

18
2 ej.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES

ARAGON

**"COMPORTAMIENTO SISMICO
DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO
CONSTRUIDAS CON ELEMENTOS
PREFABRICADOS Y PRESFORZADOS"**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:

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

P R E S E N T A:

MOISES ORDUÑO PONCE

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis está 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.

INDICE

- I** **Introducción**

- II** **Investigaciones sobre el comportamiento sísmico
de elementos presforzados**

- III** **Investigaciones sobre el comportamiento sísmico
de elementos prefabricados**

- IV** **Comportamiento de estructuras presforzadas y
prefabricadas durante los sismos de septiembre de
1985**

- V** **Diseño de secciones**

- VI** **Diseño de conexiones**

- VII** **Aplicación a un ejemplo**

- VIII** **Conclusiones**

I. INTRODUCCION

I.1 Objetivo de la tesis

Los elementos prefabricados de concreto presforzado constituyen una alternativa para la construcción de edificios, ya que en numerosos casos presentan ventajas de economía y de tiempo de ejecución. El desarrollo industrial de la sociedad ha permitido que en tiempos recientes estos elementos se fabriquen cada vez en forma mejor, optimizando el empleo de los materiales, de los equipos y de la mano de obra que intervienen en su elaboración; por lo que dichos elementos compiten con ventaja en la construcción de edificios, con respecto a las soluciones tradicionales coladas en sitio. Es evidente que esa ventaja se acentuará cuando se emprendan programas extensos de edificación, ya que la prefabricación de elementos permite que esos programas se realicen con rapidez y con abatimiento de costos. En la mayor parte de los países industrializados, especialmente en aquellos que fueron devastados por la segunda guerra mundial, los problemas de construcción de viviendas están siendo resueltos por la edificación de grandes edificios multifamiliares construidos industrialmente con abundancia de elementos prefabricados.

En nuestro país, en virtud del acelerado crecimiento demográfico y del todavía más acelerado proceso de urbanización, la vivienda constituye un problema nacional lacerante. Una forma de resolver ese problema es ofrecer al mismo soluciones de gran escala como las aplicadas en los países afectados por la guerra, es decir, construyendo edificaciones que empleen al máximo soluciones prefabricadas para abatir costos y tiempos.

Sin embargo, en nuestro país tropezamos con la dificultad de que una

porción considerable del territorio presenta condiciones de elevado riesgo sísmico. Los ingenieros de todo el mundo se han preocupado desde hace varias décadas por la seguridad de las edificaciones con elementos prefabricados ante la acción sísmica. Esta preocupación ha restringido la aplicación de soluciones prefabricadas en zonas sísmicas.

Esta tesis pretende aportar alguna información sobre el problema del comportamiento sísmico de edificaciones con elementos prefabricados y presforzados. Se considera que si bien este problema presenta todavía incertidumbres que merecen ser objeto de investigaciones adicionales, puede sin embargo afirmarse que la información existente sobre el comportamiento mencionado indica que es factible construir con elementos prefabricados y presforzados edificaciones que presenten el mismo grado de seguridad que aquéllas en las que únicamente se aplican elementos de concreto reforzado colados en sitio.

I.2 Contenido de la tesis

En este primer capítulo introductorio se plantea el objetivo de la tesis, se describen los aspectos característicos de las estructuras prefabricadas y presforzadas, particularmente en comparación con las de concreto reforzado coladas en sitio ; se plantean los factores que definen el comportamiento sísmico de una estructura y en función de ellos se definen los temas que deben investigarse para aplicar la construcción prefabricada y presforzada con seguridad adecuada en regiones sísmicas.

En el segundo y tercer capítulo se presenta un resumen de las

Investigaciones que se han realizado sobre el comportamiento sísmico de elementos presforzados y prefabricados respectivamente. Al término de cada uno de estos capítulos se proponen algunas conclusiones de aplicación práctica.

El capítulo cuarto presenta algunas observaciones sobre el comportamiento de estructuras con elementos presforzados y prefabricados en los sismos que afectaron al país en septiembre de 1985; estas observaciones constituyen lecciones de ingeniería de gran interés en el tema que nos ocupa.

En los capítulos quinto y sexto se presentan recomendaciones de diseño para secciones y conexiones de este tipo de elementos.

En el capítulo séptimo se aplican normas reglamentarias al análisis y diseño de una estructura típica formada por los elementos objeto de estudio de esta tesis y finalmente, en el capítulo octavo se presentan las conclusiones del trabajo.

1.3 Características de estructuras presforzadas y prefabricadas

El concreto simple se caracteriza por una alta resistencia a la compresión y una baja resistencia a la tensión. En elementos de concreto reforzado, el acero toma las tensiones que el concreto no puede resistir. Mientras las cargas son pequeñas el concreto resiste esfuerzos de tensión y el elemento trabaja homogéneamente. Al crecer las cargas los esfuerzos de tensión exceden al esfuerzo resistente del concreto y el elemento se agrieta. En ese momento las tensiones son transferidas al acero de refuerzo y el equilibrio se mantiene. Este mecanismo de trabajo explica

que normalmente los elementos de concreto reforzado estén agrietados.

En el concreto presforzado se introduce al elemento una fuerza previa que produce esfuerzos de compresión, que sumados a los que posteriormente producen las cargas externas dan esfuerzos totales de compresión, que el concreto puede tomar. Usualmente el presfuerzo se introduce mediante una barra de acero que se tensa con ese fin. En un elemento presforzado la sección transversal queda sujeta exclusivamente a esfuerzos de compresión, por lo que el elemento no se agrieta.

Hay dos formas de introducir el presfuerzo a un elemento de concreto: por pretensado y por postensado.

En el pretensado el acero se tensa antes del colado del concreto. Después de tensarse, el acero se ancla temporalmente a piezas exteriores a la que se va a fabricar. Posteriormente se cuela el concreto; después de que éste fragua y alcanza su resistencia de proyecto, se corta el acero. En ese momento el acero intenta acortarse y el concreto se lo impide, los esfuerzos se transmiten del acero al concreto por adherencia y la pieza se presfuerza.

En el postensado el acero se tensa después de que el concreto se cuela y alcanza su resistencia. Para que esto sea posible en el momento del colado deben tenerse ductos que alojen al acero suelto. Cuando el concreto tiene suficiente resistencia se tensan los alambres de acero que corren por los ductos, dichos alambres se anclan a dispositivos mecánicos que se apoyan en la pieza que está fabricándose. Al retirarse los gatos hidráulicos que se utilizaron para tensar los alambres, éstos intentan acortarse pero los anclajes se lo impiden. Los esfuerzos se transmiten del

acero al concreto por aplastamiento y la pieza se presfuerza.

De lo anterior puede concluirse que las estructuras presforzadas tienen sobre las reforzadas la ventaja de no presentar grietas en condiciones normales de operación, lo que representa un aumento en la durabilidad, ya que las grietas son vías de penetración de la humedad y otros agentes de deterioro. Otra ventaja que puede señalarse es la del peso; en general las estructuras presforzadas son más ligeras que las reforzadas equivalentes, en virtud de que el presfuerzo permite el aprovechamiento óptimo de los materiales. Tanto el acero como el concreto trabajan en su totalidad y generalmente al esfuerzo máximo admisible para cada uno de ellos.

La economía es un punto discutible en la comparación entre ambas estructuras. Podría pensarse que al requerir menores volúmenes de materiales las estructuras presforzadas deberían necesariamente resultar más económicas. Sin embargo, no es tal el caso porque si bien los volúmenes de materiales son menores, los precios unitarios de éstos son más elevados ya que en el concreto presforzado tanto el acero como el concreto deben ser de mejor calidad que los empleados en el concreto reforzado. Esto se debe fundamentalmente a que es necesario que el concreto y el acero tengan altas resistencias para que el principio básico del presfuerzo funcione; en caso contrario las pérdidas de tensión que diferentes fenómenos producen, nulifican a los esfuerzos previos y el elemento puede colapsarse.

Por otra parte la elaboración de una pieza presforzada es en general más laboriosa que la de una reforzada, el acero requiere mayor cuidado para colocarse, los moldes son en general más elaborados, el concreto es

de colocación más difícil. Además el presforzado requiere de mano de obra especializada, del uso de equipos especiales y del pago de patentes por el empleo de sistemas de anclaje. Todas estas circunstancias, causan que en general el concreto presforzado sea más costoso que el reforzado, sin embargo esta desventaja puede minimizarse y aún invertirse para convertirla en ventaja si las piezas presforzadas se aplican a estructuras grandes o a estructuras estandarizadas que permitan la fabricación en serie de numerosos elementos iguales. Si se dan las condiciones para tener una fabricación industrial de elementos presforzados normalizados los costos de éstos pueden abatirse considerablemente y hacerlos competitivos con sus homólogos de concreto reforzado.

Como su nombre lo indica, los elementos prefabricados son aquéllos que se construyen en un sitio diferente a aquél en que van a encontrarse alojados en forma definitiva. La ventaja de los elementos prefabricados de concreto estriba fundamentalmente en que no se requiere cimbra para apoyar y contener al concreto fresco en la obra, esta ventaja redundan en ahorro de tiempos en los programas de ejecución de las obras y facilita en muchos casos la realización de las mismas al no presentarse los obstáculos que implica la obra falsa.

Otra ventaja que puede señalarse es la que se refiere a un mejor control de calidad al prefabricarse el elemento en un taller donde resulta más sencillo implantar los procedimientos de control estricto. También puede lograrse un importante abatimiento de los costos, si se logra establecer una producción masiva y estandarizada de los elementos. Este abatimiento obedece a que los moldes pueden usarse un gran número de veces. Es sabido que el molde constituye un factor importante en la determinación del precio unitario del concreto terminado. El molde de

madera que se emplea en la construcción en sitio sufre un deterioro rápido por efectos de maltrato por lo que sólo puede dársele unos cuantos usos. En cambio si se aplica la prefabricación se pueden emplear moldes metálicos que a pesar de resultar inicialmente más caros su costo se amortiza con el considerable número de usos que puede dárseles. Estos moldes metálicos tienen además la ventaja de que permite obtener acabados de mejor calidad.

La prefabricación de elementos estructurales implica la necesidad de emplear equipos para el montaje de los mismos en su posición definitiva. Estos equipos son costosos y generalmente deben alquilarse, siendo importante que la programación del montaje sea precisa para reducir al mínimo el tiempo de alquiler. Los equipos no se encuentran disponibles con facilidad en todo lugar, por lo que la aplicación de la prefabricación usualmente queda limitada a zonas industrializadas.

Existen dos posibilidades para la prefabricación. En la primera los elementos se construyen en una fábrica y en la segunda se cueban en el mismo sitio de la obra, en un patio que se habilita para tal fin. Al primer sistema se le denomina "prefabricación en planta", al segundo "prefabricación al pie de obra".

En la prefabricación al pie de obra no puede generalmente garantizarse la misma calidad que en la prefabricación en planta, pero en cambio se ahorran los costos de flete que pueden ser un factor importante en el primer sistema.

No necesariamente los elementos prefabricados deben ser presforzados, de hecho la mayor parte de los prefabricados pequeños

suelen ser de concreto reforzado. Sin embargo por lo que se refiere a elementos estructurales resulta conveniente aunar la prefabricación y el presfuerzo. Las dos técnicas requieren equipos y procedimientos que se complementan y pueden integrarse fácilmente en un solo procedimiento constructivo. El presfuerzo en piezas prefabricadas tiene la ventaja de que las protege durante las maniobras de transporte y montaje ya que es frecuente que en piezas reforzadas esas maniobras produzcan despostilladuras. Por otra parte el presfuerzo permite aligerar las secciones y en consecuencia reducir peso y por lo tanto abaratar costos de transporte y montaje.

También debe hacerse notar que el presfuerzo no implica necesariamente prefabricación puesto que se aplica frecuentemente a elementos colados en sitio, especialmente cuando éstos son demasiado grandes o de formas complicadas.

Como se ha mencionado ya, en esta tesis nos ocuparemos de las piezas presforzadas y prefabricadas, las que representan un desarrollo tecnológico en la industria de la construcción que permite resolver en forma económica y satisfactoria las grandes necesidades de la población como en las sociedades desarrolladas industrialmente. Por lo expuesto resulta evidente que el empleo de la prefabricación y el presfuerzo podrá darse en condiciones de economía si se aplica en regiones que tengan un adecuado desarrollo tecnológico.

I.4 Factores que definen el comportamiento elástico de una estructura

La ecuación general del equilibrio dinámico de un sistema elástico lineal de un solo grado de libertad puede escribirse como sigue:

$$m \ddot{y}(t) + R(t) + k y(t) = F(t)$$

donde $F(t)$ nos representa la fuerza exterior actuante sobre el sistema, $R(t)$ la fuerza interior de amortiguamiento, $y(t)$ el desplazamiento, $\dot{y}(t)$ la aceleración, "m" la masa y "k" la rigidez.

El amortiguamiento interno en las estructuras comunes puede considerarse viscoso, es decir la fuerza de amortiguamiento puede tomarse como proporcional a la velocidad $\dot{y}(t)$. Llamando β a la constante de proporcionalidad que relaciona fuerza de amortiguamiento y velocidad se puede escribir:

$$m \ddot{y}(t) + B \dot{y}(t) + k y(t) = F(t)$$

Si la fuerza exterior corresponde a la acción sísmica representada por un acelerograma del sismo en la base del sistema, $\ddot{u}_o(\tau)$ (aceleración del suelo en la base), la solución de esta ecuación es :

$$y(t) = \frac{1}{\omega} \int \ddot{u}_o(\tau) e^{-\omega(t-\tau)} \text{sen } \omega(t-\tau) d\tau$$

La fuerza exterior se supone descompuesta en una serie de impulsos de diferenciales que actúan cada uno en un instante τ , t es el tiempo en el que queremos conocer la posición del móvil. En la expresión anterior se emplea el parámetro ν que es el porcentaje del amortiguamiento crítico que tiene el sistema.

La integral anterior recibe el nombre de integral de Duhamel.

Usualmente el desplazamiento que interesa es el máximo por que es el que causa los mayores efectos en la estructura.

$$y_{\text{máx}} = \frac{1}{\omega} \left| \int \ddot{u}_0(t) \dots \right|_{\text{máx}}$$

Al valor máximo que puede tener la integral anterior se llama "espectro de velocidades" y se representa por s_v por lo tanto:

$$y_{\text{máx}} = \frac{1}{\omega} s_v$$

En general un espectro de repuesta es una gráfica que correlaciona la respuesta máxima de un sistema de un grado de libertad al período propio de oscilación.

Aparte del espectro de velocidades se tiene el espectro de aceleraciones (s_a) y el de desplazamiento (s_d). Estos se correlacionan como sigue:

$$s_d = \frac{s_v}{\omega} \quad s_d = \frac{s_a}{\omega^2}$$

De lo anteriormente expuesto se concluye que el comportamiento sísmico de una estructura, para un movimiento conocido en su base depende de dos factores.

- 1.- La frecuencia propia de oscilación (ω)
- 2.- El porcentaje de amortiguamiento (ν)

La frecuencia propia depende de la rigidez y la masa.

$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}}$, y puede estimarse con facilidad o comprobarse experimentalmente.

En cambio el porcentaje de amortiguamiento ν resulta de una determinación más difícil.

Por otro lado debe señalarse que los espectros anteriores, se obtienen bajo la hipótesis del comportamiento elástico lineal que en general no se cumple para las estructuras que incursionan en el rango inelástico al aumentar la sollicitación exterior. De acuerdo con esto la ecuación del equilibrio dinámico para un sistema no lineal de un grado de libertad se escribe como sigue:

$$m \ddot{y}(t) + \beta \dot{y}(t) + k(y) y(t) = F(t)$$

En donde la rigidez es una variable, función del desplazamiento.

Hasta la fecha no ha sido posible resolver en forma general ecuaciones del tipo de la anterior , por lo que el comportamiento

inelástico de los sistemas estructurales se analiza corrigiendo los espectros obtenidos de un análisis elástico lineal.

En términos generales la corrección se realiza dividiendo las coordenadas espectrales elásticas entre un factor Q que representa la ductilidad de la estructura. Q es la relación existente entre la deformación última que alcanza el sistema antes de la falla y la deformación al principio de la fluencia, es una medida de la capacidad de una estructura para absorber por deformaciones inelásticas la energía que le transmite el sismo. Resulta por lo tanto un factor fundamental en el comportamiento sísmico de una estructura.

I.5 Aspectos que deben investigarse para definir el comportamiento sísmico de estructuras presforzadas y prefabricadas

De lo expuesto anteriormente se concluye que para conocer la respuesta sísmica de una estructura deben investigarse su frecuencia propia de oscilación (ω) su porcentaje de amortiguamiento (ν) y su ductilidad (Q). Por lo que se refiere al primer factor ω , existen métodos analíticos muy desarrollados que permiten estimarlo con suficiente precisión y además existen también métodos experimentales que permiten medir esa frecuencia propia directamente en una estructura real.

El problema se reduce por lo tanto, a la definición de los factores de amortiguamiento (ν) y de ductilidad (Q). En estructuras presforzadas y prefabricadas se han realizado numerosas investigaciones tendientes a establecer la diferencia que existe entre ellas y las de concreto reforzado

colado en sitio, en relación con amortiguamiento y ductilidad. Esta preocupación deriva del hecho de que las estructuras prefabricadas presentan necesariamente juntas que imponen condiciones diferentes de amortiguamiento. Por otra parte las estructuras presforzadas permanecen en el rango elástico aún para solicitaciones elevadas que inducen grandes deformaciones inelásticas en estructuras reforzadas equivalentes; por lo tanto tendrán factores de ductilidad menores.

Aparte de la necesidad de definir amortiguamiento y ductilidad existe para las estructuras que nos ocupan la necesidad de investigar el comportamiento de las juntas.

II. INVESTIGACIONES SOBRE EL COMPORTAMIENTO SISMICO DE ELEMENTOS PRESFORZADOS

II.1 Introducción

Hay una relativa escasez de información sobre el comportamiento sísmico de elementos de concreto presforzado, en comparación con la que se tiene para elementos de concreto reforzado y de acero estructural.

En 1977 se realizó un seminario en la Universidad de California en Berkeley sobre construcciones resistentes a sismos. El Profesor Neil M. Hawkins preparó para el Instituto del Concreto Presforzado de Estados Unidos (PCI) un informe sobre las ponencias presentadas en dicho seminario relativas al concreto presforzado y prefabricado incluyendo además los resultados de otras investigaciones sobre el mismo tema.

En los capítulos II y III de esta tesis se presenta un resumen del reporte del Profesor Hawkins, que constituye una revisión muy completa de las investigaciones que hasta 1977 se habían hecho en el mundo sobre el comportamiento sísmico de estructuras de concreto presforzado y prefabricado.

II.2 Antecedentes

El empleo de estructuras de concreto presforzado para edificios en zonas sísmicas, se ha visto limitado por la falta de conocimiento sobre el comportamiento de estos elementos. Los proyectistas han planteado principalmente las siguientes dudas:

- a) Efectos desfavorables de la excentricidad del presfuerzo en la resistencia de las secciones al ocurrir inversiones de momento durante una acción sísmica.
- b) La posibilidad de que un elemento presforzado falle de una manera súbita por incapacidad para absorber energía durante los ciclos de inversión de carga.
- c) Influencia de las juntas entre elementos presforzados en el comportamiento sísmico.
- d) Criterio para la evaluación de la carga sísmica actuante en una estructura presforzada.
- e) Criterio para definir los desplazamientos admisibles en estructuras presforzadas.
- f) Sistemas estructurales más adecuados.

Se han realizado numerosos experimentos y análisis teóricos con el objeto de resolver estas dudas y aún cuando mucho se ha logrado, todavía quedan pendientes de aclaración algunos puntos; por lo que los reglamentos de construcción aún cuando más completos que los disponibles en el pasado, no incorporan todavía respuestas definitivas a las dudas planteadas.

II.3 Respuestas típicas de estructuras presforzadas

Para comprender las respuestas típicas de estructuras presforzadas, consideraremos primero las gráficas esfuerzo-deformación de dos sistemas ideales.

El sistema A corresponde a un sistema elástico no lineal en el que la

curva carga-deformación tiene la forma de la figura-1. En este sistema las deformaciones desaparecen al retirar la carga y la gráfica de las mismas presenta dos ramas, una en la que el sistema tiene alguna rigidez y otra en la que el sistema fluye y la rigidez es nula. Para diferentes ciclos de carga y descarga las gráficas coinciden.

El sistema B corresponde a un sistema elasto-plástico en el que al terminar un ciclo de carga se tiene una deformación heredada, es decir el cuerpo no recupera su forma inicial. Las gráficas esfuerzo-deformación para un ciclo de carga en este sistema se ilustran en la figura-2.

En la figura-3 se muestran las gráficas esfuerzo-deformación para vigas presforzadas que presentan algún agrietamiento y que están sujetas a una vibración estacionaria.

Se observa que la gráfica de la estructura presforzada se asemeja más al sistema A que al B, con lo cual resulta desfavorable porque el sistema A está sujeto a fuerzas y deformaciones mayores que el sistema B en el que la energía se disipa por el efecto de histéresis.

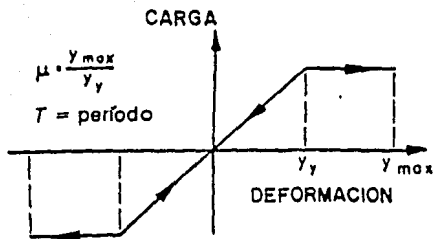


Figura-1 Elástico (sistema A).

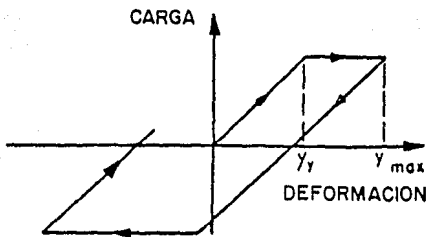


Figura-2 Elasto-plástico (sistema B).

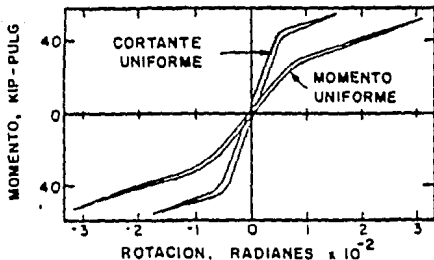


Figura-3 Concreto presforzado (sistema C).

Lo anterior es particularmente válido si se aplica el criterio de diseñar el presfuerzo en forma tal que se compensen completamente los esfuerzos producidos por las cargas y que en consecuencia no se requieran elementos adicionales de refuerzo común. En estas condiciones la estructura se comportará elásticamente hasta niveles altos de la carga lateral y desarrollará grandes fuerzas y deformaciones.

Sin embargo, la tendencia actual de diseño de estructuras presforzadas no busca la compensación total de los efectos de la carga por medio del presfuerzo, sino que permite la presencia de grietas bajo cargas de gravedad. Estas grietas se controlan mediante varillas de refuerzo común que al mismo tiempo proporcionan la resistencia última necesaria bajo carga sísmica.

Con este nuevo criterio el comportamiento de las estructuras presforzadas modernas se asemeja más a un sistema tipo B, de carácter elasto-plástico pero sin llegar a los altos valores de disipación histerética

que pueden alcanzarse con el concreto reforzado con varillas de acero normal.

Las investigaciones recientes en concreto presforzado tienden al desarrollo de técnicas constructivas que acerquen más el comportamiento de este elemento al de un sistema ideal elasto-plástico.

II.4 Amortiguamiento en estructuras presforzadas

El amortiguamiento interno de una estructura tiene dos componentes principales:

- a) El amortiguamiento elástico de tipo viscoso, es decir el que es proporcional a la velocidad de desplazamiento de la estructura.
- b) El amortiguamiento inelástico producido por el comportamiento histerético en los ciclos sucesivos de carga.

La segunda componente quedó involucrada en la discusión anterior sobre las gráficas típicas esfuerzo-deformación del subtítulo anterior; por lo que ahora nos referiremos exclusivamente a la primera componente es decir, al amortiguamiento elástico.

En numerosos experimentos se ha demostrado que las estructuras presforzadas tienen porcentajes de amortiguamiento mayor que las de acero estructural, pero menores que las de concreto reforzado.

Algunos valores típicos encontrados para el porcentaje de amortiguamiento crítico en estructuras presforzadas son los siguientes:

Uno por ciento cuando la sección no esta agrietada.

Dos por ciento cuando se emplean varillas de refuerzo común además de los tendones de presfuerzo.

En una serie de pruebas en marcos de concreto presforzado, que representaban modelos de marcos de edificios de cuatro pisos a escala 1 a 3, Nakano encontró que el amortiguamiento era 1% para las oscilaciones pequeñas que no producían el agrietamiento de las secciones; que durante el agrietamiento el amortiguamiento aumentaba a 3% y que si las oscilaciones crecían aún más y obligaban a los marcos a incursionar en el rango inelástico el amortiguamiento se acercaba a 7%.

En vista de que si el amortiguamiento interno es pequeño la estructura no se agrieta, resulta evidente que la respuesta de una estructura real dependerá del amortiguamiento externo que se produce por fricción entre el suelo y los cimientos y entre la estructura y los elementos no estructurales como muros de relleno.

Algunos experimentos parecen indicar que el amortiguamiento aumenta si se producen deslizamientos de adherencia entre torones y concreto, por lo que el amortiguamiento deberá ser menor si se emplean torones que cuando se emplean alambres, porque los deslizamientos de torones son menores que en alambres. En cambio el amortiguamiento es mayor en elementos de claro pequeño que en elementos de claro grande, porque los deslizamientos tienen un mayor efecto cuando el claro es pequeño.

II.5 Características de los aceros de presfuerzo

A pesar de que la respuesta de una estructura presforzada depende de las características del acero de presfuerzo en lo que se refiere a la relación de cargas y deformaciones ante carga cíclica, se han hecho pocos experimentos para definir esas características, por la dificultad para realizar las pruebas.

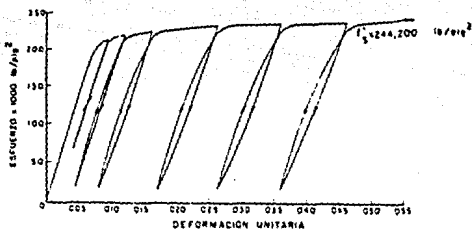


Figura-4 Relaciones reales.

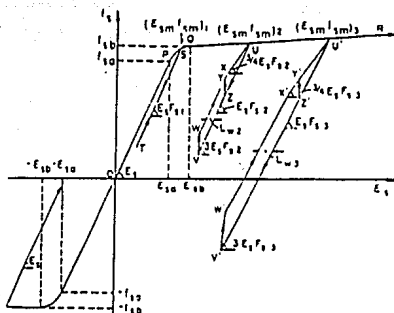


Figura-5 Relaciones idealizadas.

En las figuras-4 y 5 se muestran gráficas típicas de la relación esfuerzo-deformación en acero de prefuerzo. La figura-4 presenta relaciones reales y la figura-5 relaciones idealizadas. Se observa que los ciclos corresponden únicamente a cargas de tensión y que el efecto histerético crece al aumentar el número de ciclos de carga. También se observa que la rigidez disminuye muy lentamente con el número de ciclos.

Si se revierte la carga el comportamiento varía grandemente en función del proceso metalúrgico de fabricación del acero y de la historia previa de cargas.

