



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

Facultad de Ingeniería

División de Ingeniería Civil, Topográfica y Geodésica ²⁸

**INTRODUCCION AL COMPORTAMIENTO DE
ELEMENTOS DE CONCRETO PRESFORZADO**

TESIS PROFESIONAL

Elaborada para obtener el título de:

INGENIERO CIVIL

Por:

OUTBERTO ACUÑA MONGE

México, D. F.

Junio - 1984



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.

I. INTRODUCCION.

El presforzado puede definirse en términos generales como el pre cargado de una estructura, antes de la aplicación de las cargas de diseño requeridas, hecho en forma tal que mejore su comportamiento general.

En esencia, el concreto es un material que trabaja a compresión; su resistencia a la tensión es mucho más baja que a la compre- sión. Por tanto, el presforzado del concreto implica naturalmente la aplicación de una carga compresiva, previa a la aplicación de las cargas de diseño, en forma tal que se reduzcan o eliminen los esfuerzos de tensión que de otra forma ocurrirían.

El concepto original del concreto presforzado consistió en introducir en vigas suficiente precompresión axial para que se eliminaran en el miembro cargado todos los posibles esfuerzos de ten-

sión que obraran en el concreto. Sin embargo, a medida que se ha desarrollado el conocimiento de esta forma de construcción, se ha visto que esta concepción es innecesariamente restrictiva, y en la práctica actual de diseño se permite que haya esfuerzos de tensión en el concreto, y hasta cierto agrietamiento limitado.

Las notables mejoras que podían obtenerse en el comportamiento de las estructuras de concreto mediante el presforzado, fueron reconocidas por vez primera por el ingeniero francés Eugenio -- Freyssinet; sus estudios a cerca de los efectos dependientes del tiempo, de la contracción y el escurrimiento plástico del concreto, que inició desde 1911, le llevaron a comprender la importancia de usar acero sometido a un alto esfuerzo inicial para presforzar miembros de concreto. En 1940 introdujo un sistema de presforzado usando cables de alta resistencia anclados con cuñas, arreglo de gran calidad práctica que aún es muy utilizado.

II. ESTRUCTURACION

2.1 Elementos prefabricados para edificios.

Se han desarrollado para edificios algunas formas más o menos estándar de unidades prefabricadas. Aún cuando no se encuentran completamente estandarizadas, se hallan disponibles con pequeñas variaciones. Al mismo tiempo, el procedimiento del precolado es lo suficientemente adaptable como para que se puedan producir económicamente formas especiales, siempre que el número de repeticiones de cada unidad sea suficientemente grande.

Unidades para pisos y techos.

Una de las formas estándar para edificios más común es el tablero de piso o cubierta doble T, el cual se muestra en la figura 2.1. Se fabrican en anchos de 1.2 a 2.4 metros, con peraltes de 40 a 75 cm. Es usual que sobre la doble T se coloque una losa de con-

creto colada en el lugar de unos 5 cm. de espesor, para proporcionar una superficie de acabado suave. La losa de acabado generalmente se diseña para que trabaje como parte de una sección compuesta junto con la sección prefabricada.

Cuando no se usa una losa de acabado sobre la sección doble T, se colocan placas en las orillas del patín, las cuales se soldarán a las placas colocadas en el patín de la sección doble T contigua para de esta forma lograr un diafragma rígido. Con la sección doble T se pueden lograr claros de hasta 18 metros.

La sección de T simple que se muestra en la figura 2.2 se ha empleado con frecuencia para claros más largos y cargas más pesadas en construcciones tales como edificios de estacionamiento, auditorios y gimnasios.

El espesor del alma varía de 15 a 20 centímetros, el ancho del patín tiene un máximo del orden de 3 metros, el peralte varía de 40 a 120 centímetros. Por lo general se usan losas superiores de acabado, igual que en las secciones doble T. La sección de T simple puede cubrir claros de hasta 36 metros.

También son ampliamente usadas para pisos y cubiertas los varios tipos de losas de corazón hueco, dos de los cuales se muestran en la figura 2.3. Los paneles de losa son ordinariamente fabricados en peraltes de 10 a 30 centímetros y en anchos de 60 a 240 centímetros. Con este tipo de secciones se pueden cubrir claros de hasta más o menos 9 metros, teniendo la ventaja de proporcionar -

una superficie inferior plana. También en estos paneles se suele emplear una losa superior de acabado.

Vigas.

Se han producido vigas y trabes de muchas formas para los miembros estructurales principales en los edificios de concreto presforzado. Las formas y dimensiones de estos miembros no son tan estándar como lo fué para las unidades de cubierta. La geometría de la sección transversal está dictaminada no solamente por los requerimientos de carga y claro, sino a menudo por la necesidad de proporcionar una ménsula continua para el apoyo de los extremos de los paneles de cubierta. En la figura 2.4 se muestran secciones transversales L y T invertidas típicas.

También suelen usarse vigas I, como la mostrada en la figura 3.5. Cabe mencionar que la viga de sección I es más eficiente que las vigas de sección L y T invertida. Trabajan también en sección compuesta con el firme.

Columnas.

Las columnas, así como las vigas y trabes de piso, son a menudo precoladas, pudiendo ser presforzadas pero con mayor frecuencia se usan reforzadas, aún cuando el resto de la obra sea presforzada. Las secciones transversales rectangulares son las más comunes, pero se han empleado formas poco usuales para propósitos especiales. Las columnas son precoladas en posición horizontal, simplificando grandemente los trabajos de cimbrado y facilitando

la colocación del concreto.

Se ha desarrollado una variedad de detalles de columnas para el apoyo de las vigas y trabes. Se emplean ampliamente ménsulas tales como la que se describe mas adelante, en construcciones industriales, pero pueden ser estética o funcionalmente objetables en edificios de apartamentos, oficinas o escuelas, por ejemplo. También se discuten detalles alternativos de apoyos de vigas.

3.2 Detalles de conexión.

A las conexiones necesarias para lograr la continuidad mediante el empleo apropiado de dispositivos metálicos especiales, refuerzo de continuidad y concreto, para transmitir los esfuerzos de tensión, compresión y cortante, a veces se les denomina conexiones duras. Al contrario, las conexiones que transmiten reacción solamente en una dirección, análogas a los pedestales de oscilación o a los rodillos en las estructuras de acero, pero que permiten una cantidad limitada de movimiento para liberar otras fuerzas tales como las componentes horizontales de la reacción, son conocidas como conexiones blandas.

Las estructuras de concreto presforzado se encuentran sujetas a cambios dimensionales provenientes del flujo plástico y de la contracción, adicionalmente a los debidos a la temperatura. En los inicios del desarrollo de la construcción presforzada existió la tendencia al uso extensivo de conexiones blandas con el objeto de permitir la ocurrencia de estos cambios dimensionales sin causar

fuerzas de restricción. Experiencias más recientes con conexiones blandas indican que las estructuras resultantes tienden a tener insuficiente resistencia a las fuerzas laterales, tales como las sísmicas. Por esa razón la tendencia actual es hacia el uso de las conexiones duras con un alto grado de continuidad. En las conexiones de esta clase se deben adoptar precauciones para resistir a las fuerzas de restricción causadas por los cambios volumétricos.

Al diseñar conexiones es prudente seleccionar factores de carga que sobrepasen a los factores requeridos por los miembros que se están conectando. Esto es así debido a que las conexiones se encuentran sujetas generalmente a elevadas concentraciones de esfuerzos, los cuales eliminan la posibilidad de tener mucha ductilidad en el caso de ocurrir una sobrecarga. Al contrario, los miembros conectados se encuentran aptos para presentar una deformación substancial al cargarseles cerca de la carga última y darán la alarma para impedir el colapso.

Se han desarrollado muchos tipos de conexiones para emplearse con miembros de concreto presforzado, con detalles que dependen de las fuerzas a transmitir, de las instalaciones disponibles en la planta, de las técnicas particulares de construcción, etc. Algunos de los tipos más comunes se describen en seguida.

Conexiones de base de columnas.

La figura 2.6a muestra un detalle de base de columna con placa -

base. Se usan 4 pernos de anclaje con tuerca doble, facilitando la erección y nivelación de la columna. Se emplea una capa de mortero entre la parte superior de la pila, zapata o muro y la parte inferior de la placa base de acero. El refuerzo de la columna se suelda a la cara superior de la placa base.

En la figura 2.6b se muestra un detalle alternativo de placa base, con las mismas dimensiones de la placa base que las dimensiones exteriores de la columna. Se proporcionan cavidades para los pernos de anclaje, bien sea de manera centrada en las caras de la columna según se muestra, o ubicándolas en las esquinas. Comúnmente se emplea un sistema de doble tuerca para facilitar la nivelación de la columna, y se pone una capa de mortero después de colocar la misma. También se aplica mortero en las cavidades para los pernos, después de ajustar las tuercas; el refuerzo de la columna, que no se muestra aquí, se soldará como antes en la cara superior de la placa.

En la figura 2.6c el refuerzo principal de la columna se extiende por el extremo de la misma una distancia suficiente como para desarrollar su resistencia por adherencia. Las varillas de continuidad prolongadas se insertan dentro de ductos formados en frío y rellenos de mortero, que se embeben dentro de la cimentación cuando ésta se cuela.

En todos los casos descritos se deberá proporcionar acero de confinamiento alrededor de los pernos de anclaje en la forma de es--

tribos cerrados. En la figura 2.6 no se muestra el refuerzo --- transversal en las columnas por claridad.

Conexiones de viga a columna.

En la figura 2.7 se muestran varias formas alternativas para conectar vigas y columnas. En todos los casos se muestran vigas - rectangulares, pero serían aplicables detalles similares a las vi- gas I, L ó T invertidas. La figura muestra únicamente la geome-- tría básica de la unión en cada caso, omitiéndose el dibujo del - refuerzo auxiliar, de los anclajes y del refuerzo transversal en busca de una mayor claridad.

La figura 2.7a muestra una junta con cartela oculta. Se propór-- cionan ángulos de apoyo bien anclados en el asiento de la columna y en el extremo de la viga. Este tipo de conexión se puede usar para proporcionar componentes de reacción horizontal y vertical - únicamente, o mediante la adición de concreto colado en el lugar y postensando la parte superior de la viga tal como se muestra. - servirá también como una conexión para transmitir momento flexio-- nante. En tal caso, el tendón atraviesa la columna y es tensado desde afuera; puede ser continuo a lo largo de toda la longitud - del claro de la viga, puede terminar en un anclaje interior o pue- de curvarse hacia abajo y anclarse en la cara inferior de la viga.

La figura 2.7b muestra una conexión típica de ménsula, común en - la construcción de edificios industriales donde las ménsulas pro- yectadas no son arquitectónicamente inapropiadas. El ángulo de -

la esquina superior de la ménsula está soldado a las varillas de refuerzo anclados a la columna, y se proporciona refuerzo transversal especial y varillas de momento en la ménsula. Se emplea una placa de acero de apoyo en la esquina inferior de la viga, anclada en el concreto.

El perfil de acero ahogado mostrado en la figura 2.7c se emplea cuando es necesario evitar las proyecciones salientes de la cara de la columna o por debajo de la parte inferior de la viga. El acero, a menudo una pieza corta de viga de patín ancho, está embebida en la columna y se proyecta hacia afuera una distancia suficiente como para proporcionar apoyo adecuado a la viga. Se forma una cajuela al colar la viga, con un ángulo de acero o placa en su parte superior, para recibir a la pieza de acero de conexión. Alternativamente se puede emplear una muesca en el extremo de la viga, similar a la mostrada, pero con un corte que se extienda a todo el ancho de la viga. Los agujeros dispuestos en el alma de la vigueta de acero, ayudan a asegurar una buena consolidación en el concreto.

La figura 2.7d muestra una conexión en base a varillas que se proyectan de la columna dentro de tubos de acero moldeados en frío o ductos embebidos en los extremos de la viga; se inyecta concreto en los tubos después de que las vigas se encuentren en posición. Se muestra una placa de acero en la parte superior de la columna, habiéndose también proporcionado placas de apoyo en las caras inferiores de la viga. La conexión puede convertirse en continua -

colocando concreto colado en el lugar en los extremos de las vigas, después de lo cual se introduce un postensado en la parte superior de las vigas. Alternativamente, se pueden colocar varillas de continuidad no presforzadas en ranuras a lo largo de la parte superior de las vigas para luego sellarlas con concreto colado en el lugar.

Conexiones de columna a columna.

La figura 2.8 muestra varios empalmes típicos de columna a columna. Por lo general se emplea concreto colado en el lugar entre columna y columna, y a menudo se emplea un sistema de doble tuerca para facilitar la nivelación de la columna superior. Las placas de base pueden ser ligeramente más pequeñas que las dimensiones exteriores de las columnas. En la figura se ha omitido el acero transversal y el longitudinal por claridad, en la mayoría de los casos.

La figura 2.8a muestra un detalle en el que se emplean cavidades para los pernos de anclaje y un sistema de tuerca doble en dichos pernos. Las cavidades de los pernos se llenarán con concreto después del montaje de las partes. Los pernos pueden también ubicarse en los centros de las caras de las columnas, tal como se muestra en la figura 2.6b.

La figura 2.8b muestra que el acero principal se empalma trasladándose con el de la columna inferior. Por lo general se proporcionan ángulos sujetadores para permitir la colocación de la co-

lumna superior durante el montaje.

Una de las muchas posibilidades para empalmar una columna a través de una viga continua se muestra en la figura 3.8c. Se deberá soldar tanto el refuerzo principal de la columna superior como el de la inferior a los cabezales de acero y a las placas de base para transferir elementos mecánicos.

Los varios tipos de conexiones que se han mostrado son representativos, pero pueden desarrollarse incontables variaciones para adaptarse a las necesidades de cada caso.

2.3 Construcción a base de losas levantadas.

Una forma de construcción precolada en el lugar que ha sido ampliamente explotada emplea lo que se conoce como la técnica de la losa izable. Se cuele una capa de concreto, la cual funge a su vez como losa de piso; se colocan las columnas en su posición final y se cuelan a nivel de piso losas sucesivas, las que posteriormente serán los pisos superiores. Se coloca una membrana o agente separador entre dos coladas sucesivas, de forma que cada losa pueda izarse a su debido momento.

Las columnas pueden ser de acero o de concreto; a menudo se emplean secciones tubulares de acero. La construcción con losas izables, casi invariablemente implica una construcción a base de losas planas, por razones obvias. Las losas por lo general se postensan usando alambres no adheridos o cables, bien sea revestidos con mastique bituminoso y envueltos en papel o encastados en tu-

bos plásticos.

Típicamente, las conexiones de losa a columna en los edificios de losas izables pueden transferir poco momento, y de esta manera la estabilidad del marco ante cargas laterales deberá proporcionarse mediante otros elementos.

III MATERIALES Y CONTROL DE CALIDAD

3.1 Acero.

El uso de acero de muy alta resistencia para el presfuerzo es necesario por razones físicas básicas. Las propiedades mecánicas de este acero tal como lo revelan las curvas de esfuerzo-deformación, son algo diferentes de aquellas del acero convencional usado para el refuerzo del concreto. Adicionalmente a su alta resistencia, el proyectista debe tomar en cuenta las diferencias de ductilidad, carencia de un punto de fluencia bien definido, y -- otras características de gran importancia técnica.

Existen tres formas comunes en las cuales se emplea el acero como tendones en concreto preforzado: alambres estirados en frío, torones y barras de acero de aleación. Los alambres y los torones tienen una resistencia a la tensión de mas o menos 17,600 kg/cm²,

en tanto que la resistencia de las barras de aleación está entre los 10,200 kg/cm² y 11,260 kg/cm² dependiendo del grado.

Los alambres estirados en frío que se usan en la construcción de concreto presforzado postensado y ocasionalmente en obras pretensadas se fabrican en forma tal de que cumplan con los requisitos de la especificación ASTM A421, "Alambres sin Revestimiento, Relevados de Esfuerzo, para Concreto Presforzado".

Los alambres se consiguen en cuatro diámetros tal como se muestra en la tabla 3.1 y en dos tipos. El alambre tipo BA se usa en aplicaciones para las que las deformaciones de los extremos del alambre en frío se usan como medio de anclaje (anclaje de botón), y el tipo WA se usa para aplicaciones en las cuales los extremos se anclan por medio de cuñas y no se encuentra involucrada ninguna deformación de extremo del alambre en frío (anclaje de cuña).

También se pueden conseguir alambres de bajo relajamiento, a veces conocidos como estabilizados, mediante pedido especial. Se emplean cuando se quiere reducir al máximo la pérdida de presfuerzo.

Los tendones están compuestos normalmente por grupos de alambres, dependiendo el número de alambres de cada grupo del sistema particular usado y de la magnitud de la fuerza pretensora requerida. Los tendones para postensados típicos pueden consistir de 8 a 52 alambres individuales.

Los torones se usan casi siempre en miembros pretensados, y a me-

nudo se usan también en construcción postensada. Los torones se fabrican de acuerdo con la especificación ASTM A416, "Cable Trenzado, Sin Revestimiento, de Siete Alambres, Relevado de Esfuerzos, para Concreto Presforzado". Es fabricado con siete alambres firmemente torcidos alrededor de un séptimo de diámetro ligeramente mayor.

Para los torones se usa el mismo tipo de alambres relevados de esfuerzo y estirados en frío que los que se usan para los alambres individuales de presfuerzo. Sin embargo, las propiedades mecánicas se muestran ligeramente diferentes debido a la tendencia de los alambres torcidos a enderezarse cuando se les sujeta a tensión, debido a que el eje de los alambres no coincide con la dirección de la tensión. Al torón se le releva de esfuerzos mediante tratamiento térmico después del trenzado.

Los torones pueden obtenerse entre un rango de tamaños que va desde 6.35 mm hasta 15.24 mm de diámetro, tal como se muestra en la tabla 3.2. Se fabrican en dos grados: el grado 250 y el grado 270.

En el caso de barras de acero de aleación, la alta resistencia que se necesita se obtiene mediante la introducción de ciertos elementos de ligazón, principalmente manganeso, silicón y cromo durante la fabricación del acero. Adicionalmente, se efectúa trabajo en frío en las barras al ser fabricados, para incrementar aún más su resistencia. Después de estirarlas en frío, se las releva

de esfuerzos para obtener las propiedades requeridas. Las barras se fabrican en tal forma que cumplan con los requisitos de la especificación ASTM A722, "Barras de Acero de Alta Resistencia, sin Revestimientos, para Concreto Presforzado".

Las barras de acero de aleación se consiguen en diámetros que varían de 12.7 mm a 13.93 mm, tal como se muestra en la tabla 3.3, y en dos grados, el grado 145 y el grado 160.

Resulta ilustrativo comparar, en términos generales, las curvas de esfuerzo-deformación a tensión de varillas de refuerzo ordinarias con las de aceros típicos de presfuerzo, tal como se muestra en la figura 3.1. Lo que más resalta a la vista es el mucho mayor límite elástico proporcional y resistencia en alambres y en varillas de aleación usadas en presfuerzo y la sustancialmente más baja ductilidad.

En el acero de refuerzo ordinario, representado aquí por los grados 40 y 60, existe una respuesta inicial elástica hasta un punto bien definido de fluencia, más allá del cual, ocurre un incremento sustancial en la deformación, sin que venga aparejado un incremento en el esfuerzo. Si se incrementa la carga, esta mesa de fluencia es seguida por una región de endurecimiento por deformación, durante el cual se obtiene una relación notablemente no lineal entre el esfuerzo y la deformación. Eventualmente ocurrirá la ruptura del material, a una deformación de alrededor del 13 por ciento para varillas del grado 60 y del 20 por ciento para varillas del grado 40.

El contraste con los aceros de presfuerzo es notable; estos no presentan un esfuerzo de fluencia bien definido. El límite de proporcionalidad para alambres estirados en frío está alrededor de los 14,100 kg/cm², o sea 5 veces el punto de fluencia de las varillas del grado 40 (2820 kg/cm²). Con carga adicional, los alambres muestran una fluencia gradual, aunque la curva continúa elevándose hasta la ruptura del acero. El esfuerzo de falla para el alambre que se muestra es de 17,600 kg/cm², casi cuatro veces que el de las varillas de grado 40, pero la deformación en la falla es tan solo la tercera parte.

Ante la ausencia de un esfuerzo de fluencia bien definido para los aceros de presfuerzo de todos los tipos, es necesario adoptar definiciones arbitrarias para la fluencia. Para alambres y torones el esfuerzo de fluencia se define como el esfuerzo al cual corresponde una deformación del 1 por ciento. Para varillas de aleación, el esfuerzo de fluencia se toma como aquel correspondiente a una deformación del 0.7 por ciento. Estos valores se muestran en la figura 3.2.

3.2 Concreto.

El concreto que se usa en la construcción presforzada se caracteriza por una mayor resistencia que aquel que se emplea en concreto reforzado. Se le somete a fuerzas más altas, y por lo tanto un aumento en su calidad generalmente conduce a resultados más económicos. El uso de concreto de alta resistencia permite la reducción de las dimensiones de la sección de los miembros. Se lo-

gran ahorros significativos en carga muerta, y grandes claros resultan técnica y económicamente posibles. Las objetables deflexiones y el agrietamiento, que de otra manera estarían asociados con el empleo de miembros esbeltos sujetos a elevados esfuerzos, pueden controlarse mediante el presfuerzo.

Existen otras ventajas: El concreto de alta resistencia tiene un módulo de elasticidad más alto que el concreto de baja resistencia, de tal manera que se reduce cualquier pérdida de la fuerza pretensora debida al acortamiento elástico del concreto. Las pérdidas por escurrimiento plástico que son aproximadamente proporcionales a las pérdidas elásticas, son también menores. Los elevados esfuerzos de aplastamiento que existen en las inmediaciones de los anclajes de los tendones de miembros postensados se pueden tomar más fácilmente, y se pueden reducir el tamaño y el costo de los dispositivos de anclaje. En el caso de los elementos pretensados, una mayor adherencia resulta en una reducción de la longitud de desarrollo requerida para transmitir la fuerza pretensora de los cables al concreto. Finalmente, un concreto de alta resistencia a la compresión, tiene también una mayor resistencia a la tensión, de tal manera que se disminuye la formación de grietas debidas a la flexión y a la tensión diagonal.

La curva esfuerzo-deformación del concreto se obtiene cargando cilindros estándar paralelamente a sus ejes a velocidades prescritas; en la figura 3.3 se muestra un juego típico de tales curvas. Se observa que todas estas curvas tienen una forma similar. La -

respuesta es razonablemente elástica para cargas menores que más o menos la mitad de la máxima. Los concretos de más alta resistencia tienen más alto módulo de elasticidad, el cual se mide mediante la pendiente de la curva en el origen. Además debe notarse que los concretos de más alta resistencia son más frágiles; es to es, se fracturan a una deformación menor que a la que se fracturan los concretos de más baja resistencia. De acuerdo con la práctica actual de diseño, la deformación límite para compresión uniaxial se toma como 0.003; esto es completamente justificable para concretos que tengan una resistencia a la compresión no mayor a los 420 kg/cm², pero está del lado de la inseguridad para concretos de mayor resistencia. Todas las curvas alcanzan su máximo esfuerzo a una deformación de más o menos 0.002.

Las curvas de esfuerzo-deformación en compresión para concretos ligeros presentan las mismas características que las de los concretos con densidad normal, y no se hace ninguna distinción especial entre los dos tipos en el diseño.

Se debe enfatizar que la forma exacta de la curva esfuerzo-deformación para cualquier concreto es altamente dependiente de variables tales como la velocidad de carga, el equipo específico de prueba, el método de prueba, el tamaño y forma del espécimen.

Las relaciones que se muestran en la figura 3.3 son típicas únicamente de resultados de pruebas corridas con procedimientos estándar actuales. En la estructura real, se pueden obtener resultados algo diferentes.

Se han propuesto muchas relaciones que expresan el módulo de elasticidad en función de la resistencia del concreto. El Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal propone, para el cálculo del módulo de elasticidad de concretos de peso normal (mayor o igual a 2 Ton/m³), la siguiente fórmula

$$E_c = 10,000 \sqrt{f'_c} \quad (3.1)$$

en la cual f'_c es la resistencia a la compresión en kg/cm² y E_c se obtiene en kg/cm².

3.3 Control de Calidad.

Para que las pruebas de los cilindros provean resultados válidos, los especímenes deben fabricarse con el prototipo del concreto, con sus condiciones y características dentro de la pieza. El concreto deberá ser muestreado de acuerdo con la norma ASTM C172 "Método estándar para muestreo de concreto fresco". La fabricación de los cilindros deberá hacerse de acuerdo a la norma ASTM C31 "Método estándar para la fabricación y curado en el campo de especímenes de concreto para prueba".

Los cilindros se deberán fabricar lo más cerca posible del sitio donde serán curados, evitando de esta forma una manipulación excesiva.

El concreto en los cilindros también debe ser compactado por vibración o por otro procedimiento que generalmente se sigue, el cual se describe a continuación:

1. Se llena de concreto hasta la tercera parte el molde

del cilindro.

2. Se compacta con una varilla de 1/2" con 25 golpes y se le dan dos golpes laterales al molde.
3. Se llena de concreto el molde del cilindro hasta las dos terceras partes y se vuelve a compactar con la varilla con 25 golpes.
4. Se llena de concreto totalmente el molde del cilindro, se compacta con otros 25 golpes de varilla y se enraza perfectamente la superficie del cilindro.

Los cilindros de prueba deberán ser curados por y con los mismos métodos de curado que se use para los miembros presforzados que representan. Donde se curan los elementos presforzados deben ser curados los cilindros para que estén correlacionados con su temperatura y humedad.

El ensaye de los cilindros para determinar su resistencia a la compresión se debe efectuar de acuerdo a la especificación ASTM C39 "Método estándar para la prueba de resistencia a la compresión de cilindros de concreto".

El esfuerzo resistente del concreto dado para cualquier edad se deberá determinar por el promedio de la resistencia de por lo menos dos cilindros.

IV PERDIDAS DE PRESFUERZO

4.1 Antecedentes.

La falta de éxito experimentado en los primeros intentos para -- presforzar el concreto se debieron, en la mayoría de los casos, a la falla en la apreciación de la importancia de las pérdidas parciales de la fuerza pretensora.

Fué solo hasta el éxito de los puentes de Freyssinet que se comenzó a aceptar que las pérdidas del presfuerzo podían calcularse y tomarse en cuenta en el diseño y que su efecto podría minimizarse mediante la solución adecuada de los materiales apropiados.

Las pérdidas en la fuerza pretensora se pueden agrupar en 2 categorías: aquellas que ocurren inmediatamente durante la construcción del miembro y aquellas que ocurren a través de un extenso período de tiempo.

La fuerza de presfuerzo del gato P_j , puede reducirse inmediatamente debido a las pérdidas por fricción, deslizamiento del anclaje y el acortamiento elástico del concreto comprimido. A la fuerza pretensora después de ocurridas estas pérdidas se ha denominado - fuerza pretensora inicial P_i . A medida que transcurre el tiempo, la fuerza se reduce más, gradualmente, primero rápidamente y luego más lentamente, debido a la contracción, al flujo plástico del concreto y al relajamiento del acero. Después de un período de - varios meses, los cambios posteriores en los esfuerzos llegan a - ser insignificantes y se alcanza una fuerza pretensora casi constante; ésta se define como la fuerza pretensora efectiva P_e .

