



Universidad Nacional Autónoma de México

FACULTAD DE INGENIERIA

28

55

**ESTUDIO COMPARATIVO ENTRE DIVERSOS SISTEMAS DE
ENTREPISO Y CUBIERTA, EN CONCRETO, PARA
VIVIENDAS DE INTERES SOCIAL.**

T E S I S

**QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL**

PRESENTA

FELIPE DIAZ DE LEÓN FERNANDEZ DE CASTRO



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis 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 N D I C E

I.	INTRODUCCION	1
II.	ASPECTOS GENERALES DEL PRESFUERZO Y DE LA PREFABRICACION	8
A.	Concreto Presforzado	8
1.	Pretensado	9
2.	Postensado	13
3.	Materiales	17
a.	Concreto	17
b.	Acero	22
B.	Prefabricación	28
III.	COMPORTAMIENTO DEL CONCRETO REFORZADO Y DEL CONCRETO PRESFORZADO	33
A.	Generalidades	33
B.	Comportamiento de una viga de concreto simple, de concreto armado y de concreto presforzado	34
C.	Etapas de carga en elementos presforzados	39
D.	Comparación entre el concreto reforzado y el concreto presforzado	45
IV.	DISEÑO	
A.	Losa colada en sitio	50
B.	Vigueta y Bovedilla	58
C.	Placa Aligerada	75

D. Placa Pretensada	80
E. Losa Aligerada	85
V. CUBICACION Y COSTOS	91
A. Cubicaciones	91
B. Costos	96
VI. CONCLUSIONES	106
ANEXO 1	113
ANEXO 2	114
BIBLIOGRAFIA	119

introducción

INTRODUCCION

Desde los más remotos inicios de la civilización, el hombre buscó un techo bajo el cual cobijarse; primero fueron las grutas quienes le ampararon y después, poco a poco, con -forme evolucionó su inteligencia, amplió sus horizontes y construyó sus techos ora de palmas, ora de maderas y más tarde de piedra amalgamada con los más diversos materiales. Pero así como crecía en inteligencia, el animal humano creció en número y superpobló la tierra haciéndose insuficiente todo aquello que le es indispensable para satisfacer sus necesidades básicas.

De este modo, en un siglo XX cuyas últimas décadas estamos viviendo; siglo de computadoras y viajes espaciales, el hombre sufre, como al inicio de su civilización, la angustia del techo que le dé cobijo. La escasez de la vivienda es un problema que cada vez se hace más agudo y esto, particularmente en las grandes urbes y en especial sobre la parte más necesitada de la población, la clase media y baja.

En México, una de las últimas acciones del gobierno en oro de solucionar éste problema, fué la creación del Plan Nacional de Vivienda, que ubica la problemática de la vivienda en el marco de desarrollo nacional, particularmente en su interrelación con la dinámica de los asentamientos humanos.

Tiene dos principios fundamentales: lograr niveles adecuados de bienestar para toda la población, y propiciar el in

cremento en la producción, relacionando a la vivienda con los objetivos de la reforma social y económica del país.

Dicho programa se establece dentro de las prioridades nacionales, lo que significa analizar la disponibilidad de los recursos, sobre la base de no plantear proporcionalmente un mayor gasto público, sino programar las acciones necesarias con una planeación adecuada. Las necesidades de la vivienda y la distribución del ingreso son factores que condicionan la programación tendiente a optimizar la utilización de los recursos disponibles, con objeto de maximizar sus efectos en términos de bienestar y producción. Se busca pues obtener alta productividad, minimizando costos, reduciendo tiempos y desarrollando tecnologías adecuadas.

El objetivo principal es producir el número de acciones de viviendas para cubrir las necesidades que presenta el incremento demográfico, que para el período 1981-2000 se calcula en 5.8 millones de viviendas, más 6.9 millones que corresponden al deterioro que presenta el inventario habitacional existente, es decir, 12.7 millones de viviendas a corto y largo plazo.

Por otra parte, se deberán prever las posibilidades de suficiencia de la producción de materiales para la vivienda en dicho período, ya que por ejemplo, la demanda total de insumos básicos para elementos de concreto que componen la vivienda en el año 2000, será de 10 millones de toneladas de acero, 83.2 millones de toneladas de cemento, 500 millones de metros lineales de dadas y castillos, etc.. Esto significa que deberán

proponerse diversas políticas de fomento industrial y buscar tecnologías adecuadas para reducir dichas cifras.

Además es indispensable la comercialización de elementos industrializados, es decir, transformar el proceso de industrialización de materias primas, como el cemento y el acero, a esquemas de transformación industrial, fabricando componentes y elementos listos para su aplicación a los procesos constructivos. Por ello es necesario utilizar y aumentar la capacidad instalada de la industria de la construcción, a través de la promoción y apoyo a las empresas productoras.

La reducción de costos en los procesos constructivos, necesita de un programa de normalización y estandarización de materiales y elementos, para evitar el desperdicio de los mismos y los gastos adicionales. Claro está que se tendrá que tener flexibilidad en el diseño, mediante el uso de elementos de fácil manejo y ensamble, y de sencilla difusión y asimilación, para asegurar la aprobación social de esas nuevas tecnologías. Con ello se lograría la fabricación masiva de elementos iguales realizados con la ayuda de máquinas y procesos previamente planeados, que permitieran producir y almacenar grandes cantidades de elementos y componentes en tiempos más cortos y a costos menores.

La construcción de viviendas de interés social aparece como posible solución a la demanda habitacional, ya que debe reducir el consumo de materiales y representar una inversión mínima por unidad habitacional construida, además de generar un

ahorro interno, renglón tan importante en la economía familiar.

Motivado por el enorme problema habitacional que vive nuestro país, y buscando una solución más para la vivienda, realicé éste trabajo que presento ante el Honorable Jurado, para optar al título de Ingeniero Civil de la Universidad Nacional Autónoma de México; a tal efecto hice un estudio comparativo entre diversos sistemas de piso y cubierta, en concreto, con el afán de reducir los costos de construcción. Estos sistemas estructurales se deben seleccionar tomando en consideración la funcionalidad, la resistencia estructural, la construcción y la economía. Desde el punto de vista de la funcionalidad, es importante considerar las condiciones de servicio y el uso al que estará sujeta la estructura; para evaluar la resistencia del sistema, deberán considerarse factores tales como las cargas, claros, espesores, deflexiones, durabilidad, etc..

Para el presente estudio, inicialmente consideré un proyecto para viviendas de interés social, en que el área era de aproximadamente 50.00 m^2 ; el tablero crítico resultó de 3.20 m. por 5.65 m. , el cual rigió el diseño, y consideré una carga viva, más las sobrecargas, de 300 kg/m^2 (acabados mínimos). Pero como mi interés radicaba en conocer una curva de costo-claro, hice dos diseños más, para claros cortos de 3.5 m y 4.0 m. , valores que consideré como límites para una vivienda de interés social.

El aspecto económico en la elección del sistema de piso,

depende de los materiales, la cimbra y la mano de obra, principalmente; los procedimientos de construcción tienen importancia para seleccionar el tipo de losa, debiéndose tomar en cuenta el sistema de construcción, que básicamente puede ser por medio de estructura de concreto reforzado colado en el lugar, para lo cual se tendrá que recurrir a cimbras, o bien por medio de elementos prefabricados, reforzados o presforzados, que generalmente son elementos elaborados fuera de obra; otros sistemas tienen características mixtas, esto es, mediante elementos prefabricados y otros colados en sitio.

El primer sistema de piso que diseñé fué la losa tradicional o colada en sitio, la cual se consideró apoyada en vigas que se cuegan monolíticamente con ella; después analicé cuatro sistemas prefabricados y pretensados que se apoyan sobre una dala perimetral; tres de ellos llevan en su parte superior un firme de compresión ($f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$) que se cuega al mismo tiempo que la dala perimetral (en la mayoría de los casos), mientras que el otro (Losa Aligerada), no lleva firme, por lo que únicamente se ahoga en la dala.

Es importante recordar que una losa es un elemento estructural de cuyas dimensiones dos son grandes, comparadas con la tercera. Su función principal es soportar cargas que actúen en sentido normal al plano formado por las dos dimensiones grandes; si es rectangular, una mayor cantidad de carga se tendrá que ir en dirección de su claro corto, cantidad que será mayor mientras más grande sea el claro largo; para fines

prácticos es común considerar que una losa trabaja como doblemente apoyada o en una dirección, cuando el lado largo es igual o mayor que dos veces el claro corto, y perimetral cuando sea menor.

El método que se guf para estimar los momentos flexionan - tes debidos a las cargas uniformemente distribuidas en la lo - sa (perimetralmente apoyada), es el propuesto en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, fundado en los es - tudios de Sless y Newmark. Los coeficientes de momentos toman en cuenta la rigidez tanto en flexión como en torsión de las franjas de losa, las deflexiones de las vigas de apoyo, los efectos favorables de la redistribución de momentos y la posi - bilidad de variación de carga viva de los diversos tableros; dicho método está basado en hipótesis elásticas.

Por otra parte, una viga (o losa en una dirección) es un miembro estructural de eje recto, sujeto principalmente a flexión. Las vigas presforzadas que presentaré en mi estudio, Vi - gueta y Bovedilla, Placa Aligerada, Placa Pretensada y Losa Aligerada, se diseñaron siguiendo el siguiente procedimiento:

1. Dimensionamiento y revisión mediante el criterio de diseño de esfuerzos permisibles.
2. Revisión por deflexiones.
3. Revisión por el criterio de diseño por resistencia.
4. Revisión del tipo de falla.
5. Dimensionamiento y revisión por cortante mediante el criterio por resistencia.

6. Dimensionamiento y revisión por cortante horizontal.

Para ello se utilizó el Reglamento de Construcciones para el D.F., el A.C.I. y el P.C.I., principalmente.

No importando el sistema de piso de que se trate, recordemos también que el peralte no es proporcional a los claros, que el momento flexionante está en función del claro, de las cargas y de las condiciones de apoyo, y que las deflexiones deberán limitarse por razones estructurales y funcionales.

Finalmente quisiera agradecer a aquellas personas que de alguna forma u otra, me ayudaron a la realización de éste estudio, que representa el final de un esfuerzo realizado durante mi preparación a nivel licenciatura.

*aspectos generales del presfuerzo
y de la prefabricación*

ASPECTOS GENERALES DEL PRESFUERZO Y DE LA PREFABRICACION

CONCRETO PRESFORZADO.

La resistencia a la tensión del concreto alcanza solamente alrededor de $1/10$ de su resistencia a compresión y en general ni siquiera se dispone de ella para soportar cargas, ya que es consumida parcial o totalmente por las inevitables tensiones propias.

Por ello, para poder emplear el concreto simple en elementos que deban resistir tensiones, es necesario encontrar una forma de suplir ésta falta de resistencia a tensión. En el concreto reforzado se logra colocando acero de refuerzo en las zonas de los elementos estructurales donde puedan aparecer tensiones. Además el acero de refuerzo sirve para confinar el concreto simple, restringir el desarrollo de grietas o fisuras, incrementar la capacidad del elemento y aumentar la ductilidad. Inclusive se ha conseguido disminuir la separación entre fisuras y por tanto su ancho, mediante un reparto adecuado del acero y la utilización de barras especiales con buena adherencia.

Sin embargo, el refuerzo, a pesar de garantizar una resistencia adecuada, no impide el agrietamiento del concreto a niveles de carga relativamente bajos. En ocasiones se han observado graves daños debidos a la fisuración, especialmente cuando el recubrimiento de las barras era demasiado pequeño o

en casos en que se vio favorecida su destrucción por condiciones atmosféricas adversas, agua de mar, gases de humos, etc.. Debido a la importancia de los efectos desfavorables de las grietas sobre la apariencia y durabilidad de los elementos de concreto reforzado, surgió la necesidad de buscar algún método para eliminar el agrietamiento.

La contribución más importante para resolver dicho problema consiste en presforzar al elemento estructural, lo que significa "crear en él , mediante un procedimiento externo, esfuerzos tales que al combinarse con los correspondientes a las cargas externas, anulen los esfuerzos de tensión o los mantengan menores que los esfuerzos permisibles de los materiales empleados" ; además los esfuerzos permanentes creados en la estructura, permiten mejorar su comportamiento y resistencia bajo diversas condiciones de servicio.

Los principios y técnicas del presfuerzo se aplican a estructuras de muchos tipos y materiales, pero la aplicación más importante radica en el concreto estructural. Aunque se han empleado muchos métodos para producir el estado deseado de precompresión en los miembros de concreto, los más importantes son el Pretensado y el Postensado.

Pretensado. En éste método los elementos se producen tensando los tendones entre anclajes externos, antes de efectuar el colado. Al endurecer el concreto fresco, se adhiere al acero y cuando alcanza la resistencia requerida (f'_{ci}), se retira la fuerza presforzante aplicada por los gatos, y se transmite

dicha fuerza al concreto, con lo cual se produce un estado de esfuerzos de compresión en el elemento.

Fundamentalmente las instalaciones para la producción de elementos pretensados consisten en una mesa donde se fabrican los productos, muertos de anclaje, moldes, gatos para tensar, grúas para el manejo de los elementos prefabricados, equipo especial para el manejo de los tendones y en algunas ocasiones plantas de vapor para reducir los ciclos de fabricación por medio de un curado acelerado.

Las mesas de colado pueden ser fijas o portátiles; las primeras pueden ser muertos de anclaje que resisten por sí solos todas las fuerzas de presfuerzo, muertos de anclaje pilotados o losas actuando como columnas; las portátiles por su parte pueden ser dovelas precoladas que se unen por medio de tendones de presfuerzo, estructuras de acero o los propios moldes que se diseñan para soportar la fuerza de presfuerzo, además de dar la forma que se requiera.

Los tendones se tensan entre placas de anclaje que se encuentran situadas en cada extremo de la mesa y soportadas por grandes secciones de acero ahogadas en un macizo de concreto llamado muerto de anclaje. En uno de los extremos, que se llama fijo, la placa de anclaje se apoya directamente en las viguetas de acero soportantes, mientras que en el otro, el de tensado, se introducen puntales de acero (temporales), si el tensado es individual, o los gatos, si se tensan simultáneamente, entre la placa de anclaje y las viguetas de apoyo; las

placas son generalmente de acero con perforaciones por donde los alambres o torones se introducen para anclarse (figura 1).

Si el tensado es individual, los alambres se van tensando y anclando uno por uno, para después substituir los puntales de acero por gatos, para detensar cuando el concreto haya alcanzado la resistencia adecuada.

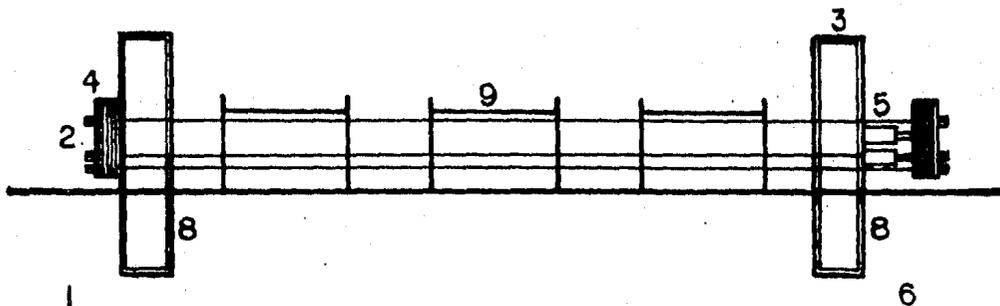
Los anclajes utilizados también pueden ser para un sólo alambre o torón, o para varios, pero en general son mordazas que utilizan el principio de la cuña o la fricción.

En general los elementos pretensados se fabrican con tendones rectos, aunque existen dispositivos para desviarlos, de tal manera que sus trayectorias se ajusten a los momentos actuantes a lo largo del elemento. También en algunas ocasiones se desea reducir la fuerza de presfuerzo en los extremos, lo cual se puede lograr mediante el engrasado, que consiste en encerrar los tendones en tubos de plástico con lo que se evita la adherencia; de esta manera, la longitud de desarrollo se inicia en el extremo del tubo, en lugar de hacerlo en el extremo del elemento.

Finalmente quisiera resumir el procedimiento general del pretensado, el cual consiste en:

1. Colocación del fondo del molde.
2. Poner el descimbrante.
3. Colocación y tensado de los cables de presfuerzo.
4. Colocación de estribos y acero longitudinal.
5. Colocación de los costados de la cimbra.

mesa de presfuerzo



- | | |
|--------------------------|-----------------------|
| 1. apoyo fijo | 2. anclajes de acero |
| 3. viguetas | 4. placa de anclaje |
| 5. gatos | 6. extremo de tensado |
| 7. tope | 8. muerto de anclaje |
| 9. elementos pretensados | |

figura 1

6. Colado y vibrado del concreto.
7. Colocación de mantas para el curado mediante vapor.
8. Verificación de la resistencia adquirida del concreto.
9. Detensado y cortado de los cables.
10. Quitar los costados, sacar la pieza y transportarla a los almacenes o a la obra.

Postensado. En éste método se cuela o se deposita el concreto dentro del molde y se deja fraguar antes de la aplicación del presfuerzo. El acero puede colocarse con un determinado perfil a lo largo del elemento, es decir, variando la excentricidad de los tendones: esto permite neutralizar el efecto de la carga a lo largo de la viga: en los puntos donde ocurra el momento máximo se tendrá la máxima fuerza de presfuerzo, y donde ocurra el mínimo momento flexionante, se aplicará la mínima fuerza de presfuerzo.

Al fabricar la pieza se colocan ductos en los moldes que generalmente se amarran a los estribos para prevenir el deslizamiento accidental, con el fin de evitar que los tendones se adhieran al concreto durante la operación del tensado. Al adquirir la resistencia adecuada, se tensa el acero contra los extremos del elemento y se ancla, quedando de esta forma el concreto sujeto a compresión.

Después del tensado, generalmente se rellenan los ductos con lechada para que al endurecer sirva de unión entre el tendón y la pared interior del ducto; de ésta forma se permite

la transmisión de la fuerza secundaria, ya que la principal tiene lugar en los anclajes.

Los diversos tipos de anclajes que se utilizan pueden consistir en:

- a. Utilizar el principio de la cuña.
- b. Apoyar directamente el tendón sobre una placa, por medio de un engrosamiento.
- c. Doblar los tendones.
- d. Usar dispositivos a base de rosca.
- e. Alguna combinación de los anteriores.

En los extremos de las unidades postensadas, los tendones transmiten una gran fuerza al anclaje, el cual constituye un área relativamente pequeña, por lo que es importante revisar dichas zonas; en ésta área el concreto debe ser de buena calidad y debe tener una compactación adecuada, a pesar de que en ésta zona casi siempre existe un congestionamiento de refuerzo, ductos y anclajes.

El procedimiento del postensado se puede resumir de la siguiente manera:

1. Colocación del fondo del molde.
2. Colocación del acero, conexiones, acero longitudinal y ductos.
3. Cimbrado.
4. Colado / vibrado del concreto.
5. Curado.

6. Tensado, ya sea por uno o ambos lados.
7. Anclado.
8. Inyección de la lechada a presión.
9. Quitar los costados, sacar la pieza y transportarla a los almacenes o a la obra.

El postensado puede usarse en la producción industrial para grandes unidades prefabricadas, pudiendo ser colado en obra o en plantas prefabricadoras; en cambio el elementos pretensados siempre son prefabricados.

Además del pretensado y postensado existen ciertos sistemas especiales de presfuerzo que quisiera explicar brevemente:

1. Presfuerzo por medio de cementos expansivos. El presfuerzo se logra empleando una mezcla de cementos Portland y aluminoférrico lo que produce una reacción que aumenta el volumen del concreto; esto provoca que se produzcan esfuerzos de tensión en los tendones, y esfuerzos de compresión en el concreto.

2. Presfuerzo eléctrico. Se utilizan tendones lisos cubiertos con un material termoplástico a los cuales se les suministra una corriente eléctrica de bajo voltaje y alto amperaje; éste sistema se considera una variante del postensado, ya que la corriente se aplica después de que el concreto haya endurecido y alcanzado la resistencia requerida.

La corriente provoca la dilatación de los tendones por lo que el material de revestimiento se ablanda y por consiguiente

se permite el libre movimiento de los tendones; la longitud de los tendones aumenta y cuando alcanzan la longitud requerida, se anclan en los extremos de la pieza. Al enfriarse las barras, tienden a recuperar su longitud original, lo que provoca esfuerzos de compresión en el concreto, además de que se recupera la adherencia entre el acero y el concreto.

3. Presfuerzo por enbobinado. Es una variante del pretensado y permite presforzar al elemento en ambos sentidos mediante un mecanismo a base de plataformas giratorias: dicho sistema se utiliza generalmente en placas y armaduras.

4. Presfuerzo circular. Se utiliza generalmente en estructuras circulares tales como tanques, silos, tuberías, depósitos para derivados del petróleo, etc., para contrarrestar los esfuerzos de tensión producidos por los empujes radiales ejercidos por los líquidos. Se puede presforzar mediante cables cortos que se dejan ahogados en el concreto, o por medio de un cable continuo que se enrolla en torno a la estructura mediante un dispositivo que mantiene al cable en tensión durante su colocación.

Después de analizar el pretensado y el postensado, resulta difícil determinar que sistema es mejor, ya que su elección dependerá de aspectos técnicos y económicos, según sea el caso específico que se presente. Pero quisiera señalar algunos factores que debemos tomar en cuenta al efectuar dicha elección.

A) Ventajas del Pretensado.

a. Mayor rapidez de fabricación.

- b. Mayor control de calidad.
- c. No requiere costos de ductos y lechadas.
- d. Adecuado para la fabricación de elementos estándar.
- e. Economía de mano de obra.

B) Desventajas del Pretensado.

- a. Se requiere transporte y montaje, lo que significa un costo adicional (considerando el postensado en obra).
- b. Limitación en la longitud de las piezas.
- c. Dificultad de dar trayectorias curvas.
- d. Uniones más complicadas.
- e. Alto monto de la inversión en equipo.
- f. Requiere mayor planeación.
- g. Planos más complicados y costosos.

Las ventajas y desventajas del postensado, se pueden deducir fácilmente de las anteriores.

Por otra parte, para complementar el capítulo, creo que es importante hacer una breve reseña acerca del acero y del concreto de alta resistencia, sus características, su importancia y su comportamiento en los elementos de concreto presforzado.

Concreto.

El concreto empleado en miembros presforzados es normalmente de resistencia más alta que el de estructuras no presforzadas. La práctica actual en nuestro país pide una resis-

tencia a la compresión igual a 350 ó 400 kg/cm² para el concreto presforzado, mientras que para el concreto reforzado de 200 ó 250 kg/cm². Esto se debe a que el concreto presforzado se somete a esfuerzos más altos y por lo tanto un aumento en su calidad permite tener resultados más económicos; por ejemplo, un concreto débil seguramente requerirá anclajes especiales o fallará al aplicarle el presfuerzo.

Por otra parte, el concreto de alta resistencia a la compresión, permite tener mayor resistencia a la tensión y al corte, lo que resulta favorable ya que disminuye la formación de grietas debidas a la flexión y a la tensión diagonal, aún a pesar de que se producen esfuerzos mayores que en el concreto reforzado; además permite reducir las dimensiones de la sección del elemento y por consiguiente se logra reducir la carga muerta y se pueden aumentar los claros. Las deflexiones y el agrietamiento excesivo que se producirán en secciones esbeltas sometidas a altos esfuerzos, se controlan fácilmente mediante el presfuerzo.

