



UNIVERSIDAD DE CHILE
FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL

**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

ISRAEL SEBASTIÁN GARRIDO ROJAS

PROFESOR GUÍA:
DAVID CAMPUSANO BROWN

MIEMBROS DE LA COMISIÓN:
LEONARDO MASSONE SÁNCHEZ
VICTOR AGUILA OLAVE

SANTIAGO DE CHILE
DICIEMBRE 2011

RESUMEN DE LA MEMORIA
PARA OPTAR AL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL
POR: ISRAEL GARRIDO ROJAS
FECHA: 23/12/2011
PROF.GUÍA: Sr. DAVID CAMPUSANO

“ESTUDIO DE DAÑOS EN ESTRUCTURAS INDUSTRIALES PREFABRICADAS
DE HORMIGÓN ARMADO A CONSECUENCIA DEL TERREMOTO DEL 27 DE FEBRERO
DE 2010”

El objetivo del presente trabajo de título es analizar los daños provocados por el terremoto del 27 de Febrero del 2010, a las estructuras industriales prefabricadas de hormigón armado, e identificar los posibles factores que contribuyeron en ellos. El estudio se realizó en base a inspecciones efectuadas por las empresas prefabricadoras, compañías de seguros y propietarios.

Para estudiar los efectos del terremoto, se realizó una recopilación de la información registrada por los agentes enunciados en el párrafo anterior. Del análisis de esta información se establecieron las tipologías de falla y se estudiaron los posibles factores responsables de los daños observados.

Un sistema prefabricado sometido a sollicitaciones sísmicas, depende en gran proporción del comportamiento de sus conexiones, debido a que son ellas las responsables de transferir las cargas de un elemento a otro, por lo tanto, las conexiones de los elementos prefabricados deben diseñarse considerando factores como la transmisión del aplastamiento, el corte, momento, tracción y compresión, la resistencia frente a sollicitaciones durante el montaje de la estructura, la resistencia a las sobrecargas con la finalidad que la falla no se presente en la conexión antes que en los elementos, la compatibilidad geométrica ante la deformación de ellos, y de la estructura en general.

El desarrollo del trabajo fue complementado con la revisión de los alcances de la normativa chilena vigente, NCh2369.Of2003, y con la modelación de una nave industrial, con el objetivo de registrar y comparar desplazamientos al realizar una variación en el tipo de suelo y zona sísmica. El análisis de desplazamientos sísmicos se realizó en base a los requerimientos impuestos por la NCh2369.Of2003. Cabe desatacar que los elementos secundarios no son cubiertos por este trabajo.

En base a los resultados obtenidos del trabajo realizado, se concluye que el problema detectado en la mayor parte de los daños registrados proviene de deformaciones no consideradas apropiadamente en el diseño ante sollicitaciones sísmicas. De igual forma, la normativa vigente para este tipo de estructuras debe presentar cambios que permitan interpretar claramente los requerimientos que impone, y cambios asociados al comportamiento que tuvieron elementos estructurales frente al sismo.

A mis padres

AGRADECIMIENTOS

Quisiera agradecer en primer lugar a mi familia, el amor incondicional ha sido muy importante en este largo proceso, jamás me ha faltado su apoyo y sinceramente valoro lo que durante toda mi vida han hecho por mí.

A mi hermano, una mención especial, llegaste a alegrar nuestra casa cuando íbamos casi de salida, aprendí a disfrutarte, y hoy eres una de las cosas más importantes en mi vida.

A mi eterna novia, por soportar mi singular forma de ser, gracias, espero que con este gran paso la distancia comience a desaparecer.

No puedo dejar de agradecer a mis profesores, gracias a ellos pude realizar este trabajo, en especial a los Señores David Campusano, Leonardo Massone y Víctor Águila, por el tiempo dedicado al mejoramiento de este estudio.

A mis amigos, a todos los que alguna vez supieron conocerme y quererme como soy. No los puedo nombrar a todos por falta de tiempo, pero sé que ustedes saben quiénes son, aún nos vemos, hablamos y compartimos el día a día.

Gracias a todos los que me conocen, a todos los que sin saberlo me han ayudado, a los que me han enseñado cosas que jamás se olvidan, a todos.....

Gracias...

INDICE DE CONTENIDOS

CAPITULO I: INTRODUCCIÓN	1
1.1 Descripción	1
1.2 Objetivos	1
1.3 Alcance	2
1.4 Motivación	2
1.5 Metodología	3
CAPÍTULO 2: ANTECEDENTES GENERALES.....	5
2.1 Sismo del 27 de febrero de 2010.....	5
2.2 Estructuras industriales prefabricadas.....	7
2.3 NCh2369.Of2003.....	13
CAPITULO III: INSPECCIÓN DE ESTRUCTURAS.....	21
3.1 Introducción	21
3.2 Registro de daños.....	21
3.2.1 Empresa N°1	21
3.3 Mapa de daños e intensidades	28
CAPITULO IV: DAÑOS OBSERVADOS.....	31
4.1 Introducción	31
4.2 Análisis de casos.....	31
4.2.1 Caso N°1	31
4.2.4 Caso N°4	39
4.2.5 Caso N°5	41
4.2.6 Caso N°6	43

CAPITULO V: ANÁLISIS DE DAÑOS	46
5.1 Introducción	46
5.2 Análisis de daños	46
5.2.1 Daño en conexiones secas viga – pilar mediante barras embebidas	46
5.2.2 Daños en arriostramientos con capacidad de trabajar a tracción y compresión.....	48
5.2.7 Daños en ménsulas de conexión viga- pilar.....	54
CAPITULO VI: MODELACIÓN ESTRUCTURAL.....	56
6.1 Introducción	56
6.2 Modelación.....	56
CAPITULO VII: COMENTARIOS Y NORMATIVA.....	71
7.1 Introducción	71
7.2 Estudio de normativa y comentarios	71
CAPITULO VIII: CONCLUSIONES	74
CAPITULO IX: RECOMENDACIONES	76
REFERENCIAS	77

INDICE DE FIGURAS

Figura 2.1. Ubicación del epicentro del sismo del 27 de febrero de 2010.....	6
Figura 2.2 Marco típico estructura industrial prefabricada.....	7
Figura 2.3 Conexión viga – columna, barra embebida.....	8
Figura 2.4 Conexión viga – columna, soldada.....	9
Figura 2.5 Conexión viga – columna, apernada.....	9
Figura 2.6 Conexión viga – columna, hormigonada en sitio.....	10
Figura 2.7 Estructuración de marcos contiguos.....	10
Figura 2.8 Nave industrial en base a marcos contiguos.....	11
Figura 2.9 Estructuración de marcos de doble altura.....	11
Figura 2.10 Marco de doble altura.....	12
Figura 2.11 Estructuración de marcos altura variable.....	12
Figura 2.12 Marcos de altura variable.....	13
Figura 3.1: Intensidades en la zona de daños del terremoto del 27 de Febrero del 2010.....	29
Figura 3.2: Ubicación y tipo de suelo de las obras inspeccionadas, e intensidades del sismo del 27 de febrero de 2010	30
Figura 4.1: Vista general de la estructura.....	31
Figura 4.2: Daño en conexión seca pilar - viga principal.....	32
Figura 4.3: Daño en base de pilar.....	33
Figura 4.4: Caída de losa prefabricada de techo.....	33
Figura 4.6: Vista general de la estructura.....	34
Figura 4.7: Colapso conexión seca pilar- viga principal.....	35
Figura 4.8: Caída vigas de costaneras.....	35
Figura 4.9: Pérdida de la conexión arriostramiento – viga.....	36
Figura 4.10: Pilar fisurado a 2 metros de la base.....	36
Figura 4.11: Vista general de la estructura.....	37
Figura 4.12: Colapso conexión pilar - viga secundaria.....	38
Figura 4.13: Arrancamiento de arriostramientos de viga principal.....	38
Figura 4.14: Viga secundaria fisurada.....	39
Figura 4.15: Vista general de la estructura.....	40
Figura 4.16: Desprendimiento de hormigón ménsulas de apoyo, pilar intermedio.....	41
Figura 4.17: Vista general de la estructura.....	41
Figura 4.18: Falla de arriostramientos en base a perfiles de acero.....	42
Figura 4.19: Falla de conexión costanera viga principal y caída del elemento.....	43

Figura 4.20: Pérdidas de sección en losetas prefabricadas	44
Figura 4.21: Desprendimiento de hormigón en nudo viga – pilar primer y segundo nivel.	44
Figura 5.1: Desplazamiento provocado por solicitaciones sísmicas.....	46
Figura 5.2: Caída de viga secundaria producto del desplazamiento de la estructura.....	47
Figura 5.3: Daños recurrentes observados en arriostramientos	48
Figura 5.4: Anclaje de arriostramientos en zonas no confinadas de la viga.	49
Figura 5.5: Desplazamiento lateral a causa del sismo	50
Figura 5.6: Volcamiento de costaneras.....	50
Figura 5.7: Conexión viga – panel prefabricado	52
Figura 5.8: Sistemas de conexión losetas – vigas de techo.....	53
Figura 5.9: Daño en ménsula de conexión viga - pilar	54
Figura 6.1: Nave industrial modelada utilizando SAP2000	57
Figura 6.2: Nave industrial con conexión viga – pilar rotulada.....	58
Figura 6.3: Nave industrial con conexión viga – pilar hormigonada en sitio	59
Figura 6.4: Espectro de diseño zona 2, tipo de suelo II, $R=3$ y $\xi=0,03$	60
Figura 6.5: Desplazamientos máximos eje X.	63
Figura 6.6: Desplazamientos máximos eje Y.	63
Figura 6.7: Espectro de diseño Zona 2, Suelo III y IV. Periodo de la estructura.....	64
Figura 6.8: Registro del espectro en 2 zonas de la región Metropolitana.....	65
Figura 6.9: Espectro de desplazamientos para amortiguamiento del 2%.	66
Figura 6.10: Espectro de desplazamientos para amortiguamiento del 3%.	67
Figura 6.11: Espectros de respuesta de desplazamientos, $\xi=2\%$, Zona sísmica 2, suelo tipo II.	69

INDICE DE TABLAS

Tabla 2.1. Datos Sismológicos y Ubicación del Epicentro.....	5
Tabla 2.2. Intensidades reportadas por ONEMI.....	6
Tabla 2.2. Intensidades reportadas por ONEMI (continuación).....	7
Tabla 2.3: Valor de la aceleración efectiva máxima A0.....	15
Tabla 2.4: Valores de los parámetros que dependen del tipo de suelo	15
Tabla 2.5: Valores máximos del factor de modificación de la respuesta.....	16
Tabla 2.6: Razones de amortiguamiento.	16
Tabla 2.6: Razones de amortiguamiento.(continuación)	17
Tabla 2.7: Valores máximos del coeficiente sísmico	17
Tabla 3.1: Registro de daños al tipo de empotramiento	21
Tabla 3.3: Registro de daños por pieza.....	22
Tabla 3.3: Registro de daños por pieza (Continuación).....	23
Tabla 3.4: Registro de daños severos por sistema estructural	23
Tabla 3.4: Registro de daños severos por sistema estructural (Continuación)	24
Tabla 3.5: Tipos de estructuración inspeccionados	24
Tabla 3.5: Tipos de estructuración inspeccionados (continuación).....	25
Tabla 3.6: Registro de daños por pieza.....	25
Tabla 3.7: Obra inspeccionada y daño estructural registrado.....	26
Tabla 3.8: Obra inspeccionada y daño estructural registrado.....	27
Tabla 4.1: Características de la estructura	32
Tabla 4.2: Características de la estructura	34
Tabla 4.3: Características de la estructura	37
Tabla 4.4: Características de la estructura	40
Tabla 4.5: Características de la estructura	42
Tabla 4.6: Características de la estructura	43
Tabla 6.1: Deformaciones calculadas con solicitaciones sísmicas, conexión rotulada, $\xi=0,02$	60
Tabla 6.2: Deformaciones calculadas con solicitaciones sísmicas, conexión rotulada, $\xi=0,03$	61
Tabla 6.3: Deformaciones calculadas con solicitaciones sísmicas, conexión hormigonada en sitio	61
Tabla 6.4: Deformaciones máximas producto exclusivamente de solicitación sísmica. Conexión rotulada, R=3, $\xi=0,02$	61
Tabla 6.5: Deformaciones máximas producto exclusivamente de solicitación sísmica. Conexión rotulada, R=3, $\xi=0,03$	62

Tabla 6.6: Deformaciones máximas producto exclusivamente de sollicitación sísmica. Conexión hormigonada en sitio, $R=3$, $\xi=0,03$	62
Tabla 6.7: Valor de desplazamientos según DS N°117.	67
Tabla 6.8: Desplazamientos NCh2369.Of2003 y DS N°117, $R=3$, $\xi = 0,02$, conexión seca.	68
Tabla 6.9: Desplazamientos NCh2369.Of2003 y DS N°117, $R=3$, $\xi = 0,03$, conexión seca.	68
Tabla 6.10: Desplazamientos NCh2369.Of2003 y DS N°117, $R=3$, $\xi = 0,03$, conexión húmeda.	68
Figura 6.11: Espectros de respuesta de desplazamientos, $\xi=2\%$, Zona sísmica 2, suelo tipo II.	69

CAPITULO I: INTRODUCCIÓN

1.1 Descripción

A lo largo de la historia, Chile se ha caracterizado por tener una alta frecuencia de episodios sísmicos, consecuencia de esto es la necesidad de realizar evaluaciones y recomendaciones que permitan de alguna forma minimizar los daños observados en las diferentes estructuras que posee el país.

El último episodio ocurrido corresponde al sismo del 27 de febrero de 2010, cuya intensidad fue de 8,8 en magnitud de Kanamori. El epicentro de este sismo se ubicó en el mar chileno, frente a las localidades de Curanipe y Cobquecura, a 30,1 km de profundidad bajo la corteza terrestre. La duración de este sismo fue aproximadamente de 140 segundos.

La zona Centro-Sur de Chile fue la más afectada por este episodio, y presentó daños tanto en sus edificaciones como en su estructura vial, por lo que puso a prueba la ingeniería tanto en el diseño, construcción y montaje de los elementos que componen las diferentes obras civiles.

Dentro del conjunto de estructuras que resultaron dañadas por el sismo, existe un número importante formadas por elementos prefabricados de hormigón armado. Muchas de estas estructuras fueron construidas con posterioridad al terremoto del 3 de Marzo de 1985, por lo que es importante realizar catastros y análisis de su comportamiento.

1.2 Objetivos

Objetivo General

Estudiar el comportamiento de las estructuras prefabricadas de hormigón armado de acuerdo al alcance de la norma chilena NCh2369.Of2003 para el terremoto del 27 de Febrero de 2010.

En base al análisis de las observaciones, entregar recomendaciones de diseño y construcción para el comportamiento sísmico seguro de estas estructuras.

Objetivos Específicos:

Discutir la efectividad de las disposiciones de la NCh2369.Of 2003.

Identificar tipología de fallas recurrentes en las estructuras que padecieron daños.

Analizar el comportamiento de las estructuras prefabricadas de hormigón armado mediante la modelación de la estructura tipo en un programa de elementos finitos.

Proponer recomendaciones de diseño y construcción para avanzar en el comportamiento seguro de estas estructuras, en especial en las conexiones de los elementos y en los sistemas de arriostramientos.

1.3 Alcance

El alcance de este estudio es evaluar el comportamiento de las estructuras industriales prefabricadas de hormigón armado en el terremoto del 27 de febrero de 2010, mediante la revisión de antecedentes normativos vigentes y la evaluación del catastro de daños recopilado.

1.4 Motivación

El aumento de estructuras industriales construidas a partir de elementos prefabricados de hormigón armado, y el desconocimiento que existe por parte de los usuarios y de la misma industria, sobre el comportamiento de éstas frente a sollicitaciones sísmicas, son las principales razones que motivan el presente trabajo.

El estudio permitió evaluar el desempeño de las estructuras industriales prefabricadas de hormigón armado frente a las sollicitaciones sísmicas del terremoto del 27 de febrero de 2010, y generar recomendaciones que tienen por objetivo prevenir los daños observados.

1.5 Metodología

Durante el desarrollo del estudio realizaron las siguientes etapas de trabajo:

Recolección de antecedentes

Se realizó la recolección de la información disponible de las inspecciones realizadas con posterioridad al terremoto del 27 de Febrero de 2010 y de las normas chilenas vigentes.

Revisión de antecedentes

Se clasificaron las estructuras y tipología de daños.

Se revisaron las disposiciones de la normativa chilena vigente para las estructuras industriales prefabricadas de hormigón armado.

Descripción de los daños

Se realizó el análisis cualitativo y cuantitativo del comportamiento de las estructuras formadas por elementos prefabricados de hormigón armado.

Se realizó el análisis particular de los casos según patrones de comportamiento mediante las disposiciones establecidas por la normativa vigente.

Se relacionó el tipo de suelos, los daños registrados y un mapa de intensidades del terremoto del 27 de febrero de 2010.

Modelación estructural

Se realizó la modelación de 2 tipologías estructurales de naves industriales de hormigón prefabricado.

En base a variaciones en la ubicación de las estructuras (zona sísmica y tipo de suelo), se efectuó una comparación de los desplazamientos que se generan en ellas, producto de las sollicitaciones sísmicas.

Conclusiones y comentarios

Discusión y comentarios de los requisitos de la norma chilena NCh2369.Of2003 para asegurar el comportamiento de las estructuras.

Proposición de recomendaciones de diseño y construcción.

CAPÍTULO 2: ANTECEDENTES GENERALES

2.1 Sismo del 27 de febrero de 2010

El día sábado 27 de febrero de 2010 a las 03:34 horas se produjo un sismo de intensidad 8.8 en magnitud de Kanamori, cuyo epicentro se ubicó 63 km al Suroeste de Cauquenes, y afectó principalmente a esta última localidad.

En la tabla 2.1 se indican los principales datos sismológicos del sismo de Cauquenes del 27 de febrero de 2010 (Servicio Sismológico de Chile).