La fuerza en el Gato P_j , será la mayor de todas las fuerzas que - actuarán en el tendón de acero durante la vida normal del miembro, y la operación del tensado puede considerarse como una prueba sobre el comportamiento del tendón.

Para los miembros pretensados, P_j nunca actúa en el concreto, sino únicamente en los anclajes permanentes de la cama de colado. La tensión se reduce a lo largo del cable por la fricción que ocurre en los puntos de cambio de dirección del cable y en las cimbras extremas de la viga. Adicionalmente, la fuerza en el acero se reduce, inmediatamente después de la transferencia, por el acortamiento elástico del concreto.

Para miembros postensados, la fuerza del gato se aplica realmente en el concreto durante el tensado, pero sólo existe con su valor total en el extremo del miembro donde se realiza el tensado. En

cualquier otro lugar disminuye debido a las pérdidas por fricción. Inmediatamente después de la transferencia, la fuerza de presfuerzo se reduce por el deslizamiento del anclaje. El acortamiento elástico acarrea pérdidas adicionales.

Se puede concluir que, en cierta forma, la fuerza del gato P_j es de interés secundario para el diseñador, aún cuando deben estimarse las pérdidas instantáneas con la finalidad de saber qué fuerzas especificar en los gatos.

Son de interés primario la fuerza pretensora inicial P_i , inmediatamente después de la transferencia y la fuerza de presfuerzo efectiva P_e , después de ocurridas todas las pérdidas.

El cálculo detallado de las pérdidas de presfuerzo debidas a los varios factores contribuyentes es complicado debido a que la velocidad de la pérdida debida a un efecto es continuamente afectada por los cambios en los esfuerzos debidos a otras causas. Por ejemplo, el relajamiento del esfuerzo en los tendones es afectado por los cambios de longitud debidos al flujo plástico del concreto. La velocidad del flujo plástico, en su caso, es afectada por el cambio del esfuerzo en el tendón. Es extremadamente difícil separar la cantidad neta de pérdidas a cada uno de los factores bajo las diferentes condiciones de esfuerzo, ambientales, de carga y otros factores no definidos.

En los artículos siguientes se muestra la base teórica necesaria para determinar los efectos de las pérdidas por separado. A las

pérdidas dependientes del tiempo aquí se les trata como si ellas ocurrieran independientemente, aún cuando algunos ajustes arbitrarios, basados en cálculos más precisos, se recomiendan para tomar en cuenta su interdependencia.

4.2 Acortamiento Elástico del Concreto.

Cuando la fuerza de presfuerzo se transfiere a un miembro, existirá un acortamiento elástico en el concreto a medida que éste se comprime. Para miembros pretensados, el cambio en la deformación del acero es el mismo que el de la deformación de compresión del concreto al nivel del centroide del acero, pudiéndose de acuerdo con esto calcular las pérdidas.

El esfuerzo de compresión en el concreto al nivel del centroide del acero, cuando se encuentra actuando el presfuerzo excéntrico mas el peso propio, inmediatamente después de la transferencia es:

$$f_{cs} = - \frac{P_i}{A_c} \left(1 + \frac{e^2}{r^2} \right) + \frac{M_o e}{I_c} \quad (4.1)$$

donde

P_i - fuerza pretensora inicial

A_c - área de la sección de concreto

e - excentricidad del centroide del acero con respecto al centroide del concreto

M_o - momento flexionante debido al peso propio del miembro

r - radio de giro de la sección de concreto

I_c - momento de inercia de la sección de concreto

Estableciendo la relación modular $n_p = E_p/E_c$, la pérdida de esfuerzo en el tendón debida al acortamiento elástico del concreto es

$$\Delta f_{ei} = n_p f_{cs} \quad (4.1a)$$

El valor de E_c que se use para calcular n_p debe de ser aquel correspondiente al concreto al momento del tensado.

Se requiere algún comentario con relación al valor de la fuerza pretensora P_i a usarse en la ecuación (4.1). P_i es la fuerza pretensora después de que han ocurrido las pérdidas por calcularse; resulta generalmente adecuado estimar P_i como más o menos el 10% menor que P_j . Posteriormente puede corregirse, pero raramente se justifica tal refinamiento.

Para los miembros postensados en los cuales se tensa al mismo tiempo todos los tendones, la deformación elástica del concreto ocurre cuando se aplica la fuerza en el gato y existe una compensación automática para las pérdidas por acortamiento elástico, las cuales por lo tanto no necesitan calcularse. Sin embargo, para el caso en que se usan tendones múltiples y en que éstos se tensan siguiendo una secuencia, existirán pérdidas; el primer tendón que se tense sufrirá una pérdida de esfuerzo cuando se tense el segundo, el primero y segundo sufrirán pérdidas de esfuerzo cuando se tense el tercero, etc. La pérdida por acortamiento elástico puede calcularse para cada tendón en su caso, comenzando por el último tendón, para el que no existirá pérdida. Sin embargo -

el procedimiento es tedioso si existen varios tendones y éste se complica más debido a la incertidumbre de cuándo introducir el -- efecto del peso propio; en los casos prácticos, es adecuado calcular la pérdida de presfuerzo como la mitad del valor obtenido empleando las ecuaciones (4.1) y (4.1a).

Para aquellos tipos de diseño en los que se combina el empleo del pretensado y el postensado, no debe despreciarse la pérdida de -- presfuerzo en los cables pretensados a medida que se aplica el - postensado.

4.3 Pérdidas por Fricción.

Se ha realizado un trabajo de investigación extenso para determinar la pérdida de presfuerzo por fricción en el concreto presforzado, así que es posible estimar tales pérdidas dentro de los requisitos prácticos de precisión. Se sabe que hay fricción en el sistema de los gatos y en el anclaje, así que el esfuerzo existente en el tendón es menor que el indicado por el manómetro. Esto es cierto especialmente para algunos sistemas en los que sus alambres cambian de dirección en el anclaje; esta fricción en el sistema de los gatos y anclaje generalmente es pequeña aunque no insignificante, pudiéndose determinar para cada caso si así se desea y se puede aplicar al gato una sobretensión para que exista - en el tendón el esfuerzo calculado.

Aparece una pérdida de fricción más sería entre el tendón y su material circundante, que puede considerarse convenientemente en --

dos partes: el efecto de longitud y el efecto de curvatura. El efecto de longitud es la fricción que se podría encontrar si el tendón es recto, esto es, un tendón que no está flexionado o curvado a propósito. Puesto que en la práctica el ducto en el tendón no puede ser perfectamente recto, existirá alguna fricción entre el tendón y el material circundante aún cuando se supone que el tendón es recto; esto se describe algunas veces como el efecto oscilante del ducto y depende de la longitud y el esfuerzo del tendón, del coeficiente de fricción entre los materiales en contacto, de la manufactura y método empleado para alinear y obtener el ducto.

La pérdida de presfuerzo debida al efecto de curvatura resulta de la curvatura prevista de los tendones y depende del coeficiente de fricción entre los materiales en contacto y de la presión ejercida por el tendón en el ducto y ésta a su vez es función del esfuerzo en el tendón y del cambio total de ángulo.

La figura 4.1 presenta una porción infinitesimal de cable con la longitud ds sometido a la fuerza de tensión P en el extremo izquierdo (lo más cerca del extremo de tracción) y una fuerza $P-dp$ en el otro extremo. El ángulo de inflexión en la longitud ds es $d\theta$, la curvatura del cable es $\rho = d\theta/ds$ y se originan las fuerzas normales por unidad de longitud de intensidad $p = P(d\theta/ds)$. Si μ es el coeficiente de fricción entre el cable y el material circunvecino, la fuerza de fricción originada por unidad de longitud es μp . Los esfuerzos de fricción adicionales se inducen por

el efecto de oscilación; si K , el coeficiente de oscilación, se define como la fuerza de fricción creada por unidad de fuerza de tensión en el cable y por unidad de longitud, entonces KP es la fuerza de fricción por unidad de longitud originada por el efecto de oscilación.

El equilibrio de fuerzas a lo largo del cable resulta en la siguiente ecuación:

$$P - dP + (\mu P + KP) ds - P = 0$$

Sustituyendo $pdP = P d\alpha$, dividiendo entre P e integrando se tiene:

$$\int_{P_x}^{P_o} \frac{dP}{P} = \int_0^\alpha (\mu + K) ds$$

$$\ln \frac{P_o}{P_x} = (\mu + K)s$$

$$P_x = P_o e^{-(\mu + K)s}$$

(4.2)

donde

P_o — fuerza de tensión en el cable en la sección más cercana al gato considerada.

P_x — fuerza de tensión en el cable en la sección más alejada del gato considerada.

α — ángulo total de inflexión del cable entre las dos secciones consideradas

s — longitud del cable entre las dos secciones consideradas

x — distancia entre las dos secciones consideradas

Normalmente s no es muy distinto de x , y la expresión anterior puede transformarse en:

$$P_x = P_o e^{-(\mu\alpha + Kx)} \quad (4.3)$$

4.4 Deslizamiento del Anclaje.

En los miembros postensados, cuando se libera la fuerza del gato, la tensión del acero se transfiere al concreto mediante anclajes de uno y otro tipo. Existe inevitablemente una pequeña cantidad de deslizamiento en los anclajes después de la transferencia, a medida en que las cuñas se acomodan dentro de los tendones, o a medida que se deforma el dispositivo de anclaje. Una situación similar se produce en el pretensado, cuando la fuerza pretensora se transfiere de los gatos a los anclajes permanentes de la cama de colado a través de las calzas alrededor de los cables.

Su magnitud dependerá del sistema particular que se use en el pres fuerzo o en el dispositivo de anclaje.

Conocida la característica del deslizamiento del dispositivo de anclaje especificado, la pérdida por deslizamiento en el anclaje se puede calcular mediante la siguiente forma: Se considera que actúa la fuerza de fricción tratando de evitar que los tendones se acorten, y el efecto resultante se puede ver en la figura 4.2. En la presente deducción se supone una distribución lineal del efecto de la fricción.

Tomese una longitud diferencial de cable ds (fig. 4.3) y supongamos que se le aplica un alargamiento diferencial $d\Delta L$, entonces -

se tiene la siguiente relación:

$$\epsilon_s = \frac{d\Delta L}{ds} = \frac{\Delta f_{sp}}{E_p} \quad (4.4)$$

$$\Delta L_{ED} = \int_0^x \Delta f_s ds \quad (4.5)$$

Al integrar la ecuación formada por los dos últimos términos de la relación 4.4 en el intervalo X (fig. 4.2) obtenemos la ecuación - 4.5; se puede ver que la integral es el valor del área del triángulo ABC de la figura 4.2, y por tanto

$$y = \frac{2\Delta L E_p}{x} \quad (4.6)$$

Por otro lado, se tiene que:

$$x = \frac{yZ}{2f_a} \quad (4.7)$$

Sustituyendo la ecuación 4.6 en la ecuación 4.7 se obtiene:

$$x = \left(\frac{\Delta L E_p Z}{f_a} \right)^{1/2} \quad (4.8)$$

4.5 Contracción del concreto.

La contracción del concreto provoca una reducción en la deformación del acero de presfuerzo igual a la deformación por contracción del concreto, la cual es independiente del estado de esfuerzos.

Sólo se necesita considerar la parte de la contracción que ocurre después de la transferencia de la fuerza de presfuerzo al miembro. Para los elementos pretensados, la transferencia comúnmente ocurre 24 horas después del colado y casi toda la contracción ocurre

posteriormente a ese tiempo. Sin embargo, los elementos postensados raramente son esforzados antes de los 7 días y a menudo mucho después que esto. Las curvas de la figura 4.4 indican que a los 7 días puede haber ocurrido más o menos del 10 al 15 por ciento de la contracción última. Si el tensado se efectúa a los 28 días, habrá ocurrido entonces más o menos del 35 al 40 por ciento de la contracción.

De acuerdo con el comité 209 del ACI, para el concreto de peso normal y para todos los concretos ligeros (utilizando curado húmedo y de vapor y cementos de tipos I y III), la deformación por contracción en cualquier momento t está dada por:

$$\epsilon_{sh} = \epsilon_{shu} St Sh Sth Ss Sf Se Sc \quad (4.9)$$

Donde el significado de cada coeficiente se aclara a continuación.

Deformación de contracción última, ϵ_{shu}

El valor de ϵ_{shu} puede variar ampliamente. El comité 209 del ACI encontró que ϵ_{sh} está comprendido entre 0.000415 y 0.00107, con valores medios de 0.0008 para concreto curado con humedad ó ---- 0.00073 para el concreto curado con vapor.

Coefficiente del tiempo de contracción, St

En cualquier momento después de una edad de 7 días, para el concreto curado con humedad

$$St = \frac{t}{7t+7} \quad (4.10)$$

o en cualquier momento después de una edad de 1 a 3 días para el concreto curado con vapor

$$St = \frac{t}{55+t} \quad (4.11)$$

Coefficiente de humedad relativa, Sh

$$Sh = 1.4 - 0.01 H, \text{ para } 40 < H < 80 \% \quad (4.12)$$

$$Sh = 3.0 - 0.03H \text{ para } 80 < H < 100 \% \quad (4.13)$$

donde H = humedad relativa en por ciento.

Coefficiente del espesor mínimo del miembro, Sth

$$Sth = 1.0 \text{ para } 15.24 \text{ cm. o menor y } 0.84 \text{ para } 22.86 \text{ cm}$$

Coefficiente del revenimiento del concreto, Ss

$$Ss = 0.97 \text{ para } 5.08 \text{ cm., } 1.00 \text{ para } 6.86 \text{ cm., } 1.01 \text{ para } 7.62 \text{ cm., } 1.05 \text{ para } 10.16 \text{ cm y } 1.09 \text{ para } 12.7 \text{ cm.}$$

Coefficiente de finos, Sf

$$Sf = 0.86 \text{ para } 40 \%, 1.00 \text{ para } 50 \%, 1.04 \text{ para } 70 \% \text{ de finos por peso}$$

Coefficiente del contenido de aire, Se

$$Se = 0.98 \text{ para } 4 \%, 1.00 \text{ para } 6 \% \text{ y } 1.03 \text{ para } 10 \% \text{ de aire}$$

Factor de contenido de cemento, Sc

$$Sc = 0.87 \text{ para } 223 \text{ kg/m}^3, 0.95 \text{ para } 335 \text{ kg/m}^3, 1.00 \text{ para } 419 \text{ kg/m}^3 \text{ y } 1.09 \text{ para } 558 \text{ kg/m}^3$$

Una vez que se ha determinado la magnitud de la deformación por -
contracción, puede fácilmente hallarse la pérdida de presfuerzo -
resultante, multiplicando la deformación por el módulo de elasti-
cidad del acero de presfuerzo:

$$\Delta f_{sh} = E_p \epsilon_{sh} \quad (4.14)$$

4.6 Flujo Plástico del Concreto.

El concreto bajo esfuerzo sufre con el tiempo un aumento gradual
de deformación, debido al flujo plástico del concreto. La defor-
mación final de flujo plástico puede ser varias veces mayor que -
la deformación elástica inicial.

La deformación por flujo plástico del concreto bajo esfuerzo de -
compresión axial constante se muestra en la figura 4.5. Como lo
revela ésta, el flujo plástico se desarrolla con una tasa decre-
ciente.

La magnitud de la deformación por flujo plástico depende de la --
composición del concreto, el medio ambiente y la historia esfuer-
zo-tiempo.

Hay varios métodos empíricos para calcular las deformaciones por
flujo plástico. Los métodos usados más extensamente son los del
Comité 209 del ACI, y los de CEB-FIP. Los métodos dan el coefi-
ciente de flujo plástico del concreto C_t en función de los varia-
bles dependientes, donde C_t es la relación de la deformación por
flujo plástico a la deformación elástica inicial.

De acuerdo con el Comité 209 del ACI, para concreto de peso normal y para todos los concretos ligeros (utilizando tanto curado húmedo como de vapor y cementos de tipo I y III), se puede escribir el coeficiente de flujo plástico C_t en todo momento como:

$$C_t = C_u K_t K_a K_h K_{th} K_s K_f K_e \quad (4.15)$$

El significado de los coeficientes es el siguiente:

Coficiente de flujo plástico último, C_u

El valor de C_u puede variar extensamente. El comité 209 del ACI encontró que C_u varía de 1.30 a 4.15 con un valor promedio de 2.35

Coficiente de duración de la carga, K_t

$$K_t = \frac{t^{0.6}}{10 + t^{0.6}} \quad (4.16)$$

donde t = tiempo en días después de la aplicación de la carga.

Coficiente de edad a la carga, K_a

$$K_a = 1.25t_i^{-0.118}, \text{ para concreto curado con humedad} \quad (4.17)$$

$$K_a = 1.13t_i^{-0.095}, \text{ para concreto curado con vapor} \quad (4.18)$$

donde t_i = edad del concreto en días cuando se aplicó la carga por primera vez.

Coefficiente de humedad relativa, K_h

$$K_h = 1.27 - 0.0067H \text{ para } H > 40 \% \quad (4.19)$$

donde H = humedad relativa en por ciento.

Coefficiente del mínimo espesor del miembro, K_{th}

$$K_{th} = 1.00 \text{ para } 15.24 \text{ cm o menor, y } 0.82 \text{ para } \text{-----} \\ 30.48 \text{ cm.}$$

Coefficiente de revenimiento del concreto, K_s

$$K_s = 0.95 \text{ para } 5.08 \text{ cm., } 1.00 \text{ para } 6.86 \text{ cm., } 1.02 \text{ --} \\ \text{para } 7.62 \text{ cm., } 1.09 \text{ para } 10.16 \text{ cm y } 1.16 \text{ para } - \\ 12.7 \text{ cm de revenimiento.}$$

Coefficiente de finos, K_f

$$K_f = 0.95 \text{ para } 30 \%, 1.00 \text{ para } 50 \% \text{ y } 1.05 \text{ para } 70 \% \\ \text{de finos por peso.}$$

Coefficiente del contenido de aire, K_e

$$K_e = 1.00 \text{ hasta } 6 \%, 1.09 \text{ para } 7 \% \text{ y } 1.17 \text{ para aire} \\ \text{al } 8 \%.$$

Una vez determinado el coeficiente de flujo plástico, puede fácilmente hallarse la pérdida de esfuerzo resultante en el acero, mediante la siguiente expresión

$$\Delta f_{cr} = \sigma_{tp} f_{cs} \quad (4.20)$$

donde $n_p = E_p/E_c$ y f_{cs} es el esfuerzo en el concreto al nivel del centroide del acero.

Para los miembros pretensados y los postensados a los que se les ha inyectado mortero, la pérdida del presfuerzo debida al flujo plástico dependerá del esfuerzo en el concreto en la sección particular que sea de interés. Las pérdidas por flujo plástico se calcularán por lo general en la sección o secciones de máximo momento. Para vigas postensadas sin adherencia, sin embargo, la reducción en el esfuerzo del acero será más o menos uniforme a lo largo de toda la longitud del tendón; para este caso, en los cálculos de las pérdidas por flujo plástico puede usarse un valor promedio de f_{cs} entre los anclajes.

4.7 Relajación del Acero.

Los tendones de presfuerzo se mantienen esforzados esencialmente con longitud constante durante la vida de un miembro, a pesar de que existe alguna reducción de longitud debido al flujo plástico y la contracción del concreto. Existirá una reducción gradual del esfuerzo en el acero bajo estas condiciones debido al relajamiento, aún cuando la longitud se mantenga casi constante. La magnitud del relajamiento depende de la intensidad del esfuerzo en el acero así como del tiempo.

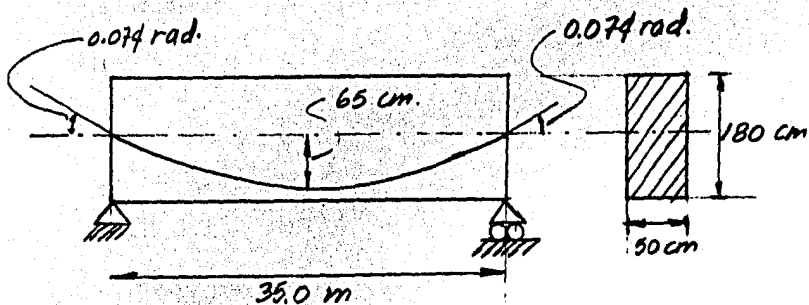
En un estudio hecho por D. D. Magura, M. A. Sozen y C. P. Siess, se demuestra que la relajación en los cables de 7 alambres puede expresarse como

$$\Delta f_s = f_{si} \left[\frac{\log_{10} t}{10} \left(\frac{f_{si}}{f_y} - 0.55 \right) \right] \quad (4.21)$$

donde f_{si} es el esfuerzo inicial en el cable de presfuerzo, f_y es el esfuerzo de cedencia del cable a una elongación de 1 %, t es el tiempo en horas. Esta fórmula es aplicable solamente para $f_{si} \geq 0.6 f_y$

4.8 Ejemplo de Cálculo de Pérdidas.

Calcular las pérdidas al centro del claro de la siguiente viga, - postensada por ambos extremos. Se usarán 42 cables grado 270 de 140.0 mm^2 (ver tabla 3.2) tensados a $13,000 \text{ kg/cm}^2$ agrupados en - paquetes de 6 cables; se tensorán en 7 etapas.



$$E_{sp} = 1.95 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_{sn} = 58.8 \text{ cm}^2$$

$$f_{yp} = 16,150 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = 187,000 \text{ kg/cm}^2$$

$$n_p = E_{sp}/E_c = 10.4$$

$$\mu = 0.23/\text{rad}$$

$$K = 0.004/\text{m}$$

(para el cálculo de pérdidas por fricción)

$$\Delta l = 5 \text{ mm. (deslizamiento del anclaje)}$$

$$A_c = 9\,000 \text{ cm}^2$$

$$I_c = 2.43 \times 10^7 \text{ cm}^4$$

$$r = \sqrt{I_c/A_c} = 51.96 \text{ cm.}$$

$$P_i = (58.8) (13.000) = 764.4 \text{ Ton.}$$

a) Acortamiento elástico del concreto.

$$P_i = 764.4 \text{ Ton.}$$

$$N_o = \frac{(2.2) (0.5) (1.8) (35.0^2)}{8} = 303.2 \text{ Ton-m.}$$

Sustituyendo valores en la fórmula (4.1)

$$f_{cs} = - \frac{764.400}{9\,000} \left[1 + \left(\frac{65}{51.96} \right)^2 \right] + \frac{(303.2 \times 10^5) (65)}{2.43 \times 10^7}$$

$$f_{cs} = -145.3 \text{ kg/cm}^2$$

El signo negativo indica que el esfuerzo es de compresión. Aplicando la fórmula (4.1a)

$$\Delta f_{e1} = \frac{1}{2} n_p f_{cs} = \left(\frac{1}{2} \right) (10.4) (145.3)$$

$$\Delta f_{e1} = 756 \text{ kg/cm}^2$$

b) Pérdidas por fricción

$$\alpha = 0.074 \text{ rad.}$$

Sustituyendo valores en la fórmula (4.3)

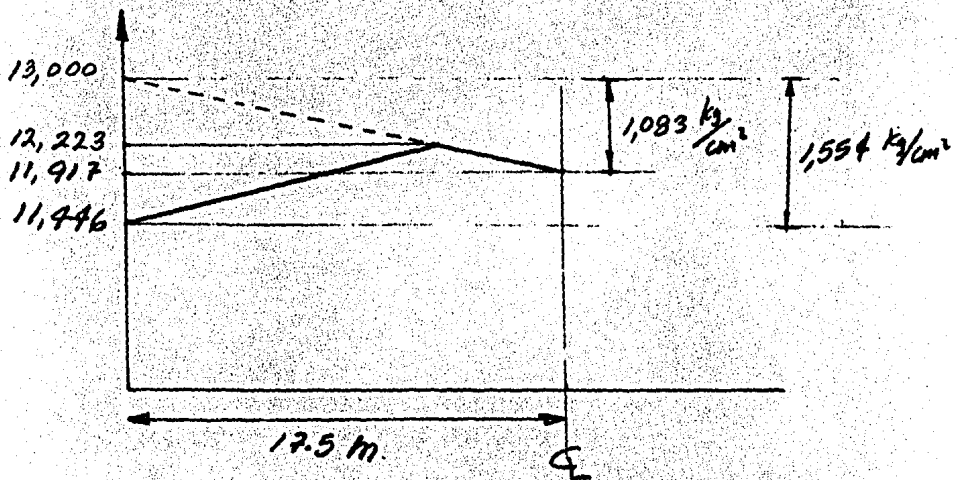
$$f_x = (13,000 \text{ kg/cm}^2) \exp(-(0.23)(0.074) - (0.004)(17.5))$$

$$f_x = 11,917 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta f_f = f_o - f_x = 13,000 - 11,917$$

$$\Delta f_f = 1,083 \text{ kg/cm}^2$$

c) Deslizamiento del anclaje.



Sustituyendo valores en la ecuación (4.8)

$$x = \left[\frac{(0.5)(1.95 \times 10^6)(1750)}{1083} \right]^{1/2}$$

$$x = 1255 \text{ cm.}$$

$$y = \frac{(2)(0.5)(1.95 \times 10^6)}{1255}$$

$$y = 1554 \text{ kg/cm}^2$$

d) Contracción del Concreto.

Aplicando la fórmula (4.9):

$$\epsilon_{shu} = 0.0008$$

$$S_t = 0.995 \quad , \quad \text{para } t = 7300 \text{ días}$$

$$S_h = 0.6 \quad , \quad \text{para } H = 60 \%$$

$$S_{th} = 0.84$$

$$S_s = 0.97 \quad , \quad \text{para revenimiento de 5 cm.}$$

$$S_f = 1.00 \quad , \quad \text{para 50 \% de finos}$$

$$S_e = 1.00 \quad , \quad \text{para 6 \%}$$

$$S_c = 1.00 \quad , \quad \text{para 419 kg/m}^3$$

$$\Pi = 0.00039 = \epsilon_{sh}$$

De la fórmula (4.14) se obtiene:

$$\Delta f_{sh} = (1.95 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2) (0.00039)$$

$$\Delta f_{sh} = 760 \text{ kg/cm}^2$$

e) Flujo plástico del concreto.

