

06



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

“COMPARACION DE LA RESPUESTA SISMICA
CALCULADA Y OBSERVADA EN LABORATORIO
EN UNA ESTRUCTURA PREFABRICADA DE DOS
NIVELES”

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 :

JORGE HERNANDEZ MONTERO

ASESOR: DR. MARIO RODRIGUEZ RODRIGUEZ

2001



MEXICO, D.F.

2001



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
FING/DCTG/SEAC/UTTI/104/98

Señor
JORGE HERNANDEZ MONTERO
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor **DR. MARIO RODRIGUEZ RODRIGUEZ**, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de **INGENIERO CIVIL**.

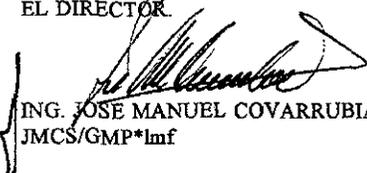
**"COMPARACION DE LA RESPUESTA SISMICA CALCULADA Y OBSERVADA EN
LABORATORIO EN UNA ESTRUCTURA PREFABRICADA DE CONCRETO"**

- INTRODUCCION**
- I. ANTECEDENTES**
 - II. DESCRIPCION DE LA ESTRUCTURA A ESTUDIAR Y DEL ESPECIMEN PARA LABORATORIO**
 - III. ANALISIS DE LAS CAPACIDADES DE RESISTENCIA Y DEFORMACION DE LA ESTRUCTURA ESTUDIADA DE ACUERDO A LAS NTC1996**
 - IV. COMPARACION DE LAS CAPACIDADES DE RESISTENCIA Y DEFORMACION CALCULADA Y OBSERVADA EN LABORATORIO EN LA ESTRUCTURA ANALIZADA**
 - V. CONCLUSIONES**

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

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

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitario a 4 de agosto de 1998.
EL DIRECTOR


ING. JOSÉ MANUEL COVARRUBIAS SOLIS
JMCS/GMP*lmf

COMPARACIÓN DE LA RESPUESTA SÍSMICA CALCULADA Y OBSERVADA EN LABORATORIO EN UNA ESTRUCTURA PREFABRICADA DE DOS NIVELES

ÍNDICE

INTRODUCCIÓN	1
Objetivos	3
CAPÍTULO I ANTECEDENTES	
I.1 Tipos de estructuras prefabricadas	4
<i>Marcos resistentes que incorporan miembros de concreto precolado</i>	4
Muros estructurales prefabricado	9
Sistemas de piso precolado	10
I.2 Conexiones en estructuras prefabricadas	12
Conexiones húmedas	14
Conexiones fuertes	14
Ejemplos de conexiones en marcos de concreto prefabricado	16
Ejemplos de conexiones en muros estructurales de concreto prefabricado	21
Conexiones en sistemas de piso prefabricado	24
CAPÍTULO II DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA A ESTUDIAR Y DEL ESPÉCIMEN	
II 1 Descripción del edificio prototipo	27
II 2 Descripción del espécimen	37
Especimen	37
Instrumentación	43
Sistema de aplicación de cargas	48
Sistema de adquisición de datos	52
II.3 Proceso constructivo del espécimen	53

CAPITULO III ANALISIS DE LAS CAPACIDADES DE RESISTENCIA Y DEFORMACIÓN DE LA ESTRUCTURA DE ACUERDO CON LAS NTC-DE CONCRETO 1996

III 1 Evaluación de la capacidad resistente de acuerdo con las NTC de concreto 1996	58
III 2 Evaluación de la capacidad de deformación de la estructura de acuerdo con las NTC 1996	63

CAPÍTULO IV COMPARACIÓN DE LAS CAPACIDADES DE RESISTENCIA Y DEFORMACIÓN CALCULADA Y OBSERVADA EN LABORATORIO EN LA ESTRUCTURA ANALIZADA

IV 1 Resultados experimentales observados en la prueba	66
Respuesta carga-desplazamiento	66
Comportamiento observado en el espécimen	68
Deformaciones medidas en el refuerzo longitudinal	76
Curvaturas medidas en el ensaye	78
Rotaciones medidas durante el ensaye	80
Modo de falla	81
Alargamiento observado en losas	81
IV.2 Comparación de las capacidades de resistencia y deformación calculada y observada en la estructura analizada	82
Comportamiento global	82
Comportamiento de los elementos estructurales	85

CAPÍTULO V CONCLUSIONES

86

RECONOCIMIENTO

88

REFERENCIAS

89

Introducción

LA PREFABRICACIÓN

El concreto prefabricado o precolado, se refiere al proceso de construcción en el que un elemento de concreto se cuela en algún lugar distinto al sitio donde se va a utilizar. El elemento precolado puede ser presforzado, o de concreto reforzado.

El tamaño de los elementos prefabricados generalmente depende de la conveniencia de su manejo, transporte y montaje. Estas necesidades varían de acuerdo con los requerimientos del diseñador; sin embargo, siempre debe existir una lógica entre el diseño y el proceso de construcción.

En México, así como en zonas sísmicas de los Estados Unidos de Norteamérica (USA), el empleo de estructuras prefabricadas de concreto para edificios no es tan amplio como por ejemplo en los casos de Japón y Nueva Zelanda, países ubicados también en zonas sísmicas. Debido a detalles de diseño que se consideran insatisfactorios en las conexiones de elementos prefabricados en los marcos estructurales de concreto, el reglamento de construcciones para el Distrito Federal (RCDF-96), así como las recomendaciones para diseño sísmico de edificios elaborado por la ATC (ATC, 1978), sugieren la consideración de fuerzas sísmicas de diseño, en edificios a base de marcos de concreto prefabricado, que son bastante mayores que las correspondientes a marcos dúctiles colados en sitio, lo que hace atractivo al diseñador el empleo de marcos colados en sitio, en lugar de los prefabricados. Otro aspecto en contra de el empleo de edificios prefabricados en nuestro país y USA, es que las conexiones de elementos prefabricados generalmente se ubican en las zonas críticas de estos elementos, lo que podría ser un inconveniente, ya que es posible que las conexiones en estas zonas no tengan la capacidad resistente y de deformación necesarias para lograr un comportamiento dúctil.

La práctica constructiva de edificios prefabricados en Nueva Zelanda y Japón se basa en el criterio de emplear elementos de concreto prefabricado diseñados con el objetivo de que tengan un comportamiento semejante al que se tendría en estructuras coladas en sitio. Esto se logra ubicando la posición de las conexiones fuera de las zonas críticas, mediante el empleo de elementos prefabricados de grandes dimensiones, lo que en México podría limitar su empleo, debido a los cambios que tendría que hacer la industria de la prefabricación para llevar a cabo el transporte e izaje de estos elementos.

Una tercera alternativa para la construcción de elementos prefabricados para edificaciones de varios niveles en zonas sísmicas, es la que se estudia en la presente investigación, y es el empleo del llamado sistema dual. En este sistema se combinan marcos y muros estructurales, pudiendo ser ambos prefabricados, aún cuando podría ser más factible la prefabricación solo de marcos. La principal ventaja de esta solución es que la mayor parte de las acciones sísmicas pueden ser resistidas por los muros estructurales, lo que lleva a reducir de manera significativa las demandas de deformación en las secciones críticas de los marcos que intervienen en la estructura, y por tanto hacen bastante menos crítico ubicar las conexiones de elementos prefabricados en las secciones mencionadas. Una posible desventaja del sistema dual es que como en el caso de edificios a base de marcos prefabricados, cuando las plantas de las edificaciones son muy largas y con muros en los extremos, el sistema de piso prefabricado podría no lograr el comportamiento de diafragma rígido, hipótesis generalmente empleada en el diseño sísmico de estructuras para edificios.

Existen varias razones para considerar el uso del concreto precolado, en algunos casos, se debe elegir entre la opción de la construcción precolada o la común de concreto colado en sitio. Las siguientes son algunas de las ventajas que ofrece el proceso del precolado al compararlo con la construcción hecha con concreto colado en sitio: Trabajo más rápido en el sitio de la obra, ahorro en la colocación de cimbra, se tiene un mayor control de calidad y los elementos prefabricados se construyen con mayor independencia del clima.

Algunos de los elementos precolados más utilizados para el sistema de piso son las losas planas de núcleo hueco, vigas "T" o doble "T".

En este trabajo se efectuaron estudios analíticos y experimentales de un edificio de dos niveles destinado a estacionamientos. Este edificio fue diseñado, de acuerdo al Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF-96), y sus correspondientes Normas Técnicas complementarias para el diseño y construcción de Estructuras de Concreto. El edificio se considera ubicado en la zona de más alto riesgo sísmico de la Ciudad de México. El análisis estructural se llevó a cabo mediante el programa ETABS, haciendo la consideración de que las conexiones entre los elementos prefabricados tienen un comportamiento similar al del caso de conexiones monolíticas.

Los marcos del edificio están formados por columnas precoladas; vigas longitudinales, vigas portantes, vigas "T" y vigas doble "T". Las vigas longitudinales proporcionan rigidez a los marcos en la dirección del sismo de diseño, las portantes proporcionan apoyo al sistema de piso, las vigas "T" proporcionan rigidez al marco central en la dirección del sismo de diseño y además forman parte del sistema de piso.

A partir de esta estructura se construyó un espécimen a escala $\frac{1}{2}$, el cual fue sometido a cargas laterales de tipo cíclico reversible en ambos niveles del espécimen. Con el objeto de simular las acciones sísmicas de diseño determinadas por medio del RCDF-

96, la relación entre la carga del primer nivel y la del segundo nivel se mantuvo constante e igual a dos durante el ensayo, lo que representa una distribución de cargas laterales especificada por diversos reglamentos de construcción en zonas sísmicas, incluyendo el RCDF-96

Con objeto de representar la carga necesaria en la losa, se emplearon 49 lingotes de acero dispuestos uniformemente sobre cada nivel del espécimen, el peso de los lingotes más el peso propio de la losa representaron el 88 por ciento de la carga de servicio bajo la combinación de carga gravitacional y por sismo requerida por el RCDF-96. Cabe mencionar que esta carga no se escala del prototipo al espécimen

La instrumentación del espécimen consistió, además de la necesaria para medir las cargas y desplazamientos laterales del espécimen, en sistemas de medición de curvaturas en algunas secciones críticas de elementos estructurales, rotaciones en los nudos, así como de deformaciones en algunas barras de refuerzo de vigas, muros y columnas y los desplazamientos relativos entre la losa colada en sitio y el sistema de piso prefabricado.

El sistema de adquisición de datos empleado fue el denominado TDS, el cual permite transformar diferentes señales de voltaje (asociados a fuerzas, desplazamientos o deformaciones) en señal digital. Estas se almacenan en una computadora por medio de un programa específico. El número total de canales instrumentados fue de 171, los cuales se destinaron a celdas de carga, desplazamientos laterales, curvaturas y desplazamientos en losas y strain gauges. El total de grupos de lectura que se tomaron fue de 50382, resultado de 311 mediciones que ocuparon 304 K de memoria en la computadora. Con los datos obtenidos durante el ensayo de la estructura se obtuvieron los principales parámetros de resistencia y deformación de los elementos estructurales y se compararon con los parámetros calculados mediante el RCDF-96.

OBJETIVOS.

Los objetivos del presente trabajo son analizar el comportamiento sísmico de una estructura prefabricada, diseñada de acuerdo con el RCDF-96, y comparar este comportamiento con el observado en pruebas de laboratorio. De esta manera se pretende obtener los parámetros de referencia para conocer la relación entre ambos comportamientos y proponer algunas sugerencias de diseño y construcción de este tipo de estructuras.

Capítulo I

ANTECEDENTES

1.1 TIPOS DE ESTRUCTURAS PREFABRICADAS.

Tanto en experiencias sísmicas como en extensas pruebas de laboratorio se ha demostrado que estructuras de concreto reforzado colado en sitio con diseños adecuados, pueden tener un buen comportamiento ante cargas sísmicas. En el caso de estructuras con elementos de concreto precolado, diseñadas para presentar comportamiento dúctil y resistente a sismos, estas no se han estudiado tan extensamente como en los casos de coladas en sitio. Sin embargo, cada vez se utilizan más los marcos que incorporan miembros de concreto precolado, debido a que los sistemas prefabricados presentan varias ventajas durante el proceso constructivo, como son: un alto control de calidad, reducción de trabajo en sitio, disminuye el empleo de cimbra en obra y se incrementa la velocidad de construcción. Además, es posible que algunas secciones transversales complicadas se vuelvan económicamente factibles gracias al empleo repetitivo de cimbras metálicas o de fibra de vidrio, por otra parte la construcción en talleres no es sensible a cambios climáticos.

El concreto reforzado colado en sitio puede tener la continuidad estructural y la ductilidad necesaria para que la estructura presente un buen comportamiento sísmico, es por esto que el diseño de marcos de concreto reforzado precolado busca tener un comportamiento dúctil similar al de las estructuras de concreto colado en sitio. El problema básico en el diseño de edificios que contienen elementos de concreto precolado es encontrar un método práctico y económico para la conexión de elementos de concreto precolado entre sí.

En la actualidad se ha desarrollado gran variedad de miembros precolados, y se han dedicado muchos esfuerzos para diseñar las conexiones entre éstos, de tal forma que se cumplan los requerimientos estructurales y se simplifiquen los procedimientos de construcción.

Marcos resistentes que incorporan miembros de concreto precolado.

Para la construcción de edificios se han desarrollado algunas formas más o menos comunes de elementos precolados, además, el procedimiento del precolado es lo suficientemente adaptable como para producir económicamente formas especiales, siempre y cuando la cantidad de elementos lo haga factible.

Actualmente se producen vigas y traveses de muchas formas para los miembros estructurales de los marcos de edificios construidos a base de concreto precolado, la geometría de la sección transversal está determinada por las necesidades de carga y en ocasiones también se debe proporcionar un larguero o mensula continua para dar apoyo a otros elementos precolados, como pueden ser los de piso

Las columnas así como las vigas pueden ser de concreto presforzado, pero frecuentemente son reforzadas de manera convencional. Las columnas son precoladas en posición horizontal, simplificando notablemente los trabajos de cimbrado y vaciado de concreto, las secciones más comunes son las rectangulares, pero se pueden fabricar formas especiales

Existen varios posibles arreglos entre miembros de concreto reforzado precolado y colado en sitio para la conformación de marcos dúctiles resistentes a sismos. Por ejemplo, en Nueva Zelanda, los arreglos más comunes utilizados para obtener la condición de columna fuerte-viga débil se muestran en la figura 1.1 (Park, 1995), los que a continuación se describen

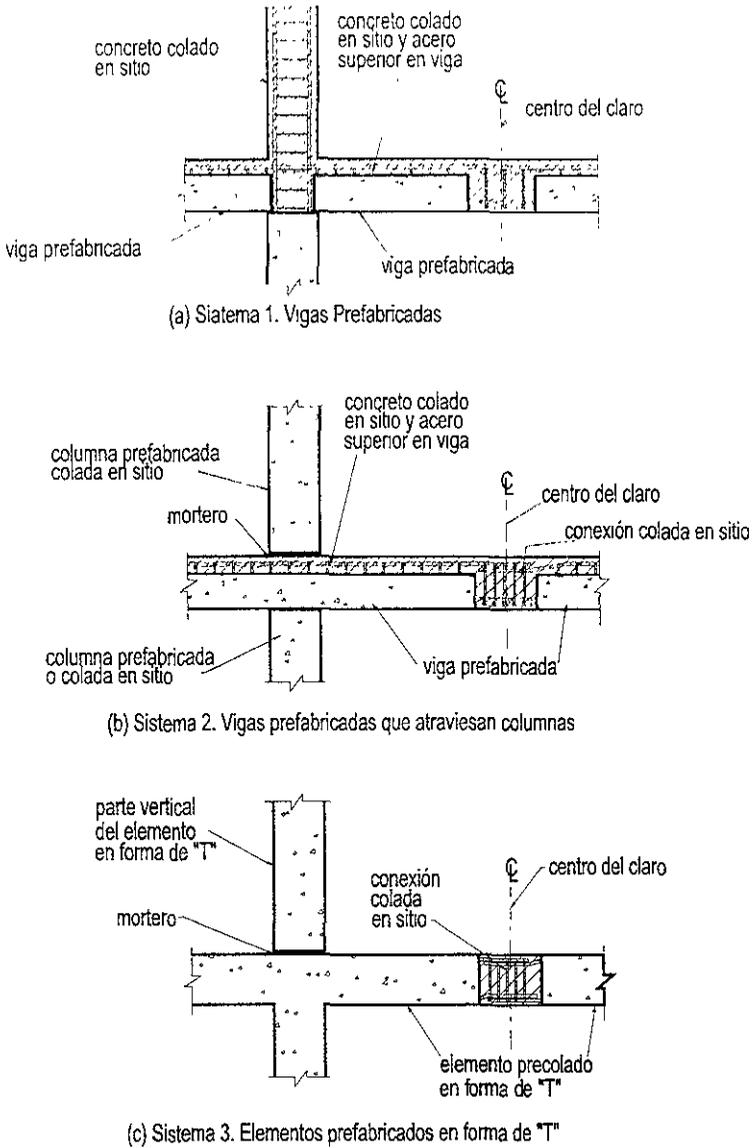
Sistema 1

Un arreglo que emplea elementos de concreto reforzado precolado, es el que se observa en la figura 1.1(a). Las vigas son colocadas entre columnas y apoyadas sobre el concreto de la columna reforzada, la columna puede ser precolada o colada en sitio. En algunos casos se utilizan dos vigas para salvar el claro, mediante una conexión colada en sitio ubicada al centro del claro, donde las barras longitudinales de cada viga deben ser unidas. El acero de refuerzo negativo se coloca en obra.

El sistema de piso de concreto precolado para este tipo de marcos se apoya sobre las vigas precoladas, posteriormente se coloca el refuerzo negativo de la viga, y se vuelan en sitio la losa y el nudo viga-columna. El marco se diseña con el mismo procedimiento de diseño de marcos de concreto monolítico colado en sitio.

Este sistema proporciona grandes reducciones de trabajo en sitio. La dificultad con los detalles de conexión es que las barras longitudinales inferiores de las vigas deben tener longitudes de desarrollo considerables y las dimensiones de las columnas deben ser razonablemente grandes para alojar esta longitud de desarrollo y reducir el congestionamiento de acero en el nudo

Otro posible problema es que la sección crítica de la potencial articulación plástica en la viga ocurre en la cara vertical de la columna. Para lograr la transferencia de cortante vertical, es recomendable que la orilla de la viga prefabricada se encuentre completamente limpia, libre de lechada y tenga una rugosidad no menor a 5mm. Una conexión bien diseñada en el extremo de la viga precolada, en la sección de la cara de la columna presenta un comportamiento similar al de un nudo construido de manera monolítica colado en sitio.



Notas:  Concreto prefabricado  Concreto colado en sitio
 (No se muestra el refuerzo en elementos prefabricados)

Figura I.1 Arreglos de miembros de concreto precolado y tipos de conexiones (Park, 1995)

Sistema 2

Un arreglo que hace más extensivo el uso de concreto precolado y evita la construcción de conexiones coladas en sitio en la zona del nudo viga-columna, es el mostrado en la figura 1.1(b). Las columnas de concreto reforzado pueden ser precoladas o coladas en sitio. La parte precolada de las vigas de concreto reforzado se extienden desde el centro del claro hacia el otro centro de claro, por lo tanto la conexión con la columna se encuentra dentro del elemento precolado, por lo que evita el complejo arreglo de acero de refuerzo dentro del nudo, ya que este se fabrica en la planta de precolado. Las vigas precoladas de concreto reforzado se montan sobre la columna utilizando el material adecuado para unir estos elementos y se aseguran las vigas para que tengan la estabilidad necesaria dentro de la etapa de construcción.

El acero de refuerzo longitudinal que sale de la sección de la columna cruza la viga a través de los ductos dejados en la viga precolada y se proyecta para poder formar la conexión con la columna del siguiente nivel. Los ductos que se dejan en la viga precolada se pueden hacer utilizando acero corrugado y se rellenan con mortero después de que la viga ha sido colocada. Las barras que sobresalen de la sección de la viga son conectadas al centro del claro mediante una conexión colada en sitio.

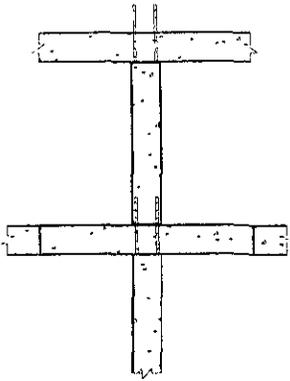
Posteriormente se colocan las columnas del siguiente nivel utilizando camisas de acero o ductos de metal corrugado para conectar las barras de refuerzo, si las columnas son de concreto precolado, ó utilizando los detalles normales de unión de refuerzo si las columnas son coladas en sitio.

Una ventaja de este sistema es que la zona probable de articulación plástica durante un sismo, se ubica dentro de los elementos precolados y no en la intersección entre elementos precolados y colados en sitio. En este sistema también se hace extensivo el uso de precolados y se elimina la construcción de detalles complejos de acero de refuerzo. Una posible dificultad que presenta este sistema son las pequeñas tolerancias necesarias para el ensamble de los elementos precolados.

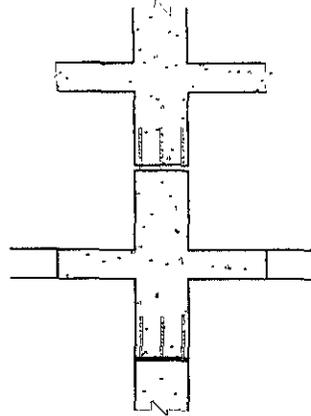
Sistema 3

Un tercer sistema o arreglo se logra incorporando secciones "T", como se muestra en la figura 1.1(c). Las barras verticales de la columna en los precolados con forma de "T" son conectadas utilizando mortero en camisas de acero o en ductos de metal corrugado. La continuidad del acero al centro del claro se logra por medio de conexiones coladas en sitio. Otra alternativa para los precolados en forma de "T", puede ser la ubicación de las conexiones en la altura media del nivel de entrepiso, este tipo de arreglo se muestra en la figura 1.2(Park, 1995).

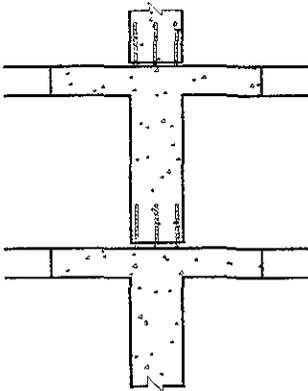
Una ventaja de este sistema es el uso extensivo de concreto precolado y la eliminación de la fabricación de detalles complejos de acero de refuerzo en la construcción en obra como serían las conexiones en la intersección viga-columna. Una posible desventaja es que los elementos precolados son demasiado pesados y se requieren grúas de gran capacidad y de maniobras complicadas para su colocación.



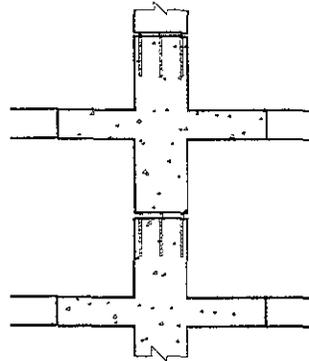
(a) Viga y columna precolada



(b) Elemento en forma de cruz unido a media altura con puntas de acero hacia arriba



(c) Elemento en forma de "T"



(d) Elemento en forma de cruz unido a media altura con puntas de acero hacia abajo

Figura I.2 Arreglos de miembros de concreto precolado en forma de cruz y de "T" (Park, 1995)

Muros Estructurales prefabricados

En los sistemas de construcción de concreto prefabricado también se utilizan los denominados sistemas a base de muros estructurales ó de "paneles". Este tipo de construcción es ampliamente utilizado en países como Japón, China, Cuba, Rusia, y la mayoría de países que dependían económicamente de la antigua Unión Soviética, algunos de estos países se encuentran en zonas de alta sismicidad. Este tipo de construcción se caracteriza por contar con elementos paneles o muros estructurales aislados, los que generalmente tienen características de resistencia y capacidad de deformación igual o superior a los empleados en las estructuras monolíticas. El aspecto clave del diseño de sistemas estructurales con este tipo de elementos precolados, al igual que en la mayoría de los otros sistemas precolados, es la concepción, el análisis y el diseño de las conexiones, lo que permitirá al conjunto alcanzar niveles de capacidad de deformación similar a los observados en estructuras monolíticas.

Los muros de concreto reforzado en edificios son conocidos como un sistema eficiente para resistir fuerzas horizontales debidas a acciones sísmicas. En general, un sistema a base de muros puede tener una rigidez muy amplia, con lo cual los desplazamientos estructurales durante movimientos sísmicos se reducen significativamente. En consecuencia, se logra un alto grado de protección contra daños en elementos tanto estructurales como no estructurales.

En México, generalmente se tiende a construir edificios a base de marcos, más que a base de muros estructurales. Esto se puede explicar por la preferencia de los arquitectos de tener espacios abiertos, lo que con los muros estructurales requiere una etapa de planeación cuidadosa en el inicio del diseño arquitectónico. Sin embargo, las estructuras que contienen muros estructurales de concreto reforzado en combinación con marcos estructurales, también llamado sistema dual, ofrecen varias ventajas. Los muros estructurales pueden ser diseñados para resistir la mayor parte de la fuerza horizontal actuante en el edificio durante un movimiento sísmico, por otra parte los marcos solo resisten una pequeña porción de dichas fuerzas horizontales, la que está determinada por la rigidez relativa entre muros y marcos. De esta manera, cuando el sistema dual es utilizado en regiones que presentan actividad sísmica los elementos estructurales de los marcos resisten principalmente cargas gravitacionales.

Como se indica en la mayoría de los reglamentos para construcciones de estructuras de concreto reforzado, dentro del análisis y el diseño de los sistemas prefabricados a base de muros estructurales, es posible considerar que estas estructuras tendrán un comportamiento monolítico. Además, con base en los elementos mecánicos que se obtengan de un análisis estático-elástico convencional se determinan las características dimensionales y de refuerzo de los muros estructurales.

Dentro de la construcción de muros estructurales de concreto prefabricado se pueden tener conexiones "fuertes" ó "débiles". En el caso de que se consideren conexiones fuertes, las conexiones entre los elementos precolados poseen características de

resistencia y capacidad de deformación lateral semejantes a los de una construcción monolítica. En la construcción de muros, prefabricados con conexiones débiles, el diseño de las conexiones rige el comportamiento de los muros estructurales.

Sistemas de piso precolado.

Tal vez la más común de las formas estandarizadas de los elementos precolados para edificios sea la que se utiliza en tableros de piso, tal es el caso de la viga doble "T". Este tipo de viga es altamente funcional, ya que cumple con los requisitos estructurales y proporciona una superficie plana sobre la cual se cuele una losa superior reforzada. También son ampliamente utilizados los varios tipos de losas de corazón hueco o los sistemas a base de vigueta pretensada y bovedilla.