Tabla 2.1. Datos Sismológicos y Ubicación del Epicentro

Hora UTC	06:34:12 27/02/2010 (03:34 local)
Latitud	-36° 12' 28''
Longitud	-72° 57' 46''
Profundidad	47.4 km
Magnitud	*8.8 (Mw) GUC
Fuente	Servicio Sismológico (U. de Chile)

Nota: (*): Magnitud inicialmente estimada en 8.3 a partir de datos locales, Mw: Magnitud de Kanamori

En la figura 2.1 se muestra un esquema de la zona epicentral y las principales localidades afectadas.



Referencia: USGS, Rodrigo Cienfuegos

Figura 2.1. Ubicación del epicentro del sismo del 27 de febrero de 2010.

Como referencia, el epicentro se ubicó 63 km al Suroeste de Cauquenes, originado por el desplazamiento súbito de la Placa de Nazca bajo la Placa Sudamericana.

Por efecto del sismo, se estima un área de ruptura de 450 km de longitud y 130 km transversales, extendiéndose desde la Península de Arauco por el Sur hasta el Norte de Pichilemu.

Las intensidades reportadas por la Oficina Nacional de Emergencia (ONEMI) para las localidades ubicadas en las regiones de Antofagasta, Atacama, Coquimbo, Valparaíso, Metropolitana, O'Higgins, Talca, Bío Bío, Temuco, Los Ríos y Los lagos, se muestran en la tabla 2.2.

Tabla 2.2. Intensidades reportadas por ONEMI.

Concepción	X	Puerto Montt	V
Rancagua	VIII	Vicuña	III-IV
Santiago	VIII	Copiapó	III
Talca	VIII	Coquimbo	III

Tabla 2.2. Intensidades reportadas por ONEMI (continuación).

Temuco	VIII	Huayco	III
Valdivia	VI	T. Amarilla	III
Valparaíso	VI	Antofagasta	III
Viña del Mar	VI	Calama	II

Fuente: ONEMI – Oficina Nacional de Emergencia, Ministerio del Interior

2.2 Estructuras industriales prefabricadas

La mayor velocidad de construcción que implica una estructura industrial prefabricada de hormigón armado, se traduce en una puesta en servicio más temprana de la estructura, por consiguiente, una disminución en el tiempo de retorno de la inversión, a pesar del mayor costo que puede significar utilizar este tipo de elementos.

En general, un edificio industrial requiere amplios espacios para el desarrollo de sus actividades. La estructuración típica de un marco prefabricado de hormigón armado es la que se presenta en la figura 3.2.

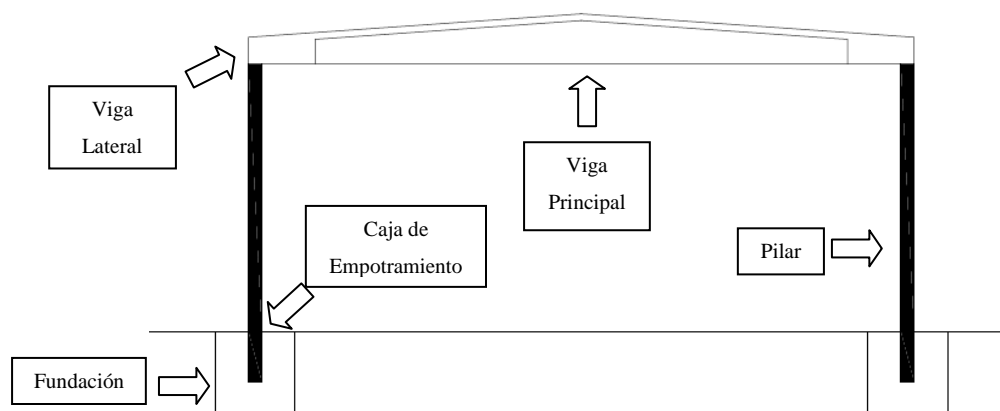


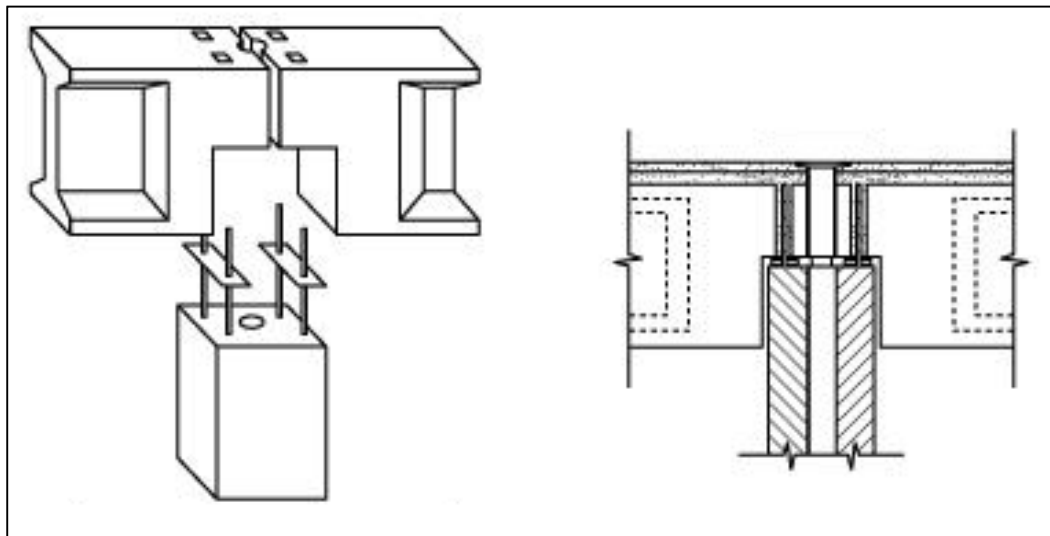
Figura 2.2 Marco típico estructura industrial prefabricada.

La figura 2.2 muestra la estructuración típica de marcos de estructuras industriales de un piso o nivel. Pilares empotrados en las cimentaciones, cajas de empotramiento, y vigas principales unidades a pilares mediante conexiones de diferente constitución. En el sentido longitudinal de la estructura también están presentes las costaneras, vigas laterales y arriostramientos de techo.

En este tipo de estructuras es fundamental el buen diseño y construcción de las conexiones, pues el comportamiento de los sistemas prefabricados sometidos a solicitaciones sísmicas, dependen en gran parte del comportamiento de ellas.

Diferentes tipos de conexiones pueden ser utilizadas en la construcción de estructuras industriales prefabricadas, de acuerdo a los requerimientos de diseño. El tipo de conexión puede marcar la diferencia en el comportamiento de la estructura ante solicitaciones eventuales, como por ejemplo, un sismo.

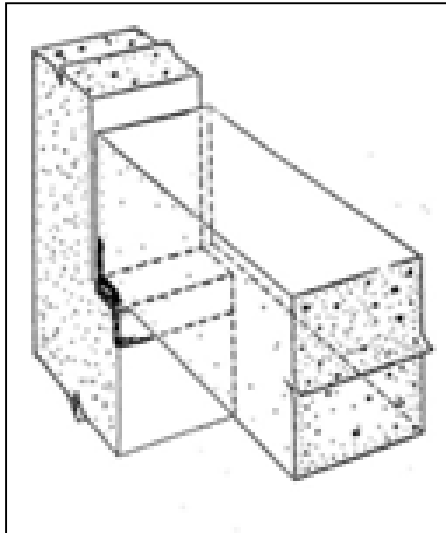
La figura 2.3 muestra una conexión mediante barras embebidas de acero. Las barras salen de la columna, hacia vainas ubicadas en vigas principales o secundarias, las cuales luego de ser ensambladas son rellenadas con morteros especializados. Este tipo de unión recibe el nombre de conexión seca.



Referencia: Estudio preliminar de daños del sismo 27-02-2010, en estructuras prefabricadas de hormigón, D. Campusano.

Figura 2.3 Conexión viga – columna, barra embebida.

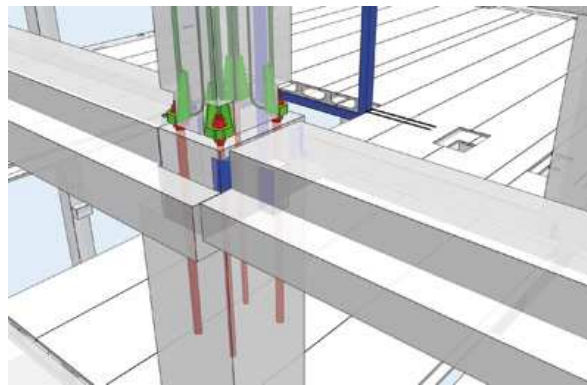
La figura 2.4 muestra una conexión mediante placas de acero soldadas. Las placas de acero están ubicadas en la ménsula de la columna, y en el principio y fin de la viga principal o secundaria. Estas placas son soldadas en sitio, y la unión recibe el nombre de conexión seca.



Referencia: Estudio preliminar de daños del sismo 27-02-2010, en estructuras prefabricadas de hormigón, D. Campusano.

Figura 2.4 Conexión viga – columna, soldada.

La figura 2.5 muestra una conexión apernada. Esta conexión está formada por pernos que salen desde la columna, atraviesan la viga a través de vainas, para luego ser fijados. Esta unión recibe el nombre de conexión seca.



Referencia: www.construarea.com

Figura 2.5 Conexión viga – columna, apernada.

La figura 2.6 muestra una conexión hormigonada en sitio. Para su ejecución, se dejan barras pasadas desde la viga y columna hasta el nudo de la conexión, el cual con posterioridad es hormigonado en obra. Esta unión recibe el nombre de conexión húmeda.

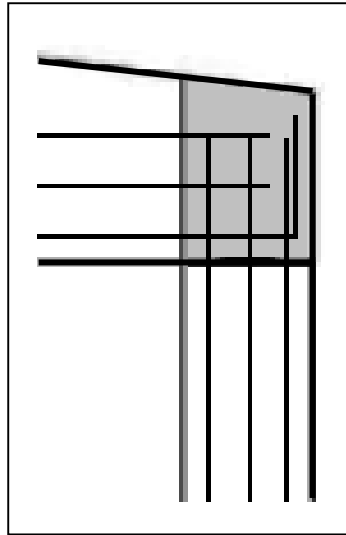


Figura 2.6 Conexión viga – columna, hormigonada en sitio.

Por lo general, las naves industriales prefabricadas, tienen luces entre los 15 a 30 metros en el sentido transversal, de 12 a 20 metros entre marcos, y la altura de pilares puede variar según los requerimientos de diseño de 4 a 10 metros.

La figura 2.7 y 2.8 muestran una alternativa a la estructuración de naves industriales prefabricadas. Esta estructuración está formada por una repetición transversal de la nave industrial tipo (Ver Figura 2.2), y sus conexiones pueden tener las mismas características que las ya descritas.

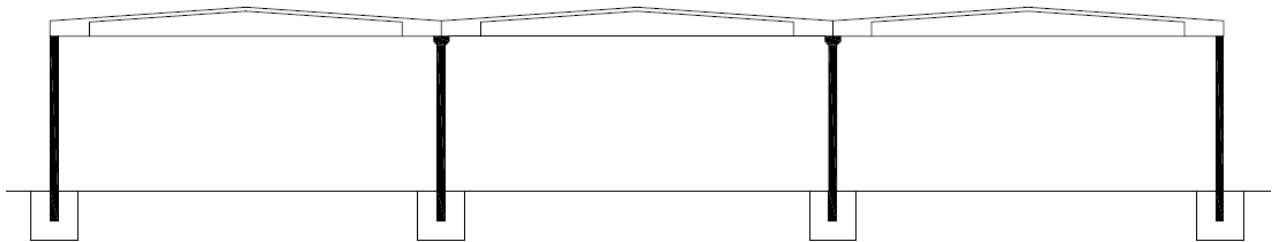


Figura 2.7 Estructuración de marcos contiguos.



Referencia: www.tensacon.cl

Figura 2.8 Nave industrial en base a marcos contiguos.

La figura 2.9 muestra un marco de doble altura. En general, para el diseño de este tipo de estructuras, se utilizan columnas con ménsulas intermedias, en las que se apoyan las vigas que soportarán las losas del segundo nivel. Otra alternativa, es utilizar columnas con zonas no hormigonadas a la altura del segundo nivel, las cuales serán hormigonadas en sitio, generando una conexión húmeda entre vigas y columnas. La figura 2.10 presenta el caso real de una estructuración de marcos de doble altura.

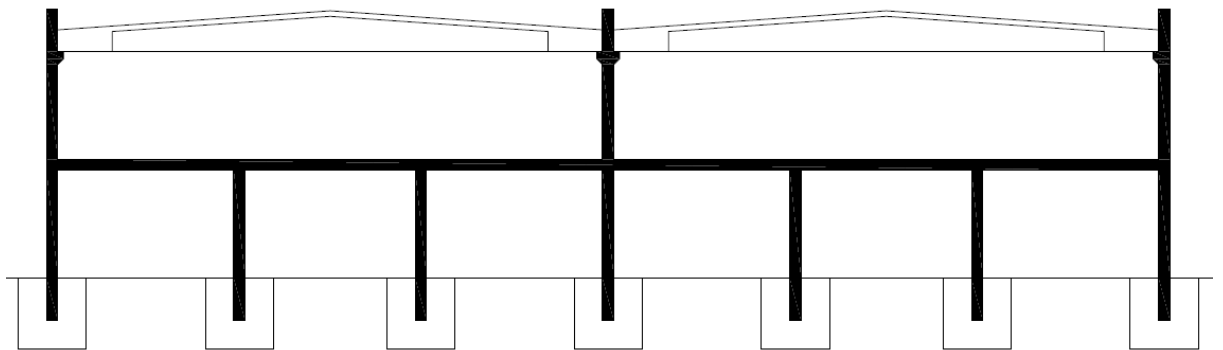


Figura 2.9 Estructuración de marcos de doble altura.



Referencia: www.preansa.cl

Figura 2.10 Marco de doble altura.

La figura 2.11 muestra una estructura formada por marcos contiguos de altura variable. Los marcos de menos altura, tal como se aprecia en la figura, se apoyan en ménsulas pertenecientes a las columnas más altas.

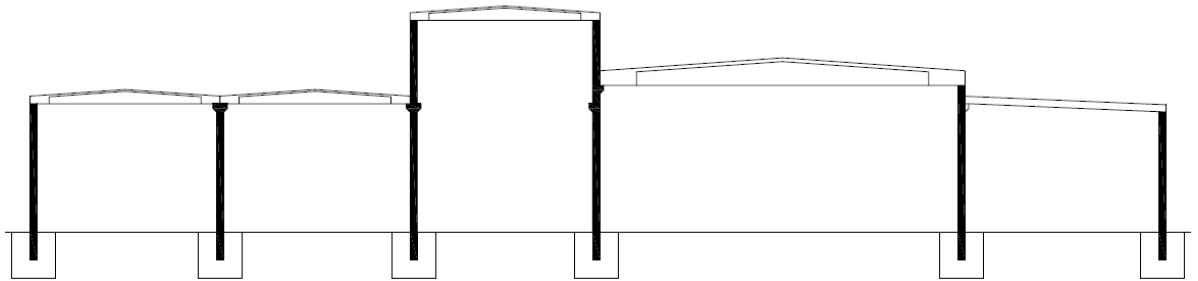


Figura 2.11 Estructuración de marcos altura variable.

La figura 2.12 muestra una estructura formada por dos marcos de diferente altura, la cual se encuentra en etapa de construcción.



Referencia: www.prefabricadosaljema.com

Figura 2.12 Marcos de altura variable.

En todos los casos mostrados, el sistema sismorresistente corresponde a pilares prefabricados de hormigón armado. Es posible variar el sistema sismorresistente mediante el hormigonado en sitio de muros longitudinales entre marcos, en ese caso los requisitos de diseño sísmico varían a los de una estructura común de hormigón armado.

2.3 NCh2369.Of2003

La normativa vigente para el diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales, es la NCh2369.Of2003. Esta norma establece los requisitos básicos para el diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales, livianas o pesadas.

A continuación se presentan los aspectos más relevantes contenidos en esta norma, relacionados con el estudio en cuestión. Las menciones de la norma realizadas son extraídas textualmente del documento, y serán utilizados principalmente en el capítulo VI, modelación estructural, y en el capítulo VII, comentarios normativa.

Clasificación de estructuras y equipos según su importancia

Para los efectos de aplicación de la norma chilena NCh2369.Of2003, se clasifican las estructuras y equipos según su importancia:

Categoría C1. Obras que se deben mantener en funcionamiento, que puedan ocasionar algún riesgo importante y obras esenciales, cuya falla puede causar detenciones prolongadas y pérdidas de producción.

Categoría C2. Obras que puedan tener fallas menores susceptibles de reparación rápida que no causan detenciones prolongadas, ni pérdidas importantes de producción. Obras que no ponen en peligro otras obras de categoría C1.

Categoría C3. Obras y equipos menores o provisionales, cuya falla no pone en peligro obras de categoría C1 y C2.

A cada categoría le corresponde un coeficiente respectivo de importancia:

$$C1 \rightarrow I = 1,2$$

$$C2 \rightarrow I = 1,0$$

$$C3 \rightarrow I = 0,8$$

Análisis elástico estático

- *Esfuerzo de corte basal horizontal*

El esfuerzo de corte horizontal en la base se debe calcular según:

$$Q_0 = CIP$$

Donde Q_0 : Esfuerzo de corte en la base
 I : Coeficiente de importancia

P : Peso total del edificio

C : Coeficiente sísmico

- El coeficiente sísmico C , se determina por:

$$C = \frac{2,75A_0}{gR} \times \left(\frac{T'}{T^*}\right)^n \times \left(\frac{0,05}{\xi}\right)^{0,4}$$

Donde A_0 : Aceleración efectiva máxima (Tabla 2.3)

T', n : Parámetros relativos al suelo (Tabla 2.4)

T^* : Periodo fundamental de vibración en la dirección de análisis

R : Factor de modificación de la respuesta (Tabla 2.5)

ξ : Razón de amortiguamiento (Tabla 2.6)

Tabla 2.3: Valor de la aceleración efectiva máxima A_0

Zona Sísmica	A_0
1	0,20 g
2	0,30 g
3	0,40 g

Reproducción Tabla 5.2 NCh 2369.Of2003.

Tabla 2.4: Valores de los parámetros que dependen del tipo de suelo

Tipo de suelo	T' (s)	n
I	0,20	1,00
II	0,35	1,33
III	0,62	1,80
IV	1,35	1,80

Reproducción Tabla 5.4 NCh 2369.Of2003.

