



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO

FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES
ARAGON

LOSAS ALVEOLARES PRESFORZADAS

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A :

JUAN CARLOS GARCIA GARCIA



ASESOR: ING. KARLA IVONNE GUTIERREZ VAZQUEZ

MEXICO

2006



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



AGRADECIMIENTOS

A MI ESPOSA, Gracias por ser el eje de mi vida y por ser la persona que me impulso a terminar esta etapa.

A MIS PADRES, Gracias por su amor, por haberme dado la vida, por haberme forjado y enseñarme a ser el mejor en todo momento de mi vida.

A MIS HERMANAS, Gracias a todas ustedes por permitirme ser su ejemplo a seguir y por todo el amor que nos tenemos.

A MI TIA, Gracias por ser como eres y por todo ese apoyo que no escatimas.

A LA ING. KARLA IVONNE GUTIERREZ VAZQUEZ, Gracias por todo su apoyo en la elaboración de esta tesis.

AL DR. ING. MANUEL SUAREZ, Gracias por haber creído en mí y darme la oportunidad de conocer el mundo de la ingeniería del presfuerzo.

AL ING. JOSE LUIS CAMACHO, Gracias por tus enseñanzas prácticas y todos tus consejos.

AL ING. JUAN JUAREZ, Gracias por compartir tu sabiduría en este tema y por tu persistencia.

AL EQUIPO DE INGENIERIA DE ITISA, Gracias por su amistad y todo su apoyo.



INDICE

Introducción	1
1.- ¿Qué son las Losas Alveolares Presforzadas?	3
1.1.- Definición y Geometría	3
1.2.- Materiales	4
1.3.- Fabricación	10
1.4.- Control de Calidad	12
1.5.- Etapas de un elemento presforzado	13
2.- Aplicación de Losas Alveolares en entrepisos y cubiertas.	16
2.1.- Componentes de un entrepiso con Losas Alveolares	16
2.2.- Acero de refuerzo del entrepiso	19
2.3.- Conectores	22
2.4.- Tapones de alvéolos	23
3.- Propiedades de las Losas Alveolares en entrepisos.	24
3.1.- Mayor grado de prefabricación	24
3.2.- Facilidad, rapidez y seguridad en la colocación	25
3.3.- Ausencia de firme de compresión	26
3.4.- Resistencia a flexión negativa y cortante	27
3.5.- Mayor claro libre, versatilidad, economía y experiencia	28
4.- Diseño de Losas Alveolares Presforzadas.	31
4.1.- Características Técnicas y tablas de uso	31
4.2.- Diseño de Losas Alveolares	33
4.3.- Estado de Esfuerzos	34
4.4.-Deflexiones	38
4.5.- Perdidas de presfuerzo	42
4.6.- Revisión por estado limite de falla	49
4.7.- Momento resistente en Losas Alveolares	53



4.8.- Revisión por acero mínimo	58
4.9.- revisión por acero máximo	59
4.10.- Requisitos Complementarios	65
5.- Requerimientos para proyectos con Losas Alveolares.	68
5.1.- Decisiones previas	68
5.2.- Cálculo de las sollicitaciones	78
5.3.- Determinación del tipo de losa	82
5.4.- Comprobación de la deformación	82
5.5.- Longitud máxima de losa	84
5.6.- Comprobación de las juntas entre losas	85
5.7.- Cortante horizontal entre la losa y la capa de compresión	87
6.- Aspectos importantes en la construcción con Losas Alveolares.	90
6.1.- Transporte, izaje y almacenaje de losas	90
6.2.- Montaje del sistema con losas	92
6.3.- Tipos de apoyos	95
6.4.- Cortes, barrenos y huecos	100
7.- Losas Alveolares y sus aplicaciones.	108
7.1.- Contención de tierras	108
7.2.- Pantallas con Losas Alveolares	114
7.3.- Muros de sótano con Losas Alveolares	117
7.4.- Depósitos, depuradoras y albercas	118
7.5.- Construcción de silos	120
7.6.- Fachadas	121
7.7.- Gradadas	123
7.8.- Pasillos y andenes	125
Conclusiones y Recomendaciones	127
Bibliografía	129
Anexo.- Diseño de Losa Alveolar (ejemplo ACI).	130



INTRODUCCIÓN

Los componentes de concreto prefabricado son extensamente utilizados en la construcción moderna. El concreto ha evolucionado hacia materiales de una alta calidad para edificios. Este es utilizado principalmente para toda clase de edificios: departamentos, oficinas, centros comerciales, etc.

El desarrollo de elementos de concreto presforzado no ha sido el mismo en los diferentes países. En los países nórdicos, el concreto ha sido utilizado principalmente para tableros planos tipo “sandwich”, mientras que en la parte occidental de Europa las aplicaciones son de preferencia asociadas con revestimientos arquitectónicas expresivos.

También la penetración del mercado ha sido completamente diferente, especialmente para las aplicaciones de prestigio. El uso de elementos de concreto a base de tableros refinados ya había empezado en los años 70 en Bélgica, Holanda, Francia y el Reino Unido. En otros países, el uso de tableros más complejos llegaron mucho más tarde, por ejemplo en Alemania, Noruega y Suecia. Ahora, Finlandia esta todavía practicando una arquitectura más sobria, de acuerdo con el Modernismo.

La industria del concreto prefabricado dispone de una gran cantidad de sistemas técnicos y soluciones para estructuras de edificios prefabricados. Todas ellas pertenecen a un limitado número de sistemas estructurales básicos. Los tipos más comunes de sistemas estructurales de concreto prefabricado son: marcos portal, estructuras esqueléticas, estructuras a base de marcos y muros, estructuras de piso y sistemas de fachadas.



Cada material y sistema de construcción tiene sus propias características lo cual a una mayor o menor medida llega a influir en el plan, longitud del claro, profundidad de la construcción, estabilidad del sistema, etc. Este caso es también para el concreto prefabricado, no solamente en comparación con el acero, la madera y estructuras de mampostería, pero también con respecto a la colocación del concreto en el sitio. Teóricamente, todas las juntas entre las unidades prefabricadas podrían ser hechas de tal manera que la estructura prefabricada completa tiene el mismo concepto monolítico como una colada en el sitio. Sin embargo, este es un enfoque erróneo, en el cual participa una mano de obra intensa y costosa.

Si se van a observar las ventajas completas del concreto prefabricado, la estructura debería ser concebida de acuerdo con su diseño filosófico específico: claros largos, concepto de estabilidad apropiada, detalles simples, etc. Este trabajo describe características específicas del sistema de losas presforzadas alveolares y da una guía general con respecto al diseño y al uso.



CAPÍTULO 1

¿QUE SON LAS LOSAS ALVEOLARES PRESFORZADAS?

1.1) DEFINICION Y GEOMETRIA

La losa alveolar presforzada, es un panel de concreto prefabricado-pretensado, con peralte constante, aligerado mediante alvéolos (huecos) longitudinales. Las losas alveolares son producidas en modernas instalaciones, utilizando medios y técnicas específicos, bajo rigurosos controles, que le confieren el nivel de calidad exigido por las normas de organismos internacionales especializados en la industria de la prefabricación. La figura 1.1 muestra algunas de las geometrías en que puede presentarse.

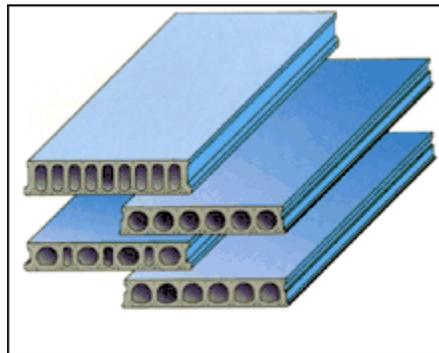


Figura 1.1 losas alveolares con diferentes geometrías

La siguiente figura (1.2) representa la sección de una losa, con los nombres de sus componentes. Se exponen, también, algunos de los tipos de alvéolos que puede presentar.

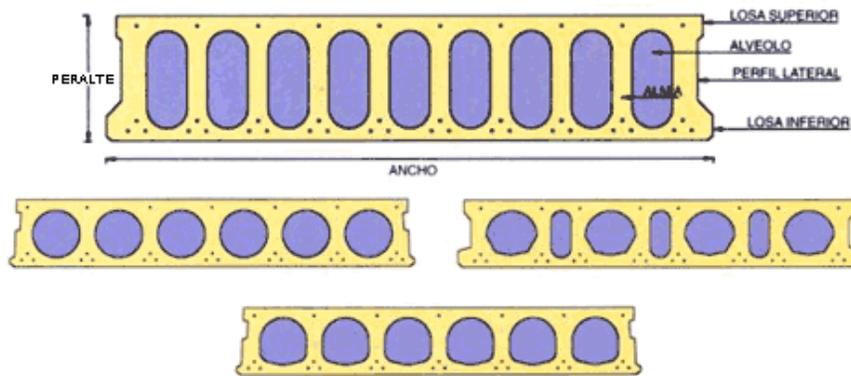


Figura 1.2 Secciones transversales de losas alveolares.

Para adaptarse a diferentes condiciones de trabajo, del modo más económico posible, los peraltes de las placas varían entre 10 y 50 cm. siendo posible la fabricación de otros no muy usuales.

1.2) MATERIALES

Concreto.

Todos los materiales empleados para fabricar los elementos de concreto deberán cumplir con la Norma Oficial Mexicana (NOM) o Norma Mexicana (NMX).

El concreto que se usa en la prefabricación de losas, se caracteriza por tener mayor calidad y resistencia con respecto al utilizado en construcciones ordinarias. Los valores comunes de $f'c$ oscilan entre 350 y 500 kg/cm², siendo el valor estándar 350 kg/cm². Se requiere esta resistencia para poder hacer la transferencia del presfuerzo cuando el concreto haya alcanzado una resistencia de 280 kg/cm². La gran calidad y resistencia de estos concretos generalmente conducen a costos totales menores ya que permite la reducción de las dimensiones de las secciones de las losas utilizadas.

Con ello, se logran ahorros significativos en peso propio, y los grandes claros resultan técnica y económicamente posibles. Las deflexiones y el agrietamiento



del concreto pueden controlarse y hasta evitarse mediante el presfuerzo. Es posible el uso de aditivos y agregados especialmente en elementos arquitectónicos.

El diseño de las mezclas de concreto y los diversos tratamientos a que puedan estar sujetas no se analizan en este trabajo, por lo que solo mencionaré algunos de los factores que tienen una relación directa con el pretensado, como son la producción de concretos de alta resistencia y las transformaciones que ocurren al material que está sujeto a algún esfuerzo.

La producción de losas alveolares se lleva a cabo con dos mezclas básicas de concreto: de bajo revenimiento y revenimiento normal; para la mezcla con bajo revenimiento el contenido de agua está más limitado que lo requerido para la hidratación del cemento. La relación agua-cemento típica es de 0.3, el agua disponible tiene que ser bien dispersada en la mezcla. El bajo contenido de agua puede ser usado para la optimización de una mezcla reducida en requerimientos de agua y cemento solo si la trabajabilidad de la mezcla es la adecuada para la compactación del concreto realizada por la maquinaria. Las losas fabricadas con mezclas de revenimiento normal conservan este valor entre 50 a 130 mm.

Los agregados usados dependerán primordialmente de los proveedores locales y de las pruebas granulométricas otorgadas por los laboratorios. Los tamaños de agregados normalmente usados van de $\frac{1}{2}$ " a $\frac{3}{4}$ ", los agregados de gran tamaño son poco usuales en la fabricación de mezclas pues guardan concreto en las oquedades que presentan este tipo de gravas. Los agregados ligeros son usados ocasionalmente para reducir el peso de la sección y alcanzar límites requeridos en aplicaciones para retardar el fuego. El peso por unidad del concreto utilizado en esta industria fluctúa entre los 1760 y 2500 kg/m³.



Actualmente se conocen ya ampliamente muchas formas de cumplir con estos requisitos así como la posibilidad de predecir una resistencia mínima a la compresión después de que haya transcurrido un tiempo especificado; la resistencia del concreto en elementos al aplicarles presfuerzo, constituye un factor muy importante, por lo general a esto se le llama la condición “inicial” o de “transferencia”.

La rigidización y endurecimiento del concreto se deben a la reacción química que tiene lugar entre el cemento y el agua en la mezcla. A temperaturas normales, el concreto necesita varios días para desarrollar una resistencia suficiente. Existen varios métodos para lograr un endurecimiento acelerado: el interno, mediante el uso de aditivos químicos y el externo, mediante la aplicación de calor (no aplica en la producción de losas alveolares).

Cualquiera que sea el procedimiento de curado en cementos comunes, existe generalmente una contracción cuando tiene lugar el endurecimiento. Aún cuando la mayor parte de la contracción tiene lugar a temprana edad en el elemento, la contracción continua presentándose por varios meses.

El concreto es un material elástico y tan pronto como el esfuerzo se aplica al elemento, se acorta, por lo que reduce la longitud extendida del acero y en consecuencia el esfuerzo en él. A esta pérdida de presfuerzo se le llama deformación elástica del concreto, que es una función del módulo de elasticidad, E_c ; del módulo de elasticidad E_s del acero, y del esfuerzo en el concreto en la condición de transferencia. A pesar de que el módulo de elasticidad depende primordialmente de la resistencia a la compresión del concreto recibe influencia también de las propiedades elásticas del agregado y en menor grado, de las condiciones del curado y edad del concreto, del proporcionamiento de la mezcla y del tipo de cemento.



La magnitud de la deformación unitaria por contracción, E_c , varía desde cero, si el concreto es almacenado bajo el agua o en condiciones muy húmedas, hasta 0.001 en ambientes muy secos. Con propósitos de diseño, un valor promedio de deformación por contracción será de 0.0002 a 0.0006 para las mezclas usuales de concreto empleadas en elementos presforzados. Las NTC-C establecen un valor de $E_c = 0.001$.

Una muy importante propiedad del concreto, relacionada con su empleo para estructuras pretensadas, es la fluencia (flujo plástico) que puede definirse como la deformación inelástica debida a un esfuerzo sostenido. Cuando el concreto está sujeto a un esfuerzo de compresión permanente, se reduce su longitud, lo que a su vez disminuye el esfuerzo en el acero.

Acero

Generalmente el acero utilizado en el pretensado es en forma de alambres de alta resistencia a la tensión estirados en frío, o varillas de aleación en conjunto para formar torones. Definiremos la palabra torón, término usual para el acero empleado en el concreto pretensado.

Torón: grupo de alambres torcidos en forma de hélice alrededor de un eje longitudinal común el cual se forma mediante un alambre recto, y que cumplen con los requisitos de las normas británicas BS 3617:1971 para torones de 7 alambres (fig.1.3) y BS 4757:1971 para torones con 19 alambres.

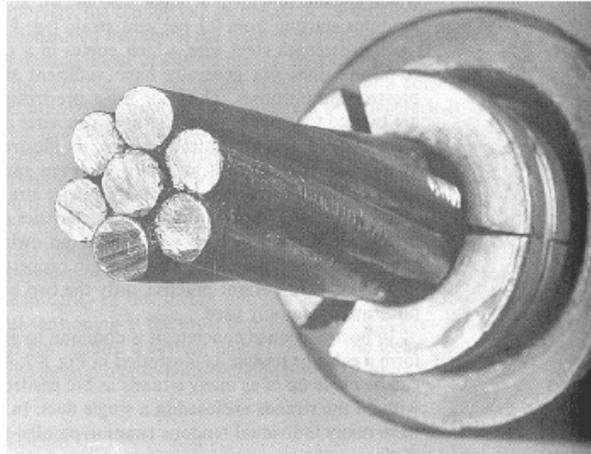


Figura 1.3 Torón de siete alambres comúnmente usado en placas extruidas.

Los alambres varían en su diámetro desde 2 hasta 8 mm, sin embargo el diámetro más pequeño usado para elementos estructurales es el de 4 mm y puede suministrarse ya sea “como se extrae” o “prestirado”. La primera condición consistirá de rollos provenientes del laminado con una curvatura natural equivalente al cabrestante de la máquina para estirar los alambres. Este defecto puede superarse enderezándolo en el mismo sitio pero también se requiere que los fabricantes suministren grandes carretes especialmente enrollados, debido a esto los alambres tendrán esa curvatura.

El alambre que ha sido “preenderezado” mediante un proceso que comprende un tratamiento de calentamiento “reductor de esfuerzos”, provoca una mejoría en las propiedades elásticas y conduce a lo que se denomina como un comportamiento de relajamiento “normal”, o bien, un tratamiento de “estiramiento en caliente”, que igualmente induce altas propiedades elásticas, pero que provoca lo que se clasifica como un comportamiento de relajamiento “bajo”.

Los términos de relajamiento “normal” y “bajo” se aplican lo mismo a los torones que a los alambres. El relajamiento se define como la pérdida en el esfuerzo después de un cierto período de tiempo en el que un tendón de presfuerzo se



tenso para una carga determinada, bajo condiciones de longitud y temperatura constantes. Se ha establecido que, para un acero dado, la rapidez del relajamiento es una función del esfuerzo inicial y la duración de su aplicación.

Como su nombre lo señala, un alambre o torón de relajamiento bajo tendrá menor pérdida de esfuerzo inicial que el de relajamiento normal. Los reglamentos proporcionan una guía sobre cómo estimar un valor preliminar de ésta pérdida, pero para una estimación precisa deberán obtenerse datos de los fabricantes.

Con objeto de asegurar la máxima adherencia entre el acero y el concreto, debe suministrarse el alambre en condiciones "desengrasadas". La curva esfuerzo-deformación del acero de alta resistencia no muestra un punto de fluencia definido, como ocurre con el acero dulce. Con el fin de lograr un índice de la curvatura de la gráfica esfuerzo-deformación, se ha introducido el concepto "esfuerzo de prueba". El esfuerzo de prueba se define como el esfuerzo para el cual la carga aplicada produce una elongación permanente, igual a un porcentaje especificado de la longitud del calibrador. Para alambres de presfuerzo, se usa una elongación del 0.2% en el "esfuerzo de prueba".

Existen dos tipos básicos de torón para presfuerzo, con 7 y 19 alambres. Su elección depende principalmente del grado de flexibilidad y resistencia requeridas.

El paso de la espiral o hélice de torcido es de 12 a 16 veces el diámetro nominal del cable. La resistencia a la ruptura, f_{sr} , es de 19,000 kg/cm² para el grado 270K (270,000 lb/pulg²), que es el más utilizado actualmente. Los torones pueden obtenerse entre un rango de tamaños que va desde 3/8" hasta 0.6 pulgadas de diámetro, siendo los más comunes los de 3/8" y de 1/2" con áreas nominales de 54.8 y 98.7 mm², respectivamente.



Aditivos

En las losas alveolares, el empleo de aditivos para mejorar algunas características del concreto, atienden lo dispuesto particularmente en reglamentos de construcción europeos, en México los procesos de fabricación de losas alveolares no contemplan la utilización de estos. En ningún caso se utilizan aditivos que contengan cloruros o que puedan tener algún efecto nocivo a corto, medio o largo plazo.

1.3) FABRICACIÓN.

La fabricación de la losa alveolar exige importantes instalaciones que, en resumen, son: una amplia pista de gran longitud, superior a 100 m, en cuyos extremos existen unos enormes muertos de anclaje regularmente de concreto reforzado, firmemente fijados al terreno, capaces de soportar las grandes fuerzas transmitidas por el número de torones que a ellos se anclan. La superficie de estas pistas puede ser metálica o de concreto, y sobre ellas existen carriles longitudinales, formando vías sobre las que rodarán las máquinas que darán forma a las placas con sus alvéolos. Estas máquinas van provistas de una tolva por la que reciben el concreto, vibradores y otros elementos auxiliares.

Una gran central totalmente automatizada, con sus silos para el cemento y los diferentes agregados, se encarga de la fabricación del concreto, que es conducido mediante cintas transportadoras y puentes grúas, hasta donde se encuentre, en cualquier momento, la tolva de cada máquina colocadora, de modo que ésta tenga asegurada siempre su alimentación.

Finalmente, carretillas elevadoras y otros medios mecánicos, son empleados en la retirada de las placas producidas y su transporte al patio, donde se continuará el curado y se mantendrán las placas hasta su envío a obra.



Contando con estas instalaciones, en perfecto estado de servicio, el proceso de fabricación de las placas es como sigue:

Se comienza por la limpieza de la zona de pista a utilizar y se extiende, sobre ella, un desmoldante que evite que el concreto se adhiera. Luego, tirando de los correspondientes carretes, se toman los torones que vayan a utilizarse y se pasan por las perforaciones que correspondan a su posición, entre las muchas existentes en la zona de anclaje más próxima. Se sujetan después, a la carretilla lanzacables, que tira de ellas, extendiéndolas a lo largo de toda la pista hasta el anclaje opuesto. Allí se introducen sus extremos por las correspondientes perforaciones y se acuñan con piezas especiales.

Se cortan los alambres y se sujetan al gato hidráulico que tira de ellos traccionandoles hasta la tensión prevista superior a los 10000 kg. A continuación se acuñan en las placas de anclaje. El muerto desde el que se traccionan los torones recibe el nombre de “activo”, mientras que el opuesto es el “anclaje pasivo”.

Una vez que los cables se encuentran fuertemente tensados entre ambos anclajes, se sitúa la máquina extrusora sobre ellos. Al tiempo que la máquina avanza, asegura la posición del acero de presfuerzo mediante “el guiahilos” situado en su parte delantera, y va depositando el concreto con la forma y dimensiones que corresponda a la placa que se esté fabricando. Este concreto debe contener una consistencia muy seca, de modo que mantenga la forma y dimensiones recibidas, por lo que debe ser fuertemente vibrado por la máquina para que envuelva perfectamente los torones y rellene totalmente los moldes deslizantes. Terminada esta fase, se ponen en funcionamiento las instalaciones de curado hasta que el concreto alcanza la resistencia requerida.



Se procede ahora, a destensar gradualmente los cables. Estos al quedar libres, tienden a acortarse, pero su adherencia con el concreto se lo impide. Al impedir el acortamiento del acero, el concreto sufre una fuerte compresión; se produce la transferencia al concreto de la fuerza que habían recibido los cables. “El concreto ha sido pretensado”.

Entonces, entra en acción la máquina de corte que se desplaza sobre las losas cortándolas, concreto y acero, a las longitudes deseadas. Solo queda realizar las operaciones de marcado, y trasladar las losas al patio donde se continuará su curado.

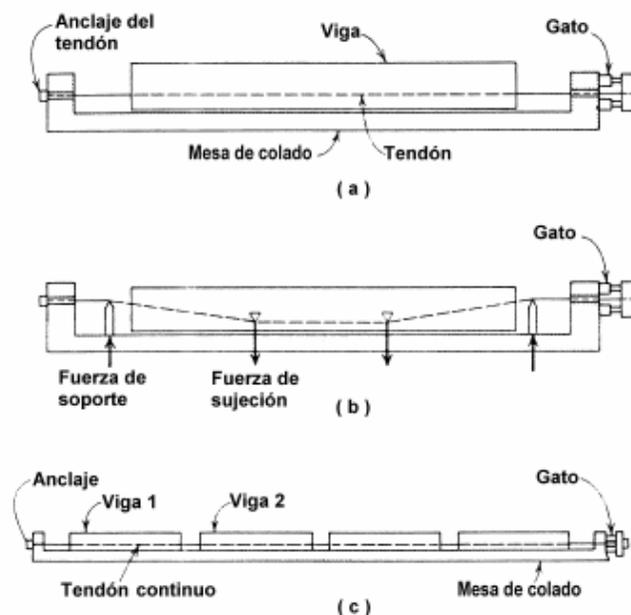


Figura 1.4 Fabricación de un elemento pretensado.

(a) Trayectoria recta de los torones, (b) Desvío de los torones, (c) elementos en serie.

1.4) CONTROL DE CALIDAD

El control de calidad de las losas se realiza según un plan prefijado. Este plan comprende ensayos de los componentes del concreto, de éste y del acero. Además se realiza un intenso control de las losas producidas, comprobando su



resistencia a la flexión y al cortante, deformaciones bajo carga. Todas las plantas donde se fabrican losas alveolares disponen de laboratorio y medios adecuados donde realizar dichos ensayos. La supervisión del control de calidad corresponde a un técnico cuya titulación le faculta para estas funciones.

1.5) ETAPAS DE UN ELEMENTO PRESFORZADO

El diseño de elementos de concreto presforzado consiste en proponer el elemento que sea funcional y económicamente óptimo para determinadas acciones y características geométricas de la obra. Una vez escogido el elemento, el diseño consiste en proporcionar los aceros de presfuerzo y de refuerzo para que tenga un comportamiento adecuado durante todas sus etapas dentro del marco de un reglamento vigente. Es claro que ante esta perspectiva, el elemento o sección a utilizar no es una incógnita sino un dato que el diseñador de acuerdo a sus conocimientos y experiencia debe proporcionar.

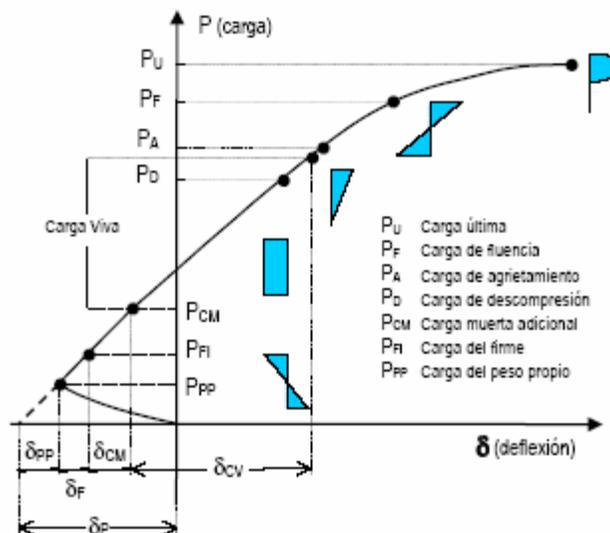


Figura 1.5 Gráfica carga-deflexión de una viga pretensada típica.

Un elemento presforzado, y en general cualquier elemento prefabricado, está sometido a distintos estados de carga. Estos estados pueden representar condiciones críticas para el elemento en su conjunto o para alguna de sus



secciones. Existen dos etapas en las que se deben revisar las condiciones de servicio y seguridad del elemento: la etapa de transferencia y la final; sin embargo, para muchos elementos existen etapas intermedias que resultan críticas. En la figura 1.5 se muestran esquemáticamente en una gráfica carga-deflexión el proceso de cargas de un elemento presforzado típico y el estado de esfuerzos correspondiente a cada etapa en la sección de momento máximo. A medida que el elemento es cargado con el firme y la sobrecarga muerta, la contraflecha disminuye hasta que, generalmente con la presencia de la carga viva, se presenta una flecha hasta el punto de descompresión (cuando se presentan tensiones en la fibra inferior del elemento), para finalmente sobrepasar la fluencia y llegar a la carga última.

Etapa de Transferencia.

Esta tiene lugar cuando se cortan los tendones en elementos pretensados o cuando se libera en los anclajes la presión del gato en concreto postensado. Es decir, cuando se transfieren las fuerzas al concreto que comúnmente ha alcanzado el 80 por ciento de su resistencia. Aquí ocurren las pérdidas instantáneas y las acciones a considerar son el presfuerzo que actúa en ese instante y el peso propio del elemento.

Esta etapa puede ser crítica en los extremos de elementos pretensados sin desvío de torones donde el presfuerzo es excesivo. Dado que la acción del presfuerzo solo es contrarrestada por la del peso propio del elemento, en esta etapa se presentará la contraflecha máxima (figura 1.5).

Estado intermedio.

Dentro de esta etapa se presenta el transporte y montaje del elemento. Se debe tener especial cuidado en la colocación de apoyos temporales y ganchos y dispositivos de montaje para no alterar la condición estática para la que fue



diseñado el elemento. Algunas vigas para puente son tan largas que es necesario dejar volado uno de los extremos para que se puedan transportar.

Muchos elementos presforzados tienen un comportamiento en etapas intermedias distinto al que tienen en transferencia o en el estado final. Tal es el caso de algunas viguetas, trabes y losas que, antes de que la sección compuesta esté lista para soportar cargas, requieren de cimbrado temporal que es removido cuando los colados en sitio y la losa o el firme han fraguado.

Otro tipo de elementos que requieren un diseño muy refinado son aquellos que fueron fabricados, transportados y montados como simplemente apoyados pero que en la etapa final formarán parte de un sistema hiperestático.

Etapa final. El diseñador debe considerar las distintas combinaciones de cargas en la estructura en general, y en cada elemento en particular, para garantizar el comportamiento adecuado de los elementos. En la etapa final se considerarán las condiciones de servicio tomando en cuenta esfuerzos permisibles, deformaciones y agrietamientos, y las condiciones de resistencia última de tal manera que además de alcanzar la resistencia adecuada se obtenga una falla dúctil. En esta etapa ya han ocurrido todas las pérdidas de presfuerzo y en la mayoría de los casos el elemento presforzado se encuentra trabajando en conjunto con el firme colado en sitio, lo que incrementa notablemente su inercia y resistencia. En la figura 1.5 se indican, a partir de la carga de descompresión, los distintos estados finales que se deben considerar en el diseño de cualquier elemento presforzado.

En este trabajo se expone más adelante el diseño de las losas alveolares en base a las etapas que se han mencionado en éste capítulo.



CAPÍTULO 2

APLICACIÓN DE LAS LOSAS ALVEOLARES EN ENTREPISOS Y CUBIERTAS

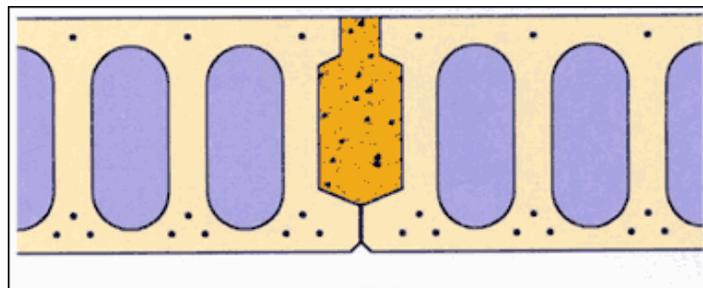
2.1) COMPONENTES DE UN ENTREPISO CON LOSAS ALVEOLARES.

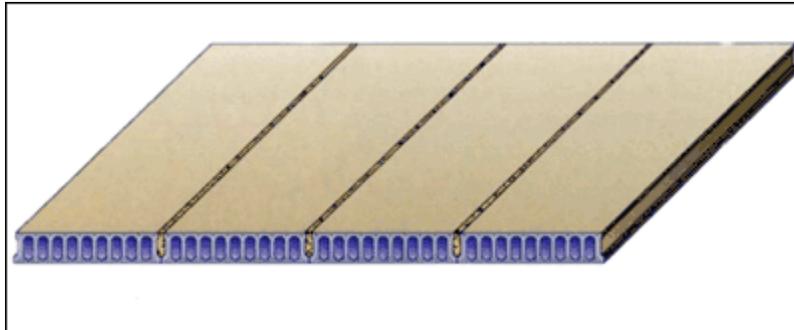
Losa Alveolar.

El elemento principal de un entrepiso es la losa alveolar. Sin duda un conjunto de losas, simplemente adosadas lateralmente, ofrecen una buena superficie sobre la que se puede pisar y que se puede cargar.

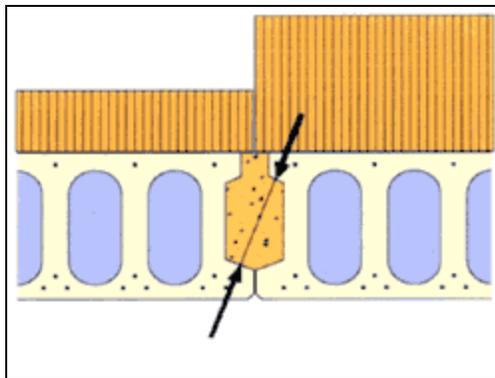
Sin embargo, para que un conjunto de losas pueda considerarse como un sistema de entrepiso es necesario darle una continuidad transversal que establezca la colaboración de unas losas con otras redistribuyendo las cargas entre ellas, y permita su actuación como diafragma y asegure las condiciones de aislamiento y estanquidad requeridas.

Lateralmente, las losas para sistemas de entrepiso presentan un perfil longitudinal diseñado de modo que al adosar las placas quedan en contacto por el borde inferior, achaflanado para mejorar el aspecto de la unión, mientras que en el borde superior quedan separadas para permitir el relleno con concreto de la junta (fig.2.1), asegurando así un comportamiento monolítico en los paños (fig.2.2) y la formación de una llave que una a las losas.



**Figura 2.1** Junta entre losas alveolares.**Figura 2.2** Losas colocadas formando un sistema de comportamiento monolítico

En los entrepisos con losas esto se consigue armando y macizando con concreto la junta entre dos placas consecutivas. Dicho macizado crea una llave que obliga a trabajar conjuntamente ambas losas al forzarlas a iguales desplazamientos, con lo que la más cargada se apoyará en la otra (fig. 2.3) y de esta manera se redistribuirán las cargas en las demás placas.

**Figura 2.3** Junta macizada con concreto entre losas alveolares.

Además, el macizado transmite, de unas placas a otras, las fuerzas contenidas en su plano medio lo que constituye el efecto diafragma mediante el cual se



distribuyen, entre toda la estructura, las fuerzas horizontales que actúan localmente sobre una parte de ella, como la acción del viento o del sismo, los empujes, los efectos de frenado, etc. (fig. 2.4)

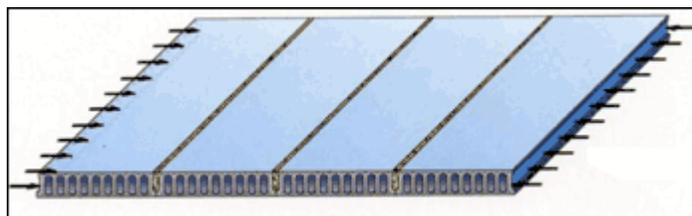


Figura 2.4 Fuerzas laterales actuando sobre el plano medio del entrepiso.

Capa de Compresión.

En los sistemas de piso unidireccionales constituidos por viguetas entre las cuales se colocan piezas de entrevigado (bovedillas), es necesario verter, sobre unas y otras, una capa de concreto in situ que, al endurecerse forma una losa que proporciona al sistema el monolitismo necesario para actuar como diafragma y para uniformar las cargas.

En los sistemas de losas alveolares en que las piezas de entrevigado no existen, el monolitismo lo proporciona las propias placas, unidas por las juntas macizadas y armadas.

Por ello en este sistema puede prescindirse de dicha losa de concreto in situ, comprobando las condiciones resistentes y de deformación, salvo cuando existan acciones laterales importantes. No obstante en ocasiones puede ser conveniente o necesario considerarla. Es de suponer que en caso de disponer dicha capa, su espesor no debe ser inferior a los 5 cm. que se fijan sobre viguetas.

El nombre de “capa de compresión” con que generalmente se conoce lo que se denomina “losa superior de concreto in situ”, es incorrecto, puesto que en zonas



de momentos negativos dicha capa se encuentra tensionada. Sin embargo, al ser como vulgarmente se le conoce, se mantendrá aquí en nombre de capa de compresión.

2.2) ACERO DE REFUERZO DEL ENTREPISO.

Refuerzo Longitudinal.

Como se mencionó en el capítulo anterior el acero de presfuerzo longitudinal que se utiliza en las placas permite proporcionarle a estas un comportamiento óptimo para resistir mayores cargas y cubrir grandes claros. Sin embargo cuando se prevé que en el desempeño del sistema se mantenga una continuidad entre tableros formados por losas alveolares será muy importante considerar la colocación de refuerzo longitudinal para resistir momentos negativos en los extremos de los tableros, adoptando así el comportamiento que tienen los sistemas de piso colados en sitio: acero positivo para la flexión al centro del claro y acero negativo para la flexión en los extremos del claro. Con carácter general, la losa alveolar no lleva acero negativo.

La colocación del acero negativo en losas presforzadas supone siempre un trabajo manual que interrumpe el proceso industrial de su fabricación, lo que conduce a un alto costo. Cuando este acero es necesario, o conveniente, es preferible colocarlo en obra, como se expone mas adelante.

Excepcionalmente, puede colocarse el acero negativo en canales creados rasgando la parte superior de los extremos de los alveolos (fig. 2.5) con el fin de anclar las placas en sus apoyos. Posteriormente se macizan estos canales con un buen concreto que puede tenerse en cuenta en la resistencia.