II.6 Comportamiento de elementos sujetos a flexión

Las pruebas realizadas por Nakano en un modelo tridimensional, de un edificio de cuatro pisos, con vigas y columnas presforzadas, han producido conocimientos amplios sobre el comportamiento sísmico de elementos presforzados sujetos a flexión, gracias a que ese modelo era de escala 1 a 3 y por lo tanto permitía apreciar adecuadamente los detalles del comportamiento bajo carga cíclica lateral. Las observaciones practicadas en el modelo se completaron con las realizadas en estructuras sujetas a sismos reales. Las principales conclusiones son las siguientes:

- a) Los elementos presforzados diseñados para reversiones de la carga se comportan adecuadamente durante los sismos; las fallas generalmente ocurren en las conexiones o en las cimentaciones.
- b) Los elementos deben diseñarse para inversiones de momento aún cuando estas inversiones no estén indicadas por el análisis. La capacidad para tomar momentos de signo contrario a los producidos por cargas permanentes conviene en general proporcionarla con el añadido de varillas corrugadas. Esta recomendación es importante en los nudos extremos de los marcos rígidos. En los puntos de inflexión en los que en teoría el momento es nulo es preferible disponer tendones de presfuerzo en ambas caras y no sólo un tendón en el eje de la pieza.
- c) Con el objeto de incrementar la capacidad de las piezas para tomar las inversiones de momento, además de las varillas corrugadas hay

- que confinar la sección mediante estribos cerrados a una separación máxima de $1/4$ del peralte efectivo.
- d) Las gráficas esfuerzo-deformación son bilineales hasta que se produce el agrietamiento del concreto. La aparición de las grietas no ocasiona cambios de rigidez pero sí la abertura de las curvas esfuerzo-deformación correspondiente a ciclos sucesivos, permitiendo la disipación de energía.
 - e) Los elementos presforzados muestran recuperaciones elásticas notables aún después de tener deformaciones inelásticas considerables. Por tal razón los daños residuales y las deformaciones heredadas después de un gran terremoto son menores para las estructuras presforzadas que para las reforzadas.
 - f) La ductilidad de elementos de concreto presforzado es en general menor que la de concreto reforzado.
 - g) Los miembros de concreto presforzado dañados por acción inelástica pueden repararse fácilmente y recuperar la mayor parte de su resistencia.
 - h) Las juntas rellenadas con mortero se comportan satisfactoriamente siempre y cuando sean cruzadas por un tendón de presfuerzo que mantenga la compresión a través de ellas.
 - i) El criterio de diseño por flexión adecuado parecer ser el de proporcionar el presfuerzo necesario considerando los esfuerzos por cargas verticales de servicio y tomando en cuenta las

limitaciones de flecha y por otro lado, proporcionar acero de refuerzo común considerando los requisitos de cargas verticales últimas y la acción de los sismos. Con este criterio se obtendrán cuantías mayores de acero de refuerzo y de presfuerzo que las que se aplican comúnmente; sin embargo se tendrá un mejor comportamiento de la estructura al aumentar su ductilidad.

II.7 Comportamiento de elementos por cortante y adherencia

Existe escasa información sobre el comportamiento de elementos presforzados, en los que el cortante y la adherencia son los esfuerzos críticos producidos por cargas cíclicas reversibles. Parece deducirse de las pruebas practicadas que en la adherencia tiene gran influencia la condición de la superficie de contacto y en el caso de elementos pretensados la forma como se cortan los tendones. De acuerdo con esto parecer ser favorable la presencia de una ligera oxidación superficial y también es favorable el que los tendones se corten de una manera progresiva y no súbitamente varios a la vez.

Por lo que se refiere a elementos postensados, se ha encontrado que el comportamiento de elementos con tendones adheridos, es considerablemente mejor que el de aquellos que tienen tendones no adheridos. Si se inyectan los ductos con un mortero inmediatamente después de tensar los cables, se tendrá no solamente una mejor protección contra la corrosión y el fuego, sino que mejorará la capacidad por fatiga y se aumentará la ductilidad del elemento mejorando el comportamiento bajo carga sísmica.

En el caso de elementos postensados debe tenerse cuidado en la ubicación de los anclajes de los cables, ya que si éstos se ubican en zonas sujetas a esfuerzos altos de flexión o en zonas que tengan giros importantes, tendrán un trabajo inadecuado. También debe tenerse cuidado en no alojar las cabezas de los anclajes en la cara de las columnas como en la figura-6a; para evitar esto, conviene prolongar la viga mediante una mocheta para alojar el anclaje de la columna. Como se puede observar en la figura-6b.

Por lo que se refiere al cortante, lo único que puede decirse es que conviene proporcionar resistencia sobrada por cortante para que la falla del elemento se produzca antes por flexión que por cortante.

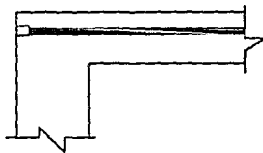


Figura-6a Anclaje, incorrecto, en la cara de la columna.

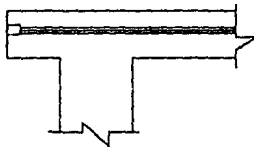


Figura-6b Prolongación de la viga para alojar el anclaje.

II.8 Comportamiento de conexiones viga-columna

Los nudos en que se conectan las vigas y columnas de una estructura reticular tridimensional son puntos críticos en el comportamiento bajo cargas laterales reversibles cíclicamente. Si estas conexiones no están adecuadamente diseñadas fallan convirtiéndose en articulaciones plásticas. La transformación de varios nudos en articulaciones de este tipo puede convertir a la estructura en un mecanismo inestable y provocar su colapso.

Se han realizado en todo el mundo un gran número de pruebas en modelos de conexiones viga-columna tanto en elementos reforzados como en elementos prestresados. Las pruebas realizadas por Nakano ya descritas anteriormente aportan conocimientos importantes también sobre el comportamiento de los nudos.

Los resultados más importantes indican que la conexión debe ser altamente dúctil y más resistente que los elementos que conecta. Para lograr esto en el caso de los elementos postensados se recomienda que los tendones de prefuerzo pasen al centro del nudo y se anclen fuera de éste y que los estribos de la columna, a una separación no menor de diez centímetros, se continúen dentro del nudo. La capacidad al cortante del nudo será la suma de la proporcionada por los estribos y por los tendones que se ubiquen en el tercio central; sólo podrá considerarse en esta capacidad el cortante que toma el concreto si se garantiza que aún bajo cargas sísmicas el esfuerzo promedio de compresión en la columna es mayor que el 10% del f_c' .

II.9 Comportamiento de conexiones losa-columna

La importancia de las conexiones entre columnas y vigas, que ya se describió en el subtítulo anterior, se acentúa considerablemente cuando los entrepisos son losas sin vigas y en consecuencia la conexión es directamente entre losa y columna. En el caso de estructuras presforzadas se tienen dos variantes; en la primera, las losas son coladas en el sitio y en las segundas; las losas son prefabricadas. Para investigar el comportamiento de estas conexiones se han empleado modelos como el que se muestra en la figura-7, que se han sometido a carga muerta y viva en proporciones semejantes a las estructuras reales y a cargas alternantes que producen cortantes horizontales.

En la figura-8 se compara el comportamiento de uno de estos especímenes presforzados con el de un espécimen con losa reforzada. Se observa que la capacidad de disipación de energía de la losa presforzada es menor que el de la losa reforzada. En consecuencia el empleo de conexiones columna-lasa debe hacerse con cautela por su baja ductilidad. Los elementos útiles para cargas laterales en este tipo de conexiones parecen ser exclusivamente los tendones y las varillas comunes que atraviesan directamente las columnas.

Los edificios con entrepisos de losa plana se usan frecuentemente por sus ventajas arquitectónicas, sin embargo su comportamiento bajo sismos intensos ha sido poco satisfactorio como consecuencia del escaso conocimiento que en el pasado existía sobre este tipo de estructuras, especialmente en lo que se refiere a la evaluación de la capacidad de la conexión entre losas y columna para transmitir los cortantes que inducen

las deformaciones causadas por un sismo intenso. En algunas ocasiones se recurre al uso de tendones de presfuerzo alojados en la losa para reforzar la conexión. Sin embargo investigaciones que se han hecho sobre modelos de este tipo de conexiones indican que las cuantías de refuerzo y presfuerzo que pueden usarse son limitadas.

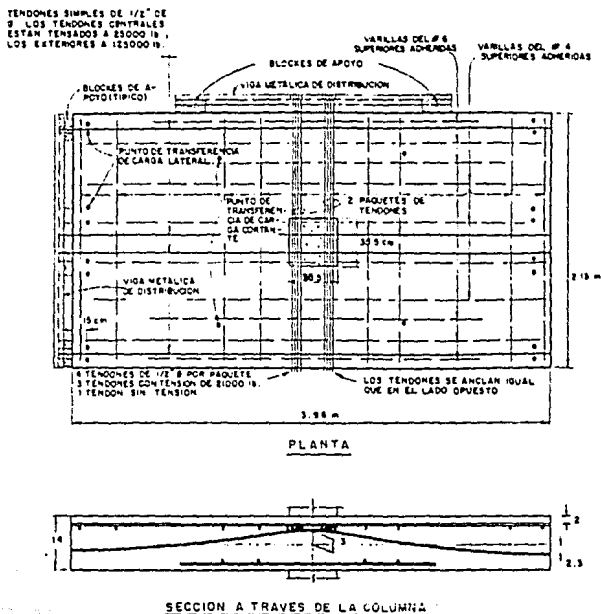


Figura-7 Dimensiones y refuerzo del espécimen.

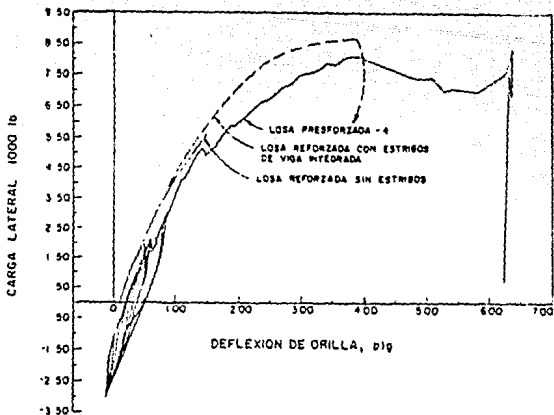


Figura-8 Comparación de las relaciones entre carga lateral y de flexión de orilla para nudos losa-columna preforzados y reforzados.

II.10 Comportamiento de marcos

Ya se han discutido algunos aspectos del comportamiento de marcos al presentar el comportamiento de elementos críticos por flexión; aquí solamente nos referimos a los elementos de un marco sujetos a flexo-compresión. En la figura-9 se presentan las dimensiones y refuerzos del modelo de un marco de cuatro pisos ensayado por Nakano, investigación que ha proporcionado un amplio conocimiento sobre el comportamiento de estas estructuras.

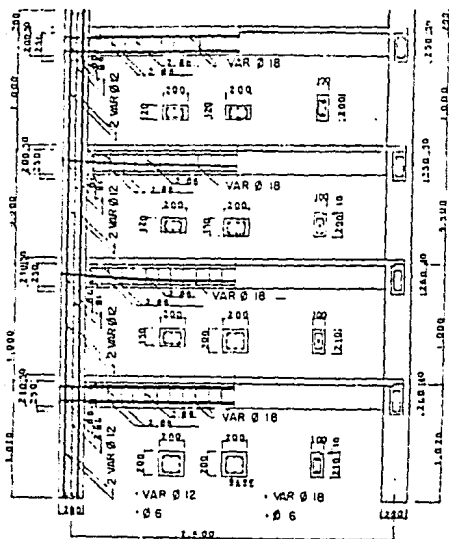


Figura-9 Detalle de dimensiones y refuerzo para un marco modelo de concreto prefabricado de 4 pisos.

Nakano en sus pruebas encontró que los valores medidos y calculados del período y las deflexiones para el primer modo de vibración resultaban muy próximos. Encontró también que el amortiguamiento era despreciable hasta que se producía el agrietamiento, después del cual aparecía un 7% del amortiguamiento crítico. Sin embargo, este agrietamiento no produce un cambio brusco de la rigidez y sólo causa la disminución de ésta, de modo que el período natural del elemento

crece lentamente hasta un valor 30% mayor que el período original poco antes de que forme la primera articulación plástica en el marco.

Los resultados finales de Nakano indican que con un diseño adecuado los marcos presforzados pueden tener características de ductilidad y absorción de energía similares a las de los marcos reforzados. Sin embargo en las estructuras de marcos presforzados deben tomarse precauciones para separar los elementos no estructurales al mismo tiempo que se les sujeta debidamente; ya que como la estructura presforzada permanece en el rango elástico en un tiempo mayor al de la estructura reforzada, los desplazamientos son mayores y en consecuencia pueden sufrirse daños en elementos estructurales no aislados.

III. INVESTIGACIONES SOBRE EL COMPORTAMIENTO SISMICO DE ELEMENTOS PREFABRICADOS

III.1 Antecedentes

En nuestro país, el empleo de los elementos de concreto prefabricado en zonas sísmicas ha sido muy restringido, entre otras razones, por la desconfianza de los Ingenieros y de los propietarios, sobre el adecuado comportamiento de las estructuras construidas con estos elementos ante sollicitaciones sísmicas.

Esta desconfianza no está plenamente justificada, como lo demuestra el hecho de que este tipo de construcción se ha extendido exitosamente en otras regiones del mundo de alta sismicidad, por ejemplo en Japón y Europa Oriental.

Al argumento anterior podemos añadir los resultados que se obtuvieron, al evaluar el comportamiento de estructuras prefabricadas en la zonas afectadas por los terremotos de septiembre de 1985 en la Ciudad de México; tema que se presenta en el siguiente capítulo.

Los problemas técnicos que preocupan a los proyectistas, sobre el comportamiento sísmico de estructuras con elementos prefabricados, pueden resumirse en los cinco puntos siguientes:

- a) Valor de las fuerzas laterales a emplear con fines de diseño.
- b) Criterios para el diseño de elementos componentes.
- c) Criterios para el diseño de juntas.

- d) Efectividad de pisos con elementos prefabricados para trabajar como diafragmas.
 - e) Integridad de la estructura total.
- a) Para definir los niveles adecuados de fuerza con fines de diseño, es necesario comprender cómo trabajan con cargas laterales las estructuras provistas de tableros. En general este tipo de estructuras son más rígidas que las estructuras de marcos, por lo que su período natural de oscilación es generalmente pequeño. En consecuencia, las oscilaciones que transmite el terreno no se amplifican en la estructura. Sin embargo, si el sismo es de larga duración, se producen deslizamientos entre los elementos prefabricados, lo que origina un alargamiento del período y un aumento de los desplazamientos y del balanceo del edificio.

Un aspecto importante en la definición del comportamiento es la disposición de los elementos prefabricados. Si todos los elementos de piso corren paralelos entre sí, tendremos que los marcos normales a ellos toman la mayor parte de la carga y los paralelos a ellos quedan con poca carga. Esta situación es indeseable porque el edificio puede quedar desprotegido en una dirección. Para evitarla suele adoptarse una disposición en la que los elementos prefabricados del piso se orienten en direcciones ortogonales para tableros adyacentes. Pero esta recomendación causa problemas por diferencia de contraflecha entre tableros adyacentes que corren en direcciones adyacentes. También hay problemas si existen juntas de expansión porque pueden golpearse los elementos entre sí.

- b) Los elementos componentes pueden diseñarse con criterios idénticos a los miembros estructurales de estructuras monolíticas. La única diferencia es que las fuerzas de diseño resultan en general más altas ya que las estructuras prefabricadas tienen menor capacidad para disipar la energía por un comportamiento inelástico. Los factores de ductilidad deben por lo tanto ser más altos.

- c) Las juntas constituyen los puntos críticos de las estructuras con elementos prefabricados. Las fallas de este tipo de estructuras durante los sismos se presentan generalmente en las juntas y rara vez en los elementos componentes. Por esta razón las investigaciones que en todo el mundo se han realizado sobre elementos prefabricados tienen el propósito fundamental de investigar el comportamiento de las juntas, sobre todo bajo la acción de cargas laterales cíclicas reversibles. Adicionalmente mediante dichas investigaciones se intenta desarrollar nuevos tipos de juntas que garanticen un mejor comportamiento bajo las acciones sísmicas.

- d) Es muy importante evaluar adecuadamente la rigidez y la resistencia de un conjunto de unidades prefabricadas e interconectadas entre sí para formar un piso que ha de trabajar como diafragma para distribuir cargas laterales.
Generalmente las unidades se unen entre sí con anclajes mecánicos y se cubren con un firme superior de concreto colado en sitio que frecuentemente se arma con una malla de refuerzo. Esta estructuración plantea la incertidumbre sobre la rigidez del diafragma ya que no se sabe si dicha rigidez debe evaluarse

considerando el momento de inercia de la sección compuesta o si únicamente debe considerarse el de la capa superior o bien el de la capa superior reducida para tomar en cuenta el agrietamiento que los efectos de la contracción por fraguado producen sobre las juntas longitudinales en elementos prefabricados .

La deformación de los pisos trabajando como diafragma afecta no sólo a las fuerzas de diseño sino que influye también en la distorsión que sufren las paredes perpendiculares a la dirección del sismo (ver figura-10).

- e) La integridad de toda la estructura debe lograrse mediante conexiones adecuadas entre todos los elementos componentes. Estas conexiones deben ser horizontales, verticales y perimetrales en todas las unidades estructurales. Por ejemplo las vigas de un piso se deben conectar en las juntas longitudinales de vigas adyacentes y se deben unir a las trabes perimetrales del tablero con elementos que impidan los movimientos verticales y los desplazamientos horizontales. Por lo que se refiere a elementos verticales deben tener conexiones en toda su altura de piso a techo. Las juntas entre elementos verticales requieren aplicaciones de mortero, anclajes mecánicos o llaves.

En general es deseable que las conexiones sean dúctiles y más resistentes que los elementos que conectan, sin embargo, esta condición es extremadamente difícil de cumplir, con excepción de las conexiones que emplean concreto colado en sitio, aplicaciones de mortero o cables postensados, ya que las conexiones están formadas por elementos que de algún modo deben anclarse en los elementos prefabricados, constituyéndose los elementos de anclaje

en el punto débil de la unión.

Una buena práctica es la de proporcionar en cualquier plano por lo menos dos líneas de resistencia para asegurar que una de ellas funcione en caso de fallar la otra.

Por otro lado las conexiones deben también ser flexibles para que sean capaces de permitir los movimientos originados por los cambios de temperatura, por las contracciones de fraguado, por las deformaciones diferidas debidas a la fluencia y por los giros causados por la deformación elástica.

Las conexiones deben ser simples para que su comportamiento ante un sismo real sea definido y pueda simularse fácilmente en pruebas de laboratorio.

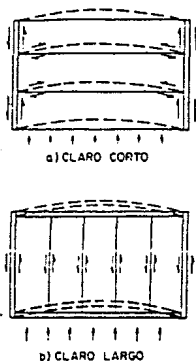


Figura-10 Deformación de un sistema de piso prefabricado.

III.2 Comportamiento de juntas

De acuerdo con el tipo de esfuerzos que transfieren, las juntas pueden clasificarse en tres grupos: juntas de compresión, de tensión y de cortante. Estas últimas se pueden subdividir en juntas "secas" o "húmedas", las primeras son las que se realizan entre dos elementos prefabricados en los que el concreto ha fraguado y se encuentra seco en ambas partes de la junta, de ahí el nombre que recibe. Las segundas son las juntas en las que se cuela concreto en sitio para unir elementos prefabricados, cuando el concreto colado está fresco es a la vez húmedo de ahí el calificativo que se aplica a este tipo de juntas.

Por lo que se refiere a las conexiones de tableros formados por muros prefabricados, las conexiones se dividen en "conexiones con carga" y en "conexiones laterales". Las conexiones con carga, como su nombre lo indica transmiten las cargas verticales del tablero, en tanto que las conexiones laterales únicamente restringen las rotaciones en el plano del tablero.

Aún cuando se han desarrollado muchos tipos de juntas son pocas las que han sido objeto de pruebas de simulación sísmica en los laboratorios.

En la figura-11 se presenta una conexión horizontal con capacidad para transmitir fuerzas de compresión y tensión. Las pruebas realizadas en este tipo de juntas demuestran que cuando la capacidad de compresión de la junta varía en 0.2 y 0.9 de la capacidad total del muro, se producen fallas del tipo frágil por agrietamiento de tensión o por aplastamiento. También se ha encontrado que los anclajes verticales a

tensión representan un problema, ya que no puede con certidumbre conocerse la capacidad a la extracción del perno.

En la figura-12 se presentan algunos detalles de conexiones típicas de cortante de tipo "seco" y en la figura-13 se presentan las gráficas de flexión para pruebas sísmicas en las que se permitía el giro de la junta en torno a un eje horizontal y al mismo tiempo la extracción de los pernos. Una de las muestras se cargó monotónicamente y las otras se cargaron cíclicamente, con frecuencias variables.

La respuesta del espécimen cargado monotónicamente puede asimilarse a una respuesta elasto-plástica. Para los especímenes cargados cíclicamente, los efectos de amortiguamiento y degradación de la resistencia con los ciclos fueron despreciables hasta que la carga aplicada fué mayor del 85 % de la resistencia estática.

Los factores que contribuyen a la capacidad de este tipo de conexión son tres: la fricción entre la placa frontal y el concreto, la compresión del extremo de la placa frontal sobre el concreto y el apiastamiento y la flexión de los pernos. La fricción disminuye al aumentar los ciclos al mismo tiempo que la rigidez de la junta.

Para el espécimen cargado monotónicamente la falla ocurre al fracturarse la losa en un plano fuera de las cabezas de los pernos y producirse un despiazamiento de 13 milímetros. En los especímenes con carga cíclica, uno falló de la misma manera en tanto que tres fallaron al romperse la soldadura entre los pernos y la placa por efecto del cortante y el último falló al romperse la soldadura que conectaba una varilla de refuerzo a uno de los pernos.

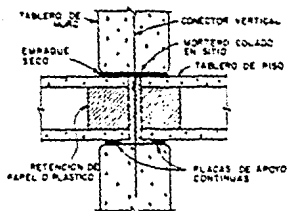


Figura-11 Conexión horizontal típica en EUA.

CONEXION	DETALLES DE PERNOS Y REFUERZO DE TABLERO
A1	<p>3/8" 30 cm 4" x 13" x 3/8" x 30 cm</p>
A2, A3	<p>3/8" 30 cm 4" x 13" x 3/8" x 30 cm</p>
B1	<p>3/8" 30 cm 4" x 13" x 3/8" x 30 cm</p>
B2	<p>3/8" 30 cm 4" x 13" x 3/8" x 30 cm</p>
B3	<p>3/8" 30 cm 4" x 13" x 3/8" x 30 cm</p>

Figura-12 Detalles de conexiones típicas de cortante de tipo "seco"

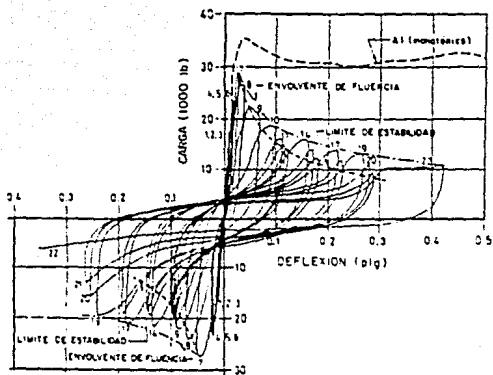


Figura-13 Gráficas de flexión para pruebas sísmicas.

En la figura-14 se muestra el dispositivo empleado en la Universidad de Washington para probar juntas secas de cortante. En este caso se encontró que si la relación M/Vd era menor que 0.5 en la cara del concreto, la falla ocurría en los pernos por efecto del cortante. Aquí M es el momento en el paño de la conexión y V es la fuerza cortante en la conexión. En cambio, si la relación M/Vd es mayor que 0.5 y los pernos tenían 10 centímetros de largo, se desarrollaba un agrietamiento como el mostrado en la figura-14 dentro del cuerpo del concreto y más allá de las cabezas de los pernos. Después de este agrietamiento se producía rápidamente la falla por la extracción de los pernos superiores que hacían un efecto de palanca.

Si se colocaban estribos como los marcados con las líneas punteadas de la figura-14 y se aumentaba la profundidad de

empotramiento de los pernos en 18 centímetros, se lograba aumentar la resistencia para relaciones M/Vd . mayores de 0.5

Para cargas cíclicas la falla se producía de una manera súbita en las soldaduras de conexión de los pernos.

Se concluye de lo anterior que el modo de falla queda determinado por el desarrollo del agrietamiento del concreto por lo que es preciso colocar refuerzos que prevengan este agrietamiento. Otro factor importante que queda de manifiesto, es que para cargas cíclicas las fallas ocurren de manera frágil en la soldadura o en el vástago de los pernos; sobre todo si éstos presentan imperfecciones, lo que comúnmente ocurre en el 10 % del total.

Por lo anterior se aconseja diseñar este tipo de junta de una manera redundante de manera que el 50 % de los elementos de conexión sean capaces de tomar el cortante máximo total.

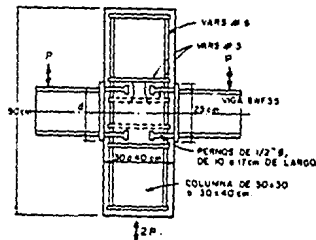


Figura-14 Pruebas de transferencia de cortante en pernos.

En las juntas húmedas, la transferencia de esfuerzos cortantes puede llevarse a cabo por la cohesión o adherencia, por fricción, por refuerzos que cruzan la junta o por esfuerzos de aplastamiento directo en el concreto. La falla puede ocurrir por un deslizamiento a lo largo de la interfase (superficie de contacto entre concreto viejo y nuevo) o bien por grietas diagonales que cruzan la interfase y afectan al concreto prefabricado.

En la figura-15 se muestra el dispositivo empleado por Mattock y sus colaboradores para probar especímenes con juntas húmedas de transferencia de cortante. En la figura-16 se detalla el espécimen empleado en estas pruebas. Mediante transductores lineales es posible medir el deslizamiento a lo largo del plano central de cortante y la abertura a través de ese plano.

Las variables investigadas son las siguientes:

- a) Proceso de carga, que puede ser creciente monotónicamente, reversible cíclicamente o creciente monotónicamente después de algunos ciclos de inversión.
- b) El ancho de la grieta inicial variable entre 0.25, 0.37 y 0.6 milímetros.
- c) Cantidad del refuerzo que cruza el plano del cortante. El valor ρ_f varía en 25 y 48 kg/cm² para este refuerzo.
- d) El tipo de agregados que pueden ser comunes o ligeros.

- e) Especímenes con la misma resistencia en ambos lados del plano central o con resistencias diferentes a cada lado de dicho plano. Las resistencias empleadas son 210 y 420 kg/cm².
- f) Efecto de adherencia en el comportamiento de especímenes compuestos.

Las pruebas realizadas demuestran que los deslizamientos son mayores y las aberturas menores para carga cíclica en comparación con la misma carga aplicada monotónicamente. Se observa además, que al aumentar el número de ciclos disminuye la resistencia máxima.

El ancho de la grieta inicial influye también en la resistencia máxima de modo que si el ancho inicial es superior a 0.4 milímetros se produce un marcado decremento de la resistencia.

La respuesta bajo carga sísmica para concreto ligero es bastante peor que para concreto común ya que los especímenes del concreto ligero no pueden desarrollar curvas estables de carga-deslizamiento.

Se pone de manifiesto también la importancia de la adherencia a lo largo de la interfase, aún cuando existan varillas de conexión. Si se coloca un interruptor de adherencia, la resistencia de la varilla disminuye de p_f a $0.6 p_f$ (diferencia entre una superficie rugosa y una superficie lisa).

Estas investigaciones dirigidas por Mallock permiten concluir que en este tipo de juntas la transferencia de cortantes en la interfase no

disipa la energía de carga ciclica aún cuando se disponga refuerzo a través de la junta adecuadamente detallado y en cantidad suficiente.

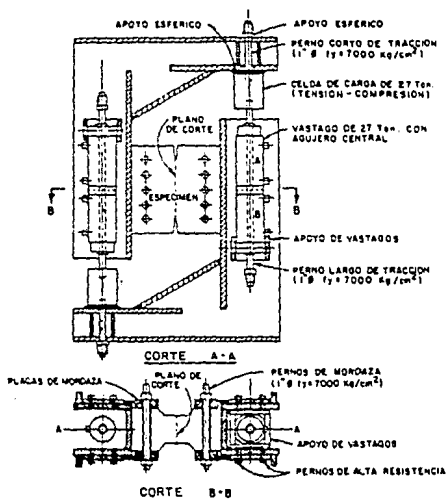


Figura-15 Dispositivos de prueba de transferencia de cortante

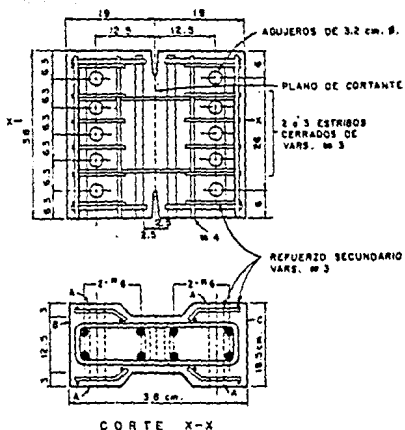


Figura-15 Detalles de especímenes para pruebas de transferencia de cortante.