También el concreto de alta resistencia tiene un módulo de elasticidad mayor de tal manera que se reduce cualquier pérdida de la fuerza pretensora debida al acortamiento elástico del concreto.

Como podemos observar es muy importante que se logre la resistencia especificada, ya que además las estructuras presforzadas tienen un mayor número de partes sujetas a altos esfuerzos, es decir, un mayor número de secciones críticas. Por ejemplo, si consideramos una viga presforzada, veremos que las

fibras superiores están altamente comprimidas bajo fuertes cargas exteriores, mientras que las fibras inferiores están bajo una alta compresión al momento de la transferencia; de forma semejante, mientras que las secciones en el centro del claro resisten los momentos flexionantes máximos, las secciones en los extremos distribuyen la fuerza del presfuerzo; de lo anterior se puede concluir la necesidad de tener una resistencia adecuada y uniforme en todo el elemento presforzado.

En el pretensado, la transferencia del presfuerzo no se puede lograr hasta que el concreto haya alcanzado la resistencia especificada (f'_{ci}). A temperaturas normales, el concreto necesita varios días para desarrollar esa resistencia, pero existen varios métodos para lograr un endurecimiento acelerado: el interno mediante el uso de aditivos químicos, y el externo, mediante la aplicación de vapor. Esto es importante desde el punto de vista de producción, ya que siempre es necesario desocupar la mesa para ser usada nuevamente.

Es importante conocer las deformaciones y los esfuerzos para poder estimar la pérdida del presfuerzo en el acero y para tenerlo en cuenta para otros efectos del acortamiento del concreto. El concreto es útil principalmente a compresión y está sujeto a un estado de esfuerzos aproximadamente uniaxial (figura 2).

La respuesta es razonablemente elástica para cargas iguales a más o menos la mitad de la máxima; los concretos de más alta resistencia tienen un módulo de elasticidad más alto, el cual es la pendiente de la recta tangente, pero son más frági-

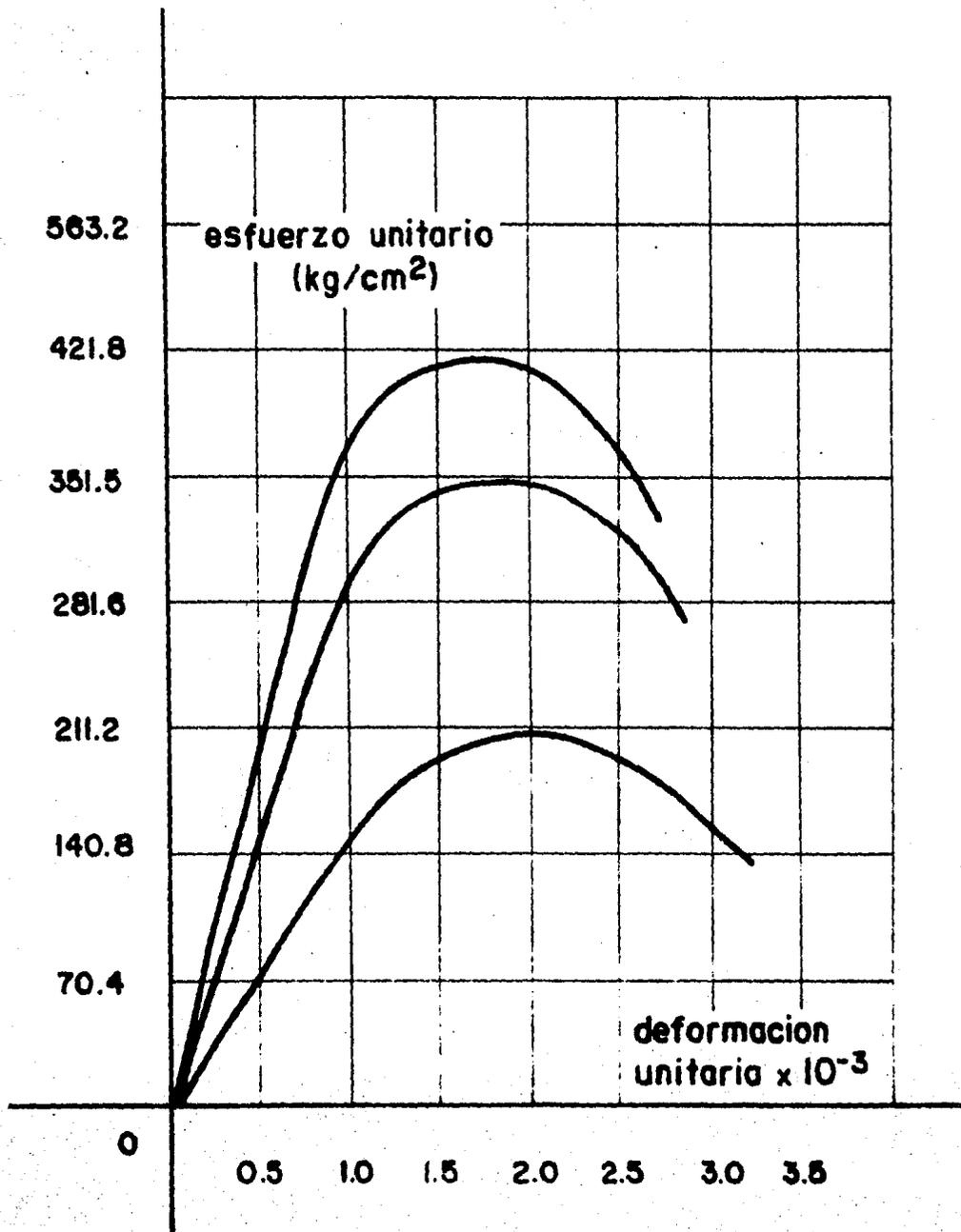


figura 2

les, ya que se fracturan a una deformación menor. Usualmente la deformación límite para compresión uniaxial, para concretos cuya resistencia sea menor a 400 kg/cm^2 , se toma como 0.003, y se considera que alcanzan su máximo esfuerzo a una deformación de más o menos 0.002.

La deformación del concreto dependiente del tiempo se debe a la contracción y al flujo plástico; es importante considerarlas en el diseño ya que dichos cambios volumétricos producen una pérdida en la fuerza pretensora y cambios significativos en la deflexión.

Cualquiera que sea el procedimiento de curado en cementos comunes, existe generalmente una contracción cuando tiene lugar el endurecimiento. A pesar de que la mayor parte de la contracción tiene lugar a temprana edad, continúa presentándose por varios meses, en lo que puede influir las condiciones de exposición. La contracción se presenta debido a la pérdida de humedad producida por la evaporación y la reacción de las sustancias; ésta disminución de volumen es independiente de la carga y se puede reducir mediante un curado adecuado.

Por otra parte, al aplicarle el esfuerzo inicial al elemento, se acorta, por lo que reduce la longitud extendida del acero, y en consecuencia, el esfuerzo en él. A ésta pérdida se le llama deformación elástica del concreto y depende del módulo elástico del concreto y del acero, y del esfuerzo en el concreto al ocurrir la transferencia.

Una tercera propiedad del concreto, relacionada con su empleo para estructuras presforzadas, es la fluencia (flujo

plástico), que puede definirse como el fenómeno que se presenta en cualquier concreto, debido a la permanencia de cargas a largo plazo, y se supone que se debe a un reacomodo de las moléculas o partículas. La velocidad del incremento de la deformación es grande al principio, pero disminuye con el tiempo hasta alcanzar un valor constante asintóticamente; dicha deformación también depende de las propiedades de la mezcla, humedad, condiciones de curado y de la edad del concreto al ser cargado.

Acero.

Para el concreto presforzado es importante la utilización de aceros de alta resistencia, ya que parte del alargamiento que se obtiene al tensar, se pierde con el acortamiento posterior del concreto. La fuerza presforzante entonces disminuirá en relación al acortamiento del concreto y el alargamiento inicial del acero. Por lo tanto la pérdida de la fuerza será menor, tanto mayor sea el alargamiento elástico del acero.

El método más común para aumentar la resistencia a la tensión del acero, es el templado en frío de varillas de acero de alta resistencia a la tensión, a través de una serie de tintes. Existen dos formas principales en las cuales se emplea el acero como tendones: alambre y torón. Este último se forma mediante la agrupación de alambres (generalmente siete) torcidos en forma de hélice alrededor de un eje longitudinal común, disminuyendo así el número de unidades a manejar en las operaciones de tensado. Los alambres tienen una resistencia a

la tensión $f_{pu} = 17,000$ ó $17,500$ kg/cm^2 , mientras que los torones tienen una resistencia mayor $f_{pu} = 18,900$ kg/cm^2 .

Si comparamos las curvas esfuerzo-deformación del acero de refuerzo ordinario y del acero de presfuerzo (figuras 3 y 4), veremos que las diferencias más notables son el mucho más elevado límite elástico, la mayor resistencia disponible y la más baja ductilidad de los alambres de presfuerzo. También podemos observar que el acero de presfuerzo no presenta un es fuerzo de fluencia bien definido; el límite proporcional para los alambres es aproximadamente cinco veces el punto de fluencia del acero estructural A-36. Al incrementar la carga los alambres muestran una fluencia gradual, hasta la fractura del acero.

Como ya dije, la ductilidad, medida como la deformación total al momento de la falla, es menor para el acero de presfuerzo; en cambio, el módulo de elasticidad de los alambres y del refuerzo ordinario es aproximadamente el mismo $E = 2 \times 10^6$ kg/cm^2 , aunque el del torón es ligeramente menor $E = 1.9 \times 10^6$ kg/cm^2 .

La nomenclatura utilizada en la figura 4 es la siguiente:

f_{pe} , E_{pe} = Esfuerzo y Deformación en el acero debidos a la fuerza pretensora P_{real} , después de todas las pérdidas.

f_{py} , E_{py} = Esfuerzo y Deformación de fluencia.

f_{pu} , E_{pu} = Resistencia y Deformación última del acero.

f_{ps} , E_{ps} = Esfuerzo y Deformación del acero cuando la viga falla.

esfuerzo (kg/cm²)

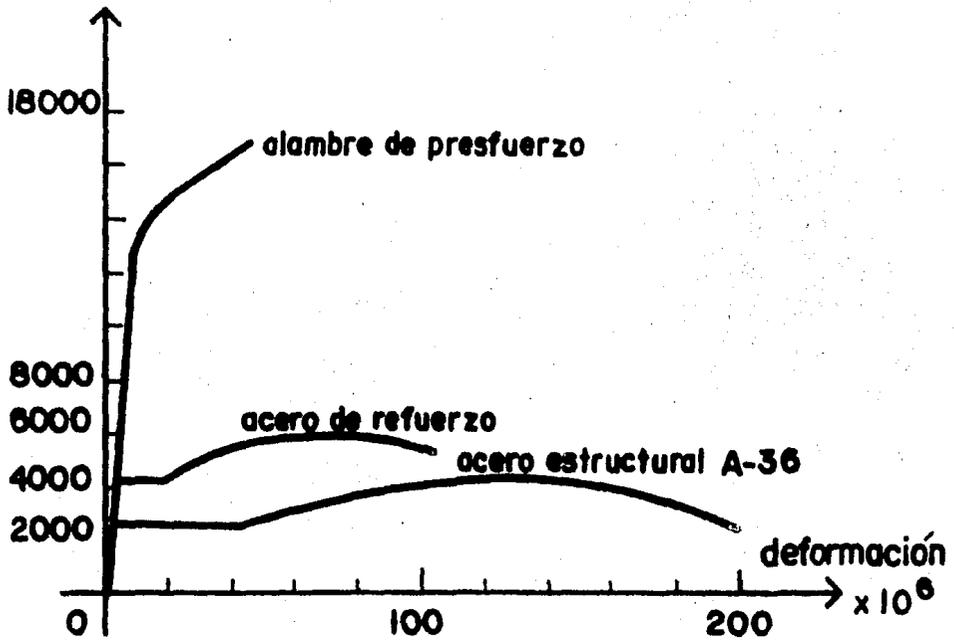


figura 3

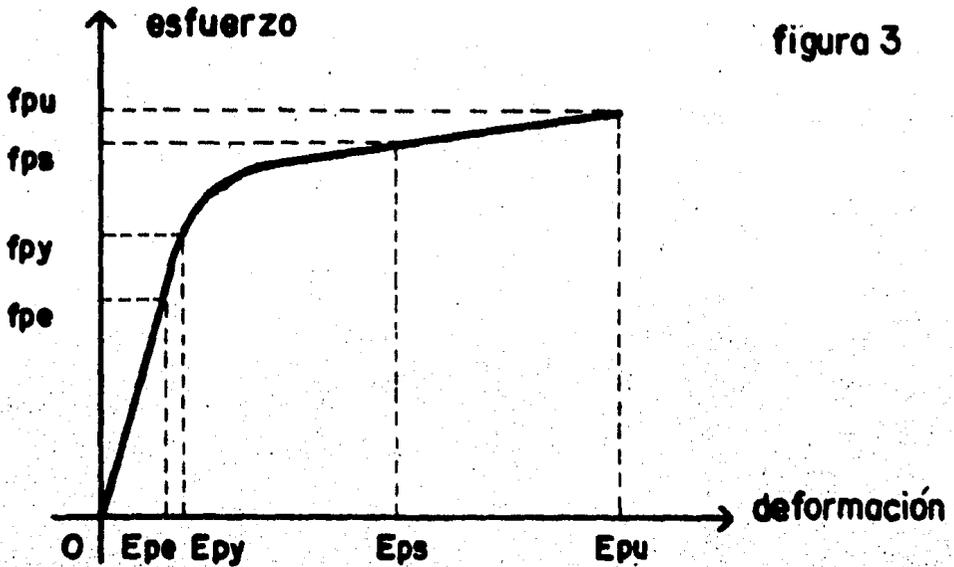


figura 4

Después de haber sido tensado el acero de presfuerzo y al actuar las cargas de servicio, se presenta una propiedad llamada relajamiento. Esta se define como la pérdida del esfuerzo que se presenta en un material esforzado, mantenido con longitud y temperatura constante; es un fenómeno que continúa con el tiempo, a una velocidad decreciente, y su importancia radica en que constituye una pérdida significativa en la fuerza pretensora.

En la figura 5 podemos apreciar, de una manera cuantitativa, la relación entre la carga aplicada y el esfuerzo en el acero, para el caso de una viga presforzada con adherencia.

Al aplicar la fuerza presforzante, el cable se estira entre los empotramientos, y el esfuerzo en el acero es f_{pj} . Después de detensar y cortar los cables, ocurre una reducción inmediata del esfuerzo hasta su nivel inicial f_{pi} , debido al acortamiento elástico del concreto. Al mismo tiempo el peso propio empieza a actuar, y se supondrá (por facilidad) que las pérdidas por flujo plástico y contracción del concreto ocurren antes de la aplicación de las sobrecargas, por lo que el esfuerzo en el acero se reduce aún más, hasta f_{pe} .

El esfuerzo en el acero se incrementa ligeramente al agregar las sobrecargas muertas y vivas, valor que por lo general se desprecia en los cálculos; si la viga no se ha agrietado, el comportamiento no se altera substancialmente hasta la carga de descompresión, en donde la compresión en la parte inferior se reduce a cero.

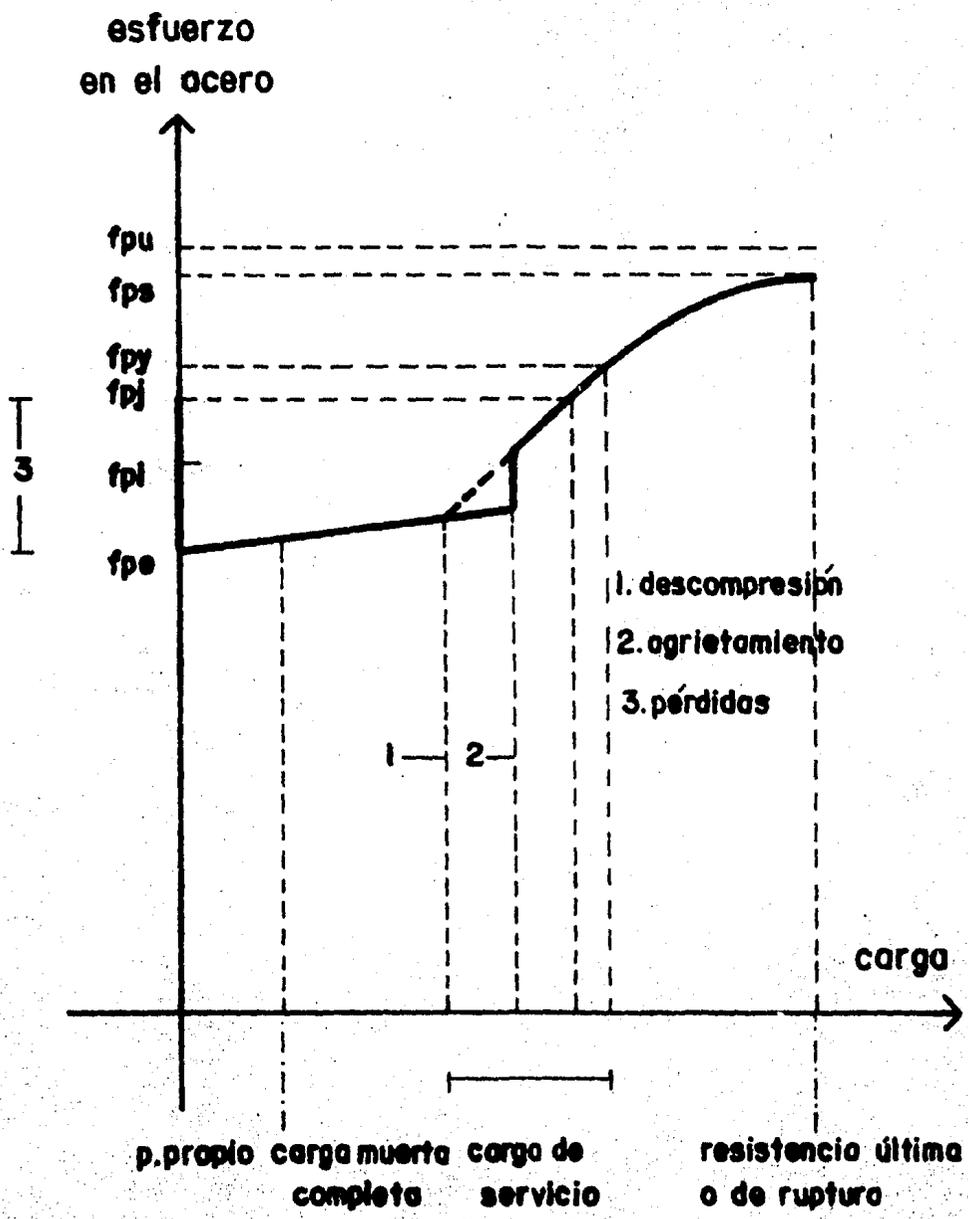


figura 5

El esfuerzo continúa incrementándose poco y en forma lineal hasta la carga de agrietamiento, punto en el cual la tensión que era tomada por el concreto, se transfiere al acero, por lo que el esfuerzo se incrementa súbitamente. Si la viga se agrieta con anterioridad, es decir, que el concreto tenga nula resistencia a la tensión, la curva cambia de pendiente en la carga de descompresión.

El esfuerzo se sigue incrementando, pero mucho más rápido que antes, y a partir del esfuerzo de fluencia f_{py} , el acero se deforma desproporcionalmente; la curva esfuerzo-deformación continúa hacia arriba pero reduciendo su pendiente. Se considera que el esfuerzo de falla f_{ps} se encuentra ligeramente debajo de la resistencia a la tensión f_{pu} , aunque puede llegar a tomar el mismo valor.

Finalmente, después de haber estudiado al concreto y al acero de alta resistencia, quisiera resumir las pérdidas que ocurren en los elementos presforzados, pretensados o postensados, y la forma en que se evalúan dichas pérdidas en el diseño estructural.

Pérdidas Instantáneas:

1. Acortamiento elástico del concreto.
2. Fricción del acero de presfuerzo debido a las curvaturas intencionales y/o accidentales.
3. Deslizamiento del cable en el anclaje.

Pérdidas Diferidas:

1. Contracción del concreto.
2. Flujo Plástico.
3. Relajamiento del acero.

Dichas pérdidas, de acuerdo al Reglamento del Departamento de Distrito Federal, se deberán evaluar en caso de contar con la información suficiente; en caso contrario se supone lo siguiente (en la mayoría de los casos):

A. En pretensado, siempre y cuando no se desvien los tendones, se toma como el 20% del presfuerzo inicial, es decir,

$$P_{inst.} + P_{dif.} = 0.20 P_i$$

B. En postensado se toman como el 15% del presfuerzo inicial, más las pérdidas por fricción y deslizamiento del cable.

PREFABRICACION.

La prefabricación es un sistema constructivo mediante el cual se elaboran elementos estructurales en una posición distinta a la que tendrán en su utilización.

Este sistema se puede realizar en planta o a pie de obra, siendo éste último caso el de las mesas portátiles, las cuales son recuperables casi totalmente y recomendables cuando no existe una planta de prefabricación cerca de la obra.

Los elementos prefabricados de concreto, que es el caso al que me referiré, pueden ser de concreto simple, de concreto reforzado o de concreto presforzado. Ahora bien, el presfuer-

zo ha sido muy importante para la prefabricación ya que implica una disminución en el peso de los elementos, lo que por consiguiente reduce costos de transporte y montaje.

Por otra parte, el pretensado resulta ser más apropiado que el postensado para procedimientos industrializados de producción, lo cual constituye una característica importante de la prefabricación: la estandarización, tipificación o normalización de los elementos estructurales; por ello, cuando el volumen de obra es considerable y cuando se puede lograr un diseño uniforme de los elementos, la prefabricación de ve favorecida.

Los principios de la prefabricación se pueden aplicar de diversas formas a la construcción de estructuras de concreto, pero las más importantes son:

1. Formar la estructura mediante elementos prefabricados que se ligan mediante juntas de continuidad.
2. Combinar la utilización de elementos prefabricados con los colados en el lugar. Esto se aplica en los sistemas de piso, en donde los elementos prefabricados sirven de cimbra al firme que se cuela en el lugar y que le dará un cierto grado de continuidad a todo el sistema.
3. Concebir la estructura como monolítica y descomponerla en porciones que se prefabrican.

Es importante conocer las desventajas y ventajas de la prefabricación, en comparación con el sistema tradicional, pa

ra tener un punto de partida al elegir el sistema que se utilizará.

Ventajas de la Prefabricación.

1. Economía en mano de obra. Si se logran emplear o establecer sistemas de producción en serie o mecanizados, tanto en la elaboración de los elementos como en el montaje, se puede lograr una economía importante en la mano de obra. Claro que ello sólo se puede lograr mediante una buena planeación y eficaz supervisión de los trabajos, lo que se refleja en un mayor rendimiento del personal.

2. Economía en cimbra y obra falsa. Es muy importante el ahorro que se pueda derivar de este punto y del anterior, si consideramos que entre los dos pueden significar la tercera parte del costo total de una estructura de concreto. Disminuyendo el tiempo de utilización de los moldes mediante un curado por vapor, se logra un ahorro considerable en cimbra.

3. Mayor control de calidad. Los sistemas de prefabricación permiten llevar acabo un mayor control de calidad, lo que mejora la precisión en las dimensiones de las piezas y en la colocación del refuerzo. Por ello es posible reducir los factores de seguridad o aumentar los esfuerzos permisibles al diseñar los elementos; esto trae consigo una reducción en la cantidad de materiales, y por ende, en las cargas muertas.

