



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

**“EFECTO DE LA DIRECTIVIDAD DEL TERREMOTO DE EL MAULE 2010
EN EL DAÑO DE LA CIUDAD DE CONCEPCIÓN”**

TESIS PARA OPTAR AL GRADO DE MAGISTER EN CIENCIAS DE LA INGENIERÍA,
MENCIÓN INGENIERÍA SÍSMICA

RUBÉN MARCOS RAMOS SALAS

**PROFESOR GUÍA:
RODOLFO SARAGONI HUERTA**

**MIEMBROS DE LA COMISIÓN:
RODRIGO ASTROZA EULUFÍ
RODRIGO RETAMALES SAAVEDRA
SERGIO RUIZ TAPIA**

SANTIAGO DE CHILE
2020

RESUMEN DE LA MEMORIA PARA OPTAR AL
GRADO DE: Magíster en Ciencias de la Ingeniería,
Mención Ingeniería Sísmica
POR: Rubén Marcos Ramos Salas
FECHA: XX de diciembre de 2020
PROFESOR GUÍA: Rodolfo Saragoni Huerta

EFFECTO DE LA DIRECTIVIDAD DEL TERREMOTO DE EL MAULE 2010 EN EL DAÑO DE LA CIUDAD DE CONCEPCIÓN

La ciudad de Concepción ha sido históricamente afectada por fuertes terremotos desde su fundación por los españoles en el año 1550. El terremoto histórico de 1835, que fuera registrado por Charles Darwin, y que en parte describe: *“Las paredes de las casas en dirección [Noroeste al Norte] resistieron verdaderamente mejor las sacudidas que las situadas en las otras; la mayor parte de las masas de ladrillos se desplomaron en dirección Nordeste”*. Este relato resulta muy coincidente en la dirección que se describen los daños producidos en la misma ciudad para el sismo de El Maule del 27 de febrero de 2010. Entonces resulta de interés estudiar si se trata realmente de una coincidencia, o más bien pudiese existir una causa mayor que induzca esa directividad en el daño.

En esta área se localizaban dos estaciones sismográficas, una en el centro de Concepción y otra en San Pedro de la Paz. Particularmente, la estación de Concepción Centro estaba ubicada a los pies de una estructura muy simple, asimilable a una estructura de un grado de libertad; estructura que colapsó. Esta estructura funciona como patrón, o piedra rosetta, para estudiar particularidades del registro que inducen daño en una dirección preferencial. El modelo estructural de ésta sometido al registro sísmico de Concepción Centro muestra la dirección N60°E como dirección de daño y colapso, lo que se ajusta a la realidad, y muestra que se produce por un pulso del registro. El mismo pulso es también da la amplitud al primer peak del espectro de aceleraciones del registro.

Demostrada la directividad en la respuesta de la estructura se busca evidencia en otras estructuras, de diversa índole y materialidad, en la provincia de Concepción; todas éstas muestran evidencias claras de la existencia de una dirección dominante, N60°E, en el daño producido. Así también, mediante el uso de la técnica de odograma se establece la directividad del movimiento para los registros de Concepción Centro y San Pedro de la Paz, en una dirección N60°E. Este fenómeno puede ser explicado sólo como consecuencia de la fuente sísmica. En los odogramas también se detectan bucles en los desplazamientos, los que también muestran estar asociados a los peak del espectro y relacionados con modos de ondas Love del sitio. También se muestra las limitaciones del análisis espectral usado en el diseño de edificios dañados el 2010, e incluye recomendaciones para abordar este asunto e incluir un factor que considere el efecto de directividad sísmica.

Se identifica una aspereza sísmica cercana al área epicentral, denominada aspereza sur, compatible con el supuesto de directividad. En el transito desde la aspereza al sitio se detecta una propagación de onda oceánica guiada, propagación que puede tener importantes implicancias para la ingeniería sismorresistente. Se hace notar que estructuras de suelo tan distintas como lo son Concepción Centro y San Pedro de la Paz no eliminaron o modificaron significativamente la señal sísmica de la fuente, por lo tanto, tampoco lo hará la estructura de los edificios en la superficie.

DEDICATORIA

Dedicado a mi amada ciudad natal, Concepción.

Dedicada a mis padres Graciela y Armando, quienes se esforzaron por darme la oportunidad de estudiar.

Con toda la gratitud y amor a mi familia, mi esposa Lorena e hijo Alfonso, quienes me regalaron mucha paciencia, amor y el tiempo que les debía.

Finalmente, dedicado al gran diseñador del universo en donde los fenómenos físicos pueden ser descritos con el hermoso y elegante lenguaje de las matemáticas, Jehová.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a todos aquellos que me ayudaron de diferentes modos en este logro académico, entre ellos a alumnos y académicos de la Universidad de Chile que me motivaron para participar en esta aventura de conocimiento.

Mi reconocimiento a don Eduardo Vega Riquelme y Salvador Sáez, y personal del colegio Inmaculada Concepción. Quienes de manera desinteresada aportaron todos los antecedentes disponibles de sus edificios, sin la cual este estudio no tendría este valioso parámetro de validación.

Mis sinceros agradecimientos a la Corporación Nacional del Cobre, mi empleador, que me dio la oportunidad, facilidades y cofinanciamiento mediante beca para realizar estos estudios adicionales.

Agradecer también a don René Lagos, y personal de su oficina de ingeniería, quienes me compartieron generosamente conocimiento de análisis avanzado de estructuras

TABLA DE CONTENIDO

CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN.....	1
1.1 Motivación.....	1
CAPÍTULO 2. PATIO TECHADO INMACULADA CONCEPCIÓN.....	6
2.1 Estructura patio techado Inmaculada Concepción.....	6
2.2 Relatos complementarios.....	14
2.3 Relato del colapso de la estructura	14
2.4 Descripción de daños.....	16
2.5 Condiciones de borde relevantes	25
2.6 Normativa y materiales.....	27
2.7 Conclusiones.....	28
CAPÍTULO 3. SUELO Y ACELEROGRAMA	29
3.1 Características del suelo	29
3.2 Acelerógrafos	33
3.3 Registro sísmico	34
3.4 Existencia señales de la fuente sísmica en el registro.....	38
3.5 Espectro de respuesta	44
3.6 Aspereza e influencia en la directividad.....	52
3.7 Relación entre pulsos, bucles, espectros y ondas Love	56
3.8 Conclusiones.....	63
CAPÍTULO 4. ANÁLISIS DE LA RESPUESTA Y COLAPSO CANOPY.....	66
4.1 Modelo estructural.....	66
4.2 Modos de vibración dominantes.....	69
4.3 Análisis de la deriva y del daño.....	69
4.4 Odograma desplazamientos horizontales	74
4.5 Influencia de la respuesta de sitio.....	74
4.6 Comparación con observación de daños en terreno	76
4.7 Comparación de la caída del canopy y el colapso del Edificio “Alto Río”	77

4.8	Conclusiones.....	81
CAPÍTULO 5. EVIDENCIAS DE DIRECTIVIDAD DE DAÑO EN OTRAS ESTRUCTURAS DE CONCEPCIÓN.....		83
5.1	Evidencia de directividad en el daño.....	83
5.2	Resumen del estudio de estructura dañadas como muestra.....	132
5.3	Requerimientos normativos por pulso y directividad.....	136
5.4	Conclusiones.....	137
CAPÍTULO 6. CONCLUSIONES.....		139
BIBLIOGRAFIA		142

CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN

1.1 Motivación

Desde su fundación por los españoles en año 1550, Concepción ha sido golpeada por fuertes sismos. Estos movimientos telúricos han obligado a que la ciudad haya sido reconstruida más de diez veces. En Penco, su sitio fundacional, a orillas del Océano Pacífico, la ciudad fue abatida por terremotos seguidos de tsunamis en 1570, 1657, 1730 y 1751. Después de este último, se decidió trasladar la ciudad hacia un lugar que se consideraba menos expuesto a la violencia del mar. Concepción fue refundada en el Valle de la Mocha, en 1752.

En esta nueva ubicación, Concepción, fue abatida nuevamente por terremotos, entre los cuales se puede citar: el de 1835, 1939, el de 1960 y recientemente, el terremoto de El Maule del 27 de febrero de 2010 (Llamado también 27F). Cada evento resultó muy destructivo para la ciudad, destrucción y reconstrucción marcan una etapa, como si la ciudad viviera en un permanente “entre terremotos”. En particular, el terremoto de 1835 cuenta con un relato muy detallado de los daños provocados por el sismo realizado por el naturalista inglés Charles Darwin. Por otra parte, el evento de 1939 causó grandes daños en Concepción, pero principalmente en la cercana ciudad de Chillan dado su mecánica de sismogénica intraplaca. El terremoto de 1960 cuenta con un amplio relato de los daños, aunque este se centra principalmente el evento del 22 de mayo con zona epicentral en Valdivia; siendo el sismo del 21 de mayo con epicentro cerca de Arauco más dañino para la ciudad de Concepción, según informes de daños en la planta siderúrgica de Huachipato ‘La orientación del daño indicaba una dirección de movimiento máximo predominante entre la dirección norte-sur y unos veinte grados en sentido horario del norte-sur’ [1]. Finalmente, el terremoto de El Maule que afectó la zona centro-sur de Chile el 27 de febrero del año 2010 ($M_w=8.8$; USGS, 2010) causando daños severos, y dado los avances tecnológicos es el mejor documentado. Desde el punto de vista de la ingeniería sismorresistente es clave identificar la causa principal del daño observado, para así mejorar la normativa y disposiciones de diseño antisísmico.

Cabe señalar que diversos estudios al ahondar en la causa del daño estructural concluyen normalmente que la explicación es multifactorial, y que la respuesta o desempeño del edificio está condicionado por factores tales como:

- i. Aspectos constructivos,
- ii. Detallamiento insuficiente, inexistencia o inadecuado de confinamiento en los bordes,
- iii. Cargas axiales excesivas,
- iv. Orientación estructural,
- v. Discontinuidades estructurales,
- vi. Caracterización errónea de los espectros de diseño en largos períodos,
- vii. La larga duración del movimiento del suelo,
- viii. Condiciones locales del suelo,
- ix. Considerable componente vertical de los registros del terremoto,
- x. Simultaneidad de los componentes del movimiento del suelo,
- xi. Efectos de directividad de movimiento en sísmico,
- xii. Aspectos relativos a la señal o características de la fuente sísmica.

En la lista anterior se pueden distinguir causas que producen demanda sísmica sobre las estructuras, así como factores que determinan la oferta de resistencia de éstas; y sin duda en muchos casos los daños o el colapso puede entenderse como una combinación de varias de ellas.

El presente estudio abordará la demanda proponiendo una hipótesis que se encuentra implícita, y a veces explícita, en diversos estudios de los daños producidos por el terremoto de El Maule en la ciudad Concepción. Esto tiene que ver con la relación que existe entre la fuente sísmica y la demanda que esta produce en la dirección que se aprecia como dominante en el daño. Por otra parte, la oferta de resistencia se estudiará con uso de una estructura sencilla que permita identificar el peso relativo de algunos de los factores enumerados anteriormente, la que a su vez puede entregar información subyacente de la razón principal en el daño.

Para lograr lo anterior, el estudio presentado en este informe se centrará en la ciudad de Concepción y sus alrededores, ubicada relativamente cerca de la fuente sísmica. En este sector se localizaban dos estaciones sismográficas, una en el centro de Concepción y otra en San Pedro de la Paz, con registros muy valiosos de zona epicentral. Además, estas localidades muestran daños importantes en edificios e infraestructuras, todos los cuales se encuentran debidamente documentados.

Retomando aspectos históricos, esta ciudad ha sido azotada por terremotos destructivos. El efecto del terremoto en la ciudad de Concepción el día 20 de enero de 1835 fue relatado con mucho detalle por el naturalista inglés Charles Darwin [2]. Es de particular interés este relato al compararlo con lo observado en Concepción el 27 de febrero de 2010. En su libro, Darwin, pasa a comentar sobre la ciudad:

“Como en casi todas las ciudades españolas, las calles de Concepción se cortan en ángulo recto; unas se dirigen del Sudoeste al Oeste, las otras del Noroeste al Norte. Las paredes de las casas en esta última dirección resistieron verdaderamente mejor las sacudidas que las situadas en las otras; la mayor parte de las masas de ladrillos se desplomaron en dirección Nordeste. Esas dos circunstancias parecen confirmar la impresión general de que las ondulaciones provenían del Sudoeste, dirección de la cual se oyeron también ruidos subterráneos. Es evidente que las paredes construidas en las direcciones Nordeste y Sudoeste, y que tenían, por consiguiente, sus extremos en los puntos de donde provenían las vibraciones tenían más probabilidades de resistir el choque que las paredes construidas en las direcciones Noroeste y Sudeste, porque éstas perdían en un instante su posición vertical en toda su longitud [...].

La catedral ofrecía un excelente ejemplo de la diferente resistencia presentada por las paredes, según estén construidas en tal o cual dirección. El lado vuelto hacia el Nordeste no presentaba sino un inmenso amasijo de ruinas en medio de las cuales se veían puertas y vigas que parecían estar flotando en un océano enfurecido. Algunos bloques de albañilería de inmensas dimensiones habían rodado hasta muy lejos por la plaza, como fragmentos de rocas al pie de una alta montaña. Los muros laterales que se extendían en dirección Sudoeste y Noreste, aunque considerablemente dañados, permanecieron en pie; pero inmensos contrafuertes, alzados en ángulo recto con estos muros, y por consiguiente paralelos a los que se habían desplomado, habían sido derribados luego de quedar cortados tan limpiamente como hubieran podido serlo con unas tijeras.” (cursivas de este estudio)

La Fig. 1.1 muestra los daños en el sismo de 1835 en la ciudad de Concepción, y se realiza un acercamiento hacia los daños de la catedral de la ciudad, en los que se aprecia vaciamiento de los

muros perpendiculares a la dirección Noroeste-Norte, equivalente a $N67.5^\circ E$, mientras los paralelos a la misma dirección permanecen en pie. El mismo relato agrega, fallas por grietas en muros paralelos a la dirección la dirección $N67.5^\circ E$. Nótese en el relato anterior la descripción similar es la traza longitudinal de las calles perpendiculares al río Bío-Bío, misma dirección que en este trabajo de denomina $N60^\circ E$. Reconocer que, a pesar de su detallada descripción de los daños, Darwin no tenía conocimiento de la propagación de ondas, en particular de las ondas P y S, y sus componentes en superficie como las ondas Rayleigh y Love.

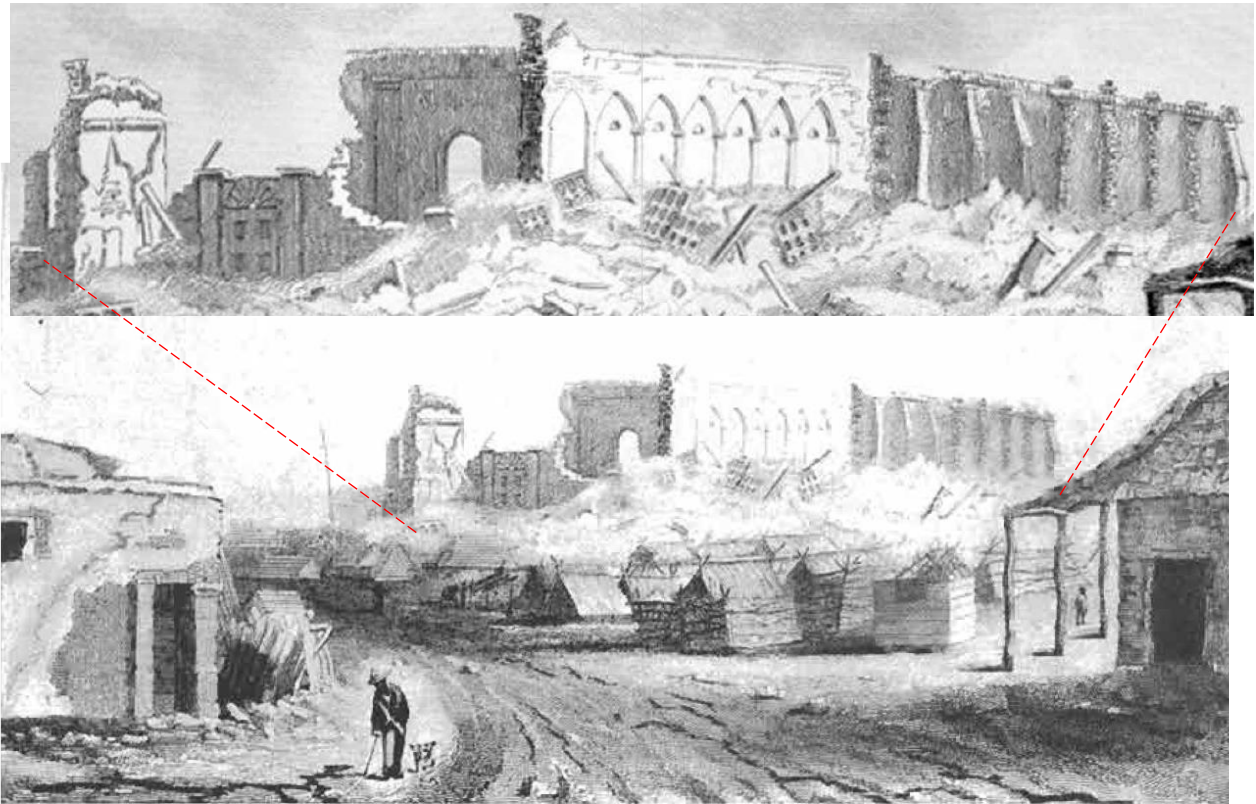
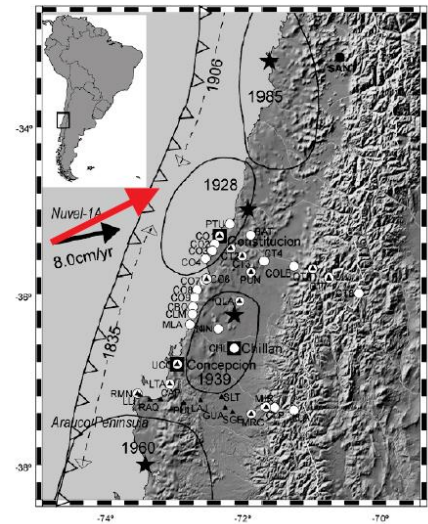
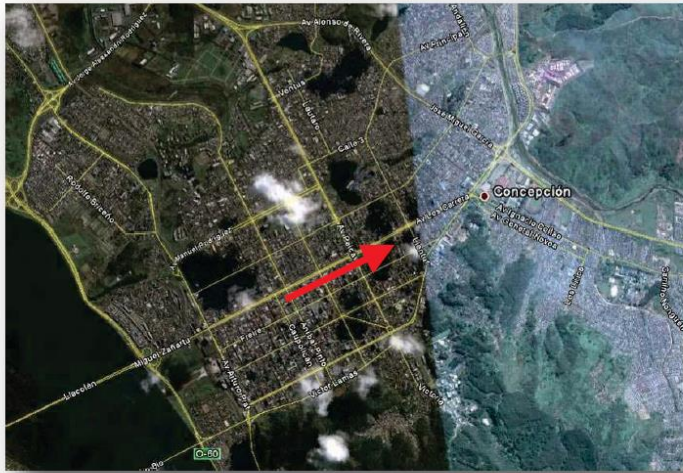


Fig. 1.1 Daños en la catedral de Concepción. Terremoto 1835. Pag. 393 [2]

Al examinar de nuevo los daños del terremoto de El Maule se aprecia una preponderancia en el daño en una dirección similar a la indicada anteriormente por Darwin. Existen diferentes estudios que declaran este hecho, uno de los cuales presenta el siguiente relato: "...se muestran imágenes satelitales de vista en planta de los edificios considerados, los que están encerrados por rectángulos para una mejor identificación. También muestra la orientación del único edificio que se derrumbó en Concepción antes y después del terremoto. Se observa que la mayoría de los edificios tienen ejes principales orientados predominantemente en el N-S y E-W y su orientación parece estar positivamente correlacionada con su dirección más dañada. De hecho, sin ningún análisis estructural detallado, es interesante observar que el *daño más grave en estas estructuras ocurrió en planos resistentes a lo largo de la dirección E-W.*" [3] (Cursivas de este estudio).

Francisco Medina en informes para la Asociación de Aseguradores de Chile también destaca la dirección cercana a la Este-Oeste como la dirección con más daño identificado, asimilándola en su relato a la dirección de la subducción [4], como se muestra en la Fig. 1.2. Las flechas dibujadas en rojo indican la dirección de los daños indicada por Miranda, dirección que corresponde o se aproxima a la $N60^\circ E$.



FME
ENGINEERING

Fig. 1.2 Dirección principal de daño en informe a empresas aseguradoras [4].

Los relatos anteriores convergen a identificar una dirección principal para el daño producido por los terremotos interplacas o subductivos en la ciudad de Concepción. De esto se postula entonces que estos daños sostenidos deben tener una razón asociada la física de la ruptura, la cual se mantendría durante su viaje desde la fuente, y finalmente llevadas a las estructuras por las condiciones del sitio.

Cabe señalar que muchos de estos estudios de daño en el terremoto de El Maule se centran en edificios, por lo que ampliar el campo muestral a otro tipo de estructuras afectadas por el sismo puede complementar la interpretación de la causa de los daños con información valiosa.

Para que el estudio propuesto no sea únicamente descriptivo o interpretativo de los daños, resulta de vital importancia usar una estructura como “caso de estudio”; la que de preferencia sea sencilla, para evaluar su comportamiento frente a la demanda del sismo, la que incluya una falla que pueda ser replicada y explicada. En esta estructura se puede investigar la relevancia de los factores causantes de daño enumerados anteriormente. Convenientemente existe una estructura, que permaneció olvidada para efectos de estudio, que cumple estas características.

Al interior del colegio Inmaculada Concepción, donde se encontraba el acelerómetro que registró de Concepción Centro para el terremoto de El Maule, existía una estructura simple con un sistema resistente en base a pórticos y con una losa rígida de techo, la que es asimilable a una estructura de un grado de libertad. Está estructura colapsó para el terremoto, y se cuenta con testigos que entregan un relato consistente de este evento. Con la información obtenida se modela la estructura, en búsqueda de reproducir su proceso de colapso. Una respuesta consistente entre el modelo y lo observado entrega valiosa información entender el mecanismo y factores que llevan al colapso a esta estructura en particular, y como esto pudiese ser extrapolado a otras estructuras. El levantamiento de datos de la estructura, materiales y daños se detalla en el Capítulo 2.

El Capítulo 3 estudia características que pueden afectar la demanda sísmica producida por los registros de Concepción Centro y San Pedro de la Paz para el terremoto de El Maule. Se estudian

las características de suelo y sitio, los que pueden influir en la respuesta sísmica. También se describen algunas características presentes en los registros, tales como, pulsos de energía de la fuente y vibración libre del suelo. Se desarrollan espectros de respuesta, así como la evolución de estos en el tiempo y las razones de sus máximos espectrales. Se revisa información bibliográfica que describa efectivamente la existencia de una aspereza sísmica, fuente de la señal sísmica, compatible con la llegada de ondas con capacidad de producir daño en la ciudad de Concepción. El estudio permite ponderar la influencia que los aspectos descritos anteriormente tienen en la demanda sísmica que afectó la estructura, así como su relación con los daños y el colapso.

Por otra parte, el Capítulo 4 muestra el análisis y discusión de resultados obtenidos para la respuesta del modelo del canopy al registro tomado en sus inmediaciones. Esta estructura muestra una clara caída en dirección N60°E. Se describen los efectos de la señal sísmica en su respuesta. En este capítulo también se efectúa una comparación descriptiva con la respuesta obtenida en otros estudios para el edificio “Alto Río”, examinando similitudes en el comportamiento de su respuesta.

En el Capítulo 5 se recogen fotos de daños en el terremoto de El Maule en la ciudad de Concepción y sus alrededores, en las que se pueden enumerar: edificios nuevos, edificios antiguos e históricos, edificaciones de baja altura, puentes, silos de almacenaje, estanques, estructuras industriales, etc. Todas estas muestran una dirección predominante en el daño en una dirección que se aproxima a N60°E.

Finalmente, el Capítulo 6 resume las principales conclusiones recogidas a través de los resultados de este estudio. También se entregan recomendaciones que se consideran necesarias incluir en la normativa, de manera de incluir aspectos de la demanda sísmica proveniente de una aspereza sísmica, así como efectos de propagación de esta señal y en la ductilidad a considerar en la respuesta de las estructuras.

CAPÍTULO 2. PATIO TECHADO INMACULADA CONCEPCIÓN

Para obtener parámetros cuantificables de daños por directividad sísmica en estructuras es indispensable contar con un “patrón” de medida, para lo cual se usa una estructura simple ubicada muy cerca del acelerógrafo de Concepción Centro. En la Sección 2.1 de este capítulo se identifica y caracteriza la estructura que colapsó en las vecindades al acelerógrafo ubicado en el colegio Inmaculada Concepción, el que capturó el registro histórico de Concepción Centro para el terremoto de El Maule el 27 de febrero de 2010. Para esta estructura fue necesario una recopilación forense dada su antigua construcción, y pronta demolición en marzo de 2010, y que fue sacada a la luz para análisis el año 2017. En la Sección 2.2 se atienden relatos complementarios que ayudan en la caracterización de la estructura. La Sección 2.3 recopila relatos y antecedentes del colapso de la estructura por testigos. La Sección 2.4 describe los daños e incluye fotografías de estos. La Sección 2.5 describe algunas condiciones relevantes que permiten una modelación más rigurosa. En la Sección 2.6 se describen los materiales constitutivos de la estructura. Finalmente, la Sección 2.7 resume las conclusiones de este capítulo. Se espera que esta estructura entregue información de la respuesta a la demanda sísmica, la que indujo daños severos y algunos colapsos de estructuras en el área metropolitana de Concepción.

2.1 Estructura patio techado Inmaculada Concepción

Para el terremoto de 27 de febrero de 2010 hubo una estructura de hormigón armado, aparte del icónico edificio Alto Río, que colapsó y la cual permaneció olvidada por unos siete años. Un estudio cuidadoso de esta entrega información valiosa de la entrada de la energía del sismo sobre la estructura, y las causas que producen la falla sobre ella. Esta estructura es muy significativa, pues se encuentra en el mismo recinto del Colegio Inmaculada Concepción donde fue tomado el registro sísmico de Concepción Centro. Ubicada a escasos 10,0 metros en el sentido negativo de la dirección N60°E, además colineal al eje poniente de la estructura, dado que sus ejes resultan del mismo programa o proyecto arquitectónico [5]. Por lo tanto, los ejes principales de la edificación coinciden exactamente las mismas direcciones del registro. Originalmente fue construida con el propósito de ser un patio techado para diversas actividades y escenario, y que a la fecha del terremoto era usado como casino para las alumnas del colegio. En lo que sigue esta estructura será denominada únicamente como canopy.

La estructura estaba ubicada en calle Aníbal Pinto 340. La Fig. 2.1 muestra la ubicación de esta construcción, a un costado de la Plaza de Armas de Concepción, y a una distancia de 1,150 metros en la dirección Este del emblemático colapsado edificio Alto Río. Los planos y fotografías que se muestran a continuación en diferentes figuras se recolectaron de los anuarios disponibles en la biblioteca del colegio. Este material fue facilitado por don Eduardo Vega Riquelme, director del Colegio Inmaculada Concepción (Figs. 2.2 a 2.4).

Para complementar y facilitar el entendimiento de la construcción se cuenta con el relato de diferentes anuarios del colegio [6], en particular el anuario editado en agosto de 1989, correspondiente a los 90 años del colegio, describe la colocación de la primera piedra de esta ampliación en el año 1964 [7]. Fecha que también puede ser corroborada con la fecha del permiso de edificación de la DOM de la Municipalidad de Concepción, la que corresponde al permiso de construcción No 92 del 27 de julio de 1967 (Rol avalúo 137-1, asociado a San Martín 751, dirección del colegio original). Para validar esto se contó con la colaboración de la Ilustre Municipalidad de Concepción.

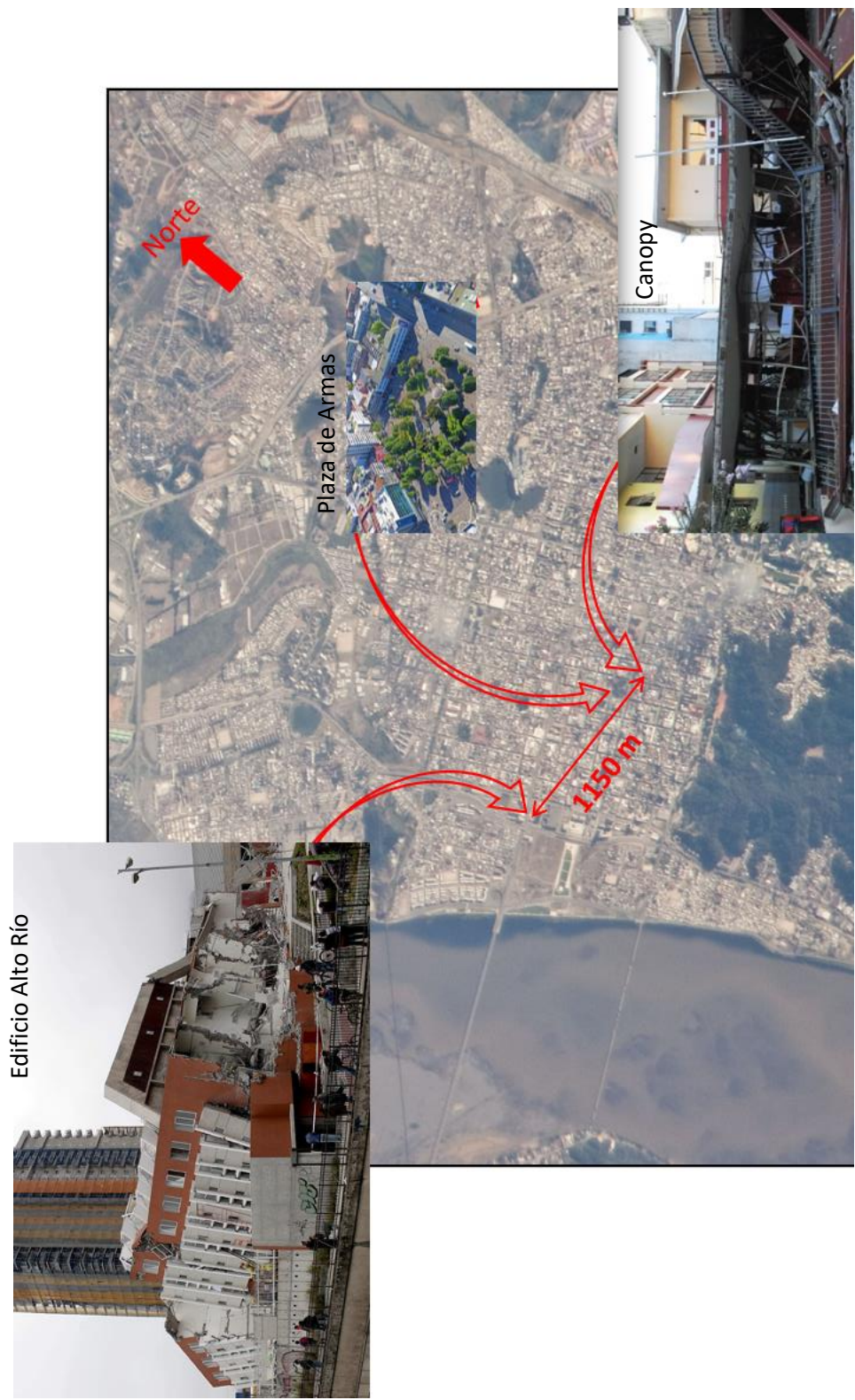


Fig. 2.1 Planta de ubicación del canopy colapsado, Plaza de Armas y edificio colapsado Alto Río.

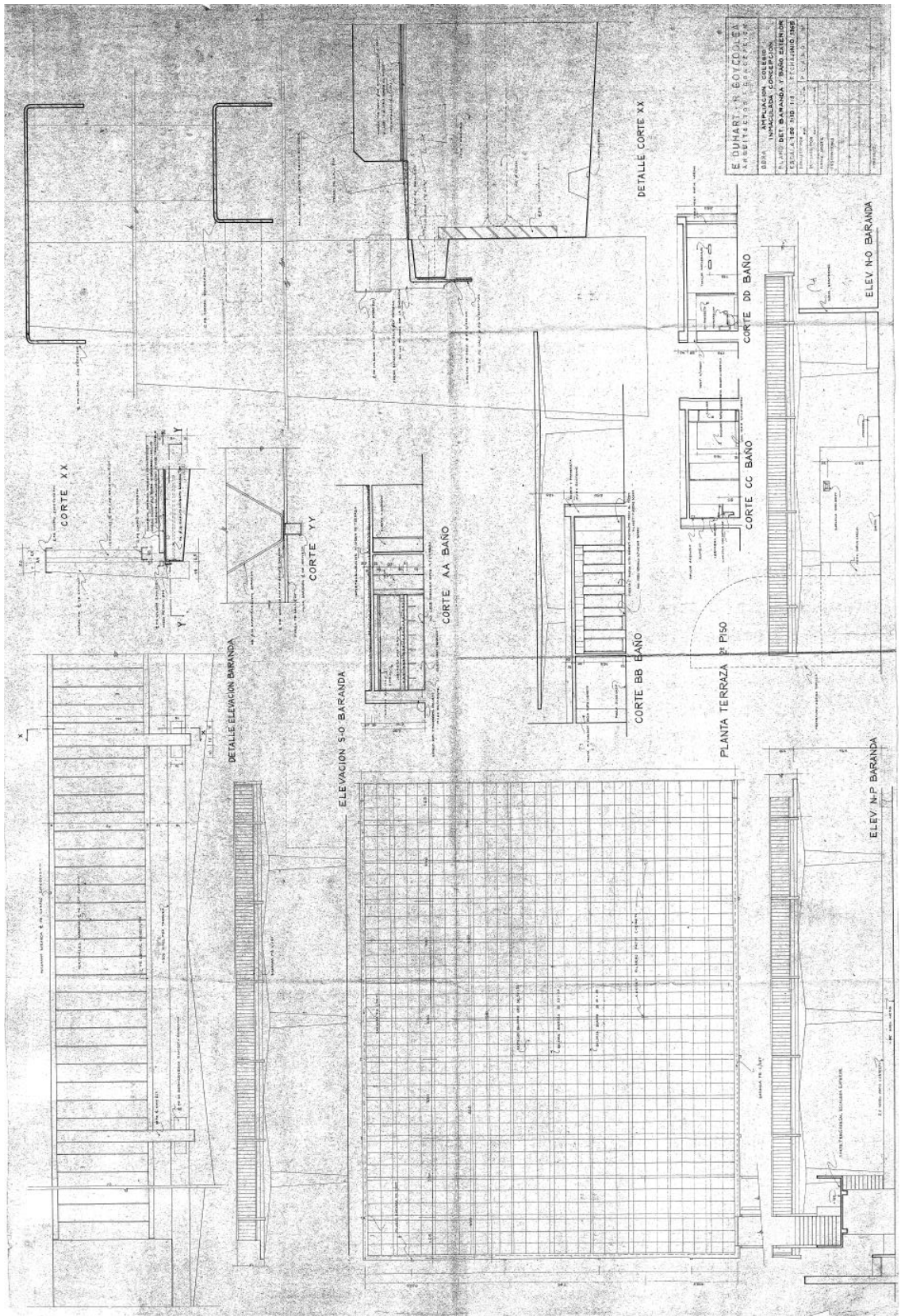


Fig. 2.2 Plano arquitectónico canopy [5].

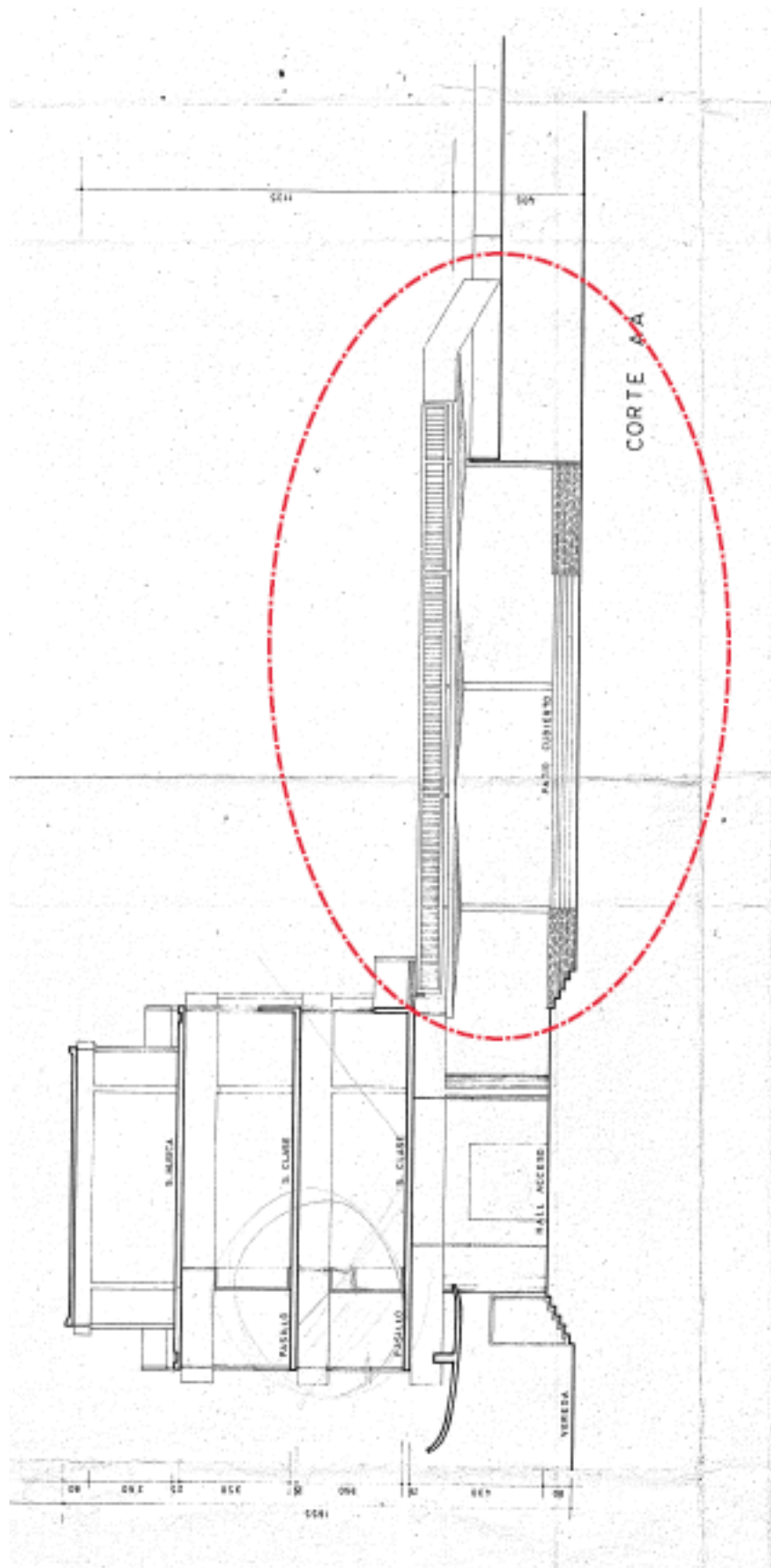


Fig. 2.3 Elevación Arquitectónica Primer Piso. Patio techado en rojo [5].



Fig. 2.4 Canopy en uso, libro de graduación 1978 [6].

La estructura es de hormigón armado, con seis columnas de geometría tronco piramidal invertida de 3.20 m de altura libre. La base de sección de las columnas era cuadrada, de 30.0 centímetros de arista en la base y de 65.0 al llegar al techo. El techo o cubierta es una losa de gran espesor, también de geometría tronco piramidal invertida de hormigón armado. Esta losa iniciaba con un espesor de cuarenta y cinco centímetros en el cabezal de las columnas, y reducía su espesor en forma lineal hasta los quince centímetros en el borde libre. Los vanos interiores tenían una luz de 7.95 metros en la dirección transversal y 6.60 metros en la longitudinal. En todas las direcciones el canopy proyecta un volado del cincuenta por ciento de luz de vano, es decir 3.925 metros transversal y 3.30 metros longitudinalmente. Con lo anterior se completa la arquitectura y geometría de la estructura, correspondiente a antecedentes registrados en documentos. Con esta información la geometría de la estructura queda descrita con suficiente detalle para efectos del estudio que se desarrolla en este documento. La geometría de la estructura se muestra en las Figs. 2.5 a 2.7.

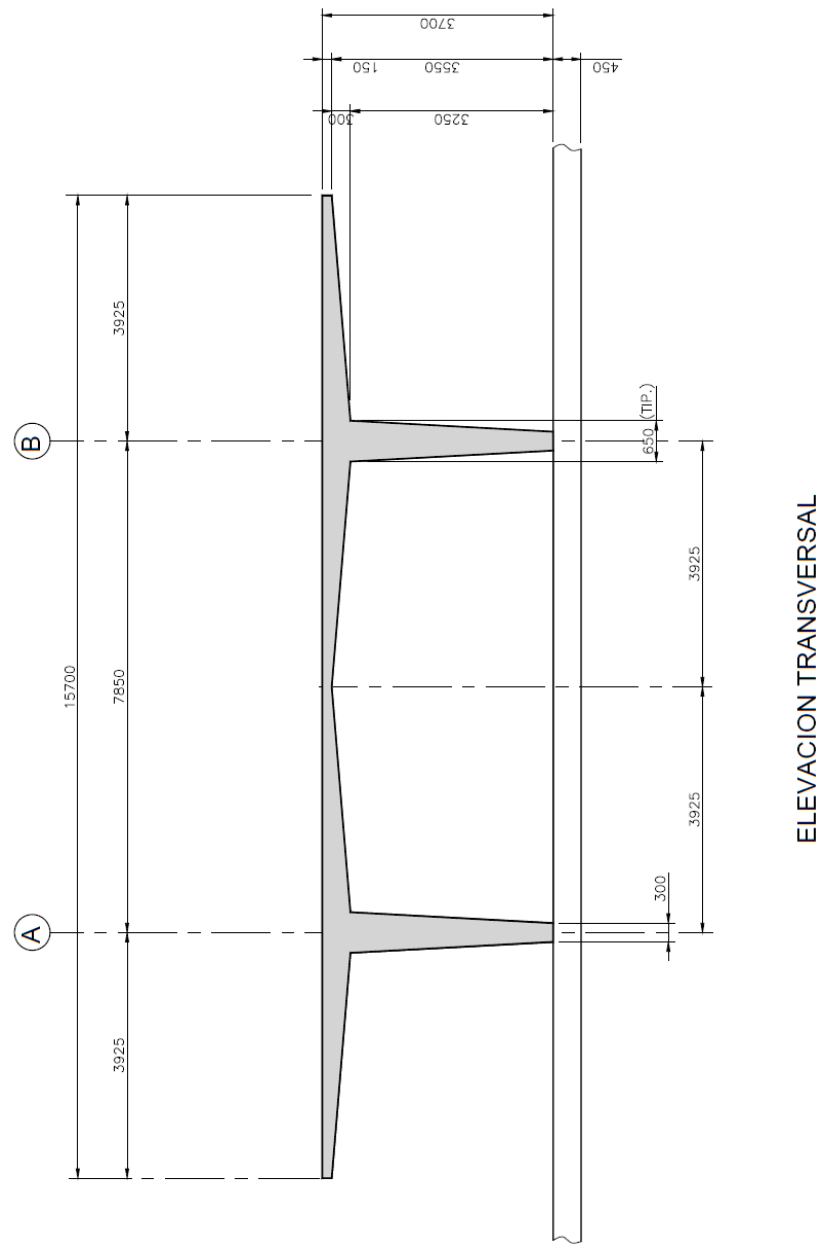
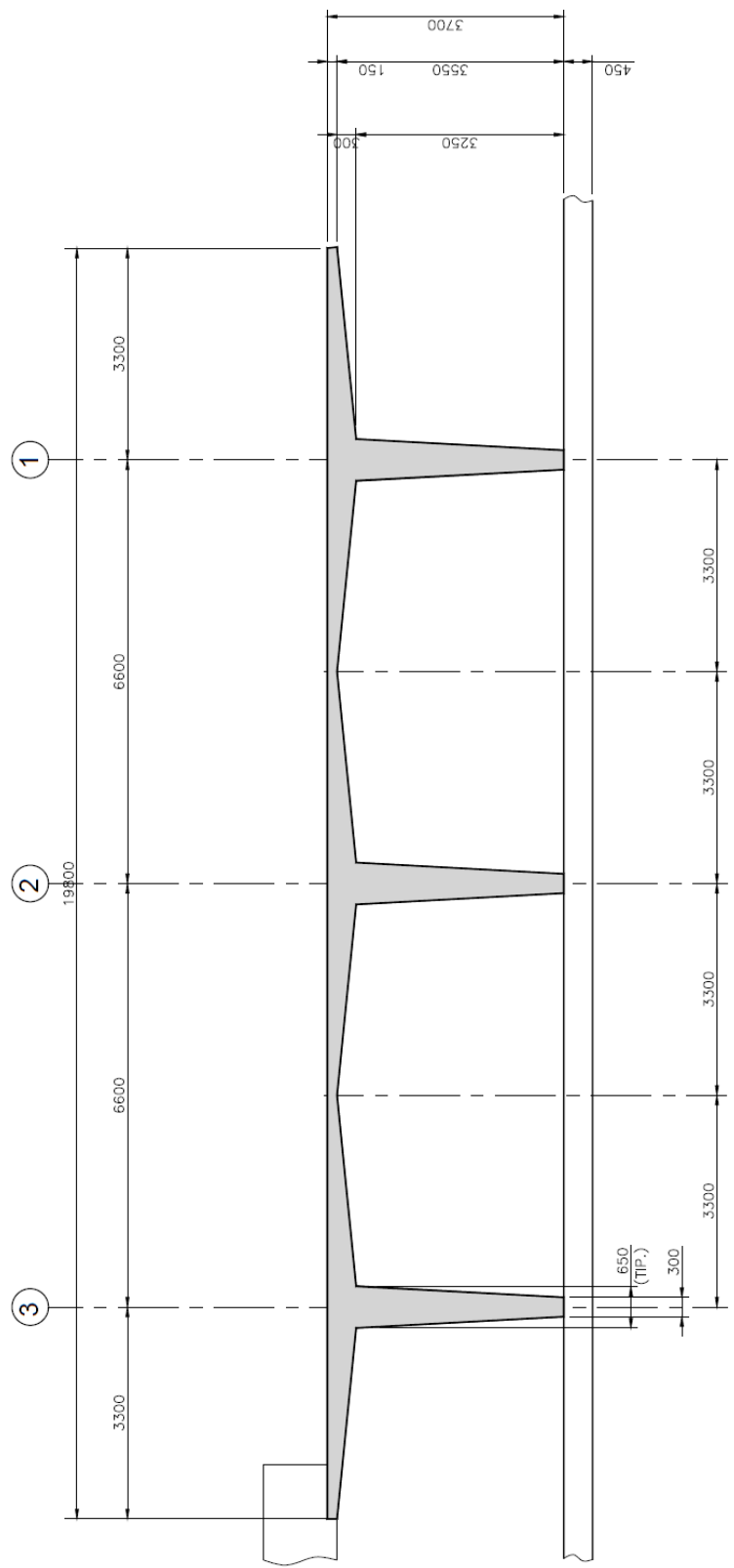


Fig. 2.5 Elevación transversal (Dimensiones en milímetros).



ELEVACION LONGITUDINAL

Fig. 2.6 Elevación Longitudinal (Dimensiones en milímetros).

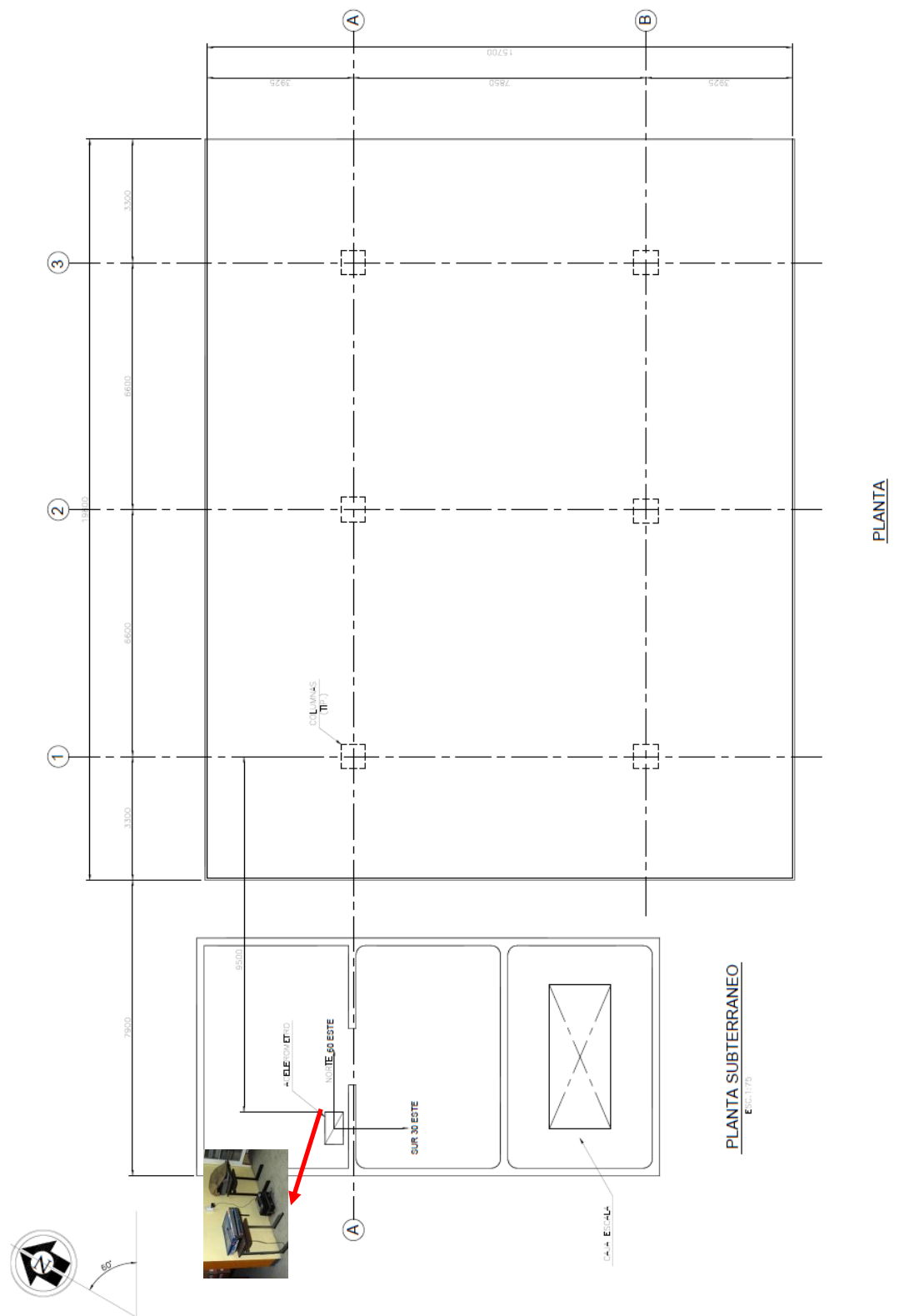


Fig. 2.7 Vista en planta del canopy y ubicación del acelerógrafo en el subterráneo (Dimensiones en milímetros).

Cabe señalar que no se cuenta con planos o memorias de cálculo estructural, dada su antigüedad, por lo que se realiza un trabajo “forense” que permita la reconstitución de estas características. Para esto se abordan especialmente en las secciones consideradas críticas, para su desempeño estructural o para producir el colapso. Para esto se pasa a describir los antecedentes, supuestos y consideraciones realizadas para su reconstrucción.

No existe información en cuanto al sistema de fundaciones en los documentos consultados. No obstante, dado que el presente estudio busca reproducir la respuesta sísmica de la estructura, lo relevante es conocer el grado de empotramiento que existía en la base de las columnas. Para esto se hace notar la gran diferencia relativa entre los momentos de inercia entre la base y el techo, con lo que para efectos de modelación se considera rotulada en la base. Lo que independiza el presente estudio del diseño real de la fundación.

La descripción de la forma estructural resistente fortalece la idea que su geometría produce un modo de falla principalmente en su base, idea que debe ser comparada con los daños reales producidos por el terremoto. Esta estructuración hace factible los modos de falla asociados a corte, flexo compresión, o la combinación de estas en una sección en la base o cercana a ella; lo anterior dependiendo de la capacidad que le brinden las armaduras. Esto hace poco relevante el detallamiento de las armaduras del resto del edificio, que, al permanecer prácticamente elástico, no requiere elementos que describan no linealidades en su modelación que afecten de manera importante la respuesta.