III.3 Comportamiento de elementos prefabricados

Se han hecho pocas pruebas de elementos prefabricados. Entre las que pueden mencionarse destacan las pruebas con carga cíclica a que se sometió el modelo a escala 1 a 3 de un edificio tipo caja, el cual consistía en muros prefabricados con tableros de entepiso de concreto. Las diversas unidades se conectaban por juntas verticales de concreto reforzado colado en sitio.

Las pruebas indicaron que las unidades trabajaron en un principio de manera no elástica y que la respuesta depende considerablemente del control adecuado de las conexiones, las que permiten según su

calidad una mayor o menor distribución de esfuerzos.

Otras pruebas que merecen relatarse son las realizadas en Japón como parte de un programa para la construcción de edificios de departamento hasta de quince pisos de altura, empleando elementos prefabricados. En estas pruebas se empleó un modelo a escala natural, el cual representaba únicamente los tres pisos inferiores del edificio y solamente un claro en la dirección perpendicular para cada uno de estos tres pisos. Por medio de cargas en los elementos extremos se simuló el efecto de las porciones faltantes de la estructura. Los elementos verticales en la dirección de la carga se conectaron mediante vigas de concreto y pisos colados en sitio para formar marcos. En la dirección transversal se colocaron tableros de muros.

El comportamiento del modelo estuvo de acuerdo con el previsto por el análisis. La rigidez que apareció después del agrietamiento y antes de la fluencia plástica tuvo un valor aproximado de un tercio de la rigidez elástica y podía calcularse tomando en cuenta las deformaciones de agrietamiento y fluencia. En el momento de la falla se formaron articulaciones plásticas al pie de las columnas bajas y en los extremos de las vigas. Todas las juntas verticales y horizontales se comportaron bien y aún después de que la estructura se cargó en forma avanzada dentro del rango inelástico, se tenía una importante recuperación al retirar las cargas laterales.

Se concluye que en las estructuras prefabricadas puede lograrse un comportamiento dúctil bajo carga cíclica si se presta atención cuidadosa a los detalles, pero que no es fácil predecir su resistencia y su respuesta, ya que éstas dependen mucho de la calidad de la

construcción, como ha quedado de manifiesto en las pruebas de laboratorio y de campo.

III.4 Estudios analíticos

En Europa Oriental, en los Estados Unidos y en Japón se han realizado estudios analíticos tendientes a comprender la forma de trabajo de sistemas particulares de edificación. En la Unión Soviética se ha aplicado el método de las franjas finitas para estudiar el comportamiento estructural de edificaciones prefabricadas tipo caja y se ha llegado a resultados que concuerdan muy de cerca con los observados en las estructuras reales. Estos estudios arrojan incrementos en la rigidez ante cargas laterales de 20 a 40 % sobre los valores calculados por los métodos simplificados de estado plano de esfuerzos que no consideran los efectos tridimensionales.

En Japón se aplicó el método de los elementos finitos al análisis de un edificio construido con elementos prefabricados en el que los tableros de los muros se colocan en forma alternada, en unos claros sí en otros no, de manera de tener una distribución del tipo de ajedrez para planos en dos direcciones. En este análisis cada marco se considera formado por elementos finitos que son los muros; se desarrolla la matriz de rigidez para el marco completo considerando diferentes etapas de deformación.

En los Estados Unidos se han hecho investigaciones considerando una resistencia sísmica inelástica no lineal para estudiar la respuesta probable de edificios típicos con tableros de muros en dos direcciones. Se demostró la necesidad de tomar en cuenta los planos débiles creados por

las conexiones, las demandas que la respuesta impone en los tableros y la sensibilidad de éstos a las cargas concentradas de compresión.

III.5 Resumen

Se requieren todavía considerables estudios experimentales y analíticos para comprender adecuadamente el comportamiento sísmico de los componentes prefabricados y de sus juntas. En particular es importante conocer el comportamiento de diafragmas con aberturas o sin ellas, contruidos con elementos prefabricados, ya sea con capa superior o sin ésta. También se debe definir la forma de conectar los diafragmas a los muros. Respecto a esto también se requieren estudios sobre el comportamiento cuando están contruidos con elementos prefabricados y considerando la presencia o no de ventanas. Los estudios deben incluir los efectos de interacción suelo-estructura, los problemas de balanceo y los requisitos para el anclaje de los muros.

IV. COMPORTAMIENTO DE ESTRUCTURAS PRESFORZADAS Y PREFABRICADAS DURANTE LOS SISMOS DE SEPTIEMBRE DE 1985

IV.1 Características de los sismos

El 19 de septiembre de 1985 se produjo el terremoto más intenso que haya afectado a la Ciudad de México a lo largo de su historia. Este macrosismo tuvo una magnitud de 8.1 según la escala de Richter y su epicentro estuvo alojado frente al Puerto de Lázaro Cárdenas en la costa de Michoacán en el Océano Pacífico, a unos 30 kilómetros mar adentro desde la orilla. Después de aproximadamente 36 horas se registró una réplica con magnitud de 7.5 en la misma escala de Richter y con un epicentro localizado a 60 kilómetros al Sureste del anterior. Ambos fenómenos se produjeron por la subducción de la placa de Cocos bajo la placa de Norteamérica, a lo largo de la gran falla submarina conocida como trinchera mesoamericana.

En la Ciudad de México el suelo firme que aflora en los suburbios del Sur y del Suroeste experimentó aceleraciones máximas del orden de 4 % de la gravedad pero la oscilación presentó períodos largos predominantemente, del orden de dos segundos, como consecuencia del filtrado de ondas a través de la gran distancia al epicentro (aproximadamente 400 kilómetros). En cambio en la zona central de la Ciudad donde se tienen suelos sedimentarios de gran espesor sobre la capa de suelo firme, estas capas de suelos blandos amplificaron considerablemente las aceleraciones ocurridas en el lecho rocoso.

La amplificación de aceleraciones resultó particularmente notable en la estación ubicada en el edificio de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (S. C. T.). Las amplitudes máximas alcanzaron valores cercanos al 20 % de la aceleración de la gravedad y en la fase más intensa del terremoto se registraron aproximadamente 22 pulsos con un ritmo de uno cada dos segundos (figura-17). En ningún otro terremoto registrado previamente en cualquier lugar del mundo se ha registrado una oscilación de características tan severas.

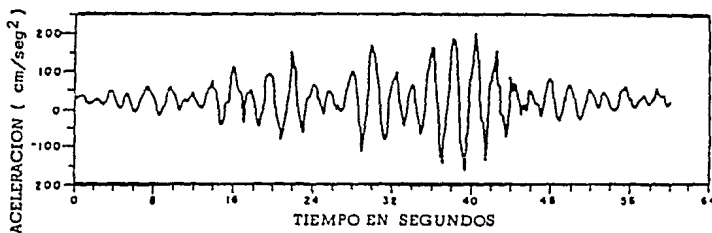


Figura-17 Registro del acelerógrafo del 19 de septiembre de 1985.

Estación S.C.T. de la Ciudad de México.

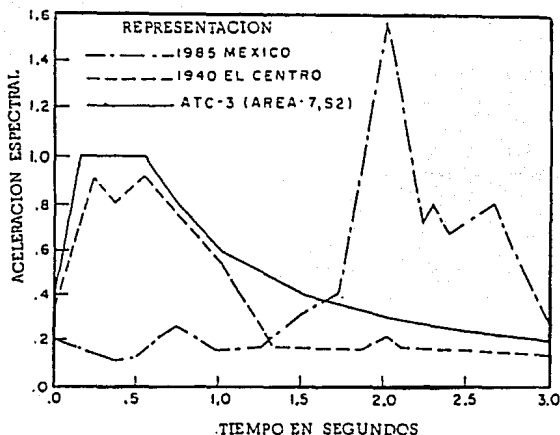


Figura-18 Espectro de respuesta elástica con 5 % de amortiguamiento, cortesía de Englekirk & Hart Inc., Los Angeles California.

Partiendo del acelerograma obtenido en S. C. T. se puede calcular el espectro de respuesta que para amortiguamiento de 5 % se muestra en la figura-18, comparándolo con espectros similares obtenidos para el sismo de El Centro, California de 1940 y con el recomendado para diseño por el Consejo de Tecnología Aplicada en los Estados Unidos .

En esta figura-18 se pone claramente de manifiesto que el sismo de 19 de septiembre de 1985 tuvo características muy diferentes a las de los otros sismos de comparación. En efecto, para el sismo primero las respuestas máximas se tienen para estructuras de períodos fundamentales del orden de dos segundos. Esto explica que los edificios

más afectados fueron los comprendidos en el rango de 6 a 15 pisos de altura y que la mayor parte de los daños ocurrieron en las zonas de la Ciudad en donde los espesores de suelo blando varían de 30 a 35 metros, para los que corresponden períodos fundamentales de oscilación del suelo también de aproximadamente dos segundos.

Para edificios del rango crítico ubicado en la zona central de la Ciudad , el efecto de resonancia fue doble, primero por la amplificación dinámica de las ondas en los estratos blandos del subsuelo y segundo por la amplificación dinámica inducida por la propia estructura.

Las desusadas características anteriormente reseñadas han hecho que el sismo del 19 de septiembre de 1985 y sus efectos en la Ciudad de México sean temas de gran interés para los especialistas en Ingeniería Sísmica en todo el mundo.

IV.2 Efectos en las edificaciones en la Ciudad de México

Alrededor de 1,000 edificaciones sufrieron daños importantes en la Ciudad de México como consecuencia de los sismos de septiembre de 1985. Aproximadamente 180 edificios se colapsaron y 85 más resultaron con daños tan severos que se dictaminó que deberían demolerse por razones de seguridad.

La mayor parte de los edificios dañados severamente (226 de un total de 265) eran de concreto reforzado, pero esta preponderancia no debe atribuirse a defectos particulares del concreto que se fabrica en la Ciudad de México sino al hecho simple que el concreto es el material de

mayor empleo en esta Ciudad.

Desde el punto de vista de las características estructurales aparte de reiterar que el rango crítico de altura correspondió a las estructuras entre 6 y 15, cabe señalar que otros problemas frecuentes fueron el golpeteo de estructuras adyacentes no separadas debidamente, la excesiva flexibilidad de los pisos formados por losas planas y reticulares que provocó grandes distorsiones de entrepiso en las columnas o la falla de cortante por penetración en las losas.

Los edificios provistos de muros de rigidez a cortante se comportaron en general mejor ya que sufrieron desplazamientos menores que limitaron los daños a los elementos estructurales.

Por lo que se refiere a los edificios construidos con elementos prefabricados y presforzados, cabe señalar que estos sistemas de construcción representa un pequeño porcentaje del total de los edificios de la Ciudad. Además el comportamiento de edificios construidos con estas técnicas es difícil de calificar porque la mayor parte de ellos se ubican fuera del centro de la Ciudad en zonas que resintieron poco daño; esto se explica porque el centro corresponde a una zona urbana de desarrollo antiguo, construida desde la conquista hasta principios de este siglo, en tanto que las zonas de desarrollo reciente en las que con mayor profusión se han aplicado técnicas modernas de construcción, se localizan fuera del centro. Además las calles estrechas y congestionadas por el tránsito en el centro de la Ciudad dificultan enormemente el montaje de elementos prefabricados. Sin embargo cinco de los edificios colapsados en la zona central tenían elementos prefabricados. De estos cinco edificios solamente fué posible inspeccionar dos, ya que en los tres

restantes se retiraron rápidamente los escombros y no fué posible estudiar las ruinas para definir los procesos de falla.

Los dos edificios con elementos prefabricados cuyo colapso pudo estudiarse, son un edificio de seis pisos que funcionaba como maternidad en las instalaciones del Hospital General y el otro un edificio de siete pisos ubicado en la calle de Venustiano Carranza y que servía como estacionamiento público. Pudo constatarse que en las ruinas de ambas edificaciones se encontraron intactas muchas conexiones entre columnas y vigas y que las fallas en los elementos que condujeron al colapso global, eran similares a las fallas presentadas en elementos de concreto reforzado colados en sitio.

En el edificio de la maternidad se emplearon vigas doble "T" sobre columnas de concreto armado; aparentemente la causa del colapso obedeció a que las secciones de las columnas no tuvieron resistencia suficiente para tomar los grandes desplazamientos inducidos por el sismo.

En el edificio del estacionamiento aparentemente la causa primordial de la falla fué el golpeteo con los edificios adjuntos.

Quizás resulte de mayor interés, el análisis de los edificios con elementos prefabricados y prefabricados que no tuvieron daños importantes por el sismo. Algunos de los más notables son los siguientes: Un edificio de departamentos de once pisos localizado en Amsterdam No. 210; un estacionamiento de siete pisos ubicado en las calles de Morena y Cuauhtémoc; edificio para estacionamiento de cuatro pisos que se localiza en la esquina de Antonio Anza y Avenida Cuauhtémoc; el

auditorio Abraham Ayala González del Hospital General; un edificio para estacionamiento de diez pisos localizado en la avenida Flamingo y un edificio para estacionamiento de cinco pisos localizado en las calles de Allende y Ecuador.

El edificio de once pisos localizado en Amsterdam No. 210 se construyó en 1979 utilizando losas huecas Sprancrete con un recubrimiento de 5 centímetros. Las columnas se colaron en sitio. En los cinco pisos inferiores se usaron muros divisorios de concreto y en los otros seis se empleó como muros divisorios tableros de yeso de tablaroca. Solamente se observó el agrietamiento de las escaleras en la unión de las losas inclinadas con los extremos horizontales. Hubo un agrietamiento diagonal extenso en las particiones de mampostería de concreto en ambas direcciones. Sin embargo no se observó ningún agrietamiento en los tableros de yeso.

La estructura localizada en las calles de Morena y Cuauhtémoc tiene tres claros de 17 metros de vigas "T" simples apoyadas sobre vigas "T" invertidas en el extremo interior y sobre vigas "L" en el extremo exterior. Estas vigas de apoyo son cargadas a su vez por columnas prefabricadas. El concreto simple se utilizó para ligar los elementos prefabricados y para crear acciones de marco que dieran resistencia lateral. En todo el perímetro de la estructura se tienen tableros ligados a ella, prefabricados y arquitectónicos. No se encontraron daños de ningún tipo en el edificio aún cuando se tuvieron evidencias amplias de que el edificio tuvo distorsiones importantes durante el sismo.

El estacionamiento que se localiza en las calles de Antonio Anza y Cuauhtémoc enfrente del Hospital General y adyacente a los

Multifamiliares Juárez que se colapsaron, tienen losas de 15 metros de claro formadas por vigas doble "T" de 60 centímetros de peralte provistas de una capa superior de 5 centímetros de espesor de concreto reforzado. Estas vigas se apoyan en vigas "T" invertidas que descansan en columnas prefabricadas con grandes capiteles. En el sentido longitudinal hay siete celdas de 15.25 metros y en el sentido transversal siete celdas de 11.00 metros. Las conexiones de vigas a columnas se colaron en sitio y contienen barras que sobresalen y barras que se insertan en agujeros redondos que se dejan en las columnas. La resistencia lateral en la dirección transversal está dada por las vigas "T" invertidas que interactúan con las columnas para formar marcos. En la dirección longitudinal, vigas de 1.10 metros de ancho en todos los ejes de columnas, forman marcos con éstas. Hay además rampas circulares al centro de la estructura. Con excepción de algunas grietas que marcaron la separación entre muros de relleno y columnas en la planta baja no hubo otra señal de daños estructurales en este edificio.

El auditorio que se encuentra dentro del Hospital General, se construyó en 1978 y tiene una capacidad de 1,000 asientos. El techo consiste de vigas "T" con claros de 25 metros. No hubo signos de ningún daño en la estructura.

El edificio para estacionamiento que se localiza en la avenida Flamingo, en una zona que sufrió daños severos, tiene la losa estructural que consiste en vigas doble "T" prefabricadas y prefabricadas de 12 metros de claro apoyadas sobre vigas "T" invertidas anchas y sobre columnas de concreto coladas en sitio. En la dirección paralela a las vigas doble "T" se tienen vigas coladas en sitio en los ejes de columnas para formar marcos con éstas que dan la resistencia lateral. En el perímetro se

tienen muros de concreto. Este edificio no mostró daño alguno.

En la estructura que se localiza en la esquina de Allende y Ecuador, la mitad del edificio es de concreto colado en sitio y la otra mitad se cambió a concreto prefabricado por razones económicas. La parte de concreto prefabricado utiliza secciones canal de concreto presforzado, con un firme de 5 centímetros de concreto colado en sitio, vigas prefabricadas y columnas de concreto precolado de cinco pisos de altura. Este edificio no tuvo ningún daño.

IV.3 Comportamiento de estructuras en el puerto industrial de Lázaro Cárdenas

En el puerto de Lázaro Cárdenas el sismo provocó intensidades hasta del grado IX en la escala modificada de Mercalli; lo cual se explica por la vecindad al epicentro. Sin embargo el patrón general de daños en este puerto no revistió las características catastróficas que tuvo en la Ciudad de México, lo que se explica fundamentalmente, porque Lázaro Cárdenas es una pequeña Ciudad con un desarrollo reciente, en donde no se encuentran las grandes concentraciones de habitantes, bienes y otras instalaciones que caracterizan a la Ciudad de México. Otra causa que explica la diferencia de efectos en ambos sitios es el suelo, que en Lázaro Cárdenas tiene características de resistencia muy por encima de las que tiene el suelo de la Ciudad de México. Los únicos problemas que presenta el suelo de Lázaro Cárdenas ante la acción sísmica, son la susceptibilidad de licuación que presentan algunos estratos de arenas sueltas. Estos mantos licuables se localizan en sitios específicos. Únicamente se presentó licuación de arenas en sitios aislados que produjeron problemas de carácter local.

Se registraron colapsos en algunos edificios de concreto reforzado en Lázaro Cárdenas, fallas parciales en algunas instalaciones industriales y fallas en casas habitación. Pero para los fines de esta tesis resulta de mayor interés la descripción del comportamiento de estructuras industriales fabricadas con elementos prefabricados y que se encontraban en una planta de fertilizantes del puerto. Dichas estructuras son: Tres silos gigantes, un edificio con tres celdas y un edificio de dos celdas.

Los tres silos gigantes son de concreto prefabricado, se construyeron en 1978 con marcos puntlagudos en forma de "A". Cada uno mide 68 metros de ancho y 280 metros de largo y tienen 28 metros de altura. Los marcos en "A" con tres articulaciones se ubican a cada 9.40 metros y consisten de dos vigas prefabricadas y presforzadas de sección canal de 44.70 metros de largo y con un peralte máximo en el centro del claro de 1.80 metros. Las dos vigas de cajón se conectan al nivel de zapatas por medio de vigas principales. En cada una de las tres articulaciones se utilizan placas de neopreno para permitir la rotación.

El largo de cada silo se divide en tres partes mediante juntas de expansión, polines presforzados prefabricados de sección "L" reciben las láminas de asbesto estructural.

Para proporcionar arriostramiento contra el viento o el sismo se colocaron polines de forma similar diagonalmente entre los arcos de tres articulaciones para formar armaduras horizontales en un tercio de la longitud a partir de cada extremo de los silos.

Por el sismo se cayeron algunos polines y algunas columnas se

asentaron, sin embargo los silos resistieron bien el terremoto.

El edificio con tres celdas, tiene tres claros de 50 metros de ancho y 120 metros de largo y fué concluido en 1985. Las dos celdas principales tienen un claro de 25 metros. Las vigas de techo inclinadas, simplemente apoyadas prefabricadas y presforzadas tienen secciones canal similares a las de los silos gigantes. También los polines y láminas de asbesto del techo son similares a los de los silos gigantes. Las columnas son de concreto pefabricado, las columnas laterales son de cinco metros de altura y las centrales de 19 metros y en su parte superior en los 4.50 metros se dividen en forma de tenedor para recibir los ductos de conducción y las dos vigas del techo. La resistencia lateral queda dada por las cuatro hileras de columnas trabajando en voladizo. Durante el terremoto varias vigas inclinadas del techo se desplazaron sobre sus apoyos hasta 29 centímetros. Al medir después del terremoto el edificio se encontró que los muros longitudinales se desplazaron y que el ancho del edificio aumentó entre 10 y 12.5 centímetros. Sin embargo, el edificio se comportó en general satisfactoriamente.

El edificio de dos celdas es de 50 metros de ancho y 120 metros de largo, fué terminado en 1985, tienen una techumbre con poca pendiente con vigas de sección cajón simplemente apoyadas reforzadas y prefabricadas y con polines y láminas de asbesto estructural, al igual que los otros edificios. Las columnas de concreto prefabricado se apoyan sobre zapatas corridas y trabajan en voladizo para proporcionar resistencia lateral.

Durante el terremoto, el movimiento del suelo ocasionó que el firme del piso inicialmente horizontal se alabeara con diferencias entre el punto

más alto y más bajo de más de un metro.

Algunas columnas de la hilera central se asentaron con diferencias relativas a las columnas exteriores hasta de 60 centímetros. Las vigas del techo apoyadas en tres columnas requirieron apuntalamiento provisional para que sus apoyos pudiesen repararse. Sin embargo ningún elemento estructural se dañó. Un muro extremo en este edificio de cinco metros de alto y separado de la estructura se desplomó 50 centímetros.

IV.4 Conclusiones

Respecto a los sismos de septiembre de 1985, puede decirse que las estructuras de elementos prefabricados y presforzados pueden construirse con márgenes de seguridad similares a los de las estructuras de concreto reforzado coladas en sitio y que si las conexiones están debidamente diseñadas y ejecutadas, podrá lograrse que el comportamiento sea similar al de una estructura monolítica de concreto reforzado colado en sitio.

V. DISEÑO DE SECCIONES

V.I Introducción

Para el debido aprovechamiento de las ventajas que ofrece la prefabricación, es conveniente la tipificación de los elementos que habrán de usarse en un proyecto dado, ya que esto se traducirá en ventajas económicas al dar mayor número de usos a los moldes.

La tecnología moderna permite fabricar elementos de tamaño variable: desde muy pequeños, hasta enormes módulos. La única limitación la imponen los equipos disponibles para el transporte y el montaje, así como las dificultades impuestas por las vías de acceso a la obra en construcción.

La selección de los elementos más adecuados para un proyecto dependerá del tipo de estructura que se adopte y de las limitaciones en el peso de los elementos impuestas por el transporte.

Actualmente existen dos modalidades básicas para los elementos prefabricados: la primera se refiere a elementos estructurales que generalmente son de concreto presforzado, ya sea pretensado o postensado y la segunda a elementos de carácter arquitectónico que se usan con fines decorativos de acabado y que también pueden ser presforzados. Algunas veces logra combinarse el trabajo de elementos arquitectónicos con el trabajo estructural, lo que permite optimizar el proyecto.

Otro punto que debe tomarse en cuenta en el diseño es la previsión de la forma en que se unirán los elementos, considerando los aspectos constructivos y los de mantenimiento. En esta previsión se dará atención a la forma de impermeabilizar el conjunto, lo que evitará dificultades posteriores.

El montaje debe planearse desde la etapa de proyecto para dejar definidas las preparaciones de anclaje en la estructura. Debe programarse el montaje para que el ritmo de abastecimiento de elementos prefabricados sea acorde con ese programa y evitar así tiempos muertos en la construcción que redundarían en pérdidas económicas.

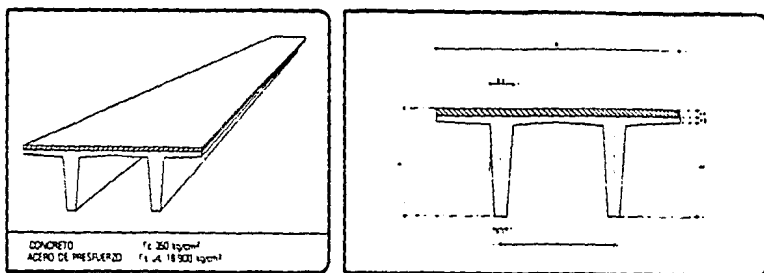
V.2 Catálogo de Secciones

El proyectista está en posibilidad teórica de diseñar la sección que estime óptima para cada elemento de la estructura que está resolviendo. Sin embargo es conveniente, como ya se dijo, tipificar al máximo los elementos para agilizar y simplificar la construcción. Por otra parte, a menos que se trate de proyectos especiales de gran volumen, no es conveniente el empleo de secciones especiales para un proyecto porque resultan en general demasiado costosas y de difícil disponibilidad. Para la mayoría de los proyectos comunes conviene recurrir a las secciones estandar de que disponen los fabricantes de elementos prefabricados.

En México la Asociación Nacional de Industriales de la Prefabricación y del Presfuerzo Asociación Civil (ANIPPAC) ha preparado un catálogo en el que se presentan las secciones tipo que

fabrican usualmente las empresas nacionales más importantes en la rama de la prefabricación. De ese catálogo se entresacaron algunas de las secciones de mayor interés, especialmente para la construcción de edificios (figura-19 a figura-30).

LOSA TT

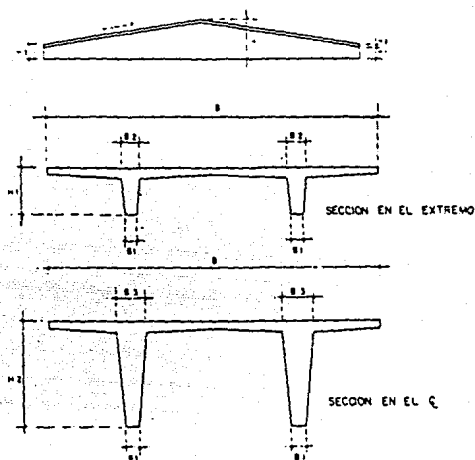


PROPIEDADES GEOMETRICAS DE LA SECCION

TIPO	MU cm m	B	BASE				ALTURA				Y_1 cm	Y_2 cm	SECCION cm ²	S_x cm ³	S_y cm ³	I_x cm ⁴	P.P. kg m
		d1	d2	d3	h	h1	h2	h3	h4								
100/20	100	7.0	10.0	-	25.0	18.0	4.0	4.0	5	11.1	7.9	1048	2385	5128	40480	150	
100/30	100	8.5	10.0	-	25.0	26.0	4.0	4.0	5	24.5	10.5	1192	4188	9730	102497	184	
100/40	100	4.5	10.0	-	45.0	36.0	4.0	4.0	5	32.2	12.8	1295	5687	14328	183238	208	
140/50	140	8.0	15.0	-	55.0	46.0	4.0	4.0	5	37.9	17.1	2152	12968	31038	329816	370	
140/60	140	7.0	15.0	-	56.0	56.0	4.0	4.0	6	46.0	20.0	2474	18172	41912	806588	410	
150/20	150	7.0	15.0	-	25.0	18.0	3.1	4.0	5	18.0	7.0	1428	2570	5478	45543	190	
150/30	150	8.5	10.0	-	25.0	26.0	3.1	4.0	5	25.9	9.1	1581	4420	12624	114589	220	
150/40	150	4.5	10.0	-	45.0	36.0	3.1	4.0	5	34.1	10.9	1872	8009	18862	205022	240	
165/20	165	7.0	15.0	-	25.0	18.0	4.0	4.0	6	24.9	21.1	3037	25242	65975	1291422	510	
180/43	180	4.5	10.0	-	45.0	36.0	2.5	4.0	5	34.8	10.1	1883	8145	21272	214828	269	
186/20	186	7.0	10.0	-	25.0	18.0	2.5	4.0	5	18.5	8.5	1691	2536	7325	47225	210	
186/30	186	8.5	10.0	-	25.0	26.0	2.5	4.0	5	26.5	8.4	1834	4540	14486	120968	250	

Figura-19 Elemento estructural de concreto reforzado losa TT.