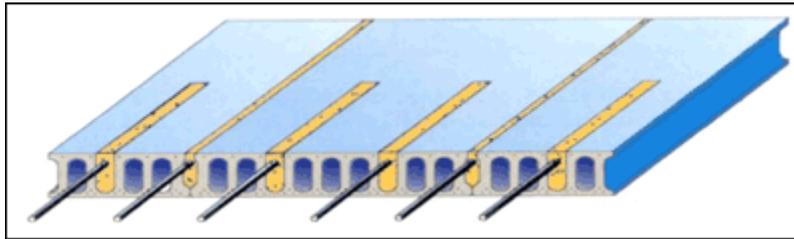


Figura 2.5 Acero Negativo dispuesto en los extremos de las placas.

Los momentos negativos a considerar en un entrepiso son:

1. Momentos en extremos teóricamente apoyados, para cubrir un posible grado de empotramiento. Cuando exista dicha losa superior, puede estudiarse si resulta mas beneficioso prescindir de ella en el cálculo y aprovechar la propia resistencia a flexión negativa de la placa, a fin de no colocar acero negativo en los apoyos sin continuidad.
2. Momentos negativos consecuencia de la continuidad entre tableros consecutivos. Mas adelante al tratar el diseño de la placa, se analizara cuándo es posible o conveniente establecer continuidad entre tramos consecutivos de sistemas con placas.

Cuando sea posible y necesario establecer continuidad entre tramos consecutivos, es obligado disponer de la colocación de acero de refuerzo que cubra la discontinuidad entre placa y placa sobre los apoyos interiores. Este acero puede colocarse en la capa de compresión si existe, o alojada en canales abiertos en la placa, en correspondencia con los alveolos (fig. 2.6). Al tratar de la ejecución de un sistema de piso se detallará esta solución.

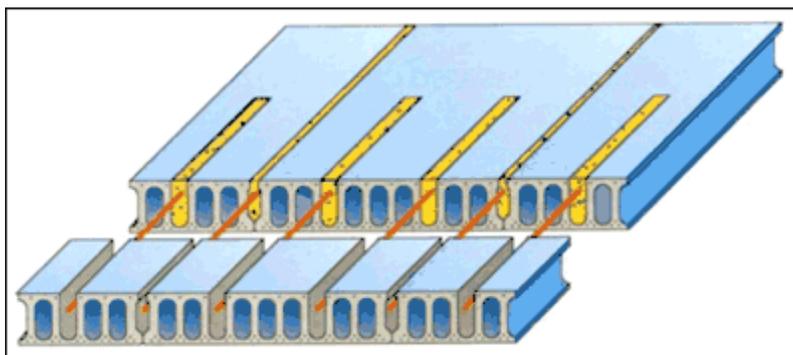


Figura 2.6 Acero Negativo ligando los extremos de dos tableros formados con losas alveolares.

3. Momentos negativos en voladizos. Es necesario absorber los momentos negativos que se extienden desde el extremo libre del tramo volado hasta el interior del tramo adyacente. Cuando la placa tiene resistencia a flexión negativa suficiente, puede ser conveniente disponer placas que cubran ambos tramos con una sola pieza. En caso contrario deberá colocarse acero negativo.

Refuerzo por cambios volumétricos.

Cuando el entrepiso con losas alveolares deba llevar capa de compresión, es necesario disponer en ello un refuerzo por cambios volumétricos o temperatura.

Esta armadura está formada por barras de acero, colocadas en dos direcciones, por facilidad de colocación, el acero por cambios volumétricos suele resolverse con mallas electrosoldadas. Sin embargo se pone a discusión la utilización de este tipo de mallas en sistemas de piso prefabricados en zonas sísmicas debido a las fuerzas laterales que deberá resistir el sistema.

Refuerzo por cortante.

Los sistemas de piso pueden utilizarse sin acero transversal si el esfuerzo cortante último de sus nervios, es mayor o igual que el esfuerzo cortante de cálculo. Si no



es así, pueden aumentarse las dimensiones de los nervios o colocar acero transversal, de estribos o de celosía, en las zonas que lo requieran.

La losa alveolar posee una gran resistencia a cortante debida a sus múltiples almas. No obstante, si excepcionalmente fuera necesario, puede recurrirse a disponer de acero de cortante en las juntas o en los alvéolos abiertos de los extremos.

Refuerzo por flexión transversal.

Cuando la losa presenta un vuelco lateral de cierta importancia, o recibe en un borde alguna fuerte carga, puntual o lineal, puede producirse una flexión transversal negativa que deba resolverse con acero colocado in situ sobre la placa, en dirección transversal a esta. En estos casos, puede ser necesario colocar una capa de compresión cuyo acero de cambios volumétricos, será complementado y reforzado para resolver la situación.

2.3) CONECTORES

En ocasiones se desea reforzar la unión de la capa de compresión con la placa. En este caso puede recurrirse a conectores situados en las juntas entre placas, como muestra la figura 2.7

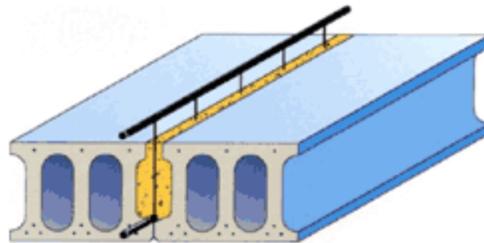


Figura 2.6 Conectores para reforzar las uniones entre placas.



2.4) TAPONES DE ALVEOLOS

Son piezas de material sintético que se adaptan perfectamente a los alveolos de la placa (fig. 2.7), cerrándolos a fin de que no penetre en ellos el concreto vertido in situ. Se utilizan principalmente en placas de gran formato.

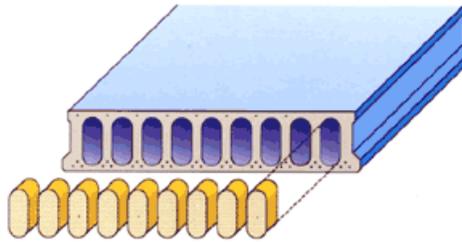


Figura 2.7 Tapones para alveolos en placas.



CAPÍTULO 3

PROPIEDADES DE LAS LOSAS ALVEOLARES EN ENTREPISOS

3.1) MAYOR GRADO DE PREFABRICACIÓN.

Por mucho cuidado que se ponga en una obra, nunca pueden alcanzarse los niveles de calidad y control propios como en la prefabricación en planta, donde se trabaja en condiciones favorables, con personal especializado y empleando técnicas industriales y medios idóneos. No cabe duda que, en tales condiciones un producto prefabricado ofrece más garantía de calidad que lo realizado en la propia obra.

La producción de la placa alveolar exige unas instalaciones y una tecnología que no están al alcance de cualquiera. Por otra parte, los sistemas de piso realizados con ellas apenas incorporan material in situ: este se reduce al concreto para el macizado de juntas y, solamente cuando es necesario, capa de compresión y acero adicional. La colocación de estas placas es sumamente sencilla y no requiere especiales cuidados.

Como consecuencia de su altísimo porcentaje de producto prefabricado, los entrepisos de placas alveolares ofrecen la máxima fiabilidad. Al necesitar solamente un componente, sin piezas de entrevigado, estos sistemas de placas alveolares eliminan el doble de transportación y por consiguiente almacenaje. La carga y descarga se agiliza.



Figura 3.1 Vista de la línea de producción de una planta prefabricadora de placas alveolares.

3.2) FACILIDAD, RAPIDEZ Y SEGURIDAD EN LA COLOCACIÓN.

El montaje de las placas es muy sencillo y repetitivo. Al cubrir una gran superficie con un solo elemento, la rapidez de ejecución en obra es extraordinaria. El rendimiento por operario es máximo, del orden de 400 m² en 8hrs., con un equipo de tres hombres. Solamente colocada, la placa ofrece una amplia superficie resistente sobre la cual se puede pisar con seguridad. El trabajo se hace más cómodo y fácil, lo que aumenta el rendimiento.

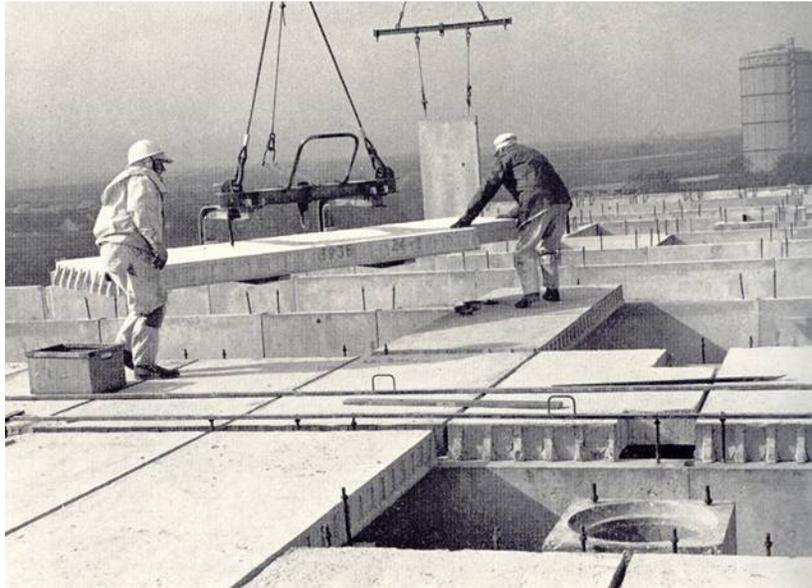


Figura 3.2 Montaje y colocación de entrepisos con placas extruidas.

3.3) AUSENCIA DE FIRME DE COMPRESIÓN.

La placa tiene por sí sola, una gran resistencia que le permite soportar cargas importantes y salvar grandes claros sin colaboración de concreto in situ. No se trata, por tanto, de un elemento semiresistente sino autoportante. En todo el mundo industrializado, donde el sistema de piso de placas alveolares se emplea masivamente, se acepta la ausencia de capa de compresión, siempre que las juntas se macicen adecuadamente. En este sentido se exige la capa superior de concreto in situ solamente cuando existen acciones laterales importantes; la capa de compresión puede utilizarse cuando se desea reforzar algunas prestaciones del sistema, como la rigidez, la acción diafragma o la mejor redistribución de cargas puntuales móviles.

Al ser autoportante, la placa alveolar no requiere apuntalamientos como los elementos semiresistentes, incluso cuando se desea poner capa de compresión, la resistencia de la placa, en general, podrá soportar sin apuntalamientos, su peso propio, el peso del concreto vertido sobre ella y la sobre carga de ejecución.



Además de la rapidez, seguridad, comodidad y economía, que se consigue al prescindir de apuntalamientos, esta característica de los sistemas de piso prefabricados de placas alveolares los hace muy adecuados para los casos en que el apuntalamiento sería especialmente costoso, sea por ser de difícil recuperación o por estar el piso inclinado o a altura importante. Cuando la placa no lleva capa de compresión, puede trabajarse sobre ella inmediatamente con carácter provisional, y con carácter definitivo en cuanto el concreto de las juntas haya adquirido la resistencia necesaria.

3.4) RESISTENCIA A FLEXIÓN NEGATIVA Y CORTANTE.

La placa lleva incorporado acero de refuerzo o presfuerzo en su cara superior (de acuerdo a diseño) que le confiere autonomía frente a la flexión negativa (fig. 3.3), lo que permite en muchos casos prescindir de acero adicional.

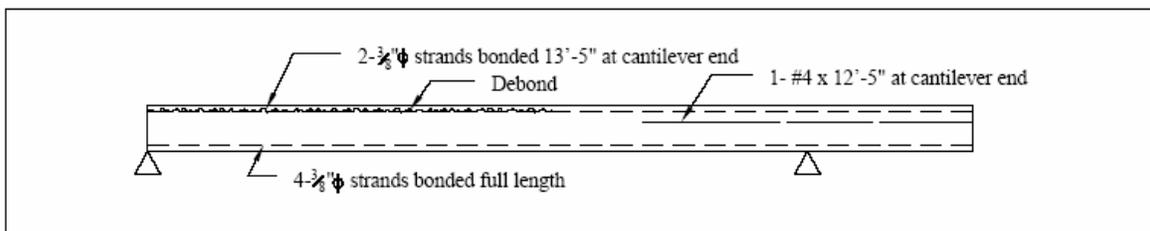


Figura 3.3 Detalle en corte longitudinal de una placa reforzada para resistir flexión negativa en cantilever.

La resistencia al cortante de los pisos de placas alveolares es muy superior al de otros sistemas, debido a su gran número de almas. Esto hace innecesarios los macizados por supresión de bovedillas, frecuentes en otros pisos prefabricados. En el caso de que fuera necesario incrementar la resistencia a cortante, el macizado de alveolos en la longitud necesaria, realizado en planta resuelve la cuestión. Salvo que se disponga capa de compresión para mejorar la resistencia a flexión, no hay que preocuparse por el esfuerzo cortante.



3.5) MAYOR CLARO LIBRE, VERSATILIDAD, ECONOMÍA Y EXPERIENCIA.

Al igual que las restantes condiciones, la deformación de un entrepiso de placas es menor que la de otro construido con viguetas pretensadas y bovedillas, y la de éste menor que en el caso en que las viguetas sean armadas o se trate de paneles nervados armados. Para ilustrar lo anterior el gráfico de la figura 3.4 representa el claro máximo L (m) que, para un peralte total h (cm), podría considerarse admisible por deformación, sin más comprobación, para un piso de cada uno de los tres tipos citados, se supone un tramo aislado simplemente apoyado, que soporta tabiques, con una carga total de 400kp/m^2 más su peso propio.

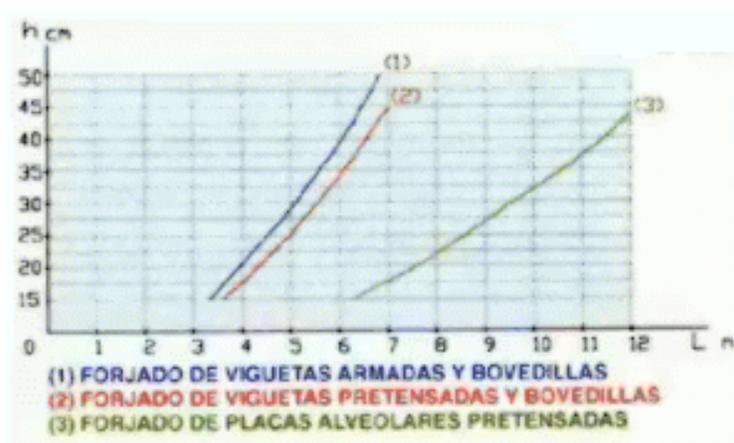


Figura 3.4 Gráfico donde se aprecian los claros máximos que pueden cubrirse de acuerdo al sistema de piso a emplear.

La placa alveolar permite múltiples aplicaciones, según la posición en que se coloca. A continuación se señalan algunas:

1. En posición horizontal:

A.- Es una solución ideal como sistema de piso para todo uso.

B.- Por el gran claro que puede alcanzar y las fuertes cargas que es capaz de soportar, unido a su facilidad de montaje, permite tender pasarelas y pequeños puentes, con la máxima rapidez y economía. (fig. 3.5)



Figura 3.5 Aplicaciones típicas de placas alveolares en posición horizontal.

C.- Gracias a la seguridad ante la figuración que le confiere el pretensado, es adecuada, no solo en ambientes protegidos, sino también en ambientes húmedos y a la intemperie y en ambientes agresivos. Por ello es una magnífica opción para cubrir depósitos y canales, construir graderíos y tribunas, realizar obras marítimas e industriales, etc.

2. En posición inclinada

A.- Para formar faldones de cubierta, tanto en dirección de la pendiente como perpendicular a ella (fig.3.6).

B.- Construcción de escaleras y rampas





Figura 3.6 Aplicación de la placa alveolar como cubierta o techumbre inclinada.

3. En posición vertical

A.- Realizar grandes cerramientos

B.- Formar las paredes de grandes depósitos y silos

C.- Resolver muros, tablaestacados y pantallas para contención de tierras (fig. 3.7)

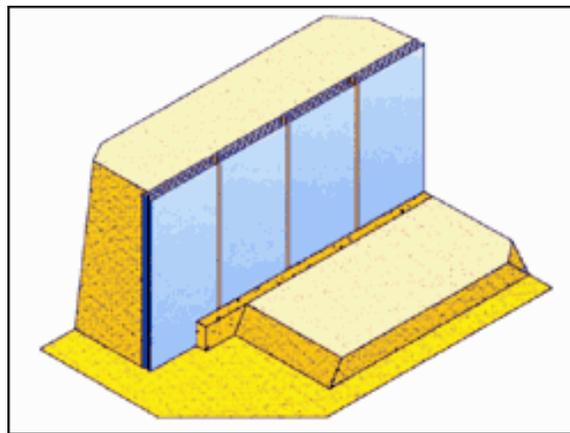


Figura 3.7 Aplicación de la placa alveolar como contención de tierras en forma vertical.

Como se ha visto, los sistemas de placas alveolares ofrecen máxima economía de materiales, mano de obra y tiempo, lo que se traduce en una reducción de costos muy importante.

En la mayoría de los países industrializados, el sistema de piso de placas alveolares pretensadas, es la solución más empleada. La producción mundial de placas alveolares es del orden de 150 millones de m² al año. En todo el mundo se utilizan, ensayan y normalizan estos sistemas desde hace muchos años.



CAPÍTULO 4

DISEÑO DE LOSAS ALVEOLARES PRESFORZADAS

4.1) CARACTERISTICAS TECNICAS Y TABLAS DE USO

El cálculo de un sistema de piso exige conocer los valores de una serie de características técnicas, tanto de la placa alveolar como del sistema formado con ella.

La determinación de dichos valores es compleja y depende de datos propios del proceso de fabricación. Por ello, el fabricante está obligado a dar estos valores, que se recogen en un documento especial que se conoce como tabla de uso. El fabricante garantiza estos valores, siempre que la ejecución del sistema se efectúe de acuerdo con las especificaciones recogidas en la propia tabla; cualquier modificación sustancial altera los valores contenidos en la tabla y hace perder dicha garantía.

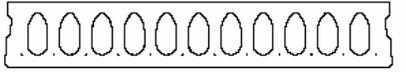
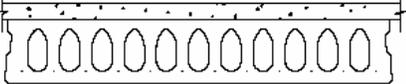
Trade name: Spancrete® Licensing Organization: Spancrete Machinery Corp., Milwaukee, Wisconsin																																																																						
				<table border="1"> <thead> <tr> <th rowspan="2">Section width x depth</th> <th colspan="4">Untopped</th> <th colspan="3">with 2" topping</th> </tr> <tr> <th>A in²</th> <th>y_b in</th> <th>I in⁴</th> <th>wt psf</th> <th>y_b in</th> <th>I in⁴</th> <th>wt psf</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>4'-0" x 4"</td> <td>138</td> <td>2.00</td> <td>238</td> <td>34</td> <td>3.14</td> <td>739</td> <td>59</td> </tr> <tr> <td>4'-0" x 6"</td> <td>189</td> <td>2.93</td> <td>762</td> <td>46</td> <td>4.19</td> <td>1760</td> <td>71</td> </tr> <tr> <td>4'-0" x 8"</td> <td>258</td> <td>3.98</td> <td>1806</td> <td>63</td> <td>5.22</td> <td>3443</td> <td>88</td> </tr> <tr> <td>4'-0" x 10"</td> <td>312</td> <td>5.16</td> <td>3484</td> <td>76</td> <td>6.41</td> <td>5787</td> <td>101</td> </tr> <tr> <td>4'-0" x 12"</td> <td>355</td> <td>6.28</td> <td>5784</td> <td>86</td> <td>7.58</td> <td>8904</td> <td>111</td> </tr> <tr> <td>4'-0" x 15"</td> <td>370</td> <td>7.87</td> <td>9765</td> <td>90</td> <td>9.39</td> <td>14351</td> <td>115</td> </tr> </tbody> </table>				Section width x depth	Untopped				with 2" topping			A in ²	y _b in	I in ⁴	wt psf	y _b in	I in ⁴	wt psf	4'-0" x 4"	138	2.00	238	34	3.14	739	59	4'-0" x 6"	189	2.93	762	46	4.19	1760	71	4'-0" x 8"	258	3.98	1806	63	5.22	3443	88	4'-0" x 10"	312	5.16	3484	76	6.41	5787	101	4'-0" x 12"	355	6.28	5784	86	7.58	8904	111	4'-0" x 15"	370	7.87	9765	90	9.39	14351	115
Section width x depth	Untopped				with 2" topping																																																																	
	A in ²	y _b in	I in ⁴	wt psf	y _b in	I in ⁴	wt psf																																																															
4'-0" x 4"	138	2.00	238	34	3.14	739	59																																																															
4'-0" x 6"	189	2.93	762	46	4.19	1760	71																																																															
4'-0" x 8"	258	3.98	1806	63	5.22	3443	88																																																															
4'-0" x 10"	312	5.16	3484	76	6.41	5787	101																																																															
4'-0" x 12"	355	6.28	5784	86	7.58	8904	111																																																															
4'-0" x 15"	370	7.87	9765	90	9.39	14351	115																																																															
 <p style="text-align: center;">Ultralight Spancrete®</p>				<table border="1"> <tbody> <tr> <td>4'-0" x 8"</td> <td>246</td> <td>4.17</td> <td>1730</td> <td>60</td> <td>5.41</td> <td>3230</td> <td>85</td> </tr> <tr> <td>4'-0" x 10"</td> <td>277</td> <td>5.22</td> <td>3178</td> <td>67</td> <td>6.58</td> <td>5376</td> <td>92</td> </tr> <tr> <td>4'-0" x 12"</td> <td>316</td> <td>6.22</td> <td>5311</td> <td>77</td> <td>7.66</td> <td>8410</td> <td>102</td> </tr> </tbody> </table>				4'-0" x 8"	246	4.17	1730	60	5.41	3230	85	4'-0" x 10"	277	5.22	3178	67	6.58	5376	92	4'-0" x 12"	316	6.22	5311	77	7.66	8410	102																																							
4'-0" x 8"	246	4.17	1730	60	5.41	3230	85																																																															
4'-0" x 10"	277	5.22	3178	67	6.58	5376	92																																																															
4'-0" x 12"	316	6.22	5311	77	7.66	8410	102																																																															
<p>Note: Spancrete is also available in 40" and 96" widths. All sections are not available from all producers. Check availability with local manufacturer.</p>																																																																						



Figura 4.1 Tabla de propiedades de las secciones de placas alveolares publicadas por SPANCRETE Co.

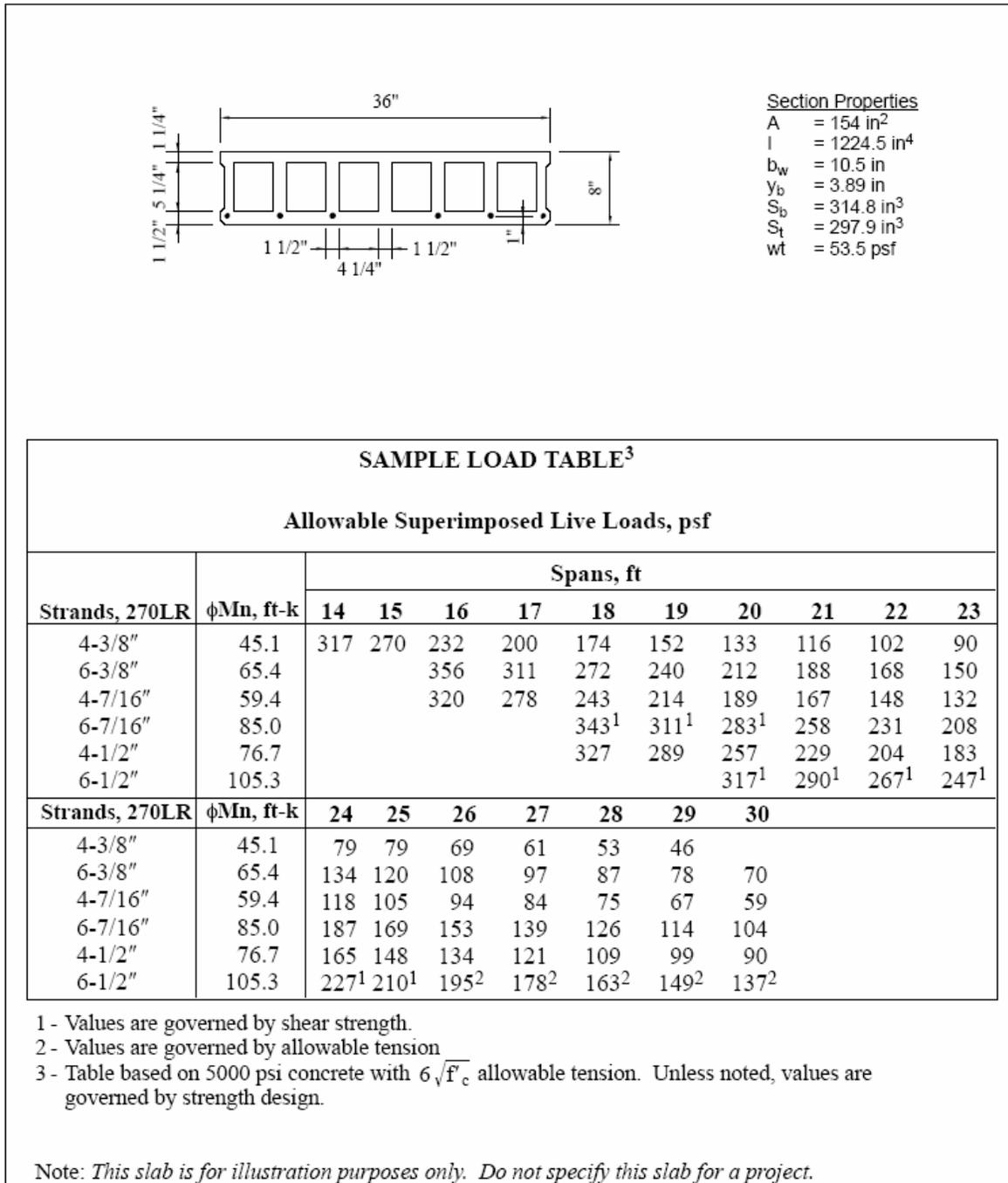


Figura 4.2 Tabla de uso como ejemplo del formato que utilizan los fabricantes de placas alveolares.



Ahora deben conocerse las condiciones resistentes de la placa aislada, al ser colocada en la obra, habrá aumentado la resistencia del concreto y se habrá reducido la fuerza del pretensado, como consecuencia del crecimiento de las perdidas. Esto dependerá de su edad al procederse a colocarla sobre los apoyos.

El conocimiento de la resistencia de la placa, al ser colocada permite determinar qué longitud podrá alcanzar sin apuntalamientos, o con ellos si llegara el caso, bajo la carga combinada de su peso propio más el peso del concreto y del acero in situ, más las cargas vivas y muertas de diseño.

Cuando el sistema no requiere capa de compresión, la resistencia de la placa aislada coincide, prácticamente con la del sistema y siendo normalmente la carga adicional a éste superior a la sobrecarga de diseño, la placa no necesitará apuntalamientos. Únicamente cuando se dispone una capa de compresión importante, puede darse el caso de precisar apuntalamientos.

4.2) DISEÑO DE LOSAS ALVEOLARES.

En nuestro país el diseño de elementos presforzados esta regido en gran parte por el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF) y sus Normas Técnicas Complementarias de Estructuras de Concreto (NTC Concreto) apoyado en gran medida por el Manual de Diseño de Elementos Presforzados de la ANIPPAC, sin embargo en este trabajo nos apoyaremos también de la Norma Española EF-96, así como del Código del American Concrete Intitute (ACI) que tiene gran influencia sobre el diseño de estos elementos en México.

Como todos los elementos de concreto presforzado, las losas se revisan por esfuerzos de transferencia, esfuerzos por cargas de servicio, deflexiones y diseño por fuerzas cortantes y flexionantes. Para casos de cargas uniformes las tablas de



uso del fabricante cuentan con consideraciones de diseño de acuerdo al ACI y la capacidad de carga impresa en ellas esta basada en este criterio.

Revisión por estados límite de servicio.

Las deflexiones y el agrietamiento bajo las condiciones de carga que puedan ser críticas durante el proceso constructivo y la vida útil de la estructura no deben exceder los valores que en cada caso se consideren aceptables. La revisión de estados límite de servicio no garantiza una adecuada resistencia estructural; ésta deberá revisarse en conformidad con la Revisión de estados límite de falla.

En elementos presforzados, una forma indirecta de lograr que el agrietamiento y las pérdidas por flujo plástico no sean excesivas es obligar que los esfuerzos en condiciones de servicio se mantengan dentro de ciertos límites. Para este fin, al dimensionar o al revisar esfuerzos se usará la teoría elástica del concreto y la sección transformada. Por ello, no se emplean secciones o esfuerzos reducidos ni factores de reducción.

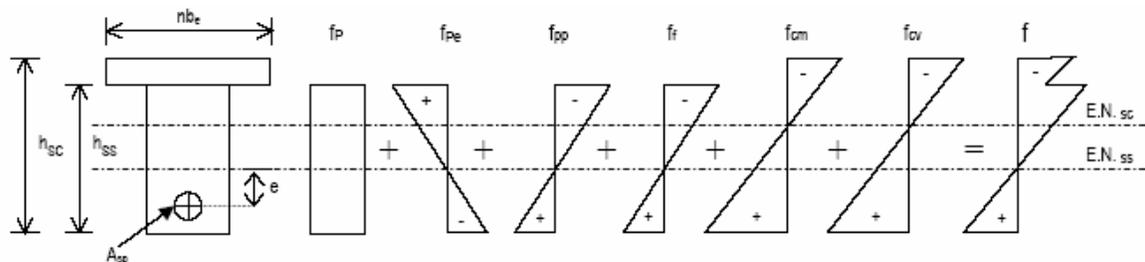


Figura 4.3 Esfuerzos de flexión en una viga tanto en la sección simple como en la sección compuesta.

4.3) ESTADO DE ESFUERZOS.

En cada una de las etapas mencionadas en el capítulo 1, deben revisarse los esfuerzos que actúan en el elemento. De acuerdo con la figura 4.3, los esfuerzos, f , se calculan para cada una de las acciones con las correspondientes propiedades geométricas de la sección, y están dados por:



$$f = -f_p \pm f_{pe} \pm f_{pp} \pm f_f \pm f_{cm} \pm f_{cv}$$

$$f = -\frac{P}{A_{ss}} \pm \frac{Pe}{I_{ss}} y \pm \frac{M_{pp}}{I_{ss}} y \pm \frac{M_f}{I_{ss}} y \pm \frac{M_{cm}}{I_{sc}} y \pm \frac{M_{cv}}{I_{sc}} y$$

donde las acciones y las propiedades geométricas son:

P = fuerza de presfuerzo efectiva

e = excentricidad del presfuerzo

M_{pp} = momento por peso propio

M_f = momento debido al firme

M_{cm} = momento debido a la sobrecarga muerta

M_{cv} = momento debido a la carga viva

A = área de la sección

I = momento de inercia de la sección

y = distancia a la fibra donde se calculan los esfuerzos

Los subíndices $_{ss}$ y $_{sc}$ se refieren a sección simple y compuesta, respectivamente. Convencionalmente se adopta signo negativo para compresión y positivo para tensión.

Esfuerzos Permisibles en el Concreto

Los esfuerzos en el concreto no deberán exceder lo indicado en la Tabla 4.1. En esta tabla, f'_{ci} es la resistencia a compresión del concreto a la edad en que ocurre la transferencia.

Inmediatamente después de la transferencia		Bajo cargas de servicio	
Fibra extrema en compresión	$0.60 f'_{ci}$	Fibra extrema en compresión: debido al presfuerzo más las cargas sostenidas debido al presfuerzo más la carga total	$0.45 f'_c$ $0.60 f'_c$
Fibra extrema en tensión	$0.80 \sqrt{f'_{ci}}$		
Fibra extrema en tensión en extremos de miembros simplemente apoyados	$1.6 \sqrt{f'_{ci}}$	Fibra extrema en tensión	$1.6 \sqrt{f'_c}$

Tabla 4.1 Esfuerzos permisibles en el concreto.



a) Esfuerzos permisibles en la transferencia

La transferencia ocurre antes de las pérdidas diferidas de presfuerzo; esto es, en concreto pretensado, cuando se cortan los tendones o se disipa la presión del gato, y en postensado, cuando se anclan los tendones. Los esfuerzos del concreto en esta etapa son provocados, tanto en concreto pretensado como postensado, por los esfuerzos debidos al peso del elemento y por la fuerza en los tendones de presfuerzo reducida por las pérdidas inmediatas. Cuando los esfuerzos de tensión calculados excedan los valores de la Tabla 4.1 deberá proporcionarse refuerzo auxiliar adherido en esa zona (no presforzado o presforzado) para resistir el total de la fuerza de tensión en el concreto considerando la sección no agrietada. El esfuerzo de este acero de refuerzo debe tomarse como $0.6 f_y$.

En los extremos de elementos simplemente apoyados se permite usar $1.6 \sqrt{f'_{ci}}$ en la transferencia ya que los torones no están completamente adheridos. Una vez que los torones han alcanzado la adherencia total, el esfuerzo debe tomarse como $0.8 \sqrt{f'_{ci}}$.

b) Esfuerzos permisibles bajo cargas de servicio

El esfuerzo permisible de tensión de $1.6 \sqrt{f'_c}$ bajo cargas de servicio es compatible con el recubrimiento de concreto requerido, y es válido para la zona de tensión precomprimida que es donde ocurren las tensiones bajo cargas gravitacionales muertas y vivas. En condiciones de medio ambiente corrosivo, debe utilizarse un mayor recubrimiento de acuerdo con los valores establecidos, y deben reducirse los esfuerzos de tensión para eliminar el posible agrietamiento bajo cargas de servicio. Es deber del ingeniero aplicar los criterios adecuados a fin de determinar el incremento en el recubrimiento y si es que se requieren esfuerzos de tensión reducidos.

El esfuerzo máximo de tensión permisible bajo cargas de servicio puede considerarse de $3.2 \sqrt{f'_c}$, lo que proporciona al elemento un mejor comportamiento



especialmente cuando las cargas vivas son de naturaleza transitoria. Para aprovechar este incremento, se debe analizar el comportamiento de la sección agrietada transformada y que las relaciones bilineales momento-deflexión indiquen que las deflexiones en las distintas etapas del elemento están por debajo de las permisibles. Además, se deberá incrementar la protección de concreto sobre el refuerzo, como se indica más adelante y calcular las características de deflexión del elemento, bajo la carga en la que este cambia de comportamiento no agrietado a comportamiento agrietado.

De acuerdo con los esfuerzos de la Tabla 4.1, bajo cargas de servicio se permite incrementar de $0.45 f'_c$ a $0.6 f'_c$ el esfuerzo permisible a compresión del concreto ante cargas vivas, ya que por su naturaleza transitoria éstas no causarán flujo plástico en el concreto ni deflexiones permanentes.

Para nuevos productos, materiales y técnicas propias del concreto presforzado, los esfuerzos permisibles de la Tabla 4.1 podrán ser excedidos si se demuestra mediante pruebas o análisis que su eficiencia y funcionalidad serán adecuadas.

Esfuerzos Permisibles en el refuerzo

Los tendones deben tensarse de manera que el esfuerzo efectivo final sea por lo menos la mitad del esfuerzo resistente del acero de presfuerzo.

Condición	Con respecto al esfuerzo de fluencia f_{py}	Con respecto al esfuerzo de ruptura f_{sr}
Debido a la fuerza del gato	$0.94 f_{py}$	$0.80 f_{sr}$
Inmediatamente después de la transferencia del presfuerzo	$0.82 f_{py}$	$0.74 f_{sr}$
Tendones de postensado, en anclajes y acopladores, inmediatamente después del anclaje de los tendones	—	$0.70 f_{sr}$

Tabla 4.2 Esfuerzos permisibles en los cables de presfuerzo de baja relajación.



El esfuerzo de tensión en los cables de presfuerzo no deberá exceder lo indicado en la Tabla 4.2. En estas expresiones, f_{sr} es el esfuerzo resistente y f_{py} el de fluencia, ambos del acero de presfuerzo. La diferencia entre los esfuerzos debidos a la fuerza del gato e inmediatamente después de la transferencia (de 0.74 a 0.80 de f_{sr} o de 0.82 a 0.94 f_{py}), permite que los torones se tensen entre esos valores para que al momento de la transferencia y después de que se presenten las pérdidas instantáneas se cuente con un esfuerzo menor que 0.74 f_{sr} ó 0.82 f_{py} , que son los esfuerzos máximos permisibles en el acero de presfuerzo una vez que se encuentra aplicado en el concreto.

Debe tomarse el menor de los valores propuestos en la Tabla 4.2 y el recomendado por el fabricante. A criterio del diseñador, los esfuerzos finales se deben reducir cuando la estructura esté sometida a condiciones corrosivas o cargas repetidas.

4.4) DEFLEXIONES.

