

CAPÍTULO XXXX

Experiencia y lecciones del comportamiento de las estructuras prefabricadas de hormigón en el sismo del 27 de febrero de 2010

David Campusano Brown

Ingeniero Civil, Profesor del Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad de Chile

Alexis Cortés Sanhueza

Arquitecto, Profesor de la Facultad de Arquitectura de la Universidad Central

Introducción

Las estructuras sísmicas compuestas por elementos prefabricados de hormigón una vez conectadas, no difieren físicamente de las estructuras de similar estructuración construidas monolíticas mientras las conexiones funcionen y no fallen. Sin embargo, por su diseño práctico tienen características físicas que las hacen especiales:

- Utilizan un mínimo de estructuras sismorresistentes, de escasa o nula redundancia, muchas veces isostáticas.
- Diseño fuerte de las secciones de las piezas sismorresistentes, que se comportan elásticamente durante gran parte de la respuesta, por lo que resulta escasa la absorción de energía por efecto del comportamiento no lineal y el bajo amortiguamiento equivalente.

Según sean los sistemas sismorresistentes arriostrados o muros, y pilares o marcos, resultan claramente dos conjuntos entre las estructuras prefabricadas, que difieren en su comportamiento:

- Las estructuras rígidas arriostradas con sistemas de diagonales o de muros prefabricados o en sitio, con periodos inferiores a 0,1 seg.
- Las estructuras en base a marcos o pilares libres empotrados en la base que resultan flexibles, con periodos superiores a 0,5 seg.

Estas características hacen que las estructuras definidas como flexibles respondan con deformaciones elevadas, especialmente si el sismo tiene un mayor contenido de frecuencias bajas y las estructuras están apoyadas en suelos blandos que amplifican estas frecuencias.

Esta combinación se presentó en el sismo del 27 de Febrero en sectores muy cercanos al epicentro como Concepción y Coronel, y sectores relativamente distantes como los sectores de Quilicura, Huechuraba y Lampa de la Región Metropolitana.

En este trabajo se estudia el comportamiento de las estructuras construidas con prefabricados de hormigón que fueron afectadas por el sismo del 27 de Febrero del 2010, de manera de registrar la experiencia y analizar la efectividad de las prescripciones normativas y de las prácticas de la ingeniería en el diseño y construcción utilizadas a esa fecha, y proponer las modificaciones que resulten necesarias.

El presente trabajo contó con la cooperación de empresas de la industria de la prefabricación, agrupadas en la Asociación de Prefabricadores de Chile, reunidas en el Instituto Chileno del Cemento y el Hormigón, de los experimentados ingenieros especialistas Vladimir Urzúa Mella, y Magno Mery Gutiérrez, y del joven ingeniero Israel Garrido Rojas que desarrolló su Trabajo de Título en este tema.

2. Síntesis cuali-cuantitativa del comportamiento de las estructuras prefabricadas en naves industriales

Varias empresas prefabricadoras realizaron inspecciones en la mayor parte de sus obras, entre la RM y la VIII Región, para verificar el comportamiento de las estructuras construidas por ellas, comprobar los daños y resolver si se requerían reparaciones. La información de cuatro de estas firmas, que abarcan el mayor porcentaje de obras en el área afectada por el sismo, fue suministrada a estos autores para su análisis, con los siguientes objetivos:

- Disponer de una muestra representativa, que permita identificar el desempeño general de las estructuras de Hormigón armado prefabricado en las zonas afectadas por el sismo del 27-02-10.
- Identificar y clasificar las estructuras afectadas y los tipos, niveles y grado de recurrencia o cuantía de sus daños, a fin de detectar las fallas más importantes y características.
- Identificar, en primera instancia, en el desempeño de las estructuras prefabricadas de hormigón armado, los niveles de daños e intentar cuantificarlos.
- Intentar una aproximación sistémica para develar las razones de las fallas, mediante una mirada transparente, objetiva e integradora.
- Obtener el mayor aprendizaje posible, a la luz de la experiencia de este evento, tal que, permita corregir y/o modificar los modelos o procedimientos constructivos en base a esta experiencia.

A continuación, se incluye un resumen del contenido de los informes de las 4 empresas. No se identifican las empresas por razones de privacidad de la información entregada.

EMPRESA 1

- Construye desde 1997.
 - Se inspeccionaron 76 obras con una superficie de 470.000 m² correspondiente a 43% del total de 1.100.000 m² construidos por esta empresa, la mayor parte construida en el área afectada.
 - Se clasifican los daños en (leves) moderados y severos
 - Se clasifican las obras de acuerdo a detalles constructivos en elementos estructurales y elementos no estructurales y por sistemas estructurales
- En conexiones pilar – fundación (empotramientos en la base), no se observaron fallas tanto en la solución en cáliz (395.000 m²) como en vainas (75.000 m²).
- Las losas alveolares pretensadas no presentan fallas tanto en la solución con sobrelosa estructural (topping) (12.000 m²) como con sobrelosa estructural conectadas a muros de corte (14.200 m²).
- Se inspeccionaron 38 elementos de Vigas de piso (Sección en T invertida), en sus dos modalidades de conexiones, empotradas y articuladas, resultando todas sin fallas.
- En Arriostramientos de Techos con cruces de cables con mecanismos de ajuste para trabajar en tracción, en conjunto con costaneras anchas actuando como puntales, se observa un comportamiento muy satisfactorio.
- En Arriostramientos de perfiles y tubulares de acero con capacidad de trabajar en compresión y tracción: si bien, su comportamiento es algo más discreto, (cerca del 10 % de unidades con daños, respecto del total analizado), lo consideran en el informe como ACEPTABLE dejando constancia de la solicitación excesiva que éstos ejercen sobre las vigas de techo, generando en algunos casos, daños de consideración en sus anclajes.

EMPRESA 2

- Informa la inspección de 14 obras correspondientes a naves industriales, 12 ejecutadas en la Región Metropolitana, y 2 en la VIII Región.
 - Del total de las 14 obras: 9 de ellas corresponden a tipología de pórticos con encuentros de pilares empotrados en su base y vigas de techo conectadas con pasadores en la cabeza de los pilares (conexión asumida como apoyo articulado); 1 del mismo tipo (pilares en voladizo), con muros de hormigón armado construidos en sitio, y entepiso de losas prefabricadas con sobrelosa de 6 cm; 1 con pilares en voladizo, muros de hormigón armado y albañilería en sitio (híbrido prefabricado y en sitio); 1 con pilares en voladizo, muros de hormigón armado (híbrido prefabricado y en sitio) en suelo tipo III; 1 con pilares empotrados en su base y conexiones húmedas con vigas iguales constituyendo marcos sismo resistentes en ambas direcciones en planta con cubierta y cerramientos verticales metálicos.
- En ninguna se reporta daño estructural.

EMPRESA 3

- Informa haber construido durante 30 años en el área afectada, algunas obras tienen paneles prefabricados de fachada. Resultaron con daños 7 obras ubicadas en la región Metropolitana. Los daños son mayores en las 5 ubicadas en el sector norte y poniente de Santiago. Las otras 2 se ubican en sector sur, y en sector oriente de la ciudad. En una de las 7 obras que estaba en proceso de construcción, se cayeron el 100% de los paneles de fachada
- Las fallas en conexiones en paneles de fachadas incluyen:
 1. Desprendimiento de herrajes en conexiones.

2. Corte de pernos.
3. Salida de los pernos de los insertos.
4. Desprendimiento del inserto anclado al panel.

Además en los elementos estructurales a los que estaban conectados los paneles, por el peso de éstos. Ej. Viga de acero de soporte de paneles... "se dobló o se desgarró los puntos en que se une los paneles"... sic (año2007- R.M. Suelo III), (Año 2004- R.M.)

Finaliza el informe incluyendo un listado de otras 6 obras en R.M. ejecutadas con paneles y sin daños. Aporta un registro fotográfico de las inspecciones.

EMPRESA 4

- Construcciones desde el 2004 a la fecha, aproximadamente 350.000 m².