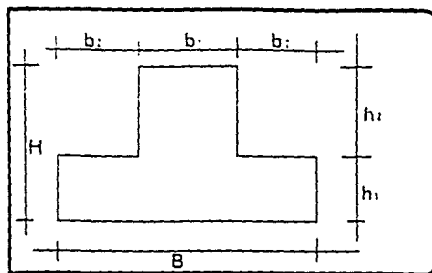
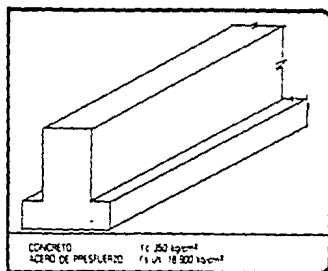
T T DE PERALTE VARIABLE



LOSA TT PERALTE VARIABLE	LONG EN M	ANCHO BASE NERV	ANCHO SUPERIOR NERV EN CM		B	PERALTE'		AREA C-2		PESO PROPO PROM K.G./M ²
			EXTREMO	C		EXTREMO	C	EXTREMO	C	
			b2	b2		h1	h2	A1	A2	
300/50	9	14.3	15.3	20.0	300	21.9	50.0	22.33	331.5	
300/60	12	13.0	15.0	20.0	300	21.9	60.0	22.46	358.8	
300/70	16.0	11.7	13.6	20.0	300	21.9	70.0	22.03	383.4	
300/80	19	10.3	12.3	20.0	300	21.9	80.0	21.61	405.3	
300/90	22	9.0	11.1	20.0	300	21.9	90.0	21.20	424.7	
300/105	25	9.0	11.6	22.0	300	25.9	105.0	22.33	487.4	

Figura-21 Elemento estructural de concreto presforzado sección "TT" de peralte variable.

TRABE PORTANTE "T" INVERTIDA

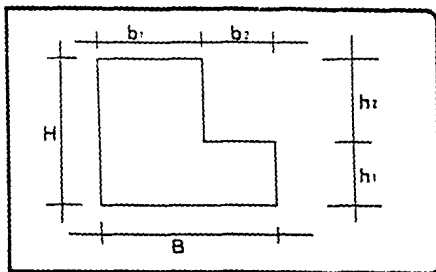
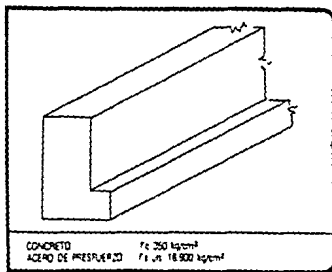


PROPIEDADES GEOMETRICAS DE LA SECCION

DIP	M _u ton/m	B	BASE			ALTURA				y ₁ cm	y ₂ cm	SECCION cm ²	S ₁ cm ³	S ₂ cm ³	I cm ⁴	P.P. kg/m
			b ₁	b ₂	b ₃	h ₁	h ₂	h ₃	h ₄							
80/60		80	30	15	-	0	30	30	-	25	35	2700	29 700	21 200	143 000	54
80/80		80	30	15	-	80	30	50	-	30.18	46.82	3300	52 900	37 500	1 780 000	750
80/100		80	30	15	-	100	40	80	-	41.43	58.57	4300	82 800	58 800	3 400 000	1028

Figura-23 Elemento de concreto presforzado, trabe portante "T" invertida.

TRABE "L"

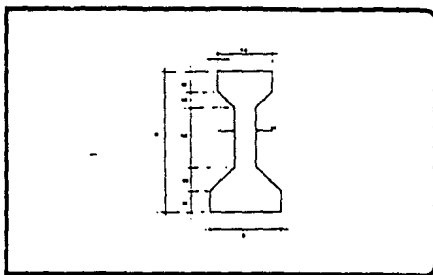
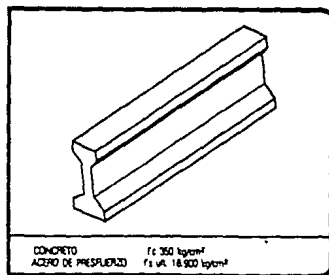


PROPIEDADES GEOMETRICAS DE LA SECCION

TIPO	$\frac{M_U}{100 \text{ m}}$	B	BASE		ALTURA				x_1	y_1	SECCION	S_x	S_y	I_x	I_y		
			b_1	b_2	h_1	h_2	h_3	h_4	cm	cm	cm ²	cm ³	cm ³	cm ⁴	cm ⁴		
45.60		45	30	15	-	80	30	30	-	-	27	33	2250	24.200	19.800	850.000	540
45.90		45	30	15	-	90	30	90	-	-	36.06	43.96	2850	43.000	35.300	1.900.000	684
45.100		45	30	15	-	100	40	80	-	-	45	55	3800	67.300	55.100	3.000.000	864

Figura-24 Elemento de concreto presforzado, trabe "L".

TRABE AASHTO.

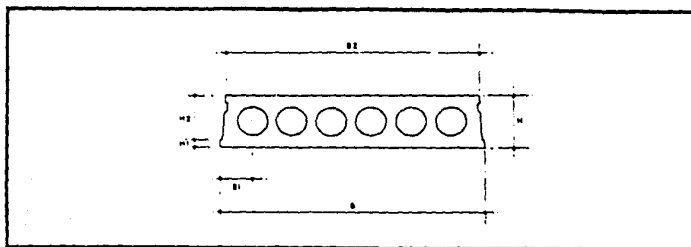


PROPIEDADES GEOMETRICAS DE LA SECCION

TPO	MU (kg/m)	E	BASE			H	ALTURA				Y1 cm	Y2 cm	SECCION cm ²	S1 cm ³	S2 cm ³	I cm ⁴	P.P. kg/m
			b1	b2	b3		n1	n2	n3	n4							
56/115		56	18	41	-	115	18	19	48	12	53.8	61.2	5487	100260	88370	5409117	1212
86/125		86	20	50	-	125	20	23	57	15	61.4	72.6	4974	167565	129873	10029847	1194

Figura-25 Elemento de concreto presforzado de sección "I" trabe AASHTO.

LOSA EXTRUIDA ALIGERADA.

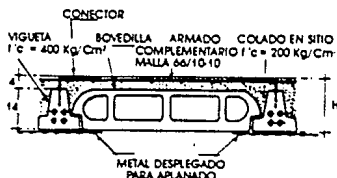
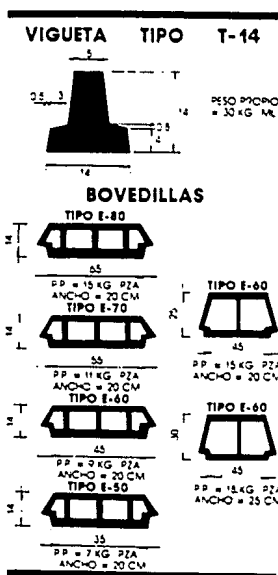


PROPIEDADES GEOMETRICAS DE LA SECCION

TPO	MU ton/m	BASE				H	ALTURA				Y1 cm	Y2 cm	SECCION cm ²	S _x cm ³	S _y cm ³	I cm ⁴	J _p kg m
		B	b1	b2	b3		h1	h2	h3	h4							
12020-046	3.811	120	13.1	115.9	-	20	4.4	15.8	-	-	10	10	1306	6411	6411	64112	314.4
12020-044	3.10	120	13.1	115.9	-	20	4.4	15.8	-	-	10	10	1306	6411	6411	64112	314.4
12020-054	3.54	120	13.1	115.9	-	20	4.4	15.8	-	-	10	10	1306	6411	6411	64112	314.4
12020-045	5.32	120	13.1	115.9	-	20	4.4	15.8	-	-	10	10	1306	6411	6411	64112	314.4
12020-055	6.50	120	13.1	115.9	-	20	4.4	15.8	-	-	10	10	1306	6411	6411	64112	314.4
12020-045	7.10	120	13.1	115.9	-	20	4.4	15.8	-	-	10	10	1306	6411	6411	64112	314.4
12020-056	8.67	120	13.1	115.9	-	20	4.4	15.8	-	-	10	10	1306	6411	6411	64112	314.4
12020-046	12.05	120	13.1	115.9	-	20	4.4	15.8	-	-	10	10	1306	6411	6411	64112	314.4
12020-078	18.90	120	13.1	115.9	-	20	4.4	15.8	-	-	10	10	1306	6411	6411	64112	314.4

Figura-26 Elemento de concreto preforzado de sección rectangular losa extruida aligerada.

VIGUETAS, SEMIVIGUETAS Y BOVEDILLAS.



Cargas tomadas en cuenta:
peso propio

carga muerta = 100 Kg / m²

carga viva = 250 Kg / m²

TABLA DE UTILIZACION

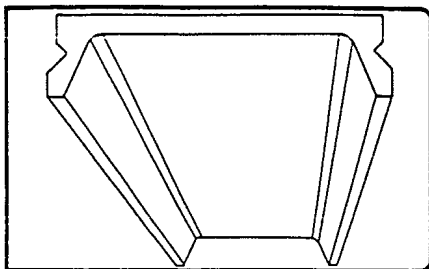
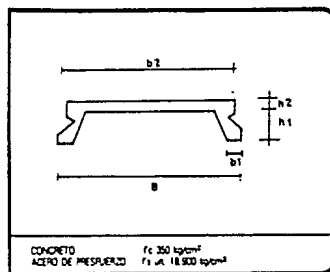
ESPESORAMIENTO (1) A LA DE VIGUETAS (cms.)	PERALTES		LOSA ACABADA	CLASO ADMISIBLE (cms.)
	VIGUETA	BOVEDILLA		
30	14	14	18	295 a 475
40	14	14	18	475 a 495
40	14	14	18	495 a 535
50	14	14	18	535 a 600
60	14	25	30	hasta 700
60	14	30	36	hasta 800

VOLUMEN DE CONCRETO PARA
COLADOS COMPLEMENTARIOS

PERALTE DE LOSA (cms.)	ESPESORAMIENTO (1) A LA DE VIGUETAS (cms.)	VOLUMEN M ³ por M ²
18	30	080
18	40	080
18	50	080
20	40	075
26	40	090

Figura-27 Elemento de concreto presforzado que asociado con la bovedilla y con el firme colado en sitio armado con malla por temperatura constituye la losa prefabricada.

LOSA PRECOLADA Y/O PRESFORZADA



PROPIEDADES GEOMETRICAS DE LA SECCION

TIPO	MU 10m m	BASE				ALTURA					T_x cm	T_y cm	SECCION	S_x cm ³	S_y cm ³	I cm ⁴	P.P. kg m
	B	b1	b2	b3	H	h1	h2	h3	h4			cm ²					
ZZ90		90	25	-	-	22	17	5	-	-	158	612	6500	1437	3887	22368	158

Figura-28 Elemento de concreto presforzado, losa precolada y/o presforzada.

LOSA MULTIPLE NERVADA.

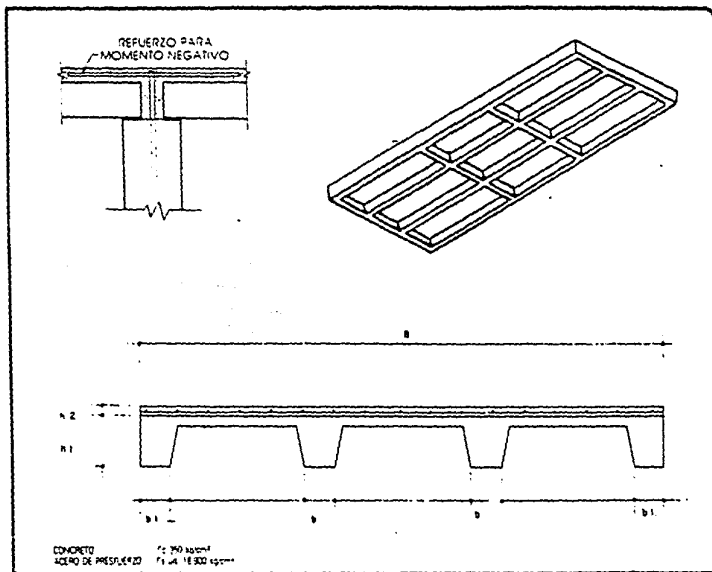
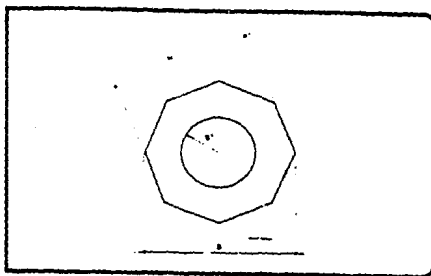
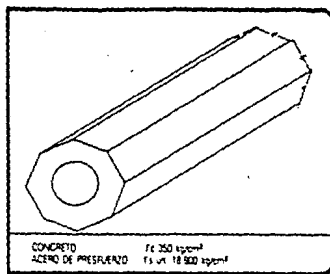


Figura-29 Elemento de concreto prestresado, losa múltiple nervada.

PILOTES



PROPIEDADES GEOMETRICAS DE LA SECCION

TIPO	M _u ton m	BASE				ALTURA				Y _c cm	Y _s cm	SECCION cm ²	S _c cm ³	S _s cm ³	I cm ⁴	P.P. kg m
		B	d ¹	d ²	H	h ¹	h ²	h ³	h ⁴							
PO		46	11	-	-	47	-	-	-	-	-	1119	7.26x10 ³	7.26x10 ³	187x10 ⁴	269

Figura-30 Elemento de concreto preforsado, pilote.

V.3 Especificaciones para diseño de elementos de concreto presforzado

El reglamento de Construcciones del Distrito Federal vigente se complementa con las normas técnicas para diseño y construcción de estructuras de concreto publicadas en noviembre de 1987.

Las disposiciones de estas normas son en general aplicables tanto a elementos de concreto reforzado como presforzado; en el capítulo siete, de éstas normas, se hace referencia a aquellos aspectos aplicables al concreto presforzado. A continuación se presentan exclusivamente estos aspectos propios del concreto presforzado.

V.3.1 Generalidades

Sólo se permite la fabricación de elementos presforzados empleando tendones de presfuerzo adherido y concreto clase 1. Este concreto es el que tiene un peso volumétrico en estado fresco superior a 2.2. Ton/m³ y una resistencia estandar f_c' igual o mayor que 250/cm², es importante destacar que al diseñar la mezcla deberá considerarse una resistencia media \bar{f}_c superior a f_c' , en función del grado de control de calidad que se tenga al fabricar el concreto.

El presfuerzo aplicado puede ser parcial o total. Se tendrá presfuerzo total cuando la fuerza de presfuerzo se proporcione para contrarrestar la totalidad de las acciones exteriores. En caso contrario cuando la acción del presfuerzo sea menor que la de las fuerzas exteriores se tendrá

presfuerzo parcial y deberá disponerse acero de refuerzo común para proporcionar la resistencia faltante.

El reglamento del Distrito Federal, proporciona un método para definir si el presfuerzo es parcial o total, basado en la determinación de un índice de presfuerzo mediante la expresión:

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

En donde A_{sp} = área de acero de presfuerzo

A_s = área de acero común a tensión

f_{sp} = esfuerzo en el acero de presfuerzo cuando se alcanza la resistencia

f_y = esfuerzo de fluencia del acero común

Si I_p está comprendido entre 0.9 y 1.0 se considerará que la sección tiene presfuerzo total. Si está comprendido entre 0.6 y 0.9 la sección es parcialmente presfuerzada y si I_p es menor que 0.6 podrá considerarse como una sección reforzada, sin presfuerzo alguno.

De acuerdo con lo expuesto en capítulos anteriores se recuerda la conveniencia de utilizar presfuerzo parcial para proporcionar un comportamiento dúctil bajo la acción de cargas sísmicas. Prácticamente esta recomendación se traduce en diseñar el acero de presfuerzo para la acción de la carga permanente y en complementar con acero de refuerzo común el incremento de la capacidad resistente requerida por las cargas sísmicas eventuales.

ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

V.3.2 Revisión de los estados límites de falla

La resistencia a flexión y flexocompresión de los elementos presforzados se calculará con base en las condiciones de equilibrio y en las hipótesis básicas siguientes:

- a) La distribución de deformaciones longitudinales en la sección transversal de un elemento es plana.
- b) Existe adherencia perfecta entre concreto y acero, de tal manera que la deformación unitaria del acero es igual a la del concreto adyacente.
- c) El concreto no resiste esfuerzos de tensión.
- d) La deformación unitaria última del concreto en compresión es 0.003.
- e) Cuando se alcanza la resistencia última puede considerarse que los esfuerzos de compresión se distribuyen uniformemente en un bloque de profundidad igual a 0.8 veces la del eje neutro y de todo el ancho de la sección. En este bloque el esfuerzo será uniforme y con valor de $0.85 f_c^*$, si f_c^* es menor o igual a 250 kg/cm^2 ; f_c^* es una medida de la resistencia del concreto en la estructura. En términos generales puede tomarse $f_c^* = 0.8 f'_c$. Si f_c^* es mayor que 250 kg/cm^2 el esfuerzo uniforme del bloque se tomará igual a $(1.05 - f_c^*/1250) f_c^*$.

A partir de las hipótesis anteriores puede valuarse f_{sp} , esfuerzo último en el acero de presfuerzo cuando se alcanza la resistencia. Sin embargo cuando f_c' no excede de 350 kg/cm^2 y cuando el presfuerzo efectivo es mayor que 0.5 veces el esfuerzo de ruptura del acero de presfuerzo, el esfuerzo f_{sp} puede valuarse mediante estas expresiones: secciones con presfuerzo total:

$$f_{sp} = f_{sr} \left[\left(1 - 0.5 \left(p_p \frac{f_{sr}}{f_c''} \right) \right) q' \right]$$

secciones con presfuerzo parcial :

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

las cantidades:

$$\left(p_p \frac{f_{sr}}{f_c''} - q' \right) \text{ y } \left(p_p \frac{f_{sr}}{f_c''} + q - q' \right)$$

no se tomarán menores que 0.17, y d' no se supondrá mayor que $0.15 d_p$ donde:

$$p_p = \text{cuantía de acero presfuerzoado } (A_{sp}/bd_p)$$

$$d_p = \text{distancia entre la fibra extrema a compresión y el centroide del acero presfuerzoado.}$$

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

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

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

$$P' = \frac{A_s'}{bd}$$

d'_p = distancia de la fibra extrema a compresión y el centroide del acero a compresión.

b = ancho de la sección; en secciones I o T, ancho del patín comprimido por efectos de las cargas.

Con las expresiones anteriores es posible determinar las cantidades de acero de refuerzo y de acero de presfuerzo que se requieren en un elemento dado. Sin embargo, es necesario verificar que se emplean las normas relativas a acero mínimo y acero máximo.

La norma relativa a acero mínimo tiene por objeto proporcionar a la viga un refuerzo que le permita tomar sin agrietarse los esfuerzos inducidos por la contracción de fraguado y por los cambios de temperatura. En secciones con presfuerzo total, la cantidad de acero total (incluyendo el de presfuerzo y común) se proporciona de modo que el momento resistente de la sección sea por lo menos 1.2 veces el momento de agrietamiento.

En secciones con presfuerzo parcial la cuantía de presfuerzo total (incluyendo el de presfuerzo y el común) será tal que el momento resistente de la sección sea igual a (1.5 - 0.3 I_p) veces el momento de agrietamiento.

Para valuar el momento de agrietamiento es necesario partir de un esfuerzo de tensión f_t a la ruptura que vale $2\sqrt{f'_c}$ y $1.4\sqrt{f'_c}$ para concretos pesados y comunes respectivamente.

Esta resistencia \bar{f}_t se determina mediante pruebas practicadas a cilindros de concreto cargados diametralmente (prueba brasileña). Las disposiciones de refuerzo máximo tienen por objeto garantizar que los elementos fallen dúctilmente, liberando cantidades de energía antes del colapso.

En estas disposiciones se debe revisar que se cumpla con lo siguiente:

ϵ_{st} mayor o igual que $\epsilon_{yp}/0.75$, donde ϵ_{st} es la deformación del acero de presfuerzo cuando se alcanza la resistencia última de la sección y ϵ_{yp} es la deformación unitaria convencional de fluencia del acero de presfuerzo. En la deformación ϵ_{yp} se incluirá la deformación convencional del acero de presfuerzo.

Para el cálculo de las fuerzas cortantes se puede proceder de la misma manera que para elementos de concreto reforzado.

V.3.3 Revisión de los estados límite de servicio

Una forma de garantizar que se cumplan los estados límite de servicio de la estructura en sus diferentes etapas constructivas es la de calcular en forma elástica los esfuerzos que se presentan en las secciones considerando un comportamiento elástico lineal a lo largo del proceso constructivo. Estos esfuerzos se comparan con los permisibles que valen :

a) Esfuerzos permisibles en el concreto

Esfuerzos temporales en la etapa de construcción:

Compresión : $0.60 f_{ci}'$

Tensión : $\sqrt{f_{ci}'}$

En donde f_{ci}' es la resistencia a la compresión del concreto en la etapa que se revisa. El esfuerzo de tensión que se indica corresponde a un esfuerzo admisible en una zona tendida carente de refuerzo. Si ese esfuerzo resulta inferior al causado por las cargas, puede proporcionarse acero de refuerzo común que resista la fuerza total de tensión.

Esfuerzos admisibles en condiciones de trabajo:

compresión : $0.45 f_c'$

tensión : $1.6 \sqrt{f_c'}$

En estas expresiones f_c' es la resistencia cilíndrica a 28 días de edad a la compresión.

Si se excede el valor del esfuerzo admisible a tensión puede colocarse acero de refuerzo común que tome la totalidad de la fuerza de tensión. Sin embargo, si el esfuerzo actuante de tensión excede de $3.2 \sqrt{f_c'}$, la aplicación de acero de refuerzo

común deberá realizarse considerando que el elemento es parcialmente presforzado.

- b) Esfuerzos permisibles en el acero de presfuerzo al aplicar la tensión mediante un gato.

$$0.80 f_{sr}$$

al anclar el presfuerzo:

$$0.70 f_{sr}$$

En estas expresiones f_{sr} es el esfuerzo de ruptura del acero de presfuerzo. En el caso de elementos parcialmente presforzados se recomienda que el momento de descompresión sea por lo menos igual al que producen la carga muerta y la carga viva media. El momento de descompresión es el que producen esfuerzos nulos en la fibra extrema en tensión al sumar sus efectos a los del presfuerzo.

V.3.4 Criterios para la evaluación de las pérdidas

Las pérdidas en los elementos presforzados pueden estimarse globalmente. En elementos pretensados puede considerarse que la suma de pérdidas varía entre 20 y 25 % de la fuerza de gateo. En elementos postensados la suma de pérdidas varía entre 15 y 20 % de la fuerza de gateo pero sin tomar en cuenta las pérdidas de fricción.

Las pérdidas de fricción pueden valuarse con la siguiente expresión:

$$T_o = T_x e^{(KL + \mu \alpha)}$$

Donde: T_0 es la tensión en el gateo

T_x es la tensión en un punto del cable a una distancia L del anclaje

α es el cambio angular en el perfil del tendón desde el gateo hasta el punto x (en radianes).

L es la longitud del gateo al punto x en metros.

μ es el coeficiente de fricción por curvatura aproximadamente 0.25

K es el coeficiente de fricción por desviación accidental en la longitud (aproximadamente 0.0015 1/m)

Cuando $KL + \mu\alpha$ no exceda de 0.3 la expresión anterior puede sustituirse por la expresión aproximada siguiente:

$$T_0 = T_x (KL + \mu\alpha)$$

V.3.5 Esfuerzos permisibles de aplastamiento en el concreto de elementos postensados

El esfuerzo de aplastamiento permisible f_b , en el concreto, bajo la placa de anclaje de cables postensados puede calcularse con las expresiones siguientes:

1) Inmediatamente después de anclar el cable:

$$f_b = 0.8 f'_{ci} \sqrt{\frac{A_2}{A_1} - 0.2} \leq 1.25 f'_{ci}$$

- 2) Después de que han ocurrido las pérdidas de presfuerzo:

$$f_b = 0.6 f'_c \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq f'_c$$

En estas expresiones A_1 es el área de aplastamiento de la placa, A_2 es el área de la figura de mayor tamaño semejante y concéntrica a A_1 que puede inscribirse en la superficie de anclaje. f'_c es la resistencia a 28 días de edad del concreto, f_{ci} es la resistencia del concreto en el momento de anclar los cables.

Para que las expresiones anteriores sean aplicables, es preciso que la viga termine en un bloque con ancho igual al del patín mínimo y con longitud no menor de 3/4 veces el peralte ni de 60 centímetros. También es necesario que se proporcione en los extremos de los cables una parrilla de refuerzo de acuerdo con las recomendaciones del fabricante de los anclajes.

V.3.6 Revisión al cortante

La fuerza cortante que toma el concreto V_{cR} , en el caso de secciones con presfuerzo total, con tendones adheridos y que no estén situados en la zona de transferencia se calcularán con la expresión:

$$V_{cR} = F_R bd \left(0.15 \sqrt{F'_c} + 50 \frac{V_{cR}}{M} \right)$$

Sin embargo, este valor no será menor que : $0.5 F_R \text{ bd } \sqrt{F_c^*}$.

En estas expresiones F_R es el factor de reducción de la resistencia, V y M son la fuerza cortante y el momento flexionante que actúan en la sección. d_p es la distancia de la fibra extrema en compresión al centroide de los tendones de presfuerzo. d , el peralte efectivo (distancia de la fibra extrema en compresión al centroide de los tendones de presfuerzo) pero no debe tomarse menor que 0.8 veces el peralte total.

En secciones con presfuerzo parcial y en secciones con presfuerzo total con tendones no adheridos o situados en la zona de transferencia el cálculo del cortante se hará de la misma forma que para elementos de concreto reforzado, calculando el peralte efectivo d , según la expresión siguiente:

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

d_p es la distancia entre la fibra extrema a compresión y el centroide del acero ordinario a tensión. f_{sp} es el esfuerzo en el acero de presfuerzo A_{sp} , cuando se alcanza la resistencia del elemento.

El refuerzo por tensión diagonal en vigas presforzadas puede estar formada por estribos normales al eje de la pieza de acero $f_y \leq 4200$ kg/cm² y a una separación no menor de 5 centímetros o por mallas de alambre soldado también de $f_y \leq 4200$ kg/cm².

Si V_u es mayor que V_{CR} pero menor o igual que $1.5 F_R \text{ bd } \sqrt{F_c^*}$ la separación de estribos no será mayor que 0.75 h , siendo h el peralte total.

Si V_u es mayor que $1.5 F_R$ $bd \sqrt{F_c^*}$ la separación de estribos no será mayor que $0.37 h$.

En ningún caso se aceptará que V_u exceda de $2.5 F_R$ $bd \sqrt{F_c^*}$

El refuerzo mínimo por tensión diagonal consistirá en estribos de $1/4$ de pulgada de diámetro (6.3 mm) espaciados a cada $0.75 h$.

Para elementos con presfuerzo parcial el refuerzo por tensión diagonal se calculará de igual modo que para vigas de concreto reforzado.

Cuando la reacción comprima la cara inferior del elemento que se diseña, las secciones situadas a una distancia del paño del apoyo menor que $0.5 h$ se dimensionarán para la fuerza cortante que actúa en la sección a $0.5 h$.

V.4 Especificaciones para diseño de elementos de concreto prefabricado

V.4.1 Generalidades

Las estructuras prefabricadas se diseñarán con los mismos criterios aplicados para las estructuras coladas en el lugar pero considerando las condiciones de carga que se presenten durante el proceso constructivo y las restricciones que impongan las conexiones.

Las conexiones se proyectarán de modo que las restricciones que

Impongan sean congruentes con las hipótesis para el análisis de la estructura.

La resistencia de una conexión a las fuerzas internas que debe transmitir será por lo menos igual a 1.3 veces el valor de diseño de dicha fuerza interna.

Al proyectar las conexiones deberán preverse las tolerancias y holguras necesarias para el montaje.

V.4.2 Disposiciones para diseño

Como factor de comportamiento sísmico Q las estructuras prefabricadas se diseñarán considerando Q igual a 2. Excepcionalmente el reglamento del Distrito Federal autoriza incrementar este valor a 3 siempre y cuando se tomen precauciones especiales en el diseño y la construcción de las conexiones y el resto de la estructura cumpla con las disposiciones para marcos dúctiles.

