

COMPORTAMIENTO DE ESTRUCTURAS PREFABRICADAS DE CONCRETO REFORZADO PARA EDIFICACIONES EN ZONAS SISMICAS, INNOVACIONES Y TENDENCIAS EN SU EMPLEO*

Mario E. Rodríguez⁽¹⁾

RESUMEN

En este trabajo se evalúa el comportamiento sísmico observado en laboratorio y durante terremotos de estructuras prefabricadas para edificaciones en zonas sísmicas. Se comentan además algunas innovaciones en el desarrollo de éstas, así como tendencias en su empleo. También se describen algunas características de estructuras prefabricadas en México y en otros países, y se efectúa una revisión crítica de algunos requisitos de diseño sísmico para estructuras prefabricadas de algunos reglamentos, incluyendo el del Distrito Federal, tanto en su versión de 1993, como el propuesto recientemente.

INTRODUCCIÓN

En este trabajo se evalúa el comportamiento sísmico observado en laboratorio y durante terremotos de estructuras prefabricadas para edificaciones en zonas sísmicas. Se describen algunas ventajas y desventajas de este tipo de construcción, así como limitaciones para su uso que resultan de la aplicación de algunos requisitos de diseño para estructuras prefabricadas. También se describen algunas características de estructuras prefabricadas en México y en otros países, y se efectúa una revisión crítica de algunos requisitos de diseño sísmico para estructuras prefabricadas del actual Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF 93, 1993) así como los del actual reglamento del American Concrete Institute (ACI 318, 1999), y los de la Normas Técnicas Complementarias para Estructuras de Concreto, y para Diseño por Sismo, ambas propuestas recientemente para el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. En esta evaluación se pone en evidencia los requisitos de diseño de estas propuestas que debieran mejorarse.

Se describen además algunas nuevas soluciones para la construcción de estructuras prefabricadas en zonas sísmicas propuestas en diversos países. Finalmente, se evalúa el problema del diseño y comportamiento sísmico de sistemas de piso para fuerzas en su plano, aspecto que ha sido poco tratado en la literatura.

* Versión ampliada de la Conferencia Magistral presentada durante el XII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Morelia, Mich. (Nov, 1999). Se aceptan comentarios y/o discusiones al artículo hasta cinco meses después de su publicación.

(1) Investigador, Instituto de Ingeniería, UNAM, e-mail: mrod@servidor.unam.mx

CARACTERISTICAS DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO PREFABRICADAS PARA EDIFICACIONES EN ZONAS SISMICAS

Entre las ventajas de las estructuras prefabricadas de concreto reforzado respecto a las coladas en sitio se puede mencionar la reducción en tiempos de construcción, así como en materiales, esto último si se considera los materiales empleados para cimbras en el procedimiento tradicional para estructuras coladas en sitio. Otra característica que hace atractivo el empleo de estructuras prefabricadas es la factibilidad de lograr un buen control de calidad en la construcción de elementos estructurales, ya que éstos se pueden construir en plantas de prefabricación donde las condiciones de trabajo y de supervisión son generalmente bastante mejores que las existentes en construcciones coladas en sitio.

A pesar de las ventajas anteriormente mencionadas, el empleo de la prefabricación en nuestro país se ha efectuado en general en casos aislados, aún cuando actualmente hay una tendencia a un mayor empleo de este tipo de construcción. Es relevante analizar las limitaciones a su uso que han llevado a esta situación. Estas limitaciones se pueden clasificar en dos tipos, uno asociado al comportamiento observado en estructuras prefabricadas, y otro asociado a la normatividad existente para este tipo de estructuras.

La primera limitación a su uso se refiere a un comportamiento sísmico inadecuado observado en sismos anteriores en algunas estructuras prefabricadas. Aun cuando también se ha observado un buen comportamiento de este tipo de estructuras en sismos pasados, como se comenta más adelante, los ejemplos de mal comportamiento observado ha llevado a que los diseñadores en general consideren que el comportamiento sísmico de este tipo de estructuras es inferior al de estructuras comparables coladas en sitio.

La segunda limitación al uso de estructuras prefabricadas se relaciona con la normatividad para este tipo de construcción. En México, esta normatividad se refiere específicamente a la del RCDF 1993, en sus Normas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto de 1996 (NTC 1996), así como en la existente en la propuesta para estas Normas en 2001 (NTC 2001). De acuerdo con las NTC 1996, en la práctica, las estructuras prefabricadas se diseñan con el factor de comportamiento sísmico, Q , igual a dos, lo que desde el punto de vista del diseñador es menos atractivo que emplear factores Q correspondientes a marcos dúctiles, es decir valores para Q de tres o cuatro (según la definición de las NTC), como sería posible en el caso de estructuras de concreto reforzado coladas en sitio.

Se debe mencionar que de acuerdo con las NTC 1996, en estructuras prefabricadas es posible el uso del valor de tres para Q si se demuestra a satisfacción del Departamento del Distrito Federal que “el diseño y el procedimiento constructivo de las conexiones lo justifican”. Sin embargo, estas normas no dan procedimientos específicos para llevar a cabo esta verificación. En el caso que se recurra a ésta, las NTC 1996 especifican cumplir además con las disposiciones de su capítulo 5, referentes a requisitos para marcos dúctiles.

El autor no conoce un caso en que se haya empleado el mencionado requisito de las NTC 1996 de verificación de las conexiones, por lo que no es sorprendente que en la propuesta de normas para estructuras de concreto NTC 2001, este requisito se haya eliminado. En esta propuesta, cuando se

emplee el valor de tres para Q , es necesario cumplir requisitos de emulación. El concepto de emulación en conexiones de estructuras prefabricadas de concreto reforzado, el cual se describe en detalle mas adelante, se basa en que las conexiones se diseñen y construyan de manera que los detalles del acero de refuerzo de estas conexiones sean semejante a los de conexiones en estructuras coladas en sitio. Llama la atención que con este requisito de emulación, en la propuesta NTC 2001 se deba además cumplir con otro adicional. Este es que la conexión de los elementos se lleve a cabo en una sección donde los momentos flexionantes de diseño debidos a sismo tengan un valor no mayor del 60 por ciento del resultante en la sección crítica por sismo. Esta limitación es contradictoria con el comportamiento observado en conexiones prefabricadas que emplean el concepto de emulación, ya que éstas han mostrado un comportamiento análogo al de las empleadas en estructuras coladas en sitio (Restrepo et al., 1995). Es de interés mencionar que por ejemplo en Nueva Zelandia las estructuras prefabricadas que emplean el concepto de emulación se diseñan con los mismos criterios que los correspondientes a estructuras coladas en sitio (Guidelines, 1991; Park, 1995).

El concepto de emulación es reconocido por el Reglamento de Construcciones para los Estados Unidos (UBC, 1997), y es empleado de manera amplia en Japón, donde se emplea un manual de diseño específico de prefabricación, el cual se usa con el reglamento respectivo de estructuras de concreto en Japón (Shiohara y Watanabe, 2000).

Es de interés comentar los criterios de diseño del reglamento ACI 318 del American Concrete Institute en su parte de diseño para estructuras prefabricadas, ya que el ACI 318 influye de manera relevante en los criterios de diseño de estructuras de concreto en México (NTC 1996 y propuesta NTC 2001), así como en los de diversas partes del mundo. Tanto el ACI 318 de 1999 (ACI 318-99), como versiones anteriores, no dan criterios específicos para el diseño sísmico de estructuras prefabricadas. En la propuesta de reglamento ACI 318 para el 2002 se han hecho revisiones sustanciales para dar opción al empleo de diferentes soluciones de estructuras prefabricadas, en este caso estructuras a base de marcos, estando pendiente las correspondientes a estructuras prefabricadas a base de muros. En la referida propuesta se reconoce que para extrapolar a estructuras prefabricadas los requerimientos usualmente empleados para estructuras coladas en sitio se debe contar con información experimental. Para esto, la propuesta para el futuro ACI 318 considera de manera explícita criterios específicos de aceptación de estructuras prefabricadas, los que se basan a su vez en el empleo de criterios que toman en cuenta información experimental descritos en el documento ACI Innovation Task Group 1, recientemente propuesto por el ACI para este fin (ACI ITG/T1.1-99).

El procedimiento propuesto para el futuro ACI 318 emplea el documento mencionado así como el Capítulo 21 del ACI 318, con el fin de que el diseñador pueda demostrar, con procedimientos específicos, que la resistencia y la capacidad de deformación de un sistema propuesto a base de marcos prefabricados son iguales o exceden a las correspondientes a sistemas comparables colados en sitio. Estos lineamientos de diseño abren mejores posibilidades, respecto a las actuales, para la innovación tecnológica en estructuras prefabricadas en zonas sísmicas.

COMPORTAMIENTO SISMICO DE ESTRUCTURAS PREFABRICADAS DE CONCRETO REFORZADO EN ALGUNOS SISMOS PASADOS

Es ampliamente aceptada la importancia de la evaluación del comportamiento observado de edificaciones durante sismos intensos. Además, es conocido que en diversas partes del mundo, incluyendo México, como resultado del comportamiento observado en estructuras existentes durante sismos intensos, después de éstos se han efectuado cambios sustanciales en reglamentos sísmicos de los países respectivos. Por lo anterior, en lo que sigue se comenta el comportamiento observado de estructuras prefabricadas en algunos sismos de importancia ocurridos en el mundo.

Terremoto de México de 1985

Para la ingeniería mexicana es de particular interés la experiencia obtenida sobre el comportamiento estructural de edificaciones prefabricadas durante el terremoto del 19 de septiembre de 1985, especialmente en la ciudad de México, donde se observó el colapso o diversos niveles de daños en cientos de estructuras de diferentes tipos. Aun cuando no existen estadísticas detalladas del inventario de edificaciones prefabricadas de concreto reforzado en la ciudad de México en la fecha del terremoto en estudio, es aceptado que este tipo de estructuras representaba un porcentaje reducido de la población total de edificaciones existentes de concreto reforzado. En la mayoría de los casos de estructuras prefabricadas observadas en el evento que se comenta, la conexión entre trabes y columnas se efectuaba mediante concreto colado en sitio, empleando soldadura para intentar dar continuidad al refuerzo del lecho inferior, así como colocando en sitio el refuerzo del lecho superior. En algunos casos se empleaba postensado para conectar trabes y columnas (Fintel, 1986; Camba y Meli, 1993). En literatura (Camba y Meli, 1993) se encuentran estudios analíticos del comportamiento sísmico durante el terremoto de 1985 de cinco edificaciones prefabricadas en la ciudad de México, donde sólo una de ellas se localizaba en la zona de mas alta sismicidad. Este grupo de edificaciones seleccionado para los estudios mencionados, experimentaron el terremoto de 1985 con un comportamiento estructural aceptable.

Una evaluación del comportamiento sísmico de edificaciones prefabricadas en el terremoto de 1985 ha sido efectuado por Fintel (1986) con base en el comportamiento observado durante el terremoto, comportamiento que en general se puede considerar favorable. Por ejemplo, de acuerdo con Fintel (1986), en el terremoto de 1985 cinco edificaciones prefabricadas llegaron al colapso y la inspección en sitio de estos colapsos indicaron que éstos ocurrieron por razones semejantes a las que ocasionaron el colapso de estructuras comparables a base de marcos colados en sitio, y no estaban relacionadas al empleo de elementos prefabricados.

Terremoto de Armenia de 1988

La experiencia descrita en México contrasta con la observada en el terremoto de Armenia en 1988. En especial los daños y colapsos de edificaciones prefabricadas fueron importantes en la ciudad de Leninakan, donde el 95% de las edificaciones prefabricadas a base de marcos de concreto reforzado (la mayor parte de nueve niveles) llegaron al colapso o tuvieron que ser demolidas. Por el contrario, las edificaciones prefabricadas en esta ciudad a base de paneles de concreto reforzado no tuvieron algún daño (Fintel, 1994). Aún cuando la intensidad sísmica en Leninakan se amplificó por las

características de depósitos aluviales en esta ciudad (Fintel, 1994), es claro que algunos detalles de conexiones de elementos prefabricados fueron inadecuados, como se muestra en el caso de la Fig 1, donde se observa la falla de la conexión del acero de refuerzo a base de soldadura en obra en una edificación prefabricada a base de marcos que experimentó el mencionado terremoto.



Fig. 1. Falla en la zona de soldadura para traslape de acero de refuerzo

Terremotos de Loma Prieta en 1989 y Northridge en 1994 en California

En EUA, dos eventos sísmicos ocurridos en los últimos años han sido relevantes para la ingeniería sísmica de ese país y del mundo. El primero fue el terremoto de Loma Prieta en 1989 y el de Northridge de 1994, ambos en el estado de California, el de mayor sismicidad en EUA. El terremoto de Loma Prieta afectó principalmente puentes de diversos tipos, y no se observó daños o colapsos en estructuras prefabricadas de concreto reforzado (Iverson, 1989).

En el terremoto de Northridge, los colapsos o daños severos en edificios prefabricados de concreto reforzado se concentraron en aquellos dedicados a estacionamientos (Iverson y Hawkins, 1994). En particular, dos aspectos del comportamiento sísmico de estas edificaciones se pueden considerar relevantes. El primero se refiere a que la trayectoria de acciones sísmicas supuestas en el proceso de diseño de las estructuras mencionadas no fue la que se deduce del comportamiento observado en ellas. Esto se observó en aquellos edificios de estacionamiento que típicamente tenían plantas de forma alargada y donde en sus extremos se ubicaron algunos muros de concreto reforzado. En estos casos, los sistemas de piso no fueron capaces de transmitir las fuerzas sísmicas actuantes en su plano a los muros mencionados (Wood et al, 2000).