4. Rapidez de ejecución. Con una programación adecuada, es posible traslapar distintas etapas de la construcción,

pudiendo inclusive tener listos los elementos prefabricados al mismo tiempo de haber terminado la cimentación.

Al reducir los tiempos de construcción, disminuyen los gastos de administración y de supervisión, además de los intereses sobre el capital, ya que se logra un aprovechamiento de las inversiones antes de tiempo.

5. Alto grado de estandarización. Como ya dije anteriormente, esta ventaja se ve favorecida cuando el volumen de obra es considerable.

6. Otras ventajas:

- a. Los efectos de contracción se producen en su mayoría cuando la pieza aún se encuentra estibada en los almacenes de la planta.
- b. Se eliminan las juntas de colado.
- c. La industrialización favorece un mejor aprovechamiento del equipo.

Desventajas de la Prefabricación.

1. Mayor inversión inicial.
2. Dificultad en el diseño de conexiones y juntas, especialmente cuando se quiere lograr un alto de continuidad.
3. Alto costo de transporte y montaje. Aunque hay que recordar que en las estructuras coladas en el lugar, también existen los costos de movimiento y almacenaje de materiales.

4. Diseño más caro. Esto se debe a que existe una mayor complejidad de los detalles constructivos, y a la necesidad de tomar en cuenta las diferentes combinaciones de carga que pueden presentarse en las etapas de construcción. Pero si se logran estandarizar los elementos prefabricados, el costo de proyecto se reduce ya que la inversión inicial se va amortizando entre las diversas estructuras (por ello muchas veces no se considera como desventaja).

5. Escaséz de rigidez de algunas estructuras prefabricadas. Esto sucede sobre todo en las formadas por vigas y columnas, por la propia falta de monolitismo.

6. Programación detallada. Es necesaria para la consecución de algunas de las ventajas expuestas anteriormente.

7. Supervisión cuidadosa. Principalmente en la fabricación y montaje de elementos prefabricados.

A pesar de las conclusiones que se deriven de las consideraciones anteriores, es necesario estudiar el caso particular que se presente, para así establecer que sistema resulta ser el conveniente.

*comportamiento del concreto reforzado
y del concreto presforzado*

COMPORTAMIENTO DEL CONCRETO REFORZADO Y DEL CONCRETO PRESFORZADO

El concreto presforzado hace posible el empleo de acero de alta resistencia a la tensión y de concreto de alta resistencia, lo que nos permite controlar la deflexión y el agrietamiento. Inclusive, a medida de que se ha desarrollado este sistema de construcción, se ha visto que es posible diseñar dejando ciertos esfuerzos de tensión en el concreto y hasta cierto agrietamiento limitado.

En el concreto armado los esfuerzos que obran en el refuerzo a tensión, se limitan a valores bajos ya que el ancho de las grietas son proporcionales a dichos esfuerzos; en cambio en los elementos presforzados, se aplica gran parte del esfuerzo al acero antes de ser anclado al concreto y antes de ser cargado el miembro, por lo que el alto esfuerzo en el acero no va acompañado de grietas anchas en el concreto.

Asimismo la deflexión de las vigas ordinarias de concreto armado está ligada directamente a los esfuerzos. Si se permitieran esfuerzos muy grandes, las deformaciones en el concreto y en el acero producirían rotaciones de las secciones transversales a lo largo del miembro, que se reflejarían en grandes deflexiones; en cambio en los elementos presforzados, al predeformar el acero de alta resistencia a la tensión, se evitan dichas rotaciones y deflexiones; además el miembro de concreto, al estar libre de grietas, es más rígido para

ciertas dimensiones dadas de la sección, de lo que serfa si se permitiese el agrietamiento, como ocurre en el concreto armado.

Una viga presforzada sujeta a carga, experimenta una flexión, con lo que la compresión interna provocada por el presfuerzo disminuye gradualmente. Al retirar la carga, se restituye la compresión y la viga regresa a su condición original; inclusive se ha demostrado mediante pruebas, que se pueden efectuar un número ilimitado de inversiones de carga, sin afectar la capacidad de la viga para soportar la carga de trabajo o reducir su capacidad de carga última, lo que nos indica que se puede dotar a la viga de una gran resistencia a la fatiga mediante el presfuerzo.

Como ya dije anteriormente, el concreto no se agrietará si para la carga de trabajo, los esfuerzos de tensión, ocasionados por la misma, no excedan a los de compresión provocados por el presfuerzo; si se sobrepasa la carga de trabajo y los esfuerzos de tensión resultan mayores, surgirán grietas. Sin embargo, si se retira la carga, aún cuando la viga haya sido cargada a un punto cerca de su capacidad última, se logra el cierre total de las grietas, las cuales no reaparecerán bajo cargas de trabajo.

Para comprender mejor el comportamiento de una viga presforzada, analicemos los siguientes ejemplos.

Primero consideremos una viga de concreto, simplemente apoyada, sin refuerzo y soportando una carga concentrada en el

centro de su claro (figura 6).

Al ir aumentando la carga W , aparecen esfuerzos longitudinales de flexión, y si suponemos que tiene un comportamiento elástico, la distribución de esfuerzos será lineal. El es fuerzo de tensión alcanzará el valor de resistencia del material a la tensión f_r y se formará una grieta. Como no existe restricción para su desarrollo, el elemento fallará, aún sin aumentar la carga.

Si en la misma viga colocásemos refuerzo en forma de varillas de acero en las zonas donde se desarrollarán los esfuerzos de tensión, dicho refuerzo tomaría toda la tensión y podría mantener el agrietamiento en el concreto dentro de los límites aceptables (figura 7).

Consideremos ahora una viga igual a la inicial pero introduciremos en ella una fuerza de compresión axial P (figura 8). El esfuerzo f_c de compresión debido al presfuerzo es igual a P/A_c a lo largo de todo el paralte, siendo A_c el área de la sección transversal. Se puede lograr una magnitud de la fuerza P tal que los esfuerzos producidos por ella, combinados con los debidos a la carga actuante Q , eliminen los esfuerzos de tensión en la parte inferior de la viga.

En este caso el concreto reacciona como si tuviese resistencia a la tensión propia, lo cual no sucede en el caso anterior. Además, como los esfuerzos de tensión no exceden a los de precompresión, no se podrán presentar agrietamientos en la zona inferior de la viga.

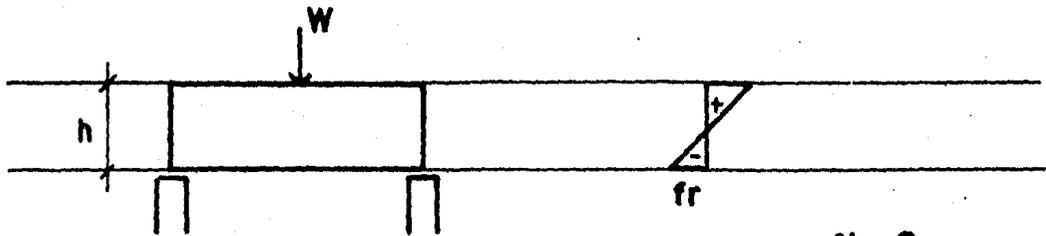


fig. 6



fig. 7

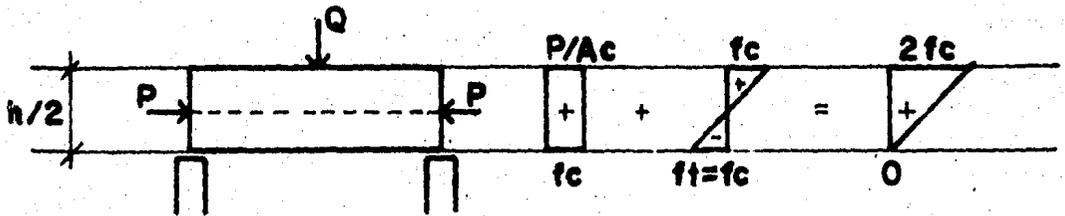


fig. 8

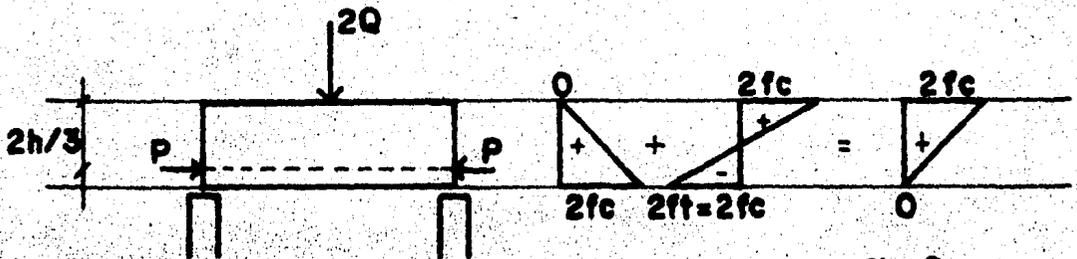


fig. 9

Si ahora aplicásemos la fuerza presforzante cerca de la zona inferior, se originaría una excentricidad que provocaría un momento de signo contrario al producido por las cargas exteriores (figura 9).

Se puede demostrar que para una viga rectangular, el punto de aplicación de la fuerza se localiza en el punto inferior del tercio medio del peralte de la sección (límite del núcleo central). La distribución del esfuerzo compresivo longitudinal varía de cero en la parte superior, hasta un valor máximo de $2fc = (P/Ac) + (\frac{Pe}{I}c)$, siendo c la distancia del centroide de la viga a su fibra inferior, e el momento de inercia de la sección transversal.

Podemos observar que el valor del esfuerzo producido por el presfuerzo es el doble del ejemplo anterior, de lo que se deduce que la carga transversal Q puede incrementar también al doble, produciendo la combinación de ambas fuerzas un diagrama de esfuerzos son tensiones nulas en la parte inferior, como en el ejemplo anterior. De ahí la importancia de lograr una cierta excentricidad al colocar los tendones para así obtener un aprovechamiento máximo del presfuerzo. Por ejemplo, considerando la misma viga simplemente apoyada, pero con excentricidad variable, tal y como se aprecia en la figura 10, se evitaría excentricidad del cable en los extremos, por lo que se reduciría el esfuerzo debido al presfuerzo a $fc = P/Ac$ y evitaríamos tener tensiones excesivas en estas zonas en las que los esfuerzos producidos por cargas

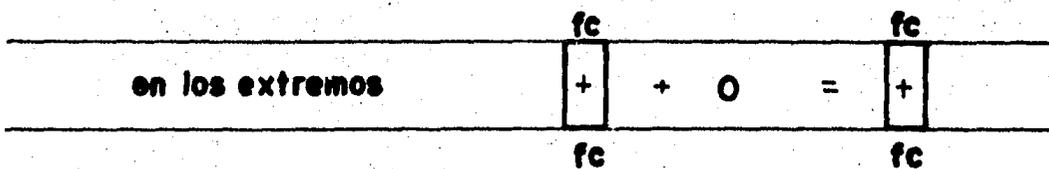
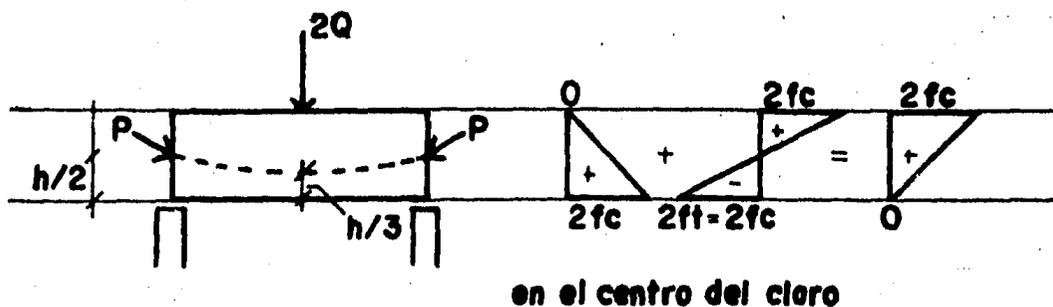


fig. 10

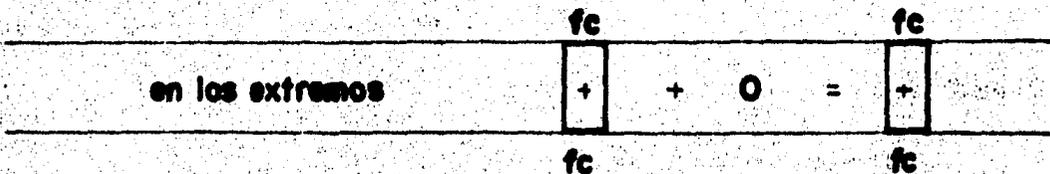
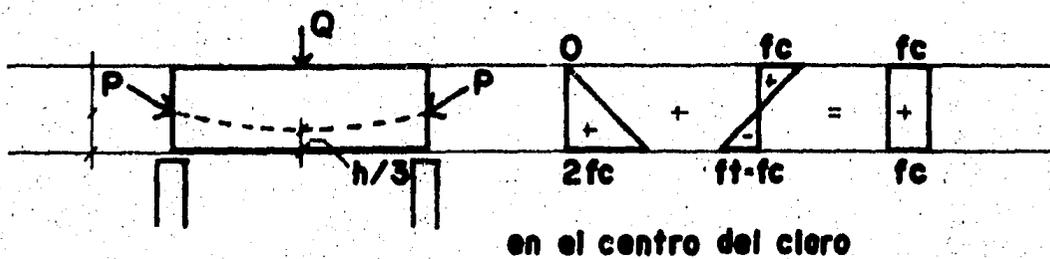


fig. 11

externas son nulos. Además lograríamos tener la excentricidad máxima en el centro del claro, en donde la carga $2Q$ produce el momento flexionante máximo.

Ahora bien, si se lograra producir un contramomento que tuviese el mismo valor al momento producido por las cargas a lo largo de todo el claro, se tendría una viga sujeta solamente a un esfuerzo axial de compresión uniforme en toda su extensión. Entonces, como ya dije anteriormente, la viga estaría exenta de agrietamiento y no se deformaría ni hacia arriba ni hacia abajo al aplicar las cargas (despreciando la contracción y el escurrimiento plástico del concreto). A esta condición se le conoce como la etapa de carga balanceada, y se lograba en el ejemplo anterior reduciendo la carga $2Q$ a la mitad (figura 11).

Por otra parte, existen diversas etapas de carga a las que se ven sujetos los elementos presforzados; si son prefabricados (pretensados o postensados) generalmente se revisan tres etapas: la etapa inicial, que es cuando se aplica el presfuerzo, la etapa intermedia que es la de transporte y montaje y la etapa final, en la cual el elemento se encuentra bajo la acción de las cargas de trabajo; en cambio, si los elementos se cuelan en obra (postensados) solamente se revisarán la etapa inicial y la final. A continuación explicaré brevemente cada una de las etapas, las cuales se encuentran subdivididas en períodos, dependiendo de las diferentes condiciones de carga.

1. Etapa Inicial. El elemento se encuentra únicamente bajo la acción del presfuerzo, sin estar sujeto a ningún tipo de cargas externas. Se subdivide en cuatro períodos, algunos de los cuales se pueden omitir en el diseño:

a. Antes del presfuerzo. En este estado el concreto tiene poca capacidad para soportar cargas ya que no ha sido presforzado, por lo que debe impedirse la falla de sus apoyos.

Cuando se desean eliminar o disminuir las grietas en el el concreto, se debe vigilar que se haga un curado cuidadoso antes de la transferencia del presfuerzo. Asimismo se debe tomar en cuenta la contracción del concreto, ya que las fisuras ocasionadas por ello pueden anular la capacidad del concreto para soportar esfuerzos de tensión.

b. Durante el presfuerzo. Este estado es muy importante para la resistencia de los tendones, ya que puede presentarse el máximo esfuerzo al que puedan estar sujetos durante toda su vida.

Por otra parte, como el concreto no ha alcanzado la resistencia especificada, mientras el presfuerzo está al máximo, puede ocurrir un cierto aplastamiento del concreto en los enclajes, cuando el concreto es de baja calidad, ó cuando tiene burbujas o huecos de curado.

c. Durante la transferencia del presfuerzo. Para elementos pretensados la transferencia del presfuerzo se realiza en una sola operación y en un corto lapso de tiempo, y

ocurre cuando se detensan los cables y se cortan. Si en cambio son elementos postensados, la transferencia es gradual y se logra al anclar los tendones.

En ambos casos la única carga actuante es el peso propio, pero a pesar de ello en muchas ocasiones ésta primera etapa rige el diseño del elemento. Algunas veces los elementos presforzados se diseñan considerando que el peso propio va a contrarrestar el efecto de la contraflecha producida por el presfuerzo; claro que para ello resulta muy importante darle los apoyos adecuados de tal manera que el momento positivo al centro del claro (simplemente apoyado) equilibre al momento negativo debido al presfuerzo. Si por ejemplo una viga fuese colada y presforzada en terreno suave y sin los soportes adecuados en los extremos, el momento positivo se puede ver disminuído y por consiguiente el presfuerzo puede producir esfuerzos de tensión muy altos en la fibra superior de la viga, lo que podría provocar la falla.

d. Descimbrado y retensado. Si los elementos son colados y presforzados en el lugar, generalmente se autosoportan durante y después del presfuerzo, por lo que la cimbra se puede retirar, después del presfuerzo, sin que se aplique una nueva condición de carga en la estructura.

2. Etapa Intermedia. Esta etapa se considera únicamente en elementos prefabricados, ya que deben transportarse a la obra y montarse en su posición final. Por ejemplo, si una viga diseñada para ser soportada en los extremos se iza por el

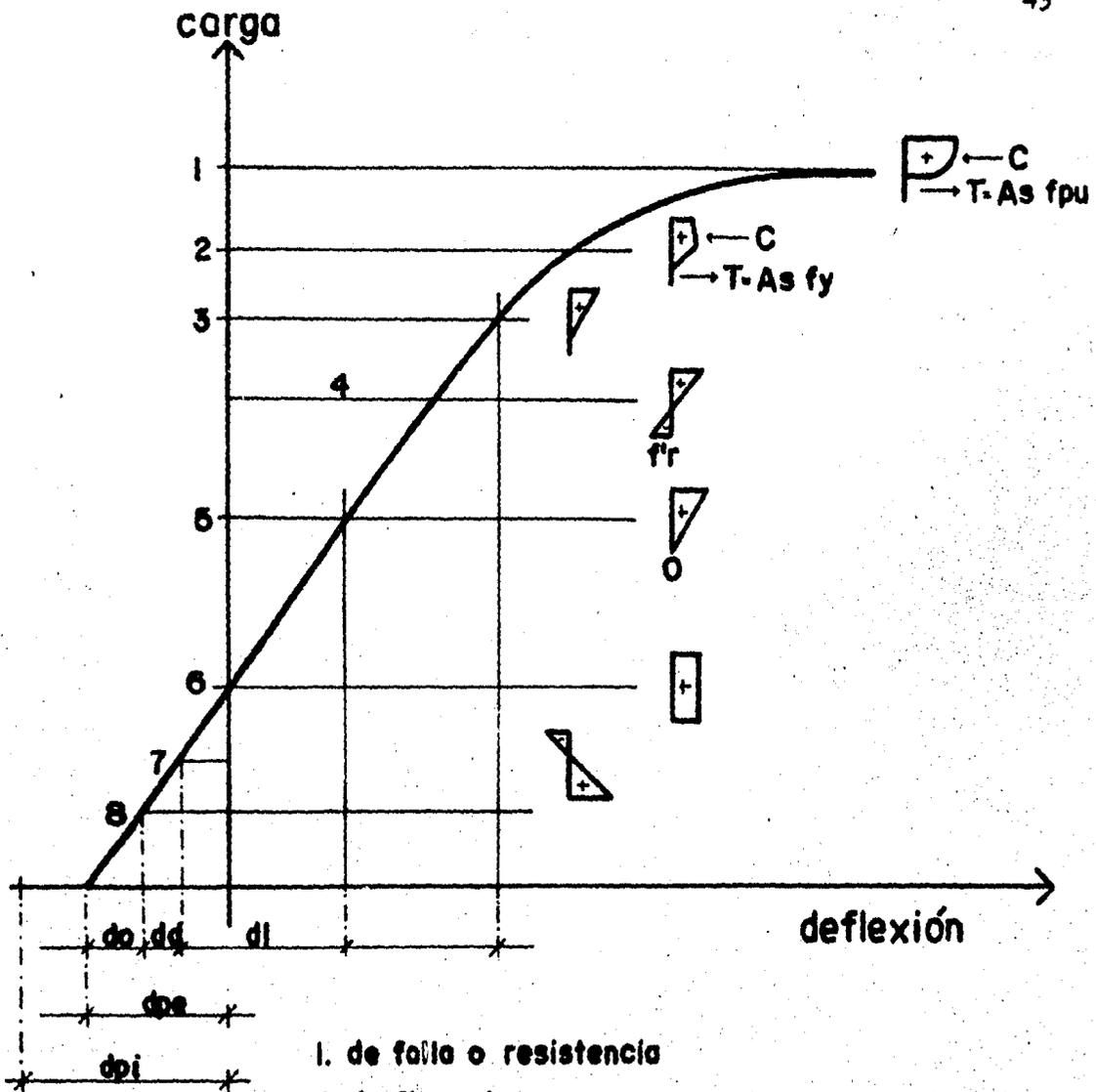
centro, se romperá fácilmente; de ahí la importancia de asegurarse que los elementos se manejen y apoyen correctamente todo el tiempo.

3. Etapa Final. Quisiera explicar el comportamiento del elemento, mediante su gráfica carga-deflexión (fig. 12).

Al aplicar la fuerza de presfuerzo inicial, existe una contraflecha inmediata d_{pi} , debido al momento asociado a la excentricidad del presfuerzo. Suponiendo la viga simplemente apoyada, el peso propio comienza a actuar inmediatamente produciendo una flecha d_d , lo que ocasiona una reducción de la contraflecha de la viga. A esta etapa se le conoce con el nombre de Estado Descargado o de Peso Propio. Por simplicidad se supone que las pérdidas de presfuerzo ocurren al mismo tiempo, de tal forma que la deflexión neta al comienzo será de $d_{pe} - d_d$, debida al peso propio y a la fuerza de presfuerzo.

La distribución de esfuerzos de flexión en el centro del claro varía linealmente desde un valor bajo de tensión en la parte superior, hasta un máximo de compresión en la parte inferior. Como ya mencioné anteriormente, ésta etapa puede regir el diseño del elemento ya que es posible que se necesite limitar la deflexión del elemento, y por tanto, los esfuerzos debidos al presfuerzo.

Al agregar la sobrecarga muerta, la contraflecha disminuye aún más por la acción de la flecha d_d ; en ésta etapa generalmente también se revisan los esfuerzos de tensión, ya



1. de falla o resistencia
2. de fluencia
3. de agrietamiento
4. intervalo de carga de servicio
5. de descompresión o tensión nula
6. balanceada
7. sobrecarga muerta
8. peso propio

fig. 12

que pueden resultar excesivos, y por ende la pieza puede fallar tempranamente. Al irse agregando una parte de carga viva, se puede llegar a un estado de carga balanceada en que la distribución de esfuerzos (de compresión) es uniforme en el miembro, y en donde no existe deformación alguna.

