

CAPÍTULO XXX

Estructuras Industriales en Chile y el Sismo del 27 de Febrero

Ramón Montecinos C.
Ricardo Herrera
Alejandro Verdugo
Juan Felipe Beltrán

1. Nuestra historia

La Ingeniería Estructural chilena posiblemente comenzó durante la Colonia e inició su enseñanza formal junto con la creación de la carrera de Ingeniería Civil a mediados del siglo XIX en la Universidad de Chile.

Sin embargo lo que hoy podemos denominar Ingeniería Estructural de Instalaciones Industriales comienza realmente durante los años '40 del siglo pasado junto con el proyecto de industrialización y desarrollo iniciado por el gobierno de Pedro Aguirre Cerda al formar la CORFO, luego del terremoto de Chillán de 1939.

Y para ser aún más precisos, es probable que muchos de nuestros conceptos actuales de diseño provengan de los trabajos realizados para materializar la Siderurgia de Huachipato de CAP (Compañía de Acero del Pacífico), junto a Concepción, parte de CORFO (Corporación de Fomento) por aquella época.

En efecto, Huachipato fue la primera siderurgia occidental en una zona de alto riesgo sísmico y que posteriormente fue solicitada por lo que podemos llamar su “sismo de diseño” en 1960, sin sufrir grandes daños.

Desde el inicio del proyecto Huachipato al presente han transcurrido 60 años y la generación pionera que participó en ese gran proyecto industrial y de país se ha ido retirando del ejercicio activo de la profesión, pero sus conceptos perduran en lo que podemos llamar una “escuela chilena” de diseño que es preciso valorar y seguir perfeccionando.

Esa escuela tiene varias características originales que se deben resaltar:

1. Es una escuela que parte de la realidad económica de un país pequeño en vías de desarrollo.

Ya en los años '60, Rodrigo Flores, uno de los más destacados ingenieros estructurales chilenos del siglo XX, presentó sus ideas sobre la manera de hacer Ingeniería Sísmica desde y para un país en vías de desarrollo. Para esta nación perder una industria puede representar la pérdida del total de ese sector, a diferencia de lo que puede ocurrir en Estados Unidos o Europa, para quienes una industria particular es valiosa sin duda, pero sólo una entre varias otras del mismo rubro que existen en el país.

Para nosotros, por el contrario, perder una siderurgia en esos años era perder toda la siderurgia nacional, una planta **de** azúcar, toda la industria naciente de azúcar de IANSA y así para todas las áreas productivas.

2. Es una forma de hacer ingeniería privilegiando el buen sentido, la prudencia, el pensar mucho y usar las herramientas analíticas sólo en la medida de lo disponible y de lo necesario. De lo realmente necesario.

Posiblemente ligado al punto anterior, en los largos años en que nuestra disponibilidad analítica era realmente modesta, sin computadores poderosos, fue raro el recurso de utilizar procesos o computadores extranjeros: en los 60, 70 e incluso hasta mediados de los 80, los procesos se hacían en Chile con la infraestructura disponible, obligando a los especialistas a compensar la modestia de sus recursos tecnológicos con el uso del buen sentido: los países pequeños, con una masa profesional limitada, tienen que ser ~~inteligentes~~ **hábiles** por necesidad.

3. Uso poco frecuente de métodos experimentales.

También podemos vincular este aspecto al primer punto. Hasta hace poco, la infraestructura de experimentación existente en el país obligaba a realizar la experimentación en el extranjero, con los altos costos asociados y las limitaciones de uso de, por ejemplo, muchos dispositivos especiales patentados, cuya legitimación queda entregada exclusivamente a la experimentación. Si bien ha sido sin duda una limitación para mejorar el conocimiento profundo del comportamiento de los materiales y de las estructuras, esto ha sido compensado por el hecho de que en forma periódica hemos tenido eventos sísmicos que han “experimentado” con nuestras estructuras, entregando valiosa información, mejor que la de cualquier mesa vibratoria o ensayo a escala natural de un modelo que nunca es real.

4. Lentitud en la generación y revisión de las normas nacionales y uso intensivo de normativa extranjera.

En efecto, salvo las normas de diseño sísmico, casi no se utilizan otras normas nacionales. Y esas normas sísmicas tienen períodos de revisión y cambio de 10 o 20 años.

En apariencia ello es poco progresista y poco modernizador, sin embargo ha sido conveniente para un país pequeño, con una comunidad de ingenieros especialistas de experiencia que no supera las 150 personas, donde la mejor norma de diseño es aquella que la comunidad de usuarios puede asimilar.

Es inoficioso (y la realidad que se vive hoy en los proyectos industriales lo muestra con frecuencia) contar con una norma moderna y de frontera que los profesionales del área no conocen o, peor aún, mal conocen y mal aplican.



Tal vez no ha sido una mala realidad la lentitud en reemplazar las normas en nuestro país, especialmente si consideramos que el 90% del contenido de la norma norteamericana más moderna de hormigón o acero ya estaba presente en la edición correspondiente de esa misma norma de hace 20 años.

Estas ~~cuatro~~ características de nuestro diseño resumen lo medular de nuestra escuela: Ingeniería Estructural para países pobres y pequeños.

2. Panorama histórico

El diseño de estructuras industriales nace a partir de la experiencia creativa de la CORFO y se desarrolla desde esos años: mediados del siglo XX.

De manera general, podemos distinguir tres etapas:

- Los orígenes (1950-1965)
- El período clásico o de las empresas de ingeniería nacionales (1965-2000)
- La globalización (del 2000 en adelante)

2.1. Los orígenes (1950-1965)

Es la época que conocemos por las historias que alguna vez escuchamos, la época de la regla de cálculo y de los viajes en el tren nocturno a Concepción.

En esos años y coincidiendo con el modelo de desarrollo volcado a la sustitución de importaciones, la CORFO y sus filiales protagonizan la historia: ENDESA (electricidad), ENAP (petróleo), IANSA (azúcar), CAP (acero), etc.

También la minería participaba, a pesar que en esos años una parte importante de los proyectos del cobre se hacía afuera (la gran minería del cobre estaba en manos extranjeras y CODELCO, la Corporación del Cobre, que se crearía para la nacionalización del recurso durante el gobierno del Presidente Allende en 1971, no existía aún).

Durante estos años comienzan las primeras oficinas de proyectos, cuyo mejor ejemplo fue RFA Ingenieros con Rodrigo Flores, seguido algunos años más tarde por Arze-Benrath (matriz inicial de ARA).

Especial mención merece el nacimiento de la primera empresa realmente multidisciplinaria, ~~IDEP~~ CADE-IDEPE.

2.2. El período clásico o de las grandes empresas nacionales (1965-2000)

Es el pasado reciente con sus protagonistas que siguen trabajando aún. La época en que se formaron las grandes empresas de ingeniería nacional: ARA, CADE-IDEPE, MINMETAL, IN-DEPRO, B y R, etc.

Lo ~~llamo~~ **Se llama** el período clásico, porque se inicia con los primeros grandes proyectos realizados mayoritariamente en Chile: METRO, CONNOX (convertidores de oxígeno de CAP), puertos, Colada Continua de CAP y llega a una cierta plenitud (luego de la gran crisis de 1982) a fines de la década de los '80.

Es la época de los primeros grandes proyectos de celulosa (CELPAC, ARAUCO), de grandes proyectos mineros de CODELCO (Fundición FLASH de Chuquicamata, Radomiro Tomic, ampliaciones de El Teniente) y los desarrollos de nuevas empresas mineras privadas (Disputada, Escondida, Collahuasi, Cerro Colorado, **entre otras**)

Durante todo este período hay también presencia de empresas de ingeniería extranjeras (McKee, Davy, Parsons, Bechtel, Fluor y otras) que desarrollan proyectos, normalmente en asociación con las empresas chilenas del rubro, las que aportan casi la totalidad del trabajo estructural.

A fines de este período comienzan a llegar nuevas empresas de ingeniería extranjeras, instalándose en Chile mediante la compra de empresas nacionales existentes y ya prestigiadas.

Desde el punto de vista del trabajo estructural, es la época de la consolidación del uso en Chile del ACI y del AISC, de la preparación de la norma sísmica industrial NCh 2369, del uso masivo de análisis computacional, del dibujo AUTOCAD, de las planillas EXCEL que de manera anónima empiezan a circular (buenas y malas) por todos lados.

Es también la época de la “bohemia ingenieril” de los traspasos en las salas de dibujo y de las discusiones sobre el diseño de las conexiones durante asados preparados con carbón que tenía olor a ozalid.

Los nombres que marcan esta época muchos los conocen: Elías Arze, Mario Gianeti, Jorge Jiménez, Federico Rudloff y Enrique Calcagni entre otros.