Siguiendo con la “reconstrucción” de la estructura se pasa a describir la normativa vigente a la fecha de construcción y los materiales disponibles a la fecha. También se indican relatos de personal del colegio que incluyen datos valiosos, dado que permanecen en el colegio desde esa década. Finalmente se incluye el testimonio de un “testigo” del colapso de esta estructura.

2.2 Relatos complementarios

Ahora se pasa a relatos de complementarios que permiten comprender el contexto histórico en que se realizó la construcción. Este relato corresponde a don Eduardo Cuevas [8], actualmente encargado servicios generales del colegio IC, quien estuvo presente durante la construcción; ya que ha estado ligado al colegio desde mediados de la década de 1960. Según detalla este patio techado formaba parte del proyecto de construcción del edificio de calle Aníbal Pinto, que comenzó su construcción en 1965 y fue entregado en 1968. Según indicó Cuevas: “Durante la construcción las hijas del Gerente General de Compañía de Aceros del Pacífico (CAP) estudiaban en colegio Inmaculada Concepción. Éste a su vez era el presidente del Centro de Apoderados del Colegio, y personalmente se preocupó de tuvieran los mejores materiales y que no les faltara”. Se considera que este “dato” resulta relevante para la descripción de la materialidad final del edificio.

2.3 Relato del colapso de la estructura

De la estructura colapsada se cuenta con los relatos de don Eduardo Cuevas, mencionado en el párrafo anterior, y de don Salvador Sáez Ruiz [9].

A continuación, se describen detalles aportados por Cuevas [8] de la estructura colapsada, la que pudo ver los días siguientes al terremoto. Entre ellos se reportan detalles, tales como:

- La losa no sufrió daño.
- La demolición duró mucho más tiempo de lo estimado por la empresa Fabbro (empresa encargada de la demolición) por la dureza del hormigón y la abundancia de la armadura.

(Al tiempo de redacción no ha sido posible comunicarse con la empresa Fabbro, la que al parecer ya dejó de operar).

- Sobre el espaciamiento de los estribos y su diámetro, dado que estuvo presente durante los trabajos de demolición. Cuevas estima el espaciamiento era de aproximadamente veinte centímetros, asimilables a la medida manual de una “cuarta”, y estos “deberían” ser de 8 mm de diámetro por su delgadez. Este relato resulta consecuente con las distancias mostradas y estimadas a través de las fotografías.

Para completar antecedentes de la estructura colapsada se cuenta con el valioso relato de don Salvador Sáez [9], quien se encontraba presente en el colegio la noche del terremoto. (Se desempeñaba en mantenciones en general en el Colegio a la fecha del terremoto y actualmente como encargado de la Central de Apuntes). Sáez pasó la madrugada del 27 de febrero del terremoto en el colegio, pues estaba realizando los trabajos de reparación de piso cerámico del mismo canopy, usado como casino al tiempo del terremoto. Cabe precisar que se encontraba seguro en el casino del personal distante a unos 20 metros de la estructura en estudio, y se mantuvo allí hasta que acabó el terremoto. Desde esa posición privilegiada pudo primero escuchar y luego ver los daños en el colegio provocados por el terremoto. Su observación incluye vistas del colegio durante su evacuación del sitio, así como finalmente vistas en detalles los días posteriores. Su relato con información muy valiosa se escribe a continuación:

- Escuchó lo que identificó como el colapso y estallido de vidrios de la estructura del patio techado debido a la dirección y distancia de origen del sonido (sólo esta estructura tuvo un daño generalizado en vidrios).
- Seguido al ruido de vidrios lo describe “como lo más parecido a una guerra, un sonido de frecuentes explosiones”.
- Para las “explosiones” de las columnas, su estimación es que “no es más allá de 15 segundos del inicio del terremoto”. Esta precisión, si bien no es cronometrada, corresponde a una especie de “conteo” esperando la llegada del “gran sacudón” o movimiento fuerte desde el temblor inicial.
- Una vez pasado el sismo principal, y durante su escape, cruzó por el canopy. Describe que en este lugar “había mucho polvo en el aire”.
- En el sitio no existía lugar para acumulación de esa cantidad de polvo por sí solo, cielo falso u otra cavidad. Por lo que indica es originado por la pulverización de las columnas.
- Describe que la estructura estaba dilatada en 5.0 centímetros en derredor, por lo que no había interacción con otras estructuras vecinas.
- Era la estructura más débil rodeada de edificios grandes y rígidos.
- Describe, y se muestra en fotos, que el canopy golpeó contra la capilla aledaña. Produciendo un orificio en la bóveda de esta. Esto implica un desplazamiento de unos 30 centímetros. en la dirección longitudinal norte. No existen indicios de deformaciones de tal magnitud en la dirección opuesta (sur).
- Entregó una cantidad importante de fotos de los daños registrados en el Colegio.
- Sáez también describe la caída desde pisos superiores de tres vigas ornamentales, las que resultaban simplemente apoyadas en la fachada. El sonido de estas caídas resulta distinto por: distancia más lejana, número, la dirección de origen, así como por el tipo de ruido producido.
- Adicionalmente describe el colapso del cuarto piso, que albergaba la biblioteca, correspondiente a una ampliación. Este colapso tiene la misma dirección predominante del canopy.

- Las planchas metálicas de los edificios del colegio mantuvieron un constante ruido de vibración, similar al que produce una tormenta de viento.
- En la misma dirección del movimiento se produjo una grieta en el piso del colegio.

Es de interés que esta estructura del cuarto piso, en base a columnas y losa de techo, tenga una dirección predominante N60°E de caída similar a la estructura en que se centra este estudio como lo muestran las Figs. 2.8 y 2.9.



Fig. 2.8 Detalle colapso caída biblioteca en el piso 4 (Foto Salvador Sáez).



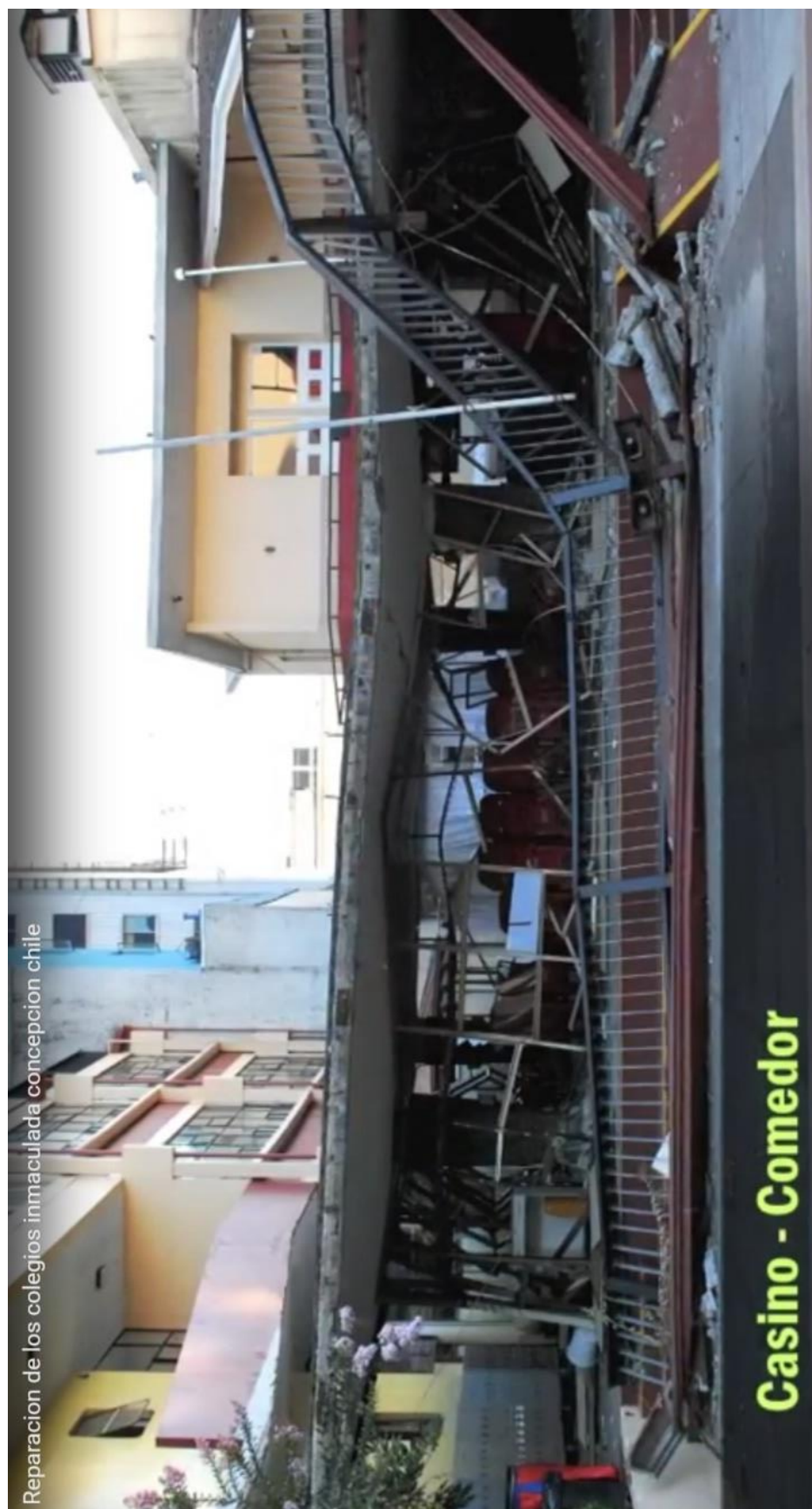
Fig. 2.9 Caída de vigas superiores y colapso 4º piso biblioteca (Foto Salvador Sáez).

2.4 Descripción de daños

Como se comentó, esta estructura permaneció olvidada, por lo que no existió un levantamiento ingenieril de los daños propiamente tal. El Canopy permaneció oculto, dado que estaba en un patio interior, y no era visible desde la calle. Además, la estructura fue demolida con prontitud después del colapso, dado que estaba ad- portas del inicio del año escolar, y la estructura en su estado era fuente de peligro para los estudiantes.

Como primer antecedente se contó con el vídeo publicado en Internet, en YouTube, video de Constructora Fabbro. Reconstrucción de Colegios, Terremoto en Chile 27.02.2010. En el link <https://www.youtube.com/watch?v=QzJFbhYWmbw>. Imagen extractada en Fig. 2.10, con imágenes de la estructura colapsada del canopy el 27 de febrero de 2010, en el sismo de El Maule. El vídeo completo corresponde a tres colegios Inmaculada Concepción. En particular aparecen desde el minuto 3.32 daño Casino, estructura de interés para el presente estudio (desde el minuto 3.41).

Como ya se comentó no existe registro escrito del levantamiento de los daños o de los desplazamientos totales de la estructura colapsada realizados por algún ingeniero. Por lo tanto, para pasar a la descripción de daños y colapso la falla sufridos por el edificio, éstos se levantan y estiman a partir de los antecedentes fotográficos y relatos.



Reparacion de los colegios inmaculada concepcion chile

Casino - Comedor

Fig. 2.10 Estructura canopy colapsada el 27 de febrero 2010 durante el terremoto de El Maule.

La estructura tuvo un descenso de alrededor de 130 centímetros en las columnas centrales, correspondientes al Eje 2. La estimación del descenso central se obtiene al observar las Figs. 2.11 y 2.12, en las que se observa que el centro del canopy bajó algo más que el equivalente al espesor de la losa y revestimiento (20 centímetros) más toda la baranda (aproximadamente 100 centímetros).



Fig. 2.11 Imagen general colapso (Foto S. Sáez).



Fig. 2.12 Descenso de la estructura relativo a la estructura existente (Foto S. Sáez).

Usando las fotos que muestran el corrimiento de accesos por escalera y rampa como referencia, se concluye que la estructura colapsada muestra un desplazamiento en la dirección longitudinal de unos 30 centímetros, es decir sentido positivo de $N60^{\circ}E$. Es importante hacer notar que en algún momento los desplazamientos debieron alcanzar unos 60 centímetros en la dirección $N60^{\circ}E$, como lo muestra el choque con el techo semiesférico de la capilla en la Figs. 2.13 a 2.14. La dirección horizontal transversal, muestra menos de 10 centímetros de desplazamiento en el sentido $S30^{\circ}E$.



Fig. 2.13 Desplazamiento relativo en dirección N60°E (Foto S. Sáez).



Fig. 2.14 Desplazamiento máximo dirección N60°E, vista interior (Foto S. Sáez).

Por otra parte, los extremos descienden menos que el centro. El Eje 1 desciende del orden de 80.0 centímetros, Fig. 2.15, mientras que el Eje 3 lo hace en aproximadamente en 110.0 centímetros, Fig. 2.15.



Fig. 2.15 Descenso Eje 1 (Foto S. Sáez).



Fig. 2.16 Descenso Eje 3 (Foto S. Sáez).

El detalle de los daños en las columnas del Eje 1 se muestra en las Fig. 2.17. Los detalles de daños en el Eje 2 se muestran en las Figs. 2.18 a 2.20, mientras que las Figs. 2.21 y 2.22 muestra la falla en ambos ejes. De las fotografías de la estructura colapsada se desprende que los daños se concentran en el tramo desde la base y hasta 1.20 m de altura, donde existan únicamente 3 barras verticales 25 mm de diámetro por cara. Las columnas del Eje 1 muestran una falla en la sección cercana al piso, descubriendo solo tres barras de refuerzo. Esto es compatible con el menor descenso de este eje. Las columnas del Eje 2 muestran que la falla que alcanza mayor altura, aproximadamente 120 centímetros, sección de la columna desde la cual se agregan dos barras verticales intermedias por cada cara. Esto es también compatible con el mayor descenso de esta sección de la estructura. No se observa daño en las columnas desde el cambio de armadura hacia arriba, salvo el desprendimiento del recubrimiento, la que se mantuvo elástica sin daño apreciable. Tampoco se aprecia daño severo en la losa, la que pudiese atribuir un comportamiento no lineal importante.

Para las columnas del eje estructural 3 no se obtuvo fotos de los daños. Pero dado que el descenso tiene una magnitud intermedia a los otros ejes, y bastante parecido al del Eje 2, se estima un daño similar a este último. En último caso un daño que está acotado entre el sufrido por sus dos ejes predecesores.



Fig. 2.17 Falla en columna intersección ejes 1-B, vista desde el Sur (Foto S. Sáez).



Fig. 2.18 Falla en columna intersección ejes 2-B, vista desde el Sur (Foto S. Sáez).



Fig. 2.19 Falla en columna intersección ejes 2-B, vista desde el Este (Foto S. Sáez).



Fig. 2.20 Falla en columna intersección ejes 2-B, cercana, vista desde el Norte (Foto S. Sáez).



Fig. 2.21 Falla en columnas intersección ejes 1-B, más cercana, y 2-A más lejana, vista desde el sur (Foto S. Sáez).



Fig. 2.22 Falla en columnas intersección ejes 1-B, más lejana, y 2-A más cercana, vista desde el este. Se aprecia el desprendimiento de la baranda superior (Foto S. Sáez).

La Fig. 2.22, además de mostrar la falla en columnas de la intersección de los ejes 1-B y 2-A, muestra el desprendimiento de la baranda superior. Este fenómeno es atribuible al choque del canopy con el edificio principal en su oscilación hacia el sur. Lo que muestra que durante el sismo se desarrolló un gran desplazamiento en esa dirección y sentido.

La losa de cubierta muestra una grieta transversal, la que se encuentra cerrada y sin desprendimiento de material, atribuible a la estructura ya colapsada exigida por la diferencia de largo de las columnas pulverizadas. (Ver Fig. 2.11), por lo que no se atribuye comportamiento no lineal en la respuesta de la estructura.

En cuanto a la falla propiamente tal, se aprecia que la sección atribuible a la falla y posterior al descenso de la estructura se encuentra pulverizada.

Un repaso teórico de los modos de falla que ocurren a las columnas a causa de un terremoto está dado principalmente por dos tipos [10]:

- Daño debido a la flexión cíclica y bajo corte bajo fuerte compresión axial.
- Daño debido a cizallamiento cíclico y baja flexión bajo fuerte compresión axial.

El primer tipo de daño ocurre en columnas de relación de aspecto moderada a alta. El modo de falla depende fuertemente del grado de refuerzo de corte. Si el refuerzo de corte es alto, el modo de falla predominante continúa siendo de tipo flexural, de lo contrario prevalece la falla de

compresión de corte. Finalmente, para columnas de esbeltez moderada la falla de flexión se combina con la falla de compresión de corte.

El alto momento de flexión en los extremos de la columna, combinado con la fuerza axial, conduce al aplastamiento de la zona de compresión del hormigón, sucesivamente en ambas caras de la columna. Cuanto menor es el número de estribos en estas áreas, mayor es su vulnerabilidad a este tipo de daño. El aplastamiento de la zona de compresión se muestra primero descascarando la cubierta de hormigón al refuerzo. Posteriormente, el núcleo de hormigón se expande y se aplasta. Este fenómeno generalmente se acompaña de pandeo de barras en compresión y abertura o fractura del estribo. La falla de los estribos y la desintegración del hormigón conducen al acortamiento de la columna bajo la acción de la fuerza axial. Por lo tanto, la columna pierde su rigidez y su capacidad de transportar cargas verticales. Como resultado, hay una redistribución de tensiones en la estructura, ya que la columna se ha acortado debido a la desintegración del concreto en las áreas mencionadas anteriormente.

El segundo tipo de daño es el tipo de corte y se muestra en forma de grietas en forma de “X” en la zona más débil de la columna. Este es un tipo de falla frágil y más explosiva que la anterior. Finalmente existe la falla por corte explosiva, que ocurre en columnas cortas.

Dado que todas las columnas presentan desprendimiento del recubrimiento, aplastamiento y desintegración del hormigón, de pandeo de barras en compresión y abertura o fractura del estribo. Únicamente las columnas centrales, Eje 2, muestran algunos indicios y características de una falla en X atribuible a corte. Por lo tanto, y de acuerdo con el registro fotográfico y relatos obtenidos el modo de falla de las columnas es consecuente con una falla temprana por corte, combinándose luego con flexo compresión dados los grandes desplazamientos.

2.5 Condiciones de borde relevantes

Un estudio preliminar de la estructura del canopy aislado producía el colapso en la dirección longitudinal de la estructura y el registro, también existía coincidencia en el tiempo aproximado de ocurrencia (de 13 a 14 segundos), y finalmente los modos de falla resultaban similares a los observados. No obstante, existía el inconveniente que producía el colapso en el sentido opuesto al observado, y un modo de falla similar en todas las columnas [11]. Se estudió la estructura real en busca de mejorar el modelo, de manera que éste se ajustara o reflejara de manera más rigurosa el canopy; y con esto también prolongar en el tiempo la respuesta en el modelo para capturar mayores datos.

Dicho estudio anterior no daba mayor atención de las condiciones de borde que le atribuían al canopy las estructuras secundarias existentes en la condición real.

Se revisaron los antecedentes fotográficos de manera más detallada, en busca de elementos secundarios que afectan el comportamiento de la estructura principal. Se detectaron los siguientes elementos que inciden en la respuesta:

- La fachada “norte” tenía un tabique de tipo “Covintec” y perfiles cajón, dilatado en su parte superior, dando libertad horizontal para el movimiento. Estos perfiles y tabiques dieron soporte vertical a ese eje durante el comportamiento no-lineal y colapso. Este tabique se muestra en las Figs. 2.23 y 2.24
- En el borde “sur poniente” existía una ligazón metálica generada por el marco de un antiguo ventanal entre el edificio principal del colegio y el canopy. Las Figs. 2.25 y 2.26 muestran que esta ligazón evitó una caída mayor de esta esquina. Esto dio cierto grado de restricción al movimiento horizontal.

- En derredor Columna B2, “sur oriente”, se dio una conformación en esquina de cuatro perfiles de aluminio del ventanal. Esta configuración permitió cierto grado de arrioste entre ellas, dándole resistencia axial, lo que evitó un mayor descenso vertical de la columna de hormigón allí ubicada. Ver Figs. 2.27 y 2.28



Fig. 2.23 Panel existente cercano al Eje3, vista desde el interior.



Fig. 2.24 Panel existente cercano al Eje3, vista desde el exterior.

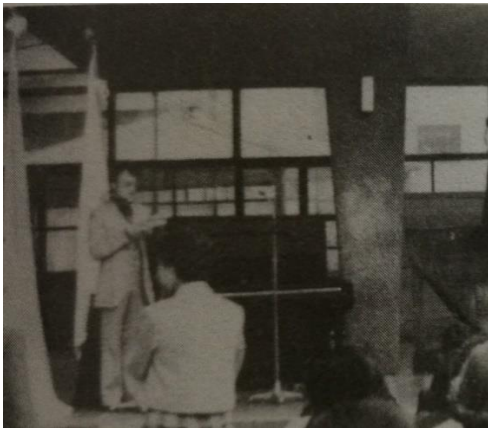


Fig. 2.25 Link cercano al Eje 1-A, vista desde el interior original.



Fig. 2.26 Link cercano al Eje 1-A, vista desde el exterior, post terremoto.



Fig. 2.27 Concentración de columnas de aluminio cercanas al Eje 1-B, vista desde el Este.



Fig. 2.28 Concentración de columnas cercanas al Eje 1-B, vista desde el Sur.

La inclusión de estas restricciones permite una modelación y respuesta estructural más rigurosa del canopy. Como efecto secundario se logra con esto un mejor análisis, estable por más tiempo, capturando mayor cantidad de datos de la respuesta. Este análisis será descrito en detalle en el Capítulo 4.

2.6 Normativa y materiales

Como ya se indicó anteriormente no se cuenta con planos estructurales o memorias de cálculo que describan explícitamente la calidad de los materiales usados, no obstante, se tienen los antecedentes que permiten tener una muy buena aproximación y descripción de los materiales, los que se pasan a describir a continuación.

Los permisos y planos de construcción del Colegio datan de 1964 y 1965, el patio fue construido en 1968 [5 a 8]. Dada la cercanía con el Mega terremoto del 21 y 22 mayo de 1960 el proyecto estructural del hormigón armado se encontraba regido por las normas NCh 429 [12] y NCh 430[13].

Para obtener la resistencia de materiales estructurales, en estructuras antiguas de las que resulta difícil o imposible de obtener información por muestra de testigos, se han generado procedimientos normativos. En particular por el desempeño sísmico de estructuras antiguas, es decir no diseñadas con la normativa actual, ha llevado al desarrollo de una norma para intervención en construcciones patrimoniales y edificaciones existentes [14]. Así mismo a nivel internacional ASCE desarrolló un manual con el mismo propósito [15]. En vista de la normativa vigente a la fecha de construcción, más el uso de los manuales de intervención y refuerzo estructura citados, se recomienda el uso de una resistencia cilíndrica de esperada para efectos de diseño de $f'_c = 155$ [kg/cm²] para hormigones antiguos en los cuales no se puede obtener la resistencia mediante ensayos. Por lo tanto, la resistencia que corresponde o se estima como un hormigón “Clase C” de las normas NCh 429 y NCh 430 vigentes en la década de 1960, además de ser calidad usual en hormigones controlados para la época de construcción del canopy.

Con esto usa hormigón fue Clase “C” para efecto de modelado y estimación de resistencia, dado que cumplen la normativa vigente y eran los más usados a esa fecha. Cabe señalar que la resistencia era medida en probeta cúbica. Las características de resistencia y rigidez de esta clase de hormigón se detallan en la Tabla 2.1.

Tabla 2.1 Características hormigón Clase “C”.

Clase de hormigón	Resistencia cúbica R_h [kg/cm ²]	Resistencia Cilíndrica R_h [kg/cm ²]	Módulo de Elasticidad, E [kg/cm ²]
C	180	155	188,000

Con este antecedente se estima que cualquier cambio en la calidad del hormigón a los grados B o D, lo que es poco probable, no modificará el período en más de un 5%. Con lo anterior la respuesta dinámica en el rango lineal, y hasta muy cerca del colapso, no variará significativamente para otras calidades de hormigón. Por otra parte, la resistencia al corte que es clave es este estudio, al depender de la raíz cuadrada de la resistencia a la compresión, también se ve poco afectada por pequeñas variaciones en la resistencia a la compresión para el rango de variación que podría existir. Por lo que se determina que la consideración de un hormigón clase “C” de la época es adecuada para el análisis que se efectúa en este estudio.

En cuanto al acero de refuerzo usado, éste puede obtenerse, con poco margen de error, con las siguientes consideraciones. Durante ese período de tiempo la Compañía Aceros del Pacífico (CAP)

sacó al mercado las barras con resaltes A 44-28H. Cabe señalar que las anteriores A37-24H eran lisas, sin resaltes, como lo indica la norma para acero de refuerzo NCh 204.Of77 cercana a la época: “Las barras son de dos tipos: lisas o con resaltes. Sin embargo, las barras de acero grado A37-24H sólo se fabrican lisas” [16]. Las fotos muestran armaduras con resaltes tanto para estribos como para armaduras longitudinales. Por lo tanto, la calidad del acero queda establecida como A 44-28H. Entonces las propiedades físicas resultan en una tensión de fluencia $F_y=2,800$ [kg/cm²], tensión de rotura $F_u=4,400$ [kg/cm²], y finalmente una elongación de $\epsilon_u=16\%$.

Lo anterior documenta los principales aspectos normativos que regían el diseño estructural al tiempo de desarrollo del proyecto estructural.



Fig. 2.29 Diámetros de las armaduras de refuerzo.

Los diámetros de las barras son obtenidos por proporciones con otros elementos de dimensiones conocidas que lo rodean. La Fig. 2.29 muestra la estructura dañada, con armaduras expuestas, la que permite determinar que las armaduras verticales correspondían a tres barras de 25 milímetros de diámetro por cara desde la base y hasta 1.20 m de altura. Pasada esa distancia desde el piso, y hasta el techo, las armaduras se duplicaban agrega una barra intermedia en cada espacio entre barras, dando lugar a cinco barras por cara. Por su parte los estribos correspondían a barras de ocho milímetros de diámetro a veinte centímetros de espaciamiento, y con ganchos a 90°.

2.7 Conclusiones

En este capítulo se hace un levantamiento de la estructura objeto de estudio de su respuesta al movimiento del suelo registrado en sus vecindades, en el mismo recinto.

Se obtienen valiosa información de la estructura original en planos y fotografías, lo que permite definir las dimensiones y geometría del canopy en detalle.

Se describen de manera confiable las características de los materiales usados en su construcción, lo que permite determinar todas las propiedades estructurales que requiere el modelo para un estudio detallado de su respuesta al movimiento del suelo registrado.

La información recopilada permitirá el desarrollo de un modelo riguroso de la estructura, que permita evaluar la respuesta al acelerograma.

CAPÍTULO 3. SUELO Y ACELEROGRAMA

En este capítulo se describen las principales características del acelerograma de Concepción Centro registrado en el colegio Inmaculada Concepción para el sismo de El Maule 2010. La Sección 3.1 describe la caracterización dinámica del suelo, principalmente por su periodo de vibración. En la Sección 3.2 se describen las estaciones sismográficas y equipos. La Sección 3.3 analiza los registros sísmicos. La Sección 3.4 busca indicios de pulsos y otras señales provenientes de la fuente sísmica. La Sección 3.5 analiza los espectros de respuesta sísmica. En la Sección 3.6 se indican algunas características importantes de la aspereza sur y su influencia en la señal sísmica. En la Sección 3.7 se estudia la relación que existe entre las deformaciones o bucles del odograma, con los máximos espectrales e influencia de la onda Love. Finalmente, la Sección 3.8 describe y resume las conclusiones de este capítulo.

3.1 Características del suelo

Es importante señalar que el suelo en que se encuentra ubicado el acelerógrafo está muy bien caracterizado, con sondajes muy cercanos y ensayos tipo H/V de manera que tanto el periodo, la velocidad de la onda y altura del estrato de suelo blando hasta la roca basal son conocidos.

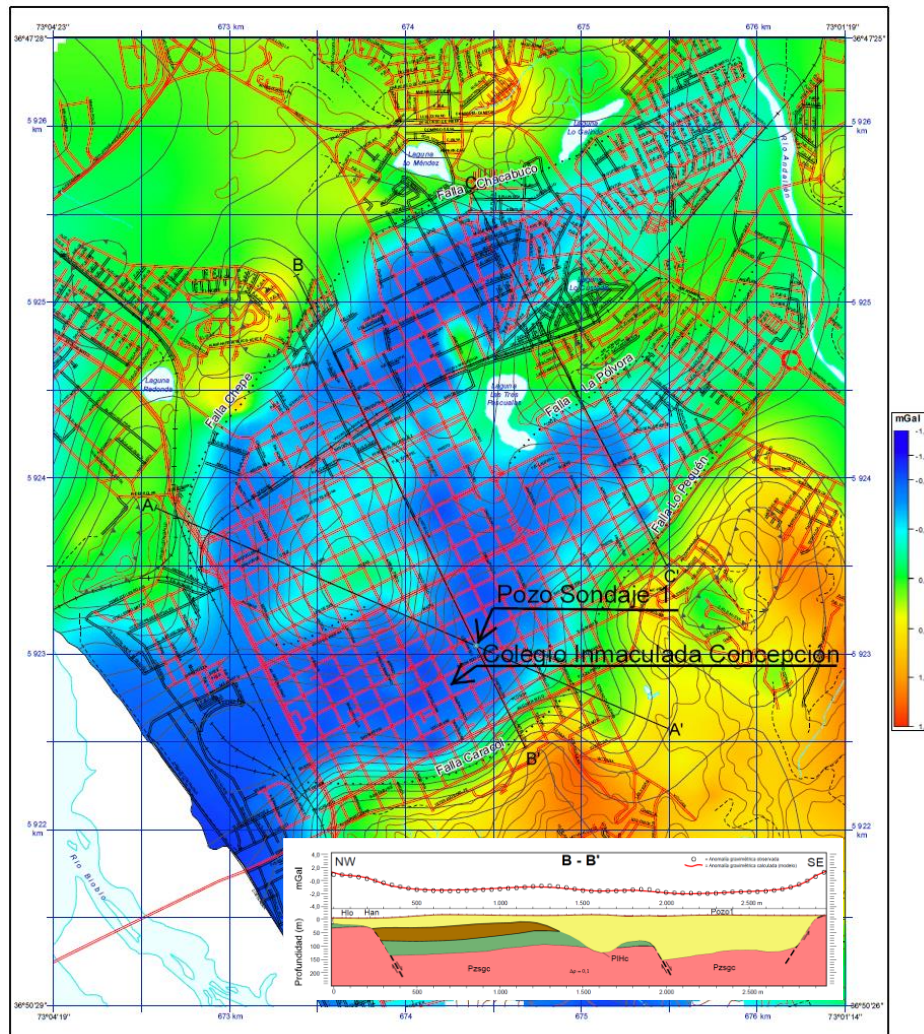


Fig. 3.1 Curvas isoperiodos para el suelo de Concepción obtenidas por método H/V [17].

El mapa de microzonificación sísmica para la ciudad de Concepción [17] entrega los periodos propios para microvibraciones, entre 0.3 a 1.3 segundos, mostrado en la Fig. 3.1, con curvas de nivel separada equiespaciadas a 0.1 segundo. La sección B-B' mostrada de misma figura muestra la uniformidad del estrato entre la ubicación del sondaje y el colegio Inmaculada Concepción, pudiendo extrapolarse una caracterización muy similar.

El mapa de isoperiodos también entrega la posición de un sondaje realizado hasta la roca basal [18], a menos de 200 metros de la ubicación del canopy. La Fig. 3.2 muestra la estratigrafía y medición de velocidades de onda en cada uno de los estratos del pozo.

SONDAJE POZO 1

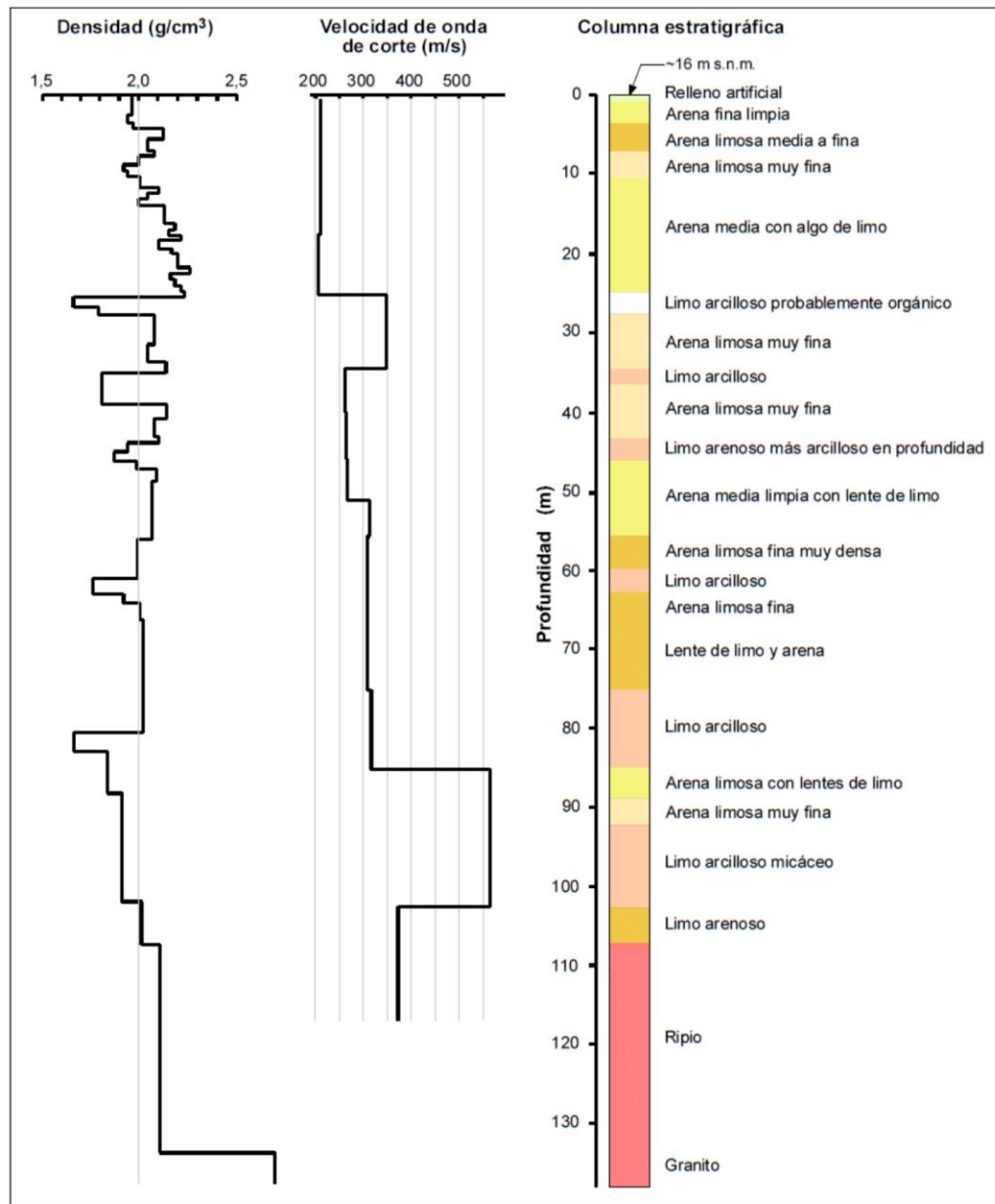


Fig. 3.2 Sondaje a roca basal. Antecedentes estratigráficos, de densidad y velocidad del sondaje 'Pozo1' [17, 18].

Si bien las curvas de isoperiodos no muestra con precisión el periodo en el sitio donde se ubica el colegio Inmaculada Concepción, trabajos posteriores logran medir mediante el método Nakamura y otros métodos el periodo en este sitio. Los que se detallan a continuación.

El profesor Felipe Leyton de la Universidad de Chile realizó mediciones en el sitio del colegio Inmaculada Concepción usando el método Horizontal to Vertical Spectral Ratio (HVSr) [19]. La Fig. 3.3 muestra una amplificación clara en el sitio para la frecuencia de 0.60 Hz, definiendo entonces el periodo del sitio para micro vibraciones en $T=1.45$ segundos. Esto es para microvibraciones.

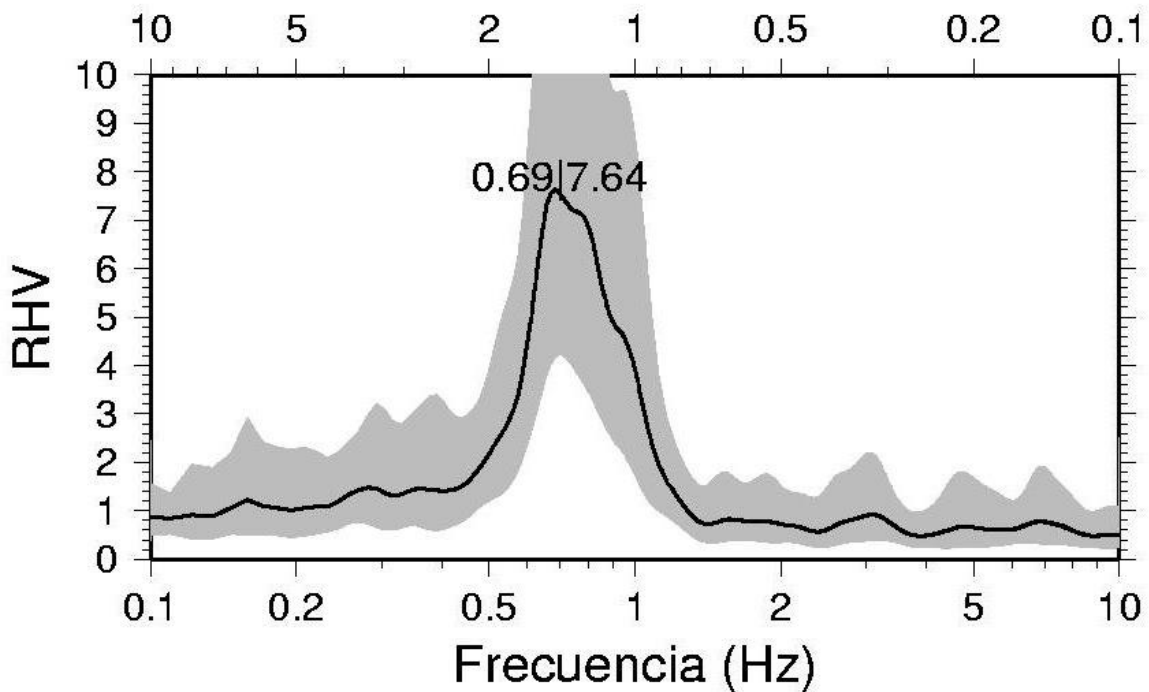


Fig. 3.3 Medición mediante HVSr por Leyton [49] en el sitio del Colegio Inmaculada Concepción

Otra metodología usada es mediante el espectrograma del sitio, con estudio del registro sísmico, el que fue realizado por Bonelli, Bonilla y R. Boroschek [20]. El estudio del espectrograma indica que la frecuencia del sitio se encuentra en torno a 0.60 Hz (1.67 s), para movimiento fuerte, para el colegio Inmaculada Concepción.

Por último, Sandoval, Saragoni y Ruiz [21] estimaron los periodos de los 3 primeros modos del suelo con sus correspondientes amortiguamientos viscosos, mediante la técnica del autocorrelograma [21], para ambas componentes N30°W y N60°E de los acelerogramas obtenidos en Concepción, en el Colegio Inmaculada Concepción. Esta obtención es para movimiento fuerte.

Tabla 3.1 - Periodos y frecuencias modales para cada componente analizada.

Modo	T [s]		f [Hz]	
	N30°W	N60° E	N30°W	N60°E
1	1.547	1.76	0.65	0.50
2	0.64	0.65	1.56	1.54
3	0.33	0.34	3.03	2.94

Con lo anterior, el suelo en la ubicación del acelerógrafo se considera caracterizado para obtener un rango cierto para su periodo de vibrar, y así estudiar su influencia en la respuesta sísmica de la estructura ubicada en el Colegio Inmaculada Concepción.

Por otra parte, y para efectos de comparación también será consultado el registro obtenido en la estación sismológica de San Pedro de la Paz, ubicada en el Colegio Concepción. Este sitio se encuentra bien caracterizado geotécnicamente por mediciones efectuadas por la Universidad de Chile [22]. El valor del periodo propio es de 0.44 segundos medido por el método Nakamura de H/V mostrado en la Fig. 3.4, por lo que se podría esperar un aumento por un factor de 1.3 para terremotos fuertes; lo que lo haría llegar a un valor de periodo cercano a 0.57 segundos.

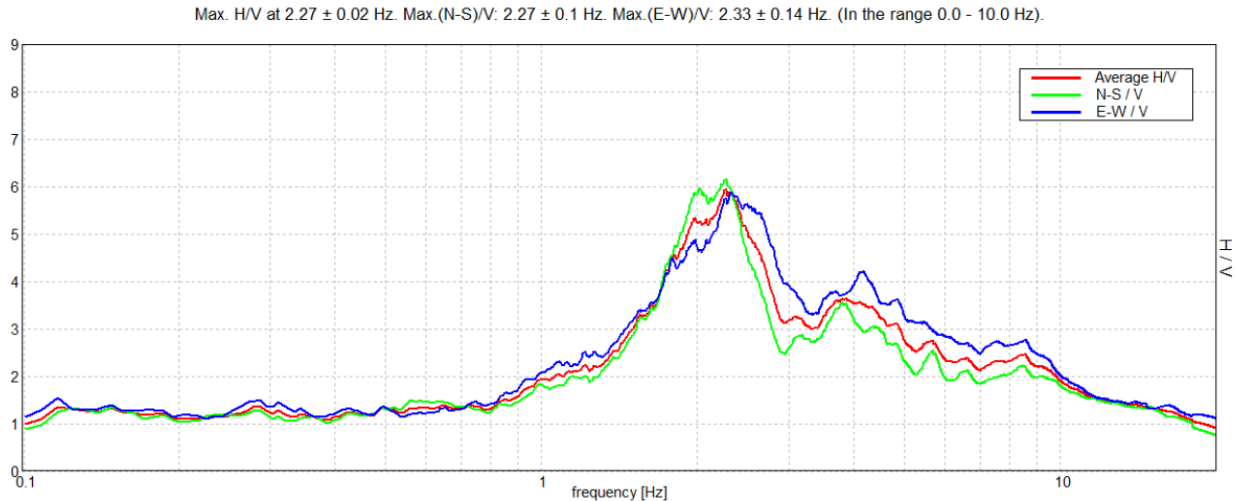


Fig. 3.4 Medición del periodo del suelo en estación San Pedro de la Paz por método H/V.

La caracterización geotécnica de los estratos, sus espesores y velocidad de onda Vs se muestran en la Tabla 3.2.

Tabla 3.2 Caracterización geotécnica suelo estación San Pedro de la Paz.

Estrato	Cota [m]		Espesor [m]	Descripción Estratigráfica	Vs [m/s]
	Inferior	Superior			
I	0.00	4.50	4.50	Arena limosa color negro, compacidad baja y humedad media. Presencia de gravas dispersas de cantos angulares, tamaño máximo 2".	370
II	4.50	25.50	21.00	Arcilla color café, consistencia alta, humedad alta y plasticidad baja. Presencia variable de gravas dispersas de cantos angulares, tamaño máximo 2".	370
II	25.50	66.10	40.60	Roca metamórfica color gris muy meteorizada. Presencia de incrustaciones de roca color blanco y arcillas.	560
IV	66.10	80.75	14.65	Roca metamórfica color gris fracturada en distintos grados. Presencia de incrustaciones y vetillas de roca color blanco y arcillas muy consolidadas.	1600

3.2 Acelerógrafos

Para este estudio son de interés las dos estaciones sismográficas que contaban con acelerógrafos en la provincia de Concepción. Estas son la estación Concepción Centro y la estación San Pedro de la Paz, las que muestran su ubicación relativa en la Fig. 3.5. Las estaciones estaban separadas a 5.6 kilómetros, en la dirección N65°E.

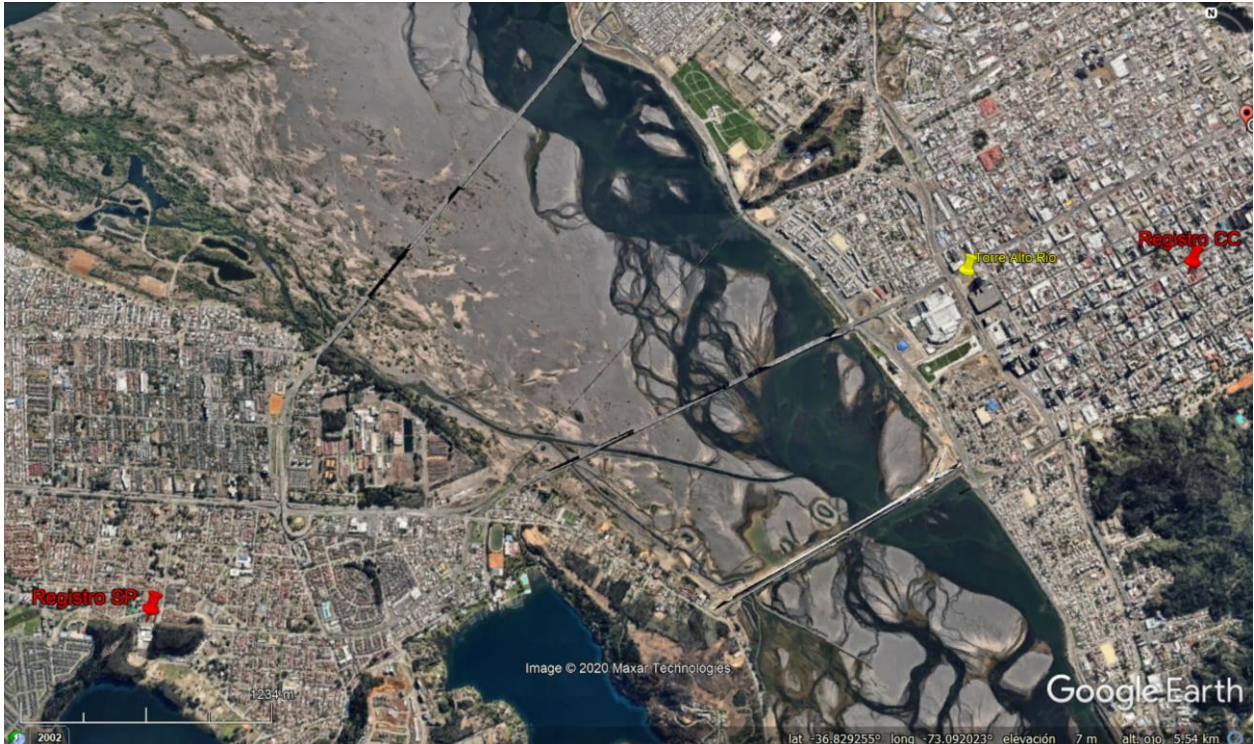


Fig. 3.5. Ubicación de estaciones registros Concepción Centro y San Pedro de La Paz en rojo. (Como referencia edificio Alto Río en amarillo).

Como se ha indicado en el capítulo anterior, la estructura objeto de estudio se encontraba a escasos 10 metros en la dirección Longitudinal del acelerógrafo SMA1 que registró el terremoto de El Maule en el centro de la ciudad de Concepción. De esta manera no se requiere efectuar suposiciones ni trasladar el registro. La estructura recibió exactamente la energía del terremoto tal y como se registró en el instrumento.

El equipo SMA1 se ubicó en un subterráneo del colegio en la década de 1970, con sus ejes principales paralelos a los muros del edificio (ver Figs. 2.7 y 3.6). De esta manera, los ejes principales para la lectura del registro quedan orientadas de la siguiente manera:

- Dirección Longitudinal N60°E.
- Dirección Transversal N30°W.

Para estudiar apropiadamente cualquier efecto de directividad es importante precisar la orientación de la dirección positiva en la lectura de los registros. Para esto mediante comunicación personal con el profesor Pedro Soto de la Universidad de Chile, quien retiró y procesó el registro [23]. La lectura de los registros es la siguiente:

- Las aceleraciones longitudinales son positivas (+) cuando apuntan hacia N60°E, en la dirección que se aleja del río Bío-Bío.

- Las aceleraciones transversales son positivas (+) cuando apuntan en la dirección $N30^{\circ}W$, en dirección hacia Talcahuano. En muchos trabajos se le llamó $S30^{\circ}E$ a la dirección transversal, denominación dada a los registros cuando no parecía importante el sentido positivo, sino únicamente la dirección. Para el presente estudio es crucial determinar el sentido de los ejes, y deberá leerse según indica la Fig. 3.6.

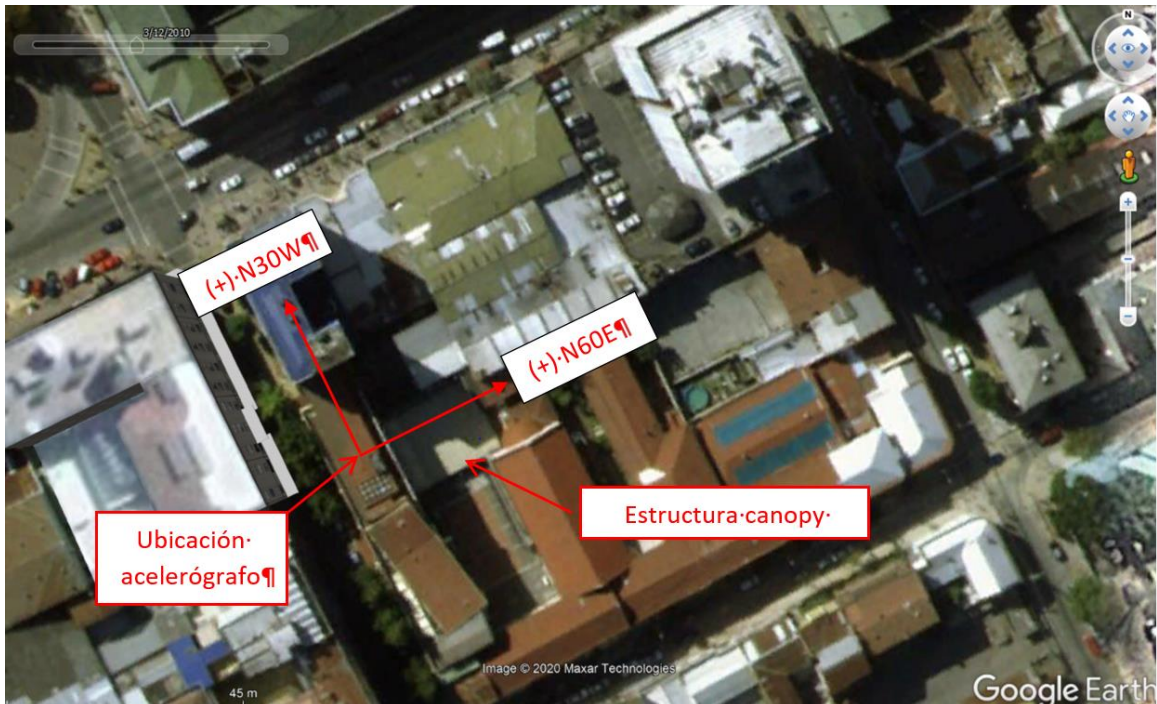


Fig. 3.6 Lectura de direcciones positivas instrumentales.

En cuanto al acelerómetro de San Pedro de la Paz, del tipo Etna, mide también la aceleración del suelo en altas frecuencias. Esta última estación fue instalada en el Colegio Concepción por la dirección de geofísica de la Universidad de Chile en el año 2009. El instrumento se instaló de manera que sus registros coincidieran con las coordenadas geográficas Este-Oeste (Dirección 1), Sur-Norte (Dirección 2), y finalmente la dirección vertical hacia arriba (Dirección 3).

3.3 Registro sísmico

Los registros de Concepción Centro en el colegio se muestran en las Figs. 3.7 a 3.9 [24]. Cabe señalar que lo significativo de estos registros es que corresponden exactamente a la energía que recibió la estructura en estudio, sin necesidad rotaciones de ejes, ni correcciones por distancia, así como tampoco modificaciones por tipo de suelo.

Los registros obtenidos en el colegio Inmaculada Concepción son los usados para evaluar la respuesta del modelo del canopy dado que corresponden exactamente a la demanda a que este estuvo sometido. No obstante, dada la hipótesis de la existencia de pulso proveniente de una aspereza ubicada en las cercanías de Concepción que impone directividad al registro, y con ello el daño, éste pulso y otras características deben evidenciarse también en otros sectores de la provincia de Concepción.

Para lograr lo anterior se analiza y se busca evidencia en el registro sísmico obtenido en San Pedro de la Paz, al suroeste de Concepción, comunas separadas únicamente por el río Bío-Bío.

