



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

"CRITERIOS DE DISEÑO PARA ELEMENTOS
PARCIALMENTE PRESFORZADOS"

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

I N G E N I E R O C I V I L

P R E S E N T A :

JOSE PEDRO LEYVA ALATRISTE



CIUDAD UNIVERSITARIA, D. F.

AGOSTO DE 1995

FALLA DE ORIGEN

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
60-1-232

SR. JOSE PEDRO LEYVA ALATRISTE
P r e s e n t e .

En atención a su solicitud, me es grato hacer de su conocimiento el tema que profuso el profesor Ing. Constanancio René Rodríguez Cabello, y que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de ingeniero civil.

" CRITERIOS DE DISEÑO PARA ELEMENTOS PARCIALMENTE PRESFORZADOS "

- I. INTRODUCCION
- II. FLEXION EN ELEMENTOS PARCIALMENTE PRESFORZADOS.
- III. CORTANTE EN ELEMENTOS PARCIALEMENTE PRESFORZADOS.
- IV. CONCLUSIONES.

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que se deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar examen profesional.

A t e n t a m e n t e
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Ciudad Universitaria, D.F., a 30 de octubre de 1989.
EL DIRECTOR.

DANIEL RESENDIZ NUÑEZ

DRN/MDC/ams*

DEDICATORIAS

Sea este un pequeño y sencillo homenaje a la memoria de mi mamá Sra. Glafira Alariste de Leyva, por esa inquebrantable entereza, por esa vida de esfuerzo y trabajo que dedico por completo al bienestar y salud de sus hijos Te extrañamos.

A mi papá Sr. Ignacio Leyva Piñón, por su exhortación al estudio, la preparación y el desarrollo.

A mis hermanos: Ma. Elena, Ignacio, Joaquín, Glafira y Ma. Dolores, con cariño.

A mis hermanos: Ma. Del Carmen, Víctor Manuel, Adriana y Gabriel, por su apoyo y solidaridad, Gracias.

A Edith Barajas Fragoso por su cariño y compañerismo, me han vitalizado y fortalecido, son invaluable para mí, gracias.

A esos entrañables compañeros y amigos, que con apoyo fraternal, superamos los albores de la carrera: Rocio Segovia Curiel, Antonio González Maya, Raúl Guerrero Godínez, Fortino De La Rosa García, Alvaro Martínez Santillán y Arturo Fustes Cruz.

A esa gente, con quien he conocido el valor de la amistad sin límites ni fronteras, apoyos incondicionales y refugios seguros ante cualquier eventualidad: Miguel Ángel Magaña Mokeno, Luis Rafael Jiménez Ugaldé, Víctor Manuel García Charcoy, Francisco Javier Agraz Martínez y Octavio Zaldivar De La Mora.

AGRADECIMIENTOS

Mi infinito agradecimiento al Ing. Constancio Rene Rodriguez Cabello, por su invaluable actitud y paciencia al aceptar dirigir esta tesis. Gracias muchas gracias.

A el Arq. Leonardo Contreras Ramirez, por su apoyo en la realización de los dibujos y gráficos, te lo agradezco enormemente.

A la U.N.A.M. Facultad de Ingeniería y profesores, por la educación recibida, de la cual me enorgullezco.

INDICE GENERAL

Dedicatorias	i
Agradecimientos	ii
Indice general	iii
1 Introducción.	
1.1 Antecedentes	1
1.2 Objetivo y alcance de la tesis	3
1.3 Contenido de la tesis	3
2 Flexión en elementos parcialmente presforzados.	
2.1 Definición	4
2.2 Índice de presfuerzo	4
2.3 Comportamiento de vigas de concreto parcialmente presforzado	5
2.4 Dimensionamiento por resistencia	6
2.4.1 Dimensionamiento por resistencia	7
2.4.2 Secuela de dimensionamiento	9
2.5 Revisión por resistencia	9
2.5.1 Obtención del momento resistente	10
2.5.2 Determinación del tipo de falla potencial (acero máximo)	11
2.6 Revisión por esfuerzos permisibles	12
2.7 Revisión por acero mínimo	15
2.8 Recomendaciones sobre fatiga y agrietamiento	16
2.9 Ejemplo	18
3 Cortante en elementos parcialmente presforzados.	
3.1 Dimensionamiento y revisión por resistencia	33
3.2 Secciones transversales a revisar por cortante	35
3.3 Ejemplo	36

4 Conclusiones	39
Apéndice A	
Nomenclatura	41
Apéndice B	
Determinación de f_{sp} por el método de compatibilidad de deformaciones	46
Apéndice C	
Diseño la trabe del ejemplo, como viga totalmente presforzada	48
Bibliografía	49

CAPITULO 1

INTRODUCCION

1.1 ANTECEDENTES.

Los elementos de concreto parcialmente presforzado, son elementos de concreto reforzados con una combinación de acero presforzado y acero no presforzado (que puede ser de resistencia ordinaria o de alta resistencia); ocupan el espectro de refuerzo entre los extremos concreto reforzado y concreto presforzado. Para el caso específico de este trabajo, al referirnos a elementos de concreto parcialmente presforzado nos estaremos refiriendo a vigas de concreto parcialmente presforzado.

Las vigas de concreto parcialmente presforzado son más complejas y laboriosas de diseñar que las vigas presforzadas y reforzadas, al menos por dos razones principales:

- **Desde un punto de vista funcional:** se agrietan bajo una fracción de la carga viva especificada, actuando en este estado (agrietado) como vigas de concreto reforzado sujetas a una combinación de flexión y compresión; mientras que en estado no agrietado, se comportan como vigas presforzadas, y
- **Desde de un punto de vista del diseño:** tienen que acomodar simultáneamente los conceptos de diseño por "Resistencia Última", comúnmente usado en el concreto reforzado y los conceptos de diseño por "Esfuerzos Permisibles", utilizado en el concreto presforzado, y verificar los conceptos de "Condiciones de Servicio".

Históricamente el concreto parcialmente presforzado parece haberse originado en los trabajos del Ing. Austriaco Fritz Von Emperger (1939), quien trataba de mejorar el comportamiento de vigas de concreto reforzado contra el agrietamiento y la deflexión, adicionando algunos alambres presforzados. Eugene Freyssinet, el padre del concreto presforzado moderno, en un principio considero al concreto parcialmente presforzado inaceptable, consideraba que tener secciones agrietadas bajo cargas de servicio mermaba las ventajas del presfuerzo total; sin embargo, años más tarde, a mediados de los 50's, acepto que el presfuerzo parcial era justificable técnica y económicamente.

Siguiendo los experimentos de Emperger, el Dr. Paul Abeles (pupilo de Emperger), desarrollo la idea del presfuerzo parcial utilizando alambres de alta resistencia para minimizar los efectos de la pérdida de presfuerzo. Abeles llevo a cabo una intensa investigación en Inglaterra en los años 40's, convenció al Ferrocarril Británico (British Railways), para emplear vigas de concreto parcialmente presforzado en su programa de reemplazo de puentes dañados durante la Segunda Guerra Mundial. De allí en adelante, persuadió y promovió el uso del presfuerzo parcial en muy diversos tipos de aplicaciones.

De algunos años a la fecha, el concreto parcialmente presforzado ha sido fuertemente promovido por el Ing. Norteamericano Antoine E. Naaman. En diversos congresos y eventos internacionales de Ingeniería Civil ha divulgado sus bondades y exhortado a investigadores para que ahonden en el tema. Dentro de sus planteamientos, se encuentra el llegar a un procedimiento único para diseñar elementos de concreto en general, sean estos reforzados, presforzados o parcialmente presforzados.

Hoy, el concreto parcialmente presforzado es aceptado alrededor del mundo, al menos de manera implícita en la mayoría de los códigos y reglamentos de practica ingenieril y un gran numero de investigadores ya se han fijado en sus potenciales. El diseño del concreto parcialmente presforzado esta aceptado, si se basa en un análisis racional y en el juicio o experiencia del ingeniero que diseña. En 1968, Suiza fue el primer País en incluir de manera formal al concreto parcialmente presforzado en su Código Nacional (SIS Standard 162). Cabe mencionar que es gran aceptación en Japón, Rumania, Rusia, Nueva Zelandia (énfasis en aspectos sísmicos).

En nuestro País, es en el Reglamento de Construcciones Para el Distrito Federal de 1987, que se aborda de manera formal al concreto parcialmente presforzado, especificando lineamientos y parámetros de diseño en sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción Estructuras de Concreto, para que las estructuras y sus componentes presenten Seguridad Adecuada ante la aparición de Estados Limite de Falla y que no se rebase ningún Estado Limite de Servicio ante acciones normales de operación.

El concreto parcialmente presforzado puede ofrecer algunas ventajas sobre:

Concreto Reforzado:	Concreto Presforzado:
• Mejor control de agrietamiento (ancho y distribución de grietas)	• Mejor control de contraflecha y curvatura.
• Mayor control de deflexiones (corto y largo plazo)	• Mayor ductilidad (notoria ventaja en zonas de alta sismicidad)
• Menor empleo de materiales.	• Mayor energía de absorción (que toma el acero no presforzado, evitando concentración de esfuerzos en el concreto)
	• Posible reducción de costos (esto depende de varios factores)

No obstante lo comentado y habiendo resaltado las características y potenciales del concreto parcialmente presforzado, hay necesidad de generar mas investigación e información sobre propiedades como la fatiga, corrosión, agrietamiento, deflexiones. etc., que permitan contar con mas elementos de juicio que conlleven a métodos y mecanismos de dimensionamiento certeros, confiables, estandarizados y de aceptación general.

1.2 OBJETIVO Y ALCANCE DE LA TESIS.

El presente trabajo tiene como objetivo presentar un método racional que nos permita dimensionar vigas de concreto parcialmente presforzado (sistema pretensado), acorde con el marco técnico legal que nos da el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal de 1987 (RCDF-87) y sus respectivas Normas Técnicas Complementarias para Concreto (NTC-C). Esta guía de diseño esta enfocada a niveles formativos, esto es, a ámbitos escolares, por lo que el tratamiento que se da es elemental, quedando fuera del alcance de este trabajo temas intrincados como deflexiones, contradeflexiones, fatiga, engrase de torones, etc.. Es importante mencionar que existen otras y variadas alternativas de abordar estos elementos.

La propuesta de dimensionamiento, así como los ejemplos se llevaron a cabo para cargas de tipo gravitacional, no considerándose los efectos producidos por sismo o viento.

El 2 de agosto de 1993, se publico en el Diario Oficial de la Federación una versión del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, el cual contiene modificaciones respecto a redacción, sismo, aspectos legales, etc., pero las Normas Técnicas complementarias no sufrieron modificación alguna, por lo que para todos los efectos en esta tesis al referirnos al Reglamento nos estaremos refiriendo al de 1987.

1.3 CONTENIDO DE LA TESIS.

El cuerpo de esta tesis esta conformado por cuatro capítulos. El primer capítulo es la Introducción donde se asientan antecedentes, generalidades, objetivos y descripción de vigas de concreto parcialmente presforzado.

El tema de Flexión en vigas parcialmente presforzadas se trata en el capítulo 2, se plasma la definición que el RCDF-87 da para presfuerzo parcial, se muestra su comportamiento, se determina el índice de presfuerzo, se plantea el método de dimensionamiento por Resistencia ultima y revisión por esfuerzos permisibles, revisión por resistencia, acero mínimo y máximo, se hacen comentarios sobre fatiga y agrietamiento, se cierra con un ejemplo practico de dimensionamiento.

En el capítulo 3 se aborda el Cortante en vigas parcialmente presforzadas, también conforme al RCDF-87, se trata el dimensionamiento y revisión por Resistencia, se cierra este tema con un ejemplo practico.

Las conclusiones y comentarios referentes a este trabajo se dan en el capítulo 4.

Para una mejor comprensión y apoyo a este trabajo, considerando que se obvian algunos antecedentes, se incluyen los siguientes anexos: A) Nomenclatura, B) Determinación de " f_p " por el método de compatibilidad de deformaciones, C) Diseño de la trabe del ejemplo como viga totalmente presforzada.

CAPITULO 2

FLEXION EN ELEMENTOS PARCIALMENTE PRESFORZADOS

2.1 DEFINICION.

En la edición del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal de 1987, en las Normas Técnicas Complementarias de Concreto se señala la siguiente definición:

“ Se considerara que una sección de un elemento estructural es parcialmente presforzada si contiene refuerzo longitudinal presforzado y ordinario para resistir momento flexionante que actúe en ella, y su índice de presfuerzo(I_p) queda en el intervalo señalado en el párrafo siguiente.

Se podrá suponer que una sección

- tiene presfuerzo total si $0.9 \leq I_p \leq 1.0$;
- tiene presfuerzo parcial si $0.6 \leq I_p < 0.9$;
- no tiene presfuerzo si $0.0 \leq I_p < 0.6$ ”

Por consiguiente, el concreto parcialmente presforzado tiene como extremos lo que llamamos por un lado concreto presforzado, conteniendo predominantemente acero de presfuerzo para resistir los esfuerzos de tensión producidos por el momento flexionante; y por otro lado el concreto reforzado, que contiene predominantemente acero de refuerzo ordinario, para el mismo fin. como se ilustra en la figura 2.1.

2.2 INDICE DE PRESFUERZO.

El índice de presfuerzo es el cociente que nos define la relación entre el acero de presfuerzo y el acero de refuerzo ordinario, cuantifica el monto del presfuerzo y nos da idea del comportamiento que tendrá el elemento parcialmente presforzado. De acuerdo con el RCDF-87, en las NTC-C el índice de presfuerzo se define como:

$$I_p = \frac{M_{Rp}}{M_{Rr} + M_{Rp}}$$

donde

M_{Rp} : Momento resistente suministrado por el acero presforzado.