Aplicando la fórmula (4.15)

$$\sigma_y = 2.35$$

$$K_t = 0.954 \quad , \quad \text{para } t = 7300 \text{ días}$$

$$K_a = 0.844 \quad , \quad \text{para } t_i = 28 \text{ días}$$

$$K_h = 0.734 \quad , \quad \text{para } H = 80 \%$$

$$K_{ti} = 0.82$$

$$K_r = 0.95 \quad , \quad \text{para un revenimiento de 5 cm.}$$

$K_f = 1.00$, para 50 % de finos

$K_e = 1.00$, para 6 %

$$\Pi = 1.082 = C_t$$

Suponiendo un $f_{cs} = 50 \text{ kg/cm}^2$ y aplicando la fórmula (4.20) tenemos:

$$\Delta f_{cr} = (1.082) (10.4) (50)$$

$$\Delta f_{cr} = 563 \text{ kg/cm}^2$$

f) Relajación del Acero.

para: $t = 43,800$ horas

$$f_{si} = 11.917 \text{ kg/cm}^2.$$

Sustituyendo valores en la fórmula (4.21)

$$\Delta f_s = (11.917) \left[\frac{\log_{10} (43,800)}{10} \left(\frac{11.917}{16.150} - 0.55 \right) \right]$$

$$\Delta f_s = 1039 \text{ kg/cm}^2$$

g) Resumen de pérdidas al Centro del Claro.

Acortamiento elástico	756 kg/cm ²
Fricción	1083 kg/cm ²
Contracción	760 kg/cm ²
Flujo plástico	563 kg/cm ²
Relajación	<u>1039 kg/cm²</u>
Total	4,201 kg/cm ²

$$\frac{4201}{13000} \times 100 = 32.3 \%$$

V COMPORTAMIENTO DE ELEMENTOS DE CONCRETO PRESFORZADO

5.1 Flexión.

El esfuerzo en cualquier punto y de una sección determinada de una viga presforzada sin agrietar está dado por:

$$f = -\frac{P}{A} - \frac{Pey}{I} + \frac{Mppv}{I} + \frac{Mcpv}{I} + \frac{Mcvv}{I} \quad (5.1)$$

donde Mpp es el momento debido al peso de la trabe, Mcp es el momento producido por el resto de la carga permanente y Mcv es el momento flexionante debido a la carga viva.

La ecuación anterior indica que el esfuerzo debido al presfuerzo contrarresta a los que se producen por los momentos externos. Es obvio que en las vigas que tienen tendones rectos con excentricidad constante, la sección crítica en la transferencia estaría en los puntos donde el momento externo es mínimo, como en el apoyo -

de una viga simple; cuando se ha reducido el presfuerzo por las pérdidas y la viga está soportando toda su carga de proyecto, la sección crítica estará en el punto de momento externo máximo. En las vigas con tendones curvos y ondulados, en las que la excentricidad del tendón varía en toda su longitud, no es extraño que las secciones críticas se localicen en puntos que no sean los de momento externo máximo.

En la figura 5.1a se muestra una viga presforzada simplemente apoyada con un tendón curvo. El centroide del concreto es el de toda la sección no agrietada, y el acero se representa por su eje centroidal.

La figura 5.1b muestra las fuerzas resultantes que actúan en el concreto después del tensado del acero. La fuerza F actúa en el concreto en los anclajes de los tendones cerca de los extremos del miembro. La fuerza P en el centro del claro es la resultante de todos los esfuerzos normales de compresión en el concreto que actúan en dicha sección; estos esfuerzos normales varían de un valor f_1 en la superficie superior a f_2 en la superficie inferior. Las fuerzas N se ejercen sobre el concreto por el tendón debido a su curvatura y la distribución exacta de estas fuerzas depende de la configuración particular que se use para el tendón.

Las tres fuerzas F , N y P forman un sistema autoequilibrado, tal como se ilustra en el polígono cerrado de fuerzas de la figura 5.1c. Nótese que cuando únicamente actúa la fuerza de presfuerzo en una viga estáticamente determinada, las reacciones externas en

la viga son cero.

La figura 5.1d muestra una forma alternativa de representar a las fuerzas de la figura 5.1b, en la cual las fuerzas F y N se reemplazan por su suma vectorial T ; la compresión resultante P actúa como antes. Nótese que F y T son fuerzas iguales y opuestas que actúan en el mismo punto de la sección transversal. Puede concluirse que para una viga isostática, la consecuencia del presfuerzo es una fuerza resultante de compresión que actúa en el centroide del acero en cualquier sección.

La dirección de la resultante de compresión es siempre tangente a la configuración del tendón en cualquier sección. Para la sección en el centro del claro de una viga simétrica, tal como la que se acaba de considerar, la resultante de compresión fue horizontal.

A continuación se permite que actúe una fuerza uniformemente distribuida W , tal como se muestra en la figura 5.1e. Existe una reacción $R = Wl/2$ en cada apoyo. A medida que la fuerza W es aplicada gradualmente, la magnitud de la fuerza de presfuerzo permanece esencialmente constante y T mantiene tanto su magnitud como su posición. A medida que se superponen los esfuerzos de flexión debidos a las cargas aplicadas a los esfuerzos axiales y de flexión debidos al presfuerzo, la compresión resultante P se mueve hacia arriba. Se genera un par interno resistente, con fuerzas iguales F y T y un brazo z ; este par equilibra al momento exterior.

La diferencia entre el comportamiento de vigas de concreto presfor

zado y de vigas de concreto reforzado debe notarse cuidadosamente: En el caso de una viga de concreto reforzado, el brazo del par interno permanece básicamente constante a medida que la carga se aumenta y el incremento en el momento viene acompañada por un aumento casi proporcional de las fuerzas internas. Para la viga presforzada, las fuerzas permanecen esencialmente constantes a medida que se incrementa la carga y el aumento en el momento viene acompañado por un incremento del brazo del par interno.

Momento de Agrietamiento.

El momento externo que produce las primeras grietas perceptibles en una viga de concreto presforzado se conoce como momento de agrietamiento. El comportamiento de la viga cambia mucho en el momento de agrietamiento. Al producirse el agrietamiento, la viga pierde su rigidez en forma creciente y esto produce mayores deflexiones.

En la figura 5.2 se muestra de una manera cualitativa la relación entre la carga aplicada y el esfuerzo en el acero para una típica viga pretensada, con buena adherencia. El desempeño de una viga postensada inyectada con mortero es similar. Cuando recién se aplica la fuerza del gato y el cable se estira entre los empotramientos, el esfuerzo en el acero es f_{pj} . Después de la transferencia de la fuerza al miembro de concreto, ocurre una reducción inmediata del esfuerzo hasta su nivel inicial f_{pi} , debido a las pérdidas instantáneas. Al mismo tiempo, comienza a actuar el peso propio a medida que la viga se comienza a curvar hacia arriba.

Aquí se supondrá que todas las pérdidas dependientes del tiempo ocurren antes de la aplicación de las cargas sobrepuestas, en forma tal que el esfuerzo se continúa reduciendo hasta su nivel efectivo de presfuerzo fpe.

A medida que se agregan las cargas muertas y viva sobrepuestas, ocurre un pequeño incremento en el esfuerzo del acero. Suponiendo que se mantiene una adherencia perfecta entre el acero y el concreto, este incremento debe ser np veces el incremento en el esfuerzo en el concreto al nivel del acero. El cambio es del orden del 3 % del esfuerzo inicial.

A menos que la viga se haya agrietado antes de la aplicación de las cargas debido a la contracción y otras causas, no existe una modificación substancial en el comportamiento hasta la carga de descompresión, en donde la compresión en la parte inferior del miembro se reduce a cero. El esfuerzo en el acero continúa incrementándose poco y en forma lineal hasta que se alcanza la carga de agrietamiento. Bajo esta carga ocurre un súbito incremento en el esfuerzo del acero, a medida en que la tensión que era tomada por el concreto se transfiere al acero. En una viga con agrietamiento previo, la curva cambia de pendiente en la carga de descompresión. Después del agrietamiento, el esfuerzo en el acero se incrementa mucho más rápidamente que antes. Después de alcanzado el esfuerzo de fluencia fpy, el acero se deforma desproporcionadamente, pero soporta crecientes esfuerzos debido a la forma de su curva esfuerzo-deformación y la curva esfuerzo vs. carga

continúa hacia arriba reduciendo gradualmente su pendiente. El esfuerzo del acero en la falla f_{ps} puede ser igual a la resistencia a la tensión f_{pu} , pero por lo general se encuentra algo por debajo de ese valor.

La carga de agrietamiento representa el límite de validez de las ecuaciones para los esfuerzos elásticos en el concreto que se basan en una sección transversal homogénea.

El momento que produce el agrietamiento puede hallarse fácilmente para una viga típica, escribiendo la ecuación para el esfuerzo en el concreto en la cara inferior, basándose en la sección homogénea e igualándolo al módulo de ruptura:

$$f_2 = - \frac{P_e}{A} - \frac{P_{ee}}{S_2} + \frac{M_{cr}}{S_2} = f'_r$$

en la cual M_{cr} es el momento de agrietamiento (incluyendo al momento debido al peso propio y al de las cargas muertas y vivas sobrepuestas), f'_r es el módulo de ruptura y $S_2 = I/C_2$. Trasponiendo términos de la ecuación se obtiene

$$\frac{M_{cr}}{S_2} = f'_r + \frac{P_e}{A} + \frac{P_{ee}}{S_2}$$

La cual establece que el cambio en el esfuerzo de la cara inferior al aplicarse el momento de agrietamiento debe de ser tal que venza a la precompresión inicial debida al presfuerzo e introduzca un esfuerzo de tensión justamente igual al módulo de ruptura. Esto se muestra en la figura 5.3. Si se reacomodan términos, la

ecuación para el momento de agrietamiento es

$$M_{cr} = f'c r S^2 + P_e \left(\frac{r^2}{C^2} + e \right) \quad (5.2)$$

donde r es el radio de giro de la sección.

5.1.1 Para analizar con detalle lo que sucede con una viga presforzada desde la transferencia hasta la falla, haré uso del diagrama Momento-curvatura, donde el momento es un parámetro de la intensidad de la carga y la curvatura es un parámetro de la deformación que sufre la viga; para lograr esto se haré uso del programa de computadora CPI, mismo que elaboré especialmente para este fin y cuyo listado aparece al final de este trabajo.

Los diagramas esfuerzo-deformación del acero y del concreto que serán usados se presentan en las figuras 5.4 y 5.6 respectivamente, donde f'_c es el esfuerzo máximo que puede soportar el concreto, el cual se alcanza a una deformación unitaria que aquí llamamos ϵ_o ; $\epsilon_{cmáx}$ es la deformación máxima que puede tenerse en el concreto. Distintos investigadores han propuesto relaciones esfuerzo-deformación para el concreto confinado por aros rectangulares. La figura 5.5 muestra algunas de las curvas propuestas. En la curva trilineal de W.L. Chan OAB representa la curva para el concreto no confinado y la rama BC depende del esfuerzo transversal. A.L.L. Baker recomendó una parábola hasta un esfuerzo máximo, que depende del gradiente de deformación a través de la sección, y luego una rama horizontal hasta una deformación que depende del gradiente de deformación y de la cuantía de acero transver

sal. H.E.H. Roy y M.A. Sozen sugirieron reemplazar la rama descendente con una línea recta con una deformación en $0.5 f'c$ relacionada linealmente con la cuantía de acero transversal. La curva de M.T.M. Soliman y C.W. Yu consiste en una parábola y dos líneas rectas con esfuerzos y deformaciones en los puntos críticos relacionados con la cuantía de acero transversal, con el espaciamiento y con el área confinada. M. Sargin, S. K. Ghosh y V. K. Handa han propuesto una ecuación general que proporciona una curva continua esfuerzo-deformación relacionada con la cuantía, el espaciamiento y resistencia de cedencia del acero transversal y además con el gradiente de deformación a través de la sección y la resistencia del concreto.

En base a la evidencia experimental existente, D. C. Kent y R. -- Park han propuesto la curva esfuerzo-deformación que se muestra en la figura 5.6 para concreto confinado por aros rectangulares. Esta relación combina muchas de las características de las curvas propuestas antes. Para efectos de este trabajo, únicamente se hará uso de la parte dibujada con línea continua de la gráfica de la figura 5.6; es decir, se considerará que el concreto no se encuentra confinado; las características de la gráfica a emplear -- son las siguientes: La primera parte es una parábola de ecuación:

$$f_c = *f_c \left[\frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_o} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_o} \right)^2 \right] \quad (5.3)$$

La parte descendente de la curva se representa por una recta de ecuación:

$$f_c = *f_c [1 - Z (\epsilon_c - \epsilon_o)] \quad (5.4)$$

donde

$$Z = \frac{0.5}{\frac{0.21 + \epsilon_o * f_c}{*f_c - 70} - \epsilon_o}$$

donde *f_c está dado en kg/cm². El parámetro Z define la pendiente de la recta descendente.

Con la ayuda de CPl se obtienen puntos del diagrama momento-curvatura de una sección de una viga, siendo ϵ_{s2} la única diferencia existente entre los datos proporcionados para la obtención de dos distintos puntos cualesquiera.

Para centrar la atención en el comportamiento de una viga presforzada ante la flexión, se han eliminado todos aquellos detalles -- que pudiesen distraer parte de la misma, tales como distintos niveles con acero de presfuerzo, acero no presforzado, secciones relativamente complicadas, etc. Por ello, CPl trabaja con secciones rectangulares, el acero de presfuerzo localizado a un mismo nivel y adherido, capacidad nula del concreto a la tensión; se -- considera que las secciones transversales permanecen planas antes y después de deformadas; esta suposición, que es el principio de Bernoulli, implica que la deformación longitudinal en el concreto y ϵ_{s2} del acero en los distintos puntos a través de una sección -- es proporcional a la distancia del eje neutro. Numerosas pruebas en miembros de concreto han demostrado que esta suposición es bas

tante correcta en todas las etapas de carga hasta alcanzar la falla a flexión, siempre que exista buena adherencia entre el concreto y el acero. Una grieta en la zona a tensión del concreto implica que ha ocurrido cierto deslizamiento entre el acero y el concreto que lo rodea, lo que quiere decir que la suposición no se aplica completamente al concreto en la vecindad de una grieta; sin embargo, si se mide la deformación del concreto en una longitud calibrada que incluya varias grietas, se encuentra que el principio de Bernoulli es válido para esta deformación promedio.

La suposición de que la capacidad a la tensión del concreto es mu lo está bastante aporada a la realidad. Cualquier esfuerzo a ten sión existente en el concreto debajo del eje neutro es pequeño y su resultante tiene un pequeño brazo de palanca.

Los datos que hay que proporcionar a CPI son:

- B - Base de la sección transversal (cm).
- H - Altura de la sección transversal (cm).
- REC - Distancia a que se encuentra el centroide del acero de presfuerzo, de la cara inferior (cm).
- ES1 - Deformación inicial del acero ϵ_{sl} , considerando las pérdidas habidas por fricción, corrimiento del anclaje, flujo plástico, relajación y contracción -- del concreto. Las pérdidas por acortamiento elástico y flexión, no se deben tomar en cuenta para el cálculo de ES1, ya que implícitamente intervienen en los cálculos.

- ASP - Area de acero de presfuerzo (cm²).
- FBFC - Máximo esfuerzo que resiste el concreto, formando parte de la viga. *fc (kg/cm²).
- EC - Deformación unitaria en el concreto, para la cual se presenta la resistencia máxima del mismo. ϵ_o .
- ECMAX - Deformación unitaria máxima admisible en el concreto. $\epsilon_{cmáx}$.
- ES, FS - Puntos de la gráfica esfuerzo-deformación del acero de presfuerzo.
- ES2 - Deformación adicional del acero de presfuerzo. ϵ_{s2} .

Los resultados que se obtienen de CPI son:

- E1 - Deformación unitaria del concreto, en la cara superior.
- C - Profundidad de la zona de concreto en compresión (cm).
- T - Fuerza de tensión total a que está sometido el acero de presfuerzo (kg.).
- ZETA - Brazo de palanca del par interno (cm).
- MOM - Momento interno (kg-cm).
- CURV - Curvatura (cm⁻¹)

Para analizar el comportamiento a la flexión, se usará una sección con las siguientes características:

- B = 30.0 cm.
- H = 70.0 cm.
- REC = 7.0 cm.

$$ES1 = 0.005$$

$$AST = 7.0 \text{ cm}^2$$

$$FBP = 320 \text{ kg/cm}^2$$

$$EC = 0.002$$

$$ECMAX = 0.003$$

La gráfica esfuerzo-deformación del acero de presfuerzo es la de la figura 5.4.

Una vez corrido el programa CPI con estos datos, con los resultados se procedió a elaborar los diagramas momento-curvatura que se muestran en la figura 5.7. El diagrama "a" corresponde a la gráfica esfuerzo-deformación del acero mostrada en la figura 5.4 y el diagrama "b" corresponde a la gráfica esfuerzo-deformación del acero mostrada en la figura 5.4b. Yendo al diagrama "a" se observan en primer plano tres zonas, una que va desde el inicio del -- proceso de carga al inicio del agrietamiento de la viga, la cual llamaré zona 1; la zona 2 va del inicio del agrietamiento de la viga al límite de proporcionalidad del acero, punto señalado en la figura como LP; y la zona 3 que va de LP a la falla de la viga.

En la zona 1 existe una relación momento-curvatura prácticamente lineal. Al iniciarse el agrietamiento, la sección empieza a perder rigidez, primero en forma lenta y luego en forma más rápida, hasta llegar a tomar una cierta estabilidad; esto es, podemos decir que al inicio de la zona 2 hay un cambio en la rigidez de la sección, provocado por el sucesivo incremento en el agrietamiento.

Al rebasar la deformación del acero el límite de proporcionalidad, la sección empieza a perder rigidez más rápidamente, en mayor grado debido a la pérdida de rigidez del acero en este punto, y en menor grado debido al sucesivo agrietamiento; el hecho de que la pérdida de rigidez de la sección se debe mayormente a la pérdida de rigidez del acero, puede verse al comparar el diagrama "a" con el diagrama "b", obtenido éste usando una gráfica esfuerzo-deformación del acero de rigidez constante, como puede verse en la figura 5.4b.

Una ampliación del diagrama "a" de la figura 5.7 puede usarse en la figura 5.7b, en la cual se muestra el agrietamiento probable en diferentes puntos del gráfico.

La sección en estudio soporta el momento flexionante, inicialmente incrementando el brazo del par interno mucho más rápidamente que la tensión en el acero, como puede verse en la figura 5.7c, en la cual se ha graficado el momento flexionante contra el porcentaje de agrietamiento respecto al peralte total de la sección, el porcentaje de tensión en el cable respecto a la tensión en el cable a la falla y el porcentaje del brazo del par interno respecto al brazo del par interno a la falla; cuando el momento flexionante anda abajo de entre las 45 y 40 Ton-m, la tensión en el cable aumenta más lentamente y el brazo del par interno aumenta más rápidamente, invirtiéndose el proceso después de las 40 Ton-m, esto es, la sección soporta el momento flexionante incrementando la tensión en el acero mucho más rápidamente que el brazo del par

interno.

Realizando este proceso diríamos que la sección, desde el inicio de la aplicación de la sollicitación hasta la falla, resiste el momento flexionante en dos formas distintas en dos etapas distintas. En la primera etapa, desde el inicio de carga hasta un cierto valor de la sollicitación, se mantiene fija la tensión en el cable y se incrementa el brazo del par interno; es decir, que en esta primera etapa, sucesivos incrementos en el momento flexionante son resistidos mediante el incremento del brazo del par interno. En la segunda etapa, desde un cierto valor de la sollicitación hasta la falla, se mantiene fijo el brazo del par interno y se incrementa la tensión en el cable, y por ende la fuerza de compresión en el concreto; o sea que en esta segunda etapa, los incrementos en el momento flexionante son resistidos mediante incrementos de la fuerza de tensión en el acero, conservando constante el brazo del par interno.

Se hicieron corridas del programa CP1 para la misma sección, pero con distintas áreas de acero (3.0, 5.0, 9.0 y 12.0 cm²) y los resultados se graficaron en la figura 5.8. En ella se ve claramente la pérdida de ductilidad e incremento del momento resistente de la sección a medida que se aumenta el área de acero.

Las tres zonas identificadas en el diagrama "a" de la figura 5.7, correspondiente a un área de acero de 7.0 cm², se pueden ver claramente en los distintos diagramas de la figura 5.8. En una ampliación de la figura 5.8 que se presenta en la figura 5.9, se

observa que la rigidez en la zona 1 es prácticamente la misma en los distintos diagramas.

Para la zona dos se puede notar gran diferencia entre la rigidez que presenta un diagrama y la rigidez que presenta algún otro; la rigidez que conserva la sección en esta zona, depende del área de acero: a mayor área, mayor rigidez.

La zona 3 es similar en todos los diagramas, salvo por la ductilidad presentada en cada uno de ellos. Observando la figura 5.8 podemos inferir que si se duplica el área de acero en la sección, el efecto que se causa en el comportamiento es que se reduce la curvatura última del orden de la mitad y se incrementa el momento resistente en menos del doble.

5.2 Cortante.

Cuando las cargas que actúan en una viga de concreto presforzado son relativamente bajas, ésta no se agrietará y la respuesta del concreto será prácticamente elástica. Bajo estas circunstancias, los esfuerzos cortantes, los debidos a la flexión y los esfuerzos principales que resultan de su acción combinada se puede hallar basándose en las ecuaciones de la mecánica. El esfuerzo cortante en el concreto para cualquier ubicación está dado por:

$$v = \frac{V_{net} Q}{I_{cb}} \quad (5.5)$$

donde

V_{net} - fuerza cortante neta en la sección transversal de-

bida a las cargas aplicadas y al presfuerzo.

Q - momento estático alrededor del centroide de la sección de la parte de la sección transversal que se encuentra hacia afuera del plano de corte considerado.

Ic - momento de inercia de la sección transversal.

b - ancho de la sección transversal a la altura del plano considerado.

El esfuerzo de flexión en el concreto se puede hallar mediante la ecuación

$$f = - \frac{P}{Ac} - \frac{Pe_y}{Ic} + \frac{My}{Ic} \quad (5.6)$$

donde

P - fuerza de presfuerzo

e - excentricidad de la fuerza de presfuerzo, positiva hacia abajo.

y - distancia desde el eje centroidal de la sección al punto considerado, positiva hacia abajo.

Ac - area de la sección transversal de concreto.

M - momento debido a las cargas aplicadas.

La influencia benéfica del presfuerzo en la reducción de la tensión diagonal en las trabes de concreto resulta evidente de la consideración de dos trabes de concreto, una con varillas de refuerzo no presforzadas como en la figura 5.10a, y otra presforzada, como en la figura 5.10e.

Un elemento pequeño "a" ubicado en el eje neutro de la trabe de concreto reforzado estará sujeto a esfuerzos cortantes positivos y actuando en sus caras verticales y cortantes negativos de la misma magnitud en las caras horizontales, tal como se muestra en la figura 5.10b. Haciendo uso del círculo de Mohr para hallar -- los esfuerzos principales, (figura 5.10c) se halla que la tensión principal f_1 es igual en valor absoluto a la intensidad del es--- fuerzo cortante, y actúa formando un ángulo de 45 grados con el - eje de la viga, tal como se muestra en la figura 5.10d. En la di rección perpendicular actúa una compresión principal igual. Si - ocurriera algún agrietamiento, éste sería inclinado a 45 grados - con el eje del miembro, tal como se muestra de manera idealizada en la figura 5.10a.

El elemento correspondiente "b" en la trabe presforzada de la fi- gura 5.10e está sujeto a idénticos esfuerzos cortantes v , (figura 5.10f) y adicionalmente se encuentra sujeto a esfuerzos horizonta les de compresión f . La construcción del círculo de Mohr de la - figura 5.10g indica que la tensión principal f_1 se ha reducido a un valor mucho más bajo que aquel correspondiente a la viga refor zada, formando un ángulo mayor con el eje horizontal de la viga, tal como se ve en la figura 5.10h. En consecuencia, la grieta de bida a la tensión diagonal de la figura 5.10e es mucho más tendi- da que anteriormente. Si el refuerzo por cortante consiste de es tribos verticales, la grieta diagonal será cruzada por un mayor - número de dichos estribos en la viga presforzada que lo que ocu--

rrirá en la viga sin presforzar, incrementándose la eficiencia de los estribos en la transmisión del cortante a través de la grieta.

También puede verse de las construcciones de los esfuerzos principales de las figuras 5.10c y 5.10g, que el esfuerzo de tensión -- diagonal no puede eliminarse por completo, independientemente de cual sea el valor de la compresión longitudinal, a menos que al mismo tiempo se aplique una precompresión vertical.

Adicionalmente a los efectos que se acaban de describir, el presfuerzo por lo general introduce una fuerza cortante negativa, actuando en sentido contrario al cortante inducido por las cargas, como resultado de la inclinación del tendón, tal como se muestra en la figura 5.11. Consecuentemente, los esfuerzos cortantes en la trabe sin agrietar son aquellos correspondientes a

$$V_{net} = V_{cargas} - V_p$$

donde

V_p - Cortante invertido proveniente de los tendones.

Para trabes con secciones rectangulares, la variación del esfuerzo cortante dado por la ecuación 5.5, es parabólica, siendo cero el valor de v en las caras superior e inferior y alcanzando un -- máximo en el punto medio de la profundidad. Para trabes de sección I, tal como la mostrada en la figura 5.12a, comúnmente usada en miembros presforzados, los esfuerzos cortantes aumentan bruscamente en la transición del patín al alma, debido a la reducción -- del ancho b de la sección. La distribución del esfuerzo de la figura 5.12b es típica para trabes I y se caracteriza por tener un

valor casi constante de v en toda la profundidad del alma.

El esfuerzo principal de tensión en una trabe I se puede hallar de los esfuerzos cortantes de la figura 5.12b y los esfuerzos longitudinales de flexión de la figura 5.12c, los cuales generalmente son más o menos como se indican, bajo el nivel de cargas de servicio.

Típicamente, para traves I, la máxima tensión principal no se encontrará en el centroide de la sección, en donde el esfuerzo cortante es máximo, sino que estará cerca de la unión del alma con el patín inferior, en donde el esfuerzo cortante es alto también, pero en donde la compresión longitudinal se reduce por el efecto de las cargas aplicadas.

Además, deberá notarse que la ubicación crítica para la tensión diagonal no es generalmente cercana a los apoyos, aún cuando el cortante exterior neto tiene un valor más alto aquí, debido a que la compresión longitudinal del presfuerzo es apenas reducida desde su valor total mediante los pequeños momentos exteriores actuales. Es típica una distribución de esfuerzos por flexión tal como la mostrada por la línea discontinua de la figura 5.12c. La elevada compresión longitudinal reduce el esfuerzo de tensión principal cerca de los apoyos. Además los esfuerzos de compresión verticales debidos a las reacciones de la trabe eliminan la posibilidad de agrietamiento diagonal en las cercanías de los apoyos.

Por lo tanto, en traves I presforzadas, simplemente apoyadas y --

con carga uniformemente repartida, el agrietamiento por tensión diagonal tiende a ocurrir alrededor de los puntos cuartos del claro, en donde el cortante neto es relativamente grande, y cerca de la unión alma-patín inferior, en donde los esfuerzos normales de compresión son bajos y los esfuerzos cortantes son altos. Una grieta por tensión diagonal tendría la apariencia, en forma idealizada, de la mostrada en la figura 5.12d, lo cual se ha confirmado en numerosas pruebas.