Además, el sistema de piso ya sea de concreto colado en sitio o precolado, debe desempeñarse como diafragma durante la acción de cargas horizontales debidas a sismo, es decir, debe ser capaz de transmitir las fuerzas sísmicas actuantes en el piso hacia los elementos o sistemas sismorresistentes, como son los marcos o muros de cortante. Cuando se logra este objetivo, se dice que existe la "acción de diafragma" ó de "diafragma rígido". La hipótesis de diafragma rígido es esencial en el análisis y diseño sísmico de edificios, y su empleo permite simplificar de manera considerable el proceso del análisis y de diseño sísmico de edificaciones. Cuando los pisos son construidos a base de elementos de concreto precolado es esencial asegurar que las fuerzas del diafragma puedan ser transmitidas entre todos los elementos que conforman el piso y la estructura que transfiere el cortante a otros niveles.

Los tipos de sistemas de piso más empleados en México se pueden dividir en tres grupos:

- a) Vigueta y bovedilla, y doble "T" de poco peralte (máximo 30cm).
- b) Losa alveolar.
- c) Vigas "T" y doble "T" para claros grandes.

El sistema de vigueta y bovedilla, así como la doble "T" de poco peralte, se emplean principalmente en edificaciones habitacionales hasta de cinco niveles, aún cuando también es factible su empleo en edificaciones de mayor altura. El sistema de vigueta y bovedilla está formado por elementos pretensados portantes (vigueta pretensada), bovedilla cemento-arena y una losa de compresión mínima de 4 cm hecha de concreto $f_c=200 \text{ kg/cm}^2$. La losa generalmente está armada con una malla electrosoldada 6x6 - 10/10 y circunscrita perimetralmente con una trabe armada con cuatro varillas y estribos en la que la vigueta penetra por lo menos 5 cm. Los fabricantes de vigueta pretensada producen vigas de distintos peraltes, por ejemplo; $h = 11, 13, 14, 15, 16, 20$ y 30 cm , bovedillas de cemento-arena en alturas de $13, 14, 15, 16, 20$ y 26 cm y en cualquier altura cuando se trata de bovedilla de poliestireno (Manual ANIPPAC, 2000).

Las losas alveolares se fabrican en un molde, con un proceso de extrusión, quedando una sección transversal hueca. Dependiendo del peralte de la losa, se pueden emplear para cubrir diversos claros, principalmente entre 8 y 12 m, aun cuando también en el país se producen este tipo de losas para claros menores, a partir de 3m. El sistema de fabricación a base de extrusión se realiza con una máquina, la cual corre a lo largo de una mesa de fabricación, depositando el concreto por medio de vibración y compactación sobre dicha mesa. La sección del elemento que se cuele dependerá del molde propio de la máquina, por lo que en una mesa se podrán fabricar diferentes secciones. El análisis y diseño de la losa doble "T" extruida será el mismo que se emplea para elementos prefabricados presforzados de mayor peralte.

Estas losas alveolares, también llamadas losas estruidas son elementos estructurales pretensados que se pueden usar tanto para entresijos como para cubiertas. Resisten sobrecargas útiles altas desde 500 kg/m² hasta 2000 kg/m². En la mayor parte de estos elementos se cuele una losa de compresión, con resistencia a la compresión mayor a 250 kg/cm², armada con malla, por lo general de 6x6 - 8/8 y 6x6 - 6/6, la cual cumple con dos fines

- a) lograr el efecto de diafragma ya que hace monolítica a la losa
- b) ayudar a eliminar problemas de filtraciones de agua al evitar las posibles fisuras en las juntas entre elementos.

Los peraltes más comunes que se fabrican en México son, $h = 10, 15, 20, 25$ y 30 cm, con anchos que pueden ser de 1 m y 1.20 m. Estas losas se pueden hacer trabajar como continuas tanto al momento negativo como al positivo (inversión de los esfuerzos producidos por el sismo) ó darles continuidad en los apoyos, para ello se requerirá que los alvéolos sean colineales ya que al alinear éstos, se alinean las nervaduras de cada losa, el acero de la continuidad se coloca en la parte superior y/o inferior de los alvéolos y posteriormente deberán de rellenarse de concreto en la parte que se colocó el refuerzo. El fabricante recomienda que las losas de compresión tengan un peralte mínimo de 5 cm, pudiendo ser mayor, por ejemplo: 10 cm, todo dependerá del uso de la losa, las cargas a las que va a estar sujeta y claros a cubrir. Como se comenta más adelante, el RCDF-96 especifica que el espesor de la capa de compresión no debe ser menor de 6 cm en claros mayores de 6 m, ni menor que 3 cm en ningún caso.

A pesar de la importancia del problema de lograr el mencionado comportamiento de diafragma rígido, el enfoque de reglamentos de construcción para verificar que se logre el referido comportamiento en general es bastante simplista. Esto se debe a que a diferencia de la relativamente amplia experiencia en laboratorio y en sismos intensos, que se tiene en el comportamiento de diversos elementos estructurales, tales como travesaños, columnas ó muros estructurales, la experiencia referente al problema del diafragma rígido es bastante menor. Análisis del tipo estático no lineal (Fleischman et al, 1998), indican deformaciones por flexión importantes debido principalmente a la forma alargada en planta del sistema de piso.

De acuerdo al reglamento RCDF-96, el refuerzo de comportamiento en un sistema de piso prefabricado se puede lograr con un firme colado sobre los elementos prefabricados "a condición de que se dimensione de modo que por sí solo resista las acciones de diseño que actúan en su plano" Además, especifica que "el espesor del firme no será menor que 6 cm, si el claro mayor de los tableros es de 6 m ó más En ningún caso será menor que 30 cm" En Nueva Zelanda se considera que un firme colado en sitio de al menos 50 mm es suficiente para transmitir las fuerzas en el plano del diafragma en sistemas de piso prefabricados. En algunos países, como en Japón, es permitido el empleo de sistemas de piso prefabricados sin el mencionado firme colado en sitio, práctica diferente a la permitida en México, como se deduce de la recomendación mencionada del RCDF-96 para espesores mínimos del firme colado en sitio. Además, a diferencia de la práctica constructiva de prefabricados en los Estados Unidos, el RCDF-96 sugiere la colocación de "conectores que impiden que el firme se separe de los elementos prefabricados" Esto debido a que análisis de esfuerzos de una región crítica indican que los detalles en la sección del diafragma tienden a concentrar las grietas en las juntas entre miembros precolados, por lo tanto, las juntas entre miembros precolados juegan un papel muy importante en el comportamiento de diafragma

Las losas "T" que se producen en México con fines de empleo en edificaciones cubren claros desde 6m hasta alrededor de 12 m. Las losas doble "T" cubren claros mayores, entre 10 y 20m

Por condición de diseño antisísmico, en las estructuras precoladas se obtendrán las fuerzas inerciales en cada nivel de igual manera que para las estructuras monolíticas, afectado por un coeficiente de diseño por sismo.

I. 2 CONEXIONES EN ESTRUCTURAS PREFABRICADAS.

Uno de los aspectos más importantes a considerar en el diseño de estructuras prefabricadas de concreto a base de marcos es el de los criterios necesarios de análisis y diseño para conectar los elementos prefabricados, ya que las estructuras pueden ser diseñadas con comportamiento predecible durante un sismo En lo que sigue se describen y se comentan los aspectos más relevantes de estos criterios, haciendo énfasis en aspectos sísmicos.

Con el propósito de uniformizar el empleo de términos, se define como "nudo" al volumen geométrico que es común en miembros que se intersectan. Se define como "conexión" al elemento que une los dos elementos prefabricados, ó uno prefabricado y otro colado en sitio. La figura 1.3(Ghosh et al, 1997) muestra diferentes formas y ubicaciones de conexiones que son posibles en elementos prefabricados de marcos de concreto.

La experiencia que se tiene del comportamiento observado de conexiones en marcos, tanto para sismos fuertes, como en ensayos de laboratorio, no es tan amplia como en el caso de estructuras monolíticas de concreto reforzado. Por este motivo, reglamentos como el de Construcciones del Distrito Federal, en sus Normas Técnicas de Concreto de 1996 (RCDF-96) especifica fuerzas sísmicas mayores en estructuras prefabricadas respecto a las monolíticas. En estas últimas, se puede emplear un factor de comportamiento sísmico, Q , hasta de cuatro (en el caso de marcos dúctiles colados en sitio), mientras que para marcos de concreto prefabricado se especifica generalmente para este factor el valor de dos; sin embargo, también se acepta para este factor el valor de tres si se demuestra a consideración del Departamento de Distrito Federal que el diseño y el procedimiento constructivo de las conexiones justifican el mencionado valor. En este último caso, el resto de la estructura debe cumplir con los requisitos de marcos dúctiles que especifica el RCDF-96.

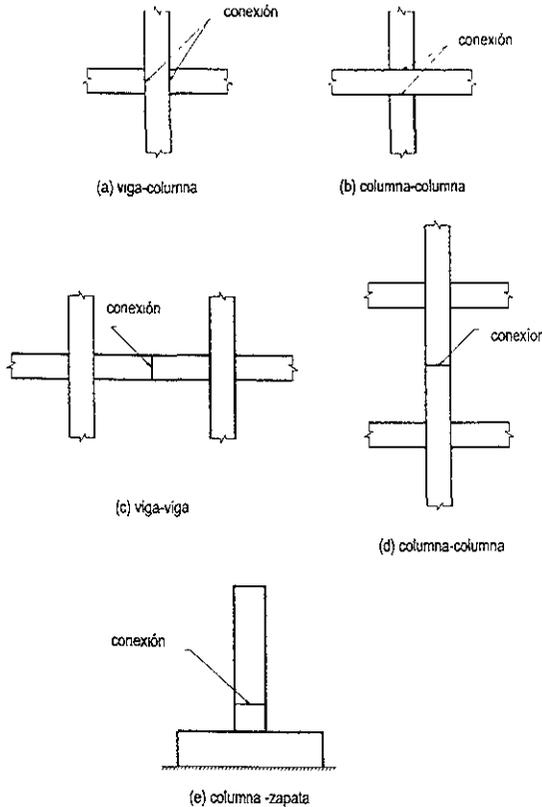


Figura 1.3 Diferentes geometrías de conexiones en elementos prefabricados (Ghosh et al, 1997)

De manera semejante al RCDF-96, el reglamento de los Estados Unidos de Norteamérica, el Uniform Building Code 1994 (UBC 1994), especificaba que era posible emplear sistemas prefabricados siempre que se demostrara que tengan resistencia y ductilidad mayor o igual que las de estructuras de concreto reforzado monolíticas. A diferencia del anterior, el nuevo reglamento Uniform Building Code 1997 (UBC 1997), proporciona requisitos específicos para el diseño y construcción de conexiones en elementos prefabricados de concreto para marcos en zonas sísmicas. La filosofía de diseño del mencionado reglamento para estructuras prefabricadas de concreto en zonas sísmicas se basa en tratar de lograr que las conexiones tengan un comportamiento semejante al del concreto monolítico. Con este criterio, se especifica que la selección de las zonas diseñadas para tener comportamiento inelástico durante un evento sísmico deben cumplir con el concepto columna fuerte-viga débil. Para lograr que las conexiones tengan un comportamiento semejante al del concreto monolítico se especifican las conexiones "húmedas" y las "fuertes", que se describen a continuación.

Conexiones húmedas

En Estados Unidos y México, ha sido poco común el empleo de las conexiones llamadas "húmedas". Estas conexiones son aquellas capaces de tener incursiones cíclicas inelásticas, típicas de sismos moderados ó intensivos, sin que la resistencia se vea afectada. Las conexiones húmedas son aquellas que emplean cualquiera de los métodos de conexión del acero de refuerzo especificados por el ACI 318-95 (traspales ó conectores mecánicos). En estas conexiones se emplea concreto colado en obra ó mortero para llenar los vacíos entre aceros de refuerzo existentes en las conexiones. Las llamadas conexiones "secas", son aquellas que no cumplen con los requisitos de las conexiones húmedas y por lo general, la continuidad del acero de refuerzo se logra por medio de soldadura. A raíz del terremoto de Northridge de 1994, en California, ha surgido la preocupación sobre el empleo de soldadura en conexiones de elementos prefabricados de concreto. En el mencionado terremoto, se observaron fallas en algunos marcos de concreto prefabricado con las conexiones mencionadas, así como en marcos de acero estructural con conexiones soldadas.

Conexiones "fuertes" para lograr un comportamiento monolítico

De acuerdo con el UBC 1997, una conexión "fuerte" es aquella que permanece elástica mientras que las zonas diseñadas para tener un comportamiento inelástico tienen incursiones inelásticas para el sismo de diseño considerado por el reglamento empleado. Esta condición de diseño se revisa verificando que la resistencia nominal de la conexión fuerte, en flexión y cortante, deba ser mayor que las componentes a las resistencias probables de las zonas diseñadas para tener un comportamiento inelástico.

Aun cuando la ubicación de las llamadas conexiones "fuertes" son elegidas por el diseñador, reglamentos como el UBC 1997 sugieren que se debe cumplir que el centro de la zona diseñada para comportamiento inelástico en flexión debe estar ubicada a una distancia de la conexión no menor que la mitad del peralte del elemento que se conecta, como se aprecia en la figura 1.4 (Ghosh et al, 1997) Esta figura muestra conexiones "fuertes" tanto para uniones "viga-columna", como para "columna-cimentación" (Manual ANIPPAC, 2000)

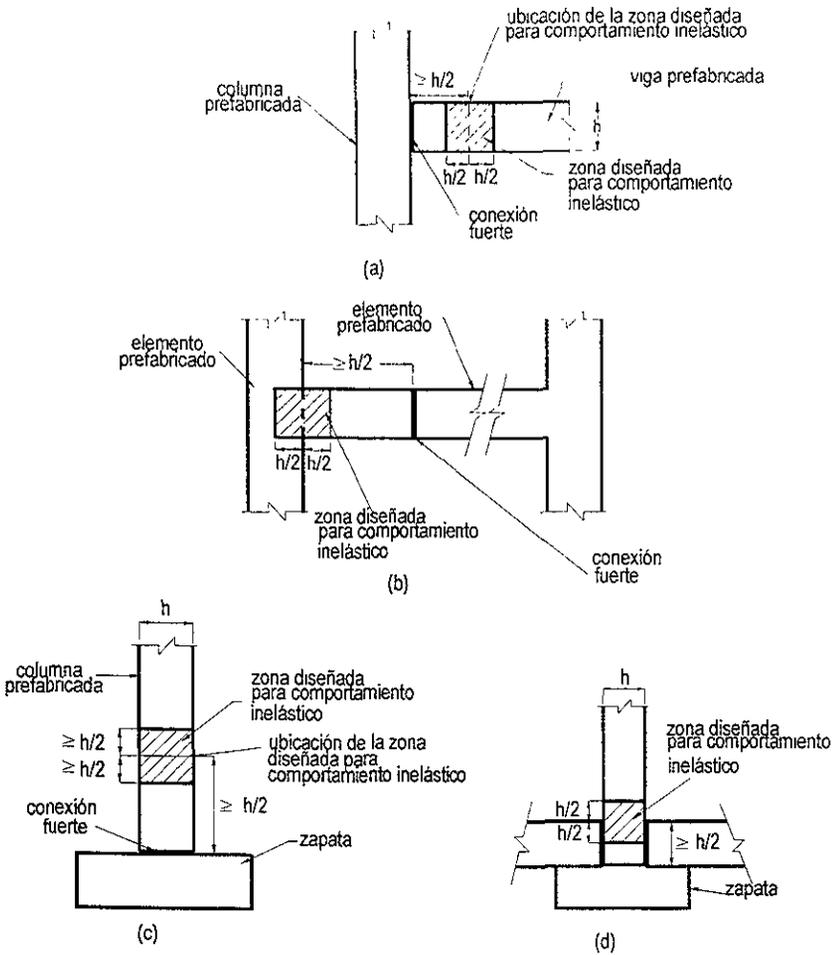


Figura 1.4 Ubicación de conexiones "fuertes" y de regiones diseñadas para comportamiento inelástico (Ghosh et al, 1997)

a) Conexión "fuerte" para unión viga-columna

Una conexión "fuerte" puede ser "seca" o tener las características descriptas de las conexiones "húmedas". En los casos que la conexión se ubique fuera de la parte media del claro de trabe, se recomienda el empleo de este último tipo de conexiones, a menos que ensayos cíclicos de laboratorio demuestren que la conexión "seca" es adecuada (UBC 1997). Además, los conectores mecánicos ubicados en la conexión "fuerte" deben de poder desarrollar una tensión ó compresión al menos igual al 140% del esfuerzo de fluencia especificado en las barras de refuerzo que se conectan (Ghosh et al 1997, UBC 1997). Lo anterior se basa en la preocupación existente sobre las posibles limitaciones de las conexiones "secas" y en que es de esperar concentraciones importantes de esfuerzos en la conexión que pueden llevar al acero de refuerzo a niveles de esfuerzos mayores que el valor 1.25 fy comúnmente especificado para conectores por reglamentos.

b) Conexiones "fuertes" en unión "columna-columna"

Los requisitos de diseño para este tipo de conexión de acuerdo al UBC 1997 son bastante estrictos. Por ejemplo, la resistencia de diseño de una conexión fuerte debe ser 1.4 veces la resistencia probable de la zona diseñada para comportamiento inelástico; además, se deben cumplir requisitos especiales para el diseño del refuerzo transversal.

Ejemplos de conexiones en marcos de concreto prefabricado

La figura 1.1 (Park, 1995) muestra tres tipos diferentes de soluciones de conexiones en marcos prefabricados en zonas sísmicas. Estas diferentes soluciones se comentan más adelante.

En la conexión mostrada en la figura 1.1(a) (Park, 1995) las trabes prefabricadas descansan en el recubrimiento de la columna inferior, colada previamente a la colocación de las trabes, el refuerzo negativo de la trabe se coloca in situ. Sin embargo, una desventaja del empleo de la conexión del sistema mostrado en la figura 1.1(a) (Park, 1995) es que el refuerzo del lecho inferior de la trabe prefabricada requiere una dimensión de columna suficiente para lograr la longitud de desarrollo requerida. La figura 1.5 (Guidelines, 1991) muestra las dimensiones mínimas necesarias, para el gancho del acero de refuerzo en este tipo de conexión. Los resultados sugieren que la dimensión de columna podría llevar a una solución antieconómica para la estructura prefabricada.

Algunas soluciones propuestas para estos casos, para no llegar a dimensiones de columnas excesivas, han sido empleadas en China, como se ilustra en la figura 1.6 (Restrepo et al, 1989). Estas conexiones corresponden a detalles constructivos empleados en ensayos experimentales. El espécimen estudiado con el detalle de refuerzo de la figura 1.6(a) (Restrepo et al, 1989), llegó a la falla por adherencia inadecuada en el refuerzo, mientras que con el detalle de refuerzo mostrado en la figura 1.6(b), el espécimen

ensayado alcanzo un nivel moderado de ductilidad (Restrepo et al 1989) Conexiones del tipo mostradas en la figura I.6 (Restrepo et al, 1989) han sido tambien empleadas en Rumania y Japon (Guidelines, 1991)

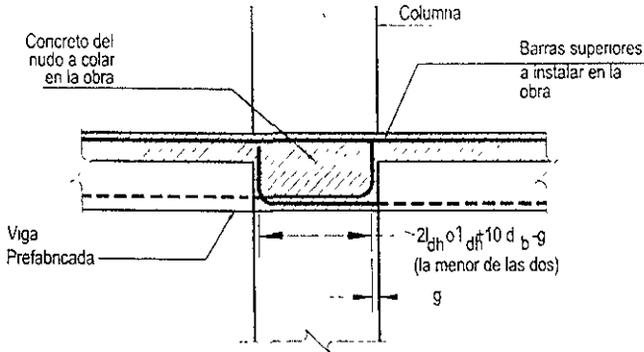


Figura I.5 Conexión viga- columna (Guidelines, 1991)

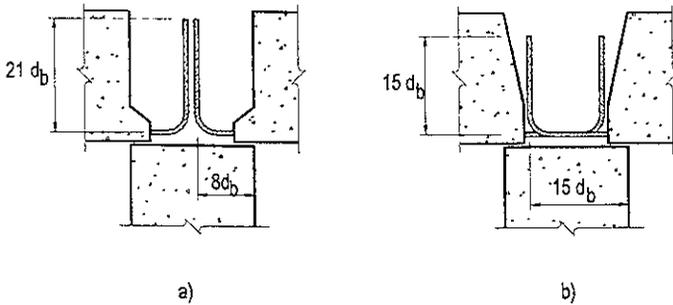


Figura I.6 Conexión viga-columna en China (Restrepo et al, 1989)

En México se han empleado recientemente conexiones con características semejantes a las mostradas en la figura I.6(a) (Restrepo et al, 1989), con la diferencia de que el refuerzo del lecho inferior se conecta por medio de estribos interiores, además, se colocan ganchos dejados en los ductos de las trabes con el fin de formar estribos en la columna como se muestra en la figura I.7 (Carranza 1997) Los detalles de esta figura corresponden a una obra construida en la ciudad de México. Dependiendo del tamaño de las columnas, como se ha comentado para el análisis de la figura I.5 (Guidelines, 1991), el comportamiento de la conexión mostrada en la figura I.7 (Carranza 1997), podría ser relevante para lograr un comportamiento sísmico adecuado en edificios a base de marcos. Sin embargo, en los casos que se consideren marcos con muros estructurales (sistema dual), las

conexiones del tipo de la figura 1.7 (Carranza 1997), podrían no estar sometidas a demandas importantes de deformaciones por acciones sísmicas, como podría ocurrir en sistemas estructurales a base de marcos

En el sistema prefabricado mostrado en la figura 1.1(b)(Park, 1995), las columnas pueden ser prefabricadas o coladas en sitio, el refuerzo longitudinal de éstas atraviesan ductos construidos en la trabe prefabricada, los que en el sitio son inyectados con mortero. Como se aprecia en la figura 1.1(b)(Park, 1995), el refuerzo longitudinal de las trabes prefabricadas se une en la conexión a mitad del claro de la trabe. Como en el caso del sistema mostrado en la figura 1.1(a)(Park, 1995), el refuerzo negativo de las trabes se coloca en obra. Una ventaja de empleo del sistema que se comenta es que el comportamiento inelástico en el sistema se concentra en zonas alejadas de las conexiones prefabricadas (conexión "fuerte")

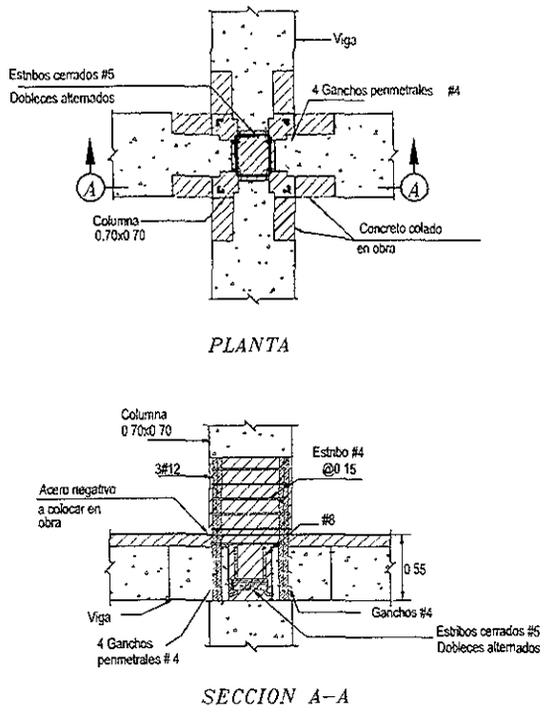


Figura 1.7 Conexión viga-columna (Carranza, 1997)

Una posible limitación del empleo del sistema mostrado en la figura 1.1(c)(Park, 1995), sería la necesidad de utilizar elementos pesados y de grandes dimensiones, así como de elementos de izaje de gran capacidad.

En la figura 1.8 (Guidelines, 1991), se muestran algunas soluciones a conexiones ubicadas al centro del claro entre vigas. Para vigas en claros cortos, el traslape de acero de manera convencional (recta) puede ser demasiado largo, en este caso, la longitud convencional puede ser acortada utilizando ganchos como los mostrados en las figuras 1.8(b) y 1.8(c) (Guidelines, 1991) El doble gancho mostrado en la figura 1.8(c) (Guidelines, 1991) es el más conveniente ya que evita que las puntas de acero que sobresalen del elemento precolado sean muy largas, y por lo tanto la viga puede ser posesionada de manera más fácil durante la construcción. La unión del acero se hace utilizando barras adicionales con doble gancho. Cuando la fuerza cortante en las vigas es muy grande se puede utilizar refuerzo diagonal, figura 1.8(d) (Guidelines, 1991) Las puntas de las barras diagonales son soldadas a placas de acero y estas placas son atomilladas a la vez en el centro del claro.

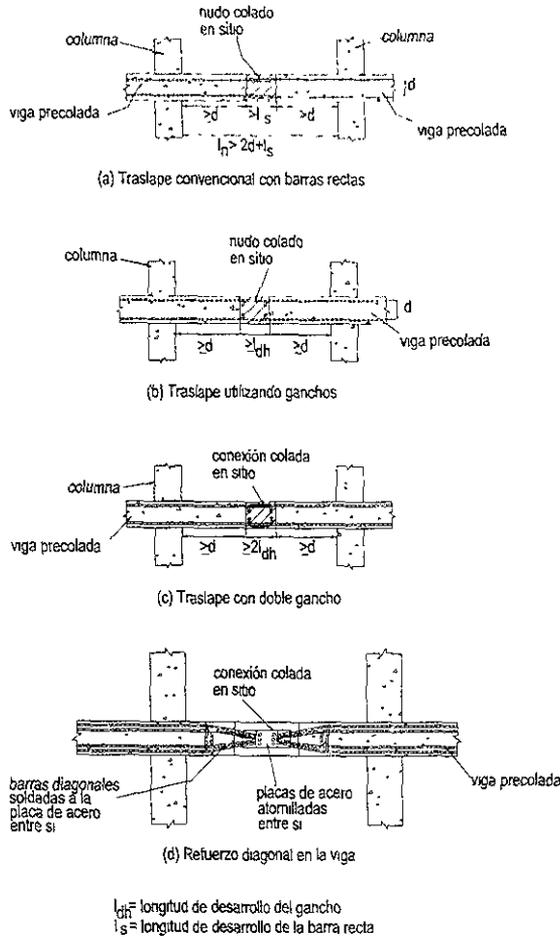


Fig. 1.8 Detalles de conexiones al centro del claro entre vigas de concreto precolado (Guidelines, 1991)

Los dos tipos de elementos utilizados para dar continuidad al acero de refuerzo son camisas de acero y ductos de metal corrugado, estos elementos se muestran en la figura 1.9 (Park, 1995). Normalmente el diámetro de estos elementos oscila entre dos o tres veces el diámetro de la barra. También en la figura 1.10 (Park, 1995), se ilustra un ejemplo típico de vigas precoladas colocadas sobre columnas en las que las barras de la columna atraviesan la viga. El principal método para rellenar con mortero los ductos de metal corrugado es el siguiente: la interface horizontal viga-columna es sellada por todo el perímetro y después se inyecta el mortero mediante un tubo colocado en una esquina de la junta horizontal. Si el mortero es de alta viscosidad, puede iniciarse el flujo por la parte superior de los ductos. Además, es recomendable que se coloquen tubos en las esquinas para expulsar el aire, estas salidas son tapadas progresivamente conforme el ducto se llena.