El segundo aspecto relevante en este evento sísmico fue el comportamiento observado en algunos edificios de estacionamiento donde el sistema estructural era del tipo mixto, a base de la combinación de marcos diseñados para resistir fuerzas sísmicas, con marcos diseñados para resistir sólo cargas gravitacionales. Este último tipo de marcos no mostraron capacidad suficiente de resistencia y deformación para las demandas impuestas durante el sismo (Iverson y Hawkins, 1994). Por ejemplo,

éste es el caso del edificio de estacionamiento CSUN (California State University Northridge) de cuatro niveles que se muestra en la Fig 2, en ella se aprecia la gran capacidad de deformación de los marcos dúctiles ubicados en la periferia del edificio, lo que contrasta con el comportamiento inadecuado de los marcos interiores diseñados con el criterio comentado de resistir sólo cargas gravitacionales. Una representación esquemática del tipo de conexión trabe-columna empleado en estos marcos interiores se muestra en la Fig 3. En ella se aprecia que la conexión no tiene capacidad de desarrollar momento resistente positivo (refuerzo de lecho inferior en tensión). Resultados de algunos estudios experimentales de este tipo de conexión se comentan posteriormente en este trabajo.



Fig. 2. Colapso de un edificio para estacionamiento (edificio CSUN)

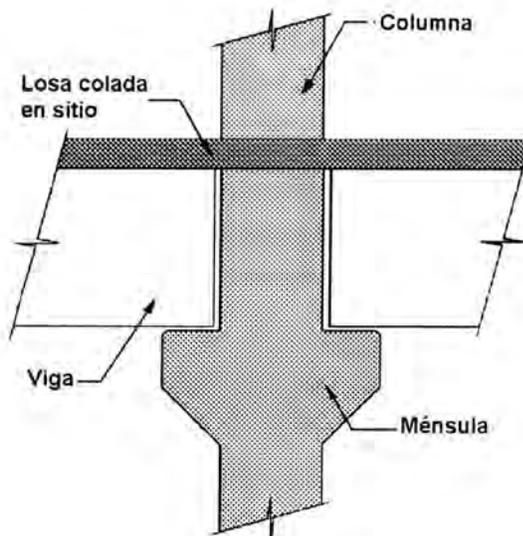


Fig. 3 Conexión trabe-columna típica del edificio CSUN

Gupta y Singh (1998) han efectuado el análisis del comportamiento sísmico de un edificio parcialmente prefabricado de concreto reforzado de seis niveles dedicado a estacionamiento, el cual experimentó el sismo de Northridge de 1994. La Fig 4 muestra una planta típica de este edificio, el cual se caracteriza por su simetría y regularidad. Los tres primeros niveles del edificio se construyeron en 1975 con elementos prefabricados, excepto los muros estructurales que se colaron en sitio y que se ubican en ambas direcciones del edificio. Los últimos tres niveles se construyeron en 1978 con elementos estructurales colados en sitio. Es de interés que durante el terremoto de Northridge este edificio tenía instalados algunos acelerómetros. En la dirección N-S de este edificio, los muros tenían relación de esbeltez (altura sobre longitud) igual a 1.9, y en este evento, en esta dirección, se registró una aceleración de 0.29 g a nivel del terreno y 0.84 g en la azotea. En la dirección E-O, los muros tenían una relación de esbeltez de 0.8, y se registraron aceleraciones de 0.15 g a nivel del terreno y 0.31 g en la azotea. Análisis elásticos del tipo dinámico espectral, efectuados con los espectros de respuesta de las aceleraciones del terreno obtenidos en ambas direcciones, indicaron un comportamiento prácticamente elástico en la dirección de los muros de menor esbeltez (dirección E-O). En la dirección N-S, con muros mas esbeltos respecto a los anteriores, los análisis mencionados indicaron un comportamiento inelástico, a pesar de que la evaluación del edificio después del sismo no mostró evidencias de este comportamiento (Gupta y Singh, 1998).

Lo anterior sugiere las ventajas del empleo de muros estructurales en edificaciones para lograr un comportamiento sísmico adecuado en ellas durante sismos fuertes, sugiere también las importantes reservas de capacidad de resistencia de los muros estructurales respecto a las que se calcularían de acuerdo a reglamentos. Estas enseñanzas también son de utilidad para posibles mejoras en la práctica constructiva de edificaciones prefabricadas en zonas sísmicas, donde en muchos países, como ocurre en México y otros, la mayor parte de este tipo de edificaciones se resuelve con sistemas estructurales a base de marcos. Dada la inherente alta flexibilidad de los marcos y consiguiente altos daños potenciales en ellos durante sismos, el autor no puede dejar de enfatizar la conveniencia de un mayor uso en México de sistemas estructurales prefabricados de concreto reforzado alternativos a los a base de marcos, y recomienda el empleo de sistemas estructurales donde al menos se combinen marcos con

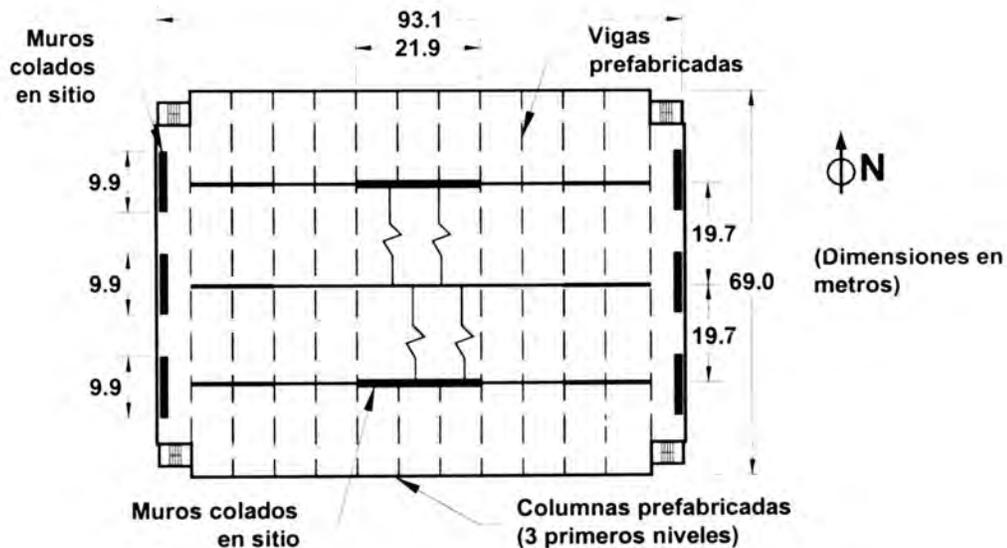


Fig. 4 Planta típica de un edificio que resistió el sismo de Northridge en 1994

muros estructurales. Esta recomendación es aplicable no sólo para estructuras prefabricadas, sino también para las coladas en sitio. Con la solución propuesta no sólo es posible proteger las vidas humanas durante sismos fuertes, sino también disminuir de manera notable la cantidad de daños por sismos en la estructura.

Terremoto de Kobe, Japón, en 1995

El terremoto de Kobe en 1995 ha sido uno de los más intensos experimentados en Japón, y el más intenso del cual se tiene registros del movimiento del terreno. Una evaluación del comportamiento de edificios durante este terremoto ha sido efectuada por Muguruma et al. (1995), quienes evaluaron 163 edificios prefabricados de concreto reforzado en la zona afectada por el terremoto. Esta evaluación mostró que estos edificios en general mostraron un buen comportamiento durante el evento sísmico. De acuerdo con Muguruma et al. (1995), las razones que llevaron a estos buenos resultados fueron: a) en Japón los edificios prefabricados de concreto reforzado se diseñan con fuerzas mayores que las correspondientes a estructuras comparables coladas en sitio; b) en este tipo de construcción, en general se emplean estructuras de forma regular y con características uniformes; y c) en edificios prefabricados la calidad del concreto y de la construcción en general es buena.

PREFABRICACION DE EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO EN MEXICO

Es de interés que la industria de la prefabricación en los Estados Unidos de América (EUA) se inició en la zona Este, donde los efectos sísmicos son poco relevantes, por lo que en los diseños de edificaciones en esta zona no se hace énfasis en aspectos sísmicos. Desafortunadamente, esta práctica de construcción y diseño de estructuras prefabricadas ha influido en nuestro país desde las primeras etapas de su empleo; por esta razón, en México se han empleado soluciones para conexiones entre elementos prefabricados que no tienen características de ductilidad y resistencia que son deseables en estructuras en zonas sísmicas.

Un ejemplo de este tipo de soluciones se muestra en la Fig 5, la que corresponde a un espécimen ensayado en el Instituto de Ingeniería de la UNAM ante cargas laterales cíclicas reversibles (Zermeño, 1992). El espécimen representa a una conexión prefabricada trabe-columna típica de la construcción de estructuras prefabricadas en la época en que se realizó el estudio. Este tipo de conexión se caracteriza por que el refuerzo negativo es continuo y se coloca en obra, colando el concreto respectivo en sitio de manera simultánea con el firme. Por el contrario, en este tipo de conexión la continuidad del refuerzo de lecho inferior de la trabe prefabricada, en su conexión con la columna, se intenta dar mediante soldadura de pedazos de barras de refuerzo a placas de acero en la conexión. Un extremo de estas barras se suelda a placas de acero embebidas en un extremo de la trabe y el otro extremo a placas de acero en una ménsula que sale de la columna (Fig 5). Los resultados de estos ensayos fueron insatisfactorios, ya que estas conexiones no alcanzaron siquiera su capacidad de momento resistente positivo, debido a la fractura del acero de refuerzo en la zona de la soldadura mencionada. Un último espécimen de la serie ensayada (de un total de cuatro), el cual se diseñó con características semejantes a los anteriores, pero de manera de reducir la cantidad de soldadura y con requisitos cuidadosos de construcción, también alcanzó la falla en la misma zona que los especímenes

anteriores. Además, este espécimen mostró características de respuesta poco dúctil (Zermeño, 1992), lo que tampoco es deseable en zonas sísmicas.

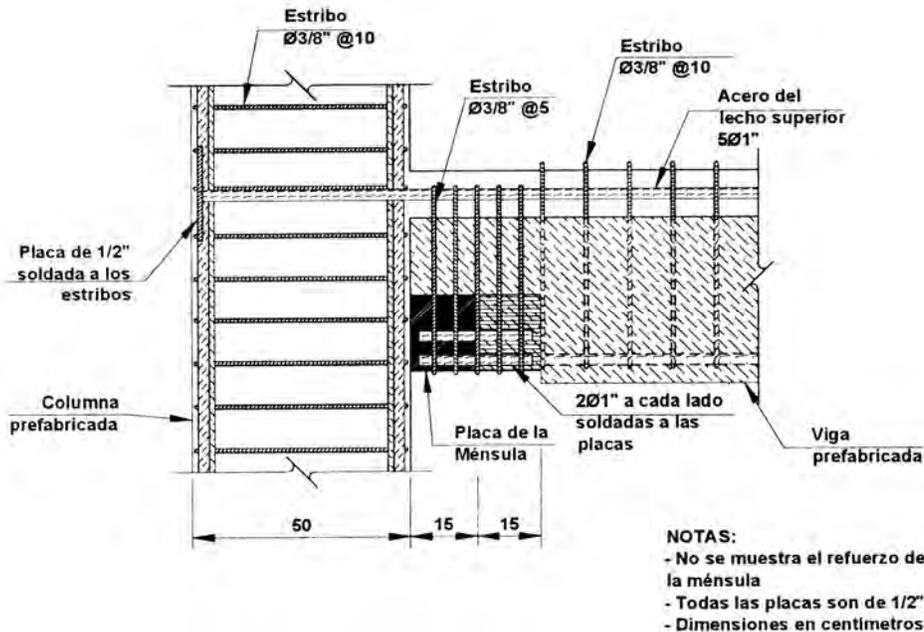


Fig. 5 Detalles de una conexión trabe-columna prefabricada estudiada en el laboratorio en México

La situación anterior se agrava con la existencia en México del siguiente problema. El tipo de acero de refuerzo de uso más común en nuestro país es el que cumple con las normas mexicanas NMX-B-6, el cual tiene características semejantes al que en EUA sigue las normas ASTM-615. Este tipo de acero tiene limitaciones para lograr una soldadura adecuada entre barras de refuerzo, razón que ha llevado en los EUA a la producción del tipo de acero que sigue las normas ASTM-706, con características más favorables desde el punto de vista de soldadura. Este acero en nuestro país sigue las normas NMX-B-457; sin embargo, dado que en nuestro medio es poco conocido, su producción es muy limitada.

Los resultados aquí comentados del estudio de Zermeño (1992) no han tenido difusión amplia en el país y en parte no ha sido aceptada por la industria de la prefabricación en México, con el argumento de que en el laboratorio donde se llevó a cabo la investigación que aquí se comenta, los procedimientos llevados a cabo en los especímenes para la soldadura del acero de refuerzo tuvieron una calidad inferior a la que se realiza comúnmente en obra. Este argumento es poco defendible ya que las condiciones de trabajo en campo no son necesariamente mejores que las de laboratorio.