2.3. La globalización (2000 en adelante)

La llegada y adquisición por parte de empresas extranjeras de las grandes empresas nacionales marca el inicio de la globalización.

Llega la época de las grandes siglas: BECHTEL, AMEC, ARA-WORLEY-PARSONS, AKER, HATCH, FLUOR, SKM MINMETAL.

Y si a partir del 2000 las empresas de ingeniería tienen sus matrices en Estados Unidos o en Gran Bretaña, también los proyectos que se realizan se ubican en cualquier lugar del mundo.

Si en los 80 para cada nuevo proyecto era suficiente explicarle a uno en qué parte de Chile estaba ubicado, hoy al integrarse al equipo que desarrolla un nuevo proyecto, hay que mirar un mapamundi y empezar por leer la normativa australiana o de Mongolia.

Es el momento de los equipos de trabajo estructural volcados a preparar información para las maquetas PDMS y las memorias en MATHCAD.

Son los proyectos FASTRACK que se diseñan en tres países y cuyas estructuras se fabrican en China y se montan en una mina en Perú.

Es el comienzo del fin de los planos de diseño y el fin del fin de los planos de fabricación y montaje.

Es la época en que nacen nuevos términos como las “piezas tarea cero” y los programas de detalle integrados.

Es también la época del calculista alienado, inmerso en su fantasía de diseño computacional. Pero esa es otra historia.

3. La Norma NCh 2369Of.2003: Diseño sísmico de instalaciones industriales

La historia nacida a mediados del siglo XX y desarrollada durante los cincuenta años siguientes se tradujo, gracias al empuje de uno de los protagonistas del período, don Elías Arze Loyer, en una norma de diseño, la NCh 2369, oficializada el año 2003, pero cuya gestación se inició a mediados de los 90, recogiendo la experiencia de los 40 años anteriores.

Las bases conceptuales de la norma pueden encontrarse en un texto especialmente claro,



preparado durante 1976 por don Elías Arze, en que formula las bases del diseño y que sigue completamente válido: **Ingeniería Antisísmica de Estructuras Industriales** (Arze, 1976).

La norma NCh 2369 recoge la experiencia de la segunda mitad del siglo XX y enfatiza algunos puntos que podemos destacar:

- Reconoce tres zonas de diferente nivel de amenaza sísmica, sensiblemente paralelas a la costa y diferenciadas por su aceleración efectiva: 0.40 g, 0.30 g y 0.20 g.
- Explicita la intención de diseño de minimizar los daños, facilitar la inspección y las reparaciones, permitiendo la pronta puesta en marcha de la industria luego de un sismo severo.
- Entrega valores de los factores de reducción de la respuesta "R" relativamente bajos y entrega valores de amortiguamiento relativo para diferentes materiales y configuraciones.
- Entrega consejos de diseño para obras específicas y vincula, complementando en lo particular del país, normas extranjeras de diseño de elementos especiales, como estanques.

Algunos conceptos implícitos en la NCh 2369 se pueden resumir en lo siguiente:

- Pide ductilidad en los diseños y es escéptica en relación al éxito de los diseños puramente dúctiles, por lo que los pide robustos y limitados en sus deformaciones.
- Busca estructuras sanas, sencillas y redundantes con varias líneas de reserva.
- Exige que el diseño entregue **contemple** conexiones fuertes.
- Es consistente con la normativa AISC en lo relativo a acero y con la ACI en el diseño del concreto, liberalizando en ambos casos algunos aspectos específicos, en virtud de su menor demanda de ductilidad.
- La norma NCh 2369 controla los diseños de las estructuras industriales desde el inicio de la presente década y en consecuencia, el sismo del 27 de Febrero de 2010 ha sido una prueba de especial interés, como se indica en los siguientes puntos.

4. El sismo del 27 de febrero, las instalaciones industriales y la Norma NCh2369

4.1. Descripción del parque industrial en el área afectada

El área del territorio nacional afectada por el terremoto del 27 de febrero de 2010 no sólo alberga a más del 75% de la población del país, sino que también a gran parte de la actividad industrial no relacionada a la minería. De acuerdo a un informe de la CEPAL (2010), las regiones más afectadas por el terremoto concentran el 52,5% de la producción agropecuario-silvícola, un 22,7% de la producción pesquera, un 27,8% de la industria manufacturera y un 38,4% de la industria eléctrica, de gas y de agua, como se muestra en la Figura 1. Esto sin incluir la Región Metropolitana y la V Región de Valparaíso, que albergan otro porcentaje importante de la actividad industrial del país.

Si consideramos las regiones de Valparaíso, Metropolitana de Santiago, de O'Higgins, del Maule y del Bío Bío, el parque industrial incluye: seis plantas de producción de celulosa; tres papeleras; dos siderurgias, una en Santiago y otra en Huachipato; dos plantas de producción de cemento; instalaciones de procesamiento de harina de pescado, dos plantas de producción de vidrio; instalaciones de almacenamiento y refinación de combustible; plantas de generación termoeléctrica; puertos de carga; plantas de proceso y refinación de minerales; bodegas de producción de vinos; plantas de productos alimenticios; etc. Es decir, una variedad de instalaciones industriales que son una muestra representativa del universo de posibles

	Región Bernardo O'Higgins	Región del Maule	Región del Bío Bío	Total de las 3 regiones	Total de las 3 regiones
	(Como % del PIB nacional de cada uno de los sectores de actividades económica)				(Como % del PIB total nacional)
Agropecuario-silvícola	20,9	16,0	15,6	52,5	2,3
Pesca	0,0	0,1	22,5	22,7	0,3
Minería	5,1	0,3	0,5	5,9	0,5
Industria manufacturera	2,8	4,6	20,4	27,8	5,1
Electricidad, gas y agua	4,6	13,8	20,0	38,4	1,2
Construcción	5,6	4,2	10,3	20,1	1,5
Comercio, restaurantes y hoteles	4,8	2,0	4,5	11,3	1,3
Transporte y comunicaciones servicios financieros y empresariales	1,6	1,5	4,5	7,6	1,3
Propiedad de vivienda	3,0	3,6	8,4	15,0	0,9
Servicios personales	2,7	4,2	11,0	17,9	2,2
Administración pública	3,2	3,9	10,2	17,2	0,8
Menos: imputaciones bancarias	1,4	4,0	10,4	18,6	18,6
Producto interno bruto*	4,1	4,0	10,4	18,6	18,6

Fuente: Comisión Económica para América Latina y el Caribe (CEPAL), sobre la base de datos del Banco Central de Chile.

* Se refiere al PIB total regionalizado

Figura 1. Producción industrial por sectores en las regiones más afectadas por el terremoto (CEPAL, 2010).

instalaciones industriales cubiertas por la norma NCh2369.

La mayoría de las estructuras industriales son marcos arriostrados concéntricamente (CBF, por su nombre en inglés), marcos rígidos o de momento (MRF por su nombre en inglés), o combinaciones de ambos sistemas en direcciones perpendiculares. Al considerar los requisitos de esbeltez de la NCh2369 (INN, 2003), los CBF se ubican, de acuerdo a las Seismic Provisions de la AISC (2005), entre comunes e intermedios, mientras que los MRF se acercan más a la categoría de intermedios, según la misma especificación. Por lo tanto, la ductilidad disponible para ambos sistemas es limitada, lo que es compensado por un nivel importante de sobre-resistencia resultante de la aplicación de la NCh2369.

Otros tipos de sistemas estructurales encontrados en instalaciones industriales son estanques, silos y estanterías de almacenamiento.

4.2. Las estructuras mineras y el sismo del 27-F

El terremoto del 27 de febrero pasado no afectó especialmente a las estructuras mineras, sin embargo la experiencia que se recogió de otras industrias de similar importancia y complejidad puede ser útil para prever lo que ocurriría si la zona norte fuera afectada por un evento similar.

Chile es un país largo pero no son tantas las cosas que pueden pasar: la experiencia de la Octava Región puede ser una alerta temprana de lo que puede ocurrir en el Norte.



A la luz de esa experiencia, podemos sacar algunas lecciones para los grandes proyectos que se están desarrollando.

4.3. ¿El sismo del 27-F no afectó a las estructuras industriales?

Parece que las imágenes de los edificios colapsados copan toda la pantalla y nadie se imagina que fuera del radio urbano hay daños en grandes y modernas instalaciones industriales.

Parece que nadie se preocupa por los efectos del terremoto en las industrias pesadas. Están lejos de las ciudades, lejos de los diarios y la TV no tiene acceso ni le interesa ya que no hay espectacularidad ni víctimas.