Para efectos de comparación es necesario girar los registros de la estación San Pedro de la Paz en 30 grados en sentido antihorario, de manera que muestren la misma dirección de análisis en comparación con los obtenidos en la estación de Concepción Centro. Los registros obtenidos de esta manera para San Pedro de la Paz se muestran en las Figs. 3.10 a 3.12.

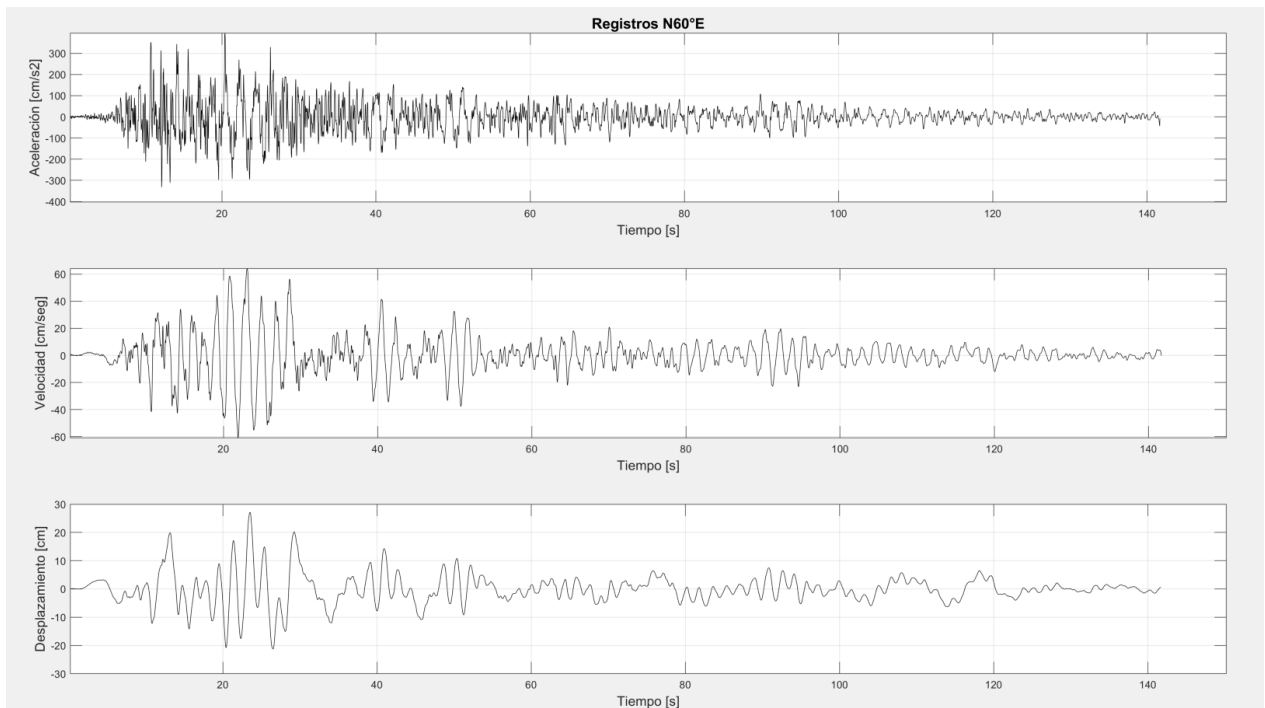


Fig. 3.7. Registros Concepción Centro para la dirección N60°E.

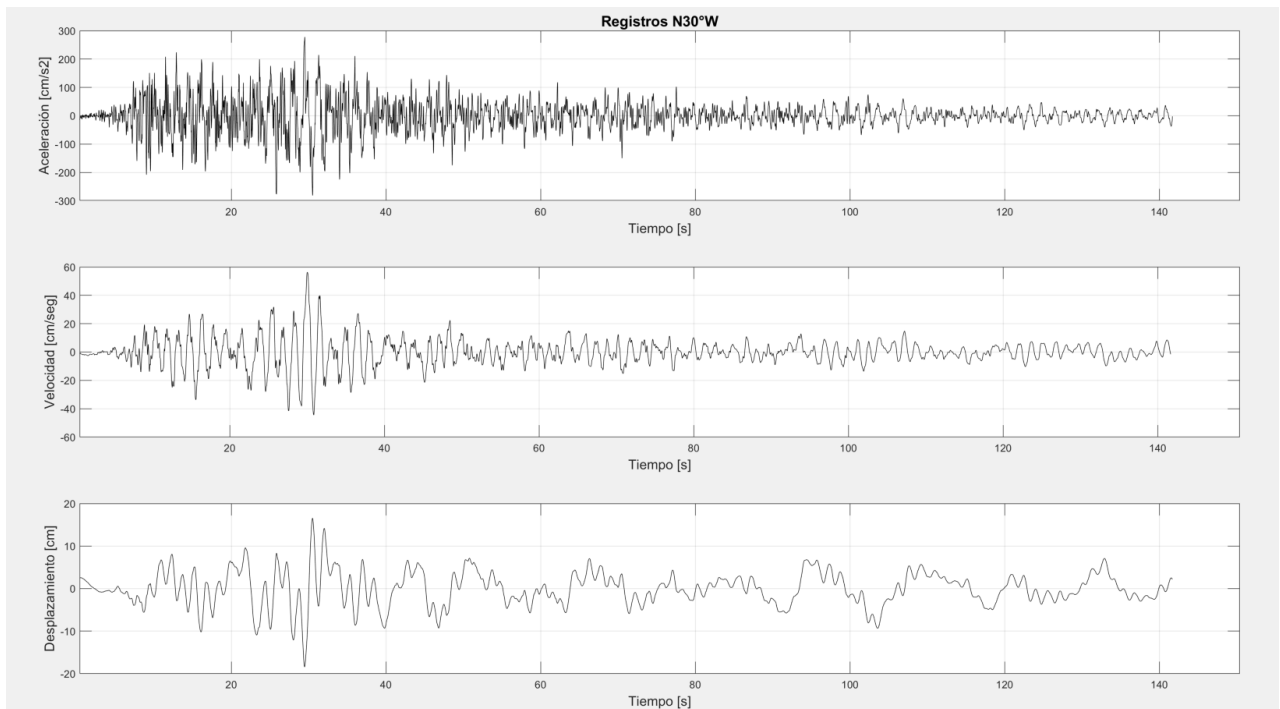


Fig. 3.8. Registros Concepción Centro para la dirección N30°W.

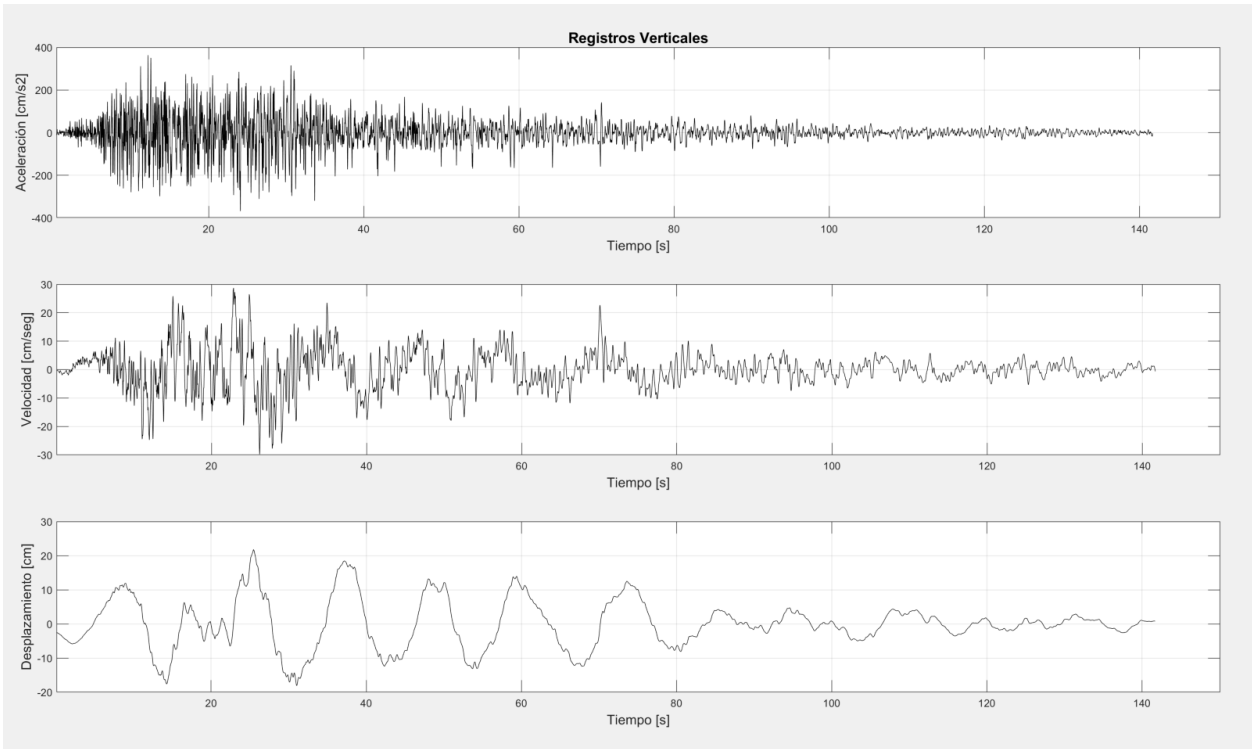


Fig. 3.9. Registros Concepción Centro para la dirección vertical.

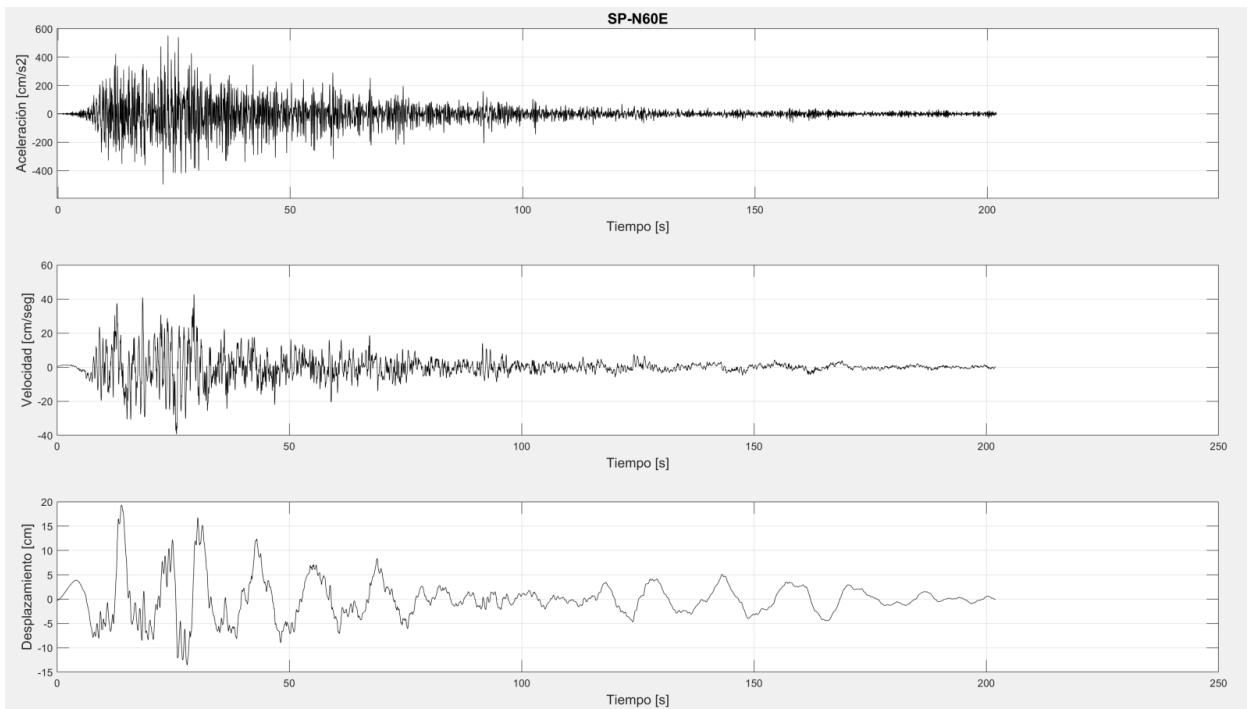


Fig. 3.10. Registros San Pedro de la Paz para la dirección N60°E.

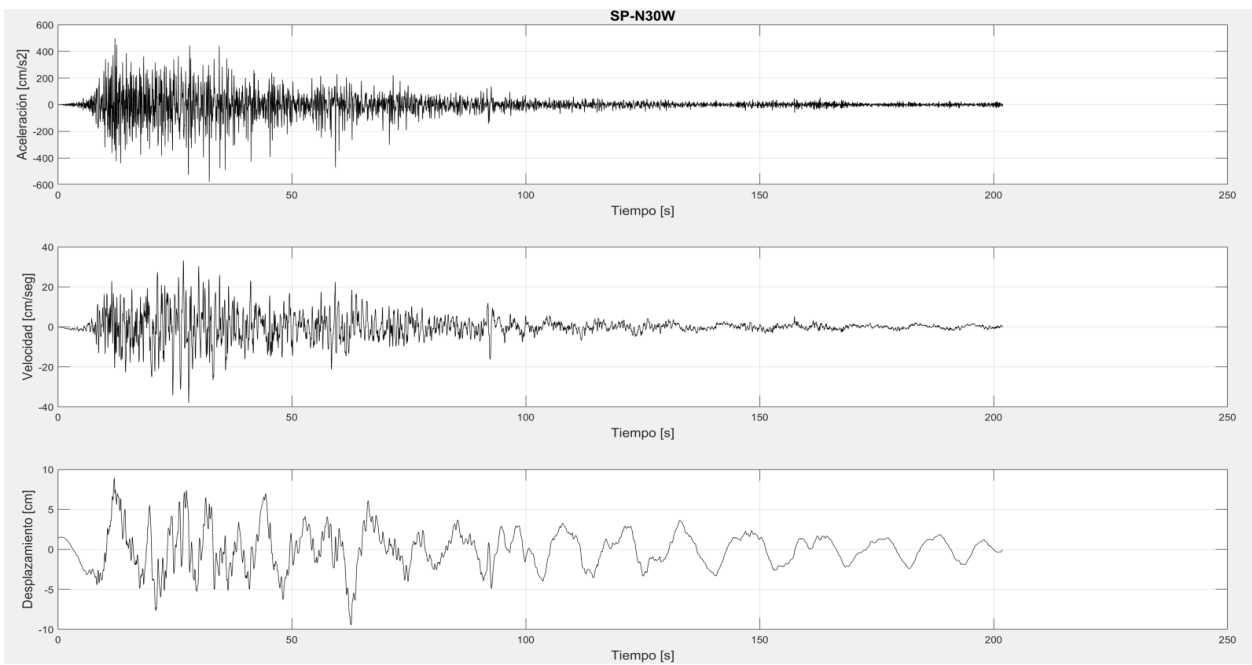


Fig. 3.11. Registros San Pedro de la Paz para la dirección N30°W.

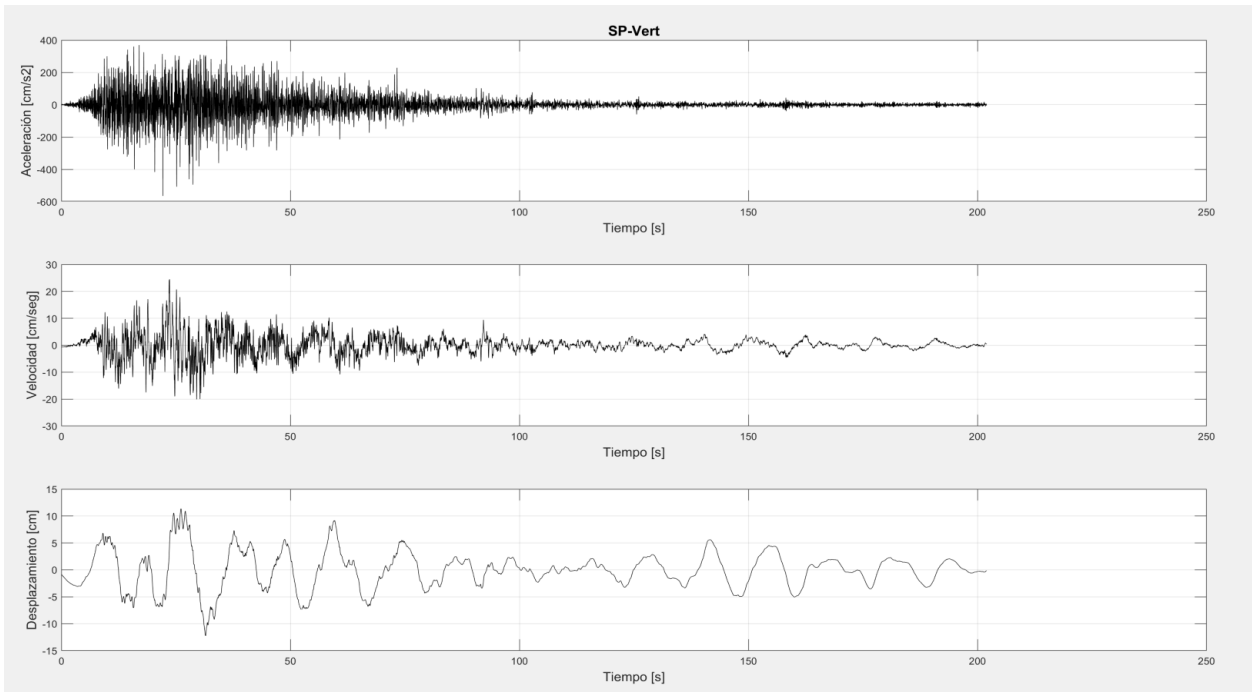


Fig. 3.12. Registros San Pedro de la Paz para la dirección Vertical.

Se hace notar un rasgo visible a simple inspección visual de las Figs. 3.9 y 3.12, esto es, que ambos registros de desplazamiento vertical muestran un marcado comportamiento armónico de un periodo de aproximadamente 12 segundos. La causa de este puede ayudar a explicar la polarización de la señal sísmica, y se discutirá más adelante.

En el estudio de estos registros se considera un filtro Butterworth de orden 4, con pasabanda de frecuencias entre 0.05 y 25 [Hz].

3.4 Existencia señales de la fuente sísmica en el registro

Un aspecto que se destaca en este registro es la existencia de pulsos provenientes de las asperezas sur y norte. En las Figs. 3.13 A y B Saragoni y Ruiz [25] identificaron con claridad pulsos sísmicos en intervalos en que no se observan vibraciones libres de suelo en los registros de Concepción Centro y San Pedro. En la Fig. 3.13 A se muestra la componente longitudinal del acelerograma registrado en el Centro de Concepción, donde se pueden identificar con claridad las vibraciones libres. En la Fig. 3.13 B se comparan los desplazamientos obtenidos por integración de los acelerogramas longitudinales para los registros de Concepción Centro y San Pedro. En línea segmentada se muestra la corrección temporal del registro para San Pedro, adelantándolo 1.3 segundos, para ubicar los dos registros en tiempo común [25]. Esta corrección temporal es usada en los gráficos que siguen.

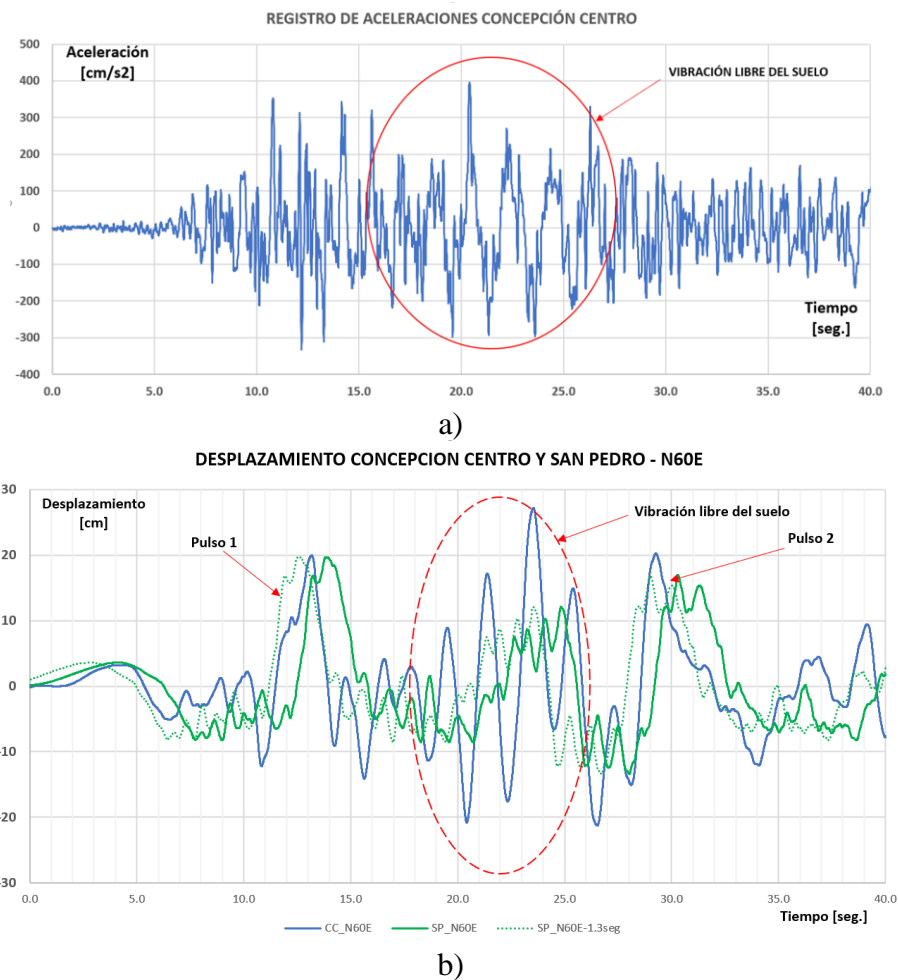


Fig. 3.13 a) Acelerograma de Concepción Centro, se observan vibraciones libres del suelo.
b) Desplazamientos, registros comparados de Concepción Centro y San Pedro de la Paz, Pulsos 1 y 2 y vibración libre del suelo. Se muestra corrección temporal.

Los pulsos identificados antes y después de las vibraciones libres de suelo muestran formas similares en ambas estaciones, lo que confirma que están relacionados con la fuente sísmica. La sincronización de los registros se efectuó por inspección visual, cuando se aprecian trazos similares en ambos registros de desplazamiento, adelantando el registro para San Pedro en 1.3 segundos; corrimiento temporal que es compatible con las velocidades de onda en la roca basal y la distancia

entre ambas estaciones. Para efectos del presente estudio la precisión dada por la inspección visual en la sincronización es suficiente.

Las vibraciones libres del suelo se manifiestan claramente en el registro de desplazamiento longitudinal para Concepción Centro y San Pedro. En este intervalo de relajación, entre los 16 y 27 segundos, que se produce entre de los pulsos sísmicos 1 y 2 sin llegada de importantes ondas sísmicas fuertes o de alta energía; los desplazamientos del suelo quedan determinados por sus diferentes periodos naturales de vibrar. El periodo natural del suelo del Centro de Concepción para movimiento fuerte está entre 1.7 y 2.1 segundos, dependiendo de cómo se mida, y se aprecia un número menor de ciclos para el registro del Centro de Concepción en el intervalo de relajación, con respecto al número de ciclos de San Pedro. Para San Pedro se detecta un periodo de vibración libre de alrededor de 0.5 segundos. Por otra parte, en los intervalos de llegada de los pulsos, los registros de desplazamientos del Centro de Concepción y de San Pedro tiene un comportamiento similar, lo que confirma que son debidos a la fuente sísmica.

Esta característica conduce a un carácter dual de los acelerogramas, en que los acelerogramas registrados lejos del área de ruptura se caracterizan porque las vibraciones libres superan a las ondas sísmicas, mientras que por el contrario en los registros epicentrales las ondas sísmicas de la fuente son las predominantes. Se destaca este aspecto de los registros para investigar su influencia en la ocurrencia de daños y las implicancias que este tendría.

Adicionalmente Sandoval y Saragoni sincronizaron el registro de Concepción San Pedro, y con ello el registro de Concepción Centro, con el GPS de la estación TIGO; obteniéndose finalmente el tiempo absoluto satelital.

Finalmente, a modo de resumen, se indican las principales fases de los registros sísmicos de Concepción Centro y San Pedro de la Paz para el sismo de El Maule de 2010.

- Inicio del registro desde 0 hasta 10 s.
- Inicio del Pulso 1 desde 10 hasta 10,9 s.
- Onda tipo Love desde 10,9 hasta 14,6 s. (Indicada como Rayleigh por Sandoval [21])
- Resto del primer pulso desde 14,6 a 16 s.
- Vibración libre del suelo hasta 28 s. Se observa un salto hacia deformaciones negativas entre los 25 y 26 s.
- Inicio Pulso 2 a los 28 s.

La directividad del Pulso 1 de los registros y su asociación al tipo de onda asociada, sea esta Love o Rayleigh, resulta clara al estudiar los odogramas. Los odogramas son la superposición de los desplazamientos, para el mismo espacio de tiempo, en los diferentes planos definidos por los ejes del registro. Se confeccionaron e incluyeron en un mismo gráfico las estaciones de San Pedro de la Paz y Concepción Centro, para efectos de comparación. Se uso la gama de colores amarillo, rojo y naranja para las diferentes fases de tiempo en el registro de San Pedro; mientras que se usa celeste, azul y negro para los mismos instantes de tiempo en Concepción Centro. Los odogramas para para los tres planos de desplazamientos grafican a una escala similar, de manera que se facilite la lectura y comparación de las magnitudes según los diferentes ejes considerados.

El odograma que compara los desplazamientos horizontales según las componentes N60°E y N30°W se muestra en la Fig. 3.14. En esta figura se muestra una clara directividad en ambos registros, la que ocurre para el mismo instante de tiempo, y que a su vez es producto de la llegada del Pulso 1. La magnitud del desplazamiento, orientación, cambio de sentido y giro ocurren para el mismo tiempo del registro. La misma figura da cuenta que los desplazamientos quedan inscritos en una elipse de unos 28 centímetros en la dirección N60°E, por unos 8 centímetros de ancho. En el caso del registro de Concepción Centro es amplificada unos 5 centímetros en la dirección longitudinal, y achatada en la misma magnitud en la dirección transversal, debido a la vibración del suelo o desplazamiento de la columna de suelo. Esta elipse achatada comprueba que se trata de una onda tipo Love. La directividad en los desplazamientos de relación de cuatro veces mayor en la dirección longitudinal (N60°E), en relación con la transversal (N30°W) es evidente, en ambos registros es una muestra de la directividad impuesta por la señal de la fuente sísmica.

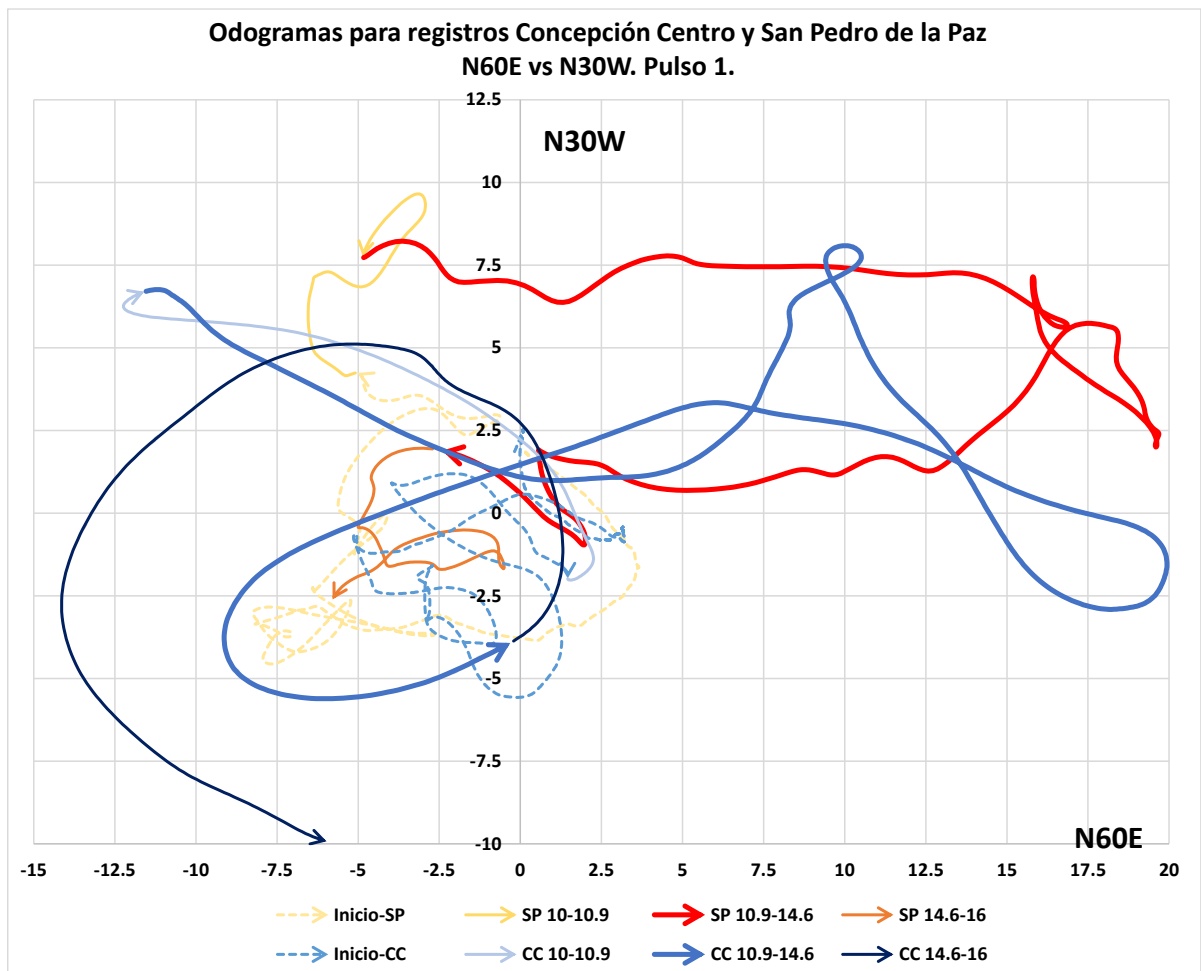


Fig. 3.14 Comparación de los odogramas horizontales para el intervalo del Pulso 1 en registros Concepción Centro (CC) y San Pedro de la Paz (SP) para dirección N60°E y N30°W.

La Fig. 3.15 muestra el odograma para dirección N60°E y Vertical en los registros de Concepción Centro y San Pedro de la Paz. Estos muestran un acoplamiento retrogrado, pero no se trata de una elipse, más bien es la traza de una línea, lo que da cuenta de la influencia de onda tipo Love al plano perpendicular. No obstante, una vez más, resulta de interés que ambos odogramas muestran en el mismo instante de los registros que se desplazaban en el sentido positivo N60°E, lo hacían

también de arriba hacia abajo. Lo que pudo haber influido en el modo de falla en esa dirección al producir tanto el “empujón” horizontal como una tracción hacia abajo. Las características de la trayectoria y tiempo en el que ocurren los fenómenos en ambos registros, es también prueba de que se trata de una señal de la fuente, y no de un efecto de sitio o del suelo. Claro está que el suelo influye en la respuesta, pero la señal que induce los grandes desplazamientos corresponde a la fuente.

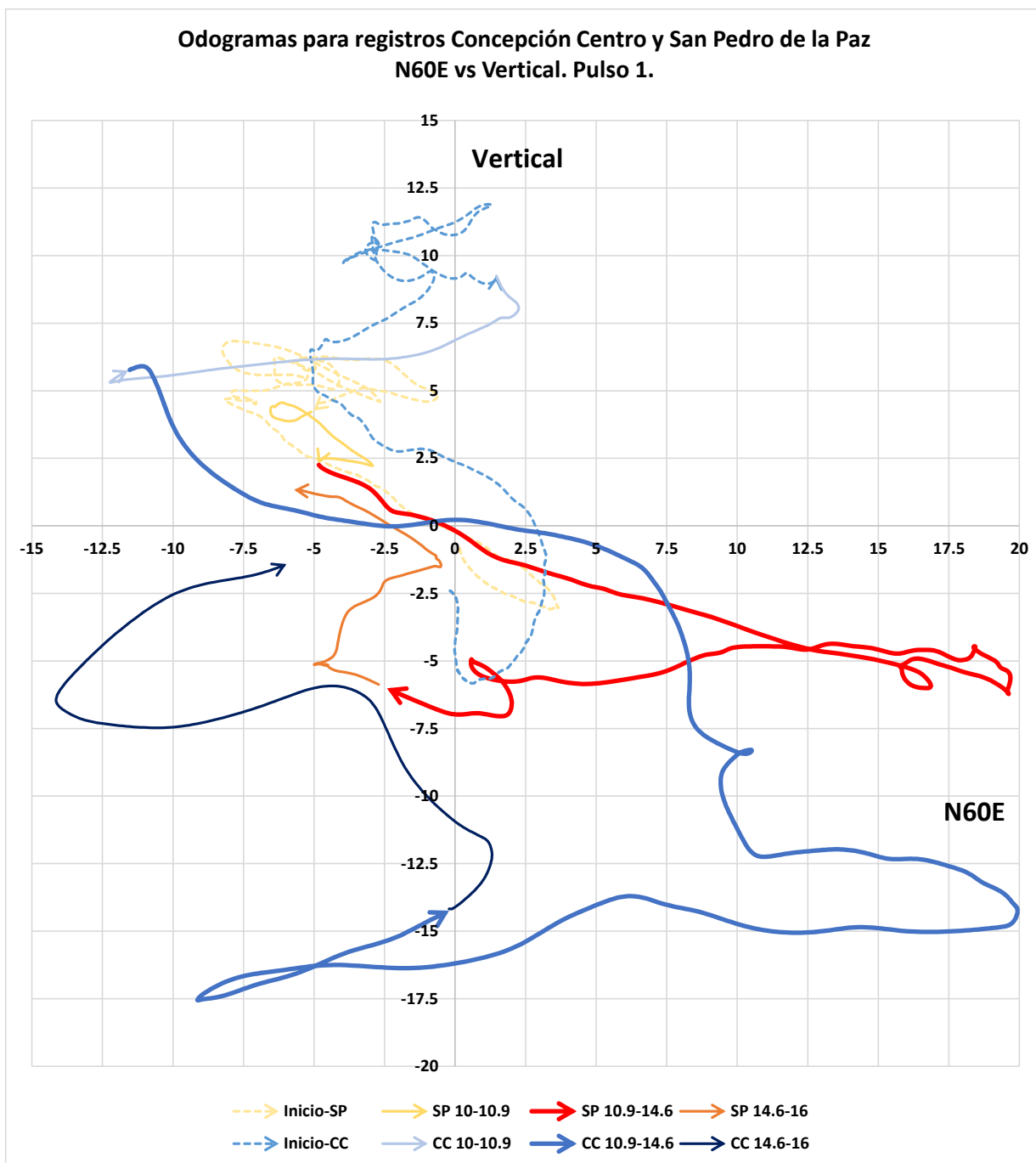


Fig. 3.15 Comparación de los odogramas horizontales para el intervalo del Pulso 1 en registros Concepción Centro (CC) y San Pedro de la Paz (SP) para dirección N60°E y Vertical.

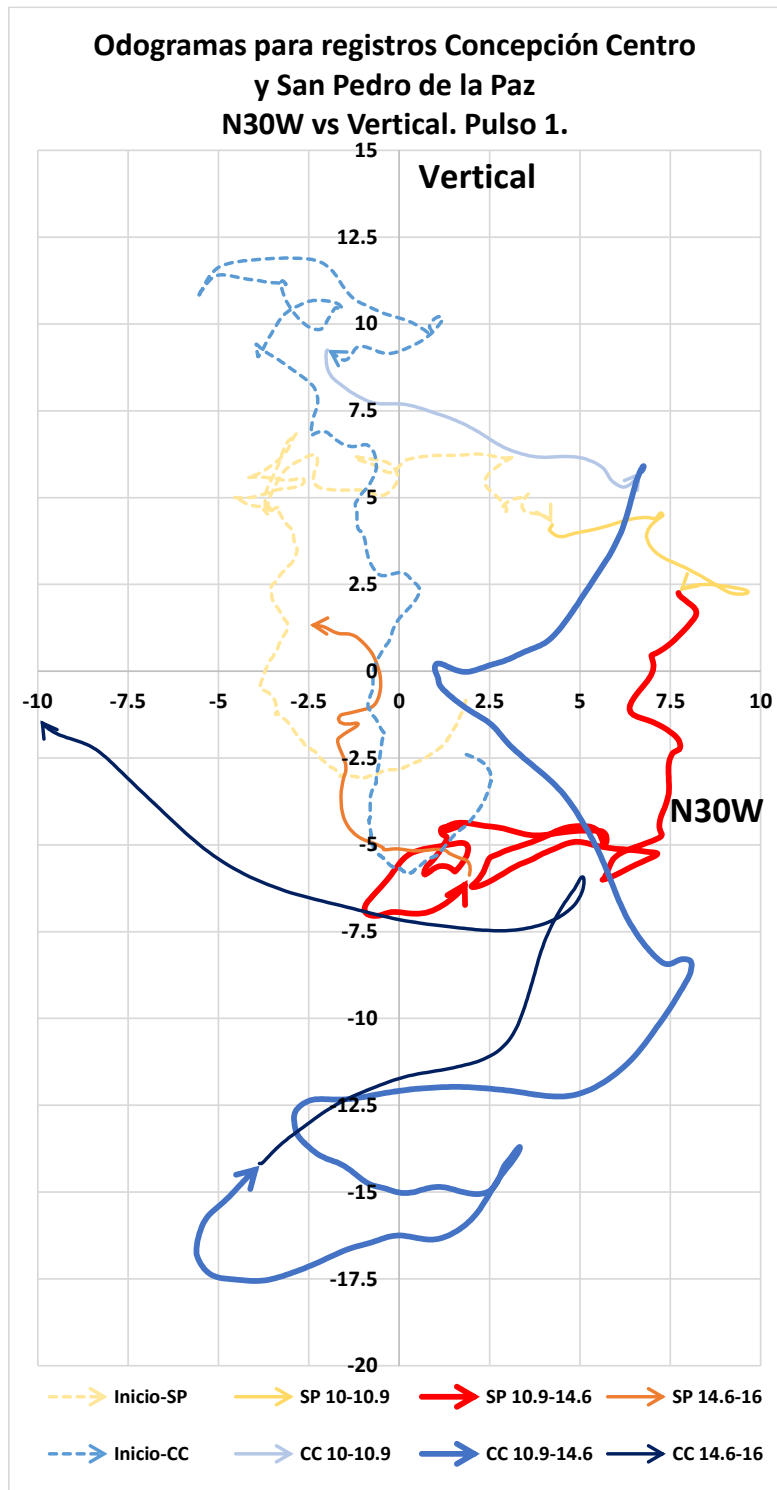


Fig. 3.16 Comparación de los odogramas horizontales para el intervalo del Pulso 1 en registros Concepción Centro (CC) y San Pedro de la Paz (SP) para dirección N30°W y Vertical.

La Fig. 3.16 muestra el odograma para dirección N30°W y Vertical en los registros de Concepción Centro y San Pedro de la Paz. En estos odogramas, el que representa los desplazamientos en la estación San Pedro insinúa un acoplamiento elíptico retrogrado tipo Rayleigh. Por su parte el odograma de la estación Concepción Centro no muestra la elipse con tanta claridad, tal vez exista, pero esta deformada por la vibración del suelo. Esta onda Rayleigh es también proveniente de la fuente. De la misma manera que para los odogramas anteriores, los grandes desplazamientos y el instante de tiempo en que ocurren la ubican en las mismas regiones del gráfico, lo que recalca el hecho que se trata de una señal proveniente de la fuente.

Otra prueba de que es una señal que llega al sitio, y no está dado por algún efecto del sitio, es la sincronización vertical de los desplazamientos mostrada en la Fig. 3.17. Es evidente la sincronización en los registros de desplazamiento vertical de Concepción Centro y San Pedro de la Paz. Esta tiene una armónica de un periodo de vibración de entre 12 a 14 segundos, y un orden de magnitud similar de amplitud; variando marginalmente. Esta sincronía es prueba de que se trata de la señal sísmica que llega desde el norte al área metropolitana de Concepción, y no está dada por algún efecto de sitio; este último únicamente causa una amplificación de la señal. Es importante hacer notar lo marcado del periodo de esta armónica, normalmente un periodo tan alto no es capturado con un instrumento SMA1 como el de la estación Concepción Centro.

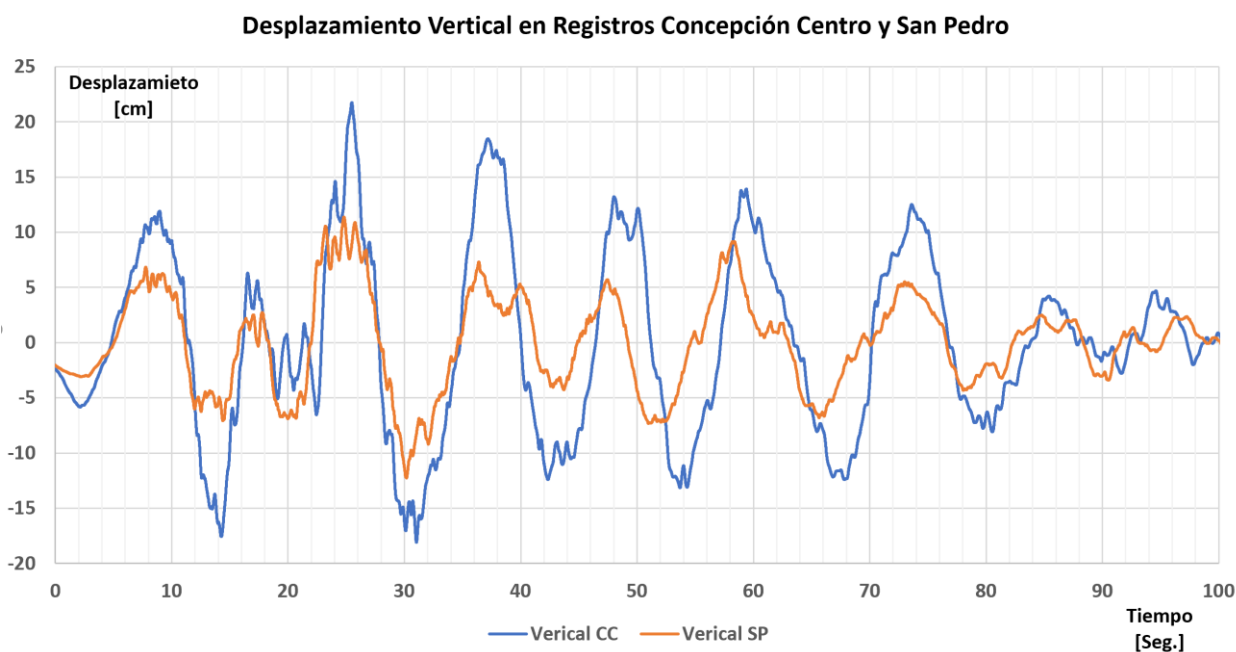


Fig. 3.17 Superposición de desplazamientos verticales en registro de Concepción Centro y San Pedro de la Paz.

Por lo tanto, se evidencia la presencia de pulsos asociados a la fuente sísmica en los registros de las estaciones de Concepción Centro y San Pedro de la Paz. Los desplazamientos analizados con la técnica de odogramas permiten registrar un acoplamiento en las componentes horizontales (N60°E y N30°W), con fuerte directividad de cuatro veces la amplitud en la dirección N60°E, acompañado de un leve acoplamiento elíptico entre la componente vertical y N30°W. La sincronización temporal de los registros permite visualizar similares efectos en desplazamientos o trayectoria en los mismos tramos de tiempo.

La directividad N60°E es consistente con la onda superficial tipo Love. Las ondas de Love se generan sólo cuando un medio elástico se encuentra estratificado, y requieren la existencia de una capa superficial de menor velocidad en comparación a las formaciones subyacentes, es decir, un gradiente de velocidad positivo que se incrementa con la profundidad. Las ondas de Love son ondas de corte horizontalmente polarizadas, y su amplitud decrece rápidamente con la profundidad. Se aprecia también una onda Rayleigh en la dirección transversal con menos potencia y sincronización en los desplazamientos verticales. Estas ondas son señales originadas y filtradas desde la fuente, aspereza o sub-aspereza dominante, ubicada cerca del área epicentral. Por su parte, Concepción y su área metropolitana se encuentra aproximadamente en la trayectoria de las ondas “S” de máxima amplitud propagadas paralelas al plano de falla. Las señales anteriores están acompañadas o seguidas por la vibración del suelo en el sitio una vez concluido el Pulso 1.

Por otra parte, se hace notar que estructuras de suelo tan distintas en periodo como lo son Concepción Centro y San Pedro de la Paz no fueron capaces de modificar significativamente o eliminar la señal sísmica de la fuente, tampoco lo hará la estructura de los edificios. Por lo tanto, se debe considerar el estudio de propagación de ondas al interior del edificio para un estudio más riguroso.

Otro aspecto que vale la pena resaltar de los odogramas es que todos ellos muestran la existencia de bucles o “loops” de periodo corto, los hacen desviarse y retomar la trayectoria principal. Este fenómeno es más claro en el odograma de la Fig. 3.13, en donde una elipse principal es deformada por bucles de bajo periodo. Este fenómeno será tratado en más detalle en la Sección 3.7.

3.5 Espectro de respuesta

El espectro de respuesta de aceleraciones obtenido del movimiento sísmico registrado en el colegio Inmaculada Concepción presentó una sorpresa inesperada para la comunidad de ingenieros el año 2010, en éste se apreció la existencia de dos peaks. Posteriormente se entendió que el primer peak está asociado a la fuente, mientras que el segundo es producido por la vibración libre del suelo o más preciso el efecto de sitio de la cuenca de Concepción.

Por otra parte, el espectro del registro de la estación San Pedro de la Paz muestra una amplificación aún mayor para el peak asociado a la fuente. Este espectro también muestra un peak de amplificación debida al suelo, el que resulta en una proporción algo menor en magnitud y rango de periodos cuando es comparado con el espectro de Concepción Centro. Estos espectros son mostrados en la Fig. 3.18.

Si bien no es riguroso desde el punto de vista teórico, al obviar parte de la historia, se puede aislar diferentes singularidades temporales del registro para evaluar sus propiedades y aportes al espectro completo. Sandoval y Saragoni separaron los primeros 19.65 segundos, del inicio del registro hasta el comienzo puro de vibración libre del suelo, y el resto del registro. Mostrando que el primer tramo de tiempo reproduce el efecto del primer peak, señal de la fuente. Mientras que el segundo segmento reproduce el efecto de sitio, segundo peak. El ejercicio anterior puede ser extendido a otros tramos del registro, como por ejemplo aislar el pulso de la onda Love de la fuente del resto del registro.

El espectro de respuesta obtenido en el colegio Inmaculada Concepción para la Dirección N60°E puede ser comparado con el espectro de diseño de la norma usada para el diseño de muchos

edificios sometidos al terremoto de El Maule, la NCh 433 Of.96. A estos gráficos se añadió el espectro que produce el pulso de la aspereza Sur aislado, entre los 10 y 16 segundos, y el espectro que produce únicamente la onda Love, entre los 10.9 y 14.6 segundos. Esto comprueba que tan sólo la energía producida por la aspereza es capaz de liberar la energía que produce las aceleraciones del primer peak del registro, mostrando que en ella se concentra la energía que afecta estructuras con periodos en su vecindad. Esto se puede ver con claridad en la Fig. 3.19. Se ha agregado el espectro que produce la NCh 433-Mod 2012 sólo como antecedente, incorporado las modificaciones del Decreto 61 posterior al terremoto. Cabe señalar que el espectro de la norma NCh433, vigente al momento del terremoto, es equivalente y cubre el espectro del terremoto para los suelos tipo II y III, respectivamente (suelos tipo B, C y D según el Decreto 61 del 2011).

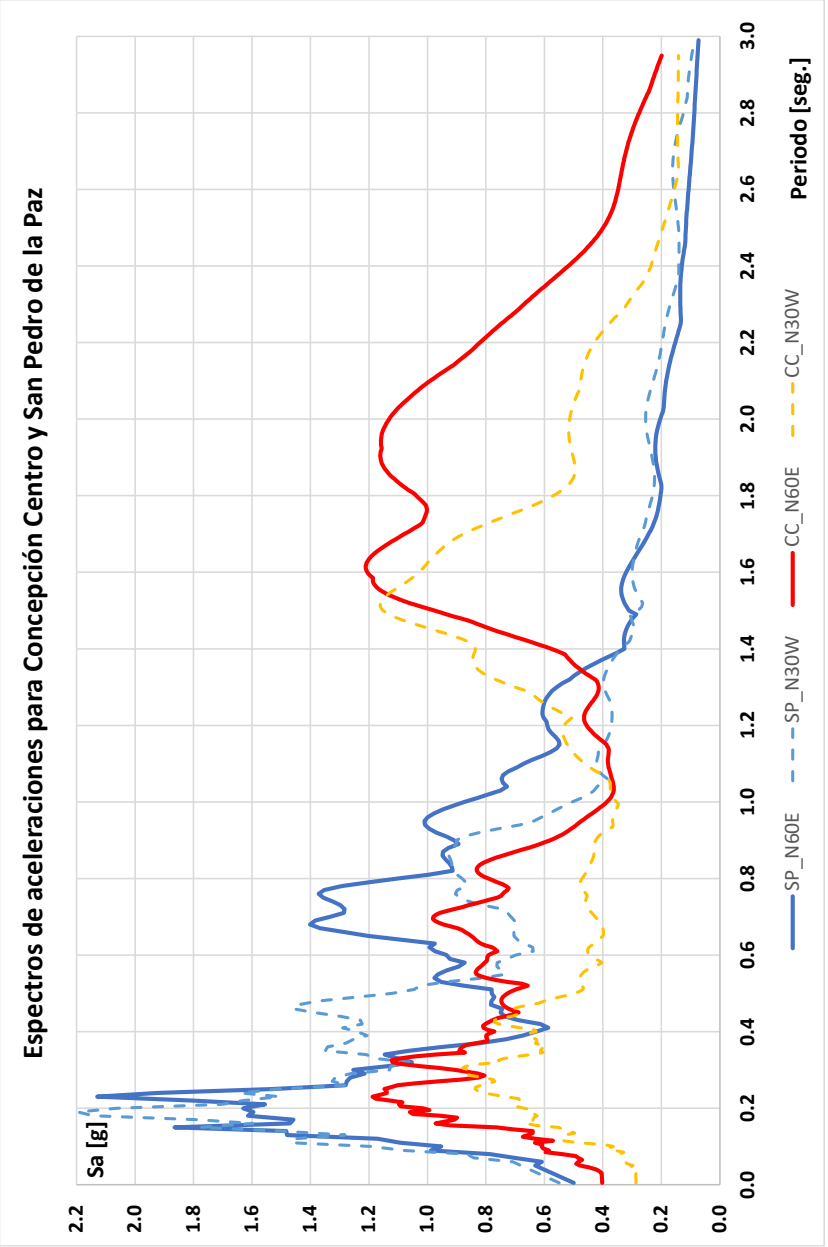


Fig. 3.18 Espectro de aceleraciones para los registros y componente: CC_N60°E, CC_N30°W, SP_N60°E y SP_N30°W, ($\xi=5\%$).