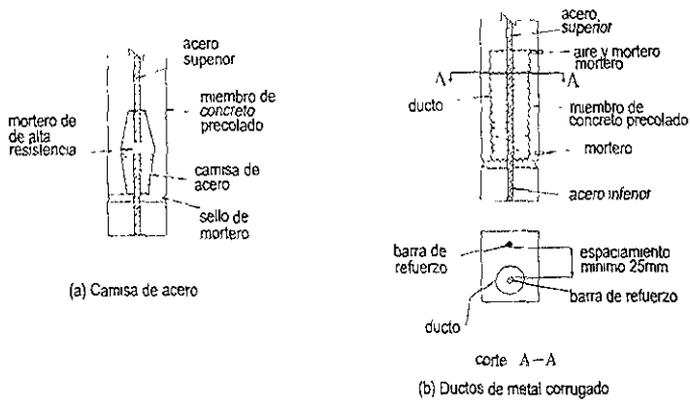


Fig. 1.9 Camisas de acero y ductos de metal corrugado utilizados comúnmente para conectar columnas (Park, 1995)

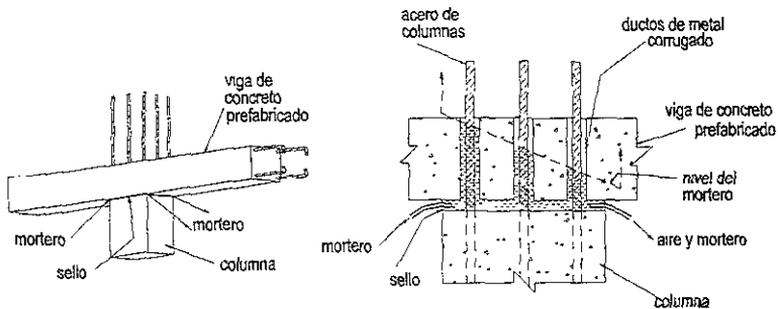


Fig. 1.10. Relleno de nudo viga-columna (Park, 1995)

Ejemplos de conexiones entre muros estructurales de concreto prefabricado

Las conexiones entre muros estructurales de concreto prefabricado son de dos tipos, las conexiones horizontales y las conexiones verticales. Las primeras generalmente son conexiones de muros con sistema de piso, pudiendo ser con traveses o directamente con losa; mientras que las segundas pueden ser conexiones entre dos muros estructurales. El análisis de las conexiones horizontales en general es sencillo, considerando que lo que se deberá transmitir en el muro es el cortante de entrespaño originado por las acciones sísmicas. La condición de cortante directo se presentará predominantemente en estructuras de pocos niveles, donde el comportamiento predominante es de cortante (hasta tres niveles aproximadamente). La condición de flexo-compresión-cortante se podrá presentar en estructuras con un mayor número de niveles, donde el momento de volteo resulte de consideración. En ambos casos deberán revisarse las condiciones de falla probable por deslizamiento en la base.

Las conexiones horizontales entre muros estructurales de concreto prefabricado generalmente son conexiones rellenas con mortero. El refuerzo vertical se conecta utilizando empalmes con camisas de acero o traslapes formados por ductos de metal corrugado. Algunos detalles típicos de conexiones horizontales se muestran en la figura I.11 (Park, 1995). Cuando se utilizan ductos de metal corrugado, las primeras barras que se proyectan dentro de los ductos generalmente son diseñadas con la longitud total de desarrollo.

Las conexiones verticales están sujetas a esfuerzos principalmente de cortante. Para evaluar la magnitud de los mismos se aplica la teoría de resistencia de materiales del caso en cantiliver, analizando los esfuerzos cortantes en la fibra donde se encuentra la conexión vertical entre dos muros. Como condición de diseño se considerará el estado más desfavorable que es cuando el sistema de piso se apoya o está ligado únicamente al muro perpendicular al muro de carga; y así, la estabilidad de este muro lo proporcionarán los muros orientados en la dirección de carga. Para el diseño de las conexiones, una vez determinados los elementos mecánicos que actúan en ellas, al igual que en cualquier elemento o sistema estructural, bastará con verificar que los elementos mecánicos requeridos resulten menores que la resistencia en la conexión. En este tipo de conexión, el denominado refuerzo efectivo en la interfase deberá estar sujeto a esfuerzos de tensión menores que $0.6 f_y$ (f_y = esfuerzo de fluencia). Si este acero de refuerzo de la unión tiene un nivel de esfuerzos superiores al valor mencionado, esas barras serán incapaces de soportar cortante directo por medio del efecto de dóvela, y por lo tanto no deberán considerarse para resistir fuerza cortante, únicamente se considerarán en su contribución a la resistencia a flexión.

En las conexiones entre muros estructurales de concreto prefabricado, los bordes deberán de picarse de manera que se presente una superficie rugosa y así evitar falla por deslizamiento. Las conexiones verticales entre paneles se hacen generalmente con listones de concreto colado en sitio. El acero de refuerzo horizontal de los paneles adyacentes que sobresale se traslapa en la

zona de unión. El ancho de la junta colada en sitio esta determinado por la longitud de desarrollo del acero de refuerzo, algunos detalles comúnmente utilizados se muestran en la figura 112(Park, 1995)

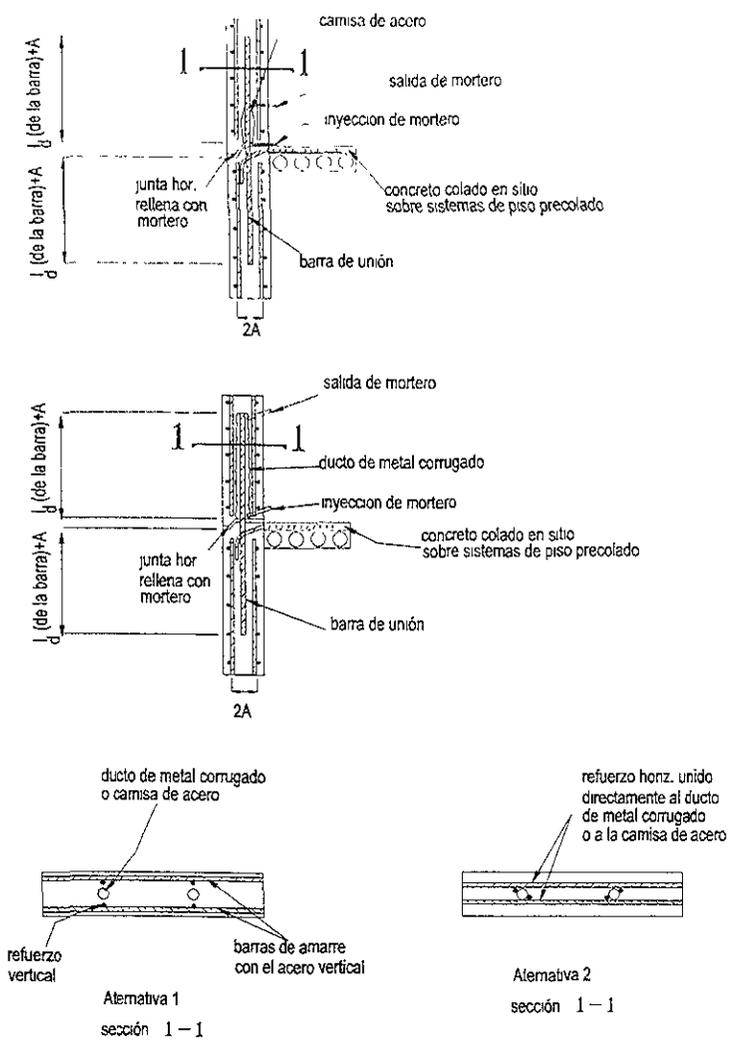


Fig. 1.11 Detalles de conexiones horizontales para muros de concreto precolado (Park, 1995)

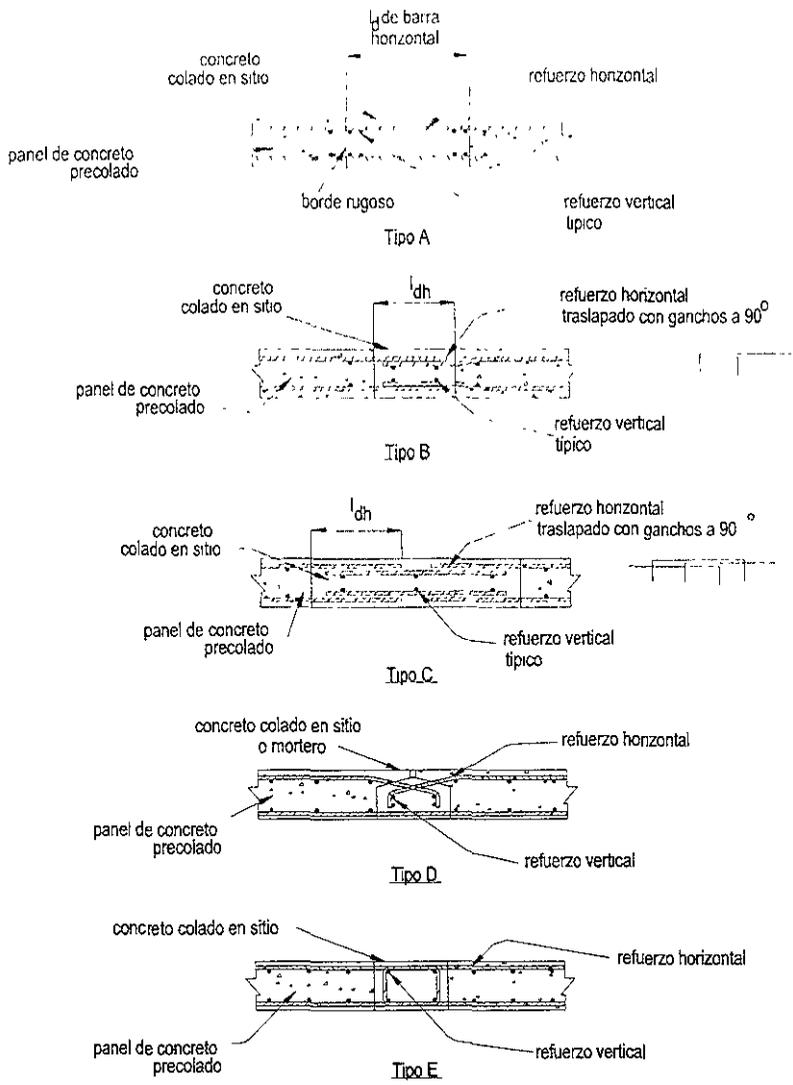


Fig. 1.12 Detalles de conexiones verticales en muros de concreto prefabricado (Park, 1995)

Conexiones en sistemas de piso prefabricado

Los sistemas de apoyo para elementos de piso de concreto precolado pueden ser del tipo simple o continuo. La conveniencia del empleo de alguno de estos sistemas depende del tipo de aplicación. El apoyo simple conviene en claros largos, cuando es muy difícil y costoso proveer la resistencia necesaria para momento negativo en los nudos. El apoyo continuo, conviene más en construcciones del tipo comercial o residencial, ya que se requiere obtener continuidad.

Los tipos de conexión para sistemas de piso precolado como losas alveolares o losas sólidas soportadas por vigas, pueden ser divididos en tres grupos, que se muestran en la figura 1.13 (Park, 1995). La diferencia entre estos tipos de apoyo es el peralte de la viga de soporte previa a la colocación del concreto colado en sitio. A continuación se comentan algunos aspectos de estos tipos de sistema de apoyo. En el apoyo tipo 1 (figura 1.13) la presencia de concreto colado en sitio bien compactado contra los bordes del elemento de piso precolado hace posible lograr la continuidad del momento negativo. Es recomendable que se rompan las onllas de los huecos en los paneles de piso precolado para que penetre el concreto colado en sitio y que se logre la transferencia de esfuerzos cortantes. En el apoyo tipo 2 si los huecos verticales, entre la viga de soporte y los paneles de piso son muy pequeños, entonces se vuelve difícil lograr la compactación del concreto colado en sitio entre la viga y el corazón de la losa alveolar precolada, esto puede reducir el esfuerzo cortante y prevenir el desarrollo de momento negativo. Además, el apoyo que proporciona la viga de soporte es mayor y se requiere menor número de puntales para colocar los paneles precolados. El apoyo tipo 3 es muy frecuentemente utilizado para vigas penmetrales o muros, no necesariamente se requiere colocar concreto colado en sitio sobre la viga de soporte (Manual ANIPPAC, 2000).

Un método que permite pequeñas longitudes de apoyo se basa en utilizar refuerzo especial, entre los bordes del elemento de piso y la viga de soporte, que pueda tomar carga vertical en el instante en que los elementos de piso pierdan los apoyos. El refuerzo especial debe ser capaz de transferir los esfuerzos por cortante debidos a la aparición de grietas verticales en el borde de las vigas portantes. Este refuerzo puede tener la forma de gancho o barras en forma de silleta, horizontal o refuerzo traslapado. Este refuerzo especial atraviesa o es anclado al soporte de la viga, y es recomendado por las normas NZS 3101:1995, el Instituto de Concreto Precolado y Presforzado y la Federación Internacional de los Precolados. Como ejemplo, para pisos de concreto precolado del tipo alveolar, figura 1.14 (Mejía y Park, 1994), el refuerzo puede ser colocado en algunos de los huecos que se rompen y se rellenan con concreto colado en sitio o mortero.

El refuerzo de la losa superior colada en sitio no es suficiente para proveer el anclaje suficiente, ya que este podría perderse si la losa superior se agrieta fuera de los elementos de concreto precolado. Cada miembro del sistema de soporte debe diseñarse considerando la combinación de cargas desfavorables tanto en la etapa de construcción, como en condiciones de trabajo. La

longitud de apoyo en la dirección del claro debe de ser menor que la longitud del claro entre 180 pero no menor que 50 mm para losas sólidas o alveolares, o 75 mm para vigas o viguetas prestreasadas

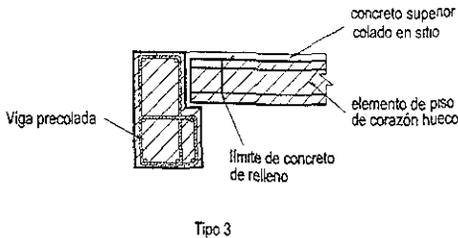
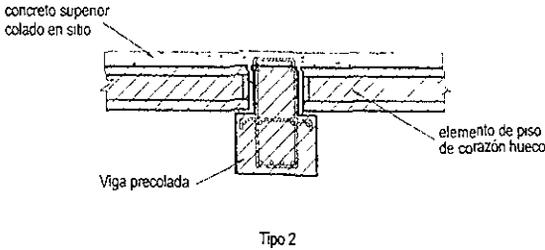
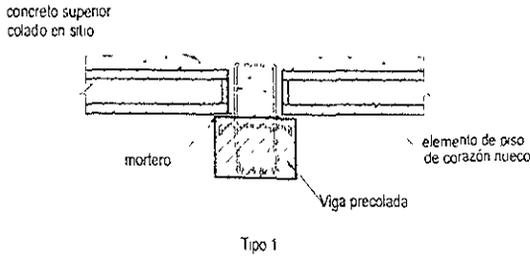


Figura 1.13. Tipos de soporte para pisos de corazón hueco (Guidelines, 1991)

En la Universidad de Canterbury (Nueva Zelanda) se han efectuado estudios experimentales con refuerzos especiales colocados en huecos de los bordes de elementos de piso prefabricado y que atraviesan vigas de soporte. Se han investigado tres tipos de estos refuerzos los cuales se muestran en la figura 1.14 (Mejia y Park, 1994). Los resultados encontrados en los mencionados estudios indican que estos tres tipos de refuerzo son capaces de mantener cargas mínimas de servicio del piso, aún cuando se pierda parte significativa de los apoyos en la orilla, debido a desplazamientos laterales significativos del piso.

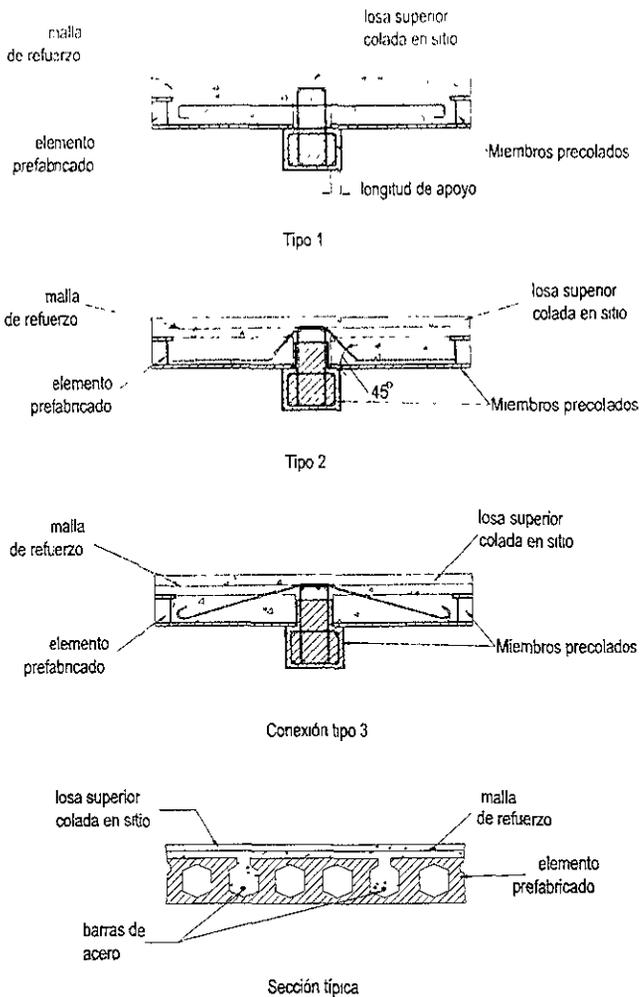


Figura I.14 Refuerzo especial utilizado en pruebas en la Universidad de Canterbury, para la conexión de elementos de piso prefabricado (Mejía y Park, 1994)

Capítulo II

DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA A ESTUDIAR Y DEL ESPÉCIMEN.

II. 1 DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO PROTOTIPO

La estructura que se estudia en la presente investigación es un edificio de dos niveles destinado a estacionamientos y fue diseñado de acuerdo al Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF-96). Este edificio se considera ubicado en la zona de más alto riesgo sísmico de la Ciudad de México. La estructura se clasifica como del grupo B según el artículo 174 del RCDF-96, lo que lleva a emplear un coeficiente sísmico $c=0.4$, y un factor de comportamiento sísmico $Q=2$, este último valor corresponde a estructuras prefabricadas. El análisis estructural de esta estructura se desarrolló mediante el programa ETABS, haciendo la consideración de que las conexiones en los elementos prefabricados tienen un comportamiento similar al del caso de conexiones monolíticas.

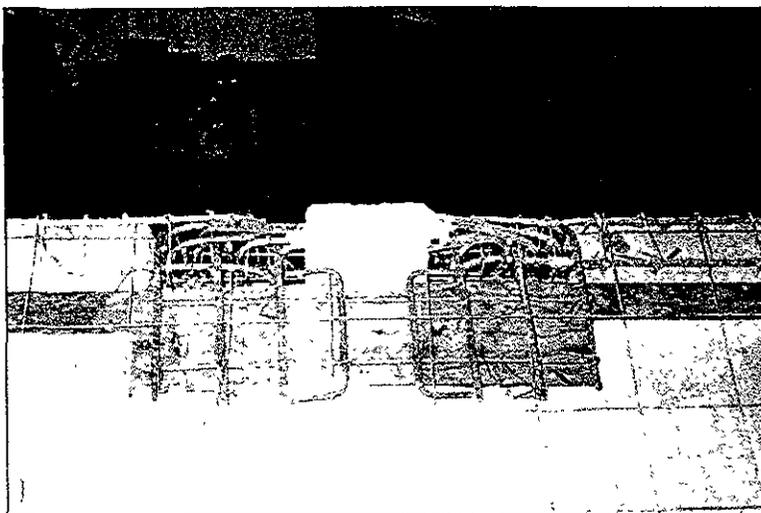
El sistema estructural empleado en esta estructura es el denominado sistema "dual", el cual se define como un sistema donde se combina marcos con muros estructurales. Este sistema tiene la ventaja, sobre el caso de sistemas a base de marcos, de reducir las demandas de deformaciones en la estructura, lo que a su vez reduce las zonas consideradas como críticas en los marcos prefabricados.

Se evaluaron los desplazamientos relativos en una estructura a base de marcos con la geometría del edificio prototipo, excepto que en esta estructura se consideraron columnas en lugar de los muros, esto con el objeto de comparar los resultados con los del prototipo con muros, y evaluar la importancia de los muros en la reducción de desplazamientos. Esta comparación indicó que aún cuando, de acuerdo al RCDF-96, el empleo de la estructuración a base de marcos para el caso en estudio lleva a incrementos importantes en las demandas de desplazamientos relativos, estas demandas todavía son menores que las permisibles de acuerdo a este reglamento. De acuerdo con estos resultados, si el objetivo es sólo cumplir con los requisitos del RCDF-96 y sus respectivas normas, cualquiera de los dos sistemas estructurales comentados podría emplearse como solución al proyecto arquitectónico; sin embargo, como se ha comentado, el empleo del sistema dual tiene la ventaja de reducir las demandas de deformaciones.

Los marcos se forman con columnas de dos niveles precoladas en una pieza, a las que se les dejó una ventana a la altura de entrepiso para la colocación de las vigas del primer nivel, estas vigas son de varios tipos vigas longitudinales, vigas portantes, vigas "T" y vigas doble "T". Las vigas longitudinales proporcionan rigidez a los marcos en la dirección del sismo de diseño, las portantes proporcionan apoyo al sistema de piso, las vigas "T" proporcionan rigidez al marco central en la dirección del sismo de diseño y además forman parte del sistema de piso

El sistema de piso lo forman, además de la viga "T", cuatro vigas doble "T", con una losa superior colada en sitio de 6 cm de espesor y reforzada con malla electrosoldada 6x6-10/10, con esta malla se proporciona un área de acero de 0.61 cm² en un ancho unitario. Este sistema de piso tiene la función de transmitir la fuerza cortante debida a sismo a los elementos resistentes, que en este caso son marcos y muros. Sin embargo, existe la incertidumbre de si el sistema de piso puede tener un comportamiento de diafragma rígido, problema que también se estudiará en este proyecto

Los muros al igual que las columnas son colados en una sola pieza y se dejan las preparaciones para las conexiones con las vigas longitudinales, además cuando se cuela la losa de compresión del sistema de piso, se hace un arreglo de acero (Fotografía 1) para conectar la losa y el muro de manera que se logre una buena transferencia de cortante.



Fotografía 1 Arreglo de acero para transmitir cortante entre muro y losa.

El sistema de cimentación se resolvió mediante candeleros (Blandón J. 2000), es decir, zapatas precoladas en donde se insertan las columnas y muros (figura II.1). También es de interés en esta investigación, el estudio de la influencia de los candeleros en la respuesta sísmica de edificios prefabricados. En éstos, es práctica común que las columnas prefabricadas de concreto se introduzcan en los candeleros, con inyección posterior de mortero en el vacío que queda alrededor de la columna, en estos casos, existe la incertidumbre del grado de empotramiento que se logra en las columnas.