Informe respecto de Naves Industriales: Informan de 12 de ellas que presentaron algunos daños (suman 88.100 m², 25,2% del total construido). Corresponden a pórticos con pilares empotrados en la base y encuentros rotulados con las vigas de techo. Si bien, la descripción de daños no está cuantificada, y con poca especificación, se puede hacer la siguiente lectura:

- 1 obra en Suelo II (R.M.) con... "arriostramiento doblado y desconche de algunas consolas"...
- al menos, 5 obras en Suelo III. Todas con arriostramientos doblados. 4 de ellas en R.M. y 1 en VIII Región. Para 2 obras en R.M. informan... "pequeñas fisuras en los 2 primeros metros del pilar desde la base"... y para la obra en VIII Región indican... "fisuras importantes en columnas"...

Informa de la ejecución de 230 pilares en 10 proyectos, y de éstos 16 pilares presentaron... "destrucción de algunas zonas de apoyo de la estructura metálica."...

Se informa la inspección de 45 Pasarelas construidas por la empresa en el periodo, y de ellas solo 2 presentaron algún nivel de daños:

- 1 con... "fisuras menores en cepas y desalineación de vigas."...
- 1 pasarela colapsada.

Se informa la inspección de Vigas de pasos superiores, puentes o viaductos. En el periodo indicado se ejecutaron 1.400 vigas para 62 proyectos. Se inspeccionaron 58, y solo 2 estructuras sufrieron daños. En una de ellas con 20 vigas... "desplazamiento del tablero y daños en el apoyo de las vigas"...

Con los informes anteriores se deducen las siguientes estadísticas de daños:

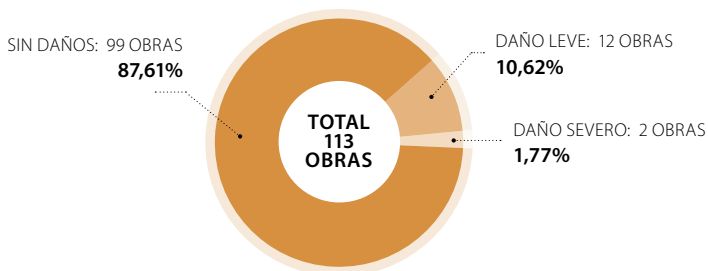


Figura 2.1. Clasificación de los daños estructurales por obras.

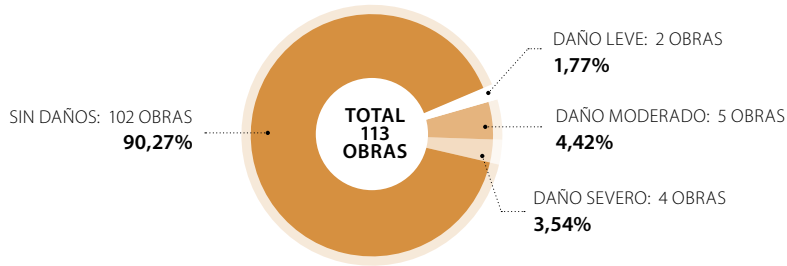


Figura 2.2. Clasificación de los daños de paneles de fachada por obras.

COMENTARIO: En reunión de coordinación con las empresas prefabricadoras, en el Instituto Chileno del Cemento ICH, respecto de los informes presentados, quedó en acuerdo general, la consideración referida a que cualquier tipo de falla de un elemento prefabricado sea considerado estructural o secundario, que potencialmente pudiera generar daño a las personas, e independientemente de la cantidad de elementos con esas fallas en un proyecto, se debe considerar GRAVE y por tanto, estimarlo como daño severo para esa obra. Por lo anterior, dado que las empresas no explicitaron los alcances de los tipos de daños, para estos gráficos, su validez y confiabilidad es relativa.

3. Inspecciones de naves industriales

Con la información contenida en los informes de las Empresas, y a una cantidad importante de inspecciones realizadas por los autores, se presentan las características de las soluciones constructivas y el comportamiento observado.

ENCUENTROS DE ELEMENTOS Y TIPOS DE CONEXIONES:

3.1. Encuentros pilar – fundación, conexiones de empotramiento

a) En cajas de empotramiento o cáliz. Figura 3.1.

b) Con barras grouteadas en vainas embebidas en volumen confinado de la fundación.

Figura 3.2.

No se registra información respecto de daños o fallas de ambos tipos de conexiones. Para este tipo de conexiones empotradas de pilares en la base, se habían realizado pruebas de laboratorio, demostrando ser adecuadas. Con la experiencia de este sismo, se corrobora que estas conexiones, tanto en cajas de empotramiento como con barras grouteadas en vainas, han demostrado un buen comportamiento.

3.2. Encuentro pilar – viga, conexiones con pasadores (secas)

Esta conexión se modela habitualmente como articulación. Sin embargo las vigas se apoyan directamente en la cabeza del pilar, sin dejar un espacio entre ambas piezas que permita el giro. En estas condiciones, los pasadores que son barras con resaltes que vienen anclados a los pilares prefabricados y se deben anclar con “grouting” a las vigas en el montaje para asegurar su posición, proporcionan una capacidad de momento al nudo no considerado en el análisis. Por lo anterior, se produce un efecto de palanca entre el borde de apoyo y el pasador,

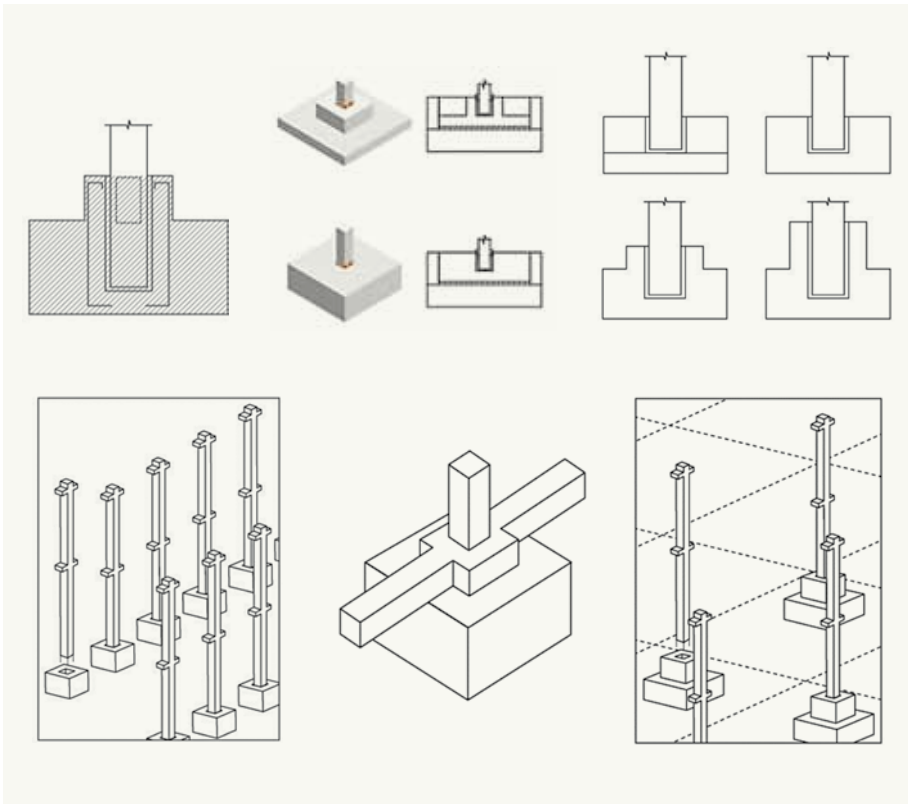


Figura 3.1. Encuentros pilar-fundación, en cajas de empotramiento.

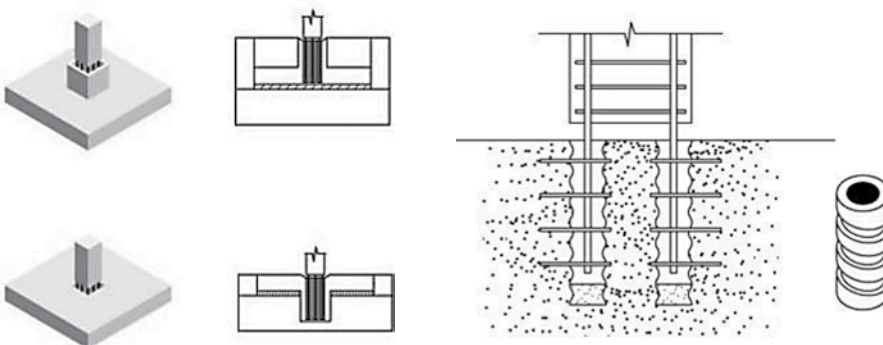


Figura 3.2. Encuentros pilar-fundación, con barras grouteadas en vainas embebidas en fundación.

que puede producir daño por la compresión en el borde de apoyo en la cabeza del pilar, o en la viga por efecto del corte.