Desafortunadamente esta técnica o semejantes aún se emplean en el medio, como es el caso en este año (2001) en un edificio a base de marcos prefabricados de 16 niveles en el DF, y en otros de pocos niveles pero de gran extensión en planta, también en el DF. Tanto las NTC 1996, como la propuesta NTC 2001, permiten este defecto de nuestra práctica constructiva. El autor recomienda que la propuesta NTC 2001 siga un criterio semejante al del ACI 318-99, el cual para marcos en zonas sísmicas prohíbe soldar el acero de refuerzo en zonas de posible formación de rótulas plásticas. La

propuesta NTC 2001 es una mejora respecto a las NTC 1996 en este aspecto, ya que tiene una recomendación semejante a la del ACI 318-99 comentada, pero sólo para marcos dúctiles (valores para Q de tres o cuatro). El autor recomienda que este requisito, por las razones aquí comentadas, se aplique también a marcos con ductilidades que aquí se identifican como limitada, es decir con valores menores que los correspondientes a marcos dúctiles.

En los últimos años (alrededor de cinco), ha sido mas frecuente en México el empleo de un tipo de marco prefabricado donde las columnas son continuas en varios niveles, es decir con el refuerzo longitudinal continuo (Carranza et al., 1996). Esta solución se muestra en la Fig 6, correspondiente en este caso a un edificio destinado a supermercado en el DF. En algunos casos, la conexión trabe-columna en este tipo de marco ha sido resuelto mediante soluciones como el de la Fig 7 (Carranza, 1997). En México se han efectuado recientemente ensayos en laboratorio con este tipo de conexión, empleando cargas laterales cíclicas reversibles. En un caso se ensayaron especímenes que representaban a la conexión prefabricada trabe-columna (Pérez et al., 1998; Alcocer et al., 2000), y en otro se ensayó un espécimen prefabricado a base del sistema dual (combinación de marcos y muros) de



a) Columnas Continuas



b) Construcción de un sistema de piso prefabricado

Fig. 6 Construcción de una estructura prefabricada en el D.F.

dos niveles a escala $\frac{1}{2}$, el cual empleaba este tipo de conexión (Rodríguez y Blandón, 2001). En ambos casos, los ensayos mostraron que en estas conexiones trabe-columna los aceros de refuerzo de lecho inferior, al no tener la longitud de desarrollo necesaria, no lograron desarrollar sus capacidades de momento resistente positivo (lecho inferior en tensión). Esto indica que los estribos cerrados diseñados para lograr la continuidad requerida en el mencionado lecho inferior (Fig 7) no cumplieron este objetivo.

La conexión tipo “ventana” mostrada en la Fig 6 permite la construcción de columnas continuas en varios niveles, lo que hace atractivo su uso por que lleva a disminuir el tiempo de construcción de manera importante, con respecto al que se requeriría en una estructura comparable colada in situ. Es de interés que el concepto de columna continua en varios niveles ha sido propuesta desde hace muchos años en la literatura (Yee, 1962).

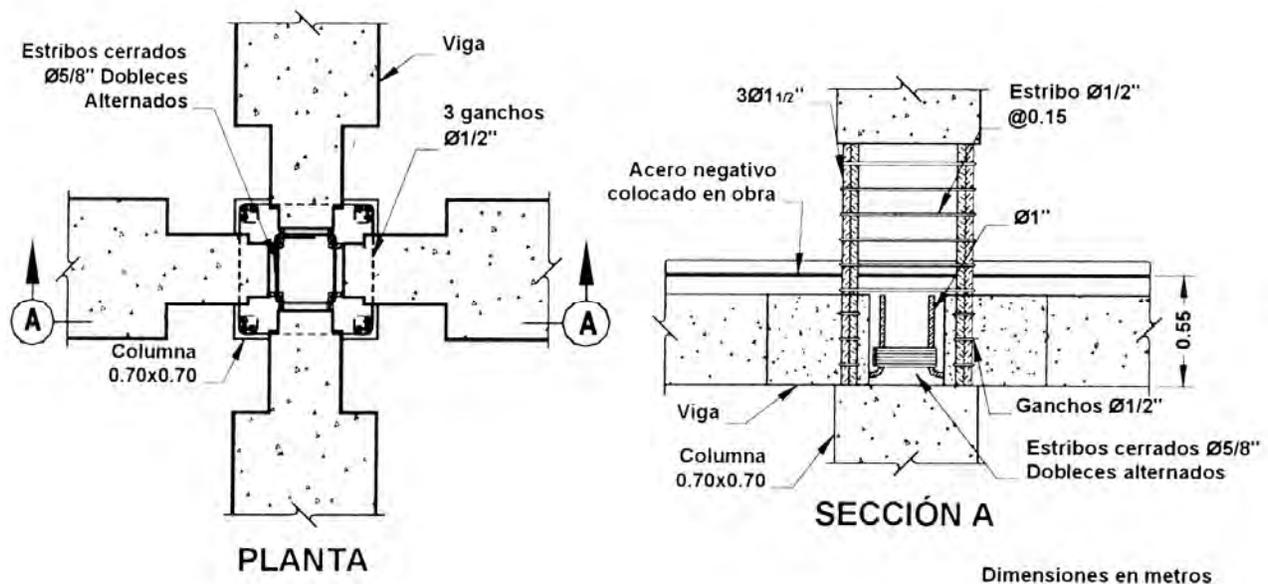


Fig. 7 Conexión trabe-columna prefabricada tipo “ventana”

Otro tipo de solución de prefabricación de edificaciones de concreto reforzado para zonas sísmicas, donde se emplea columnas continuas prefabricadas ha sido propuesto en México por Riobó (1990). Esta solución se caracteriza por el empleo de una distribución de columnas que forman núcleos resistentes. Esto permite una estructuración en la que en un sentido se tienen marcos de grandes dimensiones, y en el otro sentido los núcleos de columnas forman marcos esbeltos. La aplicación de este tipo de estructura prefabricada al caso de un edificio de cinco niveles en el DF ha sido descrito en detalle por Riobó (1990). Esta solución tiene las ventajas del empleo de columnas continuas aquí comentado; sin embargo, el empleo de soldadura para lograr la continuidad de las travesaños prefabricadas con las columnas obliga a una supervisión cuidadosa en obra, lo que en la práctica es difícil de lograr.

ASPECTOS DEL DISEÑO Y COMPORTAMIENTO SISMICO DE CONEXIONES EN ESTRUCTURAS PREFABRICADAS

Como se ha comentado, el concepto de emulación es empleado por la propuesta NTC 2001 así como por el UBC 97. Este concepto, de acuerdo con el UBC 97 se puede aplicar, como se muestra en la Fig 8 (Ghosh et al., 1997), para conexiones monolíticas y para conexiones fuertes, las que se describen a continuación.

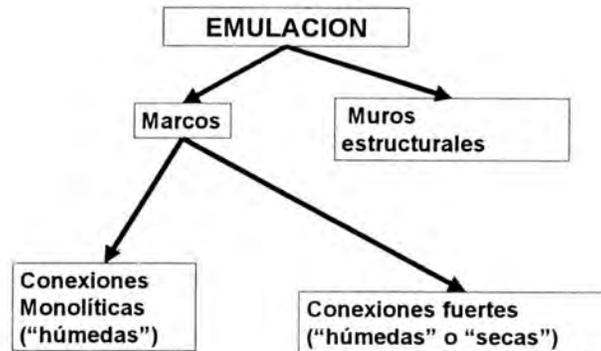


Fig. 8 Aplicación del concepto de emulación según el UBC 97

Conexión Monolítica

El tipo de conexión monolítica corresponde a aquella donde se emplea cualquier tipo de conexión que cumple requisitos rigurosos de soldadura de barras de refuerzo o de empleo de conectores mecánicos. Para la conexión mediante soldadura, los requisitos del UBC 97 son semejantes a los correspondientes a soldadura del acero de refuerzo en marcos dúctiles que especifica la propuesta NTC 2001, así como a los del Capítulo 21 del ACI 318-99, es decir que esta soldadura debe estar alejada de las zonas de posible formación de articulación plástica. Sin embargo, como aquí se ha comentado, la propuesta NTC 2001 permite el empleo de soldadura del acero de refuerzo longitudinal en zonas de posible formación de articulaciones plásticas en marcos con ductilidad limitada, lo que en opinión del autor puede llevar a diseños sísmicos inseguros

Los requisitos de conexión monolítica con conectores mecánicos del UBC 97 son del mismo tipo que los de la propuesta NTC 2001 y del Capítulo 21 del ACI 318-99. Sin embargo, se debe mencionar que en este aspecto la propuesta NTC 2001 es incompleta y se puede interpretar del lado de la inseguridad. De acuerdo con esta propuesta, es posible emplear en zonas de posible formación de articulaciones plásticas, conectores mecánicos identificados en esta propuesta como “Tipo 2”. En este caso, este tipo de conector “deberá ser capaz de alcanzar la resistencia especificada a tensión de la barra por unir” (NTC 2001). Aún cuando este requisito es el mismo del ACI 318-99 (sección 21.2.6), en el ACI 318-99 este requisito está acompañado de un comentario que sugiere no emplear estos conectores en zonas de posible formación de articulaciones plásticas, y sugiere además que si esto no se puede evitar, el diseñador debe contar con la información de las características de la resistencia real de las barras que se conectan, así como de las características esfuerzo-deformación de la barra

conectada y de la capacidad del conector Tipo 2 para cumplir con los requisitos que se especifican. Como en la propuesta NTC 2001 no existen estos comentarios, el autor recomienda incluirlos, y además recomienda que el requisito mencionado de “alcanzar la resistencia especificada a tensión” se debiera cambiar por el de “resistencia real a tensión”, es decir aquella que resulte de ensayos específicos de las barras que se conectan. Esta última recomendación se basa en que por ejemplo en barras con esfuerzo de fluencia especificado de 4200 kg/cm², su resistencia especificada a tensión se puede interpretar como 6300 kg/cm², cuando en realidad la resistencia en tensión puede alcanzar valores bastante mayores, como se deduce de ensayos de varillas de refuerzo efectuados en México (Rodríguez y Botero, 1995).

Conexiones fuertes

En el concepto de conexión fuerte, ésta se diseña para que tenga comportamiento elástico. Este concepto tiene como objeto que el diseñador tenga la libertad de escoger la posición de la articulación plástica a lo largo del elemento prefabricado, cumpliendo algunos requisitos como por ejemplo el que especifica el UBC 97, según el cual la distancia entre el centro de la articulación plástica y la conexión debe ser al menos igual a la mitad del peralte del elemento que se conecta. Ejemplos de aplicación de estos criterios se muestran en las Fig 9 (Ghosh et al., 1997), la que ilustra la ubicación de la articulación plástica esperada en traveses, así como la ubicación de la conexión, esta última en la sección a cara de columna, Fig 9 (a), y alejada de esta sección, Fig 9 (b).

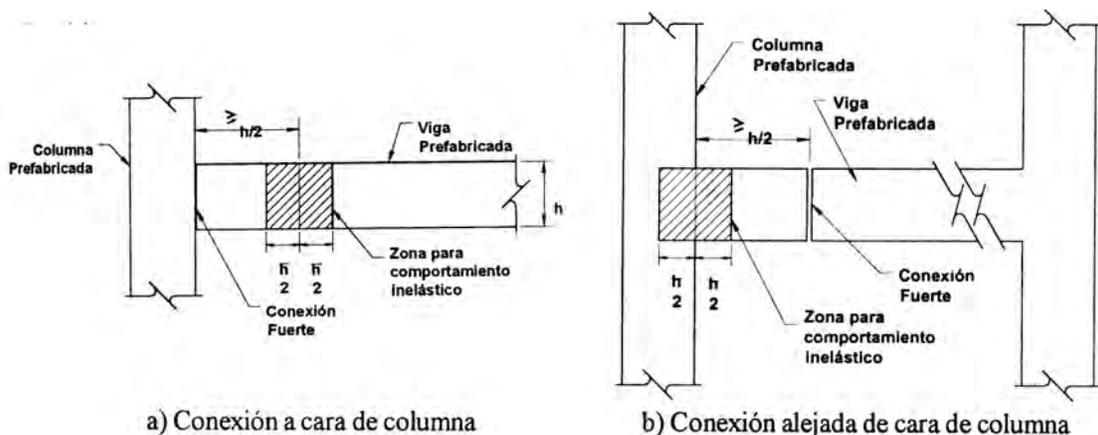


Fig. 9 Ubicación de conexiones “fuertes” según el UBC 97

Evaluación del comportamiento sísmico observado en laboratorio de un tipo de conexión trabe-columna prefabricada

Se evalúa el comportamiento estructural de especímenes que representan a conexiones trabe-columna prefabricadas, las que fueron ensayadas en laboratorio en una investigación llevada a cabo en la Universidad de Canterbury, Nueva Zelanda. Estos especímenes se sometieron a cargas laterales cíclicas reversibles (Bull et al., 1995). La Fig 10 muestra detalles típicos de estos especímenes. Estos pudieron desarrollar su resistencia a momento negativo ya que contaban con refuerzo de lecho superior,

el cual es instalado en obra, con un procedimiento anteriormente comentado. Sin embargo, no contaban con continuidad del refuerzo de lecho inferior en la trabe, por lo que antes del ensayes se esperaba que no era factible la resistencia a momento positivo.