El estudio de la tensión diagonal en traveses sin agrietar es importante en la predicción de la solicitación bajo la cual se formará una grieta diagonal así como la ubicación y orientación de ésta. No es seguro tomar como base un esfuerzo permisible a la tensión para el concreto bajo cargas de servicio para el diseño, debido a que incrementos relativamente pequeños de carga sobre el nivel de cargas de servicio producirán incrementos desproporcionados en los esfuerzos de tensión diagonal.

Considérese el esfuerzo de tensión principal en el punto "a" de la parte inferior del alma de la trabe I mostrada en la figura 5.13a. Bajo cargas de servicio, la distribución de esfuerzos cortantes y la distribución de esfuerzos por flexión se muestran por las líneas llenas de las figuras 5.13b y 5.13c, respectivamente, con valores de v y f en los puntos de interés. El esfuerzo de tensión principal f_1 de la figura 5.13d se puede obtener ya sea en forma gráfica o en forma analítica.

Supóngase ahora que las cargas se incrementan en un 20 % produciendo

do los esfuerzos de corte incrementados y los esfuerzos por flexión que se muestran con líneas discontinuas en las figuras 5.13b y 5.13c, respectivamente. De la construcción modificada de los esfuerzos principales mostrada por la línea discontinua de la figura 5.13d, resulta evidente que la reducción a cero de la compresión por flexión en el punto "a" (lo cual se logra con un modesto incremento de las cargas aplicadas) junto con un 20 % de incremento en el esfuerzo cortante, es suficiente para producir un gran incremento en la tensión principal.

Además el esfuerzo cortante se calcula para el cortante neto, dado por la ecuación 5.7. A medida en que se incrementan las cargas, el cortante externo V_{cargas} se incrementa en proporción directa. Sin embargo V_p , el cortante invertido proveniente de los tendones inclinados, permanece casi constante, como se puede ver en los análisis hechos a flexión en el apartado 5.1.1. Así, un pequeño porcentaje de aumento en las solicitaciones fácilmente puede duplicar el cortante neto.

Gran cantidad de pruebas han demostrado que pueden ocurrir dos tipos de grietas diagonales en trabes resforzadas: grietas por flexión-cortante y grietas por cortante, los cuales se ilustran en las figuras 5.14a y 5.14b, respectivamente.

Las grietas por flexión-cortante se presentan después de que han ocurrido las grietas por flexión. Las grietas por flexión se extienden mas o menos verticalmente dentro de la trabe desde la cara de tensión. Cuando se desarrolla una combinación crítica de

esfuerzos de flexión y de corte en la cabeza de una grieta por -- flexión, la grieta se propaga en una dirección inclinada, a menudo algo tentada, tal como se indica en la figura 5.14a. Si no se proporciona refuerzo en el alma, tal grieta puede producir lo que se conoce como una falla por compresión-cortante, en la cual el área de compresión del concreto cerca de la parte superior de la trabe, reducida por la grieta diagonal, es insuficiente para resistir las fuerzas provenientes de la flexión.

La grieta por cortante en el alma puede ocurrir tal como se muestra en la figura 5.14b, especialmente cerca de los apoyos de vigas altamente presforzadas con almas relativamente delgadas. Este tipo de grietas se inicia en el alma, sin previo agrietamiento por flexión, cuando la tensión principal en el concreto iguala a la resistencia de tensión del material. Este tipo de peligro en el alma conduce a la súbita formación de una gran grieta inclinada, y si no se encuentra refuerzo en el alma, conducirá a la falla de la viga según uno de los modos siguientes:

- Separación del patín en tensión del alma, a medida que la grieta inclinada se extiende horizontalmente hacia los apoyos.
- Aplastamiento del alma debido a la elevada compresión que actúa paralelamente a la grieta diagonal, a medida que la trabe se transforma en un arco atirantado equivalente.
- Agrietamiento por tensión inclinado secundario cerca de los apoyos, el cual separa el patín en compresión del alma.

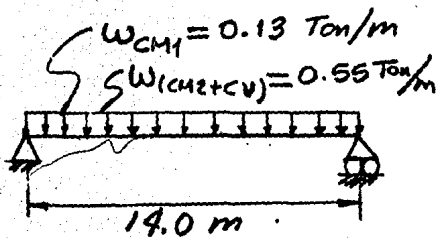
Las fallas por cortante en el alma son más violentas que las fallas por flexión-cortante.

Para el caso de las grietas por flexión-cortante, las pruebas muestran que la inclinación crítica de la grieta tiene una proyección horizontal por lo menos igual al peralte efectivo "d" de la trabe. Por lo tanto, hay una grieta por flexión a una distancia "d" medida en la dirección en que decrecen los momentos, desde la sección considerada, relacionada con la grieta inclinada que causa la falla. Adicionalmente, las pruebas indican que la formación de una segunda grieta por flexión, generalmente a más o menos $d/2$ de la sección dada, es el hecho que marca el colapso real.

La figura 5.15 muestra una representación idealizada de grietas por flexión-cortante en la región de esfuerzos combinados de una trabe. La grieta por flexión en la sección A inicia una grieta inclinada que tiene una proyección horizontal d, y termina en la sección considerada C. Una segunda grieta por flexión en la sección B es crítica en la precipitación de la falla.

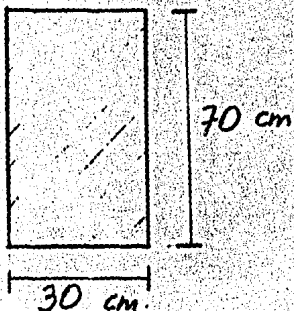
Ejemplo.

Diseñar la siguiente trabe postensada, con presfuerzo total, considerando que antes de la aplicación del presfuerzo se le aplica una carga permanente, adicional al peso propio, de 0.13 Toneladas por metro. Se hará uso de la grafica esfuerzo-deformación del acero que se presenta en la figura 5.4. Los cables se presforzarán al 79 % del esfuerzo de fluencia y se considerará que antes de la transferencia no ocurrirán pérdidas, mismas que después de aquella sumarán un 20 % del presfuerzo inicial.



$$\begin{aligned}
 f'c &= 400 \text{ kg/cm}^2 \\
 f'ci &= (0.8) (400) = 320 \text{ kg/cm}^2 \\
 fc &= 0.45 f'c = 180 \text{ kg/cm}^2 \\
 fci &= 0.6 f'ci = 192 \text{ kg/cm}^2 \\
 fti &= ft = 0 \\
 E &= 10,000 \sqrt{f'c} = 200,000 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

Se propone una sección de 30 x 70 cm.:



$$\begin{aligned}
 A &= 2,100 \text{ cm}^2 \\
 S &= 24,500 \text{ cm}^3 \\
 I &= 857,500 \text{ cm}^4
 \end{aligned}$$

Convención de signos:

- + compresión
- tensión

$$W_{nn} = (0.3)(0.7)(0.2) = 0.462 \text{ Ton/m} \rightarrow M1 = 11.7 \text{ Ton/m.}$$

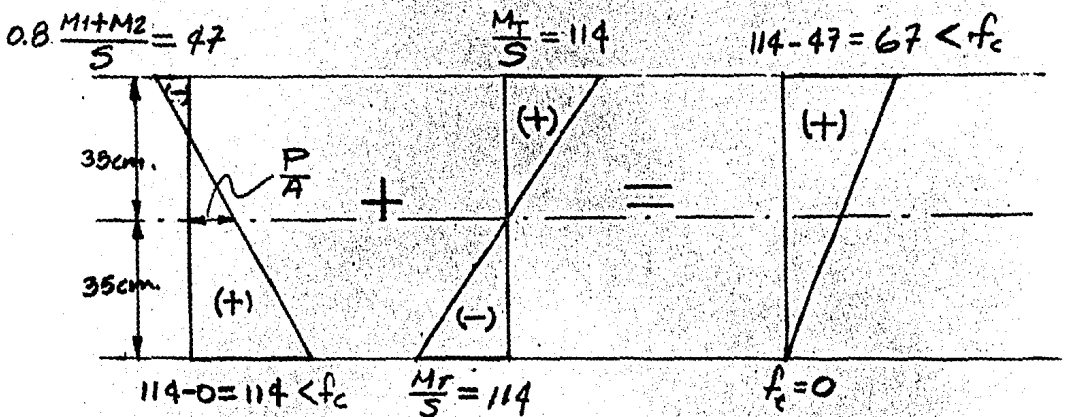
$$W_{c.M1} = 0.13 \text{ Ton/m} \rightarrow M2 = 3.2 \text{ Ton/m.}$$

$$W_{(CM2 + CV)} = 0.55 \text{ Ton/m} \rightarrow M3 = 13.5 \text{ Ton/m.}$$

$$M2 = 28.0 \text{ Ton/m.}$$

$$\frac{M1 + M2}{S} = \frac{(11.3 + 3.2) \times 10^5}{24,500} = \pm 59 \text{ kg/cm}^2 ; (0.8)(59) = 47$$

$$\frac{M3}{S} = \frac{28.0 \times 10^5}{24,500} = \pm 114 \text{ kg/cm}^2$$



$$\frac{P}{A} + 47 = \frac{114 + 47}{70}$$

$$\frac{P}{A} = \frac{35}{70} (114 + 47) - 47 = 33.5$$

$$P = (33.5)(2,100) = 70,350 \text{ kg.}$$

$$(0.79)(0.8) f_y = (0.79)(0.8)(16,115) \text{ kg/cm}^2 = 10,185 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_s = \frac{70,350}{10,185} = 6.91 \text{ cm}^2 \doteq 7.0 \text{ cm}^2$$

Usaremos $A_s = 7.0 \text{ cm}^2$

$$P_e = (0.8)(0.79) A_s f_y = (0.8)(0.79)(7.0)(16,115)$$

$$P_e = 71,290 \text{ kg.}$$

$$\frac{P_e e}{S} + \frac{P_e}{A} = 114$$

$$e = \frac{S}{P_e} \left(114 - \frac{P_e}{A} \right) = \frac{24,500}{71,290} \left(114 - \frac{71,290}{2,100} \right) = 27.5 \text{ cm.}$$

Usaremos $e = 28.0 \text{ cm.}$

Verificación de esfuerzos al centro del claro:

1) Al tensar

$$P_i = \frac{P_e}{0.8} = \frac{71,290}{0.8} = 89,110 \text{ kg.}$$

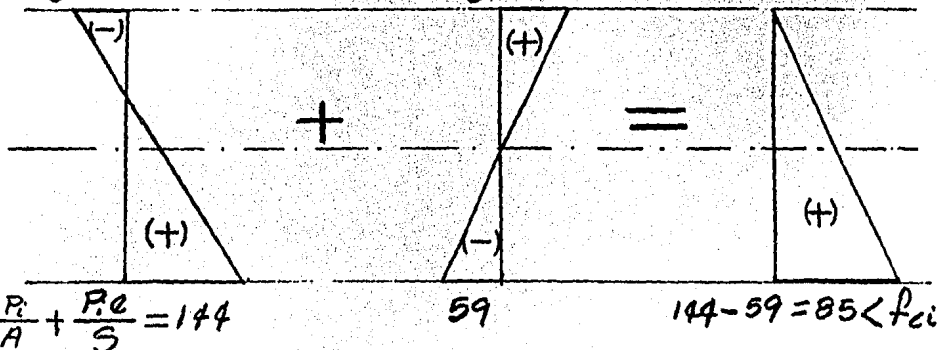
$$\frac{P_i}{A} = \frac{89,110}{2,100} = 42.4 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{P_i e}{S} = \frac{(89,110)(28)}{24,500} = 101.8 \text{ kg/cm}^2$$

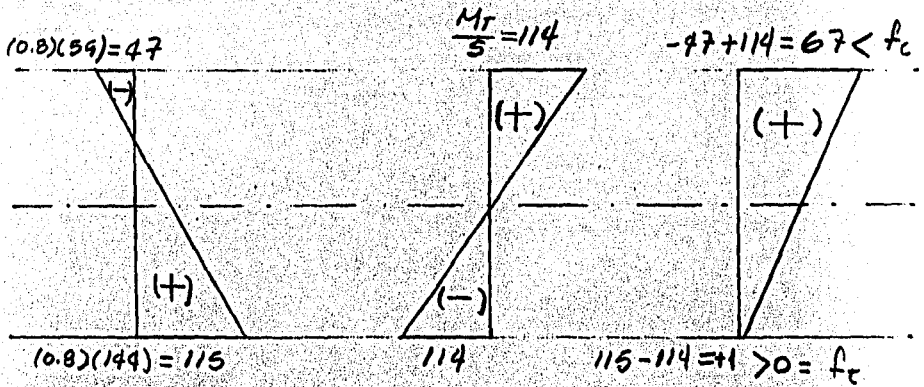
$$\frac{P}{A} - \frac{P e}{S} = -59$$

$$\frac{M_1 + M_2}{S} = 59$$

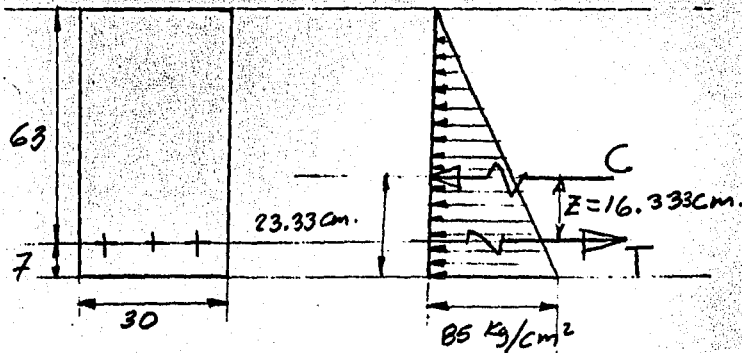
$$59 - 59 = 0 = f_{ci}$$



2) En Servicio



Cálculo del Momento y curvatura a la transferencia (M_{tr} , ϕ_{tr})



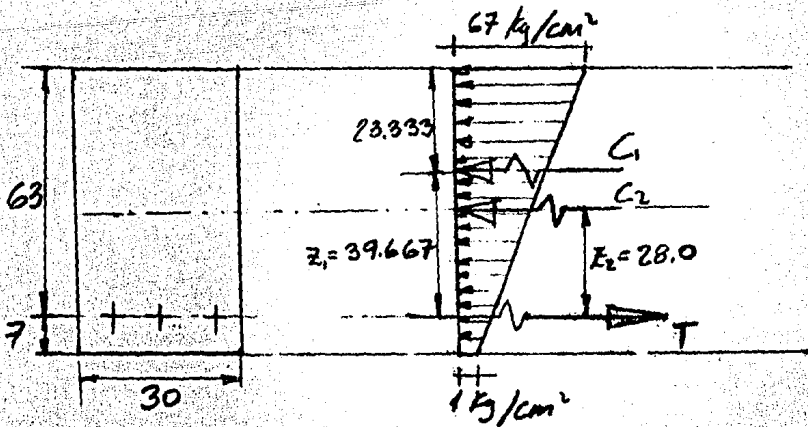
$$T = C = \frac{1}{2} (85) (7) (30) = 89.25 \text{ Ton.}$$

$$M_{tr} = zT = (16.333) (89.25) \frac{1}{100} = 14.6 \text{ Ton-m.} = M_{tr}$$

$$\phi_{tr} = \frac{M_{tr} - P_i e}{EI} = \frac{14.6 \times 10^5 - (89,110) (28)}{(200,000) (857,500)}$$

$$\phi_{tr} = -6.0 \times 10^{-6} \text{ cm.}^{-1}$$

Cálculo del Momento y Curvatura en Servicio (M_{serv} , ϕ_{serv})



$$C1 = \frac{1}{2} (67 - 1) (70) (30) = 69.3 \text{ Ton.} = C1$$

$$C2 = (1) (70) (30) = 2.1 \text{ Ton.} = C2$$

$$T = C1 + C2 = 69.3 + 2.1 = 71.4 \text{ Ton.} = T$$

$$M_{serv} = z1C1 + z2C2 = \left[(39.667) (69.3) + (28.0) (2.1) \right] \frac{1}{100}$$

$$M_{serv} = 28.1 \text{ Ton-m}$$

$$\phi_{serv.} = \frac{M_{serv} - P_e e}{EI} = \frac{28.1 \times 10^5 - (71.4)(28) \text{ kg-cm.}}{(200,000) (857,500) \frac{\text{kg-cm}^2}{\text{cm}^2}}$$

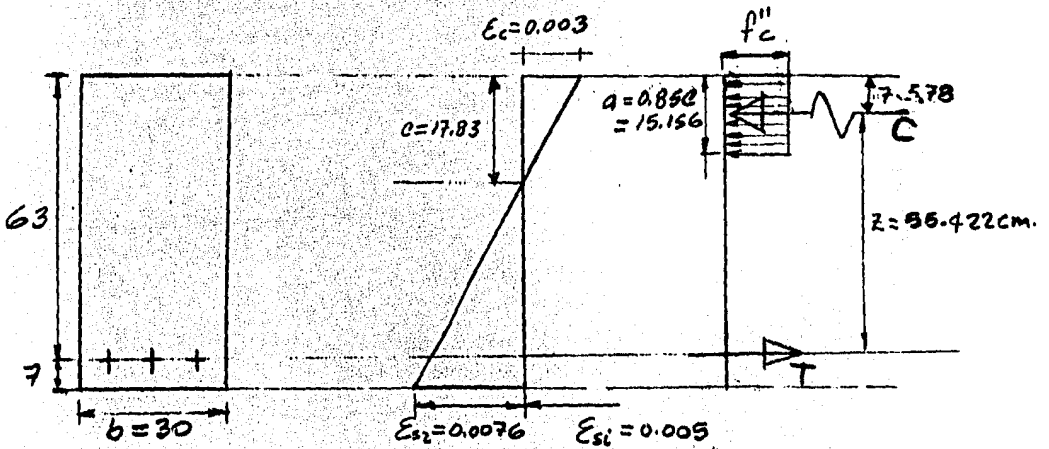
$$\phi_{serv} = 4.7 \times 10^{-6} \text{ cm}^{-1}$$

Cálculo de Momento y Curvatura Última (M_u , ϕ_u)

$$\beta_1 = \left(1.05 - \frac{f_c^*}{1250} \right) = \left(1.05 - \frac{320}{1250} \right) = 0.794$$

$$f_c'' = \beta_1 f_c^* = (0.794) (320) = 254 \text{ kg/cm}^2 = f_c''$$

$$\text{Determinamos } \epsilon_{s2} = 0.0076$$



$$f_{si} = \frac{P_e}{A_{cp}} = \frac{71,290 \text{ kg}}{7.0 \text{ cm}^2} = 10,184 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \epsilon_{si} = 0.005$$

$$\epsilon_s = \epsilon_{s2} + \epsilon_{si} = 0.0126 \rightarrow f_s = 16,500$$

$$T = A_s f_s = (7.0) (16,500) = 115,500 \text{ kg.} = T$$

$$\frac{c}{0.003} = \frac{63}{0.0076 + 0.003} \rightarrow c = \frac{(63)(0.003)}{0.0106} = 17.830 \text{ cm.} = c$$

$$C = 0.85 a f''_c b = (0.85) (17.83) (254) (30) = 115,480 \text{ kg.} = C$$

$$C \approx T \quad \checkmark \quad 0.4$$

$$M_u = ZT = (55.422) (115.5) \frac{1}{100} = 64.0 \text{ Ton-m} = M_u$$

$$\phi_u = \frac{0.003}{c} = \frac{0.003}{17.83 \text{ cm}} \rightarrow \phi_u = 0.000168 \text{ cm}^{-1}$$

Estos tres puntos del diagrama Momento-Curvatura se graficaron en la figura 5.7, dado que ambas secciones, la de este ejemplo y

la de la procesada con CP1, son iguales.

Esto nos permitirá hacer comparaciones entre el comportamiento a flexión y el diseño respectivo de una viga de concreto presforzado.

VI. CONCLUSIONES

Hasta el inicio del agrietamiento la sección conserva una rigidez constante, que es prácticamente igual para las distintas áreas de acero de presfuerzo analizadas, andando alrededor de 27,000 ton-m².

Si tomamos en cuenta que el momento de inercia de la sección es de 857,500 cm⁴, obtendríamos un módulo de elasticidad del orden de

$$E = \frac{\Delta M / \Delta \theta}{I} = \frac{27 \times 10^{10} \text{ Kg-cm}^2}{857,500 \text{ cm}^4} = 314,800 \text{ Kg/cm}^2$$

que es un 57 % mayor al considerado en el ejemplo de flexión del capítulo 5. $E = 200,000 \text{ Kg/cm}^2$, para efecto del cálculo de la curvatura a la transferencia y en servicio.

Fue precisamente esa diferencia en el valor del módulo de elasti

cidad usado en el ejemplo, lo que produjo que el punto momento-curvatura de servicio se apartara de la gráfica.

El que el punto momento-curvatura a la transferencia se apartara de la gráfica se debió, además de la diferencia en los módulos de elasticidad, a las hipótesis que se usaron para el cálculo en ambos casos: Para el cálculo de la gráfica se supuso que todas las pérdidas ya habían ocurrido, es decir, se empleó el valor -- del presfuerzo efectivo, en tanto que para el cálculo en el problema del capítulo V se empleó el presfuerzo inicial, es decir, se supuso que habría pérdidas de presfuerzo después de efectuada la transferencia.

Por otro lado, en las gráficas momento-curvatura de las secciones analizadas con CPI se aprecia que la relación lineal entre el momento y la curvatura se pierde suavemente al iniciarse el agrietamiento, de tal suerte que si suponemos que dicha relación lineal se conserva un poco más allá de iniciado el agrietamiento, los resultados obtenidos de análisis haciendo uso de esa hipótesis andarían bastante aproximados.

BIBLIOGRAFIA

1. J. R. Libby "Modern prestressed concrete. Design principles and construction methods". Van Nostrand Reinhold Company. 1977.
2. A. H. Nilson "Diseno de estructuras de concreto presforzado". Limusa. 1982.
3. "Diseno y construcción de estructuras de concreto. Normas técnicas complementarias del reglamento de construcciones para el distrito federal". Instituto de Ingeniería, Informe No. 401. 1977.
4. N. Khachaturian, G. Gurfinkel "Concreto presforzado". Diana. 1981.

5. T. Y. Lin "Diseno de estructuras de concreto presforzado". CECSA. 1982.
6. R. Park, T. Paulay "Estructuras de concreto reforzado". LIMUSA. 1979.

0000000000

 UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
 FACULTAD DE INGENIERIA

NOMBRE DEL PROGRAMA: CP1

```

COMMON B1,H1,REC,D1,FBPC,ASP,ES1,Z0,E0,ECHMAX,ES2,ESP,T,CURV,
100,EX,CC,H(2,10),NF
DATA IAL/5/,IAE/6/
NF=10
CALL LECGEN (ESPU,NC)
CALL IMPGEN
CALL ZCONC (Z0,FBPC,E0)
DO 45 J=1,NC
IF((J.EQ.1).OR.(J.EQ.27).OR.(J.EQ.53)) WRITE(IAE,800)
CALL LECPAR (ES2,ESP,ES1)
EX=1.0
IF (ES2) 10,20,30
10 CALL ES2NEG (E1,C,ESPU)
IF (EX.EQ.0.0) GO TO 45
ES2=-ES2
GO TO 40
20 CALL ES2CERO (E1,EX)
GO TO 40
30 CALL TACERO (T,ESP,ESPU,EX,NP,H,ASP)
IF (EX.EQ.0.0) GO TO 45
CALL C2500 (E1,C)
40 IF (EX.EQ.0.0) GO TO 45
CALL IMPRES (E1,ZETA,C,J)
45 CONTINUE
CALL EXIT
800 FORMAT(1H1///6X,'ES2',11X,'E1',13X,'C',13X,'T',11X,
1'ZETA',11X,'MOM',10X,'CURV',/)
END
SUBROUTINE CC01 (E1A,CCE2,CCE1A,EN,C)
COMMON B1,H1,REC,D1,FBPC,ASP,ES1,Z0,E0,ECHMAX,ES2,ESP,T,CURV,
100,EX,CC,H(2,10),NF
CCQ(CQ,EQ)=E1*FBPC*CQ*EQ/E0*(1.0-EQ/E0/3.)
EXQ(CQ,EQ)=CQ*(1.0-EQ/E0/4.0)/(3.0-EQ/E0)
C01=CCE2
EA=ES2
C02=CCE1A
EB=E1A
DO 44 I=1,100
EN=(T-C01)*(EB-EA)/(C02-C01)+EA
E2=ES2-REC*(EN-ES2)/D1
CN1=EN*D1/(EN-ES2)
CN2=CN1-H1
CC1=CCQ(CN1,EN)
CC2=CCQ(CN2,E2)
CC=CC1-CC2
QA=T-CC
QAA=ABS(QA)
IF (QAA-0.1) 600,1200,1200
1200 IF (QA) 700,700,800
700 EB=EN
GO TO 44
800 EA=EN

```



```

44 CONTINUE
500 C1=EXQ(CN1,EN)
      C2=EXQ(CN2,E2)+H1
      EX=(CC1*EX1-CC2*EX2)/CC
      EN=EN/EN1
      RG=1.0
      C=H1
      RETURN
      END
      SUBROUTINE CC02(CCOE,CCE2,EN,C)
      COMMON B1,H1,REC,D1,FBPC,ASP,ES1,Z0,E0,ECMAX,ES2,ESP,T,CURV,
100 EX,CC,H(2,10),NF
      CQ(CQ,EN)=B1*FBPC*CQ*EN/E0*(1.0-EN/E0/3.0)
      EX(CQ,EN)=CQ*(1.0-EN/E0/4.0)/(3.0-EN/E0)
      C01=CCOE
      EA=0
      C02=CCE2
      EN=ES2
      DO 44 I=1,100
      EN=(T-C01)*(EN-EA)/(C02-C01)+EA
      E2=REC*(ES2-EN)/D1+ES2
      CN1=D1*EN/(ES2-EN)
      CN2=CN1-H1
      CQ1=CQ(CN1,E2)
      CC=CQ(CN2,EN)
      CC=CC1-CC2
      QA=T-CC
      QAA=ABS(QA)
      IF (QAA-0.1) 600,1200,1200
100 IF (QA) 700,700,800
      EN=EN
      GO TO 44
      EN=EN
14 CONTINUE
500 EX1=EXQ(CN1,E2)
      EX2=EXQ(CN2,EN)+H1
      EX0=(CC1*EX1-CC2*EX2)/CC
      EX=H1-EX0
      CURV=-E2/CN1
      C=H1
      RG=1.0
      RETURN
      END
      SUBROUTINE CC03(CCE1A,CCE0,EN,E1A,CN)
      COMMON B1,H1,REC,D1,FBPC,ASP,ES1,Z0,E0,ECMAX,ES2,ESP,T,CURV,
100 EX,CC,H(2,10),NF
      C01=CCE1A
      C02=CCE0
      EA=E1A
      EN=E0
      DO 44 I=1,100
      EN=(T-C01)*(EN-EA)/(C02-C01)+EA
      CN=D1*EN/(EN-ES2)
      CCE0=EN/E0
      CC=B1*FBPC*CN*CCE0*(1.0-ECE0/3.0)
      QA=T-CC
      QAA=ABS(QA)
      IF (QAA-0.1) 600,1200,1200
1200 IF (QA) 700,700,800
      EN=EN
      GO TO 44
      EN=EN
      44 CONTINUE