Este efecto de palanca puede contribuir al arranque de los pasadores si el giro es exagerado por la deformación de los pilares, o está asociado a una aceleración vertical o es insuficiente el anclaje de los pasadores en la viga, por falta de longitud de desarrollo o por falla del "grouting".

Esta situación se presenta especialmente en los suelos blandos, que contribuyen a aumentar las deformaciones de la estructura.

El movimiento antes descrito comúnmente no se considera en el diseño.

A) CASOS PILARES DE BORDE

a.1) Encuentros pilar-viga principal. Figuras 3.3 y 3.4

a.2) Encuentros pilar – viga secundaria. Figura 3.5.

Se registraron fallas en las conexiones rotuladas en los apoyos, en varias vigas secundarias del tipo "H" (una empresa informa de aprox. 32 piezas con fallas). No se dispone de información para diferenciar las dos modalidades de conexión (con barras en espera o puestas en obras).



Figura 3.3. Encuentros pilar de borde - viga principal.

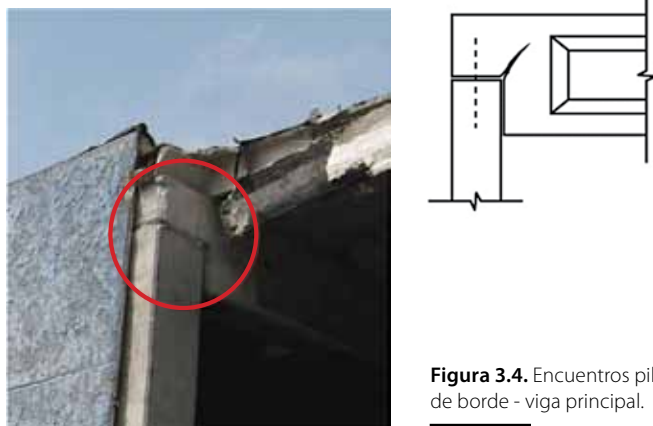


Figura 3.4. Encuentros pilar de borde - viga principal.



Figura 3.5. Encuentros pilar de borde - vigas secundarias.

B) CASOS PILARES INTERMEDIOS

b.1) Encuentros pilares intermedios - vigas principales. Figura 3.6.

Si los anclajes no constituyen uniones rígidas, no trabajarán plásticamente, lo cual implicará que las deformaciones durante el evento sísmico, serán mayores generando concentración de tensiones por áreas de contacto reducidas, produciendo fallas.

b.2) Encuentros pilar- vigas principales en distinto nivel de apoyo. Figura 3.7.

La dilatación entre las vigas permite evitar daños por choque entre ellas debido al movimiento provocado por el sismo. Se constataron daños en algunas consolas, especialmente las ejecutadas en fábrica posteriormente al hormigonado de los pilares en los moldes industrializados. Dichas consolas presentan la dificultad de poder ejecutar buenos anclajes, como se observa en la figura 3.8, además de la proporción de las armaduras.

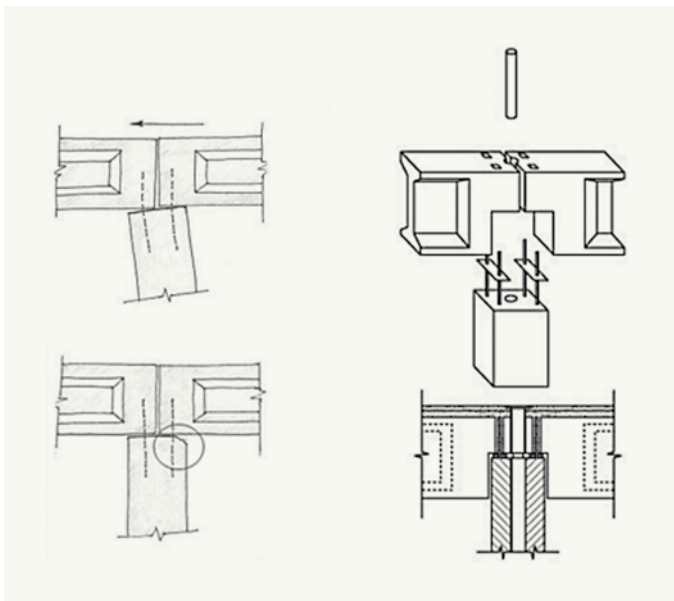


Figura 3.6. Encuentros pilar intermedio - vigas principales.



Figura 3.7. Encuentros pilar intermedio - vigas principales en distinto nivel de apoyo.

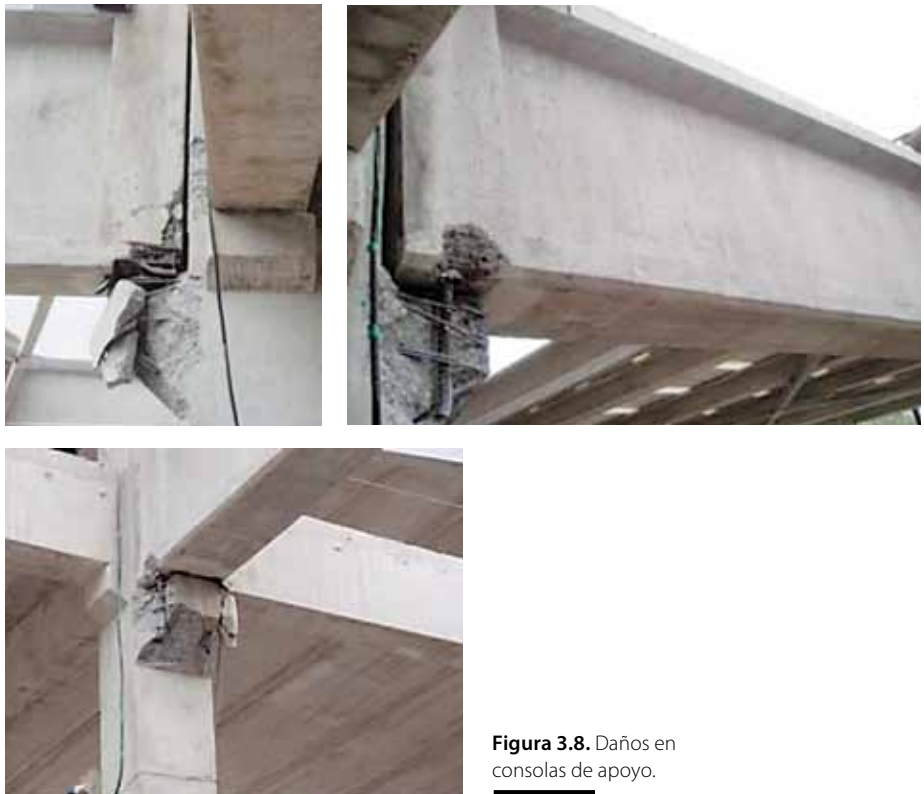


Figura 3.8. Daños en consolas de apoyo.

3.3. Encuentros pilar - viga, conexiones continuas (húmedas)

En general, los Informes no registran daños en las zonas específicas de los nudos de conexiones de continuidad. figura 3.11.???????

Para algunas vigas, en zonas adyacentes al nudo de conexión, se constató falla inducida por el giro del nudo, debido a las deformaciones de los pórticos. Las grietas indican fallas de corte por la flexión de la viga. Lo anterior se debe a una discontinuidad en la capacidad de resistencia de la viga en esa zona. No obstante, en general las estructuras con conexiones de continuidad en que se observa un buen manejo de los nudos registran un mejor desempeño. Figura 3.12???????

El nudo de la conexión húmeda, ha garantizado el funcionamiento y conservación integral de la estructura general, dado que no permite el desprendimiento o caída de la viga de borde, sea por la deformación general de la estructura o por la sollicitación que generan los paneles de cerramiento (especialmente los de gran formato), antes del desprendimiento de sus conexiones. Figura 3.1.3???????



