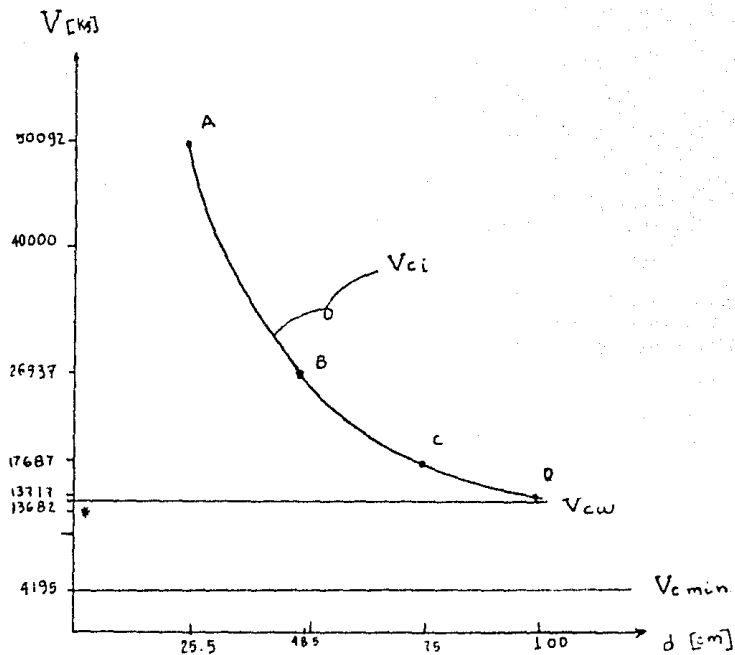
$$f_{pc} = \frac{42045}{911.9} = 46.107 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{cw} = 0.93\sqrt{300} + 0.3 (46.107) (2 \times 36 + 5^2)$$

$$\underline{V_{cw} = 13682.66 \text{ kg}}$$

Debido a que en la sección A hay menos probabilidad de que suceda el agrietamiento inclinado por flexión, debe predominar para el diseño V_{cw} que es más crítico.

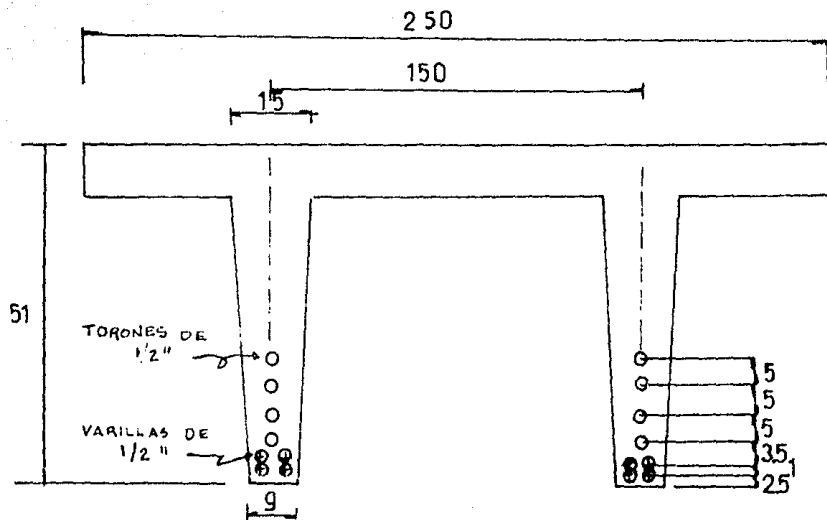
Gráfica del método detallado
Viga T



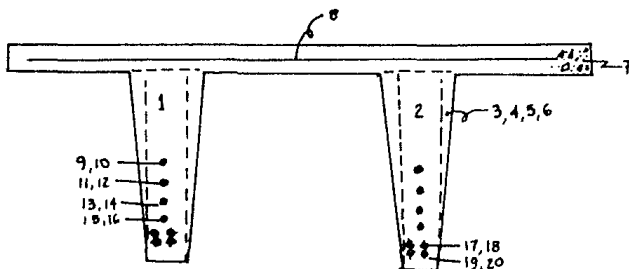
* inicio aprox. de las grietas por flexión

CAPITULO IV

" DISEÑO DE UNA VIGA TT (DOBLE T) "



Area de torones= 0.99cm^2
 Area de varillas= 1.27cm^2



$n=6$

Malla de 5/16 a/c 10 cm

$A=(n-1)A_s$ donde: $A_s=0.49 \times 25 = 12.25\text{ cm}^2$

$A= 61.25\text{ cm}^2$

Torón de 1/2'' $A_s= 0.99\text{cm}^2$

$(n-1)A_s= 5 \times 0.99 = 4.95\text{cm}^2$

Varilla de 1/2'' $A_s= 1.27\text{ cm}^2$

$(n-1)A_s= 5 \times 1.27 = 6.35 \times 2\text{ varillas} = 12.7\text{cm}^2$

Elem	A	\bar{y}	$A\bar{y}$	d	d^2	Ad^2	\bar{I}
1=2	828.	23.	19044.	13.66	186.5	154420.4	146004.
3=4=5=6	276.	30.66	8462.16	6.0	36.0	9924.18	32445.3
7	1250.	48.5	60625.	11.84	140.3	175337.6	2604.17
8	61.25	48.5	2570.63	11.84	140.3	8593.38	---
9=10	9.9	22.5	222.75	14.16	200.4	1984.	---
11=12	9.9	17.5	133.25	19.16	366.97	3633.	---
13=14	9.9	12.5	123.75	24.16	583.53	5777.	---
15=16	9.95	7.5	74.255	29.16	850.1	8415.96	---
17=18	25.4	3.5	88.9	33.16	1099.3	27923.5	---
119=20	25.4	2.5	63.5	34.16	1166.7	29633.21	---
	20505.65		91848.185			425642.16	181053.5

De lo anterior:

$$y_{1ss} = \frac{\overline{Ay}}{A} = \frac{91848.185}{20505.55} = \underline{36.66 \text{ cm}}$$

$$I_{ss} = \int Ad^2 + \int I = \underline{606695.65 \text{ cm}^4}$$

ESFUERZOS ACTUANTES Y PERMISIBLES EN EL ACERO DE PRESFUERZO

- Se utiliza acero de presfuerzo tipo 270K= 18900 kg/cm²
- Se aplicará a los cables un pretensado igual al 70% de su capacidad a tensión

$$f_0 = 0.70f_{sr} = 0.70(18900) = 13270 \text{ kg/cm}^2$$

f_0 = esfuerzo neto inicial

f_{sr} = índice del acero de presfuerzo que indica su resistencia máxima

Pérdidas totales del 20% (en condiciones de servicio) :

$$f_e = f_0 \times 0.8 = 13230 \times 0.8 = 10616 \text{ kg/cm}^2 \quad f_e = \text{esfuerzo efectivo}$$

$$F = A_{sp} f_e = 0.99 \times 10617 = 10510 \text{ kg} \quad F = \text{fuerza efectiva aplicada al elemento por cada torón}$$

Al elemento se le aplicará una fuerza efectiva (en condiciones de servicio) de:

$$P = 8(10510)$$

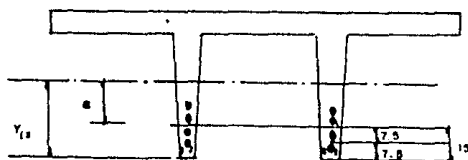
$$P = \underline{84080 \text{ kg}}$$

Y en la primera etapa (inmediatamente después de la transferencia):

$$F_0 = 0.99(132370) = 13137 \text{ kg}$$

$$P_0 = 8(13137) = \underline{105098.4 \text{ kg}}$$

EXCENTRICIDAD (e):



$$r = 15 \text{ cm}$$

$$e = y_{cg} - r = 21.66 \text{ cm}$$

1) ESFUERZOS ACTUANTES EN LA PRIMER ETAPA

-En esta etapa solo se consideran los esfuerzos provocados por el presfuerzo inicial (antes de la carga viva)

-Inmediatamente después de la transferencia

$$\sigma_{1,s} = \frac{P_o}{A} \pm \frac{P_o e}{I} y_{1,s}$$

$$\sigma_1 = \frac{105098}{2505.65} + \frac{105098 (21.66)}{606695.65} (36.66) = 179.50 \text{ kg/cm}^2 < 0.6f'_{ci}$$

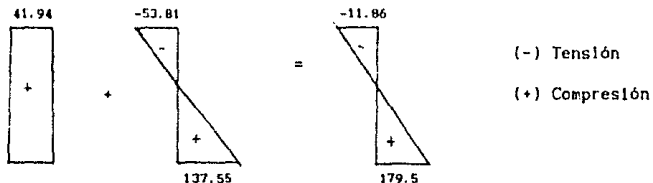
$$\sigma_s = \frac{105098}{2505.65} - \frac{105098 (21.66)}{606695.65} (14.34) = -11.86 \text{ kg/cm}^2 < 0.9\sqrt{f'_{ci}}$$

f'_{ci} = esfuerzo del concreto inmediatamente después de la transferencia y es el 80% de su resistencia máxima

$0.9\sqrt{f'_{ci}}$ = es el esfuerzo permisible para concreto en la fibra superior en la primera etapa (a tensión).