Si se aumenta la carga viva, se llega a tener un valor nulo del esfuerzo en la fibra inferior de la viga, y que corresponde al estado de descompresión; al incrementar la carga se llega hasta un punto en donde aparecen esfuerzos de tensión en la parte inferior, cuyo valor más grande corresponde al módulo de ruptura f'_{r} . Esta carga de agrietamiento se traduce en un cambio brusco en la adherencia y en los esfuerzos cortantes del elemento. Es importante la revisión de ésta etapa, sobre todo en estructuras sujetas a corrosión, para tendones sin adherencia o para estructuras donde el a - grietamiento se traduzca en deflexiones excesivas.

El rango usual de las cargas de servicio tiene su intervalo desde el estado de descompresión hasta un estado parcial de agrietamiento, tal y como se indica en la figura. Una vez sobrepasada la carga de agrietamiento, las deformaciones dejan de ser proporcionales a la carga, por lo que la curva muestra un quiebre brusco.

A medida que las cargas se siguen incrementando, el a - cero comienza a fluir o el concreto alcanza su deformación de aplastamiento, a lo que se llama estado de sobrecarga. Cerca de la falla, la respuesta de la viga es muy inelástica;

en términos generales la resistencia última se define como la capacidad máxima que puede resistir el elemento, antes de la falla o colapso.

Cualquiera de los estados de carga antes descritos, pueden servir como punto de partida para el dimensionamiento del miembro de concreto, debiéndose revisar los otros estados significativos para que se asegure un comportamiento satisfactorio bajo las cargas de servicio.

Conociendo las relaciones entre las cargas y las deformaciones para los distintos niveles de carga, es posible mantener las deformaciones dentro de los valores convenientes y lograr que el agrietamiento no exceda los límites establecidos.

Ya habiéndonos introducido un poco más al concreto presforzado, y por otra parte conociendo el concreto reforzado, me gustaría hacer una comparación entre los dos criterios para finalizar éste capítulo; de ésta forma se tendrá un punto más de referencia que nos servirá para elegir el sistema constructivo que más convenga.

La diferencia más importante entre los dos sistemas, es la utilización de materiales de alta resistencia en el concreto presforzado; además, presforzando el acero y anclándolo en el concreto nos permite controlar los esfuerzos de compresión y de tensión, con lo que logra reducir o eliminar las grietas en el concreto.

Por otra parte, en el concreto presforzado toda la sección de concreto trabaja eficientemente, mientras que en el

concreto reforzado, se supone que sólo trabaja la sección que se encuentra arriba del eje neutro.

La utilización de tendones curvos o desviados ayuda a tomar parte del cortante; además la precompresión tiende a reducir la tensión diagonal. De esta forma, en el concreto presforzado es posible reducir la sección transversal del elemento y aún así, tomar el mismo cortante que tomaría una viga reforzada de mayor peralte.

Mientras que el concreto de alta resistencia ($f'c = 350$ ó 400 kg/cm^2) es necesario en el concreto presforzado para darle resistencia a las secciones esbeltas, sobre todo en las zonas extremas en donde se produce directamente la fuerza de compresión, resulta antieconómico en el concreto reforzado ya que equivaldría a utilizar una sección menor, pero con un mayor armado, lo que reflejaría en un diseño más costoso.

A continuación mencionaré las ventajas y desventajas del concreto presforzado, comparándolo con el concreto reforzado, tomando en cuenta su utilidad, su seguridad y su economía.

1. Utilidad. La utilización de materiales de alta resistencia permiten considerar al concreto presforzado como el más adecuado para estructuras con grandes claros o grandes cargas. Como los miembros de concreto presforzado son más esbeltos, se adaptan más fácilmente a diseños arquitectónicos; además no presentan fisuras bajo las cargas de trabajo, y si se llegaran a desarrollar al actuar las sobrecargas, desaparecerán al retirar la carga, siempre y cuando no sea excesiva.

La flecha se reduce bajo la carga muerta gracias a la contraflecha producida por el presfuerzo; bajo las cargas vivas, la flecha también es menor debido al efecto de toda la sección no agrietada ya que tiene un momento de inercia mayor que el de la sección agrietada; inclusive puede comprobarse que las deformaciones del concreto presforzado alcanzan solamente alrededor de la cuarta parte de las flechas del concreto reforzado, para el mismo claro y las mismas cargas. Por otra parte, como ya dije anteriormente, los elementos presforzados son más utilizados en la prefabricación que los de concreto reforzado, ya que por ser más esbeltos, son más ligeros.

Para resumir podemos decir que el concreto reforzado, desde este punto de vista, puede ser más conveniente cuando se requieran estructuras donde el peso sea más importante que su resistencia, lo cual sucede muy pocas veces en viviendas.

2. Seguridad. Es muy difícil asegurar cual estructura es más segura que otra, ya que depende de su diseño y construcción, más no de su tipo. Sin embargo cabe señalar que al efectuar las operaciones de tensado, en cierta forma se está revisando la resistencia del acero y del concreto; inclusive existen elementos en los que se presentan los esfuerzos máximos a los que estarán sujetos durante toda su vida útil; esto significa que al resistir el tensado y detensado, se estará asegurando la suficiente resistencia bajo las cargas de servicio.

La resistencia al impacto y a las cargas constantes o repetidas es similar para los dos diseños, pero a la corrosión, suponiendo que no existan fisuras, el concreto presforzado tiene mayor resistencia. En cuanto a la resistencia al fuego, el acero de alta resistencia es más sensible a altas temperaturas, pero para el mismo recubrimiento mínimo, los tendones de presfuerzo pueden llegar a tener un recubrimiento promedio mayor, debido a la separación y curvatura de cada tendón.

Como los elementos de concreto presforzado tienen mayor resistencia, mayor esbeltez y algunas veces diseños más complicados, requieren de un mayor cuidado y especialización en el diseño, su construcción y montaje, lo cual puede significar una desventaja si no se tiene el cuidado y control de calidad que requieren este tipo de elementos.

3. Economía. Es evidente que si se cuenta con materiales de alta resistencia, necesitaremos menor cantidad de ellos para resistir las mismas cargas. La economía en concreto se ha cuantificado en términos generales, en un 20 a 40%, mientras que en acero es mucho más elevado, un 60 a 80%, debido a las altas tensiones admisibles en los tendones de presfuerzo. También se tiene un ahorro de estribos en el concreto presforzado, ya que el cortante se puede reducir por la inclinación de los tendones.

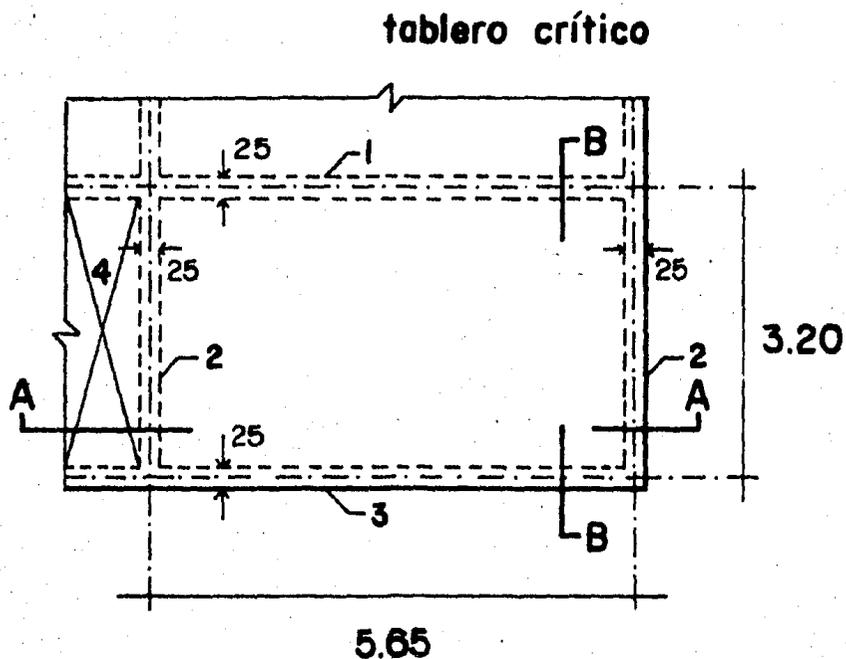
A pesar de las ventajas económicas mencionadas, no siempre resulta conveniente utilizar elementos de concreto presforzado. Habrá que hacer un análisis comparativo entre los

dos criterios para decidir cual escoger; hay que tomar en cuenta que los materiales del concreto presforzado implican un mayor costo, ya que son de alta resistencia; que se requieren más accesorios tales como anclajes, ductos y lechadas; que la cimbra y los moldes son más complicados por la misma forma de los elementos; que el diseño es más caro y que la supervisión cuidadosa se vuelve indispensable; y que se necesita mayor mano de obra para colocar el acero, especialmente cuando la cantidad de obra es pequeña.

De esta forma podemos concluir, de todo lo expuesto anteriormente, que el concreto presforzado tiende a ser más económico cuando se logra la estandarización del elemento, cuando tenemos fuertes cargas muertas en grandes claros, cuando se prefabrican los elementos o cuando el volumen de obra es considerable.

diseño

losa reforzada colada en sitio⁽¹⁾



1. borde interior, sentido corto
 2. borde discontinuo, sentido largo
 3. borde discontinuo, sentido corto
 4. cubo de escaleras
- (1) apoyos monolíticos con la losa

Se consideró que el tablero crítico era el de mayor perímetro, por lo que, en base al proyecto arquitectónico, el diseño se hizo para un tablero de 5.65 m. x 3.20 m., de tres bordes discontinuos y un borde interior; dicho tablero se tomó como aislado, aunque el momento negativo en el borde interior (claro corto), se obtuvo de los valores correspondientes para un tablero de esquina.

Materiales.

$$\text{Concreto: } f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Acero: } f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Constantes.

$$f^*c = 0.8 \times 200 = 160 \text{ kg/cm}^2$$

$$f''c = 0.85 \times 160 = 136 \text{ kg/cm}^2$$

Refuerzo máximo.

$$p_{\max.} = \frac{f''c}{f_y} \times \frac{4800}{f_y + 6000} = 0.0152$$

Factor de Carga.

$$F.C. = 1.40$$

Estimación de la carga.

$$W_{losa} = 0.10 \times 2400 = 240 \text{ kg/m}^2$$

(suponiendo un peralte $h = 10$ cms.)

$$\begin{aligned} W_{c.v.} &= 120 + 420A^{-0.5} = 120 + 420(5.65 \times 3.20)^{-0.5} \\ &= 220 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

$$SW = 80 \text{ kg/m}^2 \text{ (sobrecargas)}$$

$$W = 540 \text{ kg/m}^2 \text{ (carga de servicio)}$$

$$W_u = 1.4 \times 540 = 756 \text{ kg/m}^2 \text{ (carga última)}$$

Estimación del peralte.

$$d = \frac{\text{perímetro}}{300} = \frac{706,25 + 400 + 565 + 400}{300} = 6,90 \text{ cms.}$$

(se incrementaron los lados discontinuos en un 25%, ya que los apoyos se consideran monolíticos con la losa)

El esfuerzo en el acero en condiciones de servicio es igual a $f_s = 0,6 \times f_y = 0,6 \times 4200 = 2520 \text{ kg/cm}^2$; como es mayor a 2000 kg/cm^2 , y como la carga de servicio es mayor a 380 kg/cm^2 , el peralte efectivo mínimo se obtendrá multiplicando el peralte obtenido anteriormente por el factor f

$$f = 0,034(f_s \times W)^{0,25}; \text{ por lo tanto,}$$

$$d_{\text{min.}} = 6,90 \times 0,034(2520 \times 540)^{0,25} = 8,0 \text{ cms.}$$

y considerando 2,0 cms. de recubrimiento, el peralte será igual a $h = 10,0 \text{ cms.}$

Revisión del peralte por flexión.

Se revisará con el mayor momento, es decir, con el momento positivo en el claro corto, según se puede observar en la tabla de coeficientes de momentos para tableros rectangulares.

$$m = a_1/a_2 = 3,20/5,65 = 0,566$$

Interpolando linealmente, $k = 0.0809$, por lo que el momento último por unidad de ancho es igual a $M_u = k \times W_u (a_1)^2 = 0.0809 \times 0.756(3.20)^2 = 0.626 \text{ ton-m}$

Por otra parte, para calcular el porcentaje de acero se utilizaron las ayudas de diseño, figura 2 del Reglamento, por lo que con el valor de $M_r/bd^2 = 62,628/100/6^2 = 17.40$ (suponiendo que $d = h - r - 2 = 6.0 \text{ cms.}$), obtenemos un porcentaje $p = 0.0048$, que es menor al porcentaje máximo, lo que indica que el peralte propuesto es correcto por flexión.

Revisión del peralte por Fuerza Cortante.

La fuerza cortante última que actúa en un ancho unitario es igual a $V_u = [(a_1/2 - d) W_u] / [1 + (a_1/a_2)^6]$, suponiendo que la sección crítica se encuentra a un peralte efectivo del apoyo.

Por lo tanto,

$$V_u = [(0.5 \times 3.2 - 0.06) 756] / [1 + (3.20/5.65)^6] = 1127.04 \text{ kgs.}$$

La fuerza cortante que toma el concreto se supone igual a $V_{cr} = 0.5 \times F_r \times b \times d \times \sqrt{f^*c} = 0.5 \times 0.8 \times 100 \times 6 \times \sqrt{160} = 3035.8$

Como $V_u < V_{cr}$, se acepta el peralte por fuerza cortante.

Análisis y Dimensionamiento por Flexión.

Peraltes Efectivos:

Refuerzo Positivo : $d = 8.0 \text{ cms.}$

Refuerzo Negativo : $d = 6.0 \text{ cms.}$

Refuerzo Míximo:

$$a_{sm} = \frac{450(h)}{f_y(h+100)} = \frac{450(10)}{4200(110)} = 0.097 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

Si consideramos un metro de ancho,

$A_{smin} = 0.0097 \times 100 = 0.974 \text{ cm}^2/\text{m}$; proponiendo varillas #2.5, la separación será igual a $S = (100 \times a_s)/A_s = (100 \times 0.49)/0.974 \approx 50 \text{ cms.}$

Como $S > S_{max} = 3.5(h) = 35.0 \text{ cms.}$, las separaciones que se obtengan en el diseño deberán ser menores o iguales a 35.0

Momentos y Separaciones de Varillas.

Tablero	Momento	Claro	k	Mu	p	S. Teor. (cms)	S. Real (cms)
	Neg. en bordes discon.	C	0.0537	0.4156	0.0031	26	25
		L	0.0330	0.2554	p _{min.}	34	30
	Neg. en borde int.	C	0.0553	0.4280	0.0033	25	25
	Posit.	C	0.0810	0.6269	0.0029	22	20
		L	0.0500	0.3870	p _{min.}	26	25

Los porcentajes de acero y las separaciones teóricas se obtuvieron de las ayudas de diseño, figura 16 (para momento positivo) y figura 17 (para momento negativo). Por otra parte, el porcentaje mínimo se consideró igual a

$$p_{min.} = \frac{0.7 \sqrt{f'_c}}{f_y} = \frac{0.7 \sqrt{200}}{4200} = 0.002360 \text{ ; de tal forma}$$

que para momento negativo el área mínima resultó igual a

$$A_{smin} = 0.00236 \times 100 \times 6 = 1.42 \text{ cm}^2, \text{ de donde}$$

$$S = (100 \times 0.49) / 1.42 = 34.5 \text{ cms.}$$

y para momento positivo:

$$A_{smin} = 0.00236 \times 100 \times 8 = 1.89 \text{ cm}^2, \text{ de donde}$$

$$S = (100 \times 0.49) / 1.89 = 26.0 \text{ cms.}$$

Estas separaciones rigen por encima de la obtenida por temperatura; las separaciones teóricas que se indican en la tabla se redondearon al cms. inmediato inferior.

En cuanto a las separaciones reales, se buscó que fueran lo más cercanas a los valores teóricos, pero al mismo tiempo se modularon para obtener distribuciones regulares y armados sencillos que simplifiquen la construcción y supervisión.

Si se hubieran analizado todos los tableros del proyecto, se debería de haber efectuado una redistribución de los momentos, es decir, cuando los momentos obtenidos en el borde común de dos tableros adyacentes fueran distintos, se hubiera distribuido dos tercios del momento de desequilibrio, considerando que las rigideces de los tableros son proporcionales a d^3/aI .

La longitud de desarrollo (l_d) se obtuvo de la tabla 3 del Reglamento, mientras que la longitud de los bastones (momento negativo) se supuso como $L/4$.

En cuanto a los diseños de la losa para 3.50 m. y 4.0 m.,

Únicamente indicaré las tablas de resultados.

Momentos y Separaciones de Varillas.

claro = 3.50 m.

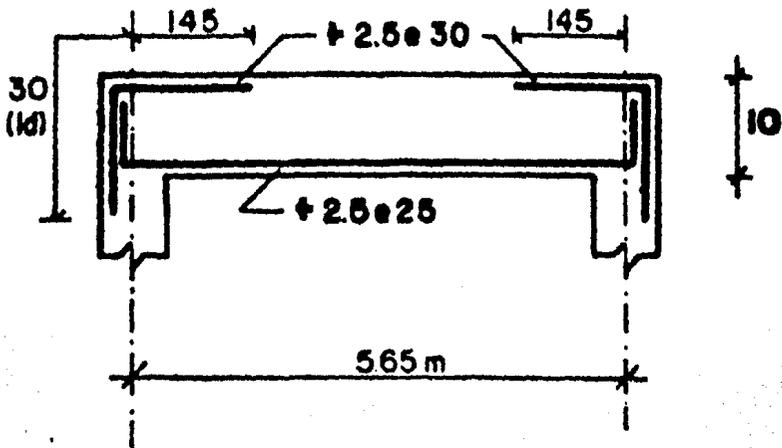
Tablero	Momento	Claro	k	Mu	p	S. Teor. (cms)	S. Real (cms)
C R I T I C O	Neg. en bordes discon.	C	0.0518	0.4797	0.00365	22	20
		L	0.0330	0.3056	p min.	34	30
	Neg. en borde int.	C	0.0518	0.4799	0.00365	22	20
		L	0.0784	0.7261	0.0032	19.5	20
Posit.	C	0.0500	0.4631	p min.	26	25	
	L						

claro = 4.00 m.

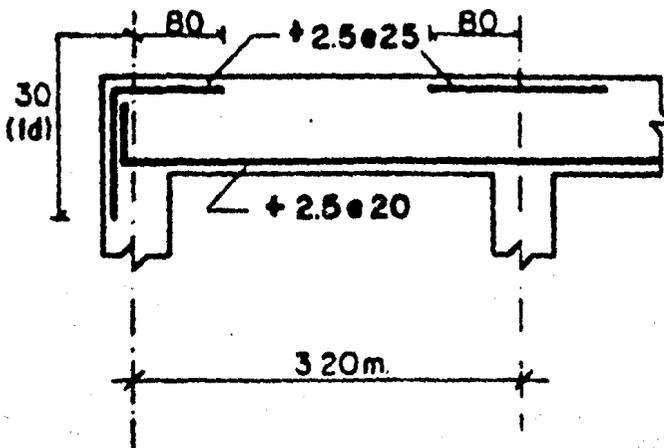
Tablero	Momento	Claro	k	Mu	p	S. Teor. (cms)	S. Real (cms.)
C R I T I C O	Neg. en bordes discon.	C	0.0456	0.5890	0.0046	18	15
		L	0.0330	0.4171	0.0033	25	25
	Neg. en borde int.	C	0.0456	0.5890	0.0046	18	15
		L	0.0712	0.9000	0.0040	15	15
Posit.	C	0.0500	0.6320	0.0027	22	20	
	L						

L = 3.20 m.

corte A-A

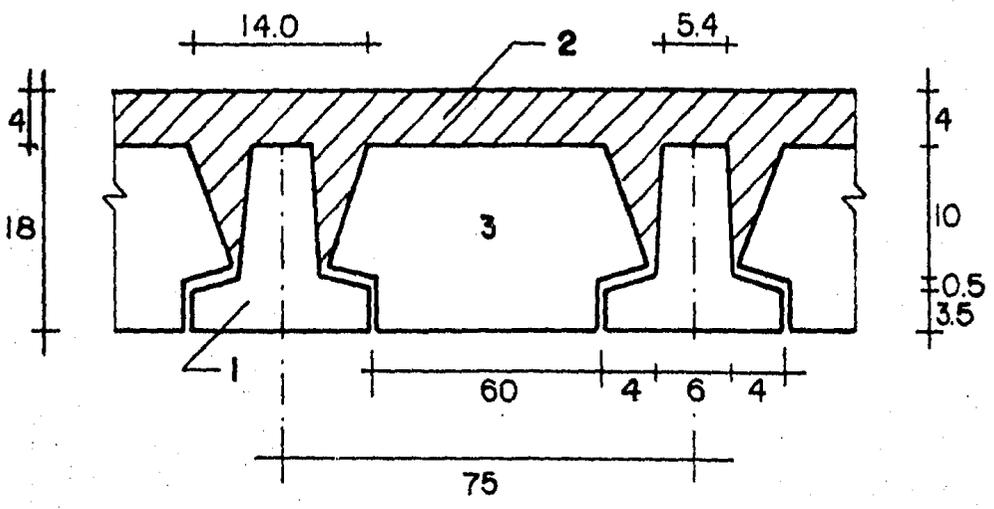


corte B-B



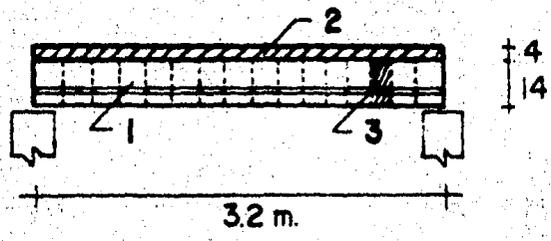
vigueta y bovedilla

sección transversal



- 1. vigueta pretensado
- 2. firme de compresión , colado en sitio
- 3. bovedilla de concreto

corte longitudinal



Materiales.**Concreto:**Reforzado $f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$ Presforzado $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ **Acero:**Refuerzo $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ Presfuerzo $f_{pu} = 17,000 \text{ kg/cm}^2$ Malla $f_y = 5000 \text{ kg/cm}^2$ **Bovedilla:** $W_{popo} = 14 \text{ kg/pza.}$

Ancho = 20 cms.

Propiedades Geométricas (Anexo 1).**Sección Simple****Sección Compuesta**

$$A = 111.00 \text{ cm}^2$$

$$A = 320.88 \text{ cm}^2$$

$$I = 1893.3 \text{ cm}^4$$

$$I = 10,152.40 \text{ cm}^4$$

$$y_i = 5.52 \text{ cms.}$$

$$y_i = 12.37 \text{ cms.}$$

$$y_s = 8.48 \text{ cms.}$$

$$y_s = 5.63 \text{ cms.}$$

Ancho del Firme:

$$16t + b' = 16(4) + 5.4 = 69.4 \text{ cms.}$$

$$C \text{ a } C = 75.0 \text{ cms.}$$

$$L/4 = 320/4 = 80.0 \text{ cms.}$$

Transformación de Concretos:

$$n = \sqrt{200/350} = 0.76$$

Ancho Efectivo del Firme:

$$b_e = 69.4 \times 0.76 = 52.47 \text{ cms.}$$

Cargas Actuantes.