Tabla 2.5: Valores máximos del factor de modificación de la respuesta.

Sistema Resistente	R
5. Estructuras de hormigón armado prefabricado	
5.1 Estructuras prefabricadas puramente gravitacionales	5
5.2 Estructuras prefabricadas con uniones húmedas, no dilatadas de los elementos no estructurales e incorporados en el modelo estructural	3
5.3 Estructuras prefabricadas con uniones húmedas, dilatadas de los elementos no estructurales	5
5.4 Estructuras prefabricadas con uniones secas, dilatadas y no dilatadas, con: Conexiones apernadas y conexiones mediante barras embebidas en mortero de relleno ³⁾ Conexiones soldadas ³⁾	4 4
5.5 Estructuras prefabricadas de péndulo invertido ²⁾ o con pilares en voladizo	3
5.6 Estructuras sísmicas isostáticas	3
Notas	
2) Más del 50% de la masa sobre el nivel superior. Un solo elemento resistente.	
3) El valor R=4 es un límite superior. Si el valor de es menor para el sistema estructural equivalente de hormigón armado, se debe usar dicho valor menor.	

Extracto Tabla 5.6 NCh 2369.Of2003.

Tabla 2.6: Razones de amortiguamiento.

Sistema Resistente	ξ
Estructuras prefabricadas de hormigón armado puramente gravitacionales	0,05
Estructuras prefabricadas de hormigón armado con uniones húmedas, no dilatadas de los elementos no estructurales e incorporados en el modelo estructural	0,05
Estructuras prefabricadas de hormigón armado con uniones húmedas dilatadas de los elementos no estructurales	0,03

Extracto Tabla 5.5 NCh 2369.Of2003.

Tabla 2.6: Razones de amortiguamiento.(continuación)

<i>Estructuras prefabricadas de hormigón armado con uniones secas, dilatadas y no dilatadas:</i>	
<i>Con conexiones apernadas y conexiones mediante barras embebidas en mortero de relleno</i>	0,03
<i>Con conexiones soldadas</i>	0,02
<i>Otras estructuras no incluidas o asimilables a las de esta lista</i>	0,02

Extracto Tabla 5.5 NCh 2369.Of2003.

El valor de C no necesita ser mayor que el indicado en la Tabla 2.7, y en ningún caso menor que:

$$C_{\min} = \frac{0,25A_0}{g}$$

Tabla 2.7: Valores máximos del coeficiente sísmico

<i>R</i>	<i>C_{máx}</i>		
	<i>ξ=0,02</i>	<i>ξ=0,03</i>	<i>ξ=0,05</i>
<i>1</i>	<i>0,79</i>	<i>0,68</i>	<i>0,55</i>
<i>2</i>	<i>0,60</i>	<i>0,49</i>	<i>0,42</i>
<i>3</i>	<i>0,40</i>	<i>0,34</i>	<i>0,28</i>
<i>4</i>	<i>0,32</i>	<i>0,27</i>	<i>0,22</i>
<i>5</i>	<i>0,26</i>	<i>0,23</i>	<i>0,18</i>

Los valores indicados son válidos para la zona sísmica 3. Para las zonas sísmicas 2 y 1, los valores de esta tabla se deben multiplicar por 0,75 y 0,5 respectivamente.

Reproducción Tabla 5.7 NCh 2369.Of2003.

Análisis elástico dinámico

El análisis modal espectral puede ser utilizado para cualquier tipo de estructuras, y se debe hacer para el espectro de diseño siguiente:

$$S_a = \frac{2,75A_0I}{R} \times \left(\frac{T'}{T}\right)^n \times \left(\frac{0,05}{\xi}\right)^{0,4}$$

Donde, T : Periodo de vibración del modo considerado

El valor de S_a no debe ser mayor a $IC_{max}g$.

Deformaciones Sísmicas

Cuando el análisis se hace con las solicitaciones sísmicas reducidas por el factor R , las deformaciones se deben determinar de:

$$d = d_0 + R_1 d_d$$

Donde d : Deformación sísmica

d_0 : Deformación debida a cargas de servicio no sísmicas

R_1 : Factor que resulta de multiplicar el valor de R obtenido de Tabla 5.6 por el cuociente $Q_0/Q_{mín}$, siempre que $Q_0/Q_{mín}$ sea menor o igual a 1,0. Sin embargo, para el cuociente $Q_0/Q_{mín}$ no se debe usar un valor inferior a 0,5. En caso que este cuociente sea mayor a 1,0 se debe usar $R_1 = R$

d_d : Deformación calculada con solicitaciones sísmicas reducidas por el factor R

Deformaciones Sísmicas Máximas

Las deformaciones sísmicas calculadas con la expresión anterior no deben exceder los valores siguientes:

- a) Estructuras de hormigón prefabricado constituidas exclusivamente por un sistema sismorresistente en base a muros conectados por uniones secas.

$$d^{\text{máx}} = 0,002 h$$

- b) Estructuras de muros de albañilería con particiones rígidamente unidas a la estructura.

$$d^{\text{máx}} = 0,003 h$$

- c) Marcos no arriostrados con rellenos de albañilería dilatados.

$$d^{\text{máx}} = 0,0075 h$$

- d) Otras estructuras.

$$d^{\text{máx}} = 0,015h$$

Donde, h : Altura de piso o entre dos puntos ubicados sobre una misma vertical

Las limitaciones anteriores pueden ser obviadas si se demuestra que una deformación mayor puede ser tolerada por los elementos estructurales y los no estructurales, las limitaciones anteriores pueden ser obviadas.

Disposiciones especiales para estructuras prefabricadas de hormigón

- Si el esfuerzo de cote basal Q_0 resulta menor que el valor siguiente:

$$Q_0 = 0,4I \frac{A_0}{g} P$$

todas las deformaciones y esfuerzos se deben multiplicar por el cuociente $Q_{\text{mín}}/Q_0$ para los efectos de diseño.

La disposición anterior no se aplica a las estructuras prefabricadas de hormigón que se clasifican como sistemas gravitacionales o sistemas prefabricados con conexiones húmedas y conexiones dúctiles, las cuales deben satisfacer la disposición sobre el esfuerzo de corte basal mínimo

$$Q_0 = 0,25I \frac{A_0}{g} P$$

- *Naves industriales compuestas por columnas en voladizo*
 - *El diseño sísmico de estas estructuras se debe hacer con $R=3$ y con una razón de amortiguamiento 0,02.*
 - *La esbeltez máxima de las columnas debe satisfacer:*

$$\lambda = \frac{kL}{r} \leq 100$$

A menos que se justifique adecuadamente, el valor de k debe ser 2.

- *Las deformaciones máximas horizontales deben calcularse modificando la fórmula $d = d_0 + R_1 d_d$ como sigue:*

$$d = d_0 + S_0 R_1 d_d$$

Considerando los siguientes valores de S_0 :

- 1,00 para suelo I*
- 1,25 para suelo II*
- 1,50 para suelo III*

CAPITULO III: INSPECCIÓN DE ESTRUCTURAS

3.1 Introducción

El siguiente capítulo muestra la recopilación que se realizó de informes de daños realizados por cuatro empresas prefabricadoras. Esta información contiene un registro inicial de la cantidad de estructuras que presentaron algún tipo de daño que se consideró de importancia, a juicio de las empresas, debido a los efectos del sismo del 27 de febrero de 2010.

3.2 Registro de daños

3.2.1 Empresa N°1

La empresa número uno presentó un total de 76 obras inspeccionadas. La superficie equivale a 470000 [m²], correspondiente al 43% de un total de 1100000 [m²] en obras ejecutadas. La tabla 3.1 indica la inspección realizada al tipo de empotramiento de las estructuras.

Las tipologías analizadas son:

- Base de pilar empotrada en vasos o cáliz, rellenos con hormigón.
- Base de pilar empotrada mediante vainas y armaduras en espera, posteriormente rellenas con grout.

Tabla 3.1: Registro de daños al tipo de empotramiento

	Superficie [m2]	Daño [%]
Conexión Pilar – Base empotrada en cáliz	395000	0
Conexión Pilar – Base empotrada en vainas	75000	0

De acuerdo a la inspección realizada por la empresa número 1, no se registraron daños a los tipos de empotramientos analizados.

La tabla 3.2 muestra los resultados de la inspección realizada a las estructuras donde fueron utilizadas losas compuestas mediante placas alveolares, con y sin capa de compresión.

Tabla 3.2: Registro de daños según tipo de losa empleado

	Superficie [m ²]	Daño [%]
Losas alveolares con capa de compresión unidas por adherencia, sin armadura de cosido (superficie rugosa)	12800	0
Losas alveolares con capa de compresión unidas a muros de corte, mediante armadura saliente del muro (diafragma rígido)	14200	0
Losas alveolares sin capa de compresión unidas a vigas mediante pasadores	700	1,95

Los valores entregados en la tabla 3.2 indican que las losas compuestas por placas alveolares, con capa de compresión, no sufrieron daños durante el sismo del 27 de febrero de 2010.

La tabla 3.3 muestra el registro de daños por elementos en el total de obras inspeccionadas.

Tabla 3.3: Registro de daños por pieza

	Piezas [N°]	Daño [%]
Vigas de piso articuladas, unidas a pilares mediante pasadores	315	0,85
Vigas de piso con conexión a pilar hormigonada en sitio	26	0,00
Vigas de piso con conexión a pilar hormigonada en sitio y pasadores salientes en espera desde ménsula	12	0,00
Viga de techo articulada, unida a pilares mediante un pasador	190	0,27
Viga de techo articulada, unida a pilares mediante dos pasadores	837	0,11
Viga de techo doble T articulada, unida en su ala inferior por dos pasadores	447	1,13
Viga de techo empotrada, con conexión hormigonada en sitio	382	0,38
Arriostramiento de techo, cables a tracción en conjunto con costaneras trabajando como puntales (diafragmas).	344	0,20
Arriostramiento de techo, tubo a tracción y compresión	657	9,89

Tabla 3.3: Registro de daños por pieza (Continuación)

	Piezas [N°]	Daño [%]
Costanera unida a viga de techo mediante 2 o 3 pasadores	110000	2,41
Costanera unida a viga de techo mediante 2 horquillas embebidas en viga	157000	0,05
Costanera ancha unida a viga de techo mediante conexión hormigonada en sitio (puntal)	68000	0,40
Costanera estrecha unida a viga de techo mediante 2 horquillas embebidas en viga	13700	0,04
Costanera de borde articulada, unida mediante 2 o 3 pasadores, con o sin ángulo de fijación a la viga de cubierta	318	9,94
Costanera de borde, empotrada al nudo viga – columna	14	0
Costanera de borde entre pilares para cerramiento ligero, apoyada en ménsulas y fijadas mediante un perno inserto en la ménsula.	395	1,27

De acuerdo al registro entregado, los elementos con conexiones hormigonadas en sitio, presentan un mejor comportamiento frente al sismo del 27 de febrero de 2010, en comparación con los elementos con conexiones en base a pasadores.

Los arriostramientos de techo, en base a perfiles que trabajan a tracción y compresión, presentaron un comportamiento deficiente en comparación con arriostramientos de techo en base a cables que trabajan a tracción y costaneras que actúan como puntales.

La tabla 3.4 entrega el porcentaje de daños de acuerdo al sistema estructural empleado,.

Tabla 3.4: Registro de daños severos por sistema estructural

Sistema estructural	Inspeccionados [m ²]	% con daños sobre m ² total estudiados
Columnas en voladizo sin arriostramiento de cubierta	107240	0,49
Columnas en voladizo con arriostramiento de cables en tracción	26000	0,00

Tabla 3.4: Registro de daños severos por sistema estructural (Continuación)

Sistema estructural	Inspeccionados [m ²]	Daño severo [m ²]
Columnas en voladizo con arriostramiento de tubos estructurales en tracción y compresión	139500	0,11
Columna en voladizo con arriostramiento de techo mediante costaneras anchas	40000	0,13
Columnas con nudos rígidos en unión con vigas	121000	0,00
Columnas en voladizo con costaneras de gran luz esbeltas	9000	1,91
Edificios de varios pisos con muros de corte	19700	0,00

De la tabla 3.4 se observa que de todos los sistemas de arriostramientos inspeccionados, el sistema de arriostramiento en base a tensores es el único que no registra daños.

3.2.2 Empresa N°2

La empresa número dos presentó un total de 13 obras correspondientes a naves industriales, de las cuales 11 fueron ejecutadas en la Región Metropolitana, y 2 en la VIII región del Bío Bío. La estructuración de las obras inspeccionadas se muestra en la tabla 3.5.

Tabla 3.5: Tipos de estructuración inspeccionados

Estructuración Tipo 1	Marcos con pilares empotrados en su base y rotulado en vigas
Estructuración Tipo 2	Marcos con pilares empotrados en su base y rotulado en vigas, muros hormigonados en sitio y entrepisos de losetas prefabricadas
Estructuración Tipo 3	Marcos con pilares empotrados en su base, muros de hormigón armado y albañilería en sitio y prefabricados
Estructuración Tipo 4	Marcos con pilares empotrados en su base, muros hormigonados en sitio
Estructuración Tipo 5	Marcos con pilares empotrados en su base, conexión con vigas hormigonada en sitio, arriostramientos que trabajan a tracción y compresión.
Estructuración Tipo 6	Marcos con pilares empotrados en su base, unidos por vigas metálicas
Estructuración Tipo 7	Marcos con pilares empotrados en su base y rotulado en vigas, cubierta de techo en base a losetas de hormigón armado conectadas con uniones secas

Tabla 3.5: Tipos de estructuración inspeccionados (continuación).

Estructuración Tipo 8	Marcos con pilares empotrados en su base y rotulado en vigas, cubierta de techo en base a losetas de hormigón armado soldadas por ángulos, sin sobrelosa
-----------------------	--

El número de estructuras inspeccionadas de acuerdo a la tipología definida, y el resultado de esta inspección, se presenta en la tabla 3.6.

Tabla 3.6: Registro de daños por pieza

Estructuración	Cantidad	Tipo de daño observado
Tipo 1	4	No se observan daños estructurales
Tipo 2	1	No se observan daños estructurales
Tipo 3	1	No se observan daños estructurales
Tipo 4	1	No se observan daños estructurales
Tipo 5	1	Falla en arriostramiento de techo, pandeo y falla en la conexión del elemento
Tipo 6	1	No se observan daños estructurales
Tipo 7	2	Daño en viga de techo perimetral
Tipo 8	2	Losetas con desprendimiento de hormigón en conexión con vigas

De la inspección realizada, se observa que las estructuras cuyo sistema sismorresistente no depende solamente de sus columnas prefabricadas, no sufrieron daños estructurales ante las solicitaciones sísmicas del 27 de febrero de 2010.

El sistema de arriostramiento en base a perfiles de acero que trabajan a tracción y compresión, resultado deficiente frente a las solicitaciones sísmicas estudiadas según lo inspeccionado en la estructuración tipo 5.

3.2.3 Empresa N°3

La empresa presenta los resultados de la inspección de 13 obras. De acuerdo a la información proporcionada, 7 de las 13 obras presentaron fallas en elementos no estructurales, mientras 3 de las 13 obras presentan fallas en sus vigas de soporte lateral. La tabla 3.7 presenta un resumen de los resultados obtenidos del levantamiento de daños. La empresa número 3 no ha proporcionado la tipología de las obras inspeccionadas.

Tabla 3.7: Obra inspeccionada y daño estructural registrado

Obra	Ubicación	Daños elementos estructurales
Centro de distribución Merck	Pudahuel	Sin daño
Importadora Alsacia	Pudahuel	Viga metálica de soporte lateral doblada y desgarrada por arrancamiento de elementos no estructurales
Centro de distribución Maui	Quilicura	Sin daño
Centro de distribución Fasa	Pudahuel	Viga metálica de soporte lateral doblada y desgarrada por arrancamiento de elementos no estructurales
Universidad del desarrollo	Las Condes	Colapso conexión de vigas de hormigón armado utilizadas como soporte lateral
Cocheras Metro SA	Puente Alto	Sin daño estructural
Nave Atika	Pudahuel	Sin daño estructural
Molinera San Cristóbal	Estación Central	Sin daño estructural
Estacionamientos Parque Arauco	Las Condes	Sin daño estructural
Supermercado del neumático	San Bernardo	Sin daño estructural
B. Braun Medical Chile	San Bernardo	Sin daño estructural
Nave Coca Cola	San Bernardo	Sin daño estructural
Naves cocheras metro San Eugenio	Ñuñoa	Sin daño estructural

Al no indicarse la tipología estructural en la inspección realizada, no puede asociarse el daño al tipo de estructuración. En la tabla 3.7 se observa que los daños registrados son complemento del comportamiento sísmico de los elementos no estructurales.

3.2.4 Empresa N°4

La empresa número cuatro ha ejecutado aproximadamente 350000 m² en naves industriales. De acuerdo a la inspección realizada, las estructuras que presentan algún nivel de daño estructural equivalen aproximadamente al 25% de sus m² construidos, y se presentan en la tabla 3.8.

Tabla 3.8: Obra inspeccionada y daño estructural registrado

Obra	Tipología	Ubicación	Descripción del daño
1	Nave Industrial	Huechuraba	Arriostramientos doblados, caída de estructura metálica
2	Nave Industrial	Pudahuel	Arriostramientos doblados, arrancamiento en la viga
3	Nave Industrial	Quilicura	Arriostramientos doblados
4	Nave Industrial	Talagante	Arriostramiento doblado, viga fisurada
5	Nave Industrial	San Bernardo	Arriostramientos doblados, desprendimiento en consolas
6	Nave Industrial	Coronel	Pilares fisurados
7	Nave Industrial	Lampa	Arriostramientos dañados, conexión viga, pilar, y puntal presenta fisuras
8	Nave Industrial	Colina	Arriostramientos dañados
9	Nave Industrial	Colina	Pilares fisurados, vigas fisuradas en zonas arriostradas
10	Nave Industrial	Lampa	Arriostramientos dañados, arrancamiento en la viga
11	Nave Industrial	Quilicura	Arriostramiento doblado, fisuras en los 2 primeros metros de los pilares desde la base
12	Nave Industrial	Quilicura	Arriostramiento doblado, fisuras en los 2 primeros metros de los pilares desde la base

El total de las naves industriales que registraron daños, tuvieron un sistema de arriostramiento con comportamiento deficiente frente a las sollicitaciones sísmicas estudiadas. Por la descripción del tipo de daño en el sistema de arriostramiento, se asocia la utilización de riostras en base a perfiles que trabajan en tracción y compresión.