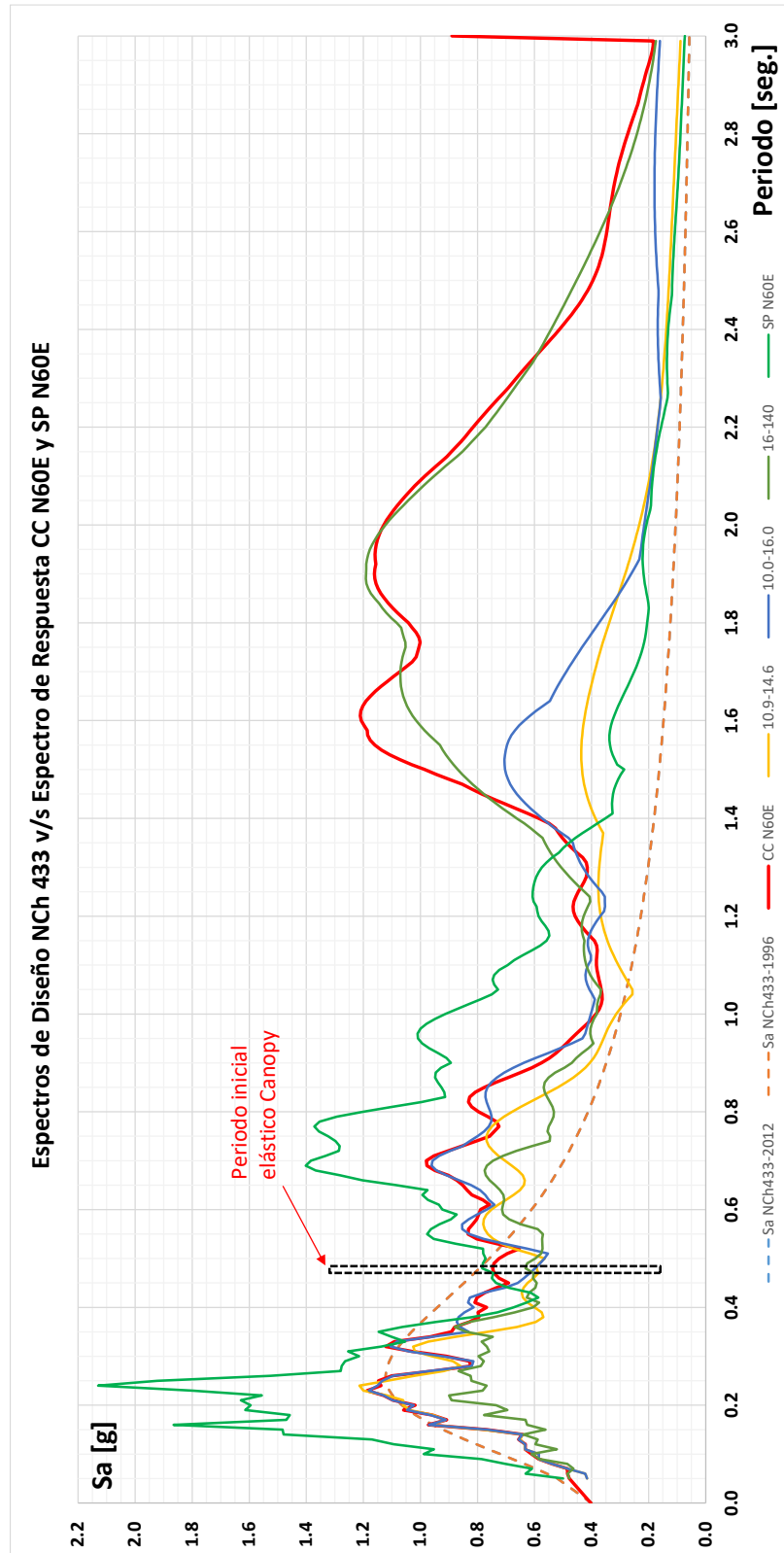


Fig. 3.19 Comparación espectro de diseño de la norma NCh433 y los espectros de respuesta de aceleraciones de los registros CC N60°E y SP N60°E ($\xi=5\%$).

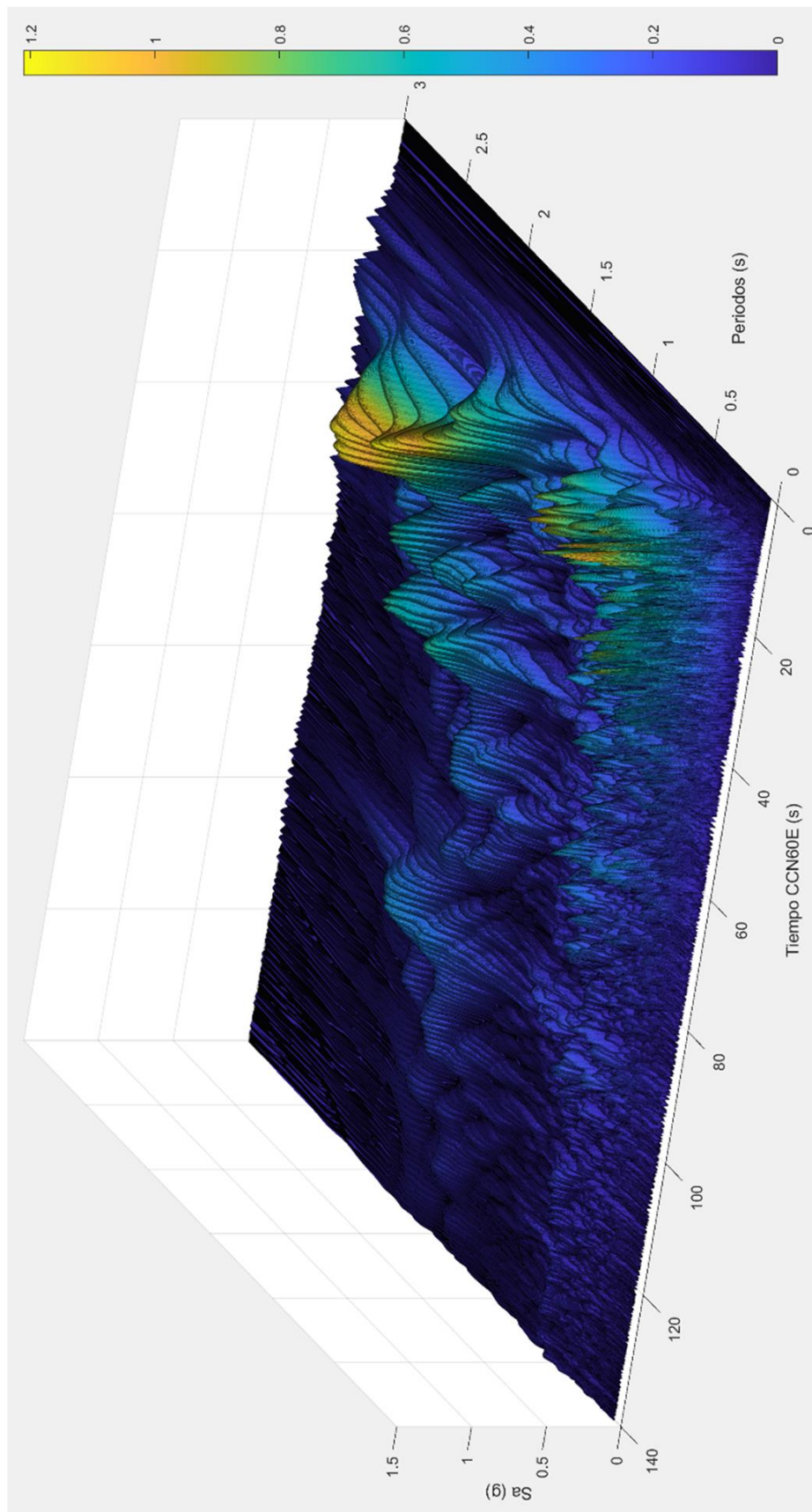


Fig. 3.20 Evolución del espectro de aceleraciones para el registro de CC N60°E.

Como una ayuda al entendimiento del espectro de aceleraciones se desarrollan gráficos que muestran su evolución en el tiempo, indicando que se requieren condiciones causales y temporales para su desarrollo. Por ejemplo, en las Figs. 3.20 y 3.21 se aprecia con claridad que los máximos espectrales están determinados casi en su totalidad por lo que ocurre en los primeros 30 segundos del registro. Los máximos ocurridos para el primer peak son producidos en el intervalo de tiempo del primer pulso, es decir por la señal de la fuente. Una vez que ocurre el primer peak, comienzan a desarrollarse las vibraciones libres del suelo que afectan los periodos altos.

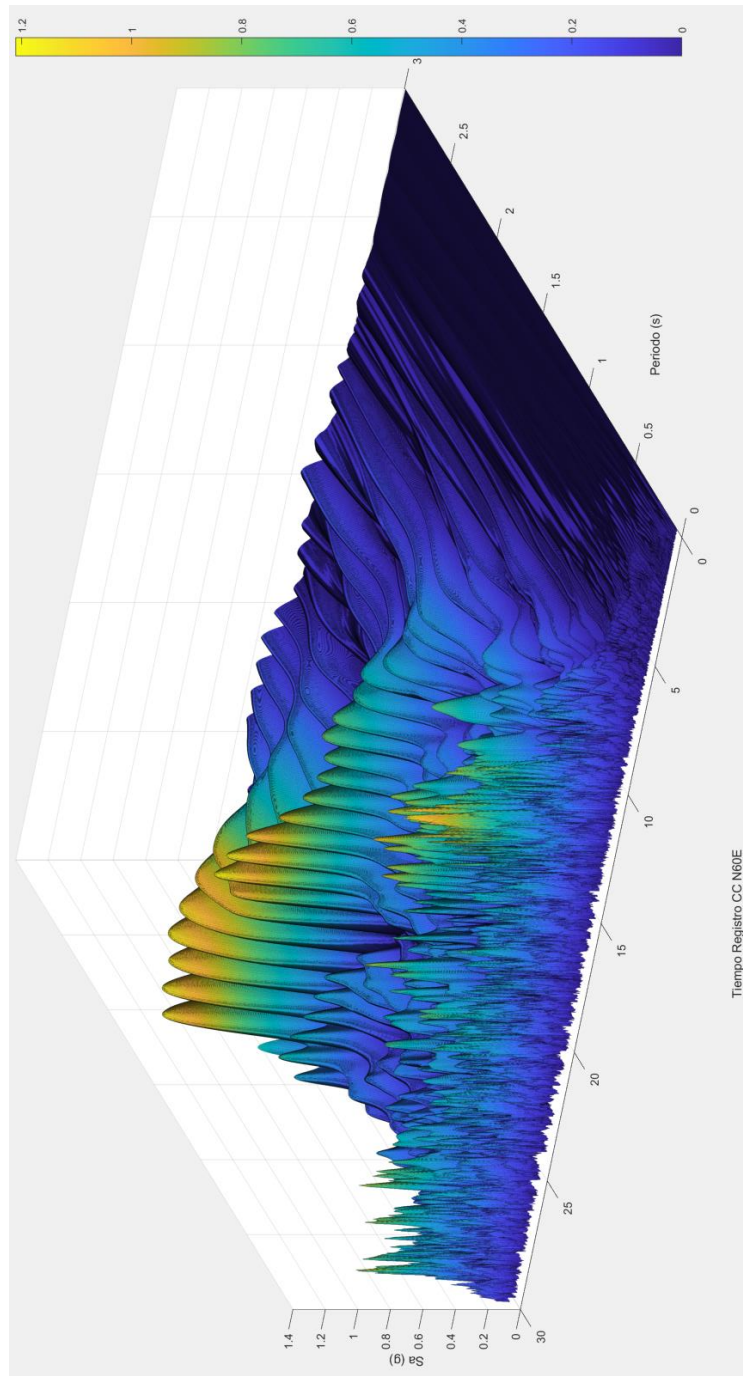


Fig. 3.21 Evolución del espectro de aceleraciones para el registro de CC N60°E para los 30 segundos iniciales.

La Fig. 3.22 muestra la evolución de las aceleraciones del registro para diferentes periodos, quitando el valor absoluto impuesto por el espectro, donde se facilita identificar los motivos causales de las amplitudes.

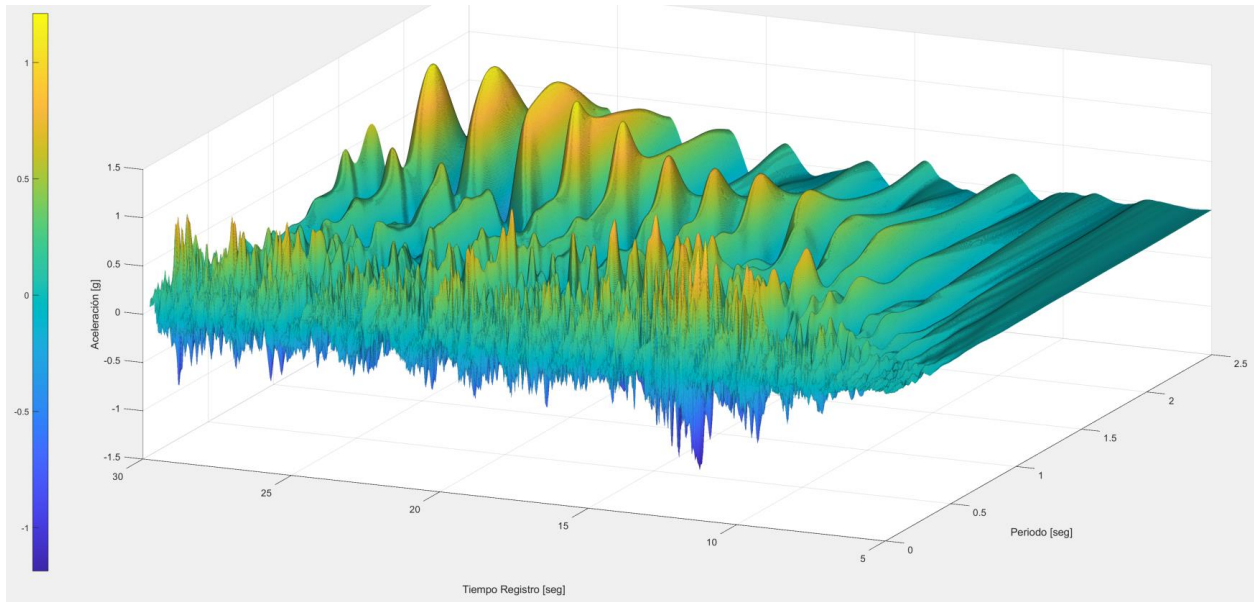


Fig. 3.22 Evolución de las de aceleraciones para el registro de CC N60°E.

La Fig. 3.23 muestra el espectro de desplazamientos para el registro completo, así como para tramos de interés de interés del Pulso 1 y después que este ocurre. Las Figs. 3.24 y 3.25 muestra la evolución del espectro de aceleraciones en el tiempo. Finalmente, la Fig. 3.26 grafica la evolución en el tiempo de los desplazamientos para diferentes periodos.

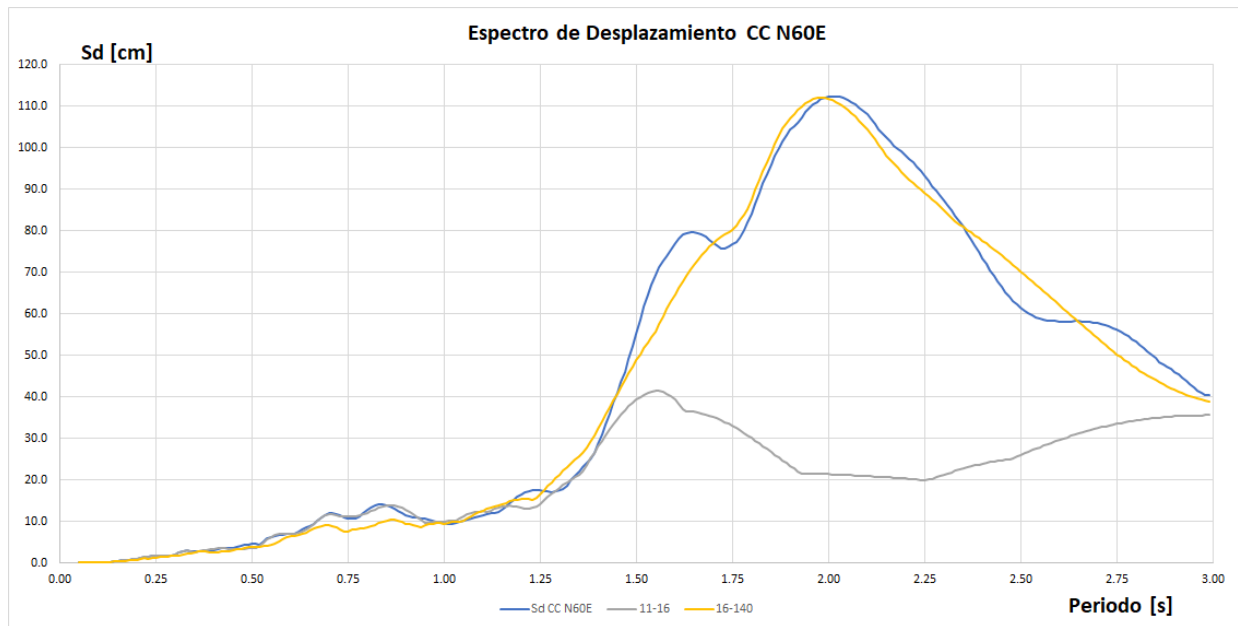


Fig. 3.23 Espectro de desplazamientos para el registro de CC N60°E.

Las mismas tendencias son manifestadas al analizar el espectro de respuesta de desplazamiento para el registro de CCN60°E.

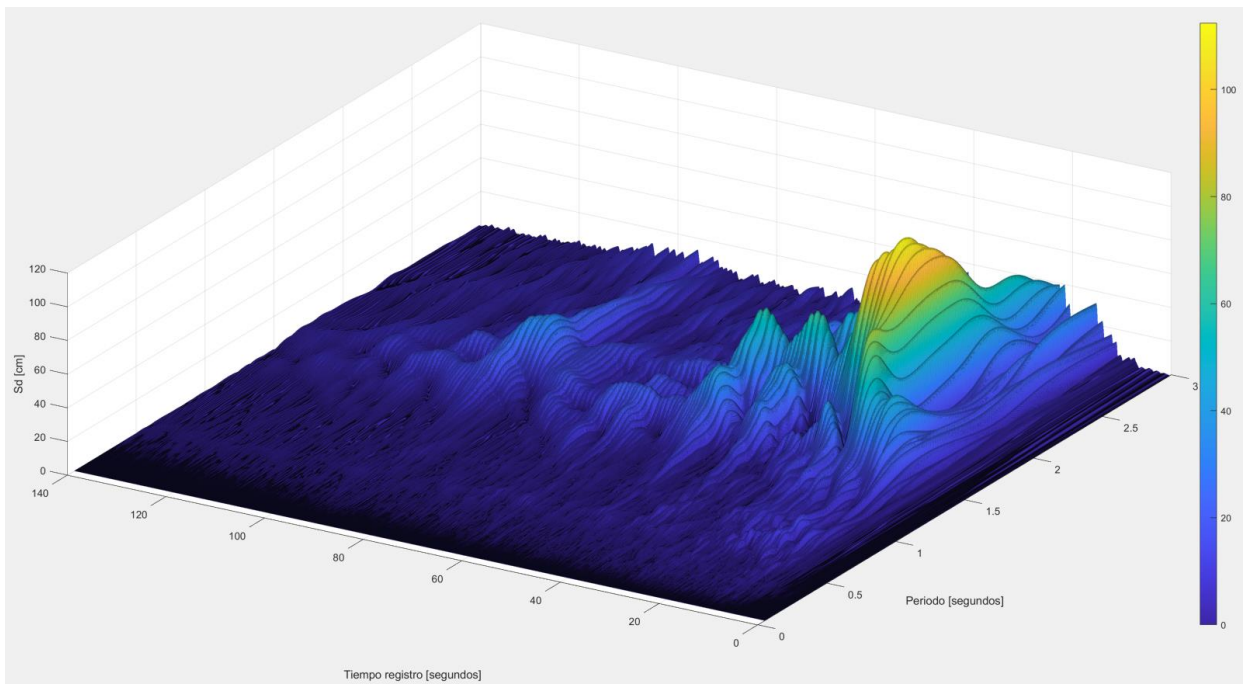


Fig. 3.24 Evolución del espectro de desplazamientos para el registro de CC N60°E.

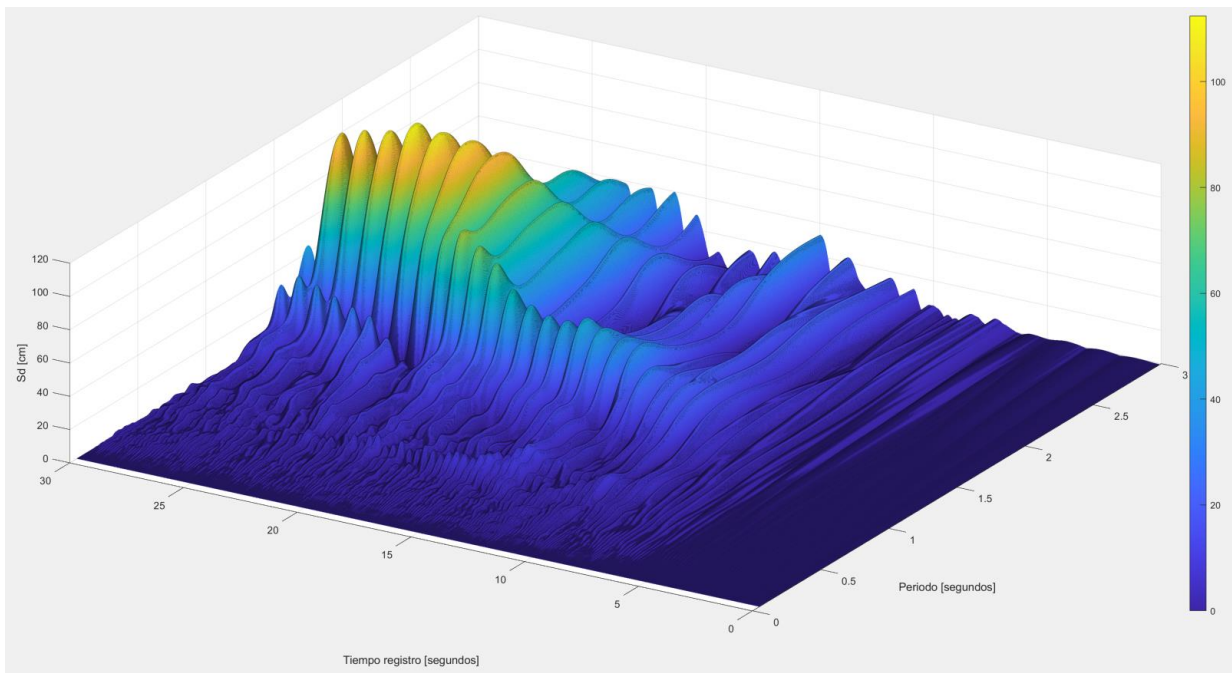


Fig. 3.25 Evolución del espectro de desplazamientos en los primeros 30 segundos para el registro de CC N60°E.

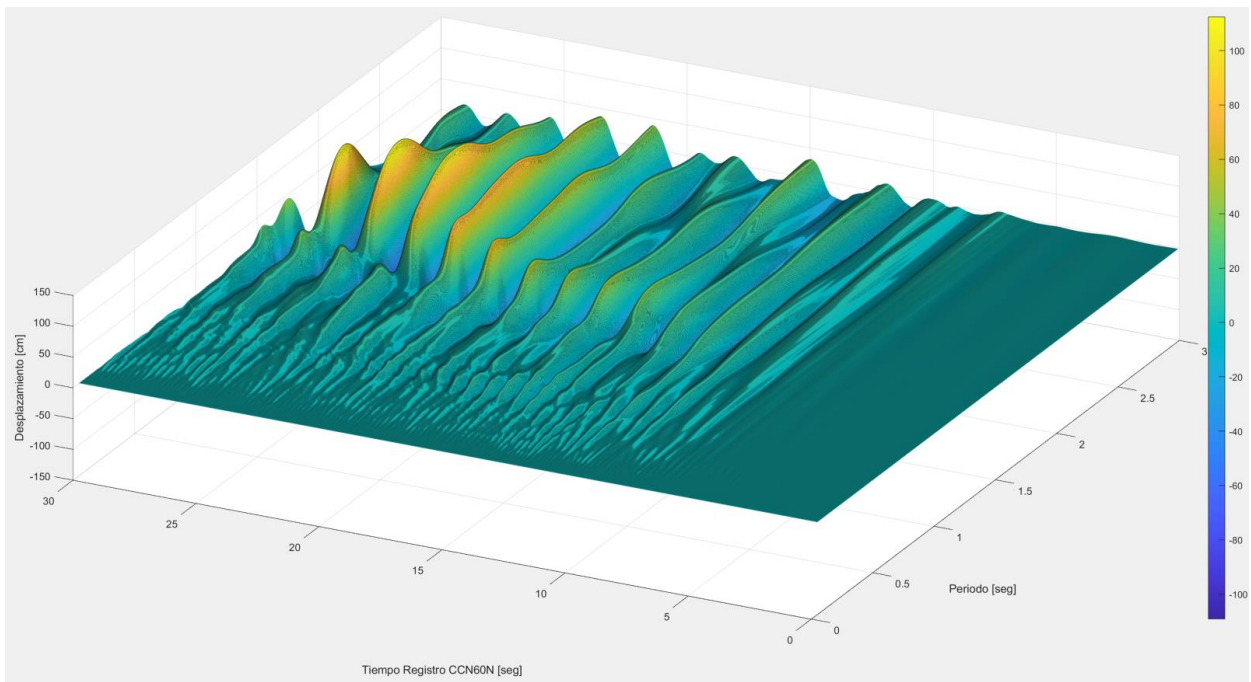


Fig. 3.26 Evolución de los desplazamientos en los 30 primeros segundos para el registro de CC N60°E.

La evolución del espectro de aceleraciones para el registro de San Pedro de la Paz, mostrada en la Fig. 3.27, confirma que los primeros peak, para bajos periodos están asociados a la fuente, mientras que los peak debidos a amplificación de suelos ocurren entre o después de la entrada de los pulsos. Llama la atención en este caso que la máxima amplitud espectral se produce para el Pulso 2, situación que será analizada más adelante en este informe.

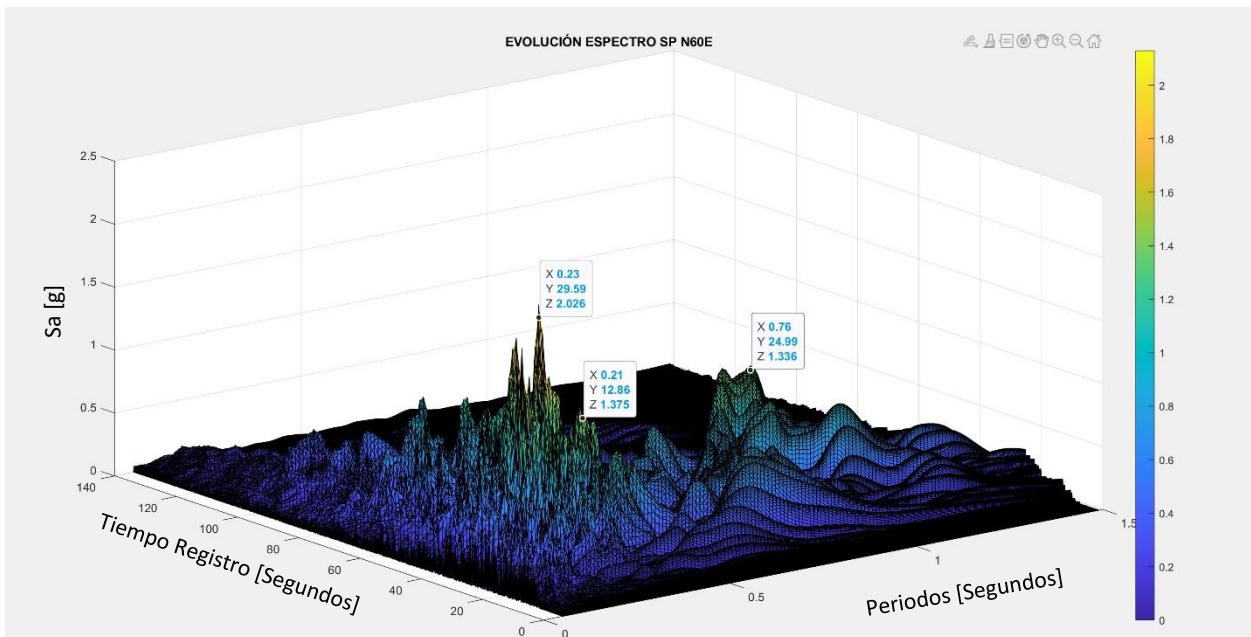


Fig. 3.27 Evolución de espectro respuesta de aceleraciones para San Pedro, dirección N60°E.

Al cruzar la información de: la sección 3.4 “Señales de la fuente”, los odogramas de las Figs. 3.14 a 3.16, los espectros de las Figs. 3.18 y 3.19, y finalmente con la evolución en el tiempo de los espectros de las Figs. 3.20 a 3.22, resulta evidente otro aspecto importante. Este hecho es que además durante la onda Love se detectan cuatro “loops” o bucles en los odogramas, aproximadamente a los: 10.9, 12, 12.5 y 14.5 segundos, con periodos de entre 0.25 y 0.35 segundos, siendo estos los causantes de los Peak 1 del espectro de aceleraciones de Concepción Centro específicamente. Este permite identificar que la señal del Pulso 1 produce el primer peak, el que aparece de súbito, y afecta un rango de periodos cortos. Dado que son señales de la fuente, deben indicar la existencia sub-asperezas o “rugosidades” de esta.

Por otra parte, el segundo peak del espectro de Concepción Centro producido por la respuesta de sitio requiere de ciertas condiciones para alcanzar su máximo, las que se pasan a enumerar:

- Comienza a ganar potencia una vez que ocurre el primer pulso.
- Requiere de ciertos ciclos para ganar toda su amplitud.
- El número de ciclos para el segundo peak se ajusta bastante bien a los ciclos para resonancia de un sistema amortiguado. Esta corresponde a aproximadamente 12 ciclos, para un amortiguamiento del 5% del crítico (esto es: $1 - e^{-2\pi\beta n}$, n: número de ciclos).
- Pudiera conjeturarse un periodo cercano a 1.3 a 1.5 segundos mientras las vibraciones son bajas, periodo que se ajusta al de mediciones con microvibraciones. El suelo aumenta su periodo a 1.7 a 2.1 con vibraciones fuertes, manifestándose una relación de aproximadamente 1.3 entre microvibraciones y movimiento fuerte.

Ahora bien, las figuras anteriores que analizan los registros obtenidos para Concepción Centro y San Pedro de la Paz han permitido identificar los pulsos provenientes de la fuente que se producen al mismo instante del registro. También se analizan los espectros, los que permiten confirmar la influencia de los pulsos como entradas de energía, seguidas de la vibración del suelo debido a estas últimas. La siguiente sección analiza si existe evidencia de dicha fuente, es decir, si se puede detectar mediante métodos de inversión sísmica un origen para dicha señal en un sitio consistente con dicha hipótesis. Así mismo, como identificar un medio de transferencia de esa señal hasta el sitio en investigación.

3.6 Aspereza e influencia en la directividad

Como se ha comentado a través del presente estudio los pulsos detectados en acelerograma del sismo de El Maule 2010 se asocian a liberación de energía de asperezas dominantes, por lo tanto, se hace necesario definir lo que se entiende por aspereza, y como ésta afecta la entrega de energía. Por otra parte, se debe aclarar que no es el alcance de esta investigación ubicar a ésta geográficamente, ni precisar sus características sismogénicas. No obstante, los resultados expuestos en varios trabajos demuestran su existencia y los efectos en la liberación de energía que provoca.

La imposibilidad de ubicar con precisión la aspereza, así como sus características, están dados por las limitaciones técnicas, de cantidad y ubicación de equipos. Al momento del sismo de El Maule 2010, existían muy pocos instrumentos sismográficos en la zona sur (Región del Bío-Bío y La Araucanía). De un total de 32 estaciones acelerográficas que registraron el terremoto de El Maule, la gran mayoría de las estaciones estaban ubicadas al norte de Constitución, existiendo solo 4 estaciones de Constitución al sur. Lamentablemente algunos acelerómetros localizados en la zona del gap sísmico de Concepción no funcionaron, lo que impide disponer de la información

especialmente completa del terremoto e interpretar mejor su ruptura en el tiempo. Adicionalmente algunos equipos analógicos tenían poca resolución en las frecuencias de interés para la captura de datos de la señal de la fuente sismogénica.

Aki [26] y [27] introdujo el concepto de barreras, es decir zonas de la falla que oponen una fuerte resistencia a la ruptura y pueden así reducir la velocidad de propagación de la ruptura o incluso detenerla completamente. Las barreras constituyen un modo de introducir una cierta heterogeneidad de la ruptura y explicar la complejidad de los sismogramas observados. Este medio limita la dimensión de frente de ruptura. Por otra parte, el modelo de asperezas propuesto por Kanamori y Stewart [28] muestra que la variabilidad de la ruptura se debe a la presencia de un campo de esfuerzos muy heterogéneo antes que comience la ruptura. Este campo de pre-esfuerzo es variable en el espacio y representa tanto los esfuerzos producidos por la tectónica, como los esfuerzos residuales de terremotos previos ocurridos en la falla. Los sectores con mayor concentración de esfuerzos, y por tanto donde se libera la mayor cantidad de energía, son llamados asperezas. Estos dos modelos son perfectamente complementarios, ya que expresan el hecho que las fallas poseen en general una geometría muy compleja, propagándose a lo largo de fallas que han experimentado terremotos anteriores, encontrando barreras y asperezas, disminuyendo la velocidad y acelerando en función de la resistencia local a la ruptura. Por lo tanto, estas zonas que contienen asperezas y/o barreras liberan o concentran más energía que la producida en sus inmediaciones.

Con la información de diferentes estudios de inversión sísmica que analizaron el terremoto de El Maule [29 a 40] se puede graficar la ubicación aproximada de las asperezas dominantes, Fig. 3.28, y particularmente la denominada “aspereza sur” de gran importancia para el presente estudio.

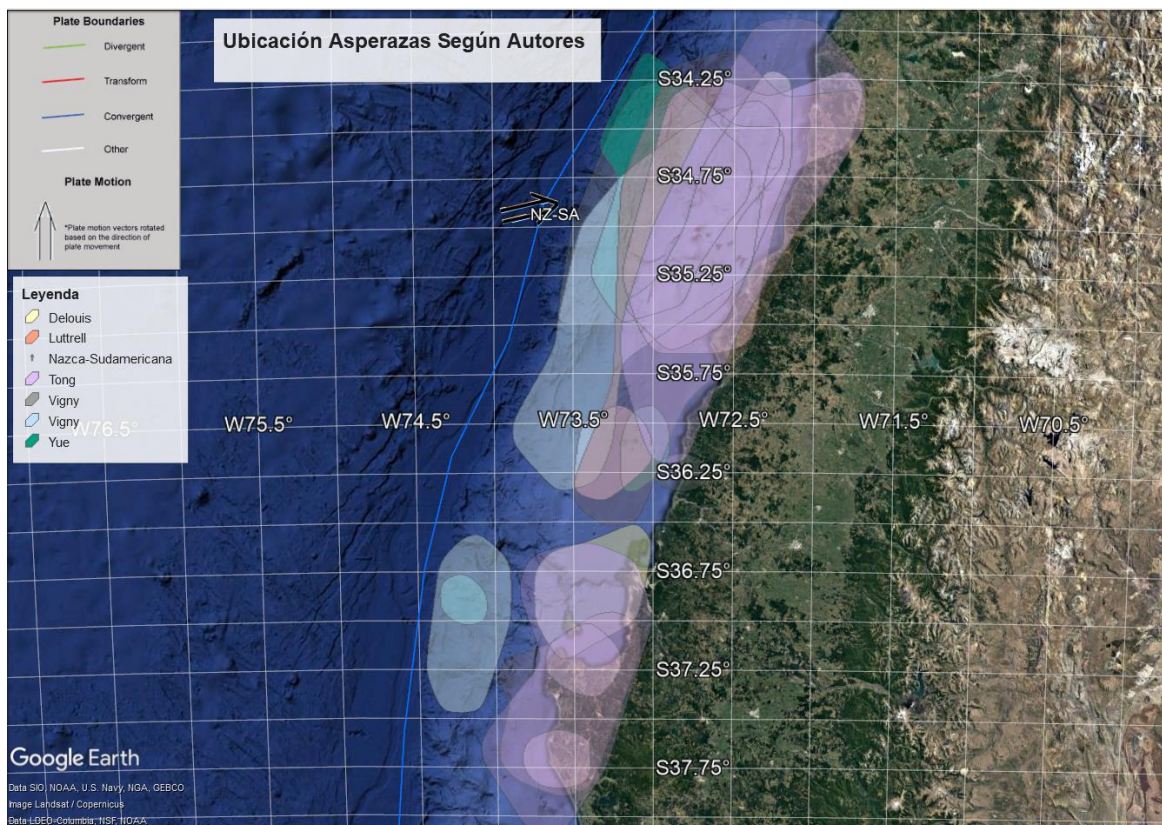


Fig. 3.28 Asperezas para Terremoto El Maule según diferentes autores [29 a 40].

En la Fig. 3.29 se muestra un modelo de falla e imágenes “instantáneas” espaciotemporales de la distribución de radiación de alta frecuencia del terremoto de El Maule [39]. En la Fig. 3.27 a) se muestra el modelo de falla no plana. Por su parte la Fig. 3.27 b) muestra las “instantáneas” de la distribución espacio-temporal de la radiación de alta frecuencia. La escala de colores representa amplitudes normalizadas y los colores más cálidos muestran una radiación de alta frecuencia relativamente más fuerte. La estrella indica el epicentro del terremoto de Chile de 2010 determinado por Centro Sismológico Nacional. La línea discontinua y las líneas blancas son la ubicación de la fosa y la costa, respectivamente. Esta imagen deja claro que la “aspereza sur”, ubicada en o muy cerca del epicentro, es la que genera la onda de tipo Love que acompaña el Pulso 1, el que impone la directividad en el daño. También descarta así mismo que este pulso sea producido por una aspereza al sur de Concepción, acompañada de una onda Rayleigh, como indicaron Sandoval [21] y Ramos [11]. Para esto último no calzan los tiempos de arribo del Pulso 1, así como las energías liberadas por esta última la aspereza en el sector del golfo de Arauco: la que libera energías en baja frecuencia.

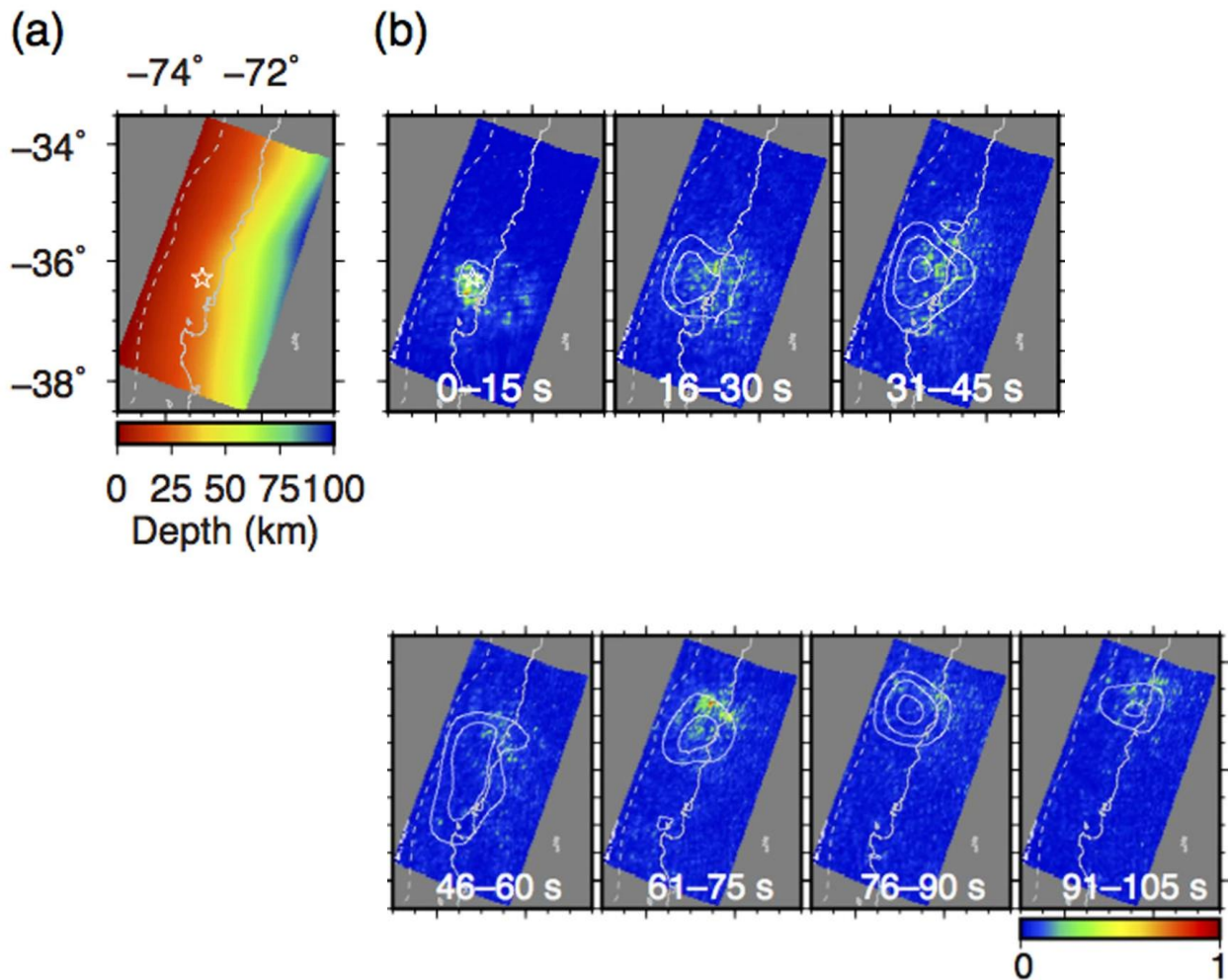


Fig. 3.29 (a) Distribución de deslizamiento cosísmico y afterslip rápido postsísmico (b) Deslizamiento del presupuesto del ciclo sísmico a lo largo del segmento Maule [39].

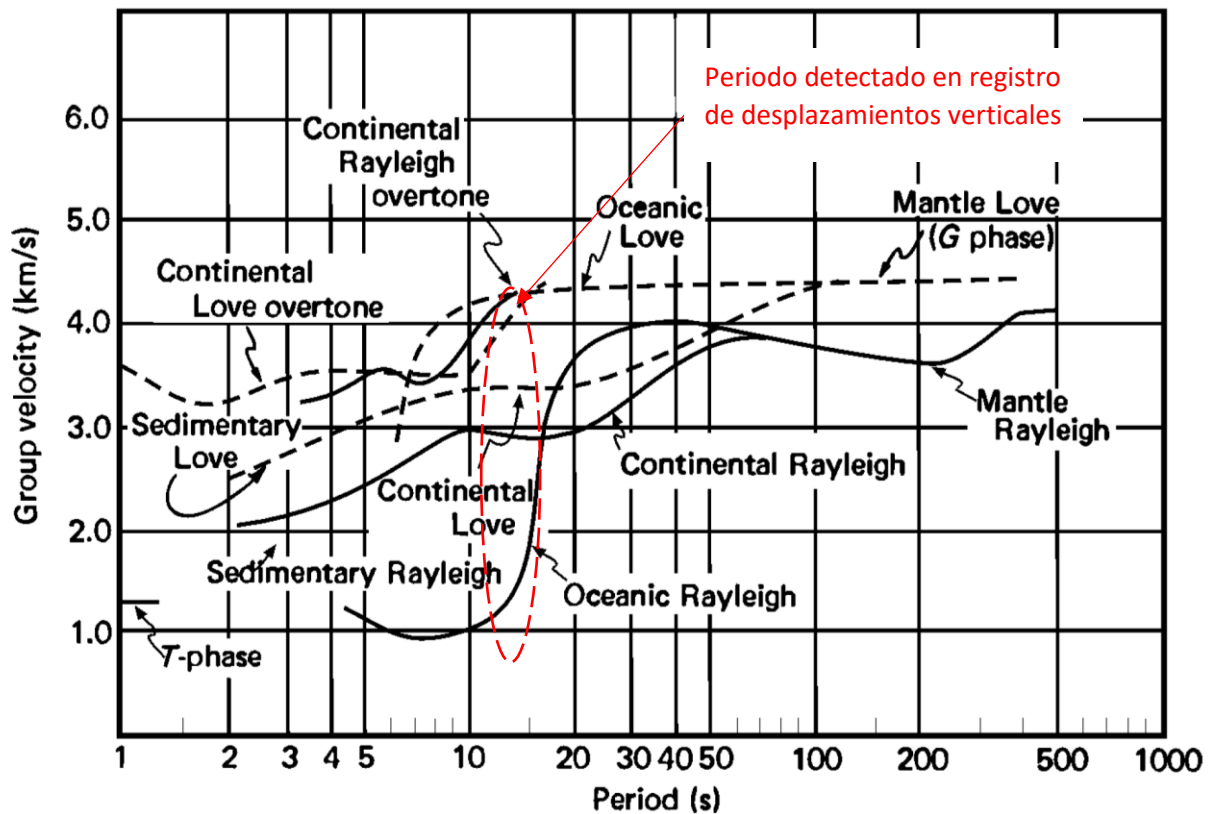


Fig. 3.30 Curvas de dispersión de velocidad de grupo en función del período para las ondas de Love y Rayleigh (modos fundamentales y armónicos) [41].

El gráfico mostrado en la Fig. 3.30 permite identificar que el acoplamiento observado para los desplazamientos verticales de los registros mostrados en la Fig. 3.17, se debe al carácter de tipo de propagación Oceánica de las ondas Rayleigh y Love, situación que está condicionada a las ubicaciones geográficas de la aspereza y la ciudad de Concepción.

Si este supuesto es cierto, lo que requiere más investigación, se tiene que algunos componentes de los trenes de ondas Love-Rayleigh con trayectorias de viaje predominantemente oceánicas son mucho más largos con oscilaciones casi monocromáticas durante muchos minutos. El grupo de ondas Love, sin embargo, no es una onda Love pura continental, sino más bien una onda cortical guiada compleja. Es causada por la superposición de múltiples reverberaciones de ondas S entre la superficie, así como las conversiones de Moho y SV a P y/o P a SV, así como por la dispersión de estas ondas en heterogeneidades laterales en la corteza. Además, este carácter de onda de superficie implicaría que la disipación de energía sea plana en 2D. Dado que viajan guiadas o “empaquetadas” en un plano su disipación o pérdida de energía es inversamente proporcional a la distancia de la fuente, $1/R$, y es menor que la asumida a priori para ondas tipo Rayleigh y Love, pérdida que se asumía proporcional $1/R^2$ (R = Distancia desde la fuente) [42]. Este efecto, permite a la señal alcanzar una mayor distancia, se observa claramente en la lectura de Pulso 1 de la fuente en los registros de Concepción Centro y San Pedro de la Paz. La propagación de este tipo de señal de ondas oceánicas guiadas puede tener importantes implicancias para la ingeniería sísmo resistente. Como se indica estas deben ser estudiadas para evaluar su efecto en la propagación de la señal de la fuente sísmica hasta la provincia de Concepción.

3.7 Relación entre pulsos, bucles, espectros y ondas Love

Como se señaló en la parte final de la Sección 3.4, los odogramas de las estaciones de Concepción Centro y San Pedro de la Paz tienen unos bucles sobre su traza principal de desplazamiento. Estos bucles son de corto periodo, y deforman la traza, pero vuelven a retomar la misma.

En la Sección 3.5 se analizaron los espectros de aceleraciones y desplazamientos para los registros de estas estaciones. El desarrollo de la evolución temporal de los espectros muestra una dependencia causal clara de los pulsos para alcanzar sus máximos espectrales de aceleraciones. En el registro de Concepción Centro el Pulso 1 logra los máximos espectrales. Para el registro de San Pedro de la Paz el Pulso 1 sólo logra un máximo parcial, alcanzando su máximo espectral para el Pulso 2.

Dado lo anterior, en esta sección se investiga la relación que existe entre los pulsos, bucles de los odogramas, los peak de los espectros de aceleraciones de los registros y la influencia de la onda Love.

Se hace notar aquí una limitación al usar los odogramas de desplazamientos para efectos de comparación. La limitación está dada por el hecho que el registro de Concepción Centro no cuenta con tiempo universal, y que el calce con el registro de San Pedro de la Paz se realiza en forma “visual”. Con este calce se estima un desfase de 1.3 segundos de este último registro para calzar con el de Concepción. Con lo anterior, podrían existir algunas décimas o fracciones menores de segundo de desfase con los tiempos del sismo real. Como consecuencia de lo anterior se puede acumular error al integrar dos veces el registro de aceleraciones, para obtener como producto el registro de desplazamientos. No obstante, estos errores serían pequeña fracción de la amplitud del desplazamiento, y como están ubicadas el inicio del registro la acumulación de error también es mínima; por esta razón se estima que no alteran las tendencias principales del movimiento y las conclusiones que se pueden obtener.

Para realizar este análisis se retoma en primera instancia el espectro de San Pedro, para investigar la causa de que la máxima ordenada espectral de aceleraciones esté dada por el Pulso 2. Se construye el odograma para la ventana temporal del segundo pulso en ambas estaciones, para investigar si evidencian similitud en el comportamiento de la traza de los desplazamientos, así como verificar la existencia de bucles en ella. Luego se retomará el odograma del Pulso 1 y su influencia en el espectro de respuesta de aceleraciones del registro de Concepción Centro, profundizándolo en más detalle, dado que este registro es el que está asociado a la estructura del canopy en estudio; a fin de relacionar las señales energéticas y su influencia en la estructura.

Para nombrar los bucles se usa la convención indicada a continuación. Se indica primero la palabra “Bucle”. Luego se usa la sigla P1 si se trata del Pulso 1, y P2 si es del segundo pulso. Finalmente, ente paréntesis cuadrados se indica la ventana temporal aproximada en que se encuentra en segundos.

La Fig. 3.31 muestra el odograma de desplazamientos durante el Pulso 2 para las direcciones N60°E y N30°W para los registros de Concepción Centro y San Pedro de la Paz. Este gráfico muestra una marcada directividad dominante para la dirección N60°E en los desplazamientos. Así mismo se aprecia similitud de comportamiento o eventos que ocurren, con alguna distorsión. También se evidencia la existencia de bucles en los desplazamientos, aproximadamente para los mismos

espacios de tiempo. En el caso de la curva de Concepción Centro, está muestra movimientos más suavizados que los de San Pedro, los que se atribuyen a la superposición con la vibración libre del suelo.

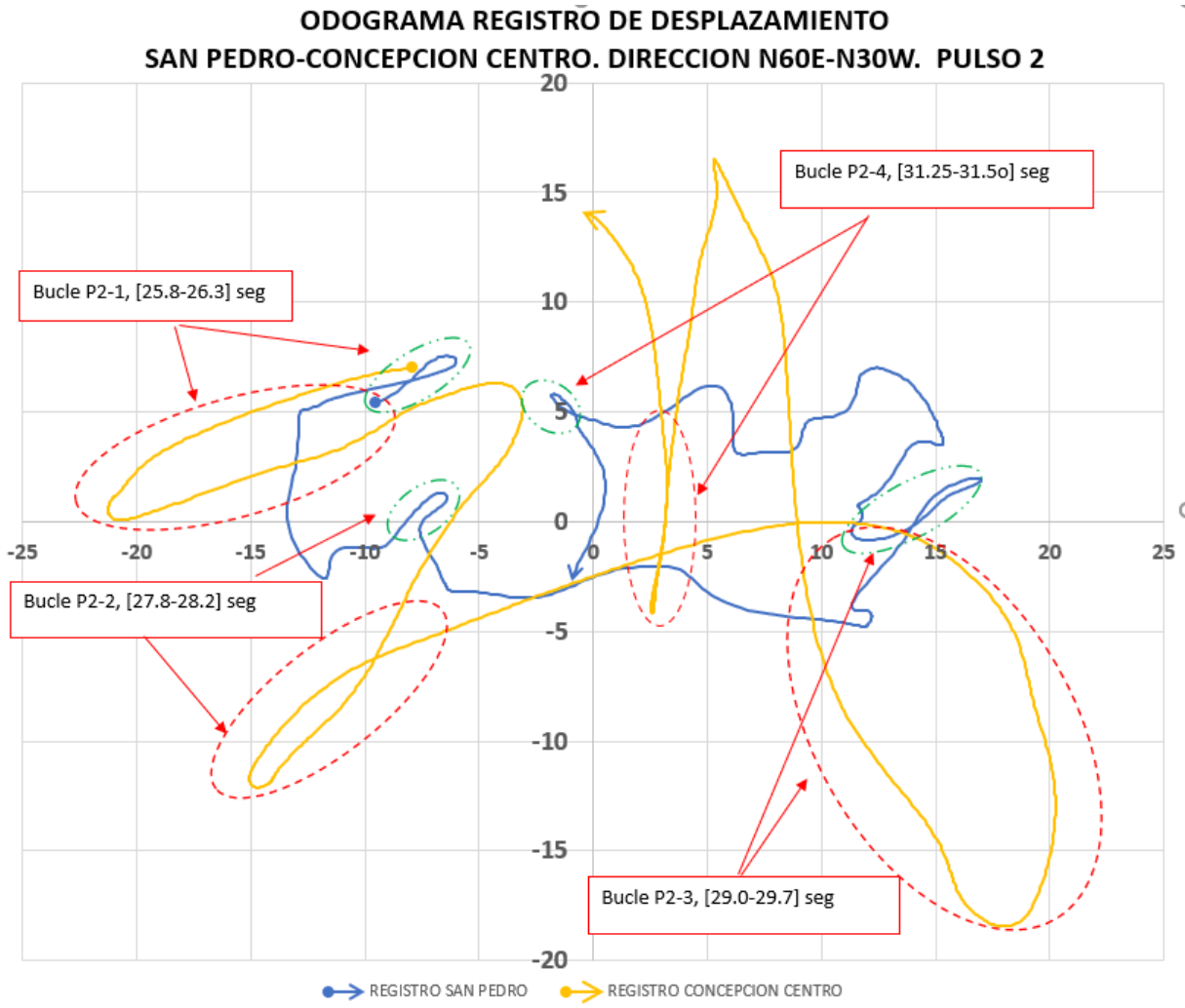


Fig. 3.31 Odograma de desplazamiento Pulso 2 en direcciones N60°E y N30°W para los registros de Concepción Centro y San Pedro de la Paz. Muestra similitud de comportamiento y existencia de bucles.