Sección	$W_{\text{popo}} = 0.0111 \times 2400 = 26.64 \text{ kgs/m}$
Simple	$W_{\text{bov.}} = 14.0/0.20 = 70.00 \text{ kgs/m}$
	$W_{\text{fir.}} = 0.05 \times 0.69 \times 2400 = 83.28 \text{ kgs/m}$
S.Compuesta	$W_{\text{s.c.}} = 300 \text{ kg/m}^2 \times 0.69 = 208 \text{ kgs/m}$

Dimensionamiento por el Criterio de Esfuerzos Permisibles.

* Momentos Actuantes:

$$M_{\text{popo}} = \frac{0.266(320)^2}{8} = 3409.92 \text{ kg-cms.}$$

$$M_{\text{s.simple}} = \frac{1.7992(320)^2}{8} = 23,029.76 \text{ kg-cms.}$$

$$M_{\text{s.comp.}} = \frac{2.080(320)^2}{8} = 26,649.60 \text{ kg-cms.}$$

* Al centro del claro

Esfuerzos Actuantes:

Sección Simple.

$$f_i = \frac{M_{\text{s.s}}}{I_{\text{s.s}}} \text{ y } i_{\text{s.s}} = \frac{23,029.76}{1893.30} \times 5.52 = -67.14 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = \frac{M_{\text{s.s}}}{I_{\text{s.s}}} \text{ y } s_{\text{s.s}} = \frac{23,029.76}{1893.30} \times 8.48 = 103.15 \text{ kg/cm}^2$$

Sección Compuesta.

$$f_i = \frac{M_{\text{s.c}}}{I_{\text{s.c}}} \text{ y } i_{\text{s.c}} = \frac{26,649.60}{10,152.40} \times 12.4 = -32.47 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = \frac{M_{s.c}}{I_{s.c}} \text{ y } s.c = \frac{26,649.60}{10,152.40} \times 5.63 = 14.78 \text{ kg/cm}^2$$

Peso Propio.

$$f_i = \frac{M_{p.p.o}}{I_{s.s}} \text{ y } s.s = \frac{3409.92}{1893.30} \times 5.52 = -9.94 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = \frac{M_{p.p.o}}{I_{s.s}} \text{ y } s.s = \frac{3409.92}{1893.30} \times 8.48 = 15.28 \text{ kg/cm}^2$$

Considerando alambre de presfuerzo $\phi = 3 \text{ mm.}$, con un $a_s = 0.0707 \text{ cm}^2$, que la fuerza en el gato tiene un 75% de efectividad y que las pérdidas por acortamiento elástico, con tracción y flujo plástico del concreto, además de la relajación del acero constituyen un 20%, la fuerza efectiva (F) suministrada por el presfuerzo es igual a $F = f_{\text{efect.}} \times a_s$, donde $f_{\text{efect.}} = f_{\text{finic.}} \times 0.8$ y $f_{\text{finic.}} = f_p \times 0.75$

Substituyendo valores:

$$f_{\text{finic.}} = 17,000 \times 0.75 = 12,750 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{\text{efect.}} = 12,750 \times 0.8 = 10,200 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{\text{finic.}} = 12,750 \times 0.0707 = 901.43 \text{ kgs.}$$

$$F_{\text{efect.}} = 10,200 \times 0.0707 = 721.14 \text{ kgs.}$$

Esfuerzos Permisibles.*

Inmediatamente después de la transferencia:

$$\text{compresión } 0.6f'_{ci} = 0.6 \times 0.8 \times 350 = 168 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{tensión } 0.8 \sqrt{f'_{ci}} = 0.8 \sqrt{280} = -13.39 \text{ kg/cm}^2$$

$$1.60 \sqrt{f'_{ci}} = 1.6 \sqrt{230} = -26.77 \text{ kg/cm}^2$$

(en los extremos de los miembros simplemente apoyados)

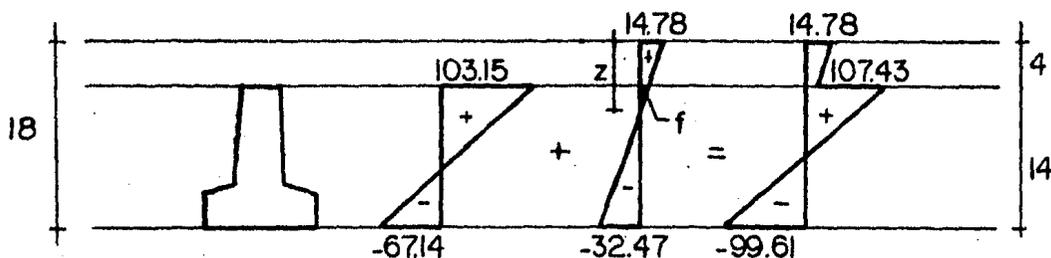
Después de las pérdidas:

$$\text{compresión } 0.45 \times f'c = 0.45 \times 350 = 157.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{tensión } 3.2 \sqrt{f'c} = 3.2 \sqrt{350} = -59.86 \text{ kg/cm}^2$$

$$(\text{donde } f'ci = 0.80 \times 350 = 280 \text{ kg/cm}^2) \quad *A.C.I.$$

Diagramas de Esfuerzos Actuantes.



$$\frac{z}{14.78} = \frac{18}{32.47 + 14.78}$$

$$z = 5.63 \text{ cms.}$$

$$\frac{f}{5.63 - 4} = \frac{14.78}{5.63}$$

$$f = 4.28 \text{ kg/cm}^2$$

Determinación de la Capacidad de la Sección al Máximo Presfuerzo.

Se considera que el máximo presfuerzo ocurre en los extremos de los elementos, antes de que ocurran las pérdidas diferidas, y está dado por las siguientes expresiones

$$f_s = 1.6 \times k \times \sqrt{f'ci} = -21.42 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_t = 0.6 \times k \times \sqrt{f'ci} = 134.40 \text{ kg/cm}^2$$

(donde k = coef. de pérdidas = 0.8)

Revisión de las secciones críticas al actuar los esfuerzos máximos de presfuerzo.

En los extremos, la sección crítica ocurre inmediatamente después de la transferencia y antes de que ocurran las pérdidas diferidas; no hay momento debido a cargas actuantes.

$$f_s = -21.42 < -26.77 \text{ kg/cm}^2 \text{ o.k.}$$

$$f_i = 134.4 < 168.0 \text{ kg/cm}^2 \text{ o.k.}$$

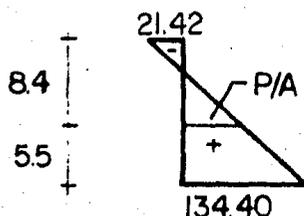
En el centro del claro la sección crítica ocurre cuando actúan todas las cargas y después de que han ocurrido todas las pérdidas.

$$f_s' = 14.78 < 157.7 \text{ kg/cm}^2 \text{ o.k.}$$

$$f_s = 107.43 - 21.42 = 86.01 < 157.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_i = -99.61 + 134.4 = 34.79 < 157.5 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo de la Fuerza P.



$$\frac{P/A + f_s}{y_s} = \frac{f_i + f_s}{h}$$

$$\text{de donde } P = A \left[y_s \frac{(f_i + f_s)}{h} - f_s \right]$$

Substituyendo valores:

$$P = 111 \left[\frac{5.52(21.42 + 134.4)}{14} - 21.42 \right] = 4441.95 \text{ kgs.}$$

y el no. de tendones será igual a:

$$n = \frac{P}{F} = \frac{4441.95}{721.14} = 6 \text{ alambres de } \phi 3 \text{ mm.}$$

Determinación de la Excentricidad Teórica.

$$f_i = \frac{P}{A} + \frac{P \times e}{I} \times y_i, \text{ de donde despejando } e$$

$$e = \frac{I}{P \times y_i} (f_i - P/A) = \frac{1893.3}{4441.95 \times 5.52} (134.4 - \frac{4441.95}{111}) =$$

$$= 7.29 \text{ cms.}$$

Por lo tanto el centroide teórico de los tendones será igual a: $e't = |y_i - et| = |5.52 - 7.29| = 1.77 \text{ cms.}$ Se ve claramente que dicho centroide no se puede lograr con los 6 alambres obtenidos; se tratará de obtener una posición de los alambres con la que se obtenga un centroide lo más cercano a 2.0 cms. Se colocarán 4 alambres a 2.0 cms. de la base inferior, y 2 alambres a 1.5 cms. de los anteriores, con lo que el centroide cambia a $\bar{y} = e't = 2.5 \text{ cms.}$, y la excentricidad a $e = 5.52 - 2.5 = 3.02 \text{ cms.}$

La fuerza inicial será igual a $P_0 = 6 \times 901.43 = 5408.6 \text{ kgs.}$, y la fuerza real, después de las pérdidas $P = 6 \times 721.14 = 4326.84 \text{ kgs.}$

Esfuerzos antes de las Pérdidas.

$$f_s = \frac{5408.58}{111} - \frac{5408.58 \times 3.02 \times 8.48}{1893.30} = -24.43 \text{ kg/cm}^2$$

Como se puede observar, el presfuerzo provoca esfuerzos excesivos de tensión, lo que indica que se puede reducir el número de alambres y/o la excentricidad; proponiendo 5 alam-

bres ϕ 3 mm., colocando 3 a 2.0 cms. de la base inferior, y 2 a 2.0 cms. de los anteriores, es decir, con un centroide $\bar{y} = 2.80$ cms., resulta

$$P_o = 5 \times 901.43 = 4507.15 \text{ kgs.}$$

$$P = 5 \times 721.14 = 3605.70 \text{ kgs.}$$

$$e = 5.52 - 2.80 = 2.72 \text{ cms.}$$

Esfuerzos antes de las Pérdidas.

$$f_s = \frac{4507.15}{111} - \frac{4507.15 \times 2.72 \times 8.48}{1893.30} = -14.30 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_i = \frac{4507.15}{111} + \frac{4507.15 \times 2.72 \times 5.52}{1893.30} = 76.35 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzos después de las Pérdidas.

$$f_s = \frac{3605.70}{111} - \frac{3605.70 \times 2.72 \times 8.48}{1893.30} = -11.44 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_i = \frac{3605.70}{111} - \frac{3605.70 \times 2.72 \times 5.52}{1893.30} = 61.08 \text{ kg/cm}^2$$

Revisión por Esfuerzos Permisibles.

Bajo las Cargas de Servicio:

Al centro del claro (la etapa crítica es después de las pérdidas diferidas)

$$f_s = 107.43 - 11.44 = 95.99 < 157.5 \text{ kg/cm}^2 \text{ o.k.}$$

$$f_i = -99.61 + 61.08 = -38.5 < -59.8 \text{ kg/cm}^2 \text{ o.k.}$$

Al sacar la Pieza:

Al extremo (la etapa crítica es antes de las pérdidas diferidas)

$$f_s = -14,30 \text{ kg/cm}^2 < -26,77 \text{ kg/cm}^2 \text{ o.k.}$$

$$f_l = 76,35 \text{ kg/cm}^2 < 168,00 \text{ kg/cm}^2 \text{ o.k.}$$

Al centro del claro (la etapa crítica es después de las pérdidas diferidas, actuando únicamente el peso propio)

$$f_s = 15,28 - 11,44 = 3,84 \text{ kg/cm}^2 < 134,40 \text{ kg/cm}^2 \text{ o.k.}$$

$$f_l = -9,94 + 61,08 = 51,14 \text{ kg/cm}^2 < 134,40 \text{ kg/cm}^2 \text{ o.k.}$$

($0,6 \times f'_{ci} \times 0,8 = 134,40 \text{ kg/cm}^2$; se multiplica por 0,8 debido a que se consideran pérdidas)

Revisión por Flechas.

La flecha debida a las cargas está dada por la expresión

$$\Delta = \frac{5 \times W \times L^4}{384 \times E I} = k \times W, \text{ ya que el elemento se encuentra simple-}$$

mente apoyado; el módulo de elasticidad es igual a $E = 10,000 \times \sqrt{f'_{ci}} = 10,000 \sqrt{350} = 187,082,87 \text{ kg/cm}^2$

Sección Simple:

$$k = \frac{5(320)^4}{384 \times 187,082,9 \times 1893,3} = 0,39 \text{ cm}^2/\text{kg}$$

Sección Compuesta:

$$k = \frac{5(320)^4}{384 \times 187,082,9 \times 10,152,4} = 0,07 \text{ cm}^2/\text{kg}$$

Por lo tanto las flechas serán igual a:

$$\Delta_{\text{popo}} = 0,39 \times 0,2664 = 0,10 \text{ cms.}$$

$$\Delta_{\text{bov.}} = 0,39 \times 0,700 = 0,27 \text{ cms.}$$

$$\Delta_{\text{fir.}} = 0,39 \times 0,830 = 0,32 \text{ cms.}$$

$$\Delta_{\text{s.c.}} = 0,07 \times 2,080 = 0,15 \text{ cms. (sección compuesta)}$$

$$\Delta_{\text{total}} = 0,84 \text{ cms.}$$

Por otra parte, la contraflecha debida al presfuerzo es igual a $\Delta (-) = \frac{P \times e \times L^2}{8 \times E \times I} = \frac{3605,7 \times 2,72 \times 320^2}{8 \times 187,082,9 \times 1393,3} = -0,35 \text{ cms}$

y la Flecha Permisible es igual a

$$\Delta = \frac{L}{500} + 0,5 = \frac{320}{500} + 0,5 = 1,14 \text{ cms.}$$

Revisión al Sacar la Pieza:

$$\Delta \text{ popo} + \Delta \text{ presf.} = 0,10 - 0,35 = -0,25 \text{ cms. o.k.}$$

Revisión bajo todas las Cargas:

$$\Delta \text{ total} + \Delta \text{ presf.} = 0,84 - 0,35 = 0,49 \text{ cms.} < 1,14 \text{ o.k.}$$

Revisión por Resistencia.

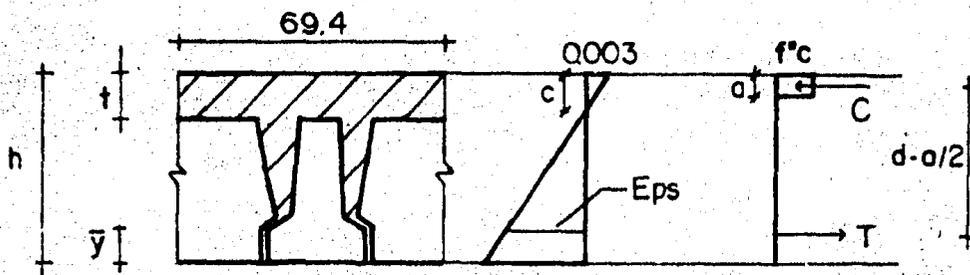
Primero calcularemos fps, que como ya dije anteriormente, es el esfuerzo en el acero de presfuerzo en que se presenta la resistencia del elemento, es decir, cuando la viga falla.

$$fps = fpu(1 - 0,5 \times pp \times \frac{fpu}{f'c})$$

$$pp = \frac{A_{sp}}{b \times d} = \frac{5 \times 0,0707}{69 \times 15,20} = 0,00034$$

$$(d = h - y = 18,0 - 2,80 = 15,20 \text{ cms.})$$

$$fps = 17,000(1 - 0,5 \times 0,00034 \times \frac{17,000}{350}) = 16,861,6 \text{ kg/cm}^2$$



Como $C = T$, y suponiendo que $a < t$, $abf''c = A_s \times fps$, de donde $a = \frac{A_s \times fps}{b \times f''c} = (5 \times 0.0707 \times 16,861.65) / 69.4 \times 136 =$
 $= 0.63 \text{ cms.} < 4.0 \text{ cms. o.k.}$

Para obtener el momento resistente de la sección basta con conocer el par que forman las dos fuerzas, por lo que $M_r = F_r [A_s \times fps (d - a/2)] = 0.9 [5964.24 (15.2 - 0.63/2)] =$
 $= 79,846.98 \text{ kg-cms.}$

Por otra parte, el momento actuante máximo, que se da en el centro del claro, es igual a $M = M_{s,s} + M_{s,c} =$
 $= 23,029.76 + 26,649.60 = 49,679.36 \text{ kg-cms.}$; por lo tanto el factor de seguridad $FS = M_r/M = 79,846.93/49,679.36 =$
 $= 1.61 > 1.40 \text{ o.k.}$

Revisión del tipo de Falla.

Como $a = 0.63 \text{ cms.}$, $c = 0.63/0.8 = 0.79 \text{ cms.}$; además como el diagrama de deformaciones unitarias es lineal, podemos conocer Eps , que es la deformación que se presenta en los alambres de presfuerzo, debida a la flexión.

$$\frac{0.003}{c} = \frac{Eps}{d-c}, \text{ de donde } Eps = \frac{0.003}{c} (d-c) =$$

$$= \frac{0.003}{0.79} (15.2 - 0.79) = 0.055$$

Por otra parte, la deformación inicial del acero de presfuerzo debido al tensado es igual a $Ei = \frac{f \text{ efectivo}}{\text{mod. de elast.}} =$
 $= \frac{10,200}{2.0 \times 10^6} = 0.005$

De esta forma, la deformación total del acero de presfuerzo será igual a $E_t = E_{ps} + E_i = 0.055 + 0.005 = 0.060$; como es mayor que la deformación de fluencia del acero de presfuerzo, es decir $0.06 > E_{py} = 17,000/2 \times 10^6 = 0.009$, se asegura que los alambres fluyen y por lo tanto la falla es dúctil y la sección subreforzada.

Dimensionamiento y Revisión por Cortante.

Ya habiendo revisado la vigueta por flexión, procederé a revisarla por fuerza cortante, lo cual es muy importante ya que la falla por cortante es frágil.

Las secciones que conviene revisar son:

- A un peralte efectivo (d) del apoyo, en donde se considera que actúa el cortante máximo.
- Al centro del claro, en donde ocurre el momento máximo y el cortante es nulo.
- A cada 0.50 m. del centro del claro a los extremos.

Obtención de los elementos mecánicos:

Si $x = 0.15$ m.

$$V = WL/2 - Wx = 388.12(3.20)/2 - 388.12(0.15) = 562.77 \text{ kgs.}$$

$$M = WLx/2 - Wx^2/2 = [Wx/2](L - x) = [388.12(0.15)/2](3.2 - 0.15) = 88.76 \text{ kg - m}$$

Si $x = 1.60$ m.

$$V = 0$$

$$M = 496.79 \text{ kg - m}$$

Si $x = 1.10$ m.

$$V = 194.06 \text{ kgs.}$$

$$M = 448.28 \text{ kg - m}$$

Si $x = 0.60$ m.

$$V = 388.12 \text{ kgs.}$$

$$M = 302.73 \text{ kg - m}$$

Revisión de las Secciones:

Para $x = 0.15$ m. se considera que el presfuerzo todavía no actúa, por lo que la resistencia al cortante es el de una sección reforzada.

$$V_{cr} = 0.5 F_r (b'd + t^2) \sqrt{f^*c} = 0.5 \times 0.8 (5.7 \times 15.2 + 4^2) \sqrt{280} = 687.0 \text{ kgs.}$$

$$V_u = FC \times V = 1.4 (562.77) = 787.88 \text{ kgs.}$$

$V_{cr} < V_u$, por lo que se requieren estribos que tomen el cortante faltante; se considerarán estribos #2 en 1 rama.

$$S = \frac{F_r \times A_v \times f_y \times d}{V_u - V_{cr}} = \frac{0.8 \times 0.32 \times 2530 \times 15.2}{787.88 - 687.0} = 90 \text{ cms.}$$

$$S = \frac{F_r \times A_v \times f_y}{3.5 b} = \frac{0.8 \times 0.32 \times 2530}{3.5 \times 5.7} = 30 \text{ cms.}$$

$$S = 0.75 \times h = 0.75 \times 18 = 15.0 \text{ cms.}$$

Por otra parte, como $V_u < 2.5 F_r (b'd + t^2) \sqrt{f^*c} = 3435$ kgs. significa que el peralte de la sección es correcto.

Para $x = 0.60$ m., se supondrá que el presfuerzo ya actúa, por lo que el cortante que toma el concreto es igual a:

$$\begin{aligned}
 V_{cr} &= Fr(b'd + t^2)(0.15 \sqrt{f_c} + 50 \frac{V}{M} dt) = \\
 &= 0.8(5.7 \times 15.2 + 4^2)(0.15 \sqrt{280} + 50 \frac{388.12}{30,273} 15.2) = \\
 &= 1006.16 \text{ kgs.}
 \end{aligned}$$

Podemos observar que la capacidad para tomar cortante de los elementos presforzados es mayor que la de los elementos reforzados; esto se debe a que la precompresión ayuda a confinar al concreto y por consiguiente, restringe el desarrollo de la grieta.

$$V_u = 388.12 \times 1.4 = 543.37 \text{ kgs.}$$

$V_{cr} > V_u$, aunque se colocan estribos por especificación.

Para $x = 1.10 \text{ m.}$

$$V_{cr} = 476.25 \text{ kgs.}$$

$$V_u = 194.06 \times 1.4 = 271.68 \text{ kgs.}$$

$V_{cr} > V_u$ (misma nota anterior)

Para $x = 1.60 \text{ m.}$

$$V_{cr} = 206.10 \text{ kgs.}$$

$$V_u = 0$$

Por lo tanto se colocarán estribos #2 en 1 rama e 15.0, en una longitud de 80.0 cms., en ambos extremos, y el resto (1.60 m.) e 30.0 cms.

Dimensionamiento y Revisión por Cortante Horizontal.

Como la profundidad del bloque de compresión ($a = 0.63 \text{ cm}$) cae dentro del firme, la fuerza horizontal $FH = C = abf_c = 0.63 \times 69.4 \times 136 = 5960.59 \text{ kgs.}$; como es mayor que el valor

de $2.8 F_r \times b_v \times L_{vh} = 2.8 \times 0.8 \times 5.4 \times 160 = 1935.4$ kgs., donde L_{vh} es la longitud de cortante horizontal que se considera como $L/2$, y b_v el ancho de la superficie de contacto, significa que se requieren conectores para asegurar que trabaje la sección compuesta.