Numerosos equipos de especialistas, nacionales y extranjeros, recorrieron la amplia zona siniestrada por el terremoto, emitiendo sendos reportes de los daños observados. En el ámbito de las instalaciones industriales, los daños se concentraron principalmente en la ~~región~~ zona de Concepción que, además de estar en plena zona epicentral, posee un importante parque industrial. Los daños en las regiones séptima y sexta se verificaron principalmente en el sector vitivinícola. La Región Metropolitana no acusó daños estructurales severos en la industria, a excepción quizá, de algunas construcciones de hormigón prefabricado destinadas a bodega industrial, presentes en las comunas del sector norte de Santiago.

No es sencillo establecer la magnitud real del impacto del terremoto en la industria. Por razones de “negocios”, el acceso a las instalaciones fue severamente restringido, lo mismo que la difusión de los daños. En este escenario restrictivo, la colaboración entre los distintos grupos de observadores, la difusión pública de sus reportes y la reflexión conjunta de las lecciones aprendidas resultó esencial para establecer las reales consecuencias del terremoto en el parque industrial.

Si bien el acceso a muchas de las industrias estaba restringido y no fue posible observar los daños post-terremoto, a través de algunos indicadores indirectos se puede dimensionar el efecto del terremoto sobre las industrias en el área afectada. La Figura 2 muestra la brusca caída de la producción industrial post-terremoto en la industria afectada por este evento, de acuerdo a cifras del Instituto Nacional de Estadísticas (INE, 2010). Esta apenas alcanza los niveles de la industria no afectada por el terremoto un año después, debido a “la aún dañada

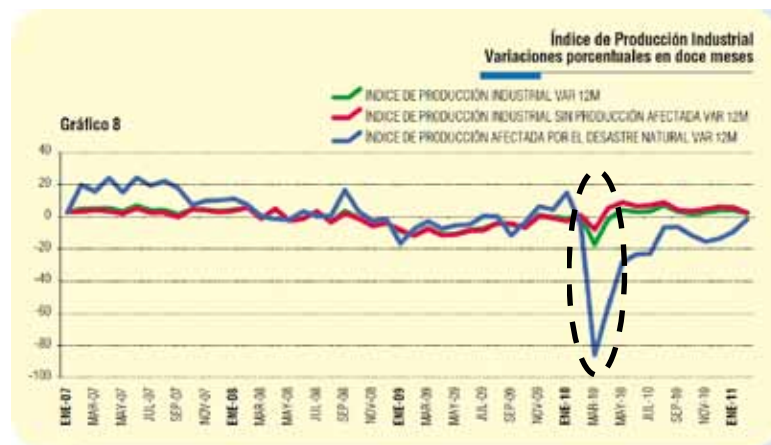


Figura 2. Efecto del terremoto del 27/02/2010 sobre la producción industrial (INE, 2010).

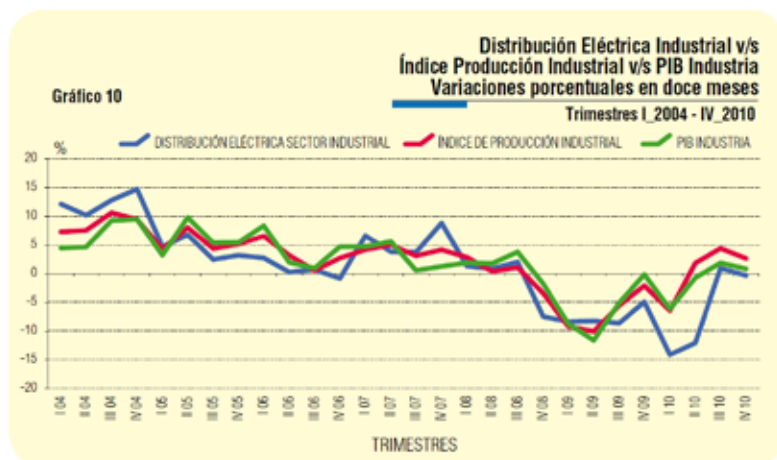


Figura 3. Efecto del terremoto del 27/02/2010 sobre la distribución eléctrica industrial (INE, 2010).

capacidad productiva de las plantas de celulosa y vidrio, principalmente” (INE, 2010). De acuerdo al INE (2010), el índice de producción industrial de la octava región registró un descenso de 31,2% durante el primer trimestre de 2010, impulsado por los efectos del terremoto sobre industrias como la celulosa, acero, refinación de petróleo y pesca.

Una tendencia similar se observa cuando vemos la evolución del consumo eléctrico industrial. La Figura 3 muestra una brusca caída en la distribución eléctrica industrial en el primer trimestre de 2010, con una recuperación más pronunciada recién durante el tercer trimestre de ese año.

Considerando el área del sismo, su industria y población, es fácil deducir de esa reducción del consumo eléctrico que en la zona centro y costera entre Rancagua y Concepción, la zona afectada por el sismo del 27-F, del orden de un tercio de las industrias estuvieron detenidas por semanas o meses.

¿Es eso un traspie de la ingeniería considerando que el objetivo del diseño de estructuras industriales es mantener la continuidad de operación minimizando las detenciones luego de un sismo?

¿Cómo podemos juzgar el resultado en el área industrial?

¿Cómo debemos entender, a la luz de esos hechos, el objetivo declarado por más y más empresas que en sus Criterios de Diseño explicitan que su objetivo es que luego de un sismo severo, las detenciones no superen los “x” días, con $x = 2, 10$ o 15?

¿Como una ilusión?

¿O aún nos falta algo?

Con eso en mente, veamos los daños que fueron posibles registrar después del terremoto.

4.4. Efectos sobre las estructuras industriales

El tipo y cuantía de los daños observados en estructuras industriales permite concluir que las instalaciones **bien** diseñadas según lo establecido en la norma NCh2369 Of.2003 o criterios de diseño equivalentes, tuvieron un buen desempeño frente al terremoto. Los daños severos correspondieron en su gran mayoría a instalaciones de más de 20 años de antigüedad, dimensionadas sin consideraciones de ductilidad, o instalaciones cuyo diseño sísmico no está

cubierto por la normativa vigente (estanques vitivinícolas, por ejemplo). En muchos de los casos, los elementos dañados estaban además corroídos o alterados.

A continuación se presenta un sucinto resumen de los principales daños observados en instalaciones industriales, que incluye la observación directa de los autores además de lo registrado por otros equipos de observadores. Antecedentes más detallados pueden ser revisados en cada uno de los reportes que se referencian.

La descripción de las observaciones post-terremoto se presenta aquí separada por tipo de instalación industrial.

4.4.1. Generación, Transmisión y Distribución Eléctrica

La capacidad de proveer suministro eléctrico seguro fue seriamente afectada por el terremoto. El Sistema Interconectado Central, que suministra electricidad al 93% de la población del país, sufrió una caída inmediata, con una pérdida de 4500 MW (la demanda máxima bordea los 6100 MW). El sistema comenzó a recuperarse en el transcurso de algunas horas, no obstante algunos sectores, incluyendo gran parte de Concepción, no contaron con suministro eléctrico por semanas.

Un reporte completo del daño ocasionado por el terremoto en el sistema de suministro eléctrico se encuentra en Araneda et al (2010) y Rudnick et al (2011). A continuación un extracto de dichos reportes:

Aproximadamente el 6% de la capacidad de generación instalada se vió afectada por daños que resultaron en detenciones prolongadas de las plantas generadoras (Figura 4). Una fracción importante de plantas en construcción se vio afectada por el sismo, obligando a reparaciones mayores y postergación de los plazos de puesta en marcha.

En el caso de la transmisión, que involucra una red principal de aproximadamente 2000 km de largo, la capacidad de suministro quedó restituida en unas pocas horas, aunque operando como 2 tramos aislados. Los principales daños se produjeron en 3 torres de la línea Hualpén-Bocamina de 154 kV y equipos (bushings, circuit breakers) en las subestaciones. La interconexión total fue recuperada en un par de días.

Los principales problemas se concentraron en la infraestructura de distribución, que tardó semanas en recuperarse (Figura 5). El daño masivo correspondió a las líneas de conexión entre el tendido de baja tensión y los usuarios. Los daños en transformadores y postes fueron mínimos.



Figura 4. Daños en equipos de transmisión (Araneda et al, 2010)



Figura 5. Falla de torre de alta tensión (Araneda et al, 2010).



Figura 6. Falla de conexión por arrancamiento del bloque de corte.



Figura 7. Falla de pedestal.



Figura 8. Tope sísmico de caldera destruido.



Figura 9. Pandeo de arriostramiento esbelto.

4.4.2. Plantas de celulosa y papel

Se presentan los daños registrados en visitas a dos plantas de celulosa realizadas un par de semanas después del terremoto. El tipo de daño observado coincide con el reportado por otros equipos de especialistas.

Las empresas del sector papel y celulosa fueron especialmente celosas con las visitas a sus instalaciones, las que se desarrollaron bajo compromiso de confidencialidad. Por lo anterior, la siguiente descripción de daños abarca sólo aspectos generales de lo observado. Se presentan algunas pocas fotografías, sin identificar las instalaciones afectadas.