En base a las inspecciones realizadas por las cuatro empresas prefabricadoras, los daños más recurrentes se asocian a la utilización de sistemas sismorresistentes en base a columnas prefabricadas, a conexiones secas entre elementos estructurales, y a la utilización de perfiles de acero que trabajan a tracción y compresión como sistema de arriostramiento.

3.3 Mapa de daños e intensidades

La figura 3.1 muestra un mapa de intensidades del terremoto, generado por el Sr. Maximiliano Astroza y el Sr. Sergio Ruiz ⁽¹⁰⁾. Las intensidades indicadas en la figura fueron determinadas a partir de la inspección realizada en 98 localidades, ubicadas en el área de daños producto del terremoto del 27 de febrero del 2010. La inspección se efectuó en las viviendas del tipo unifamiliar de uno y dos pisos, usando el método propuesto por Monge y Astroza (1989), el cual se basa en la escala de intensidades MSK-64.

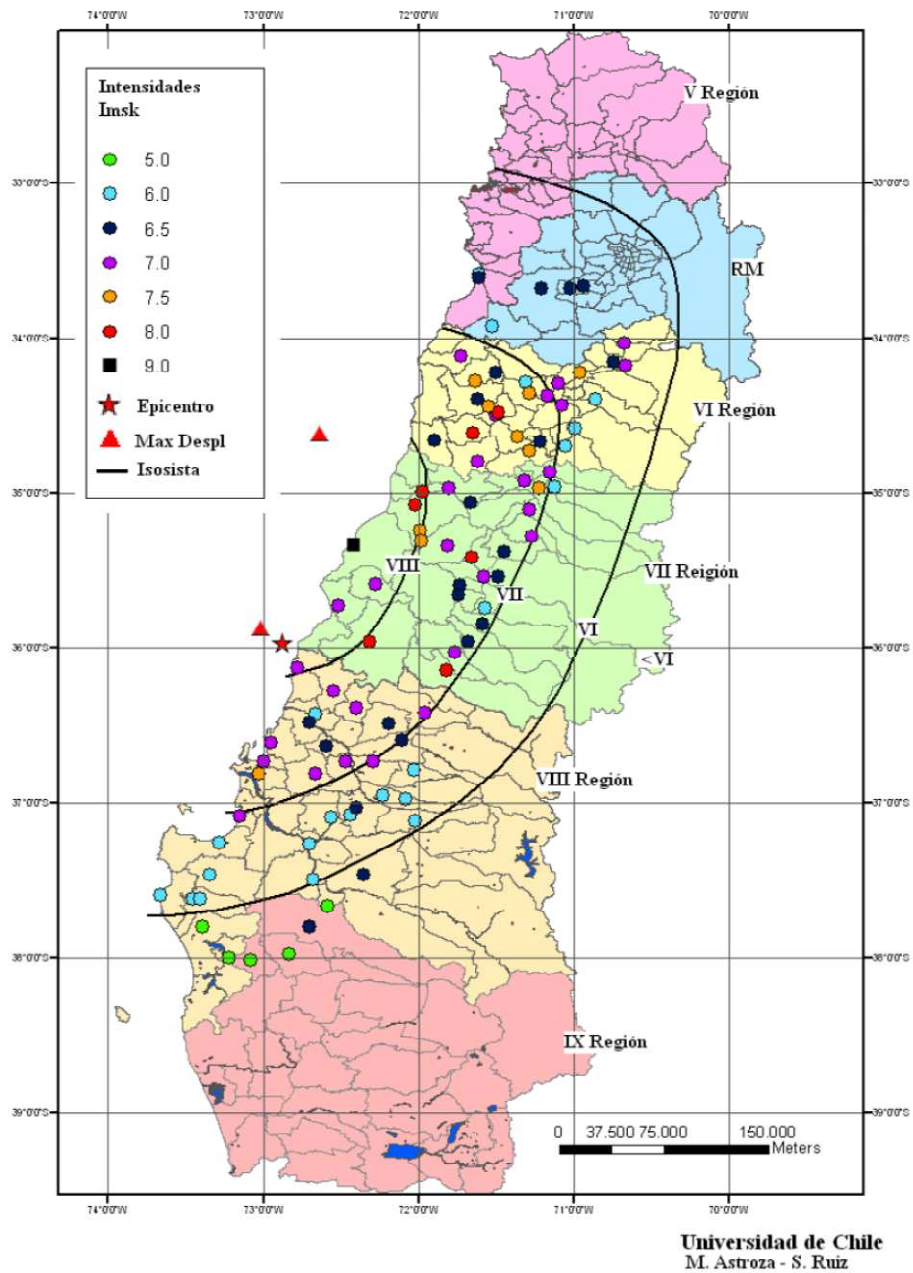


Figura 3.1: Intensidades en la zona de daños del terremoto del 27 de Febrero del 2010.

La figura 3.2 muestra la ubicación en el mapa de intensidades, de las diferentes estructuras que presentaron daños de acuerdo a la inspección realizada por las empresas prefabricadoras.

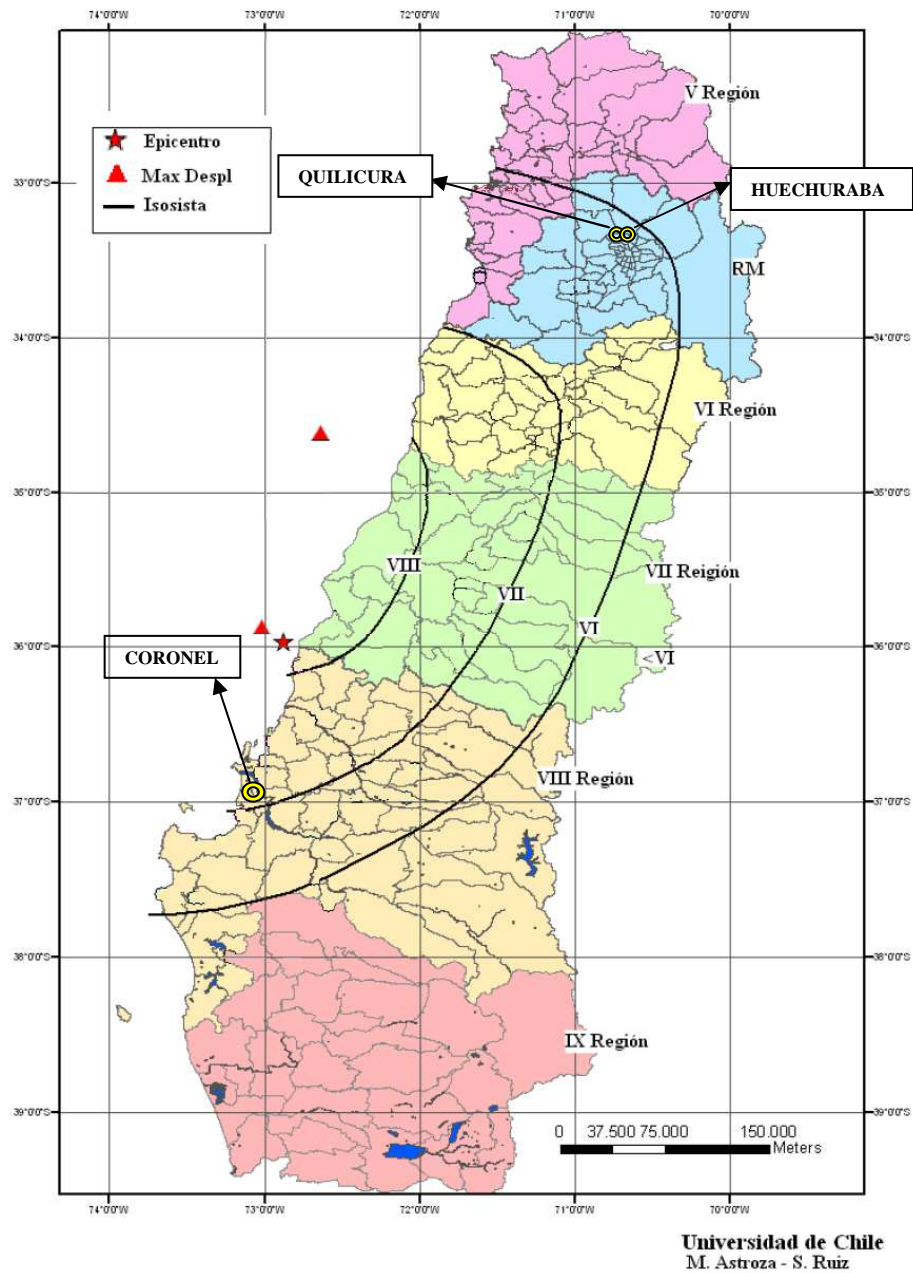


Figura 3.2: Ubicación y tipo de suelo de las obras inspeccionadas, e intensidades del sismo del 27 de febrero de 2010

La existencia de naves industriales sin daño estructural, ubicadas en zonas con intensidades similares a las señaladas en la figura e igual zona sísmica, indican que el factor tipo de suelo resulta muy relevante al momento de realizar un análisis de los daños producto del sismo del 27 de febrero de 2010.

CAPITULO IV: DAÑOS OBSERVADOS

4.1 Introducción

A partir de las inspecciones realizadas por cada una de las empresas prefabricadoras a sus obras ejecutadas, se presentan en este capítulo, seis casos de estructuras industriales con los respectivos daños registrados.

4.2 Análisis de casos

4.2.1 Caso N°1

La figura 4.1 muestra una vista general del primer caso a presentar. Este caso corresponde a una nave industrial utilizada como bodega.



Figura 4.1: Vista general de la estructura

Las características más relevantes de la estructura y su ubicación, se indican en la tabla 4.1.

Tabla 4.1: Características de la estructura

Estructuración	Marcos con pilares empotrados en su base y rotulado en vigas. Techo en base a losetas prefabricadas.
Ubicación	Quilicura – Región Metropolitana
Zona sísmica	II
Tipo Suelo	3

La figura 4.2 muestra el daño registrado en la conexión viga – pilar de la estructura, conexión que clasifica como seca según la NCh2369.Of2003. El daño observado corresponde al desprendimiento del hormigón en la viga producto de la interacción con la columna frente a desplazamientos laterales.



Figura 4.2: Daño en conexión seca pilar - viga principal

La figura 4.3 muestra fisuración, pérdida de sección y armadura a la vista en la base de uno de los pilares de la estructura.



Figura 4.3: Daño en base de pilar

La figura 4.4 muestra la caída de losetas prefabricadas de hormigón. Al no contar con sobrelosa, las losetas tuvieron un comportamiento independiente unas de otras, y frente a desplazamientos excesivos de las vigas soportantes, algunas cayeron por falta de apoyo y/o deficiencia en su conexión.



Figura 4.4: Caída de losa prefabricada de techo

4.2.2 Caso N°2

El segundo caso corresponde a una nave industrial (Ver Figura 4.6), utilizada como centro comercial.



Figura 4.6: Vista general de la estructura

Las características más relevantes de la estructura se indican en la tabla 4.2.

Tabla 4.2: Características de la estructura

Estructuración	Marcos con pilares empotrados en su base y rotulado en vigas y costaneras, arriostramientos mediante perfiles de acero.
Ubicación	Coronel – VIII Región
Zona sísmica	III
Tipo Suelo	3

La figura 4.7 muestra el colapso de la conexión viga - pilar de la estructura. En la figura 4.7 (a) se observa el pilar con sus respectivos pasadores, por lo que se concluye que la viga (Ver figura 4.7 (b)) se desprendió del pilar luego que el grout de relleno se desintegrara producto de el vaivén de la estructura.



(a)

(b)

Figura 4.7: Colapso conexión seca pilar- viga principal

Excesivos desplazamientos combinados a una conexión poco dúctil, provocaron la caída de un grupo de costaneras, unidas a las vigas principales mediante conexiones secas (Ver figura 4.8).



Figura 4.8: Caída vigas de costaneras

En la figura 4.9 se observa el colapso de la conexión del arriostramiento a la viga, debido a los efectos que provoca en el anclaje el efecto de tracción y compresión



Figura 4.9: Pérdida de la conexión arriostramiento – viga

La figura 4.10 muestra fisuras y pérdida de sección a media altura del pilar.



Figura 4.10: Pilar fisurado a 2 metros de la base

4.2.3 Caso N°3

El tercer caso corresponde a una nave industrial (Ver Figura 4.11), utilizada como centro de distribución.



Figura 4.11: Vista general de la estructura

Las características más relevantes de la nave industrial se indican en la tabla 4.3.

Tabla 4.3: Características de la estructura

Estructuración	Marcos con pilares empotrados en su base y rotulado en vigas, arriostrado mediante perfiles de acero.
Ubicación	Quilicura – Región Metropolitana
Zona sísmica	II
Tipo Suelo	3

La figura 4.12 muestra la caída de una viga secundaria o longitudinal, debido al colapso de su conexión al pilar. La conexión clasifica como seca, y se construyó mediante vainas y pasadores.



Figura 4.12: Colapso conexión pilar - viga secundaria

En la figura 4.13 se observa el daño provocado por arriostramientos en la zona de conexión a la viga principal. Los arriostramientos de techo están conformados por perfiles de acero.



Figura 4.13: Arrancamiento de arriostramientos de viga principal

En la figura 4.14 se observa el daño provocado en las vigas longitudinales, producto de la conexión con elementos secundarios (paneles de cerramiento). Los desplazamientos de la estructura, generan concentración de tensiones en los puntos de conexión de estos elementos con la viga longitudinal, provocándose este tipo de falla.



Figura 4.14: Viga secundaria fisurada

4.2.4 Caso N°4

El cuarto caso corresponde a una nave industrial utilizada como bodega de una firma de bancos (Figura 4.15).



Figura 4.15: Vista general de la estructura

Las características más relevantes se indican en la tabla 4.4.

Tabla 4.4: Características de la estructura

Estructuración	Marcos con pilares empotrados en su base y rotulado en vigas.
Ubicación	Huechuraba – Región Metropolitana
Zona sísmica	II
Tipo Suelo	3

La figura 4.16 muestra el daño en la conexión viga - columna intermedia de la estructura, producto del aplastamiento del hormigón. La fotografía corresponde a vigas secundarias, conectadas a la columna intermedia, mediante ménsulas pertenecientes a esta última y barras salientes de la viga.



Figura 4.16: Desprendimiento de hormigón ménsulas de apoyo, pilar intermedio

4.2.5 Caso N°5

El quinto caso corresponde a una nave industrial (Ver Figura 4.17), esta estructura se encontraba en el periodo de terminaciones durante el sismo.



Figura 4.17: Vista general de la estructura

Las características más relevantes se indican en la tabla 4.5.

Tabla 4.5: Características de la estructura

Estructuración	Marcos con pilares empotrados en su base y rotulado en vigas, arriostrados mediante perfiles de acero.
Ubicación	Huechuraba
Zona sísmica	II
Tipo Suelo	3

Al igual que en las figuras 4.9 y 4.13, nuevamente se registran daños en el sistema de arriostramiento de techo en base a perfiles de acero (Ver figura 4.18). En este caso el daño se presenta en la conexión central de los arriostramientos.



Figura 4.18: Falla de arriostramientos en base a perfiles de acero

La figura 4.19 muestra la caída de dos costaneras apoyadas mediante conexiones secas a las vigas principales. La figura 4.19 (a) registra la ubicación de las costaneras en la estructura, y la figura 4.19 (b) el elemento luego de su caída.



Figura 4.19: Falla de conexión costanera viga principal y caída del elemento

4.2.6 Caso N°6

El sexto y último caso corresponde a una obra de dos niveles. La estructura está ubicada al costado de un centro de eventos, se desconoce para que es utilizada. Las características más relevantes se indican en la tabla 4.6.

Tabla 4.6: Características de la estructura

Estructuración	Estructura de dos niveles, en base a pilares, vigas, y losetas prefabricadas de entrepiso sin sobrelosa.
Ubicación	Huechuraba
Zona sísmica	II
Tipo Suelo	3

La figura 4.20 registra el daño observado en losetas prefabricadas, debido al choque de los elementos durante el evento sísmico en estudio.



Figura 4.20: Pérdidas de sección en losetas prefabricadas

En la figura 4.21 se observa el daño en una de las conexiones viga – pilar de la estructura. El daño se caracteriza por pérdida de sección del hormigón y por armadura a la vista.



Figura 4.21: Desprendimiento de hormigón en nudo viga – pilar primer y segundo nivel.

Se puede observar que existen ciertos tipos de daños recurrentes en todos los casos presentados. Los daños en conexiones viga – columna, diseñada en base a vainas y pasadores, los daños en arriostramientos de techo en base a perfiles de acero, y la caída de costaneras unidas a vigas principales, son por lo general, los daños presentes en la mayor parte de las estructuras siniestradas.

El análisis anterior, coincide con las cifras entregadas por las empresas, a raíz de la inspección de sus estructuras. Los mismos tipos de daños descritos en el párrafo anterior, figuran como los daños más frecuentes durante el sismo del 27 de febrero de 2010.

En el próximo capítulo, se realizará un análisis de las posibles causas que provocaron estos tipos de daños.

CAPITULO V: ANÁLISIS DE DAÑOS

5.1 Introducción

El análisis realizado corresponde al estudio de los daños indicados en los cinco casos del capítulo anterior. Se realizó una clasificación de los daños más importantes y repetitivos según el registro realizado por las empresas prefabricadoras, y se estudiarán los posibles factores que condicionaron la falla.

5.2 Análisis de daños

5.2.1 Daño en conexiones secas viga – pilar mediante barras embebidas

Las solicitaciones sísmicas provocan desplazamientos laterales en la estructura como los indicados en la figura 5.1. Debido a que las estructuras industriales prefabricadas de hormigón armado diseñadas en base a pilares en voladizo tienen pocos elementos estructurales, poseen un amortiguamiento muy bajo, factor no favorable ante eventos como los del 27 de febrero de 2010.