M_{Rr} : Momento resistente suministrado por el acero de refuerzo ordinario o sin presforzar.

Por sencillez el acero de presfuerzo podrá valuarse con la expresión siguiente:

$$I_p = \frac{A_{sp} f_{sp}}{A_{sp} f_{sp} + A_s f_y}$$

donde A_{sp} : Área de acero presfuerzo.
 A_s : Área de acero ordinario a tensión.
 f_{sp} : Esfuerzo en el acero presfuerzo cuando se alcanza la resistencia.
 f_y : Esfuerzo de fluencia del acero ordinario.

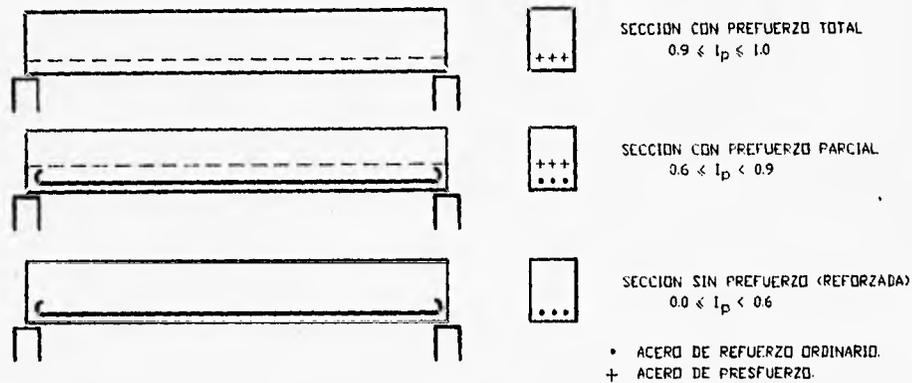


Fig. 2.1 Tipo de secciones de concreto segun acero de refuerzo.

2.3 COMPORTAMIENTO DE VIGAS DE CONCRETO PARCIALMENTE PREFUERZADO

Siendo conocido el comportamiento tanto de elementos de concreto presfuerzo, como de concreto reforzado, entonces en una gráfica esfuerzo-deformación unitaria ($f-\epsilon$) o momento-deflexión ($M-\delta$), podemos determinar el comportamiento de un elemento de concreto con igual sección transversal, pero que contenga una combinación de acero de presfuerzo y acero de refuerzo ordinario en la zona de tensión. La gráfica de comportamiento de esta última opción quedara delimitada en el rango superior por lo que representa al concreto presfuerzo y en el límite inferior por lo que representa al concreto reforzado; la tendencia hacia un extremo u otro estará dado por la cantidad de acero de presfuerzo, que contenga la sección, entre mas acero de presfuerzo mas tendera a comportarse como elemento presfuerzo, según lo indique el índice de presfuerzo, tal como se muestra en la figura 2.2.

De la gráfica, las secciones cuyo índice de presfuerzo quede en el rango $0.9 > I_p \geq 0.6$, serán parcialmente presfuerzadas; toda sección con $I_p \geq 0.9$ se le considerara elemento presfuerzo, y por consiguiente, cualquier sección con $I_p < 0.6$ será un elemento simplemente reforzado o sin presfuerzo.

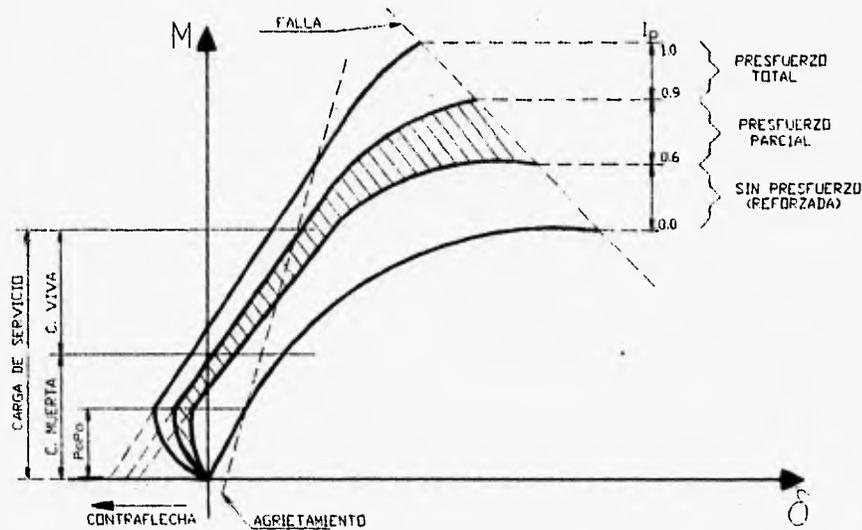


Fig. 2.2 Comportamiento de elementos de concreto según acero de refuerzo.

El agrietamiento en elementos de concreto parcialmente presforzado, aparecerá ante una fracción de la carga viva muy próxima a la carga de servicio; por consiguiente, hasta antes del agrietamiento, es deseable que el elemento parcialmente presforzado se comporte como totalmente presforzado, debido a que en estos elementos los esfuerzos de tensión son nulos y sus condiciones de servicio son en el rango elástico lineal, lo que le permite recuperar su forma original en cuanto desaparezca la carga que lo agrieta, evitando de este modo exponer de manera prolongada al acero presforzado a la intemperie, lo que le puede causar problemas de corrosión. En estado agrietado es deseable que se comporte como elemento reforzado, debido a que estos elementos presentan mayor ductilidad que un elemento presforzado, además de que permiten una distribución uniforme de grietas y menor ancho de las mismas. Es notoria la presencia de una contraflecha menor, así como un mejor control en la deflexión. En elementos de concreto parcialmente presforzado se pretende condensar algunas de las ventajas que por separado tienen el concreto presforzado y el concreto reforzado.

2.4 DIMENSIONAMIENTO POR RESISTENCIA.

A continuación se presenta una propuesta de dimensionamiento por resistencia para elementos de concreto parcialmente presforzado sujetos a flexión, conforme al RCDF-87 y las especificaciones dadas por sus normas técnicas complementarias de concreto (NTC-C). La propuesta consiste en:

- Dimensionar por resistencia.
- Revisión por resistencia (y acero máximo).
- Revisión por esfuerzos permisibles.
- Revisión por acero mínimo.
- Comentarios sobre Fatiga y limitación del Agrietamiento.

2.4.1. DIMENSIONAMIENTO POR RESISTENCIA.

El criterio fundamental que debe cumplirse es que:

$$M_R \geq M_{ua}$$

donde:

$$M_R = F.R. * M_n$$

$$M_{ua} = F.C. * M_a$$

en las expresiones anteriores:

- M_R : Momento resistente interno de la sección de concreto parcialmente presforzado.
- M_{ua} : Momento ultimo actuante debido a las cargas externas.
- M_n : Momento nominal interno de la sección.
- M_a : Momento actuante debido a las cargas externas.
- F.R.: Factor de reducción de resistencia dado por NTC-C para flexión F.R=0.9
- F.C.: Factor de carga.

Para "la determinación de resistencia de secciones de cualquier forma sujetas a flexión, se efectuara a partir de las condiciones de equilibrio interno de la sección y de las siguientes hipótesis:

- La distribución de deformaciones unitarias longitudinales en la sección transversal de un elemento es plana.
- Existe adherencia entre el concreto y el acero de tal manera que la deformación unitaria del acero es igual a la del concreto adyacente.
- El concreto no resiste esfuerzos de tensión.
- La deformación unitaria del concreto en compresión cuando se alcanza la resistencia de la sección es 0.003.
- La distribución de esfuerzos de compresión en el concreto cuando se alcanza la resistencia es uniforme en una zona cuya profundidad (a) es 0.8 veces la del eje neutro (c). El esfuerzo uniforme se tomara

$$f_c'' = 0.85 f_c^* \quad \text{si} \quad f_c^* \leq 250 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{y,}$$

$$f_c'' = \left(1.05 - \frac{f_c^*}{1250}\right) f_c^* \quad \text{si} \quad f_c^* > 250 \text{ kg/cm}^2; \quad f_c^* = 0.8 f_c'$$

f) El diagrama esfuerzo- deformación unitaria del acero de refuerzo ordinario, sea o no torcido en frío, puede idealizarse por medio de una recta que pase por el origen, con pendiente igual al módulo de elasticidad del acero de refuerzo ordinario (E_s), y una recta horizontal que pase por la ordenada correspondiente al esfuerzo de fluencia del acero (f_y). Para el caso del acero de presfuerzo se emplearan los diagramas esfuerzo deformación unitaria del acero utilizado, obtenidos experimentalmente.

De una sección de concreto parcialmente presforzado, como la que se muestra en la figura siguiente:

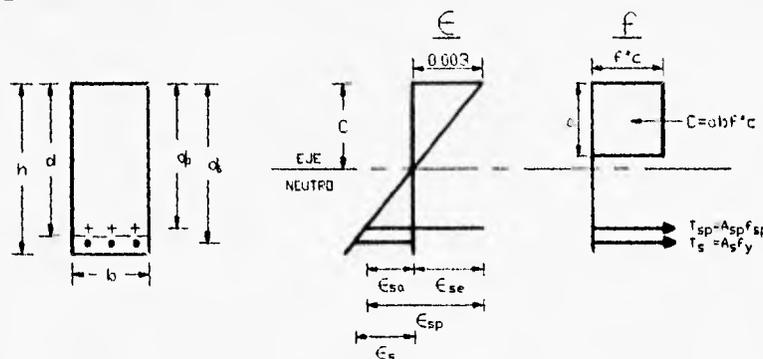


Fig. 2.3 Diagramas esfuerzo-deformación unitaria de una sección parcialmente presforzada.

del equilibrio interno de la sección tenemos

$$C = T_{sp} + T_s$$

$$f_c'' b a = A_{sp} f_{sp} + A_s f_y$$

de aquí

$$M_n = A_{sp} f_{sp} (d_p - a/2) + A_s f_y (d_s - a/2)$$

finalmente nos queda

$$M_R = F.R. [A_{sp} f_{sp} (d_p - a/2) + A_s f_y (d_s - a/2)]$$

donde

d_p : Distancia entre la fibra extrema a compresión y el centroide del acero presforzado.

d_s : Distancia entre la fibra extrema a compresión y el centroide del acero ordinario.

a : Profundidad del bloque de esfuerzos de compresión en el concreto.

La sección cuenta con dos tipos de acero de refuerzo, suponemos que el momento resistente esta conformado por dos componentes, una debida al acero de presfuerzo (M_{Rp}) y otro al acero de refuerzo ordinario (M_{Rr}),

$$M_{Rp} + M_{Rr} \geq M_{ua}$$

Se propone por un lado que M_{Rp} sea el momento provocado por la carga muerta (M_{CM}), incluido el peso propio, mas un porcentaje de la carga viva casi permanente (M_{CVp}), entendienddo por esta a la carga que esperamos se presente la mayor parte del tiempo (muebles, equipo de oficina, mamparas, etc.), y que será coincidente con la "carga media (W)" que el RCDF-87 (Art. 199) estipula para asegurar que el momento de descompresión al sumar sus efectos a los del presfuerzo, nos produzca esfuerzos de tensión nulos en el concreto (NTC-C Esp. 7.4.2);

$$M_{Rp} = M_{CM} + M_{CVp}$$

Por otro lado se propone que M_{Rr} resista el momento provocado por la carga viva que se presentara eventualmente (M_{Cve}), quedando:

$$M_{Rr} = M_{Cve}$$

2.4.2 SECUELA DE DIMENSIONAMIENTO.

- 1) Obtención de: $M_1 = M_{CM} + M_{CVp}$ y $M_2 = M_{Cve}$
- 2) Para M_1 , dimensionamos la viga como presforzada, verificando que los esfuerzos de tensión sean nulos.
- 3) Con el valor de M_2 dimensionamos la viga como reforzada.
- 4) Se revisa por resistencia, esfuerzos permisibles, acero mínimo, tipo de falla y limitaciones sobre agrietamiento.

2.5 REVISION POR RESISTENCIA.

"Para asegurar que los elementos estructurales cuentan con la seguridad adecuada, establecida en el RCDF-87, se deberá asegurar que

- 1) $M_R \geq M_{ua}$
- 2) Que el tipo de falla potencial de la sección sea dúctil.

2.5.1. OBTENCION DEL MOMENTO RESISTENTE.

Se obtiene M_{ua} , a partir de las solicitaciones externas a las que esta expuesta la estructura y multiplicando estas por el factor de carga (F.C.), dado por RCDF-87: 1.4 para Gpo. B, 1.5 para Gpo. A.

Para obtener M_R , se toma en cuenta las hipótesis simplificadoras y el equilibrio interno de la sección dados en 2.4.1, en que se obtuvo la siguiente expresión:

$$M_R = F.R. [A_{sp} f_{sp} (d_p - a/2) + A_s f_y (d_s - a/2)]$$

en la cual se observa que la única incógnita que se tiene es saber el valor de f_{sp} , el cual se puede obtener por el método de compatibilidad de deformaciones o mediante la propuesta dada por el RCDF-87, que es solo aplicable si

$$f'_c \leq 350 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{y} \quad f_{bc} \geq 0.5 f_{sr}$$

entonces,

$$f_{sp} = f_{sr} [1 - 0.5(p_p \frac{f_{sr}}{f'_c} + q - q')]$$

y se debe cumplir que

$$(p_p \frac{f_{sr}}{f'_c} + q - q') \geq 0.17 \quad \text{y} \quad d' \leq 0.15 d_p$$

en las expresiones anteriores

p_p : Cuantía de acero presforzado (A_{sp}/bd_p).

d' : Distancia entre la fibra extrema a compresión y el centroide del acero a compresión.

b : Ancho de la sección; en secciones "I" o "T", ancho del patín comprimido por efecto de las cargas.

$$q = \frac{p f_y}{f'_c}$$

$$q' = \frac{p' f_y}{f'_c}$$

$$p = \frac{A_s}{bd}$$

$$p' = \frac{A'_s}{bd}$$

Con el valor obtenido de f_{sp} , calculamos M_R y verificamos que $M_R \geq M_{ua}$.