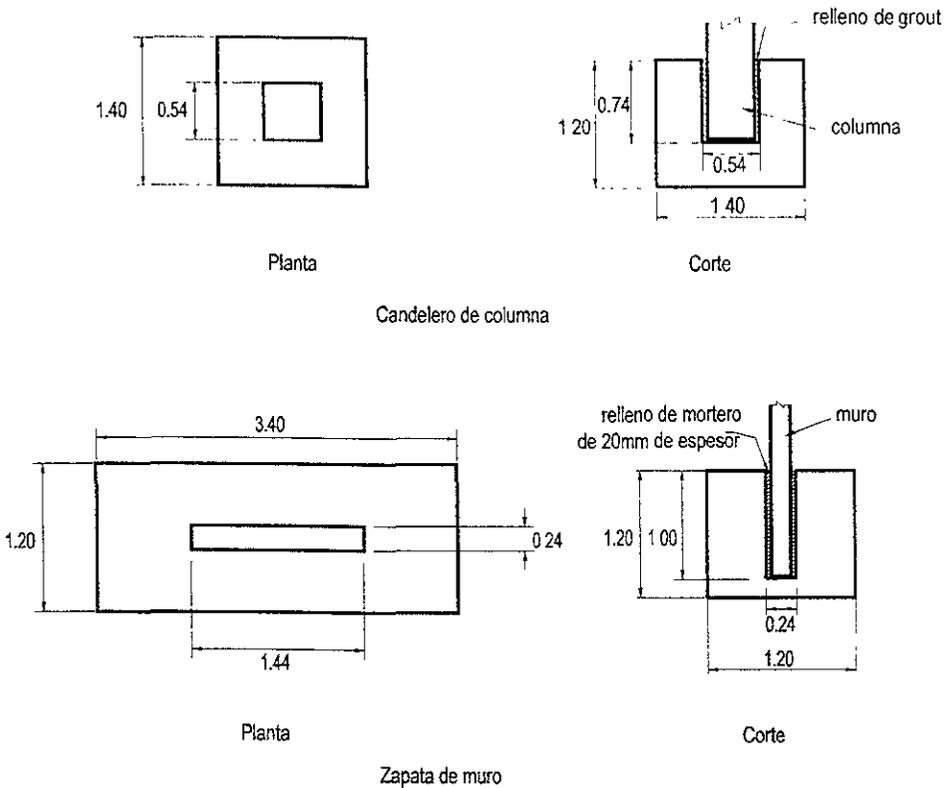


Figura II.1 Candeleros de columnas y muros

En la figura II.2, se muestra la planta típica del edificio prototipo, la que tiene dimensiones a ejes de 12 por 10 m. Se puede observar la distribución de columnas y los diferentes tipos de viga utilizados, también se observa la ubicación de los muros estructurales. En las figuras II.3, II.4, II.5, y II.6 se presentan elevaciones típicas de los ejes de la estructura. La convención que se

ha tomado para nombrar las vigas es la siguiente VL2.1 A-B, para vigas longitudinales, en donde 2 es el nivel, 1 es el eje sobre el cual se ubica y A-B son los ejes donde se apoya la viga, VP2 C-1-2 para vigas portantes en donde 2 es el nivel, C es el eje sobre el cual se ubica y 1-2 los ejes de apoyo, para las vigas "T" y doble "T" solo se indica en nivel (VT2, VTT2) Para las columnas se indican los ejes en lo que se ubica por ejemplo C-C1 para la columna entre los ejes C y 1, los muros se identifican por el eje en el que se ubican, por ejemplo M1 para el muro del eje 1

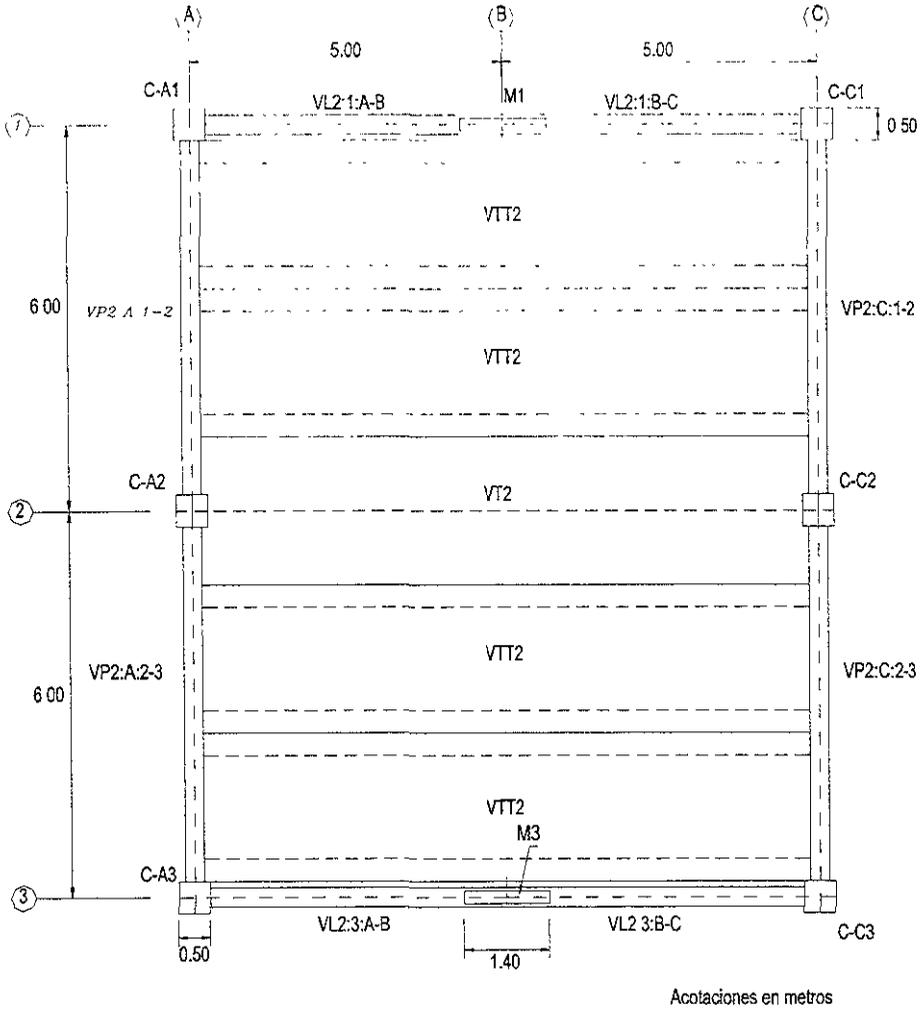


Figura II.2 Planta típica de la estructura prototipo

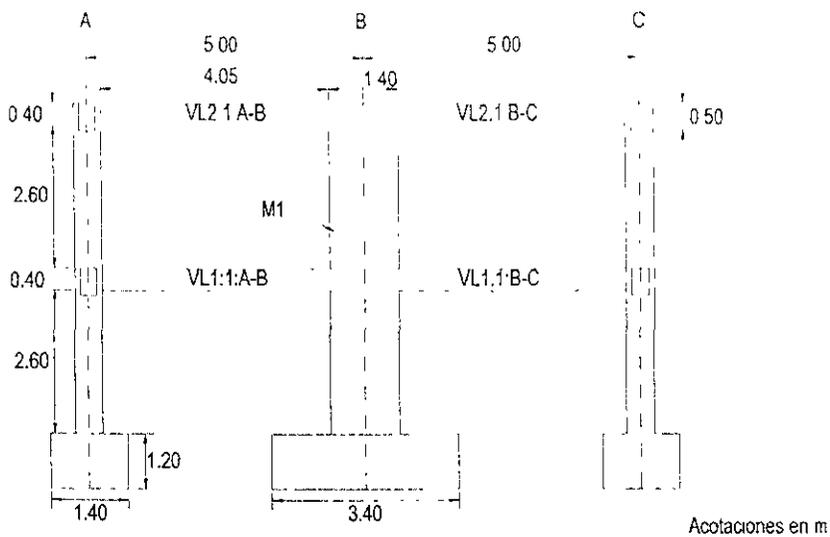


Figura II.3 Elevación del eje 1 del prototipo

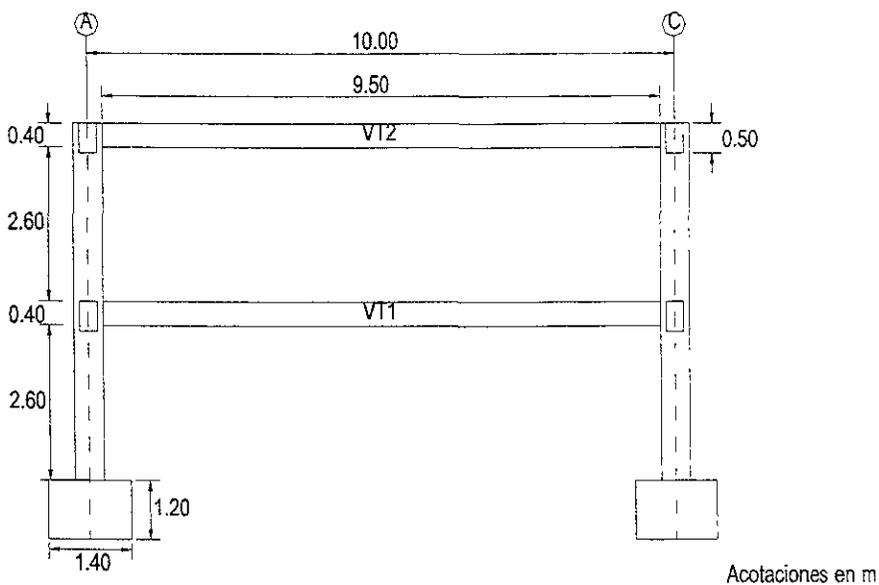


Figura II.4 Elevación del eje 2 del prototipo

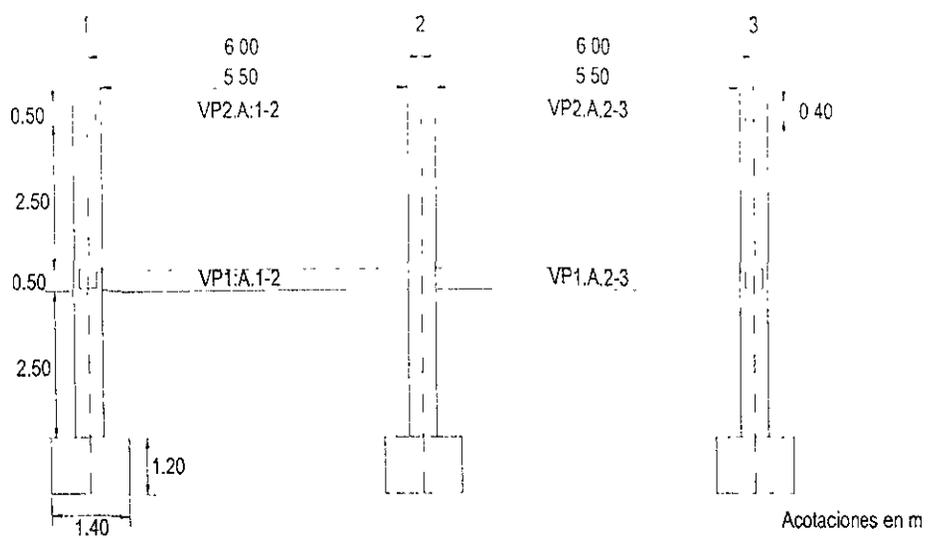


Figura II.5 Elevación del eje A del prototipo

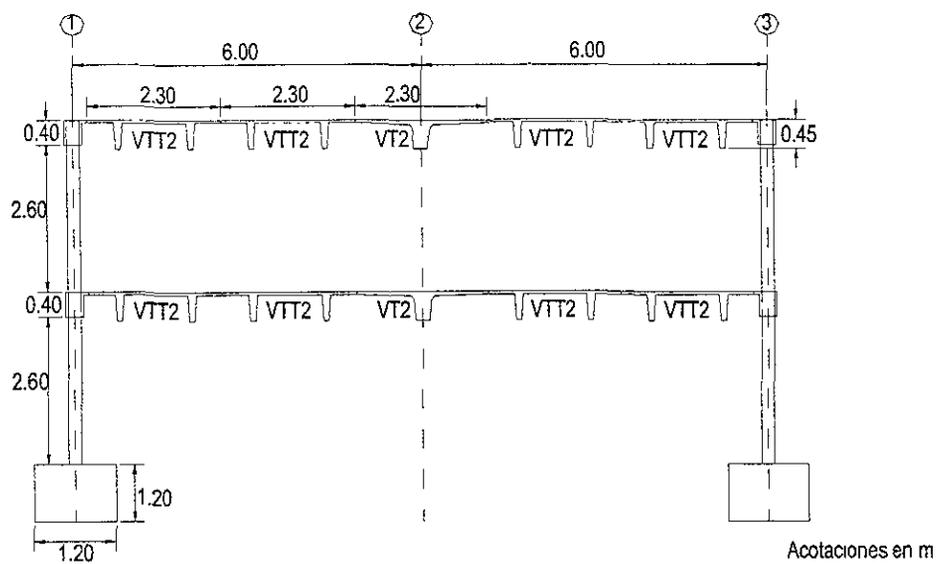


Figura II.6 Elevación del eje B del prototipo

En la figura II.7 se muestran las dimensiones de las secciones de los elementos prefabricados, así como el acero de refuerzo.

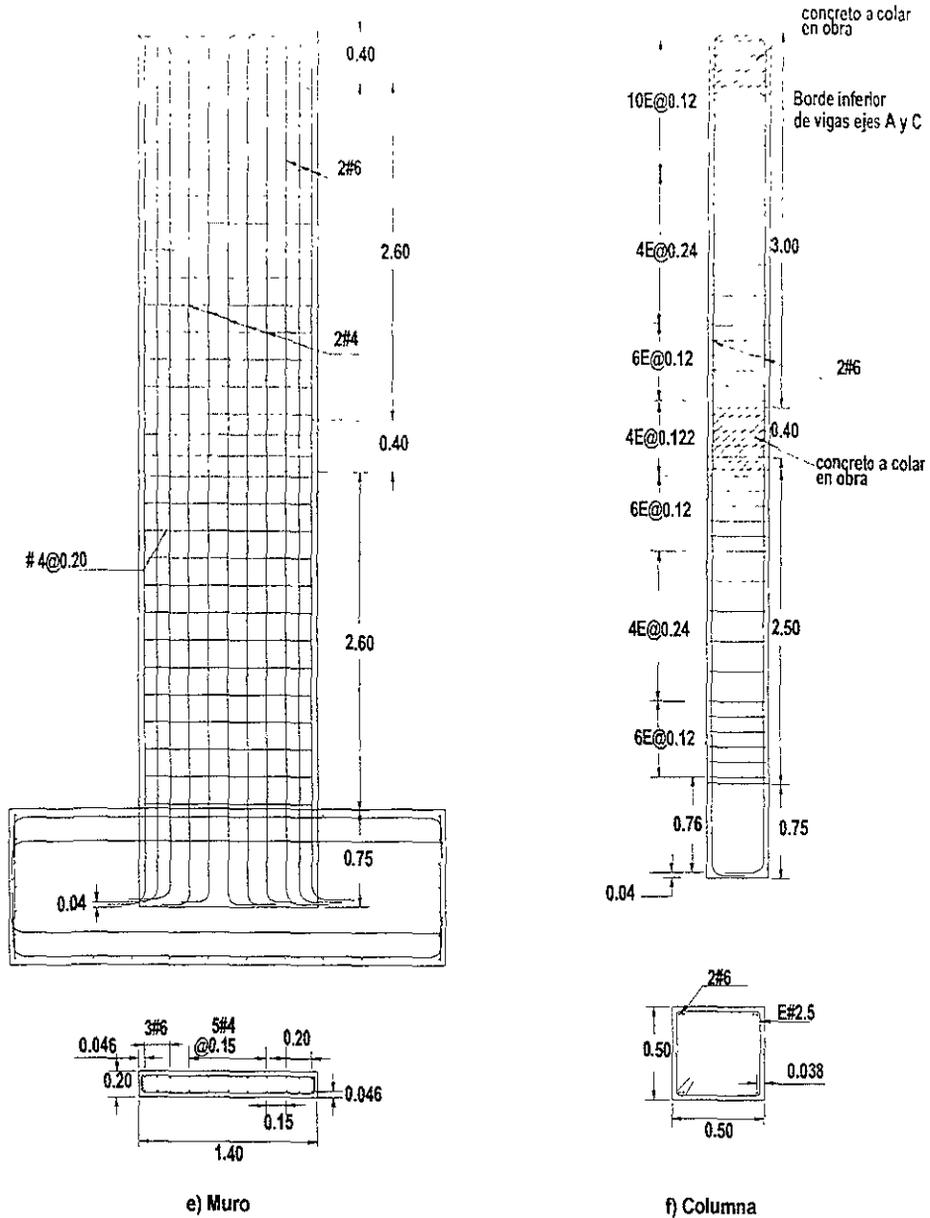


Figura 11.7b Elementos prefabricados del prototipo(continuación)

Los materiales considerados para el diseño y construcción de la estructura prototipo fueron los siguientes:

- * Acero con esfuerzo nominal de fluencia $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$, para el refuerzo longitudinal
- * Acero con esfuerzo nominal de fluencia $f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$, para el refuerzo transversal
- * Acero de presfuerzo con $f_{pu} = 18000 \text{ kg/cm}^2$
- * Concreto con resistencia nominal a compresión a los 28 días $f_c = 350 \text{ kg/cm}^2$, y peso volumétrico $\gamma = 2400 \text{ kg/m}^3$, para todos los elementos.

Los detalles de conexiones entre estos elementos prefabricados se resolvieron empleando detalles similares a los propuestos en algunos casos de la práctica en México (Carranza, 1997). La figura II.8 muestra algunos detalles de las conexiones del edificio prototipo

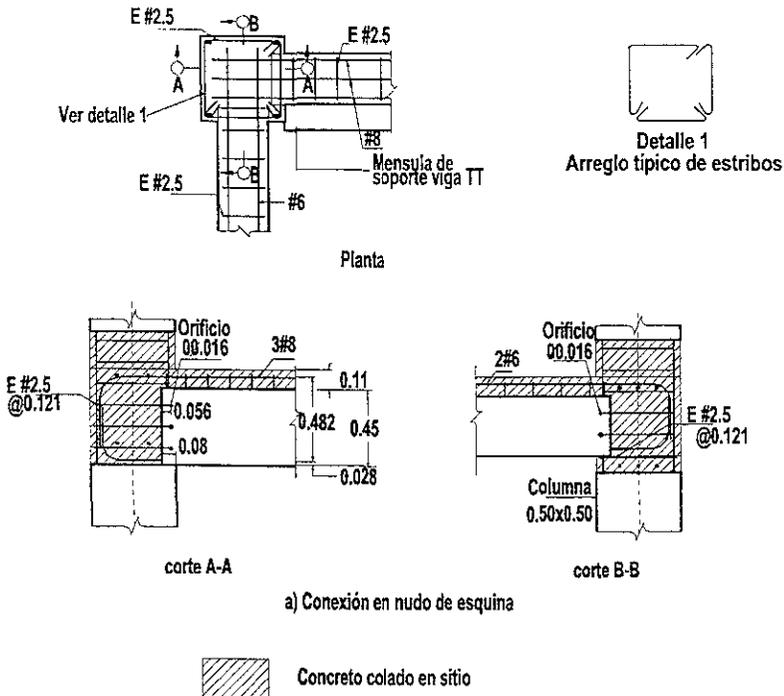
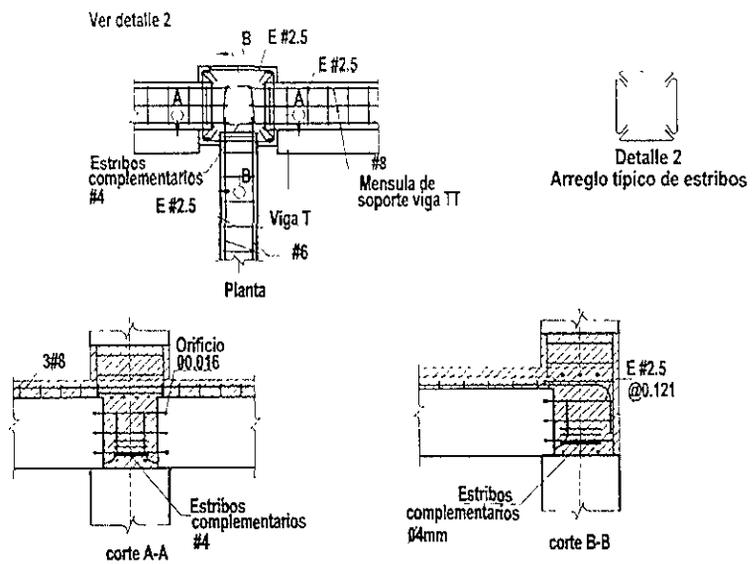
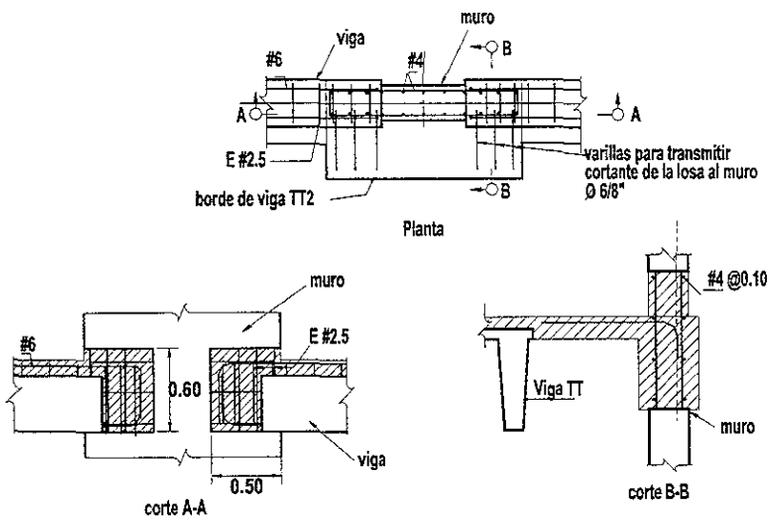


Figura II.8a Detalles de conexiones en el prototipo



b) Conexión en nudo central



c) Conexión en muro

Figura II.8b Detalles de conexiones en el prototipo (continuación)

II.2 DESCRIPCIÓN DEL ESPÉCIMEN

II.2.1. Espécimen

El espécimen a ensayar representa a escala $\frac{1}{2}$ el edificio prototipo anteriormente descrito, las dimensiones de todos los elementos, así como las áreas de acero correspondientes a cada elemento se escalaron directamente de los resultados obtenidos a partir del análisis y diseño estructural del prototipo, por lo que las dimensiones en planta del espécimen son. 5 x 6 m con una altura de entrepiso de 150 m aproximadamente, en la figura II.9 se muestra la planta típica del espécimen con sus correspondientes dimensiones, y en las figuras II.10, II.11 y II.12 se muestran las elevaciones de sus principales ejes

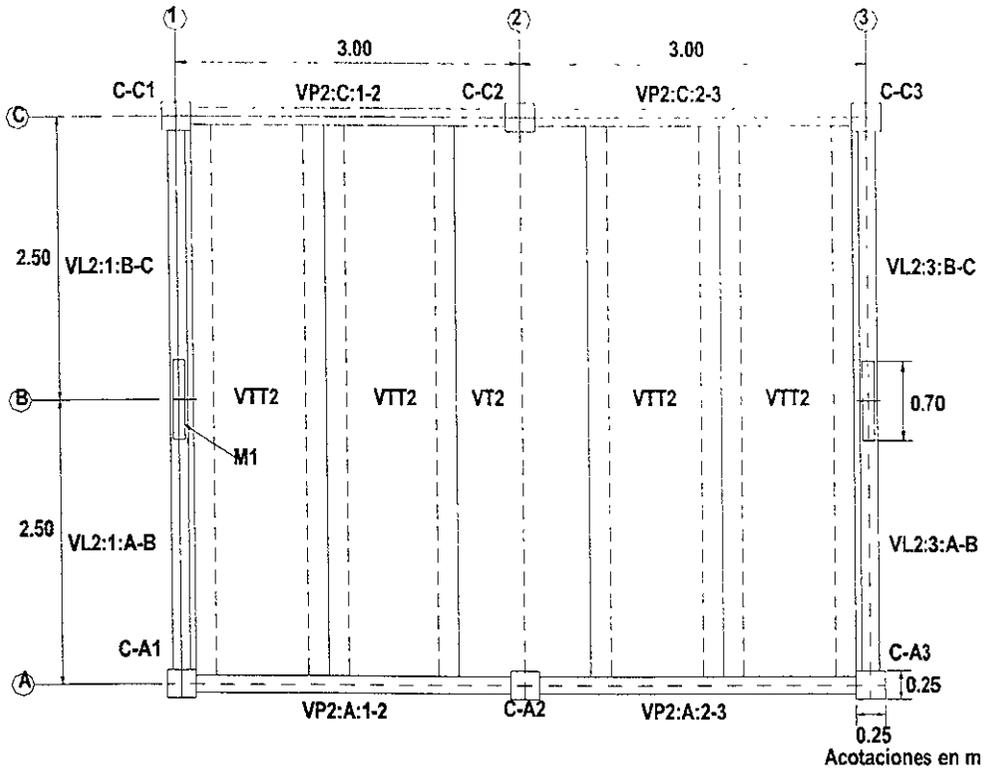


Figura II.9 Planta típica del espécimen

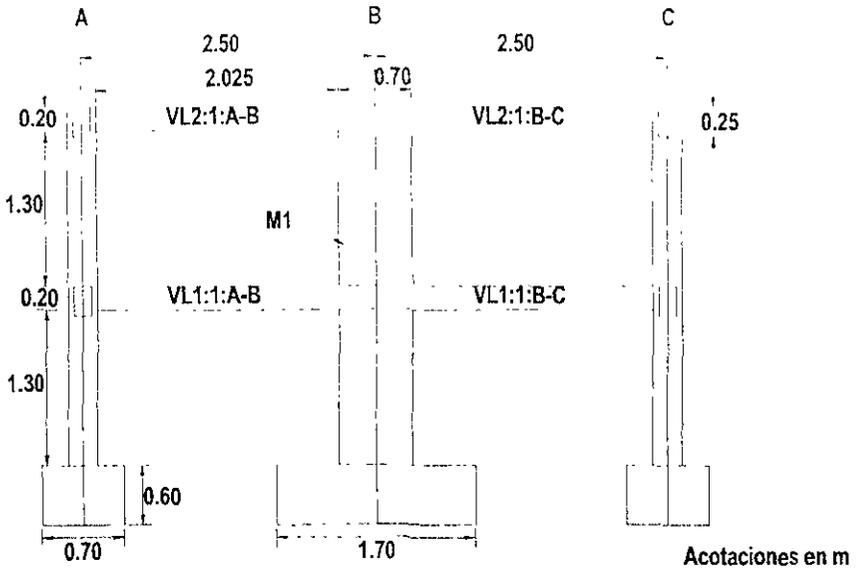


Figura II.10 Elevación del eje 1 del espécimen

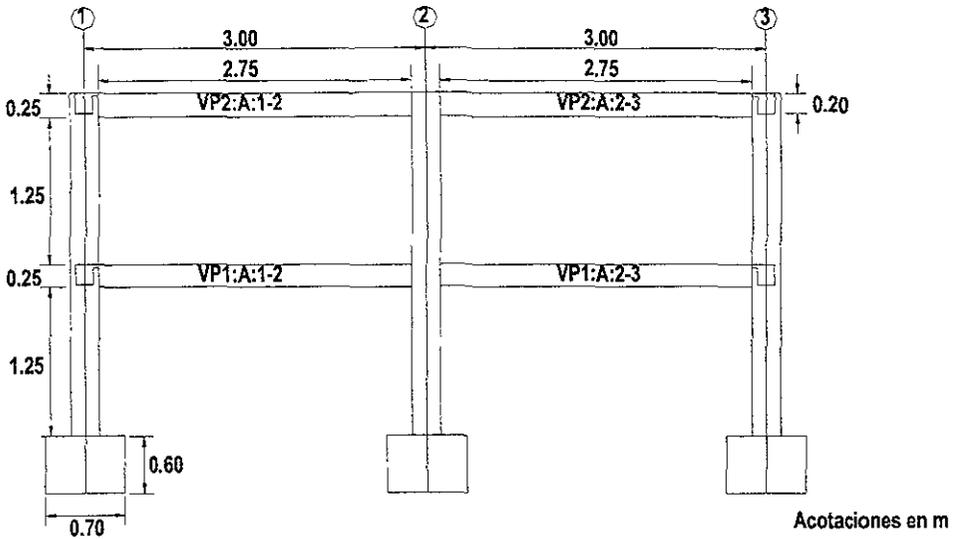


Figura II.11 Elevación del eje A del espécimen

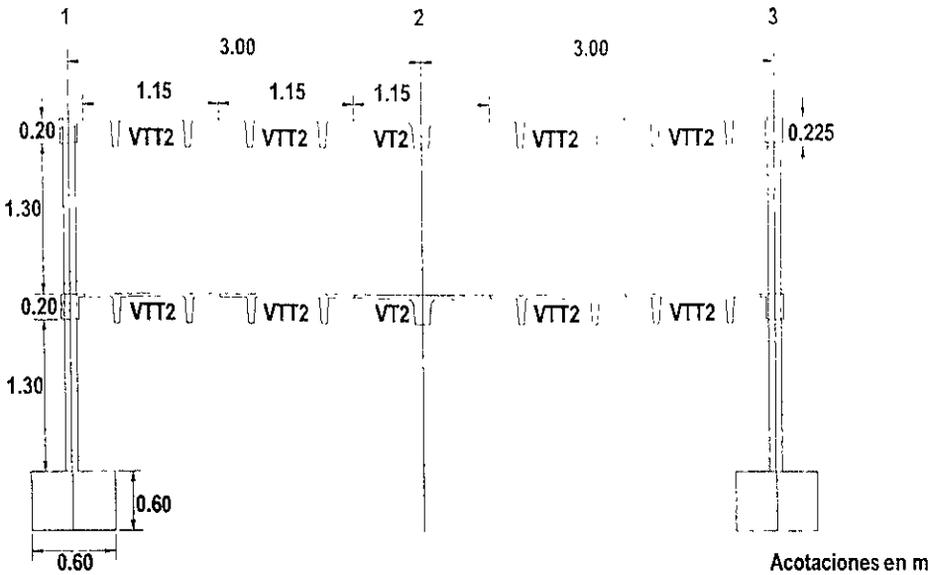
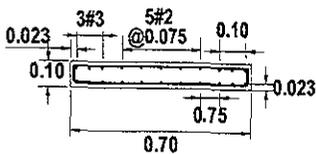
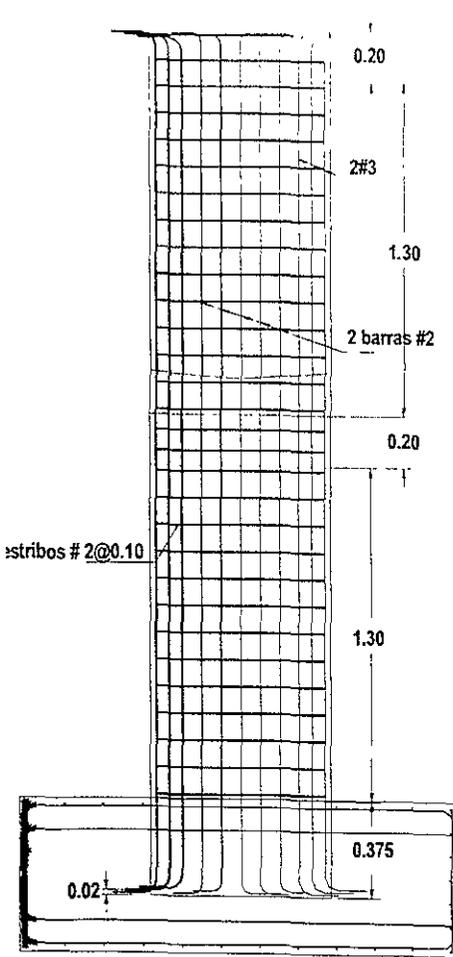


Figura II.12 Elevación del eje B del espécimen

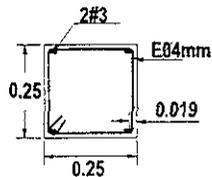
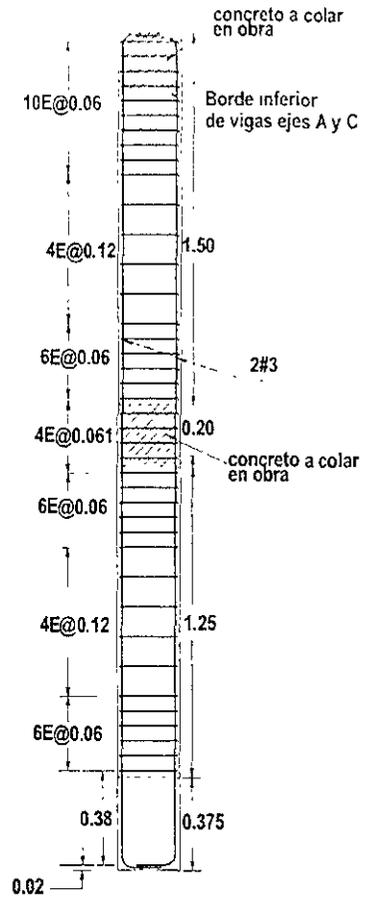
La figura II.13 muestra las dimensiones y el armado de los elementos prefabricados. Los detalles de las conexiones son iguales que los considerados para el prototipo, y se muestran en la figura II.14. Los elementos precolados se construyeron en el laboratorio de estructuras del Instituto de Ingeniería y la construcción del espécimen se llevó a cabo en el Laboratorio de Estructuras del CENAPRED.