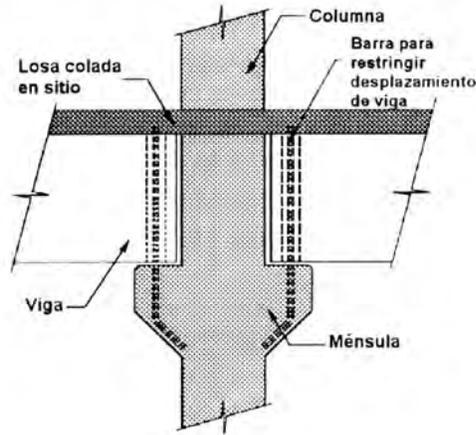


Fig. 10 Conexión trabe-columna prefabricada ensayada por Bull et. Al. (1995)

El espécimen 1 de esta investigación, no tenía algún refuerzo especial en el extremo de la trabe, por lo que como se aprecia en la Fig 11, para una deformación de entrepiso de 1.4% este espécimen mostró una falla del tipo frágil, con la fractura de los apoyos de la trabe en la columna y con pérdida de su capacidad resistente a carga gravitacional. Por el contrario, el espécimen 2, mostró una capacidad de deformación de entrepiso bastante mayor, alrededor de 3.6%, sin pérdida de su capacidad resistente a carga gravitacional y sin daños en los apoyos de la trabe, Fig 12. Esto se debió a que los extremos de las trabes del espécimen 2 se diseñaron para resistir las fuerzas de fricción que se generaron durante el ensaye en la zona de apoyos de trabes, fuerzas que además generaron un momento positivo resistente de consideración (Bull et al., 1995). Este comportamiento se logró gracias a que los mencionados apoyos de trabes se reforzaron con ángulos de acero para resistir las fuerzas de fricción mencionadas. Lo anterior sugiere la importancia de detalles del diseño para mejorar de manera relevante el comportamiento sísmico de estructuras, así como lo poco útil de efectuar un análisis estructural muy elaborado y un trabajo superficial en el proceso del diseño.

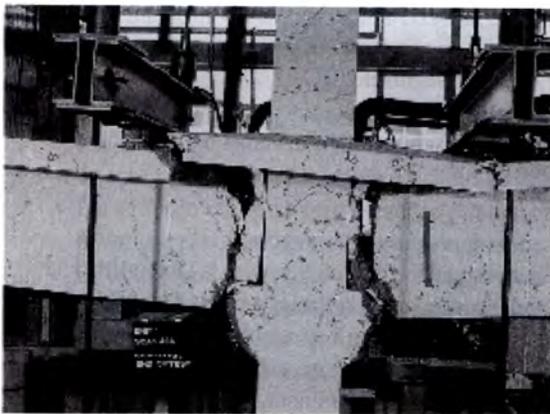


Fig. 11 Especimen 1 al final del ensaye



Fig. 12 Especimen 2 al final del ensaye

INNOVACIONES EN CONEXIONES EN MARCOS PREFABRICADOS DE CONCRETO REFORZADO EN ZONAS SISMICAS

Como en el caso de México, el empleo de estructuras prefabricadas de concreto reforzado en las zonas de alta sismicidad en EUA (costa oeste) no ha sido muy amplio, lo que ha llevado a la industria de la prefabricación en EUA a estudiar soluciones tendientes a un mayor empleo de este tipo de estructuras en estas zonas. Esto se ha llevado a cabo en su mayor parte en un programa de investigación a largo plazo que empezó en EUA en 1990 dentro del programa PRESSS (Precast Seismic Structural Systems).

Inicialmente en el programa PRESSS se identificaron posibles soluciones para el desarrollo de la prefabricación de edificaciones en zonas sísmicas de EUA. Una de estas soluciones propuestas fue la de emplear postensado de barras o cables de presfuerzo para conectar elementos prefabricados en marcos (Nakaki y Englekirk, 1991). Esta solución fue probada en laboratorio para los casos de barras con adherencia total (Cheok y Lew, 1991; Cheok y Lew, 1993). Las ductilidades alcanzadas con este tipo de especímenes fueron comparables a las que se obtendrían en especímenes con conexiones monolíticas; sin embargo, una característica indeseable observada en estos ensayos fue el importante deterioro de rigidez lateral y considerable deformación permanente al final del ensaye, como se aprecia en la Fig. 13 (Cheok y Lew, 1993).

Cheok y Lew (1993) lograron mejorar de manera importante este comportamiento mediante el empleo de barras postensadas con adherencia parcial. Las conexiones prefabricadas ensayadas con este tipo de conexión se caracterizaron por alcanzar altas deformaciones de entrepiso sin daños importantes en ellas. Además, mostraron capacidad de resistir desplazamientos laterales importantes sin deformaciones permanentes de la estructura al final del ensaye.

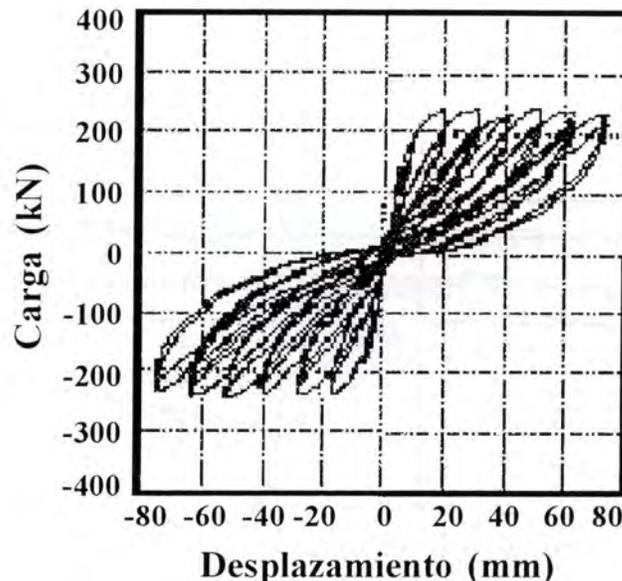


Fig. 13 Ciclos histeréticos carga lateral-deformación conexión trabe-columna postensada con adherencia total

El-Sheikh et al (1999) efectuaron estudios analíticos del tipo estático y dinámico no lineal de dos estructuras prefabricadas de seis niveles donde las conexiones trabe-columna tuvieron un comportamiento semejante al observado en los ensayos de los especímenes con postensado parcial anteriormente comentado para los ensayos efectuados por Cheok y Lew (1993). Los resultados de estos estudios analíticos indicaron que el comportamiento de marcos prefabricados con este tipo de conexión trabe-columna puede ser incluso mejor que el de marcos convencionales colados en sitio, con las mismas dimensiones y resistencia.

Priestley y Tao (1993) propusieron el empleo de postensado con adherencia parcial para conexiones prefabricadas, diseñadas con el objetivo de que las deformaciones en el acero de presfuerzo se mantengan en el intervalo elástico, aún para el sismo de diseño. Con esto es posible mantener constante la fuerza de presfuerzo, incluso para niveles altos de deformaciones laterales. Con este procedimiento es posible además evitar el deterioro de rigidez lateral de conexiones prefabricadas con este sistema, cuando ellas se someten a acciones sísmicas.

La idea de emplear tendones con adherencia parcial se ilustra en la Fig 14 (Priestley y Tao, 1993), correspondiente a una conexión trabe-columna con este sistema. Esta figura muestra la longitud “x” de tendones a cada lado de la columna, donde éstos no tienen adherencia, las longitudes remanentes de tendones tienen adherencia al concreto como se aprecia en la Fig 14. La longitud sin adherencia mencionada se define de manera que las deformaciones laterales máximas de la conexión trabe-columna estén asociadas a un comportamiento elástico del tendón, con lo cual, como se ha mencionado, se logra mantener razonablemente constante la fuerza de presfuerzo y por tanto para diferentes niveles de respuesta de la conexión se mantiene en ella la resistencia a cortante por fricción en la sección crítica a cara de columna.

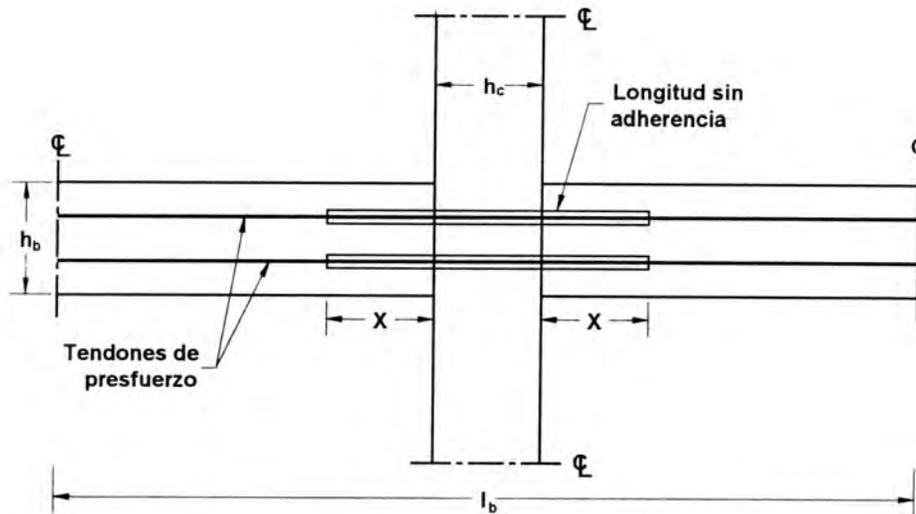


Fig. 14 Conexión trabe-columna prefabricada postensada con adherencia parcial

La Fig 15 muestra el mecanismo de resistencia a cortante en la zona del nudo en una conexión postensada con adherencia parcial (Priestley y Tao, 1993). Como se aprecia en esta figura, este mecanismo es simple, principalmente interviene un puntal de compresión que es equilibrado por fuerzas iguales de tensión en los tendones a cada lado del nudo. Esto se debe a que los tendones no tienen adherencia en la zona del nudo, como se aprecia en la Fig 14.

La Fig 16 (a) muestra los ciclos histeréticos carga lateral versus deformación de entrepiso (d_f) de una conexión postensada con adherencia parcial con el mecanismo de resistencia en el nudo mostrado en la Fig 15 y ensayada ante cargas laterales cíclicas reversibles (Priestley y MacRae, 1996). La Fig 16 (b) muestra el estado de esta conexión al final del ensaye cuando d_f alcanzó el valor 0.04. Como se aprecia en esta figura, aún para niveles de deformaciones lateral bastantes altos, el estado de daños en la conexión es bastante menor que el que se obtendría en una conexión monolítica convencional comparable. Además, una característica relevante de la respuesta sísmica de este tipo de conexión, como se aprecia en al Fig 16 (a), es que la conexión después de haber sido sometida a acciones sísmicas, puede tener deformaciones permanentes muy pequeñas, bastante menores que las que tendrían conexiones convencionales, aún para incursiones inelásticas importantes.

De manera simplista los ciclos histeréticos mostrados en la Fig 16(a) se pueden representar con el modelo elástico bilineal que se muestra en la Fig 17 (a). Si se compara este tipo de respuesta con el modelo tradicional de comportamiento histerético elastoplástico, Fig 17 (b), el cual es comúnmente aceptado como una aproximación burda a la respuesta de estructuras convencionales de concreto reforzado, se aprecia que la principal diferencia es que el modelo elástico bilineal no tiene capacidad de disipar energía. Priestley y Tao (1993) han efectuado estudios analíticos del tipo dinámico no lineal en estructuras de un grado de libertad empleando registros de aceleraciones de sismos anteriores a 1980 y modelos como los mostrados en la Figs 17 (a) y 17 (b). Estos estudios indican que las demandas de

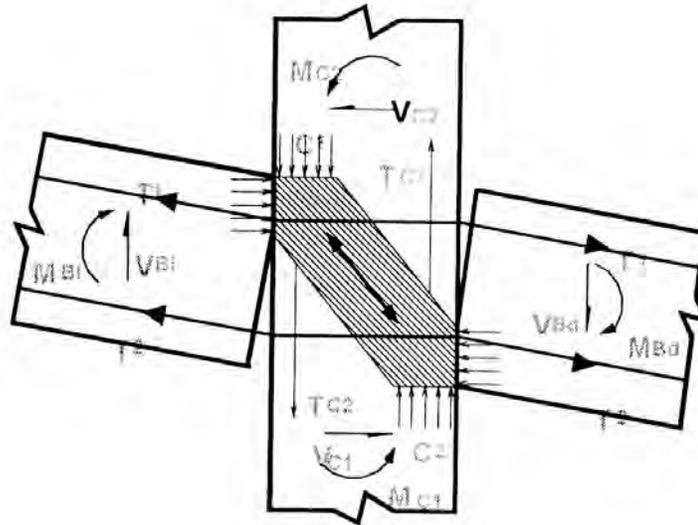


Fig. 15 Mecanismo de resistencia a cortante en la zona de nudo con una conexión trabe-columna prefabricada postensada con adherencia parcial

La respuesta sísmica de un tipo de conexión que combine ambas características de los modelos mostrados en las Figs 17 (a) y 17 (b) sería del tipo mostrada en la Fig 17 (c). En adelante a este tipo de conexión se identifica como sistema híbrido. Stanton et al. (1997) han propuesto un tipo de conexión diseñada para tener estas características. En esta conexión se emplea tendones postensados sin adherencia en ductos ubicados a mitad de peralte de la trabe. Además, en ductos colados en los niveles superior e inferior de la trabe se coloca en sitio barras de refuerzo, posteriormente en estos ductos se inyecta mortero para lograr adherencia entre estas barras y el concreto (Fig 18). Como se comenta más adelante, esta solución también se ha estudiado para muros de concreto.