En general, el daño estructural severo fue relativamente escaso. Las fallas se focalizaron en estructuras de acero de más de veinte años de antigüedad, diseñadas sin detallamiento dúctil. Las fallas estructurales más comunes correspondieron, como era de esperar, a pandeo de



arriostramientos esbeltos (Figura 9) y fluencia de pernos de anclaje de estructuras y equipos. También se observaron numerosos pernos de anclaje fracturados o con elongación remanente importante (superior a tres veces su diámetro).

Se observaron también, aunque con menor frecuencia, otros modos de falla como fractura en el área neta efectiva en diagonales, falla por arrancamiento (*block shear*, Figura 6), y rotura y pandeo de gussets; todos en conexiones no diseñadas para resistir la capacidad a tracción del arriostramiento.

Se apreció también fallas en pedestales de hormigón, incluyendo el mortero de nivelación (grout) que en varios casos se presentó triturado (Figura 7). El daño en los pedestales estaba claramente asociado a la falta de armadura de refuerzo o a una deficiente colocación de ésta.

Uno de los estanques de hormigón de una planta de efluentes presentó agrietamiento importante. La fisuración se concentró en sectores diametralmente opuestos (SE-NW) probablemente asociada a la direccionalidad del sismo.

En varias calderas de poder los topes sísmicos, que restringen el movimiento relativo entre caldera y la estructura del edificio, resultaron con daño severo llegando a la destrucción total del elemento en varios casos (Figura 8). La pérdida de restricción provocó daño en la estructura del edificio debido al choque de la caldera contra éste.

En uno de los edificios de caldera se reportó falla en el sistema de vigas maestras (de las que cuelga la caldera); presumiblemente falla por pandeo del alma debido a esfuerzo de corte (Figura 9).

Respecto a los efectos del tsunami, una de las plantas sufrió su embate directo. El daño provocado fue severo, con destrucción de prácticamente todas las construcciones livianas (bodegas, oficinas, etc.) ubicadas en el área de inundación. También resultó severamente afectada una planta de tratamiento de efluentes ubicada en plena línea costera, con importante asentamiento de estanques de hormigón. Las estructuras medianas y pesadas, de edificios y equipos, no presentaron daño por efecto del tsunami.

4.4.3. Estructuras ~~de puerto~~ portuarias

En general las estructuras portuarias fueron más afectadas por el tsunami posterior que por el terremoto. De acuerdo al informe de la CEPAL (2010), "Los mayores daños se produjeron en la VIII Región con el colapso completo del puerto de Talcahuano y numerosas caletas y puer-

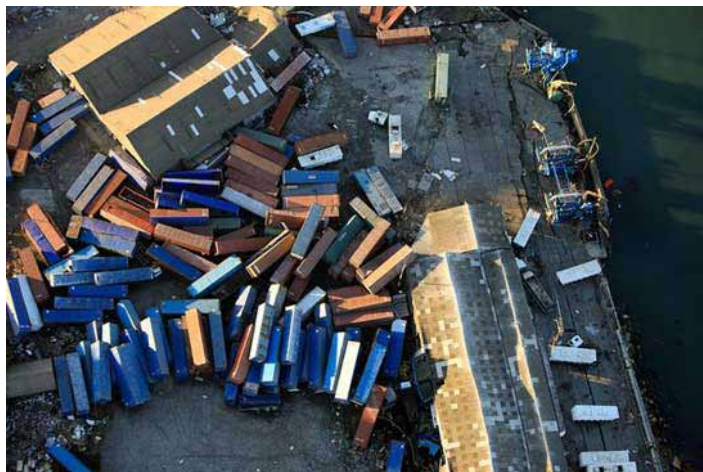


Figura 10.
Arrastre de
contenedores por
tsunami.

tos pesqueros". Las instalaciones de Talcahuano, incluyendo los astilleros de ASMAR, fueron completamente arrasados por la corriente. El maremoto produjo además gran destrucción en puertos pequeños e instalaciones de almacenamiento de containers (Figura 10).

Muelles y grúas presentaron diferentes grados de asentamiento y agrietamiento de las losas, reportándose, de acuerdo al informe de CEPAL (2010), daños importantes en los sitios 1 y 2 del puerto de San Vicente, en el sitio 1 del terminal de Lirquén y en el terminal de la empresa portuaria Cabo Froward en Coronel, y daños de menor consideración en el terminal de Enap (CEPAL, 2010) (Figura 11). Además de Coronel, en Valparaíso se observaron fallas por licuefacción sísmica y desplazamiento lateral (*lateral spreading*, Figura 11), según se reporta en GEER (2010).

Se verificó también el descarrilamiento de las grúas que no contaban con ganchos antisísmicos en sus sistemas rodantes (Figura 12). Una grúa de reciente instalación fue dañada por el tirón del gancho que quedó atorado en el barco que estaba siendo atendido al momento del sismo y que zarpó apresuradamente para sortear el maremoto alejado de la costa (Figura 13). Por efecto del sismo, el muelle de Huachipato sufrió la falla por corte rasante de todos los pilotes inclinados, en la interface entre el pilote de acero y la losa de hormigón armado (Figura 14).

4.4.4. Siderurgias

La usina de Huachipato, cerca de Concepción, sufrió numerosos daños y de diversa magnitud. Las Figuras 15, 16 y 17 muestran algunos de los problemas observados en esta industria, que fue una de las instalaciones más severamente dañadas. Los principales daños correspon-



Figura 11. Falla de suelo (GEER, 2010).



Figura 12. Descarrilamiento de base rodante por falta de topes sísmicos.



Figura 13. Daño local en grúa por tirón de barco.



Figura 14. Corte de pilotes inclinados.



Figura 15. Colapso de galería de correa transportadora.



Figura 16. Fluencia y rotura de pernos de anclaje de estructuras.



Figura 17.
Fluencia y rotura
de pernos de
anclaje de
estanques y
equipos.

den al colapso de una correa transportadora (Figura 15), asentamiento y agrietamiento de piscinas de agua por asentamiento diferencial del terreno, pandeo de diagonales y fluencia y rotura de pernos de anclajes de chimeneas y grandes ductos (Figuras 16 y 17). Sin embargo, debe considerarse que esta planta es una instalación antigua que contiene muchas estructuras, que ya ha resistido terremotos importantes como el de 1960 (Steinbrugge y Flores, 1963) y se encontraba muy cercana al epicentro.

4.4.5. Bodegas de vino

La industria del vino en Chile tiene su producción concentrada principalmente en estanques de acero inoxidable. Del pequeño porcentaje de estanques de hormigón armado que existen, la mayoría no presentó problemas. Cuando estos ocurrieron, las fallas más comunes estaban asociadas a juntas frías horizontales que se abrían dejando filtrar el vino. En un caso particular se observaron grietas diagonales asociadas a refuerzo transversal insuficiente.

La mayor parte de las pérdidas de la industria se debió a derrames de vino por fallas en estanques de acero inoxidable y colapso de elementos de almacenaje como estanterías, bins y barricas. Para una mejor descripción de los daños en estanques de acero inoxidable, es necesario dividirlos en dos tipos de topología estructural de acuerdo al tipo de apoyo: (1) estanques montados sobre patas y (2) estanques de apoyo continuo.

Los estanques montados sobre patas son utilizados para guarda y fermentación de pequeños y medianos volúmenes de vino. La altura de este tipo de estanques no supera los

5 metros y sus capacidades varían entre 5.000 y 120.000 litros. La principal característica de este tipo de estanque es que el sistema de apoyo a fundación es a través de patas. Durante el levantamiento realizado, se pudo observar una gran variedad de estructuraciones de esta tipología de estanques. Sin embargo, de forma general, es posible identificar ciertas componentes comunes en las diferentes estructuraciones de estos estanques: techo, manto, fondo, sistema de apoyos, anclajes y en algunos casos sistema de rigidización de fondo. Adicionalmente existen componentes secundarios relacionados con el manejo del proceso de vinificación tales como portales, llaves de paso y chaquetas de enfriamiento entre otras (Figura 18).

Los estanques apoyados en patas fueron uno de los sistemas de almacenamiento de vinos más afectados por el terremoto. La falta de un procedimiento de diseño estandarizado induce a una gran variedad de estructuraciones, las que en general, presentaron comportamientos deficientes. Las principales fallas y daños asociadas a este deficiente desempeño pueden resumirse en: pandeo de patas, volcamiento y deslizamiento, incrustación de patas, y colapso del manto/techo por vaciado rápido.