En un miembro presforzado típico, la aplicación de la fuerza presforzante producirá una flecha hacia arriba. El efecto de las pérdidas por contracción, flujo plástico y relajamiento, reduce gradualmente la flecha producida por la fuerza inicial. Sin embargo, el efecto del flujo plástico es doble. Mientras que produce una pérdida del presfuerzo tendiente a reducir la flecha, las deformaciones que provoca en el concreto aumentan la contraflecha.

Por lo general, el segundo efecto es el que predomina, y la contraflecha aumenta con el tiempo a pesar de la reducción de la fuerza presforzante.

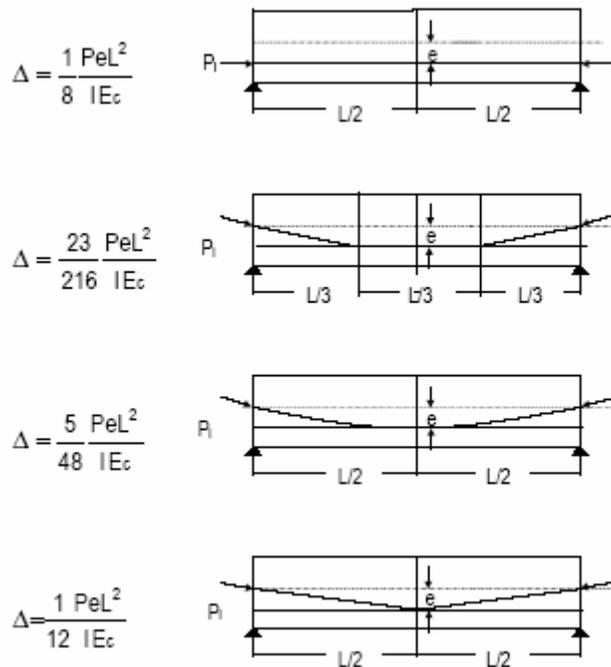


Figura 4.4 Deflexiones al centro del claro para algunos tipos de elementos pretensados simplemente apoyados.

Cuando las características del elemento así lo requieran y sea importante obtener las deflexiones, el método más satisfactorio consiste en el procedimiento basado en la sumatoria de las deformaciones que ocurren en intervalos discretos de tiempo. De esta manera, los cambios dependientes del tiempo en la fuerza presforzante, en las propiedades de los materiales y en las cargas, se pueden tomar en cuenta con precisión. Pero en la mayoría de los casos prácticos será suficiente establecer limitaciones en la relación claro a peralte basándose en experiencias previas o en limitaciones de códigos y, si se desea calcular deflexiones, el método aproximado descrito a continuación es suficiente para los elementos más comunes.

Aún cuando las deflexiones durante etapas intermedias pudieran ser importantes, las etapas a considerarse normalmente son el estado inicial, considerando la fuerza presforzante inicial P_i y el peso propio, y el estado final, cuando la fuerza



presforzante es reducida por todas las pérdidas y cuando las deflexiones son modificadas por el flujo plástico del concreto. Para el cálculo de deflexiones se deberán emplear los métodos usuales o fórmulas para deformaciones elásticas usando el módulo de elasticidad para el concreto y el momento de inercia de la sección sin agrietar. El método asume que el concreto no está agrietado, lo que puede ser poco conservador para miembros que tengan un esfuerzo de tensión del concreto relativamente alto como lo permite la Tabla 4.1. Por ello, los miembros diseñados para un esfuerzo de tensión en la zona de tensión precomprimida mayor que $1.6\sqrt{f'_c}$ requieren cálculos de deflexiones basados en la sección transformada y agrietada.

Deflexiones Iniciales

La deflexión inicial Δ_i se calcula en la etapa de transferencia como la suma de la deflexión Δ_{pi} debida a la fuerza presforzante inicial incluyendo pérdidas iniciales más la deflexión inmediata Δ_{pp} debida al peso propio que se calcula fácilmente por los métodos convencionales. Δ_{pi} puede hallarse basándose en la variación de la curvatura a lo largo del claro, usando los principios del área de momentos; sin embargo, para los casos comunes, la deflexión al centro del claro Δ_{pi} se puede calcular directamente de las ecuaciones mostradas en la figura 4.4.

Así, la deflexión inicial en la transferencia es:

$$\Delta_i = -\Delta_{pi} + \Delta_{pp}$$

En general Δ_i será hacia arriba.

Deflexiones Finales

Las deflexiones diferidas de miembros de concreto presforzado deberán calcularse tomando en cuenta los esfuerzos en el concreto y en el acero bajo cargas sostenidas e incluyendo los efectos de flujo plástico y contracción del concreto y relajación del acero.

Estas deflexiones que consideran los efectos de larga duración debidos a la fuerza presforzante después de las pérdidas diferidas, se pueden calcular como la suma



de las curvaturas inicial más los cambios debidos a la reducción del presfuerzo y debidos al flujo plástico del concreto. La deflexión final del miembro bajo la acción de P_e , considerando que el flujo plástico ocurre bajo una fuerza presforzante constante e igual al promedio de sus valores inicial y final es:

$$\Delta_p = -\Delta_{pf} - \frac{\Delta_{pi} + \Delta_{pf}}{2} C_f$$

donde:

C_f es el coeficiente de flujo plástico.

La deflexión de larga duración debida al peso propio se modifica también por el flujo plástico y puede obtenerse aplicando el coeficiente del flujo plástico al valor instantáneo. De esta forma, la deflexión total del miembro, después de ocurridas las pérdidas y las deformaciones por flujo plástico, cuando actúan el presfuerzo efectivo y el peso propio, está dada por:

$$\Delta_i = -\Delta_{pf} - \frac{\Delta_{pi} + \Delta_{pf}}{2} C_f + \Delta_{pp} (1 + C_f)$$

La deflexión debida a las cargas sobrepuestas puede agregarse ahora, con el coeficiente por flujo plástico para tomar en cuenta el efecto de larga duración de las cargas muertas sostenidas, para obtener la deflexión neta bajo toda la carga de servicio:

$$\Delta_s = -\Delta_{pf} - \frac{\Delta_{pi} + \Delta_{pf}}{2} C_f + (\Delta_{cm} + \Delta_{pp})(1 + C_f) + \Delta_{cv}$$

donde:

Δ_{cm} y Δ_{cv} son las deflexiones inmediatas debidas a las cargas muerta y viva sobrepuestas, respectivamente. Como se aprecia en la ecuación anterior, la carga viva no se afecta por flujo plástico; sin embargo, es común considerar que un porcentaje de dicha carga estará siempre presente en la estructura por lo que esa parte sí deberá afectarse por el coeficiente C_f .



Deflexiones Permisibles

El RCDF establece lo siguiente: el desplazamiento vertical en centímetros en el centro de elementos en el que se incluyen efectos a largo plazo debe ser menor o igual a:

$$\Delta = L / 240 + 0.5$$

Además, en miembros en los cuales sus deformaciones afecten a elementos no estructurales, como muros de mampostería, que no sean capaces de soportar estas deformaciones, se considerará como estado límite un desplazamiento vertical, medido después de colocar los elementos no estructurales menor o igual a:

$$\Delta = L / 480 + 0.3$$

Para elementos en voladizo estos límites se duplicarán.

4.5) PERDIDAS DE PRESFUERZO

Como se ha mencionado a lo largo de este capítulo, existen varias razones por las que la fuerza de presfuerzo efectiva que actúa en el elemento es menor que la fuerza aplicada por el gato. Esta reducción de la fuerza efectiva, llamada pérdida, puede llegar a ser mayor al 30 por ciento en los elementos comúnmente empleados. Por ello, estimar las pérdidas asignando un porcentaje como lo permiten las normas vigentes para el Distrito Federal puede resultar en un diseño poco conservador, y las consecuencias se reflejarán a largo plazo una vez que todas las pérdidas se presenten. Subestimar o sobrestimar las pérdidas implica errar en la estimación de los esfuerzos y deformaciones en las distintas etapas de servicio del elemento; sin embargo, para la etapa última cuando se evalúa la resistencia del elemento, las pérdidas no influyen debido a que esta resistencia es función del equilibrio interno de fuerzas y deformaciones.

Las pérdidas totales, ΔPT , están dadas por la suma de las pérdidas iniciales, ΔPT_i , más las diferidas, ΔPT_d



$$\Delta PT = \Delta PT_i + \Delta PT_d$$

Las pérdidas más comunes en elementos presforzados son

$$\Delta PT_i = \Delta FR + \Delta DA + \Delta AE + \Delta DT + \Delta RE_i$$

$$\Delta PT_d = \Delta CC + \Delta FP + \Delta RE_d$$

donde:

ΔFR = pérdida por fricción

ΔDA = pérdida debida al deslizamiento del anclaje

ΔAE = pérdida debida al acortamiento elástico

ΔDT = pérdida debida al desvío de torones

ΔCC = pérdida debida a la contracción del concreto

ΔFP = pérdida debida al flujo plástico del concreto

ΔRE = pérdida debida a la relajación del acero

Pérdidas Instantáneas o inmediatas

Deslizamiento del anclaje.

En los miembros postensados la fuerza del gato se libera transfiriéndose al concreto por medio de dispositivos de anclaje. Existe inevitablemente un deslizamiento entre estos dispositivos y el acero de presfuerzo a medida que las cuñas realizan el anclaje mecánico de los tendones, o a medida que se deforma el anclaje. Lo mismo sucede en los elementos pretensados al momento en que la fuerza presforzante se transfiere de los gatos a los anclajes colocados en los muertos, aunque en general esta pérdida se desprecia debido a la eficiencia de los equipos utilizados en pretensado.

La pérdida por deslizamiento del anclaje se calculará utilizando la siguiente expresión:

$$\Delta DA = \varepsilon \cdot E = \frac{\delta l}{L} E_{sp}$$



donde:

L es la longitud del tendón,

E_{sp} el módulo de elasticidad del acero de presfuerzo y δl es el deslizamiento. δl es proporcionado por el fabricante y debe estar claramente especificado, pudiendo variar de 1 a 10 mm. Esta ecuación se basa en la suposición de que el deslizamiento se encuentra uniformemente distribuido a lo largo de la longitud del tendón. Lo anterior puede no suceder en elementos postensados con pérdidas por fricción ya que las pérdidas por deslizamiento se concentrarán en los extremos disminuyendo proporcionalmente con la fricción. Se debe trazar un diagrama de fuerza efectiva como el de la figura 4.5 y considerar la fuerza efectiva en cada sección como la suma del deslizamiento y la fricción. En caso de no existir fricción, la pérdida por deslizamiento se reflejará a todo lo largo del elemento.

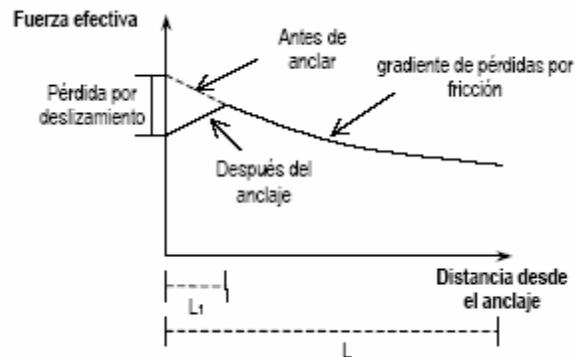


Figura 4.5 Pérdida de la fuerza efectiva de presfuerzo debida al deslizamiento de los anclajes y a la fricción.

Desviación de torones.

Los mecanismos de desvío de torones, que se utilizan con la finalidad de mejorar el comportamiento del elemento ante cargas de servicio, pueden inducir pérdidas significativas en elementos pretensados. El valor de estas pérdidas dependerá de las características de los dispositivos empleados y es responsabilidad del fabricante cuantificar las mismas.

Acortamiento elástico.



Cuando la fuerza presforzante se transfiere a un miembro, existirá un acortamiento elástico en el concreto debido a la compresión axial. Este puede determinarse fácilmente a partir de la relación esfuerzo-deformación del concreto.

Para elementos pretensados, esta pérdida está dada por.

$$\Delta AE = \frac{E_{sp}}{E_{ci}} f_{cgp}$$

donde:

f_{cgp} es la suma de los esfuerzos en el centro de gravedad de los tendones debidos al peso propio del miembro y a la fuerza de presfuerzo inmediatamente después de la transferencia en las secciones de momento máximo, tomando en cuenta las pérdidas inmediatas que ya se presentaron en el torón como relajación instantánea, fricción, deslizamiento y acortamiento elástico; como esta pérdida aún no se conoce, el PCI permite estimar f_{cgp} con el 90 por ciento del valor obtenido sin haberla tomado en cuenta.

E_{ci} es el módulo de elasticidad del concreto en la transferencia considerando f'_{ci} , la resistencia del concreto en ese instante:

$$E_{ci} = \frac{\gamma_c^{3/2}}{7.3} \sqrt{f'_{ci}}$$

Para miembros postensados, en caso en que se utilicen tendones múltiples y que éstos se tensen siguiendo una secuencia, las pérdidas se calcularán, según los reglamentos AASHTO, como:

$$\Delta AE = \frac{N-1}{2N} \frac{E_{sp}}{E_{ci}} f_{cgp}$$

donde:

N es el número de veces que se tensa, de manera que si se tensan todos los tendones simultáneamente, $N=1$ y por lo tanto $\Delta AE=0$. Cuando N es muy grande el factor $(N-1)/2N$ tiende a $1/2$, por lo que es usual así considerarlo.



Relajación Instantánea.

Cuando al acero del presfuerzo se tensa hasta los niveles usuales experimenta relajamiento. El relajamiento se define como la pérdida de esfuerzo en un material esforzado mantenido con longitud constante. Existen dos etapas para el cálculo de esta pérdida: la que corresponde al momento de hacer el tensado, y la que se presenta a lo largo del tiempo. La primera es una pérdida instantánea y en miembros pretensados, inicialmente tensado arriba de $0.5 f_{sr}$, puede tomarse como (AASHTO, LRFD)

$$\Delta RE_i = \frac{\log(t)}{10} \left(\frac{f_{pj}}{f_{py}} - 0.55 \right) f_{pj}$$

donde:

t es el tiempo estimado en horas desde el tensado hasta la transferencia, f_{pj} es el esfuerzo en el tendón al final del tensado y f_{py} es el esfuerzo de fluencia del acero de presfuerzo.

Este esfuerzo es proporcionado por el fabricante o puede calcularse como $f_{py} = 0.85 f_{sr}$, para torones aliviados de esfuerzo y $f_{py} = 0.9 f_{sr}$, para torones de baja relajación. Para torones de baja relajación, ΔRE_i debe dividirse entre 4.

Pérdidas Diferidas o a largo plazo

Contracción.

La contracción por secado del concreto provoca una reducción en la deformación del acero del presfuerzo igual a la deformación que produce esa contracción. Lo anterior se refleja en una disminución del esfuerzo en el acero y constituye un componente importante de la pérdida del presfuerzo para todos los tipos de vigas de concreto presforzado. Esta pérdida puede tomarse considerando que la deformación del concreto por este concepto es $\epsilon_c = 0.001$ indicado en las NTC-C



$$\Delta CC = \epsilon_c E_p$$

o aplicando las siguiente expresiones contenidas en el AASHTO estándar (1996)

$$\Delta CC = 1195 - 10.5H$$

$$\Delta CC = 954 - 8.4H$$

donde:

H es la humedad relativa anual promedio en porcentaje; de no conocerse la humedad del sitio donde se construirá la obra, puede considerarse como lo indica la Tabla 4.3.

Las ecuaciones anteriores son válidas para elementos pretensados y postensados, respectivamente. Para elementos postensados, la pérdida debida a la contracción es menor a la que se presenta en elementos pretensados, debido a que gran parte de la contracción ya se ha presentado antes del momento de postensar.

Tipo de clima	H (%)
Muy húmedo	90
Humedad intermedia	70
Seco	40

Tabla 4.3 Porcentaje de humedad, H, según el tipo de clima.

Alternativamente a las ecuaciones arriba expresadas, el manual PCI contiene otra expresión en la que no sólo se toma en cuenta la humedad relativa sino también la relación volumen-superficie del elemento y el valor de deformación del concreto:

$$\Delta CC = 8.2 \times 10^{-5} K_{SH} E_p \left(1 - 0.024 \frac{V}{S} \right) (100 - H)$$

donde:

E_{ps} = Módulo de elasticidad del acero de presfuerzo

V / S = Relación volumen sobre superficie

H = Humedad relativa (%)

K_{SH} = Para elementos pretensados igual a 1.0



Flujo plástico.

Esta pérdida se presenta por la deformación del concreto ante la acción de cargas sostenidas como son la carga muerta y el presfuerzo. El manual AASHTO contiene la siguiente expresión

$$\Delta FP = 12f_{cgp} - 7 f_{cds} \geq 0$$

donde:

f_{cgp} es el esfuerzo de compresión neto en el concreto en el centro de gravedad de los tendones inmediatamente después de aplicar el presfuerzo al concreto y f_{cds} es el esfuerzo en la sección a la altura del centro de gravedad de los torones debido a cargas muertas (kg/cm²) aplicadas después del tensado. Los valores de f_{cds} deberán calcularse en la misma sección o secciones para las cuales f_{cgp} es calculada. El comité del ACI-ASCE (PCI, 1994) propone la siguiente expresión para la evaluación de las pérdidas por flujo plástico:

$$\Delta FP = n K_{CR} (f_{cgp} - f_{cds})$$

donde:

n = relación modular

K_{CR} = 2.0 para concreto normal y 1.60 para ligero

Relajación diferida.

Las pérdidas por relajación después de la transferencia pueden tomarse como:

$$\Delta RE_d = 1406 - 0.4 \Delta AE - 0.2 (\Delta CC + \Delta FP)$$

$$\Delta RE_d = 1406 - 0.3 \Delta FR - 0.4 \Delta AE - 0.2 (\Delta CC + \Delta FP)$$

Las ecuaciones anteriores son válidas para pretensados y postensados, respectivamente. Para aceros de baja relajación se deberá usar el 25 por ciento de ΔRE_d .



4.6) REVISION POR ESTADO LIMITE DE FALLA.

Resistencia a la flexión.

La seguridad de un elemento estructural está relacionada con su resistencia. Dicha resistencia no está garantizada por la limitación de los esfuerzos bajo cargas de servicio. Si el elemento tuviera que sobrecargarse, ocurrirían importantes cambios en su comportamiento debido a que los materiales alcanzarían niveles de esfuerzo superior al elástico justo antes de la falla. Así, el factor de seguridad real se establece comparando la resistencia del miembro con la carga última que produciría la falla del mismo.

El comportamiento típico de un elemento estructural es lineal hasta el nivel de la carga de servicio, y las fuerzas que componen el par interno resistente permanecen casi constantes hasta el agrietamiento del concreto en tensión. Después del agrietamiento, sobreviene un incremento súbito en el esfuerzo del acero acompañado por un aumento en el esfuerzo de compresión en el concreto. La capacidad a flexión se alcanza cuando el acero llega a su resistencia última después de haber fluido o cuando, en una falla súbita o frágil, se llega a la capacidad de deformación del concreto.

Diseño de acuerdo al RCDF

Para calcular la resistencia de un elemento de concreto presforzado se consideran las siguientes hipótesis (figura 4.6):

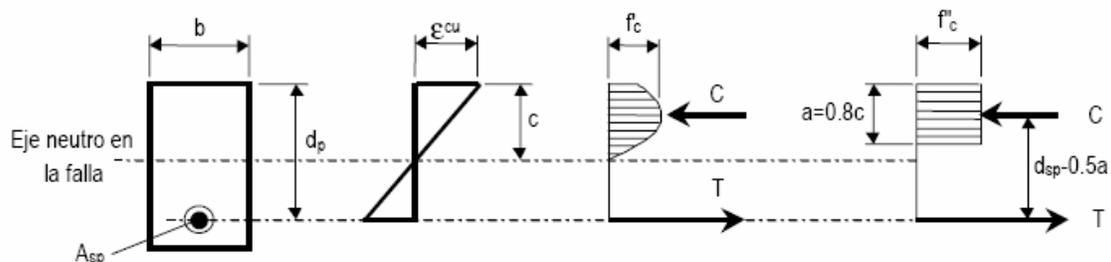


Figura 4.6 Resistencia última de un elemento presforzado de sección simple.



1. La distribución de deformaciones unitarias longitudinales, ϵ en cada sección transversal de un elemento es plana.
2. Hay adherencia perfecta entre el concreto y los aceros de presfuerzo y de refuerzo ($\epsilon_c = \epsilon_{sp} = \epsilon_s$).
3. Se desprecia la resistencia del concreto a la tensión.
4. La deformación unitaria del concreto a la compresión cuando se alcanza la resistencia es $\epsilon_{max} = 0.003$.
5. La distribución de esfuerzos de compresión en el concreto cuando se alcanza la resistencia es uniforme, con una profundidad $a = 0.8c$ (c es la distancia al eje neutro) y un ancho dado por f^*c en los siguientes términos:

$$f^*c = 0.85 f_c^* \quad \text{si } f_c^* \leq 250 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$f_c^* = 0.8 f_c$$

Índice de Presfuerzo.

Con el objeto de simplificar o precisar algunos cálculos dependiendo de la cantidad de acero de presfuerzo y refuerzo que contribuyen a la resistencia del elemento, las NTC-C definen el índice de presfuerzo como:

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

donde:

M_{Rp} y M_{Rr} son los momentos resistentes suministrados por el acero presforzado y por el acero sin presforzar, respectivamente. Los límites del índice I_p son 1, cuando es totalmente presforzada, y 0, cuando es totalmente reforzada. Las NTC-C consideran que cuando $I_p \geq 0.9$ el elemento puede considerarse totalmente



presforzado. La mayoría de los elementos presforzados comunes tienen índices mayores que 0.9

Esfuerzo en el presfuerzo al momento de la falla.

Para conocer la resistencia del elemento es necesario saber el esfuerzo f_{sp} cuando se alcanza la resistencia de dicho elemento. Por las características esfuerzo-deformación de los tendones, pequeños cambios en la deformación del mismo siempre están ligados con cambios en el esfuerzo, sobre todo cerca de la ruptura (figura 4.7). Por ello, f_{sp} depende del estado de deformación del acero de presfuerzo.

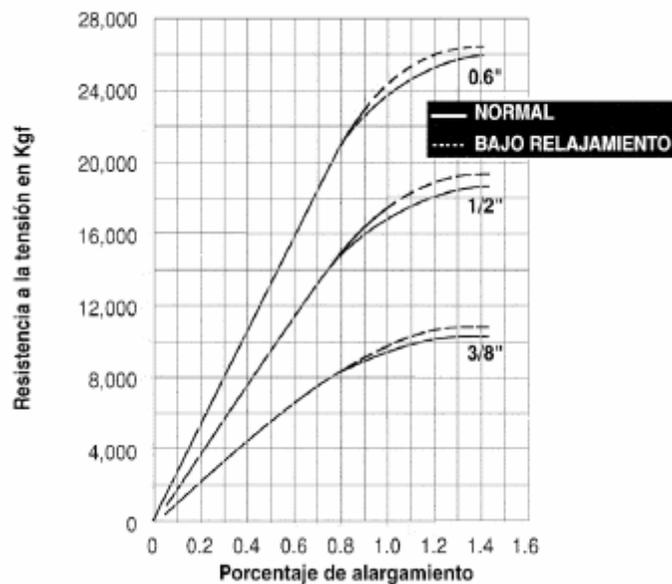


Figura 4.7 Curva fuerza-deformación para tres torones de distinto diámetro.

La manera de calcular f_{sp} es a partir de las hipótesis de diseño y del estado de equilibrio. Este es un proceso iterativo que converge fácilmente y se muestra con detalle en la sección 2.6 (Flexión por compatibilidad de deformaciones) de este manual. Sin embargo, es posible calcular f_{sp} de manera aproximada siempre y cuando no exista acero de presfuerzo en la zona de compresión de la sección. La expresión es:



$$f_{sp} = f_{sr} \left[1 - 0.5 \left(q_p + q - q' \right) \right]$$

donde:

f_{sr} es el esfuerzo resistente del acero de presfuerzo y q_p , q y q' corresponden a los aceros de presfuerzo y de refuerzo en tensión y en compresión, respectivamente, dados por

$$q_p = \frac{p_p f_{sr}}{f'_c} ; \quad q = \frac{p f_y}{f'_c} ; \quad q' = \frac{p' f_y}{f'_c}$$

con las siguientes cuantías de acero:

$$p_p = \frac{A_{sp}}{bd_p} ; \quad p = \frac{A_s}{bd} ; \quad p' = \frac{A'_s}{bd}$$

donde:

b es el ancho de la sección. Cuando existe acero de compresión, la cantidad $(q_p + q - q')$ no se tomará menor que 0.17. Esta limitación se debe a que si la cantidad $(q_p + q - q')$ es muy pequeña el acero de compresión no fluye y la ecuación 2.23 resulta poco conservadora. Si no se toma en cuenta el acero de compresión, la cantidad $(q_p + q - q')$, donde $q' = 0$, sí puede tomar valores más pequeños que 0.17.

Otra restricción es que la distancia entre la fibra extrema de compresión y el centroide del acero a compresión, d' , no se supondrá mayor que $0.15 d_p$. Esto se debe a que si d' es grande, la deformación de compresión del refuerzo será menor que la de fluencia; en tal caso, la contribución de este acero no influye tan favorablemente al cálculo de f_{ps} como lo supone la ecuación 2.23.



4.7) MOMENTO RESISTENTE EN LOSAS ALVEOLARES

En la mayoría de los elementos presforzados típicos, la resistencia está dada por el par interno formado por la fuerza de compresión, C , proporcionada por el concreto y por el acero a compresión, y la fuerza de tensión, T , dada por la suma de la fuerza de los aceros de presfuerzo T_{sp} y de refuerzo T_s . El diseño de elementos presforzados con acero de refuerzo en compresión es poco común, y en general se desprecia la contribución de éste a la resistencia cuando por alguna razón ya existe en esa parte de la sección. En la figura 4.3 se aprecia que los valores de estas fuerzas y del momento de diseño resistente M_R son:

$$C = a f'_c b$$

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

donde:

a es el peralte del bloque de compresiones. La fuerza de tensión está dada por los aceros:

$$T_{sp} = A_{sp} f_{sp}$$

$$T_s = A_s f_y$$

con áreas A_{sp} y A_s para presfuerzo y refuerzo, respectivamente, y f_y es el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo. Una forma de obtener el momento resistente es como sigue:

$$M_R = F_R (T_{sp} z_{sp} + T_s z_s)$$

donde:

$F_R = 0.9$ es el factor de reducción y

$$z_{sp} = d_{sp} - a/2$$

$$z_s = d_s - a/2$$

son los brazos de palanca de la fuerza de compresión a cada fuerza de tensión.



En los diseños comunes, el acero de presfuerzo A_{sp} es conocido ya que es el necesario para que el elemento tenga un comportamiento satisfactorio en su etapa de servicio. En cambio, A_s , solo se proporcionará en caso de que se requiera incrementar M_R . Por equilibrio se obtiene que:

$$T = C$$

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

donde:

$$a = \frac{A_{sp} f_{sp} + A_s f_y}{b f'_c}$$

Por último se obtiene M_R y se compara con el momento último, M_U , dado por:

$$M_U = FC M_S$$

donde:

M_S el momento de servicio y FC el factor de carga; $FC=1.4$ cuando se trata de cargas vivas y permanentes e igual a 1.1 en caso de combinación con cargas accidentales. No es correcto utilizar factores de carga de otros reglamentos ya que esto puede conducir a diseños erróneos. Cada reglamento o manual es consistente en sus consideraciones de carga y resistencia, pero no son necesariamente compatibles con otros.

Finalmente se debe garantizar que el momento resistente de la sección sea mayor o igual que el momento último:

$$M_R \geq M_U$$

Secciones compuestas

Para el cálculo del M_R de elementos presforzados con sección compuesta, deberá considerarse en los cálculos el f'_c del concreto del firme ya que allí es donde se encuentra la fuerza de compresión. Este f'_c debe tomarse en cuenta, inclusive,



para el cálculo de f_{sp} . En caso de que la altura “a” sea mayor que el espesor del firme, se procederá considerando dos fuerzas de compresión: una conocida, C1, y otra por conocer, C2:

$$C_1 = b t_{\text{firme}} f'_{c \text{ firme}}$$

$$C_2 = (a - t_{\text{firme}}) b f'_{c \text{ traibe}}$$

Para obtener el peralte del bloque de compresiones encontramos la fuerza de tensión T1 correspondiente a C1:

$$T_1 = C_1$$

$$A_{sp1} f_{sp} = b t_{\text{firme}} f'_{c \text{ firme}}$$

donde:

A_{sp1} es el área del acero de presfuerzo que equilibra la fuerza de compresión C1 que actúa en el firme. El resto del acero de presfuerzo A_{sp2} y el acero de refuerzo A_s , si existe, sumarán una fuerza T2 que será igual a la fuerza de compresión en el patín del elemento:

$$T_2 = C_2$$

$$A_{sp2} f_{sp} + A_s f_y = (a - t_{\text{firme}}) b f'_{c \text{ traibe}}$$

Despejando “a” de la ecuación anterior tenemos:

$$a = t_{\text{firme}} + \frac{A_{sp2} f_{sp} + A_s f_y}{b f'_{c \text{ traibe}}}$$

El M_R estará dado por:

$$M_R = F_R \left[T_1 \left(d_{sp} - \frac{t_{\text{firme}}}{2} \right) + T_2 \left(d_{sp} - t_{\text{firme}} - \left(\frac{a - t_{\text{firme}}}{2} \right) \right) \right]$$



Flexión por Compatibilidad de Deformaciones

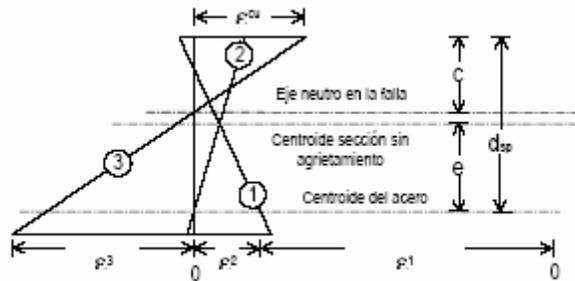


Figura 4.7 Deformaciones en el concreto y en el acero.

En la Figura 4.8 se muestran las deformaciones y los esfuerzos en el concreto y en el acero bajo tres distintos niveles de carga. La distribución de deformaciones (1) de la Figura 4.8 es el resultado de la aplicación de la fuerza efectiva de presfuerzo, P , actuando sola y después de que ocurren todas las pérdidas. En este nivel de carga la deformación en el acero es:

$$\epsilon_1 = \frac{P}{A_{sp} E_{sp}}$$

En la Figura 4.8 se muestra esquemáticamente esta deformación con respecto a su estado inicial.

El siguiente nivel de carga a considerar es un estado intermedio (2) correspondiente a la descompresión o esfuerzos nulos del concreto al nivel del centroide del acero. Se supone que la adherencia permanece intacta entre el concreto y el acero. En este estado la suma de las deformaciones y esfuerzos provocados por el presfuerzo son iguales a las deformaciones y esfuerzos provocados por las cargas.

$$\epsilon_2 = \epsilon_{\text{presfuerzo}} = \epsilon_{\text{cargas}}$$

Por lo tanto, el incremento de la deformación en el acero producido a medida que las cargas pasan del nivel (1) al nivel (2) es el mismo que la disminución en la deformación del concreto. Esta deformación está dada por la expresión:



$$\epsilon_2 = \frac{P}{A_c E_c} + \frac{P e^2}{I E_c}$$

Cuando el miembro se sobrecarga hasta el nivel de falla (3), el eje neutro se desplaza hasta una distancia c a partir de la fibra superior de la sección. El incremento en la deformación se obtiene gráficamente de la Figura 4.8 como:

$$\epsilon_3 = \epsilon_{cu} \left(\frac{d_{sp} - c}{c} \right)$$

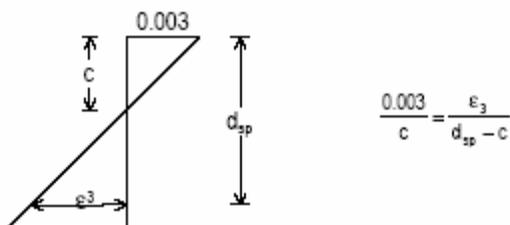
La deformación total del acero en la falla ϵ_{sp} es la suma de las tres deformaciones mencionadas:

$$\epsilon_{sp} = \epsilon_1 + \epsilon_2 + \epsilon_3$$

y el correspondiente esfuerzo f_{sp} se obtiene directamente de la gráfica esfuerzo-deformación proporcionada por el fabricante, como la mostrada en la Figura 4.7.

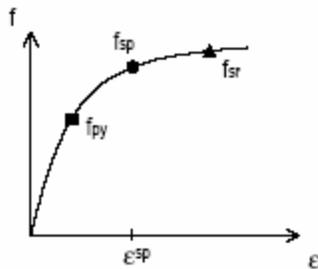
A continuación se indica el método de compatibilidad de deformaciones para obtener el esfuerzo f_{sp} .

a) Se acepta que $\epsilon_{cu}=0.003$ y se supone un valor de c para obtener ϵ_3



b) Se obtienen las deformaciones ϵ_1 y ϵ_2 según se mostró en las ecuaciones arriba descritas

c) Se suman las deformaciones para obtener ϵ_{sp} y de la gráfica esfuerzo-deformación se obtiene f_{sp}



d) Se obtienen $T_{sp} = A_{sp} f_{sp}$ y $C = 0.8cbf''_c$, y se compara T_{sp} con C . Si $C > T_{sp}$, se reduce c , si $C < T_{sp}$, se aumenta c , y se acepta si $C \equiv T_{sp}$.

Esta forma de proceder no es única y pueden existir variantes, pero en todas ellas se supone conocida una variable y se trata de establecer el equilibrio mediante iteraciones. Generalmente son necesarias únicamente dos de ellas.

4.8) REVISION POR ACERO MINIMO

En todo elemento se deberá garantizar que la resistencia última a flexión se presente después del agrietamiento. Para ello se deberá de proveer presfuerzo o refuerzo suficiente a tensión y así obtener un momento resistente mayor que el momento de agrietamiento:

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

Dependiendo del índice de presfuerzo, I_p , el factor entre paréntesis de la ecuación anterior tiene como límites 1.5, para elementos sin presfuerzo, y 1.2, para elementos totalmente presforzados.

Para evaluar M_{agr} se usará el módulo de ruptura no reducido, f_r :

$$f_r = 2\sqrt{f'_c}$$



La suma de esfuerzos en la fibra en tensión es:

$$\frac{M_{agr}}{I} y_i - \frac{P e}{I} y_i - \frac{P}{A} = 2\sqrt{f'_c}$$

por lo tanto,

$$M_{agr} = \frac{I}{y_i} \left[\frac{P e}{I} y_i + \frac{P}{A} + 2\sqrt{f'_c} \right]$$

Para secciones compuestas el momento de agrietamiento se obtendrá como la suma de un momento M_1 debido al peso propio del elemento y al firme que actúan en la sección simple, más un momento M_w que causa dicho agrietamiento:

$$M_{agr} = M_1 + M_2$$

$$M_1 = M_{pppo} + M_{firme}$$

$$M_2 = \frac{I_{sc}}{y_{isc}} \left[\frac{P e}{I} y_i + \frac{P}{A} + 2\sqrt{f'_c} - \frac{M_1}{I} y_i \right]$$

4.9) REVISION POR ACERO MAXIMO

El diseñador debe garantizar que el elemento presentará una falla dúctil. Para ello, debe revisar que la deformación en los aceros sea al menos 33 por ciento mayor que la deformación de fluencia:

$$\epsilon_{sp} \geq 1.33 \epsilon_{sy}$$

El valor de ϵ_{sp} debe incluir la deformación inicial del presfuerzo según se mostró en la sección de Flexión por Compatibilidad de Deformaciones. La deformación de fluencia ϵ_{sy} se debe obtener del fabricante.

Cortante

Las losas alveolares de concreto presforzado generalmente no poseen refuerzo para resistir cortante. La sección por si misma puede asegurar que la falla por flexión, que puede predecirse con mayor certidumbre y está anticipada por



agrietamientos y grandes deflexiones, ocurrirá antes que la falla por cortante que es súbita y más difícil de predecir.

En el análisis de cortante por flexión no deben compararse los esfuerzos actuantes contra los permisibles ya que los primeros siempre serán mucho más pequeños que la resistencia del concreto. La falla por cortante que el ingeniero debe evitar es la debida al esfuerzo de tensión diagonal en el concreto producido por el esfuerzo cortante actuando solo o en combinación con los esfuerzos normales longitudinales.

Tipos de grietas

Un elemento de concreto puede agrietarse de varias formas. Las grietas por flexión-cortante se presentan después de que han ocurrido las grietas debidas a flexión que se extienden verticalmente partiendo desde la fibra con mayor tensión.