$0.6f'_{ci}$ esfuerzo permisible del concreto en la fibra inferior en la primer etapa

Diagramas de esfuerzo debido solo al presfuerzo:



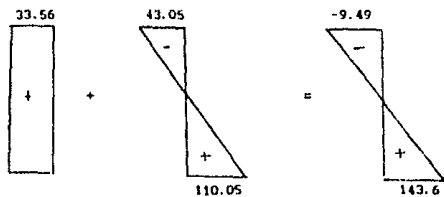
2) ESFUERZOS ACTUANTES EN CONDICIONES DE SERVICIO

(Debidos solamente al presfuerzo, e incluyendo las pérdidas totales del 20% aprox.)

$$f_{es} = \frac{84080}{2505.65} + \frac{84080(21.66)}{606695.65} (36.66) = 143.6 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{ei} = \frac{42045}{2505.65} - \frac{42045(17.23)}{606695.65} (14.34) = -9.49 \text{ kg/cm}^2$$

Aquí no se comparan con los esfuerzos permisibles porque faltan las cargas externas.



(-) tensión

(+) Compresión

CALCULO DE LA CARGA MAXIMA (DE FALLA EN CONDICIONES DE SERVICIO)

Para un concreto de resistencia $f'c=300 \text{ kg/cm}^2$

MOMENTO DE AGRIETAMIENTO

$$M_{cr} = \frac{I}{y_1} \left[f_{pe} - f_d + 1.6\sqrt{f'c} \right]$$

$f_{pe} = 143.60 \text{ kg/cm}^2$, esfuerzo debido solo al presfuerzo en la fibra inferior

$f_d = 3 \text{ kg/cm}^2$, que es el esfuerzo debido a la carga muerta

$1.6\sqrt{f'c}$ esfuerzo de tensión en condiciones de servicio (máximo)

$$M_{cr} = \frac{606695.65}{36.66} \left[143.60 - 3 + 1.6\sqrt{300} \right] = 2785451.5 \text{ kg cm}$$

$$M_{cr} = \underline{27.85 \text{ T m}}$$

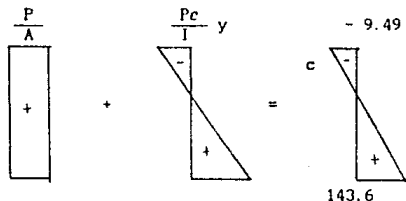
Con este momento que es igual a la carga en la cual se agrieta la viga y sumando los esfuerzos debidos al presfuerzo en condiciones de servicio:

$$\left. \begin{aligned} f_s &= -9.28 + \frac{2785451.5(14.34)}{606695.65} = 56.56 \text{ kg/cm}^2 \\ f_l &= 143.6 - \frac{2785451.5(36.66)}{606695.65} = -24.71 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned} \right\} \begin{array}{l} \text{al momento en que se} \\ \text{agrieta} \end{array}$$

CALCULO DE LA CURVA MOMENTO vs CURVATURA

I) Para un momento $M=0$, $\epsilon = -\kappa$ (esta deformación es del concreto en la fibra superior a compresión), solo actúa el presfuerzo es decir, antes de las cargas de servicio pero con pérdidas del 20%

Diagramas de esfuerzos (del analisis 2)



Por triángulos semejantes:

$$\frac{9.49 + 143.6}{51} = \frac{9.49}{c}$$

$$c = \underline{3.16 \text{ cm}}$$

como $\sigma = \epsilon c E_c$ y para un concreto clase II:

$$E_c = 14000 \sqrt{f'c} = 14000 \sqrt{300} = 242487.11 \text{ kg/cm}^2$$

$$\epsilon_c = \frac{-9.49}{242487.11} = -0.000039136$$

$$\phi = \frac{\epsilon_c}{c}$$

$$\phi = \frac{-0.000039136}{3.16} = \underline{-0.000012384} \quad \left(\text{que es el punto que se grafica} \right)$$

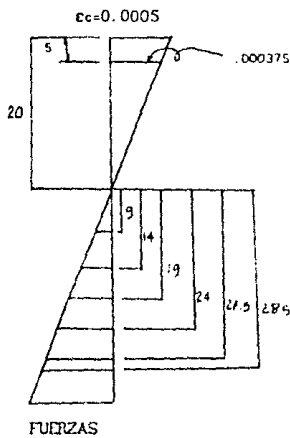
DIAGRAMAS DE DEFORMACIONES

Se hace para cada incremento de la deformación del concreto en la fibra superior (a compresión)

$$e_{1p} = \frac{f_a}{E} = \frac{18960(0.7)(0.8)}{1.9 \times 10^6} = 0.005588$$

(70% del esfuerzo al inicio y 20% de pérdidas)

Para una deformación inicial de 0.0005 en la fibra superior del concreto y una profundidad del eje neutro (c) de 20 cm:



$$\frac{.0005}{20} = \frac{\kappa}{15}$$

DEFORMACIONES

$$e_i = \frac{E_c}{c} (\kappa_i) + e_{1p}$$

$$e_1 = \frac{.0005}{40} (24) + 0.005588 = 0.006188$$

$$e_2 = .0061$$

$$e_3 = 0.005938$$

$$e_4 = 0.005813$$

$$e_{A1} = \frac{.0005}{40} (28.5) = 0.0007125$$

$$e_{A2} = 0.000688$$

$$\sigma = E_c \epsilon, F = \sigma A$$

$$E \text{ acero de presfuerzo} = 1.9 \times 10^6$$

$$E \text{ acero de refuerzo} = 2.039 \times 10^6$$

$$\text{Area del torón de } 1/2'' = 0.99 \text{ cm}^2$$

$$\text{Area de la varilla de } 1/2'' = 1.27 \text{ cm}^2$$

Fuerzas actuantes en cada torón:

Torones 1

$$\sigma = 1.9 \times 10^6 (0.00619) = 11757.2 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_1 = 1157.2(0.99) \times 2 \text{ torones} = 23279.26 \text{ kg}$$

$$\text{Torones 2, } F_2 = 22809 \text{ kg}$$

$$\text{Torones 3, } F_3 = 22338.76 \text{ kg}$$

$$\text{Torones 4, } F_4 = 21868.51 \text{ kg}$$

$$4 \text{ varillas de } 1/2" F_{A1} = 13616.56 \text{ kg}$$

$$4 \text{ varillas de } 1/2" F_{A2} = 13138.79 \text{ kg}$$

$$\Sigma F = \underline{117050.88 \text{ kg}}$$

Fuerzas en el concreto:

$$C_c = b c f' c \frac{f}{c_o} \left[1 - \frac{e}{3c_o} \right]$$

$$c_o = 0.003$$

$$c = 0.0005$$

$$C_{c1} = 250(20)(300) \left(\frac{0.0005}{0.003} \right) \left[1 - \frac{0.0005}{3(0.003)} \right]$$

$$C_{c1} = 236111.11$$

$$C_{c2} = 220(15)(300) \left(\frac{0.000375}{0.003} \right) \left[1 - \frac{0.000375}{3(0.003)} \right]$$

$$C_{c2} = 118593.75$$

$$C_c = C_{c1} - C_{c2} = \underline{117515.36 \text{ kg}} \quad \gggg \quad C = F$$

$$\phi = \frac{c}{c} = \frac{0.0005}{20} = \underline{0.000025}$$

$$C_{c2} \text{ se calcula en } c-t, \text{ y } b = 250 \cdot 2(15) = 220$$

Momento actuante :

Primero se tiene que encontrar los centroides de las fuerzas a compresión en el concreto

$$\bar{x}_{1,2} = c \left[\frac{8c_0 - 3c}{12c_0 - 4c} \right]$$

donde: $c_0 = 0.003$
 $c = 0.0005$

$$\bar{x}_1 = 20 \left[\frac{8(0.003) - 3(0.0005)}{12(0.003) - 4(0.0005)} \right] = 20(0.661765) = 13.23 \text{ cm}$$

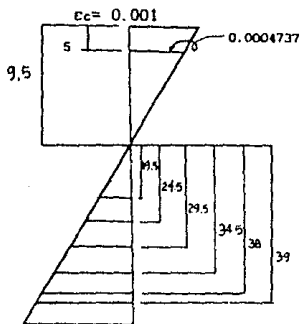
$$\bar{x}_2 = 15 \left[\frac{8(0.003) - 3(0.000375)}{12(0.003) - 4(0.000375)} \right] = 15(0.66304) = 9.946 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} M &= 23611.11(13.235) - 118593.75(9.946) + 23279.2(24) + 22809(19) + \\ &+ 22338.76(14) + 21868.5(9) + 13616.56(28.5) + 13138.79(27.5) = \\ &= 4196416.82 \text{ kg cm} \end{aligned}$$

$$M = \underline{41.9 \text{ T m}}$$

Para:

$c = 0.001$ y $c = 9.5$



$$c_1 = 0.005588$$

Deformaciones:

$$c_1 = 0.0092$$

$$c_2 = 0.00869$$

$$c_3 = 0.008167$$

$$c_4 = 0.00764$$

$$c_{A1} \geq 0.002$$

$$c_{A2} \geq 0.002$$

Fuerzas:

$$F_1 = 34684.06$$

$$F_2 = 32704.06$$

$$F_3 = 30724.06$$

$$F_4 = 28744.06$$

$$F_{A1} = 21336.00$$

$$F_{A2} = 21336.00$$

$$\sum F = \underline{\underline{169528.22}}$$

$$C_{c1} = 250(9.5)(300) \left(\frac{0.001}{0.003} \right) \left[1 - \frac{0.001}{3(0.003)} \right]$$

$$C_{c1} = 21111.11$$

$$C_{c2} = 220(4.5)(300) \left(\frac{0.000474}{0.003} \right) \left[1 - \frac{0.000474}{3(0.003)} \right]$$

$$C_{c2} = 44426.59$$

$$C_{cT} = C_{c1} - C_{c2} = \underline{\underline{166684.52}} \text{ kg} \longrightarrow C = T$$

$$\phi = \frac{0.001}{9.6} = \underline{\underline{0.00010417}}$$

Centroides:

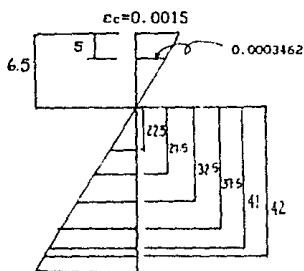
$$\bar{x}_1 = 9.5 \left[\frac{8(0.003) - 3(0.001)}{12(0.003) - 4(0.001)} \right] = 9.5(0.655628) = 6.235 \text{ cm}$$

$$\bar{x}_2 = 4.5 \left[\frac{8(0.003) - 3(0.000474)}{12(0.003) - 4(0.000474)} \right] = 4.5(0.65297) = 2.938 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} M &= 21111.1(6.24) - 44426.59(2.94) + 34.5(34684.1) + 29.5(32704.1) + \\ &+ 30724.1(24.5) + 28744.1(19.5) + 21336(38+39) = 6303242 \text{ kg cm} \\ &= \underline{\underline{63.03 \text{ T m}}} \end{aligned}$$

Para $c_c = 0.0015$
 y $c = 6.5 \text{ cm}$

$c_{1p} = 0.005588$



Deformaciones:

Fuerzas:

$c_1 = 0.0135 > 0.01$;	$F_1 = 37920.00$
$c_2 = 0.0124$	$F_2 = 37920.00$
$c_3 = 0.011$	$F_3 = 37920.00$
$c_4 = 0.01$	$F_4 = 37920.00$
$c_{A1} = > 0.002$	$F_{A1} = 21336.00$
$c_{A2} = > 0.002$	$F_{A2} = 21336.00$

$$\Sigma F = 194352.00 \text{ kg}$$

Nota: Todas las deformaciones son mayores que las de fluencia, por lo que participan con las fuerzas máximas

$$C_{c1} = 250(6.5)(300) \left(\frac{0.0015}{0.003} \right) \left[1 - \frac{0.0015}{3(0.003)} \right] = 218750$$

$$C_{c2} = 220(1.5)(300) \left(\frac{0.0003462}{0.003} \right) \left[1 - \frac{0.0003462}{3(0.003)} \right] = 10983.73$$

$$C_{cT} = C_{c1} - C_{c2} = 192141.27 \text{ kg} \quad \rightarrow \quad C_{cT} \approx \Sigma F$$

$$\phi = \frac{0.0015}{6.6} = 0.0002273$$

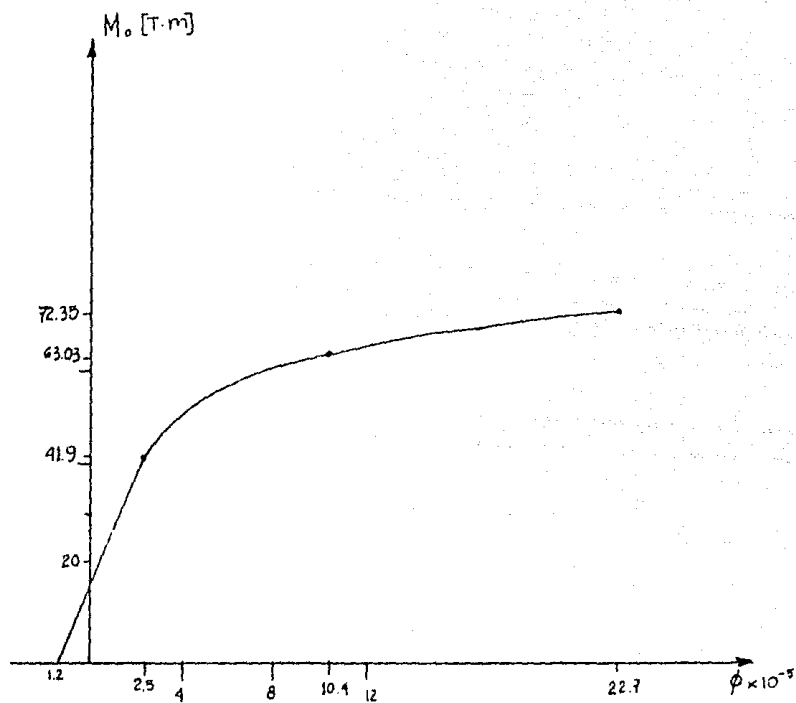
Centroides:

$$\bar{x}_1 = 6.5 \left[\frac{8(0.003) - 3(0.0015)}{12(0.003) - 4(0.0015)} \right] = 4.225 \text{ cm}$$

$$\bar{x}_2 = 1.5 \left[\frac{8(0.003) - 3(0.0003462)}{12(0.003) - 4(0.0003462)} \right] = 0.99 \text{ cm}$$

$$M = 288750(4.225) - 10983.73(0.99) + 37920(37.5 + 32.5 + 27.5 + 22.5) + 21336(41 + 42) =$$

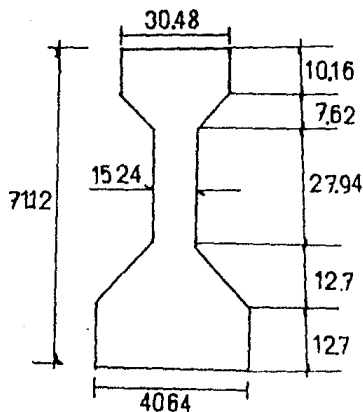
$$M = 72.35 \text{ T m}$$



Gráfica Momento - curvatura
para la viga doble T

* Momento de agrietamiento

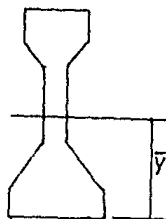
DISEÑO DE UNA VIGA AASHTO TIPO I



$$\text{AREA} = 1780.64 \text{ cm}^2$$

$$\bar{y} = 31.979 \text{ cm}$$

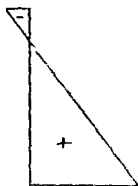
$$I = 946926.49 \text{ cm}^4$$



1) DISEÑO DEL PRESFUERZO

Para calcular la fuerza del presfuerzo éste no deberá (debido a la fuerza del presfuerzo) superar a los esfuerzos permisibles en la primera etapa (inmediatamente después de la transferencia) y se dá con el siguiente diagrama:

$$\frac{P_o}{A_{us}} - \frac{P_o e}{I} Y_{iss} = \sqrt{f'c}$$



$$\frac{P_o}{A_{us}} + \frac{P_o}{I} Y_{iss} = 0.6f'c$$

$$f'ci = 0.8 f'c$$

Considerando las pérdidas que actuarán en condiciones de servicio, el diagrama queda:

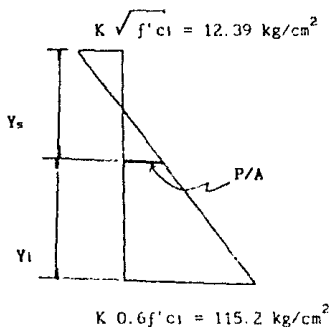
$$P = K P_o \quad , \quad \frac{P}{K} = P_o$$

$$\frac{P_o}{A} + \frac{P_o}{I} Y_{l, s, ss} = \text{esf. permisible}$$

$$\frac{P}{KA} + \frac{P}{KI} Y_{l, s, ss} = \text{esf. permisible}$$

$$\frac{P}{A} + \frac{P}{I} Y_{l, s, ss} = K \text{ esf. permisible}$$

∴ debemos diseñar con el siguiente diagrama:



P/A actúa en el centriodo

Por triángulos:
$$\frac{K(f_{sp} + f_{lp})}{h} + \frac{Kf_{sp} - P/A_{ss}}{Y_s}$$