2.5.2 DETERMINACION DEL TIPO DE FALLA POTENCIAL (ACERO MAXIMO).

Es indispensable que se asegure que la sección transversal presente una falla de tipo dúctil, esto es "que las cantidades de acero de presfuerzo y de acero ordinario que se utilicen en la zona de tensión y compresión, serán tales que se cumpla la siguientes condiciones:

$$\epsilon_{sp} \geq \epsilon_{yp} / 0.75$$

donde

ϵ_{sp} : Deformación unitaria del acero de presfuerzo cuando se alcanza el M_R de la sección.

ϵ_{yp} : Deformación unitaria convencional de fluencia del acero de presfuerzo, se obtiene del fabricante, si no se tiene información suponer igual a 0.01.

De la figura 2.3, del diagrama de deformaciones unitarias, tenemos que

$$\epsilon_{sp} = \epsilon_{sc} + \epsilon_{sa}$$

donde

$$\epsilon_{sc} = \frac{f_{se}}{E_{sp}}$$

y por triángulos semejantes

$$\epsilon_{sa} = \frac{0.003(d_p - c)}{c}$$

en las expresiones anteriores

ϵ_{sc} : Deformación unitaria debida al presfuerzo efectivo.

f_{se} : Esfuerzo efectivo en el acero de presfuerzo igual a $0.7 k f_{sr}$, k factor que depende de las perdidas de presfuerzo, si no hay información considerar $k=0.8$ (20% de perdidas).

E_{sp} : Modulo de elasticidad del acero de presfuerzo, igual a 1.9×10^6 kg/cm².

c : Profundidad del eje neutro.

También deberá verificarse que

$$\epsilon_t > \epsilon_y$$

donde

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s}$$

de la figura 2.3, por triángulos semejantes

$$\epsilon_t = \frac{0.003(d_s - c)}{c}$$

en las expresiones anteriores

- ϵ_s : Deformación unitaria en el acero de refuerzo ordinario.
- ϵ_y : Deformación unitaria de fluencia del acero de refuerzo ordinario.

2.6 REVISIÓN POR ESFUERZOS PERMISIBLES.

Esta revisión consiste básicamente en verificar que los esfuerzos actuantes (f_i) en la sección en cuestión, no rebasen los valores dados por el RCDF-87, conocidos como esfuerzos permisibles (f_p),

$$f_i \leq f_p$$

que son los que a continuación se citan:

a) Esfuerzos permisibles en el concreto

-Esfuerzos inmediatamente después de la transferencia y antes que ocurran las pérdidas por contracción y flujo plástico:

Compresión	$0.60 f'_{ci}$	
Tensión	$\sqrt{f'_{ci}}$	(en kg/cm ²)
f'_{ci} : Resistencia a compresión del concreto cuando ocurre la transferencia,		
$f'_{ci} = 0.8 f'_c$		

-Esfuerzos bajo carga muerta y viva de servicio:

Compresión	$0.45 f'_c$	
Tensión	0.00	(en kg/cm ²)

b) Esfuerzos permisibles en el acero de prefuerzo.

Debido a la fuerza aplicada por el gato	$0.80 f_{sr}$	
Inmediatamente después de la transferencia	$0.70 f_{sr}$	(en kg/cm ²)

c) Esfuerzos permisibles en el acero de refuerzo ordinario.

Compresión	$0.50 f_y$	
Tensión	$0.50 f_y$	(en kg/cm ²)

Para el caso de elementos de concreto parcialmente preforzado, se deberá llevar a cabo la revisión en todas las etapas de carga; para la etapa de condiciones de servicio, el elemento se dimensiona por resistencia, por lo que se revisara con la carga que se dimensiona como preforzado, que es hasta cuando se tiene un comportamiento elástico lineal del concreto, empleándose la fórmula de la escuadria para el cálculo de los esfuerzos actuantes.

Si la viga presenta sección constante, peralte constante y presfuerzo constante se puede considerar que existen dos etapas críticas, con una sección crítica cada una.

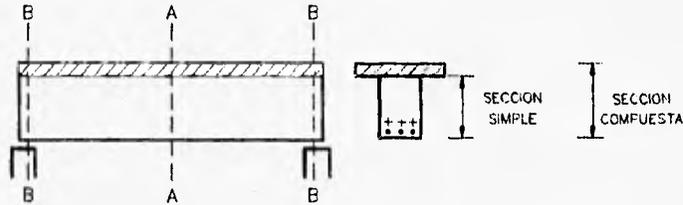


Fig. 2.4 Sección críticas a revisar por esfuerzos permisibles.

La primera etapa es inmediatamente después de la transferencia y antes de que ocurran las pérdidas por contracción y flujo plástico (cuando se cortan los tendones), el presfuerzo es máximo (P_o) y la resistencia del concreto es menor (f'_{ci}); la sección crítica se presenta en la sección de apoyo o sección "B" de la figura 2.4. Los esfuerzos actuantes, se deberán a la acción del peso propio, la fuerza de presfuerzo (P_o) y su excentricidad (e) y serán coincidentes para sección simple (elemento precolado_(u)) que para sección compuesta (elemento construido en dos etapas: precolado mas losa o firme estructural colado en sitio_(c)), ambos de concreto clase I). Teniéndose

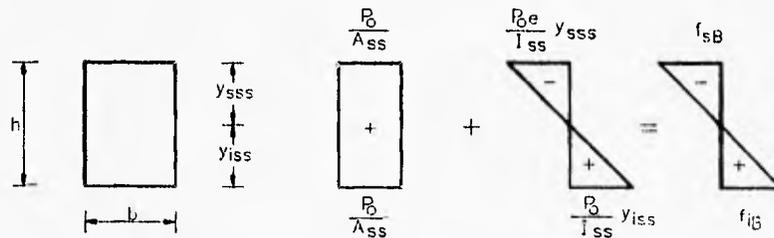


Fig. 2.5 Esfuerzos actuantes en la sección "B" en la transferencia (secciones simple y compuesta).

$$f_{sB} = \frac{P_o}{A_{ss}} - \frac{P_o * e}{I_{ss}} y_{sss} \leq \sqrt{f'_{ci}} \quad (\text{Tensión})$$

$$f_{iB} = \frac{P_o}{A_{ss}} + \frac{P_o * e}{I_{ss}} y_{iss} \leq 0.60 f'_{ci} \quad (\text{Compresión})$$

La segunda etapa es en condiciones de servicio, el presfuerzo es menor, pero la carga es máxima, la sección crítica se presenta al centro del claro o sección "A" de la figura 2.4. Los esfuerzos actuantes se deberán a la acción del presfuerzo efectivo y su excentricidad, así como al momento producido por la carga muerta mas carga viva casi permanente, que es con la que se dimensiono el elemento presfuerzo, para carga mayor se dimensiono por resistencia, lo que excede del rango elástico lineal. Quedando para sección simple

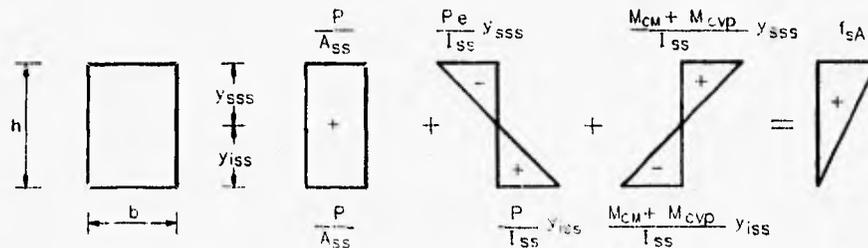


Fig. 2.6 Esfuerzos actuantes en la sección "A" en condiciones de servicio (sección simple).

$$f_{sA} = \frac{P}{A_{ss}} - \frac{P \cdot e}{I_{ss}} y_{sss} + \frac{M_{CM} + M_{CVP}}{I_{ss}} y_{sss} \leq 0.45 f'_c \quad (\text{Compresión})$$

$$f_{iA} = \frac{P}{A_{ss}} + \frac{P \cdot e}{I_{ss}} y_{iss} - \frac{M_{CM} + M_{CVP}}{I_{ss}} y_{iss} = 0.00 \quad (\text{Tensión})$$

Para sección compuesta, se considerara el momento (M_{ss}) debido al peso propio mas el peso de la losa o firme estructural y el momento (M_{sc}) debido al resto de la carga muerta mas la carga viva eventual, quedándonos

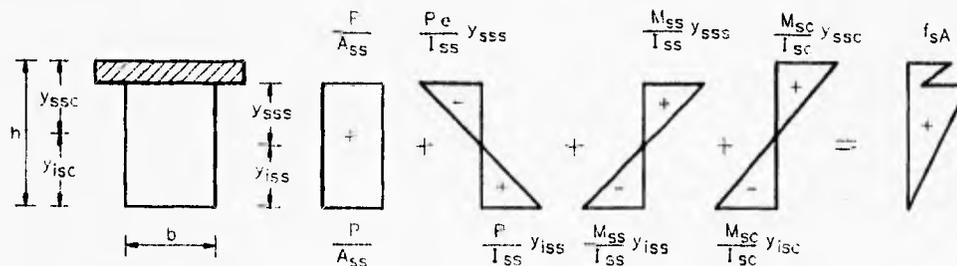


Fig. 2.7 Esfuerzos actuantes en la sección "A" en condiciones de servicio (sección compuesta).

$$f_{sA} = \frac{P}{A_{ss}} - \frac{P \cdot e}{I_{ss}} y_{sss} + \frac{M_{ss}}{I_{ss}} y_{sss} + \frac{M_{sc}}{I_{sc}} y_{ssc} \leq 0.45 f'_c \quad (\text{Compresión})$$

$$f_{iA} = \frac{P}{A_{ss}} + \frac{P \cdot e}{I_{ss}} y_{iss} - \frac{M_{ss}}{I_{ss}} y_{iss} - \frac{M_{sc}}{I_{sc}} y_{isc} = 0.00 \quad (\text{Tensión})$$

2.7 REVISION POR ACERO MINIMO.

El RCDF-87 especifica que "en secciones con presfuerzo parcial, el acero a tensión presforzado y sin presforzar, será por lo menos el necesario para que

$$M_R \geq (1.5 - 0.3 I_p) M_{agr}$$

donde:

M_{agr} : Momento de agrietamiento

El momento de agrietamiento se calculara con el modulo de rotura no reducido (\bar{f}_f) del concreto" (resistencia a la tensión por flexión para concreto clase I), cuyo valor es

$$\bar{f}_f = -2\sqrt{f'_c}$$

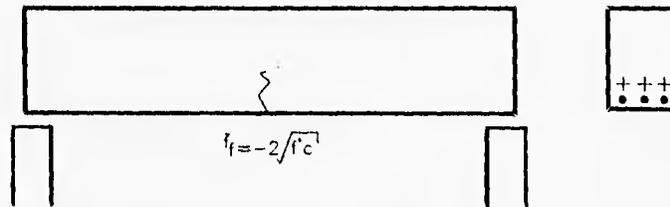


Fig. 2.8 Esfuerzos de tensión al control del claro al momento del agrietamiento.

Se llega al M_{agr} , cuando en la fibra extrema a tensión de la sección, aparece la primera grieta, llegándose al límite elástico lineal del elemento, hasta antes del agrietamiento el elemento trabaja como presforzado, una vez agrietado trabaja como reforzado, que es cuando entra en acción el acero de refuerzo ordinario. Considerando una viga simplemente apoyada, que es el caso típico de elementos presforzados y parcialmente presforzados, tendremos, según la figura 2.8

Para sección simple, al centro del claro tendremos de Fig. 2.6

$$f_{iA} = \frac{P}{A_{ss}} + \frac{P \cdot e}{I_{ss}} y_{iss} - \frac{M_{agr}}{I_{ss}} y_{iss} = -2\sqrt{f'_c}$$

despejando, nos queda

$$M_{agr} = \left[\frac{P}{A_{ss}} + \frac{P \cdot e}{I_{ss}} y_{iss} + 2\sqrt{f'_c} \right] \frac{I_{ss}}{y_{iss}}$$

Para el caso de sección compuesta, al centro del claro tendremos, de Fig. 2.7

$$f_{iA} = \frac{P}{A_{ss}} + \frac{P \cdot e}{I_{ss}} y_{iss} - \frac{M_{ss}}{I_{ss}} y_{iss} - \frac{M_{agr} - M_{ss}}{I_{sc}} y_{isc} = -2\sqrt{f'_c}$$

despejando, nos queda

$$M_{agr} = \left[\frac{P}{A_{ss}} + \frac{P \cdot e}{I_{ss}} y_{iss} - \frac{M_{ss}}{I_{ss}} y_{iss} + 2\sqrt{f'_c} \right] \frac{I_{sc}}{y_{isc}} + M_{ss}$$

2.8 COMENTARIOS SOBRE FATIGA Y AGRIETAMIENTO.

En vigas de concreto parcialmente presforzado, como ya dijimos, el agrietamiento aparecerá ante una fracción de la carga viva (carga viva eventual), que complementa la carga de servicio. El agrietamiento inducirá un cambio hacia la parte de superior del eje neutro (esfuerzo cero), disminuyendo el área de concreto a compresión y aumentando el brazo de palanca del acero a tensión, lo que provoca aumento en los esfuerzos del concreto y el acero, siendo no directamente proporcionales. Estos cambios repetitivos en los esfuerzos, reduce las propiedades de adherencia, creando daños por fatiga, que puede llevar a la falla del elemento. Es convenido que la fatiga es un estado crítico en vigas de concreto parcialmente presforzado.