Con respecto al pandeo de patas, en general se observaron cuatro tipos de configuraciones geométricas de patas: cuadradas, tubulares, cónicas y sección variable, siendo este último tipo de configuración el más utilizado (cerca del 70% de los estanques montados sobre patas). Este tipo de pata tiene una mayor sección cerca de la zona de unión con el manto y fondo del estanque (250 mm a 350 mm) disminuyendo hasta 100 mm en la zona de anclaje, en que los espesores de éstas varían entre 2 mm y 3 mm (Sandoval, 2011). El pandeo es un fenómeno de inestabilidad muy común en estructuras de pared delgada que se produce en zonas de alta concentración de tensiones de compresión. En la Figura 19a se muestra el pandeo local de patas en la zona de unión pata-manto-anillo rigidizante. En la mayoría de los casos donde se observó este tipo de falla en patas perimetrales, los asentamientos verticales asociados fueron pequeños no observándose deformación excesiva del fondo del estanque ni pérdida

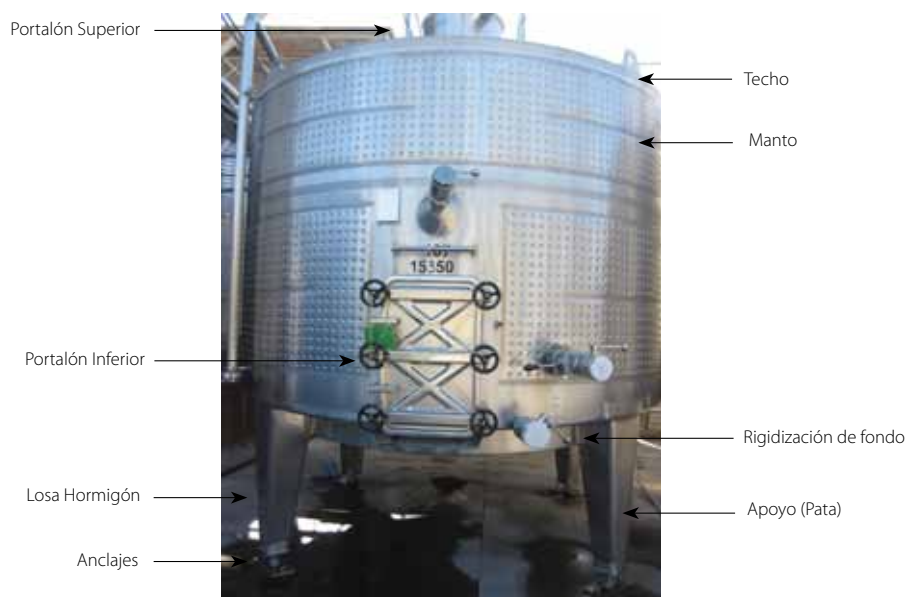


Figura 18. Estanque apoyado sobre patas.



parcial o total de vino. Diferente es el caso de estanques con pata central. El efecto combinado de la carga estática (50% del peso), más los esfuerzos producidos por las grandes aceleraciones horizontales y verticales del suelo, produjeron una gran concentración de tensiones en la sección inferior, donde además el área y el momento de inercia son mínimos. A diferencia de la falla por pandeo en patas periféricas, la falla por pandeo en patas centrales puede producir asentamientos verticales considerables, entre 20 mm y 50 mm aproximadamente. En muchos casos estos asentamientos ocasionaron la fractura de las soldaduras que unen el fondo con la pared del estaque, provocando la pérdida parcial o total del vino almacenado (Figura 19b).

En la Figura 20 se observa el colapso lateral de un estanque producto del pandeo y plastificación de la zona de unión pata-manto-fondo. Este efecto, considerando que las patas (periféricas) de este estanque se encuentran rotuladas en su base, induce a que las patas estén birotuladas, por lo que el estanque en esta condición no posee rigidez lateral. Es importante señalar que las patas están conectadas directamente al estanque sin un sistema de amarre entre patas ni la presencia de un anillo rigidizante, lo que hubiese permitido una mejor distribución de tensiones entre las patas y en la zonas de uniones pata-manto-fondo.



Figura 19. Pandeo de pata: (a) pata perimetral y (b) pata central.



Figura 20. Colapso lateral de estanque (patas birotuladas).



Figura 21. (a) volcamiento de estanques.
(b) incrustación de pata.



Figura 22.
Colapso por
vaciado rápido.

El deslizamiento y en ocasiones el posterior volcamiento de estanques apoyados en patas tuvo origen en las siguientes causas: ausencia de pernos de anclaje entre las patas del estanque y la losa de hormigón y la fractura de los pernos de anclaje. En algunos casos los estanques se desplazaron lateralmente sin experimentar daño alguno, pero en ocasiones durante el deslizamiento de los estanques, alguna de sus patas cayeron a canaletas de desagüe, lo que indujo altas tensiones en éstas produciendo su falla y posterior volcamiento del estanque (Figura 21a). En este último caso, el impacto posterior al volcamiento del estanque produjo daños en el manto, tuberías y válvula con la consiguiente pérdida de contenido. Las inspecciones revelaron que la falla del sistema de anclaje se debió principalmente a las siguientes razones: corrosión de pernos, longitud de anclaje insuficiente, mala calidad del hormigón y presencia de placas base de bajo espesor.

La incrustación de patas en el cuerpo del estanque se encontró principalmente en estanques en que las patas estaban soldadas directamente al manto o al fondo de éstos, sin la presencia de un sistema de rigidización o placa de refuerzo que los conectara. En esta configuración, la pata, formada por un perfil cerrado, es muy rígida con respecto al fondo o manto del estanque generando un sistema no deseable de pata fuerte-manto/fondo débil. Debido a las grandes deformaciones asociadas a este tipo de falla, ésta causó el colapso del estanque con la consiguiente pérdida total del contenido almacenado (Figura 21b).



El colapso del estanque por vaciado rápido es una falla que consiste en una deformación severa del techo y/o manto debido a grandes presiones negativas (succión) generadas en el interior del estanque producto del vaciado rápido del contenido. Las principales causas que produjeron el vaciado rápido del contenido del estanque fueron: falla en la unión del manto con tuberías y llaves de paso, apertura parcial o total del portalón y fractura de soldadura que une el manto con fondo de estanque (Figura 22).

Los estanques de apoyo continuo son utilizados para el almacenamiento y fermentación de grandes volúmenes de vino, que llegan hasta los 600000 litros. Estos estanques están directamente apoyados al suelo (losa de hormigón y bancadas especialmente habilitadas) en los siguientes tipos de configuraciones: simplemente apoyados sin sistema alguno de restricción lateral y vertical; restringidos lateralmente con sistema de topes perimetrales; restringidos lateralmente y verticalmente por sistema de anclajes; restringidos lateralmente por un sistema de enfalde y restringidos lateralmente y verticalmente por sistema de enfalde anclado a la bancada de hormigón. Este tipo de estanque está formado por cuatro componentes principales: techo, manto, fondo y sistema de anclaje. En las inspecciones se pudo observar que los espesores del manto variaban entre 3mm a 2mm. Al igual que los estanques apoyados sobre patas, estos estanques poseen componentes secundarios como portalones, llaves de paso y chaquetas de enfriamiento. Los daños más comúnmente observados en este tipo de estanques fueron: pandeo del manto del estanque, falla sistema de anclaje, fractura de la soldadura entre el manto y fondo y fractura de las uniones de válvulas y ~~fittings~~ cañerías al manto del estanque.

El pandeo del manto del estanque se presentó de dos formas o modos: “pata de elefante”, caracterizado por un abultamiento debido a una distribución uniforme de deformaciones en todo el contorno del estanque, y “punta de diamante”, donde el estanque se deforma localmente en torno a los anclajes o zonas de mayor rigidez donde existe concentración de deformaciones. El primer modo se observó en general en estanques anchos (altura/diámetro < 1) sin anclar, mientras que el segundo modo se observó en estanques esbeltos (altura/diámetro > 1) anclados (Figura 23).

En cuanto a los sistemas de anclaje, sus fallas se debieron principalmente a: corrosión de los pernos de anclaje, distancia insuficiente al borde, longitud embebida del perno inadecuada y refuerzo de la fundación insuficiente, inexistente o mal distribuido. La Figura 24a muestra un caso donde varios de estos efectos se combinaron para generar la falla del anclaje. Usualmente, al fallar el anclaje el estanque comenzaba a “zapatear”, generando daño al manto (como se observa en la misma figura), abertura y/o dislocación del portalón o desprendimiento del

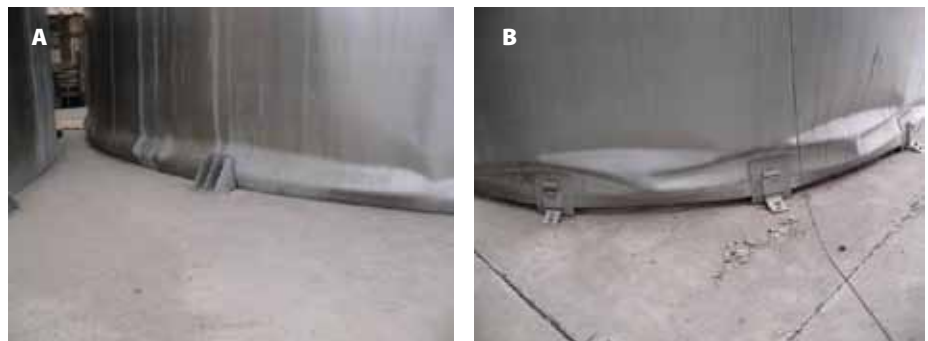


Figura 23. (a) Pandeo “pata elefante”. (b) pandeo “punta de diamante”.