Despejando P:

$$P = A_{ss} \left[Y_s \left(\frac{Kf_{sp} + Kf_{lp}}{h} \right) - Kf_{sp} \right]$$

$$P = 1780.64 \left[39.14 \left(\frac{12.39 + 115.2}{71.12} \right) - 12.39 \right] = \underline{102973.37 \text{ kg}}$$

NUMERO DE TORONES

- Se utiliza acero de presfuerzo tipo 270K= 18900 kg/cm²
- Se aplicará a los cables un pretensado igual al 70% de su capacidad a tensión

$$f_0 = 0.70f_{sr} = 0.70(18900) = 13230 \text{ kg/cm}^2$$

f_0 = esfuerzo neto inicial

f_{sr} = índice del acero de presfuerzo que indica su resistencia máxima

Pérdidas totales del 20% :

$$f_e = f_0 \times 0.8 = 13230 \times 0.8 = 10584 \text{ kg/cm}^2 \quad f_e = \text{esfuerzo efectivo}$$

$$F = A_{sp} f_e = 0.99 \times 10584 = 10478.16 \text{ Kg} \quad F = \text{fuerza efectiva aplicada al elemento por cada torón}$$

La carga máxima que puede soportarla sección entre la fuerza efectiva de cada torón nos da el número de torones

$$n = \frac{P}{F} = \frac{102937.37}{10478.16} = 9.827 \text{ Torones}$$

∴ Ponemos 10 torones

$$P_{real} = nF = 10478.16(10) = 104781.60 \text{ kg}$$

EXENTRICIDAD (e):

Teorica

$$Kf_{lp} = \frac{P}{A_{uu}} + \frac{P \cdot e_r}{I_{uu}} Y_{uu}$$

Despejando e_r :

$$e_r = \left(Kf_{lp} - P/A_{uu} \right) \frac{I_{uu}}{Y_{uu} \cdot P} = (57.377) 0.2875 = 16.5 \text{ cm}$$

$$e'_r = 31.979 - 16.5 = 15.479 \leftarrow \text{ (Complemento)}$$

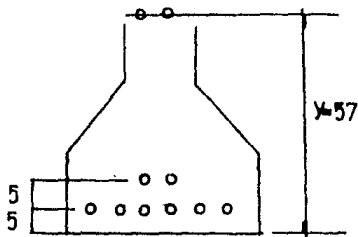
$$15.479 = \frac{6(5) + 2(5) + 2(Y)}{10}$$

$Y = 57.39 \text{ cm}$, ponemos 57 cm .

(e) real

$$e'_r = \frac{57(2) + 2(10) + 6(5)}{10} = 16.4 \text{ cm}$$

$$e_{\text{real}} = 31.979 - 16.4 = \underline{15.579 \text{ cm}}$$



1) REVISIÓN DE LA SECCIÓN POR ESFUERZOS PERMISIBLES EN LA PRIMERA ETAPA

-En esta etapa solo se consideran los esfuerzos provocados por el presfuerzo inicial (antes de la carga viva)

-Inmediatamente después de la transferencia

$$\sigma_{1, s} = \frac{P_o}{A} + \frac{P_o e}{I} y_{1, s}$$

Donde $P_o = \frac{104781.60}{0.8} = 130977$

$$\sigma_s = \frac{130977}{1780.64} - \frac{130977(15.579)}{946926.49} \quad (39.141) = -10.78 \text{ kg/cm}^2 < \sqrt{f'_{ci}}$$

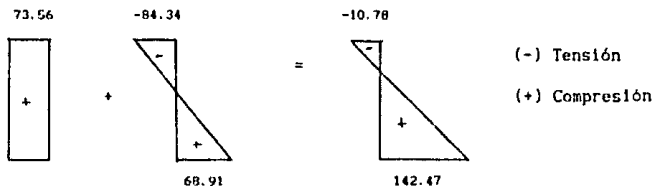
$$\sigma_1 = \frac{130977}{1780.64} + \frac{130977(15.579)}{2946926.49} \quad (31.979) = 142.46 \text{ kg/cm}^2 < 0.6f'_{ci}$$

f'_{ci} = esfuerzo del concreto inmediatamente después de la transferencia y es el 80% de su resistencia máxima

$\sqrt{f'_{ci}}$ = es el esfuerzo permisible para concreto en la fibra superior en la primera etapa (a tensión)

$0.6f'_{ci}$ = esfuerzo permisible del concreto en la fibra inferior en la primer etapa

Diagramas de esfuerzo debido solo al presfuerzo:

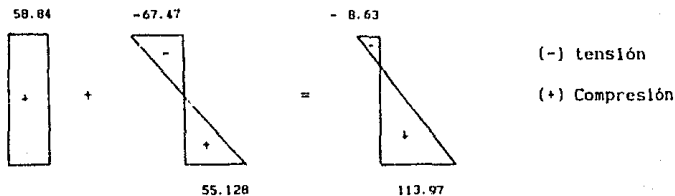


2) ESFUERZOS ACTUANTES EN CONDICIONES DE SERVICIO

(Debidos solamente al presfuerzo, e incluyendo las pérdidas totales del 20% aprox.)

$$f_{es} = \frac{104781.6}{1780.64} - \frac{104781.6(15.59)}{946926.49} (39.14) = -8.63 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{ei} = \frac{104781.6}{911.9} + \frac{104781.6(15.59)}{946926.49} (31.98) = 113.97 \text{ kg/cm}^2$$



MOMENTO DE AGRIETAMIENTO

$$M_{cr} = \frac{1}{y_1} \left[f_{pe} - f_d + 1.6\sqrt{f'_c} \right]$$

$f_{pe} = 113.97 \text{ kg/cm}^2$, esfuerzo debido solo al presfuerzo en la fibra inferior (igual a f_{ei})

$f_d = 3 \text{ kg/cm}^2$, que es el esfuerzo debido a la carga muerta

$1.6\sqrt{f'_c}$ esfuerzo de tensión máximo en condiciones de servicio

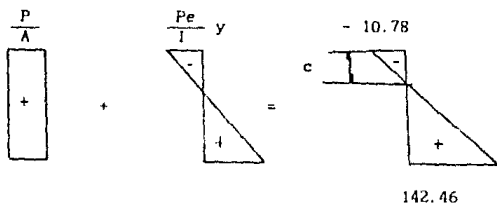
$$M_{cr} = \frac{946926.49}{31.979} \left[113.97 - 3 + 1.6\sqrt{300} \right] = 4106520.82 \text{ kg cm}$$

$$= 41.06 \text{ T m}$$

CALCULO DE LA CURVA MOMENTO VS CURVATURA

1) Para un momento $M=0$, $\epsilon = -\kappa$ (ésta deformación es del concreto en la fibra superior a compresión), solo actúa el presfuerzo es decir, antes de las cargas de servicio pero con pérdidas del 20%

Diagramas de esfuerzos (del análisis 2)



Por triángulos semejantes:

$$\frac{10.78 \cdot 142.46}{71.12} = \frac{10.48}{c}$$

$$c = \underline{5.003 \text{ cm}}$$

como $\sigma = \epsilon E_c$ y para un concreto clase II:

$$E_c = 14000 \sqrt{f'c} = 14000 \sqrt{300} = 242487.11 \text{ kg/cm}^2$$

$$\epsilon_c = \frac{-10.78}{242487.11} = -0.00044455$$

$$\phi = \frac{\epsilon}{c}$$

$$\phi = \frac{-0.0004445}{5.03} = \underline{-0.00008837} \quad \left(\text{que es el punto que se grafica} \right)$$

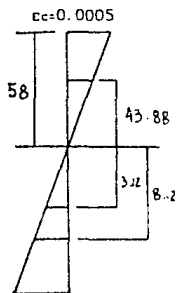
DIAGRAMAS DE DEFORMACIONES

Se hace para cada incremento de la deformación del concreto en la fibra superior (a compresión)

$$c_{1p} = \frac{f_s}{E} = \frac{18960(0.7)(0.8)}{1.9 \times 10^6} = 0.005588$$

(70% del esfuerzo al inicio y 20% de pérdidas)

Para una deformación inicial de 0.0005 en la fibra superior del concreto y una profundidad del eje neutro (c) de 58 cm:



DEFORMACIONES

$$c_1 = \frac{E_c}{c} (\kappa_1) + c_{1p}$$

$$c_1 = \frac{.0005}{58} (8.12) + 0.005588 = 0.005658$$

$$c_2 = \frac{.0005}{58} (3.12) + 0.005588 = 0.005615$$

$$c_3 = 0.005209$$

$$c_{A1} = \frac{.0005}{58} (3.12) = 0.000027$$

FUERZAS

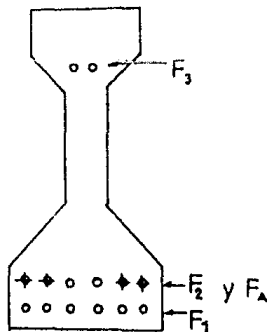
$$\sigma = E \epsilon, \quad F = \sigma A$$

$$E \text{ de acero de presfuerzo} = 1.9 \times 10^6$$

$$E \text{ de acero de refuerzo} = 2.039 \times 10^6$$

$$\text{Area del torón de } 1/2" = 0.99 \text{ cm}^2$$

$$\text{Area de la varilla de } 1/2" = 1.27 \text{ cm}^2$$



- Fuerzas actuantes en cada torón:

Torón 1, 2, 3, 4, 5, 6

$$\sigma = 1.9 \times 10^6 (0.005658) = 10750.2 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_1 = 10750.2 (0.99) \times 6 = 63856.19 \text{ kg}$$

Torón 7, 8

$$F_2 = 21123.24 \text{ kg}$$

Torón 9, 10

$$F_3 = 19598.98 \leftarrow \text{Está a compresión}$$

$$4 \text{ varillas de } , F_{A1} = 278.597 \text{ kg}$$

$$\sum F = F_1 + F_2 + F_A = 85258.027 \text{ kg}$$

Fuerzas en el concreto:

$$C_{c1} = b c f' c \frac{c}{\epsilon_o} \left[1 - \frac{c}{3\epsilon_o} \right]$$

$$\epsilon_o = 0.003$$

$$c = 0.0005$$

$$C_{c1} = 38.48(58)(300) \left(\frac{0.0005}{0.003} \right) \left[1 - \frac{0.0005}{3(0.003)} \right] =$$

$$C_{c1} = 83481.32$$

$$C_{c2} = (58.06 + 15.24(27.94))(300) \left(\frac{0.000347}{0.003} \right) \left[1 - \frac{0.000347}{3(0.003)} \right]$$

$$C_{c2} = 16130.46$$

$$C_{cT} = C_{c1} - C_{c2} = 67350.86 \text{ kg}$$

$$C_T = C_{cT} + F_3 = 86949.84 \text{ kg} \quad C \doteq T$$

$$\phi = \frac{c}{c} = \frac{0.0005}{58} = 0.00000862$$

NOTA: Para calcular C_{c1} y C_{c2} ver la figura 1

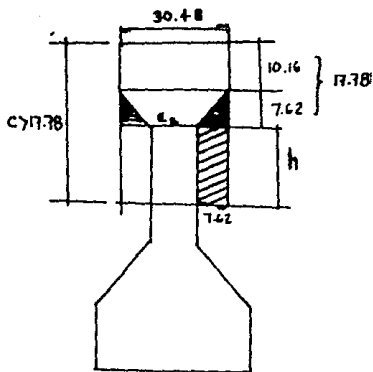


FIG. 1

$$\text{Area del Triángulo: } \frac{7.62 \times 7.62}{2} = 29.03$$

$$\text{RECTÁNGULO: } 2[7.62)(h) + 29.03] =$$

$$= \boxed{15.24(h) + 58.06}$$

$$h = c - 17.78$$

Momento actuante :

CALCULO DE LOS CENTROIDES DE LAS FUERZAS EN EL CONCRETO

$$\bar{x}_{1,2} = c \left[\frac{8e_0 - 3c}{12e_0 - 4c} \right]$$

donde: $e_0 = 0.003$

$c = 0.0005$

$$\bar{x}_1 = 58 \left[\frac{8(0.003) - 3(0.0005)}{12(0.003) - 4(0.0005)} \right] = 58(0.661765) = 38.38 \text{ cm}$$

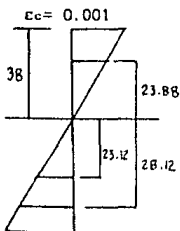
$$\bar{x}_2 = 27.94 \left[\frac{8(0.003) - 3(0.000347)}{12(0.003) - 4(0.000347)} \right] = 27.94(0.6633) = 18.53 \text{ cm}$$

$$M = 83481.32(38.38) - 16130.46(18.53) + 63856.19(8.12) + 21123.24(3.12) +$$

$$+ 19598.98(43.88) + 278.6(3.12) = \underline{4350404.87 \text{ kg}\cdot\text{cm}}$$

Para:

$c = 0.001$ y $c = 38$



$$c_1 = 0.005588$$

Deformaciones:

Fuerzas:

$$c_1 = 0.006328$$

$$F_1 = 71768.23$$

$$c_2 = 0.006196$$

$$F_2 = 23310.94$$

$$c_3 = 0.00496$$

$$F_3 = 18657.94$$

$$c_{A1} = 0.000608$$

$$F_{A1} = 6302.10$$

$$\sum F_1 + F_2 + F_A = \underline{101048.85 \text{ kg}}$$

F_3 Está a compresión

Concreto:

$$C_{c1} = 60(20)(300) \left(\frac{0.001}{0.003} \right) \left[1 - \frac{0.001}{3(0.003)} \right] = 102954.69$$

$$C_{c2} = (58.06 + 15.24(20.22))(300) \left(\frac{0.000532}{0.003} \right) \left[1 - \frac{0.000532}{3(0.003)} \right] = 18334.29$$

$$C_{ct} = C_{c1} - C_{c2} = 84620.40 \text{ kg}$$

$$C_t = C_{ct} + F_3 = \underline{103278.36 \text{ kg}} \quad C = T$$

$$\phi = \frac{0.001}{38} = \underline{0.00002632}$$

Centroides:

$$\bar{x}_1 = 38 \left[\frac{8(0.003) - 3(0.001)}{12(0.003) - 4(0.001)} \right] = 38(0.65625) = 24.94 \text{ cm}$$

$$\bar{x}_2 = 20.22 \left[\frac{8(0.003) - 3(0.00053)}{12(0.003) - 4(0.00053)} \right] = 20.22(0.6614) = 13.38 \text{ cm}$$

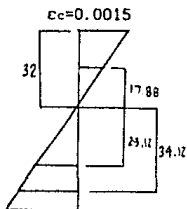
$$M = 102954.69(24.94) - 18334.29(13.38) + 18657.94(23.88) + 71417.81(28.12) +$$

$$+ 23310.94(23.12) + 6302.1(23.12) = 5460851.0 \text{ kg cm}$$

$$= \underline{54.61 \text{ T}\cdot\text{m}}$$

Para $\epsilon_c = 0.0015$

y $c = 32$ cm



$\epsilon_{sp} = 0.005588$

Deformaciones:

Fuerzas:

$$\epsilon_1 = 0.007187$$

$$F_1 = 81116.71$$

$$\epsilon_2 = 0.006953$$

$$F_2 = 26157.19$$

$$\epsilon_3 = 0.004750$$

$$F_3 = 17869.03$$

$$\epsilon_A = 0.00137$$

$$F_{A1} = 14138.83$$

$$\sum F = F_1 + F_2 + F_3 = \underline{121412.73 \text{ kg}}$$

FUERZAS EN EL CONCRETO:

$$C_{c1} = 30.48(32)300 \left(\frac{0.0015}{0.003} \right) \left[1 - \frac{0.0015}{3(0.003)} \right] = 121920$$

$$C_{c2} = (58.086 + 15.24(14.22))(300) \left(\frac{0.000667}{0.003} \right) \left[1 - \frac{0.000666}{3(0.003)} \right] = 16958.85$$

$$C_{cT} = C_{c1} - C_{c2} = \underline{104961.154 \text{ kg}}$$

$$C_T = C_{cT} + F_3 = 122830.18 \text{ kg}$$

$$\sum F = C_T$$

$$\phi = \frac{0.0015}{32} = \underline{0.00004688}$$

Centroides:

$$\bar{x}_1 = 32 \left[\frac{8(0.003) - 3(0.0015)}{12(0.003) - 4(0.0015)} \right] = 20.8 \text{ cm}$$

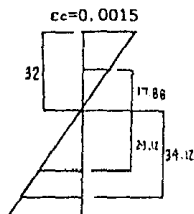
$$\bar{x}_2 = 14.22 \left[\frac{8(0.003) - 3(0.000667)}{12(0.003) - 4(0.000667)} \right] = 9.385 \text{ cm}$$

$$M = 121920(20.08) - 16958(9.385) + 81116.71(34.12) + 26157.186(29.12) +$$

$$+ 14138.83(17.88) + 14138.83(29.12) = \underline{65.706 \text{ T}\cdot\text{m}}$$