Stanton et al. (1997) han efectuado ensayos de conexiones prefabricadas con el sistema híbrido con las características mostradas de manera esquemática en la Fig 18. Estas conexiones fueron sometidas a cargas laterales cíclicas reversibles. Los resultados de estos ensayos indican que con este tipo de conexión es posible lograr un comportamiento sísmico incluso mejor que el que tendrían conexiones de concreto reforzado con dimensiones y resistencias comparables. La principal ventaja observada en conexiones con el sistema híbrido, respecto a las de concreto reforzado coladas en sitio comparables, fue que para deformaciones de entrepiso comparables las primeras conexiones tuvieron niveles de daños bastante menores que las segundas. También la resistencia a cortante en las conexiones con sistema híbrido fue mejor que la de conexiones de concreto reforzado comparables, ya que no mostraron algún tipo de deterioro de resistencia a este elemento mecánico (Stanton et al., 1997).

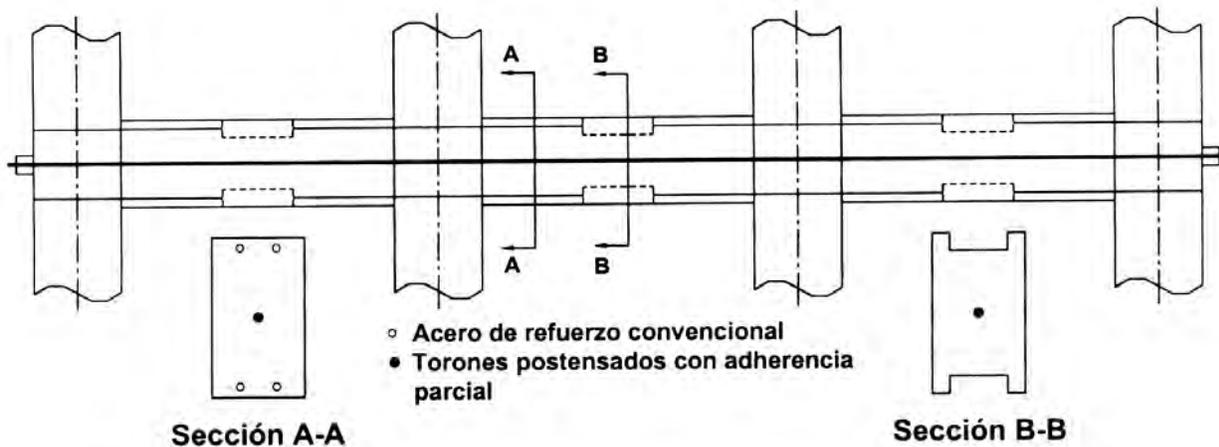


Fig. 18 Marco prefabricado que emplea el sistema híbrido

Otros tipos de conexiones prefabricadas trabe-columna que se pueden considerar como innovación tecnológica y que fueron ensayadas en el programa PRESSS se comentan posteriormente en este trabajo en la parte de evaluación de resultados de un edificio prefabricado de concreto reforzado de cinco niveles ensayado en este programa en 1999.

INNOVACIONES EN CONEXIONES DE MUROS ESTRUCTURALES PREFABRICADOS DE CONCRETO REFORZADO

El concepto de barras o cables postensado anteriormente descrito para conexiones trabe-columna también ha sido empleado para diseñar muros prefabricados como elementos estructurales de edificaciones en zonas sísmicas. Kurama et al. (1999) han efectuado estudios paramétricos que demuestran la factibilidad del empleo de este tipo de muros. El tipo de conexión estudiado por estos autores se muestra esquemáticamente en la Fig 19. En ella se aprecia la ubicación de ductos en el muro, a través de los cuales se postensa in situ barras o cables de presfuerzo, los que en estos ductos se dejan sin adherencia. Además, con el fin de mejorar el confinamiento de las zonas del muro con mayores demandas de deformaciones ante acciones laterales, las que son las esquinas de los muros en la vecindad con la cimentación, se propone refuerzo de confinamiento, en este caso en forma de espiral en las zonas mencionadas (Fig 19).

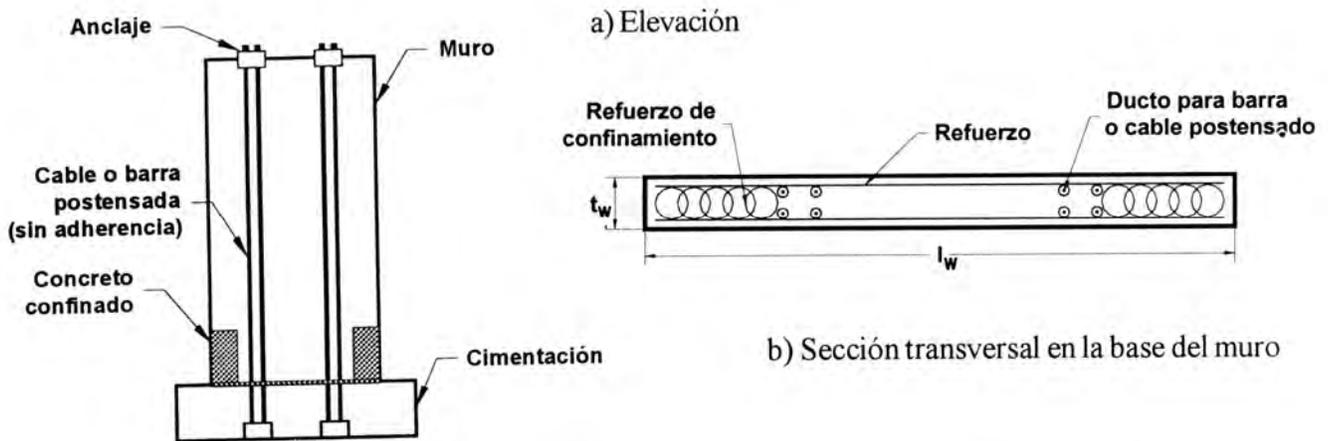


Fig. 19 Muro prefabricado con torones postensados sin adherencia

Una comparación del comportamiento sísmico esperado en muros con el sistema de postensado que se comenta, para el caso de postensado con y sin adherencia, se muestra en la Fig 20 (Kurama et al., 1999), la que ilustra la relación cortante basal-desplazamiento lateral del extremo superior del muro con ambas soluciones. En la Fig 20 se aprecia que en el sistema de postensado sin adherencia se alcanza el comportamiento inelástico (fluencia) para niveles de deformaciones laterales mayores que para el sistema con postensado con adherencia. Además, en el primer tipo de sistema se logra un comportamiento del tipo elástico no lineal, anteriormente comentado para conexiones trabe-columna con postensado parcial en traveses. Esto se debe a que la respuesta se concentra en la base del muro, con la abertura de una sola grieta. En especial, en este tipo de muro, es atractiva la característica del comportamiento sísmico del muro de poder lograr una capacidad importante de desplazamiento lateral sin daños importantes, así como la capacidad del muro postensado de poder resistir sismos importantes sin deformaciones permanentes al final de un sismo importante.

Es de interés además que en zonas sísmicas, el procedimiento de diseño de muros con cables postensados sin adherencia puede seguir de manera natural a criterios de diseño sísmico por desempeño, los que en los últimos años se vienen sugiriendo como deseables. Esto se debe a que es

posible relacionar, mediante criterios simples, las demandas de desplazamientos laterales del muro con las deformaciones esperadas en la sección crítica de éste, tanto en el cable de presfuerzo, como en el concreto. Con esto se consigue en el primer caso poder diseñar el cable de presfuerzo para que tenga un comportamiento elástico durante la mayor parte de la respuesta sísmica, y en el segundo caso es posible lograr un diseño adecuado del confinamiento necesario en el concreto.

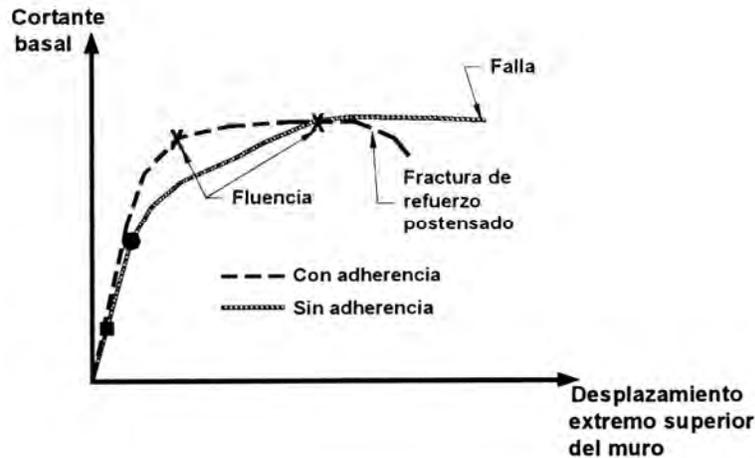
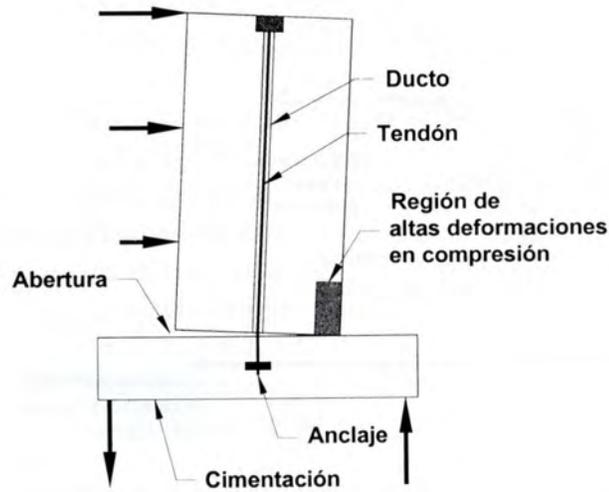


Fig. 20 relaciones cortante basal-desplazamiento lateral de muros postensados con y sin adherencia

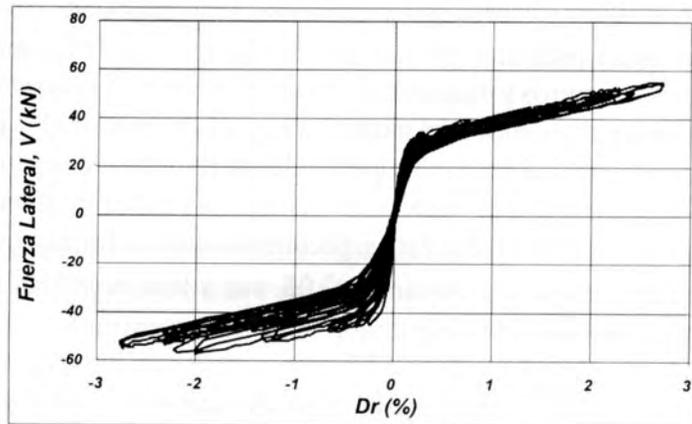
En la Universidad de Canterbury, en Nueva Zelanda, se han efectuado ensayos en laboratorio de muros postensado sin adherencia, los cuales fueron sometidos a cargas laterales cíclicas reversibles (Rahman y Restrepo, 2000). La fig 21 (Rahman y Restrepo, 2000) muestra de manera esquemática algunas características de uno de estos muros y de su respuesta en los ensayos. Como se aprecia en la Fig 21 (a), el postensado se aplica en la parte central del muro. La Fig 21 (b) muestra los ciclos histeréticos carga lateral versus deformación lateral del extremo superior del muro obtenidos en los mencionados ensayos. Se aprecia que la forma de estos ciclos de manera aproximada se puede representar empleando el modelo elástico no lineal anteriormente comentado. Este espécimen alcanzó deformaciones relativas del extremo superior del muro respecto a la base, D_r , cercanas a 0.03, con solo el desprendimiento del recubrimiento en un área de 5 cm^2 en las esquinas del muro

La Fig 22 muestra resultados para otro muro ensayado por Rahman y Restrepo (2000), el cual se diseñó con una variante respecto al muro mostrado en la Fig 21. La Fig 22 (a) muestra de manera esquemática las características de este muro. En ella se aprecia que además del cable de presfuerzo anteriormente comentado, en la base del muro se instalaron barras de refuerzo sin adherencia en parte de ellas, las que se diseñaron como elementos disipadores de energía. Los ciclos histeréticos carga lateral versus deformación lateral del extremo superior del muro que se obtuvieron se muestran en la Fig 22 (b). Estos ciclos muestran características semejantes a las anteriormente comentadas para el sistema híbrido en conexiones prefabricadas trabe-columna, es decir capacidad de la estructura de disipar energía histerética sin deformaciones permanentes importantes al final del evento sísmico.

Los muros ensayados que aquí se comentan llegaron a valores del parámetro D_r mayores que 0.025, sin reducción de su capacidad resistente, Figs 21 y 22, y sin daños importantes (Rahman y Restrepo, 2000). En edificaciones con muros estructurales, con valores razonables de densidad de muros estructurales, las demandas de deformaciones D_r durante eventos sísmicos importantes pueden ser en la mayor parte de los casos bastante menores que 0.03 (Rodríguez, 1994). Estos resultados, así como las capacidades de deformación sin daños importantes observados en los muros anteriormente comentados, con y sin disipadores de energía, sugieren la conveniencia del empleo de este tipo de muros en la prefabricación de edificaciones de concreto reforzado en zonas sísmicas.