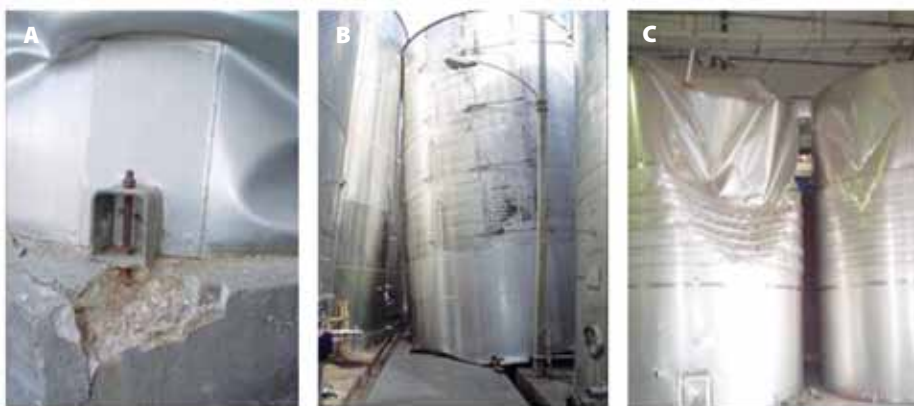


Figura 24. (a) Falla anclaje, (b) deslizamiento e (c) impacto.

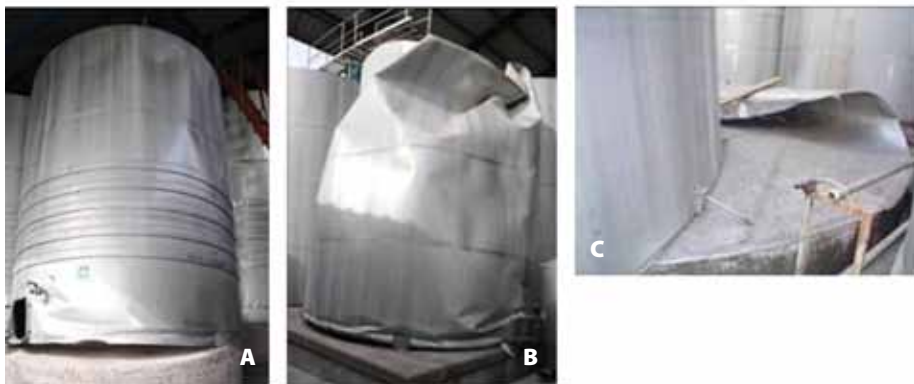


Figura 25. (a) Volcamiento, (b) colapso por succión y (c) desprendimiento de fondo.

fondo. También se pudo observar casos en que estanques no anclados o con anclajes deficientes se volcaron o deslizaron lateralmente impactando estanques vecinos (Figura 24b,c).

Cuando el daño asociado a la fractura de la soldadura entre el manto y fondo y fractura de las uniones de válvulas y fittings al manto del estanque era significativo indujo a que el estanque perdiese su contenido en forma rápida produciéndose el colapso del estanque por presiones negativas (succión), como se muestra en la Figura 25 (mismo tipo del observado en estanques apoyados sobre patas).

Estudios asociados al comportamiento de estanques de almacenamiento de vino ante cargas sísmicas posterior al terremoto del 27 de febrero de 2010 han sido desarrollados debido a las grandes pérdidas de la industria vitivinícola y al deficiente comportamiento de algunas de las estructuraciones utilizadas en el diseño y construcción de los estanques. En estos estudios, se presenta un catastro detallado de los daños y fallas ocurridos en las bodegas de vino (estanques, barricas y bins), modelaciones numéricas del comportamiento de estanques ante cargas sísmicas, y recomendaciones de diseño, construcción y montaje de estanques barricas y bins. Dentro de estos estudios se pueden mencionar los siguientes:

- Análisis de los efectos del terremoto del 27 de febrero de 2010 en estanques de acero inoxidable de pared delgada (EAIPD) con patas y desarrollo de un sistema de protección sísmica para estas estructuras, 2011, Víctor Sandoval Sanzani, Tesis Magíster en Ciencias



de la Ingeniería, Universidad Católica de Chile.

- Terremoto del Maule Chile 2010. Manual de buenas prácticas y recomendaciones sísmicas para equipos de bodegas viníferas, 2011. Ricardo Herrera, Juan Felipe Beltrán, Eduardo Garcés, José Luis Almazán, Víctor Sandoval, Andrés González, Erick González, Andrés Costa y Patricio Middleton, Ediciones Consorcio del Vino, I.S.B.N.: 978-956-8880-20-0
- Recomendaciones de uso para estanques de acero inoxidable en la industria vitivinícola y generación de manual de buenas prácticas, 2012. Eduardo Garcés Lavado, memoria ingeniería civil, Universidad de Chile.
- Modelamiento de un estanque de acero inoxidable para almacenamiento de vino mediante métodos de elementos finitos, 2012, Francisco Astorga Mendoza, memoria ingeniería civil, Universidad de Chile.

4.4.6. Estanques de acero

Se produjeron algunos daños menores en tanques de acero y torres de enfriamiento en las instalaciones de refinerías en el sector de San Vicente y Hualpén, vecinos a Concepción.

Los estanques de acero de plantas de celulosa (diseñados según API650) tuvieron un buen comportamiento, **salvo numerosos estanques cuyos pernos de anclaje fluyeron llegando incluso a cortarse.**

4.4.7. Torres de proceso – Estanques esbeltos

Se produjeron varios casos de daño severo incluyendo colapso de la instalación. Las fallas se explican principalmente por un insuficiente (a veces inexistente) anclaje del equipo y/o reducido espesor de manto. Las fotografías disponibles están sujetas a compromiso de confidencialidad.

4.4.8. Silos

Los silos de almacenamiento también tuvieron un desempeño insatisfactorio. Se observaron numerosas fallas catastróficas de silos de almacenamiento de granos, tanto de silos metálicos (Figura 26), como de algunos silos de hormigón armado.

Los silos metálicos corresponden a una construcción basada en planchas corrugadas unidas con pernos. La norma NCh2369 no cubre este tipo de depósitos.



Figura 26.
Colapso de silos
graneleros en
Concepción.



Figura 27.
Daños en plantas
de procesamiento
de pescado en
Talcahuano.

4.4.9. Estructuras livianas de acero

En general, las estructuras livianas de acero no sufrieron daño, excepto en áreas que fueron afectadas por el tsunami, como las plantas de procesamiento de pescado en Talcahuano, mostradas en la Figura 27. El daño fue severo y afectó tanto a muelles, plantas de procesamiento, almacenes refrigerados y edificaciones menores de servicios auxiliares. Todas las construcciones livianas fueron totalmente destruidas y arrastradas por el flujo. La mayoría de estas estructuras están hechas de elementos formados en frío, los cuales, a pesar de su ductilidad limitada, soportaron adecuadamente el fuerte movimiento del ~~la tierra~~ terreno.

4.4.10. Equipos pequeños y elementos no estructurales

Aun considerando la espectacularidad de algunas de las fallas estructurales observadas en edificios, la mayor proporción de daño se produjo en elementos no estructurales, equipos y contenidos de edificios e instalaciones industriales. La falla de estos elementos afectó desde la habitabilidad de casas y departamentos, hasta la operación del aeropuerto de Santiago (ciudad capital de Chile) y de varias instalaciones industriales. Algunos ejemplos se muestran en la Figura 28.

El nivel de daños observados se debió a que el detallamiento e instalación de estos elementos, en general, no se hace de acuerdo a criterios de diseño sismorresistente y no está en el ámbito de la responsabilidad contractual del ingeniero estructural. Por lo tanto, normalmente los instaladores de tabiquerías, cielos falsos, equipos de aire acondicionado, ascensores, ins-



Figura 28. Daños en elementos no estructurales y equipos.

talaciones eléctricas, etc, anclan estos elementos de acuerdo al criterio individual de cada uno. Para prevenir que la situación siga repitiéndose, una de las propuestas de la norma en que se trabaja actualmente esté relacionada con el diseño sismorresistente de elementos no estructurales.

5. Recomendaciones de diseño y lecciones aprendidas

Los recorridos por las diferentes plantas de la zona afectada, la experiencia del sismo nortino del año 2005 con epicentro en Tarapacá, las muchas fotos de muchas presentaciones que se han hecho, permiten destilar algunas fallas típicas de interés.

5.1. Inestabilidades locales

El tema es difícil pero intuitivamente sencillo: si se tracciona un elemento de acero, resiste hasta que agota su capacidad. Si lo comprimimos y tiene cierta longitud, se pandea para cargas menores.

Mucho menores.

Si miramos el elemento completo, tenemos inestabilidad global o pandeo general del elemento, por ejemplo, una columna o una diagonal.

Desde el siglo XIX este fenómeno es bien conocido y las normas lo consideran y controlan.

Por otro lado, si miramos una sección aislada, puede que el pandeo general no se produzca,

pero la sección misma se “arrugue”. Esto lo llamamos inestabilidad local y su estudio se inició a mediados del siglo XX, ya que antes las secciones eran más robustas y el efecto no era significativo.

¿Cuándo se produce la inestabilidad local?: Cuando usamos secciones delgadas.

¿Y cuáles son las secciones delgadas que hemos usado mucho en la minería y en la celulosa?: Los elementos plegados o doblados en frío.

Especialmente los ángulos plegados que han sido muy utilizados como diagonales sísmicas entre los años 60 y los 90.

Antes de los 60 los perfiles eran muy robustos ya que eran mayoritariamente laminados y después de los 90 se introdujeron limitaciones para controlar el pandeo local que dejaron afuera a muchos ángulos que habíamos usado innumerables veces.

Un corto paseo por cualquier instalación y encontraríamos que la mayoría de las diagonales de los edificios de mediana edad son ángulos doblados dispuestos en estrella (XL).

La mayoría de ellos no cumple la norma actual. Como tampoco la cumplían muchas diagonales de la celulosa diseñadas en los años 60, 70 y 80 del siglo pasado.

¿Y cómo les fue?

Después del terremoto se observaron numerosos casos de inestabilidad local, especialmente en secciones de ángulos plegados en XL y alas de algunas columnas de sección doble T. También había fracturas locales en las XL, justo en la zona de las planchuelas de conexión, como se muestra en la Figura 29.

Lección:

Las medidas adoptadas por las normas modernas (AISC Seismic Provisions, NCh 2369) que apuntan a limitar y controlar el pandeo local tienen toda la razón.

Y las muchas veces que en la discusión de las normas se enarboló el argumento que los XL “han funcionado muy bien porque los hemos usado por más de 20 años”, había un error de por medio: Simplemente no había temblado.

5.2. Pandeo global de diagonales

Como este es un fenómeno conocido desde hace mucho, las limitaciones normativas que lo controlan se aplican desde casi siempre.

Luego del terremoto, sin embargo, se vieron elementos comprimidos (especialmente diagonales) con muestras de inestabilidad global.



Figura 29. Pandeo local del ala de diagonal XL y Fractura en conexión ala del ángulo con planchuela separadora.



En algunos casos, esas diagonales pandeadas sufrieron un pandeo global secundario, iniciado por el pandeo local de la sección, tal como se muestra en la Figura 30a. En otros casos, el pandeo torsional, rara vez considerado en el diseño, hizo su aparición (Figura 30b).

Lección:

Seguir respetando los límites de esbeltez para la estabilidad global y preocuparnos más del pandeo local.

Recordar que las disposiciones de diseño a compresión más comunes sólo se aplican a perfiles Doble T y que para otros perfiles hay que mirar las otras secciones de la norma.

5.3. Fallas de conexiones de diagonales

Un número significativo de diagonales fallaron en sus conexiones con las columnas, algunas de las cuales se muestran en la ~~Error! No se encuentra el origen de la referencia.~~ Figura 31

En algunos casos, las conexiones estaban simplemente mal concebidas y mal diseñadas y era suficiente mirirlas para detectar los problemas: planchas mal atiesadas, áreas de conexión inferiores a las del perfil a conectar, etc.

Esos casos indican que el trabajo de los proyectistas de las conexiones fue malo y que faltó revisión de los detalles por parte del ingeniero que diseñó la estructura.

En otros casos, las conexiones estaban bien detalladas, pero para cargas bajas, lo que requiere una explicación histórica.

Posiblemente esas conexiones débiles se detallaron para el 50% o el 75% de la capacidad de tracción de la sección, ya que el criterio ha ido variando en el tiempo (~~Figura 31~~).

A lo largo de los últimos 30 años, el criterio para el diseño de las conexiones ha sido, en resumen y simplificando, el siguiente:

- 1980-1990: La fuerza axial obtenida del análisis y no menos del 50% de la capacidad de tracción del elemento.



Figura 30. Pandeo global de diagonales. (a) Producto del pandeo local de las alas. (b) Pandeo torsional.



Figura 31. Fallas en conexión diagonal - columna.

- 1990-2000: La fuerza axial obtenida del análisis y no menos del 75% de la capacidad de tracción del elemento.
- 2000 en adelante: El 100% de la capacidad de tracción del elemento.

Si consideramos que hoy las conexiones se detallan para el 100% y que deberían detallarse para un valor incluso superior ("Ry" veces eso), las conexiones anteriores al año 2000 claramente estaban sub dimensionadas y ese déficit es creciente con la antigüedad de la estructura.

Ello se confirma en los resultados del sismo: las estructuras de mayor antigüedad presentaron mayores problemas que las más modernas.

En general no se ven fallas de pernos ni por cizalle del conector ni solo unas pocas fallas por desgarro de las planchas.

En los casos en que el elemento de conexión falló, fueron las soldaduras o las planchas de conexión las que fallaron. Especialmente las soldaduras.

Un punto que aparece en muchas fallas de conexiones es la falta de atiesadores.

La tendencia a hacer conexiones sencillas y con poca mano de obra de maestranza, privilegiando conexiones apernadas y aumentando localmente los espesores de los perfiles antes que agregar atiesadores, es un tema que se debe revisar.

Las lecciones:

Las conexiones de las diagonales deben ser diseñadas para asegurar realmente que la falla se produce fuera de esa zona.

Las conexiones deben ser calculadas por un ingeniero y revisadas por otro, idealmente el diseñador.

Los atiesadores siguen siendo importantes.



Sigue válido el concepto tan caro para los ingenieros de más de 50 años que habla de conexiones bonitas y conexiones feas, sucias o ridículas.

5.4. Separaciones pequeñas para desplazamientos relativos entre estructuras

Los desplazamientos entre estructuras durante el sismo fueron grandes y en varias zonas se produjeron impactos, especialmente en las plantas de celulosa en que todo está conectado con todo a través de puentes de cañerías y ductos.

Las uniones deslizantes de 50 mm o similares, no funcionaron ~~para nada~~ y hubo estructuras que chocaron con los puentes de cañerías o con estructuras demasiado cercanas (Figura 32a).

Los choques entre equipos y sus parrillas cercanas fueron innumerables (Figura 32b).

En algunos casos, los puentes o las estructuras vecinas ~~los afumaron~~ **sirvieron de apoyo** y evitaron el colapso.

La lección:

Las uniones deslizantes tienen que ser deslizantes (fácil) y tener las carreras adecuadas (difícil). Carreras de 200 mm o más, no deberían asustar.

5.5. Equipos pequeños y elementos no estructurales

¿Qué es un equipo pequeño? ¿El que pesa menos de 1 ton? ¿Menos de 500 kg? ¿Menos de 100 kg? ¿El que no participa de manera importante en el proceso productivo?

Cualquiera sea el criterio general siempre tendrá más excepciones que validez y es peligroso adoptar uno excesivamente simple.

Si adoptamos el criterio del poco peso, nos encontraremos con todas las consolas de control, los gabinetes y computadores en el suelo y con la planta fuera de operación.

O con las bombas de incendio sin poder funcionar.

Lecciones:

La revisión sísmica debe involucrar a todos los equipos, incluso los pequeños.

O al menos se debe definir un criterio de resistencia sísmica mínima y arbitraria.

5.6. Pedestales fallados

Hay registro de muchos pedestales fallados, la mayor parte por esfuerzos locales de corte (Figura 33) o mal detallamiento de las armaduras (Figura 34).

Es preciso alertar (¿o enseñar?) a los ingenieros encargados de los proyectos a diseñar los pedestales, para evitar que nuestras instalaciones tengan pies de barro.



Figura 32. Choque debido a separación insuficiente. (a) Entre estructuras vecinas. (b) entre equipo y parrillas perimetrales.



Figura 33. Pedestales fracturados por corte local.



Figura 34. Detalle armadura de pedestal típico.



Figura 35. Detalle de pernos de anclaje de columna que fluyeron.

Otro efecto que pudo ser influyente es el impacto sobre el pedestal que se genera una vez que los pernos de anclaje fluyen (Figura 35) y la estructura vuelve a su posición original.

Lecciones:

No usar pedestales demasiado chicos: por lo menos 100 a 200 mm mayores que la placa base por cada lado.

No llevar el mortero hasta la cara exterior del pedestal, sino limitarlo a la placa base solamente.

Aumentar la densidad de estribos en los 500 mm superiores del pedestal.

Colocar una armadura delgada (mínimo MØ10 a 100 mm) en la cara superior del pedestal.

¿Será bueno usar morteros de nivelación tan duros?

5.7. Pernos de anclaje en fluencia

Se observaron numerosos pernos de anclaje en estructuras que fluyeron y quedaron sueltos, como se muestra en la Figura 35.

Esa fluencia está prevista por la norma NCh 2369 que exige 75 mm de hilo por debajo del nivel de apriete de las tuercas, asumiendo que es una de las formas efectivas con la que cuenta la estructura para disipar energía: fluencia y zapateo.

Sin embargo, los pernos de anclaje sólo disipan energía cuando se estiran y los ciclos intermedios en que la base de la columna sube y baja libremente no aportan disipación alguna y



pueden generar impactos sobre los pedestales que expliquen en parte las fallas mencionadas más arriba. Por otro lado, el tener una fluencia sin control, como resultado de las prácticas de diseño y la aplicación de la norma, puede explicar por qué se vieron tantos pernos cortados y hacer que la práctica de reapretar los pernos después del sismo sea inaplicable por el nivel de deformación alcanzado por los pernos.

Además, existe la tendencia actual a sobredimensionar los pernos de anclaje por lo que podemos encontrarnos a futuro con pernos que no fluyan en los sismos. En esos casos, la estructura buscará otras maneras de disipar y el diseño deberá hacerse cargo de ello.

Lecciones:

Parece recomendable conservar el criterio de permitir fluencia en los pernos, ya que son zonas y mecanismos de disipación de energía y al mismo tiempo, elementos reparables con facilidad. Esto se cumple, eso sí, sólo si la fluencia es controlada, es decir si se limita el nivel de estiramiento de los pernos.

Los estanques son un capítulo especial. Es preciso complementar la API 650 con la norma NCh 2369.

No olvidar considerar el sismo vertical en el diseño de las fundaciones, tal como dice la norma.

5.8. Intervenciones anónimas en estructuras

Esta es una historia vieja: diagonales que se sacaron para dejar pasar un ducto, columnas golpeadas que tienen una curvatura que ninguna norma de diseño recoge, pernos de anclaje doblados porque en la construcción quedaron fuera de lugar o algo los dobló después, etc.

Un edificio industrial importante y grande, después de 20 años de construido es casi siempre una incógnita: alguien le sacó una diagonal, otro le agregó equipos, un tercero trató de mejorar la situación agregando o reemplazando paños diagonalizados sin preocuparse de las columnas, sus pernos de anclaje o las fundaciones.

Y así hasta que alguien se asusta y pide un levantamiento y revisión.

Esto ocurre muy rara vez.

O viene un terremoto y se descubre todo.

En este sismo ocurre lo típico: se ha visto paños diagonalizados que se sacaron completos, diagonales alteradas porque había que pasar una cañería, etc.

La lección en este caso es para el propietario: no altere irracionalmente y sin control sus instalaciones.

5.9. Estanques de Bodegas de Vino

Se observó gran cantidad de daños en los estanques de acero inoxidable, en muchos casos con pérdida parcial o total del contenido. Las razones de estos problemas son variadas y los resultados de su revisión en terreno serán de gran utilidad para los futuros diseños.



Lecciones:

Utilizar un sistema de rigidización de fondo para estanques apoyados en patas.

Usar de perfiles cerrados para arriostrar las patas de los estanques.

Los estanques deben estar anclados. El diseño de los anclajes debe ser hecho con base en la ingeniería estructural (API 650, ACI 349). Como solución alternativa e innovativa se podrían diseñar anclajes disipativos (Herrera et al., 2011).

Pensar y diseñar en forma integradora el sistema de anclaje y fundación.

6. Conclusiones

El daño observado en las instalaciones industriales **modernas** después del terremoto del 27 de febrero de 2010 puede ser considerado como menor, desde el punto de vista estructural. Se encontró poca o ninguna evidencia de demandas de deformación inelástica significativas, pocos colapsos de estructuras con ingeniería adecuada y de acuerdo a códigos modernos de diseño y ninguna o casi ninguna pérdida de vida asociada a estas fallas. En contraste, las fallas en equipos fueron más importantes, debido a problemas de anclaje y arriostamiento. Las pérdidas debido a interrupción de las faenas fueron importantes, particularmente en el área de Concepción, donde varias de las instalaciones se mantuvieron fuera de servicio por meses.

El desempeño adecuado de las estructuras puede ser atribuido a la gran sobre-resistencia que resulta por la aplicación de las normas de diseño sismorresistente.

Todo indica que el escenario de diseño marcado por la normativa vigente, especialmente la NCh 2369, lleva a estructuras industriales con un comportamiento adecuado pero que no necesariamente estarán en operación 48 ó 96 horas después de un sismo fuerte. ~~Si las 48 horas son imperiosas, hay que revisar el espectro, los "R", etc.~~

Una de las buenas prácticas que es necesario mantener y fortalecer es la existencia de una revisión estructural y sísmica independiente de los proyectos. Hasta hoy en el área industrial esto es resorte del mandante y no una obligación normativa, pero sería recomendable su exigencia explícita en la norma. Dado que es algo que ya se hace, esto no significaría impacto alguno en los proyectos, pero si las condiciones cambian a futuro, es bueno que esté explícito.

 Chile hay una tradición de diseño que privilegia el buen sentido traducido en buenas y sanas estructuraciones, la sencillez expresada en modelos analíticos todo lo simple que la complejidad de la estructura permita y la buena comunidad de ingenieros, capaces de compartir generosamente sus conocimientos. Eso hay que cuidarlo.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen a los dueños y administradores de las instalaciones visitadas, así como a los ingenieros que compartieron el material gráfico y las observaciones de su propia experiencia. Sin su colaboración, toda esta información relevante no habría podido ser obtenida.



Referencias

- AISC (2005), ANSI/AISC 341-05. Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.
- Araneda, J.C., Rudnick, H., and Miquel, P. (2010), Lessons from the 2010 Chilean earthquake and its impact on electricity supply, Powercom 2010, Hangzhou, PRC.
-  –Borga, F. (2012) “Modelamiento de un estanque de acero inoxidable para almacenamiento de vino mediante métodos de elementos finitos”, memoria ingeniería civil, Universidad de Chile.
- CEPAL (2010), “Terremoto en Chile. Una primera mirada al 10 de marzo de 2010”, Unidad de Evaluación de Desastres de la CEPAL, Naciones Unidas, Santiago, Chile.
- Garcés, E. (2012), “Recomendaciones de uso para estanques de acero inoxidable en la industria vitivinícola y generación de manual de buenas prácticas”, memoria ingeniería civil, Universidad de Chile.
- GEER (2010), “Geo-engineering Reconnaissance of the 2010 Maule, Chile Earthquake,” report of NSF Sponsored GEER Association, Team, J. Bray & D. Frost, eds. <http://www.geerassociation.org/>
- Herrera, R., Beltrán, J.F., Garcés, E., Almazán, J.L., Sandoval, V., González, A., González, E., Costa, A., y Middleton, P. (2011), “Terremoto del Maule Chile 2010. Manual de buenas prácticas y recomendaciones sísmicas para equipos de bodegas viníferas”. Ediciones Consorcio del Vino, I.S.B.N.: 978-956-8880-20-0.
- INE (2010), “Análisis Económico 2010”, Documento Técnico - Instituto Nacional de Estadísticas, Santiago, Chile.
- INN (2003), NCh2369.Of2003 Diseño Sísmico de Estructuras e instalaciones industriales, Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.
- Rudnick, H., Mocarquer, S., Andrade, E., Vuchetich, E., and Miquel, P. (2011), “Restoring Electricity Supply after the 2010 Chilean Earthquake – Disaster Management”, IEEE power & energy magazine, march/april 2011.
- Sandoval V. (2011), “Análisis de los efectos del terremoto del 27 de febrero de 2010 en estanques de acero inoxidable de pared delgada (EAIPD) con patas y desarrollo de un sistema de protección sísmica para estas estructuras.”, Tesis Magíster en Ciencias de la Ingeniería, Universidad Católica de Chile.
- Steinbrugge, K.V. and Flores R. (1963), “The Chilean Earthquakes of May, 1960: A Structural Engineering Viewpoint,” Bulletin of the Seismological Society of America, 53 (2): 225-307.