Para correlacionar la contribución los bucles a la amplitud del espectro de respuesta en aceleraciones de la estación de San Pedro, se confeccionan los espectros con evolución temporal graficados en la Fig. 3.32. Dado que tanto el rango de periodos de los primeros peaks del espectro como el de los bucles se encuentra bajo un segundo de periodo, se ha graficado solo hasta ese límite. Con línea sólida roja se ha dibujado el espectro para el registro completo, el que resulta ser la envolvente de los espectros. La primera evolución temporal considera el registro hasta los 16.0 segundos, tiempo en que termina el Pulso 1, y se dibuja con línea segmentada color naranja. Durante esta ventana el espectro no alcanza su mayor amplitud, mostrando amplitudes similares a las de Concepción Centro para ese mismo tiempo. Luego se pasa a la evolución hasta el tiempo previo al Pulso 2, esto es hasta 25.0 segundos en el registro, y mostrado en línea sólida color gris. Como se muestra, no se alcanzan máximos ni aumentos espectrales importantes hasta este tiempo

en el registro. Luego se avanza a los 26.3 segundos, instante en que se observa la influencia del Bucle P2-1, aproximadamente entre los 25.8 y 26.3 segundos, cuando se produce el peak de 1.87 [g]. El Bucle P2-2 no logra modificar de manera importante el espectro. Completado el Bucle P2-3, entre los 29.0 y 29.7 segundos se logra el máximo espectral de 2.13 [g]. Esta revisión de la evolución temporal del espectro de aceleraciones muestra una clara la influencia del Pulso 2, y en especial de sus bucles, en las amplitudes y máximos del espectro. Queda por determinar la causa de que sean afectados ciertos periodos en particular.

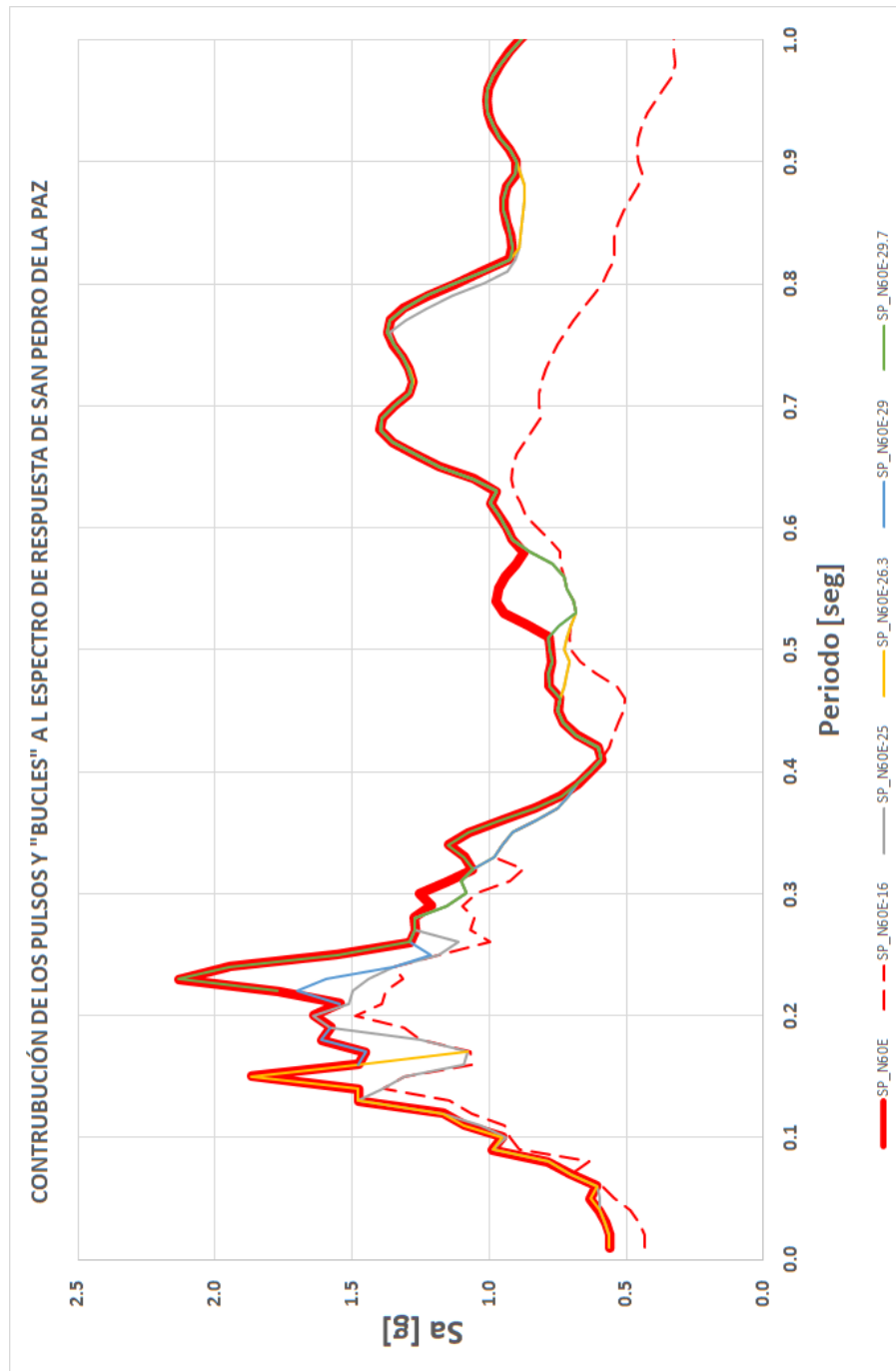


Fig. 3.32 Contribución de los Pulsos y Bucles al espectro de aceleraciones de San Pedro de la Paz para la dirección N60°E.

Ahora se pasa a analizar los bucles en el odograma del registro de desplazamiento de Concepción Centro durante el Pulso 1. La Fig. 3.33 contiene esta información. Se mantiene la nomenclatura usada anteriormente, indicando: el bucle, el pulso al que pertenece, su número correlativo y el lapso aproximado de duración.

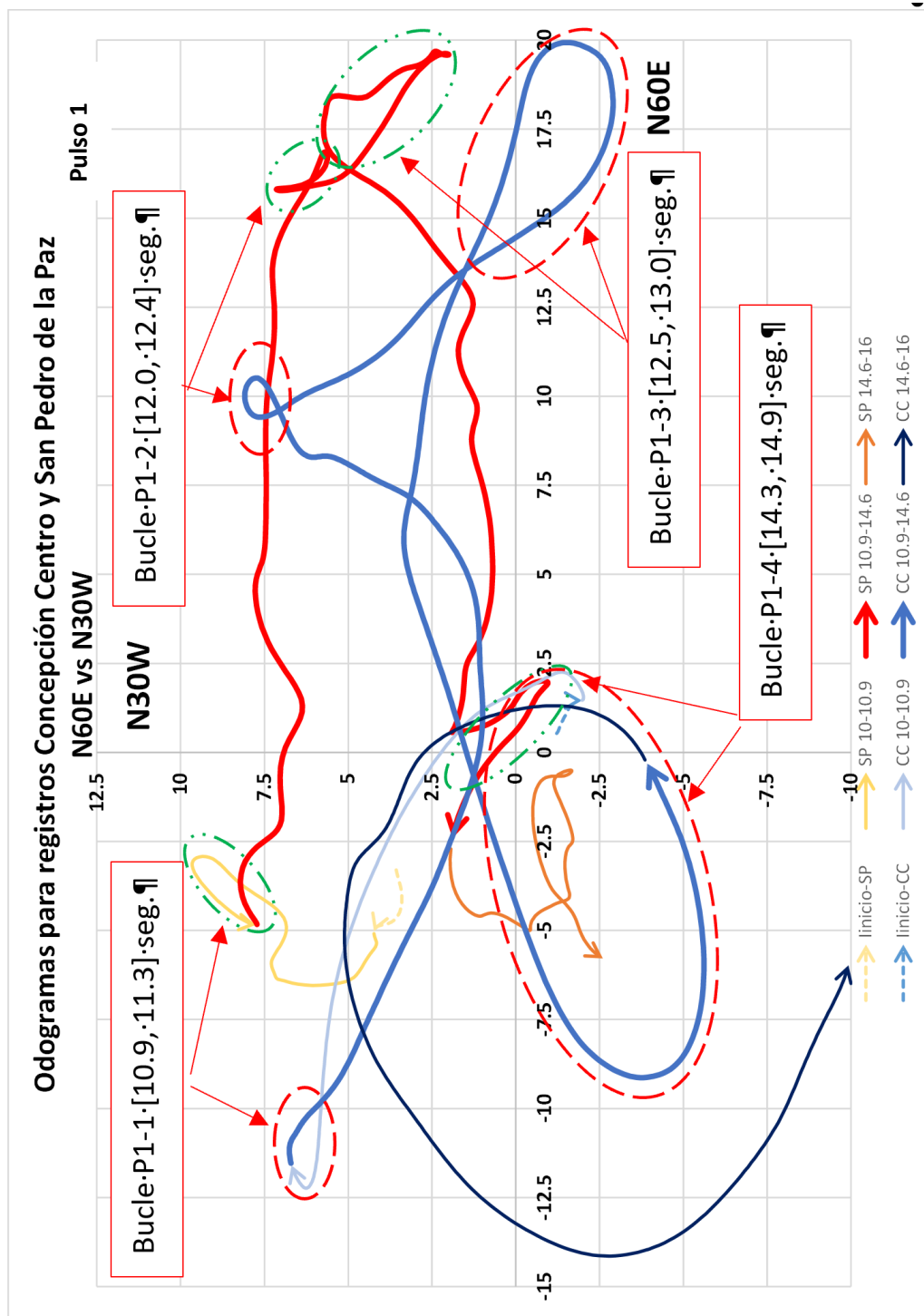


Fig. 3.33. Odograma de desplazamientos en direcciones N60°E y N30°W para los registros de Concepción Centro y San Pedro de la Paz en el Pulso 1. Muestra similitud de comportamiento y existencia de bucles.

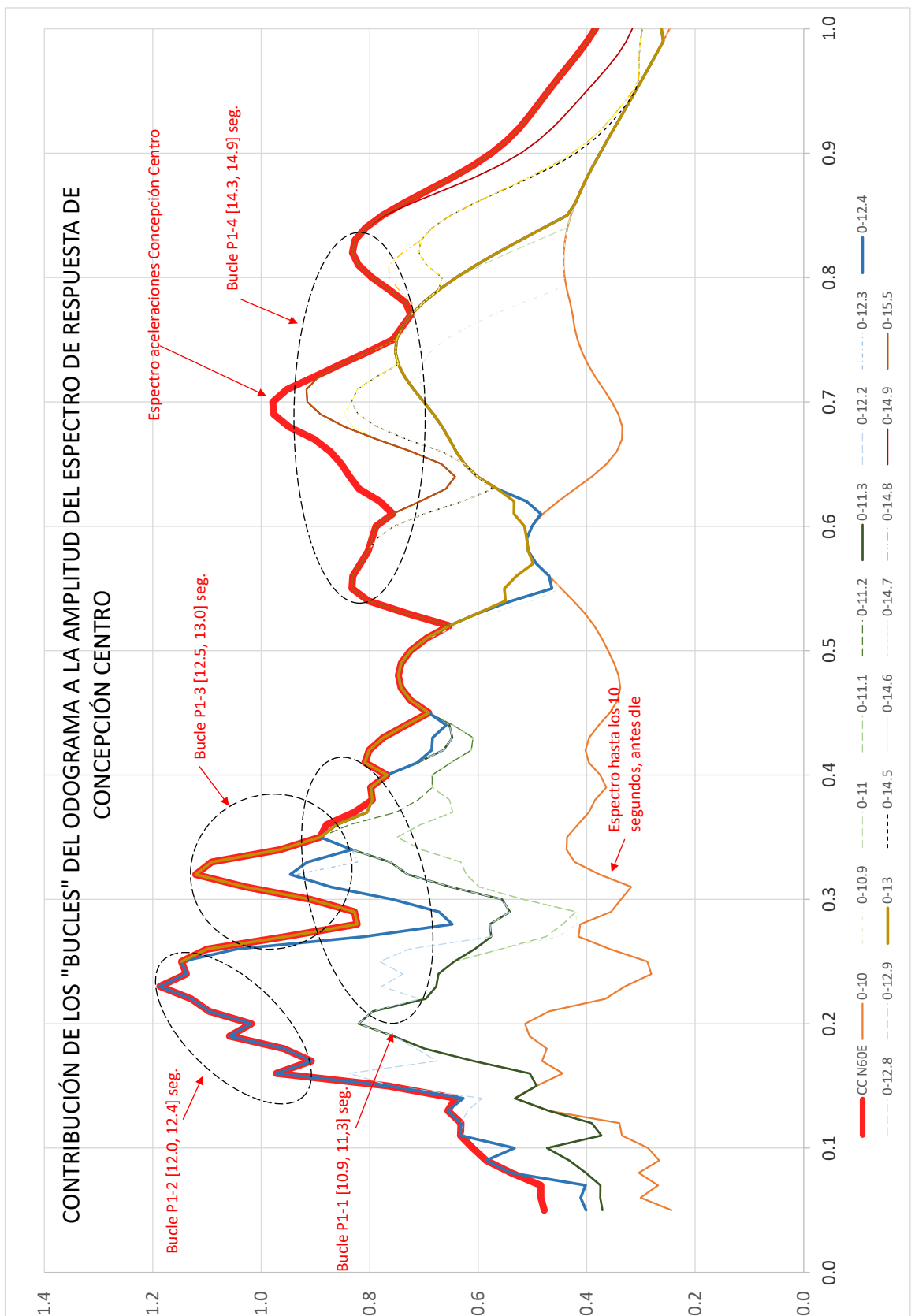


Fig. 3.34 Contribución de los Pulsos y Bucles al espectro de aceleraciones de Concepción Centro para la dirección N60°E.

Se ha graficado en la Fig. 3.34 la evolución temporal del espectro de respuesta de aceleraciones para el registro de Concepción Centro. El espectro para el registro completo se muestra en línea sólida color rojo, la que corresponde a la envolvente de todos los espectros parciales graficados.

Como primer paso se grafica en línea café suave el espectro de aceleraciones desarrollado considerando los 10 segundos iniciales del registro, es decir antes de la llegada del Pulso 1. El espectro no alcanza amplitudes importantes.

Luego se grafica la evolución hasta el inicio Pulso 1, incluyendo en la ventana temporal la aparición del primer bucle que se completa a los 11.3 segundos. La línea verde oscuro muestra el espectro de aceleración incluyendo la ventana de tiempo del Bucle P1-1, entre los 10.9 y 11.3 segundos. Con líneas segmentadas en tonalidades verdes se incluye el aporte del registro al espectro en los segundos previos al primer bucle para comprender lo que pasa antes de la llegada del bucle.

El siguiente paso es la evolución temporal hasta 12.4 segundos, la que se muestra en línea azul sólida, e incluye la contribución del Bucle P1-2 entre los 12.0 y 12.4 segundos. Como lo muestra la figura, el Bucle P1-2 define en máximo espectral del primer peak de 1.2 [g] en un periodo de 0.23 segundos en Concepción Centro. Los instantes previos a este segundo bucle se muestran con líneas segmentadas en tonalidad celeste, donde se muestra el bajo aporte al espectro en esos instantes.

Por su parte la contribución del Bucle P1-3 entre los 12.5 y 13.0 segundo, incluido en la ventana temporal que se completa a los 13.0 segundos, se muestra en línea verde oliva. Este bucle dibuja el peak secundario de 1.12 [g] para un periodo de 0.33 segundos. Con líneas segmentadas en degradaciones de esa tonalidad se muestra el aporte al espectro de los instantes previos al arribo del tercer bucle.

Finalmente, en línea café se muestra la contribución del Bucle P1-4, entre los 14.3 y 14.9 segundos, cerrando la ventana temporal a este último tiempo. Este bucle define o eleva el espectro para periodos entre los 0.5 y 0.9 segundos. Con líneas segmentadas en degradaciones de esa tonalidad se muestra el bajo aporte al espectro al tiempo entre bucles. Cabe señalar que este bucle en el odograma se muestra más suave y de mayor perímetro, lo que es consistente con su influencia en periodos más altos.

El estudio de la evolución en el tiempo del espectro de respuesta de aceleraciones ayuda a identificar la contribución a la amplitud espectral que cada uno de estos pulsos y los bucles asociados entregan. Se hace notar que esto es parte de lo que puede registrar o capturar el espectro, que corresponde a la respuesta de osciladores de un grado de libertad. No obstante, la existencia de fenómenos de corta duración como los bucles no darían tiempo a la estructura a responder en base a sus modos de vibrar. El que los bucles estén claramente identificados en los registros de Concepción Centro y San Pedro de la Paz, es muestra que la estructura del suelo o cualquier estructura no lo modificará sustantivamente. Por lo anterior, la propagación de ondas sería una manera más correcta de estudiar la influencia en estructuras.

Otro aspecto para considerar es el hecho que los pulsos y bucles sean visibles en los registros de ambas estaciones; y que los máximos espectrales se alcancen también en la misma dirección durante la aparición de estos fenómenos, es una indicación que contienen información de la física de la ruptura en la aspereza y que lleva consigo directividad en su capacidad de producir daño.

Por otra parte, queda por entender porque los máximos espectrales se alcanzan en rangos de periodos relativamente acotados. Estos máximos no son una suma de innumerables aportes de diferentes eventos, más bien están asociados a un evento de muy corta duración. Luego estos máximos, además de ser una respuesta a la señal energética de la fuente sísmica, deben tener alguna relación con las condiciones de sitio y la propagación de la onda Love en éste. Para esto se acotarán las frecuencias o periodos modales de la onda Love para los estratos de suelo bajo las estaciones para evaluar su relación con los máximos espectrales.

La ecuación 3.1 indica el “cutoff” o límite inferior del modo n de la onda Love, para una frecuencia ω asociada a la velocidad aparente c de propagación de esta onda Love en la superficie. La profundidad está dada por la altura h del estrato superior y superficial, cuya velocidad de propagación de onda de corte es V_{S1} . La velocidad de propagación de las ondas de corte en el estrato inferior es V_{S2} . El modo existirá con una frecuencia algo superior, y tomará el valor de la ecuación si la velocidad c se aproxima o toma el mismo valor de V_{S2} [43].

$$\frac{\omega_c^n \cdot h}{V_{S1}} = \frac{\pi \cdot n}{\sqrt{1 - \left(\frac{V_{S1}}{V_{S2}}\right)^2}} \quad n = 1, 2, \dots \quad \text{Ec. 3.1}$$

Entonces, para Concepción Centro, según se indica en la sección 3.1, se considera para el sito del Colegio Inmaculada Concepción una profundidad del estrato de 120 metros y una velocidad media de la onda de corte de 311 [m/s]. Entonces los modos de la onda Love deben tener las frecuencias o periodos cercanos a los indicados en la Tabla 3.3. En la última columna de la tabla se agrega el periodo para el máximo espectral de la Fig. 3.34 para efectos de comparación.

Tabla 3.3 Cálculo de frecuencia modales Love para Concepción Centro, y comparación con máximos espectrales del registro

Modo	ω [rad/seg]	f [Hz]	T [seg]	Max. Espectral Fig 3.34 T [seg]
1	8.32	1.32	0.75	0.70
2	16.65	2.65	0.38	0.32
3	24.97	3.97	0.25	0.23
4	33.29	5.30	0.19	0.15

Por su parte, si se considera para la estación San Pedro de la Paz una profundidad del estrato de 66.5 metros, con una velocidad media ponderada de la onda de corte de 500 [m/s] según se indica en la Sección 3.1. Los modos de la onda Love deben ser cercanos a las frecuencias o periodos indicados en la Tabla 3.4. En la última columna se agrega el periodo para el máximo espectral de la Fig. 3.32 para efectos de comparación.

Tabla 3.4 Cálculo de frecuencia modales Love para estación San Pedro de la Paz, y comparación con máximos espectrales del registro

Modo	ω [rad/seg]	f [Hz]	T [seg]	Max. Espectral Fig 3.32 T [seg]
1	25.21	4.01	0.25	0.23
2	50.41	8.02	0.12	0.14
3	75.62	12.03	0.08	0.09

La inspección de los resultados expresados en las Tablas 3.3 y 3.4 muestran una correlación entre los modos de la onda Love y los máximos espectrales. La correlación entre los periodos es buena tanto para el registro de Concepción Centro, como para el registro de San Pedro. Por lo tanto, los máximos espectrales deben estar dados por la amplitud o resonancia de los modos de la onda Love para las frecuencias de la señal de la fuente en la aspereza. Esto es válido a pesar de las imprecisiones en las mediciones con que se cuenta, pues no habrá gran cambio en la estimación de los periodos calculados para variaciones de profundidad o velocidad dentro del rango factible en los sitios investigados.

Sin duda hacen falta más estudios y mediciones para acotar y precisar estas relaciones entre fenómenos de la fuente, la propagación y el sitio, pero en esta sección se ha mostrado con claridad la relación causal entre ellas.

3.8 Conclusiones

Se caracteriza con suficiente certeza, mediante diferentes métodos, el periodo predominante de vibrar del suelo en el sitio del registro Concepción Centro. Para microvibraciones el periodo se encuentra entre 1.3 y 1.5 segundos, mientras que para movimiento fuerte estará entre 1.7 y 2.1 segundos. En la estación de San Pedro estos periodos son de 0.44 y 0.57 segundos respectivamente.

Mediante los registros sísmicos de Concepción Centro y San Pedro son identificadas las señales energéticas contenidas en el registro tanto en temporalidad y causalidad. Es claramente identificable la señal de la aspereza sur cercana al epicentro en ambos registros, la que es súbita y energética. Tan solo el registro del Pulso 1 es necesario para reproducir el primer peak del espectro de respuesta de aceleraciones.

También es identificada la fase de vibraciones libres del suelo, esto es la respuesta del depósito de suelo en el sitio de las estaciones sismográficas. Esta vibración toma fuerza o energía una vez ocurrido el primer pulso. La respuesta del suelo requiere unos doce ciclos para alcanzar su máximo, lo que es acorde con la teoría de resonancia para sistemas amortiguados. Para la vibración del suelo es notoria una primera fase con un periodo menor, similar al obtenido de microvibraciones, seguido de un aumento en el periodo en la fase fuerte. La relación entre estos periodos es de 1.2 a 1.3, acorde también con la teoría.

Mediante el uso de la técnica de odograma se establece la directividad del movimiento para los registros de Concepción Centro y San Pedro de la Paz, la que ocurre en el mismo intervalo de tiempo, la misma dirección, con la misma magnitud de desplazamientos y similar relación de aspecto entre los ejes perpendiculares. Este fenómeno puede ser explicado únicamente como consecuencia de la fuente sísmica, dado que la respuesta del suelo sólo modifica marginalmente las magnitudes, así como la forma transversal de los desplazamientos.

Por otra parte, se hace notar que estructuras de suelo tan distintas en periodo como lo son Concepción Centro y San Pedro de la Paz no fueron capaces de modificar significativamente o eliminar la señal sísmica de la fuente, por lo tanto, tampoco lo hará la estructura de los edificios en la superficie. Por lo tanto, se debe considerar el estudio de propagación de ondas al interior del edificio para un estudio más riguroso de sus efectos.

Al interior del Pulso 1 son identificados cuatro bucles que son responsables de la amplitud de las aceleraciones del primer peak del espectro de respuesta de aceleraciones para Concepción Centro. El odograma para el Pulso 2 también contiene bucles, pero estos resultan suavizados, con lo que su contribución a máximos espectrales es mínima.

Algo parecido ocurre con el espectro de San Pedro de la Paz, pero en este caso también contribuye el Pulso 2 a la amplitud del primer peak del espectro. Este pulso atribuido a la fuente de la aspereza norte, o sus sub-asperezas, contiene periodos que se acercan más al periodo del suelo, con lo que se ven amplificadas las aceleraciones en este sitio y su aporte superar a los del Pulso 1.

En estudios sismológicos se identifica una aspereza sísmica cercana al área epicentral. La distancia a la provincia de Concepción, las señales energéticas (ondas sísmicas) y sus velocidades, son compatibles con el supuesto de directividad. Estas resultan para el área metropolitana de Concepción una onda Love con gran poder de daño. Se requieren mayores estudios para una descripción más precisa de la fuente, sus características, influencia del trayecto recorrido, acoplamiento de ondas y amplificación en el sitio.

Se detecta en la señal la propagación de ondas oceánicas guiadas, que pueden tener importantes implicancias para la ingeniería sismorresistente. Dado que viajan “empaquetadas” en un plano, su disipación o pérdida de energía inversamente proporcional a la distancia desde la fuente; pérdida que es menor a la asumida, y por tanto la energía entregada en las estructuras es mayor. Este efecto se ve claramente en la lectura de Pulso 1 de la fuente en los registros de Concepción Centro y San Pedro de la Paz.

Se descarta al menos en el área metropolitana de Concepción el efecto destructivo de una aspereza ubicada al sur, en las cercanías del golfo de Arauco. Tanto el tiempo de rompimiento de esta aspereza, como el menor daño existente en sus cercanías, dan cuenta que no es la causante del daño en la provincia de Concepción.

El estudio causal permite indicar que los primeros peaks de los espectros, tanto en Concepción Centro como en San Pedro de la Paz, están dados por los pulsos provenientes de la aspereza sísmica. En el registro de Concepción por el Pulso 1, mientras que en San Pedro por el Pulso 2. Se demuestra que los máximos espectrales de estos peaks están asociados al tiempo de los bucles del registro de desplazamiento durante los pulsos sísmicos. Se encuentra así también evidencia que los periodos en que se producen los máximos espectrales no son arbitrarios, estos periodos están más bien asociados a los modos de vibrar de la onda Love para el sitio. Estos modos entonces responden a

la señal de la fuente sísmica, la que trae consigo empaquetada la energía con una directividad en sus desplazamientos; y por tanto capacidad de producir daño en ella.

Caracterizadas las señales energéticas del registro del movimiento de suelo con una comprensión causal y temporal, el modelo desarrollado puede ser sometido a este registro. Una comparación favorable entre la respuesta obtenida del modelo con el registro fotográfico y relato de daños permite individualizar las señales y su efecto en la estructura; teniendo la claridad de que señal energética es la que afecta a la estructura en cada instante de tiempo.

CAPÍTULO 4. ANÁLISIS DE LA RESPUESTA Y COLAPSO CANOPY

En este Capítulo se analiza la respuesta sísmica del canopy considerando los acelerogramas registrados en el Colegio Inmaculada de Concepción, para el que se desarrolla un modelo estructural con los datos obtenidos en el Capítulo 2.

En la Sección 4.1 se presenta el modelo estructural. En la Sección 4.2 se presentan y analizan los modos de vibración dominante obtenidos para el modelo. En la Sección 4.3 se estudia la deriva obtenida en el modelo, y el daño obtenido como consecuencia de esta. En la Sección 4.4 se analizan el odograma de respuesta de los desplazamientos horizontales del canopy. En la Sección 4.5 se analiza la influencia de la respuesta del sitio en la caída del canopy. En la Sección 4.6 se comparan los daños prescritos por el modelo con los observados en terreno. En la Sección 4.7 se compara el tiempo y la dirección del colapso del Edificio Alto Río con los obtenidos para la caída del canopy. Finalmente, en la Sección 4.8 se resumen las principales conclusiones y recomendaciones del Capítulo.

4.1 Modelo estructural

A partir de la geometría mostrada en las Figs. 2.4 a 2.6, se genera un modelo en base a barras prismáticas para las columnas. Para modelar la sección variable de las columnas ésta se dividió en 10 tramos, usando la sección promedio en cada uno de ellos. Para modelar la losa de techo, se han considerado elementos finitos bidimensionales tipo shell. La sección variable de la losa se consideró usando en cada elemento el espesor promedio de sus caras laterales.

Para el análisis estructural se empleó el software Perform-3D de CSI. Para evaluación de resistencia y respuesta a flexocompresión se usan las capacidades analíticas dadas por el modelo de fibras, a las que se le atribuyen curvas constitutivas de acero y hormigón que permite el software. Por otra parte, la resistencia al corte en Perform-3D es tratada de manera desacoplada, de los esfuerzos axiales. Para su evaluación se modela el apoyo de cada columna con dos resortes no lineales ortogonales en planta.

Dada la naturaleza del canopy, la masa sísmica correspondía sólo a su peso propio. Esta masa, correspondiente a 255 ton, fue distribuida según su área tributaria en cada nodo del modelo para capturar el efecto consistente de la masa.

Dado que la estructura es anterior a 1970, antes que el confinamiento fuese un estándar en la construcción, el comportamiento de ésta es frágil. Para este tipo de estructuras el estándar ASCE 41 [15] recomienda usar un amortiguamiento modal equivalente a 2% del crítico, más 1% de amortiguamiento tipo Rayleigh. A este amortiguamiento modal se le agrega el histerérico que se produce en el comportamiento no lineal de flexocompresión y corte usado en los modelos constitutivos de los materiales.

Para describir las constitutivas no lineales de los materiales se seleccionan los modelos de Mander, Priestley y Park [44] para el hormigón no confinado, ($f_{co}=155.0$ [kg/cm²], $\epsilon_{co}=0.002$), en tanto que para modelar el acero de refuerzo se usa el modelo Priestley, Seibel y Calvi [45].

Por otra parte, para efectos de análisis y capacidad estructural, la norma NCh 3389 [14] y el estándar ASCE41 [15] recomiendan, en las tablas 12 y 10-1 respectivamente, el aumento de resistencia en un factor de 1.50 para hormigones antiguos; mientras que para el acero de refuerzo recomiendan amplificar por un factor 1.25 las tensiones de fluencia y rotura, debido a la sobre resistencia estadística de estos materiales.

Por lo tanto, las constitutivas de los materiales originales, y aumentados por la sobrerresistencia recomendada por la normativa, usados en los modelos, son las que se grafican en las Figs. 4.1 y 4.2.

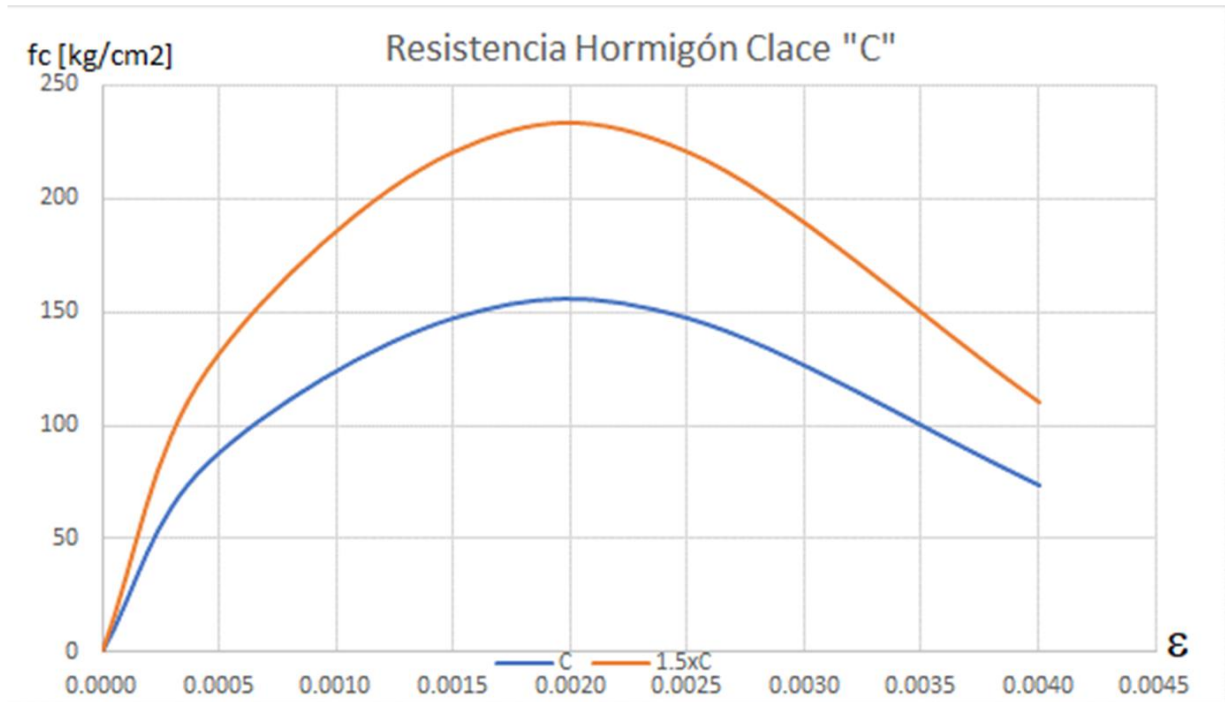


Fig. 4.1 Constitutiva Hormigón Clase C, original en azul y con sobrerresistencia en Naranja

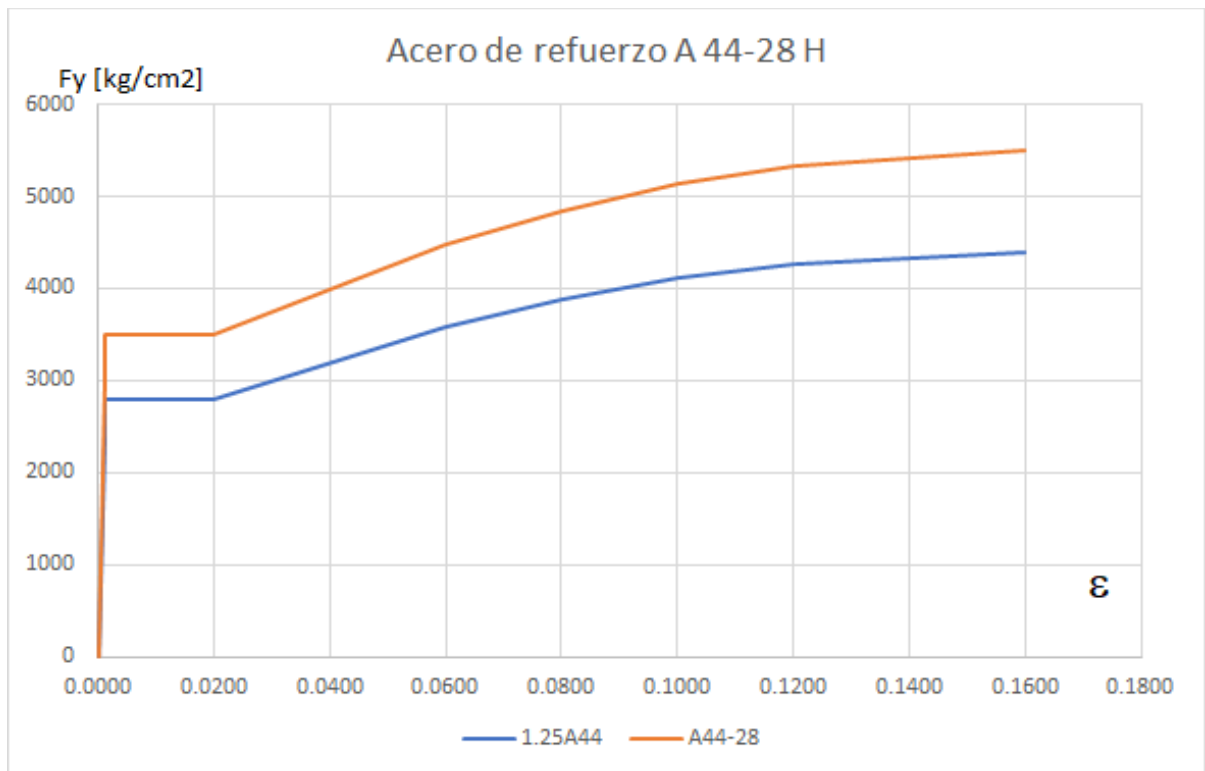


Fig. 4.2 Constitutiva acero A44-28H, original en azul y con sobrerresistencia en Naranja

Para el esfuerzo de corte, el que se trata de manera desacoplada por el software, se usan las prescripciones de ACI 318 [46]. Se usa para la evaluación de la resistencia al corte la capacidad aportada por la compresión dominante, de 42,500 [kg-f], en las columnas. El resorte no lineal que representa la capacidad al corte toma entonces una capacidad de 20,600 [kg-f], con una gran rigidez en su etapa elástica. Este resorte se ubica a una distancia igual a la altura útil de columna (“d”) en la base, es decir, a una altura de 30 centímetros de la base, lo que implica una sección con arista de 32cm. La compresión que, aunque no es constante, tiene una frecuencia en su oscilación muy superior a los esfuerzos horizontales, aproximadamente siete veces mayor, por lo que se considera desacoplada de los otros esfuerzos.

Luego se modelaron dos opciones para el resorte no lineal, estas son: la existencia de un plató de dos centímetros para modelar ductilidad, y la opción sin este plató para falla frágil según normativa aplicable; no mostrando diferencias significativas. A estos dos inicios de la constitutiva le siguen una rápida y fuerte degradación de la resistencia al corte. Finalmente, una mínima capacidad residual al corte, similar al roce; situación que además permite mantener una estabilidad numérica en grandes deformaciones. Adicionalmente se usaron otros modelos como prueba, no reportados en este trabajo, que por ejemplo incluyen alternativas de resorte frágil sin plató, o por otra parte muy dúctil con plató extendido.

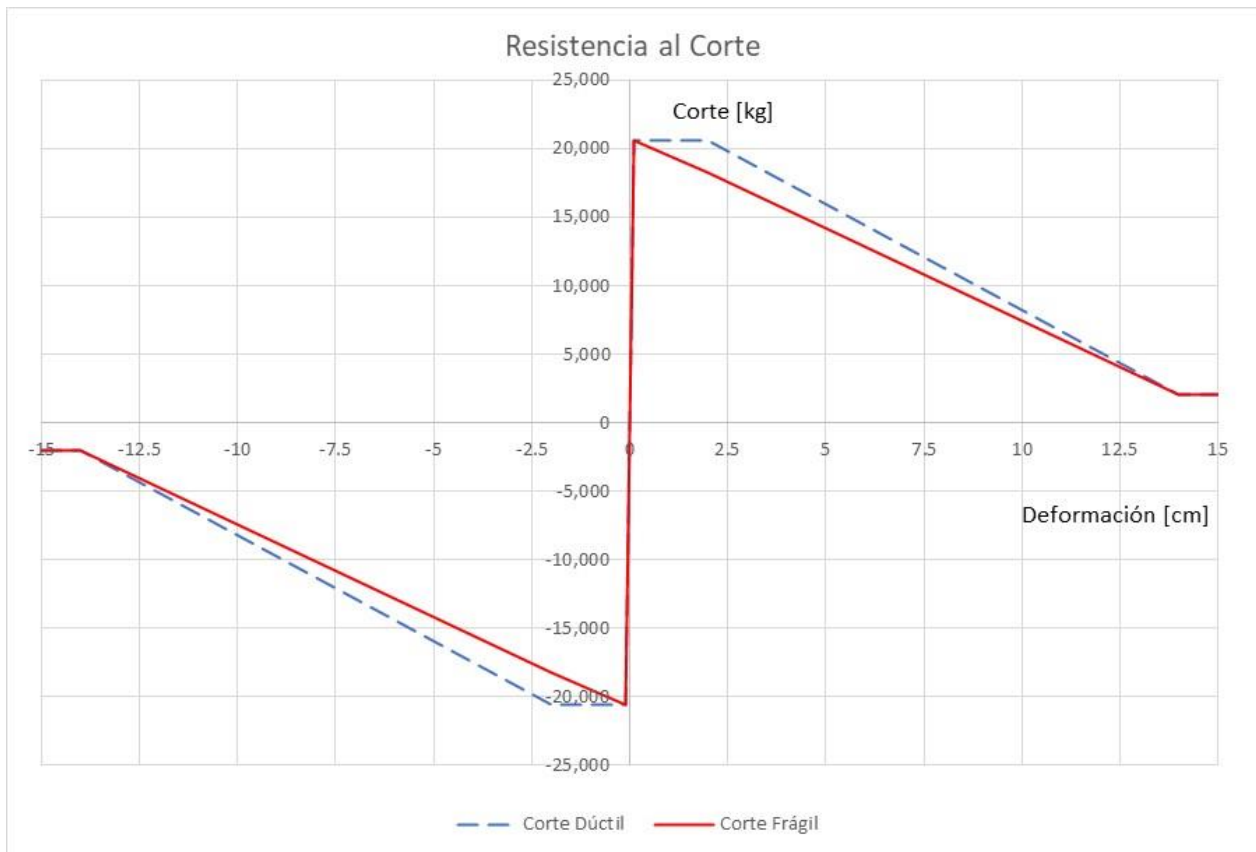


Fig. 4.3 Constitutiva para la resistencia al corte a una sección a la altura de 30 centímetros de la base de la columna.

4.2 Modos de vibración dominantes

Se calcularon 20 modos de vibrar, de los cuales los tres primeros movilizan prácticamente la totalidad de la masa sísmica (Ver Tabla 4.1). Los modos principales resultan ser transversal el primero, torsional el segundo y longitudinal el tercero. Dado que el período del primer modo transversal de 0.453 segundos resulta prácticamente igual al del período torsional de 0.452 segundos, se debe esperar un acoplamiento entre estos dos modos en la etapa elástica. El tercer modo es también cercano, de 0.431 segundos. El aporte de los siguientes modos es despreciable, esto confirma que el comportamiento es de una estructura de un grado de libertad en cada plano de análisis.

Los modos de la estructura resultan muy alejados de la frecuencia natural de vibrar del suelo mostradas en la Sección 3.1, y como se muestra más adelante se descarta ese efecto de sitio como causa de su demanda sísmica que afecta a la estructura en estudio. Se aclara que el suelo si afecta en la propagación y amplificación de la onda Love, al ser un suelo estratificado de rigidez decreciente con la altura. La amplificación por vibración libre trabaja en rango de frecuencias o periodos diferentes que la onda Love, y también requiere varios ciclos, según se indica en el Capítulo 3.

Tabla 4.1 Períodos y masas modales de la estructura

Modo N°	Periodo (seg)	N60°E (masa)	N30°W (masa)	Vertical (masa)	N60°E Acumulado	N30°W Acumulado	Vertical Acumulado
1	0.453	0.000	0.872	0.000	0.000	0.872	0.000
2	0.452	0.000	0.093	0.000	0.000	0.964	0.000
3	0.431	0.974	0.000	0.000	0.974	0.964	0.000
4	0.188	0.000	0.000	0.009	0.974	0.964	0.009
5	0.158	0.000	0.000	0.000	0.974	0.964	0.009

Una inspección rápida permite concluir que no existe relación los modos de vibración del suelo y los de la estructura del canopy. El primero modo del suelo es muy lejano y no tiene relación con el colapso. Por otra parte, la vibración del suelo comienza a ser dominante cuando la estructura del canopy ya se encuentra colapsada. El segundo modo del suelo es también lejano, y se acercaría al de la estructura ya deteriorada y en proceso de colapso, por efecto del pulso inicial.

4.3 Análisis de la deriva y del daño

Para el análisis de la respuesta del modelo del canopy se usa el registro completo, es decir con sus tres componentes: Longitudinal (N60°E), transversal (N30°W) y vertical. Se realizan también algunos análisis con variantes en la combinación de componentes del registro para ver sus efectos en la respuesta. No obstante, el estudio se centra en la respuesta al registro completo en sus tres componentes buscando explicaciones al comportamiento real de la estructura del canopy.

Los principales resultados del análisis se resumen en la Figura 4.4, e que se grafica el desplazamiento de techo (CG, en el gráfico) en la dirección longitudinal N60°E, mostrada en línea segmentada en verde. Se grafica el comportamiento no lineal del desplazamiento de cada columna a 1.20 metros de altura, lugar donde se postula la rótula plástica. Fue elegida la altura de 1.20 m, además de la eventual rótula plástica, dado que los desplazamientos en la base serían muy pequeños en comparación con la deriva de techo. Por otra parte, si eran seleccionados nudos ubicados a nivel de techo en cada columna, el efecto diafragma de la losa ocultaría fenómenos que ocurrieran en cada columna individual. Para su identificación en la figura, a cada curva de comportamiento se le

dio el nombre de la intersección de los ejes que la cruzan según se muestra en la Fig. 2.7, entonces, por ejemplo, la línea 1-B en el gráfico indica los desplazamientos de la columna que intercepta el Eje 1 con el Eje B. Así mismo se dio el color naranja a las columnas del Eje 1, color rojo al Eje 2 y azul claro al Eje 3. Por otra parte, se dio líneas continuas a las columnas ubicadas en el Eje A y líneas segmentadas a las del Eje B.

Para facilitar la lectura, se ha identificado con flechas moradas el tramo de tiempo desde el inicio al término del Pulso 1, y con flecha gris el inicio a término de la onda Love. Además, se incluye el desplazamiento del suelo en línea segmentada color café según el registro del acelerógrafo en el sitio del colegio, en dirección N60°E, como referencia de la demanda sísmica. El desplazamiento del suelo se escaló al 25% para incluirlo en el gráfico, de manera que sirva de referencia causal de los eventos descritos en él.

La estructura manifiesta un comportamiento elástico hasta una deriva de techo de 2.0 centímetros, después de la cual comienza la incursión no lineal produciéndose fallas cuando la deriva de techo supera largamente el desplazamiento anterior producto del Pulso 1. La falla inicial que conduce al colapso se produce con una deriva de 3.3 centímetros, aproximadamente el 1% de la altura. Un análisis de este gráfico indica que la pérdida completa de la capacidad de soporte de la estructura se produce en las columnas centrales, primero en la 2-A a los 10.9 segundos alcanzando una deriva amplia de 5 centímetros. Este daño se correlaciona muy bien con la entrada del Bucle P1-1. Luego falla por corte la columna 2-B a los 12.6 segundos aproximadamente, entre los Bucles P1-2 y P1-3 de la onda Love. Las fallas por corte en las columnas del Eje 2 inducen un fuerte comportamiento no lineales, y dejan a la estructura desaplomada fuera de su eje aproximadamente 2 centímetros en el sentido negativo de la dirección N60°E, por lo que vibra o responde al sismo con un claro corrimiento como cuerpo rígido en su posición deformada. Desde este de tiempo en adelante se pueden diferenciar dos estados de vibración del canopy, uno de la superestructura que mantiene un modo cercano al original, más un segundo modo más largo a manera de desplazamiento de “cuerpo rígido” sobre la superficie de falla de corte. Otra forma de expresarlo a nivel de estructura es que se genera una disminución en la rigidez, lo que aumenta el período y demanda de desplazamientos y disminuye la demanda fuerzas sísmicas. No obstante, el progreso de la onda Love termina por llevar las columnas restantes de los bordes a la falla por corte y flexocompresión entre los 14.6 y 15.5 segundos aproximadamente (Columnas 1-A, 1-B, 3-A y 3-B), quedando la estructura desestabilizada completamente y detenido el análisis numérico. El término del Pulso 1, y en particular el Bucle P1-4, tiene suficiente energía para llevar a la estructura dañada, y por tanto con un periodo más largo, a una deformación permanente en el sentido positivo de la dirección N60°E. Esta deformación es aproximadamente la de reposo final, mostrada en las fotografías del Capítulo 2.

Mirada la estructura en su contexto global, y dada la resistencia individual al corte de las columnas de 20.6 ton, esta falla cuando el corte basal alcanza a los 123.6 ton. Es decir, un coeficiente sísmico del 50%, con una falla frágil dada la falta de confinamiento en las columnas. Esta falla general se puede considerar temprana, a los 11 segundos, a lo que le sigue el colapso progresivo.

Por lo tanto, el gráfico muestra una clara relación entre la llegada de la energía durante el Pulso1, bucles y onda Love asociada, como la causa del colapso de esta estructura durante el terremoto.

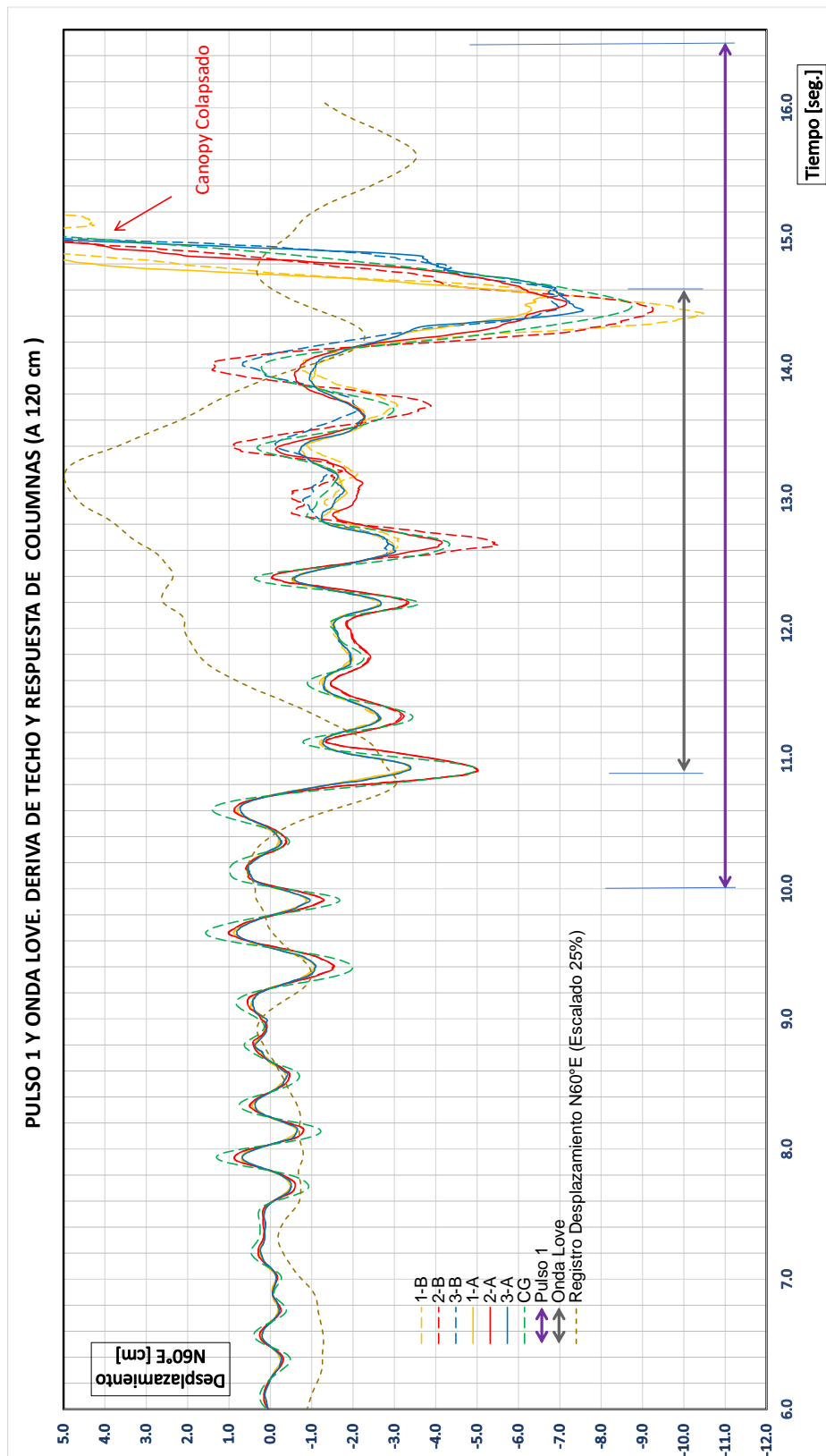


Fig. 4.4 Desplazamiento del techo en la dirección N60°E y comportamiento de las columnas para registros en la base incluidas las tres componentes (N60°E, N30°W y vertical).