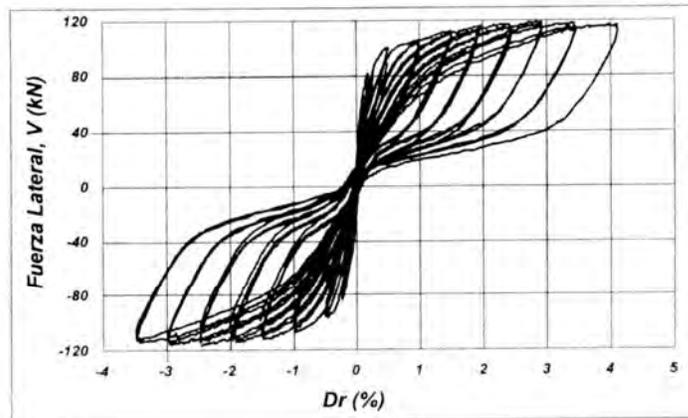
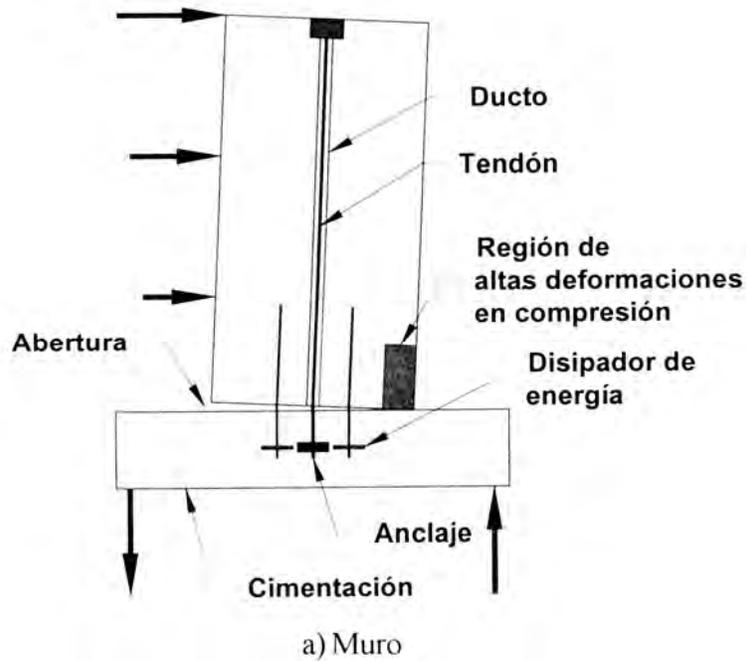


a) Muro



b) Ciclos histeréticos carga lateral-deformación

Fig. 21 Resultados de ensayos en un muro prefabricado postensado con torones sin adherencia



b) Ciclos histeréticos carga lateral-deformación

Fig. 22 Resultados de ensayos en un muro prefabricado con elementos disipadores de energía y postensado con torones sin adherencia

ENSAYE DE UN EDIFICIO PREFABRICADO DE CONCRETO DE CINCO NIVELES (EDIFICIO PRESS)

En esta parte del trabajo se comenta una investigación realizada en EUA dentro del programa PRESS, en la que se efectuaron estudios analíticos y experimentales en un espécimen de concreto prefabricado de cinco niveles construido para esta investigación.

Lo relevante de esta investigación es que, como se describe a continuación, el espécimen es el resultado de estudios orientados a la innovación tecnológica en edificaciones de concreto prefabricado en zonas sísmicas, ya que este espécimen se construyó con muros postensados semejantes a los aquí descritos, así como con varias soluciones novedosas para las conexiones prefabricadas trabe-columna, incluyendo la conexión híbrida también anteriormente descrita. En lo que sigue se hace una breve descripción del espécimen; una descripción mucho más amplia de las características de este espécimen así como de los criterios empleados para su diseño ha sido efectuada por Nakaki et al. (1999), así como por Priestley et al. (1999).

La Fig 23 muestra una planta y una elevación típica del espécimen. En una dirección estaba formado por marcos prefabricados, en la otra con muros de concreto postensado y marcos diseñados para tomar sólo carga gravitacional.

En la dirección del espécimen estructurado con marcos, las conexiones trabe-columna prefabricadas fueron de cuatro tipos:

- a) Conexión híbrida
- b) Conexión con fluencia en tensión y compresión (conexión TCY por sus iniciales en inglés)
- c) Conexión TCY con abertura
- d) Conexión pretensada

Las tres primeras conexiones se pueden emplear con columnas prefabricadas de varios niveles y la última puede ser conveniente en soluciones de prefabricación con columnas prefabricadas de un nivel.

La conexión postensada con el sistema híbrido ha sido anteriormente descrita. La conexión pretensada empleada se muestra en la Fig 24 (a); en ella el acero de preesfuerzo a lo largo de las trabes a caras de columnas se coloca sin adherencia, además, en este caso no se cuenta con barras de acero de refuerzo longitudinal en el nudo de la conexión. Esta conexión fue ensayada en fases previas del programa PRESS por Palmieri et al (1996)

La conexión prefabricada TCY, Fig 24 (b) sigue el mismo concepto de conexiones convencionales, es decir es similar a la que se emplean en construcción con colado en sitio. Sin embargo, en lugar de la tradicional longitud de articulación plástica, la respuesta inelástica en las barras de refuerzo longitudinal de la trabe en la conexión TCY se concentra en la sección a cara de columna, lo que se consigue dejando sin adherencia a un tramo de estas barras en esta sección (Fig 24 (b)).

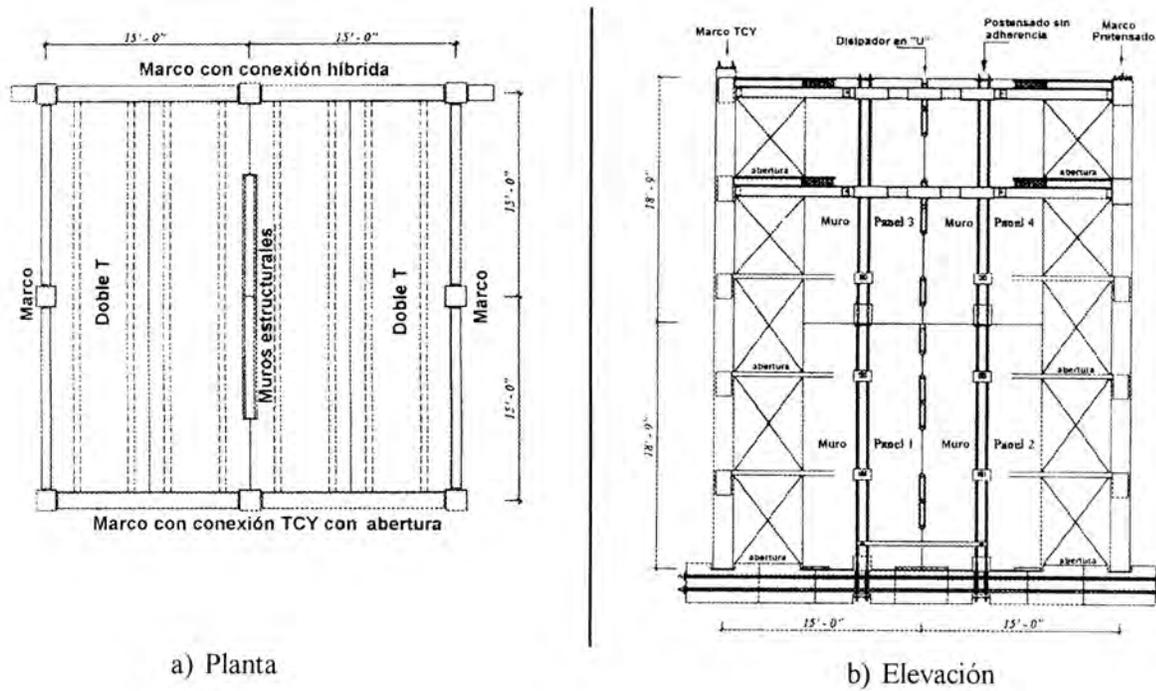


Fig. 23 Planta y elevación típica de edificio PRESS

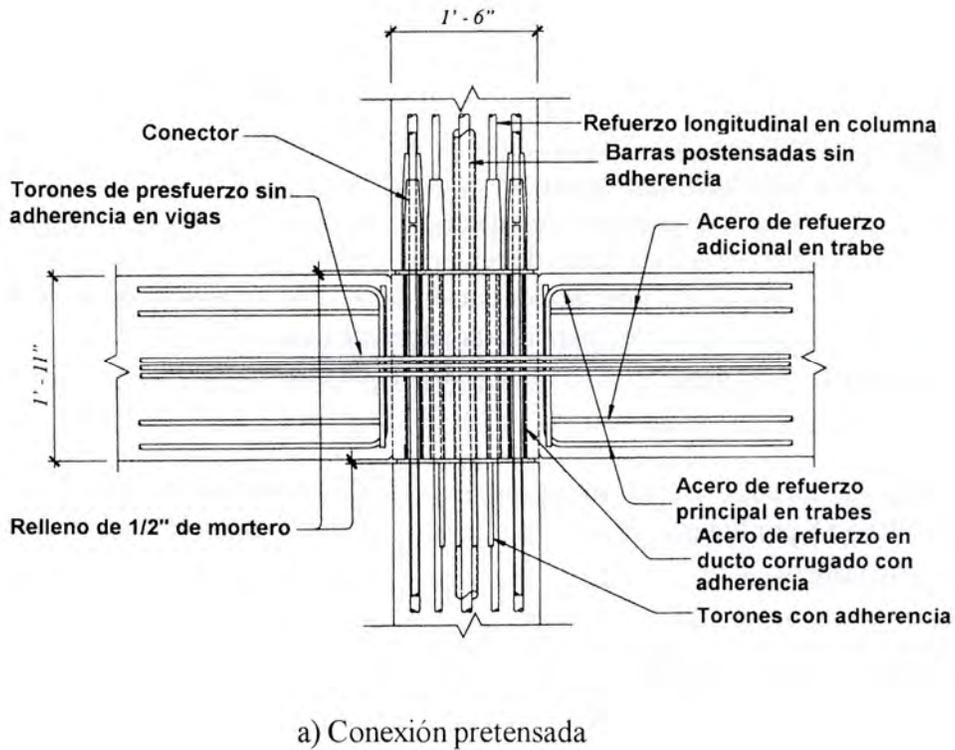
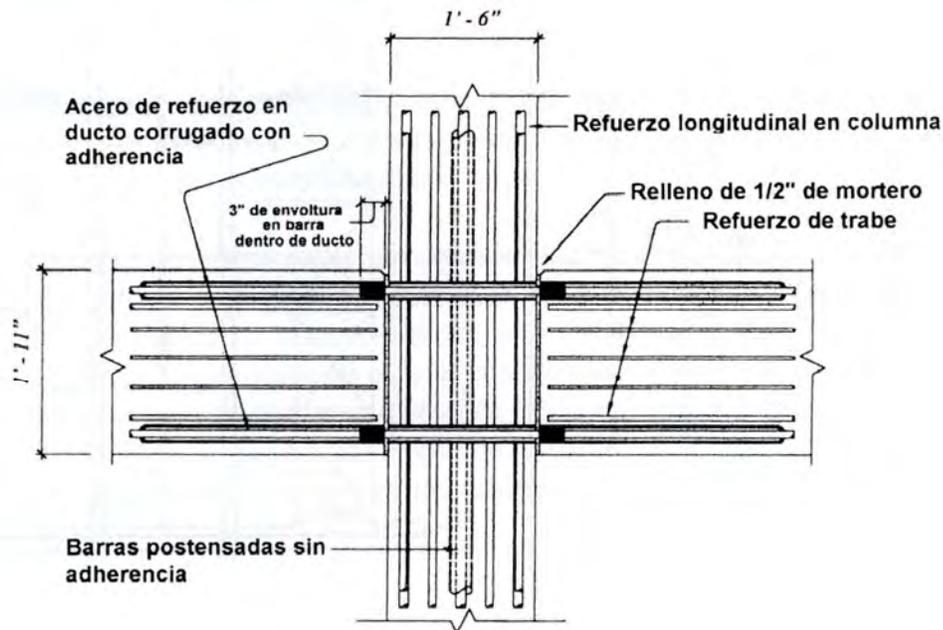