La resistencia f'_c del concreto empleado en las conexiones deberá ser por lo menos igual a la mayor f'_c que tengan los elementos que se conecten.

El acero de refuerzo en las mismas conexiones tendrá $f_y \leq 4200$ kg/cm². Las conexiones deberán tener la capacidad mayor que 1.3 veces las fuerzas internas de diseño que transmiten; deberán estar provistas de estribos de confinamiento, verticales y cerrados y deberán asegurar la adecuada transmisión de los esfuerzos de compresión.

Los ductos que atraviesen los nudos deberán tener un diámetro por lo menos 3 veces mayor que el de la barra que contengan para permitir el relleno con lechada debidamente compactada que asegure la adherencia de las barras.

Las superficies de contacto de los elementos prefabricados con una conexión tendrán un acabado rugoso de 5 milímetros de espesor, estas se limpiarán y se saturarán con agua cuando menos durante 24 horas antes de colar el concreto de la conexión. En este concreto se incluirá un aditivo estabilizador de volumen.

En las secciones compuestas se revisará la transferencia de cortantes en la superficie de contacto, mediante la expresión:

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

Donde V_u es la fuerza cortante de diseño b_v es el ancho del área de contacto y d es el peralte efectivo de la sección compuesta.

Los valores admisibles de este cortante de transferencia son los siguientes:

- a) 3 kg/cm² cuando la superficie de contacto este rugosa y limpia y no existan conectores.
- b) 6 kg/cm² cuando existan conectores y la superficie de contacto este limpia pero no rugosa.

- c) 25 kg/cm² si hay conectores y la superficie de contacto esta limpia y rugosa.

Los conectores estarán formados por barras o estribos normales al plano de contacto. El área mínima de refuerzo será $3/f_y$ veces el área de contacto, estando f_y en kg/cm². La separación máxima de conectores será de 60 centímetros pero sin exceder 6 veces el espesor del elemento colado en el lugar. Los conectores se anclarán en ambos elementos que conectan en una longitud tal que les permita desarrollar en el plano de contacto por lo menos el 80 % de su esfuerzo de fluencia.

El refuerzo de tensión diagonal de una viga compuesta se diseñará como si la viga fuera monolítica.

Los elementos prefabricados deben revisarse para las fuerzas que puedan presentarse durante el montaje incluyendo los efectos del sismo y viento.

También deben verificarse los procedimientos constructivos y los dispositivos que se empleen en el montaje para garantizar que los elementos prefabricados se conserven en su lugar mientras adquiere resistencia el concreto colado en el sitio de las conexiones.

V.5 Tolerancias

El Reglamento de Construcciones del Departamento del Distrito Federal especifica las tolerancias máximas que pueden admitirse en las desviaciones entre las dimensiones de proyecto y las reales.

- 1.- Las dimensiones de la sección transversal no serán mayores que las de proyecto en más de $1 \text{ cm.} + 0.05 t$ ni menores en $0.3 \text{ cm} + 0.03 t$ donde t es la dimensión de la sección en la dirección en que se considera la tolerancia.
- 2.- El espesor de zapatas losas y muros no será mayor que el de proyecto en $0.5 \text{ cm.} + 0.05 h$, ni menor de $0.3 \text{ cm.} + 0.03 h$, donde h es el espesor del elemento según proyecto.
- 3.- El desplome máximo en una columna será de $0.5 \text{ cm} + 0.02 b$ donde b es la dimensión de la sección de la columna paralela a la desviación.
- 4.- La posición de los ejes de las vigas con respecto a las de las columnas en que se apoyan no diferirá de la de proyecto en más de $1 \text{ cm.} + 0.02 t$ ni en más de $1 \text{ cm.} + 0.02 b$, donde t es la dimensión de la sección transversal de la columna paralela a la desviación y b es el ancho de la viga. En ningún caso la distancia vertical de piso a techo en un entrepiso diferirá de la de proyecto en más de 3 cm. y la inclinación de la losa no diferirá en más de 1% .

La posición del refuerzo en losas, zapatas, muros y vigas no reducirá el peralte efectivo de proyecto d en más de $0.3 \text{ cm.} +$

0.03d ni reducirá el recubrimiento en más de 0.5 cm . En columnas rige la misma tolerancia pero sustituyendo el peralte d por la dimensión t.

- 5.- La separación entre barras de refuerzo no diferirá de la de proyecto en más de 1 cm. + 0.10 s, donde s es la separación de proyecto; pero de cualquier modo no se alterará el número de barras ni su diámetro y se tendrá cuidado en que la separación real permita el paso del agregado grueso.
- 6.- La separación entre estribos de vigas o columnas serán mayores de 1 cm. + 0.10s, pero sin alterar el número de elementos ni su diámetro.

El comité sobre tolerancias del Instituto del Concreto Prestorzado(PCI) de Estados Unidos publicó en febrero de 1985 sus recomendaciones sobre tolerancias para la prefabricación y montaje de elementos de concreto; así como para la construcción de conexiones y de otros detalles típicos. El documento es muy amplio por lo que aquí solamente transcribimos las tolerancias para 2 elementos de uso común: La viga " TT " y la viga "T".

Vigas " TT" (ver figura-31)

a=	Longitud	+25mm.
b=	Ancho (total)	± 6mm.
c=	Peralte	± 6mm.
d=	Ancho del nervio	±3mm.
e=	Espesor del patín	+ 6mm, - 3mm.
f=	Separación entre nervio	± 6 mm.

- g = De eje de nervio a orilla de patín ± 6 mm.
- h = Desviación respecto a la cuadratura o esviajamiento del patín ± 3 mm. por 300 mm. de ancho, ± 13 mm. max.
- i = Desviación de la cuadratura o esviejamiento extremo especificado ± 3 mm. por 300 mm., 13 mm. max.
- j = Flecha lateral (desviación de una línea recta paralela al eje central del elemento)
 Para longitudes hasta de 12,00 m. ± 6 mm.
 Para longitudes entre 12.00 y 18.00 m. ± 9.5 mm.
 Para longitudes mayores de 18.00 m. ± 13 mm.
- k = Desviación de contraflecha respecto a la contraflecha de diseño ± 6 mm. por 3.00 m. ± 19 mm. max.
- l = Diferencia de contraflecha entre elementos adyacentes con el mismo diseño 6 mm. por 3.00m. 19mm. max.
- m = Posición de tendones
 Aislados ± 6 mm.
 En paquete ± 13 mm.
- n = Variación entre la ubicación de los puntos de flexión para tendones doblados **
- o = Posición de ventanas ± 25 mm.
- p = Tamaño de ventanas ± 13 mm.
- q = Posición de placas ± 25 mm.
- r = Posición de placas de apoyo ± 13 mm.
- s = Inclinación y pulido de placas ± 6 mm.
- t = Inclinación y pulido de placas de apoyo ± 3 mm.
- u = Posición de mangitos dentro de los nervios ± 25 mm.
- v = Posición de anclajes para conexiones estructurales ± 13 mm.
- w = Posición de dispositivos para el manejo

	paralelo a la longitud	± 150 mm.
	Transversal a la longitud	± 25 mm.
x=	Tersura local de cualquier superficie	6mm en 3.00 m.

No se aplica a la superficie exterior del patín que se deja rugosa para recibir la capa superior, ni a la superficie oculta visualmente.

* Para elementos en que la relación de claro a peralte es aproximadamente 30 o más puede no ser aplicable la tolerancia que se indica para contraflecha. Si se aplica el control de contraflecha de acuerdo con esta tolerancia en vigas con estas relaciones de claro a peralte, pueden requerirse alicientes especiales para la producción. Este requisito debe discutirse detalladamente con el fabricante.

** La ubicación económica de los puntos de doblado de los torones depende en gran medida de las características particulares de la cama de tensado. A menudo es posible emplear una tolerancia grande para este asunto con pocas consecuencias en el diseño. Tolerancias de ubicación del orden de 51 cm. serán beneficiosas para la economía.

Vigas "I" * (ver figura-32)

a=	Longitud	± 6 mm. por 10.50 m. ± 25 mm.
b=	Ancho (total)	+9.5 mm. -6 mm.
c=	Peralte (total)	+13 mm. + 6 mm.
d=	Peralte (de patines)	± 6 mm.
e=	Ancho (del alma)	+ 9.5 mm. -6 mm.
f=	Flecha lateral (desviación respecto de una línea recta paralela al eje central del elemento)	3 mm. por 3.00 m.

- g = Desviación respecto a la cuadratura o esviajamiento especificado ± 5 mm. por 300 mm. ± 25 mm. max.
- h = Desviación de la contraflecha ** respecto a la contraflecha de diseño ± 3 mm. por 3.00 mm. ± 13 mm. max. hasta 24.00 m. de longitud ± 25 mm. max. para más de 24.00 m. de longitud
- i = Posición de tendones
 Aislado ± 6 mm.
 En paquete ± 13 mm.
- j = Desviación respecto a la posición de diseño de los puntos de doblez para torones doblados ***
- k = Posición de placas ± 25 mm.
- l = Posición de placas de apoyo ± 16 mm.
- m = Inclinación y tersura de placas ± 6 mm.
- n = Inclinación y tersura de placas de apoyo ± 3 mm.
- o = Posiciones de ductos para postensado ± 6 mm.
- p = Posición de anclaje para conexiones estructurales ± 13 mm.
- q = Posición de dispositivos de manejo
 Paralelo al largo ± 150 mm.
 Transversal al largo ± 25 mm.
- r = Posición de estribo
 r_1 separación longitudinal ± 50 mm.
 r_2 proyección superior ± 19 mm.
- s = Tersura local de cualquier superficie 6 mm en 3 m.
 No se aplica a superficies superiores que se dejan rugosas para recibir una losa ni a superficies visualmente ocultas.

* Las autoridades de puentes a menudo especifican un conjunto completo de tolerancias para vigas de puentes. Cuando estas vigas se empleen como vigas de puentes debe tenerse cuidado de verificar las tolerancias que aquí se indican con las especificadas con la autoridad en puentes que supervise el proyecto.

** Para elementos con una relación de claro a peralte cercano o superior a 30 puede no ser aplicable la tolerancia indicada para contraflecha. Si se aplica esta tolerancia para el control de contraflecha en vigas con tales relaciones de claro a peralte, es posible que se requieran alicientes especiales para la producción. Este requerimiento debe discutirse en detalle con el fabricante.

*** La ubicación económica de los puntos de deflexión de un tendón depende en gran medida de las características particulares de la cama de tensado. A menudo es posible una tolerancia grande para la ubicación de este punto, con pocas consecuencias en el diseño. Tolerancias de ubicación del orden de 51 cm resultarán beneficiosas para la economía.

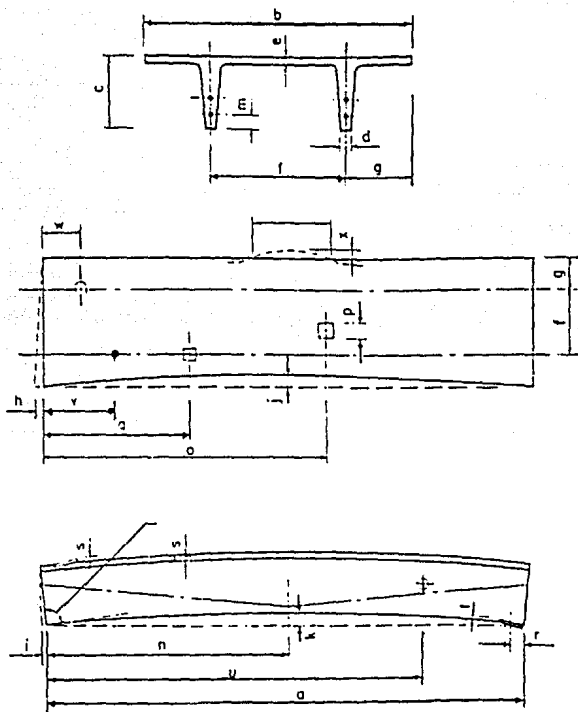


Figura-31 Tolerancias en vigas "TT".

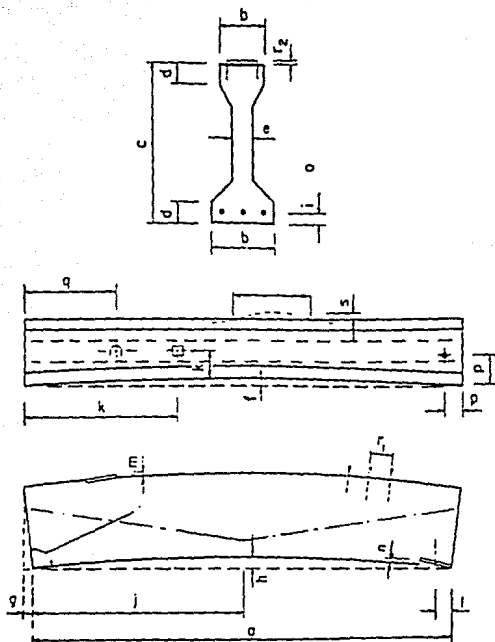


Figura-32 Tolerancias en vigas T.

VI. DISEÑO DE CONEXIONES

VI.1 Consideraciones generales

VI.1.1 Producción

Para obtener un diseño satisfactorio de conexiones deben considerarse plenamente los requisitos de producción de modo que se logre satisfacer aspectos económicos, sin sacrificar los de funcionamiento. Desde el punto de vista económico es conveniente que las conexiones sean normalizadas, es decir, que los elementos que las formen sean iguales en el mayor número posible, aunque esto propicie que en algunos sitios las conexiones queden sobradas al igualarlas a otras conexiones con mayores solicitaciones. Lo anterior evita la probabilidad de error que se tiene cuando en un mismo proyecto se manejan diferentes tipos de conexiones, ya que en tal caso las conexiones pueden colocarse en el lugar inadecuado.

La normalización debe comprender también la limitación de los elementos que formen la conexión a los materiales fácilmente disponibles en el mercado, esto puede obligar a que en algunos casos dichos elementos queden sobrediseñados, pero esta situación es preferible a la de emplear en los proyectos elementos poco comerciales que representen demoras en la construcción justamente en el momento de iniciarla, por las dificultades para la adquisición de elementos no comunes.

El refuerzo que se emplee en las conexiones debe ser de preferencia con varillas de diámetro inferior al # 6 (ϕ 19 mm.) ya que si se

emplean barras más grandes se requerirán longitudes de anclaje también grandes y habrá dificultades para el doblado de las varillas.

El refuerzo que se emplee deberá ser soldable. Existen aceros de alta resistencia que no pueden soldarse porque el material se cristaliza al sujetarse al calor, pudiendo generarse una falla.

Por otro lado en el proyecto de la conexión se debe tener cuidado de no tener un gran número de varillas, porque el refuerzo excesivo dificulta la colocación y el vibrado del concreto y en consecuencia, pueden formarse huecos en el interior de la conexión.

Cuando se tengan varillas que se cruzan se aconseja dibujar las conexiones con suficiente detalle para verificar las posibles interferencias entre varillas y otros elementos.

Frecuentemente es necesario dejar ahogados en los elementos de concreto precolado, placas, ángulos u otros perfiles de acero estructural. Estos elementos deben sujetarse firmemente a los moldes para evitar que queden desalineados o distorsionados en relación a su posición correcta. Para evitar que bajo el perfil se formen huecos por efectos de las burbujas de aire, deberán perforarse agujeros en el perfil para permitir el paso del aire libre.

Las conexiones se diseñaran con una aproximación a un centímetro. esto hace que el proyecto detallado sea más sencillo y que se facilite también la construcción.

Las dimensiones correctas de la conexión permitirá que los

elementos por unir cumplan fácilmente con las tolerancias adoptadas. No es práctico aspirar a que los elementos de conexión ensamblen entre sí como las piezas de un reloj. La separación mínima entre piezas será de 6 mm. y de preferencia de 10 mm.

Frecuentemente los elementos prefabricados se construyen en camas largas y la separación entre un elemento y otro se hace mediante una placa metálica llamada separador. Si el separador se aparta de la vertical puede ocurrir que se reduzca la longitud de apoyo de la pieza.

Por lo que se refiere a las conexiones de las columnas con sus bases, es frecuente que se empleen placas, que son de mayor dimensión que la sección de la columna y se colocan en ella desde el momento del colado. Por esta razón no es posible fabricar columnas en líneas largas como los pilotes porque las placas interfieren. Para subsanar esta dificultad en algunas ocasiones se utilizan como elementos de conexión en la base de las columnas varillas de refuerzo saliente que posteriormente se insertan en tubos llenos de lechada que se empotran en los cimientos o en el otro elemento de conexión. Para estos refuerzos sobresalientes se requieren separadores especiales cuya colocación puede afectar el programa de producción.

Frecuentemente a las columnas se les provee de elementos salientes para su conexión a las trabes de la estructura; lo más común es que para este efecto se empleen ménsulas. Estos elementos corren el riesgo de dañarse en las maniobras de transporte y además dificultar la producción porque complican el molde de las columnas. Para evitarlos se suelen recurrir a otros tipos de conexiones como placas que queden ancladas al interior de la columna y cuya superficie no rebase la cara de la

columna. A estas placas se sueldan o se atornillan placas que soportan las vigas.

También, por simplicidad de producción se suele prefabricar únicamente el fuste de la columna, colando en sitio los nudos en los que ésta se conecta a las vigas o a los cimientos.

VI.1.2 Montaje

Cuando se diseñen las conexiones de los elementos prefabricados deberá tomarse en cuenta el procedimiento de montaje o erección, dando preferencia a los detalles que además de satisfacer los requisitos estructurales favorezcan y faciliten el montaje.

También durante el diseño, deberán preverse las tolerancias en las conexiones con el valor máximo que sea factible para facilitar el montaje.

Los detalles de conexión deberán prever la posibilidad de que las superficies de apoyo queden desalineadas o alabeadas; y en caso necesario deberán poder corregirse empleando mortero con estabilizador de volúmen o apoyos elastoméricos. Los mayores problemas ocurren cuando la conexión corresponde a un cambio de contratista, es decir cuando el contratista a un lado de la conexión es distinto del que ejecuta el otro lado. En este caso suelen presentarse diferencias importantes de niveles y de alineamientos. Deberán por lo tanto preverse tolerancias mayores y los medios para ajustar discrepancias.

Durante el montaje pueden presentarse solicitudes temporales de cargas que impongan sobre las conexiones condiciones muchos más desfavorables que las que tendrán una vez que la obra este terminada. Para controlar esta situación puede ser necesario recurrir a conexiones temporales de las piezas para agregar elementos de arriostamiento o de contraventeo.

Un proyecto debe incluir en detalle los procedimientos de montaje, con especial cuidado en prever la secuencia del montaje, las conexiones provisionales y definitivas y especificar las cargas máximas a que podrá someterse la estructura durante el montaje.

En lo que se refiere a la soldadura de campo cabe señalar que los proyectistas suelen recurrir a ellas en forma indiscriminada para resolver los problemas que plantea el montaje. Esta tendencia es poco aconsejable ya que la soldadura es costosa y frecuentemente induce efectos desfavorables que no se consideran adecuadamente en el cálculo, como por ejemplo las fuerzas debidas a las restricciones que la soldadura impone a los desplazamientos originados por los cambios de temperatura. Normalmente es conveniente que las soluciones soldadas se empleen con otro tipo de conexión.

Al proyectar conexiones con soldadura se tendrá cuidado en que estas puedan hacerse soldando hacia abajo para facilitar el trabajo de campo. Las soldaduras sobre cabeza resultan de ejecución más laboriosa y menos confiable.

Cuando se empleen conexiones a base de concreto colado en sitio se preferirá de ser posible que el colado sea autocimbrado, es decir, que

los propios elementos que se conecten puedan contener al concreto fresco sin necesidad de cimbra adicional. Cuando esto no sea posible se estudiará la forma de cimbrar adecuadamente el concreto y de rescatar fácilmente las cimbras después del fraguado.

Las conexiones deberán proyectarse de tal modo que se ejecuten trabajando hacia abajo sobre los elementos montados y no hacia arriba con el operador apoyado en escaleras o andamios.

Al igual que en la producción los detalles de montaje deberán estar lo más normalizado que sea posible. La repetición de la conexión familiariza a los operarios con ella, acelera el programa de montaje, facilita el embarque de los elementos y mejora el control de calidad.

El Ingeniero responsable del diseño esta obligado a observar el montaje de la estructura y evaluar la bondad de los detalles de la conexión prevista. Especialmente de observar si el procedimiento de ejecución es el supuesto o es modificado por los operarios para bien o para mal. Las modificaciones muchas veces pueden ser inadvertidas y conducir a irregularidades que afecten desfavorablemente la integridad de la obra.

VI.1.3 Fuerzas actuantes

Las acciones que solicitan a una conexión son las mismas que se consideran conjuntamente para el cálculo de edificios o puentes; sin embargo, existen cargas adicionales que son peculiares a las estructuras prefabricadas de concreto o que se generan en el procedimiento de montaje.

Las cargas típicas son las de gravedad debidas a cargas vivas y muertas; las cargas de viento, las cargas de sismo y las vibraciones producidas por maquinaria y equipo.

Las cargas indicadas muchas veces no son las que producen las condiciones más desfavorables en una conexión sino que los efectos más drásticos ocurren cuando se tienen restricciones a los desplazamientos o rotaciones por cambios volumétricos. También pueden ser desfavorables las sobrecargas a que se somete el elemento durante el montaje.

Los cambios volumétricos de los elementos prefabricados y presforzados se originan por cambios de temperatura, por los efectos de fluencia y de contracción. Las conexiones deben permitir los movimientos que estos cambios demandan. Por el contrario, se restringen los movimientos potenciales que pueden desarrollar fuerzas considerables. Las restricciones ocurren cuando se sueldan los elementos en ambos extremos o cuando se tiene una fricción excesiva en los apoyos que impide las deformaciones por flexión. En estas condiciones se desarrollan en la conexión fuerzas horizontales que rebasan en forma importante su capacidad supuesta. Por ejemplo en conexiones coladas en sitio con capacidad para momento negativo las fuerzas por las restricciones al movimiento pueden provocar la fluencia del refuerzo de momento negativo y en consecuencia la sobrecarga de la viga que de esta forma trabajará como viga libremente apoyada y no como viga continua supuesta en el proyecto.

Deberá considerarse una carga mínima de viento de 150 kg/m^2 sobre la superficie proyectada de vigas columnas y otros elementos. Esta carga incluye ya los efectos de presión y succión sobre la estructura para

un viento de 160 km/hr.

Suele distinguirse entre conexiones "duras" y "suaves". Las primeras son las que se forman por placas o perfiles de acero que se conectan mediante soldadura; o las que se hacen con concreto colado en el lugar. En cambio las segundas son aquellas en que un elemento descansa simplemente sobre otro mediante un material amortiguador elastomédico o de otro tipo.

En realidad la distinción debe establecerse en función de las restricciones que la conexión impone al movimiento; la conexión a base de concreto colado en sitio es menos rígida que la de placa soldada y la conexión suave con placas elastomédicas puede mejorarse sustancialmente si se le agregan dispositivos que impidan el desplazamiento lateral por efecto de sismo o viento.

VI.2 Procedimientos de diseño

VI.2.1 Tolerancias

No deben de confundirse las tolerancias con los espacios libres. Las tolerancias en las conexiones de concreto prefabricado son una función del tamaño y tipo de elemento que vaya a conectarse. En la siguiente tabla se muestran las tolerancias recomendadas para conexiones comunes:

CONCEPTO

TOLERANCIAS
RECOMENDADAS
EN MILIMETROS

CIMENTACIONES:

Pernos de anclaje, colocados con plantilla.....	± 6
Elevación de zapatas coladas en obra.....	± 16

CONCRETO ESTRUCTURAL PREFABRICADO:

Posición de las placas.....	± 25
Ubicación de insertos.....	± 13
Ubicación de placas de apoyo.....	± 13
Ubicación de desvastes.....	± 13
Longitud.....	± 20
Peralte.....	± 6
Ancho del alma.....	± 3
Ancho total.....	± 6
Desviación horizontal respecto a la escuadra en los extremos.....	± 6
Desviación vertical respecto a la escuadra en los extremos.....	± 10 por m
Desviación del apoyo respecto al plano.....	± 3
Posición de ductos para cables postensados.....	± 6

CONCRETO ARQUITECTONICO PREFABRICADO:

Longitud o ancho.....	± 10
Ancho de juntas.....	10 a 16
Dimensiones mínimas y máximas.....	6 a 20

VI.2.2 Factores de carga

Para las conexiones se recomienda el método de diseño de la resistencia última. Para la aplicación de este método los factores de carga seleccionados deberán ser mayores que los empleados para el diseño de los elementos que se conectan. Esto obedece a que las conexiones están sujetas a elevadas concentraciones de esfuerzos y a que pueden ocasionarse cambios importantes en las cargas que actúan en la conexión si existe una ligera variación respecto a las condiciones de diseño.

Se estima que un factor de mayoración de $4/3$ respecto a los factores de carga de los miembros por unir, es adecuado. En estas condiciones para cargas muertas y vivas el ACI da para elementos individuales.

$$U = 1.4 D + 1.7 L$$

Se tendrá para las conexiones

$$U = 1.9 D + 2.25 L$$

Sin embargo cuando se consideran efectos de cambios volumétricos, que generalmente rigen para elementos prefabricados, se puede aplicar a lo anterior un factor reductor de 0.75 con lo que se revierte a los factores $1.4D + 1.7L$. Para simplificar los cálculos se puede tomar $1.6(D+L)$.

VI.2.3 Recomendaciones para diseño de efectos típicos en la conexión

V.2.3.1 Fricción por cortante

El concepto de fricción por cortante permite diseñar al límite numerosos tipos de conexión. Se parte del supuesto de que la conexión puede desarrollar una grieta en la posición que se estime más desfavorable. El acero de refuerzo normal al plano de la grieta potencial, puede desarrollar una fuerza $A_s f_y$ y por fricción una fuerza $\mu A_s f_y$. Si la fuerza de fricción es mayor que el cortante último en el plano potencial de falla, la grieta no se producirá. Para mayor seguridad a la fuerza de fricción se le aplica el factor de reducción de la resistencia ϕ . Se tendrá:

$$\phi \mu A_s f_y \geq v_u$$

ϕ se toma igual a 0.85 y los valores de μ y del esfuerzo cortante último máximo, v_u se dan en la siguiente tabla para diversos casos.

CONDICION DE AGRIETAMIENTO DE LA SUPERFICIE DE CONCRETO	RECOMENDADO μ	v_u Max. kg/cm ²
Concreto a concreto vaciado monóticamente	1.4	60
Concreto contra concreto viejo, con rugosidad de 6 mm.	1.0	42
Concreto a acero con conectores de pernos soldados	1.0	42
Concreto a concreto con superficie de contacto lisa	0.7	30

VI.2.3.2 Aplastamiento

a) En placas de apoyo

Se recomienda emplear apoyos de neopreno puro, que serán nuevos sin incorporar ningún material regenerado y que cumplan con las siguientes normas :

Esfuerzo máximo a la compresión	70 kg/cm ²
Deformación máxima a compresión	15 %
Deformación máxima por cortante	50 %
Módulo instantáneo de cortante (G)	9 kg/cm ²
Módulo a largo plazo de cortante (G _l)	4.5 kg/cm ²
Resistencia mínima a la tensión	175 kg/cm ²

b) Aplastamiento sobre concreto sin reforzar.

Cuando únicamente actúan cargas verticales, el esfuerzo último de aplastamiento sobre el concreto no excedera de:

$$f_{bu} = \phi 18.6 \sqrt{f'_c} \sqrt[3]{\frac{S}{W}}$$

En donde $\phi = 0.70$, w el ancho de la placa de apoyo, s distancia del eje de la placa al borde del concreto.

Si además actúa una fuerza horizontal T_u la resistencia anterior se reducirá afectándola del coeficiente C_r valuado mediante:

$$C_r = \left(\frac{S W}{1290} \right)^{T_u / V_u}$$

El producto sw no se tomará mayor de 58 cm².

Para el concreto ligero los valores anteriores se reducirán multiplicándolos por 0.85.

c) Aplastamiento sobre concreto armado.