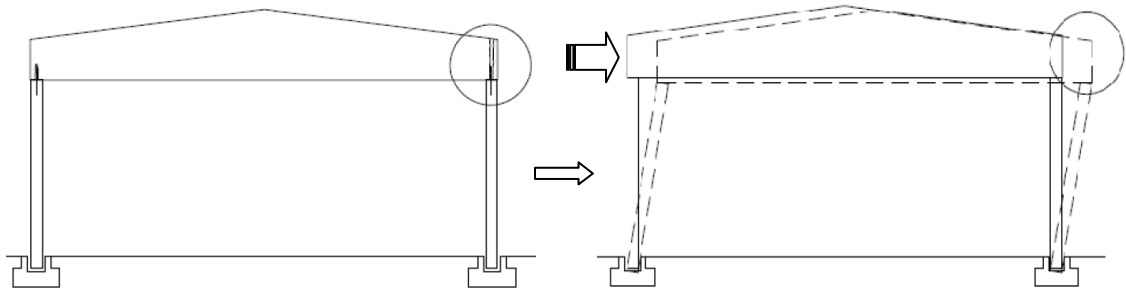


Figura 5.1: Desplazamiento provocado por solicitaciones sísmicas

Debido a que los anclajes de la conexión viga-columna no constituyen una unión rígida, permiten el giro de los elementos de forma proporcional al desplazamiento, por la deformación en fluencia de las barras de anclaje, o el arrancamiento de éstas, si la longitud de desarrollo no es suficiente o se produce la falla de grout. Este problema se presenta tanto transversalmente, como longitudinalmente a la estructura. La figura 5.2 muestra las consecuencias de este efecto, el cual culmina con la caída del elemento horizontal.



Figura 5.2: Caída de viga secundaria producto del desplazamiento de la estructura

Tal como se aprecia en la figura 5.2, la conexión mediante barras embebidas no permite la compatibilidad de deformaciones en el giro de ambos elementos, a pesar de que el diseño considera este tipo de unión, como una unión rotulada.

La incompatibilidad geométrica frente al giro que genera este tipo de conexiones, provoca concentración de tensiones en el nudo, y como consecuencia del giro de los elementos, desprendimiento de hormigón de la viga y el pilar (Figura 4.16, Capítulo IV).

El grout de relleno de las vainas por donde ingresa el pasador a la viga, falla frente a las cargas cíclicas a las que está sometida la conexión. La pérdida de sección en el nudo, provoca una mayor libertad de los elementos para girar, lo que ocasiona un daño mayor de la conexión e incluso la caída de la viga y de los elementos que soporta (costaneras, losas prefabricadas, arriostramientos).

A pesar que al momento de la ejecución de la conexión, se han utilizado láminas de goma que permiten el giro del nudo sin ocasionar daños a los elementos, las deformaciones excesivas impiden que la lámina pueda cumplir su función y los elementos pueden resultar dañados de igual forma.

5.2.2 Daños en arriostramientos con capacidad de trabajar a tracción y compresión

Fueron detectados diferentes tipos de daños en estos elementos, como falla en la conexión a la viga, daño en la conexión entre los mismos arriostramientos y pandeo de los perfiles (Ver figura 5.3).

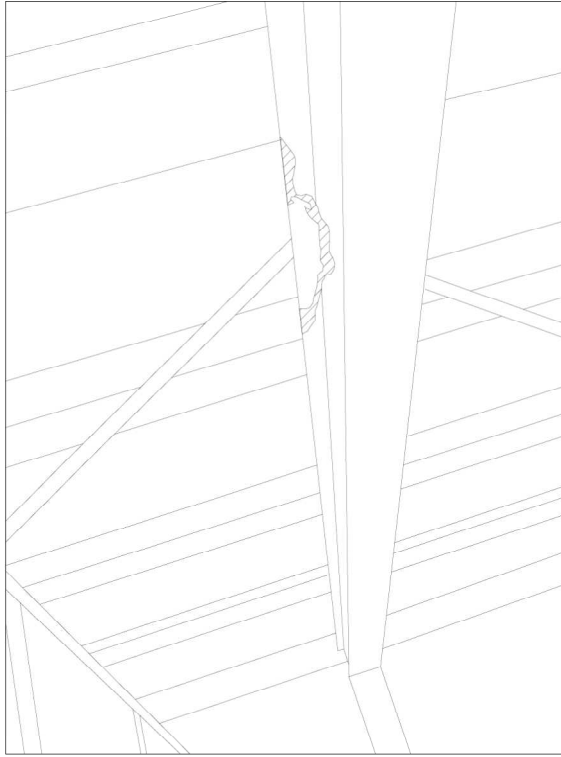


Figura 5.3: Daños recurrentes observados en arriostramientos

El daño más recurrente perteneciente a esta categoría, fue el observado en la conexión del arriostramiento a la viga. Este tipo de daño viene asociado a la incapacidad de la conexión para resistir los desplazamientos generados por el sismo. El movimiento de vaivén, genera solicitaciones excesivas que terminan por arrancar la conexión, en el momento en que el arriostramiento cambia su trabajo de compresión a tracción.

Además de lo descrito anteriormente, se observó en diversas ocasiones, conexiones ejecutadas en zonas no confinadas de la viga, lo cual ante la incapacidad del hormigón a resistir la tracción provocada por el anclaje del arriostramiento, provoca el arrancamiento de la conexión (Ver Figura 5.4).



Figura 5.4: Anclaje de arriostramientos en zonas no confinadas de la viga.

Otro de los daños registrados, es el daño observado en la conexión entre arriostramientos. Este daño se asocia a un mal diseño de la unión entre los elementos, y no a un problema específico de las estructuras prefabricadas.

Por último, existe un tipo de daño en menor cantidad, el cual corresponde a elementos que resultaron pandeados ante las solicitaciones a las que fueron sometidos. Este daño tampoco es propio del sistema prefabricado, sino más bien un problema de diseño global de las estructuras y de la elección del perfil que trabajará como arriostramiento.

5.2.3 Volcamiento y/o caída de costaneras

Las solicitaciones sísmicas provocaron desplazamientos laterales y longitudinales de las estructuras (Ver figura 5.5), los cuales ocasionaron diferentes efectos sobre las costaneras, de acuerdo al tipo de movimiento que las afectaba.

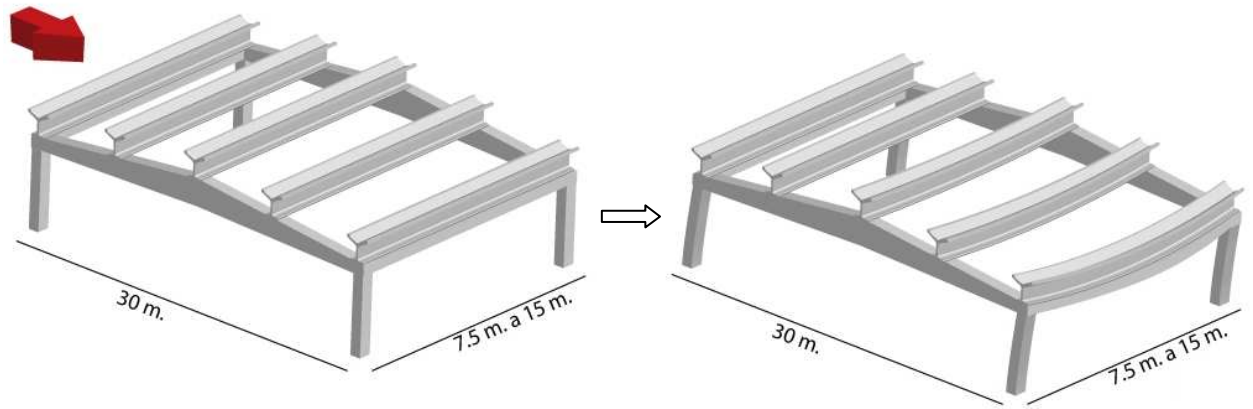


Figura 5.5: Desplazamiento lateral a causa del sismo

Los daños observados en este tipo de elementos son el volcamiento de las costaneras sobre las vigas principales (Ver figura 5.6), y/o su caída por desplazamientos longitudinales excesivos entre marcos.

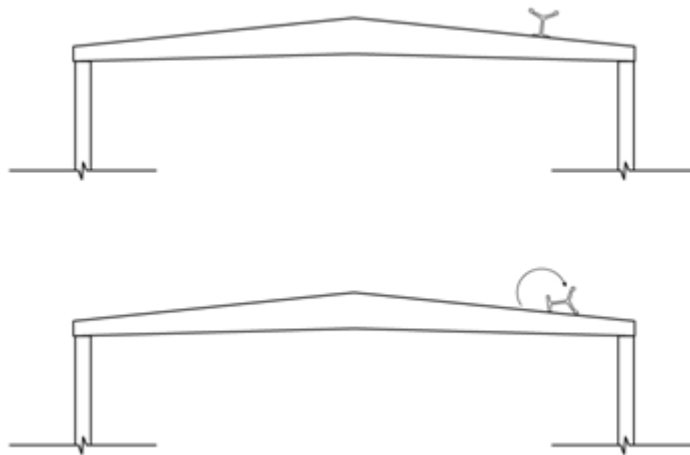


Figura 5.6: Volcamiento de costaneras

El volcamiento y caída de las costaneras están asociados a una débil conexión entre ellas y las vigas principales, conexiones secas que ante sollicitaciones transversales o longitudinales a la estructura, no cumplieron su objetivo, permitiendo movimientos no considerados en el diseño.

Las vigas de techo, o costaneras, no solo resultaron dañadas por alguna responsabilidad directa sobre ellas, sino que también por causas como la caída de vigas principales o secundarias (daño en la conexión viga – pilar) o por desplazamientos excesivos luego de la falla del sistema de arriostramiento de las estructuras.

5.2.4 Desplazamiento y caída de vigas secundarias

El daño observado en este tipo de elementos se asocia principalmente al esfuerzo producido por elementos no estructurales que dependen de la viga como soporte, por ejemplo, los paneles prefabricados de hormigón, los cuales son utilizados para el cerramiento vertical de la nave industrial.

Producto de las sollicitaciones sísmicas, se generaron desplazamientos como los indicados en la figura 5.6, entre vigas secundarias y paneles prefabricados de hormigón, consecuencia de esto, se produce concentración de tensiones y desplazamientos no considerados en el diseño de la viga. Los daños registrados fueron fisuración, caída de vigas de longitud importante, y caída de los elementos de cerramiento por el colapso de su conexión.

La figura 5.7 muestra la sollicitación sísmica actuando solo en una dirección. Al invertir la dirección de aplicación de la fuerza, el desplazamiento y la concentración de tensiones en la viga también cambian. Este vaivén en el movimiento contribuye a la generación de daños.

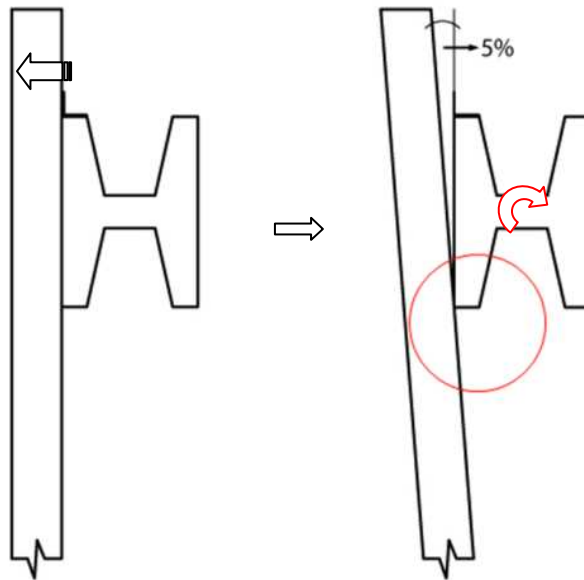


Figura 5.7: Conexión viga – panel prefabricado

Cabe señalar, que 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 marcos. Las grietas indican fallas de corte por la flexión de la viga.

5.2.5 Losas con desprendimiento de hormigón

En este tipo de elementos, los daños se concentraron en losetas de techo o entrepiso, que no contaban con sobrelosa. La inexistencia de la sobrelosa impide que el conjunto de losetas actúe como diafragma rígido, y le da entonces, la libertad a cada uno de estos elementos de moverse y deformarse de forma independiente.

El movimiento independiente de cada loseta, ocasiona golpes entre ellas, y con segundos elementos de la estructura, como por ejemplo vigas principales o secundarias, por lo tanto, se genera el desprendimiento de hormigón registrado en la inspección realizada.

Existen casos en los que se registraron daños de mayor importancia, como la caída de losetas producto del colapso de vigas principales y/o secundarias, este tipo de daño es una consecuencia de la falla de las conexiones viga – pilar, y no un daño propio del diseño del sistema de techo o entrepiso (Ver figura 5.8).

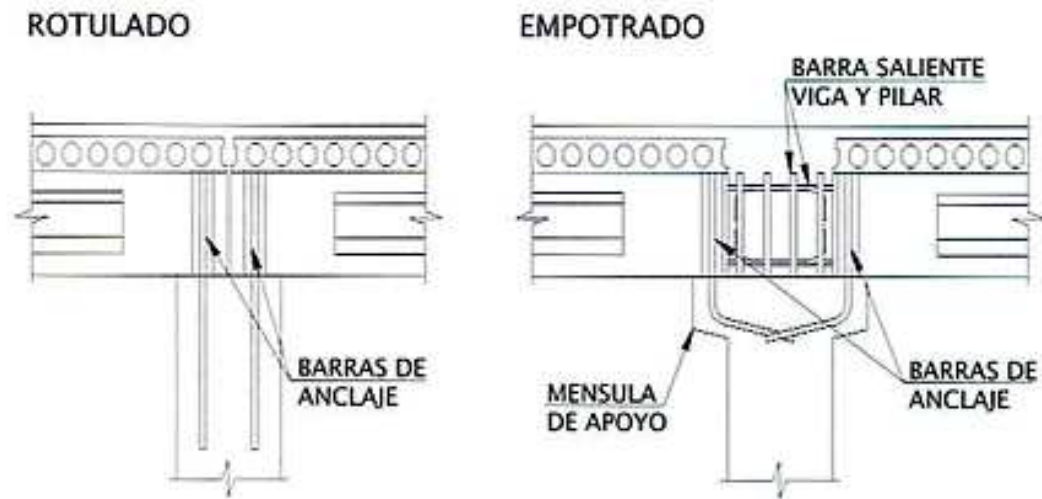


Figura 5.8: Sistemas de conexión losetas – vigas de techo

Cabe destacar, que una empresa de las que registró este tipo de daños, realizó la evaluación particular de esta situación para una de sus obras, diciendo que algunas losetas, sufrieron desprendimiento de hormigón en la zona de conexión con las vigas de techo, probablemente debido a un escasez de recubrimiento y/o confinamiento de la perforación para la conexión entre estos elementos.

5.2.6 Fisuración en pilares

A pesar que este tipo de daños fue puntual en dos obras inspeccionadas, se incluye su análisis para conocer las posibles causas que podrían haber ocasionado la fisuración, tanto en la base del pilar en unos de los casos, y la fisuración a aproximadamente a 2 metros de la base, en el segundo caso.

La causa más probable de la fisuración del pilar en su base, es la existencia de una estructura de mayor tamaño al costado de la obra que presento este daño. Las solicitaciones sísmicas generaron desplazamientos en ambas estructuras, provocando el choque de estas debido a la inexistencia de una dilatación, y como consecuencia el daño analizado.

Para el segundo caso, es un tanto más complejo determinar la causa del daño registrado, existen muchos factores que pueden haber condicionado su fisuración, como un mal diseño del elemento, o la ubicación de algún tipo de material u objeto que hasta esa altura impedía el libre movimiento del pilar y lo rigidiza tomando una mayor tensión.

Debido a que no se tienen mayores antecedentes que los enunciados, ambos tipos de daños son asociados a un problema global de una estructura de hormigón, y no causal de su composición prefabricada.

5.2.7 Daños en ménsulas de conexión viga- pilar



Figura 5.9: Daño en ménsula de conexión viga - pilar

Este tipo de daño es similar al analizado en 5.2.1, la conexión con ménsulas o consolas, es una conexión seca, rotulada, que mediante pasadores fija la viga secundaria a los pilares. El daño registrado es el desprendimiento de hormigón de casi la totalidad de la ménsula, lo que puede ocasionar el colapso de la viga que se apoya en ella, y por consecuencia de la estructura. El daño fue recurrente, pero no generalizado en ménsulas hormigonadas posteriormente a los pilares, los cuales se ejecutan en moldes industrializados. Las causas asociadas a este tipo de daño están relacionadas con la superficie de contacto de la ménsula, que por ser en ocasiones muy pequeña, la armadura responsable de ejecutar un buen anclaje, y que es proporcional a esta superficie, resulta insuficiente.

Otra de las causas probables que fue observada en este tipo de daños, es la de casos en que pasadores están fuera de la armadura transversal de la ménsula, esto genera un desplazamiento del pasador ante las sollicitaciones, y por lo tanto daño y pérdida de anclaje de los elementos.

En general, los daños estudiados se asocian a la poca compatibilidad geométrica entre los elementos de la estructura, y al mal comportamiento de las conexiones frente a desplazamientos excesivos.

En el siguiente capítulo se realiza una modelación estructural para estudiar cuantitativamente estos desplazamientos, los cuales deben ser considerados tanto en el diseño de la estructura, como de sus conexiones.

CAPITULO VI: MODELACIÓN ESTRUCTURAL

6.1 Introducción

Se realizó la modelación estructural de una nave industrial, con el objetivo de comparar los desplazamientos obtenidos frente a la variación de su zona sísmica y suelo de fundación. Como parte de este estudio, también se realizó la variación del tipo de conexión pilar – viga principal, y pilar viga secundaria.