Para $c_c = 0.0015$

y $c = 32$ cm



$$c_{1p} = 0.005588$$

Deformaciones:

$$c_1 = 0.007187$$

$$c_2 = 0.006953$$

$$c_3 = 0.004750$$

$$c_A = 0.00137$$

Fuerzas:

$$F_1 = 81116.71$$

$$F_2 = 26157.19$$

$$F_3 = 17869.03$$

$$F_{A1} = 14138.83$$

$$\sum F = F_1 + F_2 + F_3 = \underline{121412.73 \text{ kg}}$$

FUERZAS EN EL CONCRETO:

$$C_{c1} = 30.48(32)(300) \left(\frac{0.0015}{0.003} \right) \left[1 - \frac{0.0015}{3(0.003)} \right] = 121920$$

$$C_{c2} = (58.086 + 15.24(14.22))(300) \left(\frac{0.000667}{0.003} \right) \left[1 - \frac{0.000666}{3(0.003)} \right] = 16958.85$$

$$C_{cT} = C_{c1} - C_{c2} = \underline{104961.154 \text{ kg}}$$

$$C_T = C_{cT} + F_3 = 122830.18 \text{ kg}$$

$$\sum F = C_T$$

$$\phi = \frac{0.0015}{32} = \underline{0.00004688}$$

Centroides:

$$\bar{x}_1 = 32 \left[\frac{8(0.003) - 3(0.0015)}{12(0.003) - 4(0.0015)} \right] = 20.8 \text{ cm}$$

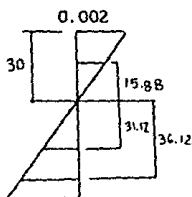
$$\bar{x}_2 = 14.22 \left[\frac{8(0.003) - 3(0.000667)}{12(0.003) - 4(0.000667)} \right] = 9.385 \text{ cm}$$

$$M = 121920(20.08) - 16958(9.385) + 81116.71(34.12) + 26157.186(29.12) +$$

$$+ 14138.83(17.88) + 14138.83(29.12) = \underline{65.706 \text{ T}\cdot\text{m}}$$

Para $\epsilon_c = 0.002$

y $c = 30$ cm



Deformaciones:

$$\epsilon_1 = 0.007999$$

$$\epsilon_2 = 0.007663$$

$$\epsilon_3 = 0.004529$$

$$\epsilon_{A1} = 0.00207^*$$

Fuerzas:

$$F_1 = 90242.86$$

$$F_2 = 28826.95$$

$$F_3 = 17039.35$$

$$F_{A1} = 21336.0$$

$$\sum F = F_1 + F_2 + F_3 + F_{A1} = \underline{140405.81 \text{ kg}}$$

* El acero de refuerzo ordinario fluye ($\epsilon > 0.002$)

-Fuerzas en el concreto:

$$C_{c1} = 30.48(30)(300) \left(\frac{0.002}{0.003} \right) \left[1 - \frac{0.002}{3(0.003)} \right] = 142240.0$$

$$C_{c2} = (58.06 + 15.24(12.22))(300) \left(\frac{0.0008147}{0.003} \right) \left[1 - \frac{0.0008147}{3(0.003)} \right] = 18100.25$$

$$C_{ct} = C_{c1} - C_{c2} = \underline{124139.75 \text{ kg}}, \quad C_t = C_{ct} + F_3 = \underline{141179.10 \text{ kg}}$$

$$C_t = C_{ct} + F_3 = \underline{141179.10 \text{ kg}}, \quad C_t = \sum F$$

$$\phi = \frac{0.002}{30} = \underline{0.00006667}$$

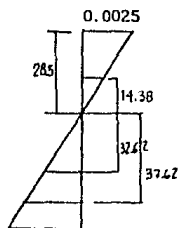
Centroides:

$$\bar{x}_1 = 30 \left[\frac{8(0.003) - 3(0.002)}{12(0.003) - 4(0.002)} \right] = 19.286 \text{ cm}$$

$$\bar{x}_2 = 12.22 \left[\frac{8(0.003) - 3(0.0008147)}{12(0.003) - 4(0.0008147)} \right] = 8.14 \text{ cm}$$

$$M = 142240(19.29) - 18100.25(8.14) + 90242.86(36.12) + 28826.95(31.12) + 17039.35(15.88) = \underline{76.877 \text{ T m}}$$

Para $c_c = 0.0025$
 y $c = 28.5$ cm



Deformaciones:

$$c_1 = 0.00888$$

$$c_2 = 0.00845$$

$$c_3 = 0.004327$$

$$c_A = > 0.002$$

Fuerzas:

$$F_1 = 100309.97$$

$$F_2 = 31786.66$$

$$F_3 = 16276.66$$

$$F_{A2} = 21336.0$$

$$\sum F = F_1 + F_2 + F_A = \underline{153432.62 \text{ kg}}$$

(F₃ está a compresión)

Fuerzas en el concreto:

$$C_{c1} = 30.48(28.5)300 \left[\frac{0.0025}{0.003} \right] \left[1 - \frac{0.0025}{3(0.003)} \right] = 156845$$

$$C_{c2} = (58.06 + 15.24(10.72)) (300) \left[\frac{0.00094}{0.003} \right] \left[1 - \frac{0.00094}{3(0.003)} \right] = 18682.96$$

$$C_{cT} = C_{c1} - C_{c2} = \underline{138162.04 \text{ kg}}$$

$$C_T = C_{cT} + F_3 = \underline{154438.7 \text{ kg}}$$

$$C_T \doteq \sum F$$

$$\phi = \frac{0.0025}{28.5} = \underline{0.0000877}$$

Centroides:

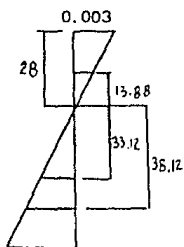
$$\bar{x}_1 = 28.5 \left[\frac{8(0.003) - 3(0.0025)}{12(0.003) - 4(0.0025)} \right] = 18.086 \text{ cm}$$

$$\bar{x}_2 = 10.72 \left[\frac{8(0.003) - 3(0.00094)}{12(0.003) - 4(0.00094)} \right] = 7.04 \text{ cm}$$

$$M = 8445751.24 \text{ kg cm} = 84.458 \text{ T m}$$

Para $\epsilon_c = 0.003$

y $c = 28$ cm



Deformaciones:

$$\epsilon_1 = 0.0096$$

$$\epsilon_2 = 0.009137$$

$$\epsilon_3 = 0.0041$$

$$\epsilon_A = > 0.002$$

Fuerzas:

$$F_1 = 109161.42$$

$$F_2 = 34371.78$$

$$F_3 = 15427.42$$

$$F_A = 21336.00$$

$$\sum F = F_1 + F_2 + F_A = \underline{164869.198 \text{ kg}}$$

(F₃ está a compresión)

Fuerzas en el concreto:

$$C_{c1} = 30.48(28)(300) \left(\frac{0.003}{0.003} \right) \left[1 - \frac{0.003}{3(0.003)} \right] = 170688$$

$$C_{c2} = (58.06 + 15.24(10.22))(300) \left(\frac{0.001095}{0.003} \right) \left[1 - \frac{0.001095}{3(0.003)} \right] = 20563.98$$

$$C_{cT} = C_{c1} - C_{c2} = \underline{150124 \text{ kg}}$$

$$C_T = C_{cT} + F_3 = \underline{165551.44 \text{ kg}}$$

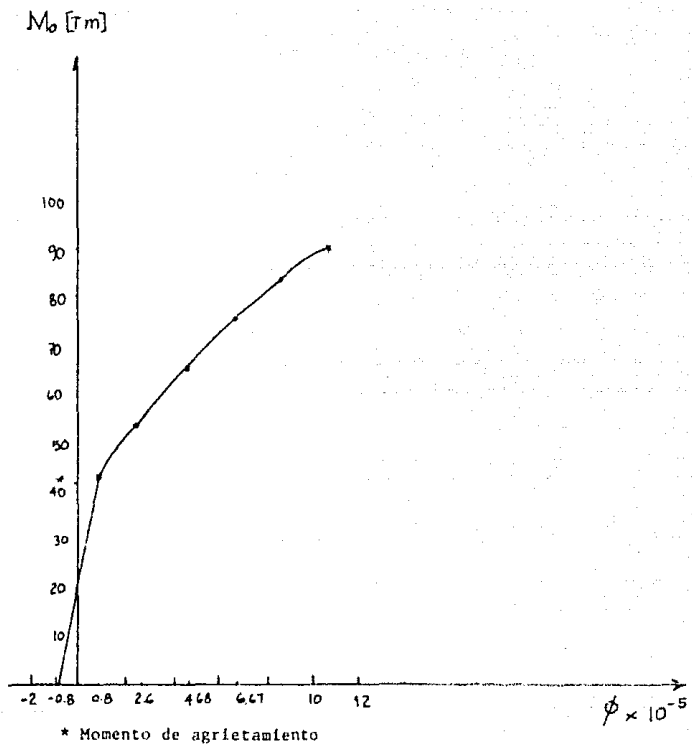
$$\phi = \frac{0.003}{28} = \underline{0.000107}$$

Centroides:

$$\bar{x}_1 = 28 \left[\frac{8(0.003) - 3(0.003)}{12(0.003) - 4(0.003)} \right] = 17.5 \text{ cm}$$

$$\bar{x}_2 = 10.22 \left[\frac{8(0.003) - 3(0.00109)}{12(0.003) - 4(0.00109)} \right] = 6.696 \text{ cm}$$

$$M = \underline{90.6967 \text{ T m}}$$



Gráfica M_0 Vs ϕ de la viga TIPO AASHTO.