El RCDF-87, no estipula en específico algún parámetro para fatiga, pero si recomienda que se limite el agrietamiento, ya que este tiene relación directa con la corrosión, que afecta muy sensiblemente al acero de presfuerzo. Además, un elemento con agrietamiento aparente, da sensación de inseguridad.

“Cuando en el diseño se use refuerzo de tensión con $f_y > 3000 \text{ kg/cm}^2$, las secciones de máximo momento positivo y negativo se dimensionaran de modo que la cantidad

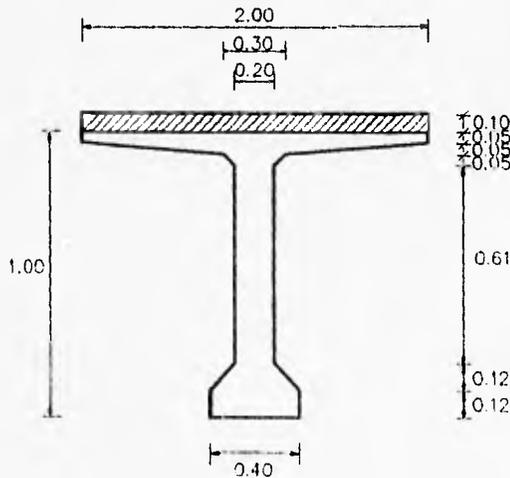
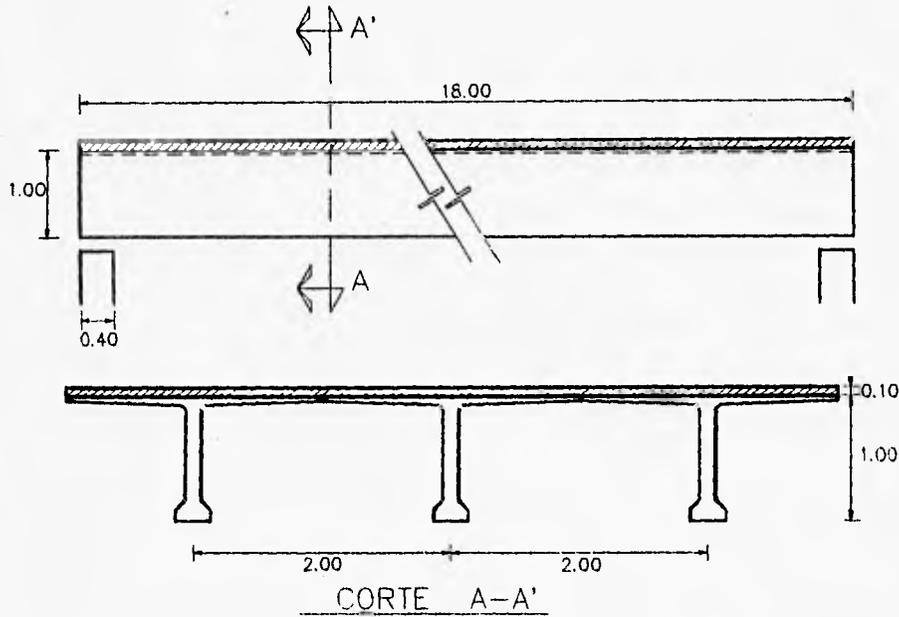
$$f_s \sqrt[3]{d_c A} \leq 40,000 \text{ kg/cm}^2$$

en la expresión anterior

- f_s : Esfuerzo en el acero en condiciones de servicio, en kg/cm^2 .
 $f_s = M/0.9dA_s$ (M : Momento flexionante en condiciones de servicio), o bien, si no se recurrió a la redistribución de los momentos elásticos, suponer $f_s = 0.6f_y$.
- d_c : Recubrimiento del concreto medido desde la fibra extrema a tensión al centro de la barra mas próxima a ella, en cm.
- A: Area de concreto a tensión, en cm^2 , que rodea al refuerzo principal de tensión, y cuyo centroide coincide con el de dicho refuerzo, dividida entre el numero de barras.”

2.9 EJEMPLO.

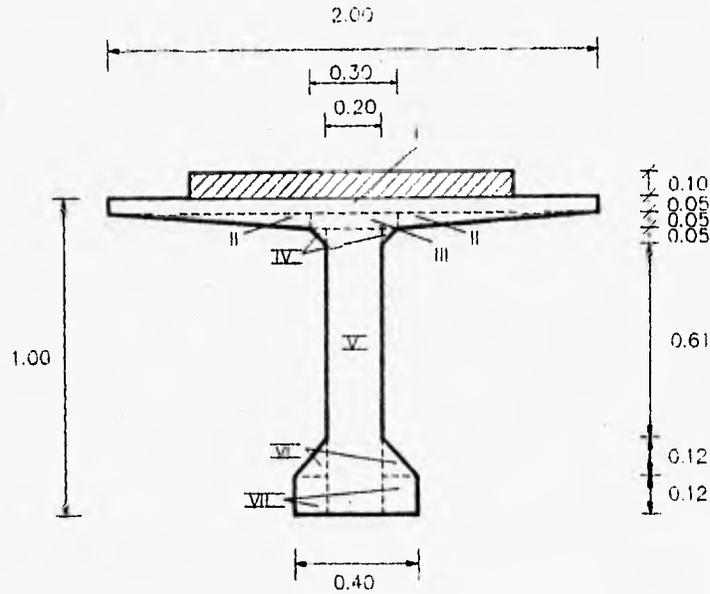
Dimensionar para flexión la siguiente trabe de concreto parcialmente presforzado de sección "T", que se empleara para un edificio de oficinas.



DATOS:

- $\omega_{CV} = 250.00 \text{ kg/m}^2$
- $\omega_{CM} = 200.00 \text{ kg/m}^2$
- $\omega_{reg} = 40.00 \text{ kg/m}^2$
- $f'_{ct} = 350.00 \text{ kg/cm}^2$
- $f'_{cl} = 250.00 \text{ kg/cm}^2$
- $f_{sr} = 18,900.00 \text{ kg/cm}^2$
(270KSI)
- $f_y = 4,200.00 \text{ kg/cm}^2$
- TORON: $\varnothing = 1/2''$
- $a_{sp} = 0.987 \text{ cm}^2$
- PERDIDAS = 20%

Solución.



I. CARACTERISTICAS GEOMETRICAS DE LA SECCION.

-Sección simple.

Sec.	Área	y	A*y	d	d ²	A*d ²	I
I	1,000.00	97.50	97,500.00	-34.31	1,177.18	1,177,176.10	2,083.33
II	425.00	93.33	39,665.25	-30.14	908.42	386,078.33	590.28
III	150.00	92.50	13,875.00	-29.31	859.08	128,861.42	312.50
IV	25.00	88.33	2,208.25	-25.14	632.02	15,800.49	34.72
V	1,800.00	45.00	81,000.00	18.19	330.88	595,576.98	1,215,000.00
VI	120.00	16.00	1,920.00	47.19	2,226.90	267,227.53	960.00
VII	240.00	6.00	1,440.00	57.19	3,270.70	784,967.06	1,440.00
Σ	3,760.00		237,608.50			3,355,687.91	1,220,420.83

$$A_{ss} = \sum A = 3,760.00 \text{cm}^2$$

$$I_{ss} = \sum I + \sum A \cdot d^2 = 1,220,420.83 + 3,355,687.91 = 4,576,108.74 \text{cm}^4$$

$$y_{iss} = \frac{\sum A \cdot y}{\sum A} = \frac{237,608.50}{3,760.00} = 63.19 \text{cm}$$

$$y_{sss} = h - y_{iss} = 100.00 - 63.19 = 36.81 \text{cm}$$

-Sección compuesta.

$$b_c = n \cdot b = (0.85)(180.00) = \underline{152.13\text{cm}}$$

$$16t + b' = 16(10.00) + 20.00 = \underline{180.00\text{cm}} \leftarrow \text{Rige}$$

$$b = \text{c.a.c.} = \underline{200.00\text{cm}}$$

$$L/4 = 1800.00/4 = \underline{450.00\text{cm}}$$

$$n = \frac{E_{c\text{losa}}}{E_{c\text{trabe}}} = \frac{14,000.00\sqrt{250.00}}{14,000.00\sqrt{350.00}} = \underline{0.85}$$

Sec.	Area	y	A*y	d	d ²	A*d ²	I
S. s.	3,760.00	63.19	237,594.40	12.04	144.96	545,055.62	4,576,108.74
Losa	1,521.28	105.00	159,734.40	-29.77	886.25	1,348,238.81	12,677.50
Σ	5,281.28		397,328.80			1,893,294.43	4,588,786.24

$$A_{sc} = \sum A = \underline{5,281.28\text{cm}^2}$$

$$I_{sc} = \sum I + \sum A \cdot d^2 = 4,588,786.24 + 1,893,294.43 = \underline{6,482,080.67\text{cm}^4}$$

$$y_{isc} = \frac{\sum A \cdot y}{\sum A} = \frac{397,328.80}{5,281.28} = \underline{75.23\text{cm}}$$

$$y_{ssc} = h - y_{isc} = 110.00 - 75.23 = \underline{34.77\text{cm}}$$

II. ANALISIS DE CARGAS.

- Carga Muerta.

- **Peso propio de la viga**

$$\omega_{pp} = \gamma_c \cdot A_{ss} = (2,400.00\text{kg/m}^3)(0.3760\text{m}^2) = \underline{902.40\text{kg/m}}$$

- **Peso de la losa**

$$\omega_l = \gamma_c \cdot A_{losa} = (2,400.00\text{kg/m}^3)(0.10\text{m})(2.00\text{m}) = \underline{480.00\text{kg/m}}$$

- **Sobrecarga muerta (piso, recubrimiento, etc.)**

$$\omega_{sCM} = (200.00\text{kg/m}^2)(2.00\text{m}) = \underline{400.00\text{kg/m}}$$

- **Por Reglamento**

$$\omega_{REG} = (40.00\text{kg/m}^2)(2.00\text{m}) = \underline{80.00\text{kg/m}}$$

- Carga Viva.

- Casi permanente

$$\omega_{CVp} = (100.00 \text{ kg/m}^2)(2.00 \text{ m}) = \underline{200.00 \text{ kg/m}}$$

- Eventual (Art. 199 Carga Media)

$$\omega_{CVe} = (150.00 \text{ kg/m}^2)(2.00 \text{ m}) = \underline{300.00 \text{ kg/m}}$$

- Carga total = 2,362.40 kg/m

III. ELEMENTOS MECANICOS (Centro del claro).

- $M = M_1 + M_2 = 83,527.20 + 12,150.00 = \underline{95,677.20 \text{ kg} \cdot \text{m}}$

- M_1 , para elemento presforzado.

- Sección simple

$$M_{ss} = \frac{(\omega_{pp} + \omega_1)(L^2)}{8} = \frac{(902.40 + 480.00)(18.00)^2}{8} = \underline{55,987.20 \text{ kg} \cdot \text{m}}$$

- Sección compuesta

$$M_{sc} = \frac{(\omega_{sCM} + \omega_{REG} + \omega_{CVp})(L^2)}{8}$$

$$M_{sc} = \frac{(400.00 + 80.00 + 200.00)(18.00)^2}{8} = \underline{27,540.00 \text{ kg} \cdot \text{m}}$$

- $M_1 = M_{ss} + M_{sc} = 55,987.20 + 27,540.00 = \underline{83,527.20 \text{ kg} \cdot \text{m}}$

- M_2 , para elemento reforzado (sin presfuerzo).

- $M_2 = \frac{(\omega_{CVe})(L^2)}{8} = \frac{(300.00)(18.00)^2}{8} = \underline{12,150.00 \text{ kg} \cdot \text{m}}$

IV. DIMENSIONAMIENTO PARA M₁ COMO ELEMENTO DE CONCRETO PRESFORZADO.

- Esfuerzos actuantes.