En un elemento presforzado se debe revisar el cortante al menos en las siguientes secciones, ilustradas en la Figura 4.8

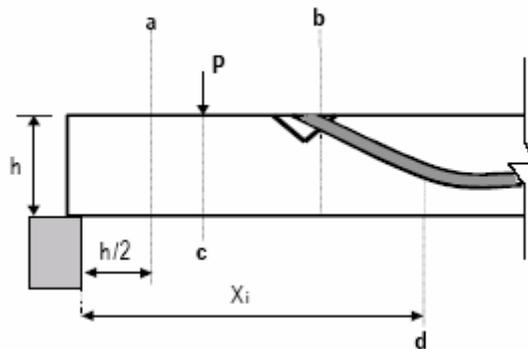


Figura 4.8 Secciones donde se debe revisar por cortante.

- A $h/2$ del paño
- Donde terminan los cables y en desvío de torones
- En lugares donde existan cargas concentradas



d) En diferentes longitudes de la trabe, como $L/4$, $L/8$, para lograr tener separaciones de estribos que sigan mejor el diagrama de cortante.

Obtención del cortante resistente

En secciones con presfuerzo total donde al menos el 40 por ciento de la resistencia está dada por el presfuerzo ($I_p > 0.4$), los tendones estén bien adheridos y no estén situados en la zona de transferencia, es decir, que se ubiquen donde se ha alcanzado el esfuerzo efectivo, la fuerza V_{CR} se calculará con la expresión:

$$V_{CR} = F_R b d \left(0.15 \sqrt{f'_c} + 50 \frac{V d_p}{M} \right)$$

donde:

$F_R=0.8$, M y V son el momento flexionante y la fuerza cortante que actúan en la sección, d es el peralte efectivo dado por la distancia de la fibra extrema en compresión al centroide de los tendones de presfuerzo situados en las fibras en tensión, sin que tenga que tomarse menor que 0.8 veces el peralte total y d_p es la distancia de la fibra extrema en compresión al centroide de todos los tendones de presfuerzo, incluyendo, si existen, los que no se encuentren en la zona de tensión; d_p debe ser menor o igual que d . V_{CR} debe estar dentro de los siguientes límites: (Figura 4.9):

$$0.5 F_R b d \sqrt{f'_c} \leq V_{CR} \leq 1.3 F_R b d \sqrt{f'_c}$$

En vigas que no sean rectangulares, si el patín está a compresión el producto b_d puede tomarse como:

$$b d = b' d + t^2 \quad \text{en vigas T, I}$$

$$b d = b' d + \frac{t^2}{2} \quad \text{en vigas L}$$

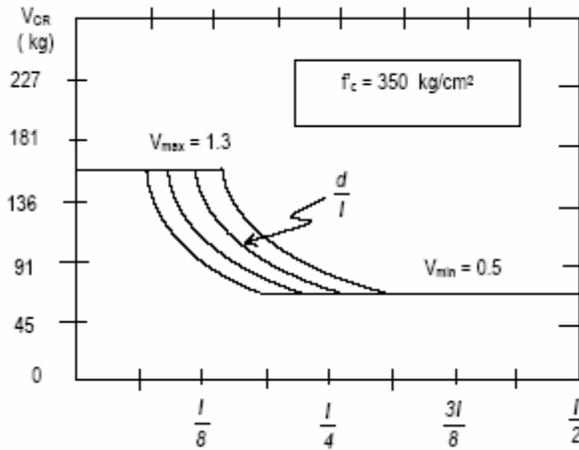


Figura 4.9 Límites del cortante resistente del concreto V_{CR} .

En la Figura 4.10 se muestra el valor de b' para algunas secciones tipo.

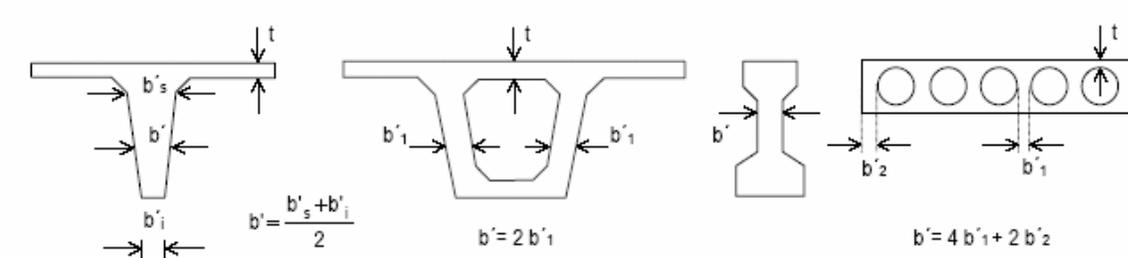


Figura 4.10 Secciones de elementos presfuerzados tipo en donde se indica el ancho para cortante b' y el espesor del patín t .

Aunque así se obtuviera de los cálculos, la cantidad $V d_p / M$ de la ec. 2.70 no debe considerarse mayor que 1.0. El peralte efectivo, d , se calculará con la siguiente expresión:

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

En secciones donde el acero de presfuerzo brinde menos del 40 por ciento de la resistencia y donde los tendones no estén adheridos o situados en la zona de transferencia, se aplicarán las siguientes ecuaciones correspondientes a secciones sin presfuerzo.



$$\text{si } p < 0.01 \quad V_{CR} = F_R b d (0.2 + 30 p) \sqrt{f_c}$$

$$\text{si } p \geq 0.01 \quad V_{CR} = 0.5 F_R b d \sqrt{f_c}$$

Para cálculos más precisos, el valor de V_{CR} debe tomarse como el menor de los valores de V_{ci} y V_{cw} determinados para un agrietamiento por flexión-cortante y para un agrietamiento por cortante en el alma, respectivamente. V_{ci} se calcula como:

$$V_{ci} = F_R 0.16 b d \sqrt{f_c} + V_{pp} + \frac{V_{sc} M_{agr}}{M_{sc}}$$

donde:

V_{pp} es el cortante debido al peso propio del miembro y al peso de la sección compuesta. V_{sc} y M_{sc} son, respectivamente, el cortante y momento en la sección considerada, provenientes de las cargas muerta y viva sobrepuestas (sin incluir ni peso propio ni firme). V_{pp} , V_{sc} y M_{sc} deben calcularse sin factores de carga y M_{agr} es el momento que produce el agrietamiento por flexión. V_{ci} no debe tomarse menor que $0.45 b d f_c^*$.

El cortante que toma el concreto considerando un agrietamiento por cortante en el alma está dado por:

$$V_{cw} = F_R b d \left(0.93 \sqrt{f_c} + 0.02 f_{cc} \right) + V_p$$

donde.

V_p es el componente vertical de la fuerza presforzante efectiva en la sección sin factor de carga y tomando en cuenta la longitud de adherencia y f_{cc} es el esfuerzo de compresión en el centroide del concreto debido a la fuerza presforzante efectiva

De la Figura 4.11 se aprecia que V_p se obtiene como:

$$V_p = P e \sin \theta$$

donde:

θ es el ángulo de inclinación de la línea centroidal del tendón en la sección.



Figura 4.11 Contribución de torones desviados y con curvatura a la fuerza cortante resistente.

Como alternativa V_{cw} puede calcularse como la fuerza cortante que corresponde a la carga muerta más la carga viva, que resulta en un esfuerzo de tensión principal de $1.06 \sqrt{f'_c}$ en el centroide del miembro o en la intersección del patín y el alma cuando el eje centroidal está en el patín. Esto es porque el cálculo de V_{cw} está basado en asumir que el agrietamiento por cortante en el alma ocurre debido a fuerzas cortantes que causan esfuerzos principales de tensión alrededor de $1.06 \sqrt{f'_c}$ en el centroide de la sección.

En ningún caso se admitirá que:

$$V_U = F_R 2.5bd\sqrt{f'_c}$$

En esta ecuación, d es la profundidad hasta el centroide de los tendones de presfuerzo y no se aplica el límite inferior de $0.8h$ mencionado en otra sección de este capítulo.



4.10) REQUISITOS COMPLEMENTARIOS

Recubrimiento

El recubrimiento libre de toda barra de refuerzo, tendón de presfuerzo, ductos o conexiones en los extremos no será menor que su diámetro, ϕ , ni menor que cualquiera de los valores señalados en la Tabla 4.4; en esta tabla, ϕ_b es el diámetro de la barra más gruesa del paquete.

Elemento	No expuesto a clima ni en contacto con el terreno	Expuesto a clima o en contacto con el terreno
columnas y trabes	2.0 cm	4.0 cm
losas	1.5 cm	3.0 cm
cascarones	1.0 cm	2.0 cm
paquetes de barras	$1.5\phi_b$ pero no menor que 2.0 cm	$3\phi_b$ pero no menor que 4.0 cm
elementos prefabricados (sin presfuerzo)	1.5 cm, ó ϕ_b	3 cm, 2ϕ ó $2\phi_b$
losas y cascarones prefabricados	1.0 cm	2.0 cm ó $2\phi_b$
colados sobre el terreno incluyendo plantilla	—	5.0 cm

Tabla 4.4 Recubrimientos mínimos para elementos de concreto prefabricado y presforzado.

Para elementos de concreto presforzado expuesto al terreno, clima o ambientes corrosivos, y en el cual se exceda el esfuerzo permisible de la fibra extrema en tensión ($1.6 \sqrt{f'_c}$) en la zona de tensión precomprimada, el recubrimiento mínimo deberá incrementarse 50 por ciento. En localidades donde los miembros están expuestos a agua salada, rocío o vapor químico, se deberá proveer a juicio del diseñador un recubrimiento adicional de al menos 50 por ciento. En la Figura 4.12 se muestra esquemáticamente el recubrimiento mínimo, cabe mencionar que este es un arreglo general para todos los elementos presforzados.

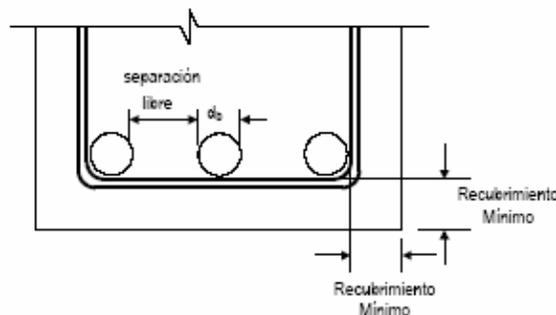


Figura 4.12 Recubrimiento y separación libre de varillas y torones.



Separación entre tendones.

La separación libre entre tendones de pretensado en los extremos de los elementos (Tabla 4.5) no debe ser menor que $4\phi_b$ ó 1.5 veces el Tamaño Máximo del Agregado (TMA) para alambres, ni que $3\phi_b$ ó 1.5 veces TMA para torones.

Tipo de presfuerzo		Separación libre (s)
tendones de pretensado	alambres	$4\phi_b$ ó 1.5 TMA
	torones	$3\phi_b$ ó 1.5 TMA
ductos de postensado	individuales	4.0 cm ó 1.5 TMA
	paquetes	10.0 cm

Tabla 4.5 Separación libre entre tendones en los extremos del elemento.

En ambos casos se debe tomar el mayor de los valores. En la zona central del claro, se permite una separación vertical menor y hacer paquetes de tendones, conservando una separación libre entre paquetes de 2.5 cm ó 1.33 TMA. En la Figura 4.12 se muestra esquemáticamente esta separación. Para ductos de postensado, se permite hacer paquetes si se demuestra que el concreto puede colocarse satisfactoriamente.

Anclaje del acero y longitud de desarrollo.

En elementos pretensados, los torones de tres o siete alambres deben estar adheridos más allá de la sección crítica en una longitud de desarrollo, L_d , no menor que la requerida para desarrollar el esfuerzo de los torones. L_d se puede determinar por medio de la suma de las longitudes de adherencia, L_{ad} , más la longitud de desarrollo adicional para que se llegue al esfuerzo máximo.

$$L_d \geq 0.014 (L_{ad} + L_{des})$$

$$L_d \geq 0.014 ((f_{se} / 3) d_b + (f_{sp} - f_{se}) d_b)$$

donde:

f_{sp} = esfuerzo del torón cuando se alcanza la resistencia de la sección

f_{se} = esfuerzo efectivo después de pérdidas

d_b = diámetro nominal del torón



En la Figura 4.13 se aprecia esquemáticamente L_{ad} y L_{des} .

Esta revisión puede limitarse a las secciones más próximas a la zona de adherencia del presfuerzo y en las cuales sea necesario que se desarrolle la resistencia de diseño. Donde los torones no estén adheridos hasta el extremo del elemento y en condiciones de servicio ocurra tensión en la zona de tensión precomprimida, deberá usarse $2L_d$. La longitud de desarrollo de alambres lisos de presfuerzo se supondrá de 100 diámetros.

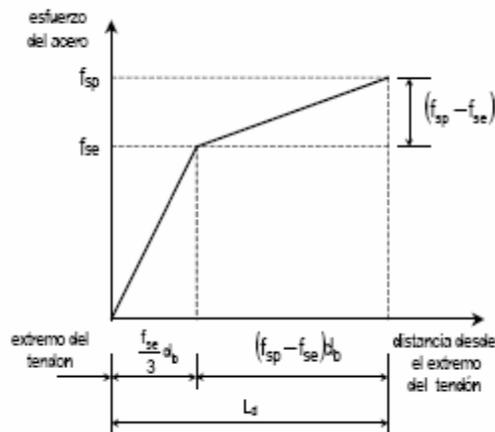


Figura 4.13 Variación del esfuerzo del torón con respecto a la longitud de desarrollo.



CAPÍTULO 5

REQUERIMIENTOS PARA PROYECTOS CON LOSAS ALVEOLARES

5.1) DECISIONES PREVIAS

Continuidad

La continuidad entre tramos consecutivos de un sistema de piso, reduce los momentos positivos y las flechas, respecto al mismo sistema con tramos independientes y simplemente apoyados; ello a costa de la aparición de momentos negativos. Dicho de otro modo, disminuye el gasto en losas y aumenta en acero negativo y mano de obra, lo que obliga a un mayor control de la ejecución.

En un sistema de losas, la rigidez y la capacidad para absorber momentos positivos son tan grandes, que rara vez es necesario recurrir al cálculo en continuidad, evitándose así la necesidad de una armadura in situ, con lo que la construcción se simplifica, agiliza y abarata.

Aunque no se calcule en continuidad, la unión entre tramos se asegura constructivamente, como se verá mas adelante. Se utilizará el cálculo en continuidad cuando exista limitación en el peralte del sistema, o alguna otra razón imponga la necesidad de reducir los momentos flectores positivos.



Figura 5.1 Aspecto de los extremos de las losas alveolares en un sistema de piso.

Capa de Compresión

La capa de compresión permite aumentar los valores de resistencia y rigidez de los pisos con losas presforzadas, respecto a los que tendría sin ella. Pero, a cambio, se aumenta el peso propio y se pide sencillez constructiva y rapidez. La capa de compresión exige, además, la colocación del acero de temperatura.

Cuando no se vierte capa de concreto in situ, el sistema va quedando terminado a medida que se colocan las losas, sin más trabajo adicional que el relleno de las juntas. Debe elegirse entre colocar una losa de la resistencia adecuada, o suplementar, con firme de compresión in situ, la resistencia de otra de menor peralte o tipo.

Algunos reglamentos solamente tomaban en cuenta sistemas de viguetas, considerando a las losas como un tipo particular de aquellas, de modo, que el piso con losa sufría el mismo tratamiento que el de viguetas, y por ello se le imponía la capa de compresión.

Así también otros códigos están tratando diferentemente las losas y las viguetas, así como sus correspondientes sistemas. Respecto al de losas, o losas alveolares, dicen “puede prescindirse de la capa superior mediante un estudio especial de las



condiciones resistentes y de deformación, salvo cuando existan acciones laterales importantes”.

Las condiciones que debe cumplir el sistema para poder prescindir de la capa de compresión, son:

A) Que las losas tengan un perfil lateral cuya forma asegure la formación de una llave de concreto entre losas y losa, capaz de transmitir esfuerzos entre ellas (Figura 5.2) En la losa, dicho perfil ha sido cuidadosamente estudiado para cumplir esta función.

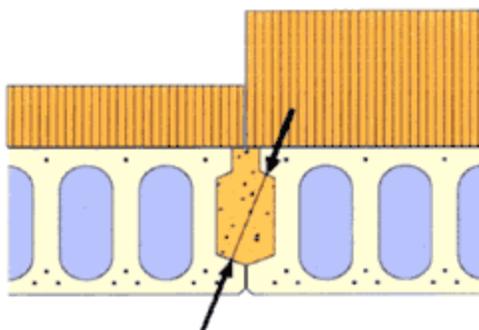


Figura 5.2 Llave formada entre losa y losa capaz de transmitir los esfuerzos cortantes entre ellas.

B) Que las juntas entre losas se macicen totalmente con un concreto de buena calidad, lo cual no supone un gran gasto dado su pequeño volumen.

C) Que se adopten las precauciones necesarias para que las losas no puedan separarse, lo que disminuiría la eficacia de las llaves en las juntas. Generalmente el rozamiento en los apoyos y un zuncho, o tirante, que enlace los extremos de las losas, es suficiente.



D) Que el esfuerzo de compresión que produzcan las acciones laterales en el plano medio del piso, sea adecuadamente resistido por las losas y las juntas. Generalmente esto se cumple ampliamente en el sistema con losas presforzadas.

La capa de compresión en un sistema de losas alveolares puede ser conveniente cuando:

- a) Deba disponerse de acero negativo por continuidad entre tramos y quiera evitarse la apertura de alveolos en las losas.
- b) Sea necesaria una armadura superior transversal a las losas, por existir volados laterales u otra causa.
- c) Se prevean cargas puntuales de gran importancia.
- d) El uso en estacionamientos, o similar, aconseje repartir entre las losas las cargas móviles y los esfuerzos de frenado.
- e) Deban emplearse losas más ligeras que las necesarias, por carecer de adecuados medios de elevación.
- f) Cuando haya que reforzarse el efecto diafragma del entrepiso.

5.2) ELECCION DEL PERALTE DE LA LOSA.

Peso Propio

El reglamento de Construcciones en el Distrito Federal (RCDF), impone limitaciones a la flecha de las losas a fin de evitar los daños que puede producir un sistema excesivamente deformable.



Especialmente los muros de mampostería son muy sensibles a la flexibilidad del sistema en que se apoyan, ya que su gran rigidez les impide acompañarle en su deformación, y su pequeña resistencia no les permite soportar su peso, incrementado por la carga del entrepiso superior, que al flexionarse se apoyará sobre él; todo ello conduce a la fisuración de los tabiques. Igualmente los cerramientos y paredes, quedan desfavorablemente afectados por flechas excesivas. También los apoyos del piso pueden sufrir por unos giros de extremo demasiado grandes.

El peralte mínimo que debe darse al sistema para un claro determinado, depende de las condiciones de apoyo y de los elementos susceptibles de sufrir daños que se apoyen sobre él. También depende, decisivamente, de la clase del entrepiso.

La deformación del sistema aumentará a medida que sus extremos se liberen de coacciones. Así será menos deformable un tramo interior de un entrepiso continuo que otro exterior, y éste menos que si el tramo está simplemente apoyado en ambos extremos o se encuentra en voladizo. Por otra parte, las exigencias de rigidez serán mayores si el sistema soporta muros, y menores si se trata de un sistema de cubierta.

Para un entrepiso de losas alveolares, con tramos aislados o sin continuidad, las condiciones de los códigos europeos como el español conducen al siguiente valor de peralte total que es el mínimo para que no sea necesaria la comprobación de flecha, siempre que los claros no excedan de 12m ni la sobrecarga de 4 kN/m² (400 kp/m²). En otras condiciones es necesaria la comprobación de flecha.



Los valores de h (cm), se encuentran en la siguiente tabla, en función de la carga total q (kp/m²) que soporta el sistema incluido su peso propio, y del claro de cálculo L (m) del tramo.

LUZ m	CARGA TOTAL EN kp/m ² INCLUIDO EL PESO PROPIO					
	600	800	1000	1200	1400	1600
3,00	5	6	7	7	8	8
	6 cm	7 cm	8 cm	8 cm	9 cm	10 cm
	7	7	8	9	10	11
4,00	7	9	10	11	11	12
	8 cm	10 cm	11 cm	12 cm	13 cm	14 cm
	9	11	12	13	14	15
5,00	10	11	13	14	15	16
	11 cm	13 cm	14 cm	16 cm	17 cm	18 cm
	12	14	16	17	19	20
6,00	10	14	16	17	19	20
	11 cm	16 cm	18 cm	20 cm	21 cm	23 cm
	12	18	20	22	24	25
7,00	15	17	19	21	23	24
	17 cm	19 cm	22 cm	24 cm	26 cm	27 cm
	16	22	24	26	29	31
8,00	18	20	23	25	27	29
	20 cm	23 cm	26 cm	28 cm	30 cm	32 cm
	22	26	29	31	34	36
9,00	20	24	26	29	31	33
	23 cm	27 cm	30 cm	33 cm	35 cm	38 cm
	26	30	33	36	39	43
10,00	23	27	30	33	36	38
	26 cm	30 cm	34 cm	37 cm	40 cm	43 cm
	29	34	37	41	45	48
11,00	26	30	34	37	40	43
	30 cm	34 cm	38 cm	42 cm	45 cm	48 cm
	33	38	42	47	50	54
12,00	29	34	38	42	45	48
	33 cm	38 cm	43 cm	47 cm	50 cm	54 cm
	37	42	47	52	56	60

Tabla 5.1 Peralte mínimo de un sistema de piso de losas alveolares simplemente apoyado (En base al código español, instrucción EF-96)

Primer valor: sistema de cubierta, sin elementos dañables

Segundo valor: sistema que soporta muros de mampostería

Tercer valor: sistema que soporta muros de concreto.



La anterior tabla da una primera idea del peralte total que debe tener el entrepiso, si se desea evitar el cálculo necesario para la comprobación de la de la flecha.

Cuando se ha decidido no poner capa de compresión, se busca la losa que tenga un peralte igual al señalado en la tabla para las condiciones existentes, o el superior más próximo. En caso de que haya que ponerse capa de compresión, se estudian las combinaciones de losa + capa de compresión que cubra el peralte deseado.

Naturalmente, puede estudiarse la posibilidad de un peralte menor, debiendo entonces realizarse la correspondiente comprobación con flecha. En igualdad de condiciones, un sistema de viguetas reforzadas es más deformable que otro de viguetas pretensadas. La máxima rigidez corresponde al sistema formado de losas extruidas.

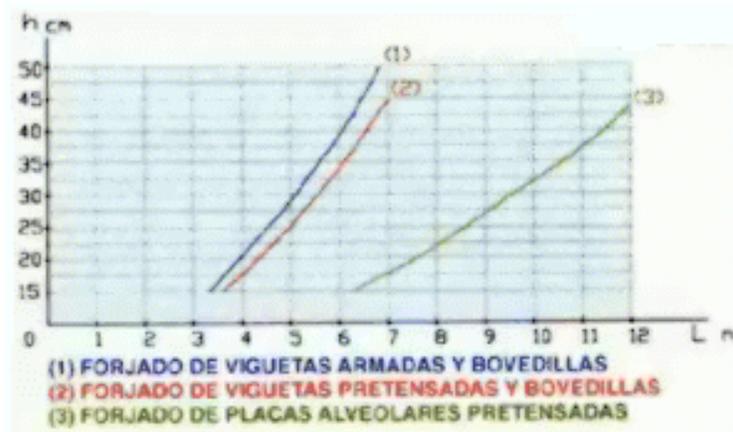


Figura 5.3 Gráfico donde se aprecian los claros máximos que pueden cubrirse de acuerdo al sistema de piso a emplear.

La figura 5.3 ilustra la diferencia entre unos y otros tipos de sistema. El gráfico representa la máxima luz L (m) admisible, sin comprobación de flecha, para un peralte total h (cm.). Se considera tramo aislado con extremos simplemente apoyados, que soporta muros de mampostería y tiene una carga total que incluye



su peso propio, la carga permanente adicional y 400 kp/m² (4 kN/m²) de sobrecarga.

El peralte debe elegirse, también, de manera que se alcance la adecuada resistencia. Una determinada resistencia puede obtenerse con diferentes peraltes variando el acero de presfuerzo en la losa, pero es preferible elegir un punto medio, dejando la variación del acero para los ajustes en mas o en menos.

El gráfico de la figura 5.4 muestra una familia de curvas que representan cinco valores de carga total (peso propio + carga adicional permanente + sobrecarga variable), cuyas abscisas son los claros de un tramo aislado de losa, simplemente apoyado, y cuyas ordenadas son los máximos valores de los momentos flectores producidos por la carga y el claro correspondientes.

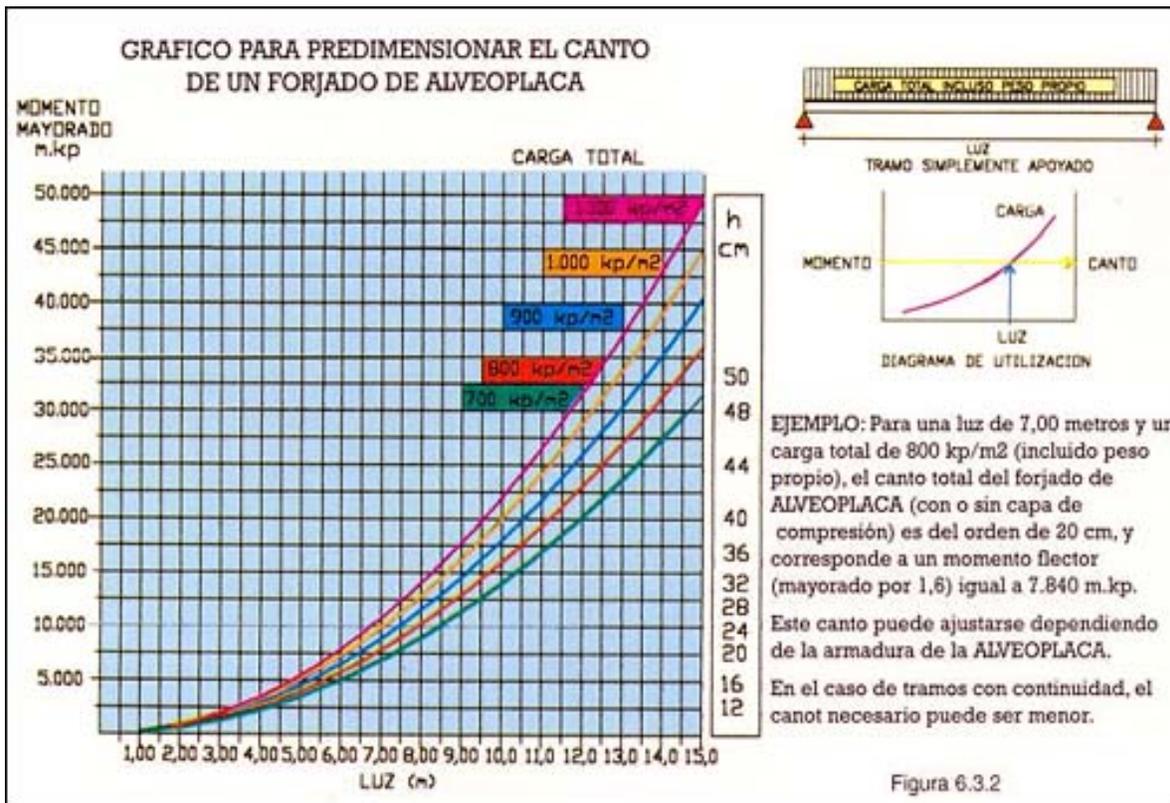


Figura 5.4 Gráfico de predimensionamiento para la elección de un peralte adecuado (en base al código de construcción español instrucción EF-96).



A la derecha del gráfico, y con carácter orientativo, se sitúa el valor medio del peralte total, que debe tener el sistema (forjado) de losas alveolares, incluida la capa de compresión si la lleva, para ofrecer la adecuada seguridad ante el agotamiento por tensiones normales. Dicho peralte puede ajustarse, una vez definidas las condiciones particulares.

Una vez elegido el tipo de sistema y conocido, en primera aproximación, el valor del peso propio de éste, puede pasarse a cuantificar las demás acciones.

Acciones. Carga Adicional de Entrepiso

La carga total de un sistema está constituida por su peso propio mas la carga adicional; en ésta, debe distinguirse entre la carga permanente (muerta) adicional, cuya posición y magnitud es constante en el transcurso del tiempo, salvo modificaciones del edificio, y la carga variable (viva) o sobrecarga, que no mantiene posición ni magnitud.

El conjunto de acciones gravitatorias que puede llegar a soportar un sistema de losas, puede resumirse en el siguiente cuadro:



Destino de piso o cubierta	W	W_a	W_m	Observaciones
a) Habitación (casa-habitación, departamentos, viviendas, dormitorios, cuartos de hotel, internados de escuelas, cuarteles, cárceles, correccionales, hospitales y similares)	70 (0.7)	90 (0.9)	170 (1.7)	1
b) Oficinas, despachos y laboratorios	100 (1)	180 (1.8)	250 (2.5)	2
c) Aulas	100 (1)	180 (1.8)	250 (2.5)	
d) Comunicación para peatones (pasillos, escaleras, rampas, vestíbulos y pasajes de acceso libre al público)	40 (0.4)	150 (1.5)	350 (3.5)	3 y 4
e) Estadios y lugares de reunión sin asientos individuales	40 (0.4)	350 (3.5)	450 (4.5)	5
f) Otros lugares de reunión (templos, cines, teatros, gimnasios, salones de baile, restaurantes, bibliotecas, aulas, salas de juego y similares)	40 (0.4)	250 (2.5)	350 (3.5)	5
g) Cubiertas y azoteas con pendiente no mayor de 5 %	15 (0.15)	70 (0.7)	100 (1)	4 y 7
h) Cubiertas y azoteas con pendiente mayor de 5 %	5 (0.05)	20 (0.2)	40 (0.4)	4, 7 y 8
i) Volados en vía pública (marquesinas, balcones y similares)	15 (0.15)	70 (0.7)	300 (3)	
j) Garajes y estacionamientos (exclusivamente para automóviles)	40 (0.4)	100 (1)	250 (2.5)	9

Tabla 5.2 Valores de las cargas vivas o variables aplicables a los sistemas de entrepiso con losas presforzadas recopiladas en el RCDF.

El valor característico que debe asignarse a las diferentes acciones viene dado en el RCDF. En la tabla 5.2 se reproduce la tabla de cargas vivas o variables.

Otras acciones, no gravitatorias, pueden afectar al sistema: empujes, viento, sismo, etc. Sus componentes horizontales son distribuidas por el entrepiso, entre los diferentes elementos de la estructura, a través del efecto diafragma. Los componentes verticales del sismo, especialmente en el caso de voladizos, así



como las componentes normales al sistema, producidas por el viento y otros empujes cuando actúan sobre paños inclinados, deberán acumularse a las correspondientes componentes de las acciones gravitatorias.

Debe prestarse atención a las cargas derivadas del proceso de ejecución de los edificios que, en ocasiones, pueden producir sobre el entrepiso la hipótesis de carga más desfavorable. Sin embargo, esto tiene menor importancia en los entrepisos de losas alveolares, puesto que, en general, no precisan cargas extraordinarias.

5.2) CALCULO DE LAS SOLICITACIONES

Cálculo sin Continuidad

Las grandes resistencias ante momentos positivos que pueden alcanzarse con los sistemas de losas alveolares hacen innecesario, generalmente, acudir a reducirlos mediante un cálculo en continuidad. Al considerar tramos aislados, el cálculo se simplifica, y se evita la colocación de acero para resistir momentos negativos, que obligan a abrir ranuras en las losas o a colocar capa de compresión.

Para un tramo aislado, con ambos extremos apoyados, que soporte una carga total uniforme de valor característico W , y salve un claro L (m), los máximos valores característicos de momento flector positivo M_{act} y de esfuerzo cortante V_{act} , se obtiene mediante:

$$M_{act} = \frac{WL^2}{8}$$

$$V_{act} = \frac{WL}{2}$$

Estos valores llamados isostáticos por corresponder a una sustentación isostática, son los considerados en los estados límites de servicio (agrietamiento y deformación), mientras que en los estados límites de falla (agotamiento, etc.)



deben tomarse sus valores multiplicados por los factores de carga correspondientes.

A fin de cubrir un posible grado de empotramiento en los apoyos, en ambos extremos de cada tramo, teóricamente con $M = 0$, se considerará la existencia de un momento flector negativo, no menor, en valor absoluto, a la cuarta parte del máximo momento flector positivo. Esto obliga, en general, a disponer un cierto acero de refuerzo para momento negativo en los extremos; sin embargo, cuando el sistema no lleve capa de compresión, puede reducirse este acero, teniendo en cuenta la resistencia propia, a flexión negativa, que posee la losa pretensada.

Cálculo con Continuidad

Cuando se hace necesario calcular en continuidad, a fin de reducir los momentos flectores positivos a costa de aumentar los negativos, y/o para reducir las flechas, el cálculo de solicitaciones, para estados límites últimos, puede hacerse por uno de los siguientes métodos:

A) Cálculo lineal, en la hipótesis de viga continua con inercia constante, apoyada en las vigas o los muros sobre los que descansa. Este método es el que más reduce los momentos positivos y, en consecuencia, el que conduce a mayor colocación de acero de negativos. Los estados límites de servicio, agrietamiento y deformación, se estudiarán siguiendo el cálculo lineal.

B) Redistribución plástica de momentos. Este método permite reducir, hasta en un 15%, los momentos negativos obtenidos en el cálculo lineal a que se refiere el método anterior, y consecuentemente aumenta los positivos. Todos los vanos deberán resistir, como mínimo, un momento positivo igual a la mitad de su momento isostático factorizado.

C) En el caso de entrepisos, es aceptable aplicar una redistribución plástica de momentos que llegue a igualar en cada tramo los máximos valores absolutos de



momentos negativos y positivos. Este método conduce a los menores valores absolutos de momentos negativos, y del acero correspondiente, y a los mayores positivos, de los tres métodos. Es el más sencillo de aplicar, puesto que, a diferencia de los métodos anteriores, los momentos positivos en cada tramo pueden calcularse con independencia de los contiguos. Los máximos valores absolutos característicos de momento positivo y negativo, en un tramo del sistema con claro L y carga W , se obtienen aplicando:

a) Para tramo interior, entre tramos contiguos, con continuidad en ambos extremos:

$$M_{act} = \frac{WL^2}{16}$$

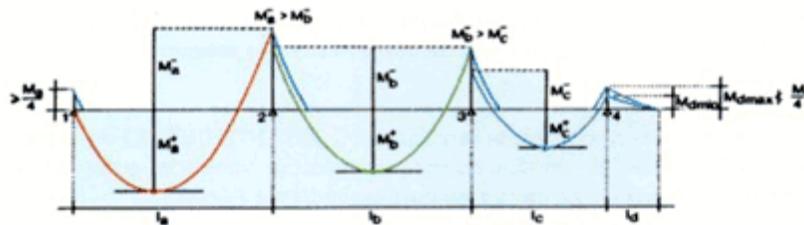
b) Para tramo extremo simplemente apoyado por un lado y el otro en continuidad con el tramo contiguo. Para un sistema de tres tramos, la línea roja de la figura 5.5. representa el diagrama de momentos flectores en flexión positiva, obtenido por aplicación del método C según acaba de exponerse. En los apoyos exteriores de los tramos extremos, se considera momento flector nulo, y si hay voladizos se prescinde de la carga variable en ellos para obtener su valor.

$$M_{act} = \frac{WL^2}{11.65}$$

En la misma figura 5.5, la línea azul muestra el diagrama de flexión negativa, obtenido igualando al mayor, en cada apoyo, los momentos negativos (valor absoluto) de tramos adyacentes, y aplicando, en los apoyos exteriores de los tramos extremos, momentos negativos no inferiores a la cuarta parte del máximo momento positivo del correspondiente tramo extremo; luego se dibujan nuevamente los diafragmas de momentos flectores, pasando por los puntos de máximo negativos así fijados.



En conjunto, la figura 5.5. presenta la envolvente de momentos flectores, obtenida por superposición de los diagramas de flexión positiva y flexión negativa hallados por el método C.



Este diagrama se utiliza, también, para obtener los valores hiperestáticos de los esfuerzos cortantes, cuyo valor en ambos extremos de un tramo es igual a la diferencia de valores absolutos de los momentos flectores negativos existentes en ellos, dividida por la longitud del claro del tramo. Dichos valores se suman al cortante isostático en un extremo y se restan en el otro.

Para los estados límites de servicio, deben considerarse los esfuerzos, sin factorizar, que se producen en condiciones de utilización del sistema, los cuales corresponden al cálculo lineal, según el método A. No obstante, para flexión positiva, pueden tomarse, como simplificación, los máximos valores de momentos positivos obtenidos según el método C.