Los materiales utilizados para la construcción del espécimen fueron los mismos que se consideraron para la estructura prototipo

- * Acero con esfuerzo nominal de fluencia $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$, para refuerzo longitudinal.
- * Acero con esfuerzo nominal de fluencia $f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$, para refuerzo transversal.
- * Acero de presfuerzo con esfuerzo último $f_{pu} = 18000 \text{ kg/cm}^2$, en las vigas doble "T"
- * Concreto con resistencia nominal a compresión a los 28 días $f_c = 350 \text{ kg/cm}^2$, para todos los elementos.

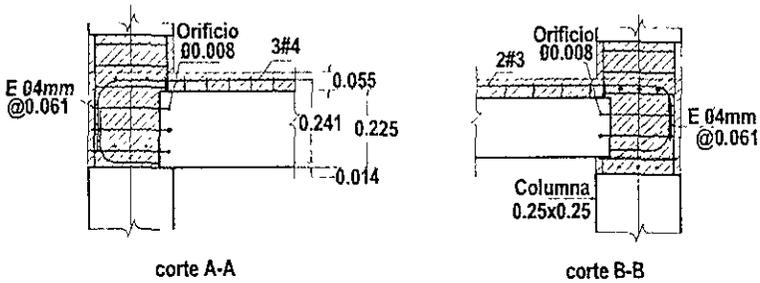
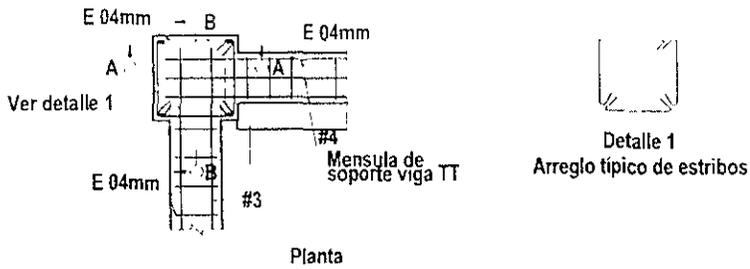


e) Muro

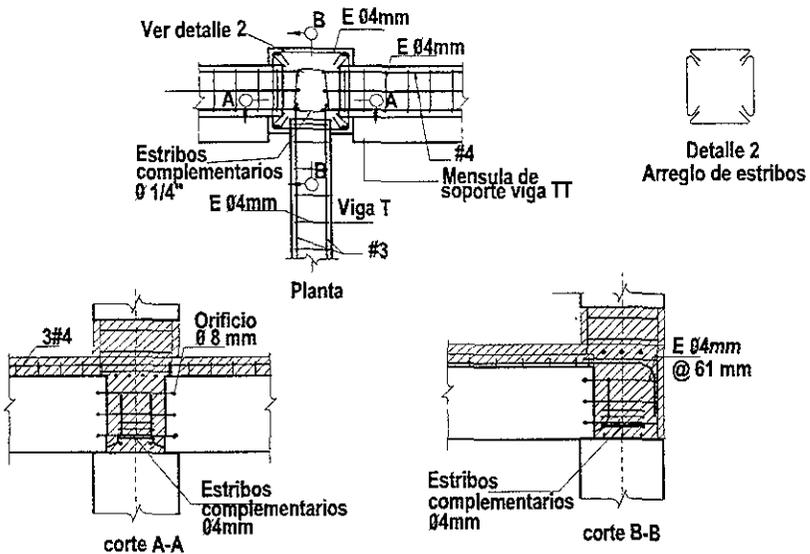


f) Columna

Figura II.13b Elementos prefabricados del espécimen(continuación)



a) Conexión en nudo de esquina



b) Conexión en nudo central

Figura II.14 Detalles de conexiones en el espécimen

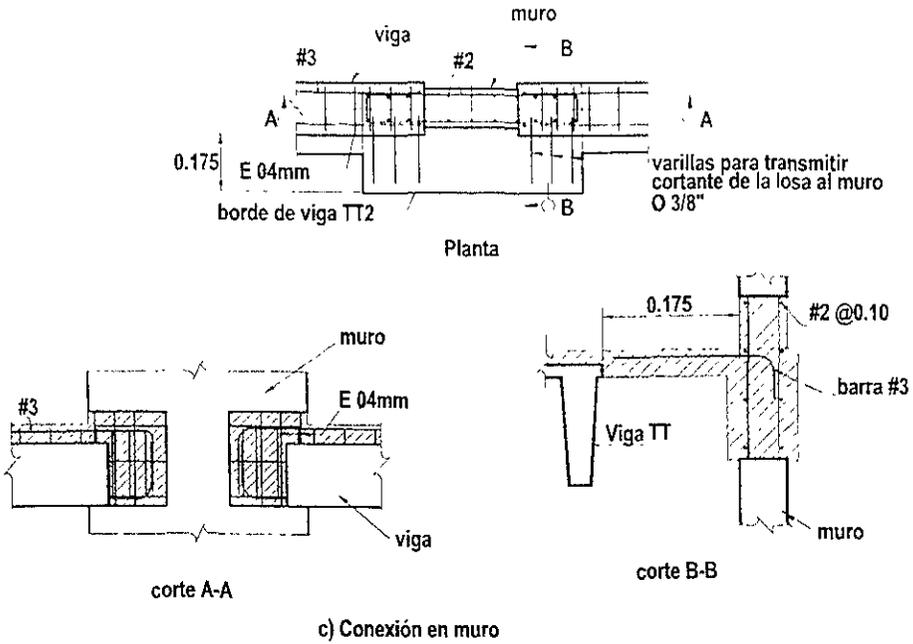
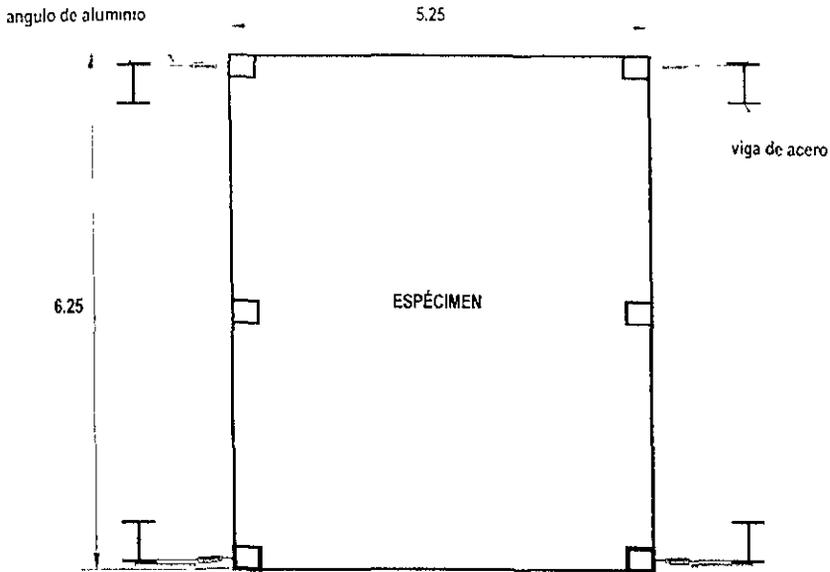


Figura II.14 Detalles de conexiones en el espécimen

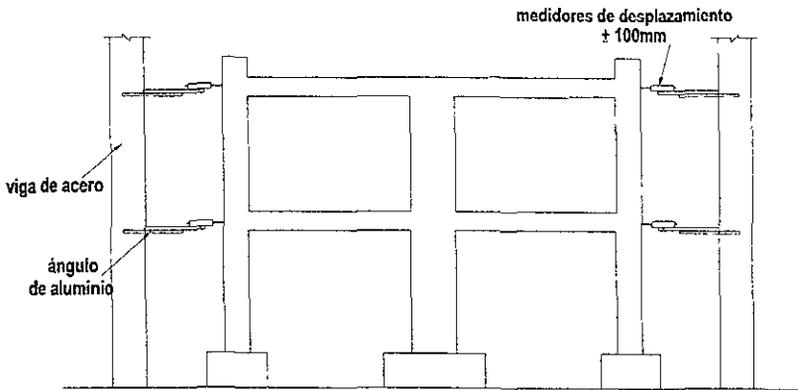
II.2.2 Instrumentación.

La instrumentación del espécimen consistió, además de la necesaria para medir las cargas y desplazamientos laterales del espécimen, en sistemas de medición de curvaturas en algunas secciones críticas de elementos estructurales, así como de deformaciones en algunas barras de refuerzo de vigas, muros y columnas.

Los desplazamientos laterales de cada nivel de la estructura se obtuvieron con medidores eléctricos de desplazamientos. Se colocaron cuatro de estos medidores en las esquinas de cada nivel del espécimen. Los medidores tienen capacidad para registrar desplazamientos máximos de ± 100 mm, con un error medio igual a ± 0.5 mm. Los detalles de fijación de estos medidores a la pared de reacción y al espécimen se muestran en la figura II.15.



Planta



Elevación

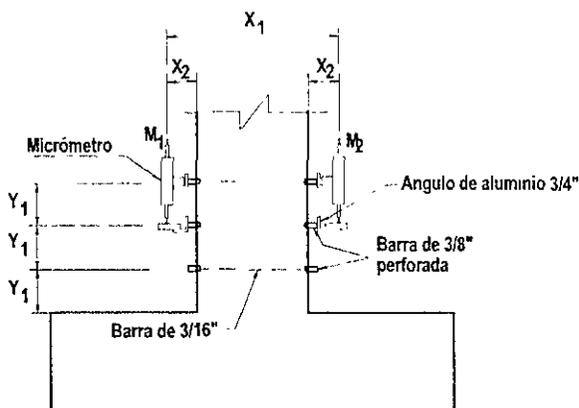
Figura II.15 Instrumentación para medir desplazamientos laterales

Las curvaturas se midieron en varios elementos (columnas, vigas y un muro). La medición de curvaturas se logró mediante barras de $\phi = 3/16"$ embebidas en el concreto y que atraviesan al elemento, en ambos extremos se atornillaron barras de $\phi = 3/8"$ y a estas barras se atornillaron perfiles "L" de aluminio de $3/4"$ de longitud variable según el elemento instrumentado

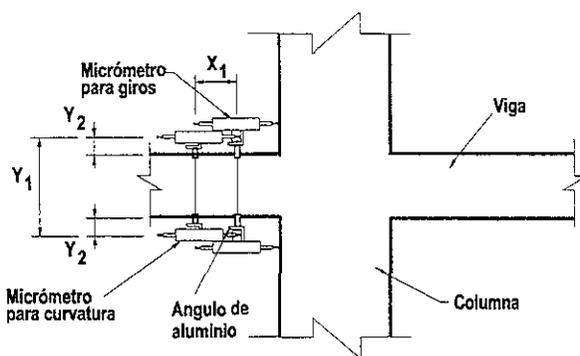
y entre cada dos perfiles se colocó un micrómetro eléctrico para medir desplazamientos, figura II.16, con lo cual es posible obtener valores de curvatura mediante la siguiente expresión.

$$Curvatura = \frac{M_1 - M_2}{X_1 Y_1}$$

M1 y M2 son lecturas de los micrómetros que se indican en la figura II.16



(a) Columnas



(b) Vigas

Figura II.16 Instrumentación del sistema de medición de curvaturas y giros

En la figura II.16 también se puede observar la colocación de micrómetros para medir rotación en el nudo entre viga y columna.

Para medir las deformaciones en las barras de refuerzo se utilizaron 81 medidores electrónicos de deformaciones (strain gauges) colocados en las barras de acero de refuerzo de algunas columnas y vigas, además de un muro, la identificación y distribución de estos medidores y los sistemas de curvaturas se pueden observar en la figura II.17.

Además de las curvaturas y deformaciones en el acero de refuerzo, se midieron los desplazamientos relativos entre la losa colada en sitio y los elementos prefabricados "T" y doble "T" (figura II.22). El detalle del arreglo utilizado para estas mediciones se muestra en la figura II.18, en esta figura se puede observar como se fijó un cubo de aluminio al elemento precolado y a este a su vez se le colocó un ángulo, en la losa colada en sitio también se coló un ángulo de aluminio y se colocó un micrómetro entre ambos ángulos.

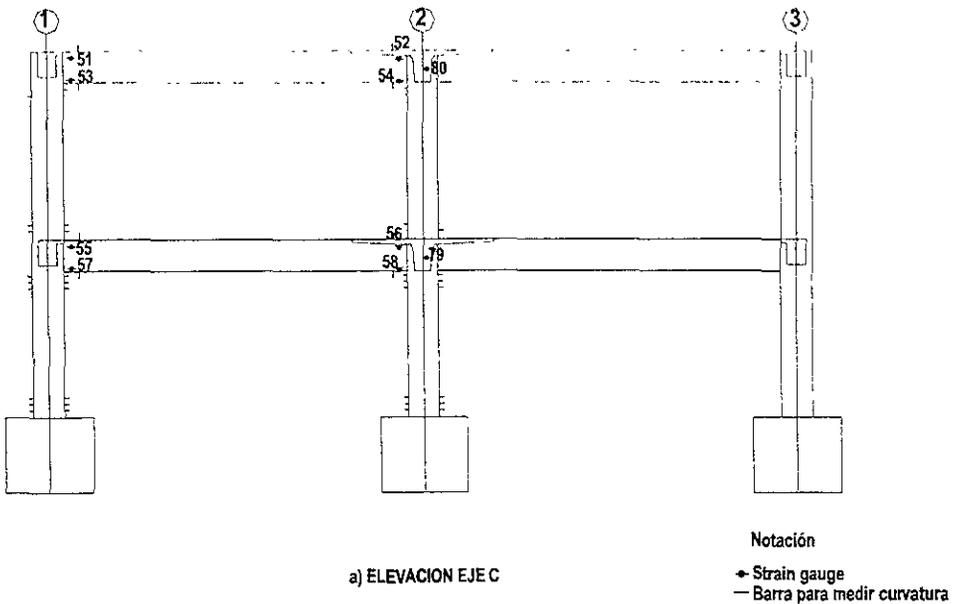
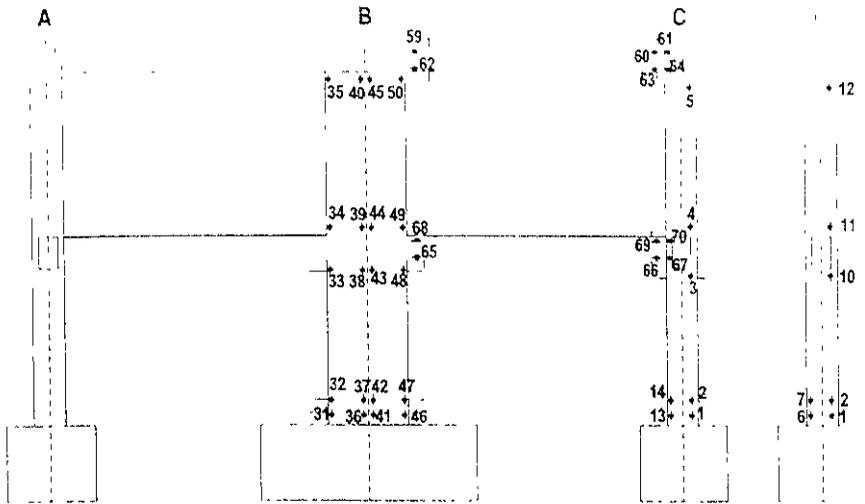
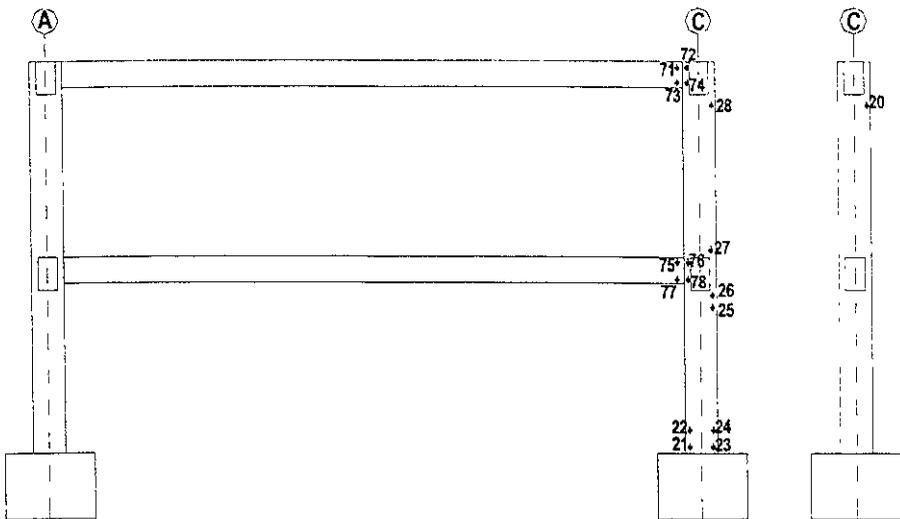


Figura II.17 Ubicación de "strain gauges" y medidores de curvaturas



b) ELEVACION EJE 1



c) ELEVACION EJE 2

Notación

- Strain gauge
- Barra para medir curvatura

Figura II.17 Ubicación de "strain gauges" y medidores de curvaturas (continuación)

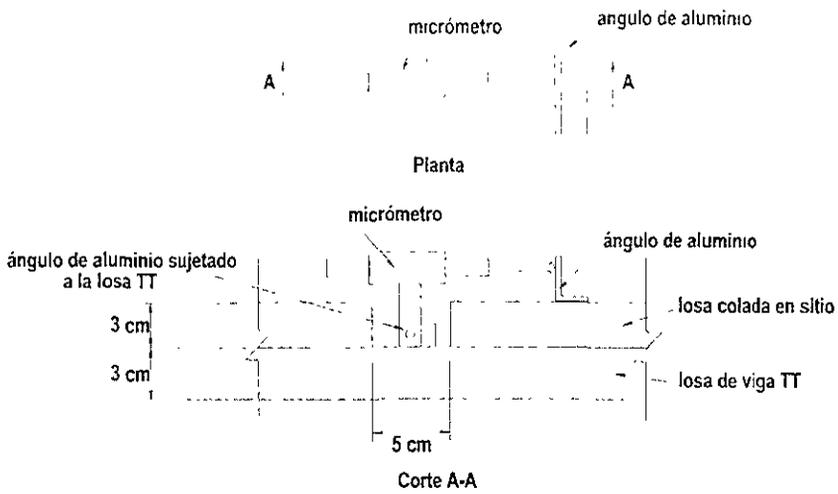


Figura II.18 Sistema de medición de desplazamientos en la losa

II.2.3 Sistema de aplicación de cargas.

Se aplicaron cargas laterales en cada nivel del espécimen en dirección norte-sur (figura II.19) Con el objeto de simular acciones sísmicas severas, las cargas fueron del tipo cíclico reversible. Este tipo de carga se logró mediante el empleo de cuatro gatos hidráulicos (actuadores), dos con capacidad de ± 100 toneladas para el nivel superior y dos con capacidad de ± 50 toneladas para el nivel inferior, además de barras de acero de $\phi = 1 \frac{1}{4}$ " por encima y debajo de la losa del espécimen en la dirección de la aplicación de la carga, la carga máxima aplicada en los gatos del segundo nivel fue 18.7 ton, y en los del primer nivel 9.35 ton. Estas barras se atornillaron en un extremo del espécimen a un sistema de placas con una articulación cada una de ellas y en el otro extremo directamente sobre las placas de soporte de los gatos (Figura II.19) La función de estas barras es transmitir la carga en el lado sur, ya que los actuadores la aplican directamente en el lado norte (figura II.19). Los desplazamientos máximos del embolo de los actuadores son de ± 20 mm tanto para los gatos de 100 toneladas como para los gatos de 50 toneladas. La relación entre la carga del primer nivel y la del segundo nivel se mantuvo constante e igual a dos durante el ensaye, lo que representa una distribución de cargas laterales especificada por diversos reglamentos de construcción en zonas sísmicas, incluyendo el RCDF-96. En Blandon J. (2000), se describe con mayor detalle el sistema de cargas.

Los gatos hidráulicos se atornillaron al muro de reacción del laboratorio del CENAPRED por medio de placas de acero, las que a su vez se atornillaron al muro de reacción mediante pernos de $1 \frac{1}{4}$ " de diámetro. El muro de reacción es de concreto de 85 cm de espesor. La base de los gatos tiene una rótula, al igual que la unión del gato con la placa de sujeción al espécimen; estas rotulas y

la del sistema de placas colocadas en el otro extremo nos permitieron lograr que la losa tuviera libertad de giro, como se observa en la figura II 20

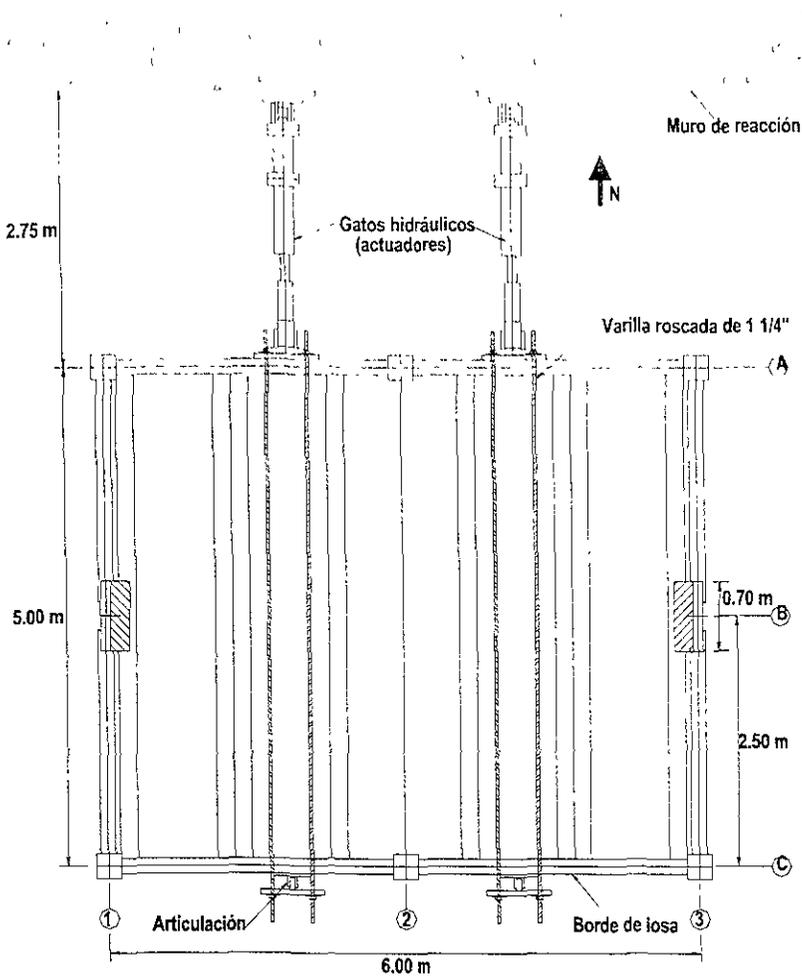


Figura II.19 Planta de ubicación de actuadores(gatos)

El espécimen se fijó al piso de reacción del laboratorio, el cual tiene un espesor de 85 cm, mediante dos sistemas de elementos de acero estructural. Un primer sistema, mostrado en la figura II.21a, que tiene la función de evitar el giro de las zapatas y lograr el empotramiento de estas. El segundo sistema (figura II.21b) consistió en elementos apoyados directamente en el piso de reacción

y sujetos a este con pernos de 35 mm de diámetro, para evitar desplazamientos. Estos elementos llevan placas de acero atomilladas a las que se les soldaron otras placas, apoyadas en las caras de la zapata, que impedían que estas se desplazaran en sentido longitudinal y transversal del espécimen