REVISION POR FUERZA CORTANTE

REGLAMENTO ACI-83

PARA VIGAS T (METODO SIMPLIFICADO)

$$1) \quad V_c = \left[0.16\sqrt{f'c} + 49 \frac{V_u}{M_u} dt \right] \left(b' d_{sp} + t^2 \right)$$

$$\begin{cases} V_c \geq 0.53\sqrt{f'c} \left(b' d_{sp} + t^2 \right) = V_c \text{ min} \\ V_c \leq 1.3\sqrt{f'c} \left(b' d_{sp} + t^2 \right) = V_c \text{ max} \\ \frac{V_u}{M_u} \leq 1 \end{cases}$$

Donde:

$b' = b_w$ promedio

$d_{sp} = h - r$ $r =$ control de del acero = 16.4 cm

Teniendo en cuenta la forma de la viga, b_w promedio = 25 cm

$d_{sp} = 71.12 - 16.4 = 54.72$ cm

CALCULO DE LOS VALORES MINIMOS DEL CORTANTE

$$V_c \text{ min} = 0.53\sqrt{300} (25 \times 54.72 + 10.16^2) = \underline{13505.66 \text{ kg}}$$

$$V_c \text{ max} = 1.3\sqrt{300} (25 \times 54.72 + 10.16^2) = \underline{33127.087 \text{ kg}}$$

$$V_c = \left[0.16\sqrt{300} + 49 \frac{V_u}{M_u} 54.72 \right] \left[25 \times 54.72 + 10.16^2 \right] =$$

$$V_c = \left[2.77 + 2681.28 \frac{V_u}{M_u} \right] \left[1471.23 \right] = 4075.3 + 3944767.78 \frac{V_u}{M_u}$$

$$V_c = 4075.3 + \frac{3944767.78}{x}$$

Donde:

M_u = Momento actuante en la sección considerada

V_u = Cortante actuante en la sección considerada

d_t = Peralte efectivo, considerado como la distancia de la fibra exterior a compresión al centroide del acero de presfuerzo. (igual a d_{sp}).

Reducciones por dimensiones:

1.- si $h > 0.7m$ ----- $0.7 V_c$

2.- si $h/b > 6$ ----- $0.7 V_c$

En nuestro caso si hay reducciones $h = 0.711 m$

3.- si $h > 0.7m$ y $h/b > 6$ -- $0.4 V_c$

V_c para concreto reforzado:

Area de acero: $10(0.99) + 4(1.27) = 15.07 \text{ cm}^2$

$$P_p = \frac{A_s}{b d_{sp}} = \frac{15.07}{30.48 \times 54.7236} = 0.009036 \quad b; \text{ ancho del patón a compresión}$$

se usa $P < 0.01$

$$V_c = (b' d_{sp} + t^2) (0.2 + 30 P_p) \sqrt{f'c}$$

$$V_c = 25 \times 54.72 \times 10.16^2 (0.2 + 30 \times 0.009036) \sqrt{300} = \underline{12003.86 \text{ kg}}$$

SECCIONES QUE DEBEN REVISARSE POR CORTANTE:

- 1.- A una distancia $h/2$ del paño interior del apoyo
- 2.- Donde se presenten cargas puntuales
- 3.- Al final de la longitud de transferencia
- 4.- Desv#o de torones del pretensado
- 5.- Al centro del claro
- 6.- A cada metro a partir del centro del claro y hacia los apoyos

Longitud de transferencia:

$$l_t = 0.014 \left(f_{sp} - 0.67f \right) \phi =$$

$$f = 0.7 \times K \times f_{sr} = 10584 \text{ kg/cm}^2$$

f_{sp} = esfuerzo de tensión a que está sujeto el acero de presfuerzo

$$f_{sp} = f_{sr} - 0.5 P_p \frac{f_{sr}}{f'_{c}}$$

Pero como la viga se está probando a la falla:

$$f_{sp} = f = 10584 \text{ kg/cm}^2$$

$$l_t = 0.014 (10584 - 0.67 \times 10584) 0.99 = \underline{48.5 \text{ cm}}$$

Revisión por fuerza cortante en secciones de vigas presforzadas:

Se revisará en secciones a:

A - $h/2$: $71.12/2 = 35.56 \text{ cm}$ a partir del apoyo

B - A 48.5 cm fin de la longitud de transferencia

C - A 75 cm a partir del apoyo

D - A un metro del apoyo donde se encuentra la carga concentrada

Sustituyendo las anteriores distancias en las ecuaciones para concreto presforzado y reforzado:

Seccion:	A	B	C	D	observaciones
Vc [kg]	12003.95	—	—	—	(1)
Vc [kg]	—	85410.71	56672.0	43522.97	(2)
Vc [kg]	—	59787.49	39670.4	30466.08	(3)
Vc [kg]	12003.86	33127.09	33127.09	30466.08	(4)

ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

(1) Se calcula como concreto reforzado por estar antes de la longitud de transferencia

(2) Concreto presforzado

(3) Reducciones de $h > 0.7 m \longrightarrow 0.7 V_c$

(4) Restricciones de $V_c \text{ max.}$

- REVISION DE CORTANTE POR EL METODO ESPECIFICO

a) Flexión- cortante o grietas inclinadas de flexión:

$$V_{c1} = 0.16\sqrt{f'c} \left(b_w d + t^2 \right) + \frac{V_u M_{cr}}{M_u}$$

donde M_{cr} es el momento de agrietamiento

- sustituyendo valores:

$$V_{c1} = \frac{0.16\sqrt{300} \left(25 \times 54.72 + 10.16^2 \right) + \frac{4106520.82}{x}}$$

Secciones a revisar:

A - $h/2 = 35.56$ cm del apoyo

B - 48.5 cm fin de la longitud de transferencia

C - a 75 cm a partir del apoyo

D - a un metro donde se concentra la carga

SECCION:	A	B	C	D
V_c [kg]	115481.5	88747.71	58830.8	45142.46

b) Cálculo del cortante máximo para el agrietamiento en el alma

$$V_{cw} = (0.93\sqrt{f'c} + 0.3 f_{pc}) \left[b_w d + t^2 \right] + V_p$$

Donde: f_{pc} = esfuerzo a compresión debido al esfuerzo en el centro de de la sección de la viga $\left(y = 0 \text{ en } \frac{F e}{I} y_i \right)$

$$f_{pc} = \frac{104781.6}{1780.64} = 58.84 \text{ kg/cm}^2$$

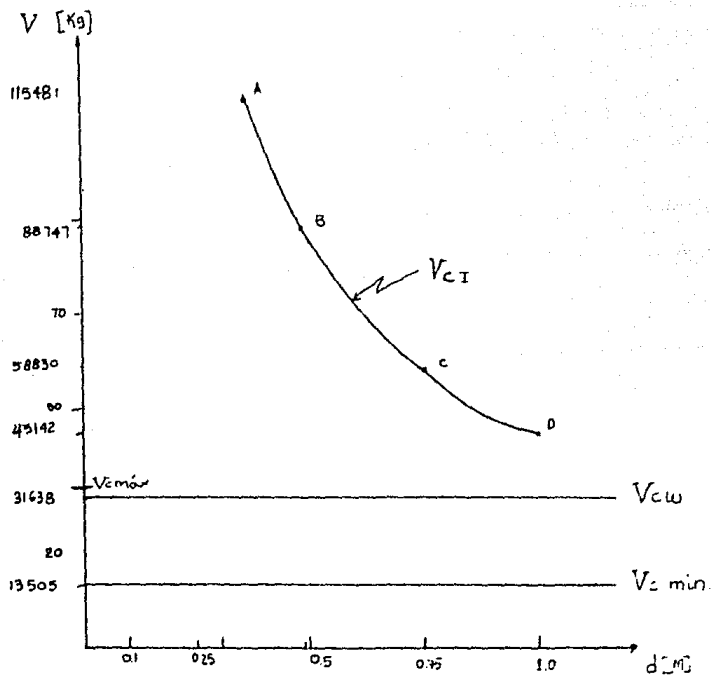
$$V_{cw} = (0.93\sqrt{300} + 0.3)(58.84) \left(15.24 \times 54.72 + 10.16^2 \right)$$

$$V_{cw} = \underline{31638.54 \text{ kg}}$$

Aquí uso $b_w = 15.24$ porque es en éste lugar donde se presentan las grietas inclinadas por cortante.

Debido a que en la sección A hay menos probabilidad de que suceda el agrietamiento inclinado por flexión, debe predominar para el diseño V_{cw} que es mas crítico.