6.2 Modelación

En base a los requerimientos de la normativa chilena vigente, NCh2369.Of2003, se realizó la modelación estructural de una nave industrial típica, utilizando el software de elementos finitos SAP2000. La estructura modelada se muestra en la figura 6.1, y se detalla a continuación:

- Pilares doblemente empotrados de 60x60 cm, y 600 cm de altura. ①
- Vigas principales de altura variable, comienzan con una sección de 35 cm de ancho x 40 cm de alto, hasta alcanzar una altura de 120 cm en la mitad de su luz. ②
- Vigas secundarias de 40 cm de ancho x 55 cm de alto. ③
- Costaneras de 35 cm de alto x 15 cm de ancho, estos elementos actúan como puntales, y están ubicados cada 150 cm. ④
- Arriostramientos de techos en base a tensores de acero, el diámetro de los tensores es de 1,12 cm. ⑤
- Todos los elementos de hormigón armado fueron modelados con las características de un hormigón del tipo H40.

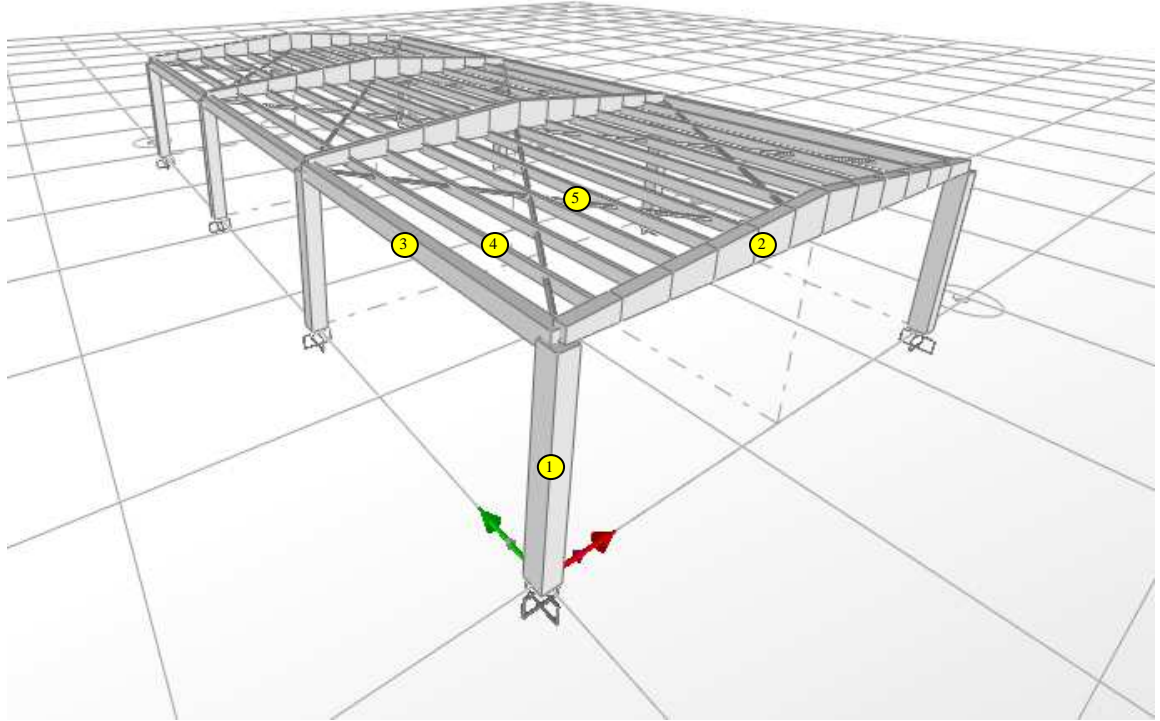


Figura 6.1: Nave industrial modelada utilizando SAP2000

En primer lugar, se modeló la nave industrial con todas sus conexiones rotuladas (Ver Figura 6.2). De acuerdo a la NCh2369.Of2003, esta estructura corresponde a una estructura prefabricada de péndulo invertido o con pilares en voladizo, por lo tanto, según los valores entregados por la norma, se realizó la modelación con un factor de modificación de la respuesta igual a 3 (Ver Tabla 2.5), y con dos valores de amortiguamiento. Los valores de amortiguamiento considerados fueron del 3% por corresponder a conexiones mediante barras embebidas en mortero de relleno (Ver Tabla 2.6), y del 2% según lo indicado en el punto 9.3 de la norma “Naves industriales compuestas por columnas en voladizo”.

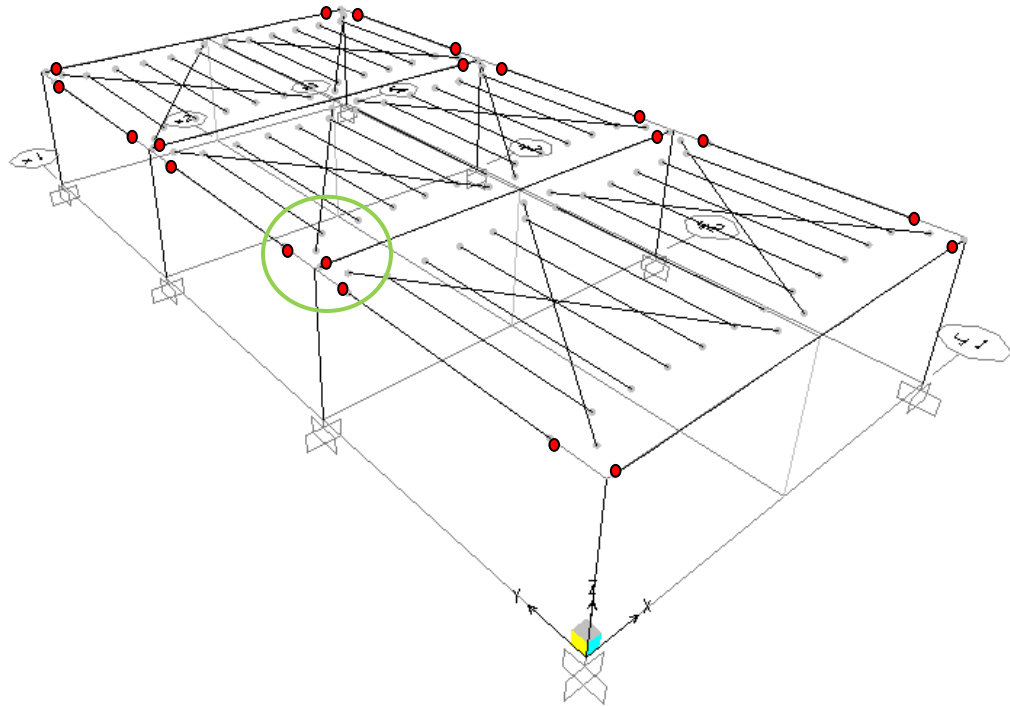


Figura 6.2: Nave industrial con conexión viga – pilar rotulada

El segundo modelo estructural se diseñó en base a la conexión viga – pilar (viga principal y secundaria) hormigonada en sitio (Ver Figura 6.3). Este tipo de conexión es denominado conexión húmeda, y tiene la capacidad de transmitir momento. Todas las conexiones restantes, siguen siendo rotuladas. De acuerdo a la NCh2369.Of2003, esta estructura corresponde a una estructura de péndulo invertido o con pilares en voladizo, por lo tanto, el valor de diseño del factor de modificación de la respuesta es 3 (Ver Tabla 2.5), y el valor del amortiguamiento es del 3%, por corresponder a una estructura prefabricada de hormigón armado, con uniones húmedas dilatadas de los elementos no estructurales (Ver Tabla 2.6).

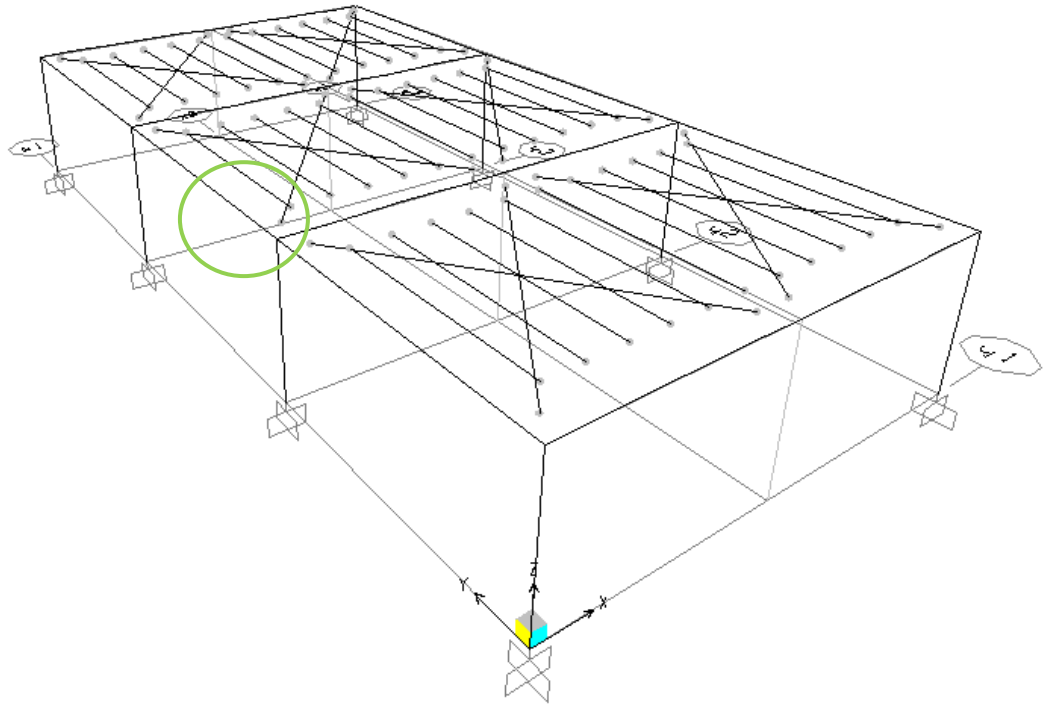


Figura 6.3: Nave industrial con conexión viga – pilar hormigonada en sitio

El cálculo de desplazamientos sísmicos, fue realizado para los tipos de suelo II, III y IV, y para las zonas sísmicas 2 y 3. El detalle de los valores utilizados para el cálculo del espectro de diseño se presenta en el Anexo A. Un ejemplo del espectro de diseño para zona 2, tipo de suelo II, $R=3$ y $\xi=0,03$, es el que se muestra en la figura 6.4.

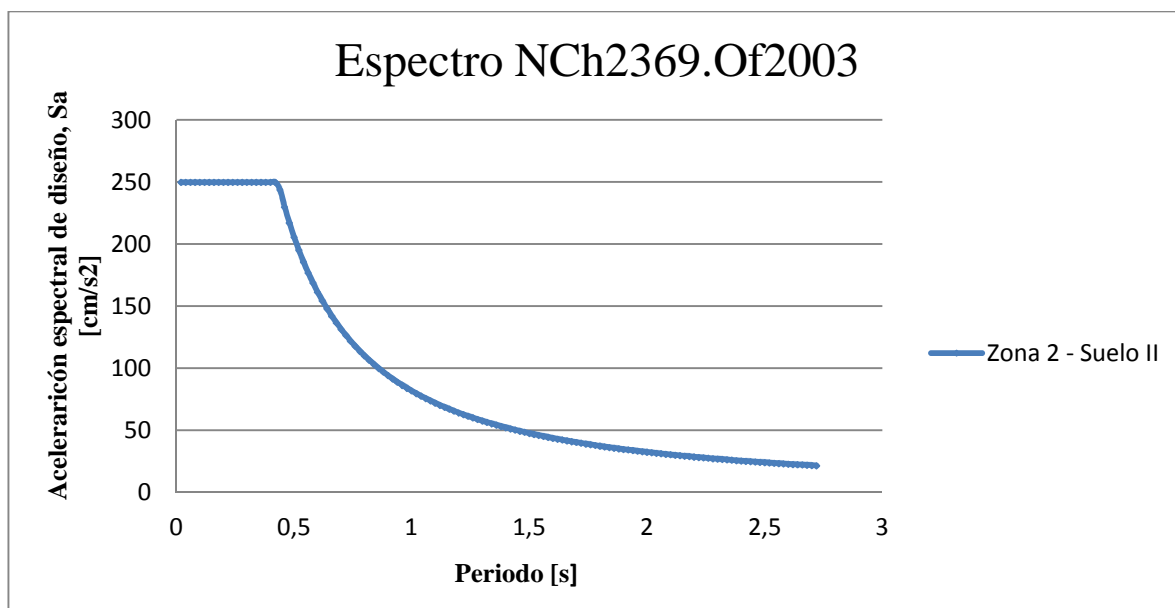


Figura 6.4: Espectro de diseño zona 2, tipo de suelo II, R=3 y $\xi=0,03$

Los resultados obtenidos para cada uno de los tipos de suelo, zona sísmica, amortiguamiento y factor de modificación de la respuesta se presentan en las tablas 6.1, 6.2 y 6.3.

Tabla 6.1: Deformaciones calculadas con solicitaciones sísmicas, conexión rotulada, $\xi=0,02$

R=3 - $\xi = 0,02$ - Conexión Rotulada (Seca)							
Zona	Tipo Suelo	d_d x [cm]	d_d y [cm]	Qmin/Qox	Qmin/Qoy	R1x	R1y
2	II	1,95	1,96	0,95	0,94	3,00	3,00
2	III	3,83	3,87	0,49	0,48	3,00	3,00
2	IV	4,02	4,00	0,46	0,46	3,00	3,00
3	II	2,60	2,62	0,95	0,94	3,00	3,00
3	III	5,10	5,16	0,49	0,48	3,00	3,00
3	IV	5,36	5,34	0,46	0,46	3,00	3,00

Tabla 6.2: Deformaciones calculadas con solicitaciones sísmicas, conexión rotulada, $\xi=0,03$

R=3 - $\xi = 0,03$ - Conexión Rotulada (Seca)							
Zona	Tipo Suelo	$d_d x$ [cm]	$d_d y$ [cm]	Qmin/Qox	Qmin/Qoy	R1x	R1y
2	II	1,86	1,85	1,12	1,11	2,68	2,70
2	III	3,25	3,29	0,57	0,56	3,00	3,00
2	IV	3,42	3,40	0,54	0,54	3,00	3,00
3	II	2,48	2,47	1,12	1,11	2,68	2,70
3	III	4,34	4,38	0,57	0,56	3,00	3,00
3	IV	4,56	4,54	0,54	0,54	3,00	3,00

Tabla 6.3: Deformaciones calculadas con solicitaciones sísmicas, conexión hormigonada en sitio

R=3 - $\xi = 0,03$ - Conexión Hormigonada en sitio (Húmeda)							
Zona	Tipo Suelo	$d_d x$ [cm]	$d_d y$ [cm]	Qmin/Qox	Qmin/Qoy	R1x	R1y
2	II	1,36	1,32	0,88	0,71	3,00	3,00
2	III	2,11	1,72	0,57	0,54	3,00	3,00
2	IV	2,11	1,72	0,57	0,54	3,00	3,00
3	II	1,81	1,76	0,88	0,71	3,00	3,00
3	III	2,81	2,29	0,57	0,54	3,00	3,00
3	IV	2,81	2,29	0,57	0,54	3,00	3,00

A partir de lo indicado en el capítulo 6 de la NCh2369.Of2003, respecto al cálculo de deformaciones sísmicas, las tablas 6.4, 6.5 y 6.6 muestran los valores de las máximas deformaciones detectadas, producto exclusivamente de las solicitaciones sísmicas. En el caso de la estructura modelada con un 2% de amortiguamiento, el valor de la deformación máxima se amplifica por un factor asociado al tipo de suelo, entregado por la normativa vigente en su capítulo 9.3.11.

Tabla 6.4: Deformaciones máximas producto exclusivamente de solicitación sísmica. Conexión rotulada,

$$R=3, \xi=0,02$$

Zona	Tipo Suelo	d x máx [cm]	d y máx [cm]	d máx
2	II	7,31	7,36	9,00
2	III	17,22	17,40	9,00
2	IV	-	-	9,00
3	II	9,75	9,81	9,00
3	III	22,95	23,21	9,00
3	IV	-	-	9,00

Tal como se observa en la tabla 6.4, no se entregan los valores de desplazamientos obtenidos para la estructura modelada en suelo tipo IV, lo anterior, debido a que la normativa chilena vigente en su punto 9.3.13 indica que no se permite el apoyo de fundaciones en este tipo de suelo.

Tabla 6.5: Deformaciones máximas producto exclusivamente de solicitación sísmica. Conexión rotulada, $R=3$, $\xi=0,03$

Zona	Tipo Suelo	d x máx [cm]	d y máx [cm]	d máx
2	II	4,97	5,01	9,00
2	III	9,76	9,86	9,00
2	IV	10,26	10,21	9,00
3	II	6,63	6,68	9,00
3	III	13,01	13,15	9,00
3	IV	13,68	13,61	9,00

Tabla 6.6: Deformaciones máximas producto exclusivamente de solicitación sísmica. Conexión hormigonada en sitio, $R=3$, $\xi=0,03$.

Zona	Tipo Suelo	d x máx [cm]	d y máx [cm]	d máx
2	II	4,08	3,96	9,00
2	III	6,32	5,16	9,00
2	IV	6,32	5,16	9,00
3	II	5,44	5,28	9,00
3	III	8,43	6,88	9,00
3	IV	8,43	6,88	9,00

A continuación se presenta una comparación de los valores indicados en las tablas 6.4, 6.5 y 6.6, por tipo de suelo y zona sísmica (Ver Figura 6.5 y 6.6). La comparación fue realizada para los dos ejes principales analizados, X e Y. La línea punteada representa el valor máximo de desplazamiento indicado en el capítulo 6.3 (d) de la NCh2369.Of2003 para la estructura modelada. El valor corresponde al 1,5% de la altura de la estructura.