En los tres métodos es necesario considerar, en los apoyos sin continuidad, un momento flector negativo, no menor que $\frac{1}{4}$ del momento flector máximo positivo del tramo adyacente, excepto en el caso de losas alveolares sin continuidad y con apoyo directo, en que no será necesario considerar este momento.

Los entrepisos, particularmente los de losas alveolares, deben considerarse como biapoyados para el estudio de los esfuerzos producidos por su peso propio,



incluida la capa de compresión en su caso. Solamente para el resto de las cargas se considerará la continuidad.

5.3) DETERMINACIÓN DEL TIPO DE LOSA

Seleccionado el tipo del sistema, definido por el peralte de la losa más el espesor de la capa de compresión, y conocidos los esfuerzos, puede pasarse a determinar el tipo de losa adecuado para cada tramo.

Para ello en las tablas de uso, se busca, para cada tramo, el tipo de losa para el cual el valor de momento último en flexión positiva del sistema, sea igual, o inmediatamente superior, al máximo valor de momento flector positivo factorizado.

A continuación, debe comprobarse, para cada tramo, la validez del sistema con el tipo de losa seleccionado, en relación con el esfuerzo cortante.

Primeramente, debe verificarse que el valor del cortante último del sistema, para dicho tipo de losa, no sea inferior al máximo valor del esfuerzo cortante factorizado. Seguidamente, se comprobará si el valor de momento de servicio, en flexión positiva, es igual o superior al máximo valor de momento flector positivo, sin factorizar. Si todas estas condiciones son favorables, se pasará a estudiar la deformación. En caso contrario, se harán las correcciones pertinentes.

5.4) COMPROBACIÓN DE LA DEFORMACIÓN

Flecha del tramo aislado o sin continuidad

Cuando, como es frecuente en el entrepiso de losas, se verifica que el máximo valor del momento actuante M_{act} sobre la sección central del tramo no supera el



valor del momento de agrietamiento M_{agr} , en este caso, para extremos simplemente apoyados, la flecha instantánea Δ se determina por la fórmula:

$$\Delta = \frac{5}{384} \cdot \frac{WL^4}{EI}$$

En que, expresando la carga total W en kg/m^2 , el claro L en metros, y la rigidez total en flexión positiva (EI).

La flecha diferida, bajo cargas de larga duración, puede obtenerse con suficiente aproximación, suponiendo que la flecha que debe adicionarse a la instantánea, es igual a ella multiplicada por 1.5 en climas húmedos y suaves, y multiplicada por 2.3 en climas secos.

En consecuencia, la flecha total a plazo infinito, se obtendrá sumando a la flecha instantánea debida a las sobrecargas, la flecha instantánea producida por las cargas de larga duración, multiplicada por 2.5 o 3.3, según se trate de uno u otro clima. Estos valores y la manera de calcular las flechas dependerá exactamente del código de diseño sobre el cual estemos trabajando.

La flecha activa, respecto a un elemento dañable por la deformación, es la producida a partir del instante en que se construye este elemento; la flecha adquirida por el sistema con anterioridad a la construcción del elemento no tiene efecto sobre él. Por consiguiente, la flecha activa se obtiene restando de la flecha total a plazo infinito la ya producida al construirse el elemento.

Flecha en caso de voladizo

Todos los valores que para el tramo aislado se referían a la sección central, se referirán ahora a la sección de arranque de voladizo, el valor de la flecha instantánea, se halla aplicando la fórmula que corresponda a las cargas actuantes



sobre el voladizo en el caso de pieza no agrietada, pero sustituyendo en ella la rigidez total para la equivalente. Por ejemplo, en el caso de carga uniforme W) y longitud de volado L (m), se obtiene el siguiente valor en mm:

$$\Delta = \frac{WL^4}{8EI}$$

Flecha en el caso de tramos continuos

Para cada tramo, deberán hallarse los valores del momento actuante M_{act} (mediante cálculo lineal), del momento de agrietamiento M_{agr} y de las rigideces total K_T y agrietada K_f , correspondientes a la sección en el punto medio del claro (flexión positiva) y en las secciones de apoyo en continuidad (flexión negativa). Con estos valores se obtienen las rigideces equivalentes en dichas secciones: K_{em} para la sección en el punto medio, K_{e1} y K_{e2} para las secciones de apoyo de un tramo interior, y K_{ec} para el apoyo en continuidad de un tramo extremo. Finalmente, como rigidez equivalente de cada tramo se tomará:

$$\Delta = \frac{WL^4}{8EI}$$

Tramo interior, en continuidad con los contiguos

$$K_e = 0.70K_{em} + 0.15(K_{e1} + K_{e2})$$

Tramo extremo

$$K_e = 0.85K_{em} + 0.15K_{ec}$$

Las flechas instantáneas en los diferentes tramos se hallarán como en el caso de viga continua sin agrietar, tomando como rigidez de cada tramo su rigidez equivalente.

5.5) LONGITUD MAXIMA DE LA LOSA

Una vez elegido el tipo de losa adecuado, conviene saber el máximo claro que es capaz de alcanzar sin que sea preciso disponer de apuntalamientos en la fase de



ejecución del entrepiso. Precisamente la posibilidad de prescindir de los apuntalamientos en la mayoría de los casos, es una de las grandes ventajas de los sistemas de piso de losas extruidas.

El claro máximo sin puntales es aquella a la que puede llegar la capa aislada, colocada en obra simplemente sobre sus apoyos, bajo la carga del peso propio del sistema (peso de la losa + concreto y acero in situ) más sus incrementos de carga por reglamento como sobrecarga de ejecución.

Los fabricantes de losas suministran tablas que dan el claro máximo que cada tipo de losa puede alcanzar, sin puntales, con distintos espesores de capa de compresión.

5.6) COMPROBACIÓN DE LAS JUNTAS ENTRE LOSAS

Cuando dos losas adyacentes soportan distinta carga, la junta longitudinal entre ellas queda sometida a un esfuerzo cortante con valor de cálculo V_d , igual a la diferencia de cargas factorizadas a uno y otro lado de la junta (Figura 5.6a). Por tanto debe comprobarse la resistencia de la junta para mantener unidas dos losas cuando una de ellas tiende a “descolgarse” de la otra.

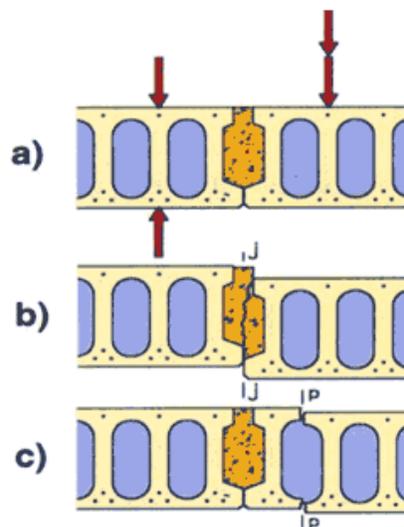


Figura 5.6 Cortante actuante en dos losas adyacentes.



El posible fallo puede producirse en la junta según la línea de fractura j (Figura 5.6b); pero puede ocurrir que la junta sea mas fuerte que la sección mas débil de la losa, por lo que el fallo puede seguir la línea de fractura p (Figura 5.6c).

El cortante último V_u de la junta, es decir, el esfuerzo cortante para el que se considera agotada su resistencia, será igual al menor valor de los siguientes:

$$V_u = 0.25 f_{bt} \sum h_f$$

$$V_u = 0.15 f_{ct} (h + h_t)$$

(De acuerdo al código español EF-96)

donde:

f_{bt} = Resistencia a tensión, del concreto de la losa

f_{ct} = Resistencia a tensión, del concreto vertido en obra, tanto de la junta como de la capa de compresión, si existe.

$\sum h_f = h_{f1} + h_{f2}$ = Suma de los menores espesores de los patines, superior e inferior de la losa

h = Altura neta de la junta

h_t = Espesor de la capa de compresión

La resistencia a tensión f_{ct} del concreto está definida en el capítulo anterior como:

$$f_{perm}^+ = 1.6 \sqrt{f'_c}$$

En que f'_c es la resistencia de proyecto a compresión.

En el caso de que existieran, sobre el entrepiso cargas concentradas de gran importancia, irregularmente distribuidas, la complejidad del estudio aconseja que se consulte al gabinete técnico de cualquier fabricante de losas.



5.7) CORTANTE HORIZONTAL ENTRE LA LOSA Y LA CAPA DE COMPRESIÓN.

Un sistema de sección compuesta está formada por la combinación de una losa de concreto prefabricado y concreto colado en el lugar. Las partes integrantes deben estar interconectadas de manera que actúen como una unidad. Si la resistencia, el peso volumétrico u otras propiedades del concreto de los elementos componentes son distintos, deben tomarse en cuenta estas diferencias al diseñar, o usarse las propiedades más desfavorables, tal como se indica en esta sección. Cuando se requiera de apuntalamiento provisional, se deberá tener especial precaución y tomarse en cuenta los efectos de la deflexión y condición estática del elemento apuntalado.

El esfuerzo cortante horizontal o resistencia nominal al cortante, V_h , en la superficie de contacto entre los elementos que forman el sistema compuesto puede calcularse con la expresión:

$$V_h = \frac{V_u}{F_R b_v d}$$

donde:

V_u es la fuerza cortante última sin el peso propio y b_v es el ancho del área de contacto. En la Figura 5.7 se muestran algunos ejemplos para la obtención de b_v .

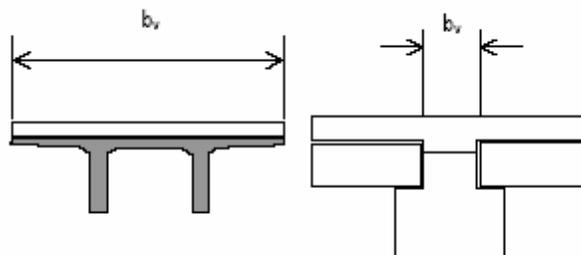


Figura 5.7 Ancho del área de contacto del sistema compuesto.



Debe asegurarse que en la superficie de contacto entre los elementos componentes se transmitan los esfuerzos cortantes que en ella actúan. Para lograr esto, se admitirán los valores siguientes:

1. En elementos donde no se usen anclajes metálicos y la superficie de contacto esté rugosa y limpia: 3 kg/cm² (se admitirá que una superficie está rugosa si tiene rugosidades de amplitud total normal a ella mayores de 5 mm)
2. Donde se cumplan los requisitos mínimos para los conectores que adelante se indican y la superficie de contacto esté limpia pero no rugosa: 6 kg/cm²
3. Donde se cumplan los requisitos mínimos para los conectores que adelante se indican y la superficie de contacto esté limpia y rugosa: 25 kg/cm²

Para que sean válidos los esfuerzos prescritos en los incisos 2 y 3 anteriores, deben usarse conectores formados por barras o estribos normales al plano de contacto. El área mínima de este refuerzo será la menor de

$$A_{s\min} = \frac{0.34b_v s}{f_y} \quad A_{s\min} = \frac{3}{f_y}$$

donde:

s es la separación de estribos o conectores; s no excederá de seis veces el espesor del elemento colado en el lugar ni 60 cm. Los conectores deben anclarse en ambas partes del elemento compuesto de modo que en el plano de contacto puedan desarrollar no menos del 80 por ciento de su esfuerzo de fluencia.



Cuando el esfuerzo cortante de diseño exceda de 25 kg/cm², se deberán colocar conectores, barras o estribos normales al plano de contacto, cuya área de acero se calculará con la siguiente expresión:

$$A_s \geq \frac{C}{F_R f_y \mu}$$

donde:

C es la fuerza que actúa en el firme, tal como se indica en la Figura 5.8 siguiendo el siguiente criterio:

$$\text{si } a < t \quad C = abf'_c$$

$$\text{si } a \geq t \quad C = tbf'_c$$

Los valores de μ se pueden tomar como 1.4 para construcción monolítica, 1.0 cuando la superficie de contacto es rugosa y 0.7 para superficies lisas. Para el área de acero A_s proporcionada por la ecuación anterior puede tomarse en cuenta el acero que lleva el elemento (si este existe). Tal es el caso de estribos y varillas de las aletas que se dejan comúnmente salidos para hacer las funciones de conector.

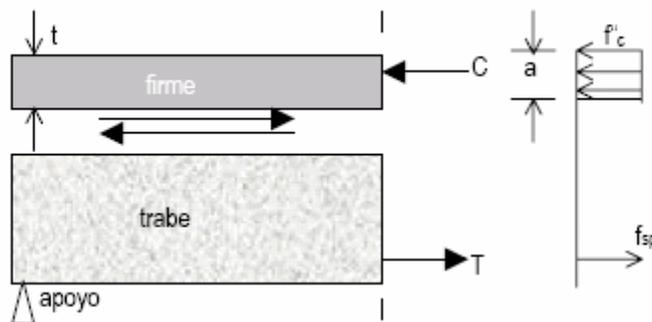


Figura 5.7 Obtención de la fuerza C para obtener el área de acero de conectores.



CAPÍTULO 6

ASPECTOS IMPORTANTES EN LA CONSTRUCCIÓN CON LOSAS ALVEOLARES

6.1) TRANSPORTE, IZAJE Y ALMACENAJE DE LOSAS.

Los esfuerzos que soporte la losa durante el transporte, izaje y almacenaje, no deben alcanzar valores que puedan dañarla. Especialmente debe cuidarse que no queden zonas excesivamente largas en voladizo, ya que los momentos negativos producidos por el peso propio pueden llegar a ser inadmisibles.



Figura 6.1 Almacenaje de losas alveolares, evitando volados excesivos en los extremos.



En ningún caso debe cargarse la zona volada de las losas; si esto puede ocurrir, debe reducirse el vuelo. En el acopio en obra durante un cierto tiempo, se extremarán las precauciones: las losas se mantendrán limpias y se apilarán, en su posición de trabajo, sobre durmientes que coincidan en vertical (Figura 6.1) no permitiéndose vuelos mayores de 50 cm, ni altura de pilas superiores a 1,50 m, salvo que el fabricante indique otro valor.

En el transporte, se seguirán normas de apilado semejantes. En el movimiento y elevación de las losas, deben emplearse útiles adecuados que eliminen el riesgo de caídas. Los fabricantes de losas aconsejarán al respecto. Si durante las operaciones previas a su colocación en obra, resultara dañada alguna losa de forma que pueda afectar a su capacidad resistente o a otra particularidad importante para la seguridad o el aspecto del entrepiso, deberá desecharse.



Figura 6.2 Dispositivo para el izaje de las losas extruidas.



6.2) MONTAJE DEL SISTEMA CON LOSAS

Cada losa se elevará, con las precauciones indicadas anteriormente, hasta el lugar asignado, y se depositará suavemente sobre sus apoyos, asegurándose de que queda bien asentada. Un operario en cada extremo será suficiente para dejarla en la posición correcta.

En el caso, infrecuente, de que deban disponerse puntales al centro, se procederá como sigue: preparado ya el apuntalamiento, se colocará la losa en su lugar, dejándola flexionar libremente bajo su propio peso, pero sin que llegue a apoyarse en los puntales, subiendo luego éstas hasta hacer contacto con la losa, cuidando de no empujar hacia arriba; una vez asegurado el apuntalamiento, puede procederse a trabajar sobre las losas. De esta manera se reducen los momentos negativos que el puntal al centro introduce en la losa.

Una vez situadas las losas en posición, se procede a colocar el acero de refuerzo in situ (Figura 6.3)

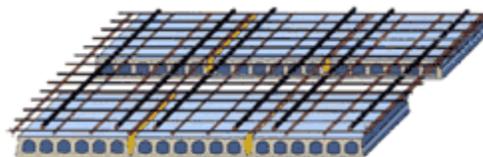


Figura 6.3 Colocación del acero de la capa de compresión in situ.

Si el entrepiso no lleva capa de compresión, ni está prevista continuidad entre sus tramos, el único acero in situ podrá ser el de enlace en las entregas, dispuesto en las juntas como se verá al tratar de los apoyos. Si el sistema no lleva capa de compresión, pero existe continuidad entre tramos, será necesario disponer d acero



para momentos negativos colocado en las juntas entre losas. El empleo de losas de menor anchura, reduce la separación entre juntas y aumenta su número para la misma anchura del entrepiso, ofreciendo la posibilidad de colocar mas barras en las juntas.

Cuando el acero de negativos que puede disponerse en las juntas no es suficiente, será necesario colocar otras barras en los alveolos de las losas, abiertos quitando el concreto de su parte superior en una longitud igual o mayor que la necesaria para alojar las barras, y posteriormente rellenarlos de concreto. La figura 6.4, representa la armadura para momentos negativos entre dos tramos de un sistema de piso, colocada tanto en las juntas como en los alveolos abiertos como se ha dicho.

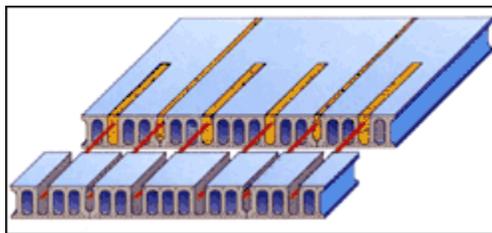


Figura 6.4 Colocación del acero para momentos negativos en juntas y alveolos.

La apertura de los alveolos puede hacerse en la planta, sobre el concreto fresco, o en obra mediante instrumentos adecuados para cortar el material. Lo primero es mas fácil pero exige disponer de planos de detalle donde se marque la posición y longitud de los alveolos que deben abrirse, así como un cuidado ajuste en obra para colocarlos bien en prolongación. Lo segundo es más trabajoso, pero no precisa una definición tan rígida y cuidadosa de la obra.

Si el entrepiso lleva capa de compresión, es necesario colocar una malla electrosoldada. Esta armadura se extenderá sobre las losas, apoyada en separadores a fin de que el concreto de la capa de compresión in situ pueda penetrar bajo ella.



Si, además, debe establecerse continuidad entre los tramos, es necesario colocar el acero necesario para absorber los momentos negativos resultantes. Cuando la capa de compresión es de un espesor que no permite alojar el acero por temperatura (malla) y, sobre ella, el refuerzo para momentos negativos con su recubrimiento, deberá recurrirse a colocar este último en las juntas y en los alveolos, como se ha dicho anteriormente; pero en este caso, el acero de refuerzo negativo se colocará lo más alto que sea posible, a fin de no perder mucho brazo de palanca. En otro caso, este acero de negativos se colocará sobre el de temperatura, fijándolo a la malla para que mantenga su posición.

La colaboración de la capa de compresión con la losa, exige la adecuada seguridad ante el esfuerzo horizontal rasante que actúa en la interfase entre el concreto in situ y el prefabricado. Normalmente, la rugosidad natural del plano superior de la losa es suficiente, pero, cuando sea necesario, pueden aplicarse tratamientos que la mejoren, como rasurado, picoteado, etc. En casos de capa de compresión muy importante, puede convenir disponer conectores de acero como se explico en el capítulo anterior. Un procedimiento sencillo y eficaz consiste en colocar estribados en las juntas entre losas, como se muestra en la figura 6.4.

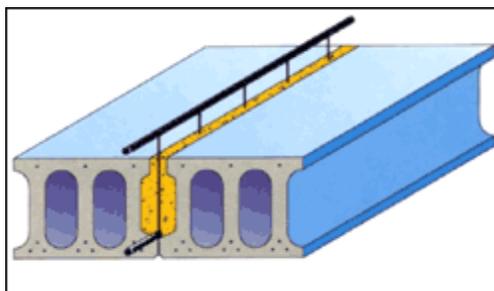


Figura 6.4 Estribos colocados en las juntas de las losas para dar más resistencia por cortante horizontal.

El relleno de las juntas se hará en el momento más conveniente. En un entrepiso sin capa de compresión en que no sea necesario disponer de acero en las juntas,



ni aun para enlace con los apoyos, el relleno se realizará a continuación de la colocación de las losas. Si existe capa de compresión pero no acero en las juntas, es conveniente colar conjuntamente la capa y las juntas. Finalmente cuando tiene que colocarse refuerzo in situ en las juntas, el macizado de estas tendrá que ser posterior. Durante el colado, las armaduras se mantendrán en posición mediante las piezas auxiliares necesarias.

La resistencia del concreto empleado en el macizado de juntas, y en la capa de compresión si existe, será el especificado en el proyecto de la obra, pero no inferior a la indicada en los lineamientos de las Normas Técnicas Complementarias de Estructuras de Concreto (NTC-C) del RCDF, para el relleno de las juntas, entre las piezas y la capa de compresión, una resistencia $f'_c=250\text{kg/cm}^2$ y una relación agua cemento no mayor de 0.50. En todo caso, en el macizado de las juntas se cuidará de que el hueco entre los laterales de las losas quede perfectamente relleno, compactando con medios adecuados a su consistencia.

Cuando los extremos de las losas hayan de quedar cubiertos por el concreto y se quiera evitar que éste penetre en los alveolos, se cerrarán estos con tapones expresamente fabricados con este fin.

6.3) TIPOS DE APOYOS

Se llama apoyo directo cuando el entrepiso descansa sobre una base situada bajo él. Es el caso del apoyo en un muro, o en una viga cuyo peralte tiene una parte significativa bajo el sistema. (Figuras 6.5).

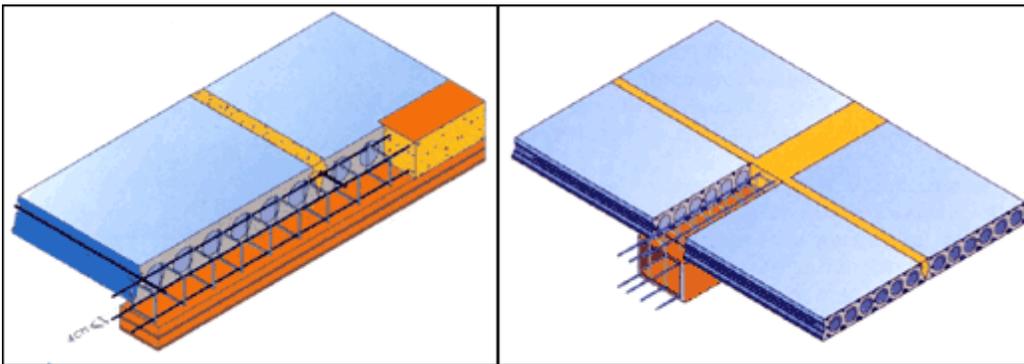


Figura 6.5 Tipos de apoyo directo sobre los cuales descansan los extremos de las losas.

Se llama apoyo indirecto cuando no existe bajo el piso una base efectiva sobre la que descansa, por quedar, prácticamente, enrasados inferiormente sistema y apoyo. Es el caso del apoyo en una viga plana, viga de peralte invertido, etc.

Apoyo Directo

El apoyo del sistema de losas o losas en un muro de fábrica, debe hacerse a través de un larguero que ate las losas y regularice la transmisión de la carga al muro.

El apoyo directo del entrepiso en una viga de concreto armado, se hará no menor de 4 cm. Es conveniente disponer algún refuerzo de enlace que actúe como tirante ante posibles tensiones que el sistema pueda transmitir a su apoyo a través de su acción como diafragma. Esta armadura puede ser el acero para momentos negativos o de temperatura, cuando existan; cuando no, unas barras colocadas en las juntas harán el mismo efecto. Cuando el apoyo es sobre una viga de acero, es conveniente disponer unos conectores soldados al centro del patín superior y colar el espacio entre las losas, en caso de apoyo interior, o entre las losas, y el borde exterior del entrepiso, en caso de apoyo extremo, englobando los conectores en el larguero así creado. (Figura 6.6). El patín de la viga tendrá la



anchura suficiente para recibir los extremos de las losas, no menos de 4 cm. cada una, y dejar espacio para el larguero.

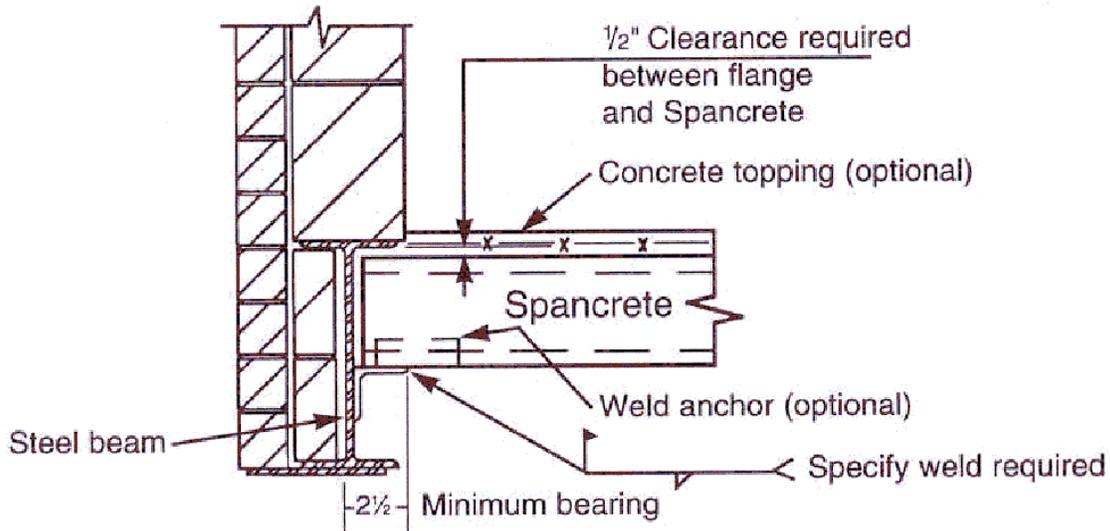


Figura 6.6 Detalle tipo emitido por los fabricantes de losas SPANCRETE Co. Donde la losa se apoya sobre un ángulo soldado a una viga de acero.

Si no hay acero de negativos, es conveniente colocar barras de tirante que enlacen las losas de uno y otro lado, en caso de apoyo interior, o de un lado al zuncho, con terminación en doblez, en caso de apoyo extremo.

Cuando el apoyo se realiza sobre el patín inferior de la viga de acero, deben extremarse las precauciones. El patín que recibe la losa debe tener la anchura necesaria para recibir el extremo, y hay que comprobar su resistencia a flexión en vuelo, bajo la carga que la losa le transmite. Si es posible, se pasarán las barras de refuerzo, por encima del patín superior de la viga, en caso contrario pueden pasarse a través de perforaciones en el alma. Estas barras deben colarse como protección contra la corrosión; si son de refuerzo negativo, es necesario asegurar la continuidad de compresión, macizando de concreto el espacio entre el extremo de las losas y el alma de la viga.(Figura 6.7). En todos los casos, es necesario



comprobar que la tensión en la zona de contacto entre la losa y su apoyo, es admisible para ambos materiales.

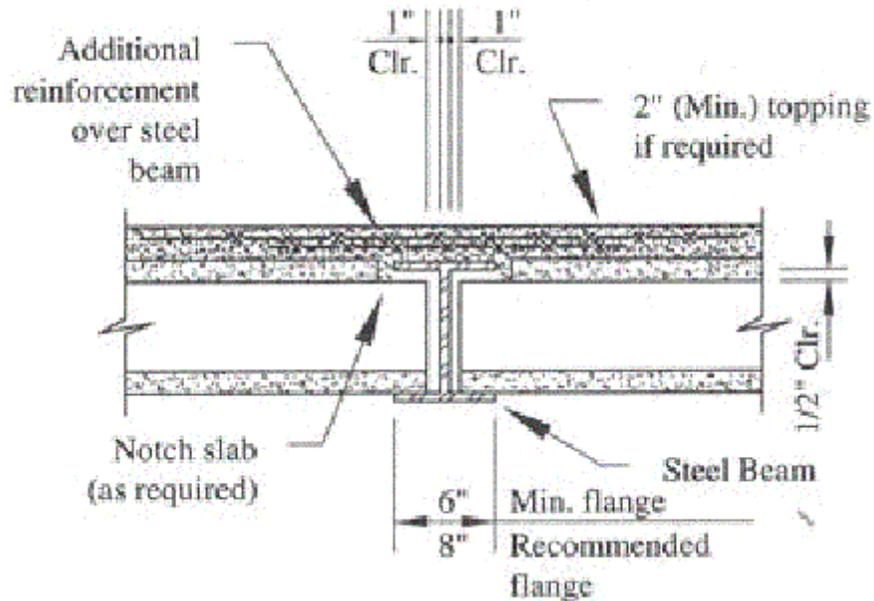


Figura 6.7 Detalle tipo emitido por los fabricantes de losas SPANCRETE Co. Donde la losas mantiene continuidad al apoyarse sobre una viga de acero.

Apoyo Indirecto

En esta solución, se disponen barras que establecen continuidad entre el acero inferior de la losa y la rama horizontal inferior de los estribos del apoyo: viga de concreto armado o larguero. Dichas barras irán alojadas en los alveolos de las losas, previamente abiertos y posteriormente macizados de concreto. (Figura 6.8)

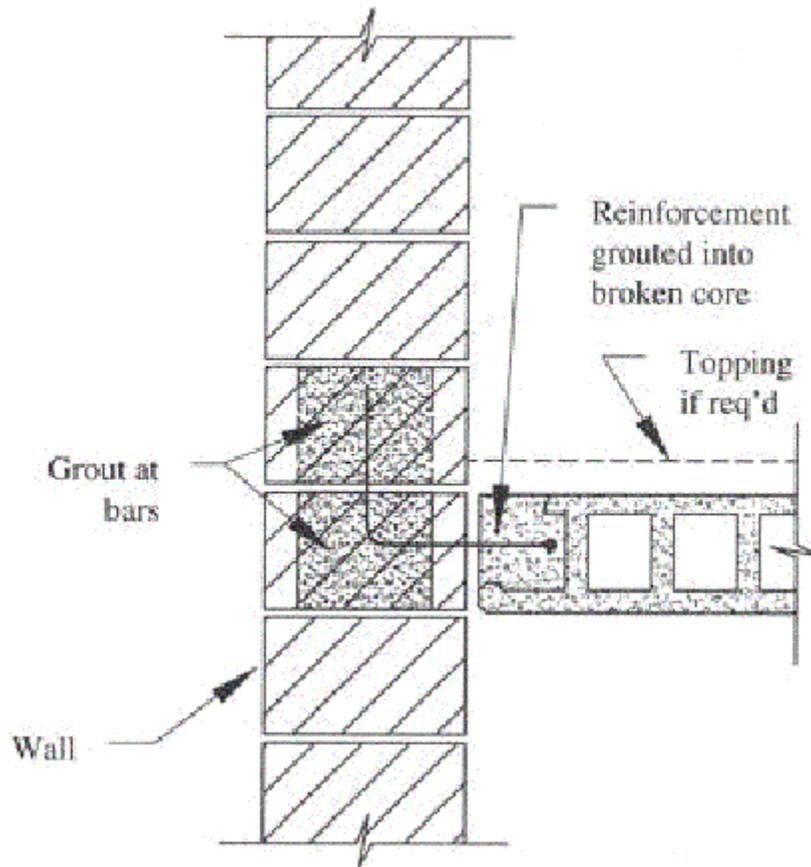


Figura 6.8 Colocación del acero en un apoyo indirecto alojando las barras en los alveolos de la losa emitido por los fabricantes de losas SPANCRETE Co.

Las barras deben estar embebidas una longitud no menor que su longitud de anclaje en el concreto que maciza los alveolos, previamente abiertos eliminando parcialmente el concreto de su patín superior

Cuando el sistema de losas está calculado sin continuidad, como tramos aislados, lo anterior es de aplicación al apoyo indirecto en ambos extremos de cada tramo.



6.4) CORTES, BARRENOS Y HUECOS

Cortes

Cortar un concreto de alta resistencia, como el de la losa, y además pretensado con acero especial, es costoso. Es necesario emplear discos de corte y de corta duración ya que sufren un fuerte desgaste. Además se desperdicia, generalmente, una parte de la losa. Por ello los cortes solo deben hacerse cuando sean imprescindibles; pero siempre debe tratarse de buscar otra solución. Los cortes pueden ser de los siguientes tipos:

A) Corte longitudinal, paralelo a los laterales de la losa, a fin de ajustar la anchura del sistema a las dimensiones que debe ocupar en planta (Figura 6.9), cuando estas no han sido moduladas según las anchuras estándar de la losa. No es necesario cortar el acero de presfuerzo, pero es un corte largo, de toda la longitud de la losa.

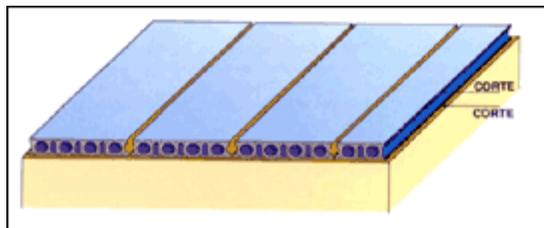


Figura 6.9 Muestra del corte longitudinal de la losa.

Evidentemente, lo mejor es prever la utilización de la losa desde el proyecto y modular la planta en consecuencia. Pero esto no es posible cuando las medidas en planta están condicionadas por restricciones de espacio u otras causas. En cualquier caso, puede tratarse de reducir el espacio que ya no puede forjarse con la losa entera, combinando adecuadamente los anchos de losa disponibles.

Cuando el plano inferior del entrepiso no va a quedar visto, por que se disponga de un plafond o falso techo, es posible separar las losas una pequeña distancia (figura 6.10), macizando las juntas resultantes que quedarán algo mas anchas de



lo normal. Si la anchura que hay que ganar se reparte entre todas las juntas, el ensanchamiento de éstas puede ser muy pequeño y casi inapreciable; en todo caso, el aspecto del plano inferior del forjado quedará uniforme.

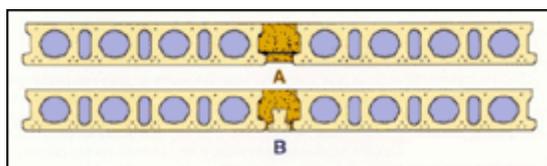


Figura 6.10 Colado de juntas anchas entre losas para cubrir la distancia de proyecto.

En caso de que se deba concentrar la ganancia de anchura en unas pocas juntas, las losas quedarán algo más separadas, aunque esta separación no debe exceder de 15 cm. En este caso, puede disponerse una tira de malla de acero, en el fondo de la junta como refuerzo (figura 6.10A), que si es suficientemente cerrada puede soportar el concreto, aunque posteriormente hará falta un repaso inferior con pasta de cemento, que además de mejorar el aspecto sirva de protección contra la corrosión de la malla. El añadido a la anchura de la losa que supone esta solución, aumenta algo su carga, lo que se debe de tomar en cuenta.

Otra solución consiste en intercalar entre las losas viguetas de concreto pretensado, colando luego por arriba hasta completar el peralte de la losa (figura 6.10B). Esta solución es fácil de realizar y puede contarse con la resistencia de la vigueta para soportar la carga que tiene directamente encima, pero hay que ajustarse a la anchura de la vigueta y el plano inferior del entrepiso queda muy irregular.

Cuando ninguna de estas soluciones sea aceptable, habrá que acudir al corte longitudinal de la losa que remata el paño del tablero, separando la anchura necesaria y procurando que el corte pueda hacerse por un alveolo. Este corte debe hacerse en la planta, a la que habrán de suministrarse las medidas con la mayor precisión.



B) Corte longitudinal oblicuo, para adaptar el tablero a un lateral de la planta con esa dirección. Es un corte difícil y largo, que debe seccionar oblicuamente las almas de la losa.

Si el corte va a quedar apoyado, el corte del acero de presfuerzo no perjudica la resistencia del sistema. En caso contrario, deberá revisarse la resistencia y la estabilidad de la losa.

Debe procurarse evitar este corte, macizando con una losa in situ, de concreto armado, el triángulo, o el trapecio, que queden después de forjar la mayor superficie que sea posible con losas normales.

C) Corte transversal oblicuo, para adaptar el tablero a líneas de apoyo no perpendiculares a la dirección longitudinal de las losas. Es un corte que, como el anterior, debe seccionar oblicuamente las almas de la losa y su acero, pero su longitud es menor aunque, generalmente, se extiende a un cierto número de losas. Como el corte se produce en los extremos apoyados, o en el vuelo, de las losas, no perjudica su resistencia.

Cuando sea posible, puede evitarse adaptando el extremo del tablero a su apoyo oblicuo mediante una escalonada (figura 6.11) lo que será más fácil cuanto menor sea la anchura de la losa.

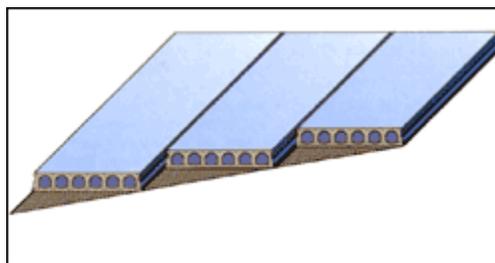


Figura 6.11 Corte escalonado de las losas, no perjudicando la resistencia del sistema.