Cuando las cargas son muy pesadas o los apoyos pueden estar sujetos a fuerzas horizontales importantes, es necesario reforzar el concreto sujeto a aplastamiento. El refuerzo se colocará de modo que cruce las posibles grietas y se proporcionará, con el concepto de fricción por cortante.

VI.2.3.3 Cortante

En las conexiones generalmente la relación entre el brazo de la fuerza cortante a la sección crítica y el peralte efectivo de dicha sección es menor que uno, lo que permite reducir los efectos calculados por la teoría convencional de las vigas. El cortante en la conexión se puede transmitir por concreto, por perfiles de acero o por una combinación de ambos.

a) Cortante transmitido a través del concreto.

La resistencia última de la sección de concreto puede valuarse mediante:

$$V_u = \phi \text{ bd } \sqrt{f_c'} C_1 C_2$$

$$\phi = 0.85$$

$$C_1 = 6.5 (1 - 0.5 \frac{d}{L_v})$$

$$C_2 = \frac{(1000 P_{VI})^{(1/3+0.4/T_u/V_u)}}{10^{0.8 T_u/V_u}}$$

$$10^{0.8 T_u/V_u}$$

L_v = brazo de cortante.

P_v = porcentaje de refuerzo vertical.

V_u, T_u = fuerzas vertical y horizontal últimas que actúan en el apoyo, se calculan, pero T_u no se tomara menor que $0.2 V_u$

b) Cortante transmitido por perfiles de acero empotrados.

Para transmitir el cortante puede emplearse un perfil de acero empotrado. Los perfiles más comunes son las vigas "I" los canales o las placas verticales. Para cualquier tipo de perfil empotrado de un sólo lado la capacidad máxima del concreto es igual a :

$$V_u = \frac{\sigma f' b l_e}{3+4(l_v/l_e)}$$

σ = 0.85

b = ancho del perfil.

l_v = brazo de la fuerza cortante.

l_e = longitud de empotramiento del perfil.

Si además existe una fuerza horizontal T_u se proporcionaran conectores del perfil al concreto para tomarla, en caso de que el esfuerzo de adherencia último sobre el perímetro del perfil exceda de 18 kg/cm^2

Si el perfil empotrado se prolonga a ambos lados de la columna y se carga en forma simétrica la capacidad última del concreto se valorará mediante:

$$V_u = \frac{\sigma f' b l_e}{3}$$

VI.2.3.4 Fuerzas debidas a los cambios volumétricos

Estas fuerzas provienen de la restricción a los movimientos inducidos en la estructura por la contracción, la fluencia y los cambios de temperatura. Estas fuerzas son de gran importancia y frecuentemente ocasionan la falla de conexiones, por lo que es mejor sobreestimarlas que subestimarlas.

a) Contracción.

El acortamiento unitario por contracción de cualquier elemento puede estimarse por:

$$\Delta \epsilon_s = [(K_m \epsilon_s) t_2 - (K_m \epsilon_s) t_1]$$

t_1 = edad en días del elemento al hacer la conexión.

t_2 = edad en días cuando los cambios volumétricos han cesado.

ϵ_s = deformación unitaria por contracción (shrinkage)

b) Fluencia.

El acortamiento unitario por fluencia de cualquier elemento puede estimarse mediante:

$$\Delta \epsilon_c = K_p [(K_m \epsilon_c) t_2 - (K_m \epsilon_c) t_1]$$

ϵ_c = deformación unitaria por fluencia (creep)

c) Temperatura.

El cambio de longitud unitario debido a cambios de temperatura puede estimarse mediante:

$$\Delta \epsilon_t = C (\Delta ^\circ \text{C})$$

En donde $C = 10.8 \times 10^{-6} \times 10$ para concreto normal y 9×10^{-6} para concreto ligero, por grado centígrado.

$\Delta ^\circ \text{C}$ = cambio de temperatura en grados centígrados.

La aplicación de las expresiones anteriores se simplifica utilizando la tabla siguiente, que da las deformaciones unitarias tomando en cuenta fluencia, contracción y temperatura.

FACTOR DE MASA cm	DEFORMACION PARA	DEFORMACION PARA
	CONCRETO NORMAL (cm/cm)	CONCRETO LIGERO (cm/cm)
25	0.00062	0.00081
38	0.00067	0.00089
50	0.00069	0.00091
75	0.00080	0.00105
100	0.00086	0.00113
125	0.00089	0.00116
150	0.00089	0.00116

En esta tabla el factor de masa es la relación entre el área de la sección transversal y el perímetro expuesto de la misma.

VI.2.3.5 Soldadura

No se recomienda soldar varillas con resistencias superiores a 4200 kg/cm² ni con contenidos de carbono que excedan de 0.5 % o de manganeso mayores de 1.3 %. Se emplearán únicamente electrodos de bajo hidrógeno de la clase E 7015 o E 7016.

Debe tenerse presente que la soldadura introduce una reducción en la resistencia última a tensión, sin cambiar el límite de fluencia, por lo que el empleo de ella produce una reducción importante de la ductilidad.

La resistencia a la ruptura de una varilla soldada queda dada por :

$$T_w = \sigma (1800) l_w t_w \text{ (soldadura = welding)}$$

$$\sigma = 0.70$$

l_w = longitud de soldadura

t_w = espesor de la soldadura

VI.2.3.6 Traslapes de varillas de refuerzo

Las conexiones que se realizan con traslapes del acero de refuerzo, ocurren frecuentemente en secciones críticas por lo que las varillas que se traslapan deben estar provistas de las longitudes de desarrollo que enseguida se indican para esfuerzos a tensión, compresión y de confinamiento.

- a) Refuerzo a tensión.

Para varillas de $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

$$l_d = \frac{25 A_b}{\sqrt{f'_c}}$$

donde A_b = área de una barra

l_d no debe ser menor de 25 veces el diámetro de la barra ni de 30 centímetros.

Para concretos ligeros la longitud de desarrollo anterior se incrementará en un 20 %.

Las disposiciones anteriores se refieren a varillas inferiores. Para varillas superiores las longitudes de desarrollo se incrementarán en 40 %

b) Compresión.

Para varillas con $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

$$l_d = \frac{32 d_b}{\sqrt{f'_c}}$$

donde d_b = diámetro de la barra.

La longitud de desarrollo no será menor de 18 veces el diámetro de la varilla ni de 20 centímetros.

c) Confinamiento del traslape.

Para asegurar la eficiencia del traslape del refuerzo podrá colocarse un acero de confinamiento calculado mediante la expresión.

$$A_t = \frac{A_s}{\mu}$$

En esta expresión se supone que el acero de traslape y de confinamiento tienen la misma f_y , A_s = acero traslapado, A_t = acero de confinamiento y μ = coeficiente de fricción con los valores que se dieron antes.

Si como acero de confinamiento las varillas traslapadas se unen con una espiral con diámetro mínimo de 6 mm y paso mínimo de 10 cm, las longitudes de desarrollo podrán reducirse al 75 % de los valores especificados en los incisos a y b .

VI.2.3.7 Varillas ancladas en ductos con lechada

Las varillas empotradas en un ducto relleno de lechada de cemento pueden servir de conexión entre columna y columna o entre columna y cimentación o para uniones sujetas a tensión y compresión.

La longitud de empotramiento necesaria en varilla con diámetro menor de 25 mm que se fuercen dentro de un ducto flexible relleno de lechada será por lo menos:

$$l_e = \frac{50 A_b}{\phi \Sigma_o}$$

Donde se supone que $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$, A_b es el área de una barra, Σ_o = el perímetro y $\phi = 0.85$. La longitud de empotramiento no debe ser menor de 15 cm.

El recubrimiento del concreto alrededor del ducto debe ser cuando menos de 7.5 cm. El espesor de la pared del ducto será mayor de 0.6 mm, el material de inyección tendrá una resistencia última a la compresión de 420 kg/cm^2 .

Alrededor del ducto se colocará un refuerzos de confinamiento formado por estribos o por una espiral, cuya área se valorará mediante:

$$A_{sh} = \frac{A_s}{\mu}$$

A_{sh} = área del refuerzo de confinamiento horizontal

A_s = área del refuerzo anclado.

μ = coeficiente de fricción con los valores recomienda anteriormente.

VI.2.3.8 Conexiones de las bases de las columnas

Estas conexiones tienen dos fases críticas: una durante el montaje y la otra en condiciones definitivas de trabajo.

La conexión más frecuente en este caso es la que utiliza placas de acero en la base de la columna. Esta placa puede ser mayor, igual o menor que la sección transversal de la columna.

Para placas mayores que la sección transversal, el procedimiento usual de anclajes es el de embeber los pernos en ductos rellenos de lechada y sujetarlos en su parte superior con doble tuerca.

En esta conexión la condición crítica de montaje considera que la carga la toman únicamente los pernos trabajando a compresión, antes de inyectar la lechada. En esta condición el espesor de la placa trabajando a flexión puede estimarse mediante:

$$t = \frac{1}{\phi} \sqrt{\frac{(\Sigma F) 4 x_c}{b f_y}}$$

donde $\phi = 0.90$

(ΣF) = fuerzas verticales actuantes

x_c = separación entre el borde de la columna y el eje de pernos.

b = ancho de la placa.

Si los pernos están a tensión, el espesor de la placa se obtiene mediante:

$$t = \frac{1}{\phi} \sqrt{\frac{(\Sigma F) 4 x_t}{b f_y}}$$

donde $\phi = 0.90$ y x_t = separación entre el eje de las varillas verticales de refuerzo de la columna y el eje de los pernos de anclaje.

En condiciones finales, si el espesor de la placa queda definido por esfuerzos uniformes de aplastamiento, puede calcularse mediante la expresión :

$$t = \frac{x_o}{\phi} \sqrt{\frac{2 f_{bu}}{f_y}}$$

donde $\phi = 0.90$

x_o = voladizo de la placa de conexión respecto al paño de la columna.

f_{bu} = esfuerzo último de aplastamiento en la placa.

VI.2.3.9 Conexiones para resistir momento

En una conexión resistente de momento deberá poder desarrollarse un par de fuerzas de tensión y compresión. En estas conexiones se evitará el agrietamiento indeseable, se proporcionará refuerzo de confinamiento y se revisarán los anclajes.

Las conexiones resistentes a momento pueden lograrse con

refuerzo común o aplicando presfuerzo con cables postensados.

En caso de emplear presfuerzo se revisará que la precompresión máxima sea menor de $0.40 f_c'$.

En estas conexiones se deben incluir en el cálculo, las fuerzas horizontales adicionales producidas por los cambios volumétricos.

VI.2.3.10 Pernos y conectores embebidos en el concreto

Estos elementos pueden dividirse en dos grupos: los que resisten cortante y los que resisten la tensión directa.

a) Conectores de pernos soldados.

La resistencia última de extracción de estos pernos se valúa mediante:

$$P'_{uc} = 4.72 \sigma (l_e + dh) \sqrt{f_c'} l_e$$

En donde $\sigma = 0.85$

La capacidad última al cortante puede en general valuarse mediante:

$$V'_{uc} = \sigma (446 d_e - 1589)$$

En donde $\sigma = 0.85$

d_e = profundidad del conector bajo la cara superior del concreto.

Para pernos sujetos a la acción combinada de tensión y cortante, se aplicará la siguiente fórmula de interacción:

$$\left[\frac{P_u}{P'_{uc}} \right]^{4/3} + \left[\frac{V_u}{V'_{uc}} \right]^{4/3} \leq 1$$

Si se hace caso omiso de la resistencia del concreto, la capacidad última a tensión del perno es:

$$P'_{us} = 0.9 A_b f_{su}$$

y para cortante la resistencia última del perno es:

$$V'_{us} = 0.75 A_b f_{su}$$

para pernos sujetos a la acción combinada de tensión y cortante y omitiendo la resistencia del concreto se aplica la siguiente Interacción:

$$\left[\frac{P_u}{P'_{us}} \right]^2 + \left[\frac{V_u}{V'_{us}} \right]^2 \leq 1$$

b) Ángulos de conexión.

Los ángulos de conexión se utilizan para resistir cortantes o para resistir cargas de compresión y tensión laterales.

En un ángulo cargado al corte el espesor de la pata queda dado por:

$$t = \frac{1}{\phi} \sqrt{\frac{4 V_u e_v}{f_y b}}$$

donde $\phi = 0.90$, e_v = distancia del punto de aplicación de la fuerza a la esquina del ángulo, b = largo del ángulo.

Para ángulos cargados lateralmente, sin cartabones el espesor de la pata puede determinarse mediante:

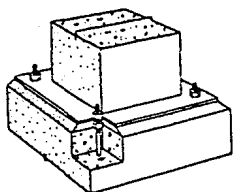
$$t = \frac{t}{\phi} \sqrt{\frac{4 T_u g}{f_y b}}$$

donde $\phi = 0.90$, T_u es la carga lateral, b es el largo del ángulo y g es el gramil (distancia de la posición del perno que atraviesa el ángulo a la esquina del mismo).

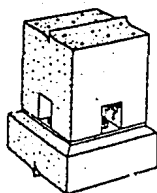
VI.3 Detalles de conexiones típicas

Existen muchos arreglos posibles para las conexiones. Los detalles para resolver cada caso deben fijarse considerando requisitos de montaje y de producción así como las condiciones de diseño en servicio; pero muchas veces quedan fijos en razón de los sistemas comunes que se emplean en la zona en que se ubica la construcción.

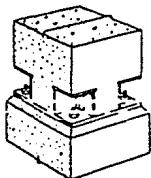
Presentamos a continuación algunas figuras de conexiones típicas, a manera de ilustración y que son recomendadas por el Instituto de Concreto Prefrozado (PCI).



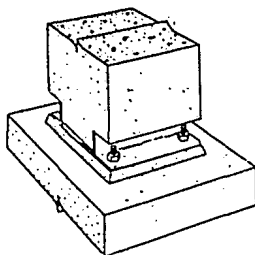
CB-1



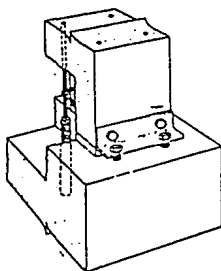
CB-2



CB-3

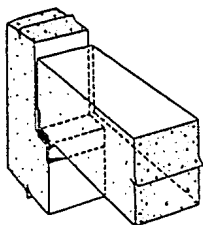


CB-4

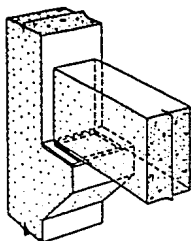


CB-5

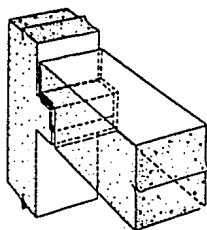
Figura-33 Conexiones típicas de base de columna.



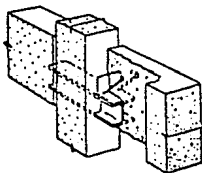
VC-1



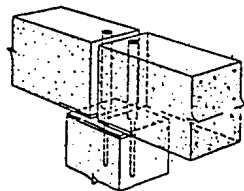
VC-2



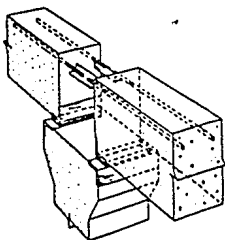
VC-3



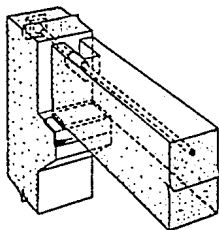
VC-4



VC-5

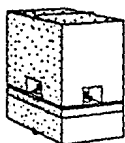


VC-6

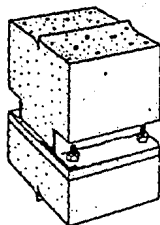


VC-7

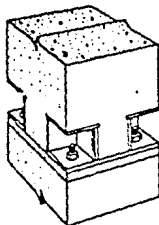
Figura-34 Conexiones típicas de viga a columna.



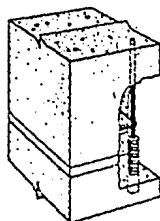
CC-1



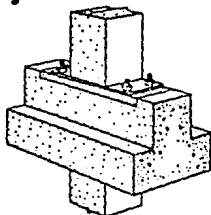
CC-2



CC-3

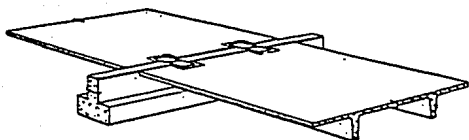


CC-4

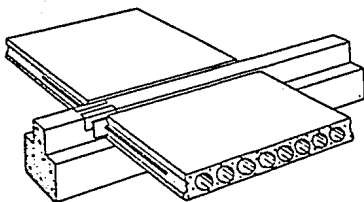


CC-5

Figura-35 Uniones típicas de columna a columna.

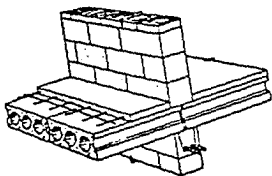


LV-1

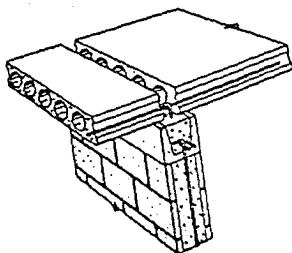


LV-2

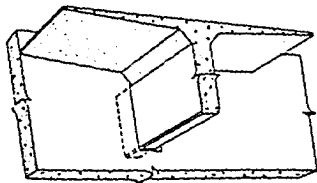
Figura-36 Conexiones típicas de losa a viga.



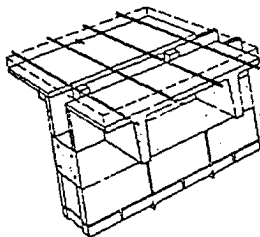
LM-1



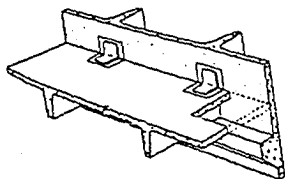
LM-2



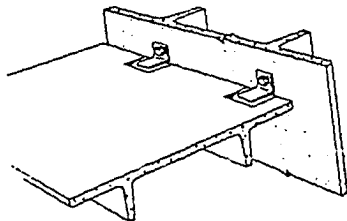
LM-3



LM-4

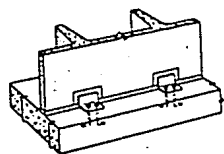


LM-5

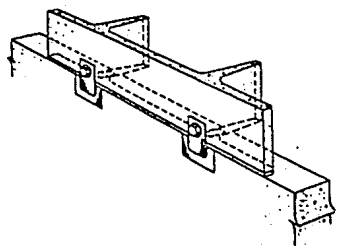


LM-6

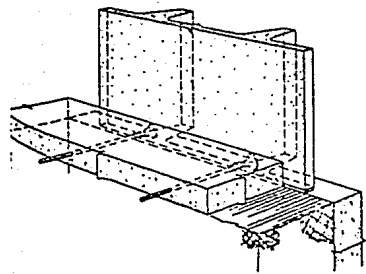
Figura-37 Conexiones típicas de losa a muro.



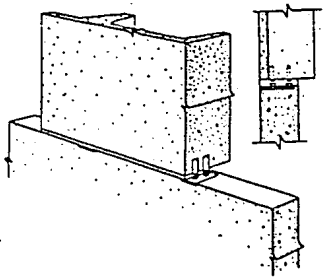
MC-1



MC-2



MC-3



MC-4

Figura-38 Conexiones típicas de muro a cimentación.

VII. APLICACION A UN EJEMPLO

VII.1 Descripción

Los conceptos desarrollados en los capítulos anteriores se aplicarán al análisis y diseño de un edificio destinado para un centro cultural en Morelia, Michoacán. El edificio tiene una planta rectangular de 17.00 metros de ancho y 44.00 metros de largo, con la distribución de traveses y columnas que se muestra en la figura-39.

El edificio consta de 3 niveles, entre la planta baja y el primer piso la altura es de 3.70 metros, los 2 entrepisos subsiguientes tienen 3.00 metros de altura; por lo que la altura total es de 9.70 metros.

Para evitar excentricidades excesivas que den lugar a torsiones sísmicas, se decidió dividir la estructura en dos cuerpos separados por una junta de dilatación entre los ejes 5 y 6. El cuerpo I esta destinado para oficinas y aulas, el cuerpo II a salas de usos múltiples (Auditorio, sala de baile, karate, etc.).

Las columnas y traveses son de concreto colado en sitio; las columnas son reforzadas y las traveses presforzadas. Los pisos del cuerpo I se forman con viguetas TT (doble "t") de 7.20 m. de claro de concreto pretensado prefabricadas y montadas (figura-40). En el cuerpo II las viguetas doble "t" tienen 14.40 metros de claro. La cimentación es a base de zapatas corridas de concreto reforzado y no fué objeto de análisis ni diseño en este trabajo.

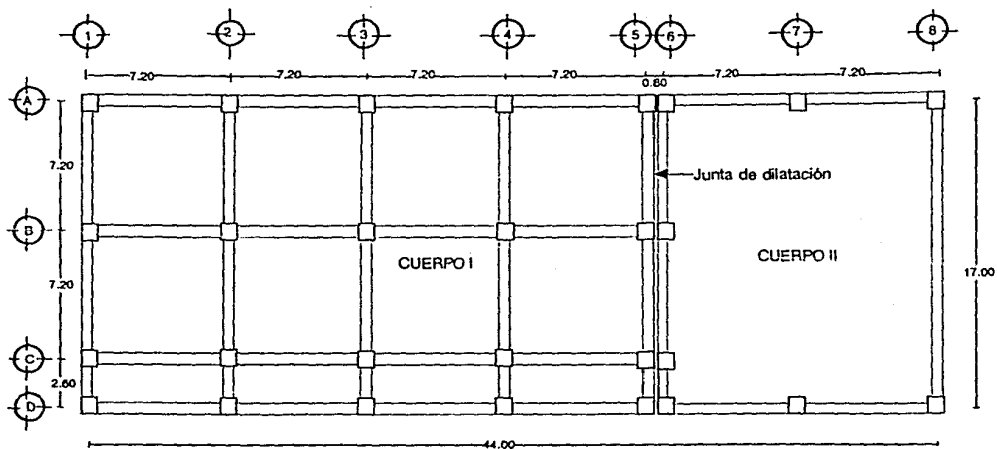
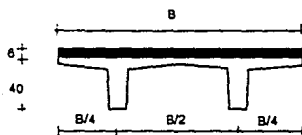
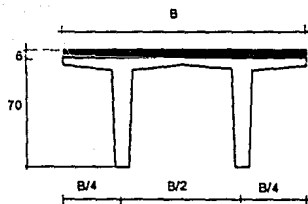


Figura- 39 Planta del Centro Cultural en Morelia, Michoacán..



CUERPO I



CUERPO II

Figura 40 Viguetas doble "T" para los pisos de los cuerpos I y II.

VII.2 Análisis por cargas verticales.

Para todos los pisos incluyendo carga muerta y carga de servicio, se consideró una carga total de 1,000 kg/m². Esta carga por la disposición de las vigas prefabricadas se transmite a los marcos numerados del 1 al 8.

En las figuras 41 a 44 se indica la nomenclatura de los marcos de los ejes A-D y 1-5 del cuerpo I y los marcos A-D y 6-8 del cuerpo II, empleadas para el análisis por carga vertical empleando el programa de computadora SICAL.

VII.3 Cálculo de rigideces.

Para el cálculo de rigideces se recurrió al siguiente procedimiento:

Se aplicó a los marcos un sistema ficticio de cargas laterales que se muestra en las figuras 41 a 44. Con el auxilio del programa de computadora se calcularon los desplazamientos para estos sistemas .

En la tabla siguiente se calcularón las rigideces de entepiso

aplicando la definición $k = \frac{V_i}{\Delta_i}$

CALCULO DE RIGIDECES DE ENTREPISO.

MARCO EJE B

Nivel	F	Vi	Δ	Δi	$K = \frac{Vi \text{ (Ton/m)}}{\Delta i}$
3	100		0.075139		
		100		0.024006	4166
2	69		0.051133		
		169		0.028448	5941
1	38		0.022685		
		207		0.022685	9125

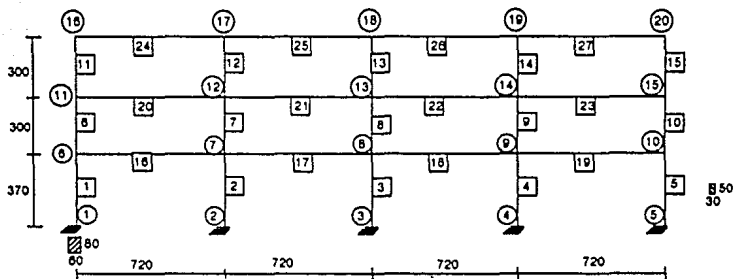
MARCO EJE 3

Nivel	F	Vi	Δ	Δi	$K = \frac{Vi \text{ (Ton/m)}}{\Delta i}$
3	100		0.031530		
		100		0.008593	11,637
2	69		0.022937		
		169		0.011681	14,468
1	38		0.011256		
		207		0.011256	18,390

MARCO EJE A Y D

Nivel	F	Vi	Δ	Δi	$K = \frac{Vi \text{ (Ton/m)}}{\Delta i}$
3	100		0.140218		
		100		0.046332	2,158
2	69		0.093886		
		169		0.053046	3,186
1	38		0.040840		
		207		0.040840	5,069

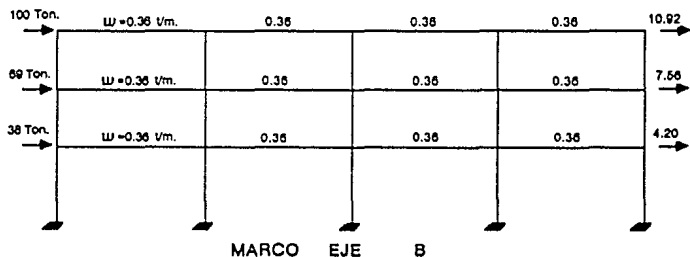
MODELO DE ANALISIS EJES A-D



MARTAR IA

Fuerza para el cálculo de Pórgoiez

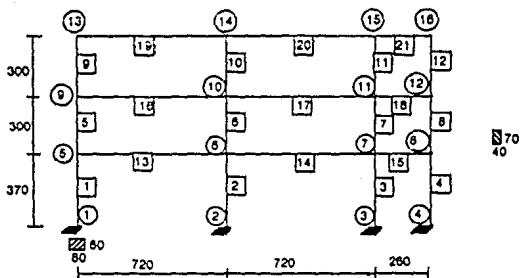
Fuerza sísmica Marco eje B



Cola 80 x 60
 Tra 30 x 50
 E= 1'870,828.7
 V= 0.2

Figura-41

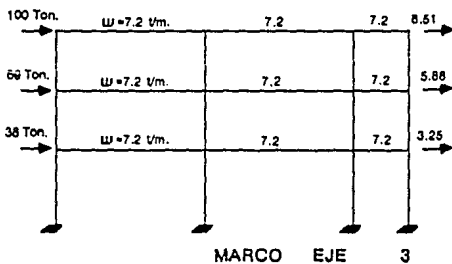
MODELO DE ANALISIS EJES 1-5



MARTAR 11

Fuerza para el
cálculo de
Rigidez

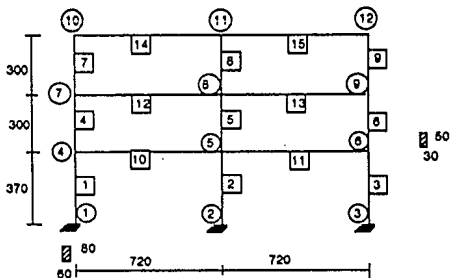
Fuerza sísmica
Marco eje
3



Cols 80 x 80
Trs 40 x 70
E= 1'870,828.7
V= 0.2

Figura-42

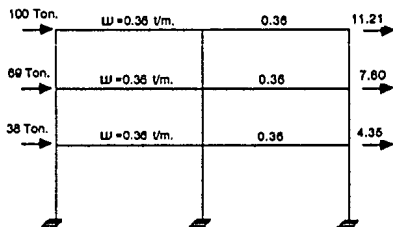
MODELO DE ANALISIS EJES A - D



MARTAR II A

Fuerza para el
cálculo de
Rigidez

Fuerza sísmica
Marco eje
A

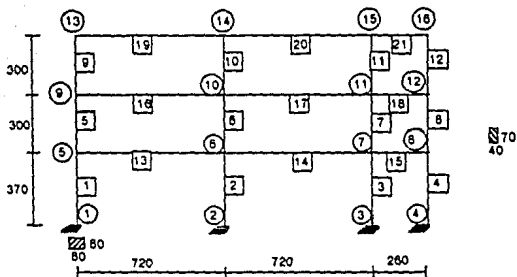


MARCO EJE AYD

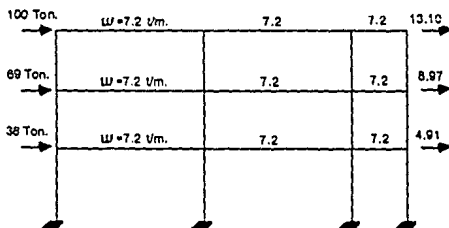
Cols 60 x 60
Tra 40 x 70
E=1'870,828.7
V=0.2

Figura-43

MODELO DE ANALISIS EJES 6 - 8



MARTAR 11

Fuerza para el
cálculo de
RigidezFuerza sísmica
Marco eje
3

MARCO EJE 6-8

Cols. 60 x 80
 Trs. 40 x 70
 $E = 1'870,828.7$
 $V = 0.2$

Figura-44

VII.4 Análisis sísmico.