- Sección simple

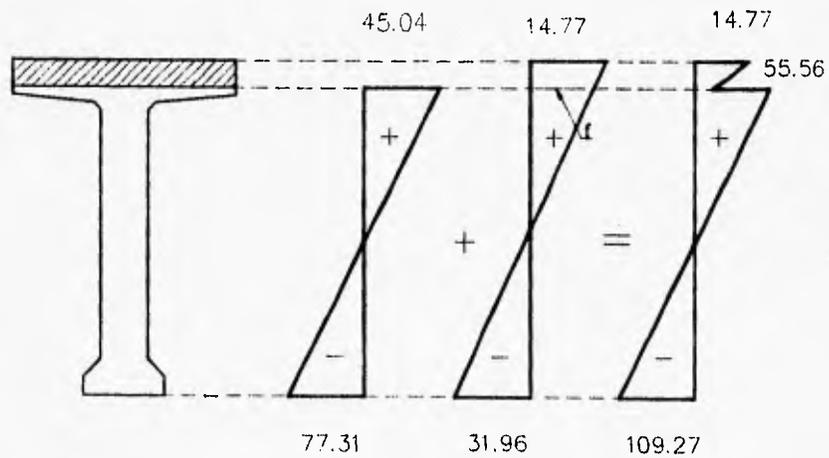
$$f_s = \frac{M_{ss}}{I_{ss}} y_{sss} = \frac{55,987.20 \cdot 10^2}{4,576,108.74} (36.81) = \underline{45.04 \text{ kg/cm}^2}$$

$$f_i = \frac{M_{ss}}{I_{ss}} y_{iss} = \frac{55,987.20 \cdot 10^2}{4,576,108.74} (63.19) = \underline{77.31 \text{ kg/cm}^2}$$

- Sección compuesta

$$f_s = \frac{M_{sc}}{I_{sc}} y_{ssc} = \frac{27,540.00 \cdot 10^2}{6,482,080.61} (34.77) = \underline{14.77 \text{ kg/cm}^2}$$

$$f_i = \frac{M_{sc}}{I_{sc}} y_{isc} = \frac{27,540.00 \cdot 10^2}{6,482,080.61} (75.23) = \underline{31.96 \text{ kg/cm}^2}$$



$$\frac{14.77}{34.77} = \frac{f}{24.77} \Rightarrow f = 10.52 \text{ kg/cm}^2$$

- Esfuerzos permisibles.

• Concreto

$$f'_{ci} = 0.80f'_c = 0.80(350) = 280.00 \text{ kg/cm}^2$$

+ Transferencia: Compresion; $f_p = 0.60f'_{ci} = 0.60(280.00) = 168.00 \text{ kg/cm}^2$
Tension; $f_p = \sqrt{f'_{ci}} = \sqrt{280.00} = 16.73 \text{ kg/cm}^2$

+ C. de Servicio: Compresion; $f_p = 0.45f'_c = 0.45(350.00) = 157.50 \text{ kg/cm}^2$
Tension; $f_p = 0.00 \text{ kg/cm}^2$

• Acero de presfuerzo

$$f_0 = 0.70f_{sr} = 0.70(18,900.00) = 13,230.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_0 = a_{sp}f_0 = (0.987)(13,230.00) = 13,058.01 \text{ kg/cm}^2$$

$$f = 0.80f_0 = 0.80(13,230.00) = 10,584.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$F = a_{sp}f = (0.987)(10,584.00) = 10,446.41 \text{ kg/cm}^2$$

• Acero de refuerzo

Comp. y Tensión: $f_p = 0.50f_y = 0.50(4,200.00) = 2,100.00 \text{ kg/cm}^2$

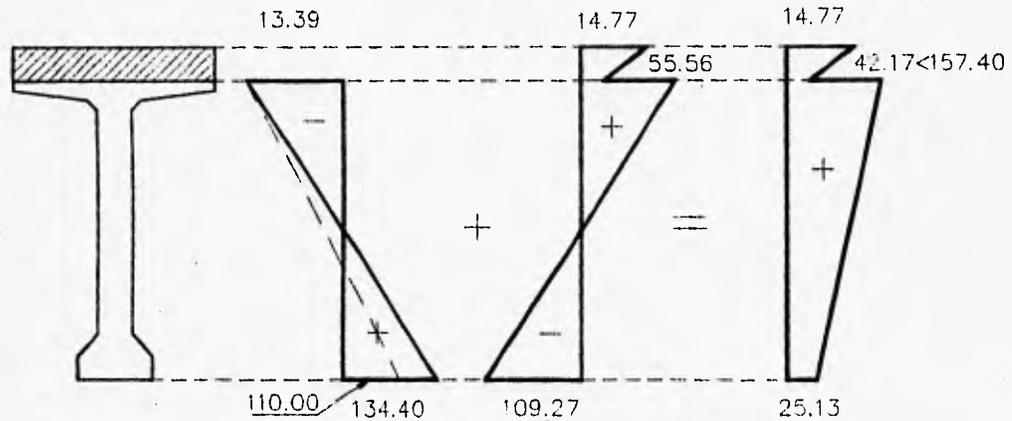
- Capacidad de presfuerzo.

$k = 0.80$; 20% de perdidas.

• Fibra superior (Tensión) $k\sqrt{f'_c} = 0.80\sqrt{280.00} = 13.39 \text{ kg/cm}^2$

• Fibra inferior (Comp.) $0.60kf'_{ci} = 0.60(0.80)(280.00) = 134.40 \text{ kg/cm}^2$

- Análisis al centro del claro.



De la figura observamos que la sección esta ligeramente sobrada, por lo que ajustaremos la capacidad de presfuerzo de la fibra inferior a 110.00 kg/cm^2 , de esta forma aseguramos tensión nula.

- Fuerza de presfuerzo.

$$P = A_{ss} \left(\frac{y_{sss}(f_s + f_i)}{h} - f_s \right)$$

$$P = (3,760.00) \left(\frac{(36.81)(13.39 + 110.00)}{100} - 13.39 \right) = \underline{120,432.27 \text{ kg}}$$

- Numero de torones.

$$n = \frac{P}{F} = \frac{120,432.27}{10,446.41} = 11.53 \approx \underline{12 \text{ Torones}}$$

- Excentricidad teórica.

$$e_T = \left(f_i - \frac{P}{A_{ss}} \right) \frac{I_{ss}}{P \cdot y_{iss}} = \left(110.00 - \frac{120,432.27}{3,760.00} \right) \frac{4,576,108.74}{(120,432.27)(63.19)} = \underline{46.88 \text{ cm}}$$

- Colocación de tendones.

• Distribución

$$\text{Parte superior } 0.20n = (0.20)(12) = 2.40 \approx \underline{2 \text{ Torones}}$$

$$\text{Parte inferior } 0.80n = (0.80)(12) = 9.60 \approx \underline{10 \text{ Torones}}$$

- Separación

Libre $s_1 = 3d_b = 3(1.27) = \underline{3.81 \text{ cm}}$

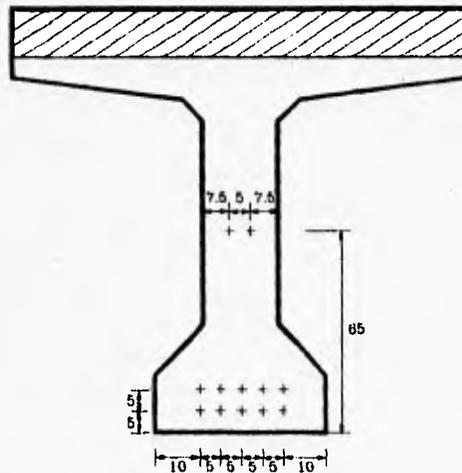
Total $s_1 = s_1 + d_b = 3.81 + 1.27 = 5.08 \text{ cm} \approx \underline{5.00 \text{ cm}}$

- Recubrimiento

Libre $r_1 = 2.00 \text{ cm}$ ó $d_b = 2.00$ ó $1.27 \rightarrow$ Rige 2.00 cm

Total $r_1 = r_1 + \frac{d_b}{2} = 2.00 + \frac{1.27}{2} = 2.64 \text{ cm} \approx \underline{3.00 \text{ cm}}$

- Posición definitiva.



$$e'_T = y_{iss} - e_T$$

$$e'_T = 63.19 - 46.88 = \underline{16.31 \text{ cm}}$$

Por momentos estáticos:

$$5(5.00) + 5(8.00) + 2(y) = 12(16.31)$$

$$y = \frac{12(16.31) - 5(5.00) - 5(8.00)}{2}$$

$$y = \underline{65.36 \text{ cm}} \approx \underline{65.00 \text{ cm}}$$

- Excentricidad real.

$$e_r = y_{iss} - e'_r = 63.19 - 16.25 = \underline{46.94 \text{ cm}}$$

$$e'_r = \frac{5(5.00) + 5(8.00) + 2(65.00)}{12} = \underline{16.25 \text{ cm}}$$

- Presfuerzo real.

$$P_0 = n(F_0) = 12(13,058.01) = \underline{156,696.12 \text{ kg}}$$

$$P = n(F) = 12(10,446.41) = \underline{125,356.92 \text{ kg}}$$

V. DIMENSIONAMIENTO PARA M₂ COMO ELEMENTO DE CONCRETO REFORZADO.

- Verificando si la viga trabaja como "T".

$$A_s = \frac{M_{ua}}{F.R.f_y z} = \frac{1.4(12,150.00 \cdot 10^2)}{0.90(4,200.00)(94.50)} = \underline{4.76 \text{ cm}^2}$$

$$z \approx 0.90d_g = (0.90)(105.00) = \underline{94.50 \text{ cm}}$$

← Se supone un brazo de par interno

$$d_g = h - r = 110.00 - 5.00 = \underline{105.00 \text{ cm}}$$

$$T = A_s f_y = (4.76)(4,200.00) = \underline{19,992.00 \text{ kg}}$$

Por equilibrio de fuerzas.

$$C = T = \underline{19,992.00 \text{ kg}}$$

$$C_{\text{patin}} = b t f_{c-\text{losa}} = (180.00)(10.00)(170.00) = \underline{306,000.00 \text{ kg}}$$

$$f_c'' = 0.85 f_c^* = 0.85(0.80 f_c') = 0.85(0.80)(250.00) = \underline{170.00 \text{ kg/cm}^2}$$

$$\underline{C_{\text{patin}} > C = T} \therefore \text{Trabaja como Rectangular.}$$

- Calculo del área de acero.

$$M_{ua} = F.R. b d^2 f_c'' q (1.00 - 0.50q)$$

$$q - 0.50q^2 = \frac{M_{ua}}{F.R. b d^2 f_c''} = \frac{1.40(12,150.00 \cdot 10^2)}{(0.90)(180.00)(105.00)^2(170.00)}$$

$$q^2 - 2.00q + 0.011204 = 0 \quad \begin{array}{l} q_1 = 1.9944 \\ q_2 = 0.0056 \leftarrow \text{Rige} \end{array}$$

$$q = p \frac{f_y}{f_c''}$$

$$p = q \frac{f_c''}{f_y} = (0.0056) \frac{170.00}{4,200.00} = \underline{0.000227}$$

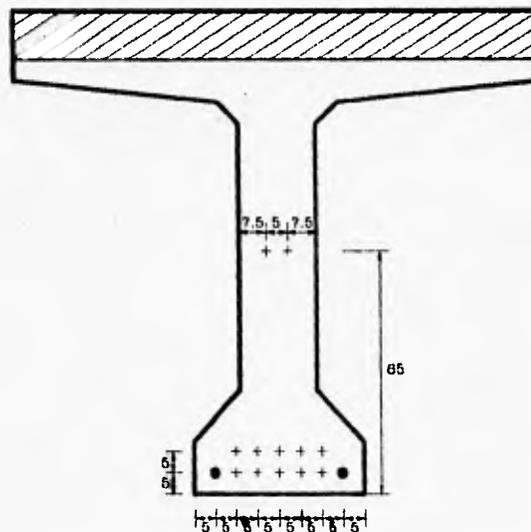
$$A_s = pbd = (0.000227)(180.00)(105.00) = \underline{4.29\text{cm}^2}$$

$$A_{s-\text{min}} = p_{\text{min}}bd = \left(\frac{0.70\sqrt{f'_c}}{f_y}\right)bd = (0.002635)(180.00)(105.00) = \underline{49.81\text{cm}^2}$$

Las Normas Técnicas indican que no es necesario que el refuerzo mínimo sea mayor que 1.33 veces el requerido por el análisis, por lo que el área de acero será de

$$A_{s-\text{req}} = 1.33(4.29) = \underline{5.71\text{cm}^2} \leftarrow 2 \text{ Vars. \#6} = \underline{5.74\text{cm}^2}$$

- Armado por Flexión.