D) Cajeados. Son cortes parciales, de dos o tres lados, que penetran en la losa, desde sus bordes, laterales y extremos, para vaciar en ella una porción, generalmente rectangular (figura 6.12). Su finalidad es permitir el acoplamiento de la losa a columnas, o el paso de personas o conductos.

Pueden hacerse en obra o en planta. Cuando los cajeados han de realizarse en planta, sus dimensiones y posiciones reales, previa comprobación o rectificación en obra, deben venir definidas en los planos con la máxima precisión, y el replanteo debe hacerse muy cuidadosamente para que la caja coincida exactamente con la columna. Deben tomarse en cuenta las tolerancias dimensionales en la anchura de la losa, que sumadas pueden introducir variaciones significativas; es conveniente consultar, al respecto, al fabricante de la losa. Cuando los cajeados se hacen en obra, es más fácil ajustar su posición real.

Todos los cajeados cortan acero, por lo que deberá estudiarse su efecto sobre la resistencia de la losa. Se recomienda consultar con la oficina técnica de su fabricante.

La apertura de más de un cajeadado en un mismo lateral, puede ser que una parte de él quede aislado de los apoyos en los extremos y trabaje en flexión transversal, en cuya dirección la losa no tiene acero y su resistencia es, únicamente, la de su concreto a tensión. La parte aislada puede quedar apoyada en un muro o viga, unida a una losa contigua por la correspondiente junta, o en voladizo; esta última es, generalmente, la situación más delicada, dependiendo de vuelo y carga. La posibilidad de disponer acero in situ para flexión transversal, fue tratada en capítulos anteriores. En todo caso, es conveniente consultar en la oficina técnica del fabricante de la losa.

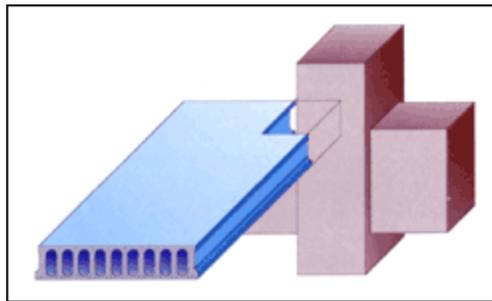


Figura 6.12 Corte cajeadado para embonar en una columna de concreto.

Los cajeados pueden ser:

D1.- Cajeados de esquina. El cajeadado se consigue mediante dos únicos cortes que van a encontrarse a partir de un lateral y un extremo de la losa. Pueden combinarse los cajeados de esquina de dos losas adyacentes. Cuando un cajeadado de esquina aloja una columna, u otro elemento resistente, es posible apoyar en él, por ejemplo mediante un angular, la parte de losa cuya longitud se ha cortado.

D2.- Cajeados de extremo. El cajeadado se abre en un extremo de la losa y tiene dos cortes longitudinales y uno transversal.

D3.- Cajeados laterales.- El cajeadado se abre en un lateral de la losa y tiene dos cortes transversales y uno longitudinal. Es una solución típica para dejar un paso de hombre en el tablero de un depósito o cisterna.

BARRENOS

Los barrenos son perforaciones realizadas en el interior de una losa, perpendicularmente a su plano medio, para dar paso a conductos, recibir anclajes de máquinas, etc. Generalmente se realizan en obra a fin de precisar más exactamente su posición. Cuando son circulares, pueden hacerse con trépanos como los empleados en la extracción de probetas.



Salvo que sean de muy pequeño diámetro, los barrenos, al igual que los cortes, seccionan el acero; pero en este caso tienen menor importancia al ser interiores. En el caso de barrenos de grandes dimensiones, conviene consultar con la oficina técnica del fabricante.

Cuando es posible hacer coincidir el paso de un conducto de pequeño diámetro con una junta entre losas, es posible evitar el barreno separando las losas la distancia necesaria y macizando el espacio entre ellas, hasta el paso del conducto (figura 6.13).



Figura 6.13 Barreno en el interior de una losa para alojar instalaciones y tuberías.

Huecos

Cuando las aberturas que deben dejarse en el tablero son de dimensiones tan amplias que no permiten solucionarlas con cortes y barrenos, reciben el nombre de huecos. Generalmente su finalidad es dejar paso a chimeneas, o conjuntos de ductos, pero pueden ser también el hueco de una escalera de dimensiones reducidas, como las que comunican plantas de una vivienda unifamiliar, etc.



Cuando es posible, conviene hacer coincidir la anchura del hueco con la de una losa, jugando para ello con las anchuras estándar de la losa. No debe importar que ello conduzca a un hueco algo más ancho que el estrictamente necesario, ya que será fácil macizar lo que sobre.

La solución clásica para recoger una losa que no llega al apoyo por impedírsele un hueco, es una pieza metálica en W invertida, coloquialmente conocida como columpio (figura 6.14). Esta pieza se apoya en las losas de uno y otro lado, trasladando a ellas la carga que recibe. Naturalmente deberá tenerse en cuenta la carga adicional que reciben estas losas.

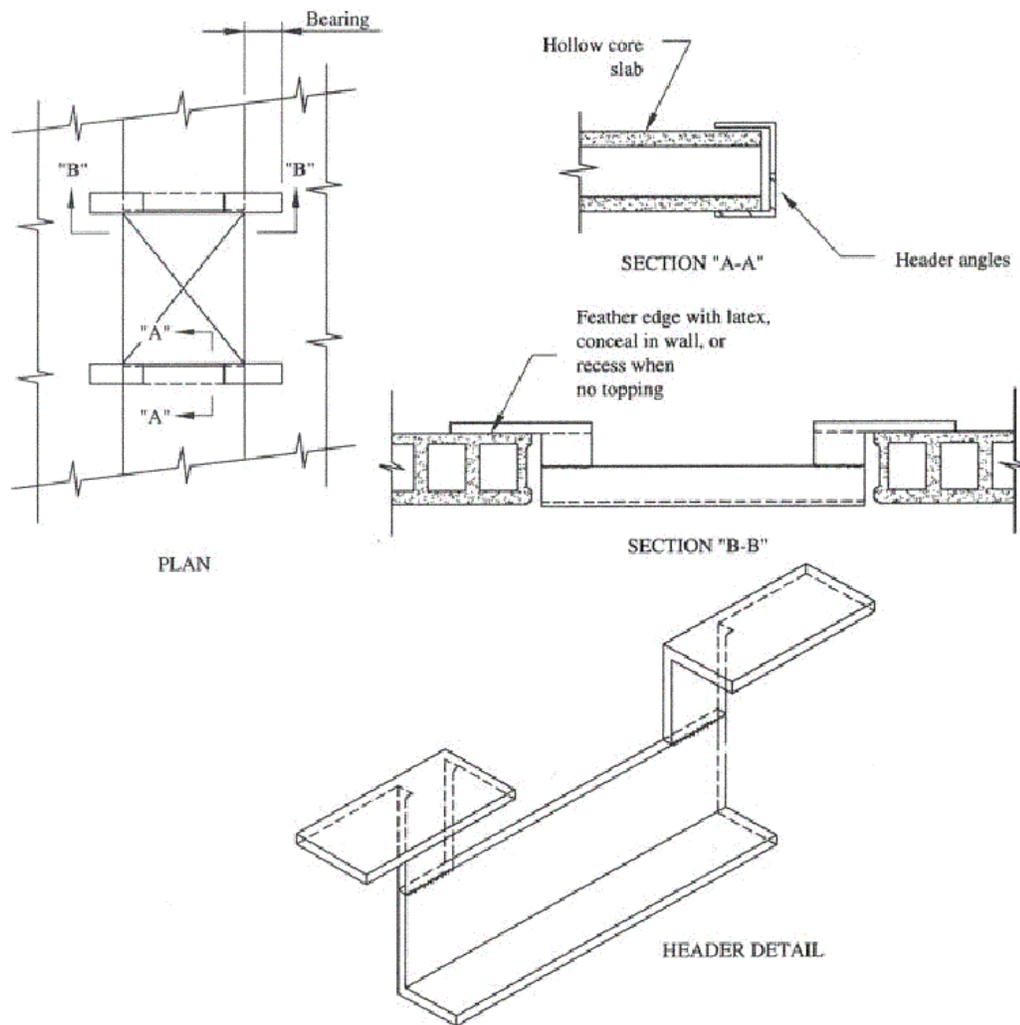


Figura 6.14 Solución para los huecos en losas alveolares.



CAPÍTULO 7

LOSAS ALVEOLARES Y SUS APLICACIONES

7.1) CONTENCIÓN DE TIERRAS.

Como se ha visto, la losa es idónea para formar una superficie plana resistente a fuerzas de dirección ortogonal a su plano medio. Los sistemas horizontales son adecuados para resistir las acciones gravitatorias, de dirección vertical.

Pero igualmente eficaz son las losas para resistir fuerzas horizontales, si su plano medio se dispone verticalmente.

La construcción de muros y de pantallas para contener empujes de tierras, paredes de depósitos sometidas a la presión del agua o de otros líquidos, silos etc., encuentran en la losa alveolar la solución constructiva ideal, ya que a sus características resistentes añade las propias de una construcción industrializada con elementos prefabricados de concreto pretensado: facilidad y rapidez de montaje, garantía de calidad y, en definitiva, economía.

Problemas y Soluciones

Esta es una de las aplicaciones en las que la losa presenta las mayores ventajas, ya que a las características antes mencionadas se añade la seguridad que aporta.

Al hacer una excavación, alterando así el equilibrio del suelo, existe siempre el peligro de caída de las tierras, con el consiguiente riesgo para las personas y cosas que se encuentran en el nivel inferior, y la alteración del nivel superior; este peligro se agrava cuando existen construcciones colindantes cuya cimentación puede quedar sin apoyo por la excavación.



Para aminorar estos riesgos se puede actuar por secciones, abriendo zonas separadas por macizos de terreno sin remover, de modo que estos macizos sirvan de contención, en tanto entran en función las partes de muro construidas en las zonas abiertas. Una vez que estos muros de contención parciales son capaces de cumplir su misión, se retiran los macizos de terreno y se construyen los muros correspondientes, que se enlazan con los anteriores. Este procedimiento es mas seguro cuanto menores son las zonas abiertas en cada fase, pero también es más lento y costoso.



Figura 7.1 Imagen donde se muestra la aplicación de la losa extruida como contención de tierras.

Otro procedimiento es la construcción de pantallas, en que la estructura de contención se ejecuta antes que la excavación, lo que permite realizar este con rapidez y seguridad; para ello se abren en intervalos, en el perímetro de la zona de excavación, zanjas hasta de una profundidad mayor que la de la excavación. Estas zanjas se cuelan, después de introducir el acero necesario, constituyendo así, elementos verticales de contención, capaces de trabajar en ménsula empotrados en el terreno; en el caso de grandes profundidades, se puede recurrir a anclar dichos elementos en el terreno exterior, siempre que éste se encuentre disponible. Las pantallas son la solución más segura pero su construcción en concreto armado exige técnicas y medios especiales.

Con el sistema de losas se pueden construir pantallas de cierta importancia de manera muy sencilla, ya que se eliminan la mayor parte de las operaciones in situ.



También es posible formar un tablero resistente entre otros elementos estructurales. Ambas soluciones son fáciles de realizar, rápidas y económicas; no precisan cimbras ni acero de refuerzo in situ; están constituidas por elementos de anchura relativamente pequeña lo que facilita su colocación a pequeños intervalos; y tienen la importante ventaja adicional de entrar en función inmediatamente a su colocación, como corresponde a elementos prefabricados con autonomía resistente.

Muros para Contención de Tierras

La solución de muro consiste en disponer las losas, con el eje de sus alveolos en dirección horizontal, entre elementos verticales a los que transmiten los empujes de las tierras contenidas. Figura 7.2. Dichos elementos verticales pueden ser las columnas de una estructura, entre los que las losas forman el muro de sótano. Estas columnas, su cimentación y el resto de la estructura, han de ser capaces de absorber el incremento de esfuerzos producido por las fuerzas horizontales que reciben de las losas.

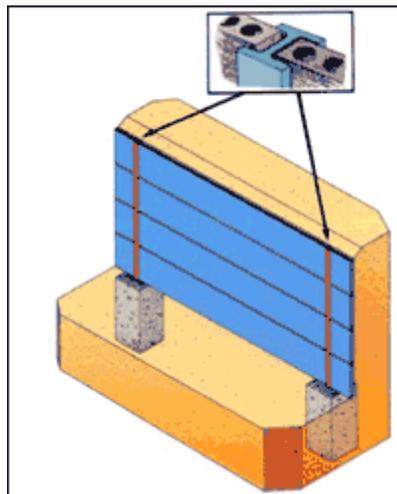


Figura 7.2 Disposición de las losas alveolares en posición horizontal para la contención de tierras.

Pero el muro de contención, al igual que la pantalla, puede ser autónomo, de modo que contenga por si mismo las paredes de una excavación o cualquier otro desnivel de tierras.



En este caso, los elementos verticales que reciben las losas, al carecer de otros apoyos deben estar empotrados en el terreno, en una situación semejante a la de las pantallas.

Como elementos verticales pueden emplearse perfiles de acero IPR o H, o vigas de concreto armado o pretensado, de sección adecuada en I. Para abreviar designaremos como “estacas” a dichos elementos verticales. En cualquier caso, estas estacas tienen que cumplir dos condiciones esenciales:

- a) Estar preparadas para resistir con la debida seguridad los esfuerzos transmitidos por las losas que recogen los empujes de las tierras.
- b) Disponer de una sección I en la que encajen y queden sujetas los extremos de las losas.

Para ello el espacio libre entre los patines de la sección no debe ser menor que el peralte total de la losa más un centímetro, aproximadamente, de modo que la losa pueda deslizarse fácilmente entre los patines. Una vez colocadas las losas en su posición definitiva, debe retacarse con pasta de cemento, la holgura entre las losas y los patines. También pueden recubrirse las estacas como defensa contra la corrosión.

Cuando la separación entre los patines del perfil de acero, en función de estacas es ampliamente mayor que el peralte de las losas, puede recurrirse a procedimientos como mostrado en la figura 7.3A para fijar las losas en su posición. En el caso contrario se puede pensar en suplementar el alma, o hacer vigas Boyd, aumentando así su momento de inercia (figura 7.3B).

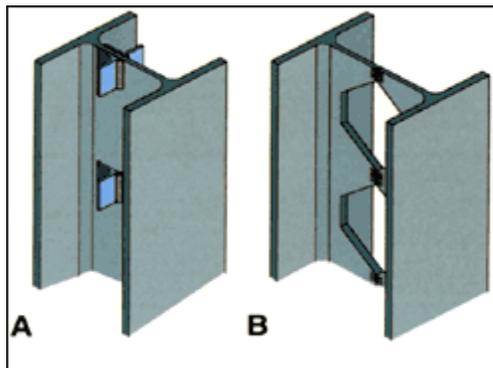


Figura 7.3 Arreglo de las losas fijadas a el alma de la estaca para sostener entre ellas a las losas alveolares.

En el caso de terrenos estables, el proceso constructivo puede ser:

- 1.- Apertura de pozos, por debajo del nivel inferior de las tierras y hasta la profundidad necesaria para conseguir el adecuado empotramiento, en los que se alojaran las estacas. Una pequeña plantilla de concreto en el fondo del pozo, es conveniente.
- 2.- Introducción de las estacas en los pozos, situándolas en su correcta posición con la máxima precisión, aplomado y colado.
- 3.- Realización de una plantilla de concreto entre cabezas de pozos a fin de que descansen sobre ella las losas más profundas. Si se cree necesario establecer una liga entre pozos, esta plantilla puede convertirse en una trabe armada.
- 4.- Introducción de cada losa entre los patines de las estacas, o espacio dispuesto al efecto, deslizándola hacia abajo hasta apoyarse en la plantilla, trabe o losa inferior.
- 5.- Si el muro ha de ser definitivo, conviene colar o proteger adecuadamente contra la corrosión los perfiles de acero. Las vigas de concreto serán adecuadas para condiciones de ambientes agresivos.



6.- Retacar las juntas horizontales entre losas con un buen concreto, con adición de hidrófugo si se cree conveniente. Realización del drenaje adecuado en la espalda del muro; pueden dejarse tubos en las juntas para permitir la salida del agua.

En terrenos cuya estabilidad no sea segura, puede irse sujetando el terreno contra las losas, a medida que éstas se van colocando. En terrenos muy inseguros, puede hacerse la excavación a medida que se colocan las losas. Para ello, antes de iniciar la excavación, se abrirán los pozos desde el nivel superior y se colocarán los elementos verticales, colándolos hasta el nivel inferior al que haya de llegar el vaciado, en la forma descrita en el paso 2 anterior. Se iniciará la excavación hasta una profundidad igual al ancho de la losa utilizada y se introducirán las primeras losas. Se continuará excavando por debajo de éstas, deslizándolas hacia abajo a medida que avanza la excavación, y se irán introduciendo, por arriba, nuevas losas a medida que haya espacio para ellas. Se continuará así hasta completar el muro.

Cada losa trabajará como simplemente apoyada en sus extremos, sometida a la carga horizontal del empuje de tierras correspondiente a la profundidad a que se encuentre la losa. La separación entre elementos verticales es el claro de las losas; cuanto mayor sea esta separación, más armada o de mayor peralte tendrá que ser la losa, a igualdad de profundidad, y también transmitirá más carga a los elementos verticales; pero, en cambio, una mayor separación reduce el número de elementos verticales.

En consecuencia, la separación entre elementos verticales se estudiará para obtener la solución más económica, dadas las características del terreno y los medios de excavación y elevación de que se disponga, entre pocos elementos verticales, pero más fuertes, con mayor profundidad de empotramiento y losas de



mayor peralte o mas armadas, o más elementos verticales, menos fuertes, con menor profundidad de empotramiento y losas de menor peralte o menos armadas. En casos extremos, puede pensarse en losas de peralte superior para las más profundas.

Como primera orientación, para un terreno corriente, sin agua, una separación de elementos verticales de 5 metros, permitirá llegar a profundidades del orden de 3,50 m, 4,50 m o 6,50 m con losas de peralte de 15 cm, 20 cm o 25 cm, respectivamente. Los valores definitivos se determinarán mediante un cálculo adecuado para las condiciones reales.

7.2) PANTALLAS CON LOSAS ALVEOLARES

La figura 7.4 presenta una pantalla de contención de tierra, en ménsula empotrada en el terreno cuyo comportamiento es el siguiente. Figura 7.5.

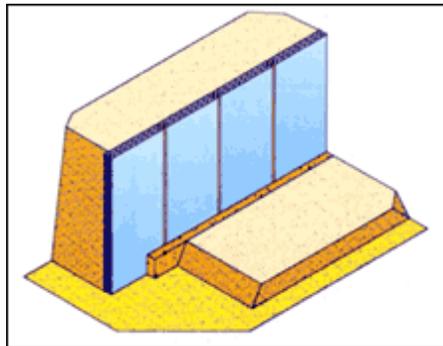


Figura 7.4 Pantalla para contención de tierras.

La pantalla recibe contra su espalda el empuje activo de las tierras situadas bajo el nivel superior; como consecuencia la pantalla gira y se desplaza hacia delante, presionando el terreno situado bajo el nivel inferior, el cual reacciona con empuje pasivo.



La parte empotrada de la pantalla recibe por delante, el empuje pasivo que corresponde a su profundidad bajo el nivel inferior, y del otro lado el empuje activo correspondiente a su profundidad bajo el nivel superior de las tierras; en definitiva, la parte empotrada queda sometida a la diferencia de ambos empujes.

Al actuar las resultantes de dichos empujes según líneas de acción diferentes, se produce un momento que debe ser equilibrado por una tercera resultante aplicada a la zona inferior de la pantalla. El equilibrio de fuerzas y momentos determina la profundidad de empotramiento necesaria, teniendo en cuenta el adecuado coeficiente de seguridad.

En el proyecto de una pantalla es necesario considerar la naturaleza del terreno, sus valores de peso específico, cohesión y ángulo de fricción interno, la posible existencia de agua por encima del nivel inferior, la inclinación del terreno superior y la carga que recibe etc. Todo ello determina la profundidad de empotramiento y los esfuerzos que debe resistir la pantalla. Como primera orientación en condiciones normales, sin presencia de agua, pueden estimarse valores de la profundidad de empotramiento e , bajo el nivel inferior del terreno, del orden de $0.75 h$, para terrenos compactados a $1.50 h$, para terrenos flojos, siendo h la altura del desnivel. Los valores definitivos se determinarán mediante un cálculo adecuado para las condiciones reales.

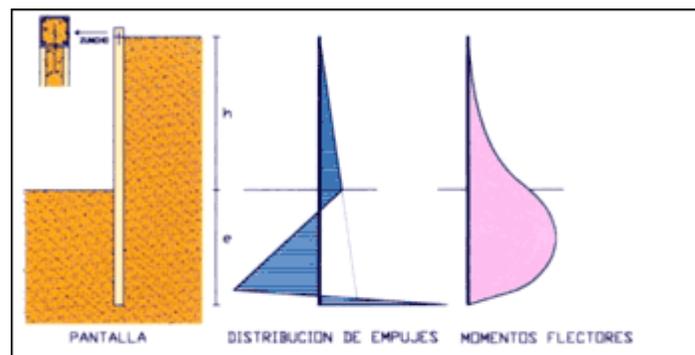


Figura 7.5 Comportamiento de una losa alveolar empotrada para contención de empujes de tierra.



El diagrama de los momentos flectores que dicho juego de fuerzas produce sobre la pantalla es del tipo representado en la figura 7.5 dibujado del lado de las tensiones; éstas se sitúan en toda la altura del lado posterior de la pantalla que correspondería, en un tablero al plano inferior. Por ello, la parte más armada de la losa constituirá la espalda de la pantalla.

Si el terreno lo admite, se hará primero la excavación, abriendo luego la zanja en que se empotrará la pantalla. Esta zanja será por tramos, más o menos largos según la estabilidad de la tierra. En el fondo de la zanja conviene disponer una plantilla de poco espesor, a fin de sanear su fondo y nivelar el plano de apoyo de la losa.

Colocadas de pie las losas sobre dicha plantilla, de modo que el eje de sus alveolos sea vertical, se aplomarán y sujetarán provisionalmente, procurando que sus caras vistas formen un plano uniforme, macizando luego la zanja con concreto pobre. Una vez endurecido este concreto, pueden retirarse las sujeciones y completar el relleno de tierra contra la espalda de la pantalla, una vez efectuadas las medidas de drenaje e impermeabilización que se estimen oportunas. Las juntas entre losas se retacarán con un buen concreto al que se habrá adicionado hidrofugante si se considera necesario.

Es conveniente disponer sobre las losas una dala de concreto, que ayude a distribuir los esfuerzos y uniformice los movimientos de las cabezas. Pueden taparse los alveolos con un papel u otro medio, a fin de que el concreto de la dala no se pierda por ellos, aunque una pequeña penetración favorece el enlace. También es conveniente colocar, en el extremo superior por cada dos alveolos por losa una barra de 40 cm. que colado en su interior unos 20 cm., penetre el resto en la dala, actuando como conector.



En los casos más problemáticos, puede recurrirse a colocar la pantalla antes de iniciar la excavación. Para ello se abrirán con toda su profundidad a intervalos, pequeñas longitudes de zanja, múltiplos de la anchura de la losa. Estas se introducirán luego, repitiéndose, desde el nivel superior, el proceso expuesto. Una vez completada la pantalla, puede procederse a la excavación con la máxima seguridad. La losa es la solución ideal, por sencillez, rapidez y economía, en cualquiera de los casos.

En lugar de trabajar en ménsula, la pantalla puede anclarse en el propio terreno que contiene, fuera del prisma de deslizamiento; en este caso, cada línea de anclaje proporciona un apoyo, y puede reducirse la profundidad de empotramiento. Pero esta solución exige disponer de una importante faja perimetral de terreno disponible, y su tratamiento excede el ámbito de este trabajo. Sin embargo, es una posibilidad a tener en cuenta en casos difíciles.

7.3) MUROS DE SOTANO CON LOSAS ALVEOLARES

Cuando la losa se disponga como muro de sótano, de modo que transmita los empujes a losas u otros elementos horizontales en los que se apoye, los cuales a su vez pueden descargarse en ella figura 7.6, las condiciones de trabajo difieren de las antes expuestas para la pantalla. La longitud de empotramiento de la losa en el terreno disminuye o puede no ser necesaria, y el valor y distribución de esfuerzos se altera.

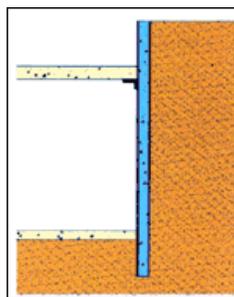


Figura 7.6 Forma en que puede apoyarse las losas de entresuelo sobre los muros de sótano construidos con losas alveolares.



En estas condiciones, la flexión puede quedar favorecida y permitir una solución más económica en cuanto al material; sin embargo, será necesario estudiar el proceso constructivo de la obra, de modo que la losa encuentre siempre los apoyos previstos aunque inicialmente puedan ser provisionales. Si, inicialmente la losa debe quedar en ménsula, debe estudiarse de modo que sea capaz de dar respuesta adecuada a ambas condiciones de trabajo, aunque sea con coeficientes de seguridad menores para la fase transitoria. Debe analizarse la capacidad de la losa para soportar la carga excéntrica que recibe de los entrepisos o de otros elementos que se apoyen en ella. Todo esto exige un estudio específico.

7.4) DEPOSITOS, DEPURADORAS Y ALBERCAS.

Las paredes de los vasos destinados a contener líquidos, reciben fuerzas horizontales como en el caso de la contención de tierras. Sin embargo existen diferencias importantes. Lo siguiente se referirá al caso de que el líquido sea agua, pudiéndose adaptar fácilmente a otros líquidos.

En el concepto de depósito de agua pueden incluirse las albercas y el vaso de las depuradoras, con las salvedades oportunas.

En los depósitos enterrados, deben tenerse en cuenta las situaciones de depósito vacío y de depósito lleno. Cuando el depósito está vacío, sus paredes están sometidas al empuje de las tierras exteriores. Cuando el depósito se encuentra lleno, el agua presiona contra las paredes con fuerza superior al empuje de las tierras. Si puede confiarse, con seguridad, en la colaboración del terreno exterior para soportar la presión del agua sin deformaciones excesivas, la solución resulta más económica. En caso contrario, es preferible prescindir de esta colaboración como si fuera un depósito exento.

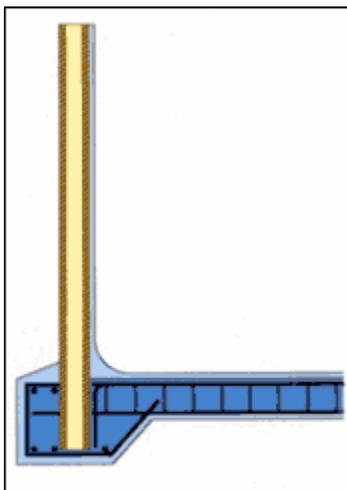


Figura 7.7 Armado típico de la losa de fondo en un depósito en conjunto con la losa alveolar como pared vertical.

Para formar las paredes del depósito, las losas se introducen la longitud necesaria para asegurar su empotramiento en concreto, con su parte más armada hacia el interior del vaso, en una zanja de dimensiones adecuadas, descansando en una plantilla preparada en su fondo. En esta zanja se habrá dispuesto acero de refuerzo, enlazado con el acero de la losa que sirve de base al depósito, mediante barras que atraviesan las juntas entre losas; estas barras podrán ir más próximas utilizando losas estrechas. Una vez colocadas las losas en posición y aplomadas, se cuelan, conjuntamente, la losa de base y la zanja armada que contiene la parte inferior de las losas (figura 7.7)

Cada losa queda así unida rígidamente a la losa del fondo del depósito, la cual se habrá dimensionado y armado para resistir los esfuerzos que le transmiten las losas a través de su empotramiento, además de los propios derivados del peso del agua y la reacción del terreno inferior.

Las juntas entre losas se retacarán muy cuidadosamente con concreto al que se habrá adicionado un buen hidrófugo. Debe tenerse en cuenta que en un depósito es fundamental la estanquidad, por lo que la superficie de las losas debe cubrirse con un acabado impermeabilizante. La losa proporciona la estanquidad propia de



un buen concreto que puede no ser suficiente. Especialmente debe cuidarse la arista interior de unión de las losas a la losa de fondo. Es conveniente disponer sobre las losas una dala de concreto, que ayude a distribuir los esfuerzos y uniformice los movimientos de las cabezas. Pueden taparse los alveolos con papel, u otro medio, a fin de que el concreto del cerramiento no se pierda por ellos, aunque una pequeña penetración favorece el enlace. También es conveniente colocar, en el extremo superior de cada dos alveolos por losa, un trozo de barra de unos 40 cm. que colado en su interior unos 20 cm. penetre el resto en el cerramiento, actuando como conector. Cuando el depósito deba ir cubierto, se dispondrá un sistema de losas apoyado en las paredes del depósito, o en una estructura independiente si la carga fuese excesiva para ser soportada por las losas que forman la pared. Téngase en cuenta que este tablero puede estar también cubierto de tierra.

7.5) CONSTRUCCIÓN DE SILOS

Un silo es un depósito destinado a contener grano o materias pulverulentas, que producen empujes contra las paredes que los encierran. Ya se ha visto la adecuación de la losa para resistir empujes, por lo que también pueden ser una buena solución en la construcción de silos.

Las losas forman las paredes de silo, dispuestas entre las columnas, de concreto o acero, con sus alveolos en dirección horizontal en forma de muro.

Cuando el silo es alto, conviene disponer vigas cada cierto número de losas, a fin de recoger su peso y transmitirlo a las columnas, atando éstas y evitando la acumulación de carga en la viga inferior.

Las losas se disponen con su parte mas armada en el exterior. En el caso de silos adyacentes, las paredes comunes deben estar preparadas para resistir, por un



lado, el empuje de uno de los silos lleno mientras el otro se encuentra vacío, por lo que las losas de estas paredes deberían tener armado simétrico, o formarse con doble losa.

El dimensionado de las losas es elemental: una vez determinado el valor máximo del empuje que reciben a cada profundidad, se elige la losa cuyo momento último mas se aproxime, por exceso, al momento flector isostático factorizado producido por dicho empuje, teniendo en cuenta la luz entre los pilares que la reciben.

7.6) FACHADAS

Funcionalidad.

La losa es un elemento superficial resistente con el que pueden formarse todo tipo de superficies planas o poligonales. Anteriormente le hemos visto en su función de entrepiso, formando superficies horizontales o inclinadas; y se ha estudiado su aplicación a la contención de empujes, en forma de planos verticales.

La resistencia de la losa a golpes, choques, explosiones, intentos de penetración, y cualquier otra acción de este tipo, la hace muy adecuada para fachadas y divisiones de almacenes y todo tipo de edificios industriales, así como para naves.

A la intemperie, es necesario macizar perfectamente las juntas entre losas con concreto al que se habrá adicionado un buen hidrófugo, y debe asegurarse la estanquidad de los parámetros exteriores con acabados adecuados. La losa puede fabricarse con acabados decorativos, adecuados para su empleo en exteriores y que ofrecen soluciones muy atractivas. También puede aprovecharse la importante resistencia a compresión de la losa en dirección de los alveolos, para crear con ella muros portantes. Su capacidad de carga depende de la altura, condiciones de borde y esfuerzos en los extremos, por lo que conviene consultar al gabinete técnico del fabricante. La combinación de losas en entrepisos, muros y cerramientos, ofrece interesantes sistemas de prefabricación. Los paños verticales



de las losas pueden formarse con los alveolos en dirección vertical o, salvo en el caso de muros de carga, en dirección horizontal.



Figura 7.8 Disposición vertical de las losas extruidas en fachadas.

La figura 7.8 ilustra la disposición vertical. Si es posible, la anchura de huecos de puertas y ventanas debe modularse de acuerdo con las anchuras estándar de la losa, a fin de evitar cortes, mientras que su altura es indiferente, basta dar a las losas las longitudes convenientes.

El arranque desde el suelo se resuelve apoyando las losas sobre la superficie superior de la cimentación, debidamente nivelada, y macizando los pies de las losas dentro de la zanja, una vez aplomadas, para fijar su posición y darles un cierto grado de empotramiento.

Las cabezas de las losas se enlazarán adecuadamente a las vigas de la estructura, mediante conectores capaces de transmitir a estas vigas los esfuerzos producidos por el viento o cualquier otra acción.



En el caso de que las losas se coloquen longitudinalmente horizontales, es conveniente que la altura de puertas y ventanas se module de acuerdo con las anchuras estándar de la losa, mientras que es indiferente su anchura. Los extremos de las losas quedarán enlazados a las columnas de la estructura, de modo que puedan transmitirles los esfuerzos. En cualquiera de los casos, las juntas entre las losas se retacarán adecuadamente. Cuando la losa se fabrica expresamente para cerramientos, los bordes longitudinales pueden ir preparados para una unión machihembrada (figura 7.9).

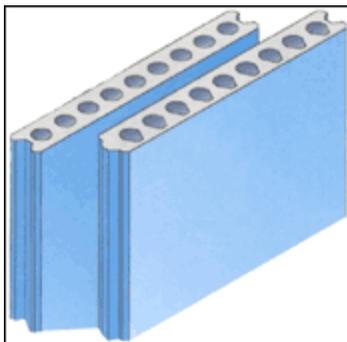


Figura 7.9 Machihembrado en un costado de la losa para formar una unión continua en fachadas.

7.7) GRADAS

Las losas alveolares son la solución idónea para construir graderíos en instalaciones deportivas, teatros y auditorios al aire libre, o cualquier otro recinto en el que se pretenda una disposición escalonada de superficies destinadas para asientos públicos.



Figura 7.10 Gradas construidas a base de losas alveolares.

Su anchura ofrece amplio espacio para permitir el paso sin estorbar las posiciones de pie y sentado. Su resistencia a flexión admite espaciar largamente los apoyos y aceptar, con seguridad, fuertes concentraciones de público. Dado que la armadura activa de la losa no varía a lo largo de su longitud, se adapta perfectamente a cualquier posición de la carga.

La construcción del graderío consiste, simplemente, en recibir las losas sobre sus apoyos y realizar los acabados previstos. Es simple, rápido, económico y de excelentes resultados. La losa puede llevar un remate vertical que cierra el hueco entre una losa y la superior; en caso contrario dicho cierre puede hacerse de fábrica.

La losa resuelve con toda sencillez el tránsito de personas y cargas ligeras sobre vías de comunicación, canales o cualquier otro obstáculo.

Es suficiente recibir las losas en sus apoyos, macizar sus juntas, colocar los barandales y realizar los acabados convenientes, para tener un paso en condiciones de servicio (figura 7.11).

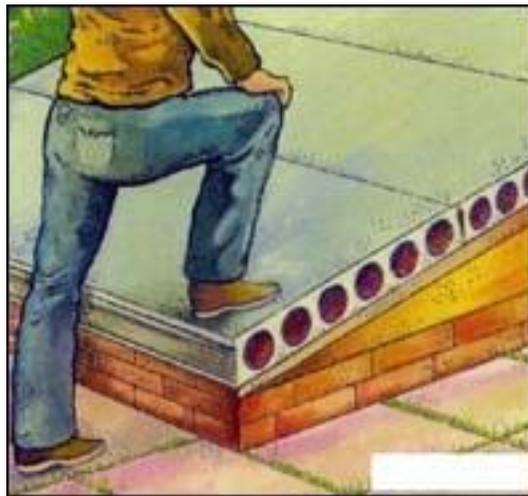


Figura 7.11 Rampa de acceso a un paso a desnivel formada con losas alveolares.

La utilidad de las losas se extiende, también a la ejecución de la rampa de acceso a las pasarelas.

7.8) PASILLOS Y ANDENES.

La capacidad de la losa alveolar para soportar cargas importantes, unidas a las especiales condiciones de durabilidad que ofrece un buen concreto pretensado para su empleo a la intemperie, o incluso en ambientes francamente agresivos, la hacen muy adecuada para la construcción de andenes en estaciones de ferrocarril, cubiertas de canales y depósitos, obras costeras y otros usos semejantes.

En bardas de altura importante, la losa de pequeño peralte ofrece una adecuada resistencia al viento y a la perforación además de una ejecución sencilla y rápida

El frontón para juego de pelota exige un parámetro vertical plano, que, al aire libre, es una vela al viento. La planeidad de la losa y su resistencia a la flexión



producida por el trabajo en ménsula del frontón, con una altura importante, la hacen muy adecuada para este tipo de instalaciones deportivas.

Se han expuesto algunos prototipos de aplicaciones de la losa, que estimularán la imaginación del proyectista para aplicarla a otras soluciones: cubiertas de diversas formas (figura 7.12), pantallas acústicas, etc. Un nuevo campo consiste en aplicar la losa a la formación de superficies poligonales, casi curvas si se utilizan losas de pequeña anchura.