```

```

600 EX=CN*(1.0-ECE0/4.0)/(3.0-ECE0)
CURV=EN/CN
QG=1.0
RETURN
END
SUBROUTINE ES2NEG (E1,C,ESPU)
COMMON R1,H1,REC,D1,FBPC,ASP,ES1,Z0,E0,E2MAX,ES2,ESP,T,CURV,
1 QG,EX,CC,H(2,10),NF
DATA IAL/5/,IAE/6/
CCQ(CR,EQ)=B1*FBPC*CR*EQ/E0*(1.0-EQ/E0/3.0)
ES2=-ES2
CALL TACERO (T,ESP,ESPU,EX,NP,H,ASP)
QG=0.0
E2MAX=H1*ES2/D1
CCOE=CCQ(H1,E2MAX)
IF (T,LT,CCOE) CALL SAL1(T,CCOE,QG,EX,ES2)
IF (QG,EQ,1.0) RETURN
CCES2=B1*H1*FBPC*(2*ES2/E0-ES2*ES2/E0/E0)
IF (T,LT,CCES2) CALL CC02(CCOE,CCES2,E1,C)
IF (QG,EQ,1.0) RETURN
E1A=H1*ES2/REC
CCE1A=CCQ(H1,E1A)
IF (T,LT,CCE1A) CALL CC01(E1A,CCES2,CCE1A,E1,C)
IF (QG,EQ,1.0) RETURN
IF (E1A,GE,E0) CALL SAL2 (E1A,E0,QG,EX,ES2)
IF (QG,EQ,1.0) RETURN
CEO=D1*E0/(E0-ES2)
CCE0=CCQ(CEO,E0)
IF (T,LE,CCE0) CALL CC03(CCE1A,CCE0,E1,E1A,C)
IF (QG,EQ,1.0) RETURN
WRITE (IAE,900)T,CCE0,ES2
EX=0.0
RETURN
900 FORMAT(/X,G13.6,6X,'PARA EQUILIBRAR T ,E1>E0 Y AUN NO ESTA
1,'PREVISTO ESE CALCULO')
END
C SUBROUTINE ZCONC (Z0,FBPC,E0)
CALCULO DE Z (GRAFICA ESF-DEF DEL CONCRETO)
FQ=FBPC*2.54*2.54/0.454
ES0U=(3.0+E0*FQ)/(FQ-1000)
Z0=0.5/(ES0U-E0)
RETURN
END
C SUBROUTINE TACERO (T,ESP,ESPU,EX,NP,H,ASP)
CALCULO DE T
DIMENSION H(2,NP)
DATA IAL/5/,IAE/6/
IF (ESP,LE,ESPU) GO TO 2040
WRITE (IAE,900)ESP,ESPU
EX=0.0
RETURN
2040 DO 2060 I=1,NP
IF (ESP,LE,H(1,I)) GO TO 2070
2060 CONTINUE
2070 IF (ESP,LT,H(1,I)) GO TO 2100
FSP=H(2,I)
T=ASP*FSP
RETURN
2100 IME=I-1
ELS=(H(2,I)-H(2,IME))/(H(1,I)-H(1,IME))
FSP=ELS*(ESP-H(1,IME))+H(2,IME)
T=ASP*FSP
RETURN

```

```

000 FORMAT(/X,'LA DEFORMACION EN EL ACERO ESP=' ,G12.4,' ES MAYOR',
1' QUE LA DEFORMACION DE RUPTURA ESPU=' ,G12.4)
END
SUBROUTINE LECGEN (ESPU,NC)
LECTURA DE DATOS GENERALES
C
C UNIDADES : KG , CM
COMMON B1,H1,REC,D1,FBPC,ASP,ES1,ZO,E0,ECMAX,ES2,ESP,T,CURV,
1QG,EX,CC,H(2,10),NF
DATA IAL/5/,IAE/6/
READ(IAL,500)B1,H1,REC,ES1,ASP
I1=H1-REC
READ(IAL,500)FBPC,E0,ECMAX
C
C NF=NO. DE POS. DE LA GRAFICA ESF-DEF DEL ACERO
C NC=NO. DE CORRIDAS A HACER (NO. DE DISTINTOS ES2 QUE SE VAN A LEER)
READ(IAL,501)NC
LECTURA DE DEF. UNITARIAS
READ(IAL,500)(H(1,I),I=1,NP)
C
C LECTURA DE ESFUERZOS
READ(IAL,500)(H(2,I),I=1,NP)
ESPU=H(1,NP)
RETURN
500 FORMAT(7F10.4)
501 FORMAT(2I10)
END
SUBROUTINE LECPAR (ES2,ESP,ES1)
LECTURA DE DATOS PARTICULARES
DATA IAL/5/,IAE/6/
READ(IAL,500)ES2
ESP=ES1+ES2
RETURN
500 FORMAT(F10.4)
END
SUBROUTINE IMPGEN
IMPRESION DE DATOS GENERALES
COMMON B1,H1,REC,D1,FBPC,ASP,ES1,ZO,E0,ECMAX,ES2,ESP,T,CURV,
1QG,EX,CC,H(2,10),NF
DATA IAL/5/,IAE/6/
WRITE(IAE,810)
WRITE(IAE,800)B1
WRITE(IAE,801)H1
WRITE(IAE,802)REC
WRITE(IAE,803)ES1
WRITE(IAE,804)ASP
WRITE(IAE,805)FBPC
WRITE(IAE,806)E0
WRITE(IAE,807)ECMAX
WRITE(IAE,808)
DO 6 I=1,NP
4 WRITE(IAE,809)H(1,I),H(2,I)
RETURN
800 FORMAT(////41X,'B=' ,G12.4,' CM//)
801 FORMAT(41X,'H=' ,G12.4,' CM//)
802 FORMAT(39X,'REC=' ,G12.4,' CM//)
803 FORMAT(39X,'ES1=' ,G12.6//)
804 FORMAT(39X,'ASP=' ,G12.4,' CM2//)
805 FORMAT(38X,'FBPC=' ,G12.4,' KG/CM2//)
806 FORMAT(40X,'E0=' ,G12.6//)
807 FORMAT(37X,'ECMAX=' ,G12.6//)
808 FORMAT(/41X,'ES',14X,'FS//)
809 FORMAT(36X,G12.6,4X,G12.6//)
810 FORMAT(////28X,'UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO'
1//37X,'FACULTAD DE INGENIERIA')
END

```

```

SUBROUTINE IMPRES (E1,ZETA,C,J)
IMPRESION DE RESULTADOS
COMMON B1,H1,REC,D1,FBPC,ASP,ES1,Z0,E0,ECHMAX,ES2,ESP,T,CURV,
1QG,EX,CC,H(2,10),NF
DATA IAL/5/,IAE/6/
E1=-E1
ZETA=D1-EX
QMOM=T*ZETA
C IF (J.EQ.1).OR.(J.EQ.29)WRITE(IAE,800)
WRITE(IAE,801)ES2,E1,C,T,ZETA,QMOM,CURV
RETURN
800 FORMAT(1H1////6X,'ES2',11X,'E1',13X,'C',13X,'T',
111X,'ZETA',11X,'QMOM',10X,'CURV',/)
801 FORMAT(/,7(X,G13.6))
END
SUBROUTINE SAL1 (T,CCOE,QG,EX,ES2)
DATA IAL/5/,IAE/6/
QG=1.0
EX=0.0
ES2=-ES2
WRITE(IAE,900)ES2
RETURN
900 FORMAT(/X,G13.6,3X,'PARA EQUILIBRAR T , E1<0.0 Y AUN '
1'NO ESTA PREVISTO ESTE CALCULO')
END
SUBROUTINE SAL2 (E1A,E0,QG,EX,ES2)
DATA IAL/5/,IAE/6/
QG=1.0
EX=0.0
ES2=-ES2
WRITE(IAE,900)ES2
RETURN
900 FORMAT(/X,G13.6,2X,'PARA ES2<E1<=E1A , SE TIENE QUE E1A>E0 , '
1'Y AUN NO ESTA PREVISTO ESTE CALCULO')
END
SUBROUTINE C2500 (E1,C)
CALCULO DE CC PARA E1=E0
COMMON B1,H1,REC,D1,FBPC,ASP,ES1,Z0,E0,ECHMAX,ES2,ESP,T,CURV,
1QG,EX,CC,H(2,10),NF
C=E0*D1/(E0+ES2)
CC=2.0*B1*FBPC*C/3.0
CCQ=CC
IF (T.LE.CCQ) CALL C3000 (E1,C)
IF (T.GT.CCQ) CALL C3500 (E1,C)
RETURN
END
SUBROUTINE C2700 (C3,E1,G1,G2,CC1,CC2,CC3)
CALCULO DE CC1 , CC2 Y CC3
COMMON B1,H1,REC,D1,FBPC,ASP,ES1,Z0,E0,ECHMAX,ES2,ESP,T,CURV,
1QG,EX,CC,H(2,10)
E1=ES2*CC3/(D1-C3)
G1=E0*C3/E1
G2=C3-G1
FE1=FBPC*(1-Z0*(E1-E0))
CC1=B1*FBPC*G1*2.0/3.0
CC2=B1*FBPC*G2/2.0
CC3=B1*FE1*G2/2.0
CC=CC1+CC2+CC3
RETURN
END
SUBROUTINE C3500 (E1,C)
CALCULO DE C Y CC PARA E0<E1<ECHMAX
COMMON B1,H1,REC,D1,FBPC,ASP,ES1,Z0,E0,ECHMAX,ES2,ESP,T,CURV,

```

```

100,EX,CC,H(2,10),NP
DATA IAL/5/,IAE/6/
C01=CC
C1=C
E1=ECCMAX
C2=E1*YD1/(ES2+E1)
CALL C2700 (C2,E1,G1,G2,CC1,CC2,CC3)
C02=CC
CALL C6500 (C2,C02)
IF (T.LE.CC) GO TO 3580
WRITE (IAE,950)ES2
EX=0.0
RETURN
3580 DO 56 I=1,100
C3=(T-C01)*(C2-C1)/(C02-C01)+C1
CALL C2700 (C3,E1,G1,G2,CC1,CC2,CC3)
Q1=CC-T
Q2=ABS(Q1)
IF (Q2.LE.0.1) GO TO 3710
IF (Q1.LT.0.0) GO TO 3680
C2=C3
C02=CC
GO TO 56
3680 C1=C3
C01=CC
56 CONTINUE
3710 EX=((C03+2.0*CC2)*G2/3.0+(3.0*B1/8.0+B2)*CC1)/CC
C=C3
CURV=E1/C
RETURN
950 FORMAT(/X,G13.6,' LA VIGA HA FALLADO POR
1, 'COMPRESION EN EL CONCRETO')
END
SUBROUTINE C3000 (E1,C)
C
CALCULO DE C Y CC PARA E1 < E0
COMMON B1,H1,REC,D1,FBPC,ASP,ESI,Z0,E0,ECHAX,ES2,ESP,T,CURV,
100,EX,CC,H(2,10),NP
Z8=B1*FBPC*ES2/E0
Z9=ES2/E0/3.0
C1=0.0
C2=C
DO 50 I=1,100
C3=(C1+C2)/2.0
CC=(Z8*C3*C3/(D1-C3))*(1.0-Z9*C3/(D1-C3))
Q1=CC-T
Q2=ABS(Q1)
IF (Q2.LE.0.1) GO TO 3150
IF (Q1.LT.0.0) C1=C3
IF (Q1.GT.0.0) C2=C3
50 CONTINUE
3150 C=C3
E1=ES2*C/(D1-C)
EE=E1/E0
EX=C*(1.0-EE/4.0)/(3.0-EE)
CURV=E1/C
RETURN
END
SUBROUTINE C6500 (C2,C02)
C
CALCULO DE CCHAX, DADO ES2
COMMON B1,H1,REC,D1,FBPC,ASP,ESI,Z0,E0,ECHAX,ES2,ESP,T,CURV,
100,EX,CC,H(2,10),NP
AA=E0/ES2
AB=2.0+2.0*AA/3.0+Z0*E0*(AA+1.0/AA+2.0)

```

```

A7=AA*(2.0/3.0+Z0*E0)+2.0+2.0*Z0*E0
A7AB=A7/AB
AA0=1-A7AB
C=D1-D1*SQRT(AA0)
E1=ES2*C/(D1-C)
IF (E1.GT.ECMAX) RETURN
A0=FBPC*B1/2.0
A1=(2.0+Z0*E0)*(1+AA)
A2=(2.0+Z0*E0)*AA*D1
A3=Z0*ES2*(1+AA)
A4=Z0*E0*D1
DC=D1-C
CC1=2.0*B1*FBPC*E0*DC/3.0/ES2
CC2=A0*(A1*C-A2-A3*C*C/DC+A4*C/DC)
CC=CC1+CC2
C02=CC
C2=C
RETURN
END
SUBROUTINE ES2CERO(E1,EX)
C CALCULO DE CC, PARA ES2=0.0
DATA IAL/5/,IAE/6/
WRITE (IAE,900)
EX=0.0
RETURN
900 FORMAT(/10X,'PARA ES2=0.0 , EL CALCULO AUN NO ESTA PREVISTO')
END

```

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA

B= 30.00 CM
H= 70.00 CM
REC= 7.000 CM
ES1=0.500000E-02
ASP= 3.000 CM2
FBPC= 320.0 KG/CM2
E0=0.200000E-02
ECMAX=0.300000E-02

ES	FS
0.000000E+00	0.000000E+00
0.740000E-02	15060.0
0.780000E-02	15480.0
0.890000E-02	15847.0
0.100000E-01	16115.0
0.119000E-01	16410.0
0.160000E-01	16890.0
0.250000E-01	17593.0
0.350000E-01	18185.0
0.500000E-01	18915.0

ES2	E1	C	T	ZETA	MOM	CURV
-0.800000E-04	-0.194382E-05	70.0000	30038.6	16.9281	508496.	-0.123867E-05
-0.700000E-04	-0.146160E-04	70.0000	30099.6	20.1675	607036.	-0.879111E-06
-0.600000E-04	-0.272071E-04	70.0000	30160.7	23.3719	704912.	-0.520521E-06
-0.500000E-04	-0.398589E-04	70.0000	30221.8	26.5717	803044.	-0.160970E-06
-0.100000E-04	-0.910794E-04	70.0000	30466.0	39.3246	0.119806E+07	0.128697E-05
-0.500000E-05	-0.972382E-04	66.4151	30496.5	40.7705	0.124336E+07	0.146410E-05
0.500000E-05	-0.107675E-03	60.2043	30557.6	42.8402	0.130909E+07	0.178849E-05
0.100000E-04	-0.112262E-03	57.8471	30588.1	43.6257	0.133443E+07	0.194064E-05
0.100000E-03	-0.168736E-03	39.5570	31137.6	49.7190	0.154813E+07	0.426566E-05
0.500000E-03	-0.307408E-03	23.9863	33579.7	54.8966	0.184341E+07	0.128160E-04
0.100000E-02	-0.432436E-03	19.0190	36632.4	56.5372	0.207110E+07	0.227371E-04
0.200000E-02	-0.647665E-03	15.4109	42737.8	57.7076	0.246630E+07	0.420264E-04
0.240000E-02	-0.729591E-03	14.6870	45180.0	57.9349	0.261750E+07	0.496760E-04
0.300000E-02	-0.827510E-03	13.6206	46640.2	58.2782	0.271811E+07	0.607541E-04
0.400000E-02	-0.965234E-03	12.2471	47614.1	58.7220	0.279599E+07	0.788132E-04
0.500000E-02	-0.109095E-02	11.2839	48345.0	59.0297	0.285379E+07	0.966817E-04
0.700000E-02	-0.131774E-02	9.98079	49265.1	59.4390	0.292827E+07	0.132028E-03
0.100000E-01	-0.163006E-02	8.83002	50318.8	59.7822	0.300817E+07	0.184604E-03
0.150000E-01	-0.213157E-02	7.83867	51607.3	60.0216	0.309756E+07	0.271930E-03
0.200000E-01	-0.275272E-02	7.62201	52779.0	59.8460	0.315861E+07	0.361154E-03
0.210000E-01	-0.290512E-02	7.65621	52956.6	59.7609	0.316473E+07	0.379446E-03
0.212000E-01	-0.293744E-02	7.66689	52992.1	59.7411	0.316581E+07	0.383134E-03
0.214000E-01	-0.297047E-02	7.67896	53027.6	59.7204	0.316683E+07	0.386833E-03
0.215000E-01	-0.298726E-02	7.68552	53045.4	59.7096	0.316732E+07	0.388687E-03
0.216000E-01	LA VIGA HA FALLADO POR COMPRESION EN EL CONCRETO					

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA

B= 30.00 CM
H= 70.00 CM
REC= 7.000 CM
ES1=0.500000E-02
ASP= 5.000 CM2
FBPC= 320.0 KG/CM2
E0=0.200000E-02
ECHMAX=0.300000E-02

ES	FS
0.000000E+00	0.000000E+00
0.740000E-02	15060.0
0.780000E-02	15480.0
0.890000E-02	15847.0
0.100000E-01	16115.0
0.119000E-01	16410.0
0.160000E-01	16890.0
0.250000E-01	17593.0
0.350000E-01	18185.0
0.500000E-01	18915.0

ES2	E1	C	T	ZETA	MOM	CURV
-0.130000E-03	-0.50187E-05	70.0000	49555.5	17.6401	874163.	-0.194441E-05
-0.120000E-03	-0.200546E-04	70.0000	49657.3	19.5648	971537.	-0.158644E-05
-0.110000E-03	-0.326673E-04	70.0000	49759.1	21.4868	0.106916E+07	-0.122750E-05
-0.000000E-03	-0.453414E-04	70.0000	49860.8	23.4061	0.116705E+07	-0.867596E-06
-0.500000E-04	-0.109647E-03	70.0000	50369.6	32.9605	0.166020E+07	0.946772E-06
-0.400000E-04	-0.122699E-03	70.0000	50471.4	34.8628	0.175957E+07	0.131268E-05
-0.300000E-04	-0.135815E-03	70.0000	50573.1	36.7622	0.185918E+07	0.167961E-05
-0.200000E-04	-0.148998E-03	70.0000	50674.9	38.6587	0.195903E+07	0.204758E-05
-0.100000E-04	-0.161910E-03	67.1472	50776.6	40.4624	0.205455E+07	0.241127E-05
-0.100000E-04	-0.183383E-03	59.7422	50980.1	42.9290	0.218852E+07	0.306958E-05
-0.100000E-03	-0.250567E-03	45.0291	51895.9	47.8268	0.248201E+07	0.556456E-05
-0.500000E-03	-0.430805E-03	29.1583	55966.2	53.0926	0.297139E+07	0.147747E-04
-0.100000E-02	-0.598822E-03	23.5960	61054.1	54.9167	0.335289E+07	0.253781E-04
-0.200000E-02	-0.895323E-03	19.4815	71229.7	56.2214	0.400464E+07	0.459575E-04
-0.240000E-02	-0.101058E-02	18.6674	75300.0	56.4625	0.425162E+07	0.541362E-04
-0.300000E-02	-0.114838E-02	17.4400	77733.6	56.8427	0.441859E+07	0.658473E-04
-0.400000E-02	-0.134444E-02	15.8482	79356.8	57.3359	0.454999E+07	0.848324E-04
-0.500000E-02	-0.152751E-02	14.7427	80575.0	57.6662	0.464645E+07	0.103611E-03
-0.700000E-02	-0.187080E-02	13.2863	82108.5	58.0696	0.476801E+07	0.140806E-03
-0.100000E-01	-0.242025E-02	12.2764	83864.6	58.1574	0.487735E+07	0.197147E-03
-0.110000E-01	-0.264619E-02	12.2166	84450.0	58.0224	0.490000E+07	0.216606E-03
-0.120000E-01	-0.290091E-02	12.2648	84840.6	57.8143	0.490500E+07	0.236522E-03
-0.122000E-01	-0.295752E-02	12.2925	84918.7	57.7598	0.490488E+07	0.240596E-03
-0.123000E-01	-0.298672E-02	12.3089	84957.7	57.7306	0.490466E+07	0.242646E-03
0.124000E-01	LA VIGA HA FALLADO POR COMPRESION EN EL CONCRETO					

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA

H= 30.00 CM
H= 70.00 CM
REC= 7.000 CM
ES1=0.500000E-02
ASP= 7.000 CM2
FBPC= 320.0 KG/CM2
E0=0.200000E-02
ECMAX=0.300000E-02

ES	FS
0.000000E+00	0.000000E+00
0.740000E-02	15060.0
0.780000E-02	15480.0
0.890000E-02	15847.0
0.100000E-01	16115.0
0.119000E-01	16410.0
0.160000E-01	16890.0
0.250000E-01	17593.0
0.350000E-01	18185.0
0.500000E-01	18915.0

ES2	E1	C	T	ZETA	MOM	CURV
-0.190000E-03	-0.449545E-07	70.0000	68523.0	16.5511	0.113413E+07	-0.301516E-05
-0.180000E-03	-0.128082E-04	70.0000	68665.5	17.9552	0.123290E+07	-0.265384E-05
-0.170000E-03	-0.253813E-04	70.0000	68807.9	19.3295	0.133002E+07	-0.229553E-05
-0.160000E-03	-0.380161E-04	70.0000	68950.4	20.7019	0.142740E+07	-0.193625E-05
-0.150000E-03	-0.507130E-04	70.0000	69092.8	22.0724	0.152504E+07	-0.157598E-05
-0.100000E-03	-0.115123E-03	70.0000	69805.1	28.8933	0.201690E+07	0.240049E-06
-0.500000E-04	-0.181202E-03	70.0000	70517.4	35.6649	0.251500E+07	0.208258E-05
-0.400000E-04	-0.194616E-03	70.0000	70659.9	37.0126	0.261531E+07	0.245423E-05
-0.300000E-04	-0.208099E-03	70.0000	70802.4	38.3582	0.271585E+07	0.282697E-05
-0.200000E-04	-0.221548E-03	69.2516	70944.8	39.6949	0.281614E+07	0.319917E-05
-0.100000E-04	-0.234178E-03	65.8103	71087.2	40.8405	0.290324E+07	0.355839E-05
0.100000E-04	-0.256170E-03	60.6331	71372.2	42.5636	0.303786E+07	0.422492E-05
0.100000E-03	-0.331095E-03	48.3860	72654.3	46.6358	0.338829E+07	0.684277E-05
0.500000E-03	-0.546050E-03	32.8867	78352.7	51.7634	0.405580E+07	0.166040E-04
0.100000E-02	-0.752627E-03	27.0540	85475.7	53.6586	0.458651E+07	0.278195E-04
0.200000E-02	-0.112671E-02	22.7021	99721.6	54.9953	0.548422E+07	0.496303E-04
0.240000E-02	-0.127570E-02	21.8649	105420.	55.2197	0.582126E+07	0.583444E-04
0.300000E-02	-0.145474E-02	20.5733	108827.	55.5935	0.605008E+07	0.707101E-04
0.400000E-02	-0.171445E-02	18.9013	111100.	56.0695	0.622929E+07	0.907056E-04
0.500000E-02	-0.196592E-02	17.7798	112805.	56.3513	0.635671E+07	0.110570E-03
0.700000E-02	-0.252650E-02	16.7081	114952.	56.3091	0.647284E+07	0.151214E-03
0.750000E-02	-0.269851E-02	16.6697	115362.	56.1562	0.647828E+07	0.161881E-03
0.800000E-02	-0.289353E-02	16.7340	115771.	55.9323	0.647536E+07	0.172913E-03
0.810000E-02	-0.293616E-02	16.7611	115853.	55.8769	0.647353E+07	0.175177E-03
0.820000E-02	-0.298028E-02	16.7937	115935.	55.8174	0.647121E+07	0.177465E-03
0.830000E-02	LA VIGA HA FALLADO POR COMPRESION EN EL CONCRETO					

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA

B= 30.00 CM
H= 70.00 CM
REC 7.000 CM
ES1=0.500000E-02
ASP= 9.000 CM2
FBPC= 320.0 KG/CM2
E0=0.200000E-02
ECMAX=0.300000E-02

ES	FS
0.000000E+00	0.000000E+00
0.740000E-02	15060.0
0.780000E-02	15480.0
0.890000E-02	15847.0
0.100000E-01	16115.0
0.119000E-01	16410.0
0.140000E-01	16890.0
0.250000E-01	17593.0
0.350000E-01	18185.0
0.500000E-01	18915.0

ES2	E1	C	T	ZETA	MOM	CURV
-0.240000E-03	-0.517333E-05	70.0000	87185.2	17.0537	0.148683E+07	-0.372741E-05
-0.230000E-03	-0.179986E-04	70.0000	87368.4	18.1486	0.158562E+07	-0.336510E-05
-0.220000E-03	-0.305934E-04	70.0000	87551.5	19.2172	0.168249E+07	-0.300645E-05
-0.210000E-03	-0.432504E-04	70.0000	87734.7	20.2842	0.177963E+07	-0.264682E-05
-0.200000E-03	-0.559702E-04	70.0000	87917.8	21.3498	0.187702E+07	-0.228619E-05
-0.150000E-03	-0.120527E-03	70.0000	88833.6	26.6538	0.236776E+07	-0.467828E-06
-0.100000E-03	-0.186733E-03	70.0000	89749.5	31.9176	0.286459E+07	0.137671E-05
-0.500000E-04	-0.254668E-03	70.0000	90665.3	37.1393	0.336724E+07	0.324870E-05
-0.400000E-04	-0.268470E-03	70.0000	90848.4	38.1784	0.346845E+07	0.362651E-05
-0.300000E-04	-0.282345E-03	70.0000	91031.6	39.2157	0.356987E+07	0.400547E-05
-0.200000E-04	-0.295830E-03	67.5680	91214.8	40.1853	0.366549E+07	0.437825E-05
-0.100000E-04	-0.308276E-03	65.1121	91397.9	41.0021	0.374750E+07	0.473455E-05
0.100000E-04	-0.330870E-03	61.1518	91764.3	42.3187	0.388334E+07	0.541064E-05
0.100000E-03	-0.412165E-03	50.6993	93412.7	45.7886	0.427724E+07	0.812960E-05
0.500000E-03	-0.658371E-03	35.8066	100739.	50.6967	0.510714E+07	0.183868E-04
0.100000E-02	-0.901929E-03	29.8757	109897.	52.6010	0.578070E+07	0.301894E-04
0.200000E-02	-0.135579E-02	25.4530	128214.	53.8965	0.691025E+07	0.532666E-04
0.240000E-02	-0.154213E-02	24.6451	135540.	54.0745	0.732926E+07	0.625734E-04
0.300000E-02	-0.176893E-02	23.3685	139921.	54.3963	0.761117E+07	0.756973E-04
0.400000E-02	-0.211259E-02	21.7736	142842.	54.7445	0.781983E+07	0.970253E-04
0.500000E-02	-0.251648E-02	21.0921	145035.	54.5655	0.791391E+07	0.119309E-03
0.550000E-02	-0.275890E-02	21.0452	145734.	54.2836	0.791095E+07	0.131094E-03
0.560000E-02	-0.281312E-02	21.0655	145873.	54.2062	0.790724E+07	0.133542E-03
0.570000E-02	-0.286982E-02	21.0972	146013.	54.1201	0.790224E+07	0.136029E-03
0.580000E-02	-0.292935E-02	21.1412	146153.	54.0243	0.789582E+07	0.138561E-03
0.590000E-02	-0.299215E-02	21.1991	146293.	53.9176	0.788775E+07	0.141145E-03
0.600000E-02	LA VIGA HA FALLADO POR COMPRESION EN EL CONCRETO					