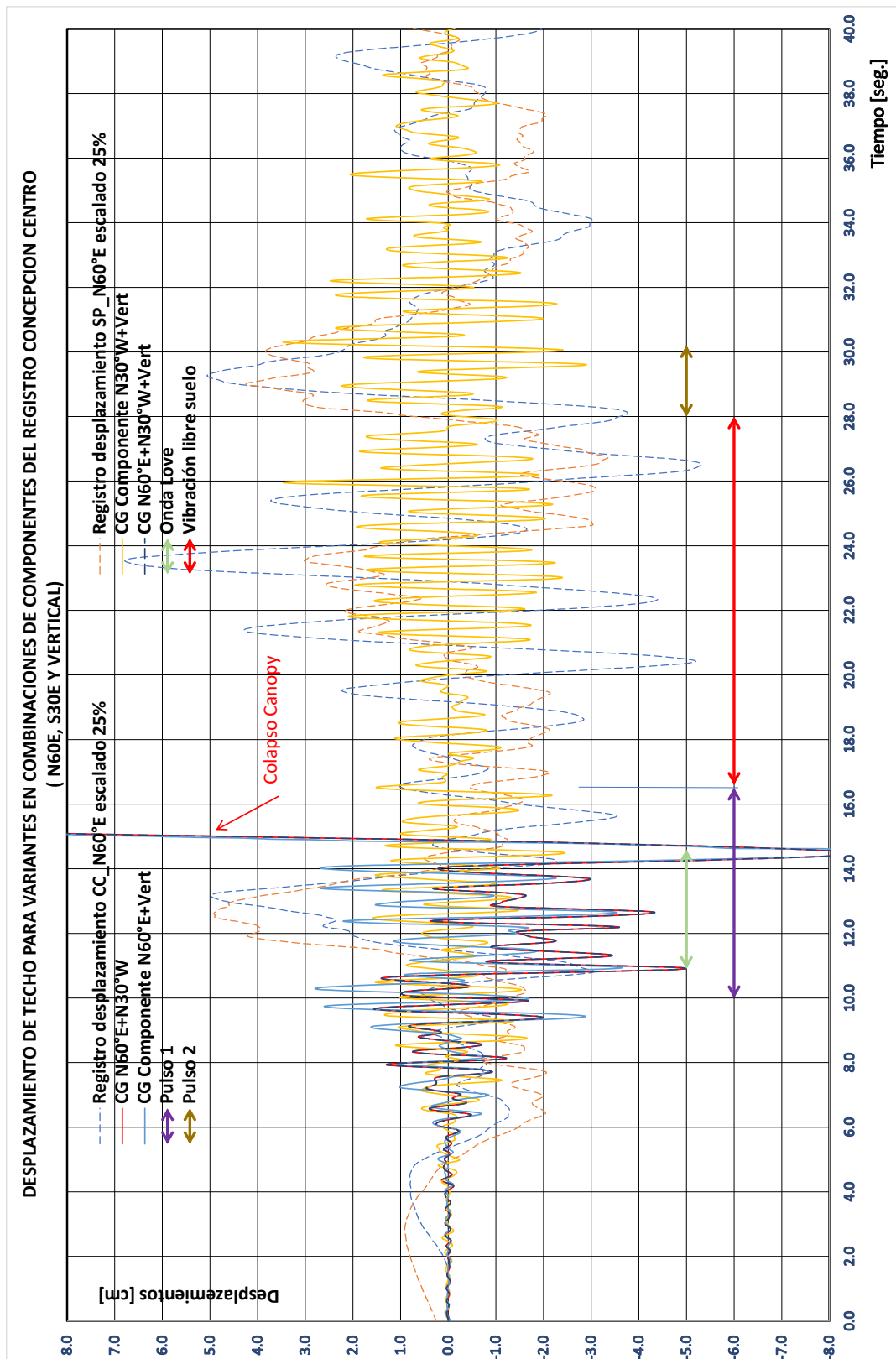


Fig. 4.5. Respuesta de la estructura a variantes de combinaciones de componentes del registro de Concepción Centro.

En la Figura 4.5 se grafica la respuesta de la deriva de techo del modelo estudiado a variantes de la demanda usando diferentes combinaciones de componentes del registro de Concepción Centro.

Como referencia se incluyen los registros de desplazamiento en la dirección N60°E para las estaciones de Concepción (CC_N60E) y San Pedro (SP_N60E), escalados a un 25% de su amplitud para facilitar la lectura en comparación con los desplazamientos de la estructura. En la misma figura se incluyen líneas verticales que indican inicio/término de los principales eventos en el tiempo: Pulso 1, Onda Love, Vibración Libre e inicio del Pulso 2. A la respuesta para el registro que incluye las tres componentes, e incluido en la Figura 4.4, se le denomina CG-N60E+N30W en la Figura 4.5.

También se estudió de la respuesta del modelo con el uso de registros alternativos, en que se separan y usan componentes del registro de Concepción Centro en diferentes combinaciones. Se tienen las siguientes respuestas:

- El modelo de análisis que incluye la componente Concepción Centro N60°E (CG-N60E) produce un colapso similar en modo y dirección, dominado por flexocompresión en la base y la flexocompresión a media altura. En este análisis no se evidencia el desaplome aproximado de 2 centímetros, como ocurre con el registro completo. Se estima que esto ocurre al minimizarse el efecto del acople torsional, e incluso acoplamiento transversal, dada la cercanía de los modos fundamentales.
- Por otra parte, el modelo que considera solo la componente N30°W (CG-N30W), eliminando la Componente N60°E, no logra llevar la estructura del canopy al colapso. Este modelo muestra una pequeña incursión no lineal con la llegada del Pulso 2, proveniente de la aspereza norte más lejana. Esto explica el instante de tiempo y dirección en el daño para esta variante del análisis, en donde el daño se produce en la dirección transversal.

Los intervalos de tiempo con energía para producir daño son los mismos para los registros de Concepción Centro y San Pedro de La Paz, indicando que la falla se inicia y produce por efecto del mecanismo del terremoto y no por la respuesta de vibración libre del suelo manifestada en Concepción. El Pulso 1 y la onda Love tienen una clara directividad, lo que reproduce en el modelo la falla existente en la realidad. Las implicancias del análisis pudiesen hacerse extensivas a fallas en la misma dirección en otras estructuras observadas en la provincia de Concepción.

Adicionalmente se realizaron otros análisis no graficados, a modo de pruebas, los que sirvieron para estudiar la sensibilidad del modelo a variaciones de resistencia o constitutivas de los materiales. A continuación, se resumen algunas de ellas:

- Para una resistencia muy baja al corte en las columnas, inferior en un 25% al usado, el análisis o proceso numérico se detiene a los 11 segundos o incluso antes (Bucle P1-1). La estructura de desploma en el sentido opuesto al visto en terreno.
- Para una resistencia muy alta al corte en las columnas, superior en un 10% al usado el análisis, las columnas fallan por flexocompresión a 1.20 metros de altura y el análisis numérico se detiene entre los 11 y 14 segundos. La estructura de desploma en el sentido opuesto al visto en terreno.
- Dado que a la fecha de construcción no existía acero de alta resistencia, solo se revisó para una calidad acero inferior. En esta alternativa la falla producida combinación corte y flexocompresión temprana a los 11 segundos, en donde se detiene el proceso.
- Si la resistencia al corte se modela con un resorte frágil, sin ningún plató de ductilidad, el análisis se detiene a los 11 segundos, con deriva opuesta a la real.
- Si la resistencia al corte se modela con un resorte dúctil, con un plató amplio, la estructura falla con grandes desplazamientos entre los 11 y 14 segundos, pero el análisis numérico no se detiene. Es posible correr el registro completo en los 140 segundos de duración. El resorte

no lineal al corte funciona a la manera de un “aislador sísmico”, con daño, pero permite seguir el análisis.

A manera de resumen, para las variantes de sensibilidad de materiales y constitutivas de análisis efectuados, el Pulso 1 siempre indujo el daño y colapso de la estructura. La única excepción ocurre si la resistencia al corte del hormigón fuese muy baja, en tal caso el colapso puede ser todavía anterior al pulso.

Por lo tanto, se considera que el modelo usado refleja las características estructurales del canopy, y su respuesta a la demanda corresponde a la física del colapso progresivo de éste. Claro está, con las limitaciones y aproximadamente que la herramienta de análisis estructural tiene para este tipo de procesos.

4.4 Odograma desplazamientos horizontales

En la Fig. 4.6 se muestra el odograma que relaciona los desplazamientos horizontales obtenidos como respuesta del modelo al registro completo de Concepción Centro.

En el odograma se evidencia una clara polarización N60°E en la respuesta de la estructura del canopy con el inicio del Pulso 1, permaneciendo y acentuándose durante el dominio de la onda Love, colapsando finalmente en el sentido positivo de los desplazamientos en esa dirección.

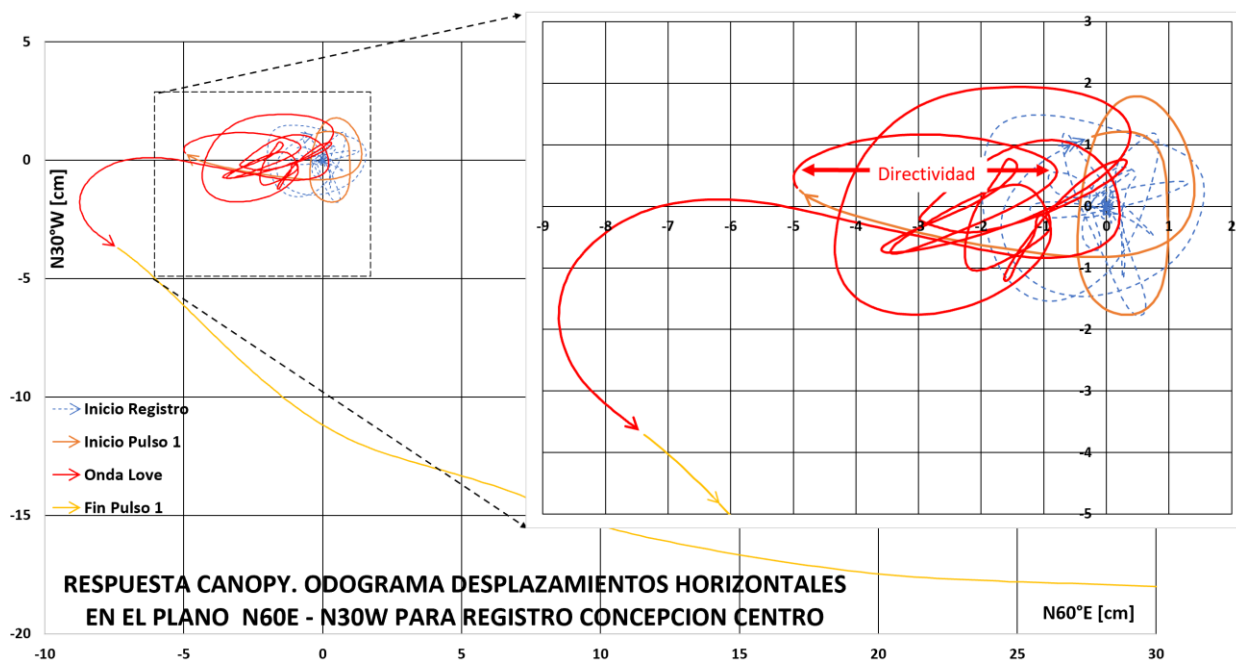


Fig. 4.6 Odograma respuesta del canopy a registro Concepción Centro. Plano N60°E – N30°W. Se evidencia la misma polarización del Pulso 1 del registro de desplazamiento.

4.5 Influencia de la respuesta de sitio

Las Figs. 4.7 y 4.8 muestran el espectro y la evolución temporal del desplazamiento del suelo al registro de Concepción Centro al inicio del terremoto, para un amortiguamiento del 2% del crítico, en la zona temporal de interés para la estructura del canopy. Ambos gráficos muestran la nula incidencia de la respuesta de sitio, o vibración del suelo en la caída de la estructura del estudio. El movimiento del suelo toma una magnitud importante mucho tiempo después de la caída de la estructura.

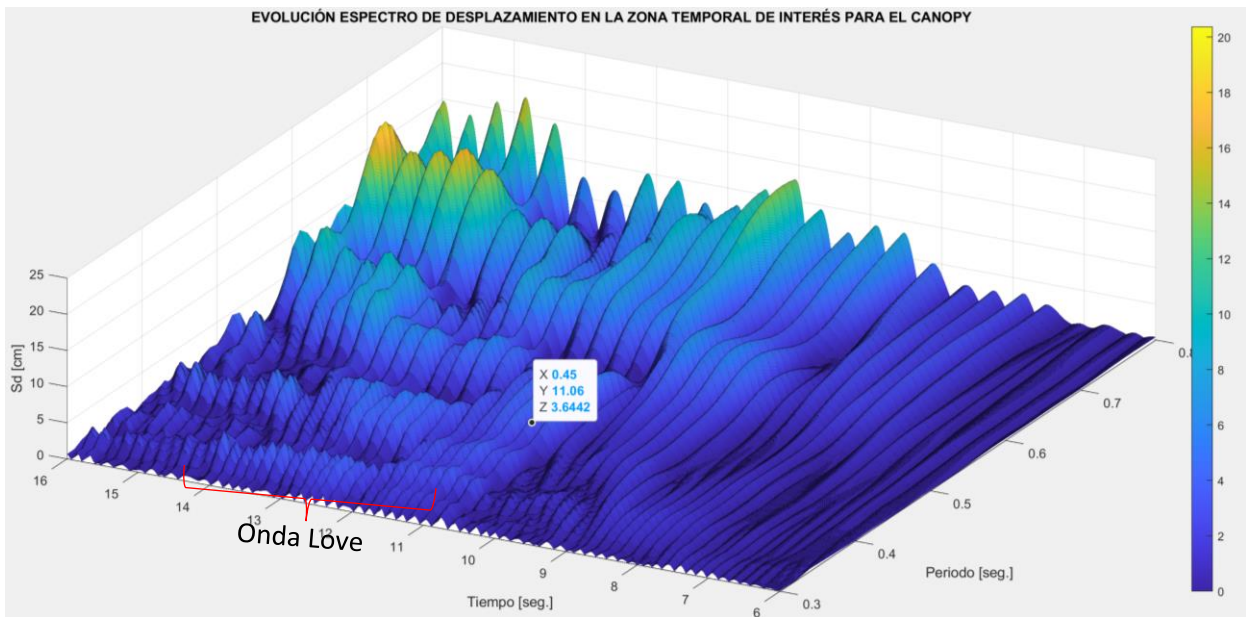


Fig. 4.7 Espectro de desplazamientos del registro de CC N60°E para el tiempo del colapso del canopy mostrando nulo efecto de la respuesta del suelo ($\xi=2\%$).

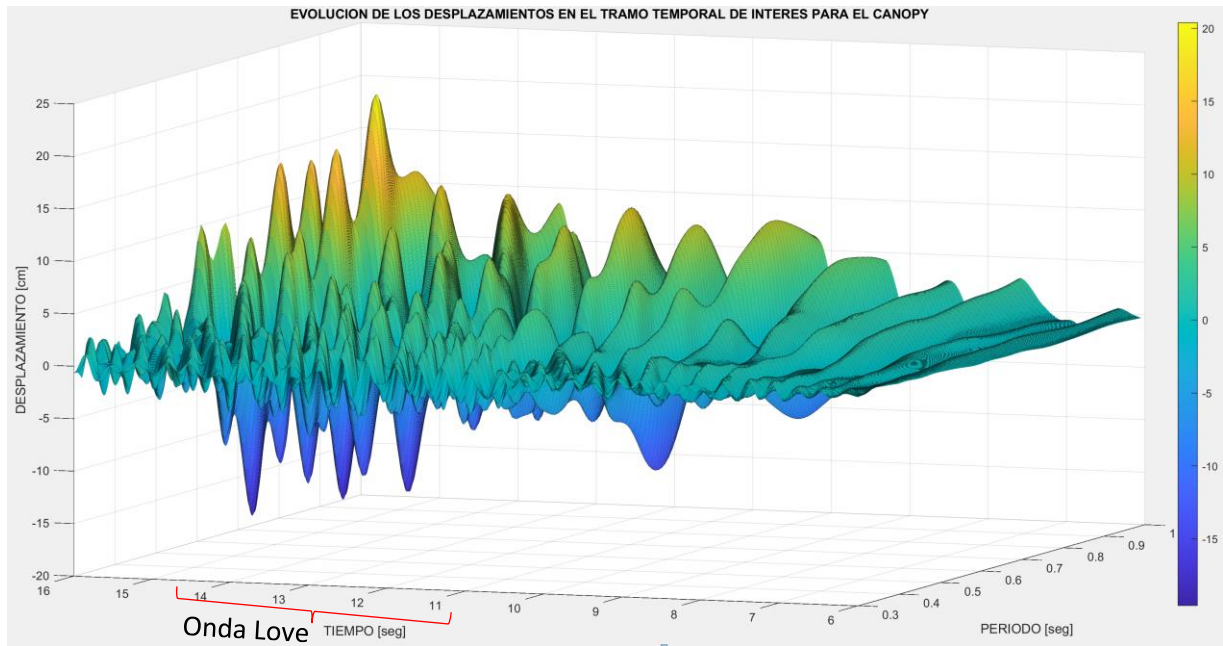


Fig. 4.8 Evolución desplazamiento del registro CC N60°E, tiempo de interés para el canopy.

Por otra parte, las mismas figuras, muestran los eventos de desplazamiento que deben ocurrir para cada periodo; o lo que ocurriría, por ejemplo, a la estructura al alargar su periodo producto del daño acumulado en etapas anteriores. Así mismo, que dependiendo del tiempo en que se produzca la falla de no retorno, la estructura quedará con desplazamiento positivo o negativo en la dirección de la directividad. Gráficos similares fueron realizados en la sección 3.5, para un amortiguamiento del 5% del crítico, los que muestran el mismo comportamiento temporal de la respuesta con desplazamientos un poco menores.

Otro aspecto importante que evidencian ambos gráficos para el periodo de la estructura, de 0.452 segundos, es que el desplazamiento máximo espectral es de 3.6 centímetros. Este desplazamiento induce a la estructura una deriva no reparable superior al 1%. Este fenómeno ocurre aproximadamente a los 11 segundos del registro, antes de que comience a generarse la vibración libre del suelo, compatible además con la llegada del Bucle P1-1. La deformación indicada anteriormente, si bien produce daño en un diseño con ductilidad para un edificio en base a pórticos, no es suficiente para producir un colapso catastrófico en éste. Por otra parte, el canopy no tenía la ductilidad proporcionada por el detallamiento requerido en los códigos modernos, por lo que esa misma deformación supera la capacidad de la estructura provocando su colapso.

4.6 Comparación con observación de daños en terreno

Los modos de falla estructurales obtenidos a través del modelo estructural, mostrados en la Fig. 4.9, son consistentes con los que fueron observados en el sitio, tanto en términos de tipo de falla y los elementos con mayores daños.



Fig. 4.9. Comparación entre el daño real y el daño obtenido en el modelo.

Los principales aspectos se resumen a continuación:

- Las columnas centrales del Eje 2 (2-A y 2-B) son las que resultan con daños mayores. Se observan fallas por corte durante el inicio de la onda Love a los 11.0 segundos (Bucle P1-1), y 12.6 segundos (Bucle P1-2). A esta le sigue falla por flexocompresión ubicada a una altura de 120 centímetros desde la base, sección inmediatamente inferior al incremento de armadura. Es decir, se produce falla por flexión en la sección débil que soporta el mayor momento con menos armadura.
- Las columnas del Eje 2 son las que más descienden post falla.

- Las columnas laterales, es decir Ejes 1 y 3 (1-A, 1-B, 3-A y 3-B), tienen comportamiento no-lineal de corte a los 11.9 segundos (Bucle P1-2) y el colapso final aproximadamente a los 15 segundos (Bucle P1-4). Situación que la deja en su posición deformada, N60°E positiva.
- La estructura desciende menos en las columnas extremas de los Ejes 1 y 3, por el apoyo proporcionado por las estructuras secundarias indicadas como condición de borde detalladas en el Capítulo 2.
- La dirección predominante de desplazamiento en el modelo resulta en la dirección positiva del eje longitudinal, la que corresponde a la dirección N60°E; con una pequeña componente en la dirección transversal, correspondiente a la dirección Este.

La coincidencia entre el daño observado y los resultados del análisis se ajustan satisfactoriamente en la dirección, sentido, modo de la falla y tiempo; concluyéndose que la falla de la estructura real ha sido exitosamente capturada por el modelo. Con estos resultados puede examinarse si existe en el registro sísmico una señal energética que sea la causante de la falla estructural.

4.7 Comparación de la caída del canopy y el colapso del Edificio “Alto Río”

Como se ha mencionado antes, el colapso de edificio "Alto Río" en la ciudad de Concepción se transformó en un icono mundial del terremoto de El Maule 2010, mostrado en la Fig. 4.10. Este edificio ha sido analizado por numerosos autores, pero muestra dificultades para explicar la forma de la falla, así como el tiempo en que se produce el colapso. [47] a [53].



Fig. 4.10 Colapso de edificio “Alto Río”.

Dados los buenos resultados obtenidos en el presente estudio con la estructura simple del canopy, se realiza una comparación con la respuesta de la deriva en el tiempo que obtienen algunos de los autores para el edificio “Alto Río” indicados en el párrafo anterior.

Proponer una comparación entre estructuras tan disímiles, como el canopy de un piso y “Alto Río” de 14 pisos, se basa en el hecho de que el periodo elástico inicial es prácticamente idéntico antes que comience la degradación de la capacidad estructural, siendo de 0.45 segundos para el canopy y 0.49 segundos para "Alto Río" [47]. El periodo fundamental de Alto Río varía según distintos autores, por ejemplo, en el informe forense de Idiem es de 0.58 segundos en el eje débil, y 0.40 en el eje fuerte [54]. Los diagramas de evolución temporal de espectros mostrados en las secciones 3.5 y 4.5 muestran una respuesta similar en ese rango de periodos, espectros que rigen el comportamiento lineal de cualquier estructura. Entonces en esta sección se pasa a comparar la deriva de techo entre ambas estructuras, parámetro que permite visualizar la respuesta global de ambas estructuras.

Se hace notar que no se cuenta con los archivos en formato nativo para los datos de los gráficos contenidos en los estudios citados, por lo que la información incluida en los gráficos de este informe fue rescatada por puntos y reescrita para generar nuevos gráficos. Adicionalmente se incluyó una corrección menor, de fracciones de segundo, para compatibilizar el inicio del registro en el estudio de Wallace[50].

La Fig. 4.11 grafica la comparación, en la que se muestra una respuesta similar antes y durante el arribo del Pulso 1 de la fuente sísmica y su onda Love asociada en ambas estructuras. En línea roja se grafica la deriva del centro de gravedad del canopy (CG Canopy). Se incluyó también en línea de segmentos rojo una “corrección” que elimina la deriva de cuerpo rígido de éste de aproximadamente 2 centímetros (CG Canopy Sin P-D), esto solo con fines didácticos de facilitar la comparación del “calce” en la respuesta, que el corrimiento de cuerpo rígido oculta. Para derivas en el tiempo del edificio Alto Río se usa: Azul para estudio de Wallace, verde para Begoña (Patricio Bonelli) [47], y naranja para Wildford [49]. Como referencia de la entrada del pulso se grafica el registro de desplazamiento para Concepción Centro, componente N60°E, en línea de segmentos negra.

La comparación entre los gráficos de la deriva de techo muestra que se obtiene una respuesta similar ante la señal energética de la fuente, primero entre los estudios de Alto Río, y de estas con el canopy. Las curvas no resultan idénticas, pues dependen fuertemente de la manera como han sido modeladas las no linealidades en los componentes estructurales, e incluso si el modelo permite capturar señales muy rápidas del registro. Para el canopy la entrada del Pulso 1 y la onda Love es el inicio del colapso progresivo, mientras que para el Edificio Alto Río es el inicio del daño. Durante la respuesta al Pulso 1 se observa una degradación estructural en ambas estructuras, manifestado en el alargamiento del periodo de vibrar.

La respuesta del canopy a los bucles se analizó en la sección anterior, pero es también visible la incidencia de estos bucles también en la respuesta del edificio “Alto Río”, y por lo tanto en el daño. La baja redundancia estructural del canopy, así como la falta de confinamiento, produce un rápido colapso. Por otra parte, en "Alto Río" la entrada de energía produce daño estructural incipiente, pero su gran redundancia de elementos estructurales permite una degradación más lenta respecto al canopy, retardando así el colapso. La comparación de respuesta resulta limitada por el tiempo de colapso del canopy.

Finalmente es importante destacar que el colapso en ambas estructuras ocurre en la misma dirección y sentido, la que es aproximadamente N60°E.

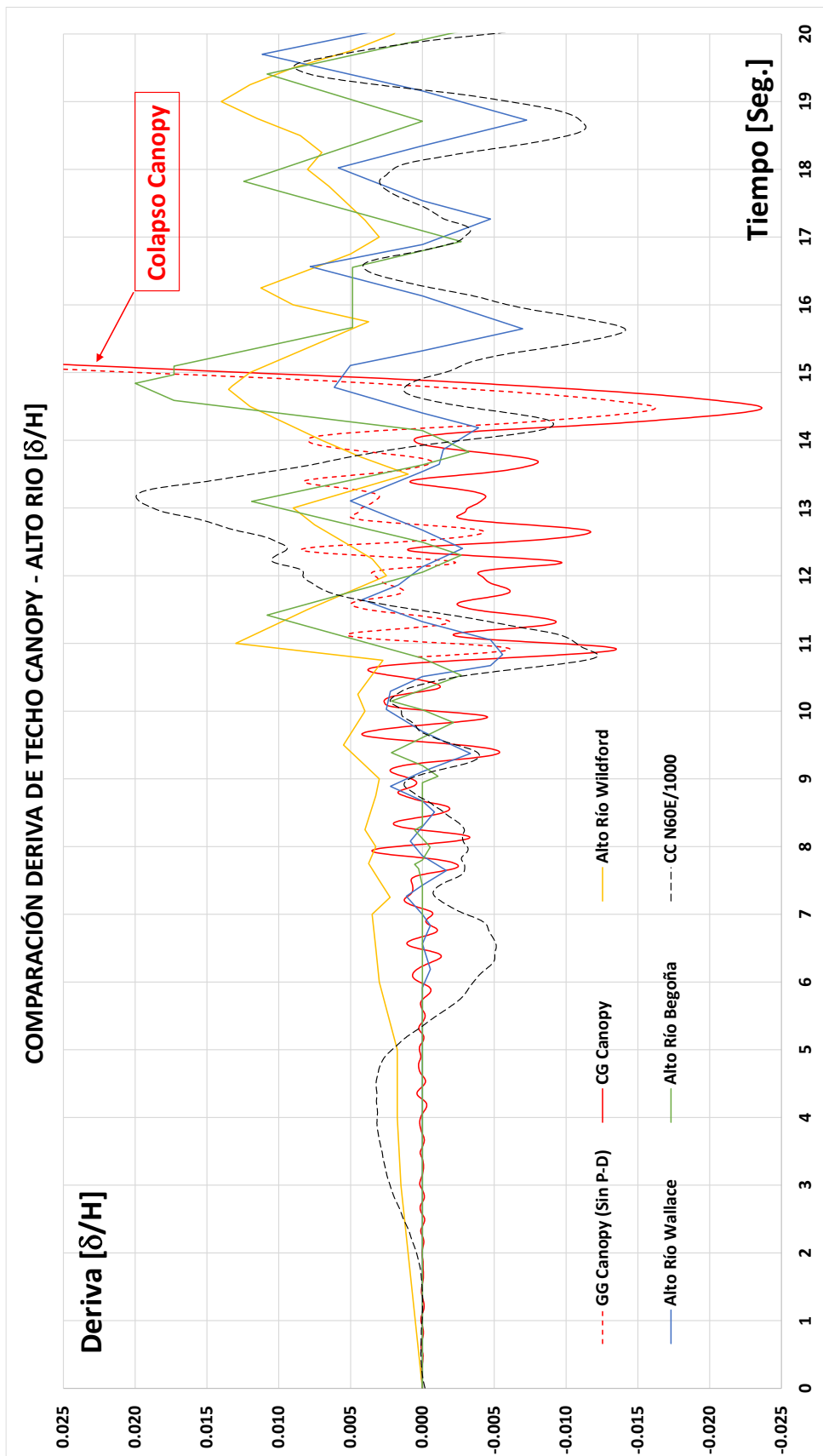


Fig. 4.11 Comparación de daños entre Alto Río y canopy.

Otros aspectos que resultan destacables en esta gráfica es que se observa una alta respuesta no lineal en la vecindad de los 16 segundos. Este es el tiempo identificado por Sandoval y Saragoni [47] como el máximo espectral para dar el inicio de la falla frágil, y posterior colapso progresivo de “Alto Río”. En este tiempo el análisis espectral, así como el no lineal simplificado tipo pushover, pierde representatividad ya que suponen comportamiento dúctil previo a la falla. Es después de la falla frágil que se inicia el colapso progresivo de la estructura, es decir comienzan a fallar diferentes elementos; hasta llegar a una estructura inestable incapaz de sostenerse por sí misma y se desploma. Este mecanismo puede tomar varios segundos o ciclos para producir daños en suficientes elementos que provoquen la inestabilidad general del edificio.

Otro aspecto para tener en cuenta es el tiempo de caída del edificio. Una vez que el colapso progresivo que anula o elimina las condiciones de apoyo, la estructura queda inestable en posición vertical y se vuelca. Este proceso tampoco es instantáneo, requiere tiempo para llegar desde una posición inestable casi vertical a una completamente horizontal, lo que implica una rotación de cuerpo rígido. Para evaluar el fenómeno anterior puede ser usado el modelo de caída de varilla rígida. El tiempo de caída de la barra, desde el ángulo Θ_0 , medido desde la vertical, hasta la posición horizontal dado por el ángulo $\Theta = \pi/2$, se denota con $T_1(\Theta_0)$ y viene dado por la siguiente ecuación:

$$T_1(\Theta_0) = \frac{1}{\sqrt{2} \cdot \omega_0} \int_{\Theta_0}^{\pi/2} d\Theta / \sqrt{\cos \Theta - \cos \Theta_0}. \quad \dots \text{Ec. 4.1}$$

Si se considera que el edificio Alto Río tenía una altura promedio de 38.3 metros sobre el nivel del suelo, y se considera el tiempo de caída desde que el edificio alcanza una deriva de techo del 2%, deriva que causa daño irreparable y colapso, entonces el tiempo de caída hasta el suelo será de 8.3 segundos. Esto pone una cota mínima al tiempo que necesitó el edificio Alto Río para llegar desde su posición vertical inicial a la horizontal del suelo. Este tiempo pudiese ayudar a entender el desplazamiento de cuerpo rígido de entre 55 a 80 centímetros en la dirección N30°W, tiempo en que el edificio no estuvo fijo al suelo, tiempo en donde Concepción se desplazaba uno tres metros hacia el Oeste producto del sismo.

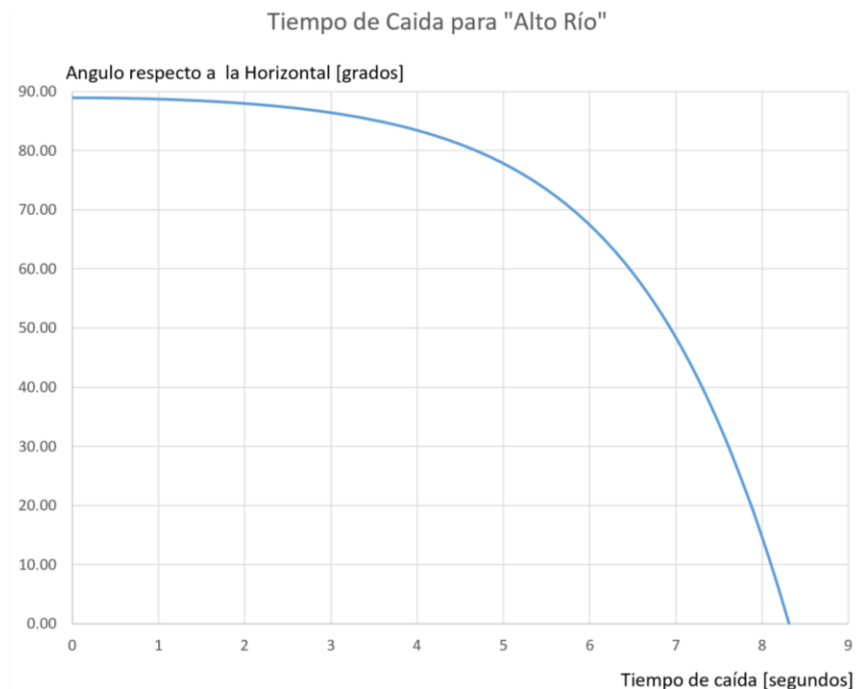


Fig. 4.12 Tiempo de caída de un cuerpo rígido, caso Alto Río.

La posición angular del edificio respecto al tiempo se muestra en la gráfica de la Fig. 4.12. Para una lectura más fácil e intuitiva se ha graficado como referencia el eje horizontal, para una visualización de la posición del edificio en su caída respecto al tiempo. El ángulo Θ se ha escrito en grados.

Entonces, reordenando las ideas expresadas anteriormente, y teniendo en cuenta la estimación de una cota temporal para el evento o entrada energética que origina el inicio del daño, se tiene la siguiente secuencia:

- Diversos estudios muestran que en los edificios con daños los muros mostraron ser muy frágiles y fallaron antes de 20 segundos del inicio del terremoto [24], en particular “Alto Río” según estudio de Wilford [49], así como Sandoval y Saragoni [47] indican 16 segundos para inicio de la inestabilidad. En definitiva, los análisis más confiables muestran la falla frágil, o en otras palabras la detención del proceso numérico, en torno a los 20 segundos del registro sísmico.
- Que el colapso es progresivo y debió tomar algunos ciclos, es decir un número de ciclos, para transmitir daño a suficientes elementos.
- El tiempo que le toma a un cuerpo rígido vertical de 38 metros de altura llegar a la posición horizontal es superior a 8 segundos.
- El edificio debió estar en el suelo, en posición horizontal, alrededor de los 30 segundos del inicio del terremoto.

Los tiempos descritos anteriormente son comparados con los testimonios del colapso de “Alto Río”, para evaluar su consistencia temporal con las causas de la falla. A continuación, se consideran tres testimonios de personas que estuvieron en el edificio la fatídica madrugada del 27 de febrero de 2010:

- El testimonio de Verónica Riquelme dejó en claro que el edificio sólo resistió las primeras ondas del terremoto de 2010. [55]
- "A unos 30 segundos de que comenzó el terremoto, el edificio se movió muy fuerte y no había luz, pero me dí cuenta que el techo estaba en forma vertical. En ese momento supe que el edificio había caído", relató Gunther Bohn, uno de los sobrevivientes. El conserje del edificio, Edwin Jiménez, contó que sintió "un fuerte ruido que venía de abajo del edificio, como que una máquina lo estaba destruyendo desde abajo (...) y dos de sus cuatro pilares se desprendieron y el edificio cayó hacia atrás".[56]
- “El edificio se movió dos veces, después se sentó y se cayó”, señaló Erwin Jiménez nochero de guardia del Alto Río la noche del terremoto. [57]

Todos los relatos son consistentes con una falla temprana en el primer pulso del terremoto, de los 11 hasta 16 segundos. Lo sigue una falla progresiva, reflejada en la degradación estructural que aumenta significativamente el periodo. El inicio del colapso o falla frágil final en torno a los 20 segundos, para finalmente observar el edificio en el suelo aproximadamente a los treinta segundos del inicio del evento sísmico.

4.8 Conclusiones

El modelo estructural del canopy desarrollado a partir de los datos levantados y mostrados en el Capítulo 2, sometido al movimiento del suelo registrado en el mismo recinto logra obtener una respuesta consistente con el registro fotográfico y relato de daños. Es decir, que tanto los modos de fallas entregados, como el tiempo en que ocurren tienen una buena correlación con los antecedentes recolectados del sitio y los relatos de testigos. En consecuencia, es posible identificar con bastante

certeza que la señal energética del Pulso 1, en los primeros 14 segundos, es el detonante de la caída de la estructura del canopy. Se puede inspeccionar o seguir el efecto de los bucles detectados en el odograma del Pulso 1 como causa del daño progresivo del canopy.

Solo el Pulso 1 proveniente desde llamada “aspereza sur”, cercana al epicentro, tiene la capacidad y energía de llevar al colapso la estructura del canopy. Con modelos alternativos se muestra que superado este evento no existe otra a energía capaz de colapsar la estructura. Los análisis alternativos con la señal N30°W, que trae la mayor potencia del Pulso 2 desde la aspereza norte lejana. Estos análisis alternativos únicamente logran a una leve incursión no lineal de la que recupera su posición origina, esto en un tiempo cercano a los 30 segundos del registro. Por otra parte, si se somete el modelo únicamente la componente N60°E sí existe colapso del canopy.

Se demuestra además que el efecto de sitio de la cuenca de Concepción, es decir la vibración libre del suelo, no tiene ningún efecto sobre la estructura. Este evento se encuentra separado en lo temporal de la caída del canopy, en realidad ambos eventos son efecto de una misma causa, la llegada del pulso sísmico. Así también, en análisis alternativos con modelos con resistencia para resistir el pulso, la vibración libre del suelo no lleva la estructura al colapso.

Por otra parte, al comparar los resultados del canopy con Alto Río, evidencia este mismo pulso como inicio de la degradación estructural, y en un proceso más largo el colapso progresivo de este último. También se puede verificar como la incidencia de los bucles, causan daño progresivo. Esta misma comparación muestra que los efectos de sitio no son la causa del daño y colapso del edificio. Se acota el tiempo para el inicio del daño que induce comportamiento no lineal en “Alto Río” al tiempo de la onda Love del primer pulso. Al avanzar los daños se produce el colapso progresivo que toma algunos segundos, para iniciar el desplome desde la vertical en la vecindad de los 20 segundos. Finalmente, la estructura se encuentra en el suelo antes de 30 segundos de iniciado el sismo. La validez de comparación entre ambas estructuras se encuentra en lo cercanos de sus periodos elásticos iniciales, por lo que su respuesta en fase inicial es parecida. Una vez inducido el daño, la elongación de sus periodos por degradación es también de magnitud parecida.

Este análisis también permite dar muestra de las limitaciones del análisis espectral, usual en la normativa, el cual muestra deficiencias para capturar el aspecto temporal de la demanda, como la existencia de pulsos en el registro. Este análisis espectral tampoco refleja con claridad la ductilidad local requerida en los elementos, sobre todo si se tiene en cuenta la manera en que se propaga hacia el interior de la estructura la onda sísmica, tipo pulso, producida en la fuente sísmica cercana. Este efecto de directividad no está abordado en la actual normativa, se ha despreciado considerando que los sismos lejanos no la tienen. El presente estudio ha mostrado con claridad su existencia, por lo que debe ser abordado por la normativa brindando mayor ductilidad a elementos locales, así como factores que amplifiquen las cargas producto de la directividad en la señal.

Por lo tanto, al encontrarse que la fuente sísmica induce daño en ambas estructuras en la misma dirección N60°E y sentido, se hace necesario investigar si este efecto se evidencia en otras estructuras de la ciudad de Concepción afectadas por el terremoto del 27 de febrero de 2010. Tal investigación se aborda en el siguiente Capítulo.

CAPÍTULO 5. EVIDENCIAS DE DIRECTIVIDAD DE DAÑO EN OTRAS ESTRUCTURAS DE CONCEPCIÓN.

Introducción

En los capítulos anteriores se ha mostrado que el pulso sísmico de la fuente es observado en los registros de Concepción Centro y San Pedro de la Paz. Que esta misma señal es la causante de caída del canopy, y muy probablemente la que inició el daño en el edificio Alto Río. Estas dos estructuras tienen clara directividad en su colapso, la que es aproximadamente N60°E. Este capítulo examina evidencia en otras estructuras. En la Sección 5.1 se muestran un amplio número de imágenes que evidencian que las estructuras dañadas tienen una dirección dominante para éste. La Sección 5.2 resume en una tabla las principales características de las estructuras analizadas. Por otra parte, esta muestra no pretende ser un catálogo completo de estructuras dañadas, pero sí representativa de estas. Se reconoce que existen muchas otras estructuras dañadas, de estas un gran número coincide con la directividad del daño; así como un pequeño número que muestra daño en otro sentido, las que pueden explicarse con facilidad. Por último, la Sección 5.3 da indicaciones o camino a seguir para que la normativa permita caracterizar tanto la demanda como la respuesta a pulsos provenientes de las asperezas.

Vale la pena aclarar que la implantación de un edificio o estructura la orientación de sus ejes resistentes está dada por el trazado de las calles en el plano urbanístico de la ciudad. Por esta razón no es una medida exacta de la dirección en la que recibió la energía, pero marca una tendencia importante cuando esta es mayoritaria en un rango específico de dirección.

5.1 Evidencia de directividad en el daño

Como se demuestra en el capítulo anterior, así como el trabajo de Sandoval y Saragoni [47], la causa del daño y caída del canopy del colegio Inmaculada Concepción y del edificio Alto Río se asocia a la entrada de energía del primer pulso proveniente de la aspereza sur del sismo de El Maule. Esta señal sísmica está claramente presente en los registros de las estaciones San Pedro de la Paz y Concepción Centro. Por lo tanto, se debe investigar si existe evidencia de daño dominante producido en esta misma dirección en otras estructuras por este sismo en la provincia de Concepción. La existencia de esta evidencia en otras estructuras fortalecería el postulado inicial de que es la liberación de energía proveniente de la aspereza sur es la causante del daño tanto del terremoto de El Maule como en los terremotos históricos en Concepción, los cuales producirían daño con esta dirección dominante.

Si bien varios estudios indicaban a la dirección cercana a Este-Oeste como la dirección preponderante del daño, éstos se concentran principalmente en edificios [2, 3 y 4]. En el presente estudio se muestra que es más bien la dirección aproximadamente la N60°E la dominante del daño. Por esta razón se repasan algunos de estos informes, pero además se amplía el campo muestral con otro tipo de estructuras. Para esto se incluye en este capítulo un registro fotográfico de estructuras de diversa naturaleza, materialidad y estructuración; las que muestran que la dirección preferente o dominante del daño se concentró en una dirección que se aproxima a la del registro longitudinal N60°E de Concepción Centro.

Cabe señalar que la afirmación anterior no desconoce los aspectos de diseño en ingeniería estructural y sísmica envueltos, pero permitiría abordarlo de mejor forma al identificar un aspecto de la demanda sísmica no considerada actualmente en las normas de diseño locales.



Fig. 5.1 Ubicación espacial de estructuras con daño en la provincia de Concepción.

La Fig. 5.1 muestra la ubicación espacial en la provincia de Concepción de las estructuras consideradas en el presente estudio, mientras que las Figs. 5.2 y 5.3 presentan un acercamiento en más detalle de estructuras en las comunas de Hualpén, Talcahuano, San Pedro de la Paz y Concepción.



Fig. 5.2 Ubicación espacial de estructuras con daño en las comunas de Talcahuano y Hualpén.



Fig. 5.3 Ubicación espacial de estructuras con daño en las comunas de Concepción y San Pedro de La Paz.

5.1.1 Edificio Alto Río y Silos Quaker



Fig. 5.4 El edificio de Alto Río colapsado tras el terremoto del 27 de febrero de 2010. (Foto “El Mercurio”, Mario Quilodrán. Foto lateral vista panorámica Google Earth).



Fig. 5.5 Silos Quaker, Las Heras con Manuel Montt (Foto Luis Enrique Fritz).

La Fig. 5.4 muestra el emblemático edificio Alto Río, de catorce pisos más dos subterráneos. Estos silos de almacenaje muestran una dirección de caída $N60^{\circ}E$ fácilmente identificables al ser casi paralela a la Avenida Los Carrera, lo que la hace también casi coincidente con la dirección longitudinal del registro de Concepción Centro. Adicionalmente el edificio tiene un corrimiento de cuerpo rígido de unos 80 centímetros en su dirección longitudinal, la que equivale a la transversal del registro de Concepción Centro, según indican Sandoval y Saragoni [47]. Esta última situación no abordada ni explicada en los estudios que analizaron la caída de este edificio demás estudios.

Es digno de resaltar lo ocurrido con los vecinos silos de “Quaker”, mostrados en la Fig. 5.5, de naturaleza y material distinto colapsando en la misma dirección, aunque en sentido opuesto. Esta coincidencia es muestra de “algo” especial en la demanda en esa dirección.

5.1.2 Torre O'Higgins

La siguiente imagen de la Fig. 5.6 muestra la Torre O'Higgins dañada gravemente. De veintidós pisos, más dos subterráneos. Algunos estudios indican como causa del fallo en esta estructura la eliminación previa al sismo de columnas en el piso 10, para producir una planta libre, donde se concentrarían cargas gravitacionales durante el sismo en elementos no preparados para ello. También se indica una gran irregularidad en planta que produce torsión. Finalmente se indican el fenómeno de columna corta producidas por la geometría de las ventanas. No obstante, lo anterior, debe notarse el giro de cuerpo rígido en la dirección de calle O'Higgins N60°E, dirección de dominante del daño, indicando que la demanda que provocó el mecanismo de falla provino de esa dirección. También existe torsión en planta en los pisos superiores, la que es en sentido horario.

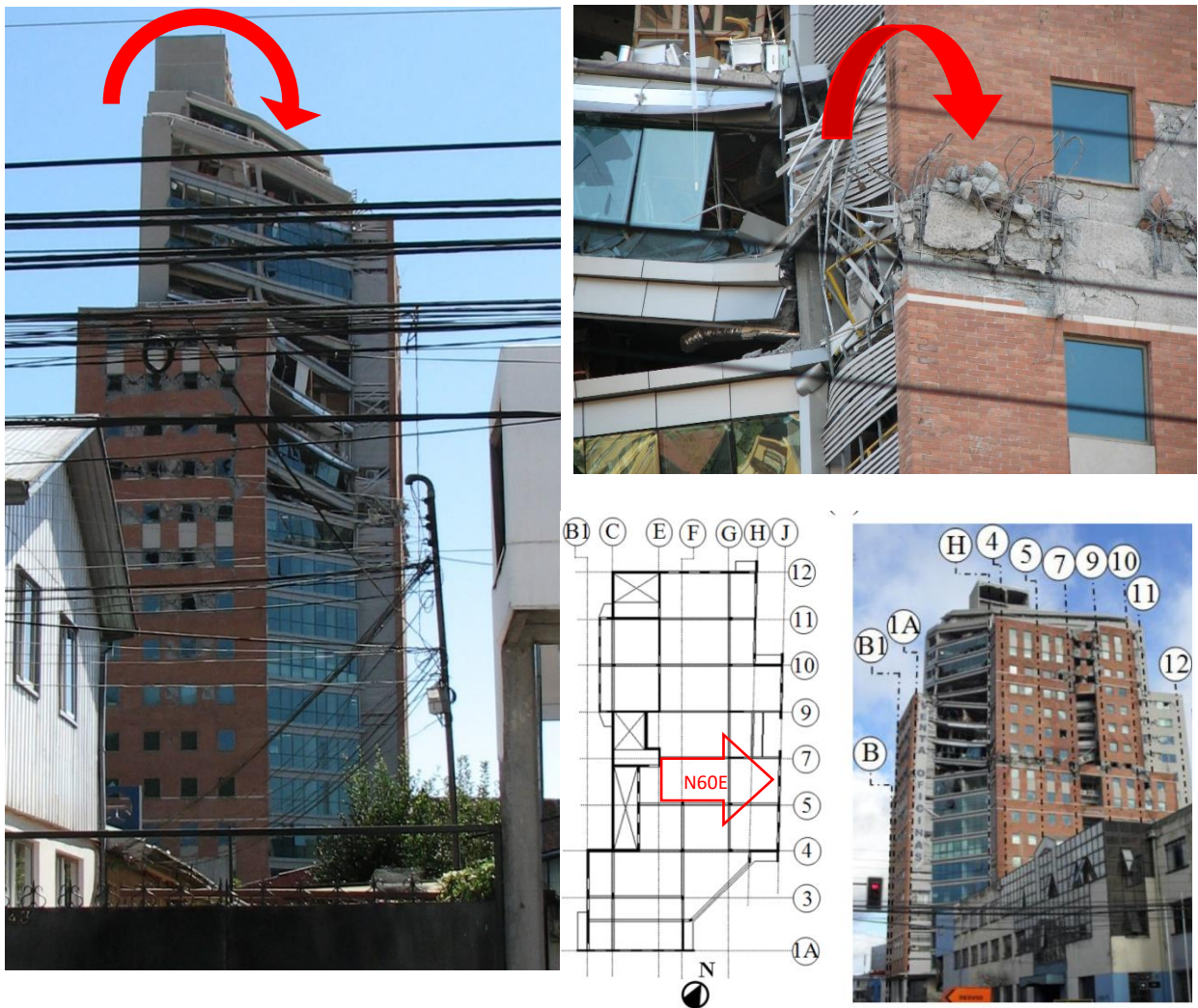


Fig. 5.6 Daños en Torre O'Higgins (Fotos: Superiores propias, inferior Benjamín Westenek).

5.1.3 Edificio Plaza del Río

El edificio Plaza del Río mostrado en la Fig. 5.7, de doce pisos, ilustra muy bien el efecto de directividad. Se hace notar que se trata de dos edificios similares, los que estaban en disposición perpendicular. De estos dos únicamente falla la torre que tenía su eje débil en dirección N60°E, más cercano en la foto, las fallas fueron de tal gravedad que se decretó su demolición.



Fig. 5.7 Daños en torre Plaza del Río (Fotos Benjamín Westenenk).

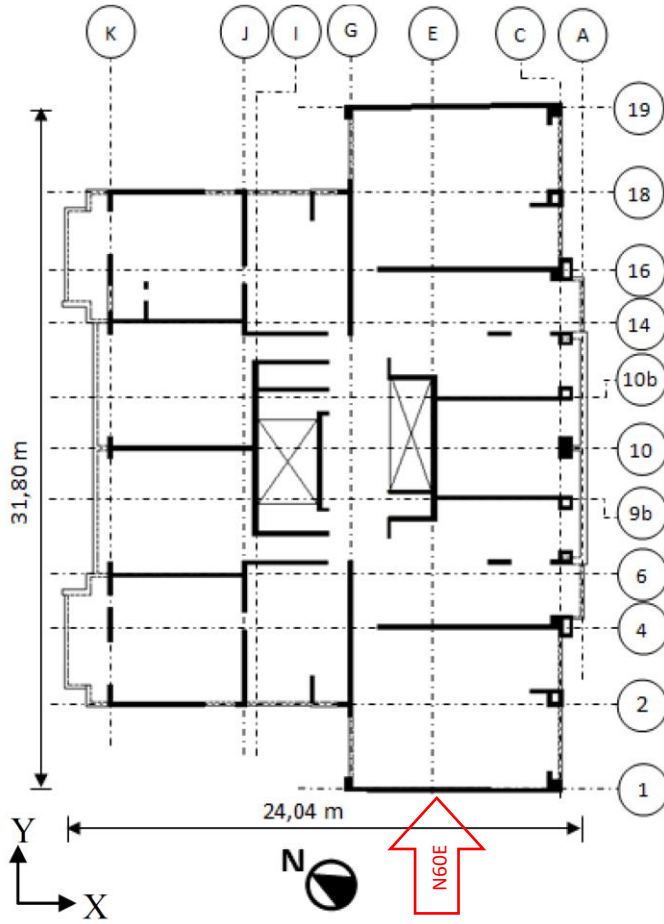
5.1.4 Torre Centro Mayor



Fig. 5.8 Daños en edificio Centro Mayor (Foto Benjamín Westenenk).

Este edificio de dieciocho pisos y un subterráneo, ubicado en calle Freire 1165, Fig. 5.8, muestra en la misma dirección $N60^{\circ}E$ como dirección principal de falla en sus elementos estructurales sismoresistentes. Los daños sufridos en los muros principales obligaron decretar su demolición. Esta dirección corresponde a la dirección transversal, o también considerarse el eje débil del edificio.

5.1.5 Torre Alto Arauco.



a)

b)



c)

d)

Fig. 5.9 Daños en torre Alto Arauco, (Imagen y foto Benjamín Westenek).

Este edificio se encontraba ubicado en calle Los Carrera 1535, de veinte pisos más un subterráneo. Su geometría se muestra en las Figs. 5.9 a) y b). A causa de la gravedad de los daños en su estructura resistente durante el terremoto de El Maule, se obligó a decretar su demolición. En particular este edificio muestra daños en su estructura sismorresistente en sus dos direcciones horizontales, lo que requiere una explicación más extensa para describir o encontrar la secuencia de daños, lo que no es el propósito del presente trabajo.

El edificio tenía una irregularidad vertical significativa en varios niveles, pero el daño de muros se concentró en los dos pisos inferiores. Existían recortes en algunos muros en el nivel inferior, lo que pudo haber contribuido a la concentración de tensiones y fallas de aplastamiento axial por flexión en estos sitios. El edificio también experimentó una falla de corte y de aplastamiento en múltiples ubicaciones, tanto en paredes orientadas $S30^{\circ}W$ como $N60^{\circ}E$ en la mitad norte del edificio. El hundimiento del edificio también provocó daños graves en el sistema de estructura de nivel superior. La Fig. 5.9 c) muestra ejemplos de daños en los muros Eje 6, entre J y K; mientras que la Fig. 5.9 d) grafica los daños en el Eje G, entre 16 y 18.