El área de conectores requerida es igual a $A_{vf req.} = \frac{F_H}{F_r \times \lambda \times f_y}$, donde el coeficiente de fricción cortante $M_e = \frac{55 \times \lambda^2 \times b_v \times L_{vh}}{F_H}$; en dicha expresión $\lambda = 1$ para concreto

de peso normal, y F_H se toma como el menor de:

- $a_b f'_c = 5960.59$ kgs.
- $0.25 \times f'_c \times b_v \times L_{vh} = 0.25 \times 200 \times 5.4 \times 160 = 43,200$ kgs.
- $55 \times b_v \times L_{vh} = 55 \times 5.4 \times 160 = 47,520$ kgs.

por lo que,

$$M_e = \frac{55 \times 1.0 \times 5.4 \times 160}{5960.59} = 7.97$$

$$y A_{vf req.} = \frac{5960.59}{0.8 \times 7.97 \times 2530} = 0.37 \text{ cm}^2$$

Áreas de Acero #1 finimas:

$$A_{vf 1} = \frac{8.4 \times b_v \times L_{vh}}{f_y} = \frac{8.4 \times 5.4 \times 160}{2530} = 2.87 \text{ cm}^2$$

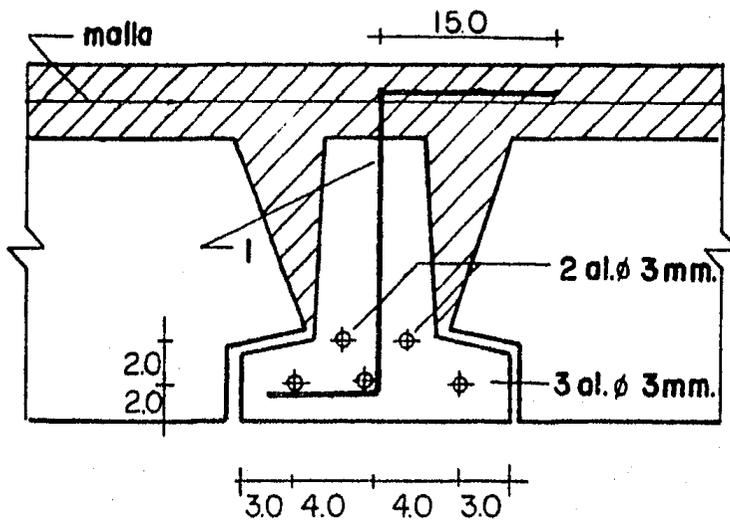
Como es mayor que $A_{vf req.}$, calculamos $A_{vf 2} = 1.33 \times A_{vf req.} = 1.33 \times 0.37 = 0.49 \text{ cm}^2 < A_{vf 1}$, por lo que obtenemos $A_{vf 3} = \frac{3.5 \times b_v \times L_{vh}}{f_y} = 1.20 \text{ cm}^2$; finalmente se toma el mayor entre

$A_{vf 2}$ y $A_{vf 3}$, que será el área definitiva de los conectores, es decir $A_{vf} = 1.20 \text{ cm}^2$, aunque el área real corresponde a 4 conectores #2 en una rama ($A_s = 1.28 \text{ cm}^2$); la separación es

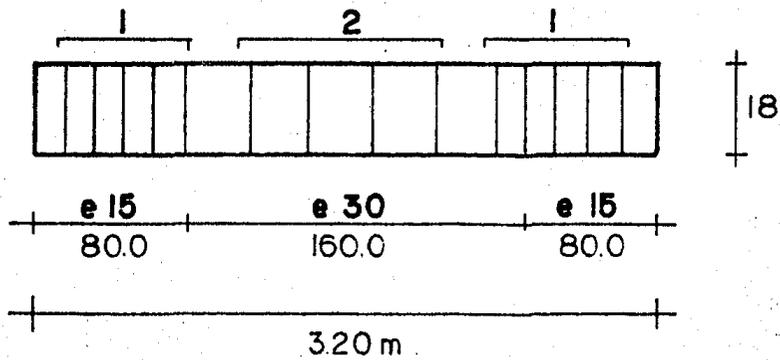
Igual a $S = Lv/h/n = 150/4 = 40.0$ cms., pero debe ser menor ó
Igual a $4t = 4(4) = 15.0$ cms.

Por lo tanto, los primeros cuatro estribos en cada extremo se harán conectores, dejando los restantes únicamente salidos, pero asegurándose de que la superficie de contacto esté húmeda, limpia y con acabado rugoso.

corte transversal



corte longitudinal

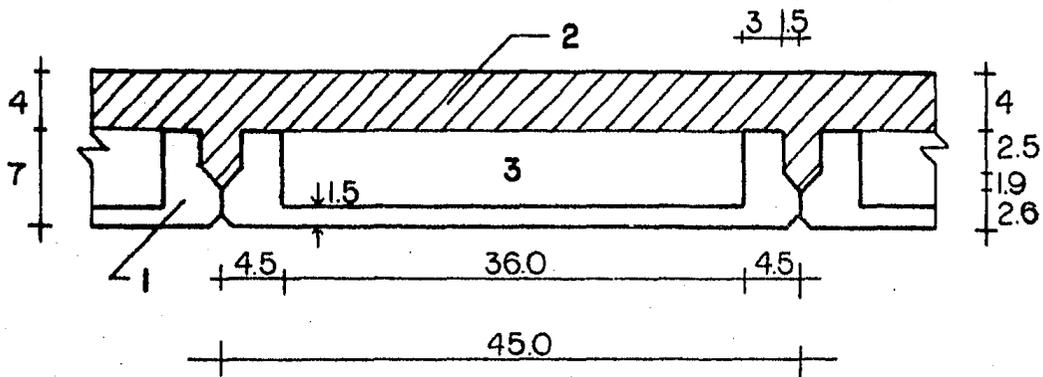


1. conectores + 2

2. estribos sencillos + 2

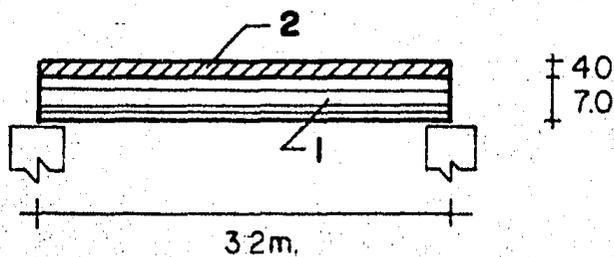
placa aligerada

sección transversal



1. losa pretensada
2. firme de compresión, colado en sitio
3. poliestireno

Corte longitudinal



Propiedades Geométricas (Anexo 1).

Sección Simple	Sección Compuesta
$A = 109.73 \text{ cm}^2$	$A = 244.89 \text{ cm}^2$
$I = 361.60 \text{ cm}^4$	$I = 3561.3 \text{ cm}^4$
$y_i = 1.94 \text{ cms.}$	$y_i = 5.84 \text{ cms.}$
$y_s = 5.06 \text{ cms.}$	$y_s = 5.16 \text{ cms.}$

Cargas Actuantes.

S. Simple	$W_{\text{popo}} = 26.34 \text{ kg/m}$
	$W_{\text{fir.}} = 54.00 \text{ kg/m}$
S. Compuesta	$W_{\text{s.c.}} = 135.0 \text{ kg/m}$

Materiales.

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

Concreto Reforzado: $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$

Acero de Presfuerzo (ϕ 3 mm.) :

$f_{pu} = 17,000 \text{ kg/cm}^2$

$E = 2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

$a_s = 0.0707 \text{ cm}^2$

C.T = 0.75 (coef. de tensado)

C.P = 0.80 (coef. de pérdidas)

Esfuerzos.

Peso Propio: $f_s = 47.17 \text{ kg/cm}^2$, $f_i = -18.08 \text{ kg/cm}^2$

Firme: $f_s = 2.29 \text{ kg/cm}^2$, $f_i = -11.55 \text{ kg/cm}^2$

Sobrecargas: $f_s = 5.59 \text{ kg/cm}^2$, $f_i = -28.13 \text{ kg/cm}^2$

Totales: $f_s = 55.05 \text{ kg/cm}^2$, $f_i = -57.76 \text{ kg/cm}^2$

Considerando 4 alambres con un centroide $\bar{y} = 1.5$ cms.:

$$f_s = 8.53 \text{ kg/cm}^2, \quad f_i = 33.10 \text{ kg/cm}^2$$

Revisión por Esfuerzos Permisibles.

Bajo las Cargas de Servicio:

$$f_s = 55.05 + 8.53 = 63.58 < 157.5 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{o.k.}$$

$$f_i = -57.7 + 33.1 = -24.6 < -59.8 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{o.k.}$$

Al sacar la Pieza:

$$\text{Al extremo: } f_s = 10.66 < 168.0 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{o.k.}$$

$$f_i = 41.38 < 168.0 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{o.k.}$$

Al centro:

$$f_s = 47.17 + 8.53 = 55.7 < 134.4 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{o.k.}$$

$$f_i = -18.1 + 33.1 = 15.02 < 134.4 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{o.k.}$$

Flechas.

Al sacar la pieza:

$$\Delta = \Delta_{\text{papo}} + \Delta_{\text{presf.}} = 0.53 - 0.24 = 0.29 \text{ cms.} \quad \text{o.k.}$$

Bajo las Cargas de Servicio:

$$\Delta = \Delta_{\text{tot.}} + \Delta_{\text{presf.}} = 0.92 - 0.24 = 0.68 \text{ cms.} \quad \text{o.k.}$$

Resistencia:

$$M_r = 39,405.5 \text{ kg-cms.} \quad ; \quad M_a = 27,562.80 \text{ kg-cms.}$$

$$a = 0.786 \text{ cms.} \quad ; \quad FS = 1.43 > 1.4 \quad \text{o.k.}$$

Revisión de la Falla:

$E_t = E_{ps} + E_i = 0.026 + 0.005 = 0.031 > E_{py} = 0.009$, por lo tanto los alambres fluyen, y la falla es dúctil.

Revisión por Cortante.

Aunque la revisión se hizo para varias secciones, únicamente indicaré los resultados de la sección crítica.

$$\text{Si } x = 0.09 \text{ m.}$$

$$M = 3013.62 \text{ kg - cms.}$$

$$V = 325.16 \text{ kgs. ; } Vu = 455.2 \text{ kgs.}$$

$V_{cr} = 508.32 \text{ kgs.} > Vu$; se colocan estribos únicamente por especificación. Se proponen estribos #2 en 2 ramas (1 por nervio) e 10 cms. en $L = 80 \text{ cms.}$, resto e 20 cms.

Cortante Horizontal.

Como $FH = C = 4834.80 \text{ kgs.} > 2.8Fr \times bv \times Lv_h = 2261.5 \text{ kgs.}$, se requieren conectores.

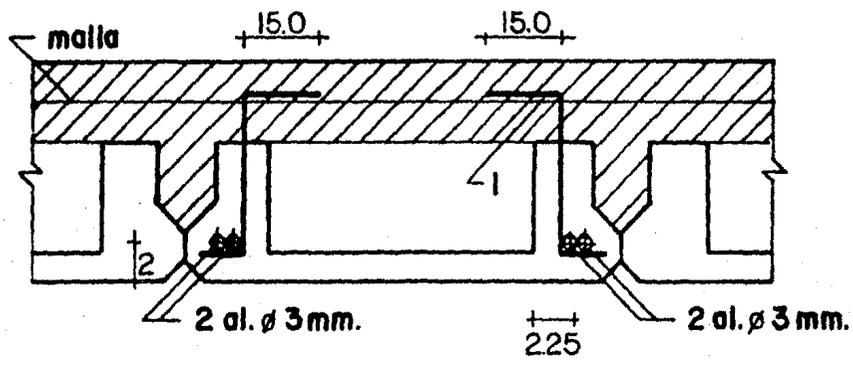
$$Av_f \text{ req.} = 0.23 \text{ cm}^2$$

$$Av_f 1 = 2.99 \text{ cm}^2 > Av_f \text{ req.}$$

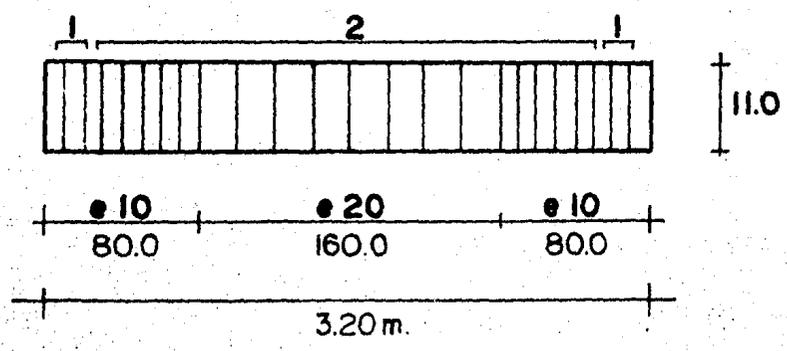
$$Av_f 2 = 0.31 \text{ cm}^2 < Av_f 1$$

$Av_f 3 = 1.24 \text{ cm}^2$, lo que se traduce en 4 conectores #2 en 1 rama. Se propone hacer conectores a los 2 primeros estribos únicamente, dejando los restantes como estribos sencillos.

corte transversal



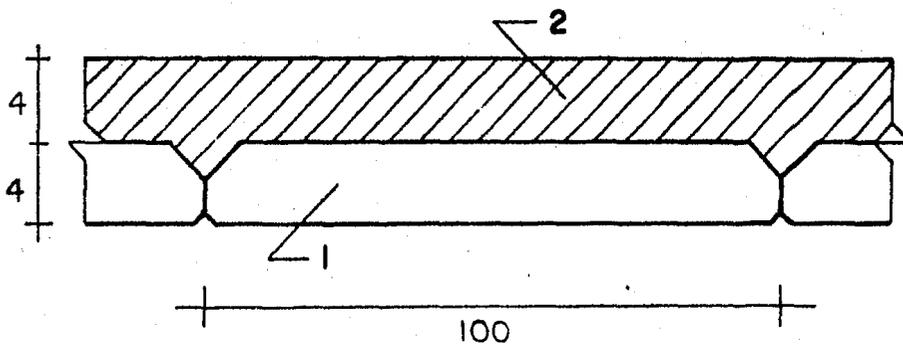
corte longitudinal



- 1. conectores + 2
- 2. estribos sencillos + 2

placa presforzada

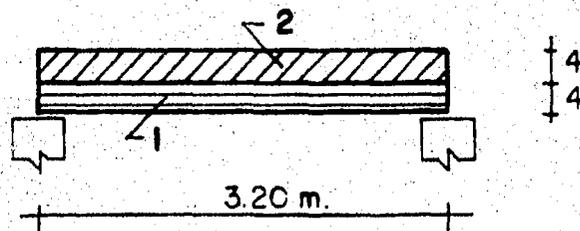
sección transversal



1. placa pretensada

2. firme de compresión, colado en sitio

sección longitudinal



Propiedades Geométricas (Anexo 1).

Sección Simple	Sección Compuesta
$A = 400.00 \text{ cm}^2$	$A = 641.80 \text{ cm}^2$
$I = 533.33 \text{ cm}^4$	$I = 3267.6 \text{ cm}^4$
$y_i = 2.0 \text{ cms.}$	$y_i = 3.51 \text{ cms.}$
$y_s = 2.0 \text{ cms.}$	$y_s = 4.49 \text{ cms.}$

Cargas Actuantes.

Sección Compuesta	$W_{\text{popo}} = 96.0 \text{ kg/m}$
	$W_{\text{fir.}} = 96.0 \text{ kg/m}$
	$W_{\text{s.c.}} = 300.0 \text{ kg/m}$ (totalmente apuntalada)

Materiales.

Concreto Presforzado: $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$

Concreto Reforzado: $f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$

Acero de Presfuerzo ($\phi 6 \text{ mm.}$)

$f_{pu} = 17,000 \text{ kg/cm}^2$

$E = 2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

$a_s = 0.2827 \text{ cm}^2$

C.T = 0.75

C.P = 0.80

Esfuerzos.

Peso Propio: $f_s = 1.84 \text{ kg/cm}^2$, $f_i = -13.2 \text{ kg/cm}^2$

Firme: $f_s = 1.84 \text{ kg/cm}^2$, $f_i = -13.2 \text{ kg/cm}^2$

Sobrecargas: $f_s = 5.76 \text{ kg/cm}^2$, $f_i = -41.3 \text{ kg/cm}^2$

Considerando 4 alambres con un centroide $\bar{y} = 1.5$ cms.:

$$f_s = 7.21 \text{ kg/cm}^2, f_i = 50.46 \text{ kg/cm}^2$$

Revisión por Esfuerzos Permisibles.

Bajo las Cargas de Servicio:

$$f_s = 9.44 + 7.21 = 16.65 < 157.5 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{o.k.}$$

$$f_i = -67.65 + 50.46 = -17.2 < -59.8 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{o.k.}$$

Al sacar la Pieza:

$$\text{Al extremo: } f_s = 9.01 < 168.0 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{o.k.}$$

$$f_i = 63.1 < 168.0 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{o.k.}$$

Al centro:

$$f_s = 1.84 + 7.21 = 9.05 < 134.4 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{o.k.}$$

$$f_i = -13.2 + 50.46 = 37.3 < 134.4 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{o.k.}$$

Flechas.

Al sacar la pieza:

$$\Delta = \Delta_{\text{popo}} + \Delta_{\text{presf.}} = 0.22 - 0.74 = -0.53 \text{ cms.} \quad \text{o.k.}$$

Bajo las Cargas de Servicio:

$$\Delta = \Delta_{\text{tot.}} + \Delta_{\text{presf.}} = 1.10 - 0.74 = 0.36 \text{ cms.} \quad \text{o.k.}$$

Resistencia:

$$M_r = 100,230.00 \text{ kg - cms.} \quad ; \quad M_a = 62,976.00 \text{ kg - cms.}$$

$$a = 1.41 \text{ cms.} \quad ; \quad FS = 1.59 > 1.4 \quad \text{o.k.}$$

Revisión de la Falla:

$E_t = E_{ps} + E_i = 0.008 + 0.005 = 0.013 > E_{py} = 0.009$, por lo tanto los alambres fluyen, y la falla es dúctil.

Revisión por Cortante.

Se supone que la placa trabaja como losa, por lo que la fuerza cortante unitaria que actúa en un ancho unitario, es igual a:

$$V = \frac{(a_1/2 - d)W}{1 + (a_1/a_2)^2} 6$$
 , pero como trabaja en una sola direc--

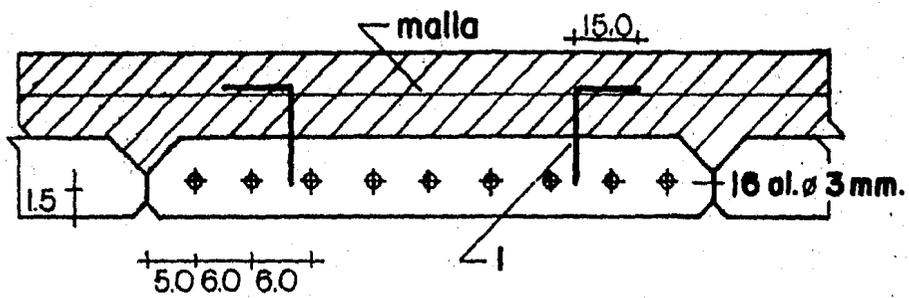
ción, es decir $a_1 \gg a_2$, $V = (a_1/2 - d)W = (3.2/2 - 0.065)492 = 755.22$ kgs. ; $V_u = 1057.31$ kgs.. Como el tablero que se analiza tiene bordes discontinuos y continuos, V_u se debe incrementar un 15%, es decir, $V_u = 1215.9$ kgs.

Por otra parte $V_{cr} = 4350.6$ kgs. ; $V_{cr} > V_u$, por lo que no se requieren estribos (el peralte es correcto).

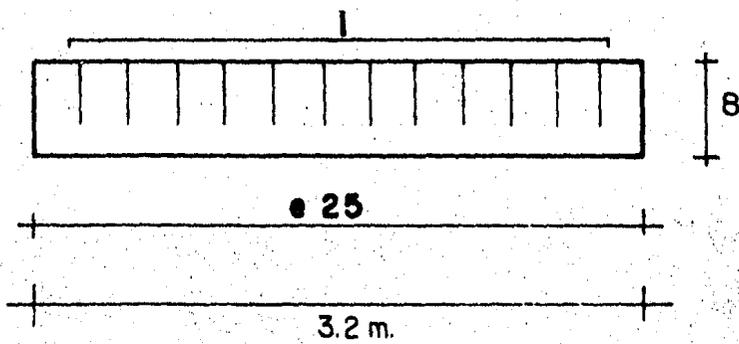
Cortante Horizontal.

Como $FH = C = 19,176$ kgs. $< 2.8F_r \times b_v \times L_{vh} = 35,840$ kgs., no se requieren conectores, pero se colocarán 2#2 e 25 cms. por especificación, además de asegurar una superficie de contacto húmeda, limpia y con acabado rugoso.

corte transversal



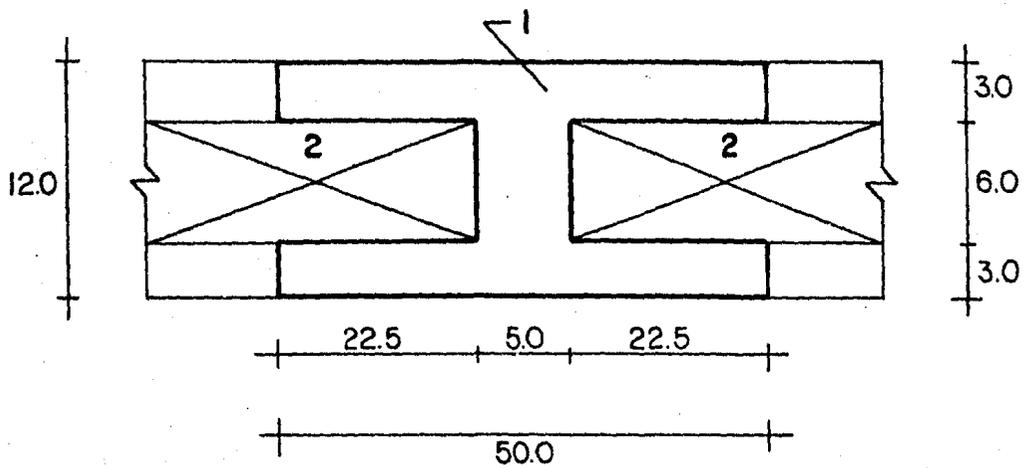
corte longitudinal



I. conectores + 2

losa aligerada

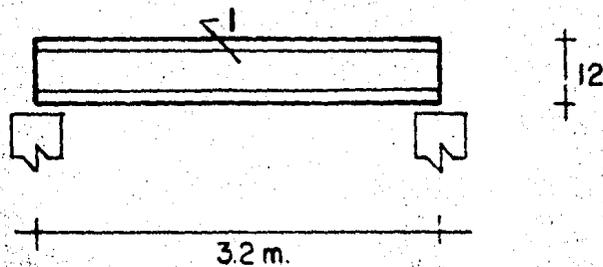
sección transversal



1. losa pretensada

2. vacío

sección longitudinal



Propiedades Geométricas (Anexo 1).

Sección Simple

$$A = 330.00 \text{ cm}^2$$

$$I = 6390.0 \text{ cm}^2$$

$$y_i = 6.0 \text{ cms.}$$

$$y_s = 6.0 \text{ cms.}$$

Cargas Actuantes.

$$W_{\text{popo}} = 79.20 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{s.c.}} = 150.0 \text{ kg/m}$$

Materiales.

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

Acero de Presfuerzo (ϕ 3 mm.)

$$f_{pu} = 17,000 \text{ kg/cm}^2$$

$$E = 2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$a_s = 0.0707$$

$$C.T. = 0.75$$

$$C.P. = 0.80$$

Esfuerzos.

$$\text{Peso Propio: } f_s = 9.52 \text{ kg/cm}^2, f_i = -9.52 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Sobrecargas: } f_s = 18.0 \text{ kg/cm}^2, f_i = -18.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Presfuerzo : } f_s = -3.45 \text{ kg/cm}^2, f_i = 20.93 \text{ kg/cm}^2$$

(considerando 4 alambres con un centroide $\bar{y} = 1.5 \text{ cms.}$)

Revisión por Esfuerzos Permisibles.

Bajo las Cargas de Servicio:

$$f_s = 27.55 - 3.45 = 24.10 < 157.5 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{o.k.}$$

$$f_i = -27.5 + 20.9 = -6.62 < -59.8 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{o.k.}$$

Al sacar la Pieza:

$$\text{Al extremo: } f_s = -4.31 < -26.77 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{o.k.}$$

$$f_i = 14.26 < 168.00 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{o.k.}$$

Al centro:

$$f_s = 9.52 - 3.45 = 6.07 < 134.4 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{o.k.}$$

$$f_i = -9.5 + 20.9 = 11.41 < 134.4 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{o.k.}$$

Flechas.