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA

R= 30.00 CM
H= 70.00 CM
REC= 7.000 CM
LS1=0.500000E-02
ASF= 12.00 CM2
FBPC= 320.0 KG/CM2
EO=0.200000E-02
ECHAX=0.300000E-02

ES	FS
0.000000E+00	0.000000E+00
0.740000E-02	15060.0
0.780000E-02	15480.0
0.890000E-02	15847.0
0.100000E-01	16115.0
0.119000E-01	16410.0
0.160000E-01	16890.0
0.250000E-01	17593.0
0.350000E-01	18185.0
0.500000E-01	18915.0

ES2	E1	C	T	ZETA	MOM	CURV
-0.320000E-03	-0.637285E-05	70.0000	114293.	17.1176	0.195642E+07	-0.497821E-05
-0.310000E-03	-0.192716E-04	70.0000	114537.	17.9437	0.205523E+07	-0.461474E-05
-0.300000E-03	-0.318677E-04	70.0000	114782.	18.7453	0.215161E+07	-0.425607E-05
-0.250000E-03	-0.958012E-04	70.0000	116003.	22.7356	0.263739E+07	-0.244760E-05
-0.200000E-03	-0.161381E-03	70.0000	117224.	26.6962	0.312943E+07	-0.613007E-06
-0.150000E-03	-0.228682E-03	70.0000	118445.	30.6258	0.362747E+07	0.124892E-05
-0.100000E-03	-0.297793E-03	70.0000	119666.	34.5228	0.413120E+07	0.313956E-05
-0.500000E-04	-0.368807E-03	70.0000	120887.	38.3857	0.464033E+07	0.506043E-05
-0.400000E-04	-0.383248E-03	70.0000	121131.	39.1540	0.474277E+07	0.544838E-05
-0.300000E-04	-0.397393E-03	68.1443	121375.	39.8824	0.484075E+07	0.583164E-05
-0.200000E-04	-0.410710E-03	66.2249	121620.	40.5195	0.492797E+07	0.620175E-05
-0.100000E-04	-0.423339E-03	64.5242	121864.	41.0838	0.500663E+07	0.656093E-05
0.100000E-04	-0.446951E-03	61.6213	122352.	42.0463	0.514446E+07	0.725319E-05
0.100000E-03	-0.536619E-03	53.1040	124550.	44.8640	0.558783E+07	0.101051E-04
0.500000E-03	-0.826725E-03	39.2573	134319.	49.3914	0.663420E+07	0.210591E-04
0.100000E-02	-0.112620E-02	33.3697	146530.	51.2342	0.750733E+07	0.337492E-04
0.150000E-02	-0.141512E-02	30.5828	158741.	52.0191	0.825755E+07	0.462717E-04
0.200000E-02	-0.171473E-02	29.0810	170951.	52.3366	0.894702E+07	0.589639E-04
0.250000E-02	-0.202981E-02	28.2304	181980.	52.3859	0.953319E+07	0.719018E-04
0.300000E-02	-0.233019E-02	27.5416	186561.	52.2700	0.975152E+07	0.846062E-04
0.350000E-02	-0.266989E-02	27.2619	188563.	51.8540	0.977773E+07	0.979348E-04
0.360000E-02	-0.275100E-02	27.2891	188963.	51.7106	0.977138E+07	0.100810E-03
0.370000E-02	-0.283871E-02	27.3508	189363.	51.5398	0.975975E+07	0.103789E-03
0.380000E-02	-0.293477E-02	27.4531	189764.	51.3354	0.974160E+07	0.106901E-03
0.390000E-02	LA VIGA HA FALLADO POR COMPRESION EN EL CONCRETO					

Tabla 3.1 Propiedades de Alambres sin Revestimiento.

Relevados de Esfuerzo (ASTM A421)

Diámetro nominal mm	Minima resistencia de Tensión kg/cm ²		Minimo Esfuerzo para una Elongación de 1% kg/cm ²	
	Tipo BA	Tipo WA	Tipo BA	Tipo WA
4.88	--	17,590	--	14,070
4.98	16,890	17,590	13,510	14,070
6.35	16,890	16,890	13,510	13,510
7.01	--	16,540	--	13,230

Tabla 3.2 Propiedades de Cables de Siete Alambres sin Revestimiento (ASTM A416)

Diámetro Nominal mm	Resistencia a la Ruptura kg.	Area Nominal del Cable mm ²	Carga mínima para una Elongación de 1%
Grado 250			
6.35	4,090	23.22	3,470
7.94	6,580	37.42	5,580
9.53	9,080	51.61	7,720
11.11	12,260	69.68	10,440
12.70	16,340	92.90	13,890
15.24	24,520	139.35	20,840
Grado 270			
9.53	10,440	54.84	8,880
11.11	14,070	74.19	11,960
12.70	18,750	98.71	15,940
15.24	26,600	140.00	22,610

Tabla 3.3 Propiedades de las Varillas de Acero de Aleación.

Díámetro Nominal mm.	Area Nominal mm ²	Resistencia a la ruptura kg.	Mínima carga para una elongación de 0.7 % kg.
Grado 145			
12.70	127.0	12,710	11,350
15.88	198.0	20,430	18,160
19.05	285.0	29,060	26,330
22.23	388.0	39,500	35,410
25.40	507.0	51,760	46,310
28.58	642.0	65,380	58,570
31.75	792.0	80,810	72,640
34.93	958.0	97,610	87,620
Grado 160			
12.70	127.0	14,070	12,260
15.88	198.0	22,250	19,520
19.05	285.0	32,230	28,150
22.23	388.0	43,580	38,140
25.40	507.0	57,200	49,940
28.58	642.0	72,190	63,110
31.75	792.0	88,980	78,090
34.93	958.0	108,050	94,430

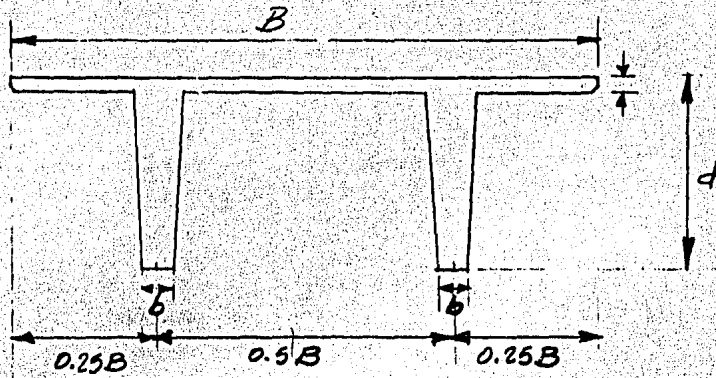


fig. 2.1 Sección doble T

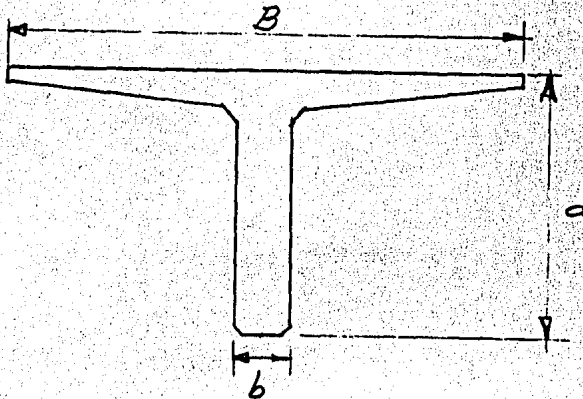


fig. 2.2 Sección T simple

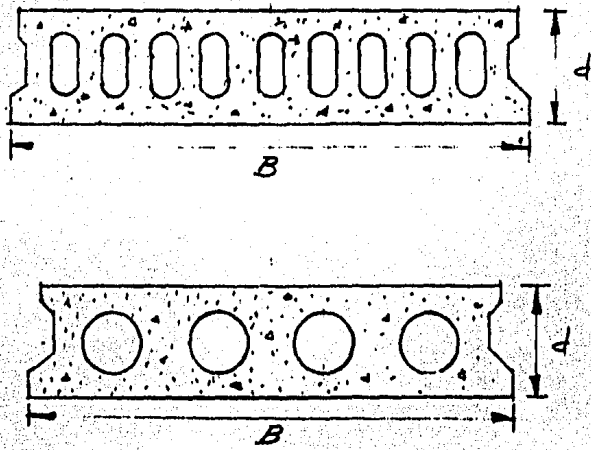


fig. 2.3 Secciones de panel de losa de corazón hueco.

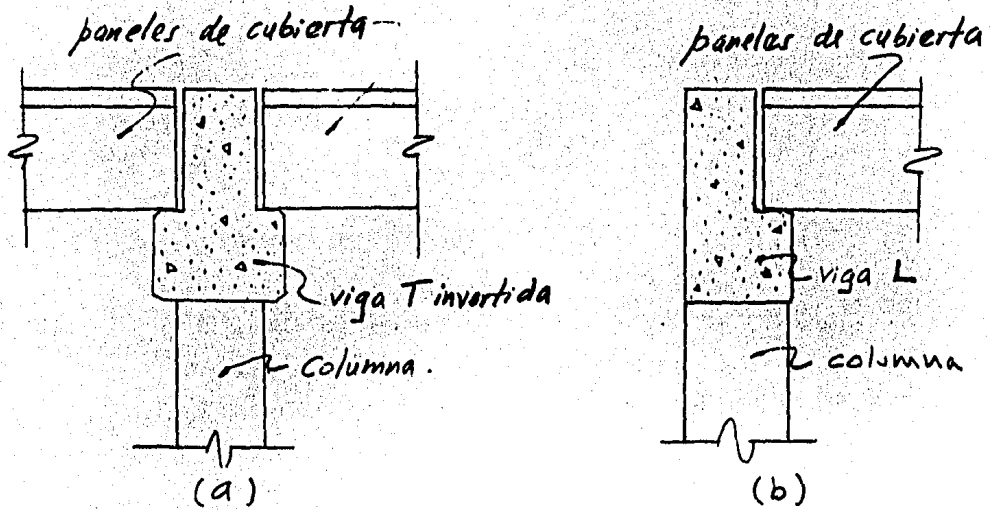


fig. 2.4 Secciones de vigas (a) T invertida y (b) sección L.

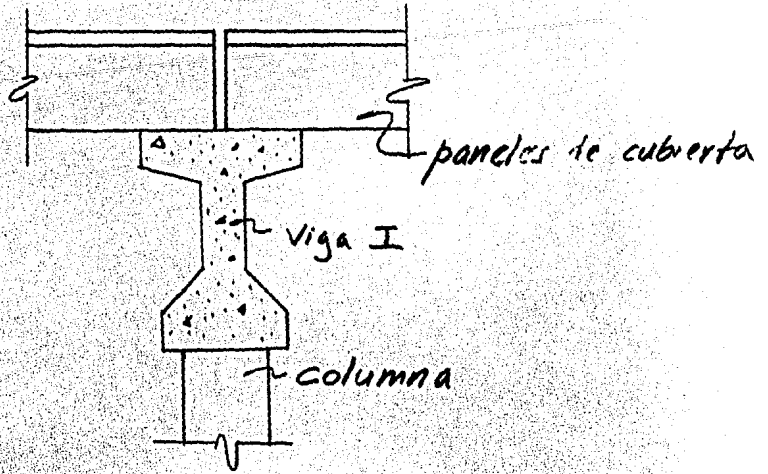


fig. 2.5 Sección de viga I.

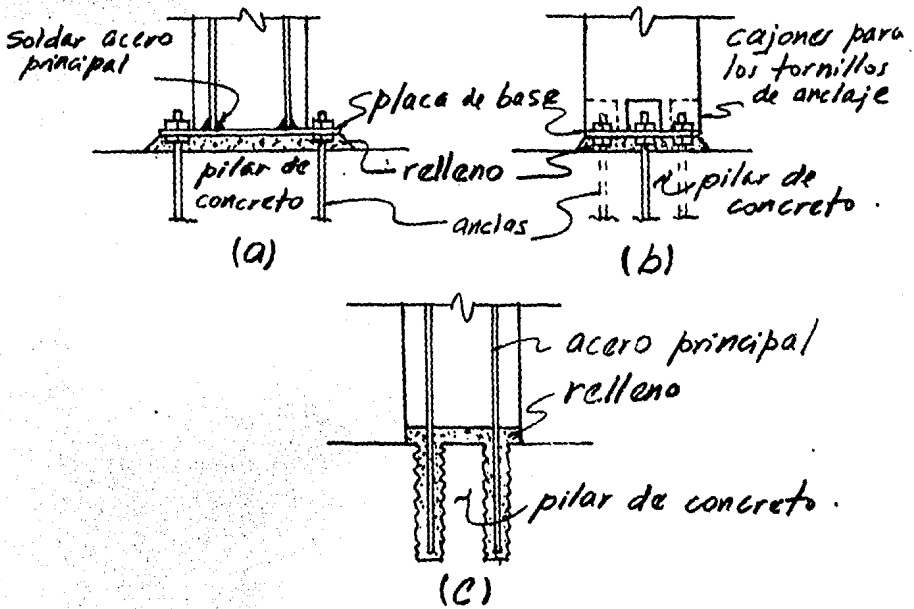


fig. 2.6 Conexiones de base de columnas.

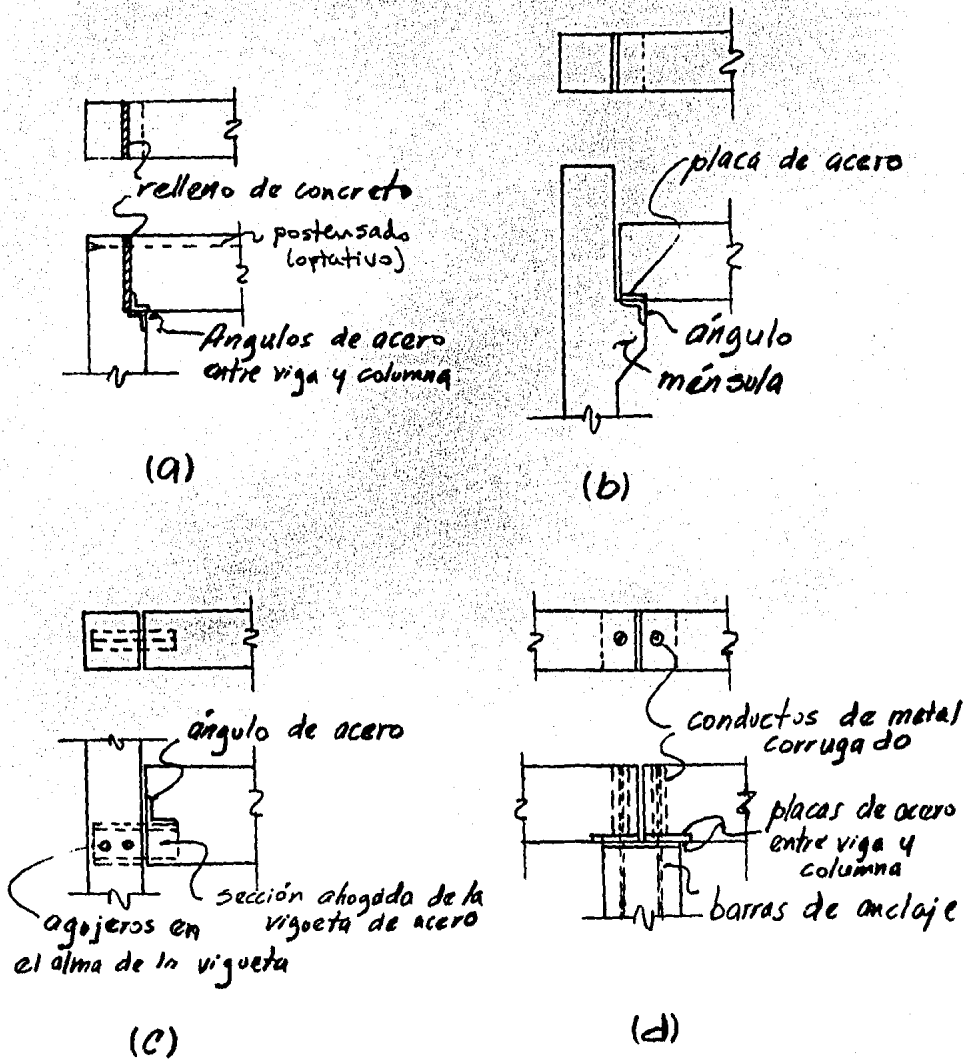


fig. 2.7 Conexiones de viga a columna.

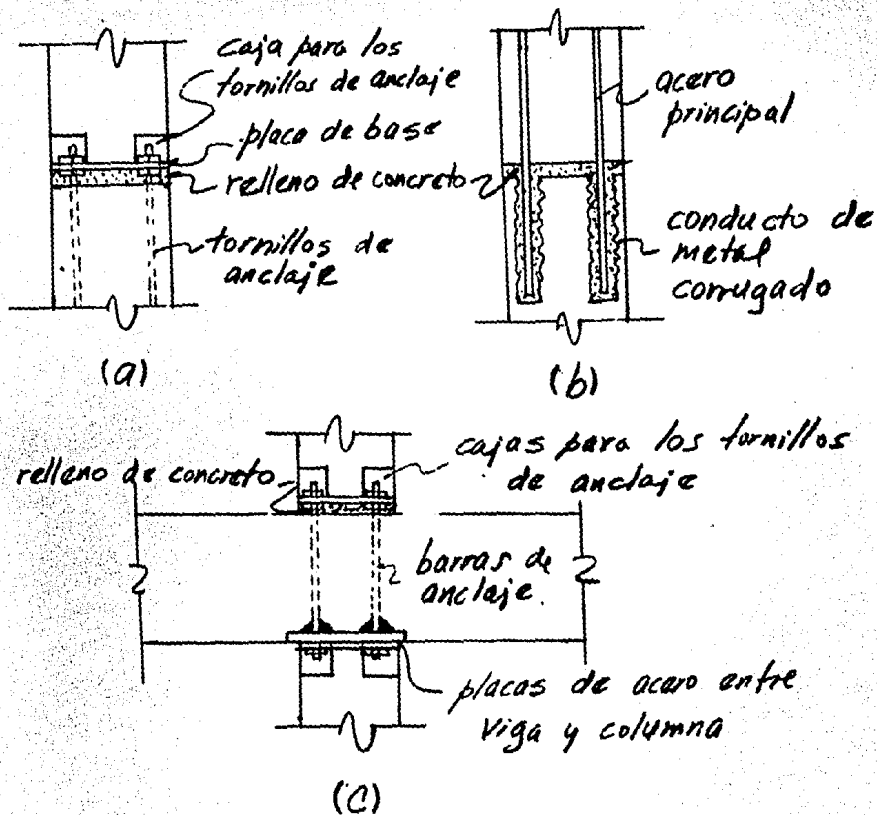


fig. 2.8 Conexiones de columna a columna.

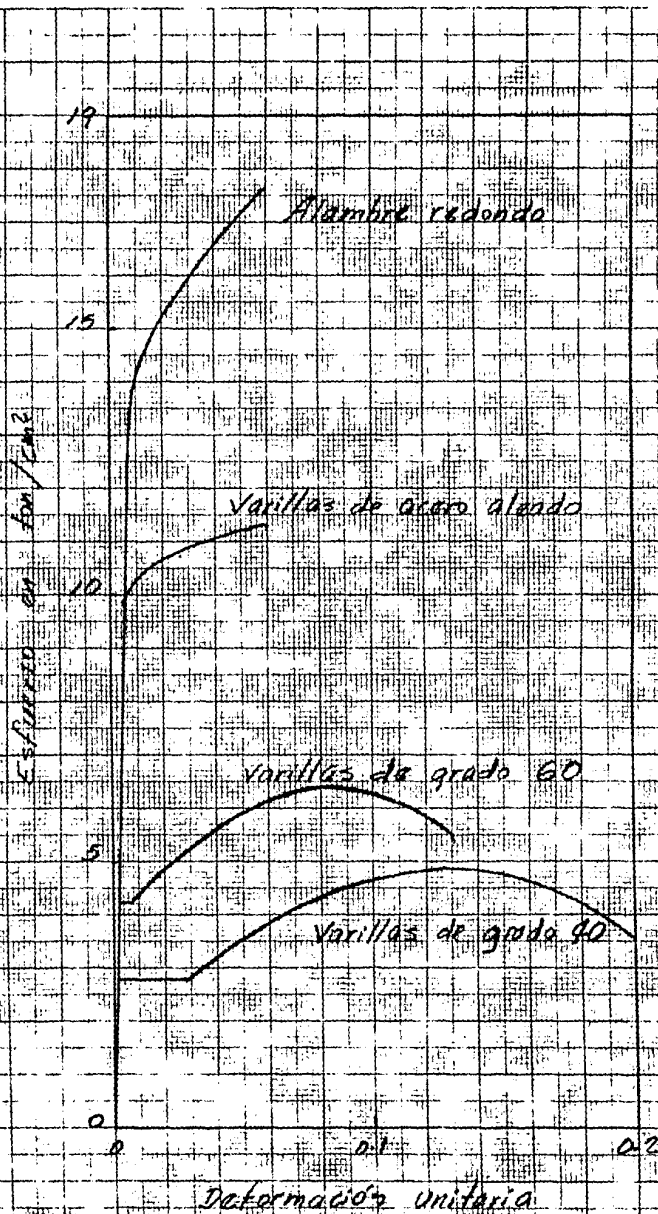


Fig. 3.1 Curvas comparativas de esfuerzo-deformación para acero de refuerzo y acero de preesfuerzo.

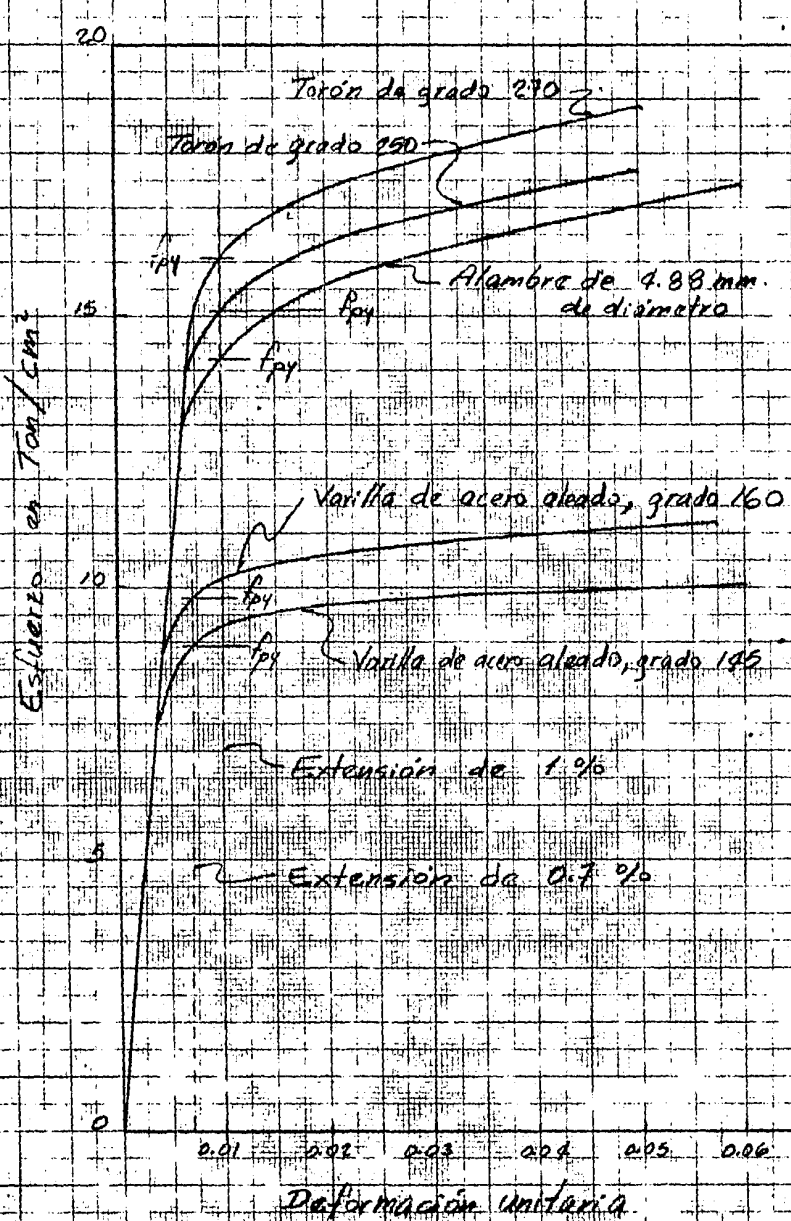


Fig. 3.2 Curvas de esfuerzo-deformación típicas para aceros de pretuerzo.

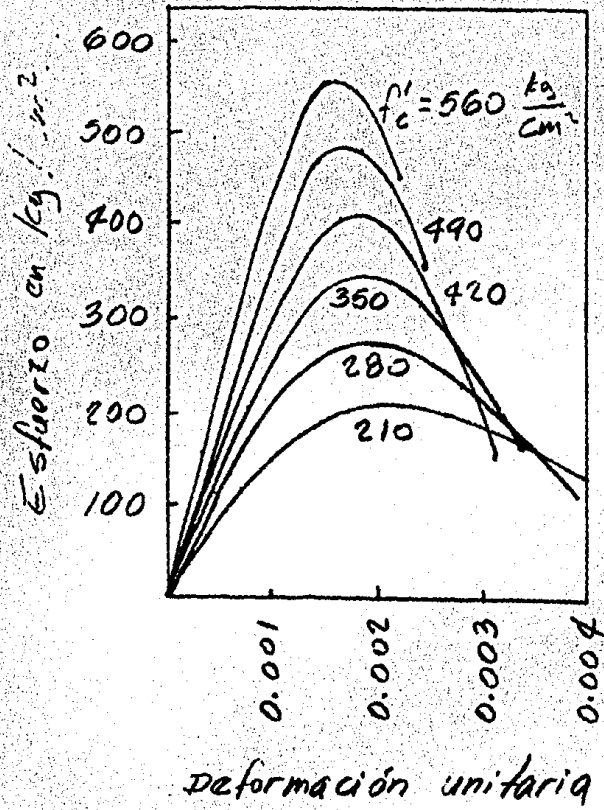


Fig. 3.3 Curvas de esfuerzo-deformación típicas para concreto sujeto a compresión uniaxial.