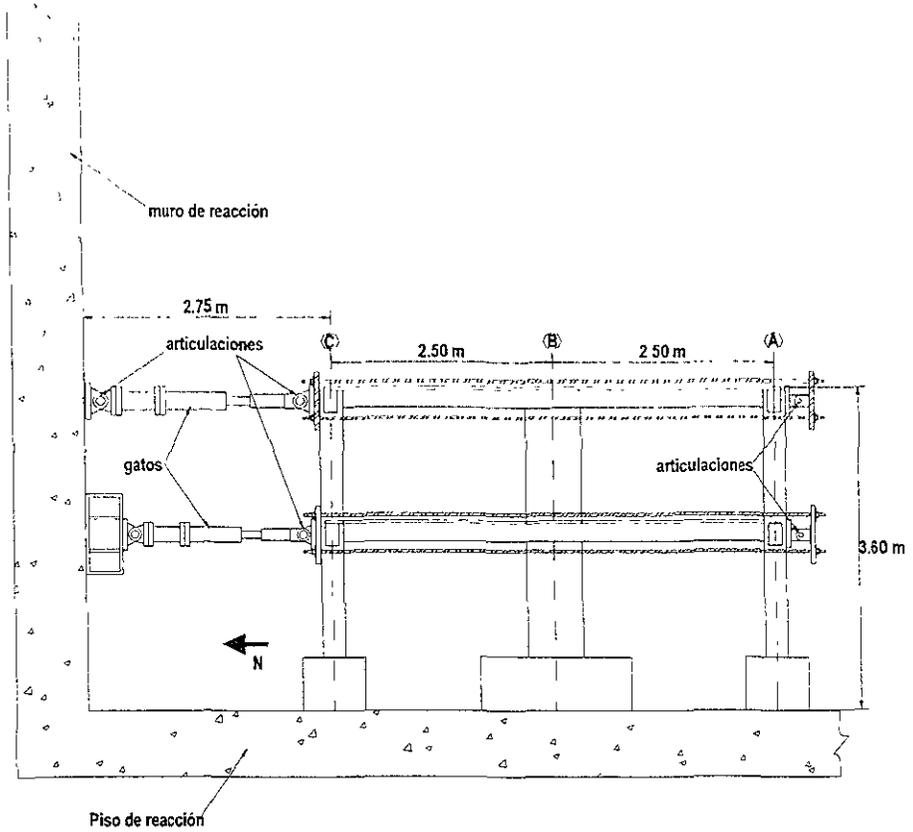
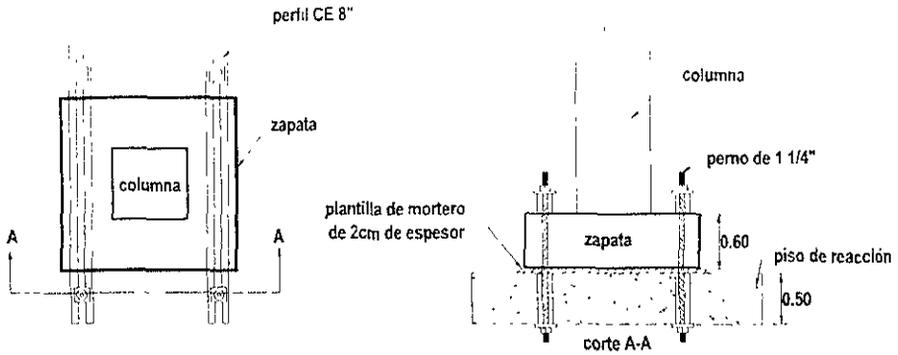
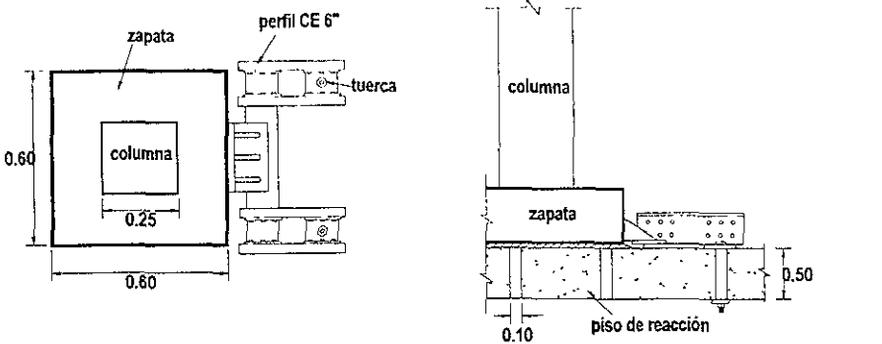


Figura II.20 Elevación de ubicación de actuadores(gatos)



a) Arreglo para evitar el giro de las zapatas



b) Fijación de zapatas para evitar desplazamientos

Acotamientos en m

Figura II.21 Sistema de fijación del espécimen al piso de reacción

Con objeto de representar parte de la carga necesana en la losa, se emplearon 49 lingotes de acero de sección 15.2 x 15.2 x 120 cm, con pesos aproximados de 150 y 250 kg cada uno dispuestos uniformemente sobre cada nivel como se muestra en la figura II.22. Estos lingotes generaron una sobrecarga adicional de 285 kg/m², que sumado al peso propio de la losa da un total de 548kg/m² y un peso del espécimen, sin considerar la cimentación de 29 ton. Este valor representa el 88 por ciento de la carga de servicio bajo la combinación de carga gravitacional y por sismo requerida por el RCDF-96 en la losa.

El número total de canales instrumentados fue de 171, de los cuales 4 eran destinados a las celdas de carga de los cuatro actuadores hidráulicos y 10 canales para medir desplazamientos laterales en la estructura, parte de estos canales nos sirvieron para controlar la prueba. También se tuvieron 74 canales para micrómetros y 81 canales para strain gauges. El total de lecturas que se tomaron fue de 50382, resultado de 311 mediciones que ocuparon 304 K de memoria en la computadora.

II.3 PROCESO CONSTRUCTIVO DEL ESPÉCIMEN.

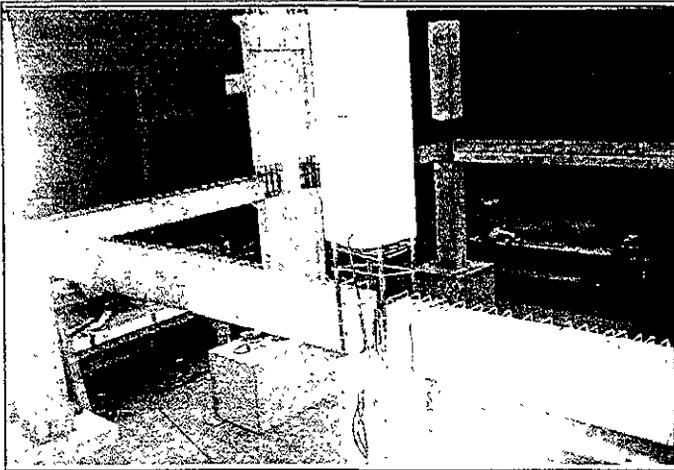
Los elementos prefabricados como son las vigas "T", vigas longitudinales, vigas portantes, columnas, muros y fundaciones (zapatas), se construyeron en los talleres del laboratorio del Instituto de Ingeniería según las dimensiones y el acero de refuerzo indicados en la figura II.7.

El armado de acero se construyó en el laboratorio del Instituto de Ingeniería. Dentro del armado se colocaron barras de 4mm de diámetro para medir curvaturas, así como strain gauges para medir deformaciones en las barras de acero de los elementos precolados, además de los ductos necesarios en las vigas para la fabricación de las conexiones. Se efectuaron cuatro colados para terminar todos los elementos, el concreto utilizado fue concreto premezclado con resistencia $f'c=350$ kg/cm² para todos los colados, que incluyeron todas las vigas, columnas, zapatas, y muros. El revenimiento especificado en todos los colados fue de 12 cm y se utilizó un tamaño máximo de agregado de 3/8". Los muros se colaron de manera monolítica con sus zapatas, esto se hizo para facilitar el proceso constructivo, pero en la construcción real se tendrían que colar por separado ya que sería muy difícil manipular un elemento tan grande y tan pesado.

El armado de las vigas doble "T" se construyó en el laboratorio del Instituto de Ingeniería y posteriormente se envió a una planta de prefabricados, ya que en el laboratorio del instituto no se cuenta con el equipo necesario de prefuerzo.

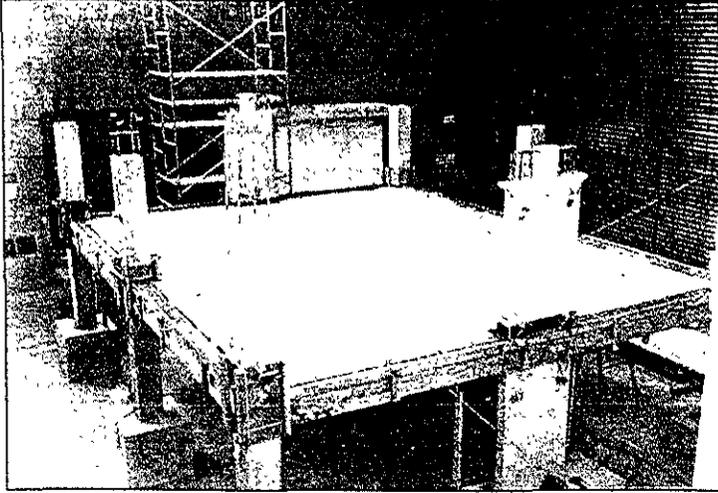
Los elementos colados en el laboratorio del Instituto de Ingeniería se transportaron al CENAPRED para después efectuar el izado de la estructura. Primero se trazaron los ejes de la estructura y se marcaron las posiciones de cada zapata, se pasaron niveles en cada esquina de los ejes trazados para verificar que tan nivelado está el piso de reacción (Se debe mencionar que debido a que se estaban realizando otras pruebas, el espécimen se tuvo que construir en una ubicación distinta de donde finalmente se probaría). Cuando se pasaron los niveles se colocaron bases de madera debajo de cada zapata, con espesor variable según lo indicara la nivelación. Después de niveladas las zapatas, los muros se colocaron a plomo, se colocaron las columnas dentro de los candeleros y se posicionaron en los ejes mediante cuñas de madera. Al terminar de izar y fijar columnas comenzamos a colocar las vigas portantes utilizando el siguiente procedimiento. La columna central se colocó vertical y se liberó la columna de esquina para poder introducir la porción de viga que serviría de apoyo. Una vez colocada la viga, mediante tensores se colocó en

posición vertical la columna de la esquina y se centró la viga, de esta manera se colocaron las cuatro vigas portantes correspondientes al primer nivel, después se colocaron los estribos que atraviesan la viga portante y la amarran a la columna. Posteriormente a la colocación de vigas portantes se colocaron las vigas longitudinales, la colocación de estas vigas fue más fácil, ya que los muros tenían mensulas para apoyar las vigas y esto permitió colocarlas sin necesidad de mover las columnas. Una vez que se habían colocado las vigas perimetrales, se revisó niveles y plomadas para posteriormente colocar todos los estribos de las conexiones para fijar las vigas (fotografía 2). Cabe señalar que se tuvieron problemas durante la colocación de los estribos que atraviesan las vigas precoladas, ya que durante el proceso de colado de dichas vigas se movieron los ductos y los orificios no coincidieron a la hora de colocar los estribos.



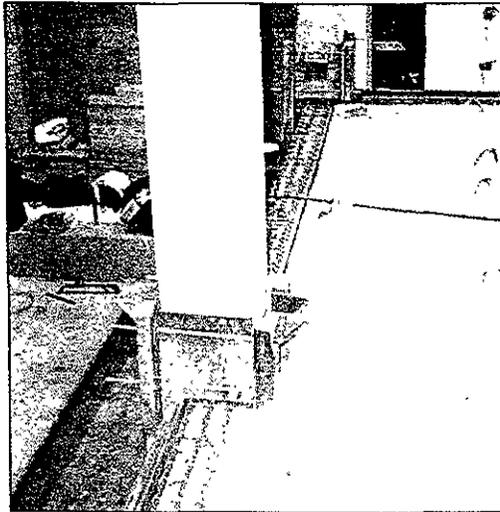
Fotografía 2 Colocación de vigas perimetrales.

Posteriormente se colocó la viga "T" y se inyectaron los candeleros con un mortero especial llamado GROUTQUIM NM, que es un mortero libre de cambios volumétricos y de alta resistencia. Dos días después se colocaron las vigas "TT" del sistema de piso, así como la malla de refuerzo. Se habilitó la cimbra de los nudos y la perimetral, quedando así lista para el colado del primer nivel del espécimen (fotografía 3).



Fotografía 3 Vista del espécimen listo para el colado del primer nivel

Se empleó concreto de una planta de concreto prefabricado y con una grúa se elevó este concreto hasta la losa. Primero se llenaron los nudos hasta el nivel de la losa, después se niveló la losa y al final se terminaron de llenar los nudos hasta que quedaron completamente llenas las ventanas de control (fotografía 4).



Fotografía 4 Ventanas de control en un nudo de columna.

Cabe destacar que debido a lo difícil de confinar el concreto en los nudos, se fabricaron dos ventanas de control en cada cajón del nudo (fotografía 4), sin embargo, aún con esta provisión se presentaron cangrejeras principalmente en los nudos de los muros, esto se debió al congestionamiento de acero y a la poca altura del concreto que se coló en el muro (7cm), lo que dificultó considerablemente el proceso de vibrado

Al día siguiente del colado del primer nivel, se descimbraron las conexiones para revisar que todos los nudos estuvieran completamente llenos, pero, como ya se comentó los nudos de los muros no se llenaron completamente, así que se terminaron de llenar con mortero de alta resistencia tipo GROUTQUIM NM

Mientras el concreto adquiría resistencia se prepararon las vigas perimetrales del segundo nivel y se verificó que las columnas estuvieran en posición vertical. A los cuatro días del colado del primer nivel se colocaron las vigas portantes del segundo nivel, operación que fue más fácil que la del primer nivel, puesto que en el segundo nivel las vigas se posicionaron directamente sobre las columnas, ya que no continuaba hacia arriba. Después de las vigas portantes se colocaron las vigas longitudinales así como las vigas "T" para poder colocar todos los estribos de las conexiones y las barras de refuerzo negativo de las vigas portantes. Posteriormente se colocaron las vigas "TT", la malla de refuerzo de la losa, el acero de refuerzo que transmite la fuerza cortante de la losa hacia el muro, y se habilitó la cimbra. Después de habilitar la cimbra se colocó y se niveló, para proceder al colado del segundo nivel

Al día siguiente de haber colado del segundo nivel se descimbraron los nudos y la cimbra lateral. En estos nudos no se tuvo el problema en el llenado de concreto gracias a que los elementos verticales no continuaban hacia arriba, por lo que no hubo necesidad de utilizar ventanas de colado. Se comenzó a pintar y a colocar los elementos de instrumentación. El proceso de construcción del espécimen desde el transporte de elementos del laboratorio del Instituto de Ingeniería hasta que se pintó duró 6 semanas. A continuación se presenta el desarrollo de actividades realizadas, tabla II.1

Actividad	Tiempo (Semanas)					
	1	2	3	4	5	6
Transporte de elementos de II al CENAPRED	■					
Trazo y Nivelación	■					
Colocacion de columnas	■	■				
Colocacion y plomeo de muros	■	■				
Colocación de vigas perimetrales 1er nivel		■				
Colocacion de acero en nudos		■	■			
Colocación de acero negativo en vigas		■	■			
Colocación de pernos p/marco de carga			■			
Colocación de vigas TT 1er nivel			■			
Habilitado y colocación de cimbra 1er nivel			■	■		
Colocación de malla			■	■		
Colado de 1er nivel			■	■		
Descimbrado y aparentado				■	■	
Colocación de vigas perimetrales 2do nivel				■		
Colocación de acero en nudos				■		
Colocación de acero negativo en vigas				■		
Colocacion de pernos p/marco de carga					■	
Colocación de vigas TT 2do nivel					■	
Habilitado y colocación de cimbra 2do nivel					■	
Colocación de malla					■	
Colado de 1er nivel					■	
Descimbrado y aparentado						■
Pintura						■

Tabla 11 Cronograma de actividades

Capítulo III

ANÁLISIS DE LAS CAPACIDADES DE RESISTENCIA Y DEFORMACIÓN DE LA ESTRUCTURA ESTUDIADA DE ACUERDO CON LAS NTC DE CONCRETO 1996.

III.1 EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD RESISTENTE DEL ESPÉCIMEN ACUERDO CON LAS NTC-96

Para evaluar la capacidad resistente de la estructura en estudio se realizó un análisis estructural mediante el programa ETABS, mas adelante se hace una comparación de los esfuerzos obtenidos a partir del análisis, para cada uno de los elementos tipo de la estructura con los determinados revisando las secciones de los elementos por medio de las hipótesis de diseño de las Normas Técnicas Complementarias para Estructuras de Concreto. Para efectuar el análisis se obtuvieron los pesos de cada nivel de la estructura y también el peso total del espécimen. El peso total del espécimen, considerando las cargas sugeridas por el RCDF-96, fue de 32.96 toneladas considerando cargas muertas (0.523 ton/m²) y cargas vivas (0.100 ton/m²). Por medio de un análisis estático se determinó el cortante basal de diseño con la siguiente ecuación:

$$V_0 = \frac{cW}{Q} = \frac{0.4 \times 32.96}{2} = 6.59 \text{ toneladas}$$

donde:

c= 0.4, por ser una estructura del grupo B, y se considera ubicada en la zona III

Q= 2, por ser estructura prefabricada.

Por lo tanto se tienen los siguientes cortantes basales para cada nivel del espécimen:

$$V_1 = \frac{1}{3} \times 6.59 = 2.19 \text{ toneladas}$$

$$V_2 = \frac{2}{3} \times 6.59 = 4.39 \text{ toneladas}$$

Para la evaluación de la capacidad resistente de las secciones típicas de los elementos prefabricados que forman la estructura prototipo, se consideraron las hipótesis planteadas en el Reglamento del Distrito Federal en sus NTC-96

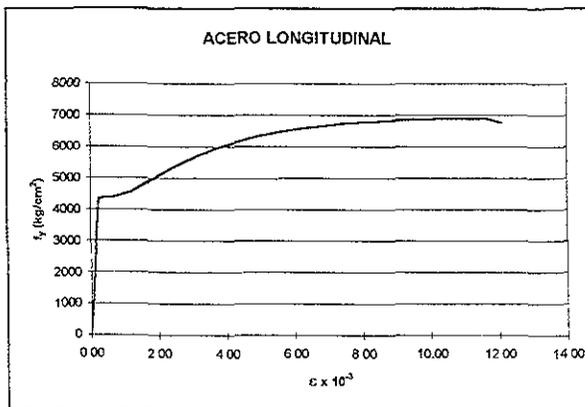
Las pruebas de laboratorio realizadas a los materiales con que se construyó el espécimen, dieron resistencias superiores a las propuestas originalmente en el diseño, por lo que se consideran las resistencias reales para el cálculo de la resistencia de cada uno de los elementos estructurales

De las pruebas hechas a los cilindros de concreto en la semana en la que se ensayó el espécimen, se obtuvo que la resistencia promedio de todos los colados fue f_c 360 kg/cm². En la siguiente tabla se muestran las resistencias obtenidas de los cilindros de todos los colados

ELEMENTO	f_c (kg/cm ²)
Columna	384
Muro	306
Viga T	394
Viga Longitudinal	384
Viga Portante	364
Viga TT	350
Candeleros	384
Losa 1	319
Losa 2	357

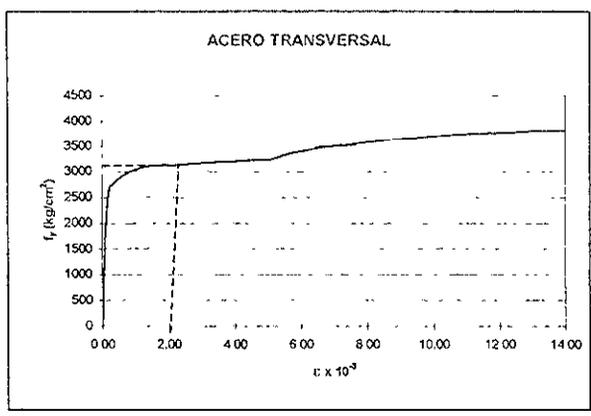
Tabla III 1 Resistencia a compresión de cilindros de concreto empleado en cada uno de los elementos del espécimen.

En las pruebas realizadas al acero de refuerzo longitudinal (barras de $\varnothing = 3/8"$), se obtuvieron esfuerzos de fluencia con un valor medio $f_y = 4500$ kg/cm², en la gráfica III 1 se pueden observar resultados típicos de estas pruebas.



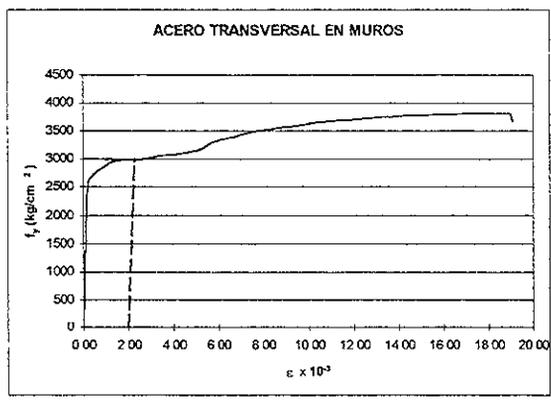
Gráfica III.1 Curva Esfuerzo-Deformación unitaria obtenida en el ensaye de una barra de refuerzo de $\varnothing 3/8"$ utilizada en el espécimen

Las pruebas hechas al acero de refuerzo que se utilizó en los estribos ($\phi=4$ mm) dieron por resultado $f_y= 3100$ kg/cm², valor que se puede observar en la gráfica III 2



Gráfica III.2 Curva Esfuerzo-Deformación unitaria obtenida del ensaye de una barra de refuerzo de $\phi=4$ mm, utilizada en el espécimen

En la gráfica III.3 se observan los resultados del ensaye del acero del # 2 utilizado en el refuerzo transversal de los muros, de donde se tiene $f_y= 3000$ kg/cm²



Gráfica III.3 Curva Esfuerzo-Deformación unitaria obtenida del ensaye de una barra de acero del # 2, utilizada en el espécimen

Los factores de reducción de resistencia que se utilizaron para el análisis de resistencia de los elementos fueron los siguientes $F_R=0.9$ para flexión, $F_R=0.8$ para cortante y flexocompresión

La combinación de carga que se consideró al hacer la corrida del programa de análisis estructural fue la siguiente se utilizó un factor $F_c= 1.1$ para la carga gravitacional, $F_c= 1.00$ para la fuerza sísmica en la dirección del sismo de diseño y $F_c= 0.3$ para la fuerza sísmica en la dirección ortogonal a la de diseño

Para la evaluación de los elementos mecánicos actuantes en la estructura prototipo se consideraron dos condiciones, en la primera se considera que la zona rígida de las vigas que entra en el nudo de la columna es igual a medio peralte de la columna o muro que la recibe, la segunda condición es considerando que las vigas no tienen zona rígida que penetre en los nudos.

Los resultados obtenidos tanto del análisis estructural, como de la capacidad resistente de las secciones de los elementos del espécimen se encuentran resumidos en la tabla III.2 para los elementos sometidos a fuerza cortante y flexión, y en la tabla III.3 para los elementos expuestos a flexocompresión y cortante.

ELEMENTO	MOMENTO (+) en ton·m			MOMENTO (-) en ton·m			CORTANTE en ton		
	ETABS	ETABS*	NTC-96	ETABS	ETABS*	NTC-96	ETABS	ETABS*	NTC-96
VIGALONGITUDINAL	0.07	0.12	1.15	0.25	0.25	1.14	0.44	0.45	2.91
VIGAPORTANTE	1.24	1.38	4.19	1.84	1.68	3.80	3.51	3.49	7.22
VIGA "T"	1.80	1.95	2.03	1.64	1.46	3.18	2.75	2.74	3.42
VIGA "TT"	2.07	2.07	2.94	0.00	0.00	1.23	1.80	1.8	8.81

Tabla III.2 Elementos mecánicos de las secciones sujetas a flexión y cortante en el espécimen

ELEMENTO	CARGA AXIAL en ton			MOMENTO en ton·m			CORTANTE en ton		
	ETABS	ETABS*	NTC-96	ETABS	ETABS*	NTC-96	ETABS	ETABS*	NTC-96
COLUMNA	5.73	5.36	20.84	1.57	1.50	5.73	1.80	1.82	4.04
MURO	0.77	0.66	6.42	1.52	1.31	12.55	0.89	0.88	8.01

Tabla III.3 Elementos mecánicos en secciones sujetas a flexocompresión y cortante en el espécimen.

(*) Es de la consideración de zona rígida de las vigas en el nudo

De estas tablas se puede observar que el elemento estructural que deberá de fallar primero será la viga T bajo momento positivo ya que tiene un momento resistente igual a 113% del momento actuante obtenido del análisis con ETABS, bajo la consideración de que no existe zona rígida. Para la consideración de que si existe zona rígida el momento resistente de esta viga es 104% del valor del momento actuante.

Revisión de las conexiones.

La longitud horizontal de anclaje que recomiendan las NTC-96 para barras del número tres con gancho a 90 grados es de 16 25 cm. Mediante una revisión por aplastamiento se determinó que las vigas longitudinales deben apoyarse 4 cm sobre las columnas.

$$a_{ap} = \frac{P}{f_{ap}} = \frac{13110}{230} = 57 \text{ cm}^2$$

$$l_a = \frac{a_{ap}}{b} = \frac{57}{15} \approx 4 \text{ cm}$$

Donde.

a_{ap} = área de apoyo

P = fuerza actuante en el apoyo

f_{ap} = $F_R \times f'_c$ = esfuerzo resistente del concreto por aplastamiento

l_a = longitud de apoyo

b = ancho de la viga de apoyo

Tomando en cuenta estas consideraciones se tiene que para las conexiones en esquinas (fig. 11.14a) se tienen disponibles 19 cm para la longitud de desarrollo, por lo que se puede dar la longitud de desarrollo requerida por el reglamento, en la conexión viga-muro (fig. 11.14c) se cuenta con 20 cm para dar longitud de desarrollo a las barras de la viga, por lo que también se cumple con el RCDF-96, con respecto las conexiones centrales (fig. 11.14b) al acero positivo de las vigas longitudinales no se le puede dar la longitud de desarrollo, ya que solo se tienen disponibles 8.75 cm y además se tiene que el acero de cada viga longitudinal que llega a la conexión se ubica en una misma línea, lo que dificulta la construcción por lo que se requiere de estribos para transmitir cortante. El RCDF-96 estipula que los elementos conectores deben resistir una tensión o compresión de 1.25 f_y , considerando el área de acero que se conecta.

De la viga "T" llegan a la conexión 2 barras del #3 ($A_s=1.43\text{cm}^2$), y de las vigas longitudinales tenemos 3 barras del #3 ($A_s=2.15\text{cm}^2$), por lo que los estribos deberán resistir una fuerza de $F=2.15 \times 1.25 f_y=11.29$ ton, la cual se satisface con los 4 estribos del #2 que se colocaron.

III.2 EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD DE DEFORMACIÓN DE LA ESTRUCTURA PROTOTIPO DE ACUERDO CON LAS NTC-96.

Para la evaluación de la capacidad de deformación del espécimen se consideran dos puntos, el más importante dentro de la presente investigación es la capacidad de deformación lateral de la estructura, y el otro que se refiere a las deformaciones verticales que presentan los elementos estructurales del prototipo.