Figura 3.11. Encuentros pilar - viga, conexión continua.

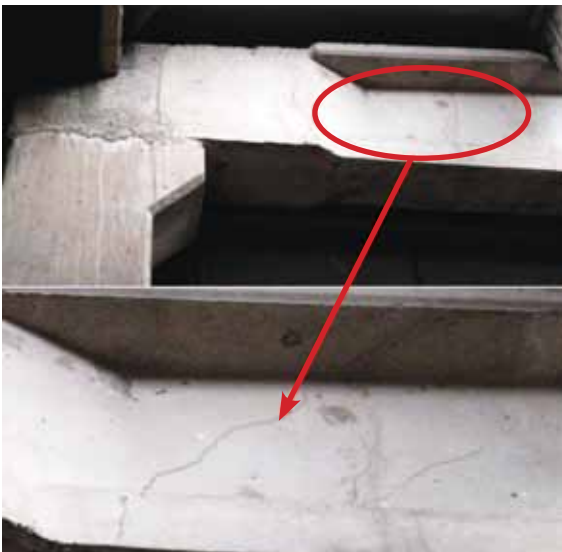


Figura 3.12. Fisuras debido al corte inducido por el giro del nudo continuo.



Figura 3.13. Nudo continuo.

3.4. Encuentros viga principal - viga secundaria

Las deformaciones de la estructura general de pórticos, puede producir deformaciones laterales y el volcamiento de las vigas secundarias debido a su esbeltez en el apoyo, falta de anclajes y/o arriostramientos inadecuados. figuras 3.14 - 3.15 y 3.15.

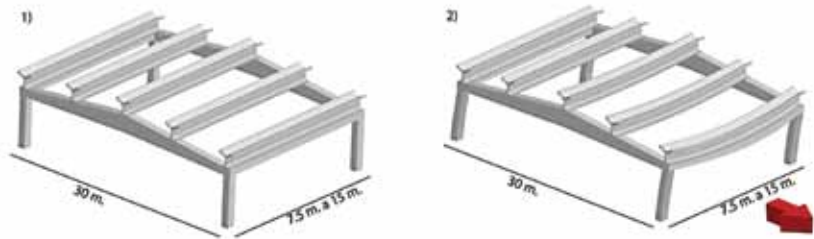


Figura 3.14. Esquema de volcamiento de viga secundaria tipo Tau.

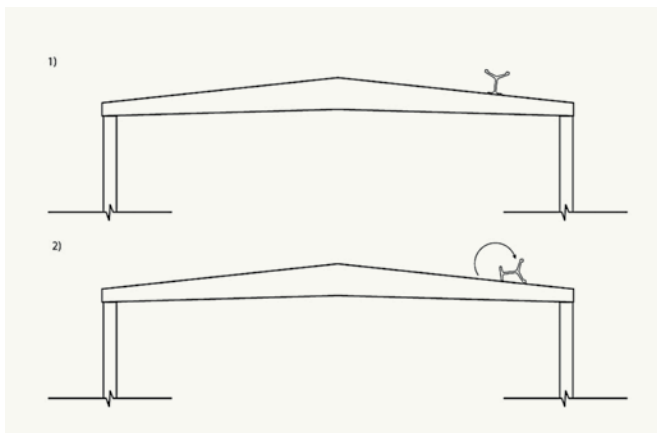


Figura 3.15. Esquema de volcamiento de viga secundaria tipo Tau.



Figura 3.16. Volcamiento y caída de viga secundaria tipo Tau.

3.5. Anclajes de los sistemas de arriostramiento con las vigas de techo

A) ARRIOSTRAMIENTOS POR CABLES EN X

En este caso, las cruces de cables trabajan en conjunto con las vigas secundarias (costaneras) anchas que trabajan como puntales, constituyendo un diafragma de cubierta que reduce las deformaciones laterales de las vigas principales.

Una empresa informa que de 344 unidades inspeccionadas sólo registran el 0,2% con daños. Lo consideran un comportamiento excelente, incluyendo sus conexiones a las vigas. Luego indican: "... han quedado destensados y únicamente ha sido preciso volver a tensarlos para dejarlos nuevamente en servicio...". Los arriostramientos con cables bien ejecutados, registran un buen desempeño. El cable se ha mostrado como un elemento eficaz para reducir las deformaciones transversales de las vigas de techo y a disipar la energía sísmica.



Figura 3.17. Arriostramiento de cables en X.



Figura 3.18. Arriostamiento de cables en X.

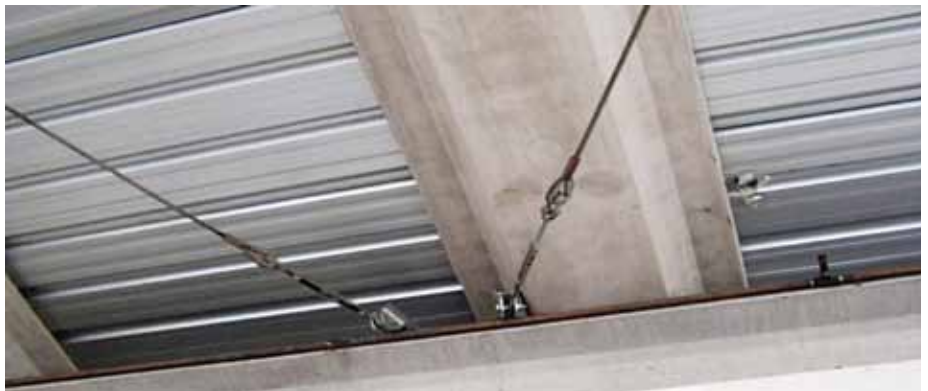


Figura 3.19. Conexión de arriostamientos de cables en X.

B) PERFIL TUBULAR

Si la esbeltez de los perfiles permite el pandeo en la compresión, el tubo se patea (dobla) en ese ciclo, y cuando pasa al ciclo siguiente, se producirá una carga brusca de tracción una vez que el perfil se endereza.

Uno de los informes establece que si bien, su comportamiento es algo más discreto, (cerca del 10% de unidades con daños, respecto del total analizado), lo consideran como ACEPTABLE dejando constancia de la solicitación excesiva que este ejerce sobre las piezas de cubierta, generando, en algunos casos, daños de consideración en sus encuentros. En consecuencia, este informe cuestiona la obligatoriedad normativa del uso de un arriostamiento que fuera capaz de trabajar tanto en tracción como en compresión, pues esta cuestión obliga a un elemento de mayor área que toma esfuerzos importantes y solicita de manera excesiva a las piezas que une.

Se debe analizar nuevamente las prescripciones normativas en cuanto a los sistemas de arriostamiento, y sus requisitos de esbeltez y especialmente de anclajes a las estructuras de techo. Figura 3.20????? ??



Figura 3.20. Conexión de arriostros de perfiles tubulares.



Figura 3.21. Desprendimiento del anclaje, por estar ejecutado en un volumen no confinado de la viga.



Figura 3.22. Fallas de conexiones por soldaduras defectuosas en sitio, y perfiles sub dimensionados.



Figura 3.23. Ángulos formando un tubo, evidencia de falla por pandeo.



Figura 3.24. Ángulos formando un tubo, falla en la conexión.

3.6. Subsistemas de losas alveolares

Considerando éste un tema de importancia, por la cantidad y tipo de información disponible estimamos pertinente exponerlo: a) Recurriendo a una transcripción parcial del catálogo de Empresa PREANSA. Por no disponer de imágenes directas. b) Presentando información de Empresa y c) Exponiendo ciertas consideraciones técnicas.

Información de una empresa respecto de losas alveolares:

- Sin capa de compresión: aproximadamente 2% con daños, sobre un total de 700 m².
- Con capa de compresión: 12.000 m² de pisos, sin daño.
- Con capa de compresión unida a muros de corte = 14.200 m² de pisos sin daño.

Se informa, en general, de un buen comportamiento como diafragma rígido de distribución, de las losas alveolares prefabricadas de hormigón, dispuestas con capa de compresión.