Al sacar la pieza:

$$\Delta = \Delta_{\text{popo}} + \Delta_{\text{presf.}} = 0.0905 - 0.139 = -0.05 \text{ cms.} \quad \text{o.k.}$$

Bajo las Cargas de Servicio:

$$\Delta = \Delta_{\text{tot.}} + \Delta_{\text{presf.}} = 0.262 - 0.139 = 0.123 \text{ cms.} \quad \text{o.k.}$$

Resistencia.

$$M_r = 44,536.7 \text{ kg - cms.} ; M_a = 29,337.6 \text{ kg - cms.}$$

$$a = 0.414 \text{ cms.} ; FS = 1.52 > 1.4 \quad \text{o.k.}$$

Revisión de la Falla:

$E_t = E_{ps} + E_i = 0.067 + 0.005 = 0.07 > E_{py} = 0.009$, por lo tanto los alambres fluyen, y la falla es dúctil.

Revisión por Cortante.

Aunque la revisión se hizo para varias secciones, única

mente indicaré los resultados de la sección crítica.

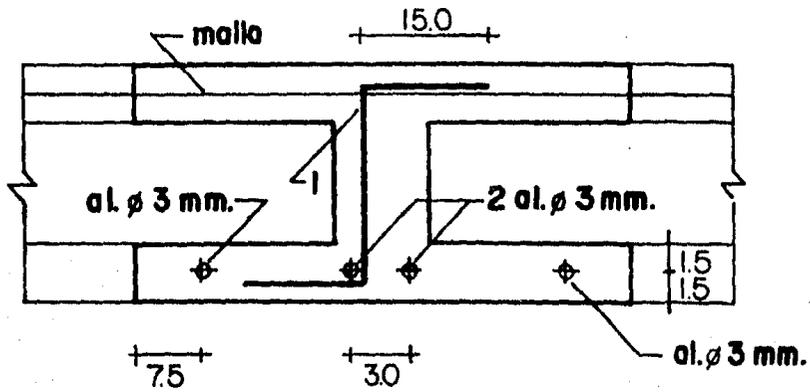
Si $x = 0,10$ m.

$M = 3553,60$ kg - cms.

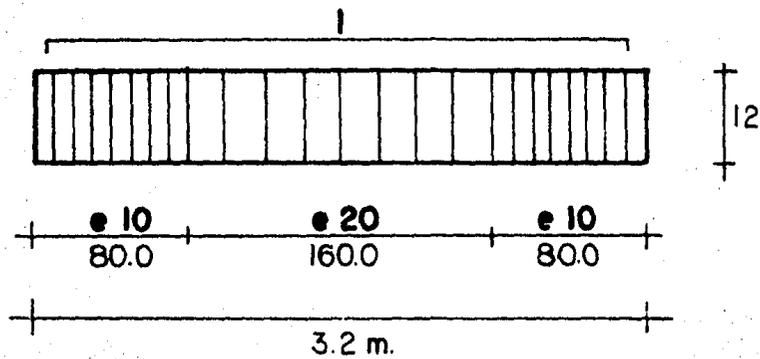
$V = 343,80$ kgs. ; $V_u = 481,30$ kgs.

$V_{cr} = 411,64$ kgs. $< V_u$, por lo que se requieren estribos para tomar el cortante faltante. Se proponen est.#2 en 1 rama e 10 cms. en $L = 80$ cms., - resto e 20 cms.

corte transversal



corte longitudinal



1. estribos sencillos + 2

El diseño de los elementos presforzados para $L = 3.5$ m. y $L = 4.0$ m., está basado en el mismo criterio de diseño, es decir, dimensionamiento por esfuerzos permisibles y resistencia, y revisión en condiciones de servicio. Los resultados se presentan en la siguiente tabla:

$L = 3.50$ m.

Elemento	Acero de Presf.	Acero de Refzo.
Vig.y Bov.	6 al. ϕ 3 mm.	Est.#2 e 15, 8 conec.#2 - 1 r.
Placa Alig.	2 al. ϕ 5 mm.	Est.#2 e 10, 4 conec.#2 - 2 r.
Placa Pret.	6 al. ϕ 5 mm.	conec.#2 e 25, 2 ramas
Losa Alig.	5 al. ϕ 3 mm.	Est.#2 e 10

$L = 4.00$ m.

Elemento	Acero de Presf.	Acero de Refzo.
Vig.y Bov.	2 al. ϕ 6 mm.	Est.#2 e 15, 10 conec.#2 - 1 r.
Placa Alig.	2 al. ϕ 6 mm.	Est.#2 e 10, 5 conec.#2 - 2 r.
Placa Pret.	6 al. ϕ 6 mm.	conec.#2 e 25, 2 ramas
Losa Alig.	6 al. ϕ 3 mm.	Est.#2 e 10

cubicación y costos

CUBICACIONES

Vigueta y Bovedilla

Claro(m) Concepto	3.20	3.50	4.00
Concreto 350(m ³)	0.012	0.012	0.012
Acero de Rfzo. (kg)	0.360	0.400	0.410
Acero de Presf. (kg)	0.298	0.357	0.476
Concreto 200(m ³)	0.041	0.041	0.041
Malla (m ²)	0.810	0.810	0.810
Cimbra Externa ₂ (m ²)	0.380	0.380	0.380
Bovedilla (u)	5	5	5
Aplanado de Yeso (m ²)	0.810	0.810	0.810
Transporte (kg)	100	100	100

Nota: Los valores se dan por metro de longitud; se consideró un factor de desperdicio del 8% .

Placa Aligerada

Claro(m) Concepto	3.20	3.50	4.00
Concreto 350 (m ³)	0.012	0.012	0.012
Acero de Rfzo. (kg)	0.640	0.740	0.760
Acero de Presf. (kg)	0.238	0.331	0.476
Concreto 200 (m ³)	0.024	0.024	0.024
Malla (m ²)	0.490	0.490	0.490
Cimbra Externa (m ²)	0.150	0.150	0.150
Poliestireno (m ³)	0.021	0.021	0.021
Transporte (kg)	30	30	30

Placa Pretensada

Claro(m) Concepto	3.20	3.50	4.00
Concreto 300 (m ³)	0.043	0.043	0.043
Acero de Rfzo. (kg)	0.500	0.500	0.500
Acero de Presf. (kg)	0.953	0.999	1.429
Concreto 200 (m ³)	0.045	0.045	0.045
Malla (m ²)	1.08	1.08	1.08
Cimbra Externa (m ²)	0.090	0.090	0.090
Transporte (kg)	96	96	95

Losa Aligerada

Claro(m) Concepto	3.20	3.50	4.00
Concreto 350 (m ³)	0.036	0.036	0.036
Acero de Presf. (kg)	0.238	0.298	0.357
Acero de Rfzo. (kg)	0.750	0.800	0.800
Cimbra Externa (m ²)	1.230	1.230	1.230
Malla (m ²)	0.540	0.540	0.540
Transporte (kg)	80	80	80

Losa Colada en Sitio

Claro(m) Concepto	3.20	3.50	4.00
Concreto 200 (m ³)	0.108	0.108	0.119
Acero de Rfzo. (kg)	6.490	7.090	9.110
Cimbra (m ²)	1.0	1.0	1.0
Aplanado de Yeso (m ²)	1.08	1.08	1.08

C O S T O S

I. Concreto Presforzado.

Proporcionamiento de la Mezcla de Concreto ($f'c = 350 \text{ k/cm}^2$)

1. Cemento	kgs.	400	
	Costo	8.50	
2. Grava	kgs.	0.70	
	Costo	1000.00	
3. Arena	kgs.	0.35	
	Costo	500.00	
4. Agua	lts.	160.00	
	Costo	0.50	
5. Mermas	lts.	0.03	
	Costo	4489.69	

Costo Total ($\$/\text{m}^3$) = \$4489.69

Nota: Las mermas se consideraron como el 3% del Costo Total

Mano de Obra:

Cuadrilla.

Trabajador tipo 1	Trabajador tipo 2
No. 12	No. 1
Salario \$750.00	Salario \$1000.00

Se consideró un factor de incremento de salarios (pres-taciones) = 1.32 ; Días de Trabajo = 6

Producción de Concreto. Se consideró un rendimiento de 3 hombres por m^3 producido; como son 13 hombres, producirán $4.33 m^3/dfa$, que se traduce en $26.0 m^3/6 dfa$. Para la Losa Aligerada el rendimiento es menor, es decir, 4 hombres por m^3 , por lo que la producción de concreto disminuye a $19.5 m^3/6 dfa$.

Salario Total = \$13,200.00/dfa

Costo de Mano de Obra por m^3 = \$3046.15 y \$4061.54 (para la Losa Aligerada).

Para conocer el costo de los conceptos restantes, necesarios para la fabricación, transporte y colocación de los elementos presforzados, se efectuó un estudio de mercado en las principales compañías prefabricadoras.

Acero de Presfuerzo	\$145.00/kg
Acero de Refuerzo	\$ 90.00/kg
Cimbra	\$ 10.00/ m^2
Materiales Indirectos	5% del costo total del elemento
Instalaciones	10% C.T
Maniobras	5% C.T
Resanes	2% C.T
Vapor	\$1000.00/ m^3
(Nota: No incluyen mano de obra)	

Costos Adicionales.

Vigueta y Bovedilla:

Bovedilla	$\$85.00/u = \$566.67/m^2$
Concreto 200	$\$7880.00/m^3 = \$425.52/m^2$
Malla 6 x 6-10/10	$\$120.00/m^2$
Aplanado de Yeso	$\$228.00/m^2$
Transporte	$\$1.50/kg = \$200.00/m^2$
Montaje Manual	$\$100.00/m^2$
Total $\$1640.19/m^2$	

Placa Aligerada:

Poliestireno	$\$6000.00/m^3 = \$356.40/m^2$
Concreto 200	$\$7880.00/m^3 = \$425.52/m^2$
Malla 6 x 6 - 10/10	$\$120.00/m^2$
Aplanado de Yeso	$\$228.00/m^2$
Transporte	$\$1.50/kg = \$100.00/m^2$
Montaje Manual	$\$100.00/m^2$
Total $\$1329.92/m^2$	

Placa Pretensada:

Concreto 200	$\$7880.00/m^3 = \$394.00/m^2$
Malla 6 x 6-10/10	$\$120.00/m^2$
Transporte	$\$1.50/kg = \$144.00/m^2$
Montaje con Grúa	$\$500.00/m^2$
Total $\$1158.00/m^2$	

Losa Aligerada:

Malla 6 x 6-10/10	\$120.00/m ²
Transporte	\$1.50/kg = \$240.00/m ²
Montaje con Grda	\$500.00/m ²
Total	\$860.00/m²

Costo del Elemento.

Claro = 3.20 m.

Elemento Concepto	Vig.y Bov.	Placa Alig.	Placa Pret.	Losa A.
1. Concreto m ³ costo	0.012 \$4489.69	0.012 \$4489.69	0.043 \$4489.69	0.036 \$4489.69
2. Acero de Presf. kgs. costo	0.298 \$145.00	0.238 \$145.00	0.953 \$145.00	0.238 \$145.00
3. Acero de Rfzo. kgs. costo	0.360 \$90.0	0.640 \$90.0	0.500 \$90.0	0.750 \$90.0
4. Cimbra m ² costo	0.380 \$10.0	0.150 \$10.0	0.090 \$10.0	1.230 \$10.0
5. Mat. Indirectos m ³ costo	0.012 \$971.37	0.012 \$1047.22	0.043 \$821.59	0.036 \$815.80
6. Instalaciones m ³ costo	0.012 \$1942.37	0.012 \$2094.44	0.043 \$1643.18	0.036 \$1631.60
7. Maniobras m ³ costo	0.012 \$971.37	0.012 \$1047.22	0.043 \$821.59	0.036 \$815.80

Elemento Concepto	Vig.y Bov.	Placa Alig	Placa Pret	Losa A.
8. Resanes m ³ costo	0.012 \$388.55	0.012 \$418.89	0.043 \$328.64	0.036 \$326.32
9. Mano de Obra m ³ costo	0.012 \$3046.15	0.012 \$3046.15	0.043 \$3046.15	0.036 \$4061.54
10. Vapor m ³ costo	0.012 \$1000.00	0.012 \$1000.00	0.043 \$1000.00	0.036 \$1000.00
Costo L.A.B° \$/m	\$233.13	\$251.33	\$706.57	\$587.38
\$/m ²	\$310.84	\$558.51	\$706.57	\$1174.47
Costos Adic. \$/m ²	\$1640.19	\$1329.92	\$1158.00	\$860.00
Costo Total \$/m ²	\$1951.03	\$1888.43	\$1864.57	\$2034.76

(° L.A.B - Libre Abordo en Planta)

Claro = 3.50 m.

Elemento Concepto	Vig.y Bov	Placa Alig.	Placa Pret	Losa A.
1. Concreto m ³ costo	0.012 \$4489.69	0.012 \$4489.69	0.043 \$4489.69	0.036 \$4489.69
2. Acero de Presf. kgs. costo	0.357 \$145.00	0.331 \$145.00	0.999 \$145.00	0.298 \$145.00
3. Acero de Rfzo. kgs. costo	0.400 \$90.0	0.740 \$90.0	0.500 \$90.0	0.800 \$90.0
4. Cimbra m ² costo	0.380 \$10.0	0.150 \$10.0	0.090 \$10.0	1.230 \$10.0
5. Mat. Indirectos m ³ costo	0.012 \$1036.30	0.012 \$1167.33	0.043 \$831.54	0.036 \$839.31
6. Instalaciones m ³ costo	0.012 \$2072.60	0.012 \$2334.66	0.043 \$1663.07	0.036 \$1678.61
7. Maniobras m ³ costo	0.012 \$1036.30	0.012 \$1167.33	0.043 \$831.54	0.036 \$839.91
8. Resanes m ³ costo	0.012 \$414.51	0.012 \$466.93	0.043 \$332.61	0.036 \$335.72
9. Mano de Obra m ³ costo	0.012 \$3046.15	0.012 \$3046.15	0.043 \$3046.15	0.036 \$4061.54

Elemento Concepto	Vig.yBov.	Placa Allg	Placa Pret	Losa A.
10. Vapor m^3 costo	0.012 \$1000.00	0.012 \$1000.00	0.043 \$1000.00	0.036 \$1000.00
Costo L.A.B \$/m	\$248.71	\$280.16	\$715.00	\$604.30
\$/m ²	\$331.61	\$622.58	\$715.00	\$1208.60
Costos Adic. \$/m ²	\$1640.19	\$1329.92	\$1158.00	\$860.00
Costo Total \$/m ²	\$1971.80	\$1952.50	\$1873.12	\$2068.60

Claro = 4.00 m.

Elemento Concepto	Vig.y Bov	Placa A lig	Placa Pret	Losa A.
1. Concreto m ³ costo	0.012 \$4489.69	0.012 \$4489.69	0.043 \$4489.69	0.036 \$4489.69
2. Acero de Presf. kgs. costo	0.476 \$145.0	0.476 \$145.0	1.429 \$145.0	0.357 \$145.0
3. Acero de Rfzo. kgs. costo	0.410 \$90.00	0.760 \$90.00	0.500 \$90.00	0.800 \$90.00
4. Cimbra m ² costo	0.380 \$10.00	0.150 \$10.00	0.090 \$10.00	1.230 \$10.00
5. Mat. Indirectos m ³ costo	0.012 \$1133.28	0.012 \$1289.26	0.043 \$924.49	0.036 \$854.54
6. Instalaciones m ³ costo	0.012 \$2266.56	0.012 \$2578.53	0.043 \$1848.97	0.036 \$1709.0
7. Maniobras m ³ costo	0.012 \$1133.28	0.012 \$1289.26	0.043 \$924.49	0.036 \$854.54
8. Resanes m ³ costo	0.012 \$453.31	0.012 \$515.71	0.043 \$364.79	0.036 \$341.82
9. Mano de Obra m ³ costo	0.012 \$3046.15	0.012 \$3046.15	0.043 \$3046.15	0.036 \$4061.5

Elemento Concepto	Vig.y Bov	Placa Alig	Placa Pret	Losa A.
10. Vapor m ³ costo	0.012 \$1000.00	0.012 \$1000.00	0.043 \$1000.00	0.036 \$1000.0
Costo L.A.B\$/m	\$271.99	\$309.42	\$794.84	\$615.27
\$/m ²	\$362.65	\$687.60	\$794.84	\$1230.5
Costos Adicionales \$/m ²	\$1640.19	\$1329.92	\$1158.00	\$860.00
Costo Total \$/m ²	\$2002.84	\$2017.52	\$1952.84	\$2090.5

II. Concreto Reforzado.

De igual forma que en el concreto presforzado, se hizo una investigación de los costos de los conceptos necesarios para la construcción de la Losa Colada en Sitio.

Claro (m) Concepto	3.20	3.50	4.00
Concreto 200 m ³	0.108	0.108	0.119
costo	\$7880.00	\$7880.00	\$7880.00
Acero de Rfzo. kgs	6.49	7.09	9.11
costo	\$102.19	\$102.19	\$102.19
Cimbra m ²	1.00	1.00	1.00
costo	\$595.00	\$595.00	\$595.00
Aplanado de Yeso m ²	1.00	1.00	1.00
costo	\$228.00	\$228.00	\$228.00
Costo Total \$/m ²	\$2337.78	\$2399.56	\$2692.22

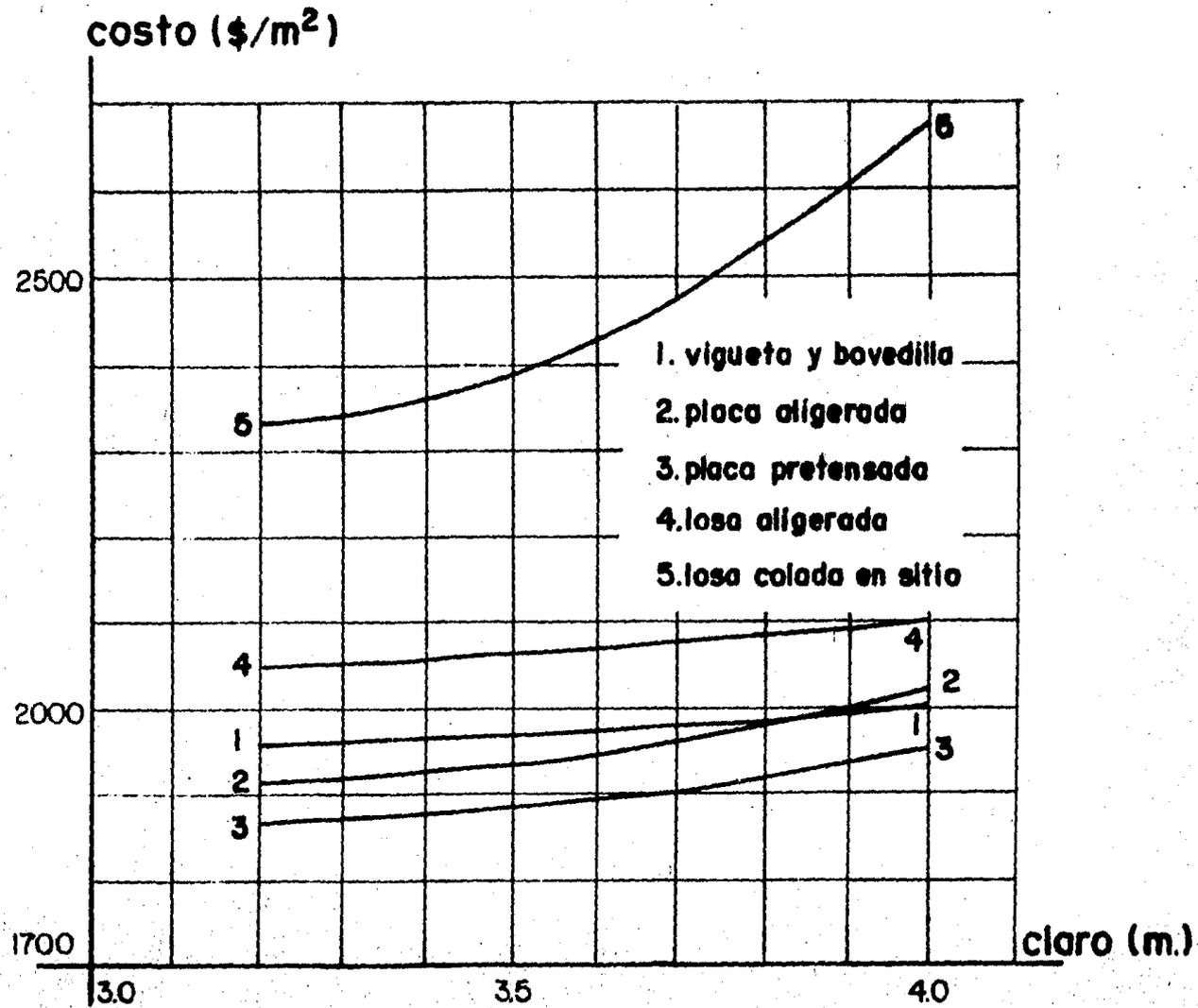


fig.17

conclusiones

CONCLUSIONES.

Es evidente el gran problema que afronta nuestro país al tener que satisfacer las necesidades habitacionales que trae consigo el incremento demográfico actual; por otra parte, se requiere necesariamente reducir el costo de las viviendas para que de esa forma se puedan construir un mayor número de ellas. Los sistemas de piso representan únicamente un cierto porcentaje del costo total de una vivienda, que por sí solo puede resultar pequeño, pero si se trata de un volumen de obra considerable, puede traducirse en un ahorro significativo.

El Plan Nacional de Vivienda nos habla acerca de la creación de ciertas tecnologías para disminuir el consumo de materiales y por ende reducir los costos en los procesos constructivos, basándose en un programa de normalización y estandarización de materiales y elementos. La prefabricación es un sistema constructivo que se ajusta perfectamente a las consideraciones contempladas en el Plan; parece indicar que es imprescindible cierto grado de industrialización para resolver el problema de la vivienda.

La rapidéz de ejecución es una ventaja muy importante que debemos considerar al hablar de la prefabricación; con una programación correcta, se puede conseguir que los elementos estén listos cuando se termine la cimentación. De este modo y teniendo un volumen de obra considerable en que se justifique la inversión que implica la prefabricación,

se puede terminar una unidad habitacional meses antes que si hubiese sido totalmente colada en sitio. Esta reducción de tiempos supone una disminución en los gastos de administración y supervisión, y en los intereses sobre el capital, punto muy importante éste último si consideramos las altas tasas de interés actuales.

Ahora bien, esa inversión inicial que puede llegar a constituir una desventaja de la prefabricación, se irá amortizando rápidamente al estar hablando de un programa que contempla un alto número de viviendas; además el alto grado de estandarización que se busca, permitiría que el costo de proyecto (que resulta mayor que aquél que considera únicamente losas coladas en sitio) se redujera.

El impulso o incentivos que el gobierno mexicano les pueda ofrecer a las compañías prefabricadoras es fundamental, ya que de ese modo nuestro país podría ir logrando un alto grado de industrialización de elementos; esto traería consigo, por otra parte, una disminución en el costo del transporte, ya que se tendrían un mayor número de plantas, y por consiguiente las distancias serían menores.

La prefabricación resulta ventajosa en países con alto grado de desarrollo, ya que el costo de la mano de obra suele ser alto, y el empleo de sistemas constructivos mecanizados lo disminuye. En México, por el momento, no existe escasez de mano de obra, pero de acuerdo al crecimiento del país se espera que el desarrollo de vida se intensifique, acompañado de un aumento en el nivel de vida, por lo

que el costo de la mano de obra también se incrementaría.