+ TORON $\phi 1/2"$ $f_{sr} = 18.900.00 \text{ kg/cm}^2$

● VARILLA $\phi 6/8"$ $f_y = 4.200.00 \text{ kg/cm}^2$

$$d_p = h - r = 110.00 - 16.25 = \underline{93.75\text{cm}}$$

$$r = \frac{5(5.00) + 5(8.00) + 2(65.00)}{12} = 16.25\text{cm}$$

$$d_s = \underline{105.00\text{cm}}$$

VI. REVISION POR RESISTENCIA

$$- M_R \geq M_{ua}$$

$$M_R = F.C [A_{sp} f_{sp} (d_p - a/2) + A_s f_y (d_s - a/2)]$$

Suponiendo que la viga trabaja como rectangular $a \leq t$

como $f'_c \leq 350.00 \text{ kg/cm}^2$ y $f_{se} = 0.56 f_{sr} \geq 0.50 f_{sr}$, entonces

$$f_{sp} = f_{sr} (1.00 - 0.50 (p_p \frac{f_{sr}}{f'_c} + q - q'))$$

$$p_p = \frac{A_{sp}}{bd_p} = \frac{12(0.987)}{(180.00)(93.75)} = 0.000702$$

$$q = p \frac{f_y}{f_{cl}} = (0.000304) \frac{4,200.00}{170.00} = 0.007511$$

$$p = \frac{A_s}{bd} = \frac{5.74}{(180.00)(105.00)} = 0.000304$$

$$f_{sp} = 18,900.00 (1.00 - 0.50 (0.000702 \frac{18,900.00}{170.00} + 0.007511 - 0.00))$$

$$f_{sp} = \underline{18,091.49 \text{ kg/cm}^2}$$

Del equilibrio interno de la sección

$$f_{cl}^n ba = A_{sp} f_{sp} + A_s f_y$$

$$a = \frac{A_{sp} f_{sp} + A_s f_y}{f_{cl}^n b} = \frac{(11.84)(18,091.49) + (5.74)(4,200.00)}{(170.00)(180.00)} = \underline{7.79 \text{ cm}}$$

como $a = 7.79 \text{ cm} < t = 10.00 \text{ cm} \therefore$ trabaja como rectangular

$$M_R = 0.90 [(11.84)(18,091.49)(93.75 - 3.90) + (5.74)(4,200.00)(105.00 - 3.90)]$$

$$M_R = \underline{19,516,204.45 \text{ kg} \cdot \text{cm}}$$

$$M_{ua} = F.C.(M_1 + M_2) = 1.4(95,948.08)(10^2) = \underline{13,394,808.00 \text{ kg} \cdot \text{cm}}$$

$$\underline{M_R} > \underline{M_{ua}} \therefore \text{se acepta}$$

-Tipo de falla.

$$\epsilon_{sp} \geq \epsilon_{yp} / 0.75$$

$$\epsilon_{sp} - \epsilon_{sc} + \epsilon_{sa} = 0.0056 + 0.0259 = \underline{0.0315}$$

$$\epsilon_{sc} = \frac{f_{sc}}{E_{sp}} = \frac{0.7k f_{sr}}{1.90 \cdot 10^6} = \frac{0.70(0.80)(18,900.00)}{1.90 \cdot 10^6} = 0.0056$$

$$\epsilon_{sa} = \frac{0.003(d_p - c)}{c} = \frac{0.003(93.75 - 9.74)}{9.74} = 0.0259$$

$$c = a / 0.8 = 9.74 \text{ cm}$$

$$\epsilon_{yp} / 0.75 = 0.01 / 0.75 = \underline{0.0133}$$

como $\underline{0.0315} > \underline{0.0133}$ para el acero de presfuerzo la falla es dúctil.

$$\epsilon_s > \epsilon_y$$

$$\epsilon_s = \frac{0.003(d_s - c)}{c} = \frac{0.003(105.00 - 9.74)}{9.74} = 0.0293$$

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{4,200.00}{2.00 \cdot 10^6} = 0.002$$

como $\underline{0.0293} > \underline{0.0021}$ la falla potencial para el acero de refuerzo también es dúctil.

∴ Se acepta por Resistencia y Tipo de Falla.

VII. REVISION POR ESFUERZOS PERMISIBLES.

$$f_i < f_p$$

- En la transferencia. Sección "B" (en los apoyos).

$$P_o = n F_o = 12 (13,058.01) = \underline{156,696.12 \text{ kg}}$$

$$f_{iB} = \frac{P_o}{A_{ss}} - \frac{P_o * e}{I_{ss}} y_{sss} \leq \sqrt{f'_{ci}} \text{ (Tensión)}$$

$$f_{iB} = \frac{156,696.12}{3,760.00} - \frac{(156,696.12)(46.94)}{4,576,108.74} (36.81) = -16.49 \text{ kg/cm}^2 < 16.93 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{iB} = \frac{P_o}{A_{ss}} + \frac{P_o * e}{I_{ss}} y_{iss} \leq 0.60 f'_{ci} \text{ (Compresión)}$$

$$f_{iB} = \frac{156,696.12}{3,760.00} + \frac{(156,696.12)(46.94)}{4,576,108.74} (63.19) = 143.24 \text{ kg/cm}^2 < 168.00 \text{ kg/cm}^2$$

- En condiciones de servicio. Sección "A" (al centro del claro).

$$P = n F = 12 (10,446.41) = \underline{125,356.92 \text{ kg}}$$

$$f_{sA} = \frac{P}{A_{ss}} - \frac{P * e}{I_{ss}} y_{sss} + \frac{M_{ss}}{I_{ss}} y_{sss} + \frac{M_{bc}}{I_{bc}} y_{sbc} \leq 0.45 f'_c \text{ (Compresión)}$$

$$f_{sA} = \frac{125,356.92}{3760.00} - \frac{(125,356.92)(46.94)}{4,576,108.74} (36.81) + \frac{55,987.20 * 10^2}{4,576,108.74} (36.81) + \frac{27,540.00 * 10^2}{6,482,080.67} (34.77)$$

$$f_{sA} = \underline{45.82 \text{ kg/cm}^2} < \underline{157.50 \text{ kg/cm}^2}$$

$$f_{iA} = \frac{P}{A_{ss}} + \frac{P \cdot e}{I_{ss}} y_{iss} - \frac{M_{ss}}{I_{ss}} y_{iss} - \frac{M_{sc}}{I_{sc}} y_{isc} = 0.00 \text{ (Tensión)}$$

$$f_{iA} = \frac{125,356.92}{3760.00} + \frac{(125,356.92)(46.94)}{4,576,108.74} (63.19) - \frac{55,987.20 \cdot 10^2}{4,576,108.74} (63.19) - \frac{27,540.00 \cdot 10^2}{6,482,080.67} (75.23)$$

$$f_{iA} = \underline{5.32 \text{ kg/cm}^2} \text{ (Compresión)}$$

∴ Se acepta por esfuerzos permisibles.

VIII. REVISION POR ACERO MINIMO.

$$M_R \geq (1.5 - 0.3 I_p) M_{agr}$$

$$M_R = \underline{19,516,204.45 \text{ kg} \cdot \text{cm}}$$

$$I_p = \frac{A_{sp} f_{sp}}{A_{sp} f_{sp} + A_s f_y} = \frac{12(0.987)(18,091.49)}{12(0.987)(18,091.49) + (5.74)(4,200.00)} = \underline{0.89}$$

$$M_{agr} = \left[\frac{P}{A_{ss}} + \frac{P \cdot e}{I_{ss}} y_{iss} - \frac{M_{ss}}{I_{ss}} y_{iss} + 2\sqrt{f'_c} \right] \frac{I_{sc}}{y_{isc}} + M_{sv}$$

$$M_{agr} = \left[\frac{125,356.92}{3,760.00} + \frac{(125,356.92)(46.94)}{4,576,108.74} (63.19) - \frac{5,598,720.00}{4,576,108.74} (63.19) + 2\sqrt{350} \right] * \frac{6,482,080.67}{75.23} + 5,598,720$$

$$M_{agr} = \underline{12,035,049.33 \text{ kg} \cdot \text{cm}}$$

$$(1.5 - 0.3 I_p) M_{agr} = (1.50 - 0.30(0.89))(12,035,049.33) = \underline{14,839,215.82 \text{ kg} \cdot \text{cm}}$$

$$M_R \geq (1.23) M_{agr} \text{ Por lo que se acepta.}$$

IX. AGRIETAMIENTO.

$$f_s \sqrt[3]{d_c A} \leq 40,000.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 0.60 f_y = 0.60(4,200.00) = \underline{2,520.00 \text{ kg/cm}^2}$$

$$d_c = \underline{5.00 \text{ cm}}$$

$$A = (40.00)(10.00) / 2 = \underline{200.00 \text{ cm}^2}$$

$$(2,520.00) \sqrt[3]{(5.00)(200.00)} = \underline{25,200.00 \text{ kg/cm}^2} < 40,000.00 \text{ kg/cm}^2$$

∴ Se acepta.

CAPITULO 3

CORTANTE EN ELEMENTOS PARCIALMENTE PRESFORZADOS

3.1 DIMENSIONAMIENTO Y REVISION POR RESISTENCIA.

Cuando en un elemento estructural se presenta la falla por flexión, esta puede ser de tipo dúctil o frágil, cuando se presenta la falla por cortante, esta es de tipo frágil; por lo cual el RCDF-87 especifica que la falla en elementos estructurales sea de tipo dúctil y por flexión, por lo que hay que dimensionar de una manera mas estricta para cortante.

Los elementos de concreto parcialmente presforzado se dimensionaran para cortante por el criterio de Resistencia, considerando las especificaciones dadas por las NTC-C.

El dimensionamiento consiste en asegurar que la sección transversal sea adecuada para tomar la fuerza cortante, y en caso de requerirse definir la calidad y configuración del acero de refuerzo transversal (estribos).

La revisión consiste en verificar que

$$V_R \geq V_{ua}$$

donde

$$V_R = F.R. [V_{cR} + V']$$

$$V_{ua} = F.C. V_s$$

en las expresiones anteriores

V_R : Fuerza cortante que resiste la sección transversal.

V_{ua} : Fuerza cortante ultima actuante.

V_{cR} : Fuerza cortante que toma el concreto simple.

V' : Fuerza cortante que toman los estribos.

F.C. : Factor de carga

F.R. : Factor de reducción de resistencia, para cortante 0.8.

Para elementos de concreto parcialmente presforzado, el RCDF-87 y sus NTC-C, especifica tratarlos como elementos de concreto reforzado (teniéndose diseños conservadores al no considerar la participación del acero de presfuerzo), según lo siguiente:

a) Fuerza que toma el concreto.

“Las expresiones para V_{cR} , que se presentan enseguida son aplicables cuando $h \leq 70$ cm y además $h/b \leq 6$, por cada una de las dos condiciones anteriores que no se cumpla, se reducirá V_{cR} dado por dichas expresiones en 30%. Para vigas “T” o “I” se usara el ancho de alma b' .”

En vigas con $L/h \geq 5$

$$\text{si } p < 0.01 \quad V_{cR} = F.R.bd(0.2 + 30p)\sqrt{f_c^*} \quad (3.1)$$

$$\text{si } p \geq 0.01 \quad V_{cR} = 0.5F.R.bd\sqrt{f_c^*} \quad (3.2)$$

Si $L/h < 4$ y las cargas y reacciones comprimen directamente las caras superior e inferior de la viga, V_{cR} se obtendrá multiplicando la ecuación 3.2 por

$$(3.5 - 2.5 \frac{M}{Vd}) > 1.0$$

$$\text{pero sin que se tome } V_{cR} > .5F.R.bd\sqrt{f_c^*}$$

Si las cargas no comprimen directamente las caras, se aplicara la ec. 3.2 Para las relaciones $4 < L/h < 5$ se hará variar linealmente hasta los valores dados por las ecs, 3.1 y 3.2 En el factor anterior

M : Momento flexionante actuante en la sección.

V : Fuerza cortante que actúa en la sección.

Para secciones T, I o L, en todas las expresiones anteriores se usara el ancho b' , en lugar de b . Si el patín esta a compresión, al producto $b'd$ puede sumarse las cantidades t^2 en vigas T e I, y $t^2/2$ en vigas L, siendo t el espesor del patín.

b) Refuerzo por tensión diagonal.

En vigas debe suministrarse un refuerzo mínimo por tensión diagonal cuando $V_{ua} < V_{cR}$. Este refuerzo estará formado por estribos verticales de diámetro ≥ 6.3 mm (num. 2), se usara acero de grado mayor o igual 42 (4200 kg/cm²), con separación $s = d/2$, a partir de toda unión viga-columna hasta $L/4$.

Quando $V_{ua} > V_{cR}$, se requerirá refuerzo por tensión diagonal, para estribos verticales, en cms.

$$s = \frac{F.R.A_v f_y d}{V_{ua} - V_{cR}} \leq \frac{F.R.A_v f_y}{3.5b} ; \quad \text{pero } \geq 5.0 \text{ cms.}$$

A_v : Area transversal del refuerzo por tensión diagonal

$$\text{Si } V_{ua} > V_{cR} \quad \text{pero } V_{ua} \leq .5F.R.bd\sqrt{f_c^*} \quad \text{entonces } s \leq 0.50d$$

$$\text{Si } V_{ua} > V_{cR} \quad \text{pero } V_{ua} > .5F.R.bd\sqrt{f_c^*} \quad \text{entonces } s \leq 0.25d$$

En ningún caso se permitirá que $V_{ua} > 2F.R.bd\sqrt{f_c^*}$

Cuando el refuerzo conste de un solo estribo o grupo de barras paralelas dobladas en una misma sección, su área se calculará con

$$A_v = \frac{V_{ua} - V_{cR}}{F.R.f_y}$$

En este no se admitirá que $V_{ua} > .5F.R.bd\sqrt{f_c^*}$

En todas las expresiones anteriores, el valor del peralte efectivo d , se calculará con la expresión siguiente:

$$d = \frac{A_{sp} f_{sp} d_p + A_s f_y d_s}{A_{sp} f_{sp} + A_s f_y}$$

3.2 SECCIONES TRANSVERSALES A REVISAR POR CORTANTE.

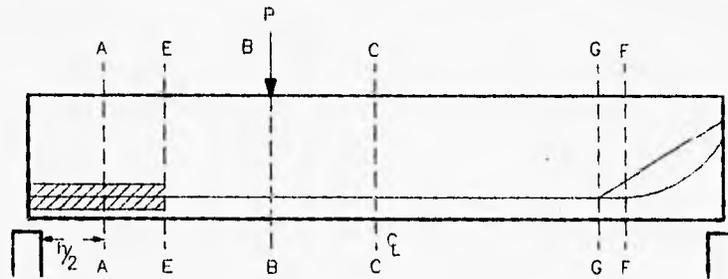


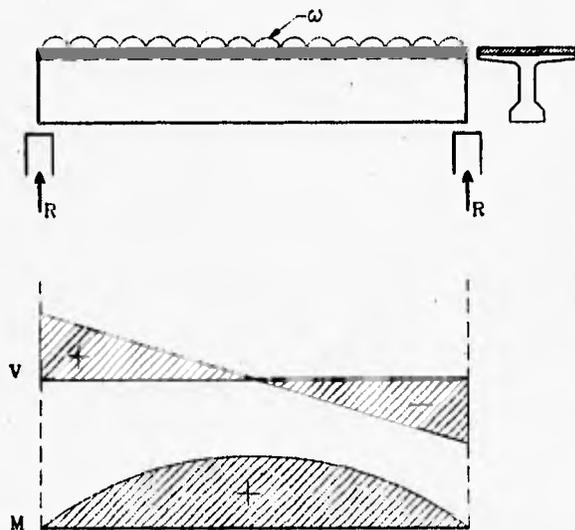
Fig. 3.1 Secciones transversales a revisar por cortante.