Consideraciones técnicas pertinentes:

Si bien se informa de un buen comportamiento sísmico de las losas alveolares con capa de compresión, y reconociendo la existencia de una gran cantidad de m² que han presen-

tado un buen desempeño, estimamos pertinente para la validación general del tema, disponer de mayor información y estudio de su funcionamiento, en relación al confinamiento de los campos de losas según su razón de forma.

Esto por el hecho de que algunos daños observados en losas compuestas de losas alveolares en la conexión con los muros resistentes de corte, en algunos edificios emplazados en suelos blandos, y de que la mayor proporción de las losas inspeccionadas sin daños están en edificios emplazados en suelos compactos, nos hace ser prudentes en establecer una conclusión. Este es un tema aún no resuelto en Chile y a nivel internacional, por lo que falta aún investigación teórica y práctica.

Una situación observada en los ensayos de laboratorio (IDIEM), ha sido el mal comportamiento de las mallas electro soldadas, una vez iniciado el agrietamiento. Esto en atención que utilizan aceros de muy baja ductilidad, que les impone una falla frágil en la condición de rotura.

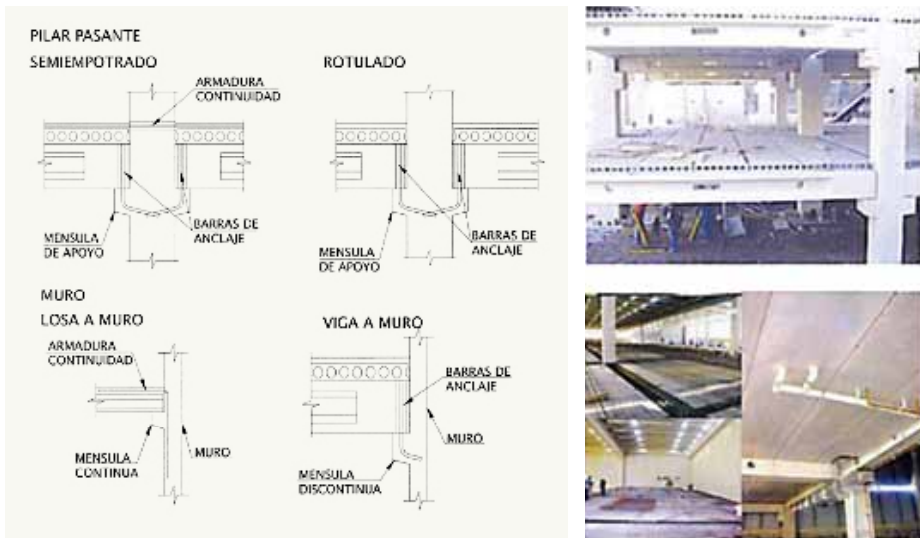


Figura 3.25. Uniones de losas alveolares prefabricadas. Fuente de bosquejos: Catálogo Preansa.



Figura 3.27. Conexiones cabeza de pilar. Fuente de bosquejos: Catálogo Preansa.

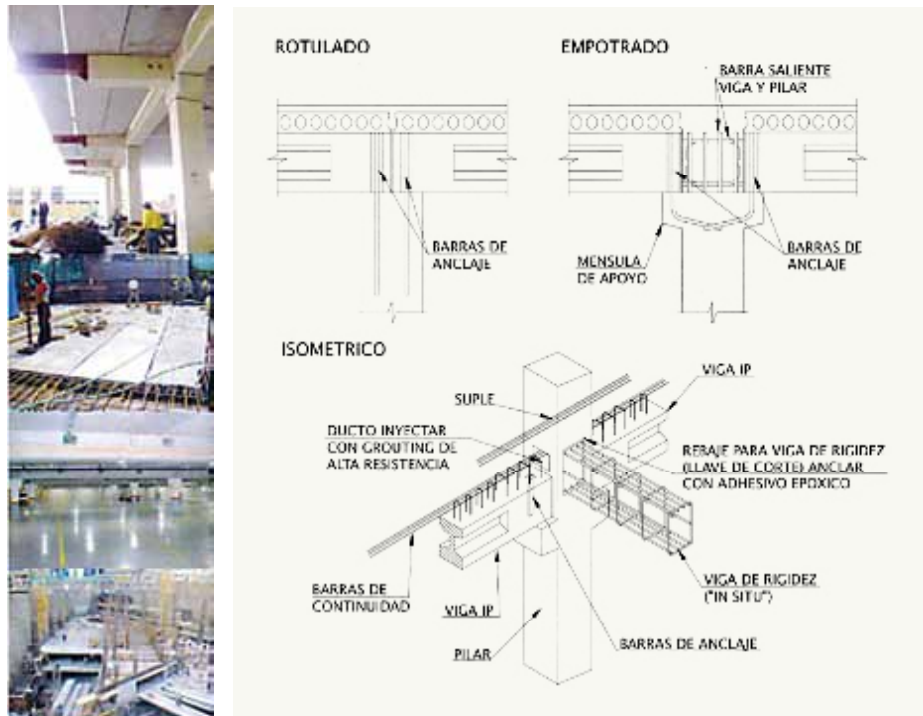


Figura 3.26. Estructura losas en nivel intermedio. Fuente de bosquejos: Catálogo Preansa.

3.7. Envoltente. Conexiones de encuentros de elementos de cubierta

Una empresa informa que "...algunas losetas de techo sufrieron desprendimiento de hormigón en la zona de conexión con las vigas de techo, probablemente debido a una escasez de recubrimiento y/o confinamiento de la perforación para conexión..." De ello no existe registro fotográfico. Figura 3.28.????



Figura 3.28. Conexiones de elementos de cubierta.

3.8. Envoltente. Conexiones de cerramientos verticales (paneles)

A) PANELES VERTICALES

Si bien en general las estructuras conectadas funcionaron bien, el gran tema fueron los paneles de gran formato, en sus envoltentes. Las conexiones de cerramientos verticales prefabricados de gran formato, no van unidas entre sí y no aportan capacidad estructural al esqueleto resistente. Figura 3.29.

Los paneles laterales se cuelgan de la viga de borde de sección H mediante pletinas de sección Z. Respecto a estas conexiones una empresa informa que sobre un total de 1.161 paneles analizados, un 11,18% de las conexiones presentaron daños. No obstante, dicho informe no discrimina según tipo de suelo, pues los paneles caídos corresponden en su mayor parte a suelos blandos. Figura 3.30.

Una de las empresas establece la siguiente clasificación de los tipos de fallas. Figura 3.31.

1. Desprendimiento de herrajes (conectores inferiores).
2. Corte de pernos.
3. Salida de los pernos de los insertos, apretura de herrajes de conexión.
4. Falla adicional, "desprendimiento del inserto anclado al panel que materializa la conexión". (Obra año 2001- R.M. Suelo III).



Figura 3.29.
Paneles prefabricados de hormigón de gran formato que se desconectaron o cayeron.

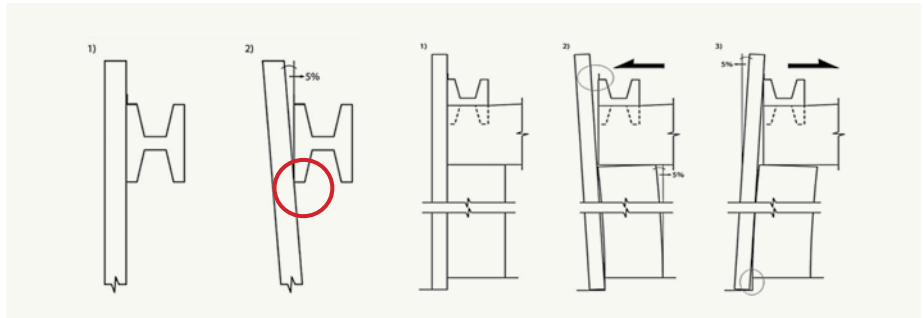


Figura 3.30. Conexión de paneles prefabricados a viga de borde de sección H.



Figura 3.31.



Figura 3.32. Desprendimiento de insertos por anclajes en zonas sin confinamiento.

En algunos casos se detectaron fallas en las conexiones de los elementos estructurales a los que estaban conectados los paneles. En las estructuras de Naves Industriales, especialmente las de pórticos con pilares empotrados en la base y rotulados en las uniones con vigas, las deformaciones se incrementaron en los suelos tipo III y IV. Estas deformaciones de las estructuras causan gran parte de las fallas que explican la caída de los paneles, entre ellas las de conexiones de los paneles. figura 3.33.