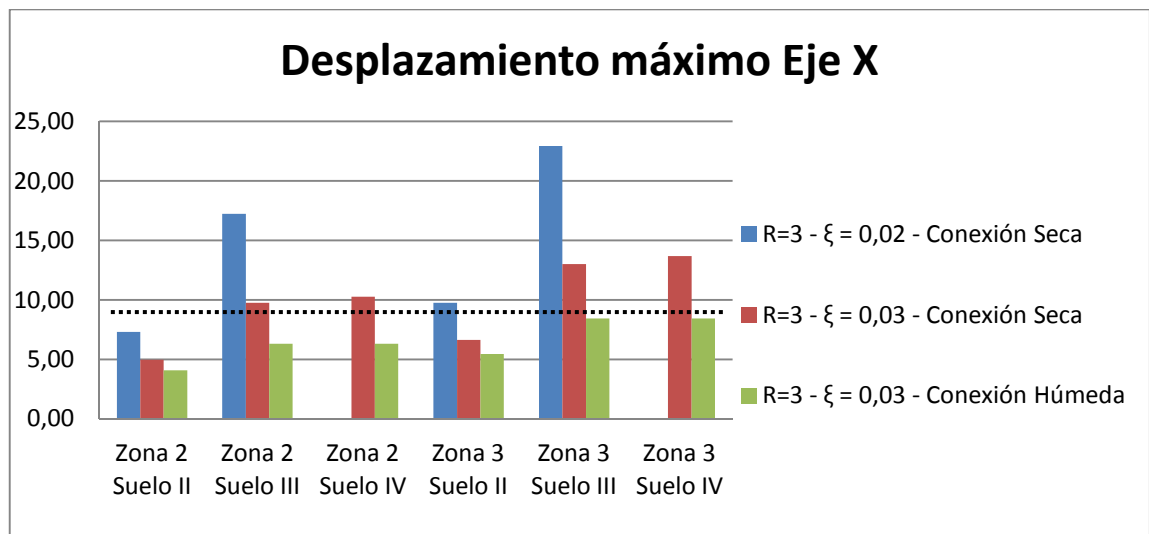


Figura 6.5: Desplazamientos máximos eje X.

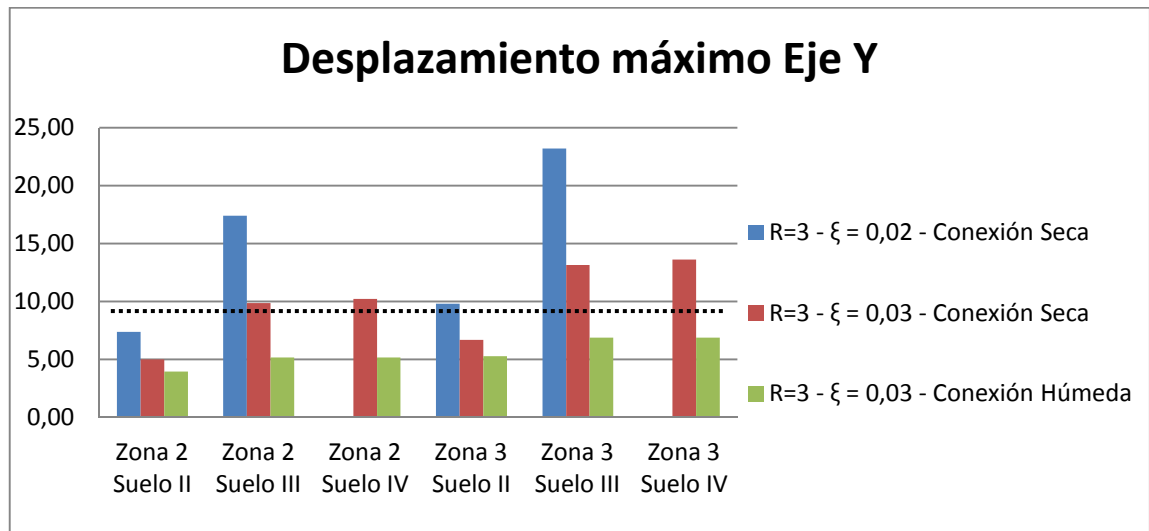


Figura 6.6: Desplazamientos máximos eje Y.

De los resultados obtenidos se observa que los mayores desplazamientos se obtienen cuando se aplican los requisitos para naves industriales compuestas por columnas en voladizo (Capítulo 9, NCh2369.Of2003), es decir, $R=3$, $\xi=0,02$. La razón de lo anterior, está ligada a un mayor valor de $C_{m\acute{a}x}$, esto provoca que el límite que impone la NCh2369 para el espectro de diseño, sea mayor que para los otros dos casos.

También se puede observar que para una estructura con conexión viga – pilar hormigonada en sitio, de similares características a la modelada en este trabajo, el valor de la deformación máxima no presenta variaciones en ninguno de los dos ejes analizados, al cambiar el tipo de suelo de fundación de III a IV, ya sea en zona II o III. Esto se debe a que la variación del tipo de suelo en una misma zona sísmica, prolonga el valor máximo del espectro de diseño en el tiempo, pero el periodo de la estructura según lo indicado en la NCh2369.Of2003 se encuentra antes de esta variación, por lo que esta prolongación no la afecta (Ver Figura 6.7).

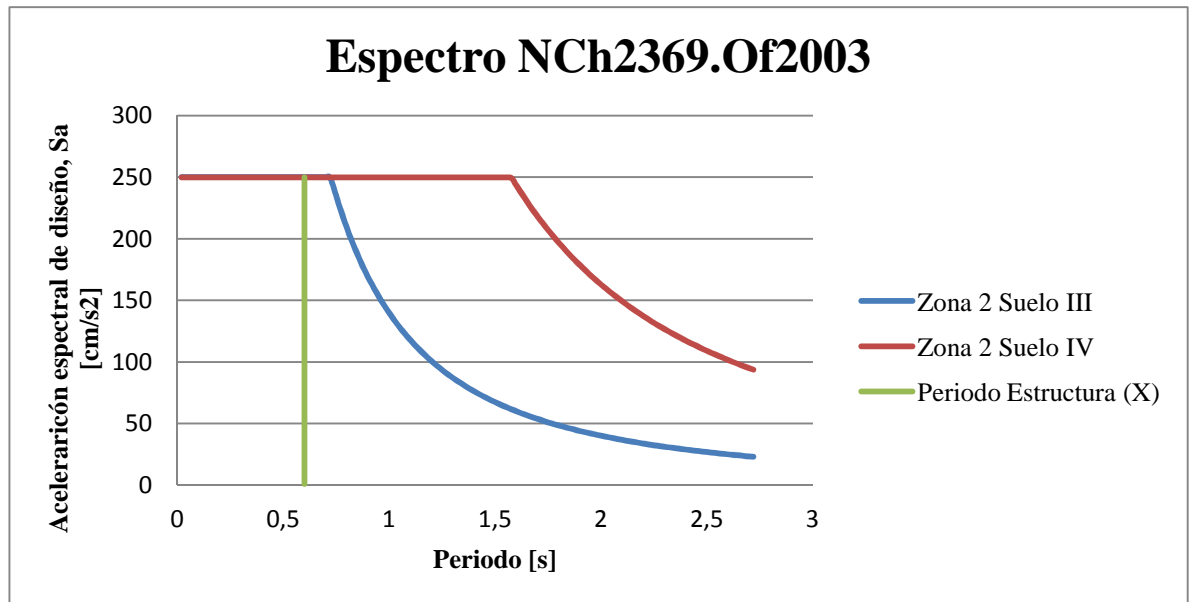


Figura 6.7: Espectro de diseño Zona 2, Suelo III y IV. Periodo de la estructura.

La figura 6.8 muestra el espectro de aceleraciones recopilado por el Sr. Mauricio Sarrazín, profesor de la Universidad de Chile, luego del terremoto del 27 de febrero de 2010, en 2 puntos de la Región Metropolitana. El primero corresponde a Huechuraba, zona 2, suelo tipo III, y el segundo a Santiago Centro, zona 2, suelo tipo II.

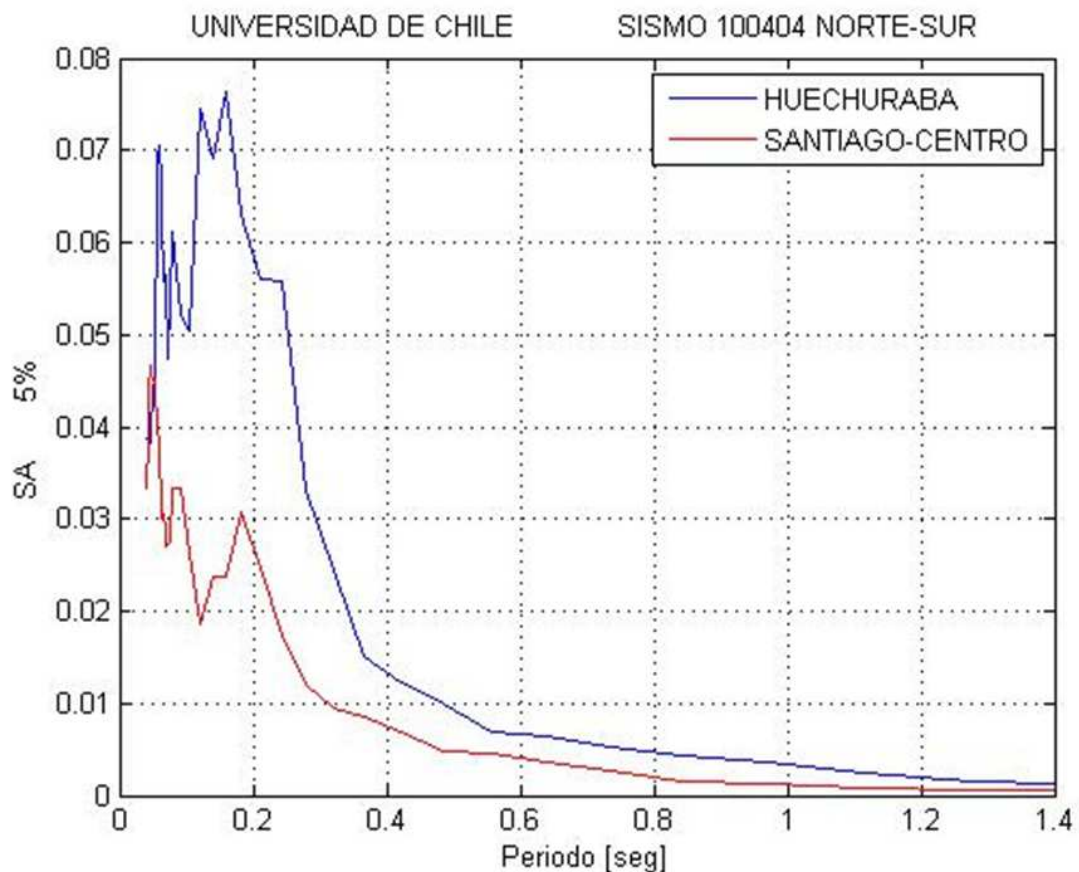


Figura 6.8: Registro del espectro en 2 zonas de la región Metropolitana.

De acuerdo a los valores obtenidos de los periodos en la modelación estructural realizada, 0,75 segundos para estructuras con conexión viga – columna rotulada, y 0,6 segundos para estructuras con conexión viga – columna hormigonada en sitio, y considerando que para estructuras con amortiguamiento cercano a cero, y de un grado de libertad, el espectro de aceleraciones es directamente proporcional al espectro de desplazamientos, el registro entregado e la figura 6.8 permite realizar una comparación entre los valores reales de desplazamiento obtenidos ante las sollicitaciones del 27 de febrero de 2010, y los valores obtenidos del diseño estructural.

Para valores de periodos 0,75 y 0,6, la relación entre desplazamientos de estructuras fundadas en suelo tipo III respecto de estructuras fundadas en suelo tipo II es de 1,7 y 1,4 según los espectros entregados en la figura 6.8.

Los resultados obtenidos para los desplazamientos, a partir de la modelación estructural (Ver tablas 6.4, 6.5 y 6.6), indican que para valores de periodos 0,75 y 0,6, la relación entre desplazamientos de estructuras fundadas en suelo tipo III respecto de estructuras fundadas en suelo tipo II es de 1,95 y 1,55.

De la comparación en la relación de desplazamientos reales y de diseño entre suelos II y III, se concluye que los resultados obtenidos de la modelación, se asemejan bastante en cuanto a su relación, a los registros del terremoto del 27 de febrero de 2010.

- Decreto Supremo 117

Con el objetivo de realizar una comparación entre los valores de los desplazamientos obtenidos mediante el espectro de aceleraciones de la NCh2369.Of2003, y el nuevo espectro de desplazamientos incluido en el decreto supremo DS N°117, se gráfico este último para los casos en que el amortiguamiento toma valores del 2% y 3%, ambos casos para todo tipo de zonas sísmicas y tipos de suelo.

La figura 6.9 muestra el gráfico obtenido para las condiciones $\xi=0,02$.

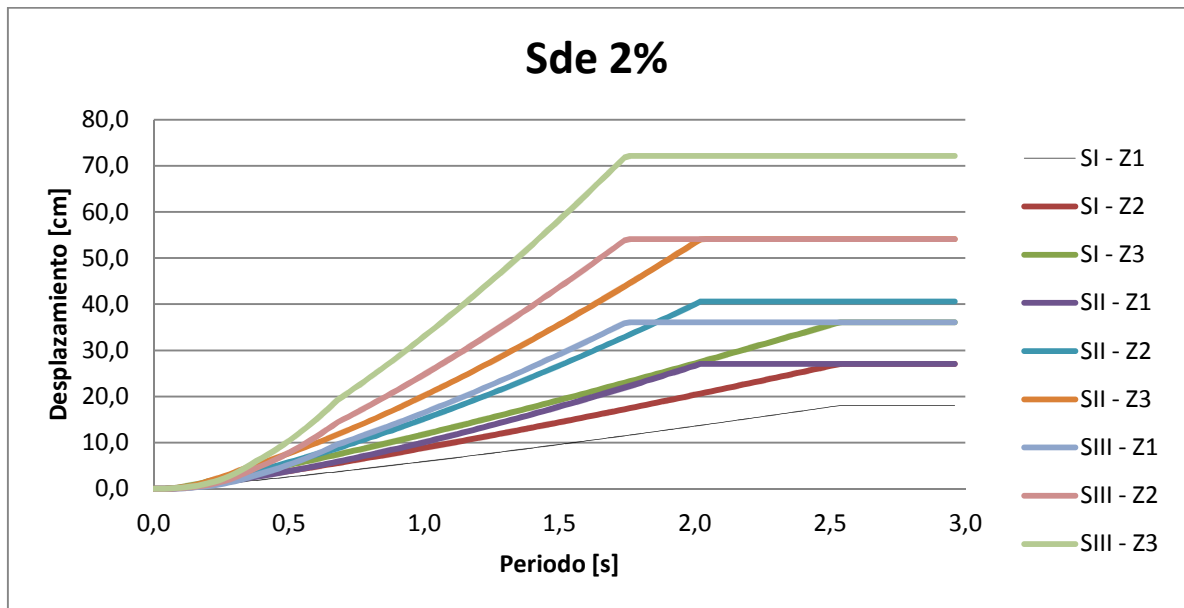


Figura 6.9: Espectro de desplazamientos para amortiguamiento del 2%.

La figura 6.10 muestra el gráfico obtenido para las condiciones $\xi=0,03$.

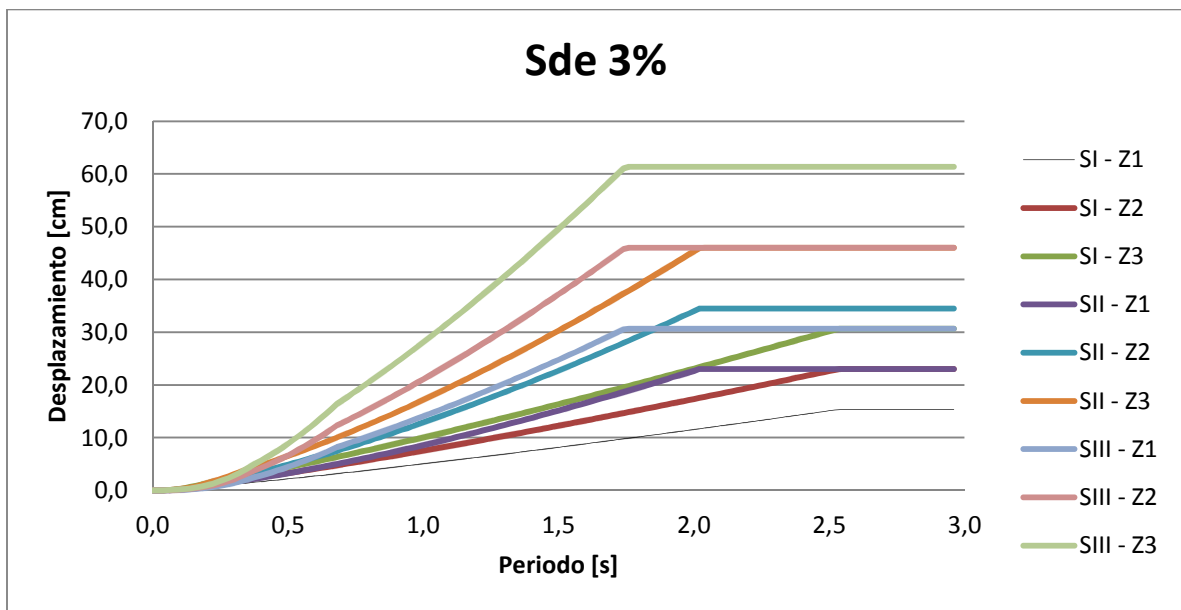


Figura 6.10: Espectro de desplazamientos para amortiguamiento del 3%.

De acuerdo a los periodos obtenidos para las estructuras consideradas en este estudio, estructura con conexiones secas y estructura con conexiones húmedas, se presenta la tabla 6.7, la cual entrega los valores de desplazamientos obtenidos del DS N°117, para periodos que consideran la pérdida de rigidez debida al agrietamiento del hormigón, es decir, los periodos obtenidos de la modelación multiplicados por 1,5.

Tabla 6.7: Valor de desplazamientos según DS N°117.

Zona	Suelo	$d_{\text{máx}}$	$d_{\text{máx}}$	$d_{\text{máx}}$
		$\xi=0,02$ $T = 0,75 \times 1,5$	$\xi=0,03$ $T = 0,75 \times 1,5$	$\xi=0,03$ $T = 0,60 \times 1,5$
2	II	18,00	15,30	11,10
2	III	29,45	25,00	18,20
3	II	24,00	20,35	14,80
3	III	39,20	33,35	24,30

A continuación se realiza una comparación entre los valores entregados en la tabla 6.7 y los valores obtenidos de la modelación estructural. Las tablas 6.8, 6.9 y 6.10 entregan los resultados para las diferentes condiciones analizadas.