Las secciones que se recomienda revisar por cortante son las siguientes:

- A) A una distancia $h/2$ del paño interior del apoyo
- B) Donde se presenten cargas concentradas.
- C) Al centro del claro.
- D) A cada metro a partir del centro del claro.
- E) Donde deja de tener adherencia los tendones de presfuerzo.
- F) Donde da inicio la curvatura en los cables de postensado.
- G) Al inicio del desvío de tendones en pretensado.
- H) Donde haya cambios de sección.

3.4 EJEMPLO.

Dimensionar para cortante la trabe mostrada en el ejemplo del inciso 2.9.



Estribos num. 3, $\varnothing=3/8''$
 $a_s = 0.71 \text{ cm}^2$
 $f_y = 4200.00 \text{ kg/cm}^2$

$$\omega = 2,362.440 \text{ kg/m}$$

$$R = \frac{\omega \cdot L}{2} = \frac{(2,362.40)(18.00)}{2}$$

$$R = 21,261.60 \text{ kg}$$

$$V_x = \omega \left(\frac{L}{2} - x \right)$$

$$V_x = 2,362.40(9.00 - x)$$

$$M_x = \frac{\omega \cdot x}{2} (L - x)$$

$$M_x = 1,181.20x \cdot (18.00 - x)$$

- Cortante que toma el concreto.

$$p = \frac{A_s}{bd} = 0.00304 < 0.01$$

$$\frac{L}{h} = \frac{18.00}{1.10} = 16.36 > 5.00$$

Como $p > 0.01$ y $L/h = 16.36 > 5$, entonces

$$V_{cR} = F.R.(b'd + t^2)(0.20 + 30.00p)\sqrt{f_c^*}$$

$$f_c^* = 0.80f_c' = (0.80)(350.00) = 280.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$d = \frac{A_{sp} f_{sp} d_p + A_s f_y d_s}{A_{sp} f_{sp} + A_s f_y}$$

$$d = \frac{(11.84)(18,091.49)(93.75) + (5.74)(4,200.00)(105.00)}{(11084)(18,091.49) + (5.74)(4,200.00)}$$

$$d = 94.89 \text{ cm}$$

$$V_{cR} = (0.80)((20.00)(94.89) + (10.00)^2)(0.20 + 30.00(.00304))\sqrt{280.00}$$

$$V_{cR} = \underline{7,787.76\text{kg}}$$

Verificando $h = 110.00 > 70.00$ → reducir V_{cR} un 30 %
 $h/b = 110.00 / 20.00 = 5.50 < 6.00$ → no afecta a V_{cR}

Por lo que $V_{cR} = (0.70)(7,787.76) = \underline{5,451.43\text{kg}}$

- Dimensionamiento.

Sección		Apoyo+h/2 40+55= 95.00cm	300.00 1,500.00 cm	600.00 1,200.00 cm	Centro del claro 900.00cm
V_{cR}		5,451.43	5,451.43	5,451.43	5,451.43
V_a		19,017.32	14,174.40	7,087.20	0.00
$V_{ua} = 1.4V_a$		26,624.25	19,844.16	9,922.08	0.00
$V_{cR} \geq V_{ua}$		no	no	no	si
$s = 0.50d$		----	----	----	<u>47.45</u>
	$V_{ua} = V_{cR}$	si	si	si	no
	$V_{ua} - V_{cR}$	21,172.82	14,392.73	4,470.65	----
	$s = \frac{F.R.A_v f_y d}{V_{ua} - V_{cR}}$	<u>21.38</u>	<u>31.46</u>	101.27	----
	$s \leq \frac{F.R.A_v f_y}{3.50b'}$	si	si	no(68.16)	----
	$s \geq 5.00\text{ cm}$	si	si	si	----
$V_{cR} < V_{ua} \leq$ $.50F.R.b'd\sqrt{f'_c}$		si	si	si	no
$s \leq 0.50d$		si	si	no(47.45)	----
	$V_{ua} >$ $.50F.R.b'd\sqrt{f'_c}$	no	no	no	no
	$s \leq 0.25d$	----	----	----	----
$V_{ua} >$ $2.00F.R.b'd\sqrt{f'_c}$		no	no	no	no
separación definitiva (cm)		20.00	30.00	45.00	45.00

En la tabla anterior:

$$.50F.R.b'd\sqrt{f_c^*} = (1.50)(0.80)(20.00)(94.89)\sqrt{280.00} = \underline{38,107.52}$$

$$2.00F.R.b'd\sqrt{f_c^*} = (2.00)(0.80)(20.00)(94.89)\sqrt{280.00} = \underline{50,810.03}$$

$$s = \frac{F.R.A_v f_y d}{V_{ua} - V_{cR}} \leq \frac{F.R.A_v f_y}{3.50b'}$$

$$A_v = 2(0.71) = \underline{1.42 \text{ kg/cm}^2}$$

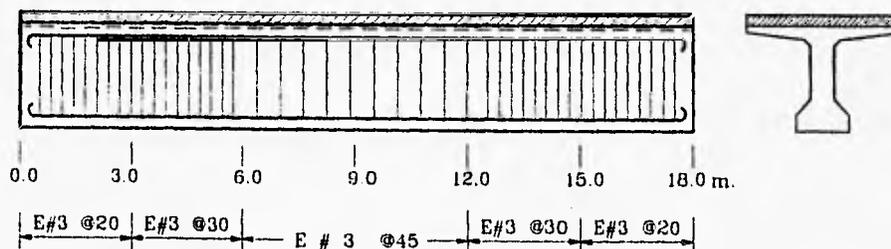
$$s = \frac{F.R.A_v f_y d}{V_{ua} - V_{cR}} = \frac{(0.80)(1.42)(4,200.00)(94.89)}{V_{ua} - V_{cR}} = \frac{452,739.17}{V_{ua} - V_{cR}}$$

$$\frac{F.R.A_v f_y}{3.50b'} = \frac{(0.80)(1.42)(4,200.00)}{(3.50)(20.00)} = \underline{68.16 \text{ cm}}$$

- Revisión.

Sección	Apoyo+h/2 40+55= 95.00cm	300.00 1,500.00 cm	600.00 1,200.00 cm	Centro del claro 900.00cm
$V' = \frac{F.R.A_v f_y}{s}$	22,636.96	15,091.31	10,060.87	10,060.87
$V_R = V' + V_{cR}$	28,088.39	20,542.74	15,512.30	15,512.30
$V_R \geq V_{ua}$	si	si	si	si

- Armado por cortante.



CAPITULO 4

CONCLUSIONES

La propuesta racional presentada para dimensionamiento de vigas de concreto parcialmente presforzado, toma como base el diseño por resistencia ultima, tanto para vigas sujetas a flexión como para elementos sujetos a cortante.

Para el caso de flexión, la viga se diseña considerando dos etapas de comportamiento en función de las cargas. Para una etapa inicial, considerando la carga muerta mas un porcentaje de la carga viva, con carácter casi permanente (CM + CVp), se induce que la viga se comporte como totalmente presforzada (lo que involucra el criterio por esfuerzos permisibles), y para una sollicitación eventual (CVe) producida por la carga viva restante (que complementa la carga de servicio), que agrietara al elemento, se comporte como viga sin presfuerzo o reforzada con acero ordinario. Con esta combinación de comportamientos se pretende conjugar las ventajas que por separado poseen los concretos presforzado y reforzado; las características del primero en condiciones de servicio: esfuerzos de tensión nulos en el concreto, deflexiones mínimas, comportamiento elástico lineal (que le permite recuperar su posición original, al retirarse la carga eventual), etc., y la considerable seguridad que la resistencia ultima del segundo nos ofrece: ductilidad (mayor deformación antes del colapso), control de agrietamiento, etc.

Respecto a cortante, los elementos de concreto parcialmente presforzado, según el RCDF-87, en sus NTC-C, se dimensionan considerando los mismos parámetros estipulados para concreto reforzado, despreciandose la aportación que el acero de presfuerzo pueda brindar, con lo que se logran diseños conservadores y relativamente sobrados.

Por simplicidad, el desarrollo teórico se presento para una sección rectangular, no obstante, el ejemplo practico se llevo a cabo para una sección "T", que es mas usual en la practica.

En la versión del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal 1987, en sus respectivas Normas Técnicas Complementarias de Concreto aparecen reglamentados los elementos de concreto parcialmente presforzado: se da una definición, se establece el Indice de Presfuerzo (I_p), que permite clasificar las secciones de acuerdo a la cantidad de acero de presfuerzo y de refuerzo que contengan, en presforzada o reforzada o parcialmente presforzada, y otras especificaciones a cumplir para que el diseño no rebase ningún Estado Limite de Falla ni ningún Estado Limite de Servicio. Sin embargo, a pesar de lo ya acentuado en el RCDF-87, aun faltan algunos aspectos por especificar y afinar para presfuerzo parcial, como definir la cuantía de acero, calculo y limitaciones para deflexiones, agrietamiento, fatiga, cortante, etc.

Es notorio que el procedimiento presentado y los parámetros que el RCDF-87 nos indica, asumen de manera importante la intervención del criterio y experiencia del ingeniero que diseña.

De la experiencia que se tiene de investigaciones realizadas y los resultados en la práctica, se han detectado ventajas y desventajas, siendo notoriamente superiores las primeras que las segundas. La conjunción de los aceros de presfuerzo y refuerzo, induce a una interacción entre ambos que permite cubrir mutuamente algunas deficiencias, como la concentración de esfuerzos en el concreto, flechas y contraflechas excesivas, etc.. La principal desventaja que se tiene es su desconocimiento, lo que ha limitado su difusión.

A pesar de los potenciales que el concreto parcialmente presforzado ha demostrado, el desarrollo a nivel mundial ha sido relativamente limitado, hay diferentes enfoques y escasa experiencia. Hay necesidad de desarrollar investigaciones tendientes a profundizar en aspectos como fatiga, corrosión, cargas cíclicas, etc.; así como establecer un método de diseño generalizado, confiable y de aceptación general.

El futuro del concreto parcialmente presforzado, a pesar de las carencias que se tienen, es halagador, expertos auguran que con el tiempo sustituirá en muchas estructuras de gran dimensión e importancia a los concretos reforzado y presforzado, convirtiéndose estos en sus casos extremos.

APENDICE A
NOMENCLATURA

- ϵ** deformación unitaria
- δ** deflexión
- w** Carga, el subíndice que contenga indicara la naturaleza de la misma.
- γ_c** Peso volumétrico del concreto.
- ϵ_s** Deformación unitaria en el acero de refuerzo ordinario.
- ϵ_{se}** Deformación unitaria debida al presfuerzo efectivo.
- ϵ_{sp}** Deformación unitaria del acero de presfuerzo cuando se alcanza el M_R de la sección.
- ϵ_y** Deformación unitaria de fluencia del acero de refuerzo ordinario.
- ϵ_{yp}** Deformación unitaria convencional de fluencia del acero de presfuerzo, se obtiene del fabricante, si no se tiene información suponer igual a 0.01.
- a** Profundidad del bloque de esfuerzos de compresión en el concreto.
- A** Area de concreto a tensión, cm^2 , que rodea al refuerzo principal de tensión, y cuyo centroide coincide en el de dicho refuerzo, dividida entre el numero de barras.
- A_s** Area de acero ordinario a tensión.
- a_s** Area transversal de una varilla de refuerzo.
- A_{sc}** Area transversal total de la viga, en sección compuesta.
- A_{sp}** Area de acero presforzado.
- a_{sp}** Area transversal de un tendón de presfuerzo.
- A_{st}** Area transversal total, en sección simple.
- A_v** Area transversal del refuerzo por tensión diagonal.
- b** Ancho de una sección rectangular; ancho del patín a compresión en vigas T, I ó L.

- b'** Ancho del alma de una sección T, I ó L, cm.
- b_e** Ancho efectivo de losa que forma parte de una viga, para determinar características geométricas de la sección transversal.
- c** Profundidad del eje neutro.
- C** Compresión que resiste el concreto en una sección dada.
- c.a.c.** Distancia centro de alma a centro de alma de vigas contiguas o paralelas.
- d** Peralte efectivo a considerar para cortante, cm.
- d'** Distancia entre la fibra extrema a compresión y el centroide del acero a compresión.
- d_b** Diámetro de una barra de refuerzo ó tendón de presfuerzo.
- d_c** Recubrimiento del concreto medido desde la fibra extrema a tensión al centro de la barra mas próxima a ella, en cm.
- d_p** Distancia entre la fibra extrema a compresión y el centroide del acero presforzado.
- d_s** Distancia entre la fibra extrema a compresión y el centroide del acero ordinario.
- e** Excentricidad de la fuerza de presfuerzo.
- E_c** Modulo de elasticidad del concreto, kg/cm²
- e_r** Excentricidad real, cm.
- E_s** Modulo de elasticidad del acero de refuerzo ordinario.
- E_{sp}** Modulo de elasticidad del acero de presfuerzo, igual 1.9×10^6 kg/cm².
- e_T** Excentricidad teórica, cm.
- F** Fuerza de presfuerzo proporcionada por un tendón.
- F.C.** Factor de carga.
- F.R.** Factor de reducción de resistencia, para flexión F.R.=0.9, para cortante F.R.=0.8.
- f₀** Esfuerzo aplicado por el gato hidráulico al acero de presfuerzo.