Figura 3.33. Caída de paneles debido a falla de anclajes con adhesivo epóxico en sistema Tilt up.

Las figuras 3.34 y 3.35 muestran un caso en que caen conjuntamente paneles laterales y vigas de borde.



Figura 3.34. Caída de paneles laterales y vigas de borde.



Figura 3.35. Caída de paneles laterales debido a falla de vigas de borde.

B) PANELES HORIZONTALES

El comportamiento de las conexiones de estos paneles fue muy deficiente para estructuras en suelo tipo III. Se observaron los cuatro tipos de fallas expuestos en 3.8.a. De un total de 113 obras informadas por tres empresas, se registran 11 obras con daños en cerramientos, y de éstas, sólo 4 obras son informadas con daños severos. Todas ubicadas en emplazamientos de suelos blandos. Figuras 3.36 a 3.39.



Figura 3.36. Caída de paneles horizontales.



Figura 3.37. Sistema de fijación de paneles horizontales.



Figura 3.38. Caída de paneles horizontales.



Figura 3.39. Falla por apertura de herrajes.

4. Análisis de las fallas observadas

La totalidad de los daños observados son consecuencia de deformaciones no controladas de estructuras flexibles, la mayor parte de ellas emplazadas en terrenos de suelo blando.

Los daños observados se pueden clasificar en:

- Relación entre estructuras o subsistemas estructurales:
- Choques entre estructuras dilatadas.
- Apoyo de sistemas estructurales de diferente rigidez en secciones intermedias.
- Muros de albañilería confinados por estructuras prefabricadas.
- Estructuras secundarias que no forman parte del sistema sismo resistente y conectadas a los sistemas prefabricados, como tabiques, cielos falsos, soportes de equipos.

Conexiones de las estructuras sismorresistentes con otros elementos que forman parte de la estructura:

- Conexiones secas de pasador entre pilares y vigas soportantes de losas de niveles intermedios y de techo.

- Conexiones húmedas entre pilares y vigas de techo que actúan como puntal entre pilares vecinos y apoyan paneles de cerramiento, y que por sus características no cumplen con los requisitos de anclaje por lo reducido de los volúmenes de conexión.

Conexiones de paneles apoyados en las estructuras sismorresistentes:

- Conexiones con sistemas de barras ancladas a hormigón colocado en sitio.
- Conexiones con barras ancladas con adhesivo epóxico.
- Conexiones con componentes industriales de fijación.

Planos horizontales de distribución del corte sísmico:

- Losas formadas por placas premoldeadas que forman diafragma rígido.
- Planos de techo formados por vigas y costaneras de acero u hormigón.

La mayoría de los casos de fallas en conexiones se debieron al apoyo accidental en los bordes de las piezas conectadas a consecuencia del giro, esto produce un efecto de palanca o “efecto sacacorchos” sobre las barras de conexión que las arrancan de los anclajes. Este efecto, consecuencia de la variación de la geometría relativa por el movimiento entre las piezas conectadas, fue advertido por el profesor José Restrepo de la Universidad de California en el curso que dictó en Chile con anterioridad al sismo.

En las estructuras industriales inspeccionadas, en muy pocos casos se observó fisuración en la base de pilares de estructuras en voladizo, aunque en algunos alcanzó a desprenderse el recubrimiento. No se observó armaduras longitudinales pandeadas. En estas estructuras en casos de varios niveles, se observó daños en la unión de sectores de diferente rigidez, en que el sector menos rígido alcanzó una deformación que actuó como ariete en el sector más rígido.

De la gran cantidad de estructuras observadas, se deben destacar las pasarelas peatonales sobre las carreteras, que son estructuras típicas repetidas a lo largo de todo el sector afectado por el sismo. Solamente observamos el colapso de un pilar central de una pasarela peatonal en la Ruta concesionada Santiago Los Andes, a la altura de Quilapilún, situación no observada en recorridos por la Ruta 5, longitudinal Sur, en visitas realizadas entre Santiago y Victoria. Sin embargo en un porcentaje significativo de pasarelas ocurrió la caída de las vigas de cruce sobre la carretera, fueran estas de acero u hormigón, apoyadas sobre pilares de hormigón armado.

5. Análisis de la efectividad de las prescripciones normativas

Se analiza a continuación, la efectividad de las prescripciones normativas oficiales vigentes a la fecha del 27 de Febrero del 2010, considerando los daños observados en estructuras construidas por montaje de elementos prefabricados de hormigón destinadas a naves industriales.

A esa fecha, estaba vigente la Norma NCh 2369.Of2003, declarada oficial por Decreto N° 178, del Ministerio de Vivienda y Urbanismo MINVU, de fecha 1 de Septiembre del 2003, y gran parte de las estructuras inspeccionadas habían sido diseñadas siguiendo esa norma.

5.1 Cálculo de las deformaciones

Prácticamente la totalidad de los daños observados se deben a las deformaciones excesivas que alcanzaron las estructuras especialmente las apoyadas en suelos blandos, en

donde de acuerdo al análisis de los daños, las deformaciones de cálculo fueron ampliamente mayores que las de cálculo. En la norma NCh 2369, las deformaciones se calculan como consecuencia de la aplicación de las solicitaciones sísmicas y la influencia de los parámetros del suelo en el movimiento.

Las modificaciones a la clasificación de suelos, los parámetros de cálculo debidos al suelo y su influencia en el espectro de diseño contenidas en el Decreto N° 60 del MINVU del 13 de Diciembre del 2011 para la aplicación de la NCh 433.Of1966 y modificada en el 2009, parecen corregir bastante bien el cálculo de las deformaciones. El procedimiento de cálculo de las deformaciones sísmicas y los límites máximos están establecidos en el capítulo 6. Las modificaciones mencionadas aumentan las deformaciones sísmicas calculadas para suelos blandos en un factor de 2 a 2,5 respecto de la calculada con las disposiciones vigentes a la fecha del sismo, lo que exigirá estructuras más rígidas para cumplir con los máximos indicados en 6.3 "deformaciones sísmicas máximas".

El mencionado Decreto explicita su aplicación a la norma NCh 433.Of1996, sin embargo se debe entender que las modificaciones establecidas en la clasificación de los suelos y los parámetros de cálculo aplican en la NCh 2369, ya que el concepto siempre ha sido que las características del movimiento del suelo deben ser comunes a todos los tipos de estructuras. En todo caso es deseable solicitar un adendum que establezca la aplicación a la NCh 2369, para evitar conflictos de interpretaciones.

5.2 Prescripciones específicas para las estructuras prefabricadas establecidas en la NCh 2369.Of2003 y análisis de su efectividad

En general, las estructuras deberán cumplir las prescripciones de alcance general de la Norma y existen dos sub capítulos del capítulo 9: "Disposiciones especiales para estructuras de hormigón", que se refieren específicamente a las estructuras con elementos prefabricados de hormigón.

5.21. Sub capítulo 9.2: Estructuras prefabricadas de hormigón

Se clasifican los criterios de diseño según sean las estructuras para resistir las acciones sísmicas, y el tipo de conexiones:

En cuanto a los sistemas estructurales sismorresistentes se definen:

- **Sistemas gravitacionales** que utilizan como sistema sismorresistente de muros o marcos de hormigón en sitio, albañilería confinada o armada o marcos de acero, y que utilizan elementos prefabricados para resistir exclusivamente las cargas verticales. En este caso se establece que los elementos prefabricados y las conexiones que no pertenecen al sistema sismorresistente deben ser capaces de aceptar la deformación sísmica, d , de la estructura y resistir las cargas verticales (gravitacionales) para tal deformación. Las conexiones entre el sistema prefabricado gravitacional y el sistema sismorresistente se consideran parte de este último sistema y se deben diseñar de acuerdo a los acápites referidos a las conexiones.
- **Sistemas prefabricados sismorresistentes** compuestos por elementos prefabricados conectados, que pueden estar constituidos por: Muros, Marcos y/o Pilares en voladizo.

En cuanto a las características de las conexiones, los sistemas prefabricados conectados se clasifican en:

- **Sistemas prefabricados con conexiones húmedas** construidas en sitio y que cum-

plan con los requisitos del código ACI 318 – 99, especialmente los requisitos de anclajes y empalme de barras.