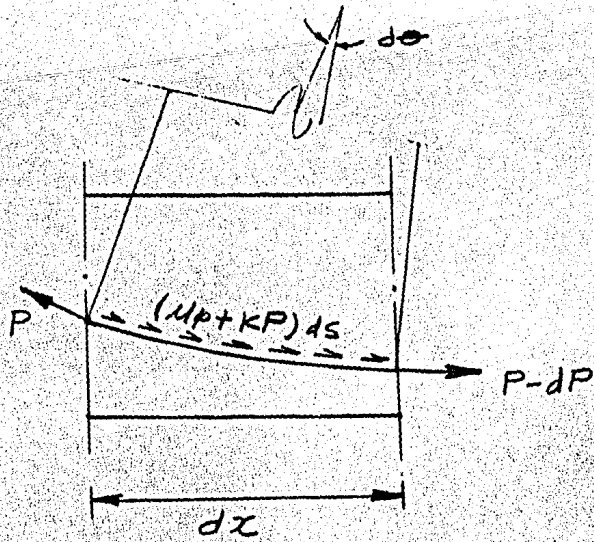


Fig. 4.1

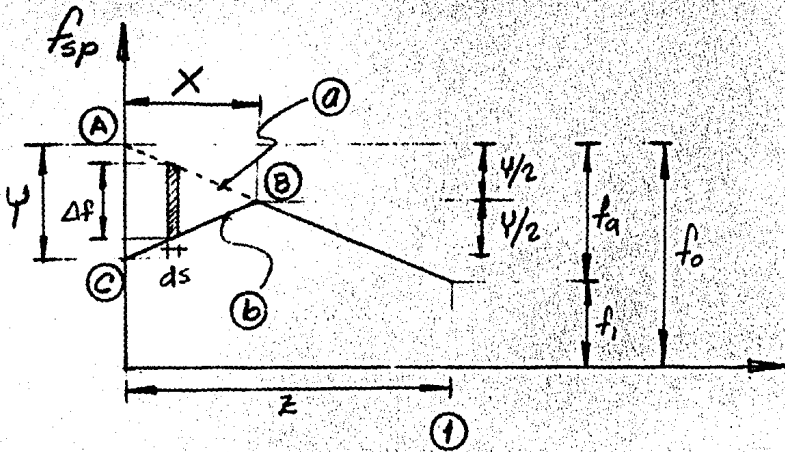


Fig. 4.2

Simbología de la figura 4.2

- (a) - esfuerzo antes del relevo
- (b) - esfuerzo después del relevo
- Y - magnitud de la pérdida de presfuerzo en el anclaje vivo
- X - zona de influencia del deslizamiento del anclaje
- Z - distancia entre el anclaje vivo y una sección determinada que será usada en los cálculos
- f_1 - magnitud del esfuerzo de presfuerzo en la sección ①, después de descontadas las pérdidas por fricción
- f_0 - magnitud del esfuerzo de presfuerzo en el anclaje vivo
- f_a - pérdida de presfuerzo por fricción en la sección ①

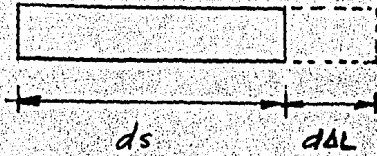


Fig. 4.3

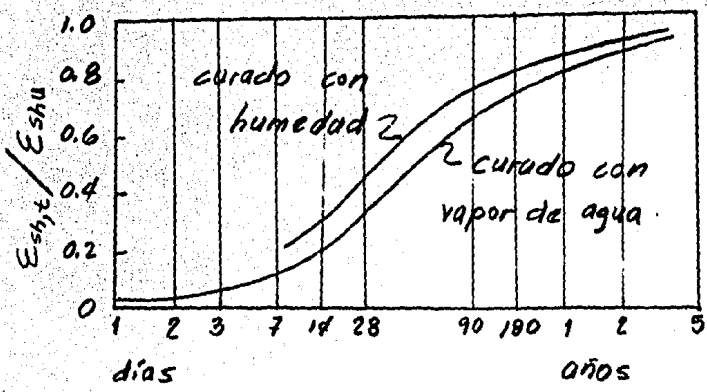


Fig. 4.4 Variación del coeficiente de contracción con el tiempo.

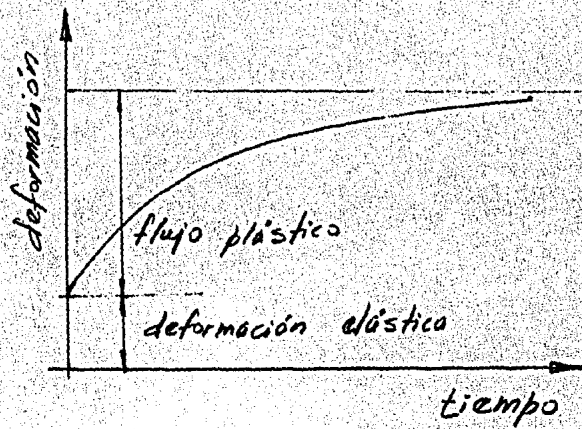


Fig. 4.5 Curva típica del flujo plástico en el concreto con esfuerzo axial constante de compresión.

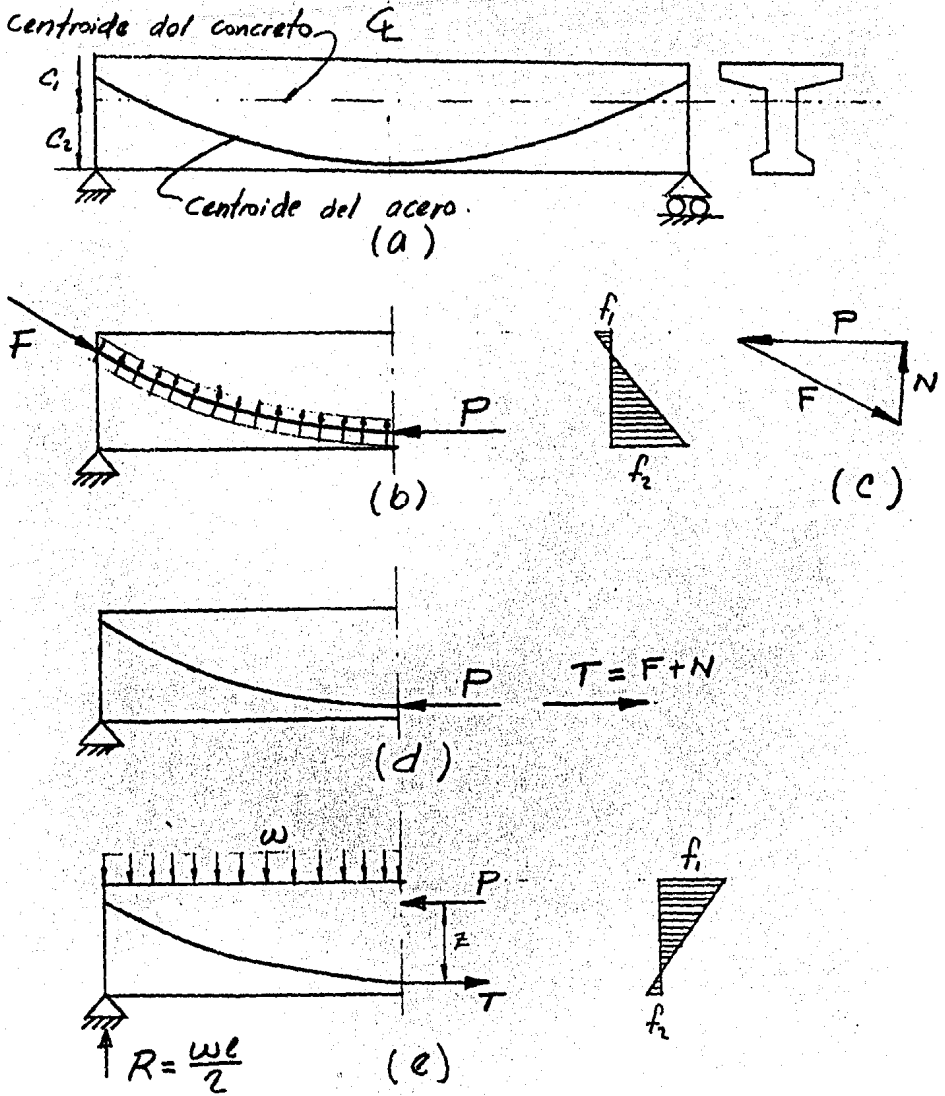


Fig. 5.1 Fuerzas que actúan en una viga presforzada típica. (a) Perfil de la viga y su sección. (b) Fuerzas que actúan en el concreto. (c) Polígono de equilibrio de fuerzas. (d) Fuerzas de anclaje y curvatura reemplazadas por la resultante. (e) Viga con cargas transversales.

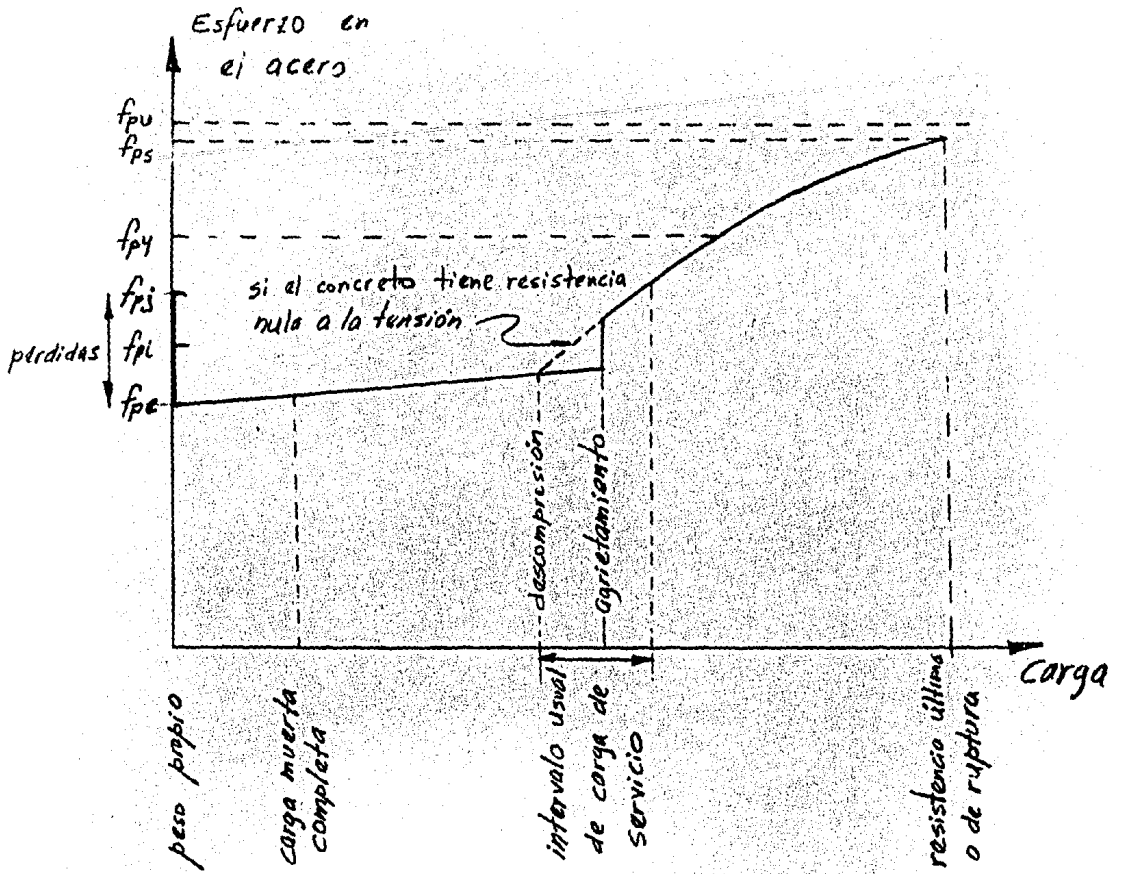


Fig. 5.2 Variación del esfuerzo en el acero con la carga; en una viga pretensada.

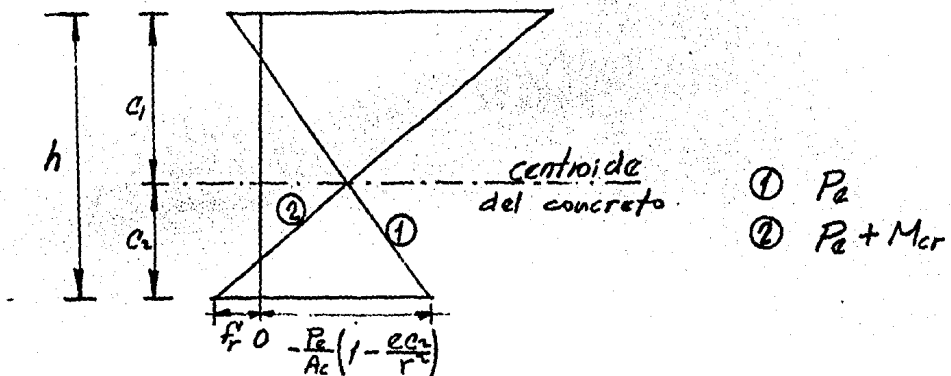


Fig. 5.3 Cambio en los esfuerzos del concreto al aplicarse el momento de agrietamiento.

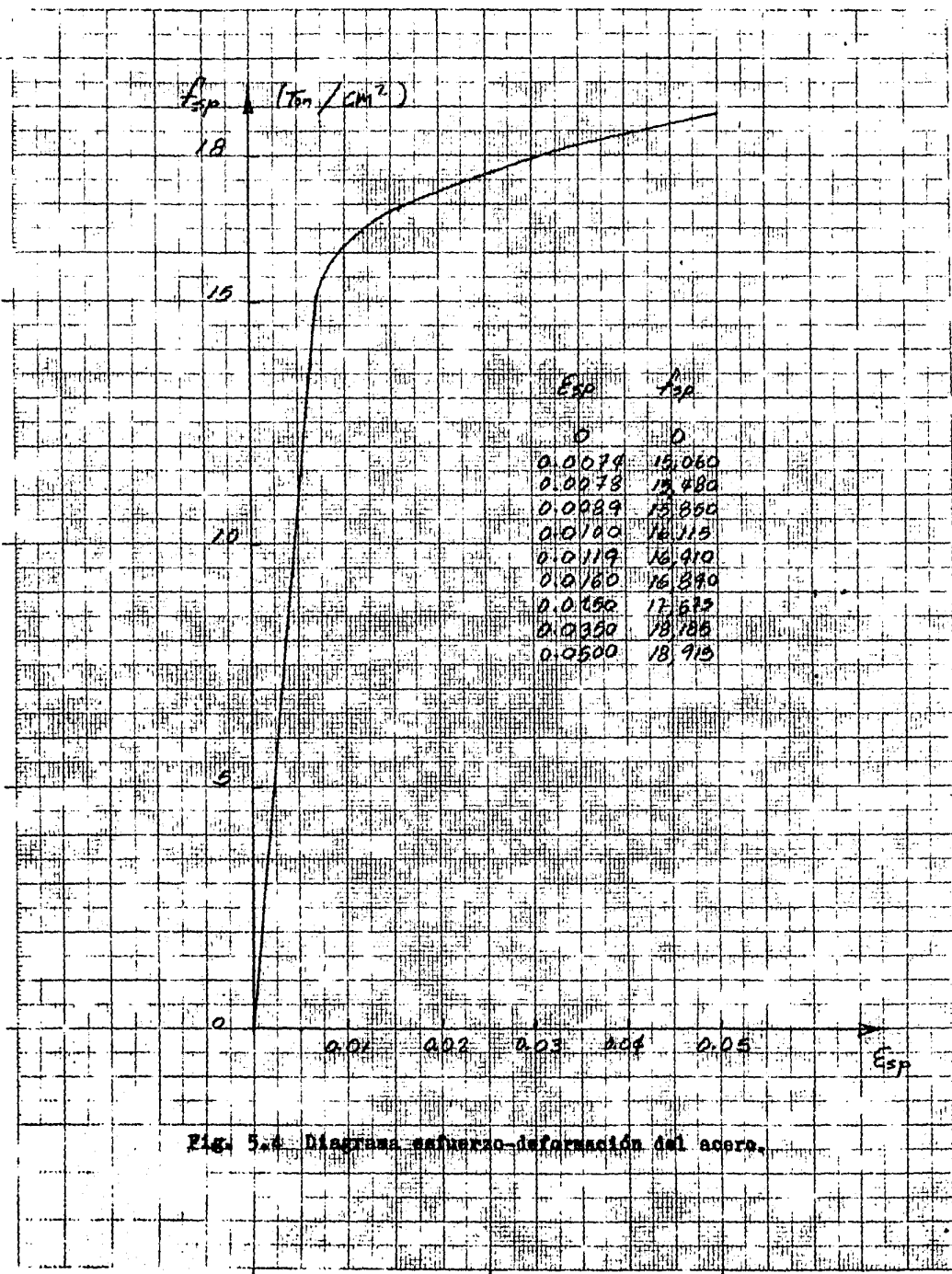


Fig. 5.4 Diagrama esfuerzo-deformación del acero.

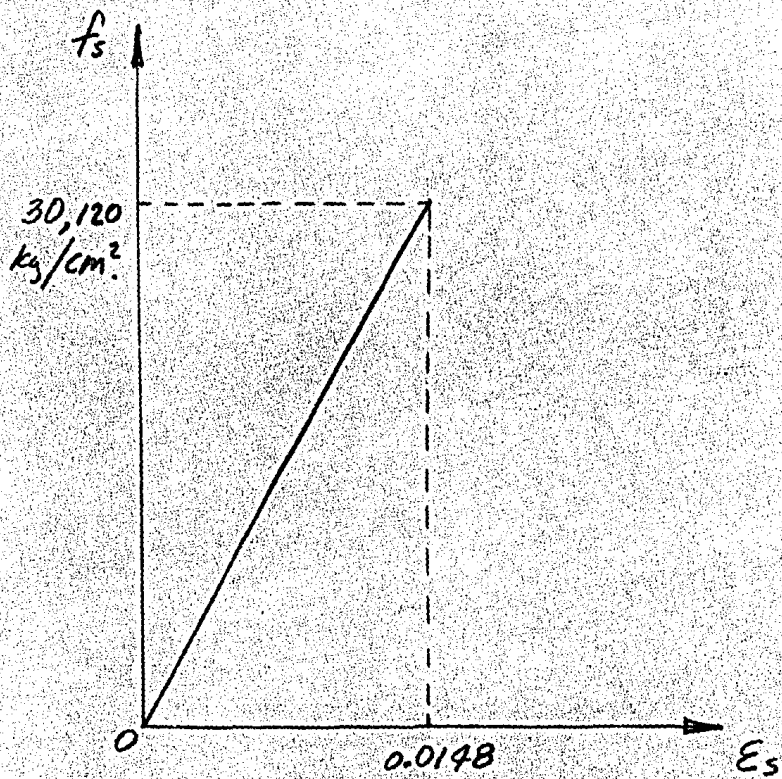


Fig. 5.4 b

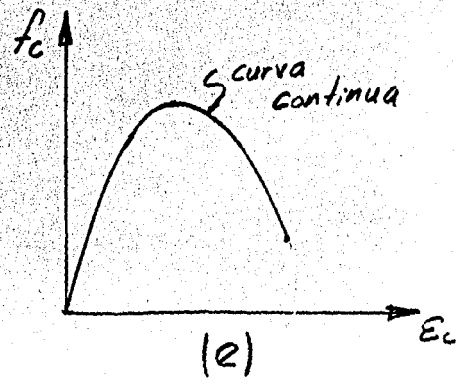
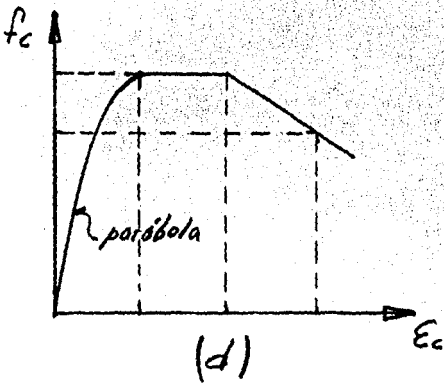
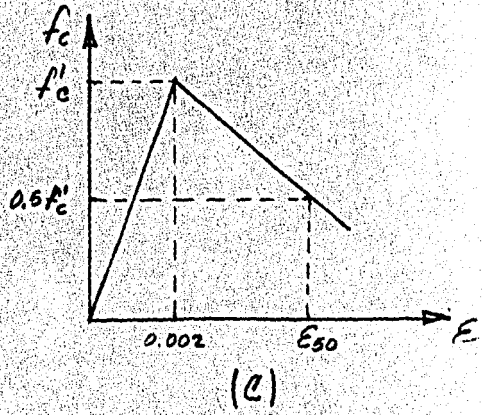
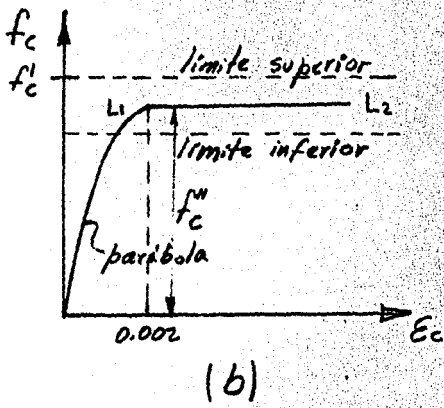
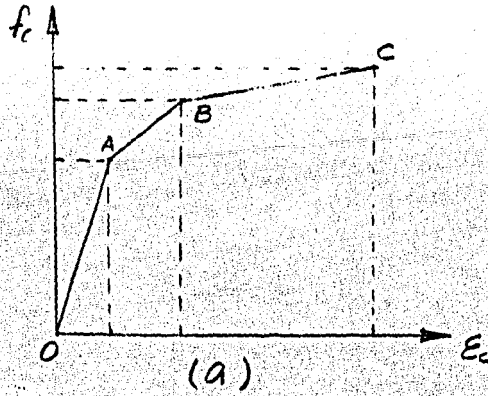


Fig. 5.5 Algunas curvas esfuerzo-deformación propuestas para el concreto confinado por aros rectangulares. (a) Chan, (b) Baker, (c) Roy y Sozen, (d) Soliman y Yu, (e) Sargin, Ghosh y Handa.

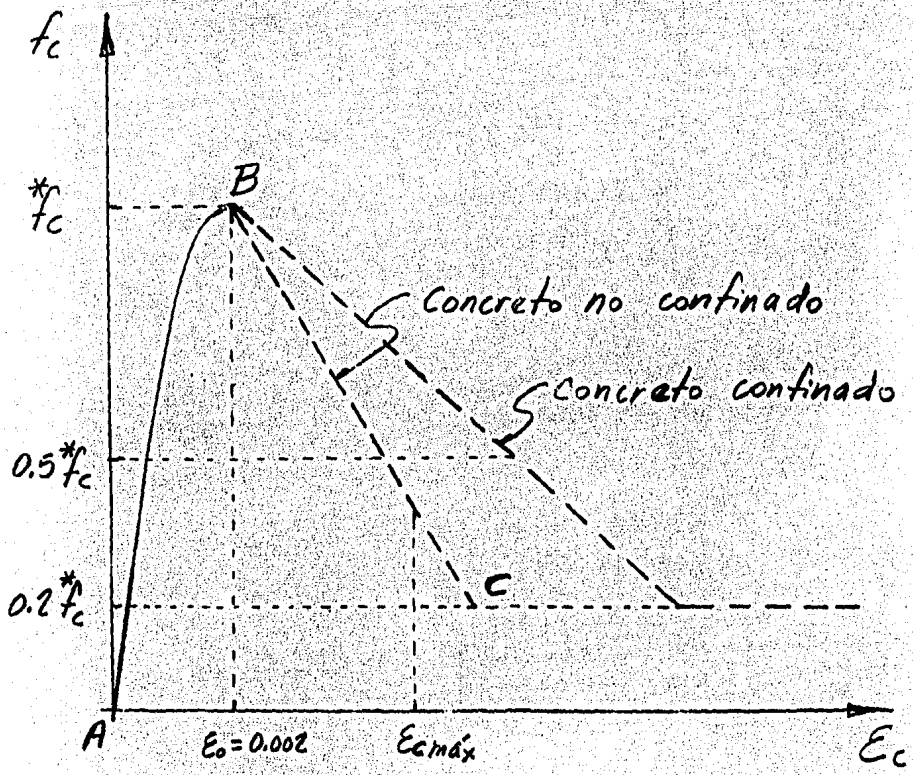


Fig. 5.6 Curva esfuerzo-deformación para el concreto.