Tabla 6.8: Desplazamientos NCh2369.Of2003 y DS N°117, R=3, $\xi = 0,02$, conexión seca.

Zona	Tipo Suelo	dmáx [cm] NCh2369	dmáx [cm] DS N°117
2	II	7,3625	18
2	III	17,4	29,45
3	II	9,8125	24
3	III	23,205	39,2

Tabla 6.9: Desplazamientos NCh2369.Of2003 y DS N°117, R=3, $\xi = 0,03$, conexión seca.

Zona	Tipo Suelo	dmáx [cm] NCh2369	dmáx [cm] DS N°117
2	II	5,01	15,3
2	III	9,86	25
3	II	6,68	20,35
3	III	13,15	33,35

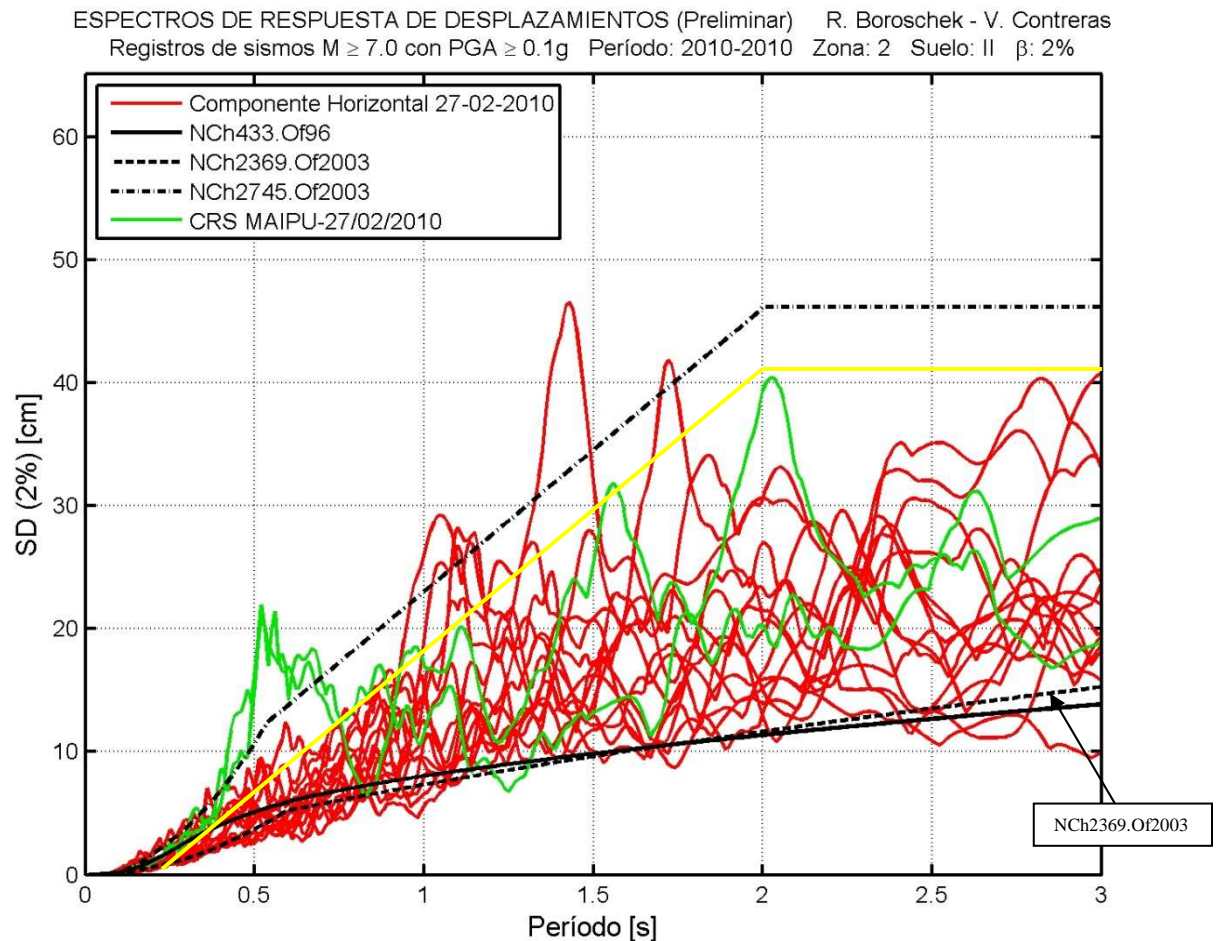
Tabla 6.10: Desplazamientos NCh2369.Of2003 y DS N°117, R=3, $\xi = 0,03$, conexión húmeda.

Zona	Tipo Suelo	dmáx [cm] NCh2369	dmáx [cm] DS N°117
2	II	4,08	11,1
2	III	6,32	18,2
3	II	5,44	14,8
3	III	8,43	24,3

De las tablas 6.7, 6.8 y 6.9, se puede observar que los desplazamientos obtenidos a partir del DS N°117 son mayores, en muchas ocasiones hasta tres veces los valores obtenidos de la modelación estructural mediante la NCh2369.Of2003.

Un mayor valor en los desplazamientos, resulta más restrictivo para el diseño de la estructura, siempre y cuando exista compatibilidad geométrica entre sus elementos para tolerar estas deformaciones, por lo tanto, con el objetivo de minimizar los daños observados, se recomienda diseñar un espectro de desplazamientos y ajustar el espectro de aceleraciones de la NCh2369.Of2003 para que represente las características aprendidas del sismo del 27 de febrero de 2010.

Con el objetivo de ejemplificar la gran diferencia entre el espectro de desplazamientos de la normativa chilena vigente, con los registros del sismo del 27 de febrero de 2010, para un suelo y zona sísmica determinados, se presenta la figura 6.11. La figura fue realizada por los señores Ruben Boroschek y Victor Contreras, y muestra los espectros de respuesta de desplazamientos para registros de sismos $M \geq 7.0$ con $PGA \geq 0,1g$, zona sísmica 2, suelo tipo II, y amortiguamiento del 2%.



Referencia: Ruben Boroschek , Victor Contreras.

Figura 6.11: Espectros de respuesta de desplazamientos, $\xi=2\%$, Zona sísmica 2, suelo tipo II.

La línea amarilla trazada sobre la figura representa el espectro de desplazamiento obtenido a partir del decreto supremo DS N°117 para suelo tipo II y zona sísmica 2.

Como se puede observar para valores de periodos agrietados de 1,125 [s] correspondiente a la estructura modelada con conexiones secas, y de 0,9 [s] correspondiente a la estructura modelada con conexiones húmedas, el espectro de desplazamiento del DS N°117 cubre la mayor parte de los registros de sismos de $M \geq 7$ con $PGA \geq 0.1g$, mientras que el espectro de la normativa chilena vigente, NCh2369.Of2003, es sobrepasada en casi la totalidad de los registros.

Debido a que los valores entregados por el espectro de desplazamientos de la NCh2369.Of2003 no representan lo registrado en un evento real, se hace necesario un ajuste de este espectro a uno que emule de mejor forma lo sucedido en esta serie de eventos registrados.

CAPITULO VII: COMENTARIOS Y NORMATIVA

7.1 Introducción

La NCh2369.Of2003 entrega requisitos para las diferentes estructuras industriales, entre ellas las estructuras prefabricadas de hormigón armado. En el siguiente capítulo, se realizó una revisión de los puntos de la normativa chilena vigente, que abarcan a este tipo de estructuras.

Frente al comportamiento de algunos elementos durante el sismo del 27 de febrero de 2010, que la NCh2369.Of2003 indica como obligatorios, también se realizan ciertos comentarios.

7.2 Estudio de normativa y comentarios

A continuación se enumeran las diferentes observaciones que se realizan a la normativa chilena vigente, respecto de los requisitos necesarios para las estructuras de hormigón prefabricado, y de lo observado tanto en terreno como en la modelación estructural:

- La normativa chilena no presenta claridad en cuanto a los parámetros de diseño que deben ser utilizados en el análisis sísmico de una estructura de péndulo invertido, cuyas conexiones son rotuladas (secas), en base a barras embebidas en mortero de relleno.

Si bien las tablas que entregan razones de amortiguamiento indican un valor de $\xi=0,03$ para estructuras prefabricadas de hormigón armado, con uniones secas, dilatadas y no dilatadas, con conexiones apernadas y conexiones mediante barras embebidas en mortero de relleno, la misma normativa, en su capítulo 9, punto 9.3.3, indica que las estructuras las naves industriales estructuradas con columnas empotradas en la base y vigas conectadas a las columnas con uniones rotuladas, deben ser diseñadas sísmicamente con una razón de amortiguamiento $\xi=0,02$.

De la modelación se puede concluir que este cambio en el valor de amortiguamiento, provoca un aumento en las deformaciones de 1 a 2 cm, dependiendo del tipo de suelo y zona sísmica.

- La rigidez mínima según normativa para columnas de naves industriales, empotradas en su base, y conectadas a las vigas mediante conexiones rotuladas, es:

$$\lambda_{m\acute{a}x} = \frac{KL}{R} = 100$$

Este valor resulta insuficiente para la sección de una columna de hormigón prefabricado.

Por ejemplo, para una columna de lado a , de altura 600 cm, tal como la de los modelos estructurales realizados en el capítulo anterior, se tiene:

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}}$$

Si se utiliza el valor $K=2$, impuesto como máximo si no se tiene justificación de que puede ser menor, se tiene:

$$a_{min} = 12\sqrt{12} = 41,6 \text{ cm}$$

Considerando solo los resultados de este tipo de estructuración (Ver Tabla 6.4 y 6.5), obtenidos solo para suelos II y III, debido a que la normativa no permite el apoyo de naves industriales compuestas por columnas en voladizo en suelo tipo IV, se observa que incluso para una sección casi 20 cm más grande por lado, los valores de deformación debido exclusivamente a sollicitaciones sísmicas superan el máximo permitido por la misma norma.

- De acuerdo al comportamiento registrado del sistema de arriostramientos en base a perfiles de acero, frente a las sollicitaciones sísmicas del 27 de febrero de 2010. se considera que la exigencia normativa de disponer de ellos como riostras, debe ser revisado.

- El cálculo del periodo de una estructura, no considera el agrietamiento del hormigón durante un evento sísmico, esto genera que no existan variaciones en los desplazamientos de una estructura como la modelada en el capítulo VI, con conexión viga – pilar hormigonada en sitio, al variar el tipo de suelo de fundación de III a IV.

Tal como describe el capítulo VI, no existe variación en los desplazamientos calculados, debido a que el cambio en el tipo de suelo de fundación, solo prolonga en el tiempo el valor máximo del espectro entregado por la NCh2369.Of2003. Si el valor del periodo de la estructura se encuentra antes de esta variación, no se verá afectada.

Al considerar el agrietamiento del hormigón, por lo tanto, una reducción en la rigidez de sus elementos, el periodo de la estructura no sería un valor fijo, sino más bien, un rango de valores. Esto podría generar variaciones en los desplazamientos sísmicos calculados.

- Si bien, la normativa hace hincapié en asegurar el comportamiento dúctil de los elementos resistentes y sus conexiones, y de exigir una resistencia suficiente que evite el colapso de las uniones, se hace necesario el pronunciamiento para asegurar que el diseño utilizado en el tipo conexión, específicamente en las conexiones diseñadas como rotuladas, sea el observado en la realidad, al momento de eventos sísmicos como el del 27 de febrero de 2010.

Este punto hace referencia a asegurar la compatibilidad geométrica de la conexión, la cual la obligue a trabajar, tal y como fue diseñada.

CAPITULO VIII: CONCLUSIONES

A partir del trabajo realizado se tienen las siguientes conclusiones:

- Los principales daños observados en las estructuras prefabricadas de hormigón armado, son producto de los grandes desplazamientos a las que fueron sometidas tanto sus conexiones, como sus elementos. Estos desplazamientos fueron horizontales, verticales e incluso una combinación de ellos. El mayor nivel de daños registrado fue en suelos del tipo III y IV.
- Considerar la compatibilidad geométrica entre los elementos diseñados como rotulados, resulta esencial ante los desplazamientos a los que puede estar sometida eventualmente la estructura. El no hacerlo, puede provocar concentración de tensiones no consideradas en el diseño, e incluso, tal como fue registrado luego del sismo del 27 de febrero de 2010, el colapso de la conexión.
- No se observaron daños asociados a la capacidad resistente de los elementos prefabricados de hormigón armado, salvo casos particulares, donde factores adicionales a las sollicitaciones sísmicas los provocaron, por lo tanto, se caracteriza como eficiente el diseño de estos elementos.
- De acuerdo a los daños registrados en los sistemas de arriostramientos, se concluye que los que fueron diseñados en base a tensores que solo trabajan en tracción, en conjunto con costaneras actuando como puntales, tuvieron un mejor comportamiento que los diseñados en base a perfiles de acero.
- Los sistemas de empotramiento de columnas en vainas o cáliz, tuvieron un comportamiento satisfactorio frente a las sollicitaciones sísmicas del 27 de febrero de 2010, no registrándose daños en ellos.
- No considerar una posible disminución en la rigidez de los elementos durante un evento sísmico, puede ocasionar diferencias en el valor de los desplazamientos debido a este tipo de sollicitaciones.

- Con el objetivo de evitar daños y desplazamientos no considerados al utilizar losetas prefabricadas, se hace necesario el complemento con sobrelosa o capa de compresión hormigonadas en sitio, según requiera el diseño.
- De los desplazamientos obtenidos de la modelación, se considera que diseñar en base a un amortiguamiento del 2% , entrega una seguridad adicional a la estructura, siempre y cuando, estos puedan ser traspasados y tolerados por la conexión de los elementos
- De todas las condiciones a las que fue sometido el modelo estructural, el que presenta un mejor comportamiento frente a las exigencias actuales de la normativa, es el modelo cuya conexión viga – pilar es hormigonada en sitio. Este caso fue el único que cumplió con las deformaciones máximas permitidas, en todos los tipos de suelo y zonas sísmicas consideradas. Este buen comportamiento también fue registrado luego del sismo del 27 de febrero de 2010, en las estructuras inspeccionadas.
- Un diseño en base al espectro de desplazamientos del decreto supremo DS N°117, en comparación a un diseño bajo la normativa chilena vigente NCh2369.Of2003, resulta más restrictivo debido a sus altos valores en los desplazamientos de la estructura.

CAPITULO IX: RECOMENDACIONES

En base a las conclusiones emanadas del presente trabajo, se recomienda:

- Considerar normativamente aspectos que permitan analizar y resolver las incompatibilidades geométricas observadas. Para que la estructura trabaje de acuerdo al modelo matemático, es indispensable el diseño correcto de las conexiones.
- Exigir un apropiado detallamiento de las conexiones. Un mal detalle incluso, puede afectar la respuesta de la estructura frente a las cargas gravitacionales.
- Asignar la ejecución de las conexiones a mano de obra calificada, que considere la gran importancia que éstas cumplen en la estabilidad local y global de las estructuras.
- En base al comportamiento de los diferentes sistemas de arriostramientos de techo, realizar una revisión de la normativa frente a las exigencias de estos elementos.
- Estudiar la influencia del agrietamiento del hormigón en el periodo de las estructuras, el cual se relaciona directamente al espectro de diseño, y al valor de los desplazamientos producto de estas solicitaciones.
- Aplicar factores de mayoración sobre las conexiones, con el objetivo de dar cobertura a posibles concentraciones de tensiones no consideradas en el diseño.
- Revisar los valores asociados a la rigidez mínima impuesta según normativa, el valor resulta insuficiente para cumplir con los desplazamientos límites entregados por la misma norma.
- Generar un espectro de desplazamientos para la normativa chilena vigente NCh2369.Of2003, basado en los registros obtenidos durante el evento sísmico del 27 de febrero de 2010, que permita diseñar la estructura utilizando valores que representen la realidad.

REFERENCIAS

1. INN, 2003, NCh2369.Of2003, “Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales”. Norma Chilena Oficial, Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.
2. INN, 1996, NCh433.Of1996 MOD 2009, “Diseño Sísmico de Edificios”, Norma Chilena Oficial, Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.
3. Campusano D., Cortés A., 2010, “Comportamiento de estructuras prefabricadas para el terremoto del 27 de febrero de 2010”.
4. Campusano D., 2010, “Estudio del comportamiento de las estructuras prefabricadas en el terremoto del 27 de febrero de 2010, Problemas observados. Análisis de causas y posibles soluciones de ingeniería, Trabajo en desarrollo”.
5. Campusano D., 2010, “Estudio Preliminar de daños del sismo 27 - 02- 2010, en estructuras prefabricadas de hormigón – Presentación ACHISINA”.
6. Campusano D., 2010, “Estudio Preliminar de daños del sismo 27 - 02- 2010, en estructuras prefabricadas de hormigón – Presentación ICH”.
7. Campusano D., 2010, “Daños en las estructuras prefabricadas de hormigón armado en la zona centro sur de Chile para el terremoto del 27 de febrero del 2010”.
8. Urzúa V., 2010, “Informe Técnico nº1 - Comportamiento de Estructuras Prefabricadas de Hormigón”.
9. Mery M., 2010, “Informe de Comportamiento Estructuras Prefabricadas Sismo 27.02.2010, Comisión ICH, Rev.0”.
10. Astroza M., F. Cabezas, M. O. Moroni, L. Massone, S. Ruiz, E. Parra, F. Cordero, A. Mottadelli., “Intensidades sísmicas en el área de daños del terremoto del 27 de febrero de 2010”,

11. Monge J y M. Astroza, 1989, “Metodología para determinar el Grado de Intensidad a partir de los daños”. V Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica, Santiago, Chile.
12. Empresas prefabricadoras, 2010, “Informes e inspecciones de las empresas prefabricadoras chilenas post sismo del 27 de Febrero del 2010”.
13. Compañías de Seguros, 2010, “Informes de Compañías de Seguros post sismo del 27 de Febrero del 2010”.
14. Red de cobertura nacional de acelerógrafos, <http://www.renadic.cl/> [consulta: 03 de diciembre 2011]
15. Enciclopedia Libre http://es.wikipedia.org/wiki/Terremoto_de_Chile_de_2010-cite_note-rancahuaso-89#cite_note-rancahuaso-89 [consulta: 20 de agosto 2011]