Fig. 24 Tipo de conexión trabe-columna prefabricadas empleadas en el edificio PRESS



b) Conexión TCY

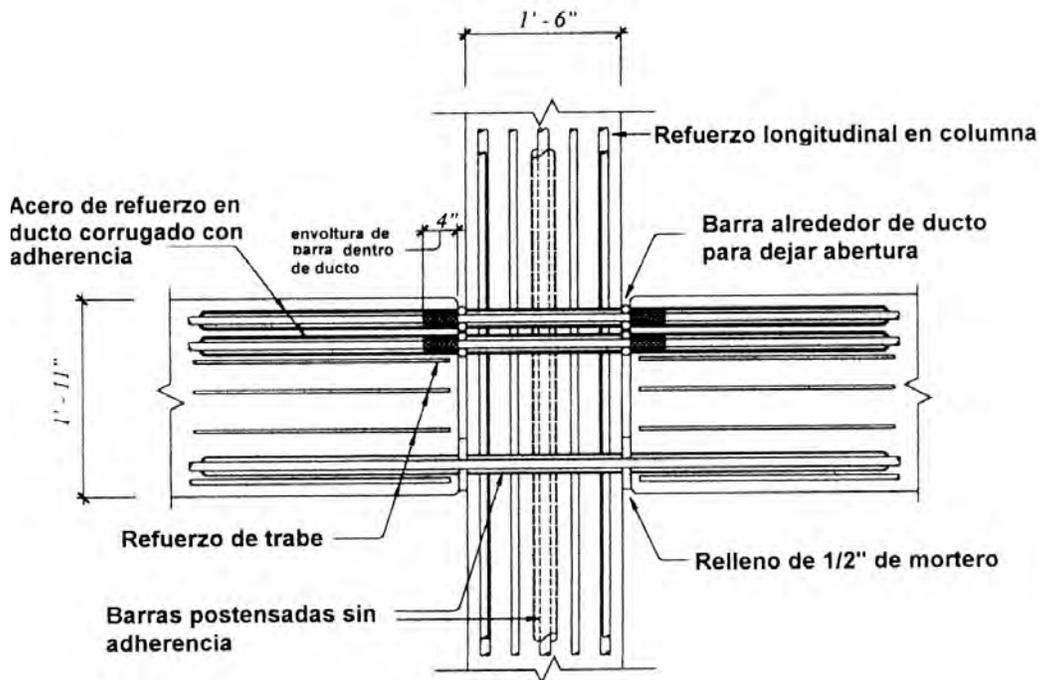
Fig. 24 Tipo de conexión trabe-columna prefabricadas empleadas en el edificio PRESS

La conexión TCY con abertura se muestra en la Fig 24 (c) . En éstas, las traves se instalan en obra de manera de dejar una abertura a cara de columna como se indica en la Fig 24 (c). Esta abertura se llena con mortero sólo en la región de la parte inferior de la trabe como se muestra en la figura mencionada. Mediante barras postensadas en el centro de esta región las traves quedan fijas a las columnas. En la parte superior de las traves se coloca acero de refuerzo longitudinal convencional a través de ductos colados a lo largo de la trabe y en su intersección con el nudo. Un detalle importante en esta conexión es que en estos ductos se inyecta mortero para lograr adherencia en las barras, excepto que, como en el caso de la conexión TCY, se deja sin adherencia un tramo de estas barras en la sección de trabe a cara de columna.

Tanto la conexión TCY con abertura como la conexión TCY fueron ensayadas también en fases previas del programa PRESS por Palmieri et al. (1996), mostrando un comportamiento en general favorable desde el punto de vista sísmico.

En la dirección de los muros prefabricados de concreto, éstos consistieron en cuatro muros, conectados en elevación a mitad de altura. Estos muros se postensaron con barras verticales sin adherencia a lo largo del eje de simetría de cada muro (Fig 23). La conexión vertical de los muros a lo largo de la vertical en el eje de simetría se logró con elementos disipadores de energía empleando placas de acero inoxidable en forma de U. Este tipo de disipador fue propuesto inicialmente en Nueva Zelanda (Kelly y Skinner, 1972) y ha sido también posteriormente estudiado en México (Aguirre y Sánchez, 1992). Además de disipar energía, estos elementos de acero en los muros del espécimen

contribuyen también a la resistencia lateral de éstos, debido al acoplamiento por cortante que originan al conectar los muros.



c) Conexión TCY con abertura

Fig. 24 Tipo de conexión trabe-columna prefabricadas empleadas en el

El espécimen fue ensayado principalmente con la técnica de ensayoseudodinámico (Priestley et al., 1999) empleando un sismo compatible con espectros de diseño, correspondiendo éste al requerido en la zona de más alta sismicidad en EUA. Los resultados del ensayo del espécimen en la dirección de los muros indicaron que al final del ensayo, cuando se alcanzó 1.5 veces el sismo de diseño requerido, los muros mostraron daños que se pueden considerar mínimos. Los daños observados en el espécimen al final del ensayo en la dirección de los marcos se pueden considerar bastante menores que los que podrían ocurrir en una estructura equivalente de concreto reforzado colada en sitio, para niveles comparables de desplazamientos laterales. En general las conexiones trabe-columna prefabricadas que se emplearon en el espécimen, las que aquí se han descrito, mostraron un buen comportamiento sísmico (Priestley et al., 1999). Estos resultados sugieren que estos tipo de conexiones prefabricadas podrían ser soluciones adecuadas para la construcción de marcos prefabricados en zonas sísmicas.

DISEÑO Y COMPORTAMIENTO SISMICO DE SISTEMAS DE PISO EN EDIFICACIONES PREFABRICADAS

Antes del sismo de Northridge en 1994 en California, en diversos países en zonas sísmicas, en general se había dado poca atención a los criterios para evaluar y resistir fuerzas sísmicas en el plano de sistemas de piso. Los colapsos de algunas estructuras prefabricadas en el referido sismo sugieren que éstos ocurrieron por fallas en los sistemas de piso (Fleischman et al., 1998). Además, en el sismo mencionado se han medido aceleraciones en pisos de edificaciones que indican amplificaciones de la aceleración del terreno mayores que las que se deducirían de la aplicación de reglamentos (Hall, 1995). También es de interés que los ensayos del espécimen estudiado en el programa PRESSS anteriormente descrito mostraron fuerzas sísmicas por nivel con valores bastante mayores que los calculados con procedimientos que estipulan reglamentos actuales, lo que sugiere efectos importantes de modos superiores (Priestley et al., 1999). Estos resultados indican que los procedimientos que estipulan reglamentos vigentes para el cálculo de fuerzas en el plano de diafragmas estarían del lado de la inseguridad. El problema del diseño sísmico de sistemas de piso se agrava por que, como se comenta posteriormente, los criterios que emplean diversos reglamentos para definir la trayectoria de las fuerzas sísmicas en el plano de estos sistemas, así como para definir la resistencia de sus secciones críticas deben mejorarse. En lo que sigue se describe el problema de la evaluación de las fuerzas sísmicas en el plano de sistemas de piso, así como la trayectoria de éstas y algunos criterios para definir sus resistencias

Fuerzas sísmicas en el plano de sistemas de piso

El RCDF 93 especifica, dentro del criterio de análisis estático, criterios especiales para la evaluación de las fuerzas sísmicas en apéndices en edificaciones. Además, de manera indirecta, sin mencionar el término diafragmas, sugiere que éstos se pueden diseñar como apéndices. Esto ha llevado a que en la práctica, las fuerzas sísmicas de diseño en el plano de diafragmas en edificaciones se consideren iguales a las fuerzas sísmicas por nivel que resultan de evaluar el cortante basal máximo con el método estático. Este criterio en general lleva a resultados del lado de la inseguridad, principalmente en los niveles inferiores de una edificación, tanto para estructuras coladas en sitio como en las prefabricadas (Rodríguez et al., 2000).

La propuesta para el futuro RCDF, en su Norma Técnica Complementaria para Diseño por Sismo (NTCDS, 2000), intenta corregir lo anterior mencionando de manera explícita que los diafragmas se deben diseñar en su plano para fuerzas mayores que las fuerzas por nivel que resultan de un análisis sísmico estático. De acuerdo con esta propuesta, las aceleraciones de apéndices y diafragmas son las que le correspondería al elemento si se apoyara directamente sobre el terreno, amplificadas por el factor $(1+c'/a_0)$, donde c' "es el factor por el que se multiplican los pesos a la altura de desplante del elemento cuando se valúan las fuerzas laterales sobre la construcción", y a_0 es la ordenada de la aceleración espectral de diseño correspondiente al periodo $T=0$. En el caso de diafragmas rígidos el criterio anterior lleva a que las aceleraciones horizontales en éstos son iguales a $(a_0 + c')$.

Para ilustrar la aplicación de la propuesta NTCDS 2000 para la evaluación de fuerzas de diseño en el plano de diafragmas en edificaciones, la Fig 25 muestra resultados de aplicar esta propuesta para

el caso de una edificación de concreto reforzado de 12 niveles ubicada en la zona IIIa del DF y con un factor de reducción Q' igual a dos. La Fig 25 muestra la distribución de fuerzas sísmicas de diseño del sistema primario resistente a cargas laterales, F_x , así como las fuerzas sísmicas en el plano de los diafragmas, F_{px} , en los niveles respectivos de la edificación. En la figura ambas fuerzas se han dividido por el peso del diafragma en el nivel x , w_{px} . Como se aprecia en la Fig 25, las diferencias entre F_x y F_{px} son especialmente importantes en los niveles inferiores de la edificación. Esto indica que el criterio de emplear las fuerzas sísmicas asociadas al cortante basal de diseño como fuerzas de diseño para diafragmas estaría del lado de la inseguridad.

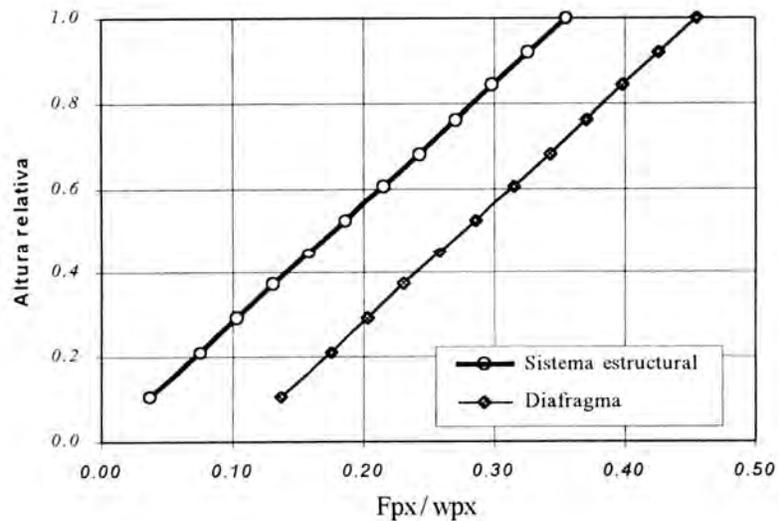


Fig. 25 Fuerzas sísmicas en un edificio de 12 niveles de acuerdo con la propuesta para el RCDF

Aún cuando lo anterior es aplicable tanto para estructuras coladas en sitio como para las prefabricadas, estos resultados pueden ser especialmente relevantes a este último tipo de construcción, ya que en estos casos las fuerzas sísmicas en el plano de diafragmas son resistidas principalmente por un firme colado en sitio, el cual en general tiene un espesor de alrededor de 50 mm a 60 mm, valores bastante menores que los de peraltes de losas empleados usualmente en sistemas de piso colados en sitio.

Trayectoria de fuerzas sísmicas en el plano de diafragmas y resistencias a estas fuerzas

Es común que reglamentos sísmicos de diversos países consideren que las fuerzas sísmicas en el plano de diafragmas actúan como cargas uniformemente distribuidas, considerando los diafragmas como si fueran vigas. Esto ha llevado a que las normas para estructuras de concreto NTC 1996 y la propuesta NTC 2001, así como el ACI 318, consideren que la resistencia a cortante está dada por un mecanismo de resistencia en vigas. Sin embargo, el enfoque del ACI 318-99 para definir la resistencia a cortante en diafragmas es diferente respecto al de la NTC 1996 y al de la propuesta NTC 2001. El ACI 318-99 emplea el concepto de resistencia a cortante por fricción, lo cual se basa en observaciones realizadas en edificaciones de estructuras prefabricadas, con firmes colados en sitio, que

experimentaron el sismo de Northridge de 1994 (Wood et al, 2000). Las NTC 1996 y la propuesta NTC 2001 consideran que la resistencia a cortante en diafragmas está asociada a un agrietamiento inclinado en el diafragma, lo que no ha sido observado en las edificaciones mencionadas (Wood et al, 2000), tampoco en ensayos ante cargas laterales efectuados en una estructura prefabricada de concreto reforzado de dos niveles ensayada en México (Rodríguez y Blandón, 2001).

Los criterios de diseño de diafragmas de los reglamentos arriba mencionados impiden visualizar la trayectoria de fuerzas sísmicas en el plano de estos elementos y por tanto su diseño se convierte en un procedimiento oscuro para el diseñador, especialmente si se emplean los criterios mencionados de las NTC 1996 y de la propuesta NTC 2001. Por el contrario, un procedimiento que permite visualizar la trayectoria mencionada, así como posibles soluciones de diseño de diversas secciones críticas en un diafragma, es el método del puntal y tirante (Schlaich et al., 1987)). Una aplicación de este método se ilustra en la Fig 26 (Guidelines, 1991). Con este método es posible por ejemplo calcular de manera racional los requerimientos de acero de refuerzo para resistir tensiones en los tirantes, así como revisar si la resistencia de los elementos a compresión es adecuada. Es de interés que este método es de aplicación sencilla y dado que se basa en el teorema del límite inferior de la teoría de la plasticidad, su aplicación lleva a resultados del lado de la seguridad, además, se puede aplicar a diversos tipos de elementos estructurales, no sólo a diafragmas. Este método será un procedimiento de diseño alternativo en el futuro ACI 318-2002.