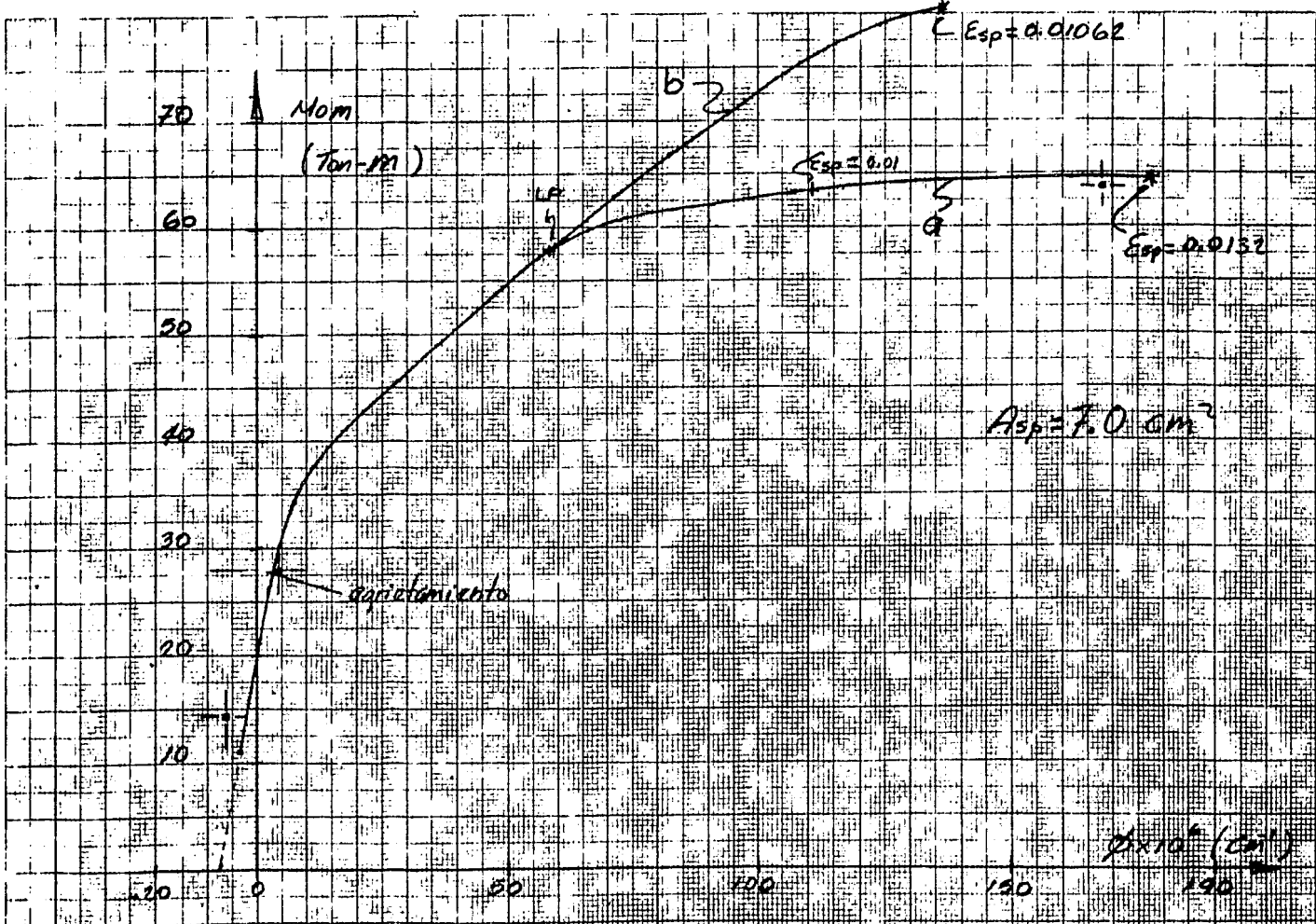


Fig. 5.7

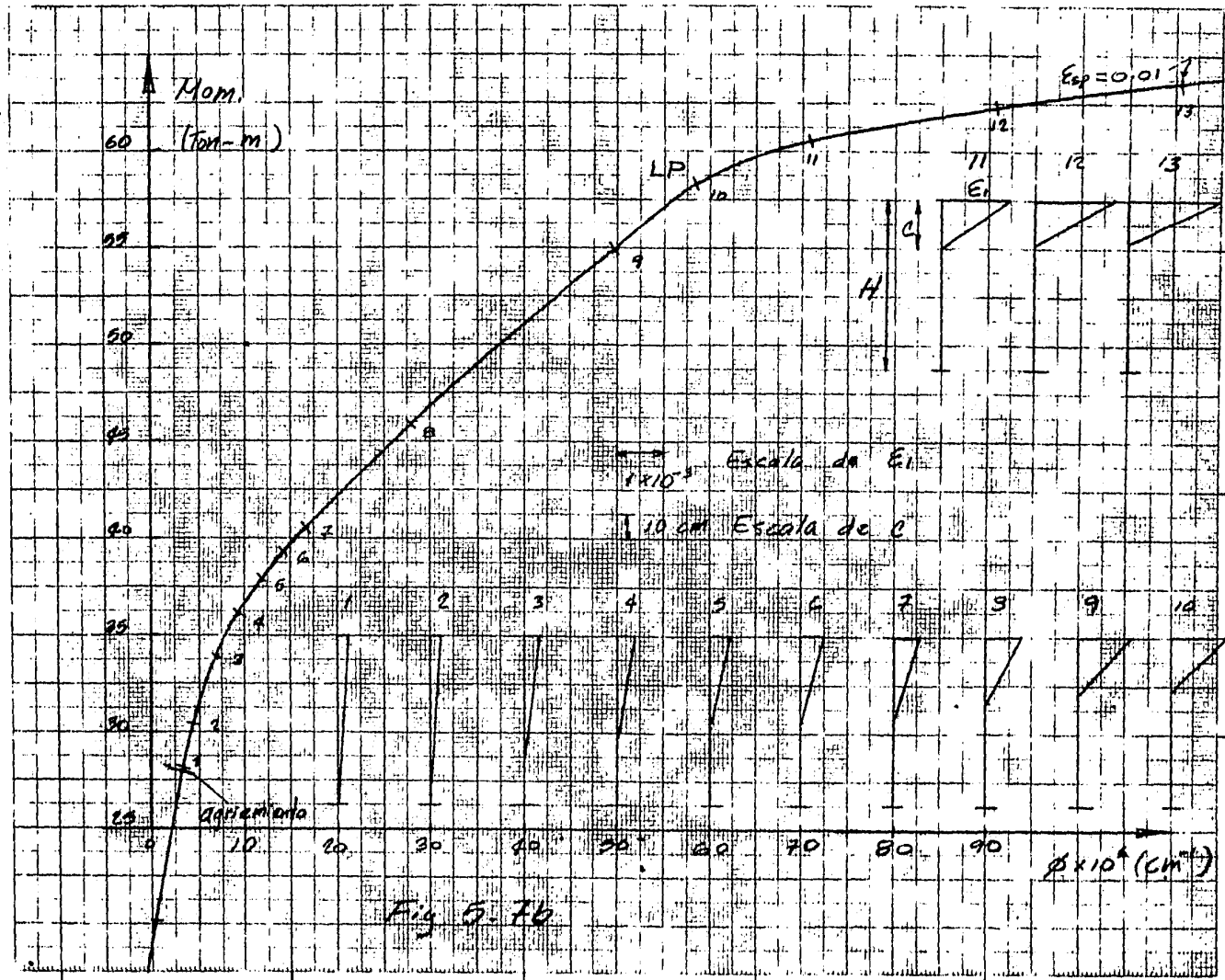
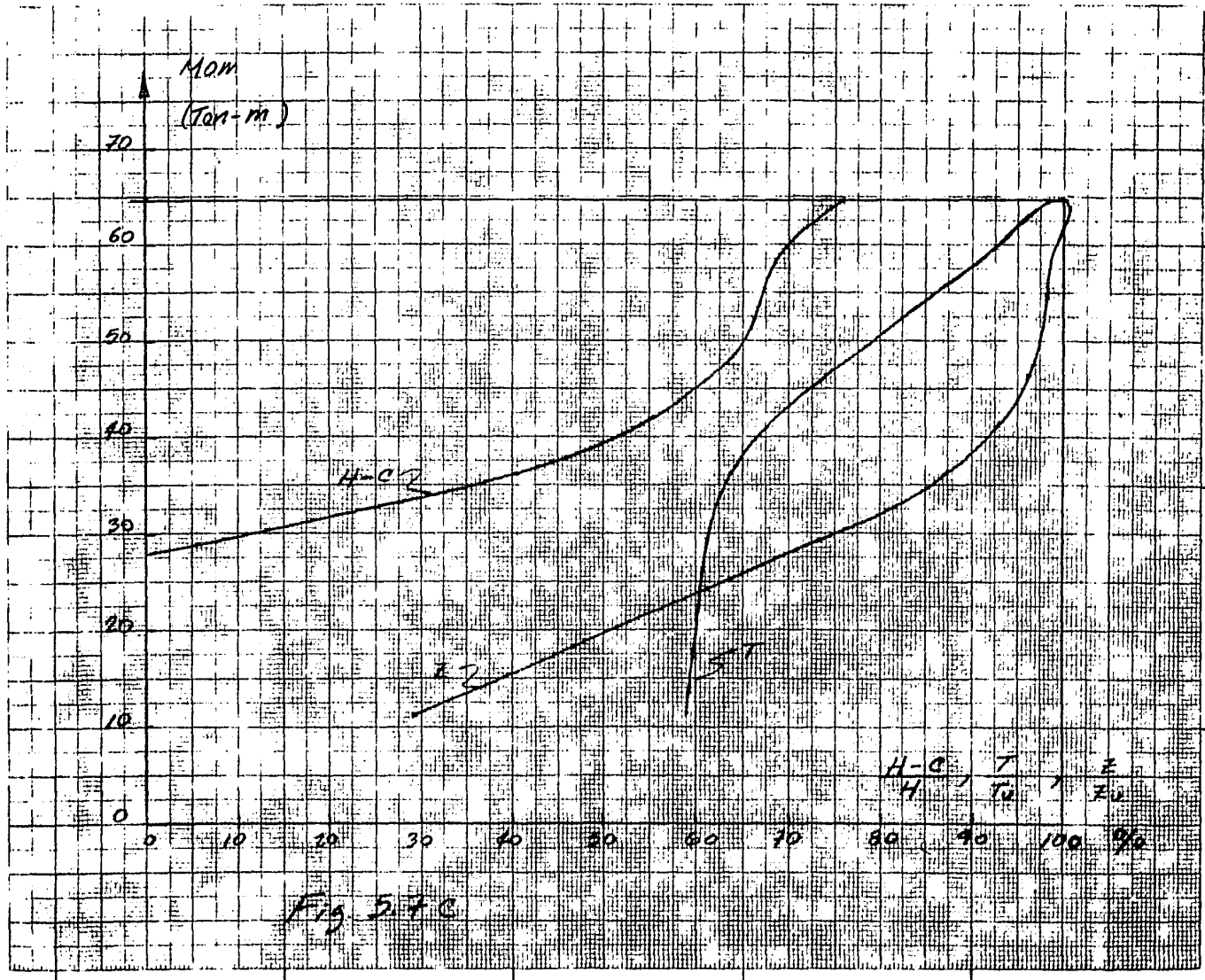


Fig. 5.76



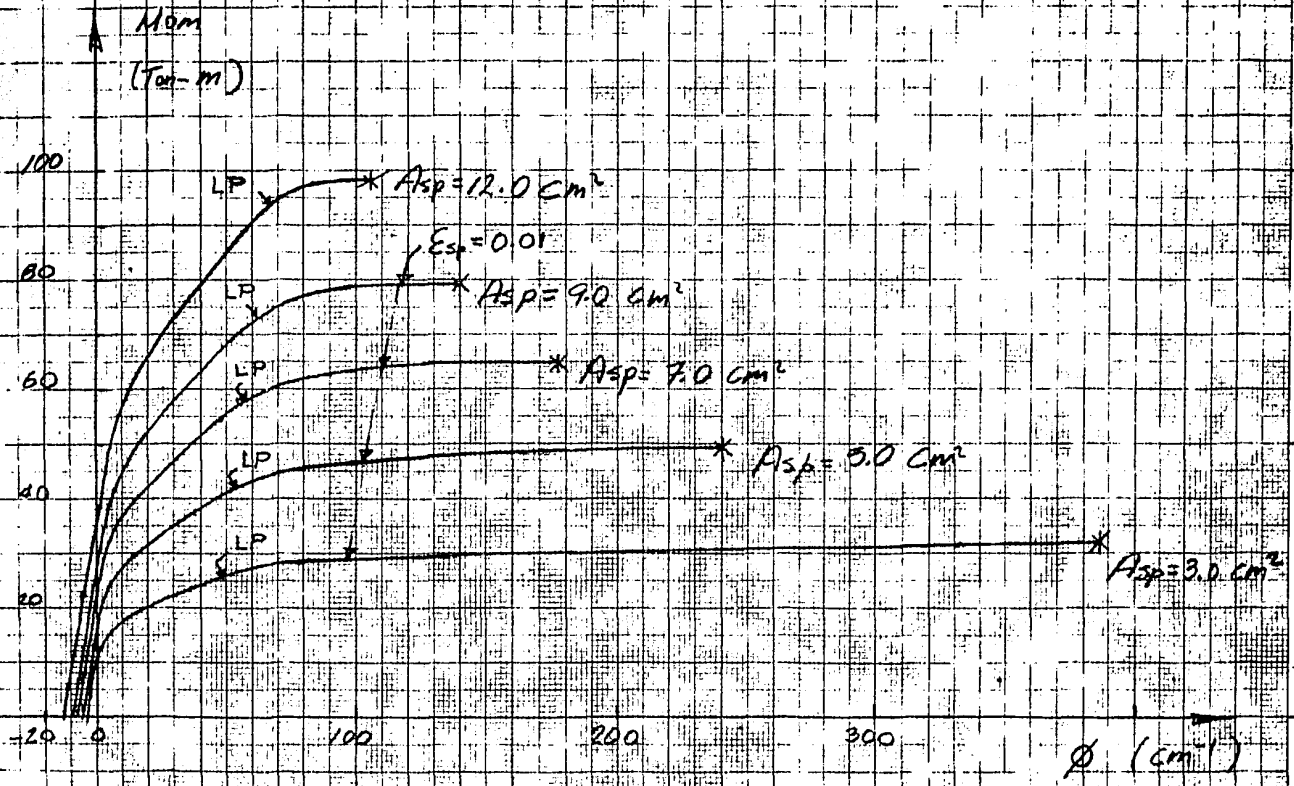


Fig. 5.8

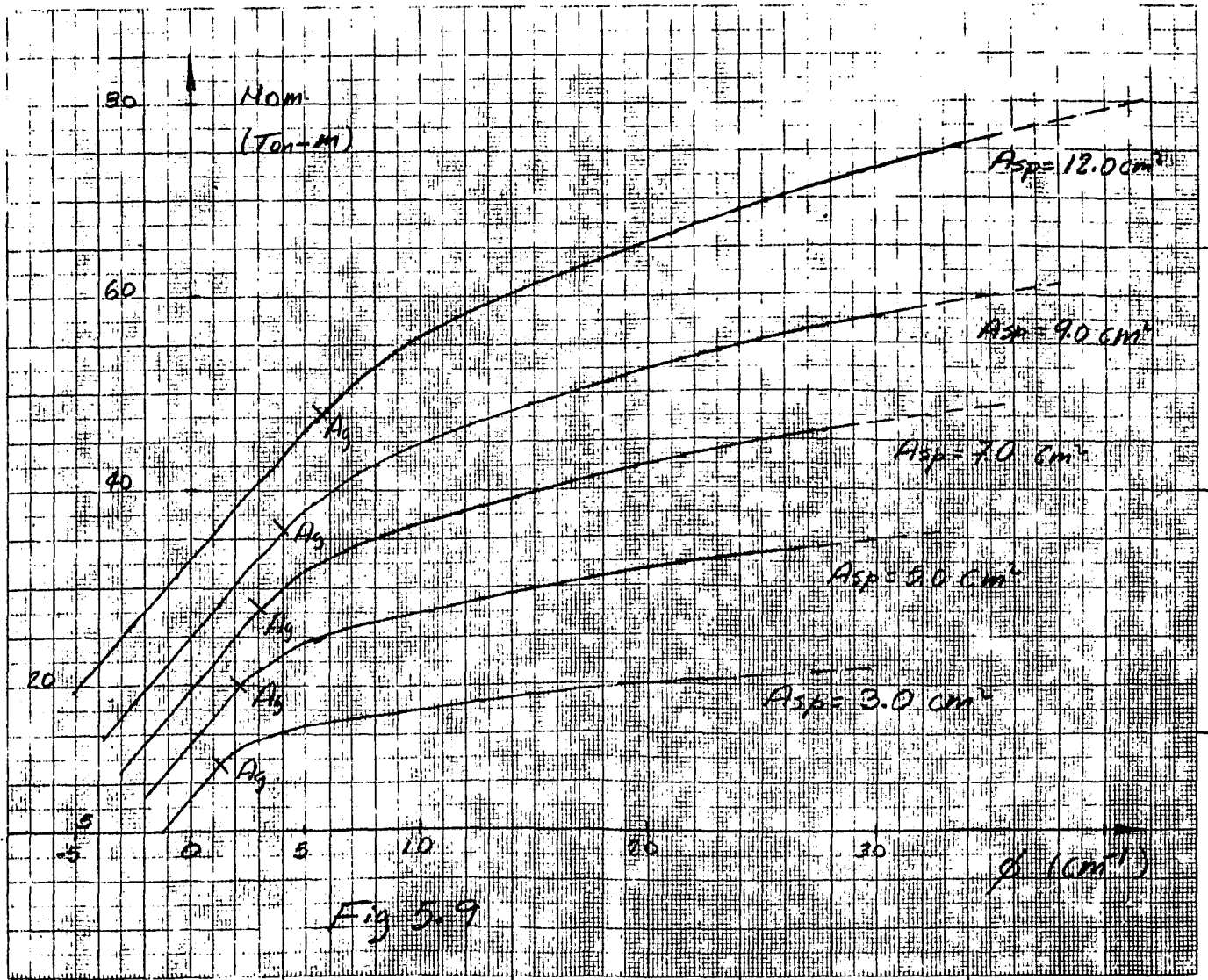


Fig 5-9

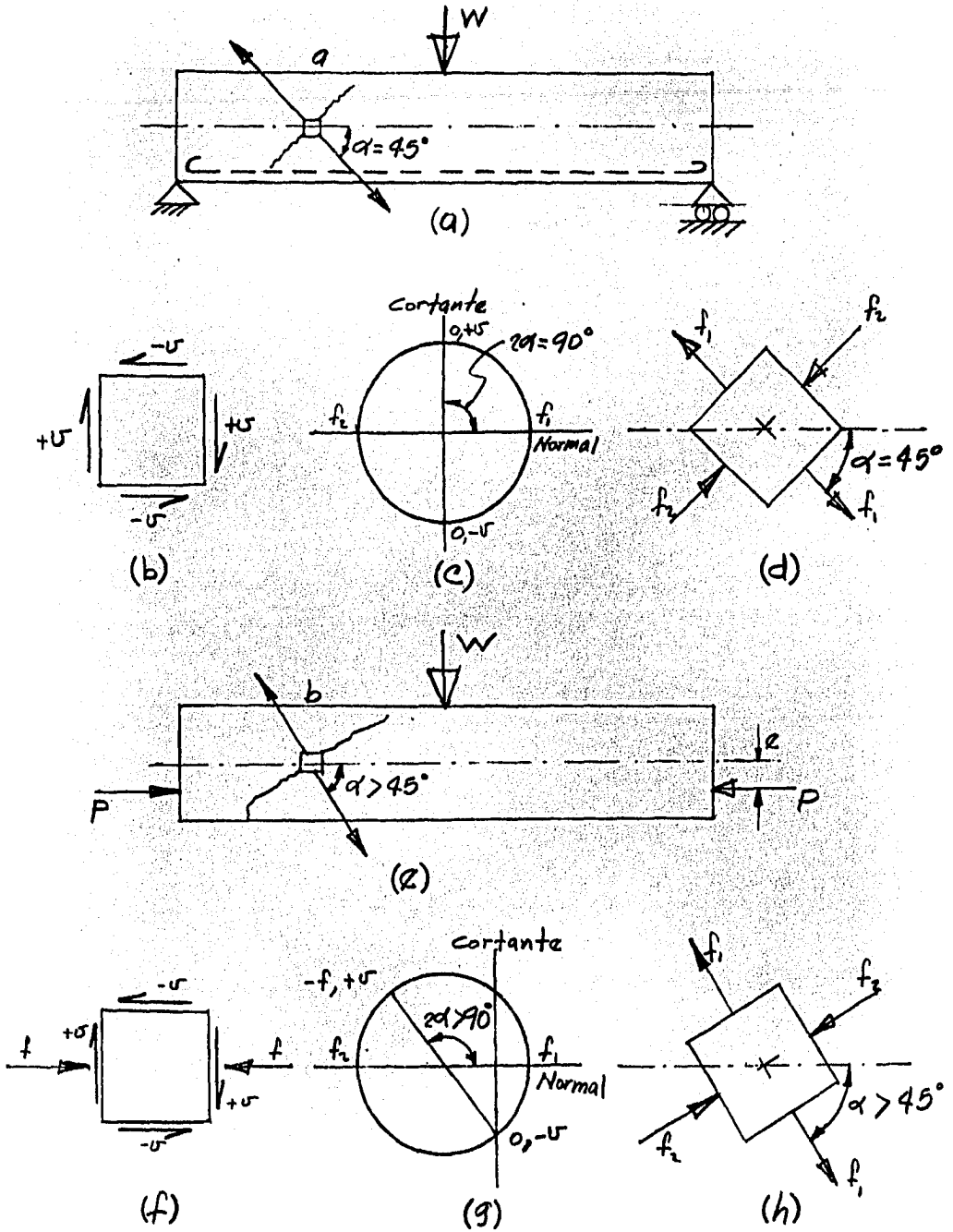


Fig. 5.10 Efecto del presfuerzo longitudinal en la tensión diagonal y en el agrietamiento.

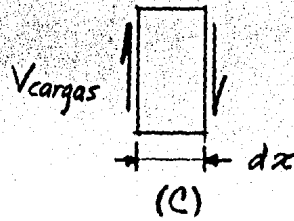
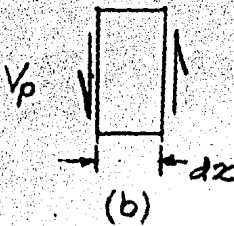
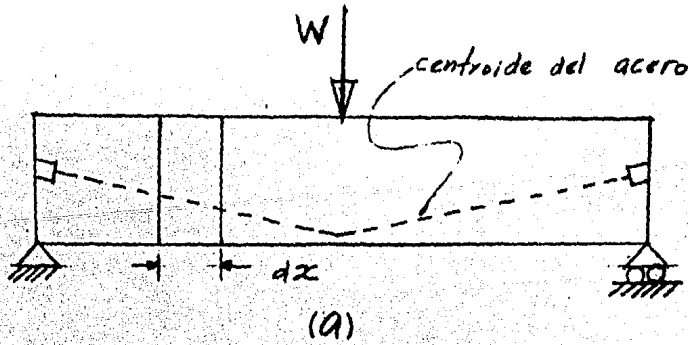


Fig. 5.11 Efecto de los tendones inclinados en la reducción de la fuerza cortante neta.

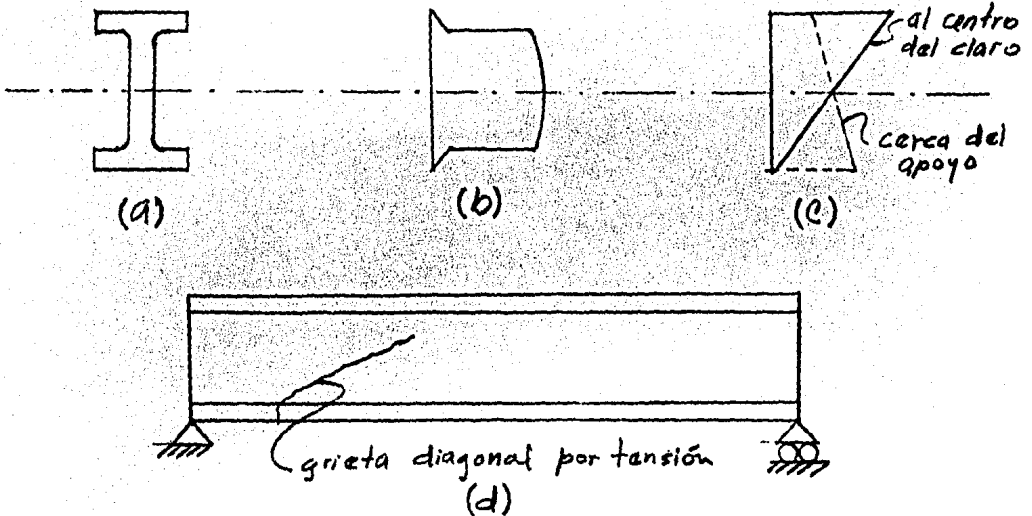


Fig. 5.12 Agrietamiento por tensión diagonal en vigas I de concreto presforzado. (a) Sección transversal. (b) Variación de los esfuerzos cortantes. (c) Variación de los esfuerzos de flexión. (d) Ubicación probable de la grieta diagonal.

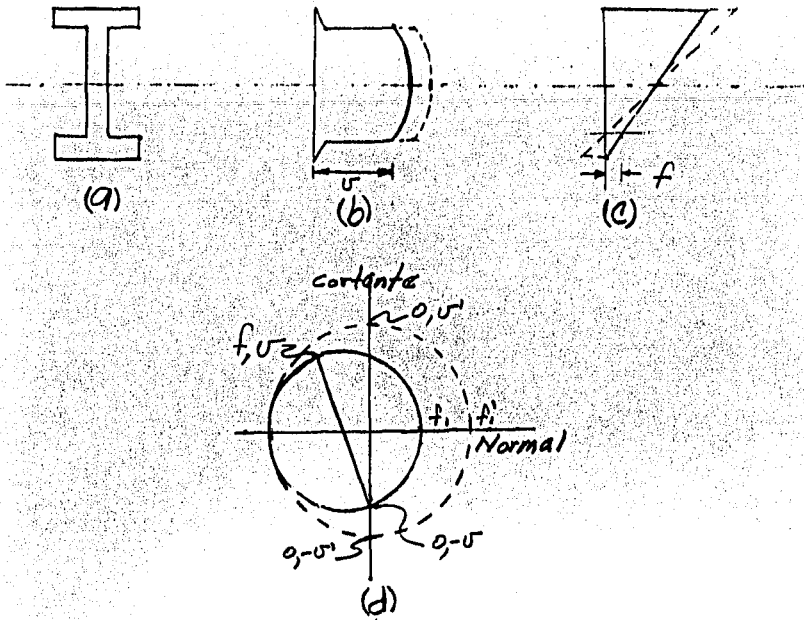


Fig. 5.13 Incremento en los esfuerzos principales después de la sobrecarga. (a) Sección transversal. (b) Esfuerzos cortantes. (c) Esfuerzos de flexión. (d) Círculo de Mohr.

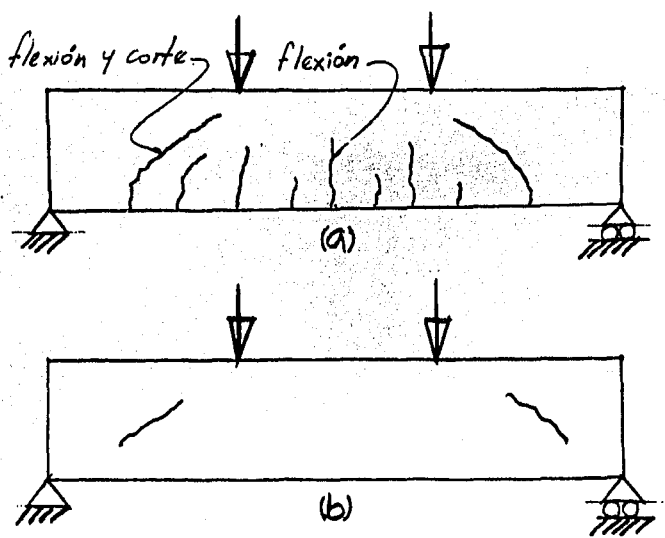


Fig. 5.14 Tipos de grietas inclinadas. (a) Grietas por flexión cortante. (b) Grietas por cortante en el alma.

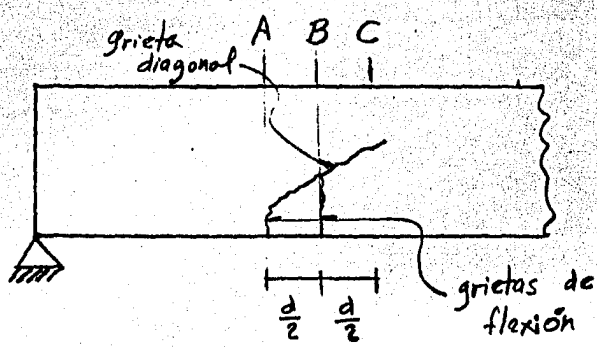


Fig. 5.15 Configuración idealizada del agrietamiento por flexión-cortante.