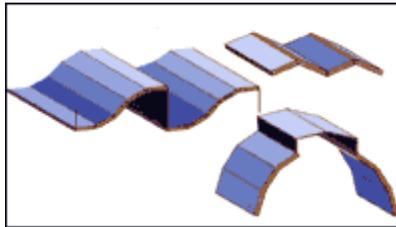


Figura 7.12 Aplicaciones posibles para las losas extruidas.



CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

Los edificios residenciales son un importante segmento de mercado en la construcción con concreto prefabricado. La vivienda prefabricada y los departamentos de edificios son generalmente diseñados como estructuras a base de marcos y muros. Estos sistemas modernos pertenecen a la llamada técnica de construcción libre, lo cual quiere decir que el arquitecto es libre para diseñar el proyecto de acuerdo con los requerimientos del cliente.

La última tendencia es construir espacios libres y cubrir los claros de los pisos en todo lo ancho de la casa o departamento, con claros hasta 12 m por ahora. Los muros divisorios están en materiales tradicionales, tales como bloques de mortero, bloques de mampostería ligeros, etc., o en sistemas más industrializados. Ofrece la posibilidad para cambiar en un etapa posterior la distribución interior sin incurrir en costos mayores.

Las fachadas están en tableros de concreto prefabricado. Otra posibilidad es prefabricar solamente la capa interior de la fachada y terminarla en el sitio con tabique de albañilería o cualquier otro material de acabado añadido. Otros componentes interesantes de edificios son las unidades de balcón, cornisas, parapetos, plintos, cordones salientes, escaleras pulidas, etc.

Este trabajo mencionó los sistemas existentes y dio una guía con respecto al concepto y al detallado.

La prefabricación ha sido siempre un precursor con respecto a la modernización de la construcción en muchos campos: condiciones de trabajo, tecnología avanzada de la fabricación, velocidad de la construcción y ambiente amigable. Los progresos actuales en concreto prefabricado son inspirados por un número de demandas del nuevo mercado tales como eficiencia estructural, uso óptimo de



materiales, velocidad de la construcción, flexibilidad en el uso, conocimiento de la calidad, adaptabilidad de la construcción y temas ambientales. La prefabricación posee un potencial grande para responder a estos requisitos.

En el dominio de los materiales vemos un incremento en el uso de concretos de alto comportamiento y el concreto autocompactable.

Una de las inconveniencias del concreto es su gran peso propio. La industria del concreto prefabricado está evitando esta desventaja desarrollando productos más ligeros sofisticados, especialmente para pisos y techos. Otras tendencias son los productos de servicios integrados, tipos nuevos de paneles y sistemas aislados de fachadas, etc.

Por lo que los sistemas de la construcción, la innovación se basa en una combinación de unidades prefabricadas junto con otros tipos de componentes estructurales. La corriente de edificios de oficinas tiende hacia una mayor prefabricación, más eficiencia, actividad reducida en el sitio y una construcción más rápida y segura.

Finalmente, en el dominio de los procesos de producción, se ha puesto énfasis en la automatización y en los procesos ambientales amigables.

Con este trabajo se ha pretendido mostrar las innovaciones en el dominio de elementos prefabricados, productos, sistemas y procesos de producción, que hacen de la prefabricación un área especializada que cada día reclama mayor atención para que los jóvenes ingenieros se desarrollen en este campo.



BIBLIOGRAFÍA.

1. **PCI. (Precast and Prestressed Concrete Institute).** "Manual for the Design of Hollow Core Slabs" 2da. Ed. PCI, 1998
2. **PCI. (Precast and Prestressed Concrete Institute).** "PCI Design Handbook" 5ta. Ed.-Cd Rom. PCI, Marzo 2001
3. **PCI. (Precast and Prestressed Concrete Institute).** "Tolerances for Precast and Prestressed Concrete Construction" 1ra. Ed. PCI, 2000
4. **Allen, A. H.** "Introducción al Concreto Presforzado". Ed. IMCYC, 1979.
5. **ANIPPAC.** "Manual de Diseño de Estructuras Prefabricadas y Presforzadas". www.anipac.com.mx México D.F. 1997
6. **ACI. (American Concrete Institute).** "Reglamento para las Construcciones de Concreto Estructural ACI 318-02". Ed. IMCYC, 2004.
7. **SMA. (Spancrete Manufacturers Association).** "Spancrete Research Notes". www.spancrete-sma.com, SMA, 2000.
8. **McCormac, Jack C.** "Diseño de Concreto Reforzado".4ta Ed. Alfaomega, 2002.
9. **Arnal, Simon Luis.** "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal".4ta Ed. Trillas, 2000.
10. **Santacruz, Mera Andrés.** "Concreto Presforzado: Diseño y Construcción". Asocreto, 2002.



ANEXO DISEÑO DE LOSA ALVEOLAR (EJEMPLO)

DE ACUERDO AL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DEL INSTITUTO AMERICANO DEL CONCRETO (ACI)

El diseño de losas o placas alveolares en este trabajo esta regido por el reglamento de Construcciones del ACI (318-95). Como todos los elementos de concreto presforzado, las losas se revisan por esfuerzos de transferencia, esfuerzos por cargas de servicio, deflexiones y diseño por fuerzas cortantes y flexionantes. Para casos de cargas uniformes las tablas de uso del fabricante cuentan con consideraciones de diseño de acuerdo al ACI y la capacidad de carga impresa en ellas esta basada en este criterio.

Para condiciones de carga distinta a las uniformes o para el desarrollo de una tabla de carga o de uso, a continuación se presentan los pasos del diseño que pueden ser usados. Una excelente referencia para el diseño de elementos presforzados es el PCI Design Handbook (manual de diseño del Instituto del Concreto Prefabricado / Presforzado).

Diseño por Flexión.

En el capítulo 18 del reglamento del ACI (318-95) se presentan los requerimientos para el diseño de elementos de concreto a la flexión. Las disposiciones que habrán de aplicarse para estos elementos se enumeran como sigue:

Esfuerzos permisibles inmediatamente después de la transferencia (antes de las pérdidas de presfuerzo que dependen del tiempo) no deben exceder de lo siguiente: (sec. 18.4.1)



a) Esfuerzo en la fibra extrema en compresión.

$$0.6f'_{ci}$$

b) Esfuerzo en la fibra extrema en tensión excepto en lo permitido en c).

$$3\sqrt{f'_{ci}}$$

c) Esfuerzo de la fibra extrema en tensión en los extremos de elementos simplemente apoyados.

$$1.6\sqrt{f'_{ci}}$$

Esfuerzos permisibles bajo cargas de servicio (después que se han presentado todas las pérdidas de presfuerzo) no deben exceder los siguientes valores: (sec. 18.4.2)

a) Esfuerzo en la fibra extrema en compresión, debido al presfuerzo más la carga sostenida.

$$0.45f'_c$$

b) Esfuerzo en la fibra extrema en compresión, debido al presfuerzo más la carga total.

$$0.6f'_c$$

c) Esfuerzo en la fibra extrema en tensión en la zona de tensión precomprimada

$$1.6\sqrt{f'_c}$$

d) Esfuerzo en la fibra extrema en tensión en la zona de tensión precomprimada, cuando las deflexiones son calculadas considerando las relaciones bilineales momento – deflexión

$$12\sqrt{f'_c}$$



Pérdidas de presfuerzo. (sec. 18.6)

Se deben permitir las siguientes fuentes de pérdidas de presfuerzo:

- Pérdida por asentamiento del anclaje.
- Acortamiento elástico del concreto.
- Fluencia del concreto.
- Relajación del esfuerzo en los cables.

Resistencias de diseño.

- Factores de carga.(sec. 9.2)
1.4 carga muerta + 1.7 carga viva.
- Factor de reducción de resistencia. (sec. 9.3)

Flexión: $\phi = 0.9$

- Esfuerzo a la Flexión. (sec. 18.7)

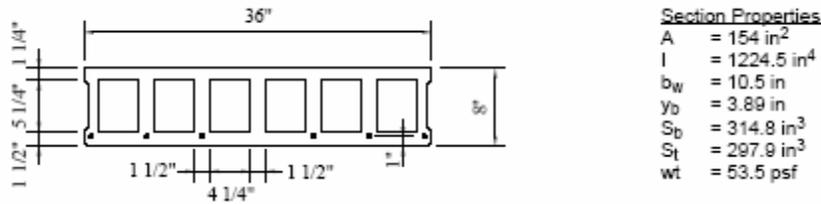
$$M_u \leq \phi M_n = \phi A_{ps} f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right)$$

$$a = \frac{A_{ps} f_{ps}}{0.85 f'_c b}$$

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} \right)$$

$$M_n > 1.2 M_{cr}$$

Se presentan a continuación una serie de ejemplos que permiten visualizar el proceso de diseño de una losa presforzada.



Sección de losa prefabricada utilizada en los ejemplos siguientes.

Ejemplo. 1 Cálculo de esfuerzos de transferencia en una losa hueca. Se calcularán los esfuerzos al centro del claro y en la zona de transferencia del prefuerzo.

Propiedades de la sección.

$$A = 933.55 \text{ cm}^2$$

$$I = 50967.54 \text{ cm}^4$$

$$S_t = 5158.65 \text{ cm}^3$$

$$S_b = 4881.71 \text{ cm}^3$$

$$W_{PP} = 261.19 \text{ kg / m}^2$$

$$b = 91.4 \text{ cm}$$

$$d = 20.32 \text{ cm}$$

$$y_b = 9.88 \text{ cm}$$

Se tendrá para esta losa una longitud de 9.30m y se usarán 4 torones con un diámetro de 1/2".

Área de prefuerzo:

$$A_p = \frac{\pi x \phi}{4} = 0.997 \text{ cm}^2$$

$$A_{ps} = 4x0.997 = 3.988 \text{ cm}^2$$

Peralte efectivo al centro del prefuerzo considerando un recubrimiento de 1".

$$d_p = d - rec$$

$$d_p = 20.32 - 2.54 = 17.78 \text{ cm}$$

Se considera que el esfuerzo inicial en el prefuerzo será de un 70% del esfuerzo último.



$$f_{pu} = 19000 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

$$f_{ps} = 0.7 x f_{pu}$$

Ahora calcularemos la fuerza P ejercida por el presfuerzo.

$$P = 0.95 x f_{ps} x A_{ps}$$

$$P = 0.95 x 0.7 x 19000 x 3.988 = 50388.38 \text{ kg}$$

Al centro del claro:

El esfuerzo debido al presfuerzo en la fibra extrema inferior de la losa esta dado por:

$$f_{pti} = \frac{P}{A} + \frac{Pe}{S_i} - \frac{M_{pp}}{S_i}$$

La excentricidad e será:

$$e = y_b - rec = 9.88 - 2.54 = 7.34 \text{ cm}$$

El momento producido por el peso de la losa se calculará como sigue:

$$M_{pp} = \frac{Wl^2}{8}$$

$$M_{pp} = \frac{261.19 x 0.914 x 9.3^2}{8} = 2580.94 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_{pp} = 258094 \text{ kg} - \text{cm}$$

Sustituyendo valores en la formula del esfuerzo se tiene que:

$$f_{pti} = \frac{50388.38}{933.55} + \frac{50388.38 x 7.34}{5158.65} - \frac{258094}{5168.65} = 75.60 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

Dado que: $f_{pti} \leq 0.6 f'_{ci}$ entonces:

$$75.60 \leq 0.6 x 0.75 f'_c$$

$$75.60 \leq 247.50 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

El resultado muestra que el esfuerzo en la parte inferior de la losa es menor que el permisible por lo tanto la sección no se agrietara debido a la compresión al momento de actuar el presfuerzo. Ahora se calculará el esfuerzo de tensión actuando en la fibra extrema superior de la losa y este esta dado por:



$$f_{pts} = \frac{P}{A} - \frac{Pe}{S_s} + \frac{M_{pp}}{S_s}$$

Sustituyendo:

$$f_{pts} = \frac{50388.38}{933.55} - \frac{50388.38 \times 7.34}{4881.71} + \frac{258094}{4881.71} = 31.08 \text{ kg/cm}^2$$

De acuerdo a lo descrito anteriormente: $f_{pts} \geq 0.8\sqrt{f'_c}$ entonces:

$$f_{pts} \geq 0.8\sqrt{0.75f'_c}$$

$$31.08 \geq 16.25 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo que la losa no sufrirá agrietamiento alguno debido a la tensión provocada por el presfuerzo.

En la zona de transferencia.

Se calculan nuevamente los esfuerzos actuantes a compresión y a tensión.

Esfuerzo a compresión:

$$f_{pti} = \frac{P}{A} + \frac{Pe}{S_i} - \frac{M_{pp}}{S_i}$$

Ahora el momento debido al peso propio de la losa estará dado por la longitud de transferencia que se considera en este caso como 50 veces el diámetro del torón.

$$L_{trans} = 50\phi = 50 \times 1.27 = 63.5 \text{ cm}$$

Por lo que el momento vale:

$$M_{trans} = \left[\frac{l}{2}x - \frac{x^2}{2} \right] x W_{pp}$$

$$M_{trans} = \left[\frac{9.3}{2}(0.635) - \frac{0.635^2}{2} \right] x 261.19 \times 0.914 = 661.25 \text{ kg/m}$$

$$M_{trans} = 66125 \text{ kg/cm}$$

Sustituyendo el momento en la formula del esfuerzo tenemos:

$$f_{pti} = \frac{50388.38}{933.55} + \frac{50388.38 \times 7.34}{5158.65} - \frac{66125}{5158.65} = 112.85 \text{ kg/cm}^2$$

Así también el esfuerzo debido al presfuerzo en la zona de transferencia esta dentro de lo especificado.



Y para la zona de tensión el esfuerzo es igual a:

$$f_{pts} = \frac{50388.38}{933.55} - \frac{50388.38 \times 7.34}{4881.71} + \frac{66125}{4881.71} = -8.24 \text{ kg/cm}^2$$

Conforme a lo anterior:

$$f_{pts} \geq 0.8 \sqrt{0.75 f'_c}$$

Como el resultado es menor y esta fuera del limite sería necesario evaluar el agrietamiento en la sección y determinar si esta dentro de lo permisible.

Perdidas por presfuerzo.

A continuación se describen las perdidas por presfuerzo que se presentan en las losas pretensadas y un método opcional para calcularlas.

1) Acortamiento elástico:

Cuando la fuerza de presfuerzo se transmite a un elemento, existirá un acortamiento elástico en el concreto debido a la compresión axial. Este puede determinarse fácilmente a partir de la relación esfuerzo-deformación del concreto.

Para elementos presforzados la pérdida esta dada por:

$$ES = K_{ES} \frac{E_s}{E_{ci}} f_{cir}$$

$K_{ES} = 1.0$ para elementos pretensados.

$$f_{cir} = K_{cir} \left(\frac{P_i}{A} + \frac{P_i e^2}{I} \right) - \frac{M_{pp} e}{I}$$

$K_{cir} = 0.9$ para elementos pretensados

2) Flujo Plástico del concreto:

Ésta pérdida se presenta por la deformación del concreto ante la acción de cargas sostenidas como son la carga muerta y el presfuerzo



$$CR = K_{cr} \frac{E_s}{E_c} (f_{cir} - f_{cds})$$

$K_{cr} = 2.0$ para elementos de peso normal

1.6 para elementos aligerados

$$f_{cds} = \frac{M_{sd} e}{I}$$

3) Contracción del concreto:

La contracción por secado del concreto provoca una reducción en la deformación del acero de presfuerzo igual a la deformación que produce esa contracción. Lo anterior se refleja en una disminución del esfuerzo en el acero y constituye un componente importante de la pérdida del presfuerzo para todos los tipo de vigas de concreto pretensado.

$$SH = 8.2 \times 10^{-6} K_{sh} E_s \left(1 - 0.06 \frac{A}{Per} \right) x (100 - RH)$$

$K_{sh} = 1.0$ para elementos presforzados

RH = Humedad relativa en porcentaje.

4) Relajación del acero:

$$RE = [K_{re} - J(SH + CR + ES)]C$$

K_{re} , J, C = factores contenidos en las tablas y .

5) Pérdidas totales: ES+CR+SH+RE



Type of tendon	K_{re} psi	J
270 Grade stress-relieved strand or wire	20,000	0.15
250 Grade stress-relieved strand or wire	18,500	0.14
240 or 235 Grade stress-relieved wire	17,600	0.13
270 Grade low-relaxation strand	5000	0.040
250 Grade low-relaxation wire	4630	0.037
240 or 235 Grade low-relaxation wire	4400	0.035
145 or 160 Grade stress-relieved bar	6000	0.05



f_{si}/f_{pu}	Stress-relieved strand or wire	Stress-relieved bar or low-relaxation strand or wire
0.80		1.28
0.79		1.22
0.78		1.16
0.77		1.11
0.76		1.05
0.75	1.45	1.00
0.74	1.36	0.95
0.73	1.27	0.90
0.72	1.18	0.85
0.71	1.09	0.80
0.70	1.00	0.75
0.69	0.94	0.70
0.68	0.89	0.66
0.67	0.83	0.61
0.66	0.78	0.57
0.65	0.73	0.53
0.64	0.68	0.49
0.63	0.63	0.45
0.62	0.58	0.41
0.61	0.53	0.37
0.60	0.49	0.33



Ejemplo. 2 Cálculo de las pérdidas por presfuerzo de acuerdo con los criterios arriba descritos. Se ocuparán los datos de la losa del ejemplo 1.

$$A = 933.55 \text{ cm}^2$$

$$I = 50967.54 \text{ cm}^4$$

$$S_I = 5158.65 \text{ cm}^3$$

$$S_S = 4881.71 \text{ cm}^3$$

$$W_{PP} = 261.19 \text{ kg} / \text{m}^2$$

$$b = 91.4 \text{ cm}$$

$$d = 20.32 \text{ cm}$$

$$y_b = 9.88 \text{ cm}$$

Se tendrá para esta losa una longitud de 9.30m y se usarán 4 torones con un diámetro de ½".

Área de presfuerzo:

$$A_p = \frac{\pi x \phi}{4} = 0.997 \text{ cm}^2$$

$$A_{ps} = 4 x 0.997 = 3.988 \text{ cm}^2$$

Las pérdidas se calcularán como sigue:

1) Acortamiento Elástico:

$$ES = K_{ES} \frac{E_s}{E_{ci}} f_{cir}$$

$K_{ES} = 1.0$ para elementos pretensados.

$$f_{cir} = K_{cir} \left(\frac{P_i}{A} + \frac{P_i e^2}{I} \right) - \frac{M_{pp} e}{I}$$

$K_{cir} = 0.9$ para elementos pretensados

Se encuentra la carga P_i debida al presfuerzo:

$$P_i = f_{ps} x A_{ps}$$

$$P_i = 0.7 x 19000 x 3.988 \text{ cm}^2 = 53040.40 \text{ kg}$$



$$M_{pp} = \frac{W_{pp} \cdot l^2}{8}$$

$$M_{pp} = \frac{(261.19 \times 0.914) \times 9.3^2}{8} = 2586.35 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{pp} = 258635 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

Para el esfuerzo de compresión tenemos:

$$f_{cir} = 0.9 \left(\frac{53064.65}{933.55} + \frac{53064.65 \times 7.34^2}{50967.54} \right) - \frac{258635 \times 7.34}{50967.54} = 61.30 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

Si consideramos que el modulo de elasticidad del acero de presfuerzo y el del concreto de 550kg/cm² son del orden de:

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

$$E_{ci} = 284341.34 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

$$ES = 1.0 \frac{2 \times 10^6}{284341.34} \times 61.30 = 431.17 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

2) Flujo plástico del concreto.

$$CR = K_{cr} \frac{E_s}{E_c} (f_{cir} - f_{cds})$$

K_{cr} = 2.0 para elementos de peso normal

1.6 para elementos aligerados

$$f_{cds} = \frac{M_{sd} \cdot e}{I}$$

El momento M_{sd} esta dado por la sobrecarga muerta que para este ejemplo vale: 97.64kg/m²

$$M_{sd} = \frac{W_{sd} \cdot l^2}{8}$$

$$M_{sd} = \frac{(97.64 \times 0.914) \times 9.3^2}{8} = 966.812 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{sd} = 96681.2 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$



El esfuerzo se calcula como:

$$f_{cds} = \frac{96681.2 \times 7.34}{50967.54} = 13.923 \text{ kg/cm}^2$$

Se considera $E_c = 328329.1 \text{ kg/cm}^2$ para un concreto de 550 kg/cm^2

$$CR = 2.0 \frac{2 \times 10^6}{328329.1} (61.3 - 13.923) = 577.19 \text{ kg/cm}^2$$

3) contracción del concreto.

$$SH = 8.2 \times 10^{-6} K_{sh} E_s \left(1 - 0.06 \frac{A}{Per} \right) \times (100 - RH)$$

$K_{sh} = 1.0$ para elementos presforzados

RH = Humedad relativa en porcentaje.

Calculamos la relación área/perímetro:

$$\frac{A}{Per} = \frac{993.55}{2 \times 91.4 + 20.32} = 4.44$$

Suponemos un porcentaje de humedad relativa (RH) del: 70% por lo que la pérdida por contracción es igual a:

$$SH = 8.2 \times 10^{-6} (1.0) (2 \times 10^6) (1 - 0.06(4.44)) \times (100 - 70) = 360.75 \text{ kg/cm}^2$$

4) Relajación del acero.

$$RE = [K_{re} - J(SH + CR + ES)]C$$

De acuerdo con la tabla 2.2.3.1 para cables de baja relajación y un $f_{pu} = 19000 \text{ kg/cm}^2$

$$K_{re} = 351.645 \text{ kg/cm}^2$$

$$J = 0.040$$

De acuerdo a la tabla 2.2.3.2 $C = 0.75$ para una relación $f_{si}/f_{pu} = 0.7$ y cables de baja relajación.



$$RE = [351.645 - 0.04(360.75 + 577.19 + 431.17)] \times 0.75 = 222.66 \text{ kg / cm}^2$$

5) Pérdidas totales.

ES+CR+SH+RE

El porcentaje esta dado por:

$$\% = \frac{ES + CR + SH + RE}{f_{ps}} (100)$$

Sustituyendo:

$$PT = 431.17 + 577.19 + 360.75 + 222.66 = 1591.74 \text{ kg / cm}^2$$

$$\% = \frac{1591.74}{0.7 \times 19000} (100) = 11.96 \approx 12\%$$

Con este resultado podemos concluir que es necesario hacer una revisión de las perdidas generadas por el presfuerzo puesto que como lo supuse en el ejemplo 1. (5% contra 12% de perdidas) es una diferencia significativa que altera el cálculo de esfuerzos a la transferencia.

Esfuerzos por Cargas de Servicio.

Los esfuerzos en el concreto debidos a las cargas de servicio deben ser calculados como medida representativa de la funcionalidad de la losa, calcular así mismo las deflexiones y posibles agrietamientos de la losa nos permiten saber si la sección propuesta es la más adecuada. Los esfuerzos y deflexiones actuantes por cargas de servicio deberán estar dentro de los límites marcados por el ACI, los cuales hemos mencionado anteriormente.

A continuación se realizará un ejemplo para ilustrar el cálculo de esfuerzos bajo cargas de servicio.



Ejemplo. 3

Se tendrá una longitud de 9.30m y se usarán 4 torones con un diámetro de ½”.

Área de presfuerzo:

$$A_p = \frac{\pi \times \phi^2}{4} = 0.997 \text{ cm}^2$$

$$A_{ps} = 4 \times 0.997 = 3.988 \text{ cm}^2$$

$$d_p = 17.78 \text{ cm}$$

El esfuerzo inicial será:

$$f_{ps} = 0.7 f_{pu} = 0.7 \times 19000 = 13300 \text{ kg / cm}^2$$

Las cargas serán:

$$CM = 97.64 \text{ kg / m}^2$$

$$CV = 244.10 \text{ kg / m}^2$$

El momento debido a las cargas sostenidas será de:

$$M_{CM+PP} = \frac{(97.64 + 261.19) \times 0.91 \times 9.33^2}{8} = 3553.06 \text{ kg - m}$$

$$M_{CM+PP} = 355,306 \text{ kg - cm}$$

$$M_{SERV.} = \frac{(97.64 + 261.19 + 244.10) \times 0.91 \times 9.33^2}{8} = 5970.09 \text{ kg - m}$$

$$M_{SERV.} = 597,009 \text{ kg - cm}$$

Considerando las perdidas totales resultado del ejemplo 2 tenemos: 13.10%, entonces:

$$A_{ps} f_{se} = 3.988 \times 0.7 \times 19000 \times 1 - 0.131 = 45999.64 \text{ kg}$$

Ahora calculamos el esfuerzo en la fibra superior a compresión debido a cargas sostenidas (CM+PP):

$$f_{sup} = \frac{45999.64}{993.55} - \frac{45999.64 \times 7.34}{4881.71} + \frac{355306}{4881.71} = 49.92 \text{ kg / cm}^2$$



Comparado con el esfuerzo permisible a compresión tendremos que:

$$0.45 f'_c = 0.45 \times 550 = 247.50 \text{ kg / cm}^2$$

$$247.50 > 49.92$$

El esfuerzo a compresión en la fibra superior considerando todas las cargas es:

$$f_{\text{sup}} = \frac{45999.64}{993.55} - \frac{45999.64 \times 7.34}{4881.71} + \frac{597009}{4881.71} = 99.43 \text{ kg / cm}^2$$

Comparando con el permisible:

$$0.6 f'_c = 0.6 \times 550 = 330 \text{ kg / cm}^2$$

$$330 > 99.43$$

Por último en la fibra extrema inferior a tensión el esfuerzo vale:

$$f_{\text{inf}} = \frac{45999.64}{993.55} + \frac{45999.64 \times 7.34}{5168.65} - \frac{597009}{5168.65} = -3.88 \text{ kg / cm}^2$$

Esfuerzo permisible de tensión:

$$6\sqrt{f'_c} = 6\sqrt{550} = 140.71 \text{ kg / cm}^2$$

$$140.71 > 3.88$$

Diseño por Resistencia a Flexión.

La seguridad de un elemento estructural está relacionada con su resistencia. Esta resistencia no la garantiza la limitación de los esfuerzos bajo cargas de servicio. Si llegáramos a sobrecargar la losa ocurriría un cambio importante en su comportamiento debido a que el concreto y el acero seguramente rebasarían sus estados límite de compresión como de tensión para soportar la sobrecarga. La capacidad de flexión se alcanza cuando el acero llega a su resistencia última después de haber fluido o cuando en una falla súbita el concreto llega a su capacidad de deformación.



De acuerdo con el código del ACI, La cantidad total de acero de refuerzo presforzado, debe ser la adecuada para desarrollar una carga factorizada de por lo menos 1.2 veces la carga de agrietamiento, calculada con base el modulo de ruptura, por lo que:

$$\phi M_n \geq 1.2 M_{cr}$$

$$M_{cr} = \frac{I}{y_b} \left(\frac{P}{A} + \frac{Pe}{S_i} + 7.5 \sqrt{f'_c} \right)$$

Al calcular el momento resistente en una losa se debe cumplir que:

$$\omega_p \text{ o que } \left[\omega_p + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right] \text{ o } \left[\omega_{pw} + \frac{d}{d_p} (\omega_w - \omega'_w) \right] \text{ no sea mayor que } 0.36\beta_1$$

Cuando esta relación excede el valor de $0.36\beta_1$ la resistencia del momento de diseño, no debe exceder de la resistencia del momento basada en la fuerza de compresión del momento par, para esta condición:

$$\phi M_n = \phi (f'_c b d_p^2 (0.36\beta_1 - 0.08\beta_1^2))$$

Para secciones rectangulares.

El esfuerzo último en el acero de presfuerzo podremos calcularlo con dos métodos por ACI y por el método de aproximación del PCI.

Ejemplo 4. Calculo del esfuerzo último por el método del ACI.

En base a los anteriores ejemplos, se omitirán algunos cálculos.

$$M_u \leq \phi M_n = \phi A_{ps} f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right)$$

$$a = \frac{A_{ps} f_{ps}}{0.85 f'_c b}$$

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} \right)$$



$\gamma_p =$ factor que depende del tipo de torón a utilizar, para torones de baja relajación
0.28

$\beta_1 =$ Se deberá tomar como 0.85 para resistencias f'_c del concreto hasta de 280 kg/cm² y para resistencias superiores se disminuirá 0.05 en forma uniforme por cada 70 kg/cm². Sin embargo no podrá ser menor que 0.65

$$\beta_1 = 0.85 - \left(\frac{550 - 280}{1000} \right) 0.05 = 0.84$$

La cuantía de acero por presfuerzo es igual a:

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{bd_p} = \frac{4 \times 0.997}{91 \times 17.78} = 0.00246$$

El esfuerzo inicial del presfuerzo estará dado por:

$$f_{ps} = 19000 \left(1 - \frac{0.28}{0.84} \times 0.00246 \frac{19000}{550} \right) = 18461.78 \text{ kg/cm}^2$$

$$\omega_p = \frac{\rho_p f_{ps}}{f'_c} = \frac{0.00246 \times 18461.78}{550} = 0.082$$

Por lo que se cumple que: $\omega_p \leq 0.36\beta_1$

$$0.082 \leq 0.30$$

Calculamos la profundidad del bloque de compresión:

$$a = \frac{3.98 \times 18461.78}{0.85 \times 550 \times 91} = 1.73 \text{ cm}$$

Nota: Si "a" excede el espesor del bloque de compresiones, este se interna en el área de los huecos. Por esta situación las múltiples fuerzas de compresión son usadas por el par interno como sucede con otros miembros.

Sustituimos los valores encontrados en la ecuación del momento:

$$\phi M_n = 0.9 \times 3.98 \times 18461.78 \left(17.78 - \frac{1.73}{2} \right) = 1120839 \text{ kg-cm}$$



Encontramos que la carga última total vale:

$$W_{ultima} = 1.4(261.19 + 97.64) + 1.7(244.10) = 917.33 \text{ kg} / \text{m}^2$$

Así el momento actuante último valdrá:

$$M_u = \frac{917.33 \times 0.91 \times 9.33^2}{8} = 9083.25 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_u = 908325 \text{ kg} - \text{cm}$$

Así podemos dar por hecho que $M_u \leq \phi M_n$

$$908325 \leq 1120839 \text{ kg} - \text{cm}$$

Revisando por acero mínimo

$$M_n > 1.2 M_{cr}$$

Perdidas totales 13.10%

$$P = A_{ps} f_{se} = 3.98 \times 0.7 \times 19000 \times (1 - 0.131) = 46092.10 \text{ kg}$$

Esfuerzo último de compresión en la fibra inferior:

$$f_{ultimo} = \frac{46092.10}{993.55} + \frac{46092.10 \times 7.34}{5168.65} = 111.85 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

$$M_{cr} = \frac{50967.54}{9.88} (11.85 + 7.5 \sqrt{550}) = 1484355.27 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

$$\frac{\phi M_n}{M_{cr}} = \frac{1120.839}{1484355.27} = 0.755 < 1.2$$

Debido a que la relación es menor al 1.2 del momento de agrietamiento se sugiere aumentar el número de torones con el fin de aumentar el momento resistente de la losa.



Ejemplo 5. Calculo del esfuerzo último de acuerdo al método de compatibilidad de deformaciones del PCI.

La gráfica esfuerzo-deformación contenida en la 5ta. Ed. del Manual de Diseño del PCI se ocupara para este ejemplo.

Se asume que la deformación en el concreto será de 0.003 cm/cm. El método involucra un procedimiento que mantiene el equilibrio dentro de la sección, donde la fuerza en el bloque de compresiones es igual a la fuerza de tensión en el acero. Las ecuaciones están desarrolladas para la gráfica mostrada.

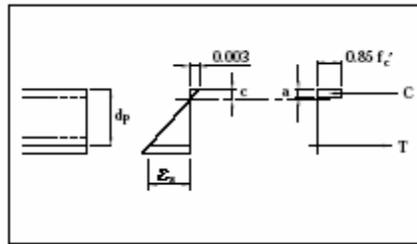
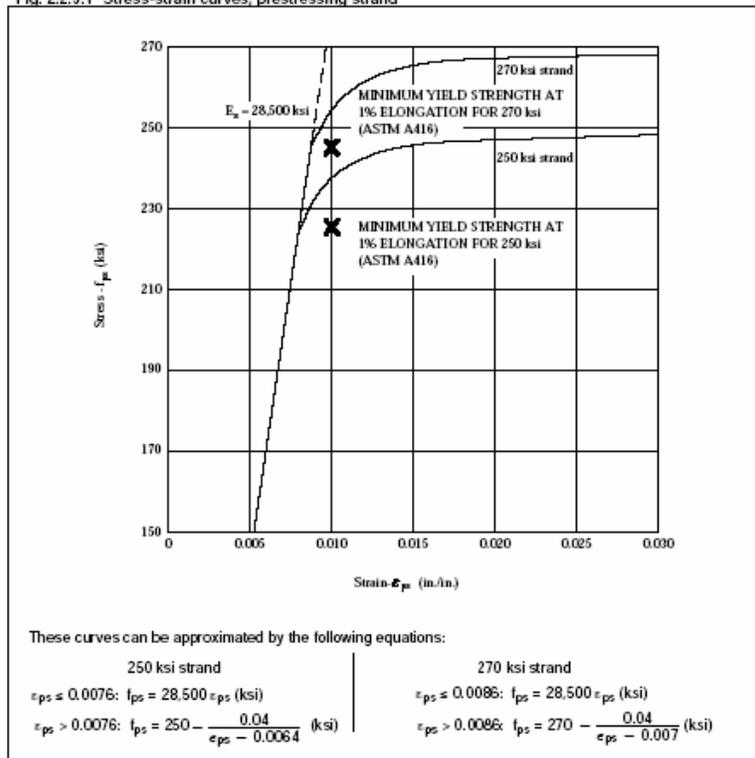


Fig. 2.2.5.1 Stress-strain curves, prestressing strand





Utilizaremos datos de los anteriores ejemplos con el fin de agilizar los cálculos:

$$f_{se} = 0.7 \times 19000 \times (1 - 0.131) = 11557.70 \text{ kg}$$

$$a = \beta_1 c$$

La deformación del acero de presfuerzo después de las pérdidas será igual a:

$$\varepsilon_{se} = \frac{f_{se}}{E_s} = \frac{11557.70}{2 \times 10^6} = 0.00578$$

Proponemos que: $c = 2.0 \text{ cm}$ y $\beta_1 = 0.80$

$$a = 0.8 \times 2.00 = 1.6 \text{ cm}$$

La deformación del acero de presfuerzo es:

$$\varepsilon_s = \frac{d_p}{c} (0.003) - 0.003 = \frac{17.78}{2.0} (0.003) - 0.003 = 0.0236$$

Ahora se calcula la deformación del acero de presfuerzo debida al esfuerzo nominal a la flexión.

$$\varepsilon_{ps} = \varepsilon_{se} + \varepsilon_s = 0.0057 + 0.018 = 0.0237$$

De esta manera entramos en la gráfica para encontrar el valor de f_{ps} que para este caso vale:

$$f_{ps} = 18848.17 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

Así encontramos el valor de la Tensión y Compresión.

$$T = A_{ps} f_{ps} = 4 \times 0.997 \times 18848.17 = 75166.50 \text{ kg}$$

$$C = 0.85 f'_c ab = 0.85 \times 550 \times 1.6 \times 91 = 68068 \text{ kg}$$

Aunque los resultados no son exactamente iguales por tanteos podríamos casi igualar la tensión con la compresión, para efectos de simplificación calcularemos el momento resistente con estos datos.

$$\phi M_n = 0.9 \times 3.98 \times 18848.17 \left(17.78 - \frac{1.6}{2} \right) = 1148694.48 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

Comparando este resultado con el del ejemplo 4 observamos que son similares entre si, pero aún el valor esta por debajo de lo permisible, por lo que se



recomendará incrementar el número de torones con el fin de aumentar el momento resistente.

Diseño por Cortante

El diseño a fuerzas cortantes de las losas o placas huecas se rige por las especificaciones del Código del ACI que es usado para miembros presforzados en general.

En la práctica normal de los sistemas de fabricación en seco de losas huecas no se incluye el uso de estribos para absorber el cortante que excede la capacidad que tiene la losa de resistir estas fuerzas, esto debido a que es muy difícil colocar el acero durante el proceso de producción. La colocación de estribos en un sistema de fabricación en húmedo resulta ciertamente más fácil que en un sistema en seco. Una alternativa usada para incrementar la capacidad al cortante es reducir el número de corazones usados en una losa determinada. Esto se puede lograr retirando alguno de los corazones antes del proceso de extrusión o realizando un corte en alguno de los corazones y rellenarlo posteriormente con concreto aún cuando su estado sea plástico.