Por la altura del edificio se realizó un análisis estático.

El edificio por estar ubicado en la zona de terreno firme de Morelia, Michoacán pertenece a la zona sísmica B y el terreno tipo I. El coeficiente sísmico base en estas condiciones es $C=0.16$ pero se incrementó en 50 % por tratarse de una estructura importante, del grupo A (centro de reunión) por lo que se tomó $C=0.24$

En los cálculos que siguen se consideró un factor de comportamiento sísmico $Q=4$ porque inicialmente se consideró la posibilidad de que la estructura fuese de concreto reforzado y colada en sitio.

Para una estructura prefabricada y prefrozada como la del ejemplo, el coeficiente de comportamiento debe ser $Q=2$; por lo que los resultados de los cálculos que siguen se multiplicarán por 2 en el desarrollo del ejemplo:

ANÁLISIS SÍSMICO CUERPO I

Clasificación de la Estructura :

- 1.- Por su uso : Grupo A
- 2.- Por su ubicación : Zona I
- 3.- Coeficiente sísmico : 0.16 para Zona I (se incrementará en 50 % por tratarse del grupo A)
Coeficiente Sísmico= 0.24
- 4.- Factor de comportamiento sísmico : $Q=4$

ANALISIS SISMICO ESTATICO

	h_i	$W_i h_i$	P_i	V
W = 490 ton.	9.7	4753	42.56	
W = 490 ton.	6.7	3283	29.40	42.56
W = 490 ton.	3.7	1813	16.24	71.96
$\Sigma W = 1470 \text{ ton}$		$\Sigma = 9849$		88.20

$$c_s = \frac{0.24}{4} = 0.06$$

$$P_i = \frac{W_i h_i}{\Sigma W_i h_i} c_s \Sigma W_i$$

$$P_i = 0.06 \frac{1470}{9875} W_i h_i$$

$$P_i = 0.008955 W_i h_i$$

ANALISIS SISMICO CUERPO II

Clasificación de la estructura:

- 1.- Por su uso: Grupo A
- 2.- Por su ubicación: Zona I
- 3.- Coeficiente sísmico: 0.16 para zona I (se incrementará en 50 % por tratarse del grupo A)
Coeficiente Sísmico = 0.24
- 4.- Factor de comportamiento sísmico: Q=4

ANALISIS SISMICO ESTATICO

	h_i	$W_i h_i$	P_i	V
W = 245 ton.	9.7	2376.5	21.28	
W = 245 ton.	6.7	1641.5	14.70	21.28
W = 245 ton.	3.7	906.5	8.12	35.98
$\Sigma W = 735$ ton			$\Sigma = 4924.5$	44.10

$$c_s = \frac{0.24}{4} = 0.06$$

$$P_i = \frac{W_i h_i}{\Sigma W_i h_i} c_s \Sigma W_i$$

$$P_i = 0.06 \frac{735}{4924.5} W_i h_i$$

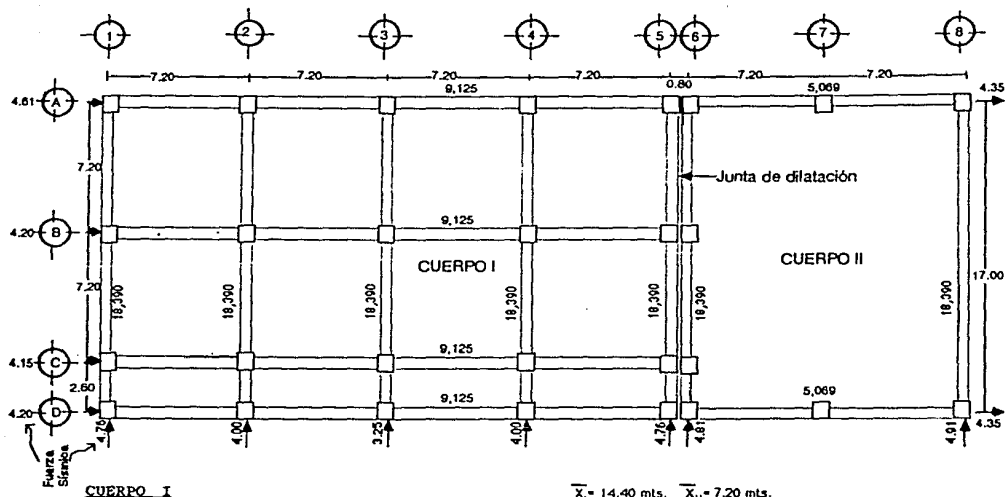
$$P_i = 0.008955 W_i h_i$$

Determinadas las fuerzas cortantes en cada entrepiso se procedio a la distribución de estas entre los marcos de cada piso mediante el programa de computadora, que incluye los efectos de torsión. Los resultados de este análisis estan en las figuras 45 a 47.

Conocidas las fuerzas que actúan en cada marco se procedió con el auxilio del programa de computadora SICAL al cálculo de los elementos mecánicos y desplazamientos que inducen las fuerzas laterales por sismo.

VII.5 Resultados finales

Las figuras 48 a 60 grafican y tabulan los resultados de los análisis anteriores y que se utilizarón para el diseño.



CUERPO I

W total = 17 x 28.8 x 1 U/m² = 489.6 ton.

CUERPO II

W total = 17 x 14.40 x 1 U/m² = 244.8 ton.

■ total = 1,000 kg/m².

$\bar{X}_I = 14.40 \text{ mts.}$ $\bar{X}_{II} = 7.20 \text{ mts.}$

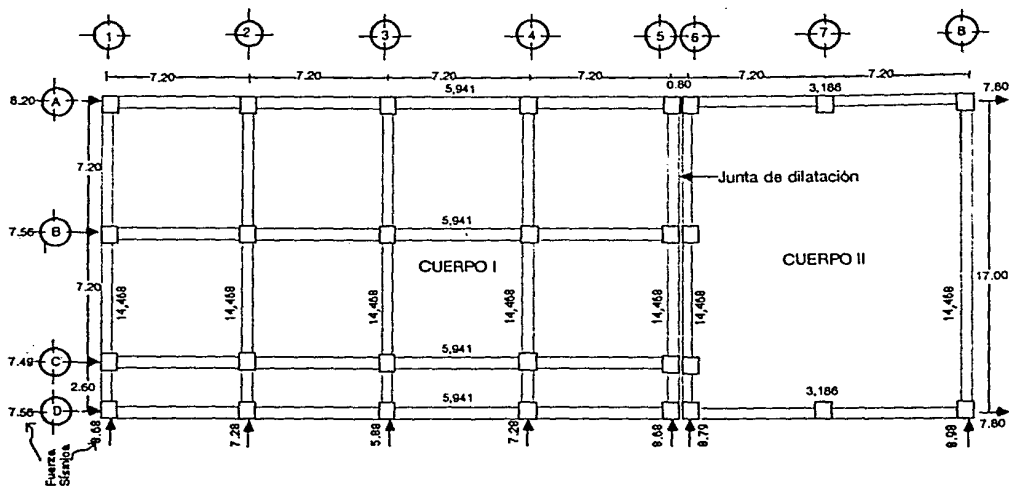
$\bar{Y}_I = 8.50 \text{ mts.}$ $\bar{Y}_{II} = 8.50 \text{ mts.}$

$FX_I = 16.24 \text{ mts}$ $FX_{II} = 8.12 \text{ mts.}$

$FY_I = 16.24 \text{ mts.}$ $FY_{II} = 6.12 \text{ mts.}$

1er. NIVEL

Figura-45 Distribución de Cortantes Q=4



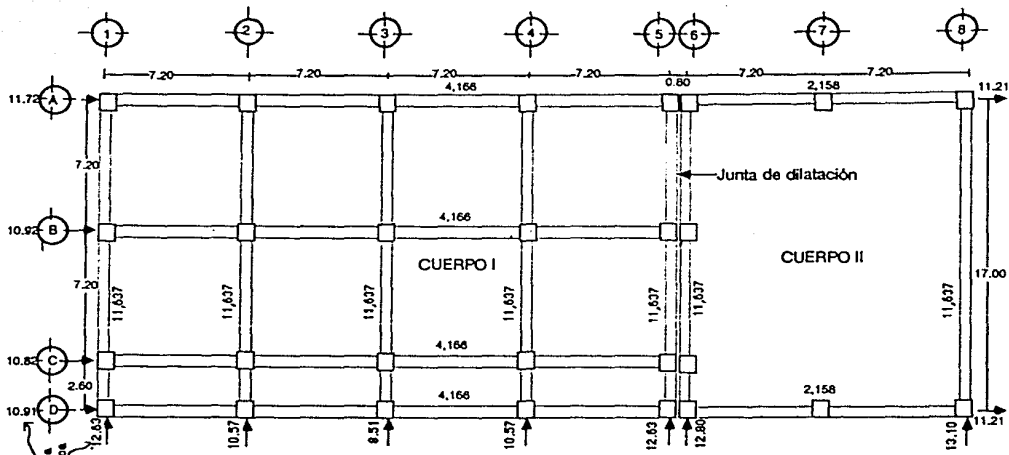
$$F_x = 29.40 \text{ mts.} \quad F_{xI} = 14.70 \text{ mts.}$$

2^o NIVEL

$$F_y = 29.40 \text{ mts.} \quad F_{yII} = 14.70 \text{ mts.}$$

$$\blacksquare \text{ Total} = 1,000 \text{ Kg/m}^2$$

Figura-46 Distribución de Cortantes Q=4



$F_{xI} = 42.56 \text{ mts.}$ $F_{xII} = 21.28 \text{ mts.}$

3er. NIVEL

$F_{yI} = 42.56 \text{ mts.}$ $F_{yII} = 21.28 \text{ mts.}$

■ total = 1,000 Kg/m²

Figura-47 Distribución de Cortantes Q=4

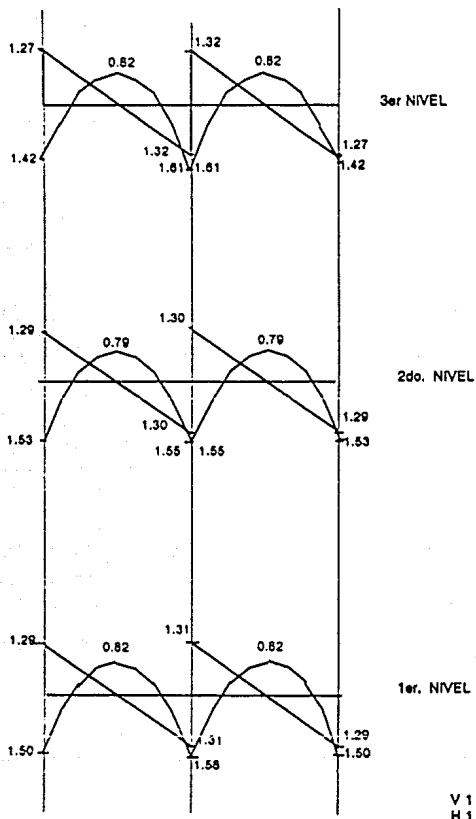
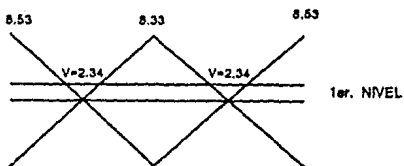
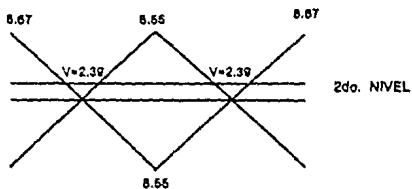
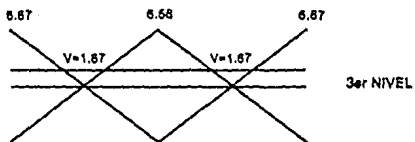
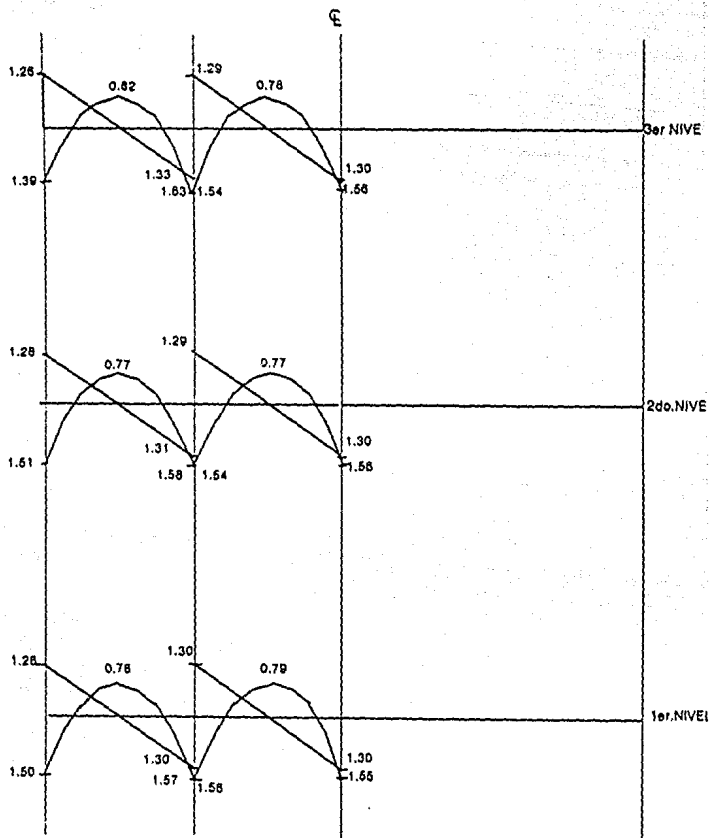


Figura- 48



V 1:50
H 1:20

Figura- 49



V 1 :100
H 1 :20

Figura- 50

MARCO EJE B (ANALISIS SISMICO)
Q=4

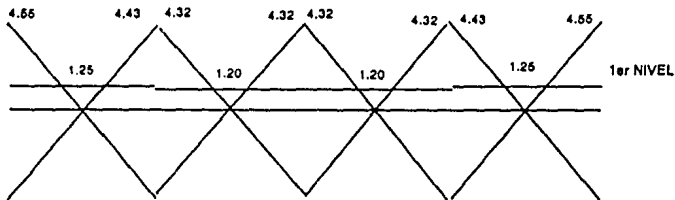
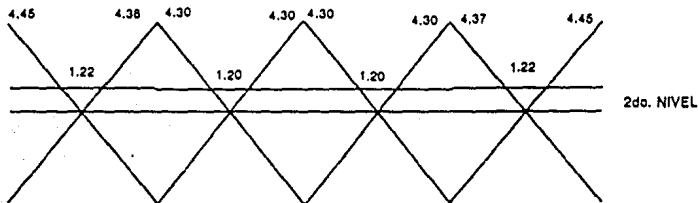
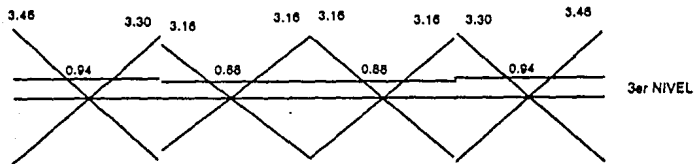


Figura-51

MARCO EJE 3 Y 8 (CARGA VERTICAL)

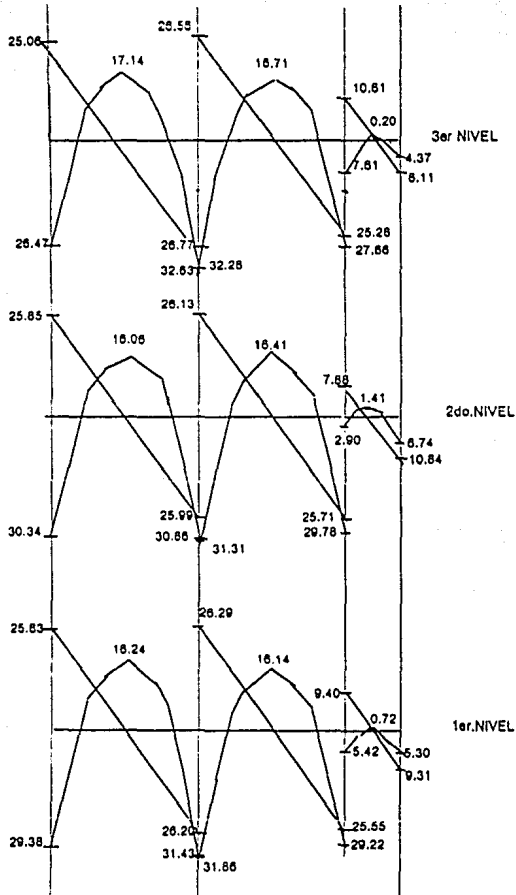


Figura- 52

V 1 : 10
H 1 : 20

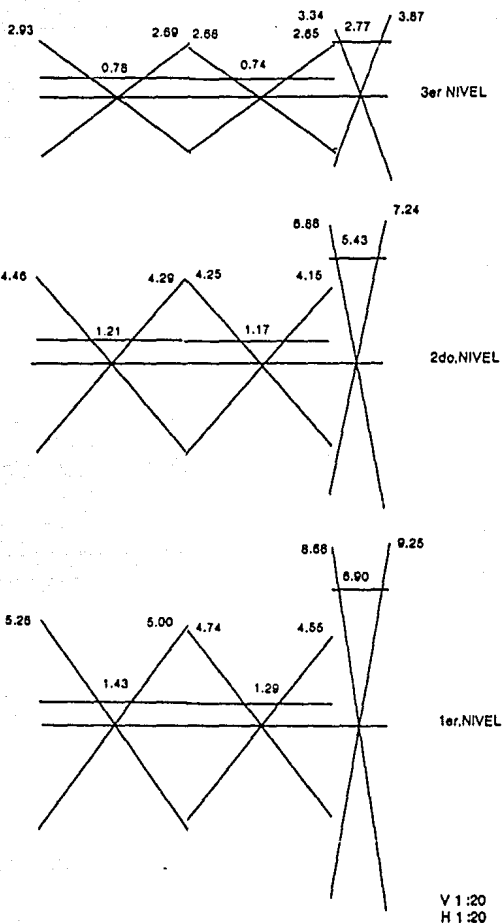
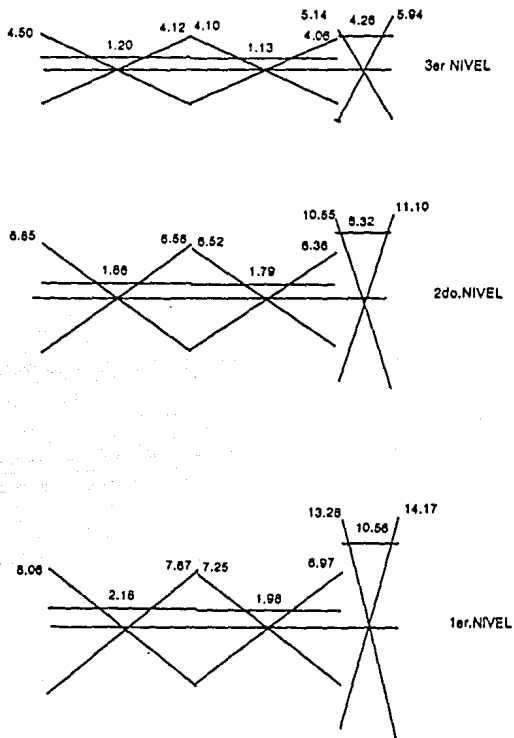


Figura- 53



V 1 :50
H 1 :20

Figura- 54

C A R G A V E R T I C A L
Momentos y Carga Axial en Columnas

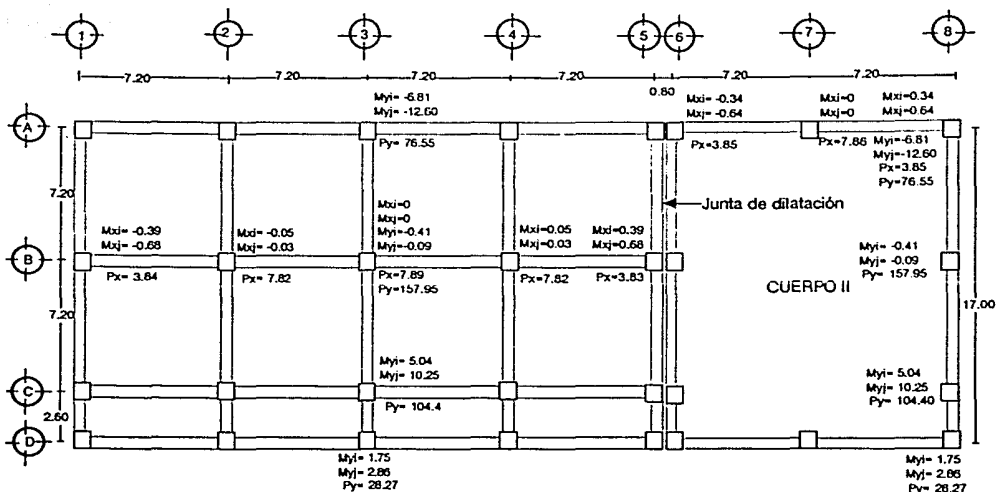


Figura-55 1er. Entrepiso

CARGA VERTICAL
Momentos y Carga Axial en Columnas

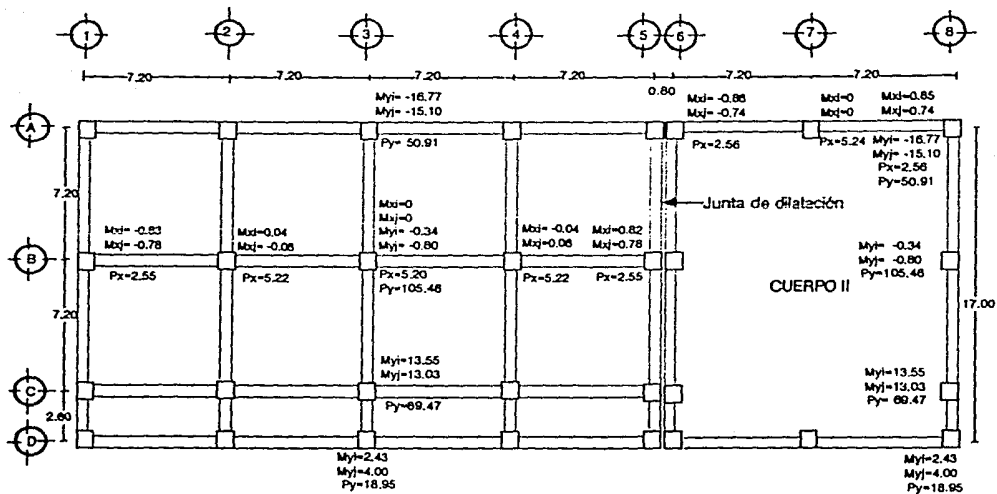


Figura-56 2do. Entrepiso

C A R G A V E R T I C A L
Momentos y Carga Axial en Columnas

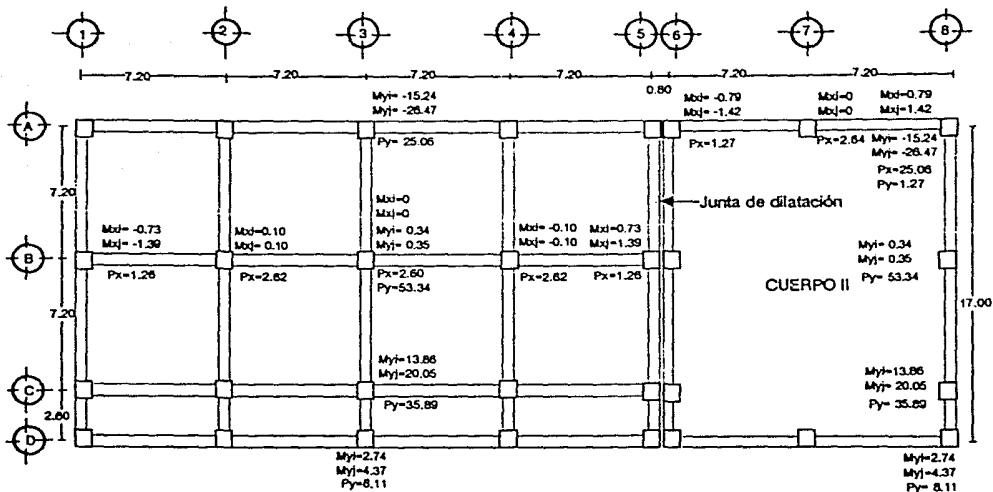


Figura-57 3er. Entrepiso

ANÁLISIS SISMICO

Momentos y Carga Axial en Columnas

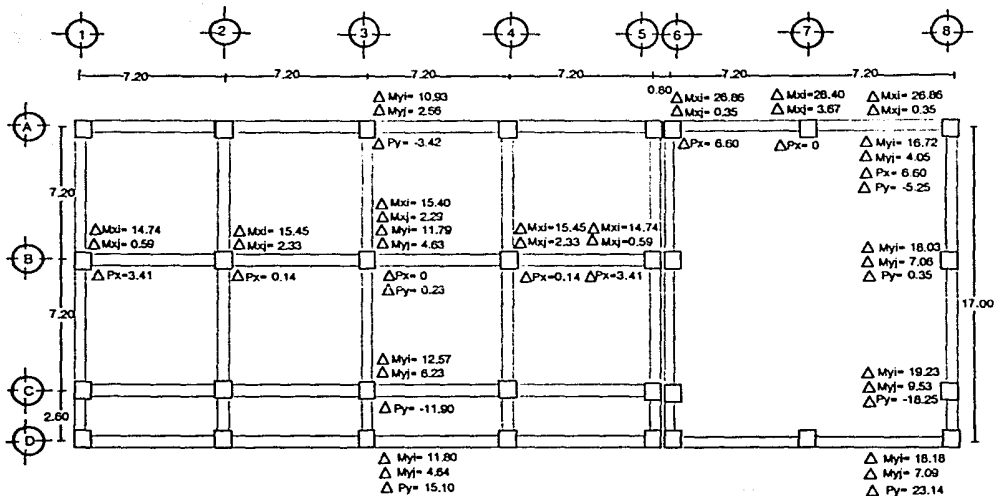


Figura-58 1er. Entrepiso

ANÁLISIS SISMICO

Momentos y Carga Axial en Columnas

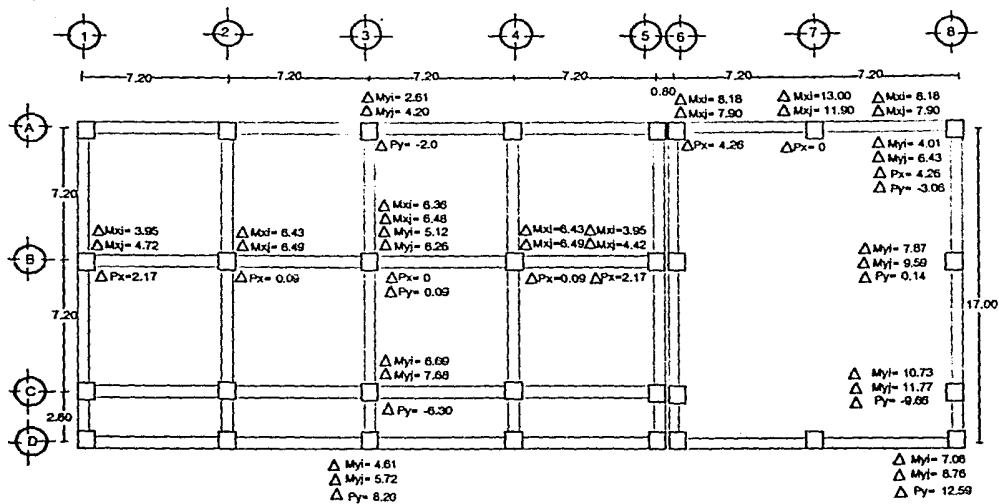


Figura-59 2do. Ent repiso

A N A L I S I S S I S M I C O

Momentos y Carga Axial en Columnas

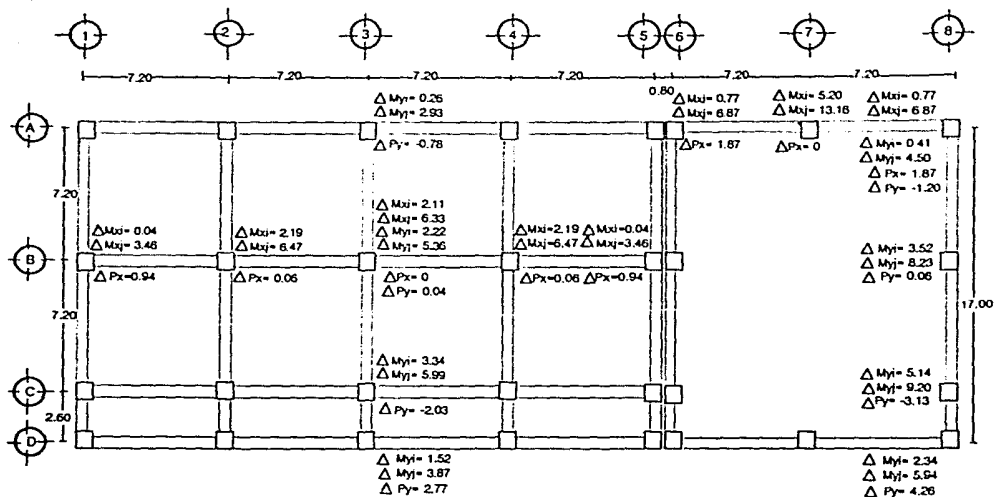


Figura-60 3er. Entrepiso

VII.6 Diseño de vigas doble "T"

Para el claro de 7.20 m. se propuso la sección 150/40 recortada para que el patín superior tenga un ancho de 1.40 m.