- **Sistemas prefabricados con conexiones dúctiles**, que son conexiones mediante ingenios industrializados, y que deben probar mediante análisis y ensayos cíclicos no lineales, que tienen resistencia y ductilidad mayores o iguales a las de uniones monolíticas de estructuras diseñadas según ACI 318 – 99.

Estos dos sistemas son por lo tanto de conexiones dúctiles, con características de resistencia y ductilidad iguales o superiores a las del hormigón vaciado en sitio, y se le aplican las sollicitaciones sísmicas correspondientes a una estructura monolítica de hormigón armado. Se dice que emulan el comportamiento del hormigón armado construido en sitio, y se asimilan a éstas.

- **Sistemas prefabricados con conexiones secas**: utilizan estructuras formados por elementos prefabricados unidos mediante conexiones secas, que son en base a placas de acero ancladas en las piezas que se conectan y unidas por soldadura o pernos. Estas deben ser diseñadas como conexiones fuertes o sobredimensionadas en relación a las piezas que conectan, de manera que el cociente entre la resistencia nominal de la conexión y aquella del elemento conectado en el punto de conexión (**Se**) debe ser mayor a 1,4.

En las estructuras de marcos, las conexiones deben ser capaces de desarrollar una resistencia probable S_{pr} que no sea inferior a 125% de la resistencia a fluencia de la conexión y deben ser capaces de desarrollar un desplazamiento a S_{pr} , que no sea inferior a 4 veces el desplazamiento de fluencia.

El anclaje de la conexión en cada elemento prefabricado debe ser diseñado para desarrollar una tensión igual a 1,3 veces S_{pr} .

Las exigencias de sobredimensionamiento y ductilidad mínima en las conexiones de marcos hacen complejas y de mayor costo estas estructuras, por lo que no se han construido.

5.2.2. Análisis de la efectividad de las prescripciones del sub capítulo 9.2 de la NCh 2369.Of 2003

En todas las obras inspeccionadas no se registraron daños de importancia en las estructuras sismorresistentes propiamente tales, por lo que se puede concluir que las prescripciones del subcapítulo 9.2 son suficientes, con excepción del acápite 9.2.2.5 referida al comportamiento como diafragma rígido de una losa formada por elementos prefabricados.

Para losas con elementos alveolares en suelos tipo III se observaron grietas en los traspasos de corte de las losas a los muros resistentes al sismo, por lo que las disposiciones indicadas no son suficientes para asegurar la condición de diafragma rígido. Este es un problema aún no resuelto a nivel internacional, por lo que deben incluirse indicaciones más precisas en los siguientes aspectos:

- Superficie máxima de un campo de losas entre vigas o estructuras de confinamiento, en relación al espesor y la razón de forma.
- Llaves de corte en la conexión entre losas y las estructuras sismorresistentes para asegurar el traspaso del corte.
- El uso de aceros dúctiles para las armaduras de traspaso de corte (A-63 – 42 - H ó A -44 – 28 – H), y restringir el uso de mallas electrosoldadas solo al control de la fisuración por retracción.

5.2.3. Sub capítulo 9.3: Naves industriales compuestas por columnas en voladizo

Se establecen los requisitos especiales para las naves de columnas de hormigón vaciadas en sitio o prefabricadas estructuradas con columnas empotradas en la base y vigas conectadas a las columnas con uniones rotuladas. La resistencia sísmica y la capacidad de deformación de estos sistemas provienen exclusivamente de las columnas. Los requisitos son:

- Deben contar con un sistema de arriostramiento continuo de techo en planta conectado a las columnas en su nivel superior.
- El diseño sísmico se debe hacer con $R = 3$ y con una razón de amortiguamiento de 0,02.
- El esfuerzo de corte basal mínimo es: $Q_{min} = 0,4 I A_o P / g$
- Se debe proveer confinamiento en la base de la columna en una longitud mayor o igual a dos veces la altura de la sección.
- La esbeltez debe ser menor o igual a 100, siendo el valor de $k=2$.
- Las vigas deben apoyarse lateralmente para evitar su volcamiento debido a la acción de las costaneras o vigas secundarias.
- Las cabezas de las columnas se deben conectar con vigas puntales en dos direcciones ortogonales o aproximadamente ortogonales.
- Las cargas sísmicas a considerar para sistemas de arriostramientos horizontales no debe ser inferior a la tributación sísmica de un marco intermedio, en eventual falla prematura.
- Para el cálculo de las deformaciones máximas horizontales se debe modificar la fórmula del capítulo 6, aplicando un factor de aumento S_o , que es 1,0 para suelo I, 1,25 para suelo II, y 1,50 para suelo III.
- En el diseño de las columnas y fundaciones apoyadas en suelos tipo III se debe considerar la rotación de las fundaciones.

5.2.4. Análisis de la efectividad de las prescripciones del sub capítulo 9.2 de la NCh 2369.Of 2003

Las estructuras de pilares en voladizo son las que tuvieron mayor cantidad de daños en las estructuras de techo y paneles apoyados en vigas secundarias. Sin embargo, no se observaron daños de importancia en las columnas mismas que constituyen la estructura sismorresistente, y en ningún caso se observó daños del empotramiento de las columnas o de las fundaciones.

Los tipos de conexión utilizados:

- Cajas de empotramiento o cáliz ubicadas sobre o dentro de las fundaciones.
- Barras ancladas en vainas corrugadas embebidas en el hormigón confinado de las fundaciones.

Por lo tanto las prescripciones respecto de las columnas, de los tipos de conexión aceptados como conexiones húmedas o dúctiles y de las fundaciones mismas se pueden considerar suficientes.

El problema se presenta con las estructuras de techo y paneles o cerramientos perimetrales o interiores. En los suelos tipo III, en donde las estructuras alcanzaron deformaciones sobre las máximas calculadas, se observaron daños importantes en:

- Vigas secundarias volcadas o caídas, que en muchos casos provocaron la caída de paneles de fachada apoyados en ellas.
- Vigas principales dañadas en sus apoyos, por el efecto palanca que se produce por el apoyo accidental en los bordes superiores de los pilares por la deformación.

- Vigas principales caídas por una combinación de este efecto con aceleraciones verticales del orden del peso de los elementos.
- Costaneras de hormigón volcadas o caídas por arrancamiento de sus anclajes.
- Sistemas de arriostamiento desprendidos de sus anclajes.
- Paneles caídos a consecuencia del arrancamiento de sus anclajes por el efecto palanca al apoyarse en las vigas de apoyo y la falta de resistencia y ductilidad de las conexiones.

Estos problemas deben ser resueltos en los diseños futuros y revisados en las estructuras actualmente construidas.

Los aspectos a corregir son los siguientes:

- Las conexiones rotuladas en las vigas principales y secundarias deben considerar el efecto de las deformaciones (cinemática) dejando los espacios suficientes para el giro de la cabeza de la columna sin que se produzca un apoyo indeseable en los bordes. Las barras de conexión deben ser dimensionadas para un arranque vertical equivalente a **1,4 Ao** por la reacción del peso sísmico en el apoyo, y los anclajes deben resistir 1,3 veces la fluencia de esas barras.
- Las conexiones de hormigón vaciado en sitio que no cumplen con las condiciones de anclaje y confinamiento del código ACI 318 deben considerarse y detallarse como conexiones fuertes.
- Se debe extender la exigencia del apoyo lateral para las vigas, a las vigas secundarias, vigas costaneras y en general a cualquier elemento estructural que pueda volcarse por el efecto de las solicitaciones sísmicas y la eventual falla de las conexiones.
- Los sistemas rígidos de arriostamiento deben considerar el efecto del movimiento y la deformación en planta de las vigas, para lo cual se debe establecer una esbeltez máxima de éstas entre puntos de arriostamiento.
- Los anclajes de los arriostamientos deben cumplir con las condiciones de resistencia y ductilidad establecidas para las conexiones de la estructura.
- Se debe estudiar permitir el uso de sistemas de arriostamientos flexibles considerando los marcos en el plano de techo que pueden formar las vigas principales con costaneras y el uso de cables tensados, que tuvieron buen comportamiento en estructuras construidas, a pesar de no estar permitidos en la norma.