Para la evaluación de la capacidad de deformación lateral de la estructura se analizaron los resultados obtenidos del programa SUPER ETABS bajo las dos consideraciones antes descritas, considerando la existencia de zona rígida de las vigas, que penetra en los nodos de columna, y sin considerarla. De estas dos distintas consideraciones se obtuvieron los siguientes resultados:

Condición considerando zona rígida.

Desplazamiento total en el nivel 2= $\Delta_2 = 1.47$ mm.

Desplazamiento total en el nivel 1= $\Delta_1 = 0.66$ mm.

A partir de estas deformaciones totales se obtienen las deformaciones relativas de cada nivel mediante la siguiente ecuación.

$$D_N = \frac{\Delta}{H}$$

Por lo tanto tenemos las siguientes deformaciones relativas

D_R = Deformación relativa global del espécimen(desplazamiento del último nivel de la estructura entre la altura del edificio)= 0.000489

d_1 = Deformación relativa del entrepiso 1=0.00044.

d_2 = Deformación relativa del entrepiso 2=0.00053.

Todas estas deformaciones cumplen ampliamente con la deformación relativa contemplada como máxima por el Reglamento de Construcciones Para el Distrito Federal cuyo valor es de $D_R = 0.006$

Además de las deformaciones relativas, mediante la relación entre el cortante aplicado y la deformación resultante, se pueden obtener la rigidez global de la estructura y las rigideces de entrepiso de cada nivel

$$K = \frac{V}{D}$$

De esta manera utilizando el análisis estructural tenemos las siguientes rigideces

K = Rigidez global de la estructura prototipo= 4 48 t/mm

K_1 = Rigidez del entrepiso 1= 3 31 t/mm

K_2 = Rigidez del entrepiso 2= 5 41 t/mm

Condición sin considerar zona rígida.

Desplazamiento total en el nivel 2= Δ_2 =1.69 mm

Desplazamiento total en el nivel 1= Δ_1 =0 74 mm.

Por lo tanto las siguientes deformaciones relativas son las siguientes.

D_R = Deformación relativa global del espécimen= 0 00056.

d_1 = Deformación relativa del entrepiso 1= 0.00049.

d_2 = Deformación relativa del entrepiso 2= 0.00063

Estas deformaciones también son menores a la deformación máxima establecida por el RCDF-96 ($D_R = 0.006$).

Las rigideces resultantes del análisis estructural en el espécimen bajo esta condición son:

K = Rigidez global de la estructura prototipo= 3.89 t/mm.

K_1 = Rigidez del entrepiso 1= 2.96 t/mm.

K_2 = Rigidez del entrepiso 2= 4 62 t/mm.

Para el cálculo de las deflexiones máximas en las vigas del prototipo se utilizó el método de la sección transformada y agrietada de las secciones de las vigas (figura III.1), esto lo recomiendan las NTC-96.

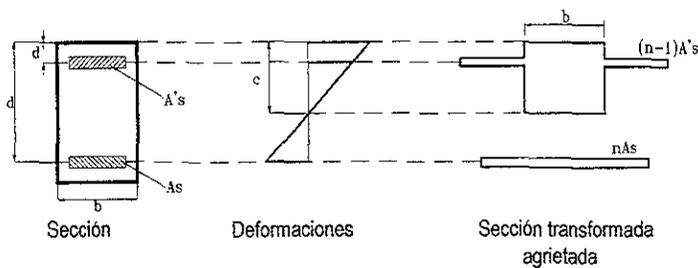


Figura III 1 Sección transformada después del agrietamiento.

La evaluación de las deflexiones diferidas se llevó a cabo mediante el criterio establecido en las mencionadas normas, en donde

$$\delta_{dif} = \frac{2x\delta_{mm}}{1 + 50\rho'}$$

El límite que especifica el RCDF-96 es un desplazamiento vertical máximo en el centro de traves en el que se incluyen efectos a largo plazo igual al centro del claro entre 240 más 0.5 cm, esto es:

$$\delta_{max} = \frac{l}{240} + 0.5cm$$

En la tabla III.4 se muestra la comparación entre las deflexiones calculadas según la teoría elástica y las permisibles que indica el RCDF-96.

Elemento	δ inmediata	δ diferida	δ Total	δ perm
Viga longitudinal	0.060	0.095	0.160	1.145
Viga protante	0.285	0.385	0.670	1.395
Viga T	2.600	4.260	6.855	2.230
Viga TT	1.065	0.000	1.065	2.290

Tabla III.4 Comparación de deflexiones en vigas del espécimen (cm)

De los valores de esta tabla se puede observar que la viga "T" no cumple con el estado límite de servicio establecido por las NTC-96 ya que lo excede en un 300% para la deflexión total incluyendo los efectos a largo plazo. Si se hubiera tomado en cuenta estos estados límite de servicio, habría sido necesario utilizar prefuerzo en la viga T.

ii) -Se analizaron las capacidades resistentes de las secciones críticas de los elementos estructurales, empleando los criterios de las NTC-96 Para esta evaluación se utilizaron factores de reducción de resistencias iguales a 1.0, así como los valores medidos para los esfuerzos de compresión de concreto f_c y los valores medidos de f_y

iii) - Mediante una comparación entre los momentos actuantes y la capacidad resistente de los elementos se determinó que el elemento crítico es la viga "T", bajo momento negativo De esta manera se obtuvo que de acuerdo con el RCDF-96 el límite donde termina el comportamiento elástico de la viga T, es un cortante basal $V_{DF}=20.2$ ton

Después de llegar al cortante basal del 75% de V_{DF} , se llegó a un cortante basal igual a 20.2 ton, correspondiente a 100% del valor de V_{DF} . A partir de esta carga el ensaye se controló por medio de desplazamientos laterales del espécimen, tomando como base el desplazamiento obtenido cuando se llegó al cortante basal V_{DF} , este desplazamiento fue de $\Delta=4.5$ mm En la figura IV.2 se muestra la historia de cargas laterales que se le aplicaron al espécimen

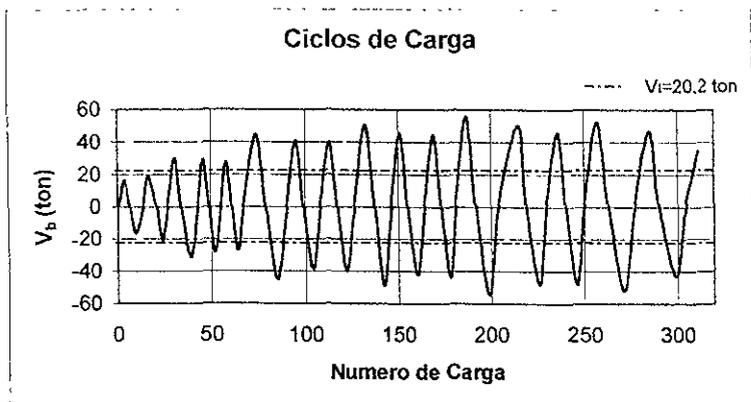


Figura IV.2 Historia de cargas laterales aplicadas al espécimen

En la figura IV.3 se muestran los ciclos de histéresis carga lateral-desplazamiento obtenidos durante el ensaye del espécimen, en esta gráfica el eje de las ordenadas es el valor de la fuerza cortante basal resistente V_b , el cual se define como la suma de las fuerzas actuantes en cada nivel. En el eje de las abscisas se muestran los desplazamientos totales globales.

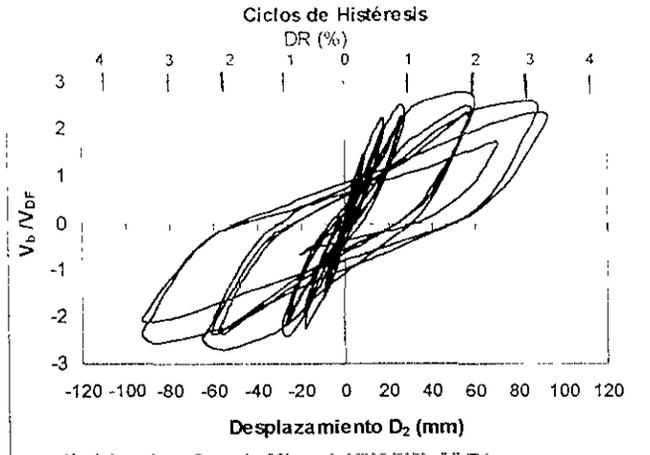


Figura IV 3 Ciclos histéricos Cortante basal-Desplazamiento global

.Comportamiento observado en el espécimen

Se aplicaron en total siete ciclos de carga al espécimen. Un ciclo de carga se define como la aplicación de carga en un sentido hasta alcanzar una fuerza o desplazamiento preestablecido, posteriormente se descarga hasta pasar por carga cero, se aplica la carga en la otra dirección y se lleva nuevamente a carga nula.

Los primeros agrietamientos visibles se presentaron en las juntas coladas in situ de la viga longitudinal y el muro, en el ciclo inicial de carga correspondiente a un cortante basal de 16.4 toneladas, que corresponde al 75% V_{DF} . Para este ciclo se obtuvo un desplazamiento relativo de $D_R = 0.0012$.

En el siguiente ciclo se alcanzó un $V_b = 20.2$ toneladas, igual al 100% del V_{DF} , aparecieron grietas por flexión en la parte inferior de muros y columnas del primer nivel, el desplazamiento relativo fue de $D_R = 0.0015$. Para este ciclo el acero de la viga T del primer nivel alcanza una deformación correspondiente al 18% del valor de fluencia, en la viga longitudinal llega a 42%, en la parte inferior de las columnas se llega a 38.5% de la fluencia en el acero y en el muro se tiene el 52% del valor de fluencia $f_y = 4500 \text{ kg/cm}^2$. Además en este ciclo se tiene un desplazamiento lateral de $\Delta = 4.5 \text{ mm}$, valor que se toma de base para los siguientes ciclos de la prueba.

En el tercer ciclo se llegó a un desplazamiento total de $2 \Delta y = 9.0 \text{ mm}$, es decir $DR = 0.0031$, este desplazamiento se logró para $V_B = 30.2$ toneladas. Para este ciclo se presentaron mayor número de grietas en columnas y muros, aparecieron las primeras grietas diagonales en los muros (figura IV.4) y en las vigas longitudinales. El acero longitudinal en la viga T del primer nivel llegó a 34% de su valor de fluencia (4500 kg/cm^2), para la viga longitudinal se llega al 80% de la fluencia en el acero del nudo y a 0.44fy en el claro, en el acero de la base de las columnas se alcanzó un esfuerzo de 3475 kg/cm^2 y en el refuerzo longitudinal de la base del muro se tuvieron esfuerzos de 4230 kg/cm^2 , es decir $0.94 f_y$.

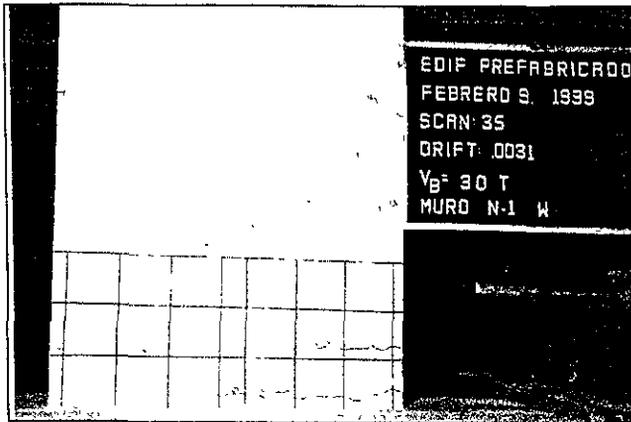


Figura IV.4 Agrietamiento en el muro en el tercer ciclo de carga.

En el cuarto ciclo se alcanzó $DR = 0.0081$ ($4\Delta y = 18 \text{ mm}$). Las grietas existentes aumentan de tamaño y se presentan más grietas diagonales que cruzan el muro (figura IV.5), aparecen grietas en las vigas longitudinales del segundo nivel, comienzan a aparecer grietas en las losas que van a lo largo de las vigas doble T marcando la junta con las vigas longitudinales.

El acero de la viga T del primer nivel alcanza 60% del valor de fluencia. En el claro de la viga longitudinal se inicia la fluencia, mientras que en el nudo de esta viga con la columna se presenta una deformación unitaria igual a $1.4 \epsilon_y$. En la base de las columnas se ha presentado fluencia y el acero alcanza deformaciones unitarias de 1.58 veces la deformación de fluencia, el muro también ha fluido, y presenta una deformación unitaria de $6.2 \epsilon_y$.



Figura VI.5 Agrietamiento en el muro después del cuarto ciclo

Para el quinto ciclo se llegó a un desplazamiento relativo $D_R=0.00908$ ($6\Delta y=27.0\text{mm}$). El cortante basal resistente fue de $V_b=50.8$ toneladas (250% de V_{DF}). Aparecen grietas en el muro del segundo nivel (figura IV.6), también se inicia la formación de articulaciones en las columnas, en la losa se continúan separando las vigas TT de las vigas longitudinales. La viga T del primer nivel fluye y su acero presenta deformaciones unitarias correspondientes a $1.5\epsilon_y$, las vigas longitudinales de ambos niveles llegan a 7.5 veces la deformación de fluencia dentro del nudo con la columna y 1.37 veces en el claro, en columnas se tienen valores de deformación unitaria hasta de 116.4% de la deformación de fluencia en el segundo nivel de instrumentación, se dañan strain gauges de los dos primeros niveles instrumentados de columnas, en el muro se alcanzan deformaciones unitarias de $7.5 \epsilon_y$.

En el sexto ciclo se obtiene $DR=0.0194$, el cortante basal resistente fue $V_b=56.05$ ton que fue el máximo cortante alcanzado (277% de V_{DF}). En este ciclo se desprendió el recubrimiento en el muro y se presentó pandeo del acero en los extremos (figura IV 7), aparecieron grietas diagonales en el segundo nivel del muro, se terminan de formar las articulaciones plásticas en las vigas longitudinales y columnas (figura IV.8), se separa la viga doble T del marco longitudinal a lo largo de la junta constructiva (figura IV.9) La viga T y las longitudinales siguen fluyendo, en las columnas también se presenta la fluencia en el tercer nivel instrumentado.

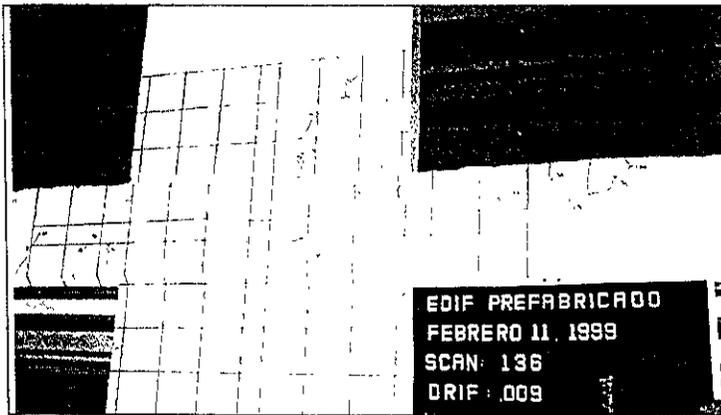


Figura IV.6 Aparición de las primeras grietas en el muro del segundo nivel

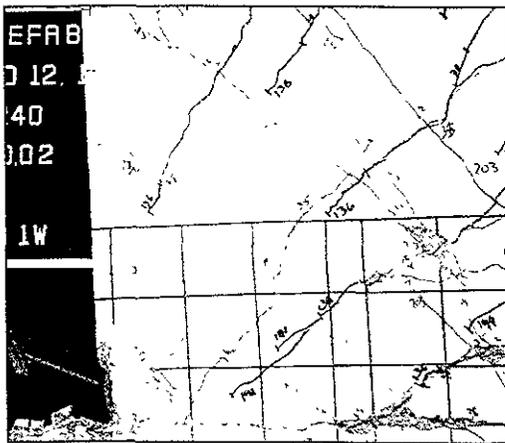


Figura IV.7 Pandeo del acero en el muro

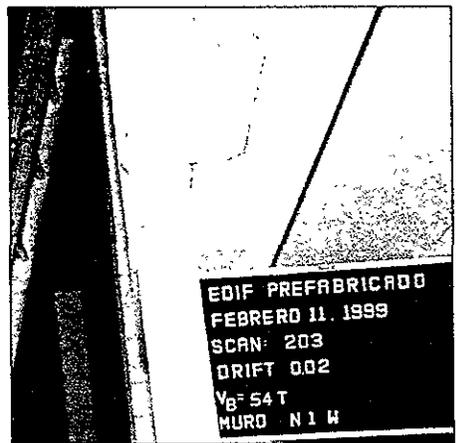


Figura IV.8 Separación de la viga TT del marco longitudinal

El séptimo ciclo fue el último, en este ciclo se alcanzó $D_R=0.0316$, es decir un desplazamiento en el segundo nivel de $20 \Delta y=90\text{mm}$, el cortante basal aplicado para lograr este desplazamiento fue 47.14 toneladas. Este ciclo se repite una sola vez ya que los muros tendieron a salirse del plano vertical (figura IV.9), en la base de las columnas se pudo observar pandeo del acero (figura IV.10). El edificio empezó a ser inestable, ya que aun cuando no se aumentaba la carga, la estructura continuaba deformándose. La deformación permanente al terminar el ciclo completo fue de $\Delta=48.95 \text{ mm}$.

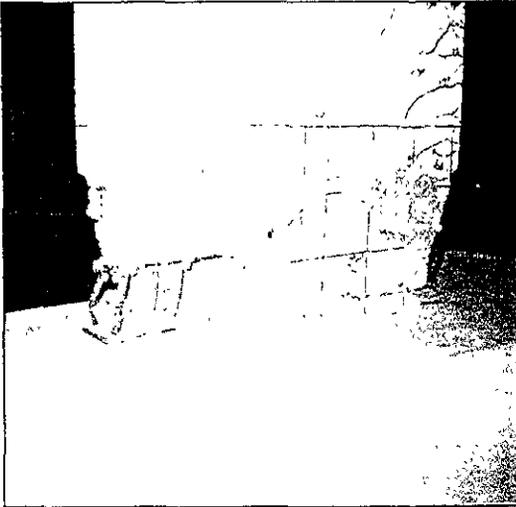


Figura IV.9 Estado final del muro

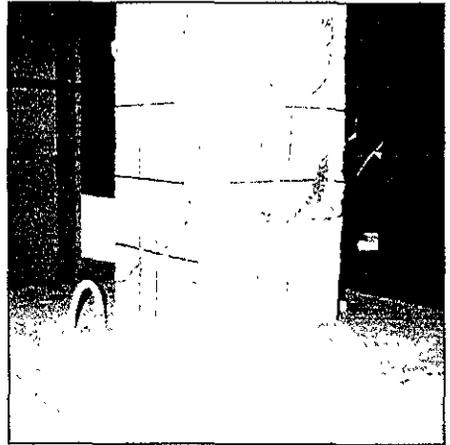
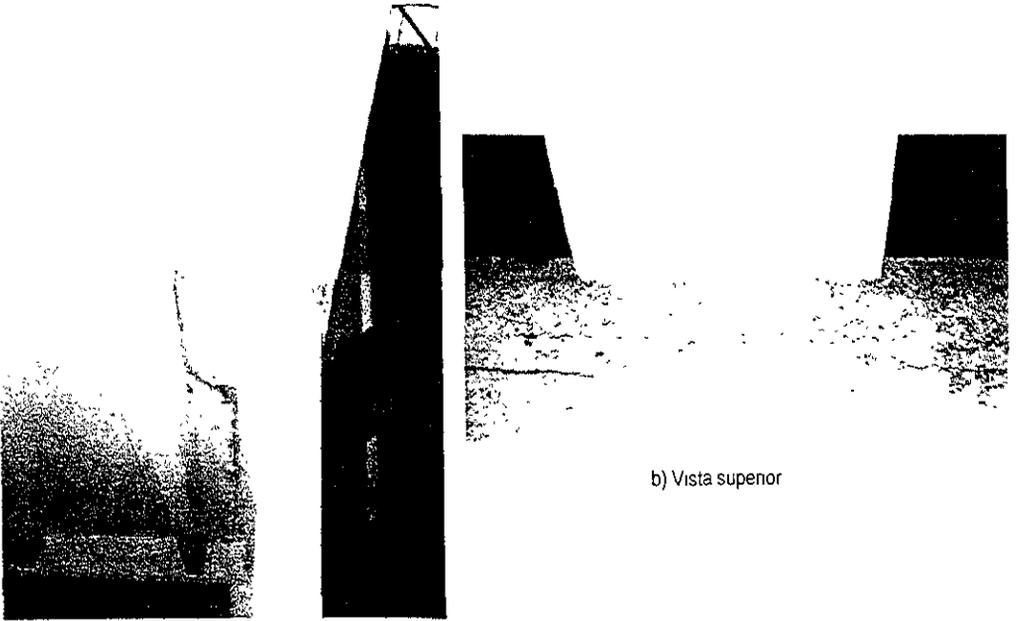


Figura IV.10 Estado final de Columnas



Figura IV.11 Vista de las conexiones Muro-Viga Longitudinal al finalizar la prueba



a) Vista inferior

b) Vista superior

Figura IV.12 Unión de viga TT y marco longitudinal al finalizar la prueba

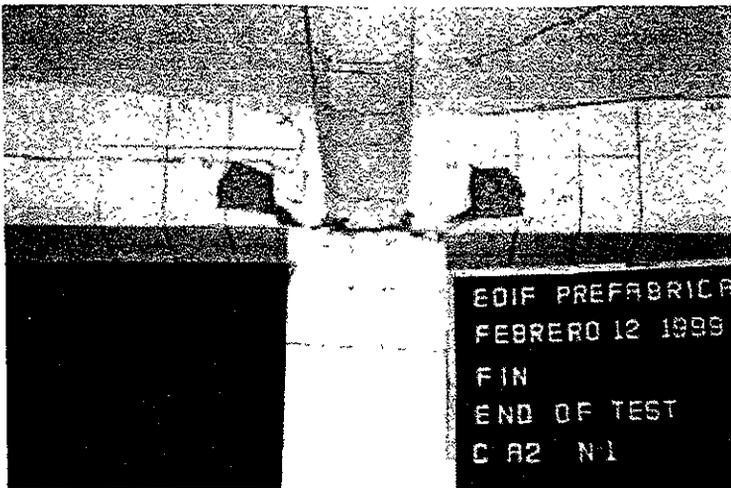
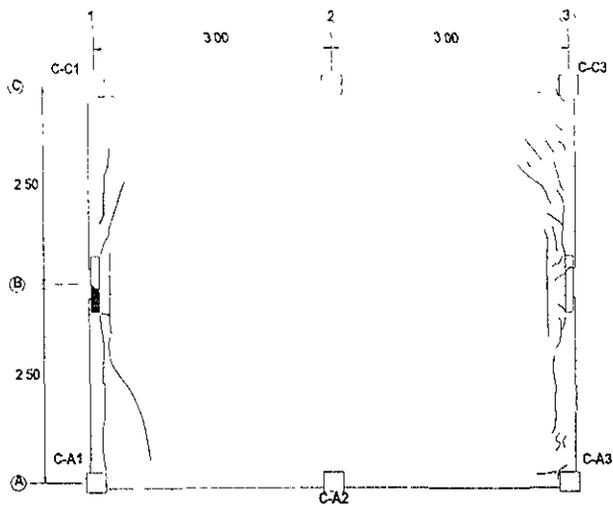
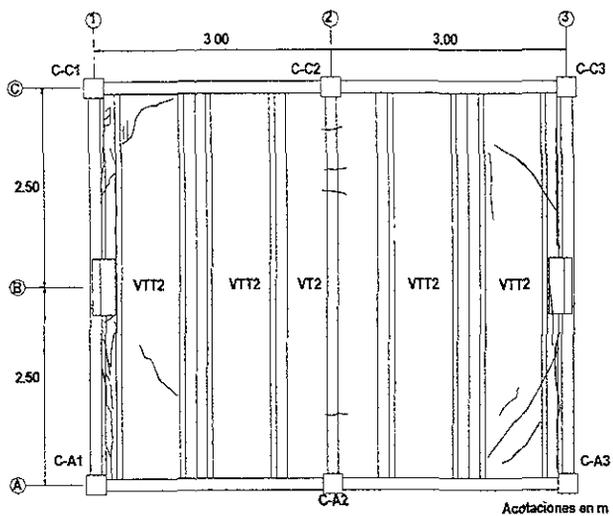


Figura IV.13 Estado final de conexión en eje 2

En las figuras IV 14 se muestran dibujos esquemáticos del agrietamiento y daños observados en la estructura al finalizar el ensaye

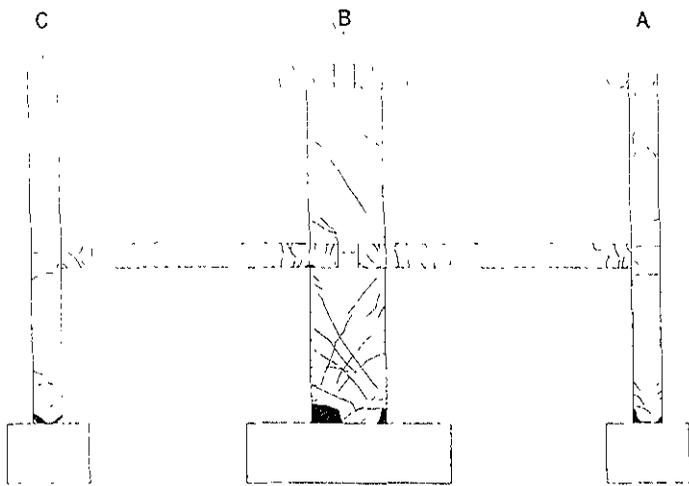


Vista superior de la losa del nivel 2

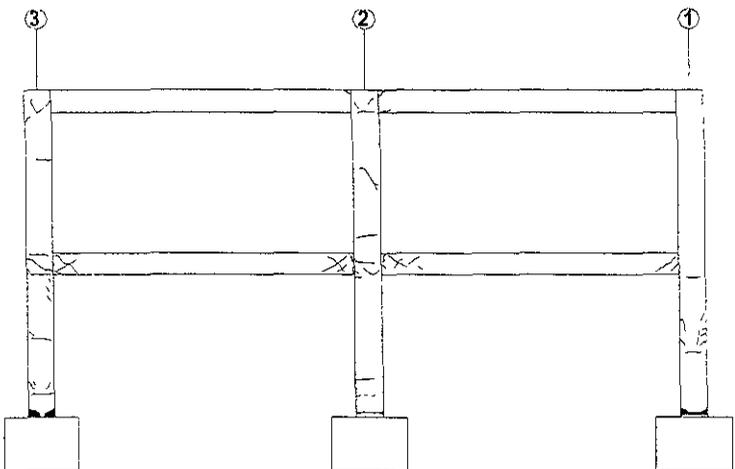


Vista inferior de la losa del nivel 2

Figura IV.14 Agrietamiento final observado en la losa del Nivel 2

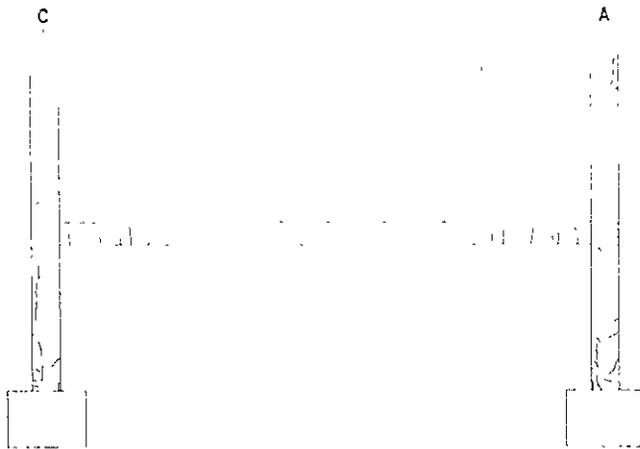


Elevación eje 1



Elevación eje C

Figura IV 14 Agrietamiento final observado en los marcos del espécimen



Elevación Eje 2

Figura IV.14 Agrietamiento final observado en los marcos de espécimen (continuación)

Deformaciones medidas en varillas de refuerzo longitudinal.