En el capítulo 11 del reglamento del ACI (318-95) se presentan los requerimientos para el diseño por cortante. Las disposiciones que habrán de aplicarse para estos elementos se enumeran como sigue:

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$\phi = 0.85 \text{ Para cortante.}$$

$$V_n = V_c + V_s$$



Para el análisis de losas o losas V_s vale cero puesto que es el cortante resistente que aporta el acero de refuerzo y que no es común su aplicación en estos elementos presforzados.

El cortante nominal que resiste el concreto puede calcularse con la siguiente ecuación:

$$V_c = \left(0.6\sqrt{f'_c} + 700 \frac{V_u d}{M_u} \right) b_w d$$

Cuando la fuerza efectiva de presfuerzo es no menor al 40% de la resistencia a la tensión del acero de refuerzo por flexión, a menos que se efectúe un cálculo más detallado V_c no se considerará menor que: $2\sqrt{f'_c}$ ni mayor que $5\sqrt{f'_c}$.

La cantidad $\frac{V_u d}{M_u}$ no se debe tomar mayor que 1.0, donde M_u es el momento factorizado que ocurre simultáneamente con V_u en la sección considerada. El término d será la distancia de la fibra extrema en compresión al centroide del acero de presfuerzo.

La resistencia al cortante V_c se puede calcular de acuerdo a las siguientes ecuaciones, para lo cual V_c debe ser el valor menor de V_{ci} ó V_{cw} .

$$V_{ci} = 0.6\sqrt{f'_c} b_w d + V_d + \frac{V_i M_{cr}}{M_{\max}}$$

$$V_{cw} = (3.5\sqrt{f'_c} + 0.3f_{pc}) b_w d$$

Pero el valor de V_{ci} no debe ser menor que $1.7\sqrt{f'_c} b_w d$ ó $2.0\sqrt{f'_c} b_w d$, donde:

$$M_{cr} = \frac{I}{y} (6\sqrt{f'_c} + f_{pe} - f_d)$$



$V_d =$ Fuerza cortante en la sección debida al peso propio no factorizado en secciones no compuestas.

$$V_i = V_u - V_d$$

$$M_{\max} = M_u - M_d$$

$M_d =$ Momento debido al peso propio no factorizado en secciones no compuestas.

En un elemento pretensado en el cual la sección a una distancia $h/2$ a partir del paño del apoyo, esté más cercana al extremo del elemento que la longitud de la transferencia de los cables de presfuerzo, la reducción del presfuerzo se debe tener en cuenta cuando se calcule V_{cw} .

Este valor de V_{cw} también debe considerarse como el límite máximo para la ecuación V_c . Se debe suponer que la fuerza de presfuerzo varía linealmente desde cero en el extremo del cable hasta un máximo a una distancia del extremo del cable igual a la longitud de transferencia, se supone es de 50 diámetros en torones y de 100 diámetros en alambre sencillo.

Ejemplo 6.

Retomaremos la losa y algunos de los valores calculados en los ejemplos anteriores para resolver el diseño por cortante.



$$A = 933.55 \text{ cm}^2$$

$$I = 50967.54 \text{ cm}^4$$

$$S_I = 5158.65 \text{ cm}^3$$

$$S_S = 4881.71 \text{ cm}^3$$

$$W_{PP} = 261.19 \text{ kg} / \text{m}^2$$

$$b = 91.4 \text{ cm}$$

$$d = 20.32 \text{ cm}$$

$$y_b = 9.88 \text{ cm}$$

$$b_w = 26.67 \text{ cm}$$

Consideremos 4 torones de $\frac{1}{2}$ " de diámetro. Se tomara 15% como perdidas totales.

$$A_{ps} = 4 \times 0.997 = 3.988 \text{ cm}^2$$

$$f_{pu} = 19000 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

$$f_{se} = 0.7 \times f_{pu} \times (1 - 0.15) = 11305 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

Las cargas serán:

$$CM = 97.64 \text{ kg} / \text{m}^2$$

$$CV = 244.10 \text{ kg} / \text{m}^2$$

Para este ejemplo supondremos una carga puntual a una distancia de 91cm a partir del apoyo derecho de la losa.

$$P = 1100 \text{ kg}$$

Factorizando las cargas tendremos:

$$W_u = 1.4(261.19 + 97.64) + 1.7(244.10) = 917.33 \text{ kg} / \text{m}^2$$

$$W_u = 917.33 \times 0.91 = 834.77 \text{ kg} / \text{m}$$

$$P_u = 1100 \times 1.4 = 1540 \text{ kg}$$



Conforme a lo descrito en los párrafos anteriores el cortante lo calcularemos con la siguiente expresión:

$$V_{cw} = 0.85(3.5\sqrt{f'_c} + 0.3f_{pc})b_w d$$

Del ejemplo 1 tenemos que la longitud de transferencia es: $L_{trans} = 50\phi = 50 \times 1.27 = 63.5 \text{ cm}$ y la longitud de apoyo es: 7.5cm esto nos da una longitud de 56cm.

Al calcular la sección a la distancia $h/2 = 20.32/2 = 10.16 \text{ cm}$ tendremos que hacer una reducción en la fuerza de presfuerzo como lo indica el código, por lo que:

$$f_{pc} = \frac{A_{ps} f_{se}}{A} \left(\frac{x + 7.5}{63.5} \right) \text{ Cuando } x = 56.5 \text{ cm}$$

$$f_{pc} = \frac{3.988 \times 11305}{993.55} \left(\frac{56 + 7.5}{63.5} \right) = 45.377 \text{ kg/cm}^2$$

Sustituyendo en la ecuación de V_{cw} tendremos:

$$V_{cw} = 0.85(3.5\sqrt{550} + 0.3 \times 45.377) 26.67 \times 17.78 = 38571.33 \text{ kg}$$

Ahora calculamos V_{ci} y tomaremos el menor de estos dos valores.

$$V_{ci} = 0.6\sqrt{f'_c} b_w d + V_d + \frac{V_i M_{cr}}{M_{max}}$$

El parámetro V_d será el cortante debido al peso propio no factorizado de la losa.

$$V_d = wl = 0.91 \times 261.19 \left(\frac{7.6}{2} - 0.56 \right) = 770.09 \text{ kg}$$



El valor de $V_i = V_u - V_d$, pero V_u saldrá de hacer el cálculo de las reacciones en los apoyos y considerar el mayor de ambas reacciones. Así quedaría:

$$V_i = V_u - V_d = 4140.42 - 770.09 = 3370.33 \text{ kg}$$

El momento de agrietamiento esta dado por la expresión:

$$M_{cr} = \frac{I}{y} (6\sqrt{f'_c} + f_{pe} - f_d)$$

$f_{pe} = A_{ps} f_{se} \left(\frac{1}{A} + \frac{ey_b}{I} \right)$ Que es el esfuerzo de compresión en el concreto debido únicamente a las fuerzas efectivas del presfuerzo (después que han ocurrido todas las pérdidas de presfuerzo) en la fibra extrema de la sección en la cual los esfuerzos de tensión se han producido por las cargas aplicadas externamente.

$$f_{pe} = 3.988 \times 11305 \left(\frac{1}{993.55} + \frac{7.34 \times 9.88}{50967.54} \right) = 109.53 \text{ kg/cm}^2$$

$f_d = \frac{M_d}{S}$ Esfuerzo debido al peso propio no factorizado en la fibra extrema de la sección en la cual los esfuerzos de tensión son producidos por cargas aplicadas externamente.

$$f_d = \frac{M_d}{S} = \frac{31188.75}{5158.65} = 6.045 \text{ kg/cm}^2$$

Sustituimos estos valores:

$$M_{cr} = \frac{50967.54}{9.88} (6\sqrt{550} + 109.53 - 6.045) = 1259726.51 \text{ kg-cm}$$

El momento máximo será:

$$M_{\max} = M_u - M_d = 109538.5 - 31188.75 = 78349.77 \text{ kg-cm}$$



El momento M_u se calculó considerando las cargas factorizadas y la distancia de $x = 56\text{cm}$

Ya obtenidos estos valores podremos sustituirlos y calcular V_{ci} :

$$V_{ci} = 0.6\sqrt{550} \times 26.67 \times 17.78 + 770.09 + \frac{3370.33 \times 1259726.51}{78349.77} = 61631.55\text{kg}$$

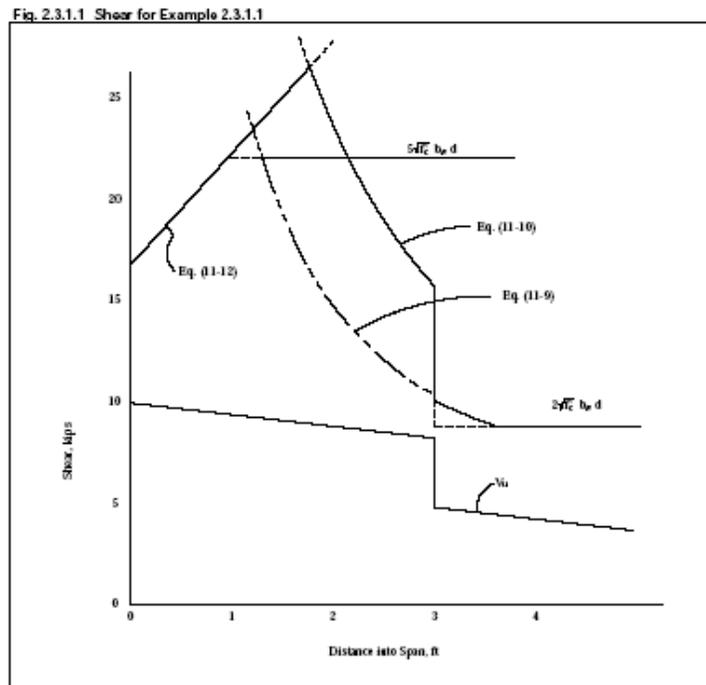
Ahora tomaremos el menor de los valores calculados y es el que regirá el diseño de la losa

$$V_{cw} = 38571.33\text{kg} < V_{ci} = 61631.55\text{kg}$$

Por lo que:

$$V_u = 4140.72\text{kg} \leq V_{cw} = 38571.33\text{kg}$$

Podemos apreciar que el cortante que resiste la losa es muy superior al cortante último que actúa en esta. Considerando que en el punto analizado se ejerce el mayor cortante sobre la losa los resultados nos indican que no será necesario considerar acero de refuerzo por cortante.





En la grafica podemos apreciar el cálculo del cortante resistente por las ecuaciones que dicta el ACI, se aprecia que el cortante actuante es considerablemente mas pequeño que el resistente.

Erecciones y Deflexiones

En un miembro pretensado, la carga del presfuerzo producirá una flecha hacia arriba, el efecto de las pérdidas por contracción, flujo plástico y relajamiento, reduce gradualmente este movimiento producido por la fuerza inicial. Sin embargo el efecto del flujo plástico es doble. Mientras que produce una pérdida del presfuerzo tendiente a reducir la flecha, las deformaciones que provoca el concreto aumentan la erección. Por lo general, el segundo efecto es el que predomina, y la erección o contraflecha aumenta con el tiempo a pesar de la reducción de la fuerza presforzante.

Erección.

La erección inicial en una losa puede determinarse como sigue:

$$\frac{P_e l^2}{8EI} - \frac{5wl^4}{384EI}$$

El modulo de elasticidad del concreto deberá ser el especificado de acuerdo al ACI y el momento de inercia efectivo debe ser el proporcionado por las tablas de geometría y uso del fabricante. Cuando el momento último más que los esfuerzos de tensión gobierna un diseño, el esfuerzo inicial en los cables podrá reducirse con el fin de modificar la erección inicial. Adicionalmente en las losas huecas la erección puede aumentar o disminuir si llegara a moverse la localización de sus apoyos.



Ejemplo 7.

Usando la losa de los ejemplos anteriores calcularemos su erección inicial.

Suponemos 6 torones de $\frac{1}{2}$ "

$$A_{ps} f_{pu} = 5.982 \times 19000 = 113658 \text{ kg}$$

Tendremos un esfuerzo inicial: $f_{ps} = 0.7 f_{pu}$

El peralte será igual: $d_p = 7" = 17.78 \text{ cm}$

Longitud: $l = 9.30 \text{ m}$

Estimamos el 15% de perdidas.

El Modulo de elasticidad del concreto será: $E_c = 328329.10 \text{ kg} / \text{cm}^2$

Calculamos P_o :

$$P_o = 0.95 \times 0.7 \times 113658 = 75582.57 \text{ kg}$$

Sustituimos

$$= \frac{75582.57 \times 2.89 \times 930^2}{8 \times 328329.10 \times 50967.54} - \frac{5 \times 2.38 \times 930^4}{384 \times 328329.10 \times 50967.54} = 1.41 - 1.38 = 0.03 \text{ cm}$$

De erección inicial.

Aún cuando las deflexiones durante etapas intermedias pudieran ser importantes, las etapas a considerarse normalmente son el estado inicial, considerando la fuerza presforzante inicial y el peso propio, y el estado final, cuando la fuerza presforzante es reducida por todas las pérdidas y cuando las deflexiones son modificadas por el flujo plástico del concreto.

Estimar la variación en el valor de la erección resulta imposible debido al pasar del tiempo pues la fuerza del presfuerzo decrece a causa de las pérdidas y el modulo de elasticidad del concreto aumenta con el esfuerzo en el concreto. Usualmente



un factor del flujo plástico igual a 2.0 podría aplicarse a las deflexiones instantáneas para estimar una deflexión adicional debido al flujo plástico.

Estos factores han sido modificados para el concreto presforzado. En la siguiente tabla se presentan los valores de este factor con el fin de determinar los efectos que se producen después de una deflexión inicial, se especifican valores para las condiciones generales en las que se encuentran comúnmente las losas.

Condition	Without Composite Topping	With Composite Topping
At Erection:		
1. Deflection (downward) component - apply to the elastic deflection due to the member weight at release of prestress	1.85	1.85
2. Camber (upward) component - apply to the elastic camber due to the prestress at the time of release of prestress	1.80	1.80
Final:		
3. Deflection (downward) component - apply to the elastic deflection due to the member weight at release of prestress	2.70	2.40
4. Camber (upward) component - apply to the elastic camber due to prestress at the time of release of prestress	2.45	2.20
5. Deflection (downward) - apply to elastic deflection due to superimposed dead load only	3.00	3.00
6. Deflection (downward) - apply to elastic deflection caused by the composite topping	---	2.30

Ejemplo 8.

Determinaremos la erección final para la losa del ejemplo anterior.

Erección inicial:

$$= \frac{75582.57 \times 2.89 \times 930^2}{8 \times 328329.10 \times 50967.54} - \frac{5 \times 2.38 \times 930^4}{384 \times 328329.10 \times 50967.54} = 1.41 - 1.38 = 0.03 \text{ cm}$$

Erección final: $1.41(2.45) - 1.38(2.70) = -0.27 \text{ cm}$



Para este caso muy particular la erección final es negativa, lo que nos indica que la deflexión debida al peso propio regirá la revisión.

Deflexión.

Los efectos del flujo plástico del concreto se hacen visibles también al presentarse la flecha en las losas presforzadas, esto debido a las cargas sostenidas. Los límites para el cálculo de las deflexiones se expresan en la siguiente tabla de acuerdo al código del ACI:

Tabla 9.5(b) Deflexiones máximas permisibles calculadas		
Tipo de elemento	Deflexión considerada	Límite de deflexión
Azoteas planas que no soporten ni estén ligadas a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños por grandes deflexiones.	Deflexión instantánea debida a la carga viva, L	$\frac{l}{180}$
Entrepisos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños por grandes deflexiones.	Deflexión instantánea debida a la carga viva, L	$\frac{l}{360}$
Sistema de entepiso o azotea que soporte o esté ligado a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños por grandes deflexiones.	La parte de la deflexión total que ocurre después de la unión de los elementos no estructurales (la suma de la deflexión a largo plazo debida a todas las cargas sostenidas, y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional)**	$\frac{l}{480}$
Sistema de entepiso o azotea que soporte o esté ligado a elementos no estructurales no susceptibles de sufrir daños por grandes deflexiones.		$\frac{l}{240}$

* Este límite no tiene por objeto constituirse en un resguardo contra el estancamiento de aguas. Este último se debe verificar mediante cálculos de deflexiones adecuados, incluyendo las deflexiones adicionales debidas al agua estancada, y considerando los efectos a largo plazo de todas las cargas sostenidas, la contraflecha, las tolerancias de construcción y la confiabilidad en las medidas tomadas para el drenado

** Las deflexiones a largo plazo deben determinarse de acuerdo con la sección 9.5.2.5 o la 9.5.4.2, pero se pueden reducir según la cantidad de la deflexión calculada que ocurra antes de unir los elementos no estructurales. Esta cantidad se determinará basándose en los datos de ingeniería aceptables con relación a las características tiempo-deflexión de elementos similares a los que se están considerando.

*** Este límite se puede exceder si se toman medidas adecuadas para prevenir daños en elementos apoyados o unidos.

**** Pero no mayor que la tolerancia establecida para los elementos no estructurales. Este límite se puede exceder si se proporciona una contraflecha de modo que la deflexión total menos la contraflecha no exceda dicho límite.

Una complicación a causa de las cargas sostenidas es el agrietamiento por flexión el cuál reduce el momento de inercia efectivo de la sección. Por definición el agrietamiento ocurre cuando el esfuerzo de tensión es de $7.5\sqrt{f'_c}$. En tanto que el código del ACI requiere se calcule cuando la tensión excede $6.0\sqrt{f'_c}$. En el diseño de losas huecas normalmente se considera que no deberá existir agrietamiento bajo cargas de servicio.

Ejemplo 9.



De acuerdo a los ejemplos anteriores calcularemos la deflexión debida a cargas de servicio en la losa ya conocida.

$$CM = 97.64kg / m^2$$

$$CV = 244.10kg / m^2$$

La deflexión por la Carga Muerta será:

$$\frac{5wl}{384EI} = \frac{5 \times 0.90 \times 930^4}{384 \times 328329 \times 50967.54} = 0.52cm$$

Y para la Carga Viva:

$$\frac{5wl}{384EI} = \frac{5 \times 2.22 \times 930^4}{384 \times 328329 \times 50967.54} = 1.30cm$$

Posición final:

Erección final: -0.27cm

Deflexión por CM: -0.52cm

Deflexión por CV: -1.30cm

Deflexión final: 2.09cm

Para comparar con lo mencionado en el capítulo 9 del ACI: "Sistema de entrepiso o azotea que soporte o esté ligado a elementos no estructurales no susceptibles de sufrir daños por grandes deflexiones." Tomaremos la expresión:

$$\Delta = \frac{l}{240} = \frac{930}{240} = 3.87cm$$

Así queda:

$2.09 \leq 3.87cm$ y esta dentro de lo establecido en la tabla de ACI, de esta manera se concluye que no existirá agrietamiento en la losa.

Diseño Compuesto.



El firme de concreto estructural es comúnmente usado en la construcción de entresijos con losas huecas. La construcción de este produce una mayor rigidez y resistencia para cargas gravitacionales y cargas laterales cuando se considera al entresijo como diafragma.

El esfuerzo a compresión (f'_c) del concreto requerido para firme estructural esta entre los 200 y 250kg/cm². Las tablas de uso de los fabricantes de losas consideran estas resistencias para el cálculo de las cargas nominales que podría soportar una losa.

La primera consideración en el diseño compuesto es que la losa tendrá una contraflecha y al momento de la colocación del firme el espesor al centro de la losa será menor que en los extremos esto debido a la erección de la losa reduciéndose así también el área de aportación del firme a la sección compuesta y esto a su vez reduce la resistencia ante la capacidad de carga.

Un diseño preliminar contempla estimar la contraflecha y el espesor mínimo necesario para soportar las cargas de diseño, como primera opción se considera que al centro de la losa se de el espesor de firme requerido y que se incremente hacia los extremos como consecuencia del estado de erección. Una segunda opción es minimizar el volumen de concreto en el firme cumpliendo con el espesor mínimo de diseño a toda la longitud de la losa (siguiendo la curvatura de esta), esto dejará como resultado un acabado con la forma de la contraflecha de las losas sin embargo podría ser muy útil para algunas aplicaciones como las azoteas, no recomendable en entresijos pues la erección final podría dañar marcos, muros divisorios e incluso escaleras.

Es recomendable colocar juntas en el firme pues por los constantes movimientos de la losa debidos a la erección, deflexión, contracciones o flujo plástico el



concreto podría agrietarse por lo que se sugiere las juntas queden por encima de las uniones entre losas. El acero de refuerzo proporcionado para el firme deberá ser el requerido por el diseño de la sección compuesta.

Es de vital importancia garantizar la efectividad de la sección compuesta esto dependerá directamente del productor garantizando un acabado lo suficientemente rugoso en la cara superior de la losa y del constructor en garantizar los espesores conforme al diseño y la unión de la losa con el firme. A la hora de la colocación del firme se debe verificar que la superficie de las losas este limpia y lo suficientemente húmeda para recibir el concreto. El Comité ACI 301-96 “Especificaciones para el concreto estructural” proporciona las especificaciones para una mezcla cemento-arena formándose una “lechada” (grout) que será vertida en las uniones entre losas para garantizar el desempeño en conjunto de las losas; esta deberá ser vertida antes de la colocación del firme. La mezcla y la técnica de curado usados en la construcción del firme serán también una garantía para el comportamiento ideal de la sección compuesta.

El diseño compuesto de losas huecas esta limitado por el cortante horizontal que se presenta en la superficie de contacto entre ambos elementos, esto de acuerdo a la sección 17.5.2.1 del Código del ACI.

Debe asegurarse que en la superficie de contacto entre los elementos componentes se transmitan los esfuerzos cortantes que actúan en ella. En una superficie limpia y rugosa se admitirá un valor de hasta 5.0 kg/cm^2 (rugosidades con amplitud no menor que 5 mm)

Ejemplo 10.



Algunos de los datos y resultados de este ejemplo están tomados de los apartados anteriores con el fin de agilizar los cálculos.

Se utilizarán 4 torones de $\frac{1}{2}$ "

$$A_{ps} = 3.988cm^2$$

$$d_p = 17.78cm$$

Propiedades de la losa:

$$f'_c = 550kg / cm^2$$

$$E_c = 328329.10kg / cm^2$$

$$E_{ci} = 284341.34kg / cm^2$$

Propiedades del firme:

$$f'_c = 250kg / cm^2$$

$$E_c = 221359.43kg / cm^2$$

Longitud de la losa: $930cm$

Longitud del claro libre: $915cm$

Cargas por considerar:

$$SCM = 97.64kg / m^2$$

$$CV = 244.10kg / m^2$$

$$firme = 122.05kg / m^2$$

Propiedades geométricas de la losa:

$$A = 933.55cm^2$$

$$I = 50967.54cm^4$$

$$y_b = 9.88cm$$



Propiedades geométricas del firme:

$$b_{\text{firme}} = 91\text{cm}$$

$$d_{\text{firme}} = 5\text{cm}$$

Propiedades de la sección compuesta:

$$A = 1448.55\text{cm}^2$$

$$I = 189484\text{cm}^4$$

$$y_b = 13.94\text{cm}$$

Calculando las pérdidas por presfuerzo, del ejemplo 2 tenemos:

1) acortamiento elástico:

$$ES = 431.17\text{kg} / \text{cm}^2$$

2) Flujo Plástico:

$$M_{sd} = \frac{W_{sd} \cdot l^2}{8}$$

$$M_{sd} = \frac{(97.64 + 244.10) \cdot 0.914 \cdot 9.15^2}{8} = 3254.54\text{kg} - \text{m}$$

$$M_{sd} = 325454\text{kg} - \text{cm}$$

El esfuerzo se calcula como:

$$f_{cds} = \frac{325454 \cdot 7.34}{50967.54} = 46.87\text{kg} / \text{cm}^2$$

Se considera $E_c = 328329.1\text{kg/cm}^2$ para un concreto de 550kg/cm^2

$$CR = 2.0 \frac{2 \cdot 10^6}{328329.1} (61.3 - 46.87) = 175.80\text{kg} / \text{cm}^2$$



3) Contracción del Concreto:

$$SH = 360.75 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

4) Relajación del acero:

$$RE = [351.645 - 0.04(360.75 + 175.80 + 536.22)] \times 0.75 = 234.70 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

5) Total de pérdidas:

$$PT = 360.75 + 175.80 + 431.17 + 231.55 = 1199.27 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

$$\% = \frac{1199.27}{0.7 \times 19000} (100) = 9.0\%$$

Calculando esfuerzos por cargas de servicio

$$A_{ps} f_{se} = 0.997 \times 4 \times 0.7 \times 19000 \times 1 - 0.09 = 48266.764 \text{ kg}$$

Si calculamos el momento por peso propio:

$$M_{pp} = \frac{261.19 + 122.05 \times 0.91 \times 9.15^2}{8} = 3649.76 \text{ kg} - m$$

$$M_{pp} = 364976.0 \text{ kg} - cm$$

Y el momento por carga muerta más carga viva:

$$M_{CM+CV} = \frac{244.10 + 97.64 \times 0.91 \times 9.15^2}{8} = 3254.54 \text{ kg} - m$$

$$M_{CM+CV} = 325454.0 \text{ kg} - cm$$

Ahora calculamos el esfuerzo en la fibra extrema superior del firme:

$$f_{\text{sup firme}} = \frac{M_{CM+CV} (d_p - y_b)}{I_{\text{compuesta}}}$$

$$f_{\text{sup firme}} = \frac{325254.54(20.32 - 13.94)}{189484} = 10.96 \text{ kg} / \text{cm}^2$$



Esfuerzo en la fibra extrema superior de la losa

$$f_{\text{sup losa}} = \frac{P}{A} - \frac{Pe(d_p - e)}{I} + \frac{M_{pp}(d_p - e)}{I} + \frac{M_{CM+CV}(d_p - y_b)}{I_{\text{compuesta}}} =$$

$$f_{\text{sup losa}} = \frac{48266.764}{993.55} - \frac{48266.764 \times 7.34 \times 10.44}{50967.54} + \frac{364976 \times 10.44}{50967.54} + \frac{325454 \times 20.32 - 13.94}{189484} = 61.72 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo en la fibra extrema inferior de la losa

$$f_{\text{inf losa}} = \frac{P}{A} + \frac{Pe y_b}{I} - \frac{M_{pp} y_b}{I} - \frac{M_{CM+CV} y_b}{I_{\text{compuesta}}} =$$

$$f_{\text{inf losa}} = \frac{48266.764}{993.55} + \frac{48266.764 \times 7.34 \times 9.88}{50967.54} - \frac{364976 \times 9.88}{50967.54} - \frac{325454 \times 13.94}{189484} = 22.56 \text{ kg/cm}^2$$

Calcular la resistencia a la flexión:

$$W_{\text{ultima}} = 1.4(261.19 + 122.05 + 97.64) + 1.7(244.10) = 1088.20 \text{ kg/m}^2$$

$$M_u = \frac{1088.20 \times 0.91 \times 9.15^2}{8} = 10363.42 \text{ kg-m} \quad M_u = 1036342.0 \text{ kg-cm}$$

La cuantía de acero por presfuerzo es igual a:

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{bd_p} = \frac{4 \times 0.997}{91 \times 22.78} = 0.00192$$

El esfuerzo inicial del presfuerzo estará dado por:

$$f_{ps} = 19000 \left(1 - \frac{0.28}{0.85} \times 0.00192 \times \frac{19000}{550} \right) = 18584.05 \text{ kg/cm}^2$$

Calculamos la profundidad del bloque de compresión:

$$a = \frac{3.98 \times 18584.05}{0.85 \times 550 \times 91} = 1.742 \text{ cm}$$



Sustituimos los valores encontrados en la ecuación del momento:

$$\phi M_n = 0.9 \times 3.98 \times 18584.05 \left(22.78 - \frac{1.742}{2} \right) = 1461371.32 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

Revisando por acero mínimo

$$M_n > 1.2 M_{cr}$$

Esfuerzo último de compresión en la fibra inferior:

$$f_{ultimo} = \frac{48266.764}{993.55} + \frac{48266.764 \times 7.34 \times 9.88}{50967.54} = 117.256 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

$$M_{cr} = \frac{189484}{13.94} \left(117.256 + 7.5 \sqrt{550} \right) = 3984697.58 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

$$\frac{\phi M_n}{M_{cr}} = \frac{1461371.32}{3984697.58} = 0.36 < 1.2$$

Se deberá incrementar el área de acero con el fin de aumentar el momento resistente.

Ahora revisaremos el cortante horizontal

$$\phi V_{nh} = \phi 80 b_v d_{compuesta}$$

$$\phi V_{nh} = 0.85 \times 80 \times 91 \times 22.78 = 140962.64 \text{ kg}$$

Cuando la sección es h/2 el cortante vale:

$$V_u = \left(\frac{9.15}{2} - \frac{0.2532}{2} \right) \times 1088.20 \times 0.91 = 4405.08 \text{ kg} \quad 4405.08 \text{ kg} \leq 140962.64 \text{ kg} \quad \text{ok.}$$

Revisaremos el cortante en la sección compuesta a una distancia h/2



$$L_{trans} = 50\phi = 50 \times 1.27 = 63.5 \text{ cm}$$

Y la longitud de apoyo es: 7.5cm esto nos da una longitud de 56cm.

$$f_{pc} = 48266.76 \left(\frac{25.32}{63.5} \right) = 19245.89 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Cuando } x = 56.0 \text{ cm}$$

$$f_{pc} = \frac{19245.89}{993.55} - \frac{19245.89 \times 7.34 \times 13.94 - 9.88}{50967.54} = 8.12 \text{ kg/cm}^2$$

Sustituyendo en la ecuación de V_{cw} tendremos:

$$V_{cw} = 0.85(3.5\sqrt{550} + 0.3 \times 8.12)26.67 \times 22.78 = 43646.19 \text{ kg}$$

Ahora checamos el cortante inclinado a 1.20m

$$V_u = \left(\frac{9.15}{2} - 1.20 \right) \times 1088.20 \times 0.91 = 3342.13 \text{ kg}$$

$$V_d = \left(\frac{9.15}{2} - 1.20 \right) (261.19 + 122.05 + 97.64)(0.91) = 1476.90 \text{ kg}$$

$$V_i = V_u - V_d = 3342.13 - 1476.90 = 1865.22 \text{ kg}$$

$$M_u = 1088.20 \times 0.91 \times 1.20 \left[\frac{9.15}{2} - \frac{1.20}{2} \right] = 472355 \text{ kg-cm}$$

$$M_d = (261.19 + 122.05 + 97.64)0.91 \times 1.20 \left[\frac{9.15}{2} - \frac{1.20}{2} \right] = 208735 \text{ kg-cm}$$

$$M_{max} = M_u - M_d = 472355 - 208735 = 263619 \text{ kg-cm}$$



$$f_{pe} = \frac{48266.764}{993.55} + \frac{48266.764 \times 7.34 \times 9.88}{50967.54} = 117.256 \text{ kg/cm}^2$$

Momento (M_d) en la losa

$$M_d = (261.19 + 97.64) \times 0.91 \times 1.20 \left[\frac{9.15}{2} - \frac{1.20}{2} \right] = 155757 \text{ kg-cm}$$

Momento (M_d) en el firme

$$M_d = 122.05 \times 0.91 \times 1.20 \left[\frac{9.15}{2} - \frac{1.20}{2} \right] = 52978 \text{ kg-cm}$$

$$f_d = \frac{155757 \times 9.88}{50967.54} + \frac{52978 \times 13.94}{189454} = 34.09 \text{ kg-cm}$$

$$M_{cr} = \frac{189454}{13.94} (6\sqrt{550} + 117.256 - 34.09) = 3042659.41 \text{ kg-cm}$$

$$V_{ci} = 0.85 \left[0.6\sqrt{550} \times 26.67 \times 22.78 \right] + 0.85 \left[1476.90 + \frac{1865.22 \times 3042659.41}{263619} \right] = 26820.84 \text{ kg}$$

$$V_{ci} = 26820.84 \text{ kg} < V_u = 3342.13 \text{ kg}$$

Longitud de desarrollo y Transferencia de torones de presfuerzo

La sección 12.9 del código del ACI se refiere a la longitud de desarrollo para torones de presfuerzo que textualmente menciona: Los requisitos de desarrollo de torones de presfuerzo pretenden proporcionar integridad en la adherencia para la resistencia del elemento. Los métodos de fabricación deben asegurar la consolidación del concreto alrededor del torón, con un contacto total entre el acero

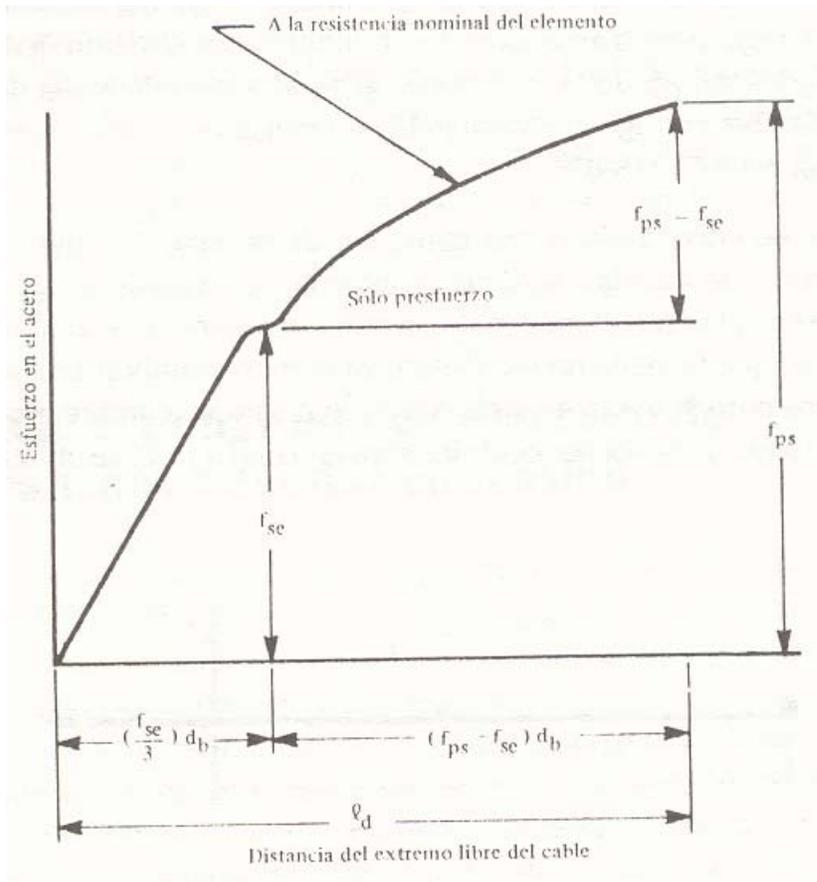


y el concreto. Deben tomarse precauciones especiales cuando se usen concretos sin revenimiento y con baja relación agua / materiales cementantes. La fórmula para calcular la longitud de desarrollo l_d se puede expresar de la siguiente forma:

$$l_d = \frac{f_{se}}{3} d_b + (f_{ps} - f_{se}) d_b$$

Donde l_d y d_b están en centímetros, f_{ps} y f_{se} en kilogramos por centímetro cuadrado. El primer término representa la longitud de transmisión del torón, esto es, la distancia a la que el torón debe adherirse al concreto para desarrollar el presfuerzo f_{se} en el torón. El segundo término representa la longitud adicional a la que el torón debe adherirse, de tal forma que se pueda desarrollar un esfuerzo f_{ps} en el torón, a la resistencia nominal del elemento.

La variación del esfuerzo en el torón, a lo largo de la longitud de desarrollo del mismo, se muestra en la siguiente figura:



Las expresiones para la longitud de transferencia y para longitud adicional adherida, necesaria para desarrollar un aumento en el esfuerzo de $(f_{ps} - f_{se})$ se basan en pruebas de elementos presforzados con torones limpios, con diámetros de 6.3, 9.5 y 12.5 mm para los cuales el valor máximo de f_{ps} fue de 19,300kg/cm².

La investigación se puede limitar a aquellas secciones transversales más cercanas a cada extremo del elemento que se requieren para desarrollar la resistencia total de diseño bajo las cargas factorizadas especificadas.

La longitud de transferencia del torón es función del perímetro de la configuración del área y de la condición superficial del acero, del esfuerzo en el acero y del método empleado para transmitir la fuerza del acero al concreto. Un torón con una



superficie un poco oxidada puede tener una longitud de transmisión bastante menor que un torón limpio. Cuando el torón se libera gradualmente se permitirá una longitud de transferencia menor que si se corta bruscamente.

Estas disposiciones no aplican a alambres lisos ni a cables anclados en los extremos. La longitud del alambre liso podría ser considerablemente mayor debido a la ausencia de un anclaje mecánico. Podría ocurrir una falla de adherencia por flexión cuando se deslicen primero los alambres lisos.

Donde la adherencia del torón no se extiende hasta el extremo del elemento y el diseño incluye tensión en carga de servicio en zona precomprimida de tensión, se debe duplicar la longitud de desarrollo.