Gráfica del cortante por el método detallado
Viga Aashto



CAPITULO VI

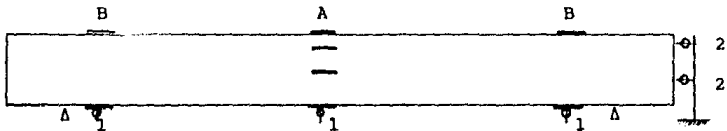
INTERPRETACION DE RESULTADOS

Para poder obtener resultados de las pruebas experimentales, es necesario en primera instancia saber que es lo que mediremos y con qué. La veracidad o exactitud de los datos obtenidos están intimamente ligados con el tipo de instrumentación que se le efectúe a la viga así como de su posición, por lo tanto se debe tener en cuenta que las lecturas efectuadas de las pruebas nos indicarán parámetros que nos ayudan a saber lo que necesitamos. Los instrumentos que se utilizarán serán "strain gages" o deformímetros que medirán las deformaciones ocurridas en la viga a diferentes niveles de la sección, y así saber a que esfuerzos está sometido el concreto en esos puntos

Se colocarán también micrómetros para medir flechas a lo largo de la viga así como rotación en los extremos.

PROPUESTA DE INSTRUMENTACION

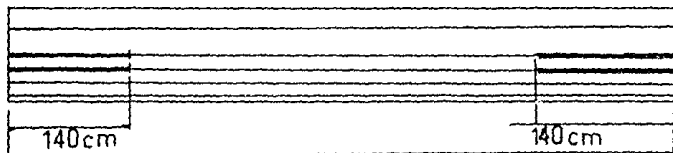
La instrumentación que se sugiere para estudiar el comportamiento experimental y validarlo con los estudios teóricos presentados anteriormente es la siguiente:



Strain gages para el concreto y micrómetros para observar la deflexión de la viga.

- | | |
|------------------|--|
| - Micrómetros 1 | Medirán el desplazamiento vertical. |
| - Micrómetros 2 | Para obtener rotaciones en los extremos de las vigas |
| - Strain gages A | Para obtener deformaciones por flexión al centro del claro |
| - Strain gages B | Para obtener valores de deformación en los extremos sobre el concreto. |

Para estudiar el efecto de la fuerza cortante en las zonas de transferencia se propone estudiar la viga con el engrase mostrado en la figura. El número de torones engrasados puede variar de uno hasta cuatro torones.



$$L = 4,20 \text{ m.}$$

-MEDICION DE DEFORMACIONES CON "STRAIN GAGES"

La medición de la deformación está basado en el principio de que los cambios de la resistencia de un conductor son directamente proporcionales a la deformación ocurrida en el mismo. Puesto que la deformación es proporcional al esfuerzo dentro de los límites elásticos de un componente mecánico, el cambio de la resistencia es proporcional al cambio del esfuerzo.

El cambio en la resistencia es pequeño, normalmente en el orden de 1 ohm. Para que éstas mediciones sean en lo posible exactas, éste pequeño cambio en la resistencia es medido comunmente con el aparato "Puente de Wheatstone". Los efectos de otros pequeños cambios de resistencia (debidos a temperatura o cambios en la resistencia de aislamientos) son también significantes. Estos cambios son vistos como errores en las mediciones de deformaciones, y deben ser evitados.

DEFORMACION vs RESISTENCIA

Los cambios en la resistencia y de la deformación son relacionados por un factor definido como : Factor indicador.

$$G.F. = \frac{\Delta R/R}{\Delta L/L} \quad - - - - - (1)$$

Esto es, G.F. es igual al cociente de incrementos de resistencia entre cambios o incrementos de longitud. Puesto que los cambios en longitud $\Delta L/L$ está definido por la deformación (ϵ) tenemos lo siguiente:

$$G.F. = \frac{\Delta R}{\epsilon R} \quad - - - - - (2)$$

Donde: G.F. = Factor indicador

ΔR = Cambios en la resistencia en ohms

R = Resistencia del deformimetro en ohms

c = Deformación en inch/inch

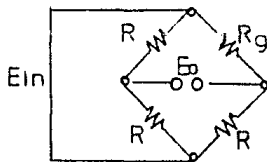
Aunque los factores de medición de los strain gages pueden variar con el tipo, el factor de los más usuales es de aproximadamente 2.0. Sustituyendo éste valor en la ecuación de arriba junto con una resistencia de 120 ohms y una deformación de 0.001 in/in, podemos calcular el cambio de resistencia.

$$\begin{aligned}\Delta R &= G.F. \times c \times R \\ &= 2.0 \times 0.001 \times 120 \\ &= 0.24 \text{ ohms}\end{aligned}$$

De esta manera los cambios en la resistencia, que deben ser medidos exactamente de los strain gages son de alrededor de 0.1 a 0.5 ohms.

EL "PUENTE DE WHEATSTONE"

Los pequeños cambios en la resistencia que representa el nivel de deformación, son usualmente medidos usando un "puente de wheatstone" con un circuito del tipo siguiente:



Para un puente balanceado ($R_g = R$ en el anterior circuito), la ecuación para E_o queda como sigue:

$$E_o = \frac{E_{in} \times \Delta R}{4 R} = \frac{E_{in}}{4} \times \frac{\Delta R}{R}$$

E_{in} = Voltage de excitación

E_o = Señal de salida

R_g = Medición de la resistencia

R = Configuración de la resistencia del puente

ΔR = Cambios de R_g con deformación

Con un strain gage:

$$\frac{\Delta R}{R} = F.G. \times \epsilon \quad \text{de (2)}$$

Por lo tanto, para un puente y usando un solo strain gage activo:

$$E_o = \frac{E_{in} \times G.F \times \epsilon}{4} \quad \text{--- (4)}$$

Usando el valor del ejemplo previo y 10 volts de excitación:

$$E_o = \frac{10 \times 2 \times 0.001}{4} = 0.005 \text{ volts} = 5 \text{ milivoltios}$$

La ecuación 4 también es igualmente aplicable para circuitos de más de un strain gage activo, pero ϵ debe representar el promedio de todas las deformaciones medidas; teniendo atención a la polaridad individual de cada strain gage y su localización en el circuito del puente.

Convensionalmente, una deformación debida a la tensión o incremento ΔR es positiva y una deformación de compresión o decremento de ΔR es negativa.

CAPITULO VII

CONCLUSIONES

En éste trabajo se plantea la necesidad de llevar a cabo un estudio experimental con el objeto de valuar las alternativas en el diseño por esfuerzo cortante de vigas presforzadas.

En el actual reglamento de construcciones para el Distrito Federal se especifica que en el caso de torones engrasados en los extremos de vigas, se diseñe ésta zona despreciando la contribución de la fuerza de presfuerzo de los cables no engrasados. Esta recomendación aparece un poco conservadora sobre todo debido al hecho de que no está respaldada por estudios experimentales.

Del estudio bibliográfico llevado a cabo se concluye que la fórmula de diseño para fuerza cortante de vigas presforzadas según el R.C.D.F.- 87 necesita ser mejorada en el caso de vigas para puentes tipo AASHTO, ya que la diferencia con estudios experimentales es importante. Para los demás tipos de vigas aunque parece adecuada, necesitará ser verificada por estudios experimentales .

En este trabajo se propone estudiar tres tipos de vigas distintas con el objeto de verificar si la fórmula de diseño por fuerza cortante es lo suficientemente general para poder aplicarla a cualquier tipo de viga, o bien, si su aplicación está limitada al diseño de un cierto tipo de viga.

Durante la parte experimental es necesario correlacionar el estudio teórico con los resultados que se van obteniendo, por esta razón se presenta el estudio teórico completo de tres tipos de vigas. Estas vigas se diseñaron de manera tal que la

resistencia en flexión fuera superior que la resistencia a fuerza cortante ya que el estudio de la resistencia a flexión no es el objetivo en el presente trabajo.

La interpretación de los resultados experimentales dependerá en gran medida de la instrumentación que se lleve a cabo, ya que la información que se obtenga será confiable en la medida que los dispositivos que se colocan sobre las vigas recogan la información mínima necesaria para reproducir fielmente el fenómeno físico.

BIBLIOGRAFIA

- Lin. T.Y. Burns N.H., SI versión, "Design of prestressed concrete structures."
- Khachaturian, N., Gurfinkel, G., "CONCRETO PRESFORZADO"
- Durrani A.J., Robertson I.N, "Shear Strength of Prestressed Concrete T-Beams wit welded wire Fabric As Shear Reinforcement, PCI Journal, March-april 1987.
- Mac gregor, James C., y Hanson, Jhon M., "Proposed Changes Beams", ACI - Journal, Proceedings, Vol. 66, No.4, abril de 1969, págs. 276-288.
- Olesen, S.E., Sozen, M.A., y Sless, C.P., "Investigation of prestressed reinforced concrete for Highway Bridges, Part. IV: Strength ing shear-of Beams with web reinforcement "Bulletin No. 493, University of Illinois, Engineering Experiment Station, Urbana, 1967.
- M. Moayer and P.E. Regan "Shear Strength of Prestressed and Reinforced Concrete T. Beams, ACI SP 42-8
- Xuan X, Rizkalla, S., Maruyama K. "Effectiveness of welded wire Fabric as Shear Reinforcement in Prestensioned Prestressed Concrete T-Beams - ACI Structural Journal, July - august 1988.