No obstante, es clara la falla por corte en el eje paralelo a calle Los Carrera ($N60^{\circ}E$). Por otra parte los daños en la dirección perpendicular a Los Carrera muestran unas fallas completamente horizontales y pandeo con clara orientación hacia el Este; lo que indica desplazamiento en ese sentido, grandes compresiones y tracciones. Lo anterior permite conjeturar en primer término una falla por corte en los muros de la dirección paralela a la calle Los Carrera, situación que desestabiliza el edificio transmitiendo grandes esfuerzos axiales hacia los muros en la dirección perpendicular al trabajar a maneras de alas de una viga doble T.

El que los daños se concentren mayormente en el sector norte, es decir un cuadrante del edificio, podría también indicar: indicios de torsión, o bien que la estructura debilitada quedó a merced del Pulso 2.

Como se ha indicado la causa del daño descrita aquí es una conjetura, consecuente sí con las descripciones de los daños en el capítulo 4. Se requieren estudios con programas especializados en desempeño sísmico, que lleven estructuras al colapso en su análisis.

5.1.6 Torre Libertad

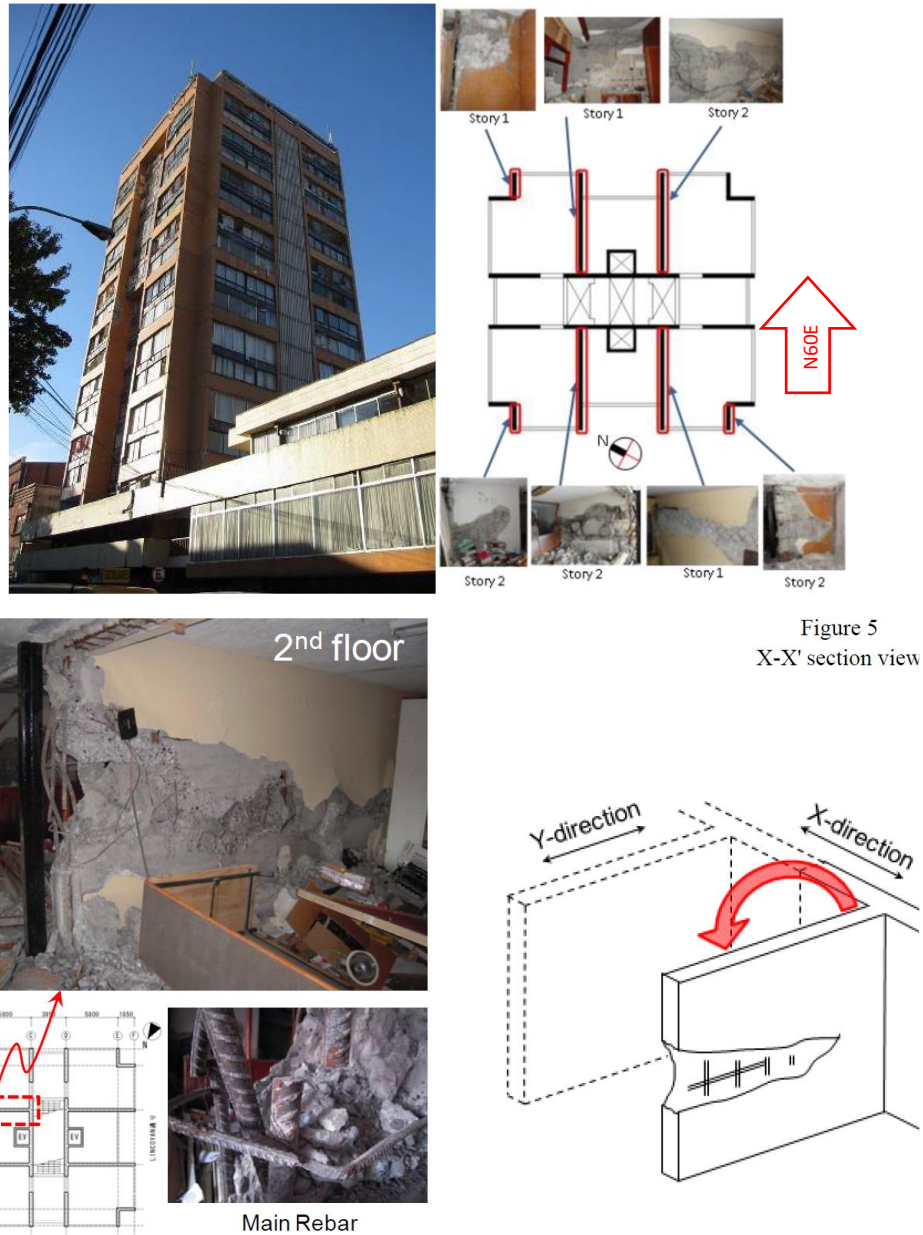


Figure 5
X-X' section view

Fig. 5.10 Daños en Torre Libertad [58].

Esta torre, de diecisiete pisos y un subterráneo, se ubicaba en calle Lincoyán 440, Fig. 5.10, esta calle es perpendicular a la dirección de las calles en que se ubicaban los edificios anteriores. Es un edificio de fines de la década de 1970. Tras los daños sufridos durante el terremoto se decretó su demolición. Como lo indican las imágenes sufrió daños en sus muros de corte orientados en perpendiculares a calle Lincoyán, es decir, en la dirección N60°E. Esta torre tenía una torre “gemela” ubicada a unos 15 kilómetros en dirección N30°W. Se trata de la Torre Arturo Prat, mostrada en la Fig. 5.11, la que se ubicaba a un costado de la plaza de armas de Talcahuano. Está última sufrió daños reparables, por lo que su análisis en reportes posteriores al terremoto es mínimo.

En el único estudio que compara estas dos torres fue realizado por Valenzuela et al [59], que trata la amplificación sísmica en la ciudad de Concepción. Este estudio atribuye la diferencia en el daño en las dos torres al efecto de sitio que produjo amplificaciones en Concepción, dando origen al daño incremental o progresivo en el caso de la torre Libertad.

Adicionalmente en el presente estudio se comentó que la torre Prat está girada 90° respecto a la orientación de la torre Libertad. Dado lo anterior la oferta de resistencia de los muros entre ambas estructuras no era idéntica en la dirección del Pulso 1. Para la torre Libertad los muros en “U” resultaron con las alas en dirección del sismo requiriendo esto gran ductilidad y capacidad de deformación, que pocas estructuras de su época tenían. Por su parte los mismos muros en torre Prat resultaron en una configuración “C”, en que las alas resultaban en una configuración con mayor inercia, compacta y con más ductilidad y capacidad de deformación. No es un eje débil en sí, más bien una debilidad en ese eje.

Otro aspecto para considerar, y tal vez más importante, es que la onda Love requiere de un suelo estratificado para su desarrollo o amplificación. La que para el sitio de la torre Prat, el estrato rocoso o competente se encuentra a aproximadamente a 25 metros de profundidad según el citado estudio de Valenzuela. El suelo competente para la Torre Libertad estaba aproximadamente a 100 metros. Por lo tanto, la onda Love del Pulso 1 efectivamente tuvo una mayor amplificación para el sitio de la torre Libertad que para su torre “gemela” ubicada en Talcahuano.

La Fig. 5.11 muestra la torre Arturo Prat, post terremoto. Como referencia se muestra el colapso del techo del mercado de Talcahuano, producto del terremoto y tsunami. Volviendo la atención a la torre, se esbozan daños en las vigas de acople en dirección N60°E.

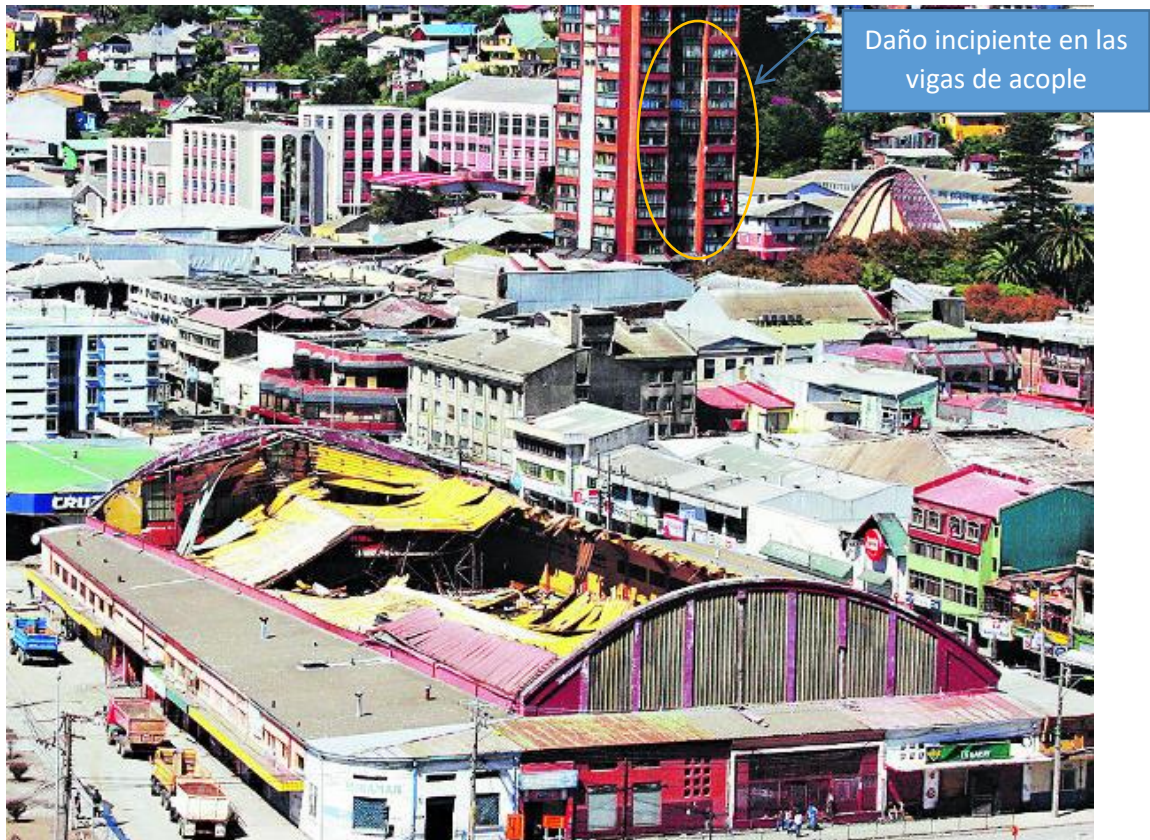


Fig. 5.11 Torre Arturo Prat, Talcahuano.

5.1.7 Edificio Universidad de Concepción y Plaza Independencia



Fig. 5.13 Estatua Plaza de Armas (Foto propia).

Fig. 5.12 Edificio Universidad de Concepción Barros Arana/Caupolicán y plaza Independencia (Foto propia. Foto Pequeña Google Earth).

Este edificio ubicado en calle Caupolicán 521, esquina con Barros Arana, es propiedad de la Universidad de Concepción. En este edificio de once pisos, los tres pisos superiores fallaron como se ve en la Fig. 5.12. Esto se debe a la costumbre de la época de usar albañilería reforzada en los pisos superiores o en los muros que se consideraban menos cargados, década de 1970. Los tres pisos superiores contaban con menos resistencia, y a su vez estaban sometidos a la aceleración de piso mayor al encontrarse a una cota más alta respecto al piso. Es importante notar la dirección principal del daño, paralela a calle Barros Arana, sentido negativo de $N60^{\circ}E$. Se hace notar la torsión en planta, con una rotación en sentido horario.

También la estatua de la Diosa Ceres, Fig. 5.13, símbolo de la pileta de la plaza independencia de Concepción. Esta se anclaba con cuatro pernos, ubicados cada uno de ellos perpendicular a las calles que rodean la plaza. De estos pernos falló el perno que apuntaba hacia calle Aníbal Pinto, dirección $N60^{\circ}E$, lo que dio al monumento una inclinación hacia el Oeste o hacia calle Caupolicán con Barros Arana, lo que es bastante cercana al sentido negativo de $N60^{\circ}E$.

5.1.8 Edificio Geocentro Obispo Salas,



Fig. 5.14 Daños edificio Geocentro Obispo Salas. a) Vista en elevación b) Falla del muro en la entrada c) Falla en muro en subterráneo d) Falla en muro trasero del edificio [60].

El edificio Geocentro Obispo Salas, Fig. 5.14, ubicado en calle Obispo Salas 445, de la ciudad de Concepción. Este edificio de veintitrés pisos tiene orientado su eje fuerte la dirección aproximada $N60^{\circ}E$, y es en esta misma dirección que se producen las fallas por corte en sus muros sismoresistentes. Se hace notar que en este edificio la falla en elementos estructurales producto del terremoto corresponde al eje fuerte, no al eje débil.



Fig. 5.15 Ubicación Edificio Geocentro Obispo Salas (Foto Google Earth).

5.1.9 Edificio La Araucana, Lincoyán 334

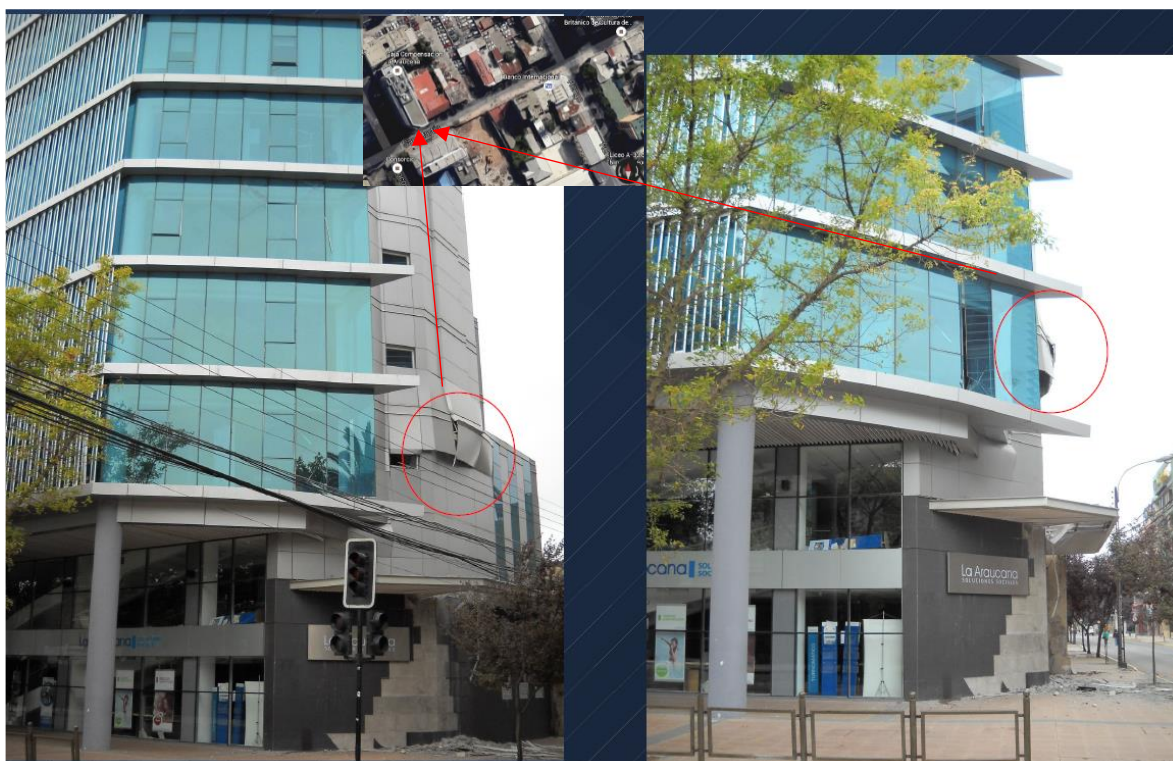


Fig. 5.16 Daños en Edificio La Araucana (Fotos de Rodrigo Betanzo).

El edificio La Araucana, de veinte pisos, ubicado en Lincoyán 334, Fig. 5.16, Concepción. Corresponde a un edificio nuevo al momento del terremoto, construido en hormigón armado según normativa chilena. Como se muestra en la foto, sufre severos daños en la dirección de su eje débil, la que corresponde aproximadamente con la $N60^{\circ}E$.

5.1.10 Edificio Futuro Center.



Fig. 5.17 Daños Edificio Futuro Center (Fotos Rodrigo Betanzo. Foto ubicación Google Earth).

El edificio Futuro Center, de veintitrés pisos y un subterráneo, ubicado en O'Higgins Poniente N°77, Concepción. Esto es en la Riviera norte del río Bío-Bío. Cabe señalar que este edificio estaba a apenas cuatro cuadras del colapsado Alto Río, en dirección S30°E en la calle Padre Alberto Hurtado, razón por la cual la demanda sísmica debió ser muy similar.

Corresponde a un edificio nuevo al momento del terremoto, construido en hormigón armado según normativa chilena vigente a la fecha. Como se muestra en la foto, sufre severos daños en la dirección de su eje fuerte y longitudinal, dirección que corresponde aproximadamente con la N60°E. La falla en los elementos estructurales no está asociada al eje débil, más bien es una debilidad del edificio en ese eje.

5.1.11 Conjunto Plaza Mayor

El Conjunto Plaza Mayor, en Concepción, ubicado en la manzana que rodean las calles: Colo-Colo, Manuel Rodríguez, Castellón y Joaquín Prieto. Este conjunto de edificios de dieciséis pisos fue fuertemente afectado por el sismo de El Maule. La Fig. 5.14 muestra algunos de los daños que sufrieron los edificios, mientras que la Fig. 5.15 grafica las deformaciones permanentes con las que quedaron las torres de la esquina Joaquín Prieto y Colo-Colo.



Fig. 5.18 Daños en conjunto Plaza Mayor (Fotos propias).



Fig. 5.19 Deformaciones permanentes en los edificios Plaza Mayor [61].

Los daños presentes en este conjunto de edificios ocurren en una dirección preferente, la que se aproxima a $N60^{\circ}E$ como daño dominante. En tanto la deformación permanente para la torre ubicada por calle Joaquín Prieto es en promedio de 14.0 centímetros, y su dirección es la $N82^{\circ}E$: mientras que para la torre que enfrenta calle Colo-Colo es de 7.0 centímetros en la dirección $S67^{\circ}E$. Ambas deformaciones son consistentes en el efecto de directividad. No existe falla marcada en consideración a eje débil.

Un aspecto que llama la atención es que ambas torres resultan con una rotación por torsión muy similar, y en el mismo sentido de rotación. El sentido de rotación es el horario.

5.1.12 Edificio Cruz Blanca

Edificio Cruz Blanca, ubicado en Rengo 316, esquina con San Martín, en Concepción. Este edificio de doce pisos muestra evidentes grietas por corte en sus muros, por su fachada paralela a calle San Martín; dirección que corresponde a la $N60^{\circ}E$. Su dirección perpendicular no mostró este tipo de daños.



Fig. 5.20 Edificio Cruz Blanca, con daños evidentes en la Dirección $N60^{\circ}E$.

5.1.13 Edificios Rodrigo de Triana y Puerto de Palos



Fig. 5.21 Daños en edificios Rodrigo de Triana y Puerto de Palos (Foto Benjamín Westenek).

Los edificios Edificio Rodrigo de Triana (norte) y Puerto de Palos (sur), de diez pisos, estaban ubicados en la comuna de Hualpén. Este edificio orientaba sus ejes principales en direcciones Norte-Sur, y Este-Oeste. Estos edificios adyacentes sufrieron daños similares, concentrados en muros orientados a E-O del primer piso. La Fig. 5.21 muestra el daño característico del daño más severo para estos edificios. La dirección del daño también es consecuente con la hipótesis de directividad.

El daño sufrido en estos edificios en su estructura resistentes obligó a decretar la demolición de éstos.

5.1.14 Automotora Del Sur



5.22 Daños en Automotora del Sur (Foto Propia).

Esta edificación de hormigón armado, ubicada en calle Los Carrera, al llegar a Paicaví, en Concepción. Por su destino comercial, su estructura correspondía a un marco en el sentido de calle Los Carrera, y de muros de hormigón en sentido perpendicular. La estructura falla y se desploma en “efecto dominó” en el sentido negativo de $N60^{\circ}E$ como lo muestra la Fig. 5.22.

5.1.15 Multitiendas Johnson, Paris y Ripley ubicadas en calle Barros Arana

La sección se agrupó de esta manera dado que estas Multitiendas se encuentran alineadas a lo largo de calle Barros Arana, en un tramo de no más de dos cuadras de distancia.



Fig. 5.23 Ubicación multitiendas (Foto Google Earth)

Daños en Tiendas Johnsons

Esta tienda por departamentos se ubica en calle Barros Arana esquina de Colo-Colo. Es un edificio anterior a la norma sismorresistente NCh 433, probablemente por su arquitectura, de la década de 1950. Por su disposición en esquina, y uso como tienda por departamentos que quita muchos muros interiores para producir plantas libres permite apreciar efectos importantes. Nótese que la fachada paralela a calle Barros Arana (N60°E) muestra claramente fallas por corte, con agrietamiento en “X” del hormigón y albañilería. Por otra parte, la fachada que va paralela a calle Colo-Colo evidencia el vaciamiento de los paneles de albañilería hacia calle Colo-Colo. Esto demuestra claramente que existe una sollicitación, o demanda, espacial en la dirección que se aproxima a la N60°E. Los daños están mostrados en las Figs. 5.23 a 5.26.

Esta falla hace recordar al naturalista Darwin, al tratarse de estructuras que se pueden asimilar a las observadas por el: *“Las paredes de las casas en dirección Noroeste Norte resistieron verdaderamente mejor las sacudidas que las situadas en las otras; la mayor parte de las masas de ladrillos se desplomaron en dirección Nordeste. Esas dos circunstancias parecen confirmar la impresión general de que las ondulaciones provenían del Sudoeste, dirección de la cual se oyeron también ruidos subterráneos. Es evidente que las paredes construidas en las direcciones Nordeste y Sudoeste, y que tenían, por consiguiente, sus extremos en los puntos de donde provenían las vibraciones tenían más probabilidades de resistir el choque que las paredes construidas en las direcciones Noroeste y Sudeste, porque éstas perdían en un instante su posición vertical en toda su longitud.”*(Cursivas nuestras)



Fig. 5.24 Daños en fachada tiendas Johnson calle Barros Arana con Colo-Colo. (Foto propia).



Fig. 5.25 Daños en fachada tiendas Johnson calle Barraos Arana, paralela a N60°E (Foto propia).



Fig. 5.26 Daños frontis tiendas Johnson calle Colo-Colo, perpendicular a N60°E (Foto propia).

Daños en tienda Ripley



Fig. 5.27 Daños en Fachada tienda Ripley Paralelos Barros Arana (Foto propia).

La tienda Ripley, ubicada en Barros Arana esquina Castellón, Fig. 5.27, muestra en su fachada paralela calle Barros Arana falla clásica por corte diagonal en “X”. Es una falla por corte en los machones de albañilería de ladrillo, una configuración poco dúctil.

Daños en tienda Almacenes París.



Fig. 5.28 Daños en muros primer piso tienda Almacenes París fachada calle Barros Arana.

La tienda París, ubicada en Barros Arana esquina Castellón, Fig. 5.28, justo en frente de Ripley, muestra en su fachada paralela calle Barros Arana falla por corte diagonal. Esta es una falla más dúctil por la existencia de armaduras al corte.

Todas las fallas en estructuras mostradas en este apartado están en una misma línea, la misma calle. No corresponden al eje débil de sus respectivos edificios.

5.1.16 Callejón Aurelio Manzano (Entre Freire y Barros Arana)

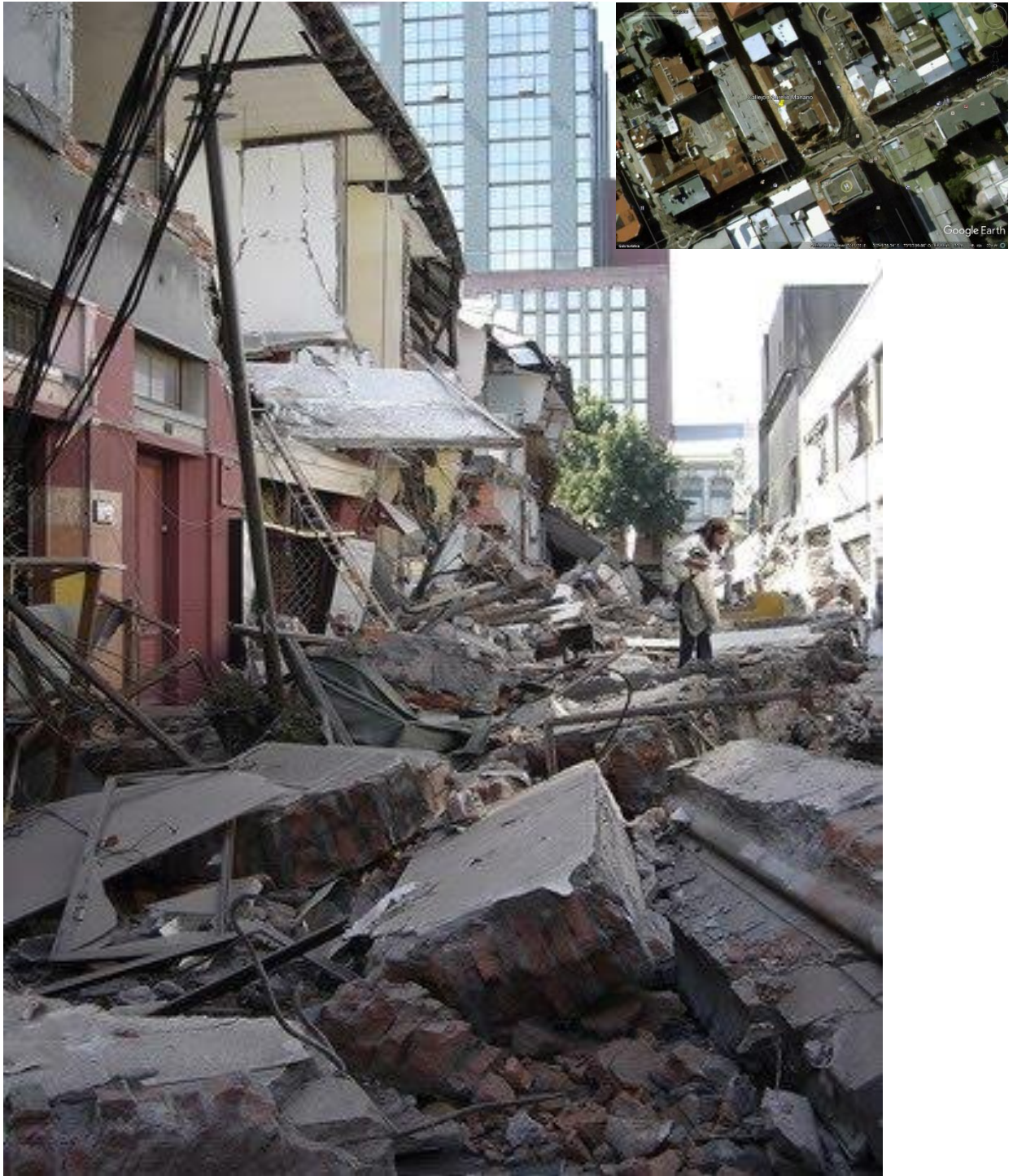


Fig. 5.29 Daños en callejón Aurelio Manzano (Fotos Luis Enrique Fritz).

El pasaje Aurelio Manzano es perpendicular a calle Barros Arana, entre las calles Rengo y Lincoyán. Este pasaje contenía mucha edificación antigua, principalmente en albañilería confinada. Como lo muestra la Fig. 5.29, todos los muros sufrieron vaciamiento en el sentido aproximado de $N60^{\circ}E$, replicando una vez más las observaciones de Darwin.

5.1.17 Centro de Formación Técnica Barros Arana



Fig. 5.30 Daños en Centro de formación técnica Barros Arana (Fotos Eduardo Muñoz).

Centro Formación Técnica Barros Arana estaba ubicado en Barros Arana esquina de Serrano. Se trataba de una edificación antigua en albañilería confinada. Como lo muestra la Fig. 5.30, los muros sufrieron vaciamiento en el sentido aproximado de $N60^{\circ}E$, replicando una vez más las observaciones de Darwin. Nótese el poste de iluminación, muestra la misma dirección de falla.

5.1.18 Sede Democracia Cristiana.

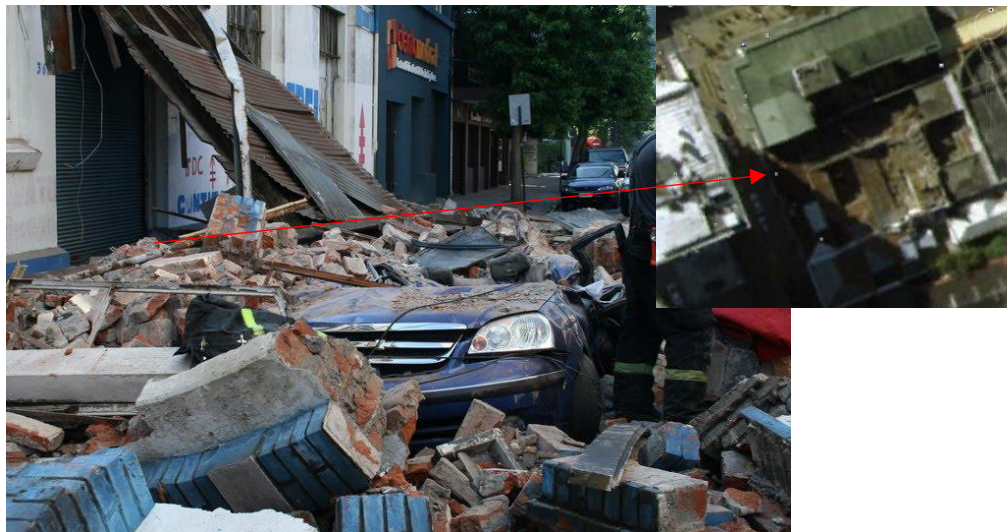


Fig. 5.31 Colapso edificio sede de la Democracia Cristiana (Foto Luis Enrique Fritz).

La Sede Democracia Cristiana, en calle Colo-Colo entre O'Higgins y San Martín, Concepción - Chile. Como lo muestra la Fig. 5.31 los muros sufrieron vaciamiento en el sentido aproximado de $N60^{\circ}E$, replicando una vez más las observaciones de Darwin. Esta edificación cobró una de las víctimas durante el terremoto. Se trataba de un taxista que esperaba un pasajero alojado en el hotel Alonso de Ercilla, vecino a la sede.

5.1.19 Muros Albañilería sector Camilo Henríquez con Lientur



Fig. 5.32 Muros en sector Camilo Henríquez Lientur (Foto Luis Enrique Fritz).

Este recinto que actualmente alberga el colegio Camilo Henríquez, algunas unidades de la Universidad San Sebastián y la iglesia del Buen Pastor, presentó una caída de sus muros perimetrales. Existiendo todas las direcciones posibles para este colapso, los muros fallaron por vaciamiento aproximadamente en la dirección N60°E. Fig. 5.32.

5.1.20 Techo en Mall Plaza El Trébol.

En el centro comercial Mall Plaza El Trébol ubicado en Talcahuano no mostró daños significativos. No obstante, es significativa la traza dejada por el movimiento de los Sprinkler en el cielo falso, los que dejan huella del movimiento en una dirección principal Este-Oeste, como se aprecia en la Fig. 5.33.

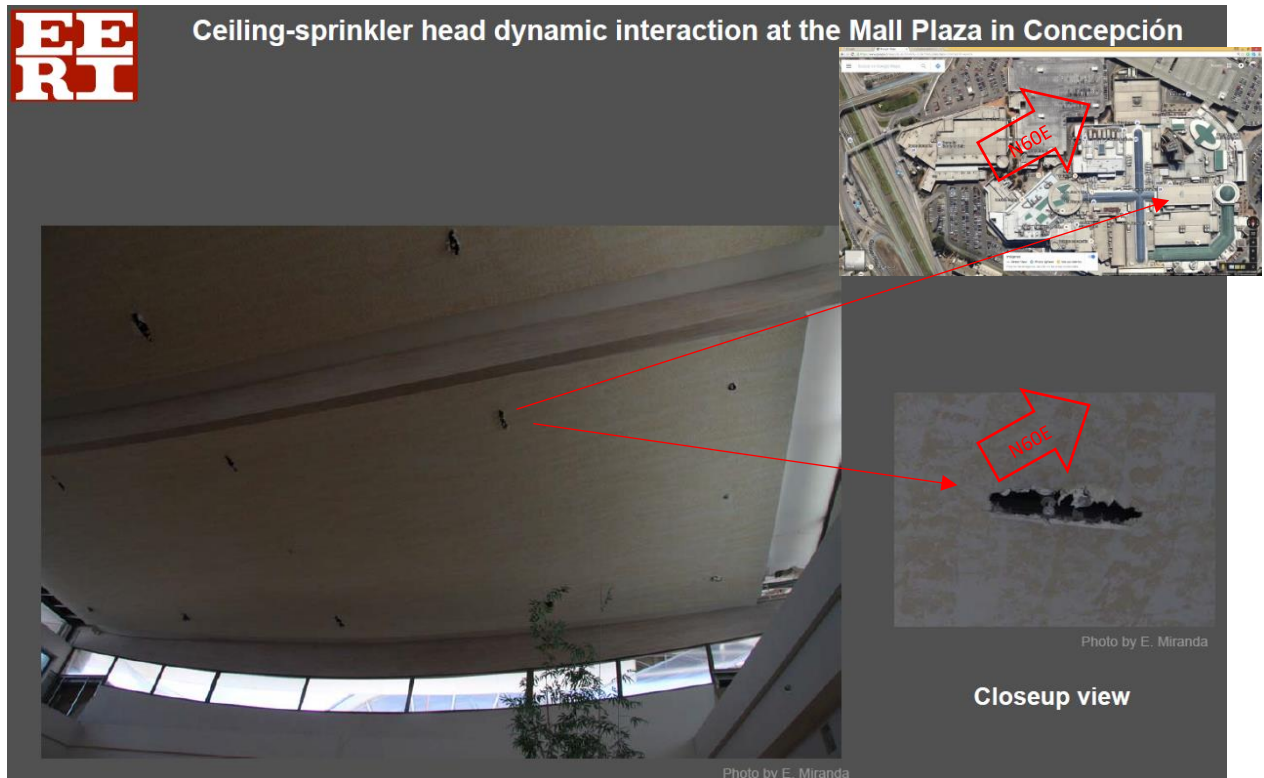


Fig. 5.33 Daños en techo Mall Plaza El Trébol (Foto EERI).

5.1.21 Edificio Olas

El edificio ubicado en San Pedro de la Paz, Fig. 5.34, es un edificio de hormigón armado relativamente nuevo; construido entre 2008 y 2009 según la normativa vigente a la fecha del terremoto. Presenta un diseño de forma escalonada que permite crear grandes terrazas. El edificio alcanza 15 pisos de altura.

Dada la orientación del edificio los daños o grietas por cortante y aplastamiento del hormigón ocurren según el eje débil de éste, eje que está orientado aproximadamente en la dirección Este-Oeste.

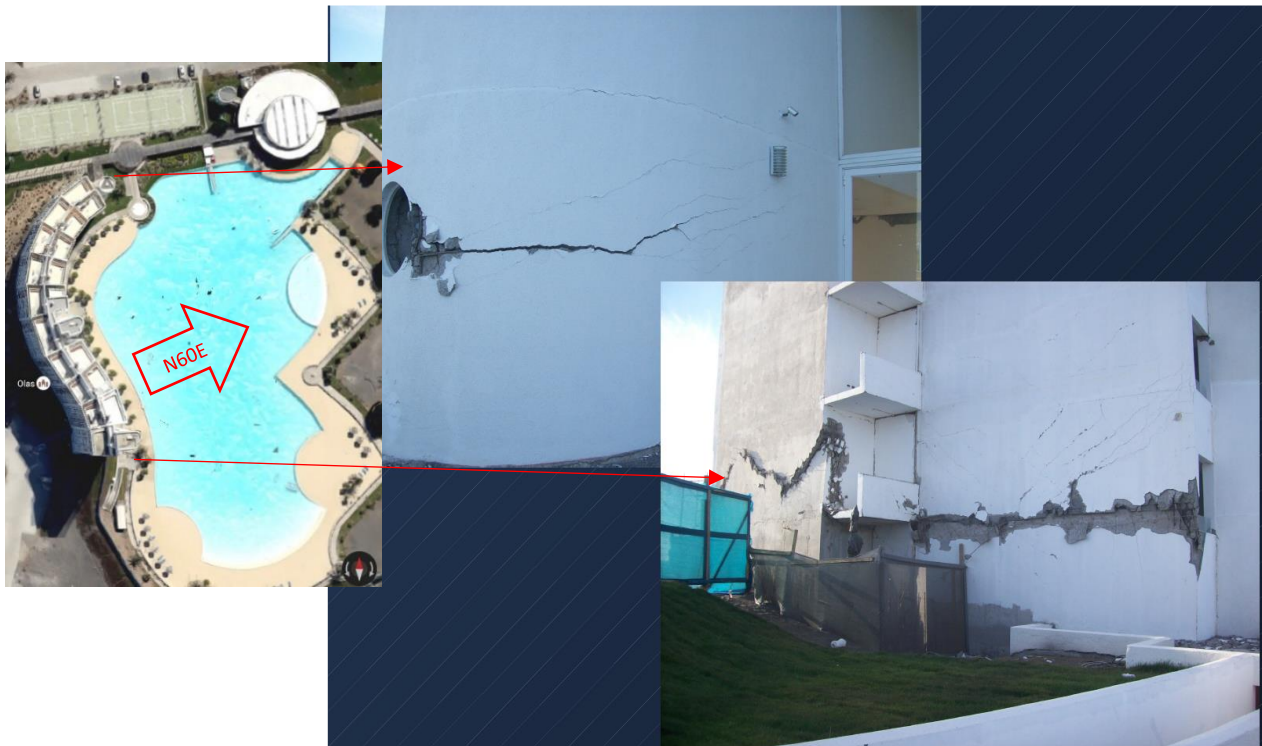


Fig. 5.34 Daños edificio Olas, San Pedro de La Paz. (Foto: Rodrigo Betanzo Dávila).

5.1.22.- Edificio Alto Huerto



Fig. 5.35 Daños edificio Alto Huerto (Foto Benjamín Westenenk).

El Edificio Alto Huerto, Av. las Margaritas 1328, San Pedro de la Paz. Este edificio, de 25 pisos más dos subterráneos, nuevo al momento del terremoto sufrió graves daños. Nótese que la orientación de los daños corresponde bastante bien con la dirección N60°E, según se muestra en la Fig. 5.35. Fue reparado posteriormente, por lo que hoy está en uso.

5.1.23 Torre Bosquemar

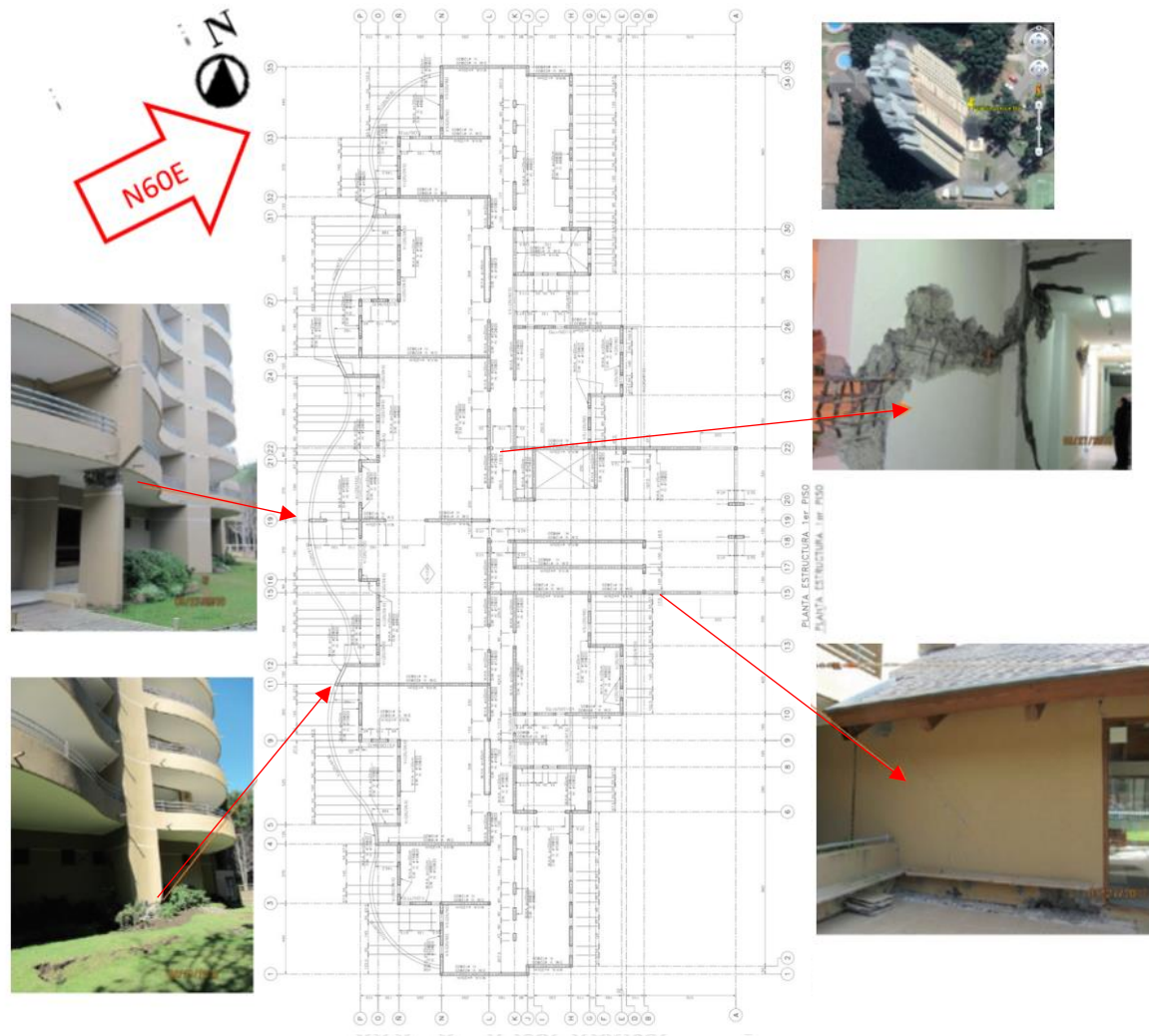


Fig. 5.36 Torre Bosquemar en San Pedro de la Paz, con daños dominantes en dirección Este-Oeste [62].

La Torre Bosquemar se ubica en la avenida Costera, paralela a la carretera 160 en San Pedro de la Paz, en la provincia de Concepción [62]. El edificio de 20 pisos y un nivel de estacionamientos subterráneos. La mayor parte del diseño se completó a finales de 2006. El edificio se orientó longitudinalmente en dirección perfectamente Norte-Sur, por lo tanto, la transversal o eje débil en la dirección Reste-Oeste.

Como se muestra en la Fig. 5.36, el sismo indujo en la torre daño principalmente en elementos resistentes en la dirección Este-Oeste en el Eje 11, 15 y 19. También hubo daño en el eje L, orientado Norte-Sur, por aplastamiento del hormigón debido a cambio de sección abrupta e inadecuado anclaje de barras. Adicionalmente es visible el hundimiento del terreno por mala compactación en el costado poniente del edificio, producto del balanceo del edificio en esa Dirección.

5.1.24 Edificio Pedro de Valdivia.

Este edificio de catorce pisos ubicado en avenida Pedro de Valdivia 1953, en Concepción [62]. A esta construcción se le dio orientación de su eje fuerte o longitudinal en una dirección muy cercana a la $N60^{\circ}E$. Este edificio no sufrió daño en dirección de su eje débil, pero sí en su eje longitudinal que corresponde a la dirección $N60^{\circ}E$. La Fig. 5.37 muestra el hueco de la escalera entre dos muros de corte a toda la altura de la estructura. Las ventanas inclinadas a lo largo de las escaleras dieron como resultado elementos de hormigón que durante el evento sísmico actuaron como diagonales entre los dos muros principales sismorresistentes a los que se conectaron en cada extremo. Como se muestra en la imagen, estas ubicaciones se comportaron como columnas cortas y fallaron en corte. Estos son claros ejemplos de elementos arquitectónicos que originalmente no tenían un propósito estructural y adoptan roles en el sistema lateral. Esto, por tanto, se traduce en una alteración de la hipótesis de diseño del comportamiento del sistema lateral, así como una alta probabilidad de daño de los elementos en cuestión.



Fig. 5.37 Edificio Pedro de Valdivia, Concepción. Daños dominantes en dirección $N60^{\circ}E$ [62].

5.1.25 Edificio Arturo Prat 88, Talcahuano



Fig. 5.38 Daños en Edificio Arturo Prat 88, Talcahuano. (Foto: Benjamín Westenenk).

Edificio aledaño a Gimnasio La Tortuga, en Arturo Prat 88, cinco pisos, Talcahuano. Es un edificio de hormigón armado, construido en la década de 1970. En este caso el tipo de falla es por corte en columna corta. La falla se produce por esfuerzos en la dirección Este-Oeste, el que es el eje fuerte del edificio. Fig. 5.38.

5.1.26 Edificio Cristóbal Colón 2450, Talcahuano

Ubicado en Av. Cristóbal Colón 2450, Talcahuano. Fig. 5.39. Es un edificio nuevo de hormigón armado, de cuatro pisos. El tipo de falla es por corte en columna corta. En el muro resistente, se dejan los vanos para pequeñas ventanas, propiciando el efecto de columna corta. La falla se produce por esfuerzos en la dirección aproximadamente N60°E, en la dirección de las columnas cortas producidas por las ventanas.



Fig. 5.39 Daños edificio de calle Colón, Talcahuano. (Foto: Reconnaissance Team Investigation – Reinforced Concrete Building – EERI).

5.1.27 Puentes sobre el río Bío-Bío



Fig. 5.40 Puentes sobre el río Bío-Bío (Imagen Geo-engineering Reconnaissance of the 2010 Maule, Chile Earthquake).

El comportamiento de los puentes sobre el río Bío-Bío mostrados en la Fig. 5.40 es interesante. El Puente Juan Pablo II, más cercano a la desembocadura, muestra una falla por corte en su pila norte, la que es cercana a la $N45^{\circ}E$, además de una ondulación en plano vertical longitudinal en la misma dirección, según se muestra en la Fig. 5.41. La ondulación puede ser producto de la licuación y el comportamiento armónico del desplazamiento vertical.



Fig. 5.41 Daños en Puente Juan Pablo II.

Por su parte el denominado Puente Viejo, el de ubicación más oriental o aguas arriba del río, fue el que resultó con más daño como consecuencia del terremoto; por lo que tuvo que ser demolido y

reemplazado por un nuevo puente (Ver Figs. 5.42 y 5.43). Este puente muestra una extensa caída longitudinal en dominó de sus tableros, sin evidencia de trabajo transversal. Esta caída resulta similar a la caída como resultado del terremoto de 1960.

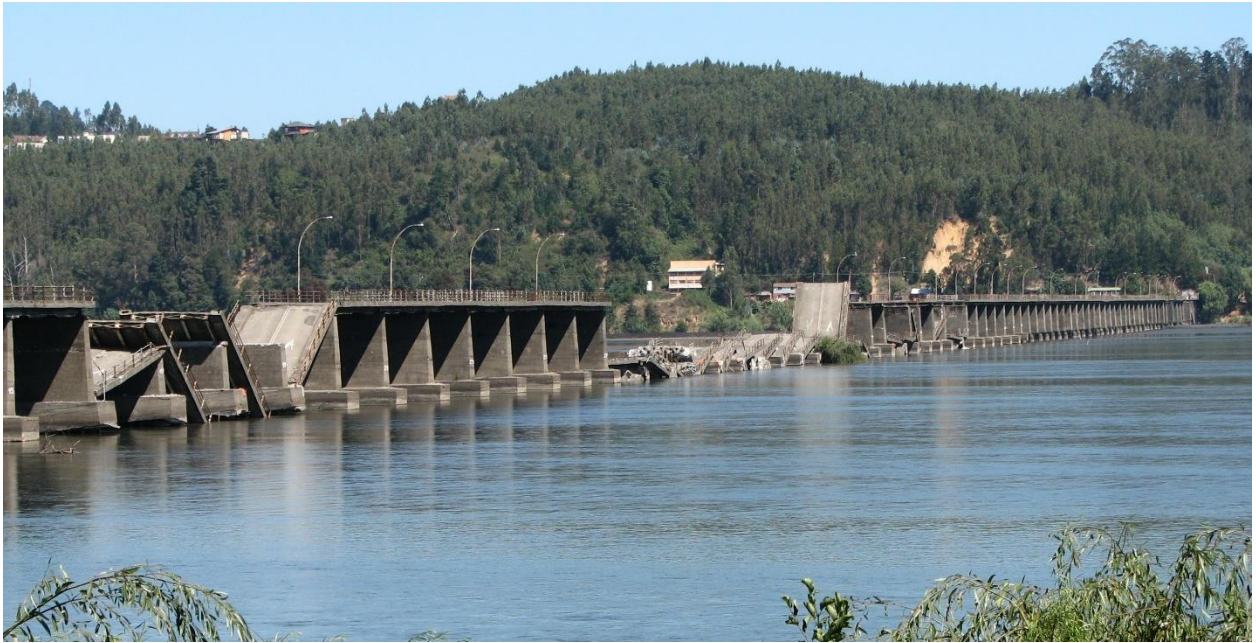


Fig. 5.42 Daños en Puente Viejo (Foto propia).

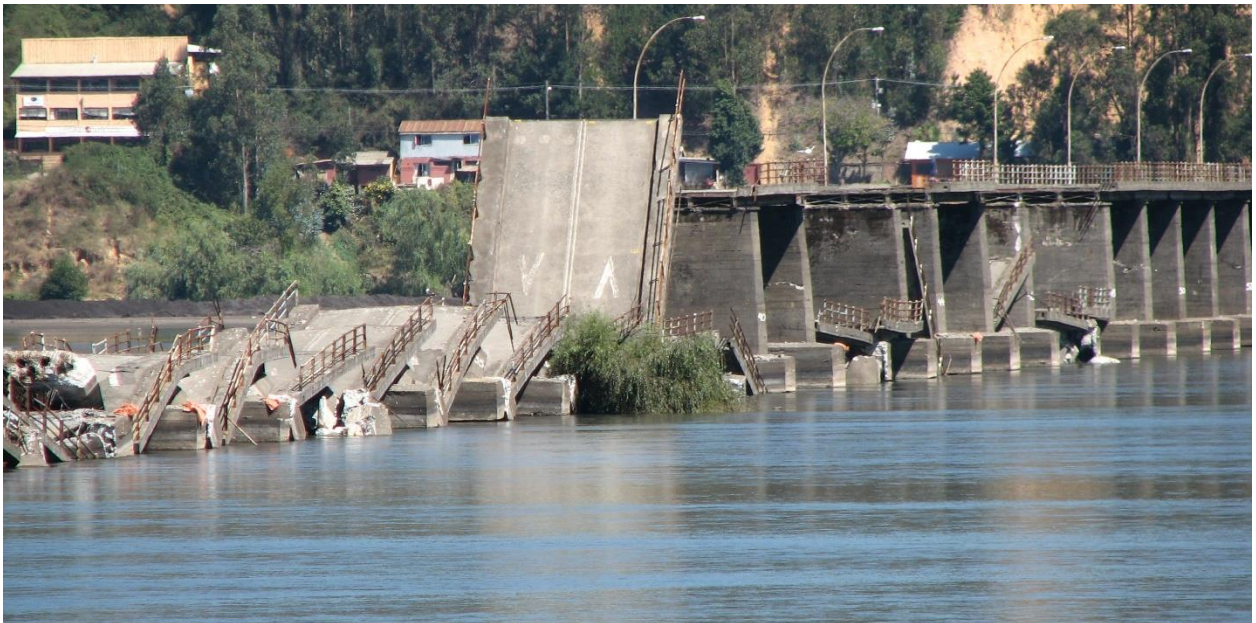


Fig. 5.43 Daños en Puente Viejo (Foto propia).

El puente Llacolén, a continuación de calle Los Carrera, fue el de construcción más reciente al tiempo del terremoto. Éste muestra en la Fig. 5.44 la caída de primer tablero en la costanera de Concepción, en sentido longitudinal N60°E. En las imágenes laterales se tiene una vista transversal

y frontal del apoyo; las vigas longitudinales que llegaban al apoyo se salieron de su base y colapsaron. A la izquierda se puede apreciar que la longitud de apoyo para las vigas está entre 40 y 50 centímetros; se ve también la huella que dejaron las vigas longitudinales en la Pila durante su caída. No se muestran indicios de trabajo lateral fuerte. También en el sentido longitudinal es apreciable la ondulación.