5.2.5. Paneles prefabricados de hormigón

La caída de paneles de fachada consecuencia de las grandes deformaciones de la estructura en los niveles superiores de conexión fue el daño observado más generalizado en los edificios industriales emplazados en suelos blandos, y uno de los de mayor gravedad. El peso y tamaño de estos elementos puede tener consecuencias gravísimas en el daño a las personas y los bienes.

Por lo tanto se deben establecer requisitos que corrijan esta situación:

- Los paneles de hormigón de fachadas o interiores deben considerarse como integrantes de la estructura.
- Las conexiones deben resistir una fuerza horizontal mínima equivalente a 2,75 Ao por el peso del área tributaria de los elementos, y los anclajes deben resistir 1,3 veces esa fuerza, y deben cumplir con las condiciones de las conexiones dúctiles o fuertes exigidas a la estructura.
- Deben considerar el efecto de la cinemática en el diseño y el detalle constructivo debe evitar el efecto de palanca por apoyo accidental consecuencia de las deformaciones.

6. Comentarios y conclusiones

Parece apropiado recordar algunas frases notables respecto del comportamiento de las estructuras en un fenómeno tan complejo y de tal magnitud como el acaecido el 27 de Febrero del 2010. Me disculpo por la posible distorsión del recuerdo y espero mantener el sentido.

Del ingeniero de la Universidad de California sede Berkeley, Vitelmo Bertero en conferencias en Chile de hace ya bastantes años.

–“Después de cada terremoto nos surge la conciencia de que sabemos muy poco de la ingeniería antisísmica, pero al menos nos queda como ingenieros observar qué funcionó y qué no, para corregir nuestros diseños y no repetir los errores.”

–“El premoldeado de hormigón es una muy buena técnica, las piezas se fabrican en talleres controlados que logran muy buena calidad, tan buena que después de un terremoto destructivo encontramos las piezas sanas, sin daño, pero en el suelo.”

Del arquitecto Oreste Depetris, pionero de los prefabricados de hormigón en edificios industriales, que posiblemente viene repetida de otros diseñadores:

–“Las estructuras funcionan de acuerdo a como son construidas, no como son diseñadas y aparecen dibujadas en los planos.”

De nuestro amigo Rodolfo Saragoni que subraya e ironiza lo anterior en la siguiente:

–“Las estructuras no leen los planos ni las normas, se mueven de acuerdo a sus características físicas respondiendo al movimiento del suelo.”

Sabemos que los modelos y métodos de análisis utilizados no representan bien el fenómeno real, utilizamos parámetros fundamentales para el cálculo en el caso del hormigón armado como el periodo, que determinamos de manera teórica con las secciones no agrietadas, factores de calibración o reducción R para las estructuras que resultan arbitrarios y están definidos con poca base experimental. El movimiento del suelo y las características de éste son simplificados y proyectamos sobre los registros de los sismos ya ocurridos, sin saber cuáles serán las características de los próximos.

Después de un sismo mayor como el del 27 de Febrero del 2010, podemos revisar los criterios de diseño partiendo de lo simple: cuales de las recomendaciones que eran vigentes funcionaron y cuáles no y que debemos intentar corregir.

6.1. Integridad estructural

El principal problema de las estructuras construidas por montaje de elementos prefabricados es básicamente mantener la integridad estructural. Es decir, que no se desconecten parcial o totalmente y mantengan el modelo de análisis estructural proyectado. Como se ha visto en este sismo, las estructuras sismorresistentes formadas por elementos prefabricados y especialmente las estructuras gravitacionales han tenido buen comportamiento en todos los tipos de suelos.

Sin embargo hemos observado que las deformaciones en las estructuras sismorresistentes, especialmente en el caso de estructuras flexibles apoyadas en suelos blandos, han provocado la desconexión de algunos elementos apoyados a estas estructuras, y que en algunos casos incluso han caído de sus apoyos. Es el caso de vigas de techo, vigas-costaneras y dramáticamente paneles de fachada.

Estas estructuras apoyadas deben resistir manteniendo la integridad, aún cuando los elementos componentes sufran daños importantes. Este concepto que es la base de la normativa y las recomendaciones de diseño en uso, en la práctica no se ha cumplido cuando las grandes deformaciones dominan el diseño.

El análisis debe centrarse por lo tanto en el porqué de esta situación y las acciones que en consecuencia debemos proponer para que lo que se observó no ocurra en los proyectos futuros, y sea corregido en las construcciones prefabricadas existentes.

6.2. Conclusiones

Si bien la mayoría de las estructuras construidas por montaje de elementos premoldeados o prefabricados de hormigón tuvieron un buen comportamiento, considerando el universo de todas las estructuras construidas y afectadas por el sismo del 27 de Febrero del 2010, resulta preocupante el daño que tuvieron aquellas ubicadas en suelos blandos por la incidencia de deformaciones importantes y mayores de las proyectadas con la norma vigente a la fecha. Aún cuando el daño no afectó las estructuras sismorresistentes propiamente, hubo daños catastróficos en algunos casos en los elementos apoyados y que deben ser corregidos en futuros diseños.

En el análisis de la efectividad de las prescripciones de la norma oficial NCh 2369 Of2003, se indican algunas proposiciones para corregir aspectos normativos. Un aspecto fundamental es mejorar el cálculo de las deformaciones máximas esperadas según los tipos de suelos. Esto se ha calibrado con la experiencia del sismo del 27 de Febrero del 2010 en el decreto N° 61 del MINVU del 13 de Enero del 2012 que modifica la NCh 433.Of1996, que debe entenderse extensiva a la NCh 2369, situación legal que debe oficializarse.

La práctica tradicional chilena de las conexiones húmedas u hormigonadas en sitio ha sido la que mejor comportamiento ha tenido en este sismo, cuando han cumplido con las condiciones de anclaje y confinamiento adecuadas. Sin embargo, estas conexiones tienden a ser utilizadas cada vez menos por ser de proceso constructivo más lento y de baja productividad.

Esto explica la introducción de sistemas y métodos industrializados, muchos de ellos provenientes de países más desarrollados pero con menor experiencia y riesgo sísmico que nuestro país. Por este motivo la mayor parte de los daños corresponde a conexiones diseñadas en base a resistencia y que en la práctica no cumplen con las condiciones requeridas por la norma especialmente en lo que se refiere a los anclajes y a la ductilidad mínima, por problemas de detalles constructivos tales como falta de confinamiento de los anclajes, volúmenes reducidos de nudos hormigonados que no permiten cumplir con los requerimientos del código ACI 318, longitudes de desarrollo y procedimientos inadecuados en anclajes con adhesivo epóxico que no permiten ductilidad, conexiones industrializadas que no son dúctiles, entre otros.

Es discutible que los detalles constructivos deba ser abordados en las normas, ya que esto corresponde al ámbito profesional del desarrollo de los proyectos, pero se debe tomar una acción para corregir esta situación. Algunas acciones posibles podrían ser las siguientes:

- Aprobación de los sistemas industrializados por un organismo competente.
- Uso de conexiones aprobadas por organismos técnicos certificados.
- Desarrollar un manual de diseño y detalles de conexiones típicas por la industria del prefabricado estructural y aprobado por un organismo competente.
- Revisores independientes calificados para los proyectos de las estructuras construidas

por montaje de elementos prefabricados de hormigón que no correspondan a sistemas aprobados.

- Inspecciones técnicas calificadas para certificar el montaje y las conexiones.

Las técnicas industrializadas de construcción como la construcción con elementos prefabricados de hormigón tienen un campo de desarrollo importante en la medida que nuestro país se desarrolle, ya que son métodos de construcción de mayor productividad y velocidad en terreno.

Por lo tanto deben desarrollarse normas, procedimientos y sistemas de gestión de calidad que garanticen su buen comportamiento en los conceptos de asegurar la protección de las personas, los bienes y la producción.

Referencias

- Restrepo, José, 2009, "Curso: Diseño sísmico de edificios con elementos prefabricados de hormigón armado". Conferencias y apuntes. Instituto Chileno del Cemento.
- Garrido I., 2012, "Estudio de daños en estructuras industriales prefabricadas de hormigón armado a consecuencia del terremoto del 27 de Febrero de 2010". Memoria para optar al título de Ingeniero Civil. U de Chile.