Otro punto importante es la economía que se logra en cimbra y obra falsa, si consideramos que la mayor parte de la cimbra que se utiliza en la construcción de una vivienda, se refleja en las losas tradicionales; además cuando existe la posibilidad de emplear elementos prefabricados estándar, los moldes pueden diseñarse para un número de veces mayor que el usual en construcciones de concreto convencional.

Otras ventajas son el mayor control de calidad, que lleva consigo la reducción de los factores de seguridad y un aumento en los esfuerzos permisibles, y la reducción de materiales. Todo esto requiere de una supervisión y programación cuidadosa, punto probable de cumplirse satisfactoriamente, en cualquier circunstancia.

La falta de éxito de la prefabricación de viviendas en nuestro país debe ser, en parte, debido a que el problema no ha sido estudiado a fondo. Además pienso yo que la ignorancia en el campo del prefuerzo es un punto muy importante que se debería atacar desde la escuela misma, ya que mucha gente ignora aún los beneficios que puede traer consigo ésta técnica; por otra parte, el número de viviendas construidas con éste sistema, no ha sido suficientemente grande para apreciar con claridad la disminución de los costos por unidad habitacional construida.

Ahora bien, la prefabricación ofrece aún mayores ventajas si se le asocia con el prefuerzo, ya que en términos generales se logra una reducción en los materiales y por lo tan

to, en el peso de la estructura misma. Después de haber estudiado un poco más al presfuerzo, podemos ver que ofrece múltiples ventajas con respecto al concreto reforzado, ya que mejora el comportamiento general del elemento; nos permite utilizar materiales de alta resistencia, controlar los esfuerzos de compresión y de tensión, reducir o eliminar las grietas en el concreto, reducir la tensión diagonal, las deflexiones y la carga muerta, dotar a la viga de una gran resistencia a la fatiga, adaptación a proyectos arquitectónicos, economía en concreto y acero, etc..

Al analizar la curva costo ($\$/m^2$) contra claro (m), que en sí representa el resultado del estudio efectuado, vemos claramente la ventaja económica que se logra al presforzar los elementos, en el rango usual de las viviendas de interés social.

Las pendientes de las curvas de los elementos prefabricados son menores; esto significa que se tiene un ahorro de casi $\$500.00/m^2$, que si hablamos de un número grande, como lo contempla el Plan Nacional de Vivienda, observamos que nuestra inversión inicial para la construcción de la planta, el mayor costo de los materiales, etc., se absorben rápidamente.

Dicha cifra es aplicable únicamente en la fecha en que se hizo el estudio de costos (julio de 1984), ya que al existir mayor demanda que oferta, la inflación eleva los materiales rápidamente. Claro está que la comparación es válida para cualquier instante, ya que los costos de los conceptos (que algunos se repiten) variarán prácticamente en el mismo

porcentaje, y la diferencia económica que existe entre los sistemas, tendrá muy ligeras modificaciones.

Por otra parte, quisiera hacer un comentario acerca de una desventaja de los elementos prefabricados y presforzados: es obvio que no se puede lograr el mismo grado de continuidad al no ser estructuras monolíticas, pero en este tipo de viviendas, las conexiones son sencillas de diseñar y de ejecutar en obra, logrando con ellas rigidez y continuidad. Como ejemplo presentaré algunos casos de conexiones de sistemas de piso presforzados, que se apoyan o ahogan en dadas o trabes (figuras 13 a 16).

Finalmente quisiera mostrar gráficamente algunos ejemplos de viviendas en donde los sistemas de piso presforzados han desplazado a la losa colada en sitio (Anexo 2). Creo firmemente y en base a los resultados obtenidos, que debemos darle mayor importancia al presfuerzo y a la prefabricación como sistema constructivo aplicable a las viviendas de interés social, específicamente a los sistemas de piso.

conexiones

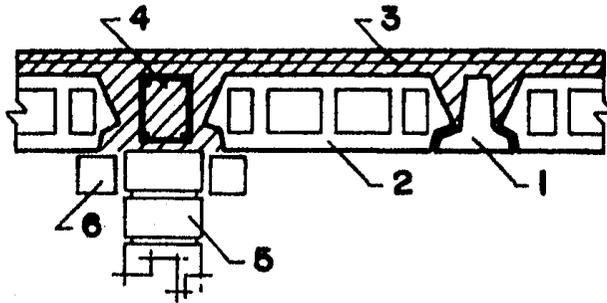


fig.13

conexión de bovedilla-cadena

apoyo de viguetas en muro

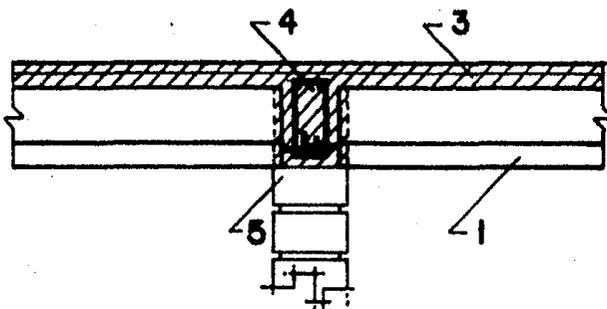
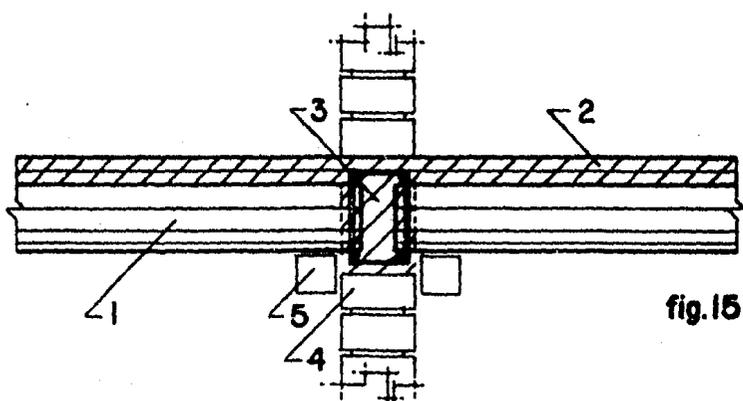


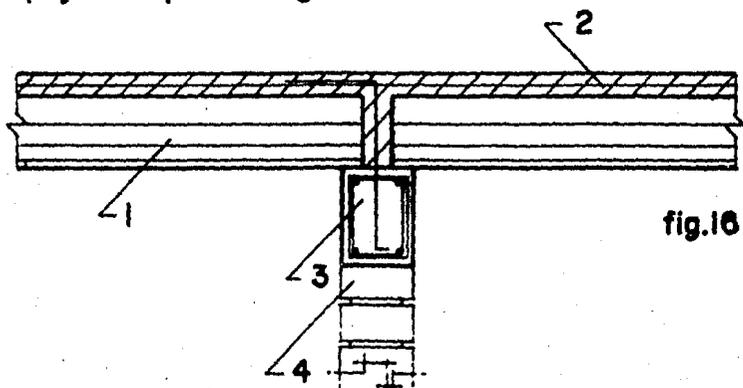
fig.14

- 1. vigueta
- 2. bovedilla
- 3. firme armado, colado en sitio
- 4. data colado, en sitio
- 5. muro
- 6. madrina

conexión de placa alig. - dala



apoyo de placa alig. sobre dala



1. placa aligerada
2. firme armado, colado en sitio
3. dala colada en sitio
4. muro
5. madrina

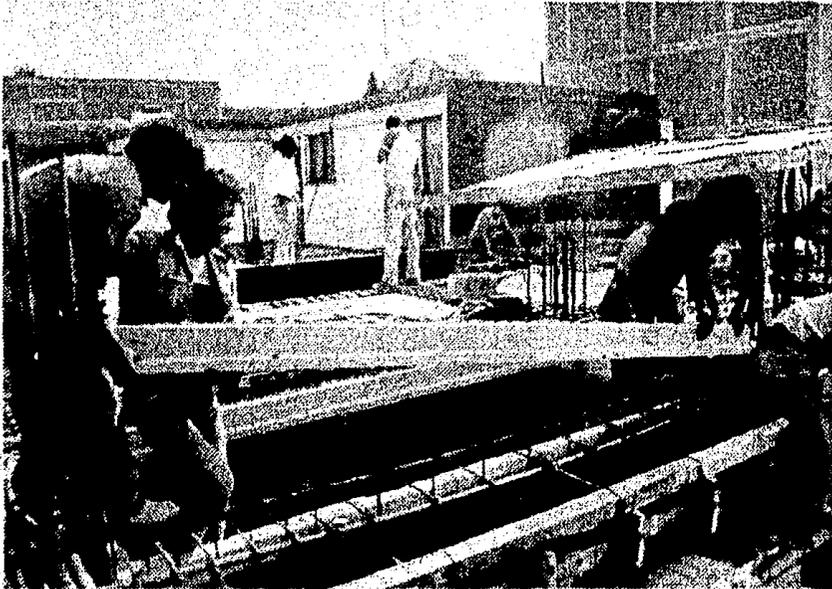
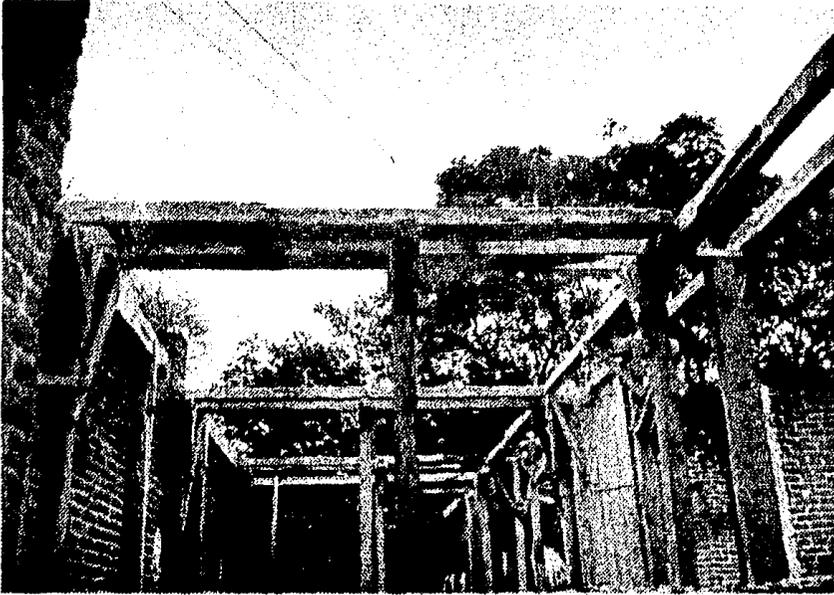
anexo 1

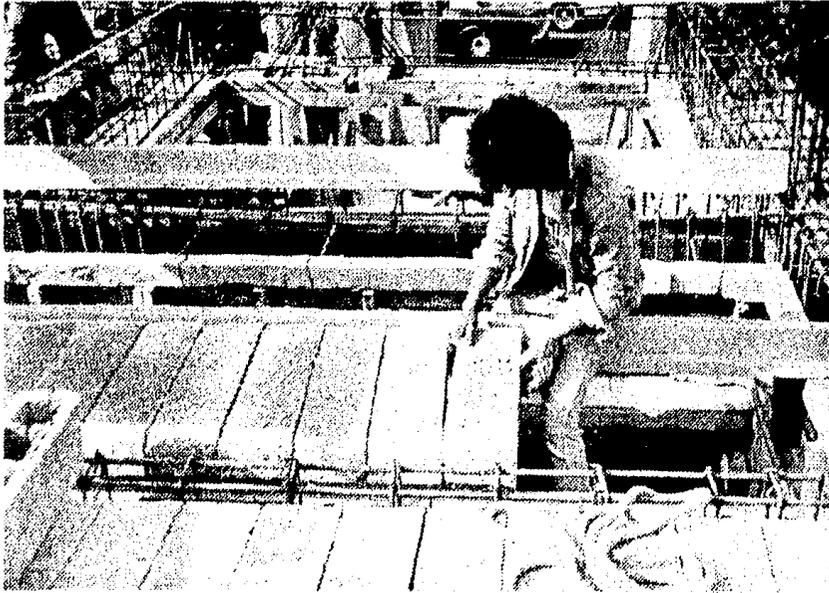
```

10 DIM
20 PRINTTAB(8)"+++ P R O P T I E D A D E S   G E O M E T R I C A S +++":PRINT:PRINT
30 PRINTTAB(15)"*** S E C C I O N   S I M P L E ***":PRINT:PRINT
40 INPUT "CUANTAS AREAS SON?";N
50 PRINTTAB(10)"(LAS AREAS SE DIFERENCIAN POR DE ABAJO HASTA ARRIBA)"
60 Z = 1
70 FOR I=7 TO N: PRINT
80 PRINT"BASE INFERIOR, SUPERIOR Y ALTURA DE CADA AREA"
90 INPUT R(I),U(I),H(I)
100 A(I)=(R(I)+U(I))*H(I)/2
110 M(I)=H(I)*I*(3*(R(I)+4*R(I)+U(I))+U(I)*I*(2)/(H(I)+U(I)))
120 Y(I)=H(I)+H(I)/(3*(R(I)+2*U(I)))/(R(I)+U(I))
130 H=H+H(I)
140 NEXT I
150 FOR I=1 TO N
160 AN=AN+A(I)
170 SM=SM+M(I)
180 AY=AY+Y(I)*Y(I)
190 NEXT I
200 YI=AY/AN
210 FOR I=1 TO N
220 SI=SI+A(I)*(Y(I)-YI)*I
230 NEXT I
240 MI=SI/SM
250 YS=MI-YI
260 SI=MI/YI
270 SM=MI/YI
280 PRINTTAB(12)"AREA":PRINTTAB(12)"MOMENTO DE INERCIA":PRINTTAB(12)"YI":PRINTTAB(12)"YSUP":YS:PRINTTAB(12)"YINF":SI:PRINTTAB(12)"SM":SM
290 PRINT:PRINT
300 IF J1=1 THEN END
310 PRINT"¿TERMINA SECCION COMPUESTA (SI=1, NO=0)?"
320 INPUT J1
330 IF J1=0 THEN END
340 INPUT"CUANTAS AREAS FORMAN LA SECCION COMPUESTA?";I
350 Z=H+I:SM=0:AN=0:AY=0:SI=0:MI=0:YS=0:SI=0:SM=0
360 DIM
370 PRINTTAB(15)"*** S E C C I O N   C O M P U E S T A ***"
380 GOTO 20

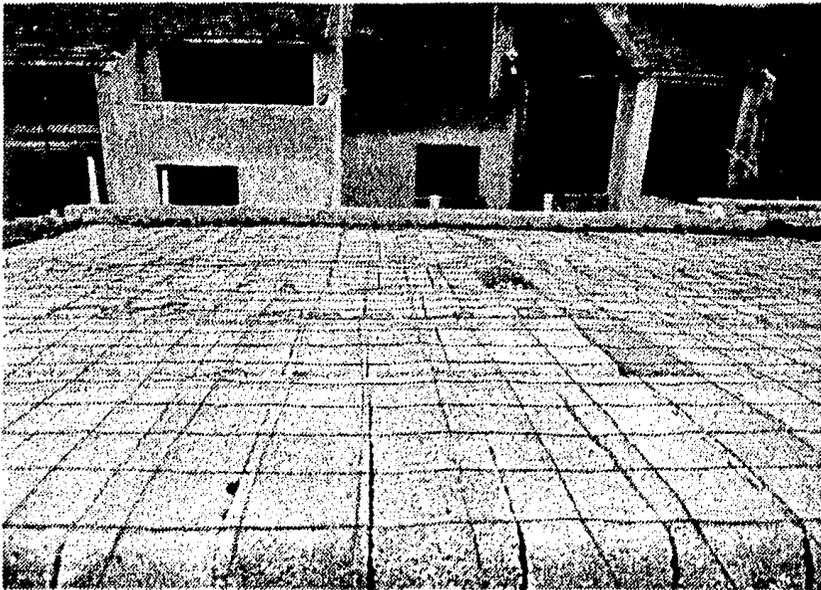
```

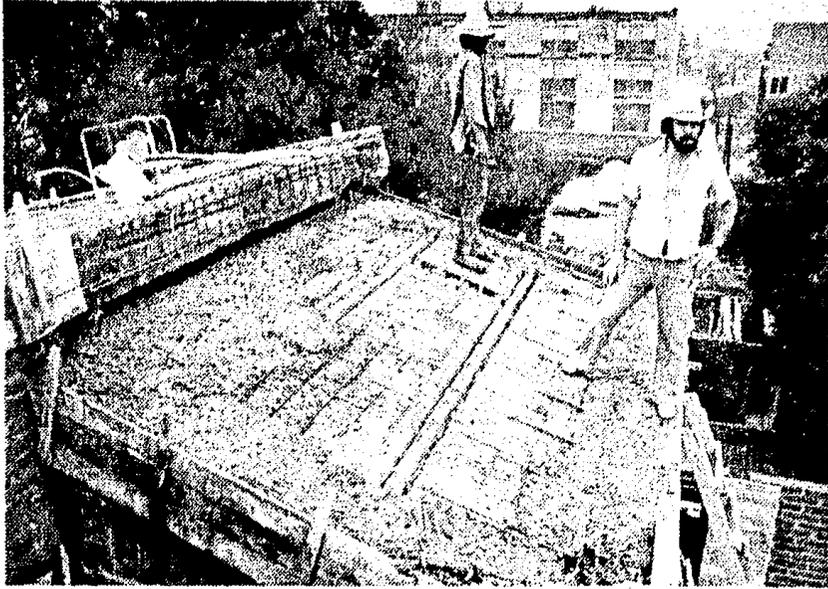
anexo 2



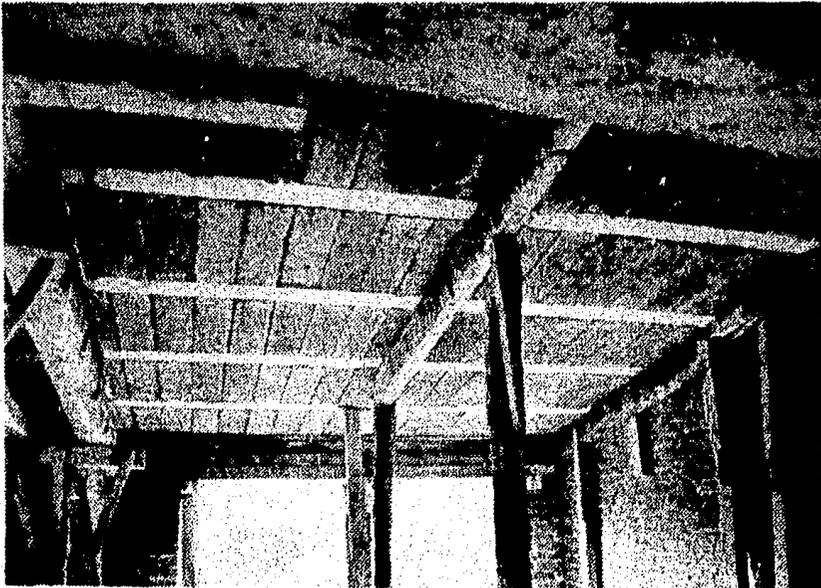


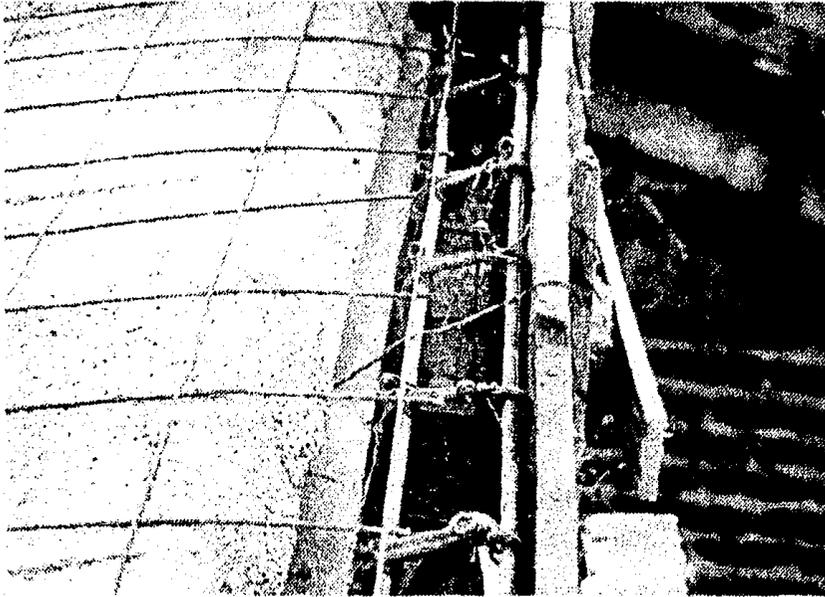
ARMADO DEL FIRME





APUNTALAMIENTO AL CENTRO DEL CLARO





CONEXION DE VIGUETA EN TRABE PERALTADA



APOYO DE VIGUETA EN MURO



bibliografía

BIBLIOGRAFIA UTILIZADA

- Building Code Requirements for Reinforced Concrete - Commentary con Building Code, American Concrete Institute, Detroit, Michigan, 1983, 266 p..
- Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado, Nilson, Arthur H. trad. por Luis Consiglieri Echave, revisión de José de la Cera A., México, Editorial Limusa, 1982, 604 p., ils., gráficas.
- Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto - Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, publicación 401, 1977, 308 p..
- Design of Prestressed Concrete Structures, Lin, T.Y., Wiley International Edition, Estados Unidos, 1966, 2ª ed., 614 p., ils., gráficas.
- El Problema Habitacional, "El perfil de México en 1980", Puente Leyva, J., Instituto de Investigaciones Sociales de la UNAM, México, D.F., Siglo XXI Editores, 2ª ed., 1971.
- Hormigón Pretensado, Leonhardt, Fritz, de la segunda edición alemana por Alberto Corral, supervisado por Juan Batanero, España, Artes Gráficas MAG, S.L., 1977, 780 p., ils., gráficas.
- Ingeniería, Órgano oficial de la Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, "Consideraciones Generales sobre la Prefabricación de Estructuras de Concreto" por Francisco Robles P. y "Principios del Concreto Presforzado" por Francisco Robles y José Ma. Rioboo, México, C.U., Central de Artes Gráficas, abril-junio 1972, vol. XLII, num. 2, 111 p., p. 155-176 y p. 133-154.
- Introducción al Concreto Presforzado, Allen, A.H., trad. del inglés y redactado por Víctor M. Pavón R. y Ma. Isabel Guevara M., revisión técnica de la traducción de Raúl Huerta M., Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto A.C., México, 1980, 98 p., ils., gráficas.

Limit - State Design of Prestressed Concrete, Guyon, Ives, trad. del francés por P. Chambón y F.H. Turner, Gran Bretaña, Galliard Limited, 1972, 2 vol., 1329 p., ils., gráficas.

Manual de Diseño de Obras Civiles, Comisión Federal de Electricidad - Instituto de Investigaciones de la Industria Eléctrica, México, 1969, 3 tomos, vol. III.

Memoria - Segundo Congreso Nacional del Concreto, Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto A.C., México, D.F., 1966.

P.C.I. Design Handbook Precast and Prestressed Concrete, Prestressed Concrete Institute, Estados Unidos, 1971, 460 p., ils., gráficas.

Principios Fundamentales del Diseño de Concreto Presforzado, Prestressed Concrete Institute, Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto A.C., México, D.F., 1966.