F_0	Fuerza de presfuerzo efectivo.
f_a	Esfuerzo actuante en una sección determinada, kg/cm^2 .
f'_c	Resistencia especificada del concreto a compresión, kg/cm^2 .
f''_c	Esfuerzo de compresión uniforme en el concreto, cuando se alcanza la resistencia, kg/cm^2 .
f^*_c	Resistencia nominal del concreto a compresión, kg/cm^2 .
f'_{ci}	Resistencia a compresión del concreto cuando ocurre la transferencia.
\bar{f}_f	Resistencia del concreto a tensión por flexión o modulo de rotura, kg/cm^2 .
f_i	Capacidad de presfuerzo en la fibra inferior de una sección de concreto dada, kg/cm^2 .
f_{iA}	Esfuerzo actuante en la fibra inferior de la sección A (centro del claro) de la viga.
f_{iB}	Esfuerzo actuante en la fibra inferior de la sección B (apoyo) de la viga.
f_p	Esfuerzo permisible dado por el RCDF-87, kg/cm^2 .
f_s	Capacidad de presfuerzo en la fibra superior de una sección de concreto dada, kg/cm^2 , ó esfuerzo en el acero en condiciones de servicio, en kg/cm^2 .
f_{sA}	Esfuerzo actuante en la fibra superior de la sección A (centro del claro) de la viga.
f_{sB}	Esfuerzo actuante en la fibra superior de la sección B (apoyo) de la viga.
f_{se}	Esfuerzo efectivo en el acero de presfuerzo igual a $0.7 k f_{ri}$, k factor que depende de las pérdidas de presfuerzo, si no hay información considerar $k=0.8$ (20% de pérdidas).
f_{sp}	Esfuerzo en el acero presforzado cuando se alcanza la resistencia, kg/cm^2 .
f_{sr}	Esfuerzo resistente del acero de presfuerzo, kg/cm^2 .
f_y	Esfuerzo especificado de fluencia del acero ordinario, kg/cm^2 .
h	Peralte total de la sección transversal, cm.
I_p	Indice de presfuerzo.
I_c	Momento de inercia de la sección compuesta.

- I_{xx}** Momento de inercia de la sección simple.
- L** Longitud total de la viga o elemento estructural.
- M** Momento flexionante actuante en la sección.
- M_1** Momento de diseño para viga de concreto presforzado.
- M_2** Momento de diseño para viga de concreto reforzado.
- M_a** Momento actuante debido a las cargas externas.
- M_{agr}** Momento de agrietamiento.
- M_{CM}** Momento provocado por la carga muerta.
- M_{CVe}** Momento provocado por la carga viva eventual.
- M_{CVp}** Momento provocado por la carga viva casi permanente.
- M_n** Momento nominal interno de la sección.
- M_R** Momento resistente interno de la sección de concreto parcialmente presforzado.
- M_{Rp}** Momento resistente suministrado por el acero presforzado.
- M_{Rr}** Momento resistente suministrado por el acero de refuerzo ordinario o sin presforzar.
- M_{sc}** Momento actuante en sección compuesta.
- M_{ss}** Momento actuante en sección simple.
- M_{ua}** Momento último actuante debido a las cargas externas.
- n** Numero de tendones de presfuerzo, ó relación entre módulos de elasticidad de concretos que forman un mismo elemento.
- P** Fuerza de presfuerzo total.
- p** Cuantía de acero de refuerzo ordinario, A_s/bd .
- P_o** Fuerza de presfuerzo efectivo total.
- popo.** Peso propio de la viga ó elemento estructural.

ρ_p	Cuantía de acero presforzado, A_{sp}/bd_p .
r	Recubrimiento, cm.
r_l	Recubrimiento libre, cm.
r_t	Recubrimiento total, cm.
s	Separación del refuerzo transversal por cortante (estribos).
s_l	Separación libre entre tendones, cm.
s_t	separación total entre tendones, cm.
t	Espesor del patín de una viga T ó I, cm.
T_o	Fuerza de tensión que resiste el acero de refuerzo ordinario en una sección dada.
T_{sp}	Fuerza de tensión que resiste el acero de presfuerzo en una sección dada.
V	Fuerza cortante que actúa en la sección.
V'	Fuerza cortante que toman los estribos.
V_a	Fuerza cortante actuante.
V_{CR}	Fuerza cortante que toma el concreto simple.
V_R	Fuerza cortante total que resiste la sección transversal (estribos y concreto).
V_{ua}	Fuerza cortante ultima actuante.
W	carga media.
y_{lic}	Distancia entre el centroide y la fibra extrema inferior, en sección compuesta, cm.
y_{ls}	Distancia entre el centroide y la fibra extrema inferior, en sección simple, cm.
y_{sc}	Distancia entre el centroide y la fibra extrema superior, en sección compuesta, cm.
y_{ss}	Distancia entre el centroide y la fibra extrema superior, en sección simple, cm.
z	Brazo de par interno.

APENDICE B

DETERMINACION DE f_{sp} POR EL METODO DE COMPATIBILIDAD DE DEFORMACIONES

1. Se supone un valor de c_{rup} (profundidad del eje neutro).

2. Por triángulos semejantes de la fig. 2.3, se obtiene ϵ_{sa}

$$\epsilon_{sa} = \frac{0.003(d_p - c)}{c}$$

3. Se obtiene la deformación ϵ_{se} del acero de presfuerzo debido a la tensión producida por el gato de presfuerzo, tomando en cuenta las pérdidas de presfuerzo supuestas,

$$\epsilon_{se} = \frac{f_{se}}{E_{sp}}$$

4. Se obtiene la deformación total del acero de presfuerzo en tensión al momento en que el elemento estructural llega a su resistencia, sumando a la deformación producida en el tensado del gato ϵ_{se} , la debida a la flexión al momento que el elemento llega a su resistencia ϵ_{sa} ; se debe mencionar que ambas deformaciones tienen el mismo signo, ya que son alargamientos.

$$\epsilon_{sp} = \epsilon_{se} + \epsilon_{sa}$$

5. A partir de la gráfica esfuerzo - deformación del acero de presfuerzo, se determina el esfuerzo en el acero de presfuerzo, correspondiente a esa deformación, según la figura B.1.

6. Se obtiene el valor de "a",

$$f_{cl}^n b a = A_{sp} f_{sp}$$

$$a = \frac{A_{sp} f_{sp}}{f_{cl}^n b}$$

7. Se obtiene c_{calc} ,

$$c = a / 0.8$$

8. Se compara c_{calc} con c_{rup} ; teniéndose las siguientes alternativas:

- | | |
|---------------------------|--|
| $c_{rup} > c_{calc}$ | - se reduce el valor de c_{rup} y se hace otro tanteo. |
| $c_{rup} < c_{calc}$ | - se incrementa el valor de c_{rup} y se hace otro tanteo. |
| $c_{rup} \equiv c_{calc}$ | - esta correcto el valor de c_{rup} . |

9. En el ultimo caso del inciso anterior el valor f_{sp} será el correcto.

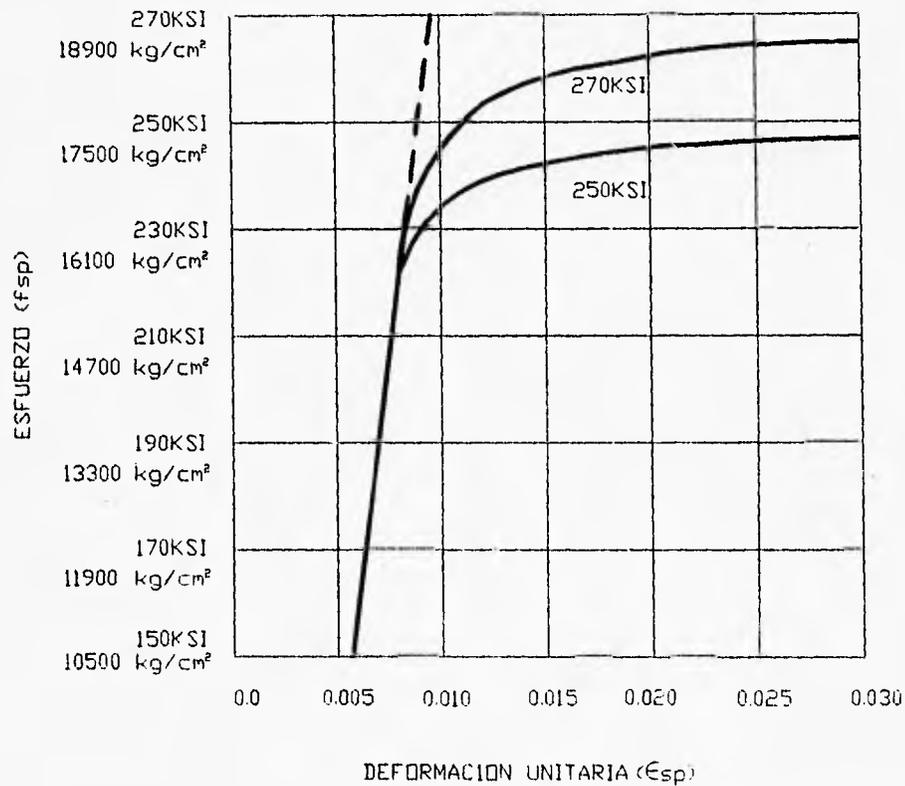
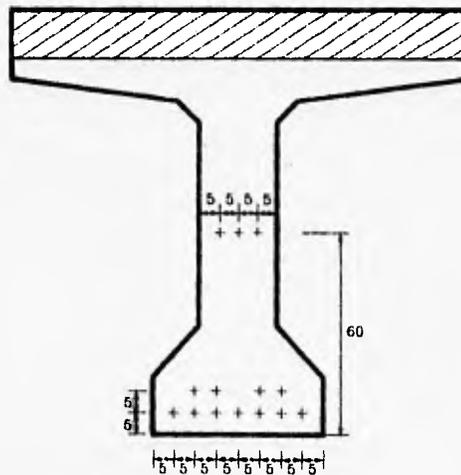


Fig. B.1 Grafica Esfuerzo ~ Deformacion unitaria de acero de presfuerzo.

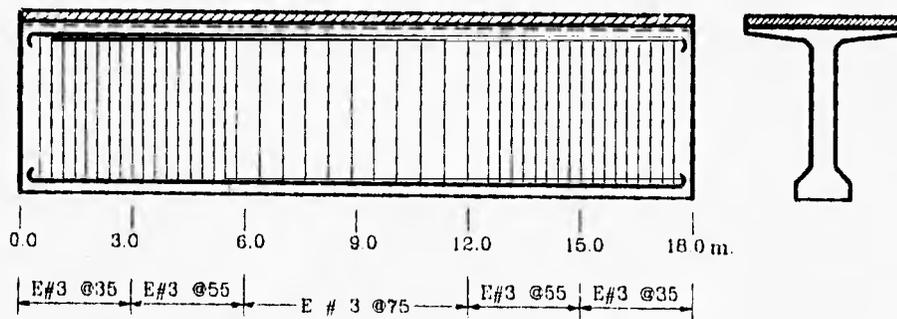
APENDICE C

DISEÑO DE LA TRABE DEL EJEMPLO COMO VIGA TOTALMENTE PRESFORZADA

- Armado por flexión.



- Armado por cortante.



BIBLIOGRAFIA

- 1) ACI STRUCTURAL JOURNAL.
TECHNICAL PAPER.
March-April 1992, pp 200-210.
- 2) "APUNTES DE PRESFUERZO Y PREFABRICACIÓN"
Ing. Constancio R. Rodríguez Cabello.
Fac. Ingeniería, U.N.A.M., 1989.
- 3) "ASPECTOS FUNDAMENTALES DEL CONCRETO REFORZADO"
Oscar M. González Cuevas y Francisco Robles F.-V.
México D. F., 1985. Segunda Edición.
- 4) "EL CALCULO DE LAS ESTRUCTURAS DE CONCRETO
PRESFORZADO"
T. Y. Lin.
México, D. F., 1960. Tercera Edición.
- 5) "ELEMENTOS DE CONCRETO PARCIALMENTE PRESFORZADO"
Tesis. Daniel Damian Bermúdez.
México, D. F., 1988.
- 6) NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO Y
CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO.
Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal.
México, D. F., 1987.
- 7) "PARTIALLY PRESTRESSED CONCRETE".
Antoine E. Naaman.
11th ACI-IMCYC INTERNATIONAL SEMINAR.
Monterrey, Mex. Dec. 8-9, 1983.
- 8) PCI HANDBOOK DESIGN.
Prestressed Concrete Institute.
Part 11 pp 1-30.
- 9) REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL
1987.
Diario Oficial de la Federación 3/Jul/87.
México, D. F., 1987.

**ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA**

10)PCI JOURNAL.

Prestressed Concrete Institute.

Diversas reportes de diversos autores, principalmente de los bimestres:

Ene-Feb, 1992, pp 74-85.

May-Jun, 1986, pp 64-65.

Nov-Dic, 1985, pp 30-71.

Mar-Abr, 1985, pp 140-141.

Sep-Oct, 1984, pp 104-117.

Mar-Abr, 1979, pp 64-83.

May-Jun, 1979, pp 12-79.

11)"ESFUERZO CORTANTE EN VIGAS DE CONCRETO PRETENSADO".

Estudio experimental.

Zermeño, Traslosheros.

U.N.A.M., IMCYC.