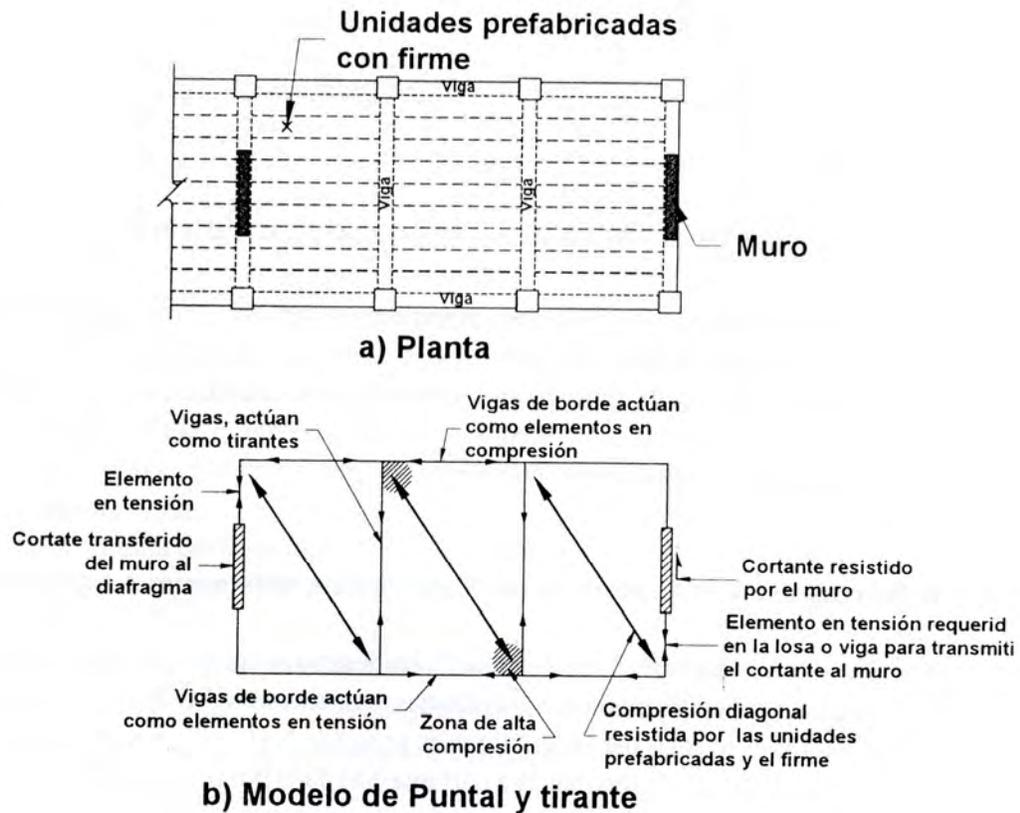


Fig. 26 Aplicación del modelo del puntal y tirante para el diseño sísmico de diafragmas en edificios

CONCLUSIONES

En este trabajo se evalúan algunas características de la respuesta sísmica de estructuras prefabricadas de concreto reforzado para edificaciones. Se describen sus ventajas y limitaciones, algunas soluciones empleadas en México, así como innovaciones propuestas en países en zonas sísmicas. Se hace énfasis en el problema del diseño y comportamiento sísmico de conexiones entre elementos prefabricados, ya que este aspecto es el más relevante para el diseño sísmico de estructuras prefabricadas. Se pone en evidencia deficiencias en el comportamiento sísmico de algunos tipos de conexiones empleadas en México, así como los aspectos benéficos desde el punto de vista sísmico de nuevas soluciones para conexiones de elementos prefabricados.

Se efectúa una evaluación crítica de criterios de diseño sísmico de reglamentos nacionales para estructuras prefabricadas, mostrando aquellos aspectos que aún deben mejorarse, principalmente en la propuesta para el futuro Reglamento de Construcciones del Distrito Federal. Esta evaluación se efectúa para elementos estructurales que usualmente se emplean en estructuras prefabricadas, así como para sistemas de pisos que deben resistir fuerzas sísmicas en su plano, aspecto que ha sido poco tratado en la literatura. En este último caso, esta evaluación muestra que la manera como en la práctica se interpreta el RCDF 93 para la evaluación de fuerzas sísmicas en el plano de diafragmas lleva a resultados del lado de la inseguridad respecto a los que se obtendrían mediante el empleo de la propuesta para el futuro Reglamento de Construcciones del Distrito Federal.

AGRADECIMIENTOS

Al Dr José I. Restrepo, de la Universidad de Canterbury, Nueva Zelandia, por su lectura crítica del manuscrito, así como por su interacción con el autor en temas relacionados con este trabajo durante su estancia de año sabático en la Universidad de Canterbury. El M en I John J. Blandón colaboró de manera eficaz en la elaboración de parte del material del trabajo. El Ing Santiago Loera contribuyó con sus comentarios a mejorar el trabajo.

REFERENCIAS

ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-99)". American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1999.

ACI ITG/T1.1-99, "Acceptance Criteria for Moment Frames Based on Structural Testing", ACI Provisional Standard, elaborado por ACI Innovation Task Group 1 y colaboradores, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1999

Aguirre M y Sanchez R., "Structural Seismic Damper", Journal of Structural Engineering, ASCE Vol 118, pp 1158-1171, mayo 1992.

Alcocer S, Carranza R, Perez D., "Behaviour of a Precast Concrete Beam-Column Connection". 12 World Conference of Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand, 2000

- Bull D, Park R, Elliot D, Park A., “Simulated Seismic Loading of Gravity or Secondary Concrete Frames”, *New Zealand Concrete Construction, Journal of the Cement and Concrete Association of New Zealand*, octubre-noviembre, 1995.
- Camba J.L. y Meli R., “Case Study of the Performance of Prestressed Concrete Buildings during the 1985 Mexico Earthquake”, *PCI Journal*, pp 58-71, marzo-abril 1993.
- Carranza R, Martínez. R. y Reinoso E., “Conexión trabe columna de elementos prefabricados sin pernos ni soldadura”. *Memorias del X Congreso de Ingeniería Estructural, volumen I. Mérida, Yucatán*, 1996.
- Carranza, R., *Comunicación personal*, 1997
- Cheok, G. y Lew, H.S., “Performance of Precast Concrete Beam-to-Column Connections Subjected to Cyclic Loading”. *PCI Journal*, 36 (3), pp 56-67, mayo-junio 1991.
- Cheok, G. y Lew, H.S., “Model Precast Concrete Beam-to-Column Connections Subject to Cyclic Loading”, *PCI Journal*, pp 80-92, julio-agosto 1993.
- El-Sheikh M., Sause R., Pessiki S, y Lu, L., “Seismic Behavior and Design of Unbonded Post-Tensioned Precast Concrete Frames”, *PCI Journal*, pp 54-71, mayo-junio 1999.
- Fintel M., “Performance of Precast and Prestressed Concrete in Mexico Earthquake”, *PCI Journal*, pp 18-42, enero-febrero 1986
- Fintel M., “Observations on the performance of buildings with shearwalls in earthquakes of the last thirty years”, en “*Earthquake Engineering*”, Editor A Rutenberg, A. Balkena, Rotterdam, pp 23-28, 1994
- Fleischman R., Sause R., Pessiki S., y Rhodes A., “Seismic Behavior of Precast Parking Structure Diaphragms”. *PCI Journal*, enero-febrero 1998.
- Ghosh S., Nakaki S.,y Krishnan K., “Precast Structures in Regions of High Seismicity: 1997 UBC Design Provisions”. *PCI Journal*, noviembre-diciembre 1997.
- Guidelines for the Use of structural Precast Concrete in Buildings, Report of a Study Group of the New Zealand Concrete Society and the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, Center for Advanced Engineering, University of Canterbury, Christchurch, Nueva Zelandia, 1991.
- Gupta S. y Singh S.P., “Response of a 6-story Parking Structure During the 19954 Northridge Earthquake”, *Proc. of the NEHRP Conference and Workshop on Research on the Northridge California Earthquake of January 17, 1994*, California Universities for Research in Earthquake Engineering, Vol. III, pp. 356-363, 1998.
- Hall, J.F. (ed.), “Northridge Earthquake of January 17, 1994 Reconnaissance Report, Vol.1, Earthquake Spectra, Supplement C to Volume 11, Publication 95-03, 1995.
- Iverson J.K., “First Impressions of Earthquake Damage in San Francisco Area”, *PCI Journal*, pp 108-124, noviembre-diciembre 1989.
- Iverson J.K. y Hawkins N., “Performance of Precast/Prestressed Concrete Building Structures During Northridge Earthquake”, *PCI Journal*, pp 38-55, marzo-abril 1994.

- Kelly J., Skinner, R.I. y Heine, A.J., "Mechanisms of energy absorption in special devices for use in earthquake resistant structures", *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, 5(3), pp 63-88, 1972.
- Kurama Y., Sause R., Pessiki, S., y Lu L., "Lateral Load Behavior and Seismic Design of Unbonded Post-Tensioned Precast Concrete Walls", *ACI Structural Journal*, julio-agosto 1999.
- Muguruma H., Nisiyama M. y Watanabe F., "Lessons Learned from the Kobe Earthquake- A Japanese Perspective", *PCI Journal*, pp 28-42, julio-agosto 1995.
- Nakaki S. y Englekirk R., "PRESS Industry Seismic Workshops: Concept Development", *PCI Journal*, pp 54-61, septiembre-octubre 1991.
- Nakaki S., Stanton, J., y Sritharan S., "An Overview of the Press Five-Story Precast Test Building", *PCI Journal*, pp 26-39, marzo-abril 1999.
- NTC 1996, "Normas Técnicas Complementarias para diseño y construcción de Estructuras de Concreto del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal". México DF, 1996
- NTC 2001, propuesta de "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal". México DF, 2001
- NTCDS 2000, propuesta de "Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal". México DF, 2000.
- Palmieri L., Saqan E., French C., y Kreger M., "Ductile Connections for Precast Concrete Frame Systems", *Mete Sozen Symposium*, ACI Publication SP-162, pp 313-355, 1996.
- Park, Robert. "A perspective on the Seismic Design of Precast Concrete Structures in New Zealand". *PCI Journal*, mayo-junio 1995.
- Pérez D, Carranza R, Martínez R, Alcocer S., "Comportamiento Sísmico de un tipo de Conexión Viga Columna de Elementos Prefabricados de Concreto", *XI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Monterrey, NL, México. Noviembre 1998.
- Priestley M.J.N. y Tao J.R., "Seismic Response of Precast Prestressed Concrete Frames with Partially Debonded Tendons", *Journal PCI*, pp 58-69, enero-febrero 1993.
- Priestley M.J.N. y MacRae G.A., "Seismic Tests of Precast Beam-to-Column Joint subassemblages with Unbonded Tendons", *Journal PCI*, pp 64-81, enero-febrero 1996.
- Priestley, M.J.N., Sritharan S, Conley J and Pampanin S., "Preliminary Results and Conclusions from the PRESS Four-Story Precast Concrete Test Building" *PCI Journal*, noviembre-diciembre 1999.
- Rahman, A. y Restrepo, J.I., "Earthquake Resistant Precast Concrete Buildings: Seismic Performance of Cantilever Walls Prestressed using Unbonded Tendons", *Research Report 2000- 5*, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, 2000.
- RCDF 93, Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, *Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal*, México, D.F, 1993
- Restrepo J, Park R y Buchanan A., "Tests on Connections of Earthquake Resisting Precast Reinforced Concrete Perimeter Frames of Buildings". *PCI Journal*, 40(4), pp 44-61, julio-agosto 1995.

- Rioboo J., M., "A Precast Prestressed Concrete Structural System for Buildings Located in High Seismic Zones, PCI Journal, pp 22-49, marzo-abril 1990.
- Rodríguez, M., "A Measure of the Capacity of Earthquake Ground Motions to Damage Structures". Journal Earthquake Engineering & Structural Dynamics. EUA, Vol 23(6), pp 627-643, junio 1994
- Rodríguez, M, y Botero, J.C., "Comportamiento sísmico de estructuras considerando propiedades mecánicas de aceros de refuerzo mexicanos". Revista Ingeniería Sísmica, Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica. No 49, pp 39-50, 1995,
- Rodríguez M., Restrepo J.I. y Carr A.J., "Earthquake Resistant Precast Concrete Buildings: Floor Accelerations in Buildings", Research Report 2000-6, Dept of Civil Engineering, University of Canterbury, Nueva Zelanda.
- Rodríguez M. y Blandón J.J., "Ensayes ante cargas laterales cíclicas reversibles de una estructura prefabricada de concreto reforzado de dos niveles", entregado para publicación en la Serie Azul del Instituto de Ingeniería, UNAM, 2001.
- Schlaich, J, Schaefer K. y Jennewein M., "Towards a Consistent Design of Structural Concrete". Journal Prestressed Concrete Institute, vol 32, N°3, pp 74-150, mayo-junio 1987.
- Shiohara, H y Watanabe, F., "The Japan Precast Concrete Connection Design". Proc, 12 World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, Nueva Zelanda, artículo 2348, 2000.
- Stanton J., Stone W. y Cheok G., "A Hybrid Reinforced Precast Frame for Seismic Regions", PCI Journal, pp 20-32, marzo-abril 1997.
- UBC 1997, Uniform Building Code, International Conference of Building Officials, Whittier, California, 1997
- Wood S., Stanton J., Hawkins N., "New Seismic Design Provisions for Diaphragms in Precast Concrete Parking Structures". PCI Journal, enero-febrero 2000.
- Yee A.A., "Composite Precast Concrete Connections", PCI Journal, pp 33-48, abril 1962.
- Zermeño, M. "Comportamiento de conexiones entre elementos prefabricados de concreto ante cargas alternadas". Informe Interno, Instituto de Ingeniería, UNAM, 1992.