Las figuras IV.15 a IV.19 muestran los resultados de las deformaciones medidas en el acero de los elementos instrumentados, asociados al cortante basal resistente medido en el espécimen, en estas figuras se puede observar cuales fueron las secciones críticas de cada uno de los elementos de la estructura, así como cuales secciones llegaron a la fluencia. La figura IV.19 muestra la ubicación de los Strain gauges considerados. En estas gráficas se presentan las deformaciones unitarias obtenidas en cada uno de los niveles instrumentados, la deformación de fluencia del acero longitudinal que se utilizó es $\epsilon_y = 2142 \times 10^{-6}$

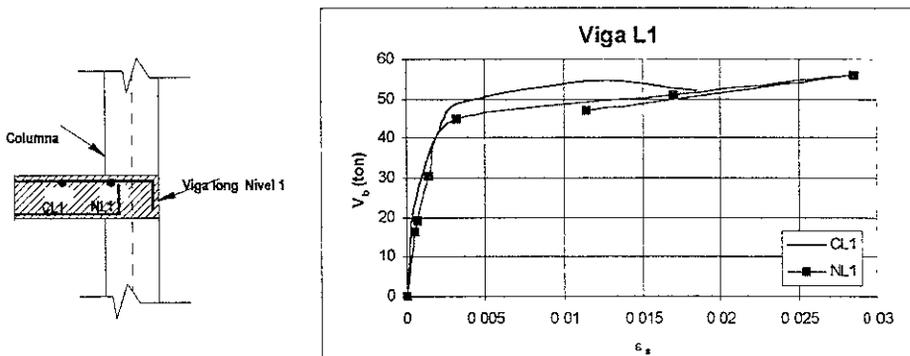


Figura IV.15 Deformaciones Unitarias medidas en varillas de refuerzo instrumentadas en la Viga Longitudinal del nivel 1

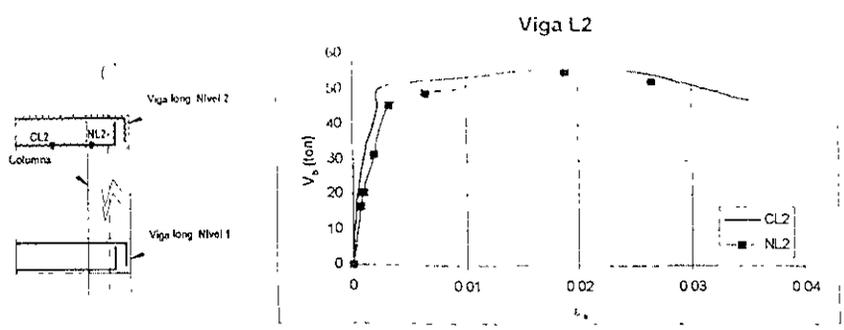


Figura IV.16 Deformaciones Unitarias medidas en varillas de refuerzo instrumentadas en la viga longitudinal del nivel 2.

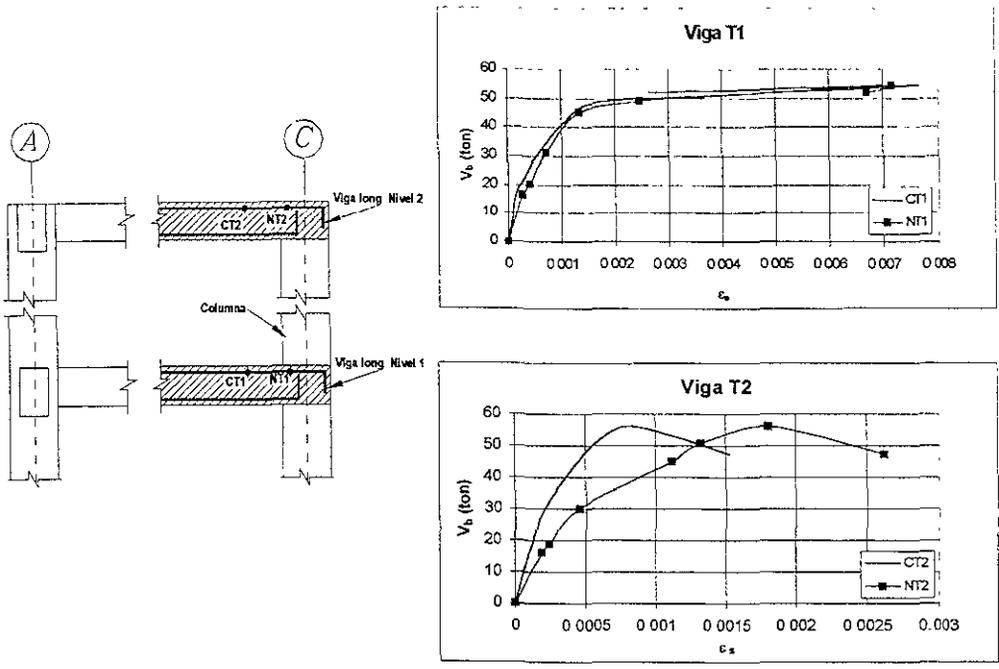


Figura IV.17 Deformaciones unitarias medidas en varillas de refuerzo instrumentadas en las vigas "T"

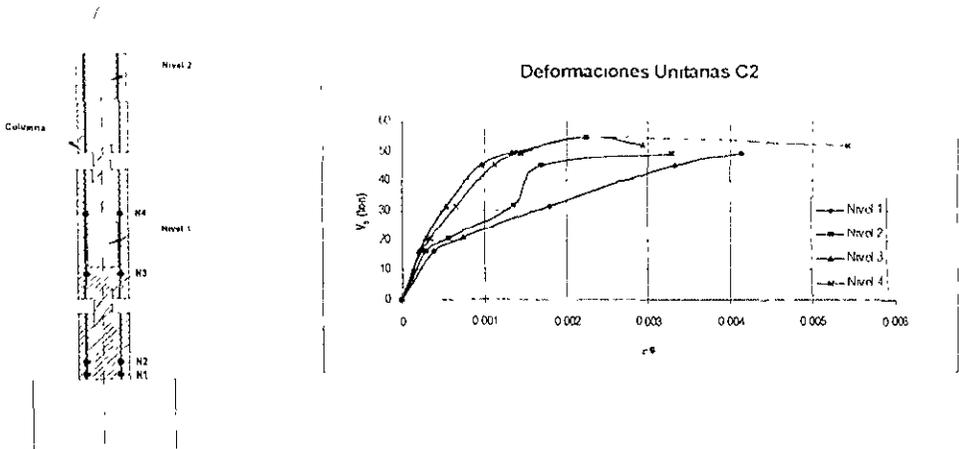


Figura IV.18 Deformaciones unitarias medidas en varillas de refuerzo instrumentadas en la columna 2

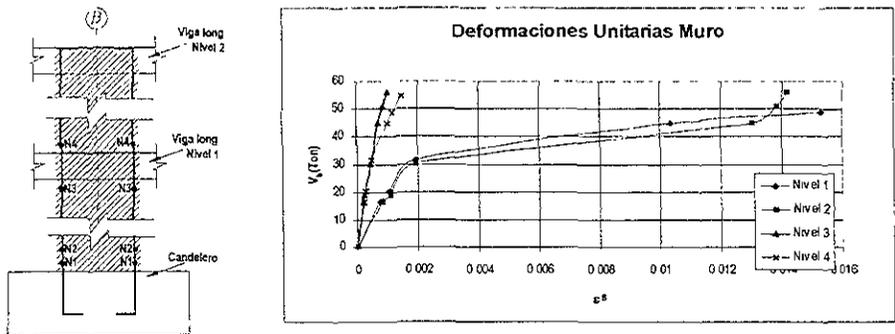


Figura IV.19 Deformaciones unitarias medidas en varillas de refuerzo instrumentadas en el muro.

Curvaturas medidas durante el ensayo.

En las figuras IV.20, IV.21 y IV.22 se pueden observar las envolventes de Cortante basal-Curvatura medidos en las vigas del primero y segundo nivel y del muro, de estas gráficas se pueden obtener los momentos actuantes de cada elemento relacionados con la carga aplicada mediante la relación entre curvatura y momento. También se puede observar que para el rango de carga de 0 a 16.4 ton, se comportó de manera elástica y la formación de las articulaciones plásticas

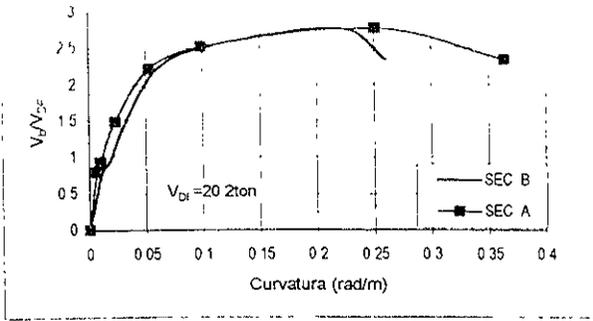


Figura IV.20 Envolvente Cortante basal-Curvatura obtenido en la viga longitudinal.

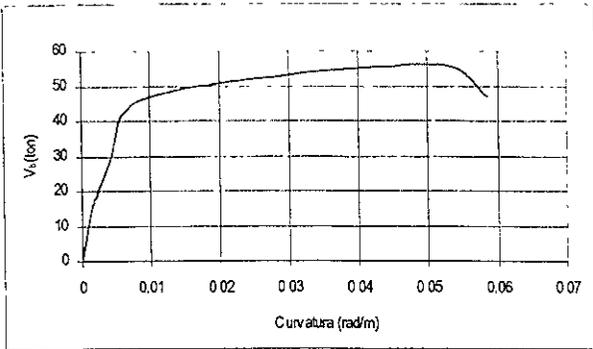


Figura IV.21 Envolvente de Cortante basal-Curvatura obtenido en la base del muro (sección C)

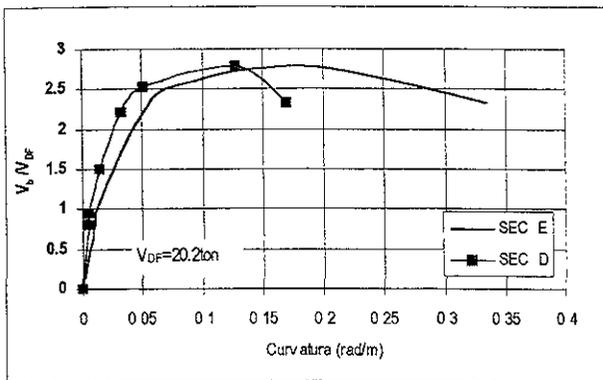
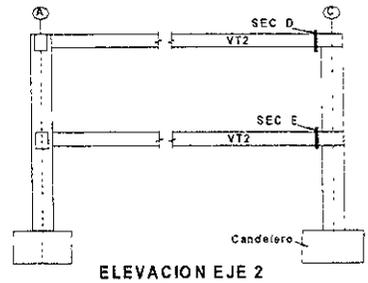
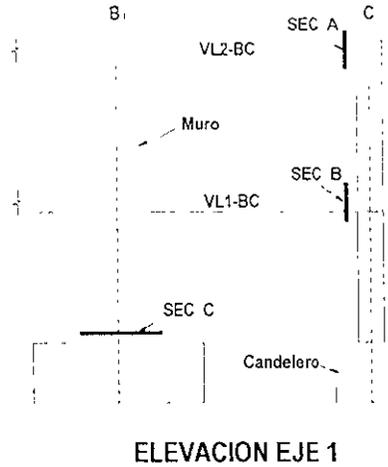


Figura IV.22 Envolvente de Cortante basal-Curvatura obtenido en la viga "T".



ESTRUCTURAS DE ACERO
SALUD DE LA INGENIERIA

Rotaciones medidas durante el ensaye.

Mediante micrometros colocados para este fin (figura II 16), durante el ensaye se midieron rotaciones en los nudos del espécimen, en particular en los nudos en donde llegan las vigas portantes, vigas longitudinales y las vigas T, en las figuras IV.23, IV.24 y IV 25 se muestran las envolventes de Cortante basal-Rotación obtenidos. En estas gráficas se puede observar que no se presentan grandes rotaciones en ninguno de los nudos medidos, ya que la rotación máxima obtenida fue de 0.278° bajo el cortante basal máximo alcanzado, esto representa una rotación de 0.30%, por lo que se puede considerar que cumplió con la condición de nudo rígido

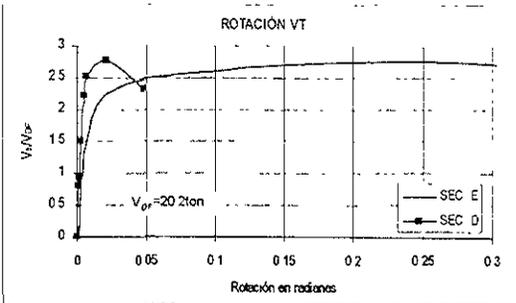
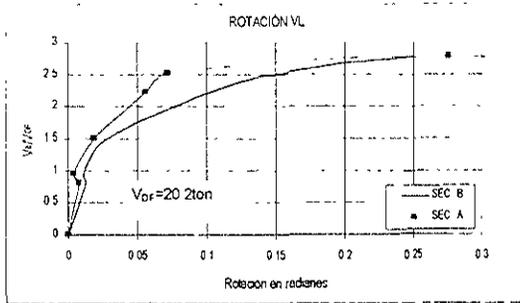


Figura IV.23 Envolvente de Rotaciones medidas en los nudos de las vigas longitudinales

Figura IV.24 Envolvente de Rotaciones medidas en los nudos de las vigas T

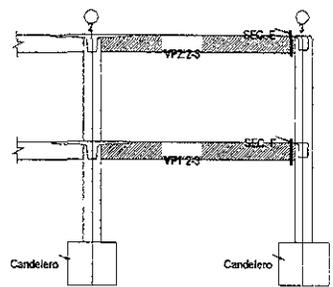
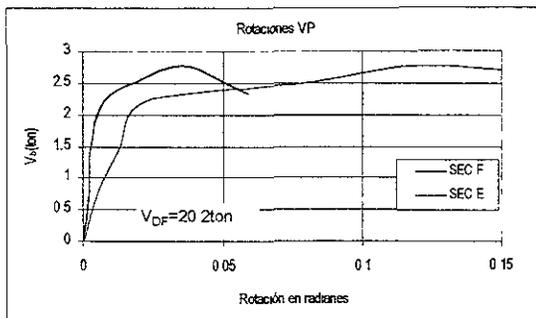
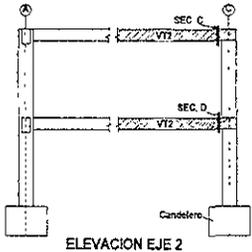
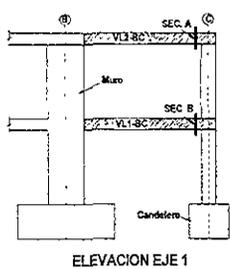


Figura IV.25 Envolvente de Rotaciones medidas en los nudos de las vigas portantes

Modo de falla

En la figura IV 26 se muestra un dibujo esquemático del modo de falla observado en el espécimen, consistió en la falla por aplastamiento del concreto del muro seguido de pandeo de las barras de refuerzo longitudinal, después se presentaron articulaciones en las bases de las columnas y en las vigas longitudinales, además de la separación del sistema de piso con los marcos laterales en la dirección de la aplicación de la carga

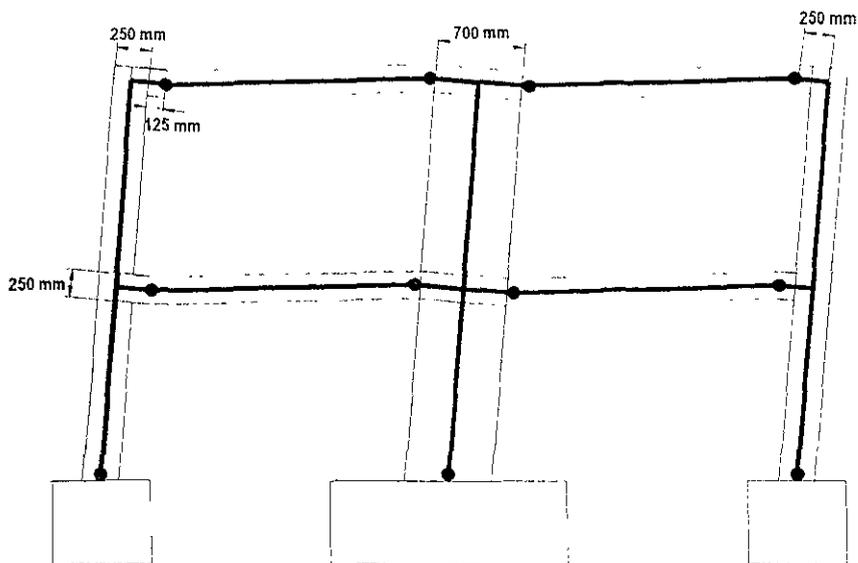


Figura IV.26 Modo de falla observado en el espécimen

Alargamiento observado en losas.

En este estudio se pudo detectar el fenómeno de alargamiento de las losas del espécimen, el cual es consecuencia del agrietamiento del diafragma. Este fenómeno también se ha presentado en ensayos anteriores (Rodríguez y Santiago, 1996).

Los valores de los alargamientos se obtuvieron a partir de las diferencias de desplazamientos laterales medidos en cada extremo de las losas (figura II.15). En la figura IV.27 se presentan los resultados de las mediciones de los alargamientos en las losas del espécimen en función de los desplazamientos relativos de entrepiso correspondientes, estos alargamientos fueron muy pequeños y se debieron al agrietamiento de la losa principalmente en los bordes de las vigas portantes.

Comportamiento de los elementos estructurales.

Para poder realizar una comparación entre las resistencias de las vigas de la estructura, se analizaron los momentos negativos ya que las zonas instrumentadas se encuentran sometidas a este tipo de esfuerzos. La viga crítica según el análisis es la viga T, esta viga debió de fallar para una carga de 20.2 t (V_{DF}). Analizando para esta carga las deformaciones en el acero longitudinal se tiene una deformación de 15% de la deformación de fluencia en el nudo, y 9% en la viga, lo que significa que los esfuerzos que se presentaron en la viga son inferiores a los calculados. En cuanto a curvaturas, se tiene que para el cortante basal de 20.2 toneladas, experimentalmente se obtuvo una curvatura de $\phi=0.003431$ rad/m en la viga T, que es 44% de la curvatura de fluencia.

En la tabla IV.3 se comparan las curvaturas calculadas y las medidas en el espécimen para el cortante basal $V_{DF}=20.2$ ton. Además, en esta tabla se indica el estado de esfuerzos del acero de refuerzo longitudinal para el cortante V_{DF} , en el caso de las vigas se presenta el estado de esfuerzos del acero de refuerzo en dos secciones; dentro del nudo y en el claro de la viga, se puede observar que dentro del nudo los esfuerzos son mayores.

ELEMENTO	CURVATURA rad/cm			% DE FLUENCIA DEL ACERO	
	ETABS	MEDIDA	RESISTENTE		
MURO	5.0E-06	3.5E-06	4.2E-05	40.0	
COLUMNA	3.1E-05	6.7E-06	1.1E-04	36.0	
VIGA LONGITUDINAL	3.6E-05	3.3E-05	1.4E-04	35.0	13.0*
VIGA T	8.0E-05	6.5E-05	1.5E-04	13.3	7.0*

(*) En el claro de la viga

Tabla IV.3 Comparación entre Curvaturas calculadas y medidas en el espécimen

Conclusiones

En esta investigación se ensayó en laboratorio, bajo cargas cíclicas reversibles, una estructura de concreto prefabricado de dos niveles, estructurada con el llamado sistema dual. Con base en los resultados observados durante la construcción, ensaye y análisis de datos se llegaron a las siguientes conclusiones:

- 1.- El cortante máximo aplicado al espécimen fue de 56.1 toneladas, es decir 2.7 veces el cortante de diseño calculado mediante el RCDF y sus normas de diseño.
- 2.- De la comparación entre resultados analíticos y experimentales, se encontró que para analizar estructuras prefabricadas, con este tipo de conexiones es recomendable no considerar la existencia de zona rígida de las vigas que penetra en los nudos ya que de esta manera se obtuvieron valores muy cercanos a los medidos, la rigidez inicial calculada fue 15% mayor que la medida empleando la secante de la curva cortante-deformación. Sin embargo, si se toma en cuenta un modelo bilineal, la rigidez calculada mencionada sería 56% mayor que la de este modelo bilineal. Esta diferencia se debe a que el modelo bilineal es una mejor representación del comportamiento global sísmico de una estructura.
- 3.- El cortante basal observado en la estructura durante el ensaye, correspondiente al inicio de las primeras grietas horizontales en la base de los muros fue aproximadamente igual a la resistencia calculada de acuerdo con los criterios especificados por el RCDF-96, considerando factores de reducción de resistencia unitarios y las propiedades de resistencia medidas de los materiales.
- 4.- El cortante basal máximo observado en el espécimen durante el ensaye estuvo asociado principalmente al aplastamiento del concreto en los extremos de los muros. Finalmente para los niveles de deformación lateral máximos alcanzados, se observó pandeo del refuerzo longitudinal en los extremos de los muros. La capacidad resistente del espécimen pudo aumentar si se hubiera confinado por medio de estribos el acero longitudinal de los extremos de los muros. Sin embargo, se debe mencionar que probablemente no se hubiera alcanzado el mencionado cortante basal máximo en el espécimen, si éste hubiera tenido el 100% de la carga gravitacional especificada por el RCDF-96, ya que en el ensaye sólo se logró el 52% de dicha carga.

5 - Las conexiones viga-columna y viga-muro entre elementos prefabricados con la longitud de anclaje especificada por el RCDF-96 presentaron un buen comportamiento, ya que estos elementos desarrollaron su capacidad de resistencia y deformación. En el caso de la conexión viga-columna del eje central, el refuerzo del lecho inferior de la trabe en la sección crítica a cara de columna no tenía la longitud de desarrollo especificada por el RCDF-96, por lo que esto llevó a un comportamiento insatisfactorio de la conexión, ya que la viga no desarrolló su capacidad resistente en momento positivo.

6 - Durante el ensayo no se observaron desplazamientos relativos significativos entre la losa colada en sitio y las vigas TT, lo cual confirma que proporcionando a los elementos prefabricados alguna rugosidad, es posible lograr una adherencia aceptable entre el concreto colado en sitio y el elemento prefabricado

7 - El comportamiento observado en los candeleros ó zapatas fue muy bueno, ya que no se observó ningún tipo de falla y se logró un empotramiento aceptable de las columnas en estos

Reconocimiento

Se agradece a la Asociación Nacional de la Industria de Presfuerzo y Prefabricado (ANIPPAC), al Instituto de Ingeniería, UNAM, y al CONACYT, el patrocinio a esta investigación, la cual no hubiera sido posible sin el personal del ANIPPAC, del Instituto de Ingeniería y del Centro Nacional de Prevención de desastres(CENAPRED)

La construcción de los elementos prefabricados y el izado del espécimen se realizó con personal proporcionado por la ANIPPAC.

Los ensayos del espécimen se efectuaron en las instalaciones del CENAPRED, empleando los sistemas de aplicación de carga, de instrumentación y de adquisición de datos de esta institución, por lo que se agradece a esta institución todo el apoyo brindado.

Referencias

- 1.- ANIPPAC, "Manual de Diseño de Estructuras Prefabricadas", D.F., México, 2000
- 2.- Blandón J, "Comportamiento Sísmico de Estructuras Prefabricadas de Concreto", DEPEFI, UNAM, Tesis de Maestría Agosto, 2000
- 3.- Garranza R, Martínez R y Reinoso E, "Conexión trabe-columna de elementos prefabricados sin pernos ni soldadura", Memorias del X Congreso de Ingeniería Estructural, Vol I, Mérida, Yucatán, 1996.
- 4.- Design of Concrete Structures, NZS 3101:1995, "Standards Association of New Zealand", Wellington New Zealand, 1995
- 5.- Fleischman R, Sauce R, Pessiki S, Rhodes A, "Seismic behavior of Precast Parking Structure Diaphragms" PCI Journal, January-February 1998.
- 6.- Ghosh S. K, Nakaki S y Krishnam K, "Precast Structures in Regions of High Seismicity, UBC, Design Provisions", PCI Journal November-December 1997
- 7.- Gonzalez O, Robles F, "Aspectos Fundamentales de Concreto Reforzado", 1989 Ed. LIMUSA.
- 8.- IMCYC, "Concreto, sensibilidad, arquitectura", Construcción y tecnología, Octubre 1998
- 9.- Mejía J, Park R, "Tests on Special Reinforcement for the end support of Hollow-Core Precast Concrete Floor Units", PCI JOURNAL, September-October 1994.
- 10.- New Zealand Concrete Society and New Zealand National Society for Earthquake Engineering, "Guidelines for the Use of Structural Precast Concrete in Buildings", 1991
- 11.- Nilson A, "Diseño de Estructuras de Concreto Reforzado", 1982, Ed. LIMUSA

- 12.- Park R, "A Perspective on the Seismic Design of Precast Concrete Structures in New Zealand" PCI JOURNAL, May-June 1995
- 13.- Park R, Paulay T, "Estructuras de Concreto Reforzado", 1986, Ed LIMUSA
- 14.- Pérez D, Carranza R, Martínez R, "Comportamiento Sísmico de un tipo de Conexión Viga-Columna de Elementos Prefabricados de Concreto", Memorias del XI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Monterrey Nuevo León, 1998
- 15.- Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (RCDF-96)", Gaceta Oficial del Distrito Federal, Marzo 1996.
- 16.- Restrepo J, Park R, Buchanan A, "Tests on Connections of Earthquake Resisting Precast Reinforced Concrete Perimeter Frames of Buildings", PCI JOURNAL, July-August 1995.
- 17.- Restrepo J, Park R, Buchanan A, "Seismic Load Tests on Connection Between Precast Concrete Elements", New Zealand Concrete Society Silver Jubilee Conference, Wairakei Taupo, New Zealand, 1989.
- 18.- Rodríguez M, Santiago A, "Ensayos Sísmicos de una estructura de losa plana reticular rehabilitada" Instituto de Ingeniería, Publicación No. 579, México 1996.