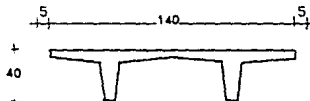


Figura-61 Sección 150/40 recortada.

Del manual ANIPAC, página 77 se obtuvieron las siguientes propiedades de la sección aislada:

$$A = 1,039 - 10 (4) = 1,000 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = \frac{1,039 (29.2) - 40 (38)}{1000} = 28.8$$

$$y_2 = 40 - 28.8 = 11.2 \text{ cm}$$

$$I = 138906 - \frac{10 (4)^3}{12} - 40 (38-28.8)^2$$

$$I = 135,467 \text{ cm}^4$$

Para la sección compuesta, considerando una sobre losa de 5 cm. de espesor y partiendo de los datos del manual mencionado página 79 se tiene:

$$A = 1672 - 9 (10) = 1582 \text{ cm}^2,$$

$$y_1 = \frac{1672 (34.1) - 90 (40.5)}{1582} = 33.7 \text{ cm}$$

$$y_2 = 45 - 33.7 = 11.3 \text{ cm}$$

$$I = 205,032 - \frac{10(9)^3}{12} - 90(40.5 - 33.7)^2 = 200,263 \text{ cm}^4$$

Elementos mecánicos

$$P_p = 240 \text{ kg/m}^3$$

$$\omega_s = 1000 \text{ kg/m}^2 \text{ (total)} = 1400 \text{ kg/m}^2 \text{ (sobre viga doble "r")}$$

En condición inicial

$$M = 240 \frac{240(7.20)^2}{8} = 1555 \text{ kg-m}$$

$$V = 240 \frac{(7.20)}{2} = 864 \text{ kg}$$

En condición final

$$M = 1400 \frac{(7.20)^2}{8} = 9072 \text{ kg-m}$$

$$V = 1400 \frac{(7.20)}{2} = 5040 \text{ kg}$$

Determinación del presfuerzo

Esfuerzo por carga (-: tensión, +: compresión)

$$f_1 = \frac{M}{I} y_1 = \frac{907200}{200263} = 33.7$$

$$f_1 = -152.6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_s = \frac{M}{I} y_s = \frac{907200}{200263} = (11.3)$$

$$f_s = 51.2 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Esfuerzos debidos al presfuerzo.

Considerando que los torones se colocan a 5 cm de altura, la excentricidad en la sección aislada será :

$$e = 28.8 - 5 = 23.8 \text{ cm}$$

$$f_{ip} = \frac{T}{A} + \frac{T_e}{I} y_f$$

$$f_{ip} = \frac{T}{1000} + \frac{T(23.8)}{135467} = (28.8) = 0.001 T + T(0.00506)$$

$$f_{ip} = T (0.00606)$$

Para tener una tensión nula en la fibra inferior :

$$f_{ip} = 0.00606 T = 152.6$$

$$T = 25181 \text{ Kg}$$

Considerando 2 torones de 1/2" de ϕ de acero de presfuerzo 270 k se tiene:

$$A_s = 2 (0.99) = 1.98 \text{ cm}^2$$

$$f_{is} = \frac{25181}{1.98} = 12717 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{s ad} = 0.6 f'_s = 11,400 \text{ kg/cm}^2$$

Los 2 torones considerados están ligeramente escasos. Se conservarán completando con acero dulce de refuerzo.

Esfuerzos debidos a los torones de $1/2'' \phi$

$$T = 11,400 (1.96) = 22,572 \text{ kg}$$

$$f_{ip} = \frac{22572}{1000} + \frac{22572}{135467} (23.8)(28.8) = 22.6 + 114.2$$

$$f_{ip} = 136.8 \text{ kg/cm}^2$$

En la fibra superior (de la sección aislada)

$$f_{sp} = \frac{22572}{1000} - \frac{22572(23.8)}{135467} (11.2) = 22.6 - 44.4$$

$$f_{sp} = - 21.8 \text{ kg/cm}^2$$

En la fibra superior por carga

$$f_s = \frac{907200}{200263} (6.3) = 28.5 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzos totales:

$$f_i = - 152.6 + 136.8 = - 15.8 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 28.5 - 21.8 = 6.7 \text{ kg/cm}^2$$

Como $f_c' = 350 \text{ kg/cm}^2$, se puede admitir sin refuerzo una tensión de $0.8 \sqrt{350} = 15 \text{ kg/cm}^2 = 15.8 \text{ kg/cm}^2$ por lo que no requiere refuerzo.

Revisión de las condiciones iniciales.

Se considera que el prefuerzo en condición inicial, antes de las pérdidas, tiene un valor superior en 25 % de la condición final por lo que:

$$f_{sp} = -21.8 (1.25) = -27.3 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{lp} = 136.8 (1.25) = 171.0 \text{ kg/cm}^2$$

Los esfuerzos por carga son los debidos unicamente al peso propio:

$$f_{spp} = \frac{M}{I} y_s = \frac{155500}{135467} (11.2) = 12.9 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{lpp} = \frac{M}{I} y_l = \frac{155500}{135467} (33.7) = -38.7 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzos totales

$$f_{s1} = -27.3 + 12.9 = -14.4 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{l1} = 171.0 - 38.7 = 132.3 \text{ kg/cm}^2$$

Los esfuerzos admisibles para esta condición inicial son : a compresión :

$$0.55 f'_c = 0.55(350)(0.6) = 114 \text{ kg/cm}^2$$

$$114 > 132.3 \text{ bien}$$

A tensión :

$$1.6 \sqrt{f'_{ci}} = 1.6 \sqrt{350(0.8)} = 1.6 \sqrt{280} = 26.7 \text{ kg/cm}^2$$

$$26.7 > 14.4 \text{ bien}$$

Revisión por cortante

$$V = 5040 \text{ kg}$$

$$v = \frac{V}{bd} = \frac{5040}{2(7.25)35} = 9.9 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_{ad.} = 1.3 \sqrt{f'_c} = 1.3 \sqrt{350} = 24.3 \text{ kg/cm}^2$$

$$24.3 > 9.9 \text{ bien}$$

$$v_c = 0.3 \sqrt{f'_c} = 0.3 \sqrt{350} = 5.6 \text{ kg/cm}^2$$

$$5.6 < 9.9 \text{ requiere estribos}$$

$$v' = 9.9 - 5.6 = 4.3 \text{ kg/cm}^2$$

usando estribos del N° 2, dos ramas por traves

$$A_v = 4(0.32) = 1.28 \text{ cm}^2$$

$$f_v = 2000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{sep.} = \frac{A_v f_v}{v' b} = \frac{2000(1.28)}{4.3(7.25)} = 40 \text{ cm}$$

se pondrán a cada 20 cm. (aproximadamente $d/2$)

Acero por temperatura

$$A_{st} = 0.002 A_c = 2 \text{ cm}^2$$

Se pondrán 10 varillas de $1/4" \varnothing = 3.2 \text{ cm}^2$.

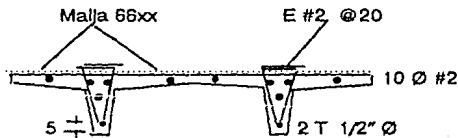


Figura-62 Armado de la viga.

VII.7 Diseño de traves

Se presenta a manera de ejemplo el diseño de las traves de los ejes 3 y 8 en el primer nivel.

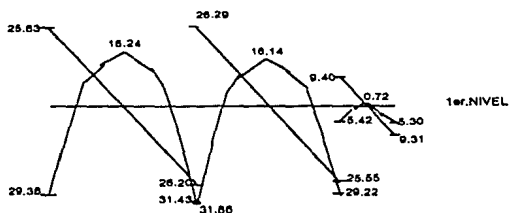


Figura-63 Momentos por carga vertical.

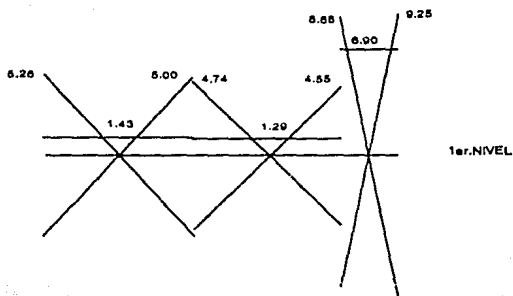


Figura-64 Momento por sismo.

Sección de las traves 40 x 70 $f'_c = 350 \text{ Kg/cm}^2$

Se diseña el presfuerzo para tomar los momentos por carga vertical y el refuerzo para tomar los momentos por sismo.

Por carga vertical : $M_u = 1.4(31.86) = 44.6 \text{ Ton-m}$ (momento máximo negativo)

$$M_u = 1.4(16.24) = 22.7 \text{ Ton-m} \text{ (momento máximo positivo)}$$

Usando un cable de 6 torones de $1/2''$ de σ , de acero de presfuerzo 270 k ($f'_s = 19,000 \text{ kg/cm}^2$) el momento resistente de la sección será:

$$A'_s = 1 (6) 0.99 = 5.94 \text{ cm}^2$$

$$P' = \frac{5.94}{40 \times 70} = 0.00212$$

$$M_u = A'_s f'_{su} d \left(1 - 0.6 \frac{P' f'_{su}}{f'_c} \right)$$

donde:

$$f'_{su} = f'_s \left(1 - 0.5 \frac{P' f'_s}{f'_c} \right)$$

$$f'_{su} = 19,000 \left(1 - 0.5 \frac{(0.00212)(19,000)}{350} \right) = 19,000 (1 - 0.0575)$$

$$f'_{su} = 17,908 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_u = 5.94 (17,908) 65 \left(1 - 0.6 \left(\frac{0.00212 (17,908)}{350} \right) \right)$$

$$M_u = 6,914,279 (1 - 0.03904) = 6,914,279 (0.96096) = 6,644,346 \text{ kg-cm}$$

$$M_u = 66.4 \text{ Ton-m} > 44.6 \text{ Ton-m}$$

Esfuerzos producidos por el prestuerzo sólo.

$$\text{Tensión efectiva} = 0.6 (19,000) 5.94 = 67.716 \text{ ton.}$$

$$\text{Excentricidad} = 0.35 - 0.05 = 0.30 \text{ m.}$$

$$\text{Area} = 0.40 (0.70) = 0.28 \text{ m}^2$$

$$I = 0.4 \frac{(0.70)^3}{12} = 0.0114 \text{ m}^4$$

$$f = \frac{I}{A} \pm \frac{Ie}{I} y$$

$$f = \frac{67.7}{0.28} \pm \frac{67.7(0.30)}{0.0114} 0.35$$

$$f = 241.79 \pm 623.55$$

$$f_{\text{máx}} = +865.34 \text{ Ton/m}^2 = +86.5 \text{ Kg/cm}^2 < 150 \text{ Kg/cm}^2 (0.45 f'_c)$$

$$f_{\text{mín}} = -381.76 \text{ Ton/m}^2 = -38.1 \text{ Kg/cm}^2 = 37.4 \text{ kg/cm}^2 (2\sqrt{f'_c})$$

El prestuerzo es adecuado.

Revisión por sismo.

$$M_u = 1.1 (31.43 + 5.0) + 40.1 \text{ Ton-m (máximo negativo)}$$

$$M_u = 1.1 (16.24) = 17.9 \text{ Ton-m}$$

(máximo positivo ξ)

Se observa que los momentos por sismo más carga muerta son menores que los debidos a la carga permanente, sin embargo se proveerá acero de refuerzo común para tomar el momento que causa el sismo:

$$M_{\text{máx}} = (\pm 9.75)1.1 \text{ Ton-m} = \pm 10.7 \text{ Ton-m (debido exclusivamente al sismo).}$$

$$A_s = \frac{M_{\max}}{0.9 f_y 0.9 d} = 4.83 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \frac{1,070,000}{0.9(4200)0.9(65)} = 4.83 \text{ cm}^2$$

Se pondrán 2 varillas del N° 6 con $A_s = 5.7 \text{ cm}^2$

Diseño por cortante.

$$V_u = 1.4 (26.29) \text{ Ton} = 36.8 \text{ Ton}$$

Despreciando la componente vertical del presfuerzo

$$V_{cu} = (0.85 b d \sqrt{f'_c})$$

$$V_{cu} = 0.5 (0.85 (40)65 \sqrt{350}) = 20.67 \text{ Ton}$$

$$V' = V_u - V_{cu} = 16.13 \text{ Ton}$$

Usando estribos de dos ramas del N° 3:

$$s = \frac{\phi A_v f_y d}{V}$$

$$\text{separación} = \frac{0.8 (2) 0.71 (4000) 65}{20670} 14.29 = 15 \text{ cm}$$

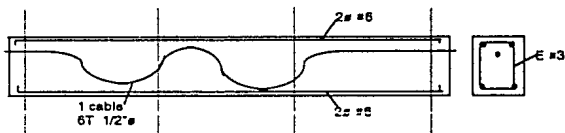


Figura-65 Armado de trabe.

VII.8 Diseño de columnas

Las columnas son de concreto reforzado. Como ejemplo se presenta el cálculo de una de ellas.

Se presenta la columna B-3 en el primer nivel por carga vertical:

$$P = 165.84 \text{ ton.}$$

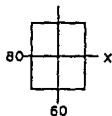
$$M_y = 0.41 \text{ Ton-m}$$

Por sismo

$$P = \pm 0.23 \text{ ton.}$$

$$M_y = 15.40 \text{ Ton-m}$$

Sección 60 x 80 cm.



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

Suponiendo armado mínimo

$$P = 0.5 \%$$

$$A_s = p b t = 0.005 (80) 60 = 24 \text{ cm}^2$$

se pondrán 4 varillas de 1" de ϕ

Cargas últimas

Por carga vertical

$$P_u = 1.4 (165.84) \text{ Ton} = 232.1 \text{ Ton}$$

Para M_u se considera la excentricidad mínima $\frac{e}{h} = 0.1$

$$\frac{d}{h} = \frac{55}{60} = 0.9$$

En las gráficas del Dr. Meli.

$$q = P \frac{f_u}{f'_c} = \frac{0.005(4200)}{0.85(0.85)350} = 0.08$$

de donde $k = 0.85$

$$P_u = K \phi b h f'_c = 0.85 (0.70) 80 (60) 252$$

$$P_u = 719.7 > 232.1 \text{ Ton}$$

Para carga sísmica

$$P_u = 1.1 (165.84 + 0.23) = 182.7 \text{ Ton}$$

$$M_u = 1.1 (0.41 + 15.4) \text{ Ton-m}$$

$$e = \frac{P_u}{M_u} = \frac{182.7}{17.4} = 10.5 \text{ cm} > 0.1 (60)$$

$$10.5 \text{ cm} > 6$$

$$\frac{e}{h} = \frac{10.5}{6} = 1.75$$

$$q = 0.08$$

$$k = 0.65$$

$$P_u = 0.65 (0.70) 80 (60) 252$$

$$P_u = 550.4 > 182.7 \text{ Ton}$$

Queda sobrada con el armado mínimo.

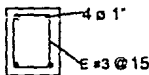


Figura-66 Armado de columna.

VIII. CONCLUSIONES

Los elementos de concreto prefabricado y presforzado son de gran utilidad para la construcción de edificios al presentar ventajas de tipo técnico y económico en comparación con los elementos de concreto reforzado colados en sitio.

En el concreto presforzado se introduce una fuerza previa que produce esfuerzos de compresión que sumados a los que producen las cargas externas dan esfuerzos totales de compresión. En los elementos presforzados la sección transversal queda sujeta, exclusivamente, a esfuerzos de compresión que el concreto puede tomar. Las estructuras de concreto presforzado no se agrietan.

El presfuerzo se introduce con acero que se tensa con ese fin. Hay dos formas de presfuerzo: pretensado y postensado.

En el pretensado el acero se tensa antes del colado del concreto, después, ya tensado se ancla a piezas exteriores, se cuele el concreto y al alcanzar su resistencia de proyecto se corta el acero, que intenta acortarse y el concreto se lo impide, los esfuerzos se transmiten por adherencia y el elemento se presfuerza.

En el postensado el acero se tensa después de que el concreto alcanza su resistencia, para esto, se dejan ductos para el acero suelto y al tener el concreto suficiente resistencia se tensa el acero para anclarse en dispositivos que se apoyan en la pieza y al retirar los gatos que se utilizaron para el tensado, el acero intenta acortarse y los anclajes lo impiden, los esfuerzos se transmiten por aplastamiento y la pieza se

presfuerza.

El concreto prefabricado es aquel que se fabrica en un sitio diferente al que va alojarse definitivamente, por lo que no requiere cimbra en la obra, se puede fabricar en forma masiva y con un mejor control de calidad.

Los elementos prefabricados no son necesariamente presforzados, de hecho, la mayor parte de las piezas pequeñas son de concreto reforzado, así mismo, el concreto presforzado no siempre es prefabricado, sobre todo, cuando los elementos son demasiado grandes o de formas complicadas se cuelan y se presfuerzan en sitio.

Es conveniente aunar la prefabricación y el presfuerzo pues los dos procedimientos requieren equipos que se complementan y se integran, además, si se utilizan en programas de edificación de gran escala daran ventajas económicas y de tiempo de ejecución en relación a las estructuras tradicionales de concreto reforzado coladas en sitio.

En zonas de alto riesgo sísmico el empleo de elementos prefabricados y presforzados, se ha visto limitado, por el escaso conocimiento que se tiene sobre su comportamiento ante los sismos.

Para conocer la respuesta sísmica de una estructura prefabricada deben investigarse su frecuencia propia de oscilación, su porcentaje de amortiguamiento, su ductilidad y el comportamiento de las juntas.

En 1977 el profesor Hawkins preparó para el Instituto del Concreto Presforzado y Prefabricado (PCI) un informe que constituye

una revisión completa de las investigaciones que hasta 1977 se habían hecho en el mundo sobre el comportamiento sísmico de estructuras de concreto presforzado y prefabricado.

Las estructuras presforzadas permanecen en el rango elástico aún para solicitaciones elevadas, lo que induce a grandes deformaciones, por lo que actualmente en el diseño de estructuras presforzadas se permite que el concreto trabaje a tensión y aparezcan grietas que se controlan mediante varillas de refuerzo común que al mismo tiempo proporcionan la resistencia última necesaria para la carga sísmica con lo que el comportamiento de las estructuras presforzadas se asemeja a un sistema elasto-plástico como en las estructuras reforzadas. Las investigaciones recientes tienden al desarrollo de técnicas constructivas que acerquen más el comportamiento de elementos presforzados al de las estructuras reforzadas.

En las estructuras prefabricadas, las juntas son los puntos críticos durante los sismos pues las fallas se presentan generalmente ahí. Se ha intentado desarrollar tipos de juntas que garanticen un mejor comportamiento bajo las acciones sísmicas. La integridad de este tipo de estructuras, debe lograrse mediante conexiones adecuadas entre los elementos componentes. Es deseable que las conexiones sean dúctiles y más resistentes que los elementos que conectan, deben ser flexibles y simples. Los elementos de anclaje son el punto débil de la unión por lo que es una buena práctica proporcionar en cualquier plano por lo menos dos líneas de resistencia.

Se requieren todavía diversos estudios experimentales y analíticos para comprender el comportamiento sísmico de los componentes

prefabricados y sus juntas.

Hay dos modalidades de prefabricados:

La primera es de elementos estructurales que generalmente son preesforzados y la segunda es de carácter arquitectónico con fines decorativos de acabados que pueden ser preesforzados.

Para el mayor aprovechamiento de la prefabricación, es conveniente la tipificación de los elementos.

No es conveniente el empleo de secciones especiales para un proyecto, porque resultan en general costosas y de difícil disponibilidad.

Para el diseño de elementos de concreto preesforzado se utilizan las mismas disposiciones que para el concreto reforzado. Es conveniente utilizar preesfuerzo parcial, pues el acero de preesfuerzo se utiliza para la acción de la carga permanente y en complemento el acero de refuerzo común para el incremento de la capacidad resistente requerida para las cargas sísmicas eventuales.

Al diseñar las conexiones, conviene que la mayor parte sean normalizadas, esto es, que los elementos que la forman sean iguales en mayor número posible, aunque algunas queden sobradas, esto evita errores de colocación en lugares inadecuados y el diseño de conexiones especiales que pueden ocasionar demoras o dificultades en su producción. El refuerzo debe de ser soldable, pues hay aceros de alta resistencia que no pueden soldarse. Durante el diseño de conexiones debe tomarse en cuenta el procedimiento de montaje, por otro lado es aconsejable no utilizar la soldadura en forma indiscriminada, pues es

costosa y puede producir efectos desfavorables.

El día 19 de septiembre de 1985 se registró el terremoto más intenso que haya afectado a la ciudad de México, de una magnitud de 8.1 en la escala de Richter y con epicentro frente al puerto de Lázaro Cárdenas 30 Km mar adentro. Después de 36 horas se registró una réplica de 7.5 grados con epicentro a 60 Km al sureste del anterior. Estos fenómenos se produjeron por la subducción de la placa de Cocos bajo la placa de Norteamérica a lo largo de la falla conocida como Trinchera Norteamericana.

En la zona central de la Ciudad de México se amplificaron las aceleraciones por las capas de suelos blandos, para el primer sismo las respuestas máximas se tuvieron para estructuras de períodos de 2 segundos, es por esto que los edificios más afectados fueron los de 6 a 15 pisos y que la zona de más daños fué la que tiene de 30 a 35 metros de suelo blando para los que corresponde un período fundamental de oscilación de 2 segundos aproximadamente.

Después de ocurridos los sismos, cerca de 1,000 edificios sufrieron daños importantes, 180 se colapsaron y 85 tuvieron que demolerse. Los problemas más frecuentes fueron el golpeteo, de estructuras adyacentes no separadas debidamente, excesiva flexibilidad de los pisos formados por losas planas y reticulares que provocó grandes distorsiones de entrepiso en las columnas o la falla de cortante por penetración.

Los edificios contruidos con elementos prefabricados y presforzados representan un pequeño porcentaje del total de los edificios de la Ciudad y generalmente están fuera de la zona que sufrió más

daños

En la zona del centro se colapsaron cinco edificios construidos con elementos prefabricados y presforzados ,se pudieron inspeccionar dos: El edificio de maternidad de 6 pisos del Hospital General en el que se emplearon vigas doble "T" sobre columnas de concreto reforzado, la causa aparente de la falla fué que las secciones de columnas no resistieron los grandes desplazamientos inducidos por el sismo. En el estacionamiento la falla fué por el golpeteo con edificios adjuntos.

En la zona de mayores daños, hay 6 edificios con elementos prefabricados y presforzados que no tuvieron daños importantes durante los sismos, por ejemplo el estacionamiento localizado en la esquina de Morena y Cuauhtémoc el cuál tiene tres claros de 17 m con vigas " T " simples sobre vigas " T " invertidas en el extremo interior y sobre vigas " L " en el extremo exterior estas vigas de apoyo son cargadas a su vez por columnas prefabricadas. El concreto se utilizó para ligar los elementos prefabricados y crear acciones de marco que dieran resistencia lateral. No se encontraron daños de ningún tipo aún cuando se tuvieron evidencias de que el edificio tuvo distorsiones importantes durante el sismo.

Por las investigaciones realizadas y las observaciones del comportamiento de estructuras con elementos prefabricados y presforzados, se ha demostrado que es factible el empleo de dichos elementos en zonas de alto riesgo sísmico, con el mismo grado de seguridad que las estructuras que utilizan elementos de concreto reforzado colado en sitio. Tomando en cuenta las precauciones debidas, referentes al diseño de secciones y al detallado de las conexiones .

BIBLIOGRAFIA

1. ALLEN, A.H. "Introducción al Concreto Presforzado", 1986, 98 pp. IMCYC.
2. ANIPPAC "Catalogo de productos", 1986, 237 pp. ,ANIPPAC.
3. COMITE PCI PARA EL DETALLE DE CONEXIONES "Detalles de conexiones para edificios de concreto de elementos presforzados precolados" IMCYC .
4. COMITE PCI PARA EL DETALLE DE CONEXIONES "Diseño de conexiones de elementos prefabricados de concreto" 1973, 124 pp. , IMCYC.
5. COMITE PCI PARA EL DETALLE DE CONEXIONES "Diseño de conexiones para edificios de concreto de elementos prefabricados de concreto" 1973, 124 pp., IMCYC.
6. COMITE PCI SOBRE TOLERANCIAS, 1985. PCI.
7. D.D.F. "Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto" . 1987, 73 pp. Gaceta oficial del D.D.F.
8. D.D.F. "Normas técnicas complementarias para diseño por sismo" 1987, 201 pp. Gaceta oficial del D.D.F.
9. D.D.F. "Reglamento de construcciones para el Distrito Federal" 1987, 201 pp. Diario oficial.
10. FINTEL, Mark "Performance of Precast and Prestressed Concrete in Mexico Earthquake" PCI Journal, Vol. 31, No. 1 , 1986, 42 pp.
11. HAWKINS, Neil "Seismic Resistance of Prestressed and Precast Concrete Structures" PCI Journal, Vol, 23, No. 1, 1978, 50 pp.
12. LIN, T.Y. "El cálculo de las estructuras de concreto presforzado" CECSA, 591 pp.
13. LOMNITZ, Cinna "Las causas probables de la catástrofe sísmica del 19 de septiembre de 1985" Sep.-Oct. 1988 Vol. XIV- Núm. 82, pp 21-33. Ciencia y desarrollo.
14. NAVA, Alejandro "Terremotos" 1987, 157 pp. SEP, FCE, CONACYT.