Fig. 5.44 Daños en Puente Llacolén (Fotos Egon Wolf y Claudio Nuñez).

Finalmente, en la Fig. 5.45 se muestran los daños sufridos por el Puente La Mochita, camino a Chiguayante. Éste tiene la particularidad respecto a los anteriores que su orientación resulta aproximadamente perpendicular a la dirección de los grandes puentes, pues va paralelo a la ribera norte del río Bio-Bio. No se identifican fallas en su sentido longitudinal, en cambio es notorio su desplazamiento lateral en la dirección aproximada $N60^{\circ}E$. El desplazamiento lateral ocurre incluso

en sus estribos, mostrando que la fuerza inercial del terremoto afectó todo el puente y no únicamente la pila “B#3” sujeta a efectos de lateral spreading superficial.



Fig. 5.45 Daños en puente La Mochita (Imagen Geo-engineering Reconnaissance of the 2010 Maule, Chile Earthquake).

5.1.28 Paso Superior Arturo Prat y línea férrea.



Fig. 5.46 Daños en Paso Superior Arturo Prat (Foto Luis Enrique Fritz).

El paso superior Arturo Prat comunicaba el centro de Concepción con el barrio Lorenzo Arenas. Es un puente fuertemente esviado, es decir su eje es oblicuo respecto a sus apoyos. Dada esta configuración, que impide un desplazamiento plano como cuerpo rígido ante una sollicitación horizontal transversal, el puente rota sobre su eje vertical y se desplaza en dirección Este. La sollicitación horizontal que provoca esta rotación y desplazamiento tiene componente que se aproxima a la N60°E. (Ver Fig. 5.46)

Unos cuantos metros más en dirección norte, hacia Lorenzo Arenas, se encuentra la desalineación de la línea férrea. Está falla es típica de la influencia del cizalle inducido por la onda Love, la que es facilitado por el suelo saturado del humedal existente. Esta deformación por corte se enmarca en una dirección este-oeste dada el trazado norte-sur de su trazado, como se muestra en la Fig. 5.47.



Fig. 5.47 Daños en línea ferra cercana a Paso Superior Arturo Prat (Foto Luis Enrique Fritz).

5.1.29 Estanques en Refinería de petróleo (Enap Bio-Bio)

La refinería de petróleo se encuentra ubicada en la comuna de Hualpén, vecina a la ciudad de Concepción. El suelo de fundación de la refinería consiste es arena compactada.

Un suceso repetitivo en el campo de estanques fue el derrame de contenido por oleaje sísmico en estanques para almacenamiento de combustible, los que tienen de manto de acero y de grandes diámetros.

La Fig. 5.48, extraída de Google Earth, muestra la ubicación relativa de los estanques detallados en este apartado. La foto capturada pocos días después del sismo muestra el derrame o “Sloshing” de los estanques. También es visible el hecho que otros estanques se encontraban vacíos o con poco contenido, lo que limitó el derrame de estos.

En las fotos se indica mediante una flecha roja el punto de vista desde el que se toma la foto, para ayudar de esta manera a la orientación.



Fig. 5.48 Ubicación de estanque en Refinería de Petróleo (Foto Google Earth).

Estanque T-6020



Fig. 5.49 Derrame en estanque T-6020 [63].

El estanque T-6020, Fig. 5.49, perteneciente al Oleoducto Trasandino, muestra una clara orientación en el derrame o “Sloshing” provocado por la ola sísmica del producto almacenado. La orientación de este derrame es aproximadamente N60°E.

Estanque T-3000 .



Fig. 5.50 Derrame en estanque T-3000 (Foto Carlos Patuelli)

El estanque T-3000, Fig. 5.50, muestra una clara orientación en el derrame o “Sloshing” producido por la ola sísmica del producto almacenado. La orientación de este derrame es aproximadamente N60°E.

Estanque T-30xx



Fig. 5.51 Derrame en estanque T-30XX (Foto Carlos Patuelli).

Este estanque T-30XX, Fig. 5.51, también muestra una clara orientación en el derrame o “Sloshing” producido por la ola sísmica del producto almacenado. La orientación de este derrame es aproximadamente N60°E.

5.1.30 Torre aerorefrigeración Enap.



Fig. 5.52 Torre de aerorefrigeración. (Foto Carlos Patuelli).

La torre de aerorefrigeración, en Enap Hualpén, Fig. 5.52, era una estructura de madera, construida en 1997. Esta estructura colapsó desplazándose en el sentido longitudinal principalmente, pero también con una componente transversal. La orientación del colapso de aproxima a N75°E.

5.1.31 Puerto San Vicente, Instalaciones Petrobras



Fig. 5.53 Ubicación de estanques estación Petrobras.



Fig. 5.54 Daños por pandeo y giro en estanques [64].

Las Figs. 5.53 y 5.54, incluidas en reporte de GEER [64], son claras para indicar que la dirección del giro por pandeo del mato es cercana al sentido negativo de la $N75^{\circ}E$, lo que es cercana a la dirección.

5.1.32 Silos Coronel



Fig. 5.55 Daños en Silos de almacenaje en la ciudad de Coronel (Foto propia).

Este silo de una compañía molinera ubicada en la ciudad de Coronel, al sur de Concepción; y en el sector norte del golfo de Arauco. Como lo muestra la Fig. 5.55, se observa claramente la dirección cercana a la $N60^{\circ}E$ para su colapso. Esta falla es similar a lo ocurrido en los silos de Quaker en Concepción, para una estructura de características similares.

5.1.33 Daños en industria de Cementos Bío-Bío

La imagen mostrada en la Fig. 5.56 muestra el colapso de dos equipos en la industria de Cementos Bio-Bio. Como lo muestra la imagen histórica de Google Earth, en la que se visualizan los equipos y edificio afectado, la dirección de caída corresponde aproximadamente a la N60°E.

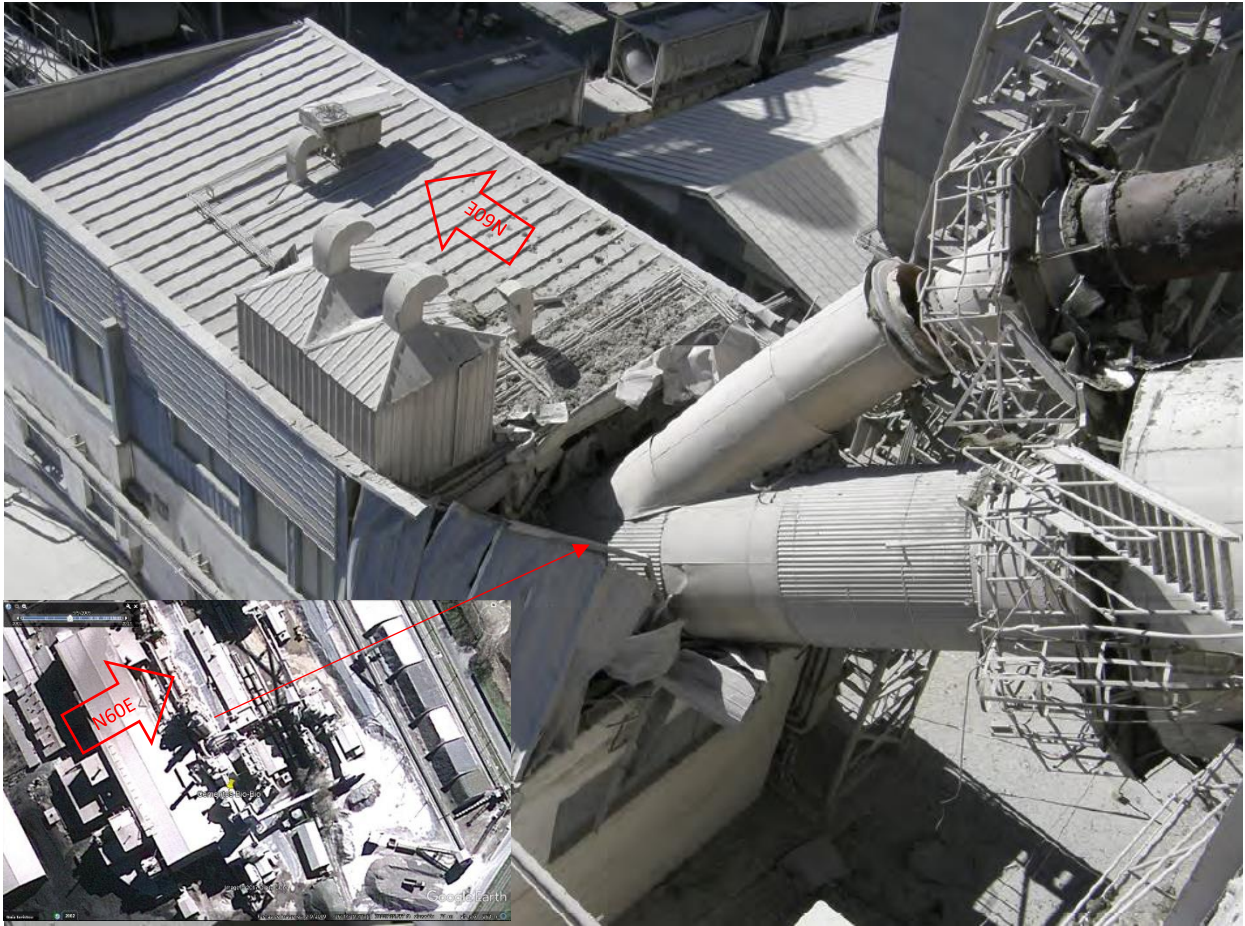


Fig. 5.56 Daños en planta Cementos Bío-Bío [65].

5.1.34 Vidrios Lirquén

Del trabajo de Pedro Hidalgo [66] se puede extraer el colapso de una estructura de hormigón en la planta de vidrios Lirquén, ubicada en la ciudad del mismo nombre, que se muestra en la Fig. 5.57. Esta estructura de hormigón en base a pórticos de momento colapsa en una dirección predominante horizontal, correspondiente a la dirección $S75^{\circ}E$, aunque se hace notar que dada la orientación de sus ejes principales tiene una componente marcada en la dirección Este más una rotación en planta. La rotación, tal vez esté dada por la distribución de masas en los depósitos que le indujeron torsión y el choque contra el edificio que perpendicular a ella mostrada en la imagen de Google Earth.



Fig. 5.57 Daños en Planta de Vidrios, Lirquén (Foto Pedro Hidalgo).

5.1.36 Planta de Celulosa Nueva Aldea. Arauco S.A.



Fig. 5.58 Desplome de material apilado en planta Nueva Aldea [67].

Esta La planta de tableros contrachapados ubicado en el poblado de Nueva Aldea, Fig. 5.58, ubicado al noreste de Concepción. La foto muestra la caída de material apilado, en una dirección cercana a la N60°E. Es llamativa la distancia que alcanza el derrame, indicando la fuerza que lo produjo.

5.2 Resumen del estudio de estructura dañadas como muestra

A continuación, en la Tabla 5.1, se resumen cuarenta y ocho estructuras levantadas en la sección anterior.

Tabla 5.1 Estructuras dañadas usadas como muestra de directividad.

ITEM	FIGURA N°	NOMBRE DE ESTRUCTURA	COMUNA	TIPO	DIRECCIÓN APROXIMADA DEL DAÑO N60°E
1	2.8 y 2.9	Biblioteca cuarto piso Inmaculada Concepción	Concepción	Pórtico hormigón armado	Colapso total. Falla en columnas. Dirección del desplazamiento N60°E
2	2.1 a 2.29 y 4.9	Canopy Colegio Inmaculada Concepción	Concepción	Pórtico hormigón armado	Colapso total. Falla en columna. Dirección del desplazamiento N60°E
3	4.10 y 5.4	Edificio Alto Río	Concepción	Muros de hormigón armado	Colapso total. Dirección del desplazamiento N60°E
4	5.5	Silos industria alimentos Quaker	Concepción	Silo planchas corrugadas	Falla manto y caída. Dirección negativa de N60°E.
5	5.6	Torre O'Higgins	Concepción	Edificio muros	Múltiples daños, incluido torsión. El colapso del tramo superior tomó inclinación clara en dirección N60°E. Se obligó demolición de pisos superiores.
6	5.7	Edificio Plaza del Río	Concepción	Edificio muros	Daños severos predominantes en dirección N60°E. Torre gemela orientada en dirección perpendicular no resultó con daños. Se obligó demolición
7	5.8	Edificio Centro Mayor	Concepción	Edificio muros	Daños severos en dirección N60°E. Se obligó demolición
8	5.9	Edificio Alto Arauco	Concepción	Edificio Muros	Múltiples daños severos. Daños en los principales elementos estructurales de la dirección N60°E. También muestra daño en la dirección perpendicular. Se obligó demolición
9	5.10	Torre Libertad	Concepción	Edificio muros	Daños severos predominantes en dirección N60°E. Se obligó demolición
10	5.11	Torre Arturo Prat	Talcahuano.	Edificio muros	Daños incipientes en dirección N60°E.

ITEM	Nº FIGURA	NOMBRE DE ESTRUCTURA	COMUNA	TIPO	DIRECCIÓN APROXIMADA DEL DAÑO N60°E
11	5.12	Edificio Universidad de Concepción	Concepción	Muros hormigón y albañilería reforzada	Colapso de pisos superiores en dirección negativa de N60°E.
12	5.13	Estatua Diosa Ceres, Plaza Independencia	Concepción	Monumento acero fundido	Se inclina en orientación N60°W, lo que es cercano al sentido negativo de N60°E
13	5.14	Edificio Geocenter Obispo Salas	Concepción	Edificio muros	Daños predominantes en dirección N60°E
14	5.16	Edificio La Araucana	Concepción	Edificio muros	Daños predominantes en dirección N60°E
15	5.17	Edificio Futuro Center,	Concepción	Edificio muros	Daños predominantes en dirección N60°E
16	5.18 y 5.19	Conjunto Plaza Mayor	Concepción	Edificio muros	Daños predominantes en dirección N60°E
17	5.20	Edificio Cruz Blanca	Concepción	Edificio muros	Daños predominantes en dirección N60°E
18	5.21	Edificios Rodrigo de Triana y Puerto de Palos	Hualpén	Edificio muros	Daños predominantes severos en dirección E-0. Lo que obligó demolición
19	5.22	Automotora del Sur, calle Los Carrera	Concepción	Edificación dos pisos. Marco en dirección de la falla	Colapso en dirección negativa de N60°E.
20	5.23 a 5.26	Johnsons, Barros Arana/Colo Colo	Concepción	Edificio antiguo albañilería reforzada	Falla por corte diagonal "X" en muros según dirección N60°E, y por vaciamiento en esta misma dirección para los muros orientados en la dirección perpendicular
21	5.27	Ripley Barros Arana /Castellón	Concepción	Edificio antiguo albañilería reforzada	Falla por corte diagonal "X" en muros según dirección N60E.
22	5.28	Almacenes Paris Barros Arana /Castellón	Concepción	Edificio muros	E 30° N. Falla por corte diagonal en muros según esta dirección
23	5.29	Callejón Aurelio Manzano	Concepción	Edificio antiguo albañilería reforzada	Falla vaciamiento en dirección negativa N60°E
24	5.30	Centro Formación Técnica Barros Arana (Barros Arana / Serrano)	Concepción	Edificio antiguo albañilería reforzada	Falla vaciamiento en dirección negativa N60°E

ITEM	Nº FIGURA	NOMBRE DE ESTRUCTURA	COMUNA	TIPO	DIRECCIÓN DEL DAÑO APROXIMADA DELDAÑO.
25	5.31	Sede Democracia Cristiana. en calle Colo Colo - Concepción	Concepción	Edificio antiguo albañilería reforzada	Falla vaciamiento en dirección negativa N60°E
26	5.32	Sector Camilo Henríquez con Lientur	Concepción	Muros albañilería reforzada	Falla vaciamiento en dirección N60°E
27	5.33	Techo Mall Plaza El Trébol	Talcahuano.	Estructura secundaria techo	Traza deformación techo dirección Este-Oeste
28	5.34	Edificio Olas	San Pedro de la Paz	Edificio muros	Falla por corte diagonal en muros según esta dirección Este-Oeste.
29	5.35	Edificio Alto Huerto	San Pedro de la Paz	Edificio muros	Falla por corte diagonal en muros según dirección N60°E.
30	5.36	Torre Bosquemar	San Pedro de la Paz	Edificio muros de hormigon armado (2006)	Fallas estructurales y asentamiento terreno dirección Este-Oeste.
31	5.37	Edificio Pedro de Valdivia	Concepción	Edificio muros de hormigón armado	Falla en dirección N60°E por caja de escalas que actuó como acoplamiento. No eran intencionalmente estructurales
32	5.38	Arturo Prat 88, Talcahuano	Talcahuano.	Edificio marcos hormigón	Dirección dominante de la Falla N60°E. Fallas por columna corta
33	5.39	Av. Cristóbal Colon 2450, Talcahuano	Talcahuano.	Edificio muros	Dirección dominante de la Falla aproximadamente N60°E. Fallas por columna corta.
34	5.41	Puente Juan Pablo II	Concepción	Puentes Hormigón. Vigas simplemente apoyadas	N45°E. Falla por corte en columna costanera orilla Concepción. Ondulación longitudinal
35	5.42 y 5.43	Puente Viejo	Concepción	Puentes Hormigón. Vigas simplemente apoyadas	Caída de tableros en sentido longitudinal N60°E
36	5.44	Puente Llacolén	Concepción	Puentes Hormigón. Vigas simplemente apoyadas	Caída de primer tablero en la costanera de Concepción, en sentido longitudinal N60°E.
37	5.45	Puente La Mochita	Concepción	Puentes Hormigón. Vigas simplemente apoyadas	Desplazamiento lateral en dirección N60°E.

ITEM	Nº FIGURA	NOMBRE DE ESTRUCTURA	COMUNA	TIPO	DIRECCIÓN DEL DAÑO APROXIMADA DEL DAÑO.
38	5.46	Paso Superior Arturo Prat	Concepción	Puentes Hormigón. Vigas simplemente apoyadas	Desplazamiento lateral N60°E.
39	5.47	Daños línea férrea	Concepción	Acero	Curvatura en "S" debido a onda Love en sentido Este-Oeste
40	5.49	Estanque T-6020. Enap	Hualpén	Estanque acero. Almacenamiento de petróleo	N60°E. "Sloshing" principal
41	5.50	Estanque T-3000. Enap	Hualpén	Estanque acero. Almacenamiento de petróleo	N60°E. "Sloshing" principal
42	5.51	Estanque T-30xx. Enap	Hualpén	Estanque acero. Almacenamiento de petróleo	N60°E. "Sloshing" principal
43	5.52	Torre aerorefrigeración Enap.	Hualpén	Estructura resistente de madera	N75°E. Desplome principal
44	5.53 y 5.54	Estanque Petrobras, San Vicente	Talcahuano.	Estanque acero. Almacenamiento de agua	Giro de la fundación pandeo manto en sentido negativo de la N75°E.
45	5.55	Silo Molino Coronel	Coronel	Silo planchas corrugadas	N60°E. Falla manto y caída
46	5.56	Cementos Bio-Bio	Talcahuano.	Chimenea y Equipo de proceso. Acero	N60°E. Desplome de estructuras
47	5.57	Estanques Vidrios Lirquén	Lirquén	Estructura de marcos de hormigón.	S75°E. Desplome de la estructura
48	5.58	Planta Nueva Aldea ARAUCO.	Ránquil	Desplome de material paquetizado	N60°E. Desplome de Pallet

Como se puede apreciar del resultado de la Tabla 5.1 de las cuarenta y ocho estructuras, el daño de estas es muy cercano a la dirección N60°E en treinta y ocho de ellas. Para el resto de las estructuras se mantiene una dirección oriente-poniente preferente para el daño provocado por el sismo, esto último dado en la mayoría de los casos por la orientación de los ejes resistentes de la éstas que refleja el daño según éstos. Todos estos daños son compatibles con la directividad energética contenida en el Pulso 1 de la fuente sísmica de la asperza sur del terremoto de El Maule.

5.3 Requerimientos normativos por pulso y directividad

La sección anterior evidencia la importancia del efecto de la directividad en el daño observado en la provincia de Concepción, lo que da cuenta de que existe algún aspecto esencial de la demanda sísmica que no se está incorporado en la seguridad de la normativa actual tanto nacional como internacional.

En el marco de la ingeniería sísmica, el gran desafío es proporcionar estructuras confiables que resistan los movimientos del suelo inducido por los terremotos, los que producen grandes esfuerzos de corta duración que deben ser absorbidos por la estructura sin causar su colapso. Actualmente se agrega la necesidad de que sean resilientes, dadas las necesidades de la sociedad que no acepta que sus viviendas queden dañadas como postulan las normas.

Los conceptos básicos de los códigos sísmicos de hoy nacieron hace más de 100 años Italia, cuando el conocimiento sobre las acciones sísmicas y la respuesta estructural eran bastante limitados por falta de antecedentes, pero hoy han avanzado los nuevos campos multidisciplinarios de sismología e ingeniería sísmica. En ingeniería sísmica está claro que los principales esfuerzos de los investigadores se han dirigido a desarrollos del análisis de la respuesta estructural. Por lo tanto, la respuesta estructural puede predecirse con bastante confianza, pero estos logros permanecen sin efecto real si la evaluación de las acciones sísmicas usadas como entrada son incorrectas o precisas. De hecho, la predicción como se moverá el suelo aún está lejos de tener un nivel satisfactorio debido a la complejidad de los fenómenos involucrados en un evento sísmico. Esta observación puede confirmarse después de la ocurrencia de cada terremoto importante, cuando aparecen más y nuevas lecciones no consideradas “in situ”.

Un ejemplo de lo expresado en el párrafo anterior es el registro del sismo de El Maule de 2010, el que dejó lecciones importantes. Por una parte, está el espectro de dos peak en el registro de Concepción Centro, en el que se puede apreciar claramente un peak alrededor de los 2.1 segundos correspondiente a las vibraciones libres del suelo. Pero existe además un segundo peak entre los periodos de 0.3 y 0.7 segundos, debido a la interacción de las ondas asociadas a la fuente sísmica y la respuesta de modos superiores del suelo (2^{do} y 3^{er} modos de vibrar). Otra lección importante es que los sismos de subducción también poseen efectos de pulso y de directividad similares a los corticales de campo cercano, demostrado por Sandoval y Saragoni [47], así como en el presente trabajo. Se puede agregar también la contribución de la propagación oceánica, los bucles en desplazamientos y modos de vibrar de la onda Love.

Por lo tanto, es imprescindible incluir estas variables en el modelamiento del movimiento del suelo para la reducción de incertidumbres en el diseño sísmico estructural. El concepto de amplificación sísmica ha sido considerado mediante el Decreto Supremo 61 de 2011, y está siendo mejorada en la nueva versión de la norma NCh 433, actualmente en revisión. El efecto de la directividad por cercanía a la fuente sísmica es un aspecto no cubierto por la normativa actual.

Un aspecto que relaciona una correcta introducción de la demanda sísmica, y la respuesta que la estructura es la ductilidad. Las disposiciones de los códigos aún contienen limitaciones al establecer las demandas de ductilidad. Las disposiciones del código solo se refieren a algunos requisitos constructivos como: material, propiedades de la sección, elemento y ubicación en la estructura, a fin de obtener una ductilidad satisfactoria. Estos parámetros se basan para estructuras de acero en los ensayos de conexiones realizadas por SAC después de las innumerables fallas observadas durante el terremoto de Northridge [68] a [70]. Se acepta entonces que los miembros y las conexiones deben ser capaces de desarrollar una capacidad mínima de rotación plástica del orden de 0.025 a 0.030 radianes según FEMA [72] a [73]. Estos valores fueron adoptados por muchos

otros códigos, con algunas modificaciones producto de investigaciones más actuales. Pero aún surgen dudas importantes con respecto a estos ensayos, los que se realizan mediante procedimientos cuasi estáticos, con un historial de desplazamiento creciente y con un número considerable de ciclos hasta la falla de la conexión. ¿Pueden estos ensayos interpretar correctamente las características de la respuesta estructural a las acciones dinámicas del suelo desarrolladas en sitios que reciben el pulso de la fuente? Es bien sabido que las velocidades del pulso pueden ser tan altas, de fracciones de segundo, que no se pueden modelar en el laboratorio.

Muchos ensayos demuestran que la velocidad de aplicación de la carga afecta fuertemente el módulo de fluencia y rotura del acero, también haciendo que la relación entre éstas se acerque a la unidad [74]. Estas cargas de fluencia aumentan para velocidades de aplicación de la carga del orden de diez segundos para una deformación unitaria dada, aumentando rápidamente para velocidades de aplicación bajo un segundo para la misma deformación unitaria. El efecto de esto es que la estructura obtiene más resistencia elástica, es decir disminuye su ductilidad y con ello se reduce su capacidad de disipación de energía inelástica. Para estructuras sometidas a cargas sísmicas tipo pulso, se debe tener especial cuidado en cómo se suministra ductilidad adicional que requiere la velocidad de carga. Por lo tanto, los códigos deben indicar la ductilidad explícita y demandas de rotura para el estado límite último en función del tipo de terremoto.

Para una correcta caracterización debe incorporarse en la normativa parámetros que permitan tener en cuenta el efecto de campo cercano y directividad, los que no son despreciables en los terremotos subductivos como el caso de El Maule 2010. Se debe reconocer la existencia de pulsos intrínsecos a la física del mecanismo del terremoto, y en la medida de lo posible caracterizarlos. No se deben despreciar los componentes verticales, dado que son parte componente del efecto retrogrado de la onda Rayleigh, que acopla las demandas horizontales y verticales y que demuestra viajar polarizada en el área estudiada, y produce una fuerte sollicitación en dicha dirección.

Por supuesto que se deben tener en cuenta los efectos de amplificación de suelo y la duración del terremoto, los que tienen una gran influencia en el daño de la estructura y el tipo de colapso. La señal de la fuente puede ser amplificados por el sitio, así como someter a largas repeticiones o ciclos a una estructura dañada inicialmente; tal como lo sugiere lo ocurrido en el colapso del icónico edificio “Alto Río”.

5.4 Conclusiones

Las imágenes de estructuras, de diversa índole y materialidad, mostradas en este capítulo dan evidencia de la existencia de una dirección dominante N60°E en los daños producidos por el sismo en el área metropolitana de Concepción el 27 de febrero de 2010, y que esta dirección tiene una correlación muy próxima con la de la subducción. Por lo tanto, se concluye que el pulso sísmico que proveniente de la aspereza sur, cercana al epicentro, en el sismo de El Maule es la causa energética que produce la marcada directividad en el daño para los terremotos de origen subductivo que han afectado dicha zona en 1835 y 2010, pues el daño tiene la misma dirección que la reportada por Darwin [2].

Como queda demostrado por las imágenes, los daños no son consecuencia de la ubicación del eje débil de la estructura. Más bien se deben a la existencia de alguna debilidad en esa orientación específica, como queda demostrado en: estructuras de simetría polar, estructuras con fallas en su eje fuerte, estructuras altas o bajas, estructura de suelo, línea férrea, etc. Esta debilidad puede ser por concentración de tensiones, mal detallado de refuerzos, defectos constructivos, etc.

Dado que muchas de las estructuras fueron construidas según la norma NCh433 Of.96, con un espectro que describe correctamente los terremotos de fuente subductiva, no se esperaban graves daños o colapsos. Por lo tanto, existe un efecto que el espectro no es capaz de reproducir para estructuras cercanas a la fuente sísmica, aspereza dominante, y los efectos en la directividad que esta produce. El espectro actual de la norma se basa en la respuesta de los modos de vibrar de la estructura, mientras que la velocidad y polarización de la onda Love no da tiempo a este tipo de respuesta; por lo que se debe estudiar la propagación de onda al interior de la estructura.

Se debe incluir, por lo menos, un factor que agregue el efecto del pulso y los bucles detectados en este estudio en la demanda; mientras se logra caracterizar de manera más completa el fenómeno en Chile. En otras palabras, caracterizar como se modifican las aceleraciones, velocidades y desplazamientos, llevados todos estos a nivel nacional. Este es el camino de coeficientes, y mejor caracterización es el que están tomando normativas en Estados Unidos [75] [76] y Nueva Zelanda [77], los que buscan incluir el efecto de directividad de fallas geológicas cercanas en la demanda sísmica. Cabe señalar que en estos últimos no se describen en absolutos propagaciones oceánicas de la señal sísmica, o los bucles detectados en los registros de Concepción Centro y San Pedro de la Paz.

Por otra parte, para modelar correctamente la respuesta de la estructura ante la existencia de pulsos, se debe tener en cuenta que la gran velocidad de entrada de energía implica que la estructura tendrá menos ductilidad disponible, pues disipa menos en el rango inelástico. Por lo tanto, se tendrá que suministrar un detallado más cuidadosos que permita alcanzar ductilidad objetivo, o bien suministrar ductilidad con dispositivos.

Como se mencionó en el párrafo anterior se precisa de instrumentos sismológicos con una mayor resolución, mayor rango de frecuencias, y en una malla o distribución más densa. Esta permitirá caracterizar de mejor manera las asperezas y sus efectos en la liberación de energía que afecta a las estructuras ubicadas en su entorno.

CAPÍTULO 6. CONCLUSIONES

Tal y como lo registro Darwin en 1835, *“Las paredes de las casas en esta última dirección [Noroeste al Norte] resistieron verdaderamente mejor las sacudidas que las situadas en las otras; la mayor parte de las masas de ladrillos se desplomaron en dirección Nordeste...”*, se encuentra en este trabajo demostración clara de mayor daño en una dirección N60°E para el sismo de El Maule de 2010. Dirección por lo demás muy cercana a la descrita por Darwin como Noroeste al Norte, lo que corresponde a N67.5°E.

El modelo estructural del canopy se somete al registro sísmico de Concepción Centro obtenido específicamente en su base, por lo que puede ser usada como estructura de control, obteniéndose una respuesta consistente con el registro fotográfico de daños y sus relatos. Este modelo y su respuesta permite identificar con certeza que la señal energética del Pulso 1, proveniente de la aspereza sur del sismo de El Maule, es el detonante de la caída de la estructura del canopy en los primeros 14 segundos del registro en una dirección N60°E.

En los registros sísmicos de Concepción Centro y San Pedro son identificadas las señales energéticas contenidas en el registro tanto en temporalidad y causalidad en una dirección N60°E. Es claramente identificable la señal de la aspereza sur cercana al epicentro en ambos registros, la que es súbita y energética. Tan solo el registro del Pulso 1 es necesario para reproducir el primer peak del espectro de respuesta de aceleraciones del registro Concepción Centro.

Mediante el uso de la técnica de odograma se establece la directividad del movimiento para los registros de Concepción Centro y San Pedro de la Paz, en una dirección N60°E; la que ocurre en el mismo intervalo de tiempo, la misma dirección, con la misma magnitud desplazamientos y similar relación de aspecto entre los ejes perpendiculares. Este fenómeno puede ser explicado sólo como consecuencia de la fuente sísmica, dado que la respuesta del suelo únicamente modifica marginalmente las magnitudes, así como la forma transversal de los desplazamientos.

Al interior del Pulso 1 son identificados bucles, los que son responsables de la amplitud de las aceleraciones del primer peak, atribuido a la fuente, en el espectro de respuesta de aceleraciones para Concepción Centro. Similar comportamiento ocurre con el Registro de San Pedro de la Paz, pero en este caso el máximo espectral es aportado por el Pulso 2. Se demuestra que estos peaks o máximos espectrales están asociados al tiempo de ocurrencia de los bucles durante los pulsos sísmicos. Se encuentra evidencia que los periodos en que se producen los máximos espectrales no son arbitrarios, estos periodos están más bien asociados o cercanos a los modos de vibrar de la onda Love para el sitio. Estos modos entonces son la respuesta en ondas Love del sitio a la señal de la fuente sísmica, la que trae consigo empaquetada la energía con una directividad N60°E en sus desplazamientos; y por tanto capacidad de producir daño en ella. Se puede inspeccionar o seguir el efecto de los bucles detectados en el odograma del Pulso 1 como causa del daño progresivo del canopy. Fenómenos que ocurren en la dirección N60°E.

En estudios sismológicos se identifica una aspereza sísmica cercana al área epicentral, denominada aspereza sur en este estudio. La distancia a la provincia de Concepción, las señales energéticas (ondas sísmicas) y sus velocidades, son compatibles con el supuesto de directividad.

Se detecta señal de propagación de ondas oceánicas guiadas, propagación que puede tener importantes implicancias para la ingeniería sismorresistente, dado que estas ondas viajan “empaquetadas” en un plano. Por lo tanto, su disipación o pérdida de energía es inversamente a la distancia desde la fuente, y no al cuadrado de esta distancia como se asume, y por tanto la energía

entregada en las estructuras es mayor. Este efecto se ve claramente en la lectura de Pulso 1 de la fuente en los registros de desplazamientos verticales de Concepción Centro y San Pedro de la Paz. Esto requiere claramente mayor investigación para aclarar su real impacto.

Demostrada la directividad en la respuesta de la estructura del canopy, su existencia en el registro sísmico y la existencia de una fuente compatible con esta hipótesis se pasa a buscar evidencia en otras estructuras. Un fenómeno de estas características no puede ser un fenómeno aislado, lo que indica que esta directividad debería manifestarse en más edificaciones y estructuras del área metropolitana de Concepción. Cuando se comparan los resultados del canopy con Alto Río, se evidencia el Pulso 1 como inicio de su degradación estructural que lleva al colapso progresivo. Al extender el campo muestral incluyendo el análisis de estructuras de diversa índole y materialidad, en un área que incluye comunas como: Lirquén, Ranquil Concepción, Talcahuano, Hualpén, San Pedro de la Paz y Coronel; todas éstas dan evidencia clara de la existencia de una dirección dominante, N60°E, en el daño producido. Por lo tanto, se concluye que el pulso sísmico que proviene de la aspereza sur, cercana al epicentro, en el sismo de El Maule es la causa energética que produce la marcada directividad en el daño para los terremotos de origen subductivo que han afectado históricamente dicha zona, y evidenciado en los registros de 1835 y 2010.

También es identificada la fase de vibraciones libres del suelo, esto es la respuesta del depósito de suelo en el sitio de las estaciones sismográficas, demostrándose, no tiene efecto significativo sobre la estructura del Canopy o el edificio “Alto Río”. Este evento de vibración es también causado o amplificado por la llegada del pulso sísmico.

Recomendaciones,

Dado que muchas de las estructuras fueron construidas según la norma NCh433 Of.96, con un espectro que describe correctamente los terremotos de fuente subductiva, no debieron existir graves daños o colapsos. Dado que muchos de los edificios con daño fueron diseñados con el espectro de la norma, el que es consistente con el espectro de respuesta de Concepción Centro y San Pedro de la Paz, en este trabajo muestra las limitaciones del análisis espectral usual en la práctica profesional y normativa. Este método muestra deficiencias para capturar el aspecto temporal de la demanda, como la existencia de pulsos y los efectos en la directividad que estos producen. Este análisis espectral tampoco refleja con claridad la ductilidad local requerida en los elementos, sobre todo si se tiene en cuenta la manera en que se propaga hacia el interior de la estructura la onda sísmica, tipo pulso, producida en la fuente sísmica cercana. El efecto de directividad no está abordado en nuestra actual normativa, despreciándolo al considerar que los sismos lejanos no la tienen. Por lo que debe ser abordado por la normativa brindando mayor ductilidad a elementos locales e incluir, por lo menos, un factor que agregue este efecto de directividad en la demanda sísmica. Este es el camino que están tomando normativas en Estados Unidos y Nueva Zelanda.

Por otra parte, se hace notar que estructuras de suelo tan distintas en periodo como lo son Concepción Centro y San Pedro de la Paz no fueron capaces de modificar significativamente o eliminar la señal sísmica de la fuente, por lo tanto, tampoco lo hará la estructura de los edificios en la superficie. Se debe investigar si estructuras con aislación sísmica, u otro método de disipación de energía, serían capaces de filtrar esta señal o la propagarían igualmente.

Como se mencionó en el párrafo anterior se precisa de una red más densa de instrumentos sismológicos modernos, los que poseen una mayor resolución o mayor rango de frecuencias en su captura de datos. Esta permitirá caracterizar de mejor manera las asperezas, su física y procesos de liberación de energía, es decir, la señal de la fuente; y no solamente de energía liberada. Así mismo

se requieren mayores estudios para una descripción, de la influencia del trayecto recorrido, especialmente la propagación oceánica detectada. Complementariamente, se debe estudiar la amplificación e influencia de los modos de onda Love en el sitio. Estos estudios y caracterización permitirán evaluar su impacto sobre las estructuras ubicadas en su entorno.

Se debe investigar por qué el daño siempre se ha producido en la dirección N60°E en los terremotos históricos. En otras palabras, con una mejor caracterización de la fuente sísmica, el viaje de la señal y las características del sitio, estudiar la propagación de pulsos y bucles hacia el interior de la estructura que produce daño. Para esto se debe contar también con mejores modelos computacionales de las estructuras, que permitan la propagación de ondas hacia su interior, así como que representen adecuadamente la ductilidad disponible para esas velocidades de propagación.

BIBLIOGRAFIA

1. Blume J. 1963. A structural-dynamic analysis of steel plant structures subjected to the May 1960 Chilean earthquakes Bulletin of the Seismological Society of America () 53 (2): 439–480
2. Darwin Ch. March 4 th, 1835. The Voyage of the Beagle (Journal of Researches into the Natural History and Geology of the Countries Visited During the Vooyage of HMS Beagle Round the World, under the Command of Captain Fitz Roy, RN), June 1845.
3. Westenenk B. 2011. Response of reinforced concrete buildings in Concepcion during the Maule Earthquake”: Thesis submitted to the Office of Research and Graduate Studies in partial fulfillment of the requirements for the Degree of Master of Science in Engineering. Universidad Católica de Chile.
4. Medina F. 2014. Seismic and tsunami risk map for Chile. New model to evaluate the seismic risk in Chile. FME Engineering. Chile Insurance Day. Miami, Florida, USA.
5. Duhart E., Goycoolea R. 1965. Ampliación Colegio Inmaculada Concepción. Planos de Arquitectura.
6. Libros de graduación, 1978 y 1980. Colegio Inmaculada Concepción. Edición interna.
7. Libro 90 años del Externado Colegio Inmaculada Concepción. 1989. Edición interna.
8. Cuevas E. 2018. Comunicación personal.
9. Sáez S. 2018. Comunicación personal.
10. Penelis G. Concrete Buildings in Seismic Regions. CRC Press Taylor & Francis Group. International Standard Book Number-13: 978-1-4822-4696-4
11. Ramos R. y Saragoni R. 2019. Análisis del colapso olvidado de la estructura de hormigón armado del casino del Colegio Inmaculada Concepción para el terremoto de El Maule 2010. ACHISINA 2019
12. INN. 1957. NCh 429 - Hormigón armado – Parte 1.
13. INN. 1961. NCh 430 - Hormigón armado – II Parte.
14. INN. NCh 3389:2020 Estructuras - Intervención en Construcciones Patrimoniales y Edificaciones Existentes - Requisitos del Proyecto Estructural.
15. ASCE. 2013. ASCE41-13 Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings.
16. INN. 1977. NCh 204.Of77 Acero - Barras laminadas en caliente para hormigón armado.
17. Vivallos J., Ramírez P., Fonseca A. 2010. Microzonificación Sísmica de la Ciudad de Concepción. Región del Bio-Bío. Carta Geológica de Chile Subdirección Nacional de Geología.
18. Poblete M. 1967. Subsuelo del centro de Concepción en relación con el diseño antisísmico. Memoria de Titulo para ingeniería Civil, Universidad de Chile:
19. Leyton F. 2019. Comunicación Personal.

20. Bonelli P., Bonilla K., Boroschek R. 2017. Assessment of Ground Motion and Correlation with Damage In Buildings, 2010 Chile Earthquake 16th World Conference on Earthquake Engineering, Santiago Chile, January 9th to 13th. Paper N° 3614
21. Sandoval M., Saragoni R., Ruiz S. Periodos y Amortiguamientos Viscosos del Suelo de Concepción Estimados de los Acelerogramas del Terremoto de El Maule, Chile 2010. Congreso Chileno de Geotecnia, Valdivia. Diciembre de 2016
22. Boroschek R., Yañes F., Bejarano I., Molnar Sh., Torres A. Caracterización Geotécnica Estaciones de Acelerografos de la Universidad de Chile. IDIEM. Abril 2012.
23. Soto P. 2018. Comunicación personal.
24. Boroschek R., Soto P., León R. 2012. Terremoto Maule. 27 de febrero de 2010 Mw = 8.8. Departamento de Ingeniería Civil, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile.
25. Saragoni R y Ruiz S. 2012. Mw = 8,8 Terremoto en Chile, 27 de febrero 2010. Implicaciones y Nuevos Desafíos de Diseño Sísmico. Departamento de Ingeniería Civil, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile.
26. Aki. K. 1967: Scaling law of seismic spectrum, *J. Geophys. Res.*, 73, 5359-5376.
27. Aki K. 1987: Magnitude-frequency relation for small earthquakes: a clue to the origin of f_{max} of large earthquakes, *J. Geophys. Res.*, 92. 1349-1355.
28. Kanamori. V. and Stewart G. 1978: Seismological aspects of the Guatemala earthquake of February 4, 1976, *J. Geophys. Res.*, 83, 3,427-3,434.
29. Delouis B., Nocquet J.-M., Vallée M. 2010. Slip distribution of the February 27, 2010 Mw= 8.8 Maule Earthquake, central Chile, from static and high-rate GPS, InSAR, and broadband teleseismic data. *Geophysical Research Letters*, 37(17):1–7.
30. Lorito S., Romano F., Atzori S., Tong X., Avallone A., McCloskey J., Cocco M., Boschi E. Piatanesi A. 2011. Limited overlap between the seismic gap and coseismic slip of the great 2010 Chile earthquake. *Nature Geoscience*, 4(3):173–177.
31. Luttrell K., Tong X., Sandwell D., Brooks B., Brevis M. 2011. Estimates of stress drop and crustal tectonic stress from the 27 February 2010 Maule, Chile, earthquake: Implications for fault strength. *Journal of Geophysical Research: Solid Earth*, 116(B11),.
32. Tong X., Sandwell D., Luttrell K., Brooks B., Bevis M., Shimada M., Foster J., Smalley R. Jr., Parra H., Báez J., Blanco M., Kendrick E., Genrich J., Caccamise D. 2010. The 2010 Maule, Chile earthquake: Downdip rupture limit revealed by space geodesy. *Geophysical Research Letters*, 37(24).
33. Vigny C., Socquet A., Peyrat S., Ruegg J., Métois M., Madariaga R., Morvan S., Lancieri M, Lacassin R., Campos J., Carrizo D., Bejar-Pizarro M., Barrientos S., Armijo R., Aranda C., Valderas-Bermejo M.-C., Ortega I., Bondoux F., Baize S., Lyon-Caen H., Pavez A., Vilotte J., Bevis M., Brooks, B., Smalley R., Parra H., Baez J.-C, Blanco M., S. Cimbaro, and Kendrick E. 2011. The 2010 mw 8.8 Maule megathrust earthquake of central Chile, monitored by gps. *Science*, 332(6036):1417–1421.
34. K.D. Koper, A.R. Hutko, T. Lay, and O. 2012. Sufri. Imaging short-period seismic radiation from the 27 February 2010 Chile (MW 8.8) earthquake by back-projection of P, PP, and PKIKP waves. *Journal of Geophysical Research: Solid Earth*, 117(B2).

35. Yue H., Lay T., Rivera L., An C., Vigny C., Tong X., Báez J.C. 2014. Localized fault slip to the trench in the 2010 Maule Chile Mw=8.8 earthquake from joint inversion of high-rate GPS, teleseismic body waves, InSAR, campaign GPS, and tsunami observations. *Journal of Geophysical Research: Solid Earth*, 119(10):7786–7804.
36. Yu-nung. Lin N., Sladen A., Ortega-Culaciati F., Simons M., Avouac J-Ph., Fielding E., Brooks B., Bevis M, Genrich J., Rietbrock A., Vigny C, Smalley R., and Anne Socquet. 2013. Coseismic and postseismic slip associated with the 2010 Maule Earthquake, Chile: Characterizing the Arauco Peninsula barrier effect. *JOURNAL OF GEOPHYSICAL RESEARCH: SOLID EARTH*, VOL. 118, 3142–3159, doi:10.1002/jgrb.50207,
37. Hayes G., Duputel Z., Rivera L., Kanamori H. 2012. W phase source inversion for moderate to large earthquakes (1990–2010). *Geophysical Journal International*, 189(2), 1125-1147.
38. Ruiz S., Madariaga R., Astroza M., Saragoni R., Lancieri M., Vigny C., Campos J. 2012. Short-Period Rupture Process of the 2010 Mw 8.8 Maule Earthquake in Chile. *Earthquake Spectra*, Volume 28, No. S1, pages S1–S18, June 2012, Earthquake Engineering Research Institute
39. Yagi Y., Hirano Sh., Relationship between High-frequency Radiation and Asperity Ruptures, Revealed by Hybrid Back-projection with a Non-planar Fault Model. Ryo Okuwaki. *SCIENTIFIC REPORTS* 4: 7120 | DOI: 10.1038/srep07120
40. Huang Y., Hwang R., Jhuang Y., Lin C. 2017. Rupture features of the 2010 Mw 8.8 Chile earthquake extracted from surface waves. *Earth, Planets and Space*.
41. Bullen. Bolt. *An Introduction to the Theory of Seismology*. 1985. Cambridge University Press.
42. Bormann P., Engdahl B., Kind R. 2012. Seismic Wave Propagation and Earth models. - In: Bormann, P. (Ed.), *New Manual of Seismological Observatory Practice 2 (NMSOP2)*, Potsdam: Deutsches GeoForschungsZentrum GFZ, 1-105.
43. Foti S., Lai C., Rix G., Strobbia C., 2014. *Surface Wave Methods for Near-Surface Site Characterization*. CRC Press. Taylor & Francis Group.
44. Mander J., Priestley M., Park R. 1988. Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete. *Journal of Structural Engineering*, Vol. 114, No. 8, August, 1988.
45. Priestley M., Seible F., Calvi G. *Seismic Design and Retrofit of Bridges*. Wiley Interscience, 1996.
46. ACI 318SUS-14. *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural () y Comentario (ACI 318SUSR-14) (Versión en español y en unidades usuales en USA)*
47. Sandoval M., Saragoni R. 2017. *Análisis de la Demanda Sísmica en el Colapso del Edificio Alto Río, Considerando Propagación de Ondas, Durante el Terremoto del 27 de febrero de 2010. Memoria para optar al título de Ingeniero Civil*. Universidad de Chile.
48. Restrepo J., Conte J., Dunham R., Parker D., Wiesner J., Dechent P. 2017. Detailed Nonlinear FE Pushover Analysis of Alto Rio Building. 16th World Conference on Earthquake Engineering, Santiago Chile, January 9th to 13th 2017. Paper N° 3904.
49. NIST GCR 14-917-25. *Recommendations for Seismic Design of Reinforced Concrete Wall Buildings Based on Studies of the 2010 Maule, Chile Earthquake*. NEHRP Consultants Joint Venture A partnership of the Applied Technology Council and the Consortium of

- Universities for Research in Earthquake Engineering March 2014 U.S. Department of Commerce National Institute of Standards and Technology Engineering Laboratory.
50. Zeynep T., Wallace J. Collapse Assessment of the Alto Rio Building in the 2010 Chile Earthquake. *Earthquake Spectra* December 2014.
 51. Song Ch., Pujol S., Lepage A. EERI. The Collapse of the Alto Río Building during the 27 February 2010 Maule, Chile, Earthquake. *Earthquake Spectra* June 2012.
 52. Alimoradi A., Naeim F. 2010. Did the large coseismic displacement cause the global overturning collapse of the Alto Río Building during the 27 February 2010 offshore Maule, Chile Earthquake? *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 19P. 876 – 884
 53. Zhang P., Conte J., Restrepo J., Ou J. 2017. Detailed Nonlinear Modeling, Pushover and Time History Analysis of Alto Rio Building Using Beam-Truss Model. 16th World Conference on Earthquake Engineering. Paper No. 4571. Santiago, Chile.
 54. Lagos R., Yañez F. 2010. Informe No 644.424-05. Peritaje Estructural Edificio Alto Río. Informe Final. Estudio del Cálculo Estructural - Informe N° 1. Revisión 0
 55. <https://www.24horas.cl/regiones/biobio/declara-cuarto-sobreviviente-del-edificio-alto-rio-237384>
 56. <http://spanish.peopledaily.com.cn/31617/7297005.html>
 57. <https://www.24horas.cl/regiones/biobio/conserje-que-escapo-del-derrumbe-cuenta-ultimos-segundos-del-alto-rio-233756>
 58. Saito T., Kono S., Kusunoki K., Kim Y, Matsui T., Tani M., Hibino Y., Zavala C., GibuP. 2010. Building Damage Investigation of the 2010 Chile Earthquake and Tsunami Disaster.
 59. Valenzuela F., Valenzuela M., Dechent P., Montalva G. 2012. Análisis de la amplificación sísmica en el subsuelo de Concepción. VII Congreso Chileno de Ingeniería Geotécnica Universidad de Concepción.
 60. Rojas F., Naeim F., Lew M., Carpenter L., Youssef N., Saragoni R., Schachter M. Performance of tall buildings in Concepción during the 27 February 2010 moment magnitude 8.8 offshore Maule, Chile earthquake.
 61. Performance of reinforced concrete buildings during the 27 February 2010 Maule (Chile) earthquake | Murat Saatcioglu, Dan Palermo, Ahmed Ghobarah, Denis Mitchell, Rob Simpson, Perry Adebar, Robert Tremblay, Carlos Ventura, and Hanping Hong
 62. Youssef N., Tunick D., Naeim F., Lew M., Carpenter L., Rojas F., Saragoni R., Schachter M. 2011. Performance of the Torre Bosquemar and Olas buildings in San Pedro de la Paz and the Pedro de Valdivia building in Concepción in the 27 February 2010 offshore Maule, Chile earthquake. *The Structural Design of Tall and Special Buildings. Struct. Design Tall Spec. Build.* 20, 65–82.
 63. Chile earthquake of 2010: Assessment of industrial facilities around Concepcion. Published by American Society of Civil Engineers (ASCE)
 64. Geo-engineering Reconnaissance of the 2010 Maule, Chile Earthquake. Report of the NSF Sponsored GEER Association Team
 65. The 2010 Maule, Chile Earthquake: Lessons and Future Challenges - Risk Management Solutions. Risk Management Solutions, Inc. 7075 Gateway Blvd. Newark, CA 94560 USA

66. Hidalgo P. 2010. Experiencia Sismo 27-02-10. Ara Worleyparsons. Estructuras Industriales.
67. Labem Ú. 2011. Seismic design of the Spartek Technology verified with real earthquake in Chile. 9th International Conference Dynamics Of Rigid And Deformable Bodies.
68. SAC 96-01, 1996, Experimental Investigations of Beam-Column Subassemblages, Part 1 and 2, prepared by the SAC Joint Venture for the Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.
69. SAC 96-02, 1996, Connection Test Summaries, prepared by the SAC Joint Venture for the Federal Emergency Management Agency, Report No. FEMA-289, Washington, DC.
70. SAC 96-03, 1997, Interim Guidelines Advisory No. 1 Supplement to FEMA-267 Interim Guidelines, prepared by the SAC Joint Venture for the Federal Emergency Management Agency, Report No. FEMA-267A, Washington, DC.
71. FEMA-267, 1995, Interim Guidelines, Inspection, Evaluation, Repair, Upgrade and Design of Welded Moment Resisting Steel Structures, prepared by the SAC Joint Venture for the Federal Emergency Management Agency, Washington, DC. Superseded by FEMA 350 to 353.
72. FEMA-267A, 1996, Interim Guidelines Advisory No. 1, prepared by the SAC Joint Venture for the Federal Emergency Management Agency, Washington, DC. Superseded by FEMA 350 to 353.
73. FEMA-267B, 1999, Interim Guidelines Advisory No. 2, prepared by the SAC Joint Venture for the Federal Emergency Management Agency, Washington, DC. Superseded by FEMA 350 to 353.
74. Gioncu V. and Mazzolani F. Ductility of Seismic Resistant Steel Structures. Spon Press. 2002.
75. ASCE. 2016. ASCE 7-16. ASCE Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures
76. PEER 2019/03 - Ground-Motion Directivity Modeling for Seismic Hazard Applications (14.6 MB). Donahue J., Stewart J., Gregor N., Bozorgnia Y. Review Panel: Bray J., Mahin S., Idriss I., Graves R, Shantz T.
77. Canterbury Earthquakes Royal Commission. Volume 1: Seismicity, Soils and the